



# 廣東公路勘察設計

GUANGDONG HIGHWAY SURVEY AND DESIGN

4  
总第164期  
2016

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



根据粤咨协[2016]19号文，公司“广佛肇高速公路高要小湘至江口段工程可行性研究报告”等五个项目喜获2014-2015年度广东省优秀工程咨询成果奖一等奖。



由公司研发的“一种用于工程地质勘察岩芯管管内土芯样取出的辅助接手”和“一种空间扭转曲面A型桥梁索塔”分别由国家知识产权局授予发明及实用新型专利权。

为了开拓工程技术人员设计思路，了解桥梁新技术、新材料、新工艺，9月26日梁立农总工带领专业技术人员前往潮惠榕江大桥进行为期两天的技术交流参观活动。



为了增加工程技术人员桥梁设计感性认识，10月13日，技术质量部组织专业技术人员前往南沙凤凰二桥进行为期一天的技术交流参观活动。



为了开拓工程技术人员设计思路，了解桥梁新技术、新材料、新工艺，10月24日，技术质量部组织专业技术人员和部分老专家前往港珠澳大桥进行为期一天的技术交流参观活动。



技术质量部于9月22日召开“罗定至信宜（粤桂界）高速公路项目S2设计合同段初步设计阶段组合结构桥梁”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

与会专家讨论设计方案

技术质量部于10月14日和11月3日召开“广东省河源惠州东莞高速公路惠州平潭至潼湖段初测方案及互通立交专项”公司级设计评审会议



会议由陈新富副总工程师主持

项目组人员向专家介绍设计情况

与会专家为完善方案献计献策

技术质量部于11月11日召开“梁式体系钢及钢混组合梁参考图”初步研发计划及“预制装配式涵洞技术建议书”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

与会专家听取方案计划介绍

# 广东公路勘察设计

(季刊)

2016年12月30日出版

2016年第4期

(总第164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

主编: 梁立农

副主编: 王 强

责任编辑: 刘祥兴

编辑: 《广东公路勘察设计》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

本刊供行业内部免费交流

本期印刷数量: 600本

印刷单位: 广州广卫印刷厂

封面封底: 建设中的潮惠榕江大桥

# 目 次

## 桥梁工程

- 榕江大桥主桥振动台试验研究 ..... 王雷 徐艳(1)

- 钢箱梁桥顶推法施工结构分析 ..... 李泉彬(6)

## 道路工程

- 非对称型枢纽立交设计要点分析 ..... 赵赛先(9)

- 硬壳层软土地基—维固结特性研究 ..... 华正良(13)

## 隧道工程

- 岩爆的研究进展及其对广东省长大深埋隧道建设的启示 ..... 李红中, 张修杰(17)

- 浅谈广东省公路隧道岩爆地段内轮廓形式及隧道净距的选择 ..... 谢卓雄(25)

- 东岭隧道塌方处理措施 ..... 金烨(31)

## 市政工程

- 基于“海绵城市”理念的市政道路优化设计 ..... 孔泽仁(34)

## 交通工程

- 江肇高速防逃收费车道拦截系统工程方案研究 ..... 汪俊彬(39)

## 交通经济

- 基于GIS的城镇公路网规划研究 ..... 杨鹏, 杨启福(44)

## 信息专栏

- “广东省高速公路服务设施规模地方标准研究”项目成果鉴定验收会报道 ..... (48)

- 考察武汉沌口长江公路大桥报道 ..... (49)

- 《建筑抗震设计规范》宣贯暨建筑工程抗震设计疑难问题解析培训班报道 ..... (49)

- 第十八界中国科协年会第五分会场“国际城市交通发展论坛”交流活动报道 ..... (50)

- 2016年度广东省公路学会交通工程技术交流会报道 ..... (51)

- 2016年全国计重收费与设备管理研讨会报道 ..... (52)

- 2016年广州钢结构桥梁材料技术研讨会报道 ..... (53)

- “钢-超高性能混凝土轻型组合桥梁结构及桥梁结构新体系”讲座报道 ..... (54)





# 榕江大桥主桥振动台试验研究

王雷<sup>1</sup>,徐艳<sup>2</sup>

(1. 广东省交通规划设计研究院股份有限公司,广州,510507;2.同济大学 土木工程防灾国家重点实验室,上海,200092;)

