廣東交通規劃設計

GUANGDONG COMMUNICATIONS PLANNING AND DESIGN

4
总第172期

2018

技术交流　信息共享

广东省交通规划设计研究院股份有限公司

地　　址：广州市沙河兴华路22号
邮政编码：510507
电　　话：020-3739 3172
传　　真：020-3739 3172
E-mail　：841622401@qq.com
网　　址：www.ghdi.com.cn

准印证号：(粤O)L0150076号

内部资料　免费交流

热烈祝贺梁立农总工程师荣获“2017-2018年度十大桥梁人物”称号

2018年12月15日，由桥梁杂志社主办的“2017-2018年度十大桥梁人物”颁奖仪式在深圳举行，梁立农总工获得“2017-2018年度十大桥梁人物”称号并受到表彰。

交通运输部周伟总工程师致辞

交通运输部原总工程师凤懋润为梁立农总工宣读颁奖辞

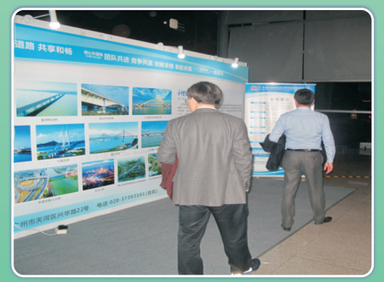
杨永斌院士为梁立农总工颁奖

颁奖辞

珠江水域的水网密布，让百姓对桥充满了期盼；
河流险滩的交错纵横，激发了建桥人的使命担当。
梁立农，立农为本，建桥为民。
30年孜孜以求，30年全力以赴，心无旁骛，他将激情留在桥上，精雕细琢，他把责任长系心中。
他是无数建桥人中的一个，但正是这样的桥梁人，才铸就了桥梁大国之脊梁。

2018年12月15-16日，2018年桥梁发展科技创新大会暨改革开放40周年创新成就展在深圳举行。

交通运输部科技司司长庞松开幕致辞


黄湛军总经理、梁立农总工视察公司展位

梁立农总工程师作“桥梁创新实践与体会”主题演讲

技术质量部于9月21日召开“广深高速公路扩建工程前期研究工作大纲”公司级评审会议。

会议由梁志勇副总工程师主持

项目组人员向专家介绍设计情况

与会专家讨论相关方案

技术质量部于9月29日召开“江门市银洲湖高速公路工程初步设计、国道G205线河源市热水至埔前段改线工程初步设计”公司级设计评审会议。

项目组人员向专家介绍设计情况

与会专家听取技术方案汇报

与会专家与项目组人员积极探讨

技术质量部于11月15日召开“沈阳至海口国家高速公路汕尾陆丰至深圳龙岗段改扩建项目SJT1合同段施工图阶段桥涵、路基路面通用图”公司级设计评审会议。

会议由彭向荣首席副总工主持

项目组人员向专家介绍设计情况

与会专家为完善设计献计献策

2018年12月5日，由公司刘吉福副总工带队，技术质量部组织部分技术人员参加了珠海鹤港高速3标加芯搅拌桩软基施工技术交流活动。

刘吉福副总工讲解相关工艺

观摩相关工艺流程

与项目部相关人员展开交流

广东交通规划设计

（每季出版）

2018 年 12 月 30 日印刷

2018 年第 4 期

（总第 172 期）

内部资料　免费交流

准印证号：（粤 O）L0150076 号

编辑委员会

主　任： 黄湛军

副主任： 梁立农　王　强

委　员： 谢伟强　彭向荣　陈潮锐
孙向东　王景奇　陈新富
梁志勇　刘吉福

主　　编： 梁立农

副 主 编： 王　强

责任编辑： 刘祥兴

编　　辑： 《广东交通规划设计》编辑部

编印单位： 广东省交通规划设计研究院股份有限公司

地　　址： 广州市沙河兴华路 22 号

邮政编码： 510507

电　　话： 020－37393172

传　　真： 020－37393172

E－mail：841622401@qq.com

发送对象： 公司及行业内部

本期印刷数量： 600 本

印刷单位： 广州市艺彩印务有限公司

封面封底： 汕（头）湛（江）高速公路云浮至湛江段及支线工程

目　　次

桥梁工程

钢混组合结构在东涌立交桥中的应用
…… 万志勇，徐德志，梁立农，杜　磊（1）

大跨度斜拉桥轻型组合桥面方案设计与仿真分析
…… 盛　捷（4）

梅江大桥双薄壁墩连续刚构箱梁结构设计及计算分析
…… 刘海龙（8）

岩土工程

附加应力法计算刚性桩复合地基路基沉降
…… 刘吉福，郑　刚，龚晓南（12）

花岗岩地区深埋长大隧道工程勘察关键技术研究
——以粤东地区某隧道工程为例
…… 李红中，张修杰，马占武（20）

隧道工程

运营公路隧道常见病害成因及其处理
…… 许　越（31）

交通工程

高速公路 X 射线快速通道检测系统浅析 …… 姚　杰（35）

检测工程

混凝土桥梁火灾后技术状况检测评定研究
…… 姚响宇（39）

信息专栏

中国测绘学会 2018 年学术年会报道 ……（45）

大跨隧道修筑技术及建设管理专题研讨会报道 ……（45）

第四届全国绿色公路技术交流会暨环境与可持续发展分会 2018 年学术年会报道 ……（46）

2018 年五省一市二区路桥技术交流会报道 ……（47）

2018 波纹钢腹板桥梁关键技术交流会报道 ……（48）

推动智能网联交通系统建设，引领车路协同自动驾驶创新
——首届车路协同自动驾驶国际论坛报道 ……（49）

2018 年全国桥梁学术会议报道 ……（51）

2018 桥梁发展科技创新大会报道 ……（52）

钢混组合结构在东涌立交桥中的应用

万志勇,徐德志,梁立农,杜　磊
(广东省交通规划设计研究院股份有限公司, 广州 510507)

摘　要: 钢混组合结构不仅能充分发挥钢与混凝土两种材料的优势,在施工上还有混凝土结构所不具备的灵活性。在虎门二桥东涌立交跨线桥建设中,通过采用不同类型的钢混组合结构,充分展现了它的优势,成功地解决了建设条件异常复杂的施工难题。

关键词: 钢混组合结构;立交桥;应用

0　概况

虎门二桥工程起点处的东涌立交为大型枢纽立交,项目主线对接南二环高速并与京珠高速立体交叉,先期已实施 8 条匝道中的 4 条,本项目需实施跨越京珠高速的主线及剩余的 4 条匝道。平面情况如图 1 所示:

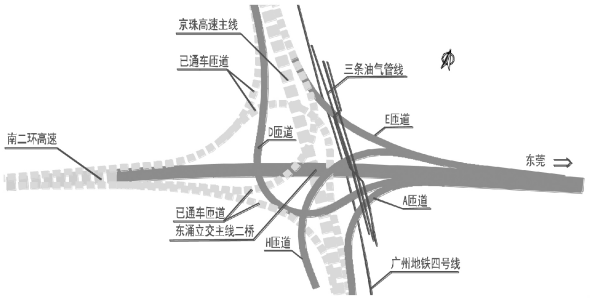


图 1

该立交原为一次设计分期实施,但后期项目建设条件发生了改变,使得建设条件极为复杂:新建部分需跨越已通车的京珠高速及 4 条匝道,同时立交范围内有一条地铁线、一条高铁线、3 条油气干管、多处高压电线,加上该区域内软土深厚,给项目的实施造成了极大困难。为处理不同位置的具体难点,设计上采用了多种类型的钢混组合结构桥梁,这些方案取得了良好的效益,对其它类似工程也将具有重要参考价值。

1　主线跨线桥钢混组合结构

1.1　实施难点与方案分析

东涌立交主线二桥 21# ~25#墩为多跨连续刚构,先后跨越广珠北线、东涌立交 C 匝道桥(已通车)、地铁四号线及三条油气管线。上部结构跨径组合为:左幅 25.5 +49.5 +44.035 +57 +41 m;右幅 31.5 +49.5 +45.674 +66 +54 m。采用预应力混凝土变截面 5 跨连续刚构,下部采用板式墩。

上部箱梁原计划采用挂篮悬浇施工。但跨越已通车的 C 匝道桥处,主线桥标高受到其上已通车的 G 匝道限制,净空预留最小为 5.29 m。若采用挂篮悬浇,C 匝道桥通行净空不足 5 m,从安全考虑需封闭交通,这将对通行及收费造成较大负面影响。情况详见图 2:

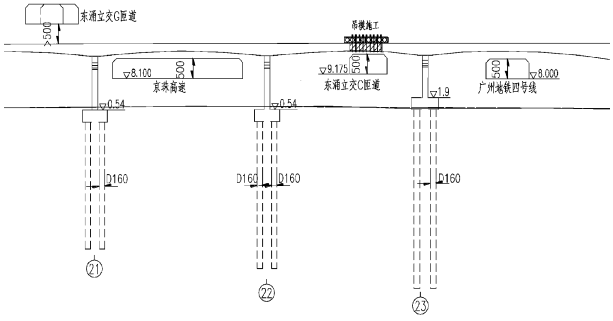


图 2

经分析研究将 C 匝道上方的主梁改为钢混组合结构,并采用一种创新的施工方案来解决净空问题。该方案利用贝雷梁架设在已施工完成的梁段上,通过吊杆吊住兼做外模板功能的钢壳,再在钢壳内按常规悬浇方案分段施工梁段,详见图 3。该方案在施工时几乎不需占用额外净空。

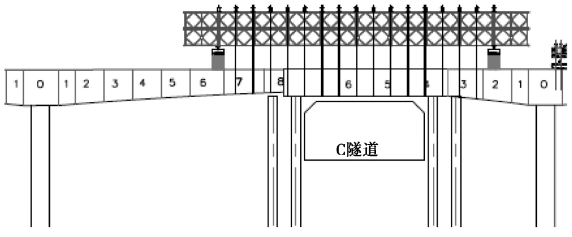


图 3

1.2　组合结构设计

C 匝道上方的钢混组合结构主梁设计，钢结构部分采用与混凝土梁外侧面一致的钢壳，该钢壳也是梁段浇筑时的模板，在钢壳内按常规方法施工混凝土节段梁。钢壳采用 8 mm 面板及间距 50 m 的纵横向 PBL 板加劲肋构成，为保持钢壳的稳定同时便于吊装，在钢壳内设置临时钢桁架。结构大样如图 4 所示：

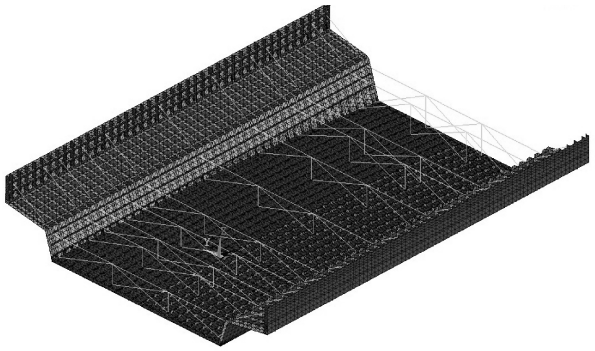


图 4

为避免钢壳约束悬浇预应力混凝土轴向变形，钢壳在合龙段附近设置两个栓接段面，在悬吊状态下分离为三段，使得主梁在悬臂浇注过程中仍处于轴向自由变形状态，与常规悬浇梁受力相同，合龙时在钢壳内拧紧拼接螺栓然后浇筑混凝土，如此可保障悬浇梁段的受力性能。

2　A 匝道桥钢混组合结构

2.1　实施难点与方案分析

东涌立交 A 匝道桥跨越地铁 4 号线及 3 条油气管线，原计划采用预应力混凝土连续刚构，施工采用挂篮悬浇。但墩顶 0#块及悬浇期间净空不满足要求，因此改用钢混组合结构，等截面的钢箱梁加组合桥面板。施工难点在于地铁 4 号线上方施工窗口期有限，软土地基加上 3 条油气管线并列，临时支架难以设置，最终选用了顶推施工方案。先在临近桥跨的支架上组拼钢箱梁，然后通过限位滑道顶推就位。该桥桥跨为 2 ×46 m，桥型立面及平面如图 5 所示。

2.2　组合结构设计

组合钢箱梁的钢结构部分采用传统钢箱梁构造，单箱双室，为避免钢桥面铺装问题，设置 12 cm 混凝土组合桥面板，断面构造见图 6。

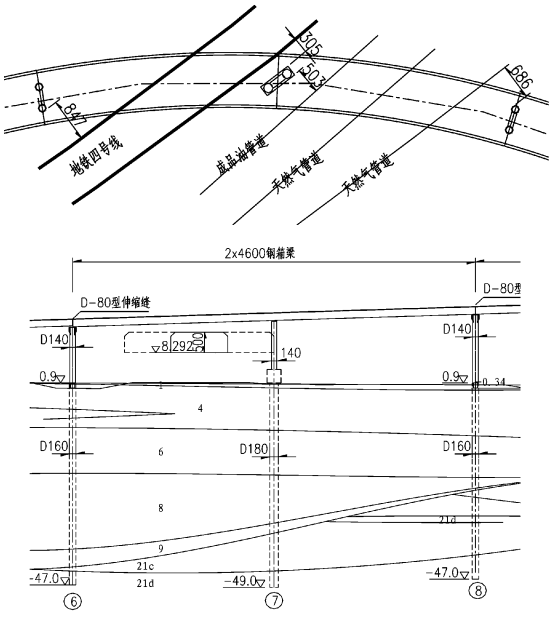


图 5

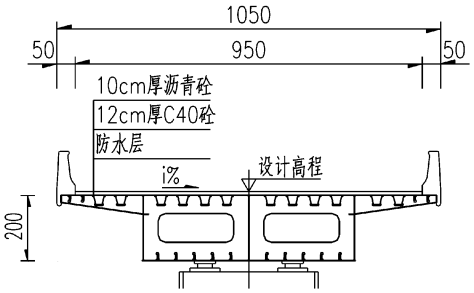


图 6

3　D 匝道桥钢混组合结构

3.1　实施难点与方案分析

东涌立交 D 匝道桥上跨已通车 G 匝道桥处，桥梁高度达 30 m，原计划采用 3 ×32.4 m 跨径的预应力混凝土现浇连续刚构箱梁，但该处软基深厚、支架高、G 匝道桥尚在运营，施工周期长风险大。桥跨布置见图 7：

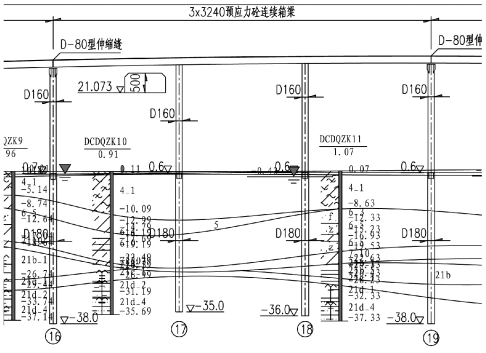


图 7

经分析比选,该处改用 3 ×32.4 m 钢箱组合连续箱梁,施工时采用吊车分片分段吊装钢主梁,而后无支架现浇组合混凝土桥面板,避免了高支架风险。

3.2　组合结构设计

D 匝道桥 3 ×32.4 m 连续钢箱组合梁上部结构采用分离式双箱断面,便于吊装施工。单个钢箱宽 2.1 m,高 1.5 m。钢箱梁顶板厚度 16 ~44 mm,底板厚度 16 ~44 mm,腹板厚度 12 ~16 mm,顶面设置 25 ~45 cm 厚现浇组合桥面板,按先跨中后墩顶的顺序分段浇筑。箱梁断面如图 8 所示:

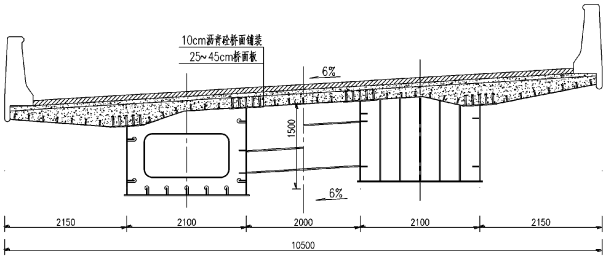


图 8

4　E 匝道桥钢混组合结构

4.1　实施难点与方案分析

东涌立交 E 匝道桥 17# ~19#墩以小角度跨越地铁 4 号线及 3 条油气管线,接已建成通车的 G 匝道桥 19#墩处分岔口,桥跨采用 2 ×38 m。桥型平面及立面见图 9:

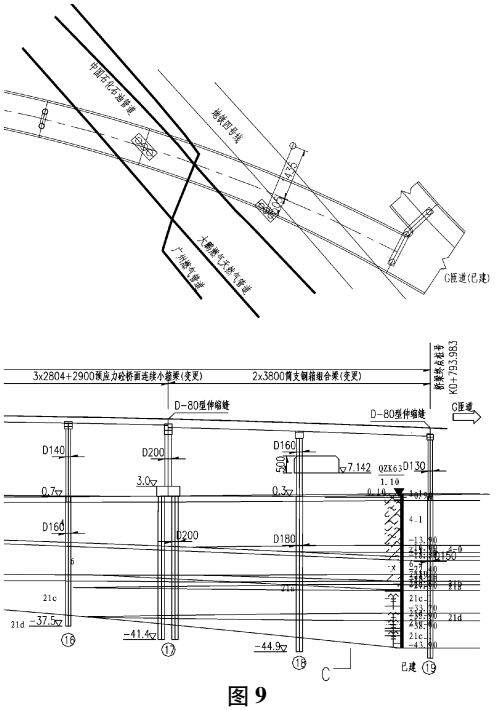


图 9

受地物限制该处采用了 2 ×38 m 跨径,上部结构如采用预制混凝土结构,不仅吊装重量大风险高,且已建成的 19#墩尺寸偏小难以满足受力需要。经分析采用 3 片预制组合钢箱梁,与该桥前段的预制混凝土小箱梁一样采用架桥机架设。先行架设钢主梁,然后现浇混凝土桥面板。如此,吊装重量小风险低,架设方案前后一致,且 19#桥墩可满足受力要求。

4.2　组合结构设计

E 匝道桥 2 ×38 m 连续组合钢箱梁横向分为三个箱室。钢箱部分预制后分片分跨架设就位,顶面设置 25 cm 厚现浇混凝土组合桥面板。单个钢箱顶宽 3.19 m,底宽 1.6 m,高 2.0 m。钢箱梁顶板厚度 16 ~24 mm,底板厚度为 16 ~36 mm,腹板厚度 12 ~20 mm。断面构造如图 10 所示:

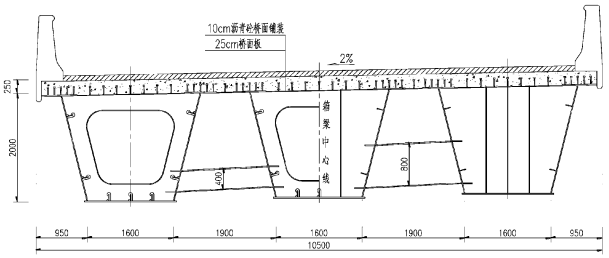


图 10

5　结束语

钢混组合结构不仅能充分发挥钢与混凝土两种材料的优势,在施工上还有混凝土结构所不具备的灵活性。在虎门二桥东涌立交跨线桥建设中,通过采用不同类型的钢混组合结构,充分展现了它的优势,成功地解决了建设条件异常复杂的施工难题,取得了良好的经济效益,对其它类似工程也将具有重要参考价值。

参考文献:

[1] 公路钢混组合桥梁设计与施工规范. 人民交通出版社股份有限公司,2015.

[2] 公路钢结构桥梁设计规范. 人民交通出版社股份有限公司,2015.

[3] 刘玉擎. 组合结构桥梁. 人民交通出版社,2005.

[4] 邵长宇. 梁式组合结构桥梁. 中国建筑工业出版社,2015.

大跨度斜拉桥轻型组合桥面方案设计与仿真分析

盛　捷

（广东省交通规划设计研究院股份有限公司，广州 510507）

摘　要：针对该某大跨度正交异性板钢箱梁斜拉桥桥面整体刚度不足的特点，设计有针对性的提出采用钢－STC 轻型组合桥面方案对该斜拉桥钢桥面进行维修加固。本文对轻型组合桥面方案全桥整体模型和梁段局部模型进行了验算，钢箱梁局部构造细节应力最大降幅达 84.6%，计算结果表明，钢－STC 轻型组合桥面对原钢桥面受力改善显著，该方案能从根本上解决钢桥面开裂问题。

关键词：钢桥面铺装；轻型组合桥面；应力幅；维修

1　工程背景

1.1　工程概况

某斜拉桥是一座大跨度正交异性板加劲钢箱梁与 PC 箱梁混合结构半悬浮弹性体系斜拉桥，长 906 m（其中钢箱梁部分长 718 m），主跨 518 m，主塔塔身高 148 m，跨径组成为：2×47 m（PC 箱梁）+100 m（钢箱梁）+518 m（钢箱梁）+100 m（钢箱梁）+2×47 m（PC 箱梁），见图 1，桥面总宽 30.35 m。钢箱梁节段间用螺栓连接，钢箱梁标准段长度每节为 12 m。钢箱梁顶板厚度 12 mm，U 形加劲肋间距 600 mm，厚度 8 mm，横隔板间距 3 m，横隔梁间距 6 m，属于我国早期 10 余座大跨径钢箱梁桥的典型代表之一。

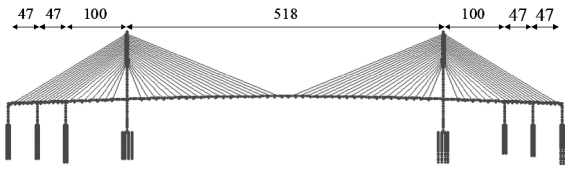


图 1　大桥立面图（单位：m）

近年来，该斜拉桥的钢桥面铺装表面出现严重车辙、推移，并伴随诸多裂缝，局部出现坑槽、泛油等病害。虽然桥梁养护单位已对桥面进行局部维修，但维修后的路面效果不佳，病害无法得以根除，而且大部分维修路段再次出现病害，极大影响了车辆的正常运行。

为此，针对该斜拉桥桥面整体刚度不足、交通量大、重车及超载重车多、桥面纵坡大、钢桥面温度高等特点，设计采用钢－STC 轻型组合桥面方案对该斜拉桥钢桥面进行维修加固。

2　方案设计

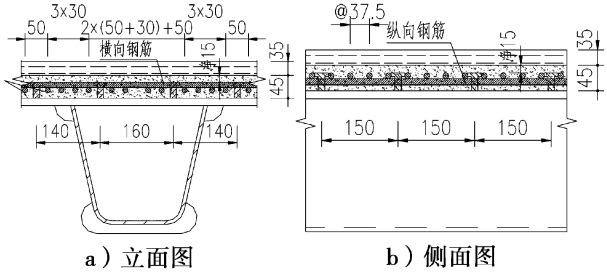
设计采用铺装方案：SMA＋STC 轻型组合桥面结构。桥面铺装设计总厚度 80 mm，结构组成为：35 mm 沥青混凝土（SMA）＋45 mm（STC）。

2.1　标准段 STC 设计

塔根范围 40 m 梁段 STC 层为 5.0 cm，其它梁段 STC 层为 4.5 cm。

STC 层横桥向钢筋位于上层，净保护层厚度为 15 mm，横向间距受螺栓带影响，采用 50 mm、30 mm 两种间距。纵桥向钢筋位于下层，与横向钢筋形成紧密钢筋网，纵向间距采用 37.5 mm，纵、横向钢筋直径为 10 mm，均采用 HRB400 钢筋，见图 2。

剪力钉高度为 35 mm，直径为 13 mm，横向布置采用 14，16 cm 两种间距，纵向布置为 15 cm，剪力钉焊接处均避开原钢箱梁纵、横肋。



a）立面图　　b）侧面图

图 2　4.5 cm 厚 STC 结构图（单位：mm）

2.2　螺栓带 STC 设计

由于螺栓带为应力集中部位，在长期车辆荷

载的反复作用下，部分螺栓会出现延迟断裂。虽然高强度的 STC 铺装层能在一定程度降低螺栓带的应力，减少螺栓延迟断裂现象，但是无法完全避免。因此设计需充分考虑螺栓带处 STC 层中钢筋网的布置及断裂螺栓的更换问题。

根据郭程、邵旭东对桥面结构中螺栓连接带的弯拉受力性能研究成果[1]：采用当前设计方案，将 STC 层中部分纵向受拉钢筋与拼接钢板在螺栓连接带两侧接头区域局部焊接，可有效规避螺栓连接带区域 STC 层最先开裂的风险。

大桥螺栓带连接板厚度分 12 mm 及 16 mm 两种厚度。16 mm 连接板位于塔根附近处梁段，该区域 STC 层厚度为 50 mm，12 mm 连接板区域 STC 层厚度为 45 mm。横向间距受螺栓带影响，采用 50，30 mm 2 种间距。纵桥向钢筋位于下层，纵向钢筋间距为 50，30 mm 2 种，部分纵向钢筋与连接板单面焊接，纵、横向钢筋直径为 10 mm，均采用 HRB400 钢筋，见图 3。

螺栓带附近剪力钉进行加密，纵向间距由 15 cm 加密至 8 cm。

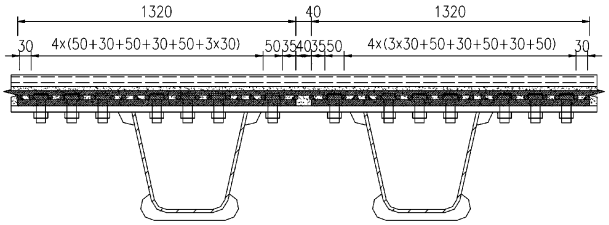


图 3　螺栓带 STC 结构图（单位：mm）

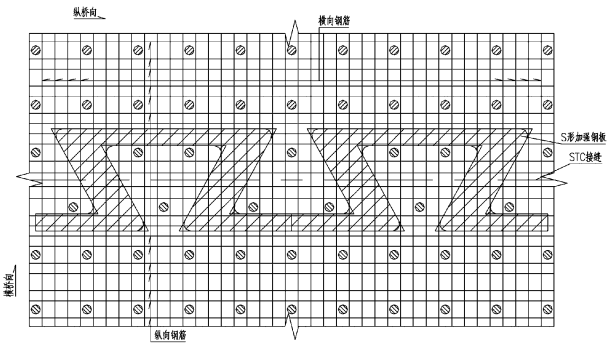


图 4　STC 接缝处 S 形加强钢板布置示意

2.3　纵横向施工缝设计

不同时间浇筑衔接处会出现 STC 接缝，由于接缝处 STC 中的钢纤维不连续，抗裂强度将被削弱，因此，需对接缝处做强化处理，设计采用 S 形加强钢板，见图 4，S 形加强钢板设置在桥幅中心线处，厚度为 10 mm，加强钢板与钢桥面面板通过角焊连接。

