





## 据据想用 自己共享

### 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

# 廣東欽通規劃設計

GUANGDONG COMMUNICATIONS PLANNING AND DESIGN



2018



准印证号: (粤O)L0150076号

内部资料 免费交流

根据粤建学[2018]33号文,公司设计的"凤凰三桥"工程荣获第十届 广东省十木工程詹天佑故乡杯。







根据粤勘设协[2018]29号文,公司 "大跨径混合梁斜拉桥设计关键技术研 究"等3个科研项目喜获2018年度广东 省工程勘察设计行业协会科学技术奖。







根据粤建学[2018]32号文,公司"广 东省山区高速公路绿色公路设计关键技术 研究"等4个科研项目喜获2018年度广东 省土木建筑学会科学技术奖。



证书

技术质量部于7月5日召开"中山黄圃至翠亨高速公路(主桥方案)"公 司级设计评审会议。







会议由梁立农总工程师主持

项目组人员向专家介绍设计情况

与会专家听取和讨论技术方案

技术质量部于7月13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sit1合同段初步设计阶段"公司级设计评审会议。







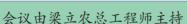
会议由彭向荣首席副总工程师主持

项目组人员向专家介绍设计情况

与会专家听取和讨论技术方案

技术质量部于8月22日召开"牛田洋快速通道工程牛田洋大桥主桥施工 图设计"公司级设计评审会议。









项目组人员向专家介绍设计情况 与会专家为完善设计献计献策

2018年7月18日、8月28日,公司梁立农总工及部分技术人员参加了分别 由翔飞监理子公司、省公路学会组织的清云高速西江特大桥施工观摩及技术 交流活动。







## 广东交通规划设计

(每季出版) 2018年09月30日印刷

2018 年第 3 期 (总第 171 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: 江门至罗定高速公路

## 目 次

梁工	

大跨度多拱肋连续钢箱拱桥结构设计与分析
钢 - STC 轻型组合桥面结构在广东省的应用
黄毅东,梁立农,何 海(5)
大体积混凝土水化热温度场试验与仿真分析
道路工程
基于桩土作用的刚性桩复合地基承载力计算方法
SMA + STC 铺装层在钢桥面铺装维修中的应用
鄢桂龙 (22)
城市道路五路交叉方案比选 赵 佩 (26)
勘测工程
广东某高速公路岩质边坡滑坡原因分析及治理措施研究
黄丰发 (31)
无人机在某公路工程地质勘察中的应用 李 容 (36)
隧道工程
—————————————————————————————————————
交通工程
广东省联网收费网络信息安全综合解决方案研究
信息专栏
旅游公路规划设计与建管养技术培训班暨贵州赤水河
旅游公路实地参观交流会报道(49)
全国公路改扩建技术交流暨济青高速公路绿色科技示
范工程现场观摩会报道 (51)
全国桥梁与隧道建设管理新技术报道(52)
2018年全国公路情报网会议报道(53)
中国公路勘察设计协会 2018 年度岩土工程技术交流会
报道

## 大跨度多拱肋连续钢箱拱桥结构设计与分析

万志勇,马玉全,孙向东,赵 哲 (广东省交通规划设计研究院股份有限公司,广州 510507)

摘 要: 肇庆枫湾桥为80+150+80m 三连跨横向三拱肋下承式钢箱拱桥,拱脚节点采用全钢结构,其结构形式 较为新颖,本文详细介绍了结构设计的要点,并结合计算对该桥的受力特点及施工方案进行分析,其设计经验可供类似工程参考。

关键词:大跨度;多拱肋;连续;钢箱拱桥;设计;分析

#### 0 概况

肇庆枫湾桥采用 80 + 150 + 80m 三连跨横向 三拱肋下承式钢箱拱桥,桥面宽 57m。主拱为箱形 截面钢拱肋,纵、横梁均为钢结构,桥面板为钢混组合板,拱脚节点为全钢结构。该桥结构新颖、造型美观,是新城区的一座景观桥,其桥型布置详见图1。

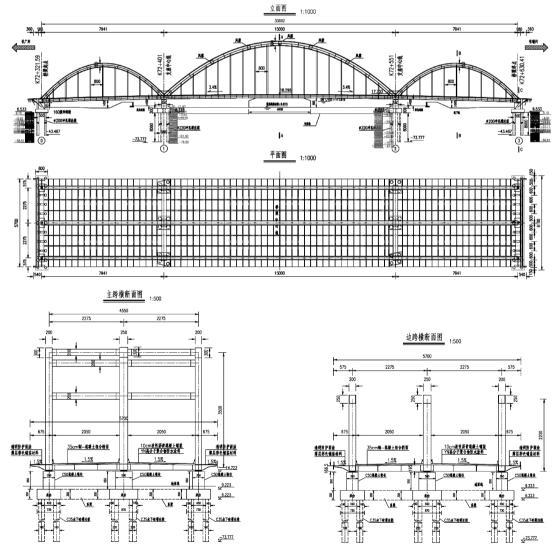


图 1 桥型布置图

#### 1 桥型方案分析

#### 1.1 建设标准

道路等级: I 级公路兼城市快速路;

设计速度:80km/h;

设计汽车荷载等级:公路 I级,城-A;

桥梁横断面:双向 10 车道 + 非机动车道 + 人行道,总桥宽 57m;

纵坡:最大纵坡 3.4%;

地震作用:地震动峰值加速度 0.1g。

#### 1.2 结构类型选择

本桥地处新城开发区,景观要求高,因路线即将下穿邻近的高铁,桥下又有通航需求,主梁建筑高度受限,经多方案比较后选用了下承式拱桥。综合考虑通航及两岸景观道路的需求,桥跨采用了80+150+80m三连跨。桥面宽度57m,为降低横梁结构高度,采用了横桥向三拱肋设计。

综合建设工期、景观需求,桥梁上部采用钢结构。桥面为钢混组合板,主拱为箱形截面钢拱肋,纵、横梁均为钢结构,不设纵向预应力。设置4道工字形次纵梁,加强横梁稳定,提高整体结构刚度。

#### 1.3 结构体系选择

对比分析了拱、梁、墩固结体系,与拱、梁固结 并支承于桥墩的体系。经计算分析:全固结体系 主梁温度作用力大,拱肋水平推力大,对下部结构 要求较高。同时三连跨系杆布设困难,施工控制 难度高,同类型桥梁在节点位置多有病害,因此最 终选用受力更为简洁的连续支承体系。

#### 2 桥梁结构设计

拱桥为高次超静定结构,各构件的受力与相 互间的刚度比,及施工顺序有直接关系,因此需采 用空间模型多次试算方能得到最为合理的结构构 造。该桥详细结构要点如下:

#### 2.1 拱肋

主拱与副拱的拱肋均采用箱形断面全钢结构,拱轴线采用 2 次抛物线,主拱矢跨比 1/4.29、副拱矢跨比 1/3.61。横桥向设 3 片拱肋间距为22.75m。

150m 跨主拱的中拱肋截面高 3.0 m; 宽 2.5m, 顶底板及腹板厚度均为 36mm; 主拱的边拱 肋截面高 3.0 m, 宽 2.0m, 顶底板及腹板厚度均为 28mm。

80m 跨副拱的中拱肋截面高 2.5m, 宽 2.5m, 顶底板及腹板厚度均为 20mm;副拱的边拱肋截面高 2.5m, 宽 2.0m, 顶底板及腹板厚度均为 20mm。

150m 跨主拱的拱肋间设风撑 5 道,截面均为箱形断面,宽 2.0m,高 1.82m;顶底板及腹板厚度均为 16mm。80m 跨副拱不设风撑。

#### 2.2 纵梁

纵梁分为主纵梁与次纵梁两种类型,共四种 断面规格:

中拱肋处设通长主纵梁 1 片,箱形断面,梁高 1.95m,宽 2.5m。顶底板及腹板厚度在 150m 跨处 30mm,80m 跨处 20mm。

两边拱肋处分别设通长边纵梁 1 片,箱形断面,梁高 1.665m,宽 2.0m。顶底板及腹板厚度在150m 跨处 30mm,80m 跨处 20mm。

主纵梁与边纵梁间设工字形次纵梁两片,梁高1.755m、1.86m。主拱处次纵梁宽0.5m,顶底板厚24mm,腹板厚16mm;副拱处次纵梁宽0.4m,顶底板厚24mm,腹板厚16mm。次纵梁在横梁位置断开并与之焊接。

#### 2.3 横梁

横梁分三种类型:支点横梁、车行道横梁、人 行道悬臂横梁。

支点横梁,在支座位置设置钢箱结构横梁,梁高1.665~1.95m,宽3.0m,顶底板厚30mm,腹板厚30mm。

车行道横梁,采用工字形结构,梁高 1.665~1.95m、宽 0.4m,顶底板厚 24mm,腹板厚 16mm,纵桥向间距 4.0m。

人行道悬臂横梁,采用工字形结构,长 4.5 m,梁高  $0.3 m \sim 1.665 m$ 。顶板为 10 mm 厚人行道板;底板宽 0.25 m,厚 16 mm;腹板厚 16 mm,纵桥向间距 4.0 m。

#### 2.4 吊杆

吊杆采用钢绞线整束挤压型吊杆,单个吊点 采用纵向双吊杆,双吊杆间距 0.6m,全桥共 210 根 吊杆。吊杆横桥向间距 2 × 22.75m,纵桥向间距 8m。中拱肋处吊杆规格为 15 - 27, 边拱肋处吊杆规格为 15 - 15。吊杆锚头设置球形支座。钢绞线的抗拉强度为 1860 MPa, 吊杆防腐采用环氧涂层及内外两层 HDPE 双护套。

#### 2.5 桥面板

为减小上部结构重,车行道桥面板采用钢混组合结构。组合板下的钢格子梁由:主纵梁、次纵梁、主横梁、次横梁组成。8mm 厚钢底板在纵横梁处,弯折形成加厚承托,并与格子梁焊接。钢底板沿横向每40cm设置一道纵向带孔10mm厚钢板肋,孔内穿入钢筋,顶面设一层钢筋网,现浇20cm厚钢纤维混凝土面板。

#### 2.6 下部结构

桥墩采用桩柱式,基础采用钻孔桩。中拱处 主墩采用 4 根  $\Phi$ 220cm 桩基,承台高 3.0m,墩身为 3.5×5.0m 矩形断面。两侧边拱处主墩采用 4 根  $\Phi$ 180 桩基,承台高 3.0m ,墩身为 3.5×3.5m 正方形断面。

桥台采用扶壁式,基础为钻孔桩。支承处桩 径 Φ200cm,其余位置桩径 Φ140cm,共 22 根钻孔 灌注桩。

#### 2.7 铺装及附属设施

车行道采用 10cm 厚沥青混凝土桥面铺装,人行道采用 3mm 厚高分子聚合物薄层彩色铺装。桥台处设置 160 型伸缩缝。为改善景观并方便维修,将过桥的 D800 自来水管及其它管线悬挂在人行道悬臂下方。还设置有防雷设施、检修通道、及景观照明系统。

#### 3 桥梁结构分析

#### 3.1 三拱肋三连跨钢箱拱桥受力特点

本桥连拱效应明显并有其特殊性。150m 跨主 拱拱脚处负弯矩较大,经纵系梁平衡一部分弯矩 后,负弯矩会传到80m 跨副拱拱肋,导致副拱两端 拱脚的内力呈相反形态,见图2。这种影响与拱轴 线形,及主拱、副拱、纵梁三者之间的刚度比有关, 需通过多次试算得以优化。



图 2 拱、梁弯矩包络图

横向三拱肋设计,需采用空间程序充分考虑 左右幅荷载的最不利工况。由于中拱与边拱的吊杆力不一样,两者的水平推力也不一样,为了减小 三拱肋间因水平力不一致所产生的横桥向剪力, 需通过合理的纵梁截面与板厚设计,使得中拱与 边拱处系梁的应变尽可能接近。同时还需全面分 析横桥向三处吊杆弹性支承对横梁及吊杆内力的 影响。

#### 3.2 拱轴线型与吊杆力优化

常用的拱轴线线型有圆弧线、悬链线、二次抛物线等,分别对应特定恒载分布模式的合理拱轴线。本桥的桥面系结构及拱肋结构自重沿跨度方向大致相等,因此合理拱轴线为二次抛物线。兼顾经济性、连拱效应、景观效果,综合分析后 150m 跨的矢跨定比 1/4. 29、80m 跨的矢跨定比 1/3. 61。

结构自重沿跨度均匀分布,因此纵桥向主拱和副拱的吊杆力均基本相同,吊杆规格统一。横桥向中、边吊杆力可简化为两跨弹性支承连续梁近似求解,如图 3 所示。然后再通过空间模型进行校核确认。

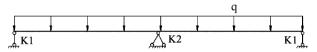


图 3 横向弹性支承连续梁法

#### 3.3 静力分析

静力计算不仅考虑了施工及正常运营工况,还考虑了单侧路面更换维修、单根吊杆损坏等极端工况。拱、梁弯矩包络见图 2,拱、梁轴力及应力包络见图 3、图 4。基本组合作用下拱肋最大应力177MPa,主纵梁最大应力169MPa。

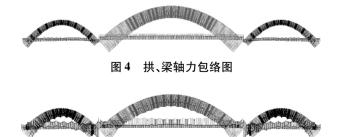


图 5 拱、梁应力包络图

#### 3.4 稳定分析

稳定性按弹性屈曲进行分析,即第一类稳定,利用结构在弹性稳定阶段,结构的几何刚度

矩阵与荷载矩阵成线性关系这一原理,获得该结构的弹性稳定安全系数。计算结果表明运营阶

段恒载+活载工况分析稳定系数最小为12.3,满足规范要求。此时的失稳模态见图6。

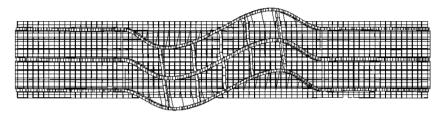


图 6 主桥一阶失稳模态图

#### 3.5 结构动力特性分析

全桥结构前 3 阶振型的周期及模态描述见表 1,特征模态的振型见图 7、图 8。

表 1 前 3 阶振型和频率

振型阶次	频率/Hz	周期/s	振型模态
1	0.712	1. 404	主跨拱肋横向振动
2	0.811	1. 234	反对称竖向振动
3	1.065	0. 939	主跨扭转振动



图 7 主桥一阶反对称竖弯振型 (t = 1.234s)



图 8 主桥一阶扭转振型(t = 0.939s)

#### 3.6 局部分析

主、副拱与纵梁相交处节点设计采用全钢结构,详见图9。经建立精细化模型进行局部分析, 其应力与稳定均能满足规范要求。拱梁节点处最 大主压应力见图10。

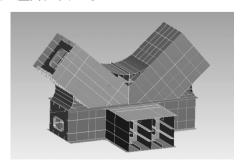


图 9 拱梁节点构造图

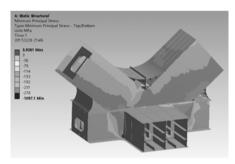


图 10 拱梁节点处最大主压应力图

#### 4 施工方案

结合现场具体建设条件,本桥采用支架法进行拱肋、纵梁、横梁安装,横向三片拱肋同步合龙。 现场施工照片见图 11。



图 11 现场施工照片

吊杆张拉控制依据结构特点,为避免连拱效应的不利影响,提高控制精度及效率,采用无应力状态法进行。利用吊杆无应力长度在成桥状态下为常量这一条件对结构进行分析,通过正装迭代计算求得吊杆无应力长度。当拱、梁、吊杆在支架上安装完成后。对吊杆按无应力长度仅进行一次张拉即可,控制极为方便。

现浇桥面板的施工工序兼顾拱肋、纵横梁的受力需求,同时减少非预应力纵梁随浇筑过程不但增加的纵向变形,以及收缩变形等对混凝桥面板的影响,采用分块分次浇筑的方案,设置后浇段,如图 12 所示。

(下转第14页)

## 钢 - STC 轻型组合桥面结构在广东省的应用

黄毅东,梁立农,盛捷,何海 (广东省交通规划设计研究院股份有限公司,广州 510507)

摘 要: 钢桥面铺装病害和正交异性桥面板的疲劳开裂问题一直是桥梁工程界的两大难题。为解决上述问题,国内学者提出了超高韧性混凝土(STC)作为一种新型的铺装方案即钢 - STC 轻型组合桥面结构,并且开始在工程中得到应用。本文介绍了钢 - STC 轻型组合桥面结构的特点以及该种桥面铺装方案在广东省的应用情况。进行了经济评价,与传统环氧沥青混凝土铺装相比,钢 - STC 轻型组合桥面结构较大的降低了全寿命成本,经济上具有明显的优势。

关键词:超高韧性混凝土(STC);正交异性板;轻型组合桥面结构;疲劳

#### 0 引言

正交异性板作为钢箱梁最为常见的桥面结构,具有自重轻,承载力大,施工方便等优点<sup>[1]</sup>。大跨径钢箱梁桥面铺装一般由防锈层、粘结层、沥青混合料铺装层构成<sup>[2]</sup>,直接铺筑于钢箱梁顶板之上。由于大跨径钢箱梁桥面铺装的使用条件、施工工艺、质量控制与要求的特殊性,对它的强度、抗疲劳性能、抗车辙性能、抗剪切性能以及变形协调性等均有较高的要求。我国已建成并投入使用的大跨径钢箱梁正交异性桥面板桥梁,部分曾经出现过投入运营时间不长,桥面铺装通车后不久即出现较为严重的疲劳开裂、高温车辙、粘结层失效或脱层、横向推移和拥包等病害。

正交异性钢桥面板结构疲劳开裂病害在国内外较为常见。在车轮荷载的作用下,钢桥面发生较大的局部变形,导致疲劳裂缝的出现。个别桥梁甚至出现了正交异性桥面板局部进入塑性的现象<sup>[3]</sup>。目前的研究表明,造成正交异性钢桥面板疲劳开裂的原因主要有以下几种<sup>[4]</sup>:①钢桥面板艰劳开裂的原因主要有以下几种<sup>[4]</sup>:①钢桥面板刚度不足;②钢桥面板及其焊缝的应力幅过大;③构造细节不合理,易出现应力集中现象;④国内超载现象比较严重。因此,对于钢桥面板疲劳问题,主要也是通过增加桥面板厚度、缩小横隔板间距等以增大桥面板刚度;改进构造细节;

限制车辆超载等方面着手,但是均未能根本解决问题。

为综合解决传统大跨径钢桥铺装易损坏和钢桥面疲劳裂纹的问题,超高韧性混凝土(STC)开始应用在钢桥面铺装上。首先在钢桥面板上焊接短剪力钉,然后浇注 STC 层,使其与钢桥面板形成组合结构。最后在 STC 层上铺设沥青磨耗层。

#### 1 钢 - STC 轻型组合桥面结构特点

超高韧性混凝土 STC(Super Tough Concrete) 是一种具有超高性能、超高韧性的水泥基复合材料。STC 的组成部分包括水泥、粉煤灰、石英砂、石英粉、钢纤维、减水剂和水,其中水胶比为 0.16 ~ 0.22;钢纤维采用镀铜高强度纤维,长度为 12mm~14mm 或 6mm~8mm,直径为 0.18mm~0.22mm或 0.12mm~0.16mm。

铺装层主要材料是由 STC 干混料、钢纤维、水和高效减水剂按一定比例配制而成,最大集料粒径为600μm,它通过提高组分的细度与活性,使其材料内部的缺陷(孔隙与微裂缝)减至最少,以获得由其组分材料所决定的最大强度及优异的耐久性,钢纤维则阻碍了混凝土内部微裂缝的扩展,使混凝土表现出良好的塑性特征。该材料能够适应桥面上的不利受力状态。试验研究表明,STC 的最大抗拉强度可达 42.7 MPa<sup>[5]</sup>。同时,经过 48h 高温

蒸汽养护后, STC 基本无收缩, 徐变系数降低为0.2 左右。

在施工性能方面,STC 具有优异的和易性,易于施工操作和保证均匀密实。

钢-STC 轻型组合桥面结构是在钢主梁上铺设薄层超高韧性混凝土(STC)层,将钢桥面板转变成钢-STC 组合桥面结构。通常 STC 层厚 35~60mm,沥青磨耗层厚 20~40mm。

与钢 - 混组合结构类似,钢 - STC 轻型组合 桥面结构的抗剪连接件采用的是直径为 13mm,间距 15cm 的栓钉(剪力钉)进行连接。栓钉是钢 桥面板与 STC 之间实现协调变形的关键构件,其主要作用是传递两者之间的剪力,并抵抗钢桥面 板与 STC 之间的掀起作用,确保两者协调变形<sup>[6]</sup>。

密配筋对于提高 STC 的开裂前抗拉强度具有显著效果。通常横桥向配筋(位于上层,净保护层厚 15mm)、纵桥向配筋(位于下层)直径均为10mm,间距在33mm~67mm之间。

对于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,采用 S 形加强钢板。

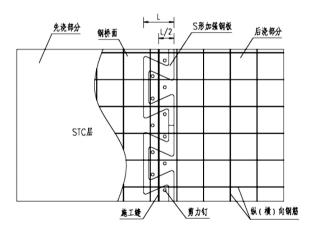


图 1 STC 接缝 S 形加强钢板布置示意

正因为正交异性钢桥面板与 STC 协同受力,明显提高了桥面板刚度,从而延长铺装层使用寿命,使得正交异性钢桥面板铺装层易破坏的问题得到了很大的改善。同时,局部车轮荷载作用下正交异性钢桥面板 U 肋疲劳应力幅大幅降低,提