**摘要:**榕江大桥是一座柔梁矮塔斜拉桥,为研究其纵向合理抗震体系和减震措施,设计了1:20缩尺试验模型,并开展了四台阵振动台试验。通过改变塔-梁的连接方式,建立了无约束体系和粘滞阻尼器体系的试验模型,并分别测试不同地震激励下的地震反应。试验结果表明:与无约束体系相比,粘滞阻尼器体系不能减小结构的纵向加速度反应,但能够有效减小纵向位移反应,且随着动峰值加速度的增加,位移控制的效果更明显;在具有相同动峰值加速度的不同地震波激励下,结构的地震响应存在差异,甚至相差较大,应选取与工程场地频谱特征值相符的地震波进行桥梁抗震设计。

**关键词:**矮塔斜拉桥;振动台试验;抗震结构体系;粘滞阻尼器;无约束体系

## 0 引言

迄今为止,桥梁抗震设计规范对大跨度斜拉桥抗震设计还缺乏相应的规定,关于大跨度斜拉桥的地震反应的研究,大多是基于数值模拟方法对其进行地震反应分析,全桥地震模拟振动台试验开展得相对比较少<sup>[1-2]</sup>。近年来,建设地震模拟振动台台阵系统成为地震模拟振动台试验技术的主要发展方向<sup>[3-4]</sup>,通过向振动台输入地震波,激励起振动台上结构的反应,可以较好地再现地震过程。因此,振动台试验是实验室研究地震反应和破坏机理最直接的方法,也是研究与评价结构抗震性能的重要手段之一<sup>[5]</sup>。国内外许多学者开展了众多振动台试验研究<sup>[2-9]</sup>:黄学漾等设计制作了缩尺比例为1:30的半漂浮体系独塔斜拉桥结构模型,并进行不同地震动作用下多点激励的地震模拟振动台试验;闫聚考等为了研究大跨多塔悬索桥合理抗震体系,以泰州长江公路大桥为背景,设计并制作了1:40缩尺比例模型,进行了全桥振动台模型试验;高文军等为了研究阻尼器和不同地震激励方式对厦漳跨海大桥北汊主桥抗震性能的影响,设计制作了1:50的有机玻璃全桥模型,分析一致激励、行波效应以及带阻尼器时的地震响应。房贞政等开展了武汉二七长江大桥1:100缩尺模型的振动台试验,考虑非一致激励下效应;Okamoto等进行了双层混凝土斜拉桥1:120比例模型地震模拟振动台试验研究;Saudi等模拟了四跨

连续梁桥振动台试验,结果表明桥梁的损伤发生在塑性铰区域,上部结构仍在弹性范围内。通过振动台试验对大桥抗震设计的关键技术问题开展研究,可为大桥抗震计算分析提供科学依据,优化设计方案。

本文以榕江大桥为研究对象,利用同济大学土木工程防灾国家重点实验室多功能振动台试验室的多台阵振动台系统,进行1:20大比例缩尺全桥振动台模型试验,研究榕江大桥纵桥向合理抗震体系及减震措施。

## 1 工程背景

榕江大桥是潮惠高速公路的一座特大桥,在揭阳市炮台镇和双溪咀之间跨越榕江。主桥推荐方案为(60+70+380+70+60)m的双塔双索面混合梁矮塔斜拉桥。主梁采用扁平闭口流线型截面,除边跨60m部分为预应力混凝土箱梁外,其余部分均为钢箱梁;斜拉索采用空间双索面准辐射形布置,因主梁刚度较小,斜拉索在主梁上均匀布置,无明显无索区;索塔采用H形钢筋混凝土结构,因大桥距新潮汕机场仅5km,索塔高度受限,桥面以上塔高与主跨跨径之比仅为1/8,突破常规斜拉桥1/4~1/6的常规取值,就这点而言,榕江大桥是名符其实的矮塔斜拉桥。大桥工程场地为潮汕地震多发区,桥区地震动峰值加速度为0.183g,抗震设计问题突出,目前尚无抗震设计规范可作为大桥抗震设计的依据,有必要开展专门的试验