3　计算方案

正交异性钢桥面不仅作为桥面系直接承受车轮荷载的作用，还作为主梁的一部分参与主梁共同受力，其力学行为十分复杂。为便于分析，传统的简化分析方法是将正交异性钢桥面的受力分为三个体系：主梁体系、桥面体系及盖板体系。其中主梁体系考虑总体荷载效应，对应采用 Midas 软件进行全桥模型计算；桥面体系及盖板体系考虑局部荷载效应，对应采用 ANSYS 进行节段模型计算。最终将三个体系计算所得应力叠加，即视为正交异性钢桥面的最终设计计算应力。

3.1　全桥整体计算

整体计算选用 Midas Civil 2012，采用三维空间有限元模型计算，不考虑施工过程，仅考虑成桥状态。全桥共计 2 887 个节点，2 604 个单元，见图 5。

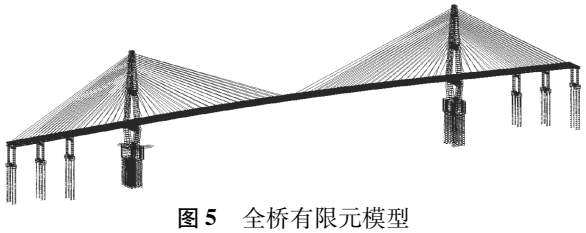


图 5　全桥有限元模型

主要计算结果：

（1）钢主梁应力。运营状态下 STC 组合桥面钢箱梁的应力分布见图 6。从图中可以看出，钢箱梁中的最大压应约为 141.3 MPa，最大拉应力 111.3 MPa。

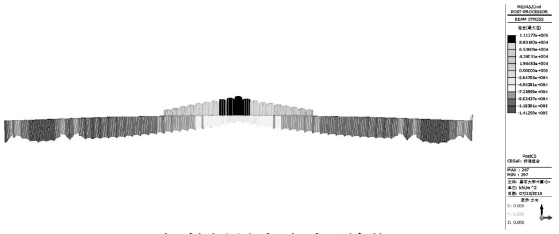


图 6　钢箱梁最大应力（单位：MPa）

(2)STC 层应力。活载作用下 STC 组合桥面 STC 层的应力分布见图 7。从图中可以看出,STC 层的最大压应约为 6.96 MPa,最大拉应力 4.88 MPa,此即主梁体系计算所得应力。

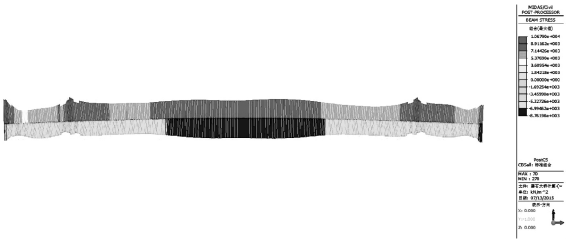


图 7　活载下 STC 层最大应力(单位:MPa)

采用轻型组合桥面,钢主梁及活载下 STC 层应力均满足设计要求,原铺装方案相比,轻型组合桥面几乎不会对大桥的整体受力产生影响。

3.2　梁段局部计算

(1)模型基本信息。采用 ANSYS 软件建立节段模型进行计算,该模型纵向取 12 m 标准梁段(4 跨横隔板长度)。同时,为降低计算规模,横桥向采用了半幅箱梁结构,模型中没有考虑风嘴等次要部分。模型见图 8。

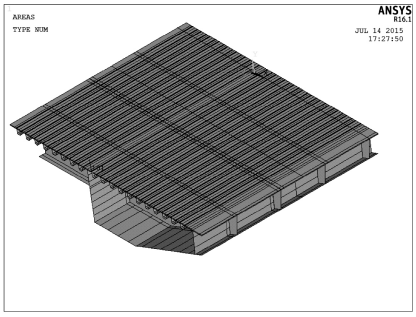


图 8　节段有限元模型

有限元模型中钢箱梁均采用板壳单元 SHELL63 单元模拟,STC 采用实体单元 SOLID45 单元模拟。具体材料参数见表 1。

表 1　计算模型基本信息

模型规模(mm)		STC 层参数			钢 – STC 连接方式	模型荷载	关注
结果节点	单元	弹性模量/MPa	泊松比	密度/(kg. m^{-3})			
565 656	489 533	40 700	0.2	2 800	节点耦合(Nummrge)	车辆活载	STC 层及 OSD 的局部应力

模型的边界条件为:在节段梁端面处,约束钢箱梁的纵向平动自由度(DZ)和绕竖轴(RY)与横轴(RX)的转动自由度,以近似反映该箱梁为桥跨内的梁段;在道路中心线截面采用横向对称约束;在有拉索位置的斜腹板端部约束其竖向平动自由度(DY),以近似反映拉索的约束作用。

(2)主要应力关注点。由于钢桥面板应力分布的局部性较强,纵横向影响线较短,故计算时可忽略多车效应[2]。同时,由于标准车的中、后轴轴距较大(相距 7 m),故可忽略中后车轴之间的叠加效应,而只采用标准车的后轴(140 kN + 140 kN)进行加载,单轮重为 70 kN,车轮着地面积为 200 × 600 mm(纵桥向 × 横桥向),局部加载时冲击系数取为 1.3。计算中将重点关注以下应力点,参考相关文献计算方法[3-4]:

① STC 层拉应力,包括横桥向拉应力和纵桥向拉应力;如图 9 ~ 图 12 所示,图中 STC – 1 ~ STC – 4 均为关注位置。

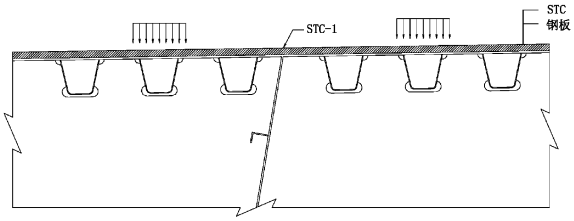


图 9　纵隔板顶面 – 横梁中间位置

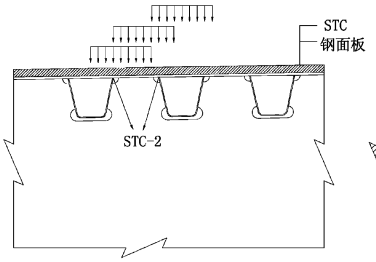


图 10　U 肋顶面 – 横梁中间

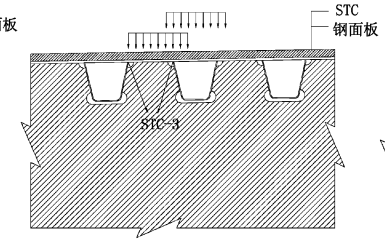


图 11　U 肋顶面 – 横梁断面

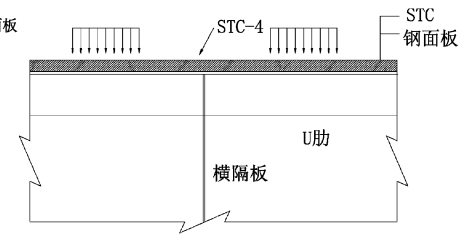


图 12　横隔板顶面

② 钢桥面结构局部应力，包括正交异性钢桥面中主要构件及构造细节处应力。

大桥钢－STC 组合箱梁中的疲劳细节关注位置与传统正交异性钢桥面结构相同，如图 13～图 15 所示，编号为 OSD－1～OSD－7，其中，OSD－1 为钢面板非焊接位置；OSD－2 为钢面板与 U 肋焊接处附近的钢面板位置；OSD－3 为钢面板与 U 肋焊接处附近的 U 肋位置；OSD－4 为 U 肋与横隔板焊接处附近的 U 肋位置；OSD－5 为 U 肋与横隔板焊接处附近的横隔板位置；OSD－6 为横隔板弧形缺口处；OSD－7 为 U 肋底部对接焊缝处。

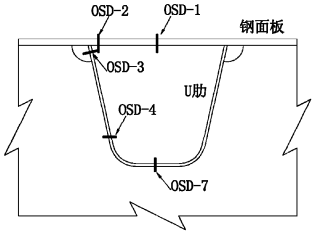


图 13　钢箱梁纵向跨中

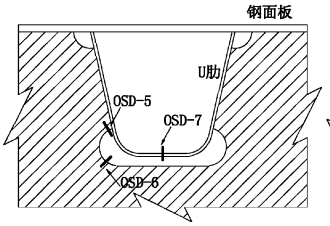


图 14　钢箱梁纵向立面

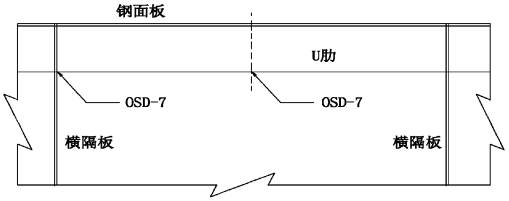


图 15　钢箱梁横隔板断面

（3）主要计算结果

① STC 层拉应力见表 2。

表 2　STC 层拉应力结果汇总表

关注位置	应力方向	
	横桥向应力/MPa	纵桥向应力/MPa
STC－1	5.05	2.77
STC－2	5.49	2.95
STC－3	2.47	4.87
STC－4	5.90	9.06

计算结果表明，STC 层的最大拉应力为 9.06 MPa，出现在纵桥向。与主梁体系 STC 层拉应力 4.88 MPa 叠加，STC 层顶面纵桥向最大设计计算应力为 13.94 MPa，小于名义开裂应力 26.7 MPa[5]，满足设计要求。

② 钢桥面结构局部应力。采用 STC 组合桥面后，钢桥面结构局部应力较原铺装方案均有一定程度降幅，如表 3 所示，对原钢桥面受力改善显著。

表 3　应力降幅结果汇总表

关注位置	应力方向	应力降幅/(%)
OSD－1	横桥向	84.6
OSD－2	横桥向	85.6
OSD－3	U 肋腹板斜向	58.0
OSD－4	纵桥向	52.2
OSD－5	主应力	58.2
OSD－6	主应力	26.6
OSD－7	纵桥向	24.8

磐石大桥钢桥面实桥施工于 2016 年 8～11 月进行，施工过程顺利，目前大桥的桥面系运营状态良好。

4　结论

（1）原铺装方案相比，轻型组合桥面几乎不会对大桥的整体受力产生影响，方案具有可施工性，施工过程顺利。

（2）在不利荷载组合下，STC 层顶面中最大拉应力为 13.94 MPa，远小于名义开裂应力 26.7 MPa，完全满足设计要求。

（3）轻型组合桥面对原钢桥面受力改善显著，局部构造细节最大降幅达 84.6%，有利于延长钢桥面使用寿命，满足结构安全性、适用性、耐久性的要求。

参考文献：

[1] 丁楠，邵旭东，申鼎宇. 桥面结构中螺栓连接带的弯拉受力性能研究[J]. 公路工程，2018，43（1）：25－29.

[2] 刘振清. 大跨径钢桥桥面铺装设计关键技术研究[D]. 南京：东南大学，2004.

[3] 丁楠，邵旭东. 轻型组合桥面板的疲劳性能研究[J]. 土木工程学报，2015，48（1）：74－81.

[4] 贾法勇，霍立兴，张玉凤，等. 热点应力有限元分析的主要影响因素[J]. 焊接学报，2003，24（3）：27－30.

[5] GDJTG/T A01－2015，超高性能轻型组合桥面结构技术规程[S]. 北京，人民交通出版社股份有限公司，2015.

梅江大桥双薄壁墩连续刚构箱梁结构设计及计算分析

刘海龙

（广东省交通规划设计研究院股份有限公司，广州　510507）

摘　要： 梅江大桥主桥为预应力混凝土双薄壁墩连续刚构箱梁结构，跨径布置为 76 m + 128 m + 76 m。介绍了该桥的结构布置、上下部结构及跨越铁路处的设计情况。给出了静力及抗震计算的主要结果，结果表明梅江大桥桥梁静力工况受力合理，抗震性能较好，对类似工程的工程实践具有一定的参考价值。

关键词： 双薄壁墩；连续刚构箱梁；结构设计；计算分析

1　概述

梅江大桥是梅大高速公路梅州东环支线上的一座特大桥，为本项目的控制性工程，大桥位于梅州市丙村镇。主桥桥跨布置为（76 + 128 + 76）m，128 m 主跨跨越梅江，桥位河段为国家Ⅴ级航道，梅江水面宽度约 150 m，水深约 3.0 ~ 10.0 m。大桥主跨一跨跨越航道水域，航道部门要求通航孔净宽不小于 115 m，净高不小于 10 m，上底宽不小于 100 m，侧高不小于 6 m；设计最高通航水位采用洪水重现期 10 年一遇洪水位，采用 66.5 m（85 国家高程）作为设计通航水位。同时，主桥小桩号侧 76m 边跨跨越省道 S223，预留远期通行净宽 40 m，高 5.5 m；大桩号侧 76 m 边跨跨越漳龙铁路，预留铁路复线条件。

在桥型方案审查过程中，经多方案反复比选，多方征求意见。最后主桥采用（76 + 128 + 76）m 预应力混凝土双薄壁墩连续刚构箱梁方案，引桥采用预制预应力混凝土桥面连续小箱梁，桥梁总长 1 006.4 m，其中主桥长 280 m，引桥长 726.4 m。

2　结构设计

2.1　上部结构

2.1.1　结构布置

主桥为 76 m + 128 m + 76 m 预应力混凝土双薄壁墩连续刚构箱梁，全长 280 m。

桥梁总宽 25.5 m，上下行分幅设计，单幅宽度 12.5 m，行车道宽度 11.5 m。

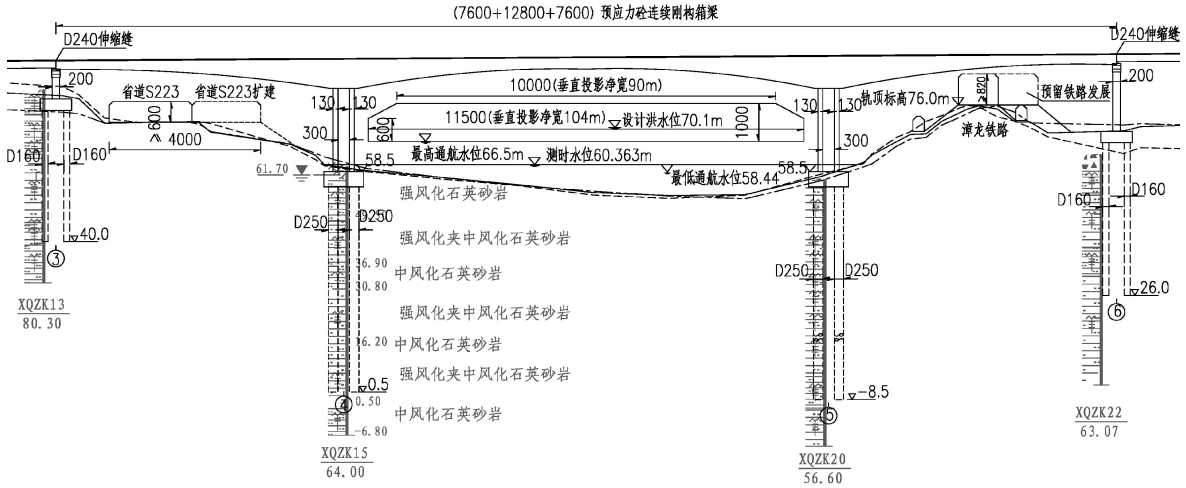


图 1　梅江大桥主桥总体布置图

2.1.2　支承条件

主墩双薄壁墩与上部结构固结,边墩设置纵向滑动、横向固定的 JPZ(Ⅲ)型盆式橡胶支座。

2.1.3　主梁

箱梁采用单箱单室断面,梁高按 2 次抛物线变化。主梁采用悬臂浇筑的施工方法,最大悬臂施工长度 63 m,共分 17 个悬浇梁段进行施工,最大悬臂浇筑重量 159 t。其中,0 号块箱梁底板厚度为 100 cm,箱梁根部为 90 cm,合拢段为 30 cm,其间底板厚度按 2.0 次抛物线变化。0 号块顶板厚度为 60 cm,其余为 30 cm。0 号块腹板厚度为 100 cm,其余号段腹板厚度经过两次变化,从 75 cm 变至 45 cm。边墩顶设置厚 1.8 m 的端横梁,主墩顶设置 2 道厚 1.4 m 的横梁,主跨跨中设置一道宽 40 cm 的跨中横隔板。

主梁采用三向预应力体系,纵向预应力分为顶板束、腹板束、底板束、合拢钢束四种。横桥向预应力采用整体张拉工艺。竖向预应力采用 3Φs15.2 mm 钢绞线,控制张拉力 581.7 kN,为了减小短束锚具回缩引起的预应力损失,钢束张拉采用低回缩二次张拉预应力锚固系统。

2.1.4　跨越铁路处相关设计

本桥大桩号侧 76m 边跨跨越漳龙铁路,根据铁路部门相关要求,增加跨铁路处相关设计。

(1)施工期间防护棚设计

为了避免公路桥梁悬浇施工时掉下施工材料或物件,确保铁路运营安全,设置硬隔离防护棚,其断面如图 2 所示。

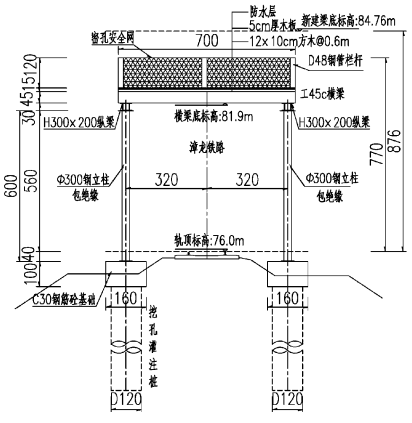


图 2　硬隔离防护棚断面

(2)其他设计

跨越铁路桥梁内外侧护栏均采用加强型 SS 级加强型钢筋混凝土墙式护栏。护栏顶设置防护网,防护高度为 3 m,防护网网眼大小 5 mm×5 mm。桥梁排水纵管在铁路投影范围内断开,从两侧桥墩引入地面排水系统,保证铁路范围不受桥梁排水影响。

2.2　下部结构

2.2.1　主墩、基础

主墩采用双薄壁桥墩,基础采用桩基础。单肢主墩墩身顺桥向宽度为 1.3 m,两肢中心距为 4.3 m,横桥向宽为 6.5 m。桥梁承台采用分离式承台,厚度为 3.5 m,封底混凝土厚 1.2 m,平面尺寸为 10.25×11 m。基桩为 4Φ2.5 m 钻孔灌注桩。根据海事单位通航安全相关要求桥梁主墩设置自浮式复合材料防撞设施。

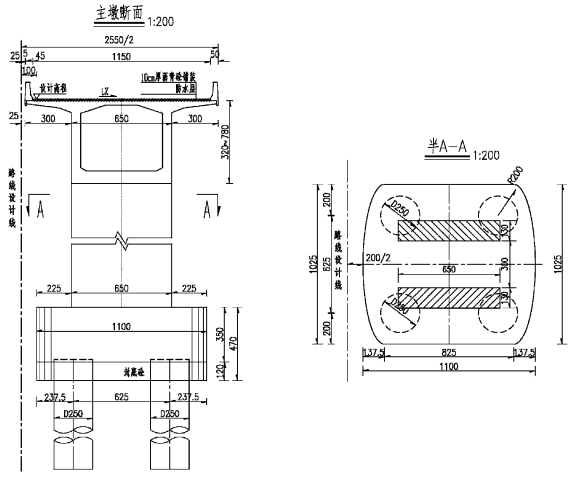


图 3　梅江大桥主桥主墩横断面

2.2.2　过渡墩、基础

过渡墩采用钢筋混凝土矩形薄壁墩,基础采用桩基础。墩身顺桥向宽度 1.8 m,横桥向 6.5 m。承台厚度 3 m,平面尺寸为 8.3×8.3 m。基桩为 4Φ1.6 m 钻孔灌注桩。

3　结构计算分析

3.1　总体静力计算

3.1.1　施工阶段划分和计算模型

按空间杆系有限元原理,采用 MIDAS CIVIL 2012 空间有限元程序进行计算。共划分 44 个施

工阶段,中跨合拢前,在悬臂端部施加 50 t 顶推力,改善运营期下部结构受力及主梁跨中下挠。

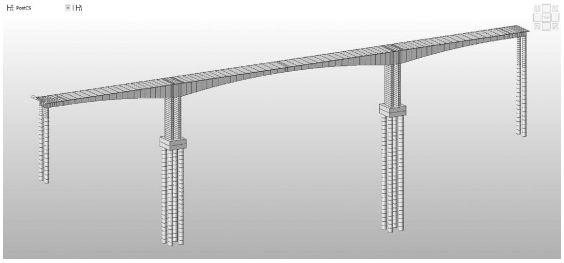


图 4　有限元分析模型

3.1.2　计算荷载及荷载组合

计算中计入了恒载、活载、混凝土收缩徐变、预应力、温度变化、风载、汽车制动力、支座沉降、船撞力、施工荷载等荷载。均匀温度按桥梁所在地域常年气温变化的实际情况,最大升、降温分别采用 ±25℃;梯度温度依据桥面铺装类型和厚度,采用《公路桥涵设计通用规范》(JTG D60 – 2015)规定的梯度升、降温模式。风荷载考虑静风压力作用,采用桥梁所在地域的基本风速值(1/100,24 m/s),按《公路桥梁抗风设计规范》(JTG/T D 60 – 01 – 2004)的规定,沿横桥向分别施加桥墩侧面和主梁侧面,基础变位作用考虑基础沉降 1 cm。

作用组合按《公路桥涵设计通用规范》(JTG D60 – 2015)的规定进行组合。

3.1.3　设计计算内容及计算结果

按照《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》JTG D62 – 2004 的规定,对上部结构进行承载能力极限状态计算;正常使用极限状态抗裂计算;持久状况构件的应力计算;短暂状况构件的应力计算。

荷载基本组合作用下,主梁抗弯、抗剪承载能力均满足规范要求。中跨跨中位置抗弯承载力富余 18.9%(计入顶底缘普通钢筋),主墩墩顶位置抗剪承载力富余 33.8%。

按全预应力混凝土构件抗裂设计。短期效应组合下,主梁上下缘(封锚端除外)均不出现拉应力,上缘最小压应力 0.5 MPa,主墩顶压应力 2.0 MPa;主跨跨中下缘最小压应力 2.1 MPa。均满足规范要求。

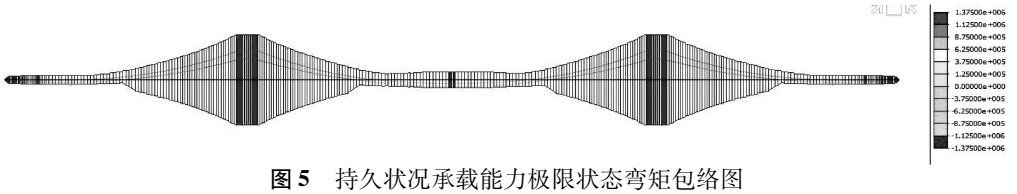


图 5　持久状况承载能力极限状态弯矩包络图

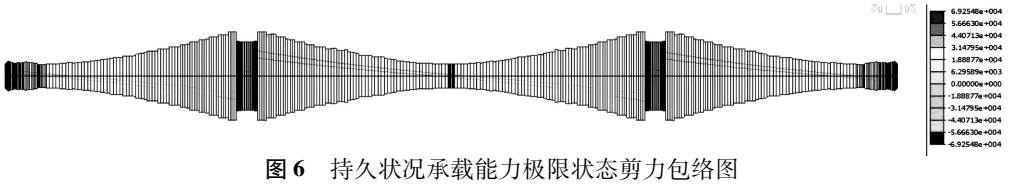


图 6　持久状况承载能力极限状态剪力包络图

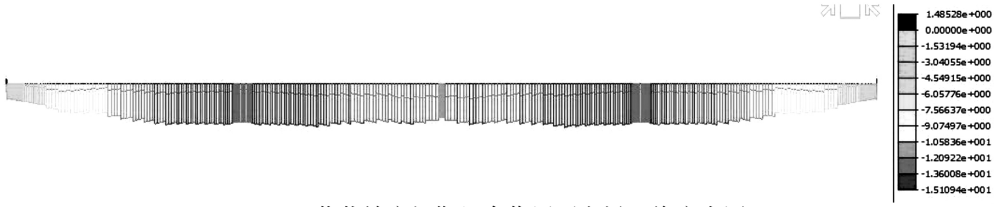


图 7　荷载效应短期组合作用下主梁上缘应力图

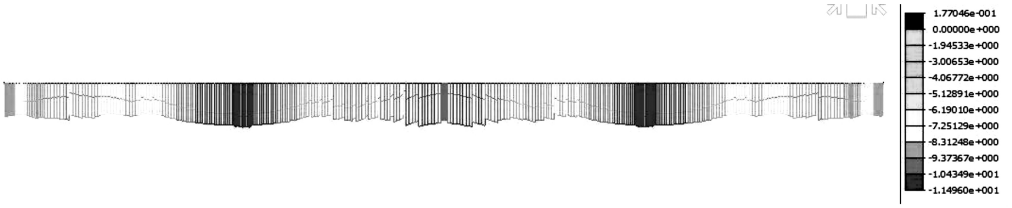


图 8　荷载效应短期组合作用下主梁下缘应力图

短期效应组合下,混凝土斜截面(封锚端除外)主拉应力在墩顶附近为 0.3 MPa,其余位置均在 0.2 MPa 以下。满足规范要求。

在使用荷载作用下,持久状况预应力混凝土构件的法向压应力(扣除全部预应力损失)上缘最大为 16.1 MPa,下缘最大为 11.8 MPa。持久状况预应力混凝土构件的主压应力最大为 15.8 MPa。使用阶段预应力钢束最大应力 1 203 MPa。均满足规范要求。

3.2　动力计算及抗震设计

经下部结构静力及抗震计算,可知,抗震设计为下部结构设计控制工况。本桥梁采用两水准设防,两阶段设计方法。

水准一(E1)采用 50 年超越概率 39.2%(相当于重现期 100 年);水准二(E2)采用 50 年超越概率 2.5%(相当于重现期 1975 年)。

E1 作用下下部结构保持在弹性范围工作;E2 作用下下部结构局部可发生可修复的损伤。地震发生以后,基本不影响车辆的通行,地震反应小于等效屈服弯矩。

桥址所处场地梅江大桥抗震设防烈度为 7 度,设计基本地震动峰值加速度值为 0.11g,抗震设计地震动采用加速度反应谱方法。

计算可知,桥墩墩顶纵桥向为最不利工况,最小轴力 18 247 kN,恒载 + 地震作用下弯矩 37 748 kN · m,桥墩截面等效屈服弯矩 43 120 kN · m;桩基横桥向为最不利工况,最小轴力 5 837 kN,恒载 + 地震作用下弯矩 12 237 kN · m,桩基截面配筋率 0.92%,桩基截面等效屈服弯矩 18 390 kN · m。桥墩、基础地震响应均小于结构抗力,满足要求。

4　结语

梅江大桥主桥为预应力混凝土双薄壁墩连续刚构箱梁结构,一跨跨越梅江,起、终点边跨分别一跨跨越省道 S223 及漳龙铁路。跨越铁路处相关设计满足铁路部门要求。经计算分析,结构设计满足功能及受力要求,下部结构抗震性能较好,类似工程的工程实践具有一定的参考价值。

参考文献:

[1] 万志勇. 大跨径多连跨预应力混凝土梁桥结构体系探讨[J]. 广东土木与建筑,2007,(4):56 - 58.