高了桥面板结构的力学性能,从而显著降低正交 异性钢桥面板疲劳开裂的风险。

STC 层为永久结构,在整个结构使用年限内无需更换。在 STC 面板上设置 20~40mm 普通的沥青磨耗层来代替昂贵的钢桥面沥青铺装层。在整个结构使用年限内只需更换普通廉价的沥青磨耗层,因此经济上具有明显的优势。

#### 2 工程应用情况

钢-STC 轻型组合桥面结构的优点逐步为广 大桥梁技术人员所接受,广东省内在马房北江大 桥、佛山市佛陈大桥、汕头市礐石大桥、东莞市东 莞水道桥、汕头市牛田洋大桥和江门市鹤山沙坪 河大桥得到了应用,并获得了良好的效果。

#### 2.1 马房北江大桥

马房北江大桥位于广东省肇庆市,是一座公铁两用桥。公路桥为14×64m 双箱单室简支钢箱梁桥。马房大桥的桥面为正交异性钢桥面结构,其中桥面板厚12mm。纵肋为125×80×8mm的开口角钢,布置间距为300~325mm;横梁每2m布置一道。

该桥原铺装层为80mm 氯丁胶乳改性沥青混凝土,1984年建成通车,运营至今,其桥面铺装经历了多次翻修。

该桥第11 跨采用的钢-STC 组合桥面结构方案为:现浇 STC 层厚 50mm,表面沥青混凝土磨耗层厚 30mm;其中 STC 层与钢面板通过"栓钉+环氧树脂粘结层"的复合方式连接。



图 2 STC(左)与其它铺装(右)对比

该桥同时还实施了其它 4 种铺装方案。2015年 7 月,在其他 4 种铺装方案均不同程度出现破损的情况下,第 11 跨 STC 层未见任何开裂或破损现

象。经检测,正交异性钢桥面应力明显下降,较原铺装状态,应力降低幅度达80%~92%。

#### 2.2 佛山市佛陈大桥

佛陈大桥主桥采用 58.51 + 112.8 + 58.51m 三跨钢箱连续梁,单幅桥宽 15.75m。右幅钢箱梁桥面铺装采用钢 - STC 轻型组合桥面结构方案为 45mm 超高韧性混凝土 STC + 高粘高弹沥青粘层 + 35mm 改性沥青 SMA - 13。



图 3 佛陈大桥 STC 桥面铺装

本桥 2014 年 12 月施工完毕, 当月底通车, 目前运营状况良好, 无任何病害。

#### 2.3 东莞市东莞水道桥

东莞市东江梨川大桥工程第二标段东莞水道 主桥为(51.5m + 138m + 55m)独塔无背索混合梁 斜拉桥。主梁采用混合梁,主跨中间一段 95.5m 为钢箱梁,截面形式为带悬臂的斜腹板箱梁。

钢箱梁桥面铺装方案采用钢-STC 轻型组合 桥面结构技术,结构方案为STC 层厚 60mm,上面 铺设沥青磨耗层 40mm;该桥 2016 年 8 月施工完 毕,目前运营状态良好,无任何病害。



图 4 梨川大桥工程东莞水道桥 STC 桥面施工

#### 2.4 汕头市礐石大桥

汕头礐石大桥于 1995 年 4 月开工建设, 1999 年 2 月建成通车。主桥为钢 - 砼混合梁斜拉桥,长 906m(其中钢箱梁部分长 718m),主跨518m。钢箱梁顶板为正交异性板结构,顶板厚度12mm,U形加劲肋间距 600mm,厚度 8mm,横隔板间距 3m。

原铺装为双层 SMA13+改性沥青碎石封层。 2004年开始, 礐石大桥主桥钢桥面 SMA 铺装出 现了局部脱层、推移、拥包、开裂等病害, 经过多 次维修后病害重复出现。

本桥新的桥面铺装采用钢-STC 轻型组合桥面结构技术,结构方案为 45 mm 超高韧性混凝土 STC + 高粘高弹沥青粘层 + 35 mm 改性沥青 SMA - 13。

礐石大桥更换 STC 桥面铺装后于 2016 年 11 月 2 日顺利通车,目前运营状态良好,无任何病害。



图 5 礐石大桥 STC 桥面铺装

#### 3 钢桥面板应力分析结果

以下结合礐石大桥钢 - STC 轻型组合桥面结构对钢桥面板疲劳问题进行简要分析。

礐石大桥钢-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 6 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[8]。

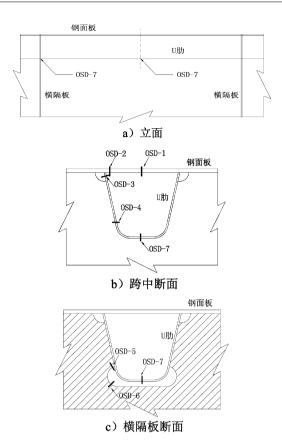


图 6 钢桥面结构应力关注位置示意图

通过建立有限元局部分析模型,计算加载车根据《公路钢结构桥梁设计规范》规定的疲劳模型Ⅲ,各种工况中车载的布置原则主要为:STC 层中拉应力尽可能大,并同时兼顾钢桥面结构中应力分布的不利位置。计算结论如下:

- (1) 礐石大桥钢 STC 组合桥面系中, STC 层的最大拉应力为 9.06MPa, 小于密实配筋的 STC22 (钢筋间距 33mm)名义弯拉应力容许值为 26.7MPa, 可以保证 STC 良好的使用性能;
- (2)由应力降幅表可以看出,STC 层对桥面板与U形肋连接细节(关注点 OSD -1、ODS -2)应力影响较为明显,应力降幅在65%~85%之间,钢桥面板最大应力均不超过46.3MPa,疲劳应力幅低于常幅疲劳极限;
- (3)对于 U 肋弧形切口细节、U 肋底,采用 STC 层后应力降幅在 25% ~ 58% 之间,此类细节 位置最大应力均不超过 47.6MPa,疲劳应力幅低于 常幅疲劳极限;
  - (4)对于 U 肋腹板,采用 STC 层后应力降幅在

28%~58%之间,最大疲劳应力幅 112.4MPa 超过 常幅疲劳极限,应重视该细节的疲劳问题。

(5)对于横隔板,应力降幅相对较小,降幅最低处亦有16%,应力降幅在16%~33%之间,最大疲劳应力幅119.6MPa超过常幅疲劳极限,应重视该细节的疲劳问题。

综上,有限元计算结果表明,STC 层应用在礐石大桥中使用钢 - STC 轻型组合加劲梁不仅安全可行,而且对钢箱梁的受力状况改善显著。

#### 4 经济性评估

通过一系列的工程实践可知,钢-STC 轻型组合桥面结构的设计方案是可行的。下面将结合礐石大桥的情况对该方案的经济性进行评估。

与国内其它常规的钢桥面铺装结构方案(SMA+浇注式沥青砼、环氧树脂沥青砼)相比较, SMA+STC 结构层由于 STC 造价相对较高,初次投入会比较大,但是从全寿命周期考虑,造价要低廉很多。SMA+STC 方案单价约2318.7元/m²(含挖除原有铺装层),其中 4.5cm 厚 STC 层按 2144元/m²计,3.5cm 厚 SMA-13 沥青砼+应力吸收层按 137.5元/m²计,STC 层使用年限按 50 年计算,沥青砼使用年限按 8 年计算;8cm 厚双层环氧沥青砼单价约 1940元/m²(含挖除原有铺装层),使用年限为 6~8 年;8cm 厚 SMA+浇注式沥青砼结构单价约 1640元/m²(含挖除原有铺装层),使用年限为 6~8 年。礐石大桥钢桥面铺装面积 16837 m²,三种结构方案 50 年内总养护费用对比如表 1。

表 1 50 年内养护费用对比表

	累计总养护费用(万元)					
	使用年限	SMA + 浇注式	SMA + STC 层	双层环氧沥青		
	0	2823. 9	3904. 0	3329. 0		
	8	5647. 8	4135. 5	6658. 0		
	16	8471.7	4398. 3	9987. 0		
	24	11295. 6	4661. 2	13316. 0		
	32	14119.5	4924. 0	16645. 1		
	40	16943. 4	5186. 8	19974. 1		
	48	19767. 3	5449. 6	23303. 1		

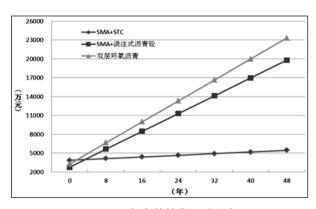


图 7 50 年内养护费用对比表

从图 7 和表 1 中可以看出, SMA + STC 结构方案与传统的钢桥面铺装结构相比, 初次投入虽然比较大,但是在 5~10 年(第一次大修)后其经济优势就凸现出来。从全寿命周期考虑, 具有明显的经济优势。

#### 5 结语

- (1)为解决钢桥桥面铺装开裂和正交异性钢桥面板容易疲劳开裂的问题,国内学者提出了利用超高韧性混凝土(STC)将钢桥面板转变成钢-STC组合桥面结构方案,即钢-STC轻型组合桥面结构。
- (2) 钢 STC 轻型组合桥面结构能够有效改善钢桥面板结构受力,降低桥面板疲劳开裂风险。同时具有优异的和易性便于施工的特点,正逐步为广大桥梁从业人员接受,并且在一些桥梁中得到了应用。

(3)通过经济性评估,钢-STC 轻型组合桥面结构与传统环氧沥青混凝土铺装相比,较大的降低了全寿命成本,经济上具有明显的优势。

#### 参考文献:

- [1] Huang C, Mangus A R, Copelan C. The Excellent Seismic Performance of Steel Orthotropic Bridges [C]. Proceeding of the ATC & SEI 2009 conference on Improving the Seismic Performance of Buildings and Other Structures, U. S. A.: San Francisco, 2010;389 402.
- [2] 黄卫. 大跨径桥梁钢桥面铺装设计理论与方法[M]. 北京:中国建筑工业出版社,2006.
- [3] 正交异性钢桥面系统的设计和基本维护指南(报批稿)[S]. 2009.
- [4] 王春生,冯亚成. 正交异性钢桥面板的疲劳研究综述
- [J]. 钢结构,2009,[24]:10-14.
- [5] Shao X. D. , Yi D. T. , Huang Z. Y. , Zhao H. , Chen B. , and Liu M. L. Basic Performance of the Composite Deck System Composed of Orthotropic Steel Deck and Ultra—thin RPC Layer [J]. Journal of Bridge Engineering. 2013. 18 (5):417—428.
- [6] 邵旭东 胡建华 钢 超高性能混凝土轻型组合桥梁结构 北京:人民交通出版社股份有限公司,2015.
- [7] 马房北江大桥钢箱梁钢 混组合桥面铺装效果检测报告 Q 2010 MFQHZSY 001 [R]. 北京: 中国铁道科学研究院, 2012.
- [8] 礐石大桥 STC 组合桥面模型计算报告 广州:广东省公路勘察规划设计院股份有限公司,2015.
- [9] 超高性能轻型组合桥面结构技术规程 GDJTG/T A01 2015.

## 大体积混凝土水化热温度场试验与仿真分析

#### 刘长海

(广东省交通规划设计研究院股份有限公司,广州 510507)

摘 要:以新造珠江特大桥索塔足尺模型试验为工程背景,对混凝土水化热温度场进行了高密度的连续监测,结果表明,浇筑完成后的24小时内结构内部由于混凝土水化热现象导致温度迅速上升,并于36小时后达到最高的93.7℃,之后缓慢下降,第4天最大内外温差达到最高值48℃。利用有限元软件ANSYS对索塔的温度场进行了仿真计算,并与实测结果进行了对比,得出了一些有益的结论,对桥梁工程大体积混凝土的施工和设计都具有一定的借鉴作用。

关键词:索塔;大体积混凝土;水化热;温度场;仿真分析

#### 0 前言

混凝土结构最小尺寸不小于 1m,或者预计会因为混凝土中的胶凝材料发生水化引起的温度变化而导致有害裂缝产生的混凝土,通常称之为大体积混凝土<sup>[1]</sup>。大体积混凝浇注完成初期,水泥在硬化过程中会放出较多的热量,由于截面尺寸较大,再加上混凝上的导热性能差,水泥水化热不易散失,会导致中心温度急剧上升,还有可能造成混凝内部与表面产生较大的温差,从而使结构产生温度裂缝<sup>[2]</sup>。公路桥涵施工技术规范规定,对大体积混凝土应进行温度控制,使其内部最高温度不大于75℃、内表温差不大于25℃<sup>[3]</sup>。在桥梁结构中比较常见的大体积混凝土有:大跨度桥梁的主墩承台,悬索桥的锚碇,斜拉桥的索塔等等。

新造珠江特大桥位于广州新洲至化龙快速路上,主桥采用双塔单索面斜拉桥,主桥跨径布置为(64+140+350+140+64)m。本文以该桥索塔的足尺模型试验为背景,在模型混凝土浇筑前,预先在其内部埋设了大量的温度传感器,以监测水化热产生的温度场变化情况。

#### 1 水化热温度场试验

#### 1.1 测点布设

模型所取的节段尺寸为:9.2m(长)×4.8m(宽)×3m(高)。考虑到索塔是对称结构,所以只选取了半边来布置传感器。测点布置在索塔的实·10·

心段,沿模型高度方向共布设 3 层,从上至下依次为 A、B、C 层。每一层测点按照外、中、内的规律布置 3 圈,如图 1 所示,最外围布置 8 个传感器,中间布置 4 个传感器,中心部位布置一个传感器。每层 13 个测点,总共 39 个测点。在监测混凝土内部温度的同时也对模型周围大气温度进行了测量。

索塔模型于上午 11 时开始浇注混凝土,下午 16 时浇注完成,期间由于混凝土泵车故障停止施工大约 2h。监测时间从浇筑完成开始一直持续了 12d,在混凝土水化热升温较快的前面几天每间隔 10min 采集一次数据,在混凝土核心温度开始下降后每间隔 1h 采集一次。由于测点多、监测时间长,本文仅按间隔 1h 的采样频率给出了几个有代表性的测点温度数据。(C1'表示 C 层 1 号点)。

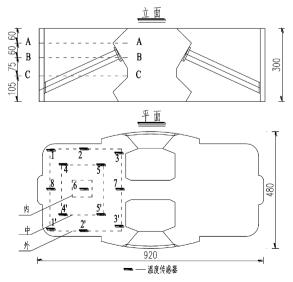


图 1 索塔模传感器布设情况



图 2 温度传感器数据采集

#### 1.2 实测结果分析

图 3 至图 5 是测点 1′、测点 4′以及测点 6 的温 度-时程曲线图(每一个测点沿模型高度方向共 A、B、C 三层)。从图中可以看出,在混凝土浇注完 成后的24h之内各测点温度急剧上升,模型最高 温度达到 93.7 度(浇注完成后 36h),位于核心处 的 B6 测点。此后各点温度开始下降,位于截面最 外围的测点 1'温度下降最快,中间的 4'测点次之, 核心处温度下降最为缓慢。其中测点1'温度下降 过程中其曲线呈现波浪形变化,这是由于该点位 于圆倒角处(该处采用铁模板),在白天由于大气 温度较高以及太阳照射的影响,模板的温度与表 层混凝土温度接近(甚至超过),导致该处附近混 凝土无法散热(甚至从模板吸收热量),而在晚上 大气温度下降后该处混凝土通过模板向大气中传 递热量,温度下降较快,所以出现波浪形变化;测 点 4′和测点 6 位于混凝土内部,温度曲线则相对 平滑。(大气温度变化曲线图如图 6)

图7是模型内外最大温差随时间变化曲线图,从图中可以看出,在混凝土浇注完成后模型内外温差急剧上升,在第4d达到了最大的48度,此后缓慢下降。与1'测点一样,内外温差曲线也呈现出波浪形变化,这是由于模型最大温度位于其核心混凝土处,最低温度位于表层混凝土,核心混凝土(测点6)温度随时间变化曲线比较平滑,而表层混凝土(测点1')受到大气温度以及太阳辐射的影响呈现波浪形变化,因此在白天内外温差相对较小,而晚上则相对较大,所以呈现波浪式变化。

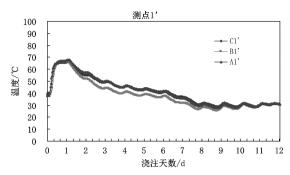


图 3 测点 1′(外围)的温度变化曲线

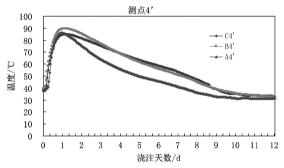


图 4 测点 4′(中间)的温度变化曲线

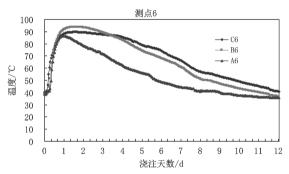


图 5 测点 6(核心)的温度变化曲线

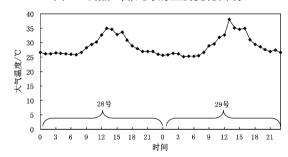


图 6 大气温度变化曲线(仅给出浇筑完成后前面两天数据)

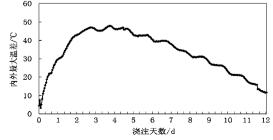


图 7 内外最大温差时程曲线

#### 2 仿真计算

#### 2.1 计算模型

混凝土水化热温度场模拟属于三维瞬态热分析,本文采用通用有限元软件 ANSYS 建立索塔三维模型,单元类型采用 solid70 温度单元<sup>[4,5]</sup>。原索塔模型底部有一个专为试验而设置的混凝土底座,本次计算建模没有考虑。模型共划分 26 万个单元,模型构造见图 8 所示。本文在建模分析时做了一些简化:

- (1)按混凝土一次性浇筑,不考虑浇筑持续的 时间。
- (2)不考虑外界气温变化以及太阳辐射对模型的影响。

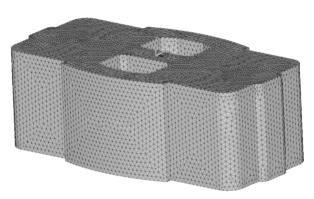


图 8 索塔有限元模型

#### 2.2 计算参数和边界条件

#### (1)水泥水化热放热速率

水泥水化热是指水泥与水作用放出的热量,水化热速率跟水泥品种、水泥用量、混凝土配比、龄期等有关。通常描述水化热速率的表达式有指数式、双曲线式、复合指数式三种<sup>[2]</sup>。水化热速率对于计算结果影响非常大,通常需要做试验来确定,根据本项目的混凝土配比情况,本文参照文献<sup>[6,7]</sup>采用指数式的水化热表达式。

#### (2)混凝土导热系数和比热

混凝土的导热系数跟混凝土的配比有关,且随着温度变化而变化<sup>[8]</sup>,本文计算时按导热系数为恒定值考虑,根据本项目的混凝土配比,参照文献<sup>[7]</sup>中的公式进行估算,导热系数取 10.1kJ/(m

· h·℃),比热取 0.98 kJ/(kg·℃)。

#### (3)边界条件和初始条件

本文模型内外表面边界条件主要有 3 类:1)与混凝土底座接触的表面;2)与大气接触的表面;3)与模板接触的表面,通过在仿真模型的表面施加热对流荷载来实现。关于混凝土的对流热交换系数,国内外许多学者对其做了研究 $^{[9,10]}$ ,本文参照 $^{[2]}$ 的计算公式,木模板的放热系数取 27.7kJ/ $(m^2 \cdot h \cdot \mathcal{C})$ ,钢模板取 76.6 kJ/ $(m^2 \cdot h \cdot \mathcal{C})$ ,与空气接触放热系数取取 76.7 kJ/ $(m^2 \cdot h \cdot \mathcal{C})$ ,与混凝土接触放热系数取 20 kJ/ $(m^2 \cdot h \cdot \mathcal{C})$ 。初始条件按混凝土人模温度 35 $\mathcal{C}$ 计算。

#### 2.3 计算结果分析

计算结果显示,模型在浇筑 40h 后温度达到最高值。图 9 是浇筑 40h 后索塔横断面温度分布云图,从图中可以看出,索塔横断面实心段大部分温度(红色区域)都在 85℃左右,其中中心点最高温度达到 91. 4℃,靠近四周逐渐降低,最低温度28.8℃,位于倒角处,此处采用钢模板,散热能力强。

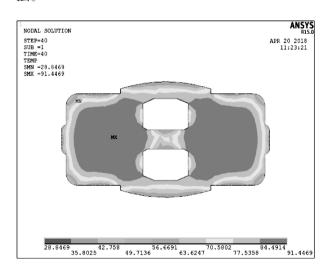


图 9 索塔横断面温度分布云图 (t = 40h)