研究,为大桥抗震计算分析提供科学依据。大桥总体布置如图1所示,主塔墩号为M3和M4,辅助墩墩号为M2和M5,过渡墩墩号为M1和M6。



图1 榕江大桥效果图

## 2 试验模型设计

### 2.1 相似关系

模型的设计、制作及加载严格按照相似理论进行。模型结构在试验过程中各物理量和原型结构保持一定的相似关系,并由此求得反映相似模型整个物理力学过程的相似条件。根据同济大学多功能振动台试验室的试验设备条件,本试验几何尺寸比例确定为1:20,主要相似关系详见表1。严格按1:20的缩尺比,榕江大桥模型总长为32m,其中M1和M2安装在B台上,M3安装在C台上,M4安装在D台上,M5和M6安装在A台上,如图2所示。

### 2.2 模型结构设计

原桥索塔、辅助墩及过渡墩均为钢筋混凝土结构,缩尺模型设计时,根据刚度等效原则确定其

截面尺寸,模型中采用钢筋和铅丝来模拟原型结构中的钢筋及箍筋。配筋根据钢筋混凝土结构设计基本原理,即对正截面承载能力的控制,依据抗弯能力等效的原则;对斜截面承载能力的模拟,按抗剪能力等效的原则。模型中钢箱梁和混凝土箱梁均根据抗弯刚度按相似比模拟,采用空心矩形断面,均采用10mm钢板焊接制作;原斜拉桥共有48对斜拉索,为便于调整拉索的索力及满足斜拉索布置要求,本试验采用并索处理,将拉索缩减至12对,用10mm钢丝绳模拟。

为了准确模拟实桥的惯性力和重力,仅靠模型中索塔、桥墩及主梁的自重并不够,需要在模型上附加适当的分布质量。本试验的配重设计主要包含三部分:索塔的配重设计、桥墩的配重设计和主梁的配重设计,其中索塔配重约为2509.7t,索塔上、下横梁分别配重约为625.4t和938.1t,桥墩配重为625.4t。

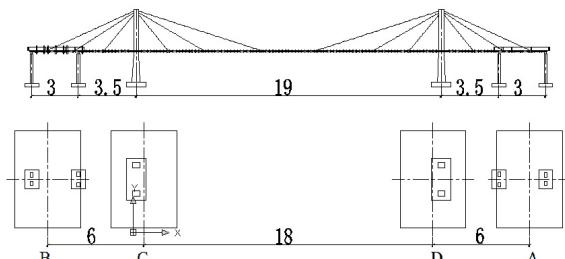


图2 榕江大桥模型布置图

表1 模型相似常数

参数	弹性模量	长度	抗弯惯距	力	弯矩	密度	质量	频率	加速度
混凝土构件相似系数	0.3	1/20	$6.25 \times 10^{-6}$	$7.50 \times 10^{-4}$	$3.75 \times 10^{-5}$	6	$7.50 \times 10^{-4}$	4.472	1
钢构件相似系数	1	1/20	$2.08 \times 10^{-6}$	$7.50 \times 10^{-4}$	$3.75 \times 10^{-5}$	6	$7.50 \times 10^{-4}$	4.472	1

### 2.3 支座及约束装置设计

榕江大桥主桥采用的支座均为球形双向活动支座,纵向约束装置为粘滞阻尼器。试验采用四氟滑板橡胶支座模拟球形双向活动支座;塔-梁间纵向粘滞阻尼器采用按相似比设计的阻尼装置,其设计参数见表2。

表2 粘滞阻尼器设计参数

最大阻尼力F(kN)	最大冲程S(mm)	阻尼指数α	阻尼系数C(kN(s/m)°)
10	±50	0.3	25

## 3 试验工况及输入地震波

为掌握斜拉桥纵桥向地震作用下的地震响应特点,探究纵桥向粘滞阻尼器的减震效果,拟通过对纵桥向两种体系进行振动台试验研究:体系一(以下简称Z1)为纵向无约束体系,即在过渡墩、辅助墩及索塔下横梁处均只设置活动支座;体系二(以下简称Z2)为在塔-梁连接处增设纵向粘滞性阻尼器,其余支承条件均为与Z1相同。