[2] 邬晓光,杜仕朝,殷任宏. 大跨 PC 连续刚构桥正截面最小压应力储备值研究[J]. 世界桥梁,2016,44(2):64 - 67.

[3] 童智,张阳. 大跨连续刚构桥 0#块混凝土水化热分析[J]. 公路工程,2017,42(4):63 - 68.

[4] 中交公路规划设计院. JTG D60 - 2015 公路桥涵设计通用规范[S]. 北京:人民交通出版社,2015.

[5] 中交公路规划设计院. JTG D62 - 2004 公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范[S]. 北京:人民交通出版社,2004.

[6] 重庆交通科研设计院. JTG/T B02 - 01 - 2008 公路桥梁抗震设计细则[S]. 北京:人民交通出版社,2008.

附加应力法计算刚性桩复合地基路基沉降

刘吉福[1]，郑刚[2]，龚晓南[3]

（1. 广东省交通规划设计研究院股份有限公司，广州 510507；2. 天津大学建筑工程学院，天津 300072；
3. 浙江大学滨海与城市岩土工程研究中心，杭州 310058）

摘　要： 部分刚性桩复合地基路基实际沉降超过容许沉降的重要原因之一是现有沉降计算方法存在严重缺陷。在分析桩土沉降关系和桩土作用的基础上，提出了路堤下刚性桩复合地基沉降计算新方法 - - 附加应力法。首先根据桩土作用计算桩土附加应力，然后采用分层总和法计算复合地基沉降。经工程实例验证后，利用附加应力法研究了桩长、桩间距、扩底、桩帽等因素对路基沉降的影响，并与现行方法计算的沉降进行对比。分析表明，附加应力法可以考虑单桩竖向承载力、桩帽转移荷载能力、桩土相互作用等因素的影响，计算沉降与实测沉降接近；利用桩帽将路堤大部分荷载转移到桩顶可以有效减小路基沉降；扩底比桩长加大更经济合理；按“强桩、大间距、大桩帽”原则设计的复合地基比密桩复合地基更经济合理。

关键词： 刚性桩；路基；沉降；附加应力法；扩底桩；桩帽；等沉面法；等沉区法

0　前言

随着我国经济的发展，刚性桩越来越多地用于路基地基处理。对软基深、路堤高、工期紧或工后沉降要求高的路基，通常采用刚性桩进行地基处理。国外对刚性桩路基多按桩承堤设计，刚性桩按桩基设计，路基沉降很小，通常不需要进行沉降验算[1]。由于高速铁路对路基的工后沉降要求非常高，我国高速铁路对刚性桩路基也按桩承堤设计[2]。公路、市政、水运等行业等的路基容许工后沉降通常为 10 cm ~ 30 cm，容许总沉降则更大。为降低工程造价，公路、市政、水运等行业对路堤下刚性桩通常按复合地基设计，由桩和桩间土共同承担路堤荷载[3]，刚性桩竖向承载力安全系数小于 2.0，并可能接近 1.0。大部分采用刚性桩复合地基的路基是成功的，但也有不少路基的实际沉降过大[4,5]。除了施工因素外，路堤下刚性桩复合地基现有沉降计算方法不合理是一个重要原因。

工程实践中多参考水泥土桩复合地基的作法，对刚性桩、桩间土的压缩模量按照面积加权平均得到复合模量，然后采用复合模量计算沉降，其适用条件是整个桩长范围内的桩土应力比等于桩土模量比。但是，除非桩顶面为刚性基础、桩底端为压缩性很小的基岩外，刚性桩两端附近的桩土应力比小于桩土模量比，因此复合模量法计算的沉降小于实际沉降。

《建筑地基处理技术规范》JGJ79 - 2012 采用的复合模量与桩间土压缩模量的比值等于复合地基承载力与桩间土承载力的比值，称之为承载力比法。该方法的适用条件是复合地基应力与桩间土应力的比值等于复合地基承载力与桩间土承载力的比值。但是，路堤下刚性桩复合地基应力与桩间土应力的比值取决于路堤荷载、单桩承载力、基础向桩顶转移荷载的能力等，往往与承载力比不相等。当单桩承载力较高、桩顶不设桩帽时，复合地基应力与桩间土应力的比值和复合地基承载力与桩间土承载力的比值不相等的现象更为突出。

杨龙才等利用 Boussinesq 解计算桩间荷载产生的附加应力，利用 Mindlin 解计算桩顶荷载产生的附加应力，然后采用分层总和法计算沉降[6]。齐昌广、何宁等提出类似的方法[7,8]。杨龙才、齐昌广等未考虑桩土相互影响。例如，桩顶荷载为零时，该方法计算的附加应力与天然地基计算结果相同，不能体现桩的作用。另外，齐昌广等对桩

底刺入量采用文克尔模型,当桩底接近刺入破坏时不适用。何宁等先假设中性面位置,然后计算中性面以下桩土沉降,两者相等时得到真正的中性面。当路基宽度较小,沉降计算点影响范围内各根桩的中性面位置不同时,计算难度很大。

在分析桩土沉降关系和桩土作用的基础上,提出了附加应力法。经工程实例验证后,利用附加应力法研究了桩长、间距、扩底、桩帽等对路基沉降的影响,并与现行方法计算的沉降进行了对比。

1　桩土沉降关系和桩土作用

1.1　桩土沉降关系

对压缩模量沿深度不变化的均质地基,刚性桩复合地基路基通常会出现路堤等沉区、桩身等沉区、下卧层等沉区等三个等沉区[5]。但实际的地基由多个土层组成,且同一层土的压缩模量也随着深度变化,导致桩土模量比随深度不断变化,刚性桩复合地基通常不会出现桩身等沉区。室内试验、现场试验均证实刚性桩复合地基没有桩身等沉区,只有桩身等沉面[6,9-13],如图 1 所示。

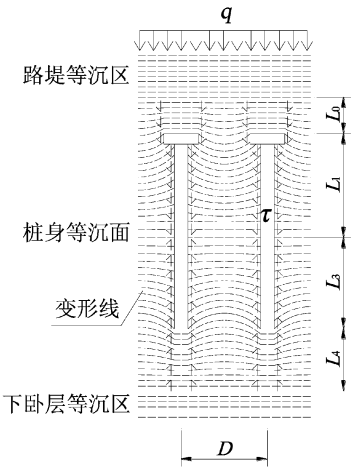


图 1　刚性桩复合地基路基沉降和桩土作用力

对深厚软土地基,软土层中的桩土模量比沿深度变化不大,当桩间距较小或路堤荷载集度较小时,桩土附加应力沿深度变化不大[12,14],桩土压缩量接近,可近似认为桩身存在等沉区。

1.2　桩土作用

由于路堤下刚性桩复合地基的桩土沉降不相等,桩土之间存在摩擦力 ,见图 1。桩身等沉面以上为负摩擦力,桩身等沉面以下为正摩擦力。负摩擦力将部分桩间荷载向桩身转移,导致桩身等沉面以上的桩间土附加应力随着深度增大而减小;正摩擦力将桩身荷载向桩间土转移,导致桩身等沉面以下的桩间土附加应力随着深度增大而增大。桩间土附加应力沿深度的分布如图 2 中 ADF 弧线所示。

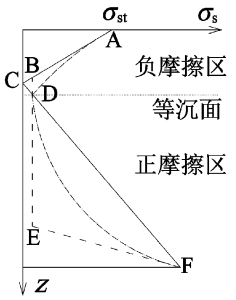


图 2　桩间土附加应力

2　附加应力法计算复合地基沉降

工程中关注重点是路基横断面的最大沉降。通常情况下路基中线附近的沉降最大,因此研究路基中线附近沉降的计算方法。

针对路堤下刚性桩复合地基,在考虑复合地基桩土相互作用的基础上,计算桩土附加应力,然后采用分层总和法计算沉降,将该方法称为附加应力法。当假设桩身只存在等沉面时,称为等沉面法;当假设桩身内存在等沉区时,称为等沉区法。

刚性桩复合地基桩间土附加应力通常较小,为简化计算,忽略桩间土附加应力对桩侧摩阻力的影响。

2.1　刚性桩复合地基沉降组成

路堤下刚性桩复合地基的桩顶沉降与桩间地面沉降不相等,复合地基沉降可由桩顶沉降和桩间地面沉降按面积加权平均得到,即:

$$S = (1-m)S_s + mS_p \tag{1}$$

$$S_s = S_1 + S_2 \tag{2}$$

$$S_p = S_c + S_d + S_2 \tag{3}$$

式中:S 为复合地基沉降,m 为桩置换率,S_s 为桩间

地面沉降，S_p 为桩顶沉降，S_1 为桩间土沉降，S_2 为下卧层沉降，S_c 为桩身压缩量，S_d 为桩底刺入量。

当桩底接近刺入破坏时，计算难度大。桩身等沉面以下桩身压缩量与桩底刺入量之和等于桩身等沉面以下桩间土沉降，因此式(3)可改为：

$$S_p = S_c - S_{c2} + S_{12} + S_2 \tag{4}$$

式中：S_{c2}为桩身等沉面以下桩身压缩量，S_{12}为桩身等沉面以下桩间土沉降。

相对土的压缩量，刚性桩压缩量很小，S_c 和 S_{c2}均可忽略不计。

2.2　桩土加权平均附加应力

路基下刚性桩复合地基容许沉降较大，复合地基加固区与路基两侧地基之间的摩擦力可认为达到极限侧阻力，如图 3 所示。

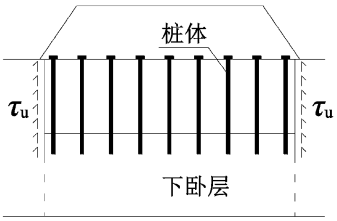


图 3　路堤下刚性桩复合地基两侧摩擦力

路基中线附近桩土按面积加权平均的附加应力可近似按下式计算：

$$\sigma_j = p\left(1 - \frac{2}{P}\sum_{i=1}^{j}\Delta z_i \tau_{ui}\right) \tag{5}$$

式中：σ_j 为第 j 层土处路基中线附近的桩土加权平均附加应力，p 为路基中线附近的荷载集度，P 为路基纵向每延米的路基总荷载，Δz_i 为第 i 层土厚度，τ_{ui}为第 i 层土的极限侧阻力。

假设下卧层顶面分布着与路堤等宽的梯形荷载，路基中线附近的荷载集度可按下式计算：

$$p_d = p\left(1 - \frac{2}{P}\sum_{i=1}^{n1}\Delta z_i \tau_{ui}\right) \tag{6}$$

式中：p_d 为路基中线附近下卧层顶面荷载集度，n_1 为复合地基加固区土层数。

路基中线附近桩土加权平均附加应力也可近似按下式计算：

$$\sigma_j = p_d\left(1 - \frac{2}{P'}\sum_{i=1}^{j}\Delta z_i \tau_{ui}\right) \tag{7}$$

$$P' = P\frac{p_d}{p} \tag{8}$$

式中：P'为沿路基纵向每延米的下卧层顶面总荷载。

式(5)和式(6)中 i 自桩顶向下递增，式(7)中 i 自桩底向上递增。

下卧层中的附加应力可根据 p_d 采用 Boussinesq 解计算。

2.3　等沉面法计算复合地基沉降

该方法假设桩身没有等沉区，只有等沉面，则桩间土沉降为：

$$S_1 = S_{11} + S_{12} \tag{9}$$

式中：S_{11}为桩身等沉面以上的桩间土沉降，S_{12}为桩身等沉面以下的桩间土沉降。

2.3.1　等沉面深度

根据单桩竖向平衡条件可知，当满足式(10)时，桩底端发生刺入破坏。

$$P_p + Q_{uk} \leqslant 2Ap \tag{10}$$

式中：P_p 为桩顶荷载，Q_{uk}为单桩竖向极限承载力，A 为单桩负责的面积。

P_p 可采用陈云敏等改进的 HEWLETT 法计算[15]。

当桩底端发生刺入破坏时，根据单桩竖向平衡条件可得到负摩擦力的计算公式[16]

$$Q_s^n = \frac{Q_{uk} - P_p}{2} \tag{11}$$

式中：Q_s^n 为负摩擦力。

根据 Q_s^n 可以确定桩身等沉面深度 z_e。

当桩底端不发生刺入破坏时，为简化计算，可近似假设桩身等沉面处桩间土附加应力等于零，结合式(5)可得等沉面深度 z_e 的计算公式：

$$\sum_{i=1}^{n2}\Delta z_i \tau_{ui} = \frac{Ap + P_p}{2Ap + \pi dP}P \tag{12}$$

式中：n_2 为桩身等沉面以上的土层数，d 为桩直径。

式(12) 中 i 自桩顶向下递增，满足式(12) 的深度为 z_e。

2.3.2　桩身附加应力

复合地基的刚性桩均为摩擦型桩，端阻力与

正摩擦力发挥程度接近。为简化计算,可近似假设正摩擦力与端阻力发挥水平相等,负摩擦力发挥系数等于 1.0。因此,桩身等沉面以上的桩身附加应力为:

$$\sigma_{pj} = \frac{P_p}{A_p} + \frac{\pi d}{A_p}\sum_{i=1}^{j}\Delta z_i \tau_{ui} \tag{13}$$

式中:σ_{pj}为第 j 层土处桩身附加应力,A_p 为桩身横截面面积。

桩身等沉面以下的桩身附加应力为:

$$\sigma_{pj} = \sigma_{pe} - \frac{\pi d}{A_p}\sum_{i=1}^{j}\Delta z_i \tau_i \tag{14}$$

$$\tau_i = \frac{\tau_{ui}}{K} \tag{15}$$

$$K = \frac{Q_{uk} - Q_s^n}{P_p + Q_s^n} \tag{16}$$

式中:σ_{pe}为桩身等沉面处的桩身附加应力,τ_i 为第 i 层土的桩侧阻力,K 为单桩竖向承载力安全系数。

式(13)中 i 自桩顶向下递增,式(14)中 i 自桩身等沉面向下递增。

2.3.3　桩间土附加应力

桩间土附加应力可采用下式计算:

$$\sigma_{sj} = \frac{\sigma_j - m\sigma_{pj}}{1-m} \tag{17}$$

式中:σ_{sj}为第 j 层桩间土的附加应力。

等沉面法计算的桩间附加应力沿深度的分布如图 2 中的 ACF 所示。

2.3.4　复合地基沉降计算

采用分层总和法按式(2)、式(9)计算桩间地面沉降,按式(4)计算桩顶沉降,按式(1)计算复合地基沉降。当桩底扩径时,扩底段应采用其相应的桩直径 d_1、截面面积 A_{p1}、置换率 m_1 等参数。

2.4　等沉区法计算复合地基沉降

对桩间土压缩模量按土层厚度加权平均得到平均压缩模量,进而得到桩土模量比,桩土应力比等于桩土模量比的桩段为桩身等沉区,因此桩身等沉区的桩身附加应力为:

$$\sigma_{pj} = \frac{R_E\sigma_j}{1-m+mR_E} \tag{18}$$

式中:R_E 为桩土模量比。

桩间土沉降为:

$$S_1 = S_{11} + S_e + S_{12} \tag{19}$$

式中:S_{11}为桩身等沉区以上的桩间土沉降,S_e 为桩身等沉区的桩间土沉降,S_{12}为桩身等沉区以下的桩间土沉降。

2.4.1　等沉区深度

由图 1 可知,刚性桩两端附近的桩土沉降差较大。为简化计算,近似假设正、负摩擦力均达到极限状态。设桩身等沉区顶面的深度为 z_{eu},由式(5)、式(13)、式(18)可推导得到 z_{eu}的计算公式:

$$\sum_{i=1}^{n_2}\Delta z_i \tau_{ui} = \frac{pA_pR_E - P_p(1-m+mR_E)}{P(1-m+mR_E)\pi d + 2pA_pR_E}P \tag{20}$$

式中:n_2 为桩身等沉区以上的土层数,R_E 为桩土模量比。

式(20)中 i 自桩顶向下递增,满足式(20)的深度为 z_{eu}。

文献[17]利用土拱效应计算桩底荷载 P_b,计算简便。但是,由于该方法与单桩竖向承载力无关,当桩顶设置桩帽、桩间距较大时可能出现桩底荷载与桩侧摩阻力之和小于桩顶荷载、桩身等沉区底面的深度 z_{ed}为负值的不合理情况。

根据式(20)确定的 z_{eu}计算负摩擦力 Q_s^n,然后按式(16)计算 K。如果 K 小于 1,则桩底端发生刺入破坏,桩身等沉区的长度变为零,桩身等沉区变为桩身等沉面。设桩身等沉面的深度为 z_e,根据单桩竖向平衡条件可得到 z_e 的计算公式:

$$\sum_{i=1}^{n_2}\Delta z_i \tau_{ui} = \frac{P_b\pi d\sum_{i=1}^{n_1} z_i\tau_{ui} - P_p}{2\pi d} \tag{21}$$

$$P_b = A_p q_p \tag{22}$$

式中:P_b 为桩底荷载,q_p 为极限端阻力。

式(21)中 i 自桩顶向下递增,满足式(21)的深度为 z_e。

如果 K 大于 1,桩底端不会发生刺入破坏,此时桩身附加应力可表示为:

$$\sigma_{pj} = \frac{P_b}{A_p} + \frac{\pi d}{A_p}\sum_{i=1}^{j}\Delta z_i \tau_{ui} \tag{23}$$

$$P_b = A_p\frac{q_p}{K} \tag{24}$$

设桩身等沉区底面的深度为 z_{ed}，由式(7)、式(18)、式(23)可推导得到 z_{ed} 的计算公式：

$$\sum_{i=1}^{n_3}\Delta z_i\tau_{ui}=\frac{p_dA_pR_E-P_b(1-m+mR_E)}{P'(1-m+mR_E)\pi d-2p_dA_pR_E}P' \quad (25)$$

式中：n_3 为桩身等沉区以下桩间土层数。

式(23)、式(25)中 i 自桩底向上递增，满足式(25)的深度为 z_{ed}。

当桩底扩径时，先利用扩径后的桩直径 d_1、截面面积 A_{p1}、置换率 m_1 分别代替式(24)、式(25)的 d、截面面积 A_p、置换率 m 并计算 z_{ed}。如 z_{ed} 小于扩径顶面深度，由式(7)、式(18)、式(23)可推导得计算 z_{ed} 的以下公式：

$$\sum_{i=1}^{n_3}\Delta z_i\tau_{ui}=\frac{p_dA_pR_E-P_{b1}(1-m+mR_E)}{P'(1-m+mR_E)\pi d-2p_dA_pR_E}P'-\frac{P'(1-m+mR_E)\pi d_1-2p_dA_pR_E}{P'(1-m+mR_E)\pi d-2p_dA_pR_E}\Delta z_1\tau_{u1} \quad (26)$$

$$P_{b1}=A_{p1}\frac{q_p}{K} \quad (27)$$

式中：τ_{u1} 为扩径段桩侧极限摩阻力，Δz_1 为扩径段长度。

式(26)中 i 自桩底向上递增，满足式(26)的深度为 z_{ed}。

2.4.2　附加应力

桩身等沉面以上的桩身附加应力按式(13)计算，桩身等沉区的桩身附加应力按式(18)计算，桩身等沉区以下的桩身附加应力按式(23)计算。桩间土的附加应力可采用式(17)计算。扩底段应采用其相应参数。等沉区法计算的桩间土附加应力沿深度分布如图 2 中 ABEF 所示。

2.4.3　复合地基沉降计算

采用分层总和法按式(2)、式(19)计算桩间地面沉降，按式(4)计算桩顶沉降，按式(1)计算复合地基沉降。由图 2 可知，桩间土实际附加应力介于等沉面法和等沉区法计算的附加应力之间，因此实际沉降应介于等沉面法和等沉区法计算的沉降之间。稳妥起见，可采用两者的平均值。

3　工程实例验证

广东省新会～台山高速公路南延线某路段管桩复合地基与排水固结法联合应用。K64＋125～K63＋136 路基滑塌后卸除路基中线附近未滑塌的路堤土，根据桩帽前后高程得到路基中线附近的沉降为 1 088 mm，计算得到软土层固结度为 75.9%[16]。假设实际沉降中软土层沉降与总沉降的比例等于表 1 中计算的软土层沉降与总沉降比例，可得路基中线附近实际最终沉降为 1 149 mm。

由文献[16]可知，土拱控制的桩顶荷载大于单桩竖向极限承载力，桩底端发生刺入破坏，等沉区长度等于零，等沉面位于桩顶，桩顶沉降近似等于桩间地面沉降，等沉区法和等沉面法计算结果相同。根据文献[16]中的地质资料，采用附加应力法计算的 K64＋120 路中线附近的桩间土附加应力和沉降见表 1。

表 1　桩间土附加应力和沉降

土层名	厚度/m	压缩模量/MPa	桩间土附加应力/kPa	分层沉降/mm
素填土	0.65	10.3	75.3	75.3
粉质黏土	0.65	2.6	84.6	84.6
淤泥	9.3	1.8	87.4	87.4
淤泥质细砂	1.2	3.8	90.1	90.1
淤泥	2.3	2.0	91.5	91.5
中砂	1.64	20.0	93.3	93.3
粉质黏土(桩间)	2.26	3.6	98.4	98.4
粉质黏土(桩底)	1.10	3.6	118	118.0
全风化层	5.0	5.0	93.6	93.6
–	–		沉降/mm	828

承载力比法计算的沉降为 597 mm，复合模量法计算的沉降为 155 mm。可见，附加应力法计算沉降最接近实测沉降，承载力比法次之，复合模量法误差最大。

计算沉降小于实测沉降可能的原因有:计算沉降未考虑地基侧向挤出产生的沉降;路基滑塌时牵引作用导致路基中心附近沉降偏大;根据桩帽前后高程确定的沉降存在一定误差。

从该工程实例可知,计算沉降需要乘以沉降修正系数。由于资料齐全的工程实例较少,尚不能推荐沉降修正系数取值。

4　算例与参数影响分析

4.1　工程情况

某段路基长 100 m,路堤顶面宽 26 m,路堤高 7.3 m(包括路面结构的等效厚度),路堤坡率为 1∶1.5,路基底面宽 47 m。路堤土重度为 20 kN/m^3,综合内摩擦角为 30°。地基土层情况见表 2。

路基采用素混凝土桩复合地基,桩直径为 0.4 m,正方形布置,混凝土强度等级为 C25,弹性模量为 28 000 MPa。桩帽厚度为 0.35 m,混凝土强度等级为 C25。6 种复合地基方案见表 3,其中方案 5 桩下部 0.5 m 范围内扩大直径至 1.0 m。

表 2　地层情况

序号	土层名	厚度/m	极限侧阻力/kPa	极限端阻力/kPa	压缩模量/MPa
1	淤泥	6	12	–	1.5
2	淤泥	6	15	–	2.0
3	淤泥	6	18	600	2.5
4	粉质黏土	10	80	2 500	10.0
5	基岩	–	–	–	–

表 3　CFG 桩复合地基参数

方案	桩间距/m	桩长/m	桩数/根	总桩长/m	桩帽边长/m
1	1.2	17.0	3264	55 488	–
2	1.2	18.5	3264	60 384	–
3	1.2	25.0	3264	81 600	–
4	3.0	25.0	522	13 050	1.8
5	3.0	18.5	522	9 657	1.8
6	3.0	25.0	522	13 050	–

4.2　附加应力法计算结果

图 4 是等沉面法计算的桩间土和下卧层附加应力。

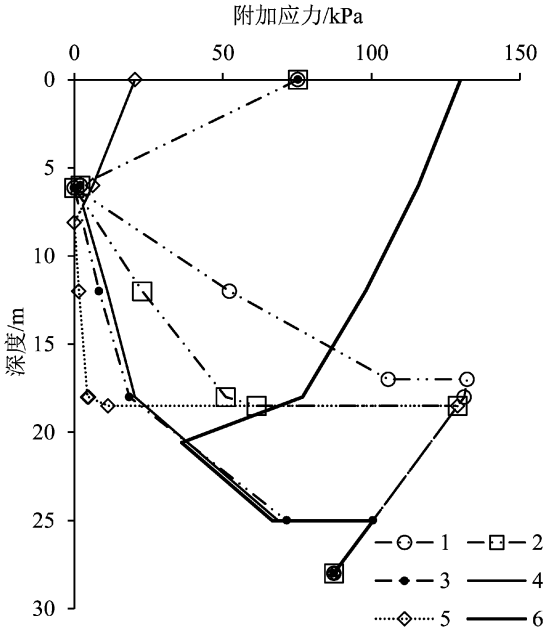


图 4　等沉面法计算的桩间土附加应力

表 4 是等沉面法的计算参数,其中 R_σ 为桩土加权平均附加应力与桩间土平均附加应力的比值。

表 4　等沉面法计算参数

方案	Q_{uk}/kN	P_p/kN	z_e/mm	K	R_σ
1	392.1	111.4	6.13	1.46	3.03
2	703.7	111.4	6.14	2.99	4.64
3	1357.2	111.4	6.14	6.18	4.73
4	1357.2	1132.9	7.15	1.00	5.87
5	2302.8	1132.9	8.10	1.72	23.1
6	1357.2	160.6	20.58	1.00	1.35

表 5 是等沉面法的计算结果。

表 5　等沉面法计算的沉降

方案	桩间土沉降/mm	桩顶沉降/mm	复合地基沉降/mm	软土层沉降/mm
1	556	401	542	394
2	382	228	369	277
3	259	104	245	199
4	170	114	169	111
5	168	112	167	65
6	1 087	51	1 073	1 022

表 6 是等沉区法的计算参数,表 7 是等沉区法的计算结果。

表 6　等沉区法计算参数

方案	z_{eu}/mm	z_{ed}/mm	z_e/mm	K	P_b/kN	R_σ
1	6.13	10.15	–	1.46	51	4.06
2	6.13	16.42	–	2.99	105	9.24
3	6.13	24.00	–	6.19	51	8.80
4	8.69	–	7.15	0.95	314	6.15
5	7.86	18.38	–	1.73	1135	19.93
6	24.20	–	20.58	0.35	314	1.35

表 7　等沉区法计算的沉降

方案	桩间土沉降/mm	桩顶沉降/mm	复合地基沉降/mm	软土层沉降/mm
1	459	304	446	350
2	268	113	255	163
3	196	33	181	163
4	161	105	160	103
5	166	104	165	60
6	1 087	51	1073	1 022