限于篇幅,本文仅给出3个具有代表性的测点的实测值与计算值的对比情况,如图10~图12所示。

其中图 10 所示测点 B6 位于模型核心,图 11 所示测点 B4 稍微靠外一点,这两个测点的计算值与实测值的趋势基本一致,吻合程度比较高。

从图中可以看出,实测值在开始浇筑的 4h 内温度不升反而稍稍降低,因为模型浇筑过程持续很长(大约 5h),底层先浇筑的混凝土已经发生水化热反应而升温,后浇筑的混凝土由于温度稍微低一点,会对先浇筑的混凝土起到一定的降温作用,而计算没有模拟浇筑过程,所以存在偏差。在开始升温阶段,实测值升温速率要大于计算值,到了温度下降阶段,实测值温度下降速率要快些。实测值大约在浇筑 36h 左右达到最高温度 93.7℃,而计算值在 40h 左右达到最高温91.4℃。

图 12 所示测点 B1 位于模型边缘倒角处,在 白天由于大气温度较高以及太阳照射的影响,模 板的温度与表层混凝土温度接近(甚至超过),导 致该处附近混凝土无法散热(甚至从模板吸收热 量),而在晚上大气温度下降后该处混凝土通过 模板向大气中传递热量,温度下降较快,所以出 现波浪形变化,而计算没有模拟这一过程,因此 实测值与计算值偏差稍大。

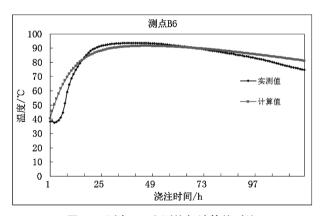


图 10 测点 B6 实测值与计算值对比

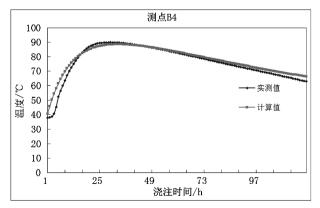


图 11 测点 B4 实测值与计算值对比

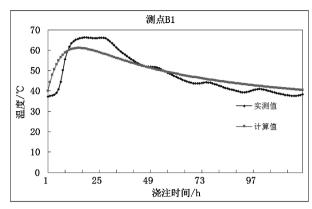


图 12 测点 B1 实测值与计算值对比

实际计算需要考虑的因素非常多,比如实际 人模温度,混凝土的水化热放热速率,边界条件的 模拟是否准确等等,这些计算参数对结果的影响 很大,本文大部分参数根据相关文献取值。总体 来说,计算结果与实测值基本吻合,说明计算选取 的参数基本合理。

#### 3 结论与建议

本文以新造珠江特大桥索塔足尺模型试验为 工程背景,对混凝土水化热温度场进行了高密度 的连续监测,结果表明,浇筑完成后的24h内结构 内部由于混凝土水化热现象导致温度迅速上升, 并于36h后达到最高的93.7℃,之后缓慢下降,第 4d最大内外温差达到最高值48℃。本次测试布 点非常密,测试频率非常高,测试时间持续很长, 对于后续学者研究大体积混凝土水化热有一定的 借鉴作用。

本文采用有限元软件 ANSYS 对水化热温度场进行仿真计算,结果表明,计算值与实测值基本吻合。

对于大体积混凝土的施工及设计本文提出如 下建议供参考:

- (1)降低入模温度、布置冷却水管等内部降温措施可以有效降低效核心最高温度。
- (2)钢模板对混凝土几乎起不到保温效果,而 木模板可以。
- (3)采用"外保内降"的措施,尽量减少内外温差。

- (4)选择适当的拆模时间,以确保内外温差不 会过大。
- (5)采取低水化热的水泥,降低水泥用量,可以比较有效的减少水化热生成的热量。
- (6)仿真计算可以较好的模拟混凝土水化热 温度场,但是应注意合理选择计算参数和模拟边 界条件。

#### 参考文献:

- [1] GB 50496 2009 大体积混凝土施工规范[S].
- [2] 朱伯芳. 大体积混凝土温度应力与温度控制[M]. 北京:中国电力出版社,1999.
- [3] JTG/T F50 2011 公路桥涵施工技术规范[S].
- [4] 王新敏. ANSYS 工程结构数值分析[M]. 北京:人民交通出版社,2007.

- [5] 张朝晖. ANSYS 热分析教程与实例解析[M]. 北京:中国铁道出版社,2007.
- [6] 邓世贵. 厚壁高墩水化热温度应力研究[D]. 重庆: 重庆大学硕士学位论文,2009.
- [7] 刘睫,陈兵. 大体积混凝土水化热温度场数值模拟
- [J]. 混凝土与水泥制品,2010(5):15-18.
- [8] 陈志坚,顾斌. 大型混凝土箱梁水化热温度场的数值模拟[J]. 公路交通科技,2012,29(3):65-69.
- [9] ITO N, KIMURA K, OKA J. A Field Experiment Study on the convective Heat Transfer Coefficient on Exterior Surface of a Building[J]. ASHRAE Transactions, 1972, 78 (1):184-191.
- [ 10 ] BRANCOFA, MENDESPA, MIRAMBELLE. Heat of Hydration Effects in Structures [ J ] . ACI Material Journal, 1992, 189 (2):139 145.

#### (上接第4页)

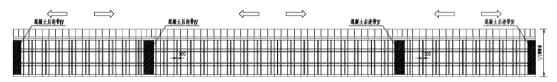


图 12 混凝土现浇桥面板分块浇筑示意图

#### 5 结束语

枫湾桥 80 + 150 + 80m 三连跨横向三拱肋下 承式钢箱拱桥结构新颖、造型美观,但结构受力复杂,有其特殊性。本文详细介绍了结构设计的要点,并结合计算对该桥的受力特点及施工方案进行分析,其设计经验可供类似工程参考,特别是在设计城市景观宽桥时,有一定的推广价值。

#### 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] 公路钢管混凝土拱桥设计规范. 人民交通出版社股份有限公司,2015.
- [4] 雷俊卿. 新型钢箱组合结构拱桥. 中国铁道出版社, 2015.

## 基于桩土作用的刚性桩复合地基承载力计算方法

刘吉福1,刘运明2

((1. 广东省交通规划设计研究院股份有限公司,广州 510507; 2. 广州大学土木工程学院,广州 510006)

摘 要: 刚性桩复合地基承载力通常由单桩承载力、天然地基承载力、天然地基承载力发挥系数计算得到。现行规范对天然地基承载力发挥系数建议值不同且范围较大,导致复合地基承载力计算困难。基于刚性桩复合地基承载极限状态时滑动面内桩土作用,推导出考虑桩土作用的复合地基承载力公式和天然地基承载力发挥系数公式,并分析了复合地基承载力和天然地基承载力发挥系数的变化规律。滑动面内桩土作用形式对复合地基承载力公式和天然地基承载力发挥系数公式无影响。计算表明,不考虑桩土作用时,桩间土承载力稍大于天然地基承载力。当内摩擦角较小时,复合地基承载力随基础宽度增大而减小,否则随基础宽度增大而增大。当内摩擦角为零时,天然地基承载力发挥系数不随黏聚力变化,否则随黏聚力增大而减小。天然地基承载力发挥系数随桩间距增大而增大,随基础宽度增大而减小,随内摩擦角增大而增大。地基土内摩擦角等于0时,复合地基承载力深度修正系数等于1.0,否则大于1.0。

关键词: 刚性桩;复合地基;天然地基; 承载极限状态;承载力;桩土作用;承载力发挥系数;深度修正系数

#### 0 前言

刚性桩是桩身强度控制的单桩竖向承载力大 于土抗力控制的单桩竖向承载力的胶结桩,包括 CFG 桩、素混凝土桩、预应力管桩等。 刚性桩复合 地基具有工期短、承载力高、沉降小等优点,在建 筑、公路、铁路、市政、水利、水运等行业中得到广 泛应用。刚性基础下的复合地基需要验算地基承 载力。由于复合地基载荷试验实施难度大、费用 较高,设计阶段通常利用单桩承载力、天然地基承 载力计算复合地基承载力,并对天然地基承载力 乘以发挥系数 $\beta$ 。建筑工程规范规定 $\beta$ 可取0.9~ 1.0,同时规定单桩承载力发挥系数可取 0.8~ 0.9<sup>[1]</sup>。《复合地基技术规范》(GB/T 50783 -2012) 建议 β 可取 0.65 ~ 0.90<sup>[2]</sup>。铁路工程规范 建议 $\beta$ 可取 0.75~0.95<sup>[3]</sup>。公路工程规范规定当 桩端土未修正的承载力特征值大于桩周土承载力 的平均值时,β 可取  $0.1 \sim 0.4$  (差值大时取低值), 否则可取 0.5~0.9(差值大时或设置垫层时取高 值) $^{[4]}$ 。可见,不同规范对  $\beta$  建议的取值不同,且 取值范围较大,难以计算复合地基承载力。

另外,现行规范均对复合地基承载力深度修 正系数统一采用1.0,可能导致复合地基承载力小 于天然地基承载力[5~7]。

虽然对复合地基承载力的研究较多<sup>[5~11]</sup>,但是基于复合地基承载极限状态时桩土相互作用的复合地基承载力研究较少。文献[9]考虑桩土相互作用,提出采用稳定计算方法确定桩间土承载力的方法,且未考虑复合地基上设置褥垫层的情况,未考虑内摩擦角不等于零的情况。

在分析复合地基承载力特征值缺点、复合地 基承载极限状态时桩土作用的基础上,推导得到 复合地基承载力公式、天然地基承载力发挥系数 公式,并分析了其变化规律。

#### 1 复合地基承载力建议

现行规范均采用复合地基承载力特征值,根据单桩承载力特征值和天然地基承载力特征值计算得到或通过复合地基载荷试验得到。

天然地基承载力特征值是由载荷试验测定的 地基土压力变形曲线线性变形段内规定的变形所 对应的压力值,其最大值为比例界限值<sup>[12]</sup>。由于 载荷试验的载荷板与基础尺寸差别较大,载荷试 验的影响深度、沉降均小于实际基础的影响深度 和沉降。高大钊指出地基承载力特征值与基础沉 降完全没有关系,与变形控制设计也没有任何的 必然联系<sup>[13]</sup>。因此,载荷试验确定的地基承载力特征值也不能保证基础沉降满足要求,仍需要进行沉降计算。文献[12]中根据土体物理力学指标查表确定的承载力特征值是基于大量载荷试验结果与土体物理力学指标的统计关系得到的,是对载荷试验结果的间接反映。

文献[12]中天然地基承载力特征值计算值实质是地基中塑性区深度为基础宽度的 1/4 时的临界荷载  $P_{1/4}$ ,并经工程经验修正。 $P_{1/4}$ 在前苏联标准中用于沉降计算时对基底压力的限制,将地基土限制在弹性状态,并不是地基承载力[13]。因此,天然地基承载力计算值也不能保证基础沉降满足要求,仍需要进行沉降计算,且缺少理论基础。

通过载荷试验确定复合地基承载力特征时通常采用单桩复合地基载荷试验,其受力和变形状态均与实际基础性下复合地基不同。以基础中心附近的 a 桩为分析对象,载荷试验时,a 桩向其分担面积内的土体传递摩擦力和端阻力,a 桩桩间土、桩端土在附加应力作用下产生沉降,a 桩分担面积之外的土体的沉降较小,并对 a 桩桩周土和桩端土产生负摩擦,使其沉降较小,导致 a 桩沉降也较小;实际基础下复合地基,a 桩分担面积之外的土体也产生与其基本相同的沉降,对 a 桩桩周土和桩端土不产生负摩擦力或者摩擦力很小,a 桩桩周土和桩端土沉降较大,a 桩沉降也较大。因此,采用载荷试验确定的复合地基承载力特征值时,仍需要进行沉降计算。

因此,采用复合地基承载力特征值增大了承载力计算难度。因为,单桩承载力通过载荷试验或计算得到的均为极限承载力<sup>[14]</sup>,而天然地基承载力计算值却是特征值。另外,复合地基承载力特征值计算时,桩身负摩擦、天然地基承载力发挥系数、复合地基承载力深度修正等难题一直困扰广大设计人员。

由于刚性桩桩身强度高,在复合地基承载极限状态下不会受压破坏。不论是刚性桩先达到承载力极限状态,还是地基土先达到极限承载状态,基础上继续增加荷载时,刚性桩、地基土都会达到

承载极限状态,此时复合地基承载力最大。因此, 采用复合地基极限承载力概念清晰,得到复合地 基承载安全储备大小(地基承载力安全系数)更准 确。

因此,刚性桩复合地基建议分别计算承载力和沉降。复合地基承载力计算极限承载力,再对复合地基极限承载力除以承载力安全系数 *K* 得到复合地基承载力,基础荷载应小于复合地基承载力。同时,应计算复合地基的沉降,复合地基沉降应满足结构正常使用要求。

#### 2 复合地基承载极限状态时桩土作用

刚性基础与刚性桩复合地基之间没有褥垫层时,刚性桩复合地基通常是刚性桩桩底端先刺入破坏。刚性基础上继续增大荷载时,刚性桩承担的荷载不变或增大很少,新增的荷载全部或大部分由桩间土承担。当刚性基础上的荷载增大到一定程度时,桩间土地基达到承载极限状态,出现图1所示的滑动面。图1中的滑动面是LPrandtl-H.Reissner无重力介质地基的极限承载力课题解采用的滑动面<sup>[15]</sup>。由于刚性桩压缩性小,通常情况下刚性桩沉降大于桩间土,桩身为正摩擦力,刚性桩对桩间土产生向下的摩擦力。当桩土模量比差别较小时,桩顶下一定范围内桩土沉降可能相等,桩土之间没有摩擦力。

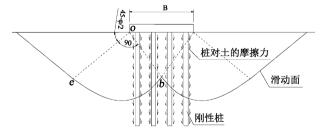


图 1 滑动面及桩土摩擦力

当刚性基础与刚性桩复合地基之间设置较厚 褥垫层时,桩间土受力较大,桩间土地基中可能先 达到承载极限状态,出现图 1 所示的滑动面而达 到承载极限状态。刚性基础上继续增大荷载时, 桩间土承担的荷载不变或增大很小,新增的荷载 全部或大部分由刚性桩承担。当刚性基础上荷载 增大到一定程度时,刚性桩发生桩底刺入破坏。 此时,滑动面内桩身一定范围内可能存在负摩擦力,该范围内刚性桩对桩间土产生向上的摩擦力。

根据刚性桩复合地基有无褥垫层、桩土模量 比、桩土破坏顺序等情况,滑动面内桩土作用可能 的情况有:

- (1)无褥垫层、桩先破坏时:滑动面范围内桩侧全部为正摩擦力;滑动面内上部桩侧无摩擦力, 下部为正摩擦力;滑动面内桩侧无摩擦力。
- (2)无褥垫层、桩土同时破坏:滑动面内上部桩侧无摩擦力,下部为正摩擦力;滑动面内桩侧无摩擦力;滑动面范围内桩侧全部为正摩擦力。
- (3)有褥垫层,桩先破坏时:滑动面内上部桩侧为负摩擦力,下部为正摩擦力;滑动面范围内桩侧全部为负摩擦力;
- (4)有褥垫层、土先破坏:滑动面内桩侧全部 为负摩擦力。
- (5)有褥垫层、桩土同时破坏:滑动面内上部桩侧为负摩擦力,下部为正摩擦力;滑动面内上部桩侧为负摩擦力,下部无摩擦力;滑动面内桩侧全部为负摩擦力。

#### 3 复合地基承载力公式

基于第1、2 节分析,先根据承载极限状态的桩 土作用推导复合地基极限承载力公式,然后除以 承载力安全系数 *K* 得到复合地基承载力公式。为 便于分析,作以下假设:

- (1)不考虑施工扰动、挤密或固结、桩土化学 反应、桩的遮拦等因素对桩间土承载力的影响;
- (2)地基土为内摩擦角为 $\varphi$ 、黏聚力为c的均质土;
  - (3)条形基础。

#### 3.1 不考虑桩土作用时复合地基极限承载力

#### 3.1.1 刚性桩极限承载力

$$f_{pu} = \frac{Q_u}{A_p} \tag{1}$$

式中:  $f_{m}$ 为刚性桩极限承载力;

 $Q_{\mu}$ 为单桩极限承载力。

#### 3.1.2 桩间土极限承载力

L. Prandtl – H. Reissner 无重力介质地基的极限承载力课题解已被证明是天然地基极限承载力的真解<sup>[15]</sup>。因此,按照 L. Prandtl – H. Reissner 课题解的思路分析复合地基桩间土极限承载力。

为考虑地基自重影响, D. W. Taylor 近似根据图 1 中 b 点处的自重应力按式(2) 计算地基自重的等效黏聚力<sup>[13]</sup>

$$c_{\gamma} = \frac{1}{2} B \sqrt{K_P \gamma} \tan \varphi \tag{2}$$

式中: $c_{\gamma}$  为土体自重的等效黏聚力,B 为基础宽度, $K_{P}$  为被动土压力系数, $\gamma$  为土体重度, $\varphi$  为内摩擦角。

因此有

$$c_a = c + c_{\gamma} \tag{3}$$

式中:c。为总黏聚力,c 为黏聚力。

将图 1 中基础下的刚性桩抽除,以地基土作为分析对象。抽出桩体后的地基在桩位处存在孔洞。为便于推导桩间土承载力,将复合地基范围内的土体均化到桩位孔洞内。桩置换率为m,则复合地基范围内土体的总黏聚力变为 $c_a(1-m)$ 。

为分析桩间土承载力,从图 1 中的滑动体中 截取图 2 所示的土体作为分析对象。

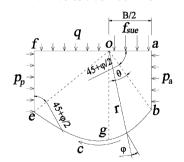


图 2 极限承载力分析受力图

oa 上基底荷载 $f_{sue}$ (桩间土等效极限承载力) 对 o 点产生的力矩为

$$M_{fu} = \frac{B^2}{8} f_{sue} \tag{4}$$

式中: $M_{fu}$ 为基底荷载对 o 点的力矩, $f_{sue}$ 为桩间土等效极限承载力。

ab 上主动土压力 pa 对 o 点产生的力矩为

$$M_{pa} = \frac{B^2}{8} f_{sue} - \frac{B^2}{4} c_a (1 - m) \sqrt{K_p}$$
 (5)

式中:  $M_{pa}$ 为主动土压力对 o 点的力矩,m 为桩置换率。 基础内滑动面 bg 上黏聚力对 o 点产生的力矩为

$$\begin{split} M_{ci} &= \int_0^{\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}} c_a (1 - m) r^2 d\theta \\ &= \frac{B^2 c_a (1 - m)}{4K_0 \tan \varphi} \left[ e^{\left(\frac{\varphi}{2} - \varphi\right) \tan \varphi} - 1 \right] \end{split} \tag{6}$$

式中: $M_{ci}$ 为基础内滑动面 bg 上黏聚力对 o 点产生的力矩,r 为以 o 点为圆心的半径, $\theta$  为 r 与 ob 的夹角, $K_0 = 1 - \sin \varphi$ 。

基础外滑动面 ge 上黏聚力对 o 点产生的力矩为

$$\begin{split} M_{co} &= \int_{\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}}^{\frac{\pi}{2}} c_a r^2 d\theta \\ &= \frac{B^2 c_a (1 - m)}{4 K_0 \tan \varphi} \left[ e^{\pi \tan \varphi} - e^{\left(\frac{\varphi}{2} - \varphi\right) \tan \varphi} \right] \quad (7) \end{split}$$

式中: $M_{\infty}$ 为基础外滑动面上黏聚力对 o 点产生的力矩。

ef 上被动土压力  $p_o$  对 o 点产生的力矩为

$$M_{pp} = \frac{B^2 q}{8} K_P e^{\pi \tan \varphi} + \frac{B^2}{4} c_a \sqrt{K_P} e^{\pi \tan \varphi}$$
 (8)

式中: $M_{pp}$ 为被动土压力对 o 点的力矩,q 为边载。

of 上边载 q 对 o 点产生的力矩为

$$M_{p} = \frac{B^{2} q K_{p} e^{\pi \tan \varphi}}{8} \tag{9}$$

式中: $M_a$  为边载对 o 点的力矩。

由图 2 中土体单元对 o 点的力矩平衡条件可得

$$M_{fu} + M_{pa} = M ci + M_{co} + M_{pp} + M_{q}$$
 (10)

由于 
$$K_p = \frac{1 + \sin\varphi}{1 - \sin\varphi}$$
,由式(4) ~ (10)可得

$$f_{sue} = c(N_c + N_{mc}) + \frac{1}{2}B\gamma(N_{\gamma} + N_{m\gamma}) + qN_q$$
 (11)

式中: $N_c = \cot \varphi (K_P e^{\pi \tan \varphi} - 1)$ ,

$$N_{mc} = m \cot \varphi \left[ 1 - \frac{e^{\left(\frac{\pi}{2} - \varphi\right) \tan \varphi}}{K_0} \right],$$

$$N_r = \sqrt{K_P} (K_P e^{\pi \tan \varphi} - 1)$$
,

$$N_{m\gamma} = m\sqrt{K_P} \left[ 1 - \frac{e\left(\frac{\pi}{2} - \varphi\right) \tan\varphi}{K_L} \right] ,$$

$$N_a = K_P e^{\pi \tan \varphi}$$

将 $f_{sue}$ 分配到不包括桩位的桩间土顶面,可得到桩间土极限承载力为

$$f_{su} = \frac{f_{sue}}{1 - m} \tag{12}$$

式中:f。为桩间土极限承载力。

m 取 0 时,可得天然地基承载力

$$f_{suo} = cN_c + \frac{1}{2}B\gamma N_{\gamma} + qN_q \tag{13}$$

式中:fsuo为天然地基极限承载力。

γ取0时,式(13)变为

$$f_{\text{SUG}} = cN_c + qN_a \tag{14}$$

式(14)与 L. Prandtl – H. Reissner 课题解相同, $N_{\gamma}$ 与 D. W. Taylor 推导结果相同<sup>[13]</sup>,证明上述推导正确。