榕江大桥工程场地地震安全评价报告提供的地震动加速度记录长周期成分丰富、特征周期较长,试验加载时应选择具有上述特征的地震波较为理想。结合场地条件、斜拉桥动力特性以及试验室振动台设备的输出性能,试验加载时选择一

条实际地震记录和一条人工地震动。实际地震记录选择为1999年台湾集集地震中所记录到的CHI-CHI/CHY002-N波(以下记为chi-chi波),记录持续时间长,而且包含丰富的长周期成分;人工

波选择为榕江大桥地震安全评价报告提供的人工时程波(以下记为site波)。将上述两条地震动的地面加速度峰值调整为0.1g,并按照时间相似常数 $St=0.224$ 进行时间轴压缩以及峰值归一化等调整。

表3 动力试验工况

试验工况	A1	A2	A3	A4	A5	A6	A7	A8	A9	A10
Z1体系 输入地震波	白噪声	chi-chi	chi-chi	site	site	site	site	site	site	白噪声
	峰值加速度(g)	0.1	0.1	0.2	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.55
Z2体系 输入地震波	B1	B2	B3	B4	B5	B6	B7	B8	B9	B10 B11 B12
	白噪声	chi-chi	chi-chi	chi-chi	site	site	site	site	site	白噪声
峰值加速度(g)	0.1	0.1	0.2	0.3	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6 0.7 0.1

试验时按峰值加速度(PGA)逐级递增加载,并在地震工况前后输入白噪声扫描模型动力特性变化。鉴于试验要求及安全考虑,Z1体系chi-chi波加载到0.2g,人工波加载到0.55g;Z2体系chi-chi波加载到0.3g,人工波加载到0.7g。具体加载工况详见表3。

#### 4 试验结果分析

##### 4.1 结构动力特性比较

本试验在不同地震动输入前后采用白噪声对全桥结构模型进行扫频试验,得到全桥模型的自振频率、阻尼比,全桥模型纵桥向一阶振型为主梁、索塔纵向振动,这与理论计算结果是一致的。

第一次和最后一次白噪声扫频得到的一阶频率对比结果如表3所示,一阶振型阻尼比均为0.10。从表3可以看出:一阶频率没有变化,说明结构并未发生损伤;Z2体系比Z1体系频率偏大,说明白噪声激励时粘滞阻尼器存在一定刚度,减小了结构周期。

表4 一阶频率对比

白噪声工况	Z1体系	Z2体系
第一次	1.5Hz	2.25Hz
最后一次	1.5Hz	2.25Hz

##### 4.2 加速度反应比较

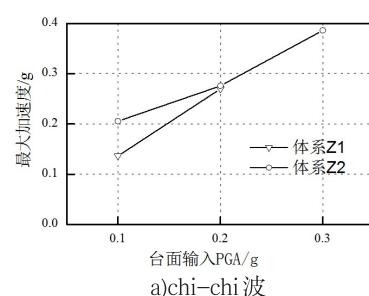


图3 塔顶最大加速度反应比较

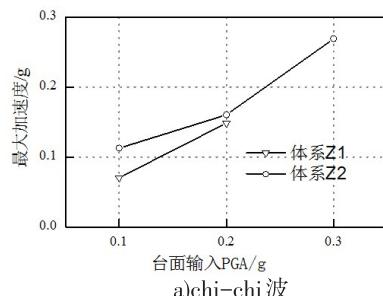
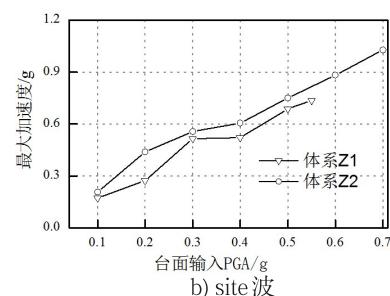