采用等沉区法计算时，方案 4 ~ 方案 6 的单桩竖向承载力安全系数均小于 1，桩身等沉区变为桩身等沉面，等沉面法、等沉区法计算的桩间土附加应力相同；采用等沉区法计算时，方案 1 ~ 方案 3 的单桩竖向承载力安全系数均大于 1，等沉面法、等沉区法计算的桩间土附加应力不同，见图 5。图 5 中方案号右上角有“′”的为等沉区法计算的桩间土附加应力。

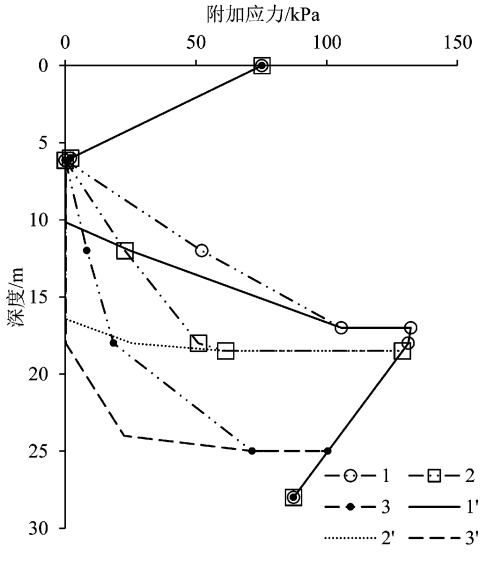


图 5　两种方法计算的土中附加应力

等沉面法和等沉区法计算的沉降对比见图 6。

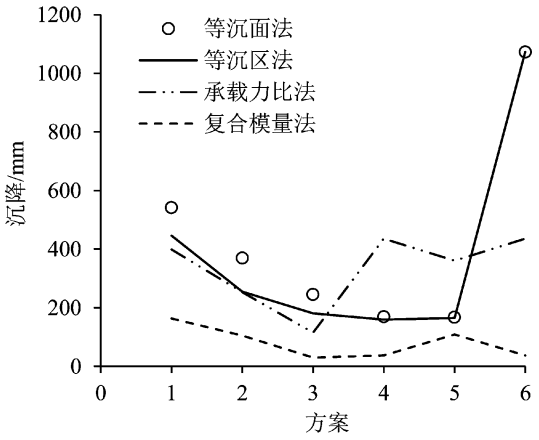


图 6　不同方法计算的沉降

由表 4 ~ 表 7、图 4 ~ 图 6 可知：

（1）对疏桩复合地基，等沉区法计算时桩身只有等沉面，等沉面法和等沉区法计算的沉降相等；对密桩复合地基，等沉区法计算时桩身有等沉区，等沉面法计算的沉降大于等沉区法计算的沉降。

（2）方案 1 ~ 方案 3 桩间距相同，等沉面法得到的三个方案的等沉面位置相同，等沉面以上附加应力也相同，方案 1 等沉面以下附加应力和沉降最大，方案 2 次之，方案 3 最小，因此，增大单桩承载力可有效减少沉降，应慎用悬浮桩。

（3）方案 4 桩和方案 5 桩间距相同，方案 4 桩长比方案 5 多 35%，但是两者沉降基本相等，说明持力层扩径比桩加长更经济合理。

（4）方案 4 和方案 6 桩间距和桩长均相同，但是未设桩帽的复合地基附加应力和沉降均远大于设置桩帽的复合地基，说明设置桩帽将大部分路堤荷载转移到桩顶非常重要。

（5）方案 3 和方案 4 桩长相同，方案 4 的桩数只有方案 3 的 1/6，但是方案 4 的沉降小于方案 3，因此刚性桩宜按疏桩复合地基设计。

4.3　现行方法计算沉降

承载力比法计算的沉降见表 8，复合模量法计算的沉降见表 9。

表 8　承载力比法计算的沉降

方案	复合地基承载力/桩间土承载力	复合地基沉降/mm	软土层沉降/mm
1	5.33	399	290
2	8.80	253	150
3	16.15	115	82
4	3.43	436	384
5	5.13	361	256
6	3.43	436	384

表 9　复合模量法计算的沉降

方案	复合地基模量/桩间土模量	复合地基沉降/mm	软土层沉降/mm
1	1 241	163	54
2	1 103	105	1
3	577	30	1
4	93	37	6
5	177	109	6
6	93	37	6

由表 8、表 9 和图 6 可知:

(1)复合模量法计算的沉降最小,与附加应力法计算的沉降差别较大;

(2)对密桩复合地基,承载力比法计算沉降与等沉区法计算沉降接近;对疏桩复合地基,承载力比法与附加应力法计算沉降差别较大;

(3)由方案 4 和方案 6 可知,与附加应力法不同,承载力比法和复合模量法不能反映桩帽等基础向桩顶转移荷载能力对沉降的影响。

(4)当复合地基应力与桩间土应力的比值和复合地基承载力与桩间土承载力的比值接近时,承载力比法计算的沉降与附加应力法计算的沉降接近,否则存在较大差别。

5　结语

(1)附加应力法可以考虑单桩承载力、基础转移荷载能力、桩土相互作用等重要因素,合理简便。

(2)利用桩帽等基础将路堤大部分荷载转移到桩顶可以有效减小路基沉降。

(3)持力层扩底比桩长加大更经济合理。

(4)按“强桩、大间距、大帽”原则设计的复合地基比密桩复合地基更经济合理。

参考文献:

[1] British Standard. BS8006 - 1:2010. Code of practice for strengthened/reinforced soils and other fills[S]. BSI Standards Publication,2010.

[2] TB 10106 - 2010, J1078 - 2010. 铁路工程地基处理技术规程[S]. 北京:中国铁道出版社,2010.

[3] JTG/T D31 - 02 - 2013. 公路软土地基路堤设计与施工技术细则[S]. 北京:人民交通出版设 2015.

[4] 徐小庆, 刘吉福. 筒桩复合地基和 CFG 桩复合地基处理公路软基效果对比[J]. 水运工程, 2010(8):129 - 132.

[5] 刘吉福. 路堤下复合地基“三等沉区模型”[J]. 岩 土 力 学 2007,28(Suppl.):796 ~ 802.

[6] 杨龙才, 王炳龙, 赵国堂, 周顺华. CFG 桩网复合地基沉降计算方法研究[J]. 铁道建筑,2009(7):19 - 23.

[7] 齐昌广, 刘汉龙, 陈永辉, 刘干斌, 左殿军. 塑料套管混凝土桩承载试验及沉降计算方法研究[J]. 岩土工程学报, 2016,38(12):2302 - 2308.

[8] 何宁, 娄炎. 路堤下刚性桩复合地基的设计计算方法研究[J]. 岩土工程学报, 2011,33(5):797 - 802.

[9] 王明山. 复合地基桩土承载力发挥系数的研究[D]. 北京:中国建筑科学研究院,2005.

[10] 赵阳. 岸边软土区带帽刚性桩复合地基模型试验与理论研究[D]. 长沙:湖南大学,2015.

[11] 王长丹,王炳龙,王旭, 周顺华. 湿陷性土桩网复合地基沉降控制离心模型试验[J]. 铁道学报,2011,33(4):84 - 92.

[12] 李永国. 刚性桩承式加筋路堤承载与变形机制研究[D]. 南京:东南大学,2015.

[13] 向先超, 朱长歧. 悬浮桩复合地基内部变形特性试验研究[J]. 公路,2009,(3):75 - 78.

[14] 陈桂奇, 戴济群, 唐彤芝, 黄康理, 程万钊. CFG 桩复合地基处理高速公路深厚软基试验研究[J]. 岩土工程界,2008,11(3):71 - 75.

[15] 陈云敏, 贾宁, 陈仁朋. 桩承式路堤土拱效应分析[J]. 中国公路学报,2004,17(4): 1 - 6.

[16] 刘吉福, 郭舒洋,肖昌建. 修正密度法分析混凝土桩复合地基路基绕流滑动稳定性[J]. 广东公路交通, 2016(05):12 - 20.

[17] 刘吉福, 郑刚, 安关峰. 路堤下刚性桩复合地基沉降计算简易方法[J]. 防灾减灾工程学报,2014,34(Suppl.): 92 - 98.

花岗岩地区深埋长大隧道工程勘察关键技术研究
——以粤东地区某隧道工程为例

李红中[1,2,3]，张修杰[1,2]，马占武[3,4]
（1. 广东省公路勘察设计技术咨询服务工程技术研究开发中心，广东广州 510507；
2. 广东省交通规划设计研究院股份有限公司，广东广州 510507；
3. 中山大学 地球环境与地球资源研究中心，广东广州 510275；
4. 北方民族大学土木工程学院，宁夏银川 750021）

摘　要： 隧道工程在高速公路建设中极为常见，其愈发长大深埋化加剧了地质灾害发生的几率和危害。本研究以广东省内花岗岩地区的某隧道工程为例，通过地质测量、遥感分析、岩（土）测试、水文分析和综合测井等手段开展了系统研究，研究结果表明：本研究隧道工程穿越的花岗岩属于典型的硬质岩，其微风化样品的饱和单轴抗压强度约为 90 MPa。区域内断裂极为发育，地表水源丰富。微风化花岗岩围岩综合渗透系数 0.008 m/d，断层破碎带围岩和破碎花岗岩围岩的综合渗透系数均为 0.03 m/d，按稳定流理论公式估算隧道涌水量为 45 556.0 m^3/d。隧址区地下水对砼结构腐蚀作用等级为微腐蚀，对砼结构中的钢筋腐蚀作用等级为微腐蚀，化学腐蚀环境作用等级 B 级。综合测井结果显示，围岩中存在多个断裂破碎带，岩石的放射性总体较弱。隧道的岩温最高为埋深 12 m 处的 33.2℃，岩温随埋深增加而快速递减至 230 m 附近的 20℃，水位以下的岩温逐渐上升并最终在隧道洞身附近增加至 26.51℃（703 m 附近）。隧道最大主应力 $\sigma_{h\max}$ = 23.2 MPa 位于隧道洞身位置（埋深 703 m 附近）处，计算得出 $R_c/\sigma_{\max}$ 介于 4 ~ 7 范围并对应了中等强度岩爆。本研究系统的综合勘察结果表明，该隧道工程可能存在偏压段大变形、硬岩岩爆、高压突（涌）水、风化残积层软化及崩塌和岩石破碎带小型塌方或掉块等灾害，同时研究中也提出了相应的防治应对措施。

关键词： 花岗岩；深埋长大隧道；工程地质；广东省；地质灾害

0　引言

深埋长大隧道的工程勘察关键技术备受关注。深埋长大隧道工程在高速公路的越岭和跨海段极为常见[1,2]，但是越发长大深埋化的隧道工程同时带来了巨大的地质灾害隐患。基于“用途广泛、对环境破坏小、可以全天候运行、对备战非常有利”等优越性[3]，人们近年来越发加大了以隧道工程为代表的地下空间资源开发力度[4,5]。作为确保高速公路线型和缩短里程的需要，隧道工程建设愈发呈现出长大深埋化趋势，这类具有“深埋长大”特征的隧道工程伴随的地质灾害也越来越多[6-10]。研究表明[11,12]，隧道地质灾害本质上是由水、岩、热、气等构成的复杂地质系统对开挖扰动所作出的响应（或反馈），其响应的方式和程度不同所导致的灾害类型和规模也就不同。在工程实践中，深埋的隧道围岩因“埋深大、地应力高”并表现出与浅埋条件下岩体所完全不同的力学行为[9]，硬岩岩爆、软岩大变形（挤出和膨胀）、高压涌突水、高地温、塌方和洞口滑坡等地质灾害也因此极为常见[13]，也可能因疏干山塘、水库等地表水体而影响生态环境和人们的生产生活。因此，深埋长大隧道工程涉及的工程地质条件及其与地质灾害的关系成为了学术界和工程实践所关注的焦点[14-16]，而相应获取基础地质参数的工程勘察关键技术更是倍受关注[15,17]。

华南花岗岩地区深埋长大隧道的工程地质勘察关键技术亟需得到重视。广东省内交通基础设施建设快速发展，但包括京珠、江罗、揭惠、惠清和大丰华等高速公路在内的项目都面临了深埋长大隧道工程，这些隧道工程都不同程度的面临了因埋深大、地应力高、水文条件复杂等因素导致的工程变更和事故等。这是因为，地表测绘、观察推断

和少量辅助性钻探的验证是长期工程地质勘察中探究深部工程地质条件的通用勘察方法[17]，该方法虽然能够满足短小浅埋隧道的设计要求但并基本不太适用于具有“深埋”和“长大”特征的隧道勘察[18]。事实上，华南地区隧道建设最常见的花岗岩在深埋条件下极易发生岩爆[19,20]，该岩石分布区广泛发育的断层碎裂带常常发生高压突涌水和大变形[21]等灾害。随着工程勘察理论、实践和技术手段的快速发展创新，大量勘察技术手段被运用于深埋长大隧道的工程勘察中，这些技术手段包括遥感分析、电法测量、钻孔水文试验、地下水分析、综合测井、放射性测井、岩温测量和地应力测试等。在花岗岩地区深埋长大隧道建设中，各种勘察技术的“特色”和“局限性”要求勘察成果之间要进行相互耦合和指导[17,18]，故系统的探索各种勘察手段优缺点及互补关系并最终形成综合勘察成套技术体系就显得极为迫切。鉴于此，本研究选择广东省内某高速公路花岗岩地区深埋长大隧道为对象，通过综合勘探方法获取地质参数并系统分析该隧道的工程地质条件，以期为华南花岗岩地区深埋长大隧道的建设提供借鉴。

1　施工地质灾害

公路隧道工程的建设愈发深埋长大化面临了地质灾害的严峻挑战。工程实践表明，公路山岭隧道工程的最大埋深从数百米逐渐发展为数千米，迄今已见报道的隧道埋深已经高达 3 000 m[22]，而长度则已高达数公里～数十公里[17]。根据《公路隧道设计细则（JTG－T D70－2010）》[23]，“深埋长大隧道”在公路工程领域的划分标准临界值为“埋深 $H>(2\sim2.5)h_q$、长度 $L>1\ 000$ m、跨度 $B\geqslant9$ m 且车道数量 $n\geqslant3$”。这类隧道工程涉及的地质灾害及其导致的工程变更或事故极为常见[24,25]，其最为突出的是硬岩岩爆、软岩大变形、高地温、高压涌水（泥）等地质灾害的发生几率和危害性随隧道工程的越发“深、长、大”化而明显剧增[26,27]。

花岗岩地区影响深埋长大隧道工程建设的地质灾害及其它因素均较多。花岗岩具有质硬、性脆、裂隙发育和风化壳发育等特点，其分布区内隧道工程施工常见的地质灾害包括：

（1）洞口段突泥（水）涌砂，这类灾害在华南花岗岩（尤其是覆盖有风化壳）地区的隧道洞口段极为常见。全风化花岗岩属于粉砂性土体并在花岗岩地区隧道的进出口段极为常见，尤其是当隧道进出口位于地下水位线以下时极易发生突泥、涌砂（水）等地质灾害，严重时还可能出现塌方灾害。

（2）隧道塌方，这类灾害主要位于花岗岩内断层破碎带、侵入岩接触带和岩体结构面不利组合地段[3]。据统计，隧道内围岩失稳而发生突发性坍塌、堆塌、崩塌等地质灾害，其中越岭隧道的塌方约占各类重大地质灾害出现机率的 90% 以上[28]。

（3）断层带突涌水（泥），这类现象主要发生在花岗岩体内的断层破碎带分布地段。导致突（涌）水发生的原因是隧道开挖洞室打通了富水构造，其中断层的构造属性不同则对应了不同的灾害组合：①压性断层带地段，压性断层两盘强烈挤压的破碎带可能出现的灾害类型包括突涌泥、突涌水和洞内泥石流；②张性断层带地段，张性断层处发生突涌水的同时还可能伴随破碎围岩的失稳塌方。

（4）高地应力灾害，这类灾害主要发生在隧道埋深较大的地段。在隧道埋深较大的地段常常存在高地应力问题，当隧洞开挖导致高地应力快速释放并致使脆性的硬质岩石发生破坏[29]即形成高地应力完整花岗岩岩爆，而隧道内软岩（包括压性断层主及干断层带断层泥和断层糜棱岩围岩）分布地段的地应力缓慢释放导致的围岩柔性破坏[29]即为高地应力大变形。

（5）高地温灾害，我国交通部对这类灾害的定义为地下某些特殊部位的地温（或热水）超过 30℃[27]（铁路系统规定的界限为 28℃[30]）。花岗岩地区的地温梯度通常较高，这类灾害主要发生在地温异常区、区域活动断层带、高地应力或埋深（$H_{max}\geqslant1\ 500$ m）的隧洞内[31]。

(6)地下水腐蚀性,这是指花岗岩体内断裂破碎带中所储地下水对混凝土和钢筋的腐蚀作用。在花岗岩体,节理裂隙、压性断层带两盘强烈挤压破碎带和张性断层带都富含地下水,当这些地下水中的某种化学成分达到一定含量时就会对钢筋和混凝土等产生腐蚀作用,如东莞地区花岗岩体中地下水[32]中 2.0 ~3.3% 的样品 PH 值和侵蚀性 CO_2 对混凝土存在弱腐蚀性和 100% 的样品 PH 值、氯根和硫酸根对钢筋有弱腐蚀性。

2　工程勘察关键技术

查明导致地质灾害发生的不良地质体或致灾构造是花岗岩地区深埋长大隧道工程勘察的根本目的。在山区高速公路的建设中,采用长隧道通过越岭地区时通常会面临复杂的地质条件。深埋长大隧道不但穿越的距离更长、地质单元更多和面临的不良地质体更多,同时埋深过大还会引发高地温、高涌水量和高水头压力等。据此,深埋长大隧道施工引发的地质灾害类型多且复杂,洞口段突泥(水)涌砂、隧道塌方、断层带突涌水(泥)、高地应力灾害和高地温灾害发生的几率明显增大。以硬岩岩爆为例[22],这类地质灾害在埋深 H <100 m 的隧道中虽然也有发生,但其发生的频率远远低于数百米埋深的隧道。基于花岗岩的质硬、性脆、裂隙发育和风化壳发育等特点,花岗岩地区的深埋长大隧道工程建设过程中稍微处理不当就可能导致人员伤亡、施工设备毁损、工程结构破坏等,严重时可能导致整个地下工程的报废[33]。这就为工程勘察提出了要求,势必尽可能详细的查明隧道施工可能遭遇的地质灾害。针对花岗岩地区的深埋长大隧道,工程勘察中势必需要查明具有致灾可能的不良地质体(致灾构造)分布位置、规模、性质及相关参数等,这主要包括:①隧道进出口段要重点查明地下水位和岩土分层界限等参数,这将有助于判别洞口段突泥(水)涌砂灾害发生的风险并在必要时提出针对性的应对方案;②花岗岩体内的构造不连续面,主要包括断层破碎带、侵入岩接触带和岩体结构面等不利组合,这有助于判别围岩失稳发生坍塌、堆塌、崩塌等地质灾害的风险;③构造不连续面的水文地质条件,包括渗透系数和水质等涉及突涌水(泥)和地下水腐蚀性的参数;④隧洞深埋段范围内的地应力状况,包括决定最大主应力方向和大小等,这有助于预防高地应力岩爆和大变形;⑤地温分布状况,这有助于了解地温分布情况和预防高地温灾害;⑥围岩的放射性特征,这有助于进行隧道的环境放射性评价。

花岗岩地区深埋长大隧道工程勘察成套关键技术亟待形成。在长期的工程勘察中,地表测绘、观察推断和少量辅助性钻探的验证是探究深部工程地质条件最为常见的勘察方法[17],该方法虽然能够满足短小浅埋隧道的设计要求但并基本不太适用于具有“深埋”和“长大”特征的隧道勘察[18]。随着经济和科技发展的不断进步,越来越多的地球物理勘探技术被运用于公路隧道的勘察中。目前,已经形成了“点、线状和面状”多种勘察技术,包括遥感分析、电法测量、大地电磁法、钻孔水文试验、地下水分析、综合测井、放射性测井、岩温测量和地应力测试等。然而,各种勘察技术通常具有自身的“特色”和“局限性”,这势必要求勘察成果之间要相互耦合和指导[17,18]。虽然目前已有关于公路隧道相关的勘察技术标准,但这些属于通用规范且无法满足具有“质硬、性脆、裂隙发育和风化壳发育”等特点的花岗岩地区深埋长大隧道工程勘察。基于此,本研究根据现有勘察技术的特点提出的综合勘察成套技术方法如下:

(1)资料收集及遥感解译:首先对区域内已有的工程案例、地质和地震等资料进行了充分搜集,在对已有资料进行系统分析总结的基础上开展了遥感解译工作;

(2)地质测量:通过大面积详细的地质测量工作,这既能验证并完善遥感解译成果,同时还可以完成区域地质测量和填图工作;

(3)物探和钻探:利用上述遥感和区域地质测量结果为指导,利用物探方法(如本研究的高密度电法,也可以采用 EH - 4 或 HMT)初步获取了隧

址区域剖面的构造分布情况和岩石连续性,进一步布置了少量深孔钻探对物探成果进行了验证和完善。

(4)水文试验及分析:这一阶段的工作较多,具体可以划分为:①通过分段进行压水实验查明不同状态围岩的渗透性;②地下水的水质分析用以查明地下水对砼结构及其中的钢筋腐蚀作用和环境化学腐蚀作用的程度;③隧道涌水量计算用以预测隧道开挖建设可能面临的涌水量。

(5)综合测井:利用前期钻探的深孔进行综合测井(也称孔内测试试验),具体包括:①利用地球物理方法(如声波和电位电阻率等)了解围岩的完整性和断裂破碎带的分布情况;②放射性测试的结果用以确定隧道围岩的放射性是否会对拟进行的工程建设产生影响;③岩温(也称井温)测试的目的是了解地温能否对隧道的建设施工造成影响;④地应力测试和岩石样品的饱和单轴抗压强度测定为是否存在岩爆和大变形灾害提供依据。

值得补充的是,不同勘察方法和测试手段都会存在或多或少的局限性,这就需要根据实际的工程需要和条件选择恰当勘察手段。在长大、深埋、复杂隧道工程穿越的地区,地质勘察要求资料精度高、围岩分类准确,这势必需要采取类似本研究的综合勘察方法。实际工作中,合理的工作布置顺序是至关重要的,这是因为不同阶段勘察的成果具有相互印证和补充的效果。因此,每一阶段的成果都需要与已有资料进行系统地综合的印证和耦合,后一阶段的勘察工作要尽可能的与前面已有勘察工作相衔接实现综合勘察工作逐渐深入,最终实现在获取高质量勘察成果基础上的勘察工作量减少、工作效率提高和成本降低。

3　勘察关键技术应用案例

3.1　区域特征

本研究隧道工程位于广东内某典型的花岗岩分布地区。该隧道穿越了相对高差 700 余米的中低山地貌区,其单洞长度约 6 km 且最大埋深大于 700 米。隧址区的地形起伏较大且陡峻,局部地方分布有陡崖面并堆积有块石、残(坡)积粉质粘土。隧道穿越的山体植被发育,隧址附近沿山谷发育一条流量大于 1 000 m^3/d 的溪流。洞身地表为分布有两条山谷溪流,水量分别为 860 余 m^3/d 和 1700 余 m^3/d。山顶部位还有一个库容量约 40 万 m^3 的水库,该水库调查期间仅底部蓄有较少量的水。隧址区地下水类型主要为基岩裂隙水,地下水以潜水为主赋存于中~微风化岩构成的含水层中。地下水的补给类型主要包括大气降水和山谷汇水,蒸发和侧向迳流构成了地下水的主要排泄方式,局部发育有下降泉并汇流于沟谷。断裂形成了隧址区重要的地下水储水空间,NE 向张扭性断层裂隙带内含有水量丰富。NW 向断裂为压性并切割 NE 向断裂,该类断裂构成了主要的出水断裂并常见分布有地下水(包含热泉)出口。

该隧道工程分布区域在大地构造上归属于滨太平洋构造域,隶属于华南加里东褶皱系内的粤东隆起区。该区域在地史经历了“地槽→准地台→大陆边缘活动带”三个阶段,形成了一系列的褶皱和断裂构造。根据广东省 1∶50 万的构造体系图,工程所在区域内构造线的方向以北东向为主、东西向和北西向次之。影响本工程的构造较多,包括 NE 向莲花山深断裂带、NW 向饶平-大埔大断裂带、EW 向丰良-佛冈深断裂带和铜鼓嶂-桐子洋-禾廉石复式褶皱。综合已有资料和实地考察结果,研究区内沉积地层较为发育,包括白垩系砾岩-含砾砂岩建造、侏罗纪火山岩和碎屑岩建造。区域内岩浆活动强烈,岩性包括为中酸性的火山岩、火山沉积岩和侵入岩等。断裂构造是区域内主要的控岩构造,它们控制了侵入岩的分布和火山(沉积)岩盆地的展布。在隧址区(图 1),地层主要为燕山早期花岗岩及侏罗系安山玢岩,按风化程度的差异可划分为若干成分、风化程度等存在差异的亚层。自第四纪以来,地壳间歇性抬升构成了新构造运动的主要形式。区域内不存在大规模的区域性断裂通过,因而地壳的水平方向运动极为微弱。

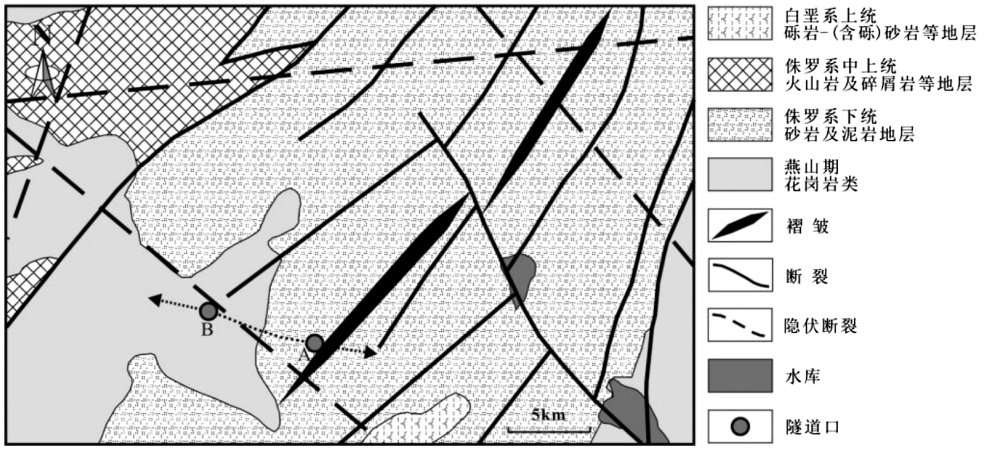


图 1　隧道工程所处区域的基岩及构造略图

本研究隧道拟建于以花岗岩为主的岩浆岩地区,隧址范围内的岩(土)层按风化程度由强到弱依次为:

(1)地表风化残积层,包括粉质粘土、碎石、(砂质)粉质粘土等,土体为灰褐色、黑灰色、褐黄色和黄色,岩块为灰白色。厚度 8 ~ 15.5 m,土层的重度及抗剪强度指标建议值为 $\gamma = 18 \sim 20$ kN/m^3,凝聚力 $c = 14 \sim 19$ kPa,内摩擦角 $\varphi = 12° \sim 20°$,渗透系数经验值 $K = 0.1$ m/d。碎石的重度及抗剪强度指标建议值为 $\gamma = 18$ kN/m^3,凝聚力 $c = 0$ kPa,内摩擦角 $\varphi = 40°$,渗透系数经验值 $K = 50$ m/d。

(2)全风化花岗岩:黄褐色,岩芯呈坚硬土状,结构可辨,岩石已风化完全,手捏易散。零星分布,厚度 6 ~ 8.5 m。其重度及抗剪强度指标建议值为 $\gamma = 20$ kN/m^3,凝聚力 $c = 25$ kPa,内摩擦角 $\varphi = 25°$,渗透系数经验值 $K = 0.1$ m/d。

(3)强风化花岗岩:褐黄色 ~ 棕黄色,结构可辨,岩芯呈半岩半土状,越往下部的花岗岩碎块含量升高且部分短柱状样品锤击不易碎,岩质较软,半岩半土状岩芯遇水易软化。局部分布,厚度 1 ~ 40 m。其重度及抗剪强度指标建议值为 $\gamma = 22$ kN/m^3,凝聚力 $c = 30$ kPa,内摩擦角 $\varphi = 30° \sim 35°$,渗透系数经验值 $K = 0.05 \sim 0.1$ m/d。

(4)中风化花岗岩:中风化蚀变花岗岩:浅肉红色,中 ~ 粗粒花岗结构,块状构造,岩芯可见蚀变,节理裂隙很发育,裂隙面多见铁锈浸染,部分岩芯见密集的劈理,岩芯呈 10 ~ 20 cm 的柱状,岩芯大于 10 cm 的岩芯约占 75%,岩质较硬。局部分布,厚度 4 ~ 30 m。渗透系数经验值 $K = 0.03$ m/d。

(5)微风化花岗岩:微风化蚀变花岗岩:灰白色,花斑色,中 ~ 粗粒花岗结构,块状构造,岩芯可见蚀变,节理裂隙很发育,岩芯以 10 ~ 25 cm 的柱状为主,少量块状、短柱状,节理裂隙较发育,节长不小于 10 cm 的岩芯占 70%,岩质坚硬,锤击声清脆。局部分布,最大揭示厚度为 25 m。渗透系数经验值 $K = 0.008$ m/d。

岩石抗压试验表明,本研究隧道围岩"微风化花岗岩"的饱和单轴抗压强度约为 90 MPa 具有典型的硬质岩特征,其风化产物的强度随风化程度的增强而增强。除了上述岩(土)层外,局部可见不同期次岩浆岩侵入的迹象,岩性为安山玢岩,各类指标参数和花岗岩基本相似。

3.2　遥感分析

在实地踏勘基础上,本研究结合区域地质资料对所研究隧道隧址区附近的遥感图进行了解译(图 2)。研究表明,隧址区附近主要发育 NE、NW、EW 和 SN 四个方向的断裂,其中尤其以 NE、NW 向两组断裂构造最为发育,近 EW 和近 SN 向的断裂为次一级的断裂和节理。在研究区,NE 向断裂得到了 Fa1、Fa2、Fa3、Fa4、Fa5 的响应,NW 向断裂表现为 Fb1 和 Fb2,近 NW 和近 SN 向次级断裂和节理为现代构造应力场的响应。综合遥感解译和实地踏勘结果,该地区构造对隧道工程可能的影响表现在如下几个方面:①稳定性方面,燕山期花

岗岩体中广泛发育的近 EW 和近 SN 向次级断裂和节理对隧道施工及稳定性有较大影响；②水文地质方面，研究区雨量充沛导致地下水丰富，这可能导致隧道施工过程中出现涌水灾害；③地热方面，临区多处热水活动指示区域内地热资源发育并以花岗岩等为主要热储含水层，这些水热区的分布受 NE 走向大浦－海丰断裂与 NW 走向的深圳－五华断裂所控制，这极可能对本研究最大埋深 700 余米隧道工程带来地热影响。

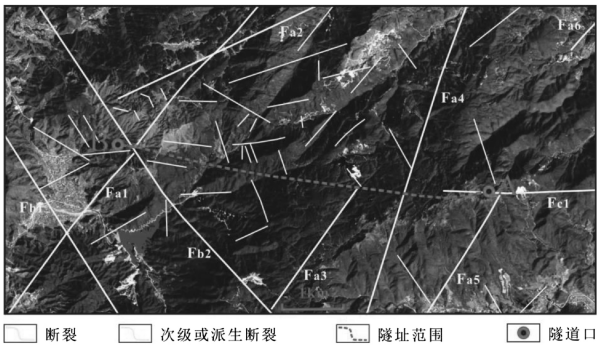


图 2　隧址区遥感解译结果

3.3　高密度电法

本研究开展了 1∶5000 的高密度电法测试，完成的 4 条测线中包括纵剖面 1 条、斜剖面 1 条和横剖面 2 条且合计长度 6 571 m。研究表明，区域内的微风化花岗岩电阻率特征 $\rho > 2\ 000\ \Omega \cdot m$，残（坡）积层和全－强风化花岗岩（土）层的电阻率特征为 $200\ \Omega \cdot m < \rho < 500\ \Omega \cdot m$，冲积成因粉质粘土的电阻率特征为 $50 < \rho < 100\ \Omega \cdot m$。在本研究中，低电阻率的浅部岩（土）层应该反映了地表覆盖土层，深部的高电阻率部分应该对应了基岩“微风化花岗岩”，其中基岩面大致对应了高、低电阻率异常的分界面，在高电阻率背景上的狭长形条带状低阻异常为断裂构造的反映。根据测试结果，本研究解释出了北西向和北东向 2 组断裂（图 3），其中北西向为主且倾角较大。另外，局部电阻率相对较低的部位推测为节理裂隙较发育。

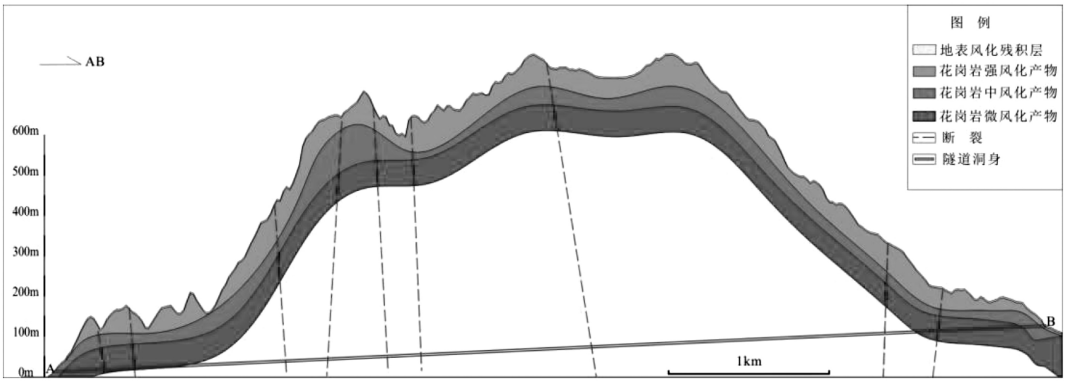


图 3　隧道范围地球物理解译断裂分布图

3.4　水文特征

3.4.1　压水试验

利用隧道在洞身段的钻孔，本研究针对埋深 212～222 m 完整花岗段、415.5～425.5 m 碎裂岩破碎带、636～640 m 破碎带岩段进行了压水水文地质试验（表 1），微风化花岗岩围岩综合渗透系数 0.008，断层破碎带围岩综合渗透系数 0.03，破碎花岗岩带围岩综合渗透系数 0.03。

表 1　隧道压水试验计算成果

序号	试验段埋深/m	含水层特征	试验长度 l/m	钻孔半径 r/m	静止水位埋深/m	试验总压力 P/MPa	流量 Q		透水率 w		渗透系数 K/(m/d)
							L/min	m^3/d	Lu	L/min·m^2	
1	212～222	微风化花岗岩	10	0.04	10	0.9	6.55	9.4	0.73	0.008	0.008
2	415.5～425.5	断层破碎带	10	0.04	88	0.98	22	31.7	2.25	0.02	0.03
3	636～640	破碎花岗岩带	4	0.04	241.5	2.515	24.5	35.3	2.44	0.02	0.03

3.4.2　水质分析

由于地下水和地表水体连通性较好，本研究采集了隧址区地表水进行水质分析。分析结果表明，隧址区水体的 Cl^- 浓度 2.07 mg/L，SO_4^{2-} 浓度 0.98 mg/L，Mg^{2+} 浓度 0.47mg/L，NH_4^+ 浓度 0.04mg/L，OH^- 浓度 0.00 mg/L，总矿化度 38.07 mg/L，CO_2 浓度 5.29 mg/L，HCO_3^- 浓度 0.24 mg/L，pH 值 6.68。根据《公路工程地质勘察规范》（JTG C20 - 2011）和《岩土工程勘察规范》（GB50021 - 2001）（2009 年版），隧址区地下水的环境类型为Ⅱ类。根据《公路工程混凝土结构防腐蚀技术规范》（JTG/T B07 - 01 - 2006），隧址区地下水对砼结构腐蚀作用等级为为微腐蚀，水对砼结构中的钢筋腐蚀作用等级为微腐蚀，环境化学腐蚀作用等级 B 级。

3.4.3　隧道涌水量分析

鉴于本研究隧道工程的埋深大、地表水丰富且围岩中发育多组断裂，本研究开展了基于稳定流理论公式法和降水入渗法的隧道涌水量计算：

（1）稳定流理论公式法

利用裘布依稳定流理论公式，本研究根据综合钻孔抽水、注水试验和隧址区水文地质条件进行隧道涌水量预测计算（式 1），参数及计算方法参见文献[34]。计算过程中，本研究将隧道划分为 5 段，最终计算得出的隧道总涌水量约为 45 556.0m³/d（表 2）。

$$Q = BK\frac{H^2 - h^2}{2R} \qquad （式 1）$$

表 2　稳定流理论公式法的涌水量计算结果

序号	工程分段			涌水量 Q /（m³/d）
	起点	终点	长度/m	
1	K0 +000	K0 +676	676	1 352.0
2	K0 +676	K1 +676	1 000	8 000.0
3	K1 +676	K2 +876	1 200	15 000.0
4	K2 +876	K3 +776	900	11 250.0
5	K3 +776	K5 +988	2 212	9 954.0
合计	K0 +000	K5 +988	5 988	45 556.0

（2）降水入渗法

根据钻孔试验成果和隧址区水文地质条件，本研究选择降水入渗法隧道涌水量计算公式进行计算（式 2），参数及计算方法参见文献[35]。按照隧址区地形，含水体地下集水面积范围划分原则为左侧的分水岭为山顶和山脊，右侧边界主要为山谷。年降水量采用当地多年年均降水量，计算得隧道涌水量见表 3，最终计算得出的隧道总涌水量约为 9 801.1 m³/d。

$$Q = 2.74\alpha WA \qquad （式 2）$$

表 3　降水入渗法的隧道涌水量计算成果

序号	工程分段			年降水量 W /mm	降水入渗系数 α	集水面积 A/km²	正常涌水量 Q_s/（m³/d）
	起点	终点	分段长度 L/m				
1	K0 +000	K0 +220	220	1792.1	0.2	0.16	1 178.5
2	K0 +220	K0 +920	700	1792.1	0.2	0.239	589.2
3	K0 +920	K2 +220	1 300	1792.1	0.2	0.956	1 473.1
4	K2 +220	K2 +720	500	1792.1	0.2	0.44	883.9
5	K2 +720	K4 +020	1 300	1792.1	0.2	0.78	1 551.7
6	K4 +020	K6 +250	2 230	1792.1	0.2	1.29	4 124.7
合计	K0 +000	K6 +250	6 250	1792.1	0.2	3.865	9 801.1

计算结果表明，稳定流理论公式法获得的隧道涌水量约为 45 556.0 m³/d，降水入渗法计算所得隧道涌水量约为 9 801.1m³/d，二者计算得出的隧道涌水量差异较大。事实上，汇水面积估算法在深埋隧道汇流面积划分时难以界定，加之考虑了山顶水系的影响，故建议最终估算隧道涌水量按稳定流理论公式估算结果 45 556.0 m³/d 取值。区域内地下水动态变化受控于多种因素，其中雨季的地表降水集中势必会导致涌水量偏大，而先行施工的单洞也将会存在涌水量偏大的现象。此

外,局部洞身地表的山谷溪流可能会因断裂连通的影响导致涌水量偏大。按限量排放的原则,采取注浆处理后,营运期间的涌水量将大量减少。

3.5　综合测井分析

利用隧道洞身范围内深达 700 余米的钻孔,本研究进行了电测井、放射性测井(自然 γ)、声波测井、井温及地应力测试五项测井工作,测试结果详见下文。

3.5.1　声波测井

已有研究表明[36],声波测井曲线中断裂带和破碎带处的波速相对较小,而岩石完整性较好地段的测井曲线变化不大且波速相对较大,这为孔内岩层的不均匀性、断裂破碎带和基岩完整性等的识别的提供了依据。在本研究中,室内岩块纵波试验揭示新鲜岩块纵波速度约为 5 100 m/s。根据声波曲线(图 4),埋深 224.01 ~ 227.01 m、236.01 ~ 237.41 m、269.41 ~ 273.21 m、287.81 ~ 288.61 m、407.62 ~ 425.22 m 和 620.83 ~ 626.03 m 段存在 6 处波速平均值小于 4 000 m/s 的低速异常带,这些低速异常带应该反映了围岩完整性偏低的部位[37]。

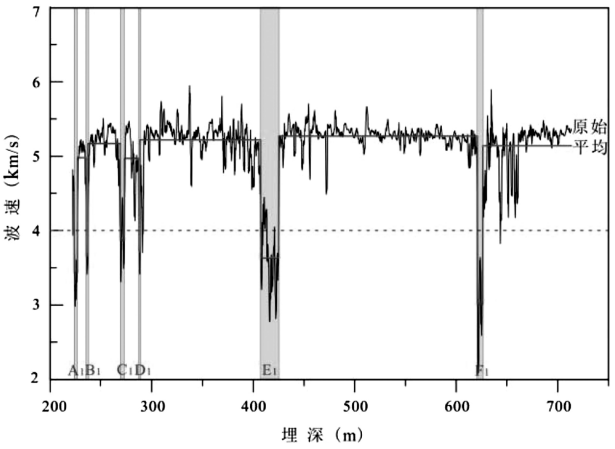


图 4　隧道测井的波速分段曲线

3.5.2　电位电阻率

根据自然电位曲线的变化判断岩性和分析岩性的变化[38],这主要归因于离子在岩石中的扩散吸附作用受控于岩石的成分、组织结构、胶结物成分及含量。在电位电阻率测井曲线中,完整岩石的曲线幅值通常较大,而断裂破碎带的曲线幅值则通常较小。在本研究中(图 5),电位电阻率曲线在 187 ~ 238 m、268 ~ 275 m、283 ~ 293 m、414 ~ 426 m、620 ~ 634 m 和 650 ~ 660 m 段存在 6 处电阻率平均值小于 3 000 Ω · m 的低电阻率异常带,它们极可能反映了岩石完整性较差且含水性好的断层破碎带[39]。

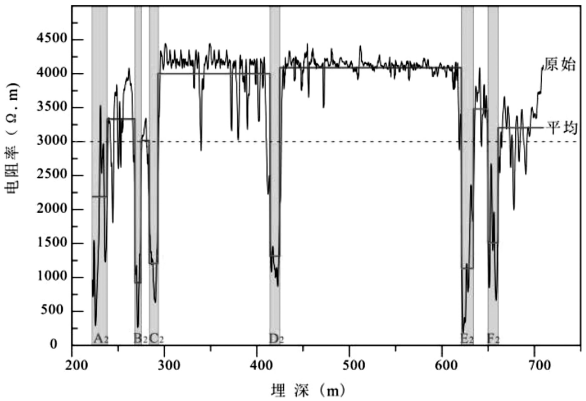


图 5　隧道测井的电阻率分段曲线

3.5.3　放射性测试

利用 γ 射线探测仪进行隧道放射性测井的方法较为常见,这种方法是利用 γ 射线探测器探测地层的 γ 射线并将其变换成电脉冲信号经放大后送入地面。数据处理参考公式 API = (N 高 - N 低)/200 进行处理[40]。在本研究中(图 6),放射性测量 γ 曲线的最大值 77.6 API 位于埋深 100 m 附近,其次是在埋深 137 m 附近为 68.9 API,辐射强度随着深度的增大具有降低并总体趋于平稳的特点。据此,本研究隧道围岩的整体测量值均小于 80API,这说明本研究隧道的围岩放射性总体较弱。虽然局部破碎断裂处的放射性相对较小,但总体上未发现较大的异常段,因此对拟进行的工程建设无明显影响。

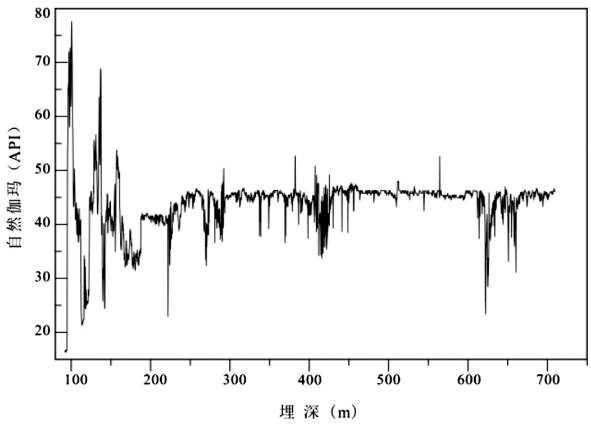


图 6　隧道放射性测井分段曲线

3.5.4　岩温测试

井温测试结果表明(图 7),本研究隧道围岩的岩温最高值 33.2℃位于埋深 12 m 处,后续随埋深的增加快速而降低至 230 m 附近的 20℃左右。在地下水位以下,岩温随埋深的增加而逐渐升高,水位下井温最大值 26.51℃(703.43 m 处)位于孔底附近,最小值 20.15 ℃(233.41 ~ 233.61 m 处)。根据公式 $G=\frac{T_2-T_1}{H_2-h_1}\times 100$(℃/100),本研究计算了多个埋深段内的井温梯度值。计算结果表明,埋深 230 ~ 660 m 和 663.8 ~ 704 m 处的井温梯度极低,在深度 660 ~ 663 m 处的井温梯度较大并可能位于断裂破碎带附近。

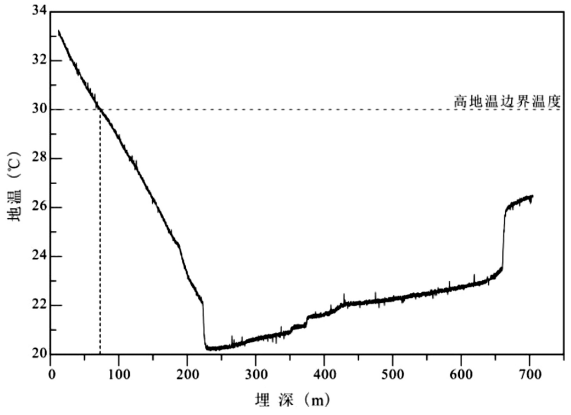


图 7　隧道井温测试结果曲线

3.5.5　地应力测试成果

本研究利用水压致裂法进行了水平和垂直地应力测试(表 4)。地应力测试结果显示,隧道最大主应力 $\sigma_{h\max}$ = 23.2 MPa 位于隧道洞身位置(埋深 703.8 m)处,最大应力的方向为 NE 向(62°)并与隧道轴线构成的夹角约为 43°。岩石抗压试验表明,该围岩的饱和单轴抗压强度约为 90 MPa,按公路隧道设计规范计算得出的 $R_c/\sigma_{\max}$ 在 4 ~ 7 之间。据此,本研究隧道围岩的初始应力属于高应力,开挖过程中可能发生中等强度岩爆,具体表现为有岩块弹出、洞壁岩体发生剥离、新生裂缝多和成洞性差。选取围岩侧压系数 1.4,以围岩的重度 27 kN/m^3 换算处高应力分界深度约为 340 m,因而在隧道埋深大于 340 m 的隧道围岩存在发生中等岩爆的可能。

4　讨论与结论

本研究隧道属于典型的深埋长大隧道,这类隧道可能涉及的地质灾害种类非常多。已有工程实践表明,隧道埋深的增大而易于导致:以硬质岩为围岩的隧道易于发生岩爆灾害[8,41],以软岩或破碎岩为围岩的隧道易于发生大变形灾害[26,42],隧道涌水突发且水头压力大特点[43],地温值会随埋深的增加而逐渐增加。基于工程安全的角度出发,有必要充分利用已有的数据开展场地工程地质、水文地质和环境地质条件的系统分析,尤其需要开展隧道地质灾害发生的可能性分析。

表 4　地应力测试结果

埋深/m	最大水平主应力/MPa	最大水平主应力方向	最小水平主应力/MPa	垂直应力/MPa	侧压系数
374.0	14.1		9.4	10.1	1.4
504.0	22.9	N74°E	14.8	13.6	1.7
606.2	18.9	N67°E	11.9	16.4	1.2
680.5	20.3		13.0	18.4	1.1
703.8	23.2	N62°E	15.5	19.0	1.2

备注:1. 破裂压力、重张压力及关闭压力为测点孔口压力值;垂直应力取容重为 0.027 MN/m^3 进行计算;

2. 稳定水位约在孔深 228 m 处。

4.1　岩(土)特性及影响

本研究隧道的隧址位于花岗岩地区,主要的岩(土)类型包括坡残积成因的风化土层、燕山期花岗岩其风化层组成,坡残积土层和全 ~ 强风化层厚度不均且总体偏薄。围岩分级结果显示,该隧道左线的Ⅲ级围岩占 32.5%,Ⅳ级围岩占 43.5%,Ⅴ级围岩占 24%;右线隧道Ⅲ级围岩占 33.7%,Ⅳ级围岩占 42.3%,Ⅴ级围岩占 24%。从

地质灾害的角度分析，本研究隧道工程岩（土）特性导致的灾害相关的灾害可能包括：①偏压段大变形，虽然本研究隧道的洞身工程地质条件较好，但洞口 A 端的隧道进口强～中风化花岗岩范围存在偏压路段且围岩条件较差，建议采取“超前预支护和多重支护、提高支护体系刚度和受力性能、预留合理变形量、控制循环进尺、超短台阶法和控制爆破”等措施[44]控制围岩变形；②硬岩岩爆，隧址范围内的围岩为坚硬的花岗岩，地应力初步估算结果显示隧道的深埋段可能会发生轻微～中等岩爆，建议施工过程中采取“掌子面和洞壁喷撒冷水、钻爆法施工时要减小药量和控制光爆效果、采用锚杆等技术加固围岩”等措施[45,46]予以防治；③风化残积层软化及崩塌，隧道仰坡上部为覆盖薄层残坡积土及砂岩风化层组成，饱水状态下易软化、崩解，降低抗剪强，应加强防水和防护等措施。

4.2　水文特征及影响

隧道所穿越的山体为低山，在路线穿越的部分地区分布有山间溪流，在地形上属于汇水低洼地带并可能通过部分断层连通了隧址区，隧道 B 端洞口的左侧为沟谷溪流且常年流水。利用稳定流理论公式及降水入渗法，本研究估算隧道双洞的涌水量大致为 45 556.0 m^3/d。水质分析结果表明，隧道地下水及地表水对砼结构腐蚀作用等级及对砼结构中的钢筋腐蚀作用等级为微腐蚀且环境作用等级为 B 级。从地质灾害的角度分析，本研究隧道工程范围内广泛发育的断裂破碎带并连通了地表水，复杂的水文地质条件指示极易发生突（涌）水灾害，而巨大的埋深则预示着存在发生高压突（涌）水灾害的可能。因此，建议遵照“排堵结合，限量排放”的原则，在裂隙水发育带应及时或超前参考“富水断层破碎带涌水突泥地质灾害复合注浆治理技术[47]”进行注浆处理，避免疏干方式的排水对隧址区环境造成不利影响。对于山间谷地溪流段、裂隙发育带范围，施工时应做好超前预报及应对措施，采取适宜的疏排措施以降低营运期间的涌水量。

4.3　环境地质及资源利用

隧址区域在大地构造上属较稳定地块。研究区断裂构造带发育，这得到了遥感解译（图 1）、地质调绘（图 2）、地球物理测试（图 3）和钻探等结果的有力证实。这些断裂虽然属于非工程活动断裂，但洞身位置的断裂带处岩石破碎并易形成掉块或小型塌方等问题，应提前做好预防措施。隧址区域内未发现有毒有害气体、放射性等不良地质存在。综合测试结果和工程类比，本研究隧道高地温灾害存在的可能性并不大，但建议在施工过程中进行进一步的测试。值得补充的是，本研究隧道的洞身Ⅲ级围岩（微风化花岗岩）属坚硬岩，从资源综合利用的角度出发可以将其作为公路建筑材料，也可将其用作 B 类装修材料、混凝土粗集料或路面材料。

参考文献：

[1] Chen C, Liu Y. A methodology for evaluation and classification of rock mass quality on tunnel engineering[J]. Tunnelling and Underground Space Technology. 2007, 22(4): 377－387.

[2] Rasouli M. Engineering geological studies of the diversion tunnel, focusing on stabilization analysis and support design, Iran[J]. Engineering Geology. 2009, 108(3): 208－224.

[3] 张东明. 山区隧道施工中塌方处治的分析与研究（硕士学位论文，导师：王元汉）[D]. 武汉：华中科技大学，2011.

[4] 油新华. 城市地下空间开发综述[J]. 建筑技术开发. 2015, 42(03): 7－12.

[5] 王梦恕. 21 世纪我国隧道及地下空间发展的探讨[J]. 铁道科学与工程学报. 2004, 1(1): 7－9.

[6] 余莉，尤哲敏，陈建平，等. 高地应力地区隧道围岩分级研究[J]. 现代隧道技术. 2015, 52(03): 23－30.

[7] 周辉，卢景景，徐荣超，等. 深埋硬岩隧洞围岩板裂化破坏研究的关键问题及研究进展[J]. 岩土力学. 2015, 36(10): 2737－2749.

[8] 黄玉仁，毛建喜，林朝阳，等. 深埋长大隧道岩爆倾向性多指标评价[J]. 铁道工程学报. 2014, 19(07): 89－94.

[9] 钱七虎. 岩爆、冲击地压的定义、机制、分类及其定量预测模型[J]. 岩土力学. 2014, 35(1): 1－6.

[10] 黄润秋，黄达. 高地应力条件下卸荷速率对锦屏大理岩力学特性影响规律试验研究[J]. 岩石力学与工程学报. 2010, 29(01): 21－33.