#### 3.1.3 复合地基极限承载力

将刚性桩极限承载力、桩间土极限承载力按 照面积加权平均,可得到复合地基极限承载力

$$f_{spu} = f_{pu}m + f_{su}(1 - m) \tag{15}$$

式中: fspu 为复合地基极限承载力。

#### 3.2 桩侧负摩擦力+正摩擦力时

 $z_e$  为基础范围内滑动面的等效深度。假设桩顶以下  $\alpha z_e$  范围内桩侧为负摩擦力,其他部分为正摩擦力。当  $\alpha=1$  时,相当于滑动面内桩侧全部为负摩擦力;当  $\alpha=0$  时,相当于滑动面内桩侧全部为正摩擦力。

#### 3.2.1 刚性桩极限承载力

桩侧负摩擦力不但减少刚性桩侧阻力 πdαz<sub>e</sub>q<sub>e</sub>,而且增加桩身荷载πdαz<sub>e</sub>q<sub>e</sub>,因此

$$Q_{ur} = Q_u - 2\pi d\alpha z_e q_s \tag{16}$$

$$f_{pur} = \frac{Q_{ur}}{A_n} \tag{17}$$

式中: $Q_{ur}$ 为单桩修正极限承载力,d为桩直径, $z_e$ 为基础范围内滑动面等效深度, $q_s$ 为桩侧摩擦力, $f_{pur}$ 为刚性桩修正极限承载力。

q。可根据文献[14]确定,也可按下式计算

$$q_s = c + 0.5\gamma z_e K_0 \tan\varphi \tag{18}$$

式中: $\gamma$  为桩间土重度(地下水位以下取浮重度),  $K_0$  为静止土压力系数。

#### 3.2.2 桩间土极限承载力

滑动面内桩侧正摩擦力对桩间土产生向下的 摩擦力、增加桩间土的荷载,从而减小桩间土极限 承载力;反之,滑动面内桩侧负摩擦力减小桩间土 的荷载,从而增大桩间土极限承载力。为分析滑 动面内桩侧正、负摩擦力对桩间土极限承载力的 影响,将滑动面内刚性桩对桩间土的摩擦力均匀 分布到桩间土顶面,以得到桩土作用等效荷载,即

$$p_{e} = \frac{\pi d (1 - 2\alpha) z_{e} q_{s}}{A_{u} - A_{u}}$$
 (19)

式中: $p_e$  为桩土作用等效荷载, $A_u$  为单桩分担面积, $A_u$  为单桩横断面面积。

p。必然减小或增大桩间土极限承载力,因此

$$f_{sur} = f_{su} - p_e \tag{20}$$

式中: fsur 为桩间土修正极限承载力。

#### 3.2.3 z,公式

由图 2 可知, bg 之间的滑动面近似可看作直线。按照滑动面内桩侧摩擦力对 o 点的力矩与  $p_e$  对 o 点的力矩相等的原则,可得  $z_e$  为

$$z_{e} = \frac{3B\sqrt{K_{P}}}{8} + \frac{Be^{\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)\tan\varphi}}{8\sin\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)}$$
(21)

由图 2 可得到根据 B 确定的滑动面最大深度为

$$z_{m} = \frac{B \cos \varphi}{2 \sin \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)} e^{\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) \tan \varphi}$$
 (22)

当  $z_m$  大于软土层底面深度  $z_s$  时,滑动面受到限制,此时滑动面对应的基础宽度为

$$B_{e} = \frac{2Z_{m}\sin\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)}{\cos\varphi e^{\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right)\tan\varphi}}$$
(23)

此时基础范围内滑动面等效深度为

$$z_{e} = \frac{3B_{e}\sqrt{K_{P}}}{8} + \frac{B_{e}e^{\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)\tan\varphi}}{8\sin\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)}$$
(24)

#### 3.2.4 复合地基极限承载力

将刚性桩修正极限承载力、桩间土修正极限 承载力按照面积加权平均得到复合地基修正极限 承载力,即:

$$f_{spur} = mf_{pur} + (1 - m)f_{sur}$$
 (25)

式中: fspur 为复合地基修正极限承载力。

由式(25)、(17)、(20)可得

$$f_{spur} = mf_{pu} + c(N_c + N_{mc}) + \frac{1}{2}B\gamma(N_{\gamma} + N_{\gamma m})$$

$$+qN_{q} - \frac{\pi dz_{e}q_{s}}{A_{u}} \tag{26}$$

#### 3.3 桩侧无摩擦力+正摩擦力时

设桩侧无摩擦力的长度为  $\chi z_e$  范围,其余部分为正摩擦力。

#### 3.3.1 刚性桩极限承载力

由于桩侧  $\chi z_e$  范围内没有摩擦力,减少刚性桩侧阻力  $\pi d\chi z_e q_e$ ,因此单桩修正极限承载力为

$$Q_{ur} = Q_u - \pi d\chi z_e q_s \tag{27}$$

将式(27)代入式(17)可得 $f_{nur}$ 。

#### 3.3.2 桩间土极限承载力

按照3.2.2 节思路,此时的桩土作用等效荷载为

$$p_{e} = \frac{\pi d (1 - \chi) z_{e} q_{s}}{A_{u} - A_{p}}$$
 (28)

将式(28)代人式(20)可得 $f_{sur}$ 。

#### 3.3.3 复合地基极限承载力

将 $f_{pur}$ 和 $f_{sur}$ 代入式(25)可得式(26)。

因此,滑动面内桩侧有无摩擦力或者正、负摩擦力,得到的复合地基修正极限承载力公式均相同。

#### 3.4 桩侧负摩擦力+无摩擦力时

设桩侧负摩擦力的长度为  $\delta z_e$  范围,滑动面内 其余部分桩侧为无摩擦力。

#### 3.4.1 刚性桩极限承载力

 $\delta z_e$  范围内负摩擦力不但减少桩侧阻力 $\pi d\delta z_e q_s$ ,而且增大刚性桩荷载  $\pi d\delta z_e q_s$ 。滑动面内  $\delta z_e$  以下桩侧为无摩擦力,减少桩侧阻力  $\pi d(1-\delta)$   $z_e q_s$ 。因此,单桩修正极限承载力为

$$Q_{ur} = Q_u - 2\pi d(1 + \delta) z_e q_s$$
 (29)

将式(29)代入式(17)可得 $f_{nur}$ 。

#### 3.4.2 桩间土极限承载力

δz<sub>e</sub> 范围内负摩擦力会减小桩间土荷载,因此桩土作用等效荷载为

$$p_e = -\frac{\pi d\delta z_e q_s}{A_u - A_u} \tag{30}$$

将式(30)代入式(20)可得 $f_{sur}$ 。

#### 3.4.3 复合地基极限承载力

将 $f_{pur}$ 和 $f_{sur}$ 代入式(25)可得式(26)。

因此,滑动面内桩土作用形式对复合地基修 正极限承载力公式无影响。

#### 3.5 复合地基承载力

对 $f_{pu}$ 、 $f_{pur}$ 、 $f_{sue}$   $f_{su}$   $f_{suo}$   $f_{spu}$   $f_{spur}$  等极限承载力分别除以承载力安全系数 K 可得到桩承载力 $f_p$ 、桩修正承载力 $f_{pr}$ 、桩间土等效承载力 $f_{se}$ 、桩间土承载力 $f_s$ 、桩间土修正承载力 $f_{sur}$ 、天然地基承载力 $f_{so}$ 、复合地基承载力 $f_{sp}$ 、复合地基修正承载力 $f_{spr}$ 。

#### 4 天然地基承载力发挥系数公式

由文献[2~4]可得

$$f_{spr} = f_p m + \beta f_{so} (1 - m)$$
 (31)

式中: 6 为天然地基承载力发挥系数。

由式(31)、(26)、(13)可得

$$\beta = \frac{1}{1 - m} + \frac{cN_{mc} + \frac{1}{2}B\gamma N_{m\gamma} - \frac{\pi dz_e q_s}{A_u}}{(1 - m)\left(cN_c + \frac{1}{2}B\gamma N_{\gamma} + qN_q\right)}$$
(32)

应注意的是,第3节可知,桩侧为正摩擦力时, 桩承载力不变,桩间土承载力降低;桩侧土为负摩擦 力时桩承载力降低,桩间土承载力增大;桩侧无摩擦 力时桩承载力降低,桩间土承载力提高,因此天然地 基、单桩均应存在承载力发挥系数。为与规范统一, 并利于简化计算,将桩土作用对复合地基承载力的 影响全部归到天然地基承载力发挥系数这个因素。

#### 5 算例与参数影响分析

预应力管桩复合地基软土层厚 15m,浮重度  $\gamma$  =6kN/m³,c =10kPa, $\varphi$  =0°;下面为 8m 厚粉质粘土层,浮重度  $\gamma$  =8kN/m³,c =40kPa, $\varphi$  =0°,端阻力为 1200kPa。管桩长 20m,直径 0. 4m,单桩竖向极限承载力为 591kN。将基础底面以上土体简化为边载 q =20kPa。复合地基承载力安全系数取 2。

基础宽度 B = 6m、不同桩间距时采用式(12) 计算的桩间土承载力见图 3,采用式(13) 计算的天然地基承载力为 35.7kPa,采用式(15) 计算的复合  $\cdot$  20  $\cdot$ 

地基承载力见图 4。

采用不同基础宽度、不同桩间距,根据式 (26)、(32)计算的复合地基承载力和桩间土承载 力发挥系数见表 1。

取 c = 20kPa,其他参数不变,复合地基承载力和桩间土承载力发挥系数见表 2。

取 c = 20kPa、q = 0kPa,其他参数不变,复合地基承载力和桩间土承载力发挥系数见表 3。

取  $\varphi = 10^{\circ}$ ,其他参数不变,复合地基承载力和 桩间土承载力发挥系数见表 4。

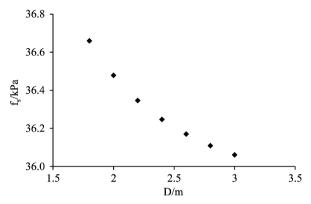


图 3 桩间土承载力与桩间距的关系

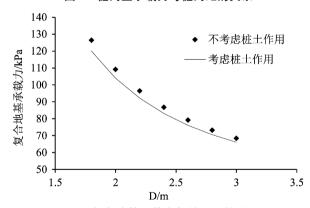


图 4 复合地基承载力与桩间距的关系

表 1 c = 10kPa, $\varphi = 0^\circ$ ,q = 20kPa 时的计算结果

桩间	B = 4	4	B =	6	B =	8
距/m	f <sub>spr</sub> /kPa	β	$f_{spr}/\mathrm{kPa}$	β	$f_{spr}/\mathrm{kPa}$	β
1.8	122	0. 90	120	0. 84	118	0. 78
2.0	106	0. 92	104	0.87	102	0.82
2. 2	94	0.93	92	0.89	91	0.85
2. 4	84	0.95	83	0.91	82	0.88
2. 6	77	0.95	76	0. 92	75	0.90
2. 8	71	0.96	71	0. 93	70	0.91
3.0	67	0. 97	66	0. 94	65	0. 92

表 2 c = 20kPa,  $\varphi = 0^{\circ}$ , q = 20kPa 时的计算结果

桩间	B = 4	1	B =	6	B =	8
距/m	f <sub>spr</sub> /kPa	β	f <sub>spr</sub> /kPa	β	f <sub>spr</sub> /kPa	β
1. 8	172	0.88	168	0.81	164	0.73
2. 0	151	0.90	148	0.84	144	0. 79
2. 2	136	0. 92	133	0.87	130	0.82
2. 4	124	0. 93	121	0.89	119	0.85
2. 6	114	0. 94	112	0. 91	110	0.87
2. 8	107	0. 95	105	0. 92	104	0.89
3. 0	101	0. 96	100	0. 93	98	0. 91

表 3 c = 20kPa,  $\varphi = 0^{\circ}$ , q = 0kPa 时的计算结果

桩间	B = 4	4	B =	6	B =	8
距/m	f <sub>spr</sub> /kPa	β	f <sub>spr</sub> /kPa	β	$f_{spr}/\mathrm{kPa}$	β
1. 8	162	0.85	158	0.76	154	0. 67
2. 0	141	0.88	138	0.81	134	0.74
2. 2	126	0. 90	123	0.84	120	0.78
2. 4	114	0. 92	111	0.87	109	0.82
2. 6	104	0. 93	102	0.89	100	0. 85
2. 8	97	0. 94	95	0. 90	94	0.87
3. 0	91	0. 95	90	0. 92	88	0. 89

表 4 c = 10kPa, $\varphi = 10^{\circ}$ 、q = 20kPa 时的计算结果

桩间	B = 4	1	B =	6	B =	8
距/m	$f_{spr}/\mathrm{kPa}$	β	$f_{spr}/\mathrm{kPa}$	β	$f_{spr}/\mathrm{kPa}$	β
1.8	162	0.96	165	0. 94	168	0. 92
2. 0	146	0. 97	150	0. 95	153	0. 94
2. 2	134	0. 98	138	0.96	142	0. 95
2. 4	125	0. 98	129	0. 97	133	0.96
2. 6	118	0. 98	122	0. 97	126	0.96
2. 8	112	0. 99	117	0. 98	121	0. 97
3. 0	108	0. 99	112	0. 98	117	0. 97

由图 3、图 4、表 1~表 4,结合式(26)(32)可知:

(1)不考虑桩土作用时,桩间土承载力稍大于天然地基承载力。

- (2)考虑桩土作用的复合地基承载力小于不 考虑桩土作用的承载力。
- (3)内摩擦角较小时,复合地基承载力随基础 宽度增大而减小;内摩擦角较大时,复合地基承载 力随基础宽度增大而增大;
- (4)复合地基承载力随桩间距增大而减小,随 黏聚力增大而增大,随内摩擦角增大而增大。
- (5) 内摩擦角为 0 时, $\beta$  不随黏聚力变化,否则  $\beta$  随黏聚力增大而减小。
- (6)β随桩间距增大而增大,随基础宽度增大 而减小,随内摩擦角增大而增大。
- (7)内摩擦角等于0时,复合地基承载力深度 修正系数等于1,否则大于1.0。
- (8) $\beta$  计算值与文献[2,3]建议值接近,证实了本文方法的可行性。

#### 6 结语

- (1)不考虑桩土作用时,桩间土承载力稍大于 天然地基承载力。
- (2)滑动面内桩土作用形式对复合地基承载 力公式、桩间土承载力发挥系数公式无影响。
- (3)摩擦角较小时,复合地基承载力随基础宽 度增大而减小;内摩擦角较大时,复合地基承载力 随基础宽度增大而增大。
- (4)内摩擦角为0时,不随黏聚力变化,否则 随黏聚力增大而减小。
- (5)随桩间距增大而增大,随基础宽度增大 而减小,随内摩擦角增大而增大。
- (6)内摩擦角等于0时,复合地基承载力深度 修正系数等于1,否则大于1.0。

#### 参考文献:

- [1] JGJ79-2012,建筑地基处理技术规范[S]. 北京:中国建筑工业出版社,北京:中国建筑工业出版社,2013.
- [2] GB/T 50783 2012,复合地基技术规范[S]. 北京:中国计划出版社,2012.
- [3] 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.

(下转第44页)

## SMA + STC 铺装层在钢桥面铺装维修中的应用

#### 鄢桂龙

(广东省交通规划设计研究院股份有限公司,广州 510507)

摘 要:通过分析礐石大桥的特点及病害,针对性地提出了 SMA + STC 铺装方案,并对其优势进行了介绍。进而探讨了礐石大桥铺装方案的计算模型、针对性设计以及 SMA 和 STC 的铺装要点。模型计算结果表明, SMA + STC 方案能够很好地适用于礐石大桥。

关键词: 钢桥面铺装;重载交通; SMA + STC; 维修

自 1948 年德国发明钢桥面后,60 多年来其已成为特大跨桥梁的首选型式,但通常容易存在铺装层极易损坏、主要构件间焊缝易疲劳开裂两个问题。对此,国内主要从优化面板构造细节、提高铺装层材料的性能、严控施工质量、治理超载车辆等方面来减少病害,但均无法根治,仍需进一步研究彻底解决的方法。

#### 1 礐石大桥特点及病害成因

汕头礐石大桥于 1995 年 4 月开工建设,1999 年 2 月建成通车,是汕头市第二座特大型跨海大桥。其主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的斜拉桥,长906m,钢箱梁部分长 718m,钢箱梁节段间用螺栓连接<sup>[1]</sup>,属于我国早期 10 余座大跨径钢箱梁桥的典型代表之一。大桥全貌如图 1 所示。



图 1 礐石大桥全貌

#### 1.1 礐石大桥特点

自然条件而言, 學石大桥地处热带, 气候高温 多雨; 桥址跨越三个不同的地貌单元, 地质构造较 复杂, 分布有数条隐伏断层, 且附近场区地震活动 频繁。因此, 學石大桥的钢桥面铺装应重视高温、 雨水对铺装层耐久性的影响,宜采用防水性能良好、高稳定性结构。

交通及结构条件而言, 礐石大桥是汕头联接 珠三角经济区的主要通道, 交通量大、重车及超载 重车多(重车比已达 30%), 且日交通量仍在逐年 快速增长。礐石大桥面板相对偏薄、刚度小; 桥面 纵坡较大; 采用浇筑式沥青砼, 自身抗车辙能力 差。

#### 1.2 礐石大桥病害及成因分析

#### 1.2.1 病害

2004年开始, 礐石大桥发生了局部脱层、推移、拥包、开裂等病害。2005年, 中修后的改性沥青混合料铺装层再次发生了较为严重的开裂、推移等病害。2009年, 经过翻修的礐石大桥又再次出现较为严重的病害。

整体上, 礐石大桥右侧重车道路况最差, 存在严重的车辙、推移、拥包、坑槽甚至破损开裂等病害; 主车道(中间车道)稍次, 快车道路况较好。此外, 桥面上坡段局部还存在泛油迹象。目前, 礐石大桥病害已经比较严重, 局部车辙和拥包高度达到了 4cm, 具有较大的安全隐患, 极大影响了车辆的正常运行。

#### 1.2.2 主要病害成因分析

#### a)铺装层开裂、螺栓断裂

由于钢桥面厚度仅有 12mm, 刚度略显不足(目前厚度一般为 16mm, 部分重车道 18mm), 加之交通量大, 在车辆荷载作用下, 在接缝处产生应力集中, 造成铺装层疲劳开裂、螺栓断裂, 进而导致

雨水下渗腐蚀桥面板及焊缝,如不有效制止则进一步影响结构安全。

#### b) 铺装层推移、拥包、车辙

因钢箱梁面板表面光滑,且路用温度高,造成铺装层与面板连接困难;同时礐石大桥交通量大,重车多,导致铺装层出现推移、拥抱,车辙等病害。此外,由于浇注式沥青砼的自身结构缺陷,其本身抗车辙能力较差,且桥面板温度高,重车多,更易出现车辙。

#### c)泛油

桥面铺装在大量汽车尤其是重车的长期作用下,集料表面消磨殆尽,造成沥青上迁,铺装表面光滑<sup>[2]</sup>,因而泛油。

#### 2 礐石大桥铺装维修方案选择

#### 2.1 常用钢桥面铺装方法

#### 2.1.1 SMA + 浇注式沥青铺装

SMA + 浇注式沥青铺装肇始于德国,广泛应用于日本,在我国亦有较多应用,如东海大桥、南京四桥等。

浇筑式沥青混凝土具备了良好的防水、整体、低温抗裂及变形能力, SMA 则提供了良好的行驶性能及耐久性。此外,其寿命可达到20年以上,且周期内维修量较小<sup>[3]</sup>。缺点则是初期投资较高,且高温稳定性差,易产生车辙等问题。

#### 2.1.2 环氧树脂沥青铺装

环氧沥青铺装发源于美国,近年来在我国亦有较多应用,如南京二桥、润扬大桥等,使用效果良好。

由于环氧沥青优越的高强度、延展性、收缩性,因而其在高温下抗塑流和低温下抗裂性良好,且有良好的抗疲劳性和抗腐蚀性。缺点是工艺复杂,施工要求高,难度大,且其成本费用较高,损坏后修复困难<sup>[3]</sup>。

#### 2.1.3 双层 SMA 铺装

双层 SMA 铺装在我国应用十分广泛,如海沧 大桥、君山大桥及本文研究的礐石大桥等。

双层 SMA 铺装有较好的防水和抗疲劳性,并

具备抗车辙性、抗滑性,且施工简便、成本较低<sup>[3]</sup>。 缺点是铺装层厚,保质年限较短。

#### 2.2 SMA + STC 方案

SMA+STC 方案主要包括防水粘结层、剪力钉、STC 层、应力吸收层及 SMA 面层。其中 STC 是指超高韧性混凝土(Super Toughness Concrete),其结构致密,具有高强度和高韧性,抗压能力强<sup>[4]</sup>; SMA 则是我们已十分常用的沥青砼。该方案主要具备以下方面优点:

#### 2.2.1 性能优势

#### a) 抗疲劳开裂

STC 层强度高, 韧性高, 通过焊接在钢桥面钢板上的剪力钉与钢桥面钢板相连形成整体, 同时设置防水粘结层, 具有 STC 与钢桥面钢板协同受力的作用。一方面 STC 层能分担钢桥面部分应力, 降低了钢桥面板的拉应力水平, 提高了钢桥面板抗疲劳能力。另一方面又能减小 U 型加劲肋与钢桥面板、U 型肋与横隔板等应力集中部位处沥青铺装层的应力, 起到延缓桥面板和沥青砼铺装层疲劳开裂的效果。此外, STC 层中布设密集的钢筋网, 能有效抑制螺栓带处因应力集中可能出现的开裂。

#### b)隔热性

STC 层热传导能力较差,能起到隔热的效果,相当于在高温的桥面面板与 SMA 沥青砼桥面铺装层之间设置一层隔热板,降低 SMA 沥青砼的路用温度,降低其高温稳定性的要求。

#### c)防水性

STC 层具有致密性、抗渗系数高,能有效防止路面雨水下渗,起到保护钢桥面面板的作用。即使 STC 层表面发生细微裂缝,其上下的应力吸收及防水层也能"兜底"保护面板。

#### d)连接性

STC 层和钢桥面面板通过剪力钉连接,有效地解决了光滑的钢桥面板与铺装层之间粘结困难的问题。

#### e) 抗车辙性

表面层的 SMA 沥青砼具备良好的路面抗车辙

能力,同时能保证较好的行车舒适性。

#### 2.2.2 经济优势

与国内其它常规铺装方案相比,SMA+STC方案因STC造价相对较高,初次投入较大,但从全寿命周期考虑,则要低廉很多。SMA+STC方案与其他常规铺装方式的50年内总养护费用对比如表1、图2所示。

表 1 50 年内养护费用对比表

使用	累计总养护费用(万元)				
年限	SMA + 浇注式	SMA + STC 层	双层环氧沥青		
0	2805. 71	3710. 87	3318. 95		
8	5611. 42	4512. 32	6637. 90		
16	8417. 14	5078. 04	9956. 86		
24	11222. 85	5643.76	13275. 81		
32	14028. 56	6209. 49	16594. 76		
40	16834. 27	6775. 21	19913.71		
48	19639. 98	7340. 93	23232. 66		

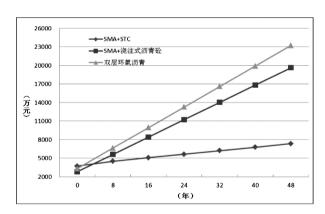


图 2 50 年内养护费用对比图

从图 2 和表 1 中可以看出, SMA + STC 方案虽然初次投入虽然比较大,但在 5~10年(第一次大修)后其经济优势开始凸现,因而从全寿命周期考虑,经济优势显著。

根据礐石大桥特点进行综合分析,与其他常规方案相比,SMA+STC方案具备显著的适用性,因此礐石大桥铺装维修选择此方案。

#### 3 SMA + STC 方案的实施

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

#### 3.1 针对性设计

#### 3.1.1 螺栓带

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,能够减少螺栓延迟断裂,却无法完全避免。故而为保证 STC 层受力良好,并减少螺栓延迟断裂,本方案根据螺栓间距进行局部设计,避开凸起螺栓,螺栓带处的钢筋网布置示意图,如图 3。

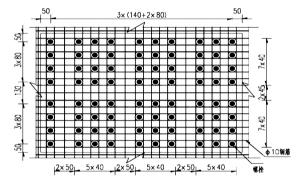


图 3 螺栓带处 STC 层中钢筋网布置

#### 3.1.2 纵横向施工缝处设计

不同时间浇筑的衔接处,会出现 STC 接缝,导致抗裂强度将被削弱。因此,本方案采用 S 形加强钢板(如图 6),其应尽量设置在拉应力较小的区域,与钢桥面面板通过角焊连接。

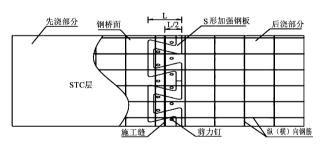


图 4 STC 接缝处 S 形加强钢板布置

#### 3.2 铺装层前后受力分析

全桥整体静力计算。通过建立全桥及局部模型,采用有限元软件计算分析,采用 SMA + STC 方案不仅安全可行的,而且高强度的 STC 层能够较好地改善钢箱梁的应力状况,减少 SMA 层的疲劳开裂。具体表现如下表 2。

表 2 应力计算结果

	STC 层	桥面板与U形肋连接细节	U肋弧形切口细节、U肋底	U肋腹板	横隔板
应力降幅		65% ~85%	28% ~58%	28% ~58%	16% ~33%
最大应力(MPa)	9.06	46. 3	47. 6	112. 4	119. 6

#### 3.3 STC + SMA 的铺装

#### 3.3.1 STC 层

STC 混凝土宜采用集中湿拌或现场拌和,摊铺时应注意质量,摊铺完成后须进行人工整修。摊铺完成后,及时用养生薄膜覆盖进行保湿养护;终凝后进行高温蒸汽养护,以消除后期的STC 层的收缩变形,最终保证其致密性、高强度、高韧性。

STC 层养护完成后,对其进行刻槽,以提高抗滑性能,同时还能够增加与表面磨耗层的粘结能力。应力吸收层施工时,须注意温度控制,将沥青迅速升温至 175℃,且加热温度不超过180℃,同时应使其循环,避免改性剂离析。

#### 3.3.2 SMA 层

SMA 拌合时需注意时间及温度控制,石料加热温度区间为 200~240℃,出料温度则控制在 175~185℃区间;时间控制目标为:干拌条件下 10~20s,湿拌条件下 30~60s。摊铺须在白天施工,施工时气温应高于 10℃,且遇雨天及大雾天气不能施工。铺装碾压时,工作长度控制在 30m,最大不可超过 50m。

#### 4 结语

本文对礐石大桥铺装层的病害特点及成因进行了探讨分析,提出了 SMA + STC 铺装层方案。较其他几种常规方案, SMA + STC 铺装方案具有明显的优势,能较好地改善因面板刚度等引起的钢桥面铺装层病害。通过有限元软件建立了全桥整体及局部模型,验证了其安全可行及对钢箱梁的局部应力集中现象改善明显。

#### 参考文献:

- [1] 周志敏. 肖礼经. 陈刚. 超高性能轻型组合桥面结构应用综述[J]. 工程技术(引文版), 2017.02; 318 320.
- [2] 张巅. 舒坦. 桥面铺装层的施工技术应用分析[J]. 科技资讯, 2010. 19: 117 - 117.
- [3] 高博. 钢桥面典型铺装方案及其病害和维修方法[J]. 公路, 2012(7):29-34.
- [4] 王懿超高性能轻型组合桥面铺装体系基本力学性能研究[D]. 湖南大学, 2014.

## 城市道路五路交叉方案比选

#### 赵佩

(广东省交通规划设计研究院股份有限公司,广州 510507)

摘 要:城市道路五路交叉设计对道路交通安全和运营效率起着关键和决定性的作用。科学合理地规划设计交叉口,以达到行人、车辆出行安全、畅通,时空资源得以充分利用为目的。交叉方案型式的选择,应充分考虑项目功能、沿线地形地貌、交通量预测、近远期发展规划、工程造价等多方面因素进行综合比较。

关键词:城市道路、五路交叉、方案比选

#### 1 概述

交叉路口是道路网络的节点,在路网中起着 从线扩展到面的重要作用。多路交叉节点方案的 选择,是一个多因素考虑、多目标决策的过程,要 找到道路交叉最合理的形式,应在大量相关资料 的基础上,综合考虑各方面的因素并经比选而得。

#### 2 道路交叉方案主要影响因素

道路交叉选型应注重交通功能分析,遵循"适当、适量、适地、适时"原则,其通行能力应与路段、出入口、相交道路断面的通行能力相匹配,与相邻交叉口的通行能力相协调。城市道路交叉分为平面交叉和立体交叉。道路交叉方案研究应根据与交通量的具体分布、地形、用地以及近远期建设等确定两种或两种以上的可比方案,再对这些方案在交通适应性、周围环境相协调性、经济效益等方面进行比选,最终选择出合理的道路交叉形式。

#### 3 工程实例

省道 S335 线揭阳产业转移工业园浦东平交至 霖磐高速口段改建工程项目是《揭阳市城市总体规 划》和《揭阳市公路网规划(2006-2030年)》"九横 七纵三环十八联络线"中第五横的一个重要组成部 分,该项目位于揭阳产业转移工业园,东接浦东平交 口,西接潮惠高速(揭普段)霖磐互通立交出口,跨 越榕江南河支流德桥河,连接磐东街道和霖磐镇。

省道 S335 路线完全沿旧路进行改扩建,科技大道和玉都大道在省道 S335 线桩号 K2 + 248 处相交。

#### 3.1 建设条件

项目区为榕江冲积平原区,基岩埋深大,地势低平,为居民区,其间高楼林立,巷道纵横,绝对标高2~4m,相对高度1~2m,水系发育,地层岩性主要由人工填土、海相沉积、海陆交互相沉积的淤泥、淤泥质土、粉质粘土、细~粗砂、砾砂组成。淤泥、淤泥质土为软土层,具高压缩性、低承载力特点。

#### 3.2 相交道路

省道 S335 线为一级公路兼城市主干路,设计速度为 60km/h,路基宽度为 60m,横断面在该交叉口西侧为双向八车道加辅道,在交叉口东侧为双向六车道加辅道。

科技大道(已建)为一级公路兼城市主干路,设 计速度为60km/h,路基宽度为60m,双向六车道。

玉都大道(在建)为一级公路兼城市主干路,设 计速度为60km/h,路基宽度为60m,双向六车道。

揭阳省道 S335 与科技大道和玉都大道五路交叉,相交道路均为一级公路兼城市主干路。根据《公路路线设计规范》(JTG D20 - 2017)<sup>[1]</sup>第11. 1.2 规定"高速公路、一级公路同通往县级以上城市、重要的政治或经济中心的主要公路相交处应设置互通式立体交叉。"《公路立体交叉设计细则》(JTG/T D21 - 2014)<sup>[2]</sup>第3.3.1 规定"一级公路当具集散功能时,与具集散功能的一级公路相交的节点宜采用立体交叉。"《城市道路工程设计规范》(CJJ37 - 2012)<sup>[3]</sup>表7.3.1 规定"主干路与主干路交叉,应选用立 B 类立交,即:主要道路连续快速行驶,次要道路存在交织或平面交叉。"但考虑到沿线地形地物、交通流量以及项目用地

等因素,增加平面方案的比选。

#### 3.3 交通量预测

根据工可交通量预测结果,省道 S335、科技大 道和玉都大道之间预测转换交通量如图 1 所示。

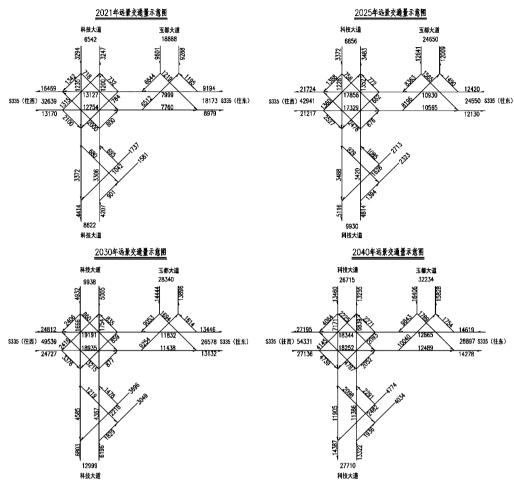


图 1 评价年远景交通量示意图

根据交通量预测结果可知,本项目通车年2021年省道S335西向东双向交通量约为32939辆/日,东向西双向交通量约为18173辆/日,设计评价年2040年省道S335西向东双向交通量约为54331辆/日,东向西双向交通量约为28897辆/日,玉都大道2021年双向交通量约为18888辆日,2040年约为32234辆/日,科技大道2021年双向交通量约为8622辆日,2040年约为27710辆/日,由此可见三条道路交通量增长速度较快。

#### 3.4 方案比选

通过以上影响因素,工程可行性研究阶段共 提出了4个方案进行比选。

方案一:信号灯控制五路平面交叉方案,揭阳 S335、科技大道和玉都大道在此交叉口设置

渠化岛,实施信号控制分离冲突点和冲突区域, 将交叉口资源合理的分配给对应的车流<sup>[4]</sup>,方案 一效果图如图2。

现对该路口设置平面交叉能否满足预测交通 量进行论证,经研究,本交叉口交通信号灯相位如 图 3。



图 2 方案一效果图

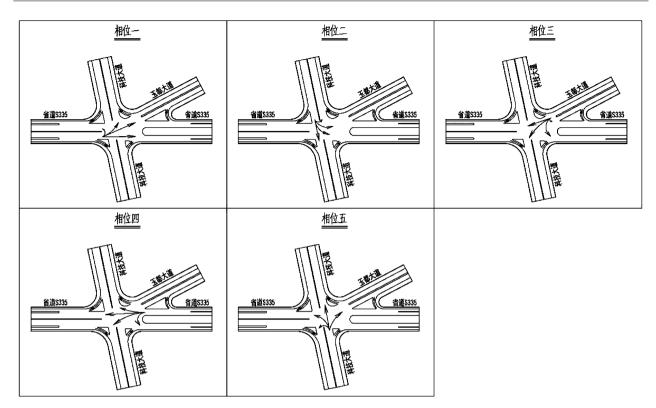


图 3 交通信号灯相位图

到 2030 评价年,交叉口优化后信号周期为 180s,黄灯时长为 3s,各相位的绿灯时长分别是:相位一48s,相位二9s,相位三43s,相位四50s,相

位五 15s,本平面交叉口交通信号时序如图 4。 本交叉口产生拥堵的延误率和各进口道排队 长度检测分别如表 1 和表 2。

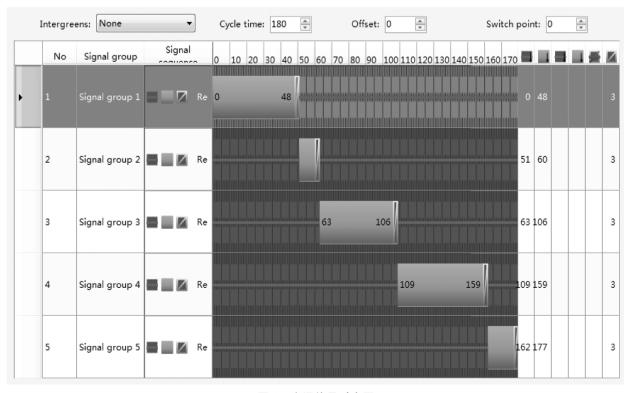


图 4 交通信号时序图

表 1 交叉口延误检测

检测数据	整个交叉口	省道 S335
平均延误(s)	59. 8	53. 5
平均停车时长(s)	55. 3	50. 9
平均停车次数	0. 95	0.87

表 2 各进口道排队长度检测

进口道	平均排队长度(m)	最大排队长度(m)	
省道 S335 西进口	82	234	
科技大道北进口	14	52	
玉都大道进口	88	250	
省道 S335 东进口	60	213	
科技大道南进口	24	81	

根据《城市道路工程设计规范》(CJJ 37 - 2012)<sup>[3]</sup>信号交叉口服务水平分级应符合表 3 规定。

表 3 信号交叉口服务水平分级

指标	一级	二级	三级	四级
控制延误(s/veh)	< 30	30 ~ 50	50 ~ 60	>60
负荷度 V/C	< 0.6	0.6~0.8	0.8 ~ 0.9	>0.9
排队长度	< 30	30 ~ 80	80 ~ 100	> 100

由表 3 可知,根据预测交通量,本交叉口在评价年 2030 年服务水平为三级的下线,根据规定,道路的信号交叉口服务水平应不小于三级,即交叉口在评价年 2030 年满足规范。但随着交通量的逐年增长,2031 年到评价末年 2040 年,信号灯控制五路平面交叉方案已不能满足此交叉口服务水平。

方案二:玉都大道跨线桥方案

在省道 S335 与玉都大道设主线跨线桥,揭阳 S335 辅道、玉都大道与科技大道组成平面交叉,方案二效果图如图 5。

方案三:省道 S335 往返玉都大道及省道 S335 直行高架互通立交方案

本方案为省道 S335 东西方向的主流交通和 省道 S335 往返玉都大道的交通采用直接连接。 省道 S335 辅道、玉都大道和科技大道通过平面交 叉转换交通流,方案三效果图如图 6。



图 5 方案二效果图

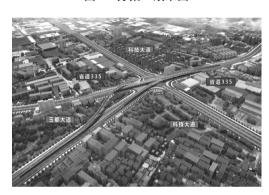


图 6 方案三效果图

方案四:省道 S335 往返玉都大道及省道 S335 西向东互通立交方案

本方案为省道 S335 与玉都大道用跨线桥连接,同时从跨线桥分离出定向匝道实现省道 S335 西向东高架,省道 S335 东向西方向交通流、玉都大道辅道和科技大道交通流通过平面交叉转换,方案四效果图如图 7。



图 7 方案四效果图

#### 3.4.4 技术经济比较

揭阳 S335 与科技大道和玉都大道交叉口方 案综合比较表见表 3。

表 3 交叉口方案综合比较表

序号	指标名称	单位	方案一	方案二	方案三	方案四	
1	路线长度	km	1. 4	2. 15	2. 65	2. 4	
2	平曲线最小半径	m	400	400	120	400	
3	最大纵坡	%	0.3	3. 5	3.5	3.5	
4	行车道路面	$\mathrm{km}^2$	76. 9	88. 4	101. 3	95	
5	桥梁	m/座	_	400/1	1420. 2/3	680/2	
6	车辆交织情况		车辆交织较严重, 远期通行能力低。	省道 S335 往玉都 大道不受干扰,通 行能力高,但省道 S335 东西向交通流 通过平交转换,通 行能力低。	省道 S335 东西向 以及省道 S335 与 玉都大道实现快速 化转换,通行能力 高。	省道 S335 往玉都大道 方向以及本项目西向东 方向不受干扰,通行能 力较高,但省道 S335 东 向西方向交通流通过平 交转换,通行能力低。	
7	交叉层数	层	1	2	2. 5	2	
8	征用土地	亩	205. 1	218. 4	227	223	
9	拆迁建筑物	$m^2$	141207	143557	145446	144500	
10	建安费	亿元	1.0	1.6	2. 4	2. 05	
_11	总投资	亿元	3. 82	4. 56	5. 52	4. 82	
	优点分析		造价低,占地少,拆迁少。	S335 与玉都大道交 通流实现快速化转 换;造价较低,桥梁 规模较小。	S335 直行交通和 S335 与玉都大道交 通流实现快速化转 换。	S335 与玉都大道以及 S335 西向东交通流实 现快速化转换。	
缺点分析		五路平面交叉车辆 干扰大,仅能满足 近10年的交通服 务水平。	S335 直行交通需通 过平交转换,通行 能力低。	桥梁规模大,占地 稍大,拆迁较多,工 程造价较高。	S335 东向西交通需通 过平交转换,通行能力 低。桥梁规模、占地、 拆迁均稍多。		

综上所述,方案一工程造价低、占地少、征拆较少能满足近10年内的交通通行能力,但是随着道路交通量增大,不能满足评价年2031年~2040年交通服务水平。方案二实现了省道S335和玉都大道两个方向交通快速化转换,方案三建设规模稍大,实现了省道S335直行交通和省道S335与玉都大道三个方向交通快速化转换,给往返揭阳市区段车辆提供了一个快捷、安全、便捷的通道。方案四实现了S335西向东和S335与玉都大道两个半方向交通快速化转换。经现场踏勘,并结合地方意见,做好用地预留,工程可行性研究阶段推荐方案一。

#### 4 结语

城市道路五路交叉,车辆在交叉口范围内运 行交织较多,若处理不当,容易造成交通秩序的混 乱,成为道路建设的交通瓶颈,其交叉型式的选择 应充分考虑各方面影响因素,首先,根据相交道路等级、交通量分布、项目占地等因素构思几个可比方案,然后结合交通适应性、环境适应性并征询地方意见等进行综合比选,最终确定技术可行性、经济合理的方案予以推荐,可为类似城市五路交叉节点方案选择及设计提供参考。

#### 参考文献:

- [1] 中华人民共和国行业标准.《公路路线设计规范》 (JTGD20-2017)[S]. 北京:人民交通出版社,2017.
- [2] 中华人民共和国行业推荐性标准.《公路立体交叉设计细则》(JTG/TD21-2014)[S]. 北京:人民交通出版社, 2014.
- [3] 中华人民共和国行业标准,《城市道路工程设计规范》 (CJJ37-2012)[S]. 北京:中国建筑工业出版社,2012.
- [4] 邹盛清,刘灿齐. 城市道路五路交叉口交通改善方案设计[J]. 交通标准化,2014(3).