图4 主梁跨中最大加速度反应比较

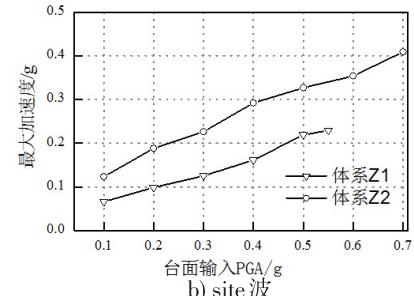


图3、图4所示为两条地震动输入下两种约束体系塔柱顶部及主梁跨中纵向最大加速度反应比结果。从图中可以看出:两条地震动输入下,Z1体系、Z2体系中塔柱顶部及主梁跨中纵向最大加速

图3、图4所示为两条地震动输入下两种约束体系塔柱顶部及主梁跨中纵向最大加速度反应比



度反应随台面输入PGA增加的变化曲线基本相似，总体上呈现线性增大趋势，说明结构处于弹性阶段，并未明显损伤；Z2体系中塔柱顶部及主梁跨中纵向最大加速度反应均比Z1体系略大，说明塔—梁间增设粘滞阻尼器并不能减小结构的加速度反应。

#### 4.3 位移反应比较

图5和图6所示为两条地震动输入下两种约束体系塔顶最大位移、索塔与主梁最大相对位移

比较结果。从图中可以看出：两条地震动输入下，Z2体系的塔顶位移及塔梁间相对位移均比Z1体系有明显减小，且随PGA的增加，位移反应得到明显的控制；在PGA为0.2g和0.3g时，chi-chi波输入下各点位移响应比site波输入下相应值大得多，说明模型结构在具有相同PGA的不同地震波作用下地震响应存在差异，甚至相差较大；各点位移峰值随PGA增大总体上呈现线性增大趋势。