[11] 苏生瑞,朱合华,陈建峰. 云南省元－磨公路大风垭口隧道施工地质灾害分析[J]. 中国地质灾害与防治学报. 2003, 6(2): 46－51.
[12] Wanne T S, Young R. Bonded－particle modeling of thermally fractured granite[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences. 2008, 45(5): 789－799.
[13] 李红中,张修杰,刘祥兴. 岩爆的研究进展及其对广东省长大深埋隧道建设的启示[A]. 2016 年五省一市二区桥隧高新技术论坛: 长大桥隧的安全、智能、绿色、耐久论文集. 2016 年 10 月[C]. 中国: 上海: 2016.
[14] 吴光,肖道坦,蒋良文,等. 复杂山区高等级铁路选线工程地质的若干问题[J]. 西南交通大学学报. 2010, 45(04): 527－532.
[15] 李光伟,杜宇本,蒋良文,等. 大瑞铁路高黎贡山越岭段主要工程地质问题与地质选线[J]. 地质力学学报. 2015, 21(01): 73－86.
[16] 张守信. 南疆铁路二线中天山越岭隧道比选及其工程地质条件分析[J]. 勘察科学技术. 2009(03): 30－34.
[17] 谭远发. 长大深埋隧道工程地质综合勘察技术应用研究[J]. 铁道工程学报. 2012(04): 24－31.
[18] 张举贤. 浅谈长大深埋隧道工程地质勘察中地质对物探的配合[J]. 铁道工程学报. 2006(03): 17－20.
[19] 陈国庆,李天斌,张岩,等. 花岗岩隧道脆性破坏的温度效应研究[J]. 岩土力学. 2013, 34(12): 3513－3519.
[20] 何满潮,赵菲,杜帅,等. 不同卸载速率下岩爆破坏特征试验分析[J]. 岩土力学. 2014, 35(10): 2737－2747.
[21] 翁贤杰. 富水断层破碎带隧道突水突泥机理及注浆治理技术研究(硕士学位论文, 导师: 张庆松)[D]. 济南: 山东大学, 2014.
[22] 徐则民,黄润秋,王士天. 隧道的埋深划分[J]. 中国地质灾害与防治学报. 2000, 11(04): 8－13.
[23] 中华人民共和国交通运输部. 公路隧道设计细则(JTG－T D70－2010)[M]. 北京: 人民交通出版社, 2010.
[24] 钱七虎. 地下工程建设安全面临的挑战与对策[J]. 岩石力学与工程学报. 2012, 31(10): 1945－1956.
[25] 王勐,许兆义,王连俊,等. 圆梁山毛坝向斜段隧道涌突水灾害及对地下水的影响[J]. 中国安全科学学报. 2004, 14(05): 10－14.
[26] 吴广明. 高地应力软岩大变形隧道施工技术[J]. 现代隧道技术. 2012, 49(4): 94－98.
[27] 白国权,仇文革,张俊儒. 高地温隧道隔热技术研究[][J]. 铁道标准设计. 2013(2): 77－80, 84.
[28] 于洪泽. 隧道施工中塌方监测技术[J]. 公路. 2002, 9(09): 157－160.
[29] 卞国忠. 浅谈隧道围岩大变形的判据及处理措施[J]. 科学技术通讯. 1998(2): 15－17.
[30] 尹士清. 向莆铁路长大隧道群地温预测和测试分析[J]. 铁道工程学报. 2015(4): 91－95.
[31] 杨平平. 高地温隧道温度场分布规律研究(硕士学位论文, 导师:叶朝良和曲桂有)[D]. 石家庄: 石家庄铁道大学, 2014.
[32] 陈志伟,谢邦优. 东莞地区地下水对混凝土和钢筋的腐蚀性探讨[J]. 土工基础. 2005(04): 61－63.
[33] 周青春,李海波,杨春和. 地下工程岩爆及其风险评估综述[J]. 岩土力学. 2003, 24(S2): 669－673.
[34] 余雪祯. 公路隧道地质灾害预测及其处治措施数据库管理系统开发(硕士学位论文, 导师: 刘新荣)[D]. 重庆: 重庆大学, 2009.
[35] 国家铁路局. 铁路工程水文地质勘察规范[M]. 北京: 中国铁道出版社, 2014: 1－174.
[36] 徐鸣洁,钟锴,俞缙,等. 南京地铁工程勘察中声波测试与分析[J]. 岩石力学与工程学报. 2005, 24(06): 1018－1024.
[37] 黄仁东,古德生,吕苗荣,等. 声波 CT 层析成像技术在新桥硫铁矿的应用[J]. 湘潭矿业学院学报. 2004, 19(1): 12－15.
[38] 杜彦军. 综合测井技术在太行山隧道勘察中的应用[J]. 铁道工程学报. 2006, 5(05): 77－81.
[39] 郑国磊,杜学彬,陈军营. 断层构造对地震地电阻率异常的影响[J]. 地震学报. 2011, 33(2): 187－197.
[40] 蒙奎文,霍敬原,布日格德. 放射性测井中的常用单位及其换算关系[J]. 西部资源. 2012(1): 170－171.
[41] 徐则民,黄润秋,范柱国,等. 长大隧道岩爆灾害研究进展[J]. 自然灾害学报. 2004, 13(2): 16－24.
[42] 何满潮,景海河,孙晓明. 软岩工程地质力学研究进展[J]. 工程地质学报. 2000(01): 46－62.
[43] 黄润秋,王贤能,陈龙生. 深埋隧道涌水过程的水力劈裂作用分析[J]. 岩石力学与工程学报. 2000, 19(05): 573－576.
[44] 孙洋,陈建平,余莉,等. 浅埋偏压隧道软岩大变形机理及施工控制分析[J]. 现代隧道技术. 2013, 50(5): 169－174, 178.
[45] 徐林生,王兰生,李天斌. 国内外岩爆研究现状综述[J]. 长江科学院院报. 1999, 16(04): 25－28, 39.
[46] 李卫军. 长大深埋山岭隧道岩爆地段关键施工技术[J]. 现代隧道技术. 2012, 49(6): 162－167.
[47] 张伟杰. 隧道工程富水断层破碎带注浆加固机理及应用研究(博士学位论文, 导师: 顾金才和李术才)[D]. 济南: 山东大学, 2014.

运营公路隧道常见病害成因及其处理

许　越

（广东省交通规划设计研究院股份有限公司，广州 510507）

摘　要：根据处治广东省内高速公路运营隧道病害经验，将隧道常见病害进行分类并分析其成因，最后提出相应的处治方案，具有通用性可供大量项目参考。

关键词：高速公路；运营隧道；病害处治

0　引言

目前我国基础设施建设正处于飞速发展的时期，广东省已实现县县通高速，山区高速公路建设的总里程不断地增长，隧道建设的总里程也在不断地增大，因而也有大量的新建隧道投入到运营使用当中。隧道工程除去洞门结构外，其余工程整个埋设于地下，受工程地质、水文地质影响较大，一旦建成后便很难有更改、变化的空间，但山体地下水的作用却是千变万化的，因此隧道在建成运营后受工程、水文地质等诸多因素的影响会不可避免的会出现各种病害。隧道存在的病害有可能会影响其正常使用，甚至可能危害到行车、行人的人身及财产安全。本文结合目前广东省高速公路隧道现状，经过多年对隧道病害进行处治的经验，对隧道运营过程中常见病害进行介绍，并提出了较为普遍的处理方法。

1　隧道病害检测方法

隧道工程为地下工程，隧道支护及防排水系统皆属于隐蔽工程。对于隧道病害检测普遍是采用肉眼观测的方法，即利用隧道两侧的检修道，派专人沿隧道纵向徒步检查，现场记录表观病害现象，并进行标记和拍照；如今还有快速检测车检测方法，其原理是利用车载的图像采集和激光扫描等设备对隧道进行检查，通过一次正常行车采集隧道的表观影像数据和轮廓数据，之后利用数据分析软件自动进行病害识别，从而得到隧道表观病害信息等数据，两者相结合进行对比分析。如果存在问题比较严重的位置，还需配合地质雷达对二衬厚度进行检测，利用地震映像法对衬砌背后的岩层情况进行探测；必要时还可采用钻孔取芯等手段，以确保对整个隧道的病害情况具有全面的了解。

2　常见隧道病害及其成因

隧道病害细分后有许多种，根据近几年对广东省大量运营高速公路隧道的调查，下面罗列出四类常见的隧道病害并分析其成因。

2.1　衬砌裂缝

隧道二次衬砌裂缝属于隧道内最常见的一种病害，分布于隧道主洞及人行、车行横洞之中，裂缝宽度大小不一，裂缝长度及方向均不尽相同。按裂缝的方向分类主要分为环向裂缝、纵斜向裂缝。

图 1　运营隧道内裂缝照片

隧道环向裂缝总体裂缝宽度普遍较小，主要是由于混凝土收缩与基础沉降而导致的，一般存在于施工缝的位置。引起混凝土收缩开裂的主要原因是衬砌混凝土配合比存在一定问题及混凝土浇筑后养护不当。环向裂缝目前对隧道结构安全暂无大的影响，但对隧道衬砌长期使用寿命会有一定的影响。

隧道纵、斜向裂缝在各隧道均有较大量分布，产生纵、斜向裂缝的主要原因是由于工程地质条件较差，围岩压力及变形较大或水压力较大，隧道跨度大引起衬砌拱部受张拉应力等。纵、斜向裂缝是结构安全的最大隐患，必须采用有效的加固措施进行处治。

2.2　衬砌渗水

衬砌渗水多为裂缝中渗水，少数有表面滴漏、浸渗痕迹揭露。

图 2　隧道面渗痕迹

产生滴漏、浸渗直接原因是隧道所处地质条件差围岩含水量丰富，且防排水系统局部失效，间接原因是隧道二次衬砌开裂、振捣不密实。结合以往经验，渗水的原因一般是由于隧道防水板、横向排水管等在施工过程中容易损坏，原先施工缝防排水未做到位等致使没有形成良好的防排水系统，在防排水系统失效的情况下，加上隧道裂缝的产生，水极易从薄弱部位渗出。同时由于衬砌厚度不足，混凝土浇筑质量较差，有不密实、蜂窝现象容易导致面渗。

2.3　路面病害

隧道路面在运营过程中会出现裂缝、破损等病害，部分隧道路面还存在渗水、积水等情况。

图 3　隧道路面裂缝

图 4　隧道路面渗水

在广东地区山区高速公路一般以长隧道、特长隧道为主，在这些隧道路面设计中洞内一般都设计为水泥混凝土路面。水泥混凝土路面受施工影响较大，极易产生裂缝。产生裂缝的原因较多，譬如面层配合比控制不准确，混凝土搅拌运输时间过长，混凝土振捣不密实、不均匀等，或由于基层混凝土厚度不均匀导致承载力不一致，或是混凝土浇筑后切缝时间过迟使得面板由于温度应力的变化产生不规则裂缝，亦可能是因为地质原因诸如围岩软硬不均，而围岩变化界点路面又没有设置伸缩缝，沉降不均导致。微小的裂缝在运营过程中经过重车长期碾压裂缝极易发展，最终也可能导致破损的情况。路面渗水大多数是由于隧底盲沟堵塞，积水无法排出，或是由于仰拱出现裂缝，地下水位上升，透过裂缝及原来施工缝，再从路面薄弱位置渗出。

2.4　内装层病害

目前在运营的高速公路隧道大多数都设有瓷砖贴层以及防火涂料涂层，在运营过程中，各隧道均存在不同程度的防火涂料、瓷砖剥落的病害。

对于此种病害，大多均为施工各环节的诸多原因导致的，譬如施工前混凝土表面未清理干净、拉毛处理，或喷涂防火涂料时为节省时间一次性喷涂过厚，并在第一道未能达到其初凝时间就喷涂第二道，导致粘结强度不够等等原因。

3　病害处理方法

3.1　衬砌裂缝

二次衬砌裂缝在各个隧道的检查中均较常见。对于不同的裂缝的宽度、长度、分布形式都有

不同的处理方式。对于分布宽泛无规律,或裂缝集中分布但经结构安全性评定不影响结构安全的裂缝采用直接封闭处理。

对于裂缝封闭处理,一般根据不同裂缝宽度选择不同的方法,当裂缝宽度 <0.3 mm 的直接对其进行表面封闭处理。施工工序是首先将清理干净裂缝周围约 10 cm 范围内的二次衬砌表面,之后涂刷环氧树脂在裂缝处混凝土表面,涂刷树脂要求连续涂刷四道,前后两次涂刷方向垂直,最后用刮抹料、调色料处理混凝土表面,使其颜色与周围衬砌混凝土颜色一致。

若裂缝宽度≥0.3 mm,则建议采用“凿槽嵌补”的方法进行处理。具体施工工序是首先沿裂缝方向凿成宽、深均为 5 cm 的“V”字槽,在槽内骑缝每隔 50 cm ~80 cm 钻一个孔,孔深为衬砌厚度的 1/2 或 2/3,一般不少于 15 cm,并不得穿透衬砌以防跑浆。钻孔完成后用清水清洗干净槽内的杂物及粉尘,在孔内插入注浆管,利用环氧树脂水泥浆锚固,用灰刀将砂浆压实抹平。待环氧树脂砂浆有一定的强度后,以 0.15 MPa ~0.2 MPa 压力压入环氧树脂浆液。最后对裂缝表面用界面剂及碳纤维加固层进行处理。

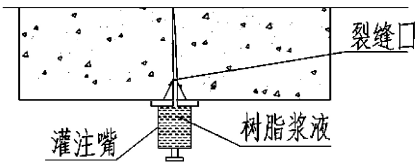


图 5　“凿槽嵌补”示意图

若隧道某个区间裂缝分布较多,经结构安全性评估后不满足安全要求,则需在处理裂缝的基础上再进行衬砌加固的处理,可采用锚杆注浆的方式进行加固。首先在需要加固的地方选好位置布设 φ25 自进式注浆锚杆,长度为可采用 5 m,间距 1.5 ×1.5 m,但锚杆不能打在裂缝上且抗拔力不得小于 10 t/根,之后往锚杆注入水泥浆液。在不保证侵限的情况下,可将锚杆预留部分长度在二衬外并架立钢筋网焊接,并喷射混凝土后进行抹平。如若没有喷射混凝土的空间,则直接采用防水砂浆覆盖锚杆外露垫板,找平衬砌表面。

3.2　衬砌渗水

隧道衬砌渗水类型可分为渗水痕迹、施工缝及环向缝渗水、轴向、纵向及斜向缝渗水。

对于渗水痕迹且无再次渗漏的迹象及纵向缝渗水时,可将衬砌表面清洗干净后涂抹一层环氧树脂砂浆即可,涂抹厚度不应小于 2 mm。

其余裂缝渗水譬如施工缝、环向缝、轴向缝及斜向缝的处理一般采用引排处理。首先确定处治部位,探明衬砌钢筋及拱架的分布情况,紧接着在二衬表面沿裂缝走向按设计尺寸开凿凹槽安装带延伸至电缆沟,之后在槽内钻孔完毕,在安装带上涂刷 5 mm 厚聚硫建筑密封胶(内封),盖上接水盒,用 M8 膨胀螺栓锚固。最后再用聚硫建筑密封胶封对接水盒进行全面的封边(外封)。在安装接水盒时应当注意按照先上后下,先拱部后两侧边墙的顺序进行,接茬部位是下节压上节,钢板接茬长度为 10 ~15 cm。

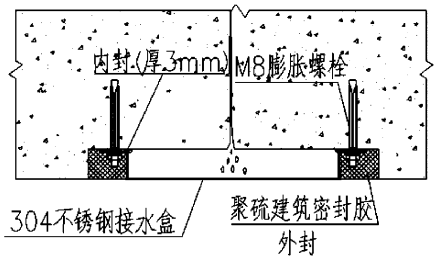


图 6　暗装接水盒示意图

由于隧道电缆槽不可用于排水使用,因此还需将接水盒于墙脚处与凿槽埋设于电缆沟侧壁的 3 根 DN56 的排水管无缝对接,将接水盒内的渗漏水排至边水沟内。

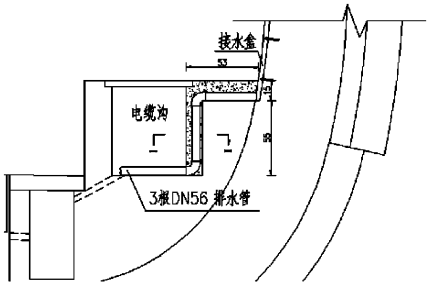


图 7　电缆沟内引水措施

渗漏水引排处理还有一种明装接水盒的方法,即不凿槽直接在外设置接水盒并锚入混凝土,在运营隧道不推荐采用这种方法,会很大程度上影响隧道的美观。

3.3　路面病害

针对路面的裂缝，一般都采用注射乳化沥青进行灌缝处理，在日常养护中通常能将此部分病害处理完成。针对其路面破损，视其破损程度、位置而定，必要时需进行换板处理。

对于路面渗水处理有不同的思路，可根据实际情况进行选择。如由于地下水位过高导致路面渗水，出于降低地下水位的目的可采用井点降水法。首先在路面边沟合适位置钻开孔，孔径为 15 cm，间距 5 m，之后向下进行钻孔，钻孔深度宜控制在 4 m 之内；钻孔完成后进行碎石回填。这种方法能将地下水引入水沟进行排放，能有效地降低地下水位。

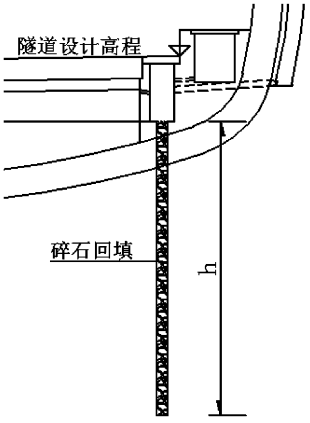


图 8　井点降水钻孔示意图

若渗水原因主要是由于路面排水盲沟堵塞，可考虑在路面开槽增设排水盲沟的方式进行处理。首先在渗水的路面处进行切槽，槽身必须伸入基层以下，之后在基层以下槽身处沿着路面纵向和横向安装直径为 100 mm 的导水镀锌钢管，横向镀锌钢管每 5m 一道，潮湿处可适当加密，并用四通和三通相连，引入路面两侧水沟。之后用级配碎石将基层以下的槽填实，最后在基层以上槽身处布置主筋和箍筋，并浇注混凝土。

3.4　内装层病害

由于种种原因，目前防火涂料在运营中的产生的正面效果不尽如人意，通常由于施工质量的原因而在运营过程中掉落，危害行车安全。而对剥落段补喷防火涂料也并不能确保之后其不会掉落，因此针对目前防火涂料掉落的病害不建议进行补喷处理。目前广东省新建高速公路均取消了防火涂料的设置，在日常运营中加强监控，消防措施到位，出现问题及时响应可减小火灾发生带来的损失。至于隧道内瓷砖掉落的位置，采用与原设计相同规格、颜色的瓷砖重新粘贴即可。

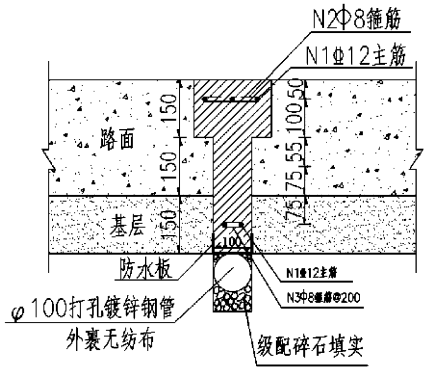


图 9　路面新增排水盲管

4　结语

隧道病害的产生是各运营隧道不可避免的问题，仅仅存在病害严重性的差异。日常养护对隧道一些小病害进行紧急处治，而每个运营隧道都需要检测单位定期进行检查，检查发现问题后再进行综合处治。本文罗列出了广东省高速公路隧道一些常见病害，根据其成因提出了较为普遍的处理方法，可为相关病害处治提供参考。若隧道产生特殊病害，需进行专项处理。

参考文献：

[1] 交通部. 公路隧道设计规范(JTG D70 - 2004)[S]. 北京：人民交通出版社，2004.

[2] 交通部. 公路隧道设计细则(JTG/T D70 - 2010)[S]. 北京：人民交通出版社，2010.

[3] 交通部. 公路隧道养护技术规范(JTG H12 - 2015)[S]. 北京：人民交通出版社，2015.

[4] 王梦恕，等. 中国隧道及地下工程修建技术[M]. 北京：人民交通出版社，2010.

[5] 蒲春平. 隧道衬砌的裂缝与渗水及其整治研究[D]. 上海：同济大学，1998.

高速公路 X 射线快速通道检测系统浅析

姚　杰
(广东省交通规划设计研究院股份有限公司, 广州 510507)

摘　要: 收费公路使交通变得快捷,但对农产品来说,交易成本很高,阻碍了了农产品的流通。为了减轻农民负担,增加农民收入,加快农产品的流通速度。2005 年,国务院七部委联合下发《全国高效率鲜活农产品流通"绿色通道"建设实施方案》,提出在高速公路建设绿色通道给予运送鲜活农产品车辆给予加快检查和减免收费的优惠政策。2009 年《中共中央国务院关于促进农业稳定发展农民持续增收的若干意见》(中发【2009】1号)中明确指出"长期实行并逐步完善鲜活农产品运销绿色通道政策,推进在全国范围内免收整车合法装载鲜活农产品车辆的通行费","绿色通道"政策作为一项长期政策在我国确立。"绿色通道"政策实施后,农民的负担减轻了,农产品的流通也加快了。以广东省为例,2012 年运送绿通产品的车辆减免的高速收费达 9.5 亿元,2013 年为 11.6 亿元,2014 年是 13.4 亿元,大大提升了农民收入。但与此同时,假冒鲜活农产品的逃避通行费用的情况也出现了,且有愈演愈烈之势。

关键词: 绿色通道;检测方法;超低能量 X 光检测系统

1　绿色通道车辆检测的方法及其演变过程

随着"绿色通道"政策的出现,如何判断绿通车辆真假一致是高速公路公收费的难点。从最早期的人工检测到后来的射线成像检测,在不断创新的同时也暴露出了这些方法的不足。

1.1　人工检测的方法

在刚开始实施"绿色通道"政策时,由于检测设备,建筑设施尚未完成。高速公路检查人员只能通过人工检测的方法来判断运输车辆是否为整车并合法装载运输鲜活农产品的车辆(下文简称"绿免车")。这种人工检测的方法效率低下,不仅检测麻烦而且检测时间长,而且与我国要求绿色通道方便快捷的政策不符。同时检查不彻底,只能检测车辆表面或者表层的物品,难以做到仔细的检查。除此之外,由于没有有效的记录监督的仪器,检测人员与司机之间容易产生行贿、受贿现象。目前国内还有 99% 的收费站采用人工检测。

1.2　内窥镜式检查仪检测

这种方法是在人工检测的基础上,检测人员将顶端带有摄像头的内窥镜式检查仪伸入货物内部,将拍摄的结果通过无线设备发送至控制中心进行比对分析。这种方法在一定程度上减轻了检查人员的工作量,同时对检测结果进行记录存储,但是依然存在检查不仔细,检测过程麻烦等问题,同时检测设备伸入货物中容易造成货物的损坏。

1.3　利用 Co60 放射成像装置检测

Co60 放射成像设备是利用化学同位素 Co60 放射的射线穿透车厢形成阴影,检测人员通过判断阴影区域来识别装载的货物。目前市场上有放射能量为 30 居和 0.8 居两种。这种设备的优点是放射能量大,穿透能力强,成像清晰。但是 Co60 是国家二类放射源,属于国家高危放射源,辐射量高,日常对工作人员的辐射剂量率约为 34.5 msv/h,一旦发生泄漏,后果严重。此外,Co60 放射成像设备建设成本高,一套设备约为 300 ~ 500 万。而且因为 Co60 放射成像设备属于高危放射源,建设审批程序繁琐,需要上报省一级的专家审核。目前高速绿色通道上八成的 Co60 放射成像检测设备处于停用状态。

2　超低能 X 光收费公路绿色通道车辆快速检测系统及其优势

超低能量 X 光收费公路绿色通道车辆快速检测系统,X 射线因为辐射小,易于控制,普遍运用于

医疗、安检的设备上，但是运用在绿色快检通道上仍属全国先例。其原理同样是利用 X 射线源发出扇形射线透过车辆及运输货物，由于不同货物密度不同，对 X 射线吸收程度也不一样，探测器接受的信号也不一样，经计算机处理显示出相应的图像，从而可以判断是否混载、空载。

图 1　超低能量 X 光收费公路绿色通道车辆快速检测系统

2.1　系统检测流程

（1）载有农产品的货车驶入高速公路绿色通道，驶入监督区，接近栏杆机时，货车压倒感应圈，闸门自动打开，系统开始工作，控制室显示快检系统工作的指示灯亮起。

（2）车辆缓慢驶入控制区，图像识别相机拍摄车身图像，当车头经过光栅 2 时，挡住光栅 2 发出的信号时，X 射线装置开始工作。

（3）货车继续缓慢向前行驶，当车尾离开光栅 1 时，光栅 1 重新接受信号，闸门落下，阻止其余车辆进入检测系统。

（4）货车驶入监督区，车尾离开光栅 2，光栅 2 重新接受信号，检测完成，X 射线装置关闭。

（5）货车驶入确认区，收费站显示屏上显示车身图像和货物扫描图片，经检测人员确认无误后，货车驶离收费站，检测人员按下确认健，进行下一轮检测。

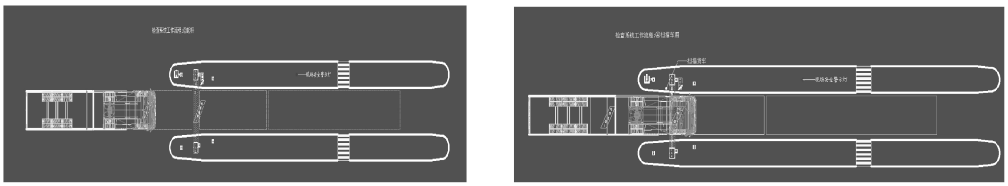


图 2　检测流程（1）（2）

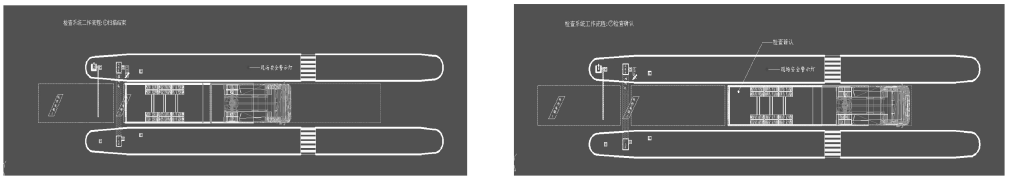


图 3　检测流程（3）（4）

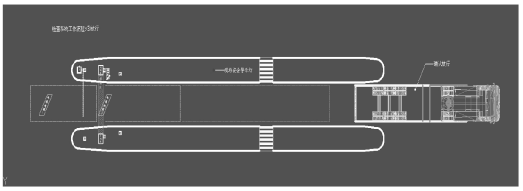


图 4　检测流程（5）

2.2　设备优势

超低能量 X 光收费公路绿色通道车辆快速检测系统相比其余的检测方法具有快、准、稳、安全的优势。

2.2.1　检测速度快

收费站在安装超低能 X 光收费公路绿色通

道车辆快速检测系统后,货物检测只需要货车低速通过监督区,货车装载物品的轮廓和外形就可以在控制室显示屏显现出来,检测人员只需要通过观察显示屏就可以完成检测。单次检测时间不超过10s,检查效果显著。