## 广东某高速公路岩质边坡滑坡原因分析 及治理措施研究

#### 黄丰发

(广东省交通规划设计研究院股份有限公司,广州 510507)

摘 要:华南地区山区高速公路为平衡土方量、节约建设成本,设置了大量填方路堤及挖方边坡。山区地质条件复杂,特别是路堑边坡工程,若存在不利结构面,容易形成滑坡,给公路工程建设造成了较大损失。本文以广东某高速公路顺层岩质滑坡为例,剖析其滑坡特性、产生滑坡的原因,并提出治理措施,对广东山区高速公路岩质边坡的设计、施工具有指导意义。

关键词:顺层岩质边坡;滑坡机理;边坡治理;锚索;结构面

#### 0 引言

在山区高速公路建设中,为节约耕地,路线 往往沿半山腰布设,也因此形成了大量的路堑高 边坡,路堑边坡的稳定性对高速公路建设尤其重 要,一旦形成滑坡,对造价、工期造成较大的影 响。近年来,国内外对顺层岩质边坡的失稳机 理、变形特征进行了一系列研究,并取得了较多 成果:冯文凯[1]等采用底摩擦方法,结合某边坡 变形破坏全过程进行分析,指出缓倾顺层边坡多 属滑移-压致拉裂型破坏。李龙起[2]等通过大 型地质力学模型试验,得出了在相同降雨条件 下,对于含软弱夹层的顺层边坡,无支护时的位 移发展模式具有陡变性、牵引性的特点,而有支 护时的位移发展模式具有渐进性、推动性的特 点;降雨导致边坡层间错动的现象受岩层倾角影 响较大,当倾角达到35°时层间错动将较为明显, 应充分重视深部位移和含水率的监测。刘发 祥[3]等通过赤平极射投影的方法,深入分析了边 坡自然状态下的变形破坏模式和地质历史演变 过程,不仅考虑到了结构面的空间组合关系、结 构面的成因和性质,同时也考虑了边坡变形破坏 模式出现的地质演变过程,一定程度上从时空观 的角度分析边坡的变形破坏模式,对工程实际具 有较大的意义。

本文以广东某高速公路 K1635 +860~K1636 +035 右侧路堑边坡为例,采用钻探、地质调绘及 室内赤平极射投影分析等方法,对该滑坡的滑移 机理、破坏机制进行研究,并提出了对应的滑坡治 理措施,对顺层岩质滑坡的治理具有一定的工程 实际意义。

#### 1 工程概况

本段路堑边坡坡高 30m,长 175m,共设三级坡。一级:坡高 10m,坡率为 1:0.50;二级:坡高 10m,坡率为 1:0.75;三级:坡高不等,坡率为 1:1.00。在施工图设计阶段,勘察布置并完成钻孔 3个,钻孔编号分别为 GZK22、GZK23、SGZK65,该边坡工程地质平面图如图 1 所示。

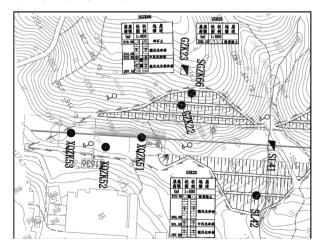


图 1 K1635 +860 ~ K1636 +035 工程地质平面图

#### 2 工程地质条件

详勘资料显示,该边坡段地处低缓丘陵,地形起伏较大,坡体地面标高 184.2~229.6m,设计标高 185.9~195.1m,自然边坡的坡度在 25~40°之间。山体植被一般发育,生长松树及各种灌木、蕨类植物。边坡主要由第四系坡积粉质黏土和峡山群(D-C1s)粉砂岩、砂岩、石英砂岩及其风化层组成,其工程地质横断面详见图 2,各地层情况简述如下:

- (1)粉质黏土(Q<sup>el</sup>):红色,稍湿,硬塑状,夹少量碎石,残积成因。零星分布,厚度为 4.60m。地层编号为 11\_1\_1。
- (2)强风化砂岩(D-C<sub>1s</sub>):黄色、紫红色,岩石风化强烈,岩芯呈半岩半土状,手易掰散,泡水易崩解,夹较多风化残留碎石块。大部分布,厚度0.20~18.60m。
- (3)中风化粉砂岩(D-C<sub>1s</sub>):紫红色,砂质结构,层状构造,节理裂隙极发育,岩芯极破碎,呈碎块状,质较软。零星分布,厚度为1.80m。
- (4) 中风化砂岩(D-C<sub>1s</sub>): 浅白色, 8.3~ 10.5 m 紫红色, 砂质结构, 薄层状构造, 节理裂隙较发育, 岩芯极破碎, 呈碎块状夹短柱状, 层面轴心角约50°, 裂面可见铁质渲染, 锤击声较哑, 局部见

明显硅化现象。局部分布,厚度  $0.30 \sim 34.90$  m。 岩石饱和单轴抗压强度  $R_{uk} = 9.1 \sim 11.5$  MPa。

(5) 微风化石英砂岩( $D-C_{ls}$ ): 浅白色, 变晶结构, 块状构造, 节理裂隙极发育, 岩芯极破碎, 呈碎块状, 裂面轴心角约  $0^{\circ}$ 、 $60^{\circ}$ ,锤击声脆, 质硬。局部分布, 厚度  $1.30\sim10.81$  m。岩石饱和单轴抗压强度  $R_{wk}=43.6\sim64.1$  MPa。

边坡范围内的地质构造及节理裂隙发育规律、坡体地层产状、节理裂隙发育情况,详见表1,节理倾向玫瑰花图及赤平投影图如图2、图3所示。综合分析成果,边坡岩层产状为115~130° ∠24~40°,边坡坡向122°,本段边坡为顺层边坡<sup>[4]</sup>。山坡地下水贫乏,未测得地下水稳定水位。

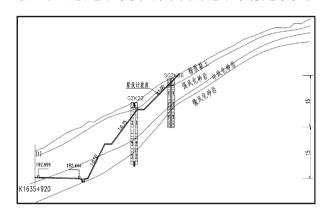


图 2 K1635 +920 路堑边坡工程地质横断面图

表 1 边坡节理、地层产状特征统计表

次 I									
序号	调查点 编号	节理(X)、地层(C)产状		水平延伸	线密度	张开度	: — 结构面特征	备注	
		编号	倾向(°)	倾角(°)	m	条/m	cm	<b>有例</b> 囲付価	审任
		С	129	40	4	3	2 ~ 5	起伏粗糙	
1	XK3006	X1	18	70	1. 2	2.5 ~3	2	平直粗糙	
		X2	265	60	1	6	3	起伏粗糙	
2	XK3007	X1	323	75	1.5	8	2 ~ 3		
3	XK3008	C	130	24					
4	XK3009	C	115	35					

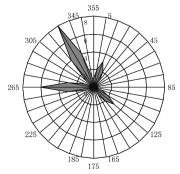


图 3 边坡节理倾向玫瑰花图

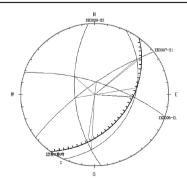


图 4 结构面赤平投影

#### 3 滑坡形成过程

本段边坡施工期为2013年9月份,在开挖至 一级边坡时,二、三级边坡未及时进行防护,二级 坡发生浅层滑塌,但由于该边坡已基本开挖完成, 相关方仅提出了加强边坡防护的要求并形成会议 纪要,详细的边坡防护变更如表2。

由于施工期跨越雨季,2014年5月,在锚杆、 锚索施工时,二、三级边坡沿岩层面产生整体性 滑塌,一级坡局部滑塌(如图5),造成坡体整体 失稳。

里程	边坡级别	边坡坡率	
K1635 ± 860 - K1635 ± 880		1 . 0 5	É

里程	边坡级别	边坡坡率	边坡防护形式
K1635 + 860 ~ K1635 + 880		1:0.5	锚杆格梁内喷混植生
K1635 + 880 ~ K1635 + 964	1	1:0.5	锚索格梁内喷混植生
K1635 + 965 ~ K1636 + 020		1:0.5	锚杆格梁内喷混植生
K1635 + 881 ~ K1635 + 887		1:0.75	锚杆格梁内喷混植生
K1635 + 889 ~ K1635 + 945	2	1:0.75	锚索格梁内喷混植生
K1635 + 948 ~ K1635 + 960		1:0.75	锚杆格梁内喷混植生
K1635 + 892 ~ K1635 + 940	3	1:1	锚杆格梁内喷混植生

表 2 第一次变更后的边坡坡率及防护形式一览表



图 5 一级坡隆起、失稳现场

#### 滑坡病害成因分析

该边坡二次滑塌后,经现场调查,该滑坡存在 以下特点:

- (1)坡体地层主要为薄~中厚层状中风化砂 岩、粉砂岩、石英砂岩,层间胶结程度较差,胶结物 主要为灰黄、灰绿色黏土矿物,遇水易软化、崩解, c、ψ 值降低,坡体地下水不发育,裂隙及层理局部 潮湿,无地下水渗出;
- (2)根据地质调绘成果,在坡体上中下部分别 测得五组岩层产状,分别为 121°∠40°、115° ∠45°、120°∠37°、120°∠35°、124°∠47°, 其与边 坡坡向122°基本一致,为顺层边坡;
  - (3)坡体二、三级边坡已整体失稳,见三道完

整裂缝,裂缝宽度约0.10~0.15m,并沿岩层面滑 移,滑移距离 0.5~1.5m,滑坡体岩体受拉裂作 用,岩体极破碎;一级坡在中间位置降起、剪出,一 级坡坡脚岩体完整,路基未见隆起现象,该滑坡为 浅层滑塌。

根据调查成果,分析该滑坡形成的过程为破 坏形成阶段、破坏发展阶段、最终破坏阶段[5]:

- (1)破坏形成阶段。二级、三级坡开挖后,坡 体尚处于稳定状态,但由于坡体的开挖,坡体应力 重新分布,在卸荷作用下,岩层面胶结程度进一步 破坏,岩层面产生滑移、拉裂等微小变形。在该阶 段,坡体岩体破碎,局部松动,形成浅表性小范围 滑塌作用,表现为施工时第一次二级坡局部滑塌。
- (2)破坏发展阶段。在完成一级坡开挖后,坡 体防护阶段刚好部分处于雨季,受降雨作用,岩层 面胶结物抗剪强度急剧降低,边坡坡角(约53°~ 64°)大于岩层面倾角(为优势结构面,约35°~ 47°),在一级坡中部位置形成凌空面,应力集中, 岩体进一步松弛,二级平台及坡体表面发育大量 拉裂缝。
- (3)最终破坏阶段。由于岩体松弛、破碎,之 前施工完成的锚索,已无法形成有效锚固作用,坡 体进一步变形,基本沿岩层面,在一级坡凌空面处

剪出,形成滑坡体,其滑动面如图 6 所示。

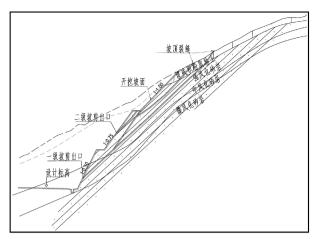


图 6 边坡破坏、滑动示意图

#### 5 滑坡治理

根据该滑坡的特点,本段边坡宜适当放缓坡率,坡角应小于岩层面视倾角或与岩层面视倾角 接近,并且由于岩体呈薄~中厚层状,层间胶结程度较差,因此,采用1:1.25 的坡率,并采用锚索+锚杆防护,同时,加强防排水措施,各级平台设置截水沟,堑顶设置堑顶截水沟,并与平台截水沟接顺、坡面设置两道急流槽兼检查踏步,坡脚设置排水斜孔,间隔9m一孔。第二次变更后边坡坡率及边坡防护形式详见表3,边坡治理平面图及横断面图详见图7、图8。

表 3 第二次变更后的边坡坡率及防护形式一览表

边坡级数	坡率	坡高(m)	平台宽度(m)	防护形式
1	1:1.25	15	2	4 排锚索地梁人字形骨架,锚索长度为 20m
2	1:1.25	15	2	5 排锚索地梁人字形骨架,锚索长度为 22m
2	1 . 1 . 25	2 15 T /s/s	Τ.	下部 9m 设置 3 排锚索地梁人字形骨架,锚索长度 22m
3 1:1.25	3~15 不等	无	锚索地梁上部设置 2 排锚杆格梁,锚杆长度 11.5m	

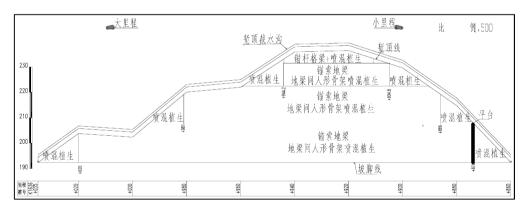


图 7 K1635 +860 ~ K1636 +035 边坡治理平面图

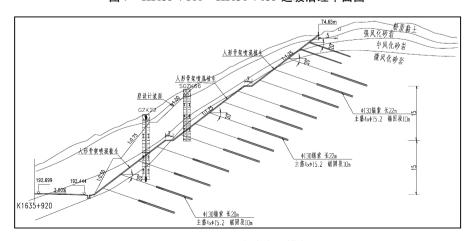


图 8 K1635 +920 边坡治理横断面图

该边坡治理期间,如图 9、图 10 所示,岩层产状与 边坡倾向、倾角高度相近,岩层未因边坡开挖被剪 断形成凌空面,施工及后续高速公路运营期间, 均未产生新的灾害。



图 9 滑坡治理现场照片



图 10 边坡防护效果图

#### 6 结语

本段顺层岩质高边坡的稳定性主要受岩层顺倾不利结构面控制,边坡开挖后,在卸荷作用及雨水软化作用下,边坡稳定性差,逐渐发展呈滑坡。通车运营以来,本段边坡未见失稳行迹,表明采用卸载、放缓边坡并采用锚索地梁人字形骨架+锚杆格梁、截排水综合治理措施,方案合理。路堑高边坡应采用动态设计,根据开挖揭露不利结构面或不利结构面组合及时采取有效、合理的措施,应遵循"开挖一级、防护一级"的原则<sup>[6]</sup>,谨防坡体开挖后卸荷作用,造成不利结构面松弛、滑移、拉裂等现象产生。

#### 参考文献:

- [1] 冯文凯等.缓倾角层状高边坡变形破坏机制物理模拟研究.中国公路学报,2004,(2).
- [2] 李龙起等.降雨入渗对含软弱夹层顺层岩质边坡性状影响的模型试验研究.岩石力学与工程学报,2013,(9).
- [3] 刘发祥等. 基于赤平极射投影法的岩质边坡破坏模式预测. 科学技术与工程. 2014, (20).
- [4] 刘洪,陈福春. 基于极射赤平投影的岩质边坡稳定性评价和防治措施. 地质灾害与环境保护,2012,(3).
- [5] 吴昊宇,崔圣华. 岩质边坡开挖变形破坏特征及锚索支护分析. 路基工程,2017,(4).
- [6] 贾鹏云. 顺层岩质高边坡稳定性分析及处置方案研究. 山西交通科技,2017,(4).

## 无人机在某公路工程地质勘察中的应用

#### 李容

(广东省交通规划设计研究院股份有限公司,广州 510507)

摘 要:公路工程地质勘察经常要通过复杂危险地形或者遭遇崩塌、滑坡、塌方等不良地质,加大了地质勘察的困难程度,地质条件极其复杂地区导致地质勘察效率低下,甚至局部艰险地段勘察精度无法满足设计需求,并增加勘察人员外业工作的危险系数。而且由于空间视角、调查精度等方面的原因,通常在初判时产生错、漏较多。传统的卫片、航片有时也不能清楚地反映出勘察细节。无人机勘察不但简单快捷,具有很高的安全性,在很大程度上节约了人力和资源成本,提高工作效率。

关键词:无人机;崩塌;滑坡;水土流失

#### 0 前言

公路勘察经常会在高山低谷、千沟万壑、茂密丛林等复杂的地形地貌和地质条件下进行,大大增加勘察的困难系数,面临及其艰辛的工作环境,野外勘察精度降低,无法满足设计需求,无人机航拍具有高清晰、大比例、小面积等特点,适合获取带状地区航拍影像。无人机不存在人体生理限制和健康损伤问题,与卫星相比,综合成本低,性价比高,机动灵活。无人机航拍摄影操作方便,易于转场、起飞降落受场地限制较小,稳定性、安全性好。随着无人机技术的高速发展,其在工程建设前期的选定线路及桥渡方案、后期工程的泥石流、崩塌、滑坡调查中的重要性将日益凸显。

#### 1 无人机工作原理

无人机三维影像技术是以无人机为飞行平台 搭载传感器设备获取地面信息的遥感方式,依据 光学摄影机获取像片,经过处理以获取被摄物体 的形状、大小、位置、特性及其相互关系,配以先进 的计算机后处理系统,将含有三维坐标信息的数 码相片来得到地质体的三维点云数据。无人机三 维影像技术在快速获取高分辨率影像方面具有明 显优势,可以极大提高公路建设复杂山区地质勘 察的效率和精度。

#### 2 无人机在的某公路工程中的应用

广东某高速公路工程位于地处五岭山脉以南,测区地势北高南低,以中低山和丘陵地形为主,溪流发育,地形复杂,"V"型谷、峡谷发育,线路经过处海拔标高介于70~430m之间。项目区域地貌65%为构造剥蚀丘陵地貌单元,主要由泥盆系灰白色中~厚层状含砾砂岩、侏罗系灰白、浅灰、紫红色厚层状杂砂岩、流纹斑岩;白垩系肉红、灰紫色流纹岩;燕山五期流纹斑岩组成。岩石片理等裂隙发育,风化程度较为强烈,风化层厚度较大,岩体较为破碎。地下水类型为基岩裂隙水,赋存于基岩裂隙中,渗透系数小,各向异性差别大,水量贫乏-中等。受构造、土质、雨水、气温等影响,大部分风化层易发生水土流失、崩塌、滑坡等不良地质现象。区内总体工程地质条件总体一般。

采用无人机三维影像技术在大范围地质选线上具有极大优势。从现阶段设备的水平来看,固定翼无人机一天可飞行100~200km。其飞行成果进行3D建模后,可完成大型滑坡、崩塌等不良地质的识别,断层、岩层产状等构造情况的勘察工作。结合本项目特征下面介绍无人机作为一种辅助勘察在工程勘察中的应用。

#### 2.1 对区域断层的识别

项目区属于华南中、新生代大陆活化造山带

的组成部分。该区地壳在地质历史上经过多期构造运动的改造,岩浆活动强烈,断裂构造发育,多组断裂构造互相交切、错断,形成网络状的构造格局。通过无人机航拍结合区域地质资料可以准确地识别断裂的分布。图 1~图 3 是无人机航拍断裂切割形成的地貌:



图 1 F31 断裂切割形成的深切峡谷



图 2 F13 断裂切割形成的断层崖



图 3 F21 断层崖(镜像 290°)

#### 2.2 崩塌、滑塌

本项目属山区公路,植被发育,工程建设较少,人为活动少,总体沿线地质灾害相对较发育。受地形、地层岩性、构造及地下水等因素的影响,沿线主要不良地质现象主要有崩塌、滑坡、危岩体等,项目区地质构造发育,造成分布的基岩裂隙发育,抗风化能力较差,上覆的残坡积土厚度较大。在地形坡度陡峭、人工开挖或裸露处,因在雨水冲刷作用下,饱水后抗剪强度大幅下降,极易引发崩塌。特别是碎屑岩区常夹有薄层软弱夹层或软硬不均,同时岩石层理、节理裂隙发育,且岩层倾向多与山坡坡向一致,软弱层饱水后抗剪强度大幅下降,不稳定岩体在强烈震动下或遇强降水作用下,会促进和诱发崩塌的发生。本次调查发现土质边坡及岩质边坡崩塌共32处,整区内崩塌地质灾害发育不均匀,局部发育较为密集。

图 3 为无人机航拍位于线位 K0 + 552 右侧 73m 处一滑塌,岩性为泥盆系(D3sh)砂岩、石英砂岩、变质砂岩等,岩体破碎,大部分基岩出露,根据工程地质调绘资料,坡体范围发育多组不利结构面,由于坡角人工开挖卸荷,加上雨水作用使之上覆的残坡积层及破碎的岩石产生顺层滑塌,滑塌范围高度 45m,宽度 48m,滑塌量约 100 方,对路线有一定影响。



图 3 K0 + 552 处滑塌

图 4 为无人机航拍位于线位 K24 + 409 西侧55m 处一崩塌。基岩为泥盆系(D3sh)砂岩、石英砂岩,由于岩石破碎,基岩上部风化层厚度约 3 ~ 7m,

人工开挖已形成的边坡高约 20m,由于边坡植被被破坏,加上雨水作用使之上覆的残坡积层及破碎的岩石产生崩塌,崩塌范围高度约 20m,宽度大约 30m,崩塌方量约 200m<sup>3</sup>。目前还是加剧崩塌的迹象。