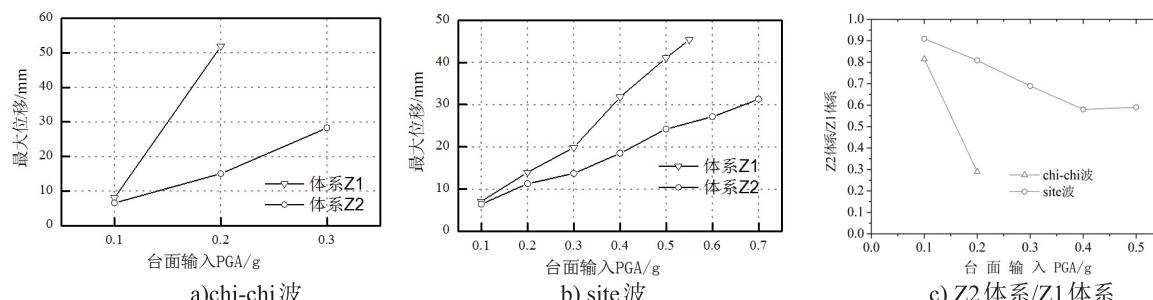


图5 塔顶最大位移反应比较

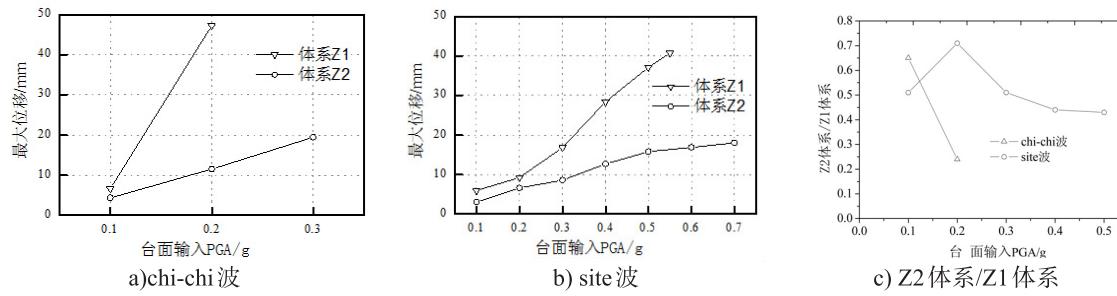


图6 塔—梁最大相对位移反应比较

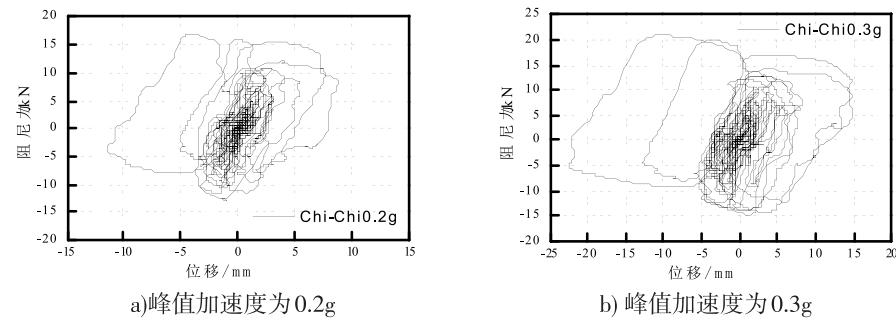


图7 chi-chi波输入下不同PGA时粘滞阻尼器阻尼力与位移滞回曲线

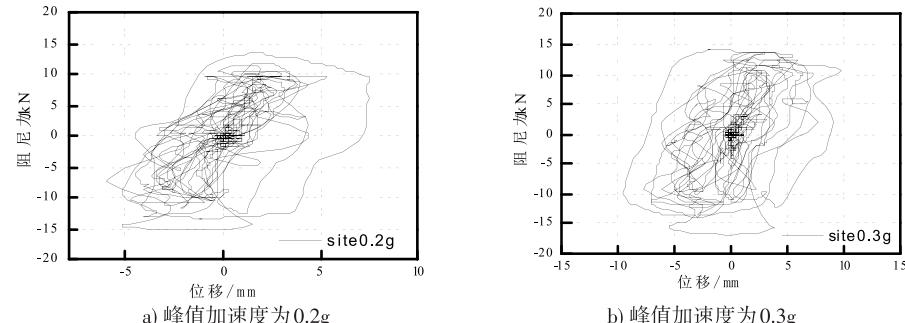


图8 site波输入下不同PGA时粘滞阻尼器阻尼力与位移滞回曲线



#### 4.4 粘滞阻尼器滞回曲线

图7和图8绘制了不同PGA工况下阻尼器力-位移曲线。可以看出,随着台面输入PGA的增加,阻尼器滞回环曲线逐渐变得饱满,体现了阻尼器良好的耗能能力。

### 5 结论

本文对榕江大桥进行了纵向1:20大比例缩尺振动台模型试验,并分析了相应试验结果,得出如下结论:

1)用白噪声对结构进行扫频,识别了不同约束体系的一阶频率和阻尼比,白噪声激励时粘滞阻尼器存在一定刚度,减小了结构的周期,增大结构的一阶频率。

2)Z1、Z2体系下,结构关键点加速度反应和位移反应均随PGA增大总体上呈现线性增大趋势,说明结构处于弹性阶段,并未明显损伤。

3)与Z1体系相比,Z2体系塔-梁间增设粘滞性阻尼器不能减小结构的加速度反应,但可以有效减小结构位移反应,且随PGA的增大,阻尼器滞回环曲线逐渐变得饱满,位移控制更加明显,体现了粘滞阻尼器具有良好的减震耗能能力,选择粘滞阻尼器可以提高桥梁结构的抗震性能。

4)结构在具有相同PGA的不同地震波作用下地震响应存在差异,甚至相差较大,因此应选取与工程场地频谱特征值相符的地震波进行桥梁抗震设计。

### 参考文献:

[1] Shoji G, Kitahara J, Kojima A, et al. Mechanism of seismic response of a PC cable-stayed bridge subject to a long-period seismic excitation [J]. Doboku Gakkai Roubuushuu A, 2008, 64 (4):982-1001.

[2] 黄学漾,宗周红,黎雅乐,等.独塔斜拉桥模型地震模拟振动台台阵试验[J].东南大学学报(自然科学版),2014,44(6),1211-1217

Huang Xueyang, Zong Zhouhong, Li Yale, et al. Shaking table test of cable-stayed bridge model with single tower [J]. Journal of Southeast University (Natural Science Edition), 2014, 44(6), 1211-1217.(in Chinese)

[3] 宗周红,陈亮,黄福云.地震模拟振动台台阵试验技术研究及应用[J].结构工程师,2011,27(S):6-14

Zone Zhouhong, Chen Liana, Huang Fuyun. Research and application of testing technology of the earthquake simulation multiple shaking table facilities [J]. Structural Engineers, 2011, 27(S):6-14.(in Chinese)

[4] 黄宝峰,卢文胜,宗周红.地震模拟振动台阵系统模型试验方法探讨[J].土木土程学报,2008, 41 (3) : 46-52.