(1)检测准确。超低能量X 光收费公路绿色通道车辆快速检测系统通过近几年的发展,透视能量更强,成像图像质量有了很大的提升,检测人员通过X 光射线成像器不仅可以判断货物装载率,还可以根据货物轮廓判断装载的是什么货物。

(2)超低能量X 光收费公路绿色通道车辆快速检测系统稳定性强。目前市面上的超低能量X 光收费公路绿色通道车辆快速检测系统已经可以实现检测过程全程电脑操控,车辆从驶入收费站到检测结束,全程都可以通过机械操纵完成。

2.2.2　设备安全程度高

(1)辐射较低

超低能量X 光收费公路绿色通道车辆快速检测系统根据国家环境保护总局公告2006 年底26 号——射线装置分类方法可划分为Ⅲ类射线装置,属于低危险射线装置。超低能量X 光收费公路绿色通道车辆快速检测系统,经检测X 射线比释动能率增加值约为2.85 nGy/h,收费站工作人员以每天工作8 h,曝光4 h,年工作时限250 d 计算,工作人员所受年有效剂量为0.003 mSv,远低于《电离辐射防护与辐射源安全基本标准》(GB18871 -2002)中要求工作人员连续5 年的年平均照射剂量不得超过20 mSv,任何一年的有效照射剂量不得超过50 mSV 的标准。

(2)安全联锁机制

该系统通过了安全联锁机制,保证设备安全。首先在X 光辐射源、控制柜等关键部位设置了联锁装置。联锁面板和门需要同时关闭,X 光源才能发射X 射线。然后是钥匙联锁,在控制台、控制机柜等处设置有安全锁,只有当所有的安全锁都锁闭时,X 光源辐射源才能工作。其次是钥匙串联锁,控制台安装采用钥匙的安全联锁开关,只有将安全联锁开关钥匙拨至闭合位置后,X 射线发生器才能工作。最后是紧急停机开关联锁。在控制台、控制机柜等处装有紧急停机开关,任何一个紧急停机开关被按下,X 光辐射源立即停止工作,且只有在开关复位后才能再次开机。

3　系统成效

该系统完善安装以来,其检测系统快捷准确的性能,一方面方便了真正绿免车辆的通行,另一方面对假冒绿免车辆起到了震慑作用,有效打击了假冒绿免车辆司机的嚣张气焰,为国家和企业挽回了巨大的经济损失。

2013 年年底,广东省京珠北高速公路粤北主线收费站安装使用X 射线快检装置,从高速公路反馈的数据来看,2014 年10 月27 日至12 月23 日粤北主线收费站共打击绿通逃费车辆505 辆,直接追缴通行费270 155 元,同比2013 年上升192.00%。

2014 年年底,该设备在广东渝湛高速公路粤西主线收费站和湛徐高速徐城主线收费站安装使用。据渝湛高速该设备在广东湛渝高速公路粤西主线收费站和湛徐高速徐城主线收费站安装使用。据渝湛高速数据统计,2014 年1 月至10 月,徐城主线收费站共打击绿通逃费车辆1 070 辆,同比2013 年增产119.26%,直接追缴通行费253 536 元。粤西主线收费站共打击绿通逃费车3 113 辆,同比2013 年增长25.86%,直接追缴通行费590 065 元。

4　结束语

创新是引领发展的第一动力。绿色通道检查系统从开始的人工检测手段发展到现今的超低能量X 光收费公路绿色通道车辆快速检测系统,其中凝聚了广大科技人员的智慧与汗水。超低能量X 光收费公路绿色通道车辆快速检测系

统具有三大优势，并克服了传统检测手段的三大不足。

（1）检测时间短，效率高。针对传统检测手段耗时间，造成交通拥堵，非常不利于鲜活农产品运输的缺点，超低能量 X 光收费公路绿色通道车辆快速检测系统检测一辆车的时间短至数秒，彻底改变了这种局面。

（2）检测结果准确。传统检测手段不够准确，一部分车辆仍然可以逃避检测；还有一部分车辆因不服检测结论，与收费站发生矛盾和冲突。超低能量 X 光收费公路绿色通道车辆快速检测系统检测结果准确。

（3）对检测工作人员无害。利用60 放射源 γ 射线成像系统进行检测的最大问题是放射性元素对工作人员及其他工作人员的健康影响很大。超低能量 X 光收费公路绿色通道车辆快速检测系统的最突出特点是超低能量，且不会损害工作人员及其他相关人员的身体健康。

参考文献：

[1] 黄琳. “绿色通道”车辆集中验货布局方案，信息技术与标准化，第 4 期，2012.

[2] 付晓亮. 高速公路绿色通道车辆检测管理系统的设计思路. 高新技术产业发展，第 6 期，2013.

[3] 李建国. 高速公路收费车到绿色通道货物成像检测系统. 北方交通，第 5 期，2015.

[4] 白汝庆. 绿色通道车辆快速验货系统在高速公路上的应用. 北方交通，第 3 期，2015.

混凝土桥梁火灾后技术状况检测评定研究

姚响宇[1,2,3]

(1.广东盛翔交通工程检测有限公司, 广州 511400; 2.广东和立土木工程有限公司,广州 511400;
3.广东省交通规划设计研究院股份有限公司,广州 510507)

摘　要: 本文归纳总结形成了针对桥梁结构火灾后检测评定体系,给出了桥梁火灾后检测评定程序和内容;提出了混凝土桥梁火灾后调查、检查及检测方法及评定标准,为编制桥梁火灾后检测评定指南或标准提供参考;通过工程实例进行了桥梁火灾后技术状况检测评定,为同类桥梁火灾损伤检测评估提供参考。

关键词: 混凝土桥梁;火灾;技术状况;检测评定

0　引言

近年来我国交通事业发展迅猛,有一大批公路、桥梁投入运营,随着运营桥梁数量的增加,桥梁遭受火灾的事故也相应增多[1]。然而目前在国内还没有针对桥梁火灾后如何进行检测评定的相应标准规范,无法满足火灾后桥梁养护管理的需求。

本文借鉴了混凝土火灾理论和损伤检测评定研究成果[1-3],以现行桥梁技术状况评定标准和桥梁承载能力评定规程为基础[4-6],结合桥梁火灾特点、火灾后桥梁损伤特点及现有桥梁检测手段,给出了适用于混凝土桥梁的火灾损伤检测评估方法,再通过工程实例进行了桥梁火灾后技术状况检测评定工作,验证了该检测评估体系的有效性。

1　混凝土桥梁火灾后检测评定程序及内容

桥梁火灾后检测采用宏观初步调查和微观详细检测相结合的方法,在查阅桥梁历年设计、检测及加固维修数据的基础上,通过现场火作用调查推断结构物表面温度状况;再通过对桥梁耐久性相关的材质状况检测、荷载试验、结构检算评定桥梁技术状况及承载能力。

火灾后桥梁检测主要内容如下:

(1)桥梁历年数据调查;

(2)桥梁火灾作用调查;

(3)桥梁火灾缺损状况检查;

(4)结构变形监测检测;

(5)混凝土强度检测;

(6)钢筋锈蚀检测;

(7)混凝土碳化检测;

(8)钢筋保护层厚度检测;

(9)混凝土氯离子含量检测;

(10)混凝土电阻率检测;

(11)桥梁荷载试验;

(12)桥梁结构检算。

根据上述检测内容确定构件的灼着温度、混凝土强度折减系数、混凝土弹性模量折减系数、钢筋与混凝土粘结强度折减系数、钢筋强度折减系数、承载能力检算系数、恶化系数、截面折减系数等,以便更精确地进行评定。

进行以上检测时,先将构件进行分区,以便进行对比分析。构件检测范围大致分三个区域,如下所示:

(1)未受火灾影响区;

(2)火灾熏黑区;

(3)火灾损坏区。

桥梁火灾后检测内容及程序如图 1 所示。

2　桥梁火灾后检测方法及评定研究

2.1　桥梁火灾通风条件调查与评定

实验证明火势的强弱与通风条件成正比[3],通过对桥梁火灾现场通风条件的调查可知,通风条件良好,则火势强温度高,火灾易蔓延;反之,则火势弱温度较低,火灾不易蔓延。

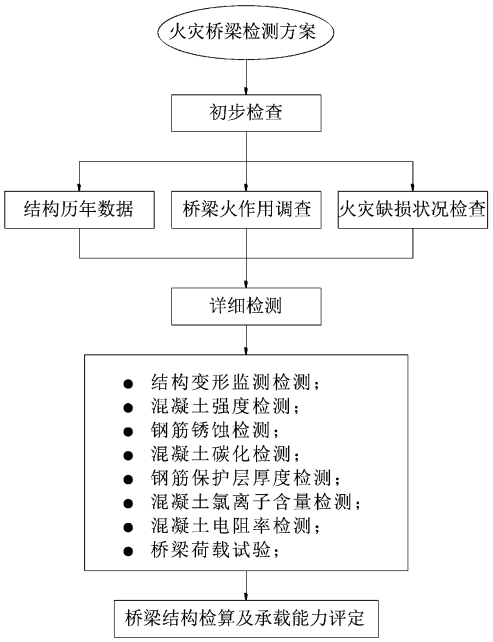


图 1　桥梁火灾后检测内容及程序

表 1　通风条件评定标准

标度	评定标准 定性描述
1	通风条件差，火灾不易蔓延、温度低
2	通风条件较差，火灾较不易蔓延、温度较低
3	通风条件较好，火灾较易蔓延、温度较高
4	通风条件好，火灾易蔓延、温度高

2.2　桥梁火灾后外观状况检查与温度推定

根据桥梁火灾后混凝土表面颜色变化情况、构件外观缺损情况、锤击混凝土构件声音情况，按照最不利原则综合推定火场中混凝土表面灼着温度。

表 2　混凝土剥落与温度评定标准

标度	评定标准 定性及定量描述
1	无剥落、掉角；混凝土表面推定温度 < 200℃
2	局部混凝土（粉刷层）剥落或掉角；累计面积≤构件面积的 5%，或单处面积≤0.5 m^2；混凝土表面推定温度为 300 ~ 500℃
3	较大范围混凝土剥落或掉角；构件面积的 10% > 累计面积 > 构件面积的 5%，或 1.0 m^2 > 单处面积 > 0.5 m^2；混凝土表面推定温度为 500 ~ 700℃
4	大范围混凝土剥落或掉角；累计面积≥构件面积的 10%，或单处面积≥1.0 m^2；混凝土表面推定温度为 700 ~ 800℃
5	混凝土酥松、大面积剥落；混凝土表面推定温度 > 800℃

表 3　混凝土表面颜色与温度评定标准

标度	评定标准 定性及定量描述
1	灰青色，近视正常；混凝土表面推定温度 < 200℃
2	浅灰色，略显粉红；混凝土表面推定温度为 300 ~ 500℃
3	浅灰白色，显浅红；混凝土表面推定温度为 500 ~ 700℃
4	灰白色，显浅黄；混凝土表面推定温度为 700 ~ 800℃
5	显浅黄；混凝土表面推定温度 > 800℃

表 4　混凝土锤击声音与温度评定标准

标度	评定标准 定性及定量描述
1	声音响亮、表面不留痕迹；混凝土表面推定温度 < 200℃
2	声音较响亮、表面留下较明显痕迹；混凝土表面推定温度为 300 ~ 500℃
3	声音较闷、混凝土粉碎和塌落，留下痕迹；混凝土表面推定温度为 500 ~ 700℃
4	声音发闷、混凝土粉碎和塌落；混凝土表面推定温度为 700 ~ 800℃
5	声音发哑、混凝土严重脱落；混凝土表面推定温度 > 800℃

2.3　火灾后混凝土结构变形和裂缝检测与评定

火灾后混凝土结构变形观测可以采用粗线条的目测法，也可以结合静载试验挠度测量进行评定。

（1）$\delta \leqslant [\delta]$，无明显变形；

（2）$[\delta] < \delta \leqslant 3[\delta]$，中等变形；

（3）$\delta > 3[\delta]$，较大变形。

δ 为变形实测值；$[\delta]$ 为变形理论值、设计限值或规范限值。

裂缝测量考虑火烧构件的重要性和损伤程度进行，具体执行可参考以下列值。

（1）轻微火灾裂缝：裂缝宽度 < 0.1 mm，主梁裂缝长≤截面尺寸的 1/3；

（2）中等火灾裂缝：裂缝宽度≤1.0 mm，截面尺寸的 2/3≥主梁裂缝长 > 截面尺寸的 1/3；

（3）火灾粗裂缝：裂缝宽度 > 1.0 mm，主梁裂缝长 > 截面尺寸的 2/3。

2.4　桥梁火灾后混凝土强度检测与评定

桥梁材质强度检测主要为混凝土的材质强度

检测,为减少检测对结构构件的损坏,应尽量采用无损检测方法(回弹法、超声回弹法)进行混凝土强度检测,当检测条件受到限制时也可以采用无损法和有损法(钻芯法)相结合的方法进行。

火灾后混凝土强度评定分别采用平均强度匀质系数 K_{bm} 和推定强度匀质系数 K_{bt};K_{bm} 等于混凝土火灾后实测平均换算强度/混凝土强度设计等级,K_{bt} 等于混凝土火灾后实测强度推定值/混凝土强度设计等级。

表 5　混凝土强度评定标准

标度	K_{bt}	K_{bm}	强度状态
1	≥0.95	≥1.00	良好
2	(0.95,0.90]	(1.00,0.95]	较好
3	(0.90,0.80]	(0.95,0.90]	较差
4	(0.80,0.70]	(0.90,0.85]	差
5	< 0.70	< 0.85	危险

当采用回弹法检测火灾后混凝土强度时,各测区混凝土强度不仅需要考虑混凝土碳化深度值对强度的影响,还需考虑构件受火温度、冷却方式、有无粉刷层等因素。考虑混凝土火灾后受热区和非受热区混凝土碳化差别较大,因此建议对每一测区进行碳化深度测量,测区混凝土强度修正系数如下:

$$K = 0.718 - 3.4 \times 10^{-4} T + 5.05 \times 10^{-2} d$$

式中,K 为测区混凝土强度修正系数;T 为火灾中混凝土温度;d 为火灾后混凝土碳化深度。

当采用钻芯法检测火灾后混凝土强度时,采用对比的方法在高温区和常温区分别钻取不少于 2 个芯样;若构件尺寸较小且火灾后损伤严重时可在高温区和常温区各取 1 个芯样,混凝土强度按芯样试件混凝土抗压强度的最小值评定。

2.5　火灾后混凝土碳化检测与评定

根据有关研究可知,硅酸盐水泥水化会生成氢氧化钙,氢氧化钙是一种强碱性物质,能使混凝土处于强碱性环境,使混凝土中钢筋形成致密的氧化膜,使钢筋处于钝化状态。然而随着时间推移空气中二氧化碳和二氧化硫等酸性气体通过毛细空隙不断渗入混凝土内,并与氢氧化钙起反应,使得混凝土碱性环境被中和,破坏了钢筋表面的钝化膜,易造成钢筋锈蚀、混凝土胀裂等病害,这种现象就是通常所说的混凝土自然碳化。而当混凝土遭受火灾时,温度达到一定高度也同样会产生碳化现象,既火烧混凝土碳化现象。

研究可知当混凝土表面温度大于 500℃时,氢氧化钙会脱水、分解生成氧化钙,混凝土体积会收缩,而空气中水分进入使其开裂剥落,这就是火烧混凝土碳化现象。当混凝土表面温度小于 300℃时,混凝土水化物基本正常,氢氧化钙不会脱水,碱性环境不易破坏。当钢筋温度大于 700℃时形态会发生改变,材质会变软。

综上所述,可通过测量火灾后混凝土碳化深度推定混凝土表面的灼着温度,分析碳化对钢筋锈蚀和变形的影响。混凝土碳化评定系数 K_c 为测区混凝土碳化深度平均值与构件实测保护层厚度平均值之比。

表 6　混凝土碳化评定标准

标度	K_c	混凝土碳化对钢筋锈蚀和变形影响程度
1	<0.5	轻微
2	[0.5,1.0)	不确定
3	[1.0,1.5)	有影响
4	[1.5,2.0)	大
5	≥2.0	很大

2.6　火灾后钢筋保护层厚度检测与评定

钢筋保护层能够推迟钢筋失去碱性保护的时间,因此保护层厚度及其分布均匀性是影响结构钢筋耐久性的一个重要因素,本文采用钢筋保护层实测厚度特征值 D_{ne} 与设计值 D_{nd} 的比值来评定保护层对钢筋耐久性的影响。

2.7　火灾后桥梁结构初步评定

火灾后桥梁结构初步评定主要从构件外观损伤状况、通风条件、燃烧物、构件变形、混凝土颜色、混凝土锤击反应等检查情况进行评定,具体可参照以下标准评定等级。

表 7　钢筋保护层厚度评定标准

标度	D_{ne}/D_{nd}	对结构钢筋耐久性的影响
1	>0.95	影响不显著
2	(0.85 ~ 0.95]	有轻度影响
3	(0.70 ~ 0.85]	有影响
4	(0.55 ~ 0.70]	有较大影响
5	≤0.55	钢筋易失去碱性保护,发生锈蚀

Ⅰ级:未直接遭受烧灼或轻微烧灼状况,结构材料及结构性能未受影响,结构承载力良好,不必采取加固措施。

Ⅱ级:轻度烧灼状况,对结构材料及结构性能产生轻微影响,尚不影响结构安全和正常使用,结构承载力较好,应采取耐久性或外观修复措施,一般不需加固,必要时进行详细检测。

Ⅲ级:中度烧灼状况,显著影响结构材料及结构性能,结构明显变形或开裂,对结构安全性和正常使用产生不利影响,结构承载力较差,应采取加固或局部更换措施。

Ⅳ级:破坏状况,火灾中或火灾后结构倒塌或构件塌落;结构严重烧灼损坏、变形损坏或开裂损坏,结构承载能力完全丧失或大部丧失,危及结构安全,必须立即采取安全支护、彻底加固或更换措施。

2.8　火灾后桥梁结构详细评定

火灾后桥梁结构的详细检测评定主要参照公路桥梁承载能力评定规程执行[4-6],特殊情况需视桥梁火烧损伤状况确定是否进行详细检测,如初步评定为Ⅲ级和Ⅳ级,且主要部件技术状况评定为 5 类时,由于桥梁处于危险状态,可不进行荷载试验评定。

3　实际桥梁火灾后检测及评定

3.1　某高速公路桥梁火灾后检测评定

3.1.1　初步检查评定

某高速公路匝道预应力连续箱梁桥第四联第 4 跨整体被浓烟熏黑,梁体局部混凝土烧伤后呈浅灰色,火烧受热区混凝土锤敲声音较闷、约有 2 cm 厚混凝土成烧酥状态,局部表层混凝土敲击后脱落,脱落面积约 0.10 m^2,初步估计火烧受热区混凝土表面温度可达 300℃ ~500℃左右;其余熏黑部位温度 <200℃,对结构影响不大。

根据上述描述,该桥初步评定为Ⅱ级,轻度烧灼状况;主梁技术状况评为 3 类。

图 2　某高速公路桥梁火灾后现状

3.1.2　详细检测评定

(1)混凝土碳化检测

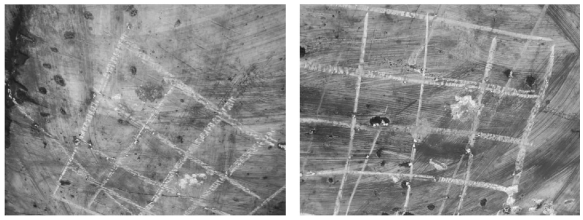


图 3　某高速公路桥梁火灾后混凝土碳化检测

由于该火烧桥梁刚建成尚未通车,通过检测可知各测区混凝土碳化深度约为 0.5 mm,进一步确定了火烧对混凝土碳化影响轻微,混凝土表面温度低于 500℃。

(2)混凝土强度检测

该火烧桥跨采用回弹法检测混凝土强度,混凝土强度检测评定标度为 1,强度状态良好。

(3)桥梁荷载试验

由于该火烧桥跨被评定为Ⅱ级,轻度烧灼状况,为近一步掌握桥梁火烧后结构性能,采取以对比分析方式进行桥梁静载试验,1#跨为未被火烧桥跨,4#跨为火烧桥跨,静载试验共采用 6 辆重约 350 kN 的重车进行加载,静载试验数据见表 8、表 9。

由表 8、表 9 可知未被火烧桥跨(1#跨)跨中截面主要应变测点(4# ~8#)的校验系数在 0.39 ~ 0.63 之间,主要挠度测点的校验系数在 0.41 ~ 0.71 之间;火烧桥跨(4#跨)跨中截面主要应变测点(4# ~8#)的校验系数在 0.57 ~0.64 之间,主要挠度测点的校验系数在 0.71 ~0.86 之间。通过对比可知火烧桥跨主要测点的校验系数和相对残余应变(变形)相对未被火烧桥跨偏大,但校验系数均小于 1,相对残余也均小于 20%,说明结构仍处于弹性工作状态,结构承载力良好。

表 8　应变测试结果

测点号		腹板				底板			
		1#	2#	3#	4#	5#	6#	7#	8#
		με	με	με	με	με	με	με	με
1#跨	实测值 A	0	8	46	34	35	40	41	46
	残余值 B	0	1	4	3	2	1	3	5
	弹性试验值 C	0	7	42	31	33	39	38	41
	理论值 D	−7	32	72	80	76	73	69	65
	校验系数 C/D	0.00	0.22	0.58	0.39	0.43	0.53	0.56	0.63
	相对残余应变 B/A	0.00	0.13	0.09	0.09	0.06	0.03	0.07	0.11
4#跨	实测值 A	−7	20	55	54	47	49	42	51
	残余值 B	−1	1	10	2	1	0	−1	7
	弹性试验值 C	−6	18	45	52	46	49	43	43
	理论值 D	−7	34	76	84	80	76	72	69
	校验系数 C/D	0.84	0.54	0.59	0.62	0.57	0.64	0.59	0.63
	相对残余应变 B/A	0.15	0.07	0.18	0.04	0.02	0.00	−0.02	0.15

表 9　挠度测试结果

测点号		*L*/4		控制截面			3*L*/4	
		1	2	1	2	3	1	2
		mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
1#跨	实测值 A	2.81	2.73	4.10	2.20	3.34	2.30	2.01
	残余值 B	0.19	0.12	0.06	0.10	0.29	0.23	0.14
	弹性试验值 C	2.62	2.61	4.04	2.10	3.05	2.07	1.87
	理论值 D	4.15	3.76	5.69	5.17	4.66	3.40	3.08
	校验系数 C/D	0.63	0.69	0.71	0.41	0.65	0.61	0.61
	相对残余变形 B/A	0.07	0.04	0.01	0.05	0.09	0.10	0.07
4#跨	实测值 A	2.82	2.98	4.30	3.83	3.63	2.77	3.08
	残余值 B	0.28	0.27	−0.76	−0.69	−0.55	0.31	0.37
	弹性试验值 C	2.54	2.71	5.06	4.52	4.18	2.46	2.71
	理论值 D	4.25	4.25	5.85	5.85	5.85	4.25	4.25
	校验系数 C/D	0.60	0.64	0.86	0.77	0.71	0.58	0.64
	相对残余变形 B/A	0.10	0.09	−0.18	−0.18	−0.15	0.11	0.12

3.2　某城市桥梁火灾后检测评定

某城市预应力简支 T 梁火灾后检测评定如下。

3.2.1　*初步检查评定*

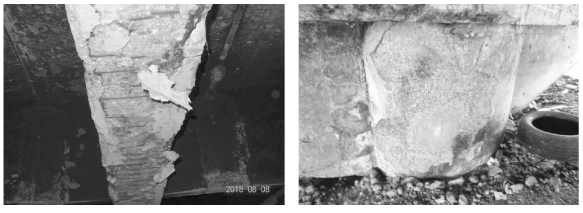


图 4　某城市桥梁火灾后现状

该北引桥 25#跨 1#T 梁 ~ 8#T 梁(距 24#墩 5 m 范围内)腹板存在严重烧伤,该区域内梁体腹板马蹄处大面积混凝土脱落、箍筋暴露;混凝土颜色呈灰白色;锤击声音发闷,钢筋保护层疏松、脱落,脱落的最大深度约为 30 mm;初步估计该烧伤区域混凝土表面温度可达 700℃ ~ 800℃左右,严重影响结构性能。

同时该桥 24#墩也被严重烧伤,大面积混凝土剥落露筋,单块最大面积 5.4 m^2;混凝土颜色呈灰

白色;锤击声音发闷,钢筋保护层疏松、脱落,脱落的最大深度约为 50 mm;初步估计该烧伤区域混凝土表面温度可达 700℃ ~800℃左右,严重影响结构性能。

根据上述描述,该桥初步评定为 III 级,中度烧灼状况;主梁、桥墩技术状况评为 5 类。

3.2.2　详细检测评定

(1)混凝土碳化检测

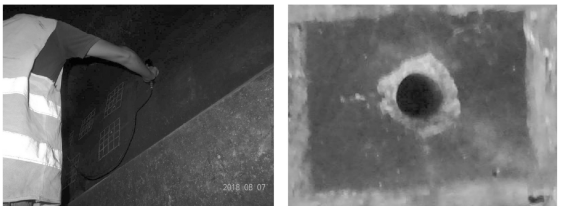


图 5　某城市桥梁火灾后混凝土碳化检测

通过检测可知各测区混凝土碳化深度平均约为 10.00 mm,进一步确定了火烧对混凝土碳化有影响,混凝土表面温度约 700℃。

(2)混凝土强度检测

该火烧桥跨采用回弹法和钻芯法相结合检测混凝土强度,最小推定强度匀质系数为 0.71,混凝土强度检测评定标度为 4,强度状态差。

(3)钢筋保护层厚度检测

通过检测可知火烧桥跨 T 梁底缘保护层非常薄,对结构钢筋耐久性影响极大。根据保护层厚度检测特征值 D_{ne} 与设计值 D_{nd} 的比值最小为 0.05,钢筋易失去碱性保护,发生锈蚀。

通过初步检查可知,桥梁处于危险状态,故不进行荷载试验评定。

4　结论

通过上述研究工作得出以下结论:

(1)归纳总结形成了针对桥梁结构火灾后检测评定体系;给出了桥梁火灾后检测评定程序和内容。

(2)提出了混凝土桥梁火灾后调查、检查及检测方法及评定标准,为编制桥梁火灾后检测评定指南或标准提供参考。

(3)通过工程实例进行了桥梁火灾后技术状况检测评定,为同类桥梁火灾损伤检测评估提供参考。

参考文献:

[1] 邵永军,张宏. 混凝土桥梁火灾损伤检测评估方法与应用[J]. 公路交通技术,2011(2):91 -96.