图 4 K24 + 409 处崩塌

图 5 为无人机航拍位于线位 K48 + 634 左侧 180m 处一崩塌。岩性为二叠系龙潭组(P21)炭质砂岩、炭质页岩,受构造作用,岩体破碎,岩质极软,风化层厚度约 3~5m,人工开挖已形成的边坡高约 20m,由于边坡植被被破坏,加上雨水作用使之上覆的残坡积层及破碎的岩石产生崩塌,崩塌范围高度约 30m,宽度 200m,崩塌方量约 1000m<sup>3</sup>。



图 5 K48 + 634 处崩塌

#### 2.3 滑坡、水土流失

线路区分布的基岩抗风化能力较差、裂隙发育,残留片理,风化层厚度大,在地形坡度陡峭处易引发滑坡。特别是高边坡、陡坡路堤等地形变化较大地段,由于岩石破碎、常夹有薄层软弱夹

层,其稳定性差,在人工开挖后,在雨水冲刷作用下,因抗剪强度大幅下降而产生浅层滑坡。本次调查发现有大、中、小型滑坡共12处。

图 6 为无人机航拍线位 K4 + 296 处某一滑坡,与设计线路大角度相交,主要由白垩系(K2dna)红褐色,紫红色泥质粉砂岩、砾岩风化层组成,由于岩体破碎,目前坡体已出现病害,坡体范围及后缘见明显裂缝,基岩上部风化层厚度约3~5m,在雨水作用下,上覆的残坡积层及破碎的岩土体产生滑坡,滑坡范围高度约15m,宽度大约50m,滑坡方量约20000m³。



图 6 滑坡

图 7、图 8 为无人机航拍位于线位 K4 + 662 右侧 476m 处一滑坡群及水土流失。基岩为泥质粉砂岩与泥岩、页岩互层,由于岩石破碎,基岩上部风化层厚度约 10~15m,由于边坡植被被破坏,加上雨水作用使之上覆的残坡积层及破碎的岩石产生水土流失,水土流失范围较广,方量较大,目前还是加剧滑坡的迹象。但距离主线约 500m,对路线影响甚微。



图 7 滑坡群



图 8 水土流失

#### 2.4 危岩体

项目区地质构造发育,基岩裂隙发育,抗风化能力较差,上覆的残坡积土厚度较大。部分地段由于构造影响及人工开挖形成高陡边坡,因在雨水冲刷作用下,饱水后抗剪强度大幅下降,极易引发崩塌。特别是碎屑岩区常夹有薄层软弱夹层或软硬不均,同时岩石层理、节理裂隙发育,且岩层倾向多与山坡坡向一致,软弱层饱水后抗剪强度大幅下降,不稳定岩体在强烈震动下或遇强降水作用下,会促进和诱发崩塌的发生。图9为无人机航拍高边坡危岩体现场图。



图 9 高陡边坡危岩体

#### 2.5 采空区

线路区内,采矿活动少,仅有主线重点区域有一个正在生产的小型水泥用石灰岩开采区,由于此段石灰岩隐伏于第四系下部,所以目前形成了一个椭圆形采坑,长约250m,宽约150m,最深处约70m。采坑内部有采矿平垌,平垌顶板标高与地表高差约60m,对线路影响不大。图10为无人机航拍某一采坑。

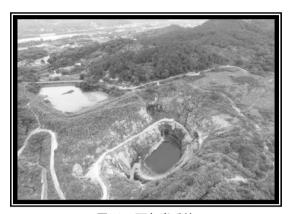


图 10 石灰岩采坑

#### 3 结语

无人机作为一种辅助的地质勘察工具,具有以下特点:

- (1)机动灵活,展开任务快捷,在自然灾害发生时,无人机可做到快速响应。
- (2)拍摄覆盖面广,一次起落可覆盖 20~80km²,大大提高了勘测工作效率。
- (3)机动性强:对各种需要测绘的环境都能迅速适应,开始工作。
- (4)受天气和场地影响小:无雨且风力不要太 大就能起飞进行工作,跑道也只需用平地代替即可。
  - (5)使用成本底,操作简单,维护方便。
- (6)数据结果真实:由于可以在短期内获得影像数据,所以具有很强的时效性,对地面的状况放映更真实。
- (7)可在空中实现 GPS 定高、定距、拍摄,提高成图效率。
- (8)能在交通不便、地貌复杂、人迹很难到达的区域执行任务。

无人机必将会在未来地质勘察中发挥更重要 的作用。希望本文中阐述的相关经验能为以后研 究与应用提供有效的依据。

#### 参考文献:

- [1] 王栋,蒋良文,张广泽等. 无人机三维影像技术在铁路勘察中的应用[J]. 铁道工程学报,2016.
- [2] 程强,董秀军,余建华等. 典型高陡边坡高位地质灾害调查及评估 [D]. 2017 年全国工程地质学术年会论文集,2017.

## 城市下穿隧道封闭段结构受力分析

#### 罗鑫

(广东省交通规划设计研究院股份有限公司,广州 510507)

摘 要:城市下穿隧道结构安全是保证下穿隧道建设及日后正常运营的重要条件之一。本文以茶坑隧道为例,采用 MIDAS 软件,采用荷载 - 结构法进行断面数值模拟分析。详细分析了下穿隧道结构的应力分布,指导茶坑隧道设计工作。

关键词:下穿隧道;数值模拟;应力分布;结构安全

#### 0 概述

随着城市交通越来越发达,下穿隧道因其在城市交通中不可或缺的重要地位,越来越多的出现在我们的身边,伴随而来的许多问题(运营期间结构渗漏水、暴雨天雨水倒灌)引起了人们的关注<sup>[1-2]</sup>,本文就设计期间参与的广佛江快速通道项目中的茶坑隧道为例,详细介绍了隧道设计期间结构计算参数选取、计算过程、计算思路、计算结果的处理等问题,相关结论及过程可供同行从业人员讨论以及为类似项目提供借鉴。

茶坑隧道位于新会区会城街道茶坑村附近, 起点在茶坑村西侧,沿茶坑村西侧与英洲海水道 间走廊往南,在 K40 + 315 位置与金门公路相交 叉,后沿既有金门公路往东,跨越江门水道,路段 终点设置在三江镇官田村,该路段路线长 3.30km。 隧道起始里程 K40 + 025 ~ K40 + 585,全长 560m。

#### 1 主要技术标准<sup>[3~4]</sup>

隧道设计主要依照《公路桥涵设计通用规范》

(JTG D60 - 2004)、《混凝土结构设计规范》(GB 50010 - 2010)以及《公路隧道设计规范》(JTG D70 - 2004)进行设计。

#### 1.1 几何设计标准

- (1)公路等级:一级公路,60km/h;
- (2)设计车道:双向六车道:
- (3) 隧道建筑限界:建筑限界宽:0.25+0.5+3 × 3.75+0.75+0.75=13.5m;建筑限界高:5.0m;

#### 1.2 隧道结构设计标准

- (1)工程结构安全等级:一级;
- (2)车辆荷载等级:公路 I级;
- (3)钢筋混凝土裂缝宽度控制:迎水面不大于 0.2mm,背水面不大于 0.3mm;
  - (4)抗震设防:结构设防烈度为8度,

#### 2 主体结构方案

封闭段典型结构断面形式如图 1 所示, 顶板厚 100cm, 底板厚 100cm, 外墙厚 90cm, 中墙厚70cm, 具体如图 1。

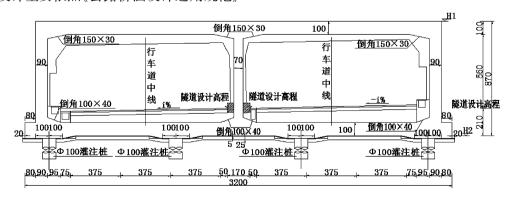


图 1 封闭段结构典型断面图

### 3 设计参数[5~6]

#### (1) 隧道结构材料

混凝土强度等级: C35

钢筋: HRB300、HRB400

#### (2) 混凝土参数

表 1 混凝土参数表

标号	$E_0$ /GPa	$v_c$	$f_c/\mathrm{MPa}$	$f_{\iota}/\mathrm{MPa}$	$f_{ck}/\mathrm{MPa}$	$f_{tk}/\mathrm{MPa}$
C35	31. 5	0. 2	16. 7	1. 57	23. 4	2. 20

#### (3) 钢筋参数

表 2 钢筋参数表

种类	f <sub>y</sub> /MPa	$f_y'/\mathrm{MPa}$	$E_s$ /GPa
HPB300	270	270	210
HRB400	360	360	200

#### 4 设计荷载

#### 4.1 荷载类型

本次隧道设计为一级公路上的下沉隧道,结构所承受的作用可分为永久荷载、可变荷载和偶然荷载三类,相关内容见表3。

表 3 计算荷载表

编号	作用分类	作用名称
1		结构自重(包括结构附加重力)
2		覆土重力
3	永久作用	土侧压力
4		水的浮力
5		混凝土收缩及徐变作用
6		汽车荷载
7		汽车冲击力
8		人群荷载
0	可变作用	由辅道汽车及人群荷载引起的
9		侧向土压力
10		施工荷载
11		温度作用
12	個級共共	地震作用
13	偶然荷载	汽车撞击力

#### 4.2 永久作用

#### (1) 结构自重

结构自重按结构设计的尺寸与材料单位体积 的自重计算。相关材料重度见表 4:

表 4 相关材料参数表

材料种类	材料重度(kN/m³)
钢筋混凝土	25
素混凝土	20
沥青混凝土	23. 5
碎石混凝土	22

#### (2) 覆土荷载

覆土荷载可根据地勘资料所给的覆土重度及 计算断面隧道顶板埋深确定。

#### (3) 土侧压力

隧道置于砂性土和渗透系数较大的粘性土组成的地层,在结构验算中土侧压力采用水土分算原则;对于粘土和淤泥质土等渗透系数小的土质,采用水土合算的计算原则。在设计时按最不利水位按照取至原地面考虑。土压力按静止土压力理论计算。

#### (4)水的浮力

本次计算考虑丰水期,设计最不利水位按照 取至原地面考虑。

#### (5)混凝土的收缩徐变作用

超静定或厚度大的混凝土结构应考虑混凝土收缩的影响。

#### 3 可变荷载

#### (1)汽车荷载

汽车荷载采用《公路桥涵设计通用规范》规定 的车辆荷载。

#### (2)施工荷载

隧道在施工过程中所承受的荷载主要包括结构自重,侧向土压力,侧面超载。

#### (3)温度荷载

外露结构及覆土小于 1m 或位于受外界影响 较大的洞口段应考虑温度影响。

#### (4)人群荷载

人群荷载标准值为3.5kN/m<sup>2</sup>。

#### 4 偶然荷载

#### (1) 地震作用

地勘报告显示地震基本烈度为Ⅷ度。本项目 按抗震设防烈度为Ⅷ度进行抗震计算。

#### 1)隧道封闭段的地震作用

隧道衬砌上任一计算质点的水平地震荷载, 按下式计算:

$$E_{ih} = C_i C_s K_h G_{is}$$

式中: $E_{ii}$ 一水平地震荷载(kN);

 $C_i$ 一重要性修正系数,取 1.7;

 $C_z$ —综合影响系数,取 0.25;

 $K_0$ 一水平地震系数,取 0.2;

 $G_{i}$ 一结构计算点的重力(kN)。

由于隧道顶部承受荷载较大,地震作用可视为质量集中在隧道顶部的单质点振动,即水平地震荷载  $E_h$  集中作用于隧道顶部,并取  $G_i$  为隧道结构上部的总重力荷载。

#### 2)地震作用下的土压力

作用于侧墙上的地震土压力按公式计算时, 土的容重和土的内摩擦角  $\varphi$  应按下表所列的地震 角分别修正为、 $\varphi - \theta$ 、 $\frac{\gamma}{\cos \theta}$ 。

表 5 地震角

	地震角	7	8	9
	非浸水	1°30′	3°	6°
$\theta$	浸水	2°30′	5°	10°

#### (2)汽车的撞击作用

隧道中隔墙在汽车撞击下较易损毁,因此应 对其进行计算,汽车撞击力标准值可取 500kN,作 用位置为行车道上 1.2m 处。

#### 5 结构计算

- (1) 计算程序。采用 MIDAS (CIVIL 及GTS) 版。
  - (2)计算荷载和模型建立。计算方法采取荷 · 42 ·

载-结构法。结构采用梁单元模拟,结构与地基的作用按弹性地基梁考虑,地基反力用受压弹簧模拟;相关荷载(土压力、车辆荷载等)严格按上述分析流程带人相关数据后进行取值,选取封闭段典型断面进行建模计算。结构典型断面荷载示意图及计算模型如图 2~图 3 所示,结构计算截面如图 4 所示。

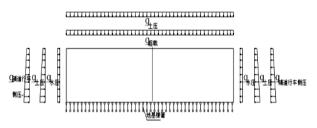


图 2 施工工况设计荷载

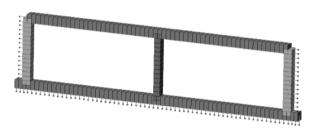


图 3 封闭段结构段计算模型

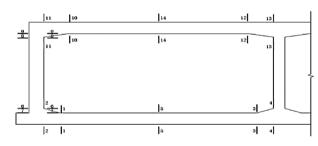


图 4 计算截面示意图

- (3)荷载组合。按照《公路桥涵设计通用规范》规定,公路桥涵结构按承载能力极限状态设计时,应采用基本组合和偶然组合;按正常使用极限状态设计时,应根据不同的设计要求,采用作用短期效应组合和作用长期效应组合。结构典型地段荷载组合具体参见规范。
- (4)计算结果。本文选取典型断面,在承载能力极限状态和正常使用极限状态两种状态下,分别计算了施工情况下结构受力,承载能力极限状态下计算结果如下(图 5~图 7)所示。

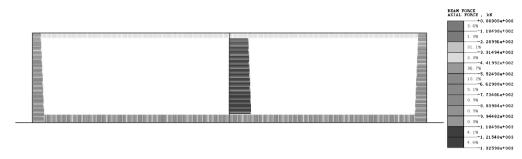


图 5 承载能力极限状态轴力包络图(单位:kN)

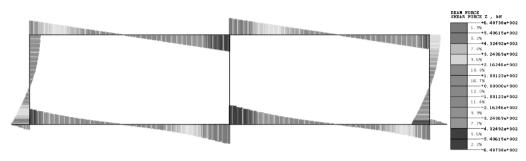


图 6 承载能力极限状态剪力包络图(单位: kN·m)

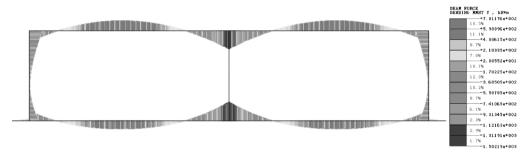


图 7 承载能力极限状态弯矩包络图(单位: kN)

(5)结果分析。通过结构受力云图,导出计算结果,得到结构受力情况,承载能力极限工况为设

计值,正常使用工况为标准值,具体如表 6 所示(此处仅列出地板截面受力,其他部位可同样导出)。

表 6 底板截面内力

		正常使用极限状态				
位置	轴力(kN)	弯矩(kN・m)	剪力(kN)	——抽力(kN)	弯矩(kN・m)	剪力(kN)
1	- 577	- 55	-412	- 427	-24	-305
2	- 577	-435	-534	- 427	-322	-396
3	- 577	-1234	687	- 427	-914	508
4	- 577	-2028	842	- 427	-1502	623
5	- 577	829	50	- 427	614	37

将表6数据,带入如下公式:

$$w_{\text{max}} = \frac{\alpha \varphi \gamma \left( 2.7C_s + \frac{0.1d}{\rho_{te}} \right) \sigma_s}{E_s}$$

通过上述公式,反复调整结构尺寸、钢筋型 号、钢筋数量等结构变量,使得最终结果满足规范 要求。

#### 6 结语

本次项目所在地地质较差(多淤泥质土), 地震烈度高达8度,对设计工作而言,是一个比 较大的挑战,需要设计者反复论证结构的安全 性。

通过 MIDAS 有限元软件的数值模拟分析,可以得出结构截面的受力情况,然后可以对结构的尺寸、钢筋型号、钢筋数量进行承载力和裂缝验算优化,确保截面尺寸满足设计和规范要求。

#### 参考文献:

- [1] 黄曦. 城市下穿隧道交通安全分析. [硕士论文]
- [D]. 成都:西南交通大学, 2013.
- [2] 肖寒. 基于驾驶人生理特性的城市下穿隧道安全改善研究[硕士论文][D]. 合肥: 合肥工业大学,2017.
- [3] JTG D70 2004 公路隧道设计规范. 北京:人民交通出版社,2004.
- [4] JTG/T D70 2010. 公路隧道设计细则. 北京:人民交通出版社,2010.
- [5] 广佛江快速通道江门棠下至三江段(第二设计合同段)初测初勘[R]. 2013.

#### (上接第21页)

- [4] 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.
- [5] 张钦喜,刘新. CFG 桩复合地基承载力计算新公式模拟研究[J]. 广东土木与建筑. 2014(2): 3-6.
- [6] 张钦喜,王晓杰,陶韬. CFG 桩复合地基承载力计算新公式研究[J]. 岩土工程技术,2015,29(3):122-126,162.
- [7] 付文光. 岩土工程规范杂议[M]. 北京:中国建筑工业出版社,2016.
- [8] 刘惠康. 水泥搅拌桩复合地基承载力问题研究[D]. 华南理工大学,2015.
- [9] 郭积才. 刚性桩复合地基极限承载力计算新

方法[D]. 广州:广州大学,2017.

- [10] 付文光. 一种用桩土载荷试验结果计算复合地基承载力的方法[J]. 岩土工程学报,2013,35(Supp. 2):592-595.
- [11] 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.
- [12] GB50007 2011. 建筑地基基础设计规范 [S]. 北京:中国建筑工业出版社,2012.
- [13] 高大钊. 土力学与岩土工程师[M]]. 北京: 人民交通出版社,2008.
- [14] JGJ94 2008. 建筑桩基技术规范[S]. 北京:中国建筑工业出版社,2008.
- [15] 陈仲颐,周景星,王洪瑾. 土力学[M]. 北京:清华大学出版社,1994.

## 广东省联网收费网络信息安全综合解决方案研究

#### 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:随着高速公路联网收费业务逐渐向智能化、平台化的方向发展,伴随着的是信息安全的隐患,信息 化、智能化给高速公路带来便利和效率提升的同时,影响联网收费系统运行安全的因素逐渐由单一路段向全 网路段蔓延扩散,在2017年爆发的多起信息安全事件,都呈现了由单机向全网机器蔓延的态势。 关键词:联网收费;信息安全;网络防护

#### 1 高速公路收费系统网络现状分析

随着广东省高速公路联网收费"一张网"的快速发展,影响联网收费系统运行安全的因素也在

不断增加,联网收费管理单位对安全问题和潜在 风险认识不足,导致安全防护和安全措施不到位, 信息安全形势非常严峻。

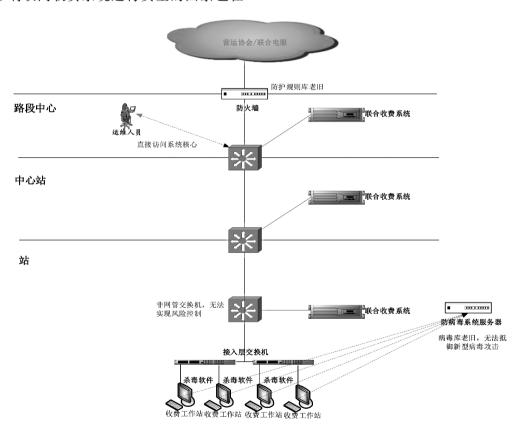


图 1 网络安全现状示意图

#### 1.1 网络边界复杂,病毒容易传播

广东省的联网收费网络构成主要由省收费中心、区域收费中心、路段收费中心等三级管理结构组成,收费网络基本上是独立于其他网络,但庞大的高速公路网,复杂的网元及系统涉及到

很多小型业务系统和相关设施设备,系统、网络和设备边界复杂,一旦出现病毒传播等网络安全事件,没有办法快速定位,快速解决。

#### 1.2 安全防范手段单一,效果形同虚设

目前大部分路段公司联网收费网络的安全

防御是依靠防病毒软件,有些路段公司甚至为了 方便,通过防病毒服务器将更新包下发,服务器 采用双网卡,一路接互联网方向的数据,一路接 收费网络,这种方式也是将互联网与收费网进行 相联,没有实现数据的安全物理隔离,存在较高 安全隐患。

#### 1.3 运维工作监管不足,威胁祸起萧墙

高速公路收费体系采用车道、站、路段中心 及区域中心四级数据存储机制,每一级数据向上 进行更新,定期安排外包养护人员进行数据的备 份和系统的养护。养护人员因为具有管理权限, 对联网收费系统做的养护工作是否合规不得而 知,对于养护人员的监控和管理也是十分迫切, 信息安全来自内部的风险要远远大于外部。

#### 1.4 信息化建设没有考虑安全因数,缺乏全局统筹

对于高速公路业务来说,业务系统的集中 化、智能化、移动化是目前发展的趋势,业务系统 的安全性和数据的保密性也就面临越来越多的 不可控性,所以目前最关键的问题是缺乏从信息 安全建设的角度全局统筹规范和指引信息化的 建设和应用。

#### 2 总体目标

#### 2.1 全局目标

按照中央网信办、公安部、交通运输部等相 关机构要求规定,并结合各路段公司联网收费网 络信息安全现状及存在的风险,将按国家信息安 全等级保护三级的定位向公安机关提出申请,并 依照最终定级开展等级保护加固整改工作。

#### 2.2 技术目标

- (1)网络层面:将联网收费网络建设成一个 安全、稳定、快速、可扩展及可持续运行的信息化 网络平台:
- (2) 主机层面:保障联网收费网络中服务器 主机及客户端主机的安全、稳定运行;
- (3)应用层面:保障联网收费系统等重要信息系统在设计开发和运行方面的安全性;
  - (4)数据层面:保障联网收费数据等重要信·46·

息不被非法获取,确保数据在存储、传输、访问等环节的安全性:

(5)运维层面:运维监测体系、运维防御体系、运维管理体系的建立及协同。

#### 2.3 管理目标

信息系统的生命周期主要分为五个阶段:初始阶段、采购/开发阶段、实施阶段、运行养护阶段和废弃阶段。管理目标正是针对这五个阶段的不同安全活动提出:

- (1)安全管理制度:从管理制度的建立、管理制度的制定和发布、管理制度的评审和修订三方面保障安全管理制度机制的完善;
- (2)安全管理机构:基于管理制度,从岗位 设置、人员配备、授权和审批、沟通和合作、审核 和检查五个方面考察信息安全工作的合理性;
- (3)人员安全管理:针对信息安全人员的相 关管理机制,包含人员录用、人员离岗、人员考 核、安全意识教育和培训、外部人员访问管理;
- (4)系统建设管理:从系统定级、安全方案设计、产品采购和使用、自行软件开发、外包软件开发、工程实施、测试验收、系统交付、安全服务商选择,等方面保障系统工程建设的严谨与合规。

#### 3 技术方案

根据安全设计架构,在路段公司的网络边界部署防病毒网关,并确保终端安装有效的防病毒软件,强化病毒防护能力。另外采用运维管理审计系统及日志管理系统保障运维安全。

#### 3.1 网络边界防护

随着高速公路联网收费"一张网"的发展, 路段单位的边界安全显得尤为重要,网络出口容 易成为边界安全的短板。结合收费网现状,建议 在网络出口部署边界隔离设备,并采取入侵防护 及恶意代码防护措施,可根据现有设备及安全防 护需求,选择采用防病毒网关实现。防病毒网关 应提供基于内容的安全策略,包括病毒、木马,僵 尸、蠕虫检测,网页信誉检测,垃圾邮件检测等。 防止威胁传播至其它网络区域,降低传播范围。

#### 3.2 安全运维管理

在路段的信息化运维过程中,需确保运维人员、对象及过程的安全,因此在路段管理中心部署运维审计管理系统,对运维的人员进行认证,并根据角色进行授权,确认运维人员的权限范围,最终对运维的过程进行记录,达到对路段、站点、车道相关信息资产的运维认证、授权、审计的统一管理。

- (1)设备部署。在核心层交换机上部署安全运维审计系统,由安全运维审计系统的系统管理员配置设备网络地址信息从而上线设备接入路段网络中。
- (2)策略配置。在路段交换机和相关安全 设备上配置相应策略,只允许运维人员访问安全 运维审计系统。
- (3)运维用户创建及运维设备添加。运维 管理员创建路段各负责运维用户,添加需要运维 的服务器及相关网络设备到安全运维审计系统。
- (4)运维授权回收。各路段公司回收运维 人员所有 IT 类设备的管理帐号和密码,并进行 密码修改,通过堡垒机口令管理员账号把需要授 权的设备账号密码关联于相关的服务器及网络 设备。
- (5)资源定义及匹配。在安全运维系统中建立不同策略,及运维人员帐号及资源(指IT类软件或硬件设施)授权,根据运维人员职责授权不同运维帐号拥有相应的资源(服务器、网络设备等)操作权限。
- (6)管理与审计。通过访问控制限制仅能 通过安全运维系统对 IT 设备进行维护,经过授 权可查看过往运维记录,杜绝了非授权用户恶意 操作的行为,以此降低运维风险。

#### 3.3 网络及终端升级

站点及车道的终端作为收费业务的关键节点,直接承载收费业务,终端的安全性除了体现在恶意代码防护能力外,网络及系统自身的入侵防护能力及配置脆弱性也十分重要。

- (1)接入层交换机。收费站每个站点都有一台以上的交换机作为接入交换机和上级相连,其中大部份站场的接入交换机为二层交换机或者 HUB 交换机,不支持网络的高级协议,因此站级采用可管理的网络交换机(建议三层交换机)供收费设备接入。
- (2) 收费计算机补丁更新。完成补丁更新操作,关键安全更新人工校验核对。配置统一更新策略,并更新至母盘。
- (3)安全策略完善。完善账户策略、日志及 审核、安全选项等安全策略,开启所有事件的成 功与失败审核,开启内置的系统、应用及安全事 件日志,强化登录及缓存安全选项。
- (4)端口及服务细化。根据业务需求安装 关键软件及服务,并手动禁用无关服务及端口。
- (5)系统安装及维护。系统母盘需定期维护及更新,终端设备需要新增设备或重装系统时采用系统母盘完成,统一各终端系统安全性质及策略。

#### 3.4 防病毒系统

收费终端安装正版的网络防病毒软件,在路 段管理中心部署终端安全防护管理平台,并定期 手动更新并下发病毒库,确保病毒库的时效性。

- (1)功能模块。整合性的计算机安全防护软件,提供给计算机防病毒、防火墙、入侵检测以及防间谍软件等安全防护功能。
- (2)防病毒软件部署方式。在网络的安全 区部署终端安全防护系统的服务器端,在管理终 端部署客户端程序。由服务器端对所有客户端 进行统一监控和管理,其中包括统一部署安全策 略、病毒码/反病毒引擎、集中收集日志和生成病 毒事件报告等。
- (3)终端部署。客户端采用网页下载安装 或客户端打包共享安装的方法进行安装,安装后 客户端将自动连接管理服务器并获取规则库及 策略更新。
- (4)策略部署及定义。在管理终端上部署 终端综合安全防护系统,从而构筑最基本的安全

防护,包括病毒防护、入侵防范、防火墙等措施。

- (5)病毒库更新方式。由于收费网络与外部网络物理隔离,无法进行在线更新,防病毒管理中心病毒库更新采用定时人工导入方式进行。每周由运维人员至防病毒软件提供商的官网下载特定的安装包,通过专用 U 盘或光盘等安全的方式导入至防病毒管理中心,确保病毒库的时效性。
- (6)病毒库及安全策略下发。客户端病毒码更新方式通过策略配置为主动分发,管理端升级或更新个模块策略后,自动按增量分发至被管理的每一台在线客户端。非在线客户端一旦接人网络,即可立即出发病毒库及策略更新。防病毒管理中心可统一查看终端的病毒库及策略下发情况。
- (7)安全告警及响应。病毒源准确定位,通过防病毒日志可准确定位网络中哪台计算机是感染病毒,并对感染源病毒的计算机进行远程自动清除,有效解决了由于网络中个别计算机感染病毒而给带来的风险。

#### 4 结束语

通过上述防病毒网关或 UTM 的部署,修复了高速公路联网收费"一张网"中的木桶短板,当发生路段公路感染威胁时,将通过防病毒网关或 UTM 的过滤与防护,隔离了威胁的向外传播,解决了以前单一故障风险影响全网收费的问题,同时也避免了相关责任风险。安全运维系统的建设,解决了传统运维行为带来的风险,可有效杜绝外设带来的安全隐患。同时规范了运维人员安全运维的行为,对于非法、恶意、随意等运维行为做到实时监测与防护,以提高了安全运维的效率。

#### 参考文献:

- [1] 刘业桃. 高速公路联网收费系统网络安全的分析与对策. 湖南交通科技, 第3期, 2013.
- [2] 付磊. 高速公路联网收费系统信息安全分析与对策. 科技创新与应用,第28期,2012.
- [3] 佘俊. 高速公路计算机系统的信息安全防范分析. 无线互联科技,第11期,2012.

## 旅游公路规划设计与建管养技术培训班 暨贵州赤水河旅游公路实地参观交流会报道

由《公路》杂志社主办的旅游公路规划设计与建管养技术培训班暨贵州赤水河旅游公路实地参观交流会于2018年7月18日-21日在遵义召开。交流会会程安排与主要内容如下:

(1)7月19日,由交流会邀请的交通运输部科学研究院环境中心主任孔亚平,就"旅游公路规划设计实践"进行介绍。

首先,孔亚平主任以遵义赤水河谷旅游公路 为例,提出了注重开发潜在旅游资源的设计思路,认为旅游公路不同于普通公路、高速路的要 点在于对沿线潜在资源的充分开发,分流过饱和 景区客流至不饱和的潜在景点,避免简单通达大 型景区导致的客流过度集中。从开发潜在旅游 资源的角度出发,孔亚平主任认为旅游公路应在 公路规范的框架下,更多的考虑沿线环境的融合 和保护,需要充分的细节设计来让旅客"慢下来"。

随后,孔亚平主任分析了旅游公路的发展趋势,认为旅游公路应当是一个依托公路的综合服务系统,将"公路"连接"旅游"推进为公路旅游融合,旅游公路的基础在公路,而重点开发服务、附属设施。



孔亚平主任在进行交流讲座

(2)7月20日,上午由遵义赤水河谷旅游公路总设计师王光信介绍赤水河谷绿色施工关键技术创新及应用,期间对赤水河旅游公路在文化

保护开发、生态环境保护等方面的设计施工理念、具体方案与工艺进行了系统介绍。

下午前往遵义会议会址进行爱国主义教育,感受当地浓厚的红色氛围,体会赤水河公路的独特文化背景。同时,通过再度学习红军革命历史,并从中汲取精神养料,重新认识公路行业建设者肩上重担。



与会人员在遵义会址合影

(3)7月21日,实地考察赤水河旅游公路, 前往茅台驿站、土城古镇综合开发服务系统、九 龙屯驿站、猴子石慢行系统,亲身体验赤水河旅 游公路全线。

本次交流会参观的赤水河谷旅游公路长 154km,行车速度控制40~60km/h,全线共布设 7处驿站、8处服务站、13处慢行驿站,13处休 憩点,能够满足住宿、特色餐饮、露营、观景、自 行车租赁、低空旅游、房车旅游等多种旅游体 验。



与会人员在茅台驿站合影





赤水旅游公路驿站标识塔与标志牌



茅台驿站停车场、停机坪



管控中心实时监测系统



观景台与慢行系统





慢行系统的休憩点与指示牌



土城古镇利用综合服务区

旅游公路是一个以公路为载体的综合服务系统,在国内旅游产业快速发展的趋势下,旅游公路必然成为一个重要的发展方向。必须加强对于旅游公路的研究,完善旅游公路功能定位、分类分级方法、总体设计思路,完善设计方法与相关设计导则;需要突破既有的设计思想限制,重新考虑公路建设中的侧重点,思考旅游公路的崭新定位,才能在未来的发展中给出可靠的答案。

(报道者:舒欣伟)

## 全国公路改扩建技术交流暨济青高速公路 绿色科技示范工程现场观摩会

2018年全国公路改扩建技术交流暨济青高速公路绿色科技示范工程现场观摩会于2018年8月23日在山东济南召开,会议由中国公路学会、山东省交通运输厅、山东高速集团有限公司主办。

交通运输部科技司副巡视员郑代珍,山东省 交通运输厅副厅长司家军,山东省高速集团有限 公司总经理周勇,山东公路学会秘书长刘成海, 交通运输部公路科学研究院副院长李爱民,济青 高速公路改扩建项目办主任吕思忠等出席了本 次会议。出席会议的还有部分省、自治区、直辖 市交通运输厅,交通科研院所,高速公路建设、运 营单位领导和专家以及来自全国各地约500位代表 共同参与。会议主题为"安全耐久、资源利用"。

- 8月23日组织安排了专家报告,主要有以下 专题:
- (1)济青高速改扩建绿色科技示范工程实施情况:
- (2)高速公路改扩建不中断交通组织与安全评价:
- (3)高速公路改扩建新旧路面结构与材料匹配技术;
- (4)高速公路改扩建旧桥荷载适应性与拼接 技术;
  - (5)工业废气材料赤泥资源化路用技术;
- (6)废弃结构物混凝土再生集料高值化利用 技术研究;
  - (7)高性能乳化沥青冷再生评价与施工技术;
- (8)基于绿色循环利用功能的公路护栏安全 提升系统:
  - (9)基于 BIM 的桥梁建造一体化技术研究;
  - (10)高速公路改扩建生态保护与防护技术;
  - (11)低碳海绵型服务区建设综合技术与实践;

- (12)基于"互联网+"的高速公路智慧出行服务技术。
- 8月24日前往济青高速公路改扩建工程六标现场,依次参观工程全断面摊铺现场、旧护栏循环利用现场、路面加速加载试验现场、冷再生施工现场及拌合站、山东省交通科学研究院赤泥利用现场、室内道路加速加载、桥梁旧梁板荷载试验等现场交流。

通过学习参观,有几点心得体会:

- (1)改扩建工程未来是我们设计任务的重要来源之一,我们有必要重点关注改扩建工程的市场、技术和国家政策。
- (2)改扩建工程相比新建项目有其自身特点, 一是多数改扩建项目不中断交通,交通组织与安全保障难度大;二是改扩建将产生大量废旧材料, 处置和再利用问题突出。项目实施过程中在这两方面应有所侧重,加大科技投入,着力解决工程中的技术难题。
- (3)科研课题应以服务工程建设为宗旨,以解决工程重难点技术问题为目标,要紧密结合工程实际情况,定期召开由各参建方参加的科研工作会,让各参见单位及时了解掌握科研工作进度,结合工程进展倒逼科研进度,让科研成果及时落地,避免出现科研、工程脱节的现象。
- (4)济青高速公路扩建工程紧扣"绿色"理念,开展了20余个科技示范子项的科技攻关和推广应用,着力打造"安全耐久、资源利用、节能环保、智慧共享"的现代化绿色公路。济青高速是在超饱和交通量下实施的一次性改扩建里程最长、投资最大、"边通车、边施工"的高速公路改扩建工程,路线全长309.2km,施工产生沥青路面铣刨料127.4万吨,水稳基层铣刨料157.3万吨,全线产生的沥青路面铣刨料和水稳基层铣刨

料扣除必要的折损,利用率达到100%,节约170多万吨的碎石用量、每百公里节约弃渣填埋场用地70亩,少开采岩石60多万方,对节能减排、保护水资源、森林资源,提高国土资源利用效率意义重大,是积极落实交通运输行业"绿色、循环、低碳"发展要求的重要举措,同时,促进工程建设理念、质量和技术水平提升,为高速公路改扩建

提供技术储备和经验支撑。

(5)高速公路改扩建工程施工作业面广、混凝 土结构物拆除较分散,改扩建前期要提前规划、统 筹考虑。目前大多数研究集中在材料层面,未来需 在再生混凝土构件、再生混凝土结构方面加大研究 力度,进一步扩大应用范围,提高其应用价值。

(报道者:林伟弟)

# 全国桥梁与隧道建设管理新技术 暨大连地铁 5 号线"超级穿海"工程观摩交流研讨会报道

由中国建筑设计研究院人才培训中心主办的全国桥梁与隧道建设管理新技术暨大连地铁5号线"超级穿海"工程观摩交流研讨会于2018年8月24日在大连召开。会议为切实加强我国现代工程管理人本化、专业化、标准化、信息化、精细化等"五化"要求,并根据供给侧结构性改革指导方略,通过基础设施建设、运输工具、交通运输信息化等互联互通的进一步融合,优化我国交通运输产业技术及产品结构,提高全要素生产率,促进我国交通运输领域飞速发展。

多位专家学者与参会代表就水下隧道等问题进行了深入交流:东南大学万水教授对我国波形钢腹板 PC 组合桥梁的设计与施工关键技术作了介绍;上海市政院周良总工程师讲解了桥梁全预制拼装技术研究与实践;中交公路规划设计院有限公司李国亮讲述了港珠澳大桥主体工程桥梁工程特点及设计技术创新;中铁十四局集团盾构事业发展部王华伟部长列举了复杂地质条件下大直径盾构隧道的工程实践;湖北工业大学土木工程与建筑学院石俊峰主任及中铁大桥局工程技术部刘宏刚副总工程师分别介绍了 BIM 技术在轨道交通工程及特大型钢结构桥梁施工设计与管理中的应用;同济大学桥梁施工及信息技

术研究室石雪飞教授作了题为"基于信息化的桥梁设计、施工、管养的探索"的报告;中铁工程设计咨询集团有限公司刘建友博士分享了京张铁路八达岭地下车站设计与施工技术。会议报告内容丰富、涵盖了桥梁与隧道建设管理、设计与施工。

参会代表于会后参观了大连地铁 5 号线大连火车站至梭鱼湾南站区间大盾构段工程。该工程全长 2870m,陆域段长 560m,海域段长 2310m,为单线双层衬砌盾构隧道。盾构外径为11.8m,隧道顶距海底 12.2m 至 22.8m,海水深度 9m 至 14m,隧道穿越三大溶洞群,共统计了172 个溶洞,最大洞高 25m。岩溶发育强烈,盾构掘进难度非常大。该隧道施工环境高度敏感,施工难度极大,安全风险极高,国内尚无先例,被业界定义为世界级工程难题,是目前国内施工难度最大的跨海隧道工程。

本次交流会圆满完成,会议积极推动交通运输领域的基础建设,切实提升桥梁、隧道建设能力,积极适应引领经济新常态和结构性改革新要求,促进桥梁预制装配化、钢结构及组合结构应用和盾构技术推广与发展。

(报道者:张金龙)

## 2018 年全国公路地质情报网技术交流会报道

2018年全国公路地质情报网技术交流会于 2018年8月22日-8月24日在湖北恩施市召 开,会期四天,我公司岩土勘察分公司总经理张 修杰、总工李水清、副总经理张金平等代表参加 了会议。

本次会议以"山区高速公路勘察设计与灾害处治及监测新技术"为主题,采取会议交流与先现场考察相结合的形式进行。第一天室内技术交流,会议邀请了中国科学院地质与地球物理研究所、长江水利委员会长江科学院及公路行业知名专家分享成功经验。主要包括隧道岩土机理研究、隧道锚岩石力学关键技术研究、采空区地质选线及设计研究、山区高速公路勘察关键技术应用研究、山区高速公路典型地质灾害勘察与设计、勘察新技术应用研究等。

第二天我们参观了恩施大峡谷,感受了恩施大峡谷独特的地质奇观。如地质张力形成的地缝,沿途由于地质作用形成的石林、绝壁长廊、一柱香等让人感受地质作用的神奇。第三天参观了泗渡河大桥,四渡河大桥地处湖北宜昌与恩施交界处,位于湖北巴东县野三关镇四渡河,是沪渝高速公路控制性桥梁工程,坐落于鄂西武陵崇山峻岭中。大桥全长1365m,由长1105m的大桥和长228.9m的路基组成,宜昌岸为隧道锚,恩施岸为重力锚。大桥主跨为

900m, 桥 面 宽 24.5m; 大 桥 恩 施 岸 索 塔 高 118.2m, 宜昌岸索塔高 113.6m, 塔顶至峡谷谷 底高差达 650m, 桥面距谷底 560m, 相当于 200 层楼高, 是目前国内在深山峡谷里修建的全球 最长悬索桥,同时也是世界首座跨度达 900m 以上的山区特大悬索桥。



技术交流现场



四渡河大桥

(报道者:张金平)

# 中国公路勘察设计协会 2018 年度岩土工程技术交流会报道

中国公路勘察设计协会 2018 年度岩土工程技术交流会于 2018 年 5 月 30 日 - 5 月 31 日在湖南长沙市召开,会期两天,我公司岩土勘察分公司总经理张修杰、张金平等代表参加了会议。

随着公路工程建设事业的不断发展,公路岩土勘察、设计、施工面临重多的特殊性岩土问题,其中以高液限土、红砂岩工程地质问题较为突出。本次交流的围绕高液限土、红砂岩这两大主题展开。第一天室内技术交流,会议邀请了长沙理工大学院士、湖南大学著名教授、全国公路界知名专家分享成功经验。主要包括高液限土路用性能及路基修筑技术对策、红粘土地区煤矸石路基绿色建造关键技术及工程应用、广东省花岗岩区高液限土特征及处理方法、红砂岩路基处治技术、层状红砂岩边坡失稳风险与设计对策、红粘土地区煤矸石路基绿色建造关键技术及工程应用等专题讲座。

第二天我们参观了大岳高速洞庭湖大桥, 大桥位于洞庭湖入长江交汇口处,东起岳阳市 七里山,跨越洞庭湖,西接君山,大桥建设条件 复杂,规模宏大,是大岳高速的重点控制性工 程。大桥采用双向六车道高速公路标准建设, 设计速度为100Km/h,桥面宽33.5m,主桥布置为(1480 + 453.6)m 双塔双跨钢桁架梁悬索桥,全长2390.18m,主塔高约236m,国内第一、世界第二大跨径的钢桁架梁悬索桥,桥梁基础位于红砂岩中。



技术交流现场



洞庭湖大桥

(报道者:张金平)