[2] 中冶建筑研究总院有限公司,上海市建筑科学研究院. CECS252:2009 火灾后建筑结构鉴定标准[S]. 北京:中国计划出版社,2009.

[3] 王华,何涛,汪志明,董慧芳. 通风条件对火灾蔓延的影响分析[J]. 河北建筑工程学院学报,2008,26(1):119 -123.

[4] 中华人民共和国交通部. 公路桥梁承载能力检测评定[S]. 2011.

[5] 中华人民共和国交通部. 公路桥梁荷载试验规程[S]. 2015.

[6] 中华人民共和国交通部. 公路桥梁技术状况评定标准[S]. 2011.

中国测绘学会 2018 年学术年会

2018 年 9 月 27 日以“创新 智能 融合——开辟测绘地理信息新时代”为主题中国测绘学会 2018 学术年会及第八届中国测绘地理信息技术装备博览会在浙江德清举行。自然资源部副部长库热西、浙江省副省长冯飞、中国测绘学会理事长宋超智出席会议并致辞。陈俊勇、李德仁、刘先林、王家耀、杨元喜、李建成、龚健雅、周成虎等院士、专家出席会议。

本次年会以“创新 智能 融合——开辟测绘地理信息新时代”为主题，集中展现了测绘地理信息领域的最新成就和发展潮流。在年会主论坛上，多位院士和知名专家围绕测绘地理信息行业前沿科技和创新应用开展了专题报告。专题报告有双院院士李德仁先生的《论地球空间信息学的创新发展》、网红院士刘先林先生的《科技热潮与新时代测绘》、周成虎院士的《大数据时代的地理信息工程思考》、滴滴出行首席发展官李建华的《共享出行与测绘到地理信息技术的创新》等，各位院士和专家就当前测绘地理信息工作面临的历史机遇和发展前景与来自全国各地的专家、学者和企业家代表们展开交流和讨论。

技术装备博览会紧密围绕智能测绘与现代工程测量，泛在定位、大数据与人工智能，智慧生态、自然资源与时空大数据，云计算、空间大数据技术在部门、行业应用中的新趋势等方面做了测绘装备、地理信息、摄影测量（无人机）、通讯技术产品、互联网 + 测绘地理信息及周边设备等的展示。

同时会上颁发了 2018 年测绘科技进步奖、优秀测绘工程奖等多个奖项。我公司负责测绘的“大埔至潮州高速公路（含大埔至漳州支线）工程 A1 合同段综合测量”获中国测绘学会铜奖。

（报道者：汤敏）

大跨隧道修筑技术及建设管理专题研讨会报道

本次会议由中国公路学会隧道工程分会和齐鲁交通发展集团联合主办。中国公路学会副理事长、秘书长刘文杰，中国公路学会隧道工程分会理事长姬为宇、中交第三公路工程局有限公司副总经理张晓东出席大会，中国工程院院士郑颖人、全国勘察设计大师蒋树屏以及来自全国各省、自治区、直辖市公路建设、管养、设计单位的各位领导和专家约 350 余位嘉宾参会。

开幕式上，中国公路学会副理事长、秘书长刘文杰，中国公路学会隧道工程分会理事长姬为宇，中交第三公路工程局有限公司副总经理张晓东先后致辞，向参会嘉宾表示热烈的欢迎，并简要介绍了中国公路学会、隧道工程分会以及中交第三公路工程局有限公司的基本情况。据统计，截至 2017 年底，我国公路隧道已有 16 229 座，里程 15 285 km，预计到 2020 年底隧道数量将突破 17 000 座，运营里程突破 19 000 km。同时，为了满足社会经济发展的需要，隧道断面从双向 4 车道、6 车道发展到 8 车道，大跨隧道修筑技术得到了迅速的发展。

研讨会上，中国工程院院士郑颖人、全国勘察设计大师蒋树屏、同济大学教授丁文其三位特邀

专家分别从大跨度隧道数值极限分析、公路隧道四十年建设成就与科技创新、大断面互通分岔隧道设计施工技术与稳定性分析研究不同方面作了主题演讲。随后，来自山东省交通规划设计院、中交第三公路工程局有限公司等单位的 17 位公路隧道工程领域的专家、学者，分别从不同角度就对我国公路改扩建领域尤其是大跨度隧道的前沿技术以及在滨莱高速公路改扩建工程中大跨度隧道建设管理方面具有创新性的科研成果进行了分享和交流。

会议期间，与会代表还一同到滨莱高速公路改扩建工程现场进行了观摩学习，就滨莱高速隧道工程的建设管理情况以及大跨隧道领域的前沿课题进行了深入交流和探讨。

本次大会汇聚国内隧道工程界专家学者于一堂，探讨交流和共享工程设计、施工、管养的经验和技术成果，为促进我国隧道技术的进步具有重要作用。

（报道者：杨宝锋）

第四届全国绿色公路技术交流会暨环境与可持续发展分会 2018 年学术年会报道

2018 年 10 月 24 日，由中国公路学会和江西省交通运输厅共同主办的第四届全国绿色公路技术交流会暨环境与可持续发展分会 2018 年学术年会在江西省南昌市隆重开幕。会议得到了江西省高速公路投资集团有限责任公司、江西省公路学会、交通运输部科学研究院、交通运输部公路科学研究院、中国公路学会环境与可持续发展分会、江西省高速公路投资集团有限责任公司广昌至吉安高速公路建设项目办公室的大力支持。本次交流会以“践行绿色理念，提升工程品质”为主题，吸引了全国各省市的近 600 名代表到会交流。

中国科学院院士刘嘉麒，江西省交通运输厅党委书记、厅长王爱和，中国公路学会副理事长兼秘书长刘文杰，中国公路学会环境与可持续发展分会理事长、交通运输部科学研究院副院长陈济丁，交通运输部公路科学研究院副院长兼总工程师岑晏青，江西省交通运输厅总工程师胡钊芳，江西省交通运输厅副厅长王昭春，中国公路学会副秘书长梅君，江西省公路学会理事长孙茂刚等领导、专家出席了开幕式。开幕式由中国公路学会副秘书长梅君主持，江西省交通运输厅党委书记、厅长王爱和，交通运输部科学研究院副院长陈济丁致辞，中国公路学会副理事长兼秘书长刘文杰发表讲话。

会上对第四届全国绿色公路技术交流会优秀论文作者进行了表彰，由交通运输部公路科学研究院副院长兼总工程师岑晏青为优秀论文作者代表颁发证书。

中国科学院院士刘嘉麒、交通运输部科学研究院副院长陈济丁、江西省交通运输厅副厅长王昭春、交通运输部公路科学研究院公路中心主任徐剑分别就绿色新材料、绿色公路面临的问题与对策、江西构建绿色公路实践、绿色公路理念与科技创新等内容作了主旨报告。

10 月 24 日下午，江西省高速公路投资集团有限责任公司广吉高速公路建设项目办公室副主任李刚、交通运输部公路科学研究院环境中心副主任蒋海峰、招商局重庆交通科研设计院有限公司景观与建筑工程分院院长杨航卓等 20 余位专家分别围绕绿色公路建设与实践、绿色新技术与新材料应用、绿色服务区建设与管理三大主题作了专题报告，与代表们展开了深入的技术交流。环境与可持续发展分会 2018 年学术年会、“中国绿色公路等级评定指标”专家咨询会也顺利召开。

10 月 25 日，300 余名参会代表现场考察了绿色公路典型示范工程——广昌至吉安高速公路。

（报道者：张文）

2018 年五省一市二区路桥技术交流会报道

2018 年“五省一市二区”一年一度的技术论坛于 2018. 10. 25 – 2018. 10. 26 在湖北宜昌召开。会议由湖北省公路学会主(承)办。论坛主题为“公路长大桥隧创新技术应用、交流与推广”。13 位交通运输领域的专家学者分别就相关专业方向进行经验交流与报告,各地约 200 余位代表共同参与。

会议主要交流内容如下:

(1)湖北省交投集团长江大桥建设创新成果报告:湖北省交通投资集团有限公司 总工程师裴炳志教授级高工介绍了七座长江大桥概况及新技术、新工艺应用情况,如钢混结合段 RPC 活性粉末混凝土、超高性能环氧树脂胶粘剂、TMCP(控轧控冷)工艺、卵石层采用浅挖扩大基础锚碇、超长拉索电涡流振动控制技术、大跨度斜拉桥悬索桥电涡流纵向阻尼器等。

(2)湖北白洋长江大桥技术特色:中交第二公路勘察设计研究院副总工程师、桥梁设计院院长彭元诚教授级高工详细介绍了白洋长江大桥主体结构设计及设计特色。其主要特色为:塔梁交汇处采用了摆轴式塔连杆支承体系,通过塔连杆的转动实现加劲梁的纵向位移与转动;跨中设置柔性中央扣实现悬索桥变形约束,有效提高结构抗风稳定性、降低吊索活载弯折疲劳及梁端纵向位移;国内首次在强透水卵石层中采用浅埋扩大基础锚碇,避免在强透水卵石层中进行深基坑开挖。

(3)大跨径双塔组合梁斜拉桥施工关键技术研究:山东省路桥集团项目总工程师李莹炜高工详细介绍了 180m + 430m + 180m 宝瓶塔钢—混组合梁斜拉桥施工技术。

(4)重庆鹅公岩轨道专用桥设计理念及技术创新:上海市政工程设计研究总院有限公司综合交通规划设计研究院桥梁专业副总工程师戴建国教授级高工重庆鹅公岩轨道专用桥的设计及创新,主要创新点有自锚式悬索桥轨道专用桥技术标准的确定、斜拉法施工自锚式悬索桥体系转换等。

(5)香溪长江公路大桥设计与关键技术:湖北省交通规划设计院股份有限公司副总工程师张铭介绍了世界最大跨度推力拱桥、主跨跨度 519 m 的香溪长江公路大桥设计及关键技术。主要创新点为:首次提出“纵向部分固接 + 纵向弹性约束 + 横向多点拉索减震”大跨度中承式拱桥桥面梁支承体系;设计“承压板格构 + 预应力”的新型拱脚连接构造;研发 300 MPa 高应力幅拉索体系;卸荷溶蚀区拱座顺向边坡岩层加固精细控制技术;特大跨度缆索吊机系统设计、施工技术;紊乱风场条件下拱肋节段吊装状态风致振动研究等。

(6)面向未来的高性能桥梁结构研发与工程应用:湖南大学道路桥梁系主任、桥梁工程研究所所长邵旭东教授主要讨论如何通过引入高性能材料、建立新的结构体系,解决我国桥梁病害多、维修费用高的难题。

(7)嘉鱼长江公路大桥总体设计及创新技术:湖北省交通规划设计院股份有限公司大桥勘察设计分院主任工程师廖原介绍了嘉鱼长江公路大桥的设计及新技术、新工艺应用情况。如 U 肋内焊技术、斜拉索全寿命防护技术(包括全方位超耐久防腐拉索体系、超长拉索电涡流振动控制技术)、宽幅闭合 PC 箱梁裂缝控制技术、湖北省内首次采用“短线匹配法节段预制拼装”快速化施工技术、主桥合拢施工技术(主桥纵向临时约束的解除和合拢口的调整拟采用限位(顶推)阻尼器,简化构造方便施工)等其他报告内容为无粘贴预应力 U 形 CFRP 加固混凝土梁抗剪试验、钢桥面铺装浇筑式沥青混合料高温性能提升

技术研究、在役预应力混凝土空心板加固技术、界岭特长隧道膨胀性围岩设计对策等。

会议第二天上午组织参观了湖北白洋长江大桥主桥施工现场。主桥采用 1 - 1000 m 双塔单跨钢桁梁悬索桥，板桁分离结构，组合梁桥面系；北岸边缆跨度 276 m，南岸边缆跨度 269 m；主缆矢跨比 1∶9。钢桁加劲梁在主桁上弦杆端节点处设竖向塔连杆；在主桁上、下弦杆端节点的外侧各设一个横向抗风支座；跨中处单侧主缆设 3 对中央扣索。锚碇采用浅挖扩大基础，基坑开挖深度 8.0 m，平面尺寸 101 ×71.5 m。基础置于卵石层上。避免在强透水卵石层中进行深基坑开挖，显著减小了施工难度和施工风险，降低了工程造价，为类似地域悬索桥锚碇设计提供有益借鉴。下午参会代表到宜巴高速公路参观、学习、考察。

通过专家学者报告和参观活动，使与会人员了解学习了公路长大桥隧的新技术、新工艺的发展与应用，这对于进一步推广应用公路长大桥隧新技术、新工艺，提高公路长大桥隧工程建设水平将起到积极的作用。

（报道者：徐东进）

2018 波纹钢腹板桥梁关键技术交流会报道

波纹钢腹板桥梁是一种新型钢—混组合结构桥梁，该结构以波形钢腹板替代混凝土腹板，经济合理，施工简便，外型美观。与混凝土桥梁相比具有自重轻，受力性能好，施工效率高，耐久性好等特点。由《桥梁》杂志社主办的 2018 波纹钢腹板桥梁关键技术交流会议于 9 月 7 ~ 9 日在山西运城召开。大会就波纹钢腹板桥梁结构的设计、制造与安装关键技术进行了主题报道，并组织参观了即将通车的山西运宝黄河大桥。大会吸引了相关建设单位、设计单位及施工单位等共 200 余人参加。

本次会议报告议题有：深化我国钢混结合梁桥结构技术；波形钢腹板连续梁桥创新设计与应用；交通行业推广钢桥进展介绍；组合折腹梁桥研究与进展；基于空间网格模型的运宝黄河大桥空间受力特性；波形钢腹板 PC 组合梁桥研究与建造新进展；斜拉桥结构波形钢腹板组合梁桥；大跨径波形钢腹板 PC 组合梁桥施工建造技术发展思考；运宝黄河大桥方案设计；运宝黄河大桥建设管理交流。

会议期间恰逢运宝黄河大桥开通之际，会议第一天下午组织参观了运宝黄河大桥施工现场。运宝黄河大桥是运城至灵宝高速公路的重要控制性工程。大桥北接运宝高速公路解陌段，由芮城县陌南镇跨越黄河进入河南，与三门峡至淅川高速公路相连。大桥采用 6 车道高速公路标准建设，设计时速 80 km/h，桥梁全长 1 690 m，桥宽 32 m，主桥采用 110 + 2 ×200 + 110 m 波形钢腹板单索面矮塔斜拉桥，副桥采用 48 + 9 ×90 + 48 m 波形钢腹板刚构—连续组合体系梁桥。主桥为单箱五室波形钢腹板矮塔斜拉桥，为同类桥梁世界最大跨径。其结构新颖、工艺复杂、技术含量高、施工难度大，具有许多值得学习和借鉴的关键技术要点。

（报道者：彭李立）

推动智能网联交通系统建设，引领车路协同自动驾驶创新

——首届车路协同自动驾驶国际论坛报道

2018 年 11 月 1 日至 3 日，首届车路协同自动驾驶国际论坛在北京国际会议中心成功举行。

2018 年 11 月 2 日，由中国公路学会主办的“首届车路协同自动驾驶国际论坛”在北京国际会议中心盛大开幕。此次会议以“自动驾驶与智慧公路”为主题，得到了东南大学、交通运输部公路科学研究院、中国交通通信信息中心、联合国环境开发署（UN Environment）、世界银行（World Bank）、国际道路联合会（IRF）的大力支持。来自国内外交通运输、汽车工程、通信工程和互联网产业等领域的专家、学者，以及来自美国、韩国、乌兹别克斯坦、尼泊尔、澳大利亚驻华大使馆的官员等 400 余人出席会议。

论坛以“自动驾驶与智慧公路”为主题，由全国人大常委、中国公路学会理事长翁孟勇主持。中国科协副主席、书记处书记孟庆海先生，中国工程院党组成员、副院长钟志华院士，交通运输部科技司司长庞松先生，世界银行高级基础设施物流专家 Bernard Aritua 博士先后致辞。

翁孟勇理事长指出，车路协同自动驾驶已成为国内外交通领域最为前沿、热点的研究方向，并具有极为广阔的发展前景。车路协同自动驾驶是未来道路交通发展的重要方向，将全面提升道路交通系统的效率、安全、绿色水平，具有显著的社会效益和经济效益。

孟庆海副主席强调，本届论坛围绕车路协同自动驾驶开展，体现了公路交通网联化、电气化、共享化、无人化等发展方向，为解决现在已经出现和将来可能出现的相关交通问题、创造美好舒适的出行环境带来了新的机遇和可能。

钟志华院士指出，车路协同自动驾驶涉及面广、系统性强，研发难度高，需要有一定的战略定力，立足当下，着眼长远，久久为功，必须克服行业和地方的短期利益冲动，集政府、行业、专家等各方面智慧和力量，走出一条有中国特色的车路协同自动驾驶发展之路。

庞松司长认为，推进自动驾驶技术发展，应立足国情，保持积极稳慎的态度，构建载运工具自动化、基础设施智能化、运行管理协同化有机融合的新一代交通系统。

出席本次论坛的还有中国工程院院士、中国汽车工程学会理事长李骏；中国科协学会学术部副部长苏小军；美国威斯康星州拉辛市市长 Cory Mason；美团党委书记、集团办秘书长钟永健；东南大学－维斯康星大学智能网联交通联合研究院院长冉斌；江苏省交通运输厅党组成员、副厅长金凌；美国阿灵顿市经济发展和资本投资副市长 Jim Parajon 等国内外领导和嘉宾。另外大会还邀请到来自交通、汽车、通信等领域的知名专

家，他们有：王笑京、李克强、王云鹏、陈山枝、赵祥模等。到会的还有来自美国、韩国、乌兹别克斯坦、拉脱维亚、澳大利亚驻华大使馆等专家和官员。

开幕式后，多位专家学者科围绕车路协同自动驾驶进行主旨演讲。此次主旨演讲中，中国工程院院士、中国汽车工程学会理事长李骏院士作了题为《加速创新发展中国网联化汽车产业》的演讲，提出中国汽车工程学会要不断深化与中国公路学会在车路协同自动驾驶领域的合作。东南大学－威斯康星大学智能网联交通联合研究院院长冉斌教授、美国威斯康星州拉辛市市长 Cory Mason，韩国科学技术院教授 Kitae Jang 以及江苏省交通运输厅副厅长金凌分别从产业、政策法规、系统和趋势等方面对智能网联自动驾驶的发展进行了分析并提出了相关建议。清华大学教授、智能网联系汽车与交通研究中心主任李克强、美国阿灵顿市副市长 Jim Parajon、北京航空航天大学副校长王云鹏、中国信息通信科技集团副总裁、无线移动通信国家重点实验室主任陈山枝、百度自动驾驶技术总监、V2X 负责人陶吉等诸多知名专家也从不同角度、不同领域分享了自己的研究成果。各位专家的演讲说明车路协同自动驾驶已经成为交通领域最为热门的研究焦点。

11 月 3 日，论坛分三个专题论坛同时进行，三个专题论坛的主题分别为自动驾驶、智慧公路和智慧物流。

自动驾驶分论坛侧重于从车辆的角度出发，诠释车路协同下的自动驾驶车辆，涉及内容包括测试技术、实践应用，标准体系建设，交通安全等问题。

智慧公路分论坛则以智慧交通为大背景，在推进智慧道路和智慧车辆两相并进的过程中，更加强调打造更聪明更安全的道路。

智慧物流分论坛上，美团、NVIDIA、联通等公司展示了其现已研制完成的，或正在研制的智慧物流手段。无人配送平台、自动驾驶芯片、地下货运通道等设计分享与会人员。

论坛上诸多与会嘉宾，从国内外城市交通系统构建、技术难关、产业构建、平台实施等角度，共同分析和讨论了车路协同与自动驾驶的未来发展前景。

（报道者：关小杰）

2018 年全国桥梁学术会议报道

中国公路学会桥梁和结构工程分会 2018 年全国桥梁学术会议暨八届三次理事会议于 2018.11.17－2018.11.18 在江苏南京召开。会议由中国公路学会桥梁和结构工程分会、南京市交通运输局、南京公共工程建设中心主办，多家单位协办和承办。论坛主题分为五大块，包括跨江大桥建、管、养、监测技术，钢结构及组合结构桥梁关键技术，桥梁快速建造、维护和更换技术，桥梁智能化建造技术，超高性能（活性粉末）混凝土技术等。中国工程院院士郑皆连、王景全、欧进萍、缪昌文、岳清瑞，中国公路学会党委委员、副理事长、秘书长刘文杰，江苏省交通运输厅副厅长、桥梁分会副理事长丁峰，南京市政府副秘书长王承江，南京市交通运输局局长、南京市公共工程建设中心党组书记陈雷，中国公路学会党委委员、副理事长、桥梁分会理事长、中交集团总工、全国勘察设计大师张喜刚，南京公共工程建设中心主任、桥梁分会副理事长武焕陵，国际桥梁抗震工程协会主席颜文晖等领导、专家，出席了本次会议。多位专家学者分别就相关专业方向进行经验交流与报告，本次全国桥梁学术会议参会人员共 688 人，参与单位共 305 家。

会议主要交流内容如下

（1）大会报告由中国工程院院士缪昌文、欧进萍、王复明、岳清瑞，以及南京市公共工程建设中心主任武焕陵依次开展。缪昌文院士在《桥梁混凝土应用中的几个关键问题》中主要内容是发展以高工作性、高抗裂性和高耐久性为主要特征的高性能混凝土符合现代桥梁结构发展的新需求，提升桥梁高性能混凝土的耐久性。探讨超高性能混凝土在桥梁工程中的示范与应用。欧进萍院士在《桥梁结构健康监测及安全评定与寿命预测若干问题》的报告中结合我国桥梁结构健康监测研究与实践，重点阐述桥梁结构安全、寿命与耐久性关系。王复明院士在其《工程基础设施病害诊治技术平台（“工程医院”）建设进展》的报告中建议融合互（物）联网、大数据、人工智能等现代信息技术，打造多学科交叉的基础工程设施体检、诊断、修复、抢险综合服务平台。岳清瑞院士在《工程诊治与创新》报告中介绍近年来在工业与民用建筑诊治方面开展的工作和取得的成果；及近期发展的诊治新技术、新方法，并对结构诊治在不同维度的发展和创新方向进行探讨和展望。武焕陵主任对江苏省南京市自二十世纪九十年代以来在长江上的已建桥梁和在建桥梁，以及未来南京过江通道建设规划，阐述各大桥的技术难点和创新，并分析现阶段中国桥梁存在的不足，探讨未来中国桥梁的发展方向。

（2）本次会议议题较多，大会分为三个分会场，分别是南京五桥专场、长江上桥梁和山区桥梁分会场，以及桥梁管养技术、新材料、新产品、未来桥梁技术。南京市公共工程建设中心总工程师、副主任章登精介绍了《南京长江第五大桥建设情况综述》；中设设计集团股份有限公司桥梁总工程师韩大章分享了《江苏段长江大桥建设和展望》；港珠澳大桥管理局高文博介绍了《港珠澳大桥运维技术体系及人工智能维养技术规划》；国际桥梁地震工程协会董事兼主席颜文晖做了《美国大跨度桥梁发展及桥梁抗震技术综述》；中交公路规划设计院有限公司总经理助理崔冰分享了《中国大跨径钢混组合结构桥梁的新发展》，等等。各分会场与会者济济一堂，展开了一场场生动而热烈的学术交流。

（3）第二天会后，与会专家和代表参观了正在建设中的南京长江第五大桥。项目全长 4.335 km，总投资 62 亿元，采用一桥一隧加一段高架桥的形式。桥梁为纵向钻石型索塔中央双索面三塔组合梁斜拉桥，全长 11.99 km。该项目从 2017 年 6 月份开工至今，已经完成了第二三节索塔的安装，目前工程进展顺利。

通过专家学者报告和参观活动，使与会人员了解学习了公路桥梁的新技术、新工艺、新材料的发展与应用，开拓眼界，了解目前国家桥梁发展水平，推动基础创新，对于进一步推广应用公路桥梁新技术、新工艺和新材料，提高公路桥梁工程建设和管养水平将起到积极的推动作用。

（报道者：孙颖）

2018 桥梁发展科技创新大会报道

2018 年 12 月 15 – 17 日，由桥梁杂志社和深圳市市政设计研究院有限公司主办的“2018 桥梁发展科技创新大会暨改革开放 40 年桥梁创新成就展”在深圳隆重举行。

交通运输部原部长黄镇东、李盛霖，原副部长胡希捷，交通运输部总工程师周伟，原总工程师凤懋润、周海涛，交通运输部科技司司长庞松，公路局副局长王太，公路局副局长/湖南省永州市副市长周荣峰，公路局原局长李彦武，中国工程院外籍院士/美国国家工程院院士邓文中，中国工程院院士郑皆连、王景全、杨永斌、李建成、吴志强、王复明、陈政清，国际桥梁及结构工程协会（IABSE）前主席 Klaus H. Ostenfeld，Arup 工程顾问有限公司全球桥梁总监/IABSE 杰出结构奖评奖委员会主席 Naeem Ullah Hussain，国际桥梁抗震协会主席颜文晖，中国公路学会桥梁和结构工程分会理事长/中国交通建设股份有限公司总工程师张喜刚，中国土木工程学会桥梁及结构工程分会理事长/国际桥梁及结构工程协会（IABSE）候任主席/同济大学教授葛耀君，江苏省交通运输厅副厅长丁峰，广东省交通运输厅总工程师黄成造等，以及来自国内外的建设单位、设计院所、高等院校、施工企业、材料、装备及制造公司、科研咨询机构、路桥管养单位等 1500 余名嘉宾齐聚鹏城，同品行业硕果，共享文化盛宴。

大会以创新驱动桥梁发展学术报告会拉开帷幕，两年一度的“年度十大桥梁人物”评选活动颁奖仪式，则奏响了盛会的华彩乐章。“2018 桥梁技术及产品创新大赛”延续了前两届的热度，展示了一批引人瞩目的创新技术及成果，有六个项目最终脱颖而出。2018“林同棪国际杯”桥梁摄影大赛，则为与会嘉宾展示了桥梁及桥梁人的风采。大会还安排了多场报告会和交流会，涵盖桥梁科技与文化交流、桥梁工程美学、桥梁工程前沿科学、钢结构创新设计与智能制造、桥梁 BIM 技术发展及大桥养护与运营交流会等几大主题，共有近 50 个专题演讲。

公司参加了桥梁发展成就展，并派出 30 余人的学习团队学习先进经验。会梁立农总工程师作“桥梁创新实践与体会主题演讲”。

12 月 15 日晚，“2017 – 2018 年度十大桥梁人物”颁奖仪式在深圳举行。仪式由交通运输部总工程师周伟致开幕辞，交通运输部原总工程师凤懋润和中央电视台主持人敬一丹主持颁奖。公司梁立农总工获得“2017 – 2018 年度十大桥梁人物”。

（报道者：刘祥兴）