Huang Baofeng, Lu Wensheng, Zong Zhouhong. Study on model experimental methodology utilizing the multiple earthquake simulation shake table system [J]. China Civil Engineering Journal, 2008, 41(3):46-52.(in Chinese)

[5] 闻聚考,彭天波,李建中.泰州长江公路大桥振动台试验——试验设计及抗震结构体系试验结果分析[J].东南大学学报(自然科学版),2014,44(2),357-362

Yan Jukao, Peng Tianbo, Li Jianzhong. Shake table test of Taizhou Changjiang Highway Bridge: test design and result analysis of seismic structural system [J]. Journal of Southeast University (Natural Science Edition), 2014, 44(2), 357-362. (in Chinese)

[6] 高文军,唐光武,黄福伟,等.厦漳跨海大桥北引桥振动台试验研究[J].桥梁建设,2012,43 (4) :7-13.

Gao Wenjun, Tang Guangwu, Huang Fuwei, et al. Shaking table test study of north main bridge of Xiaozhang Sea-crossing Bridge [J]. Bridge Construction, 2012, 43 (4) :7-13. (in Chinese)

[7] 房贞政,张超,陈永建,等.基于三台阵振动台的多塔斜拉桥试验研究[J].土木土程学报,2012, 45 (S1) : 25-29.

Fang Zhenzheng, Zhang Chao, Chen Yongjian, et al. Research On the shaking table test of three towers Cable-stayed bridge based On three shaking table system [J]. China Civil Engineering Journal, 2012, 45 (S1) : 25-29. (in Chinese)

[8] Okamoto Y, Nakamura S. Static and seismic studies on steel/concrete hybrid towers for multi-span cable-stayed bridges[J]. Journal of Constructional Steel Research, 2011, 67 (2) :203-210.

[9] Saiidi M S, Vosooghi A, Nelson R B. Shakeable studies of a four-span reinforced concrete bridge [J]. Journal of Structural Engineering, 2013, 139 (8):1352-1361.

# 钢箱梁桥顶推法施工结构分析

李泉彬

(广东省交通规划设计研究院股份有限公司,广东广州 510507)

**摘要:**钢箱梁桥较混凝土桥梁自重小、跨度大、施工对周边影响较小,随着交通的日益发展及钢桥制造水平的提升,施工方便的钢桥应用逐渐增加,施工工艺也日趋呈现多样化、标准化。顶推法施工操作条件好、不影响桥下交通,有广泛应用的趋势,本文对顶推施工过程中各关键工况进行分析,有效地指导结构设计及施工控制。

**关键词:**钢箱梁;顶推法;临时支点;导梁

## 0 引言

广河高速跨线桥位于广东省惠州市境内,主要功能是跨越广河高速,主跨受限于广河高速公路宽和附近涵洞,综合地形和经济性方面考虑,主跨跨径 $2 \times 75m$ ,主梁采用等截面钢箱梁,单箱三室断面,桥面宽 $23.1m$ ,箱宽 $5.2\sim 5.4m$ ,悬臂长 $3.55m$ 。主梁中心高度 $3.2m$ ,高跨比 $1/23.44$ 。下部结构主墩采用门式墩,主墩墩高 $7m$ ,过渡墩墩高 $12m$ 。墩身尺寸为:纵桥向宽 $2m$ ,横桥向宽 $13.2m$ 。半幅桥主墩基础采用 $6$ 根 $D160cm$ 钻孔灌注桩。

考虑到广河高速交通量大,设计时速 $120km$ ,车速较快,桥梁与被交路平面交角较小,采用顶推法施工,可使桥梁施工对广河高速的影响降到最低。中间设临时墩以减小顶推跨径,最大跨径 $45m$ ,主梁采用单向多点顶推法,将钢箱梁顶推到设计位置。顶推方向由新丰侧向博罗侧进行,顶推支墩立面布置图见图1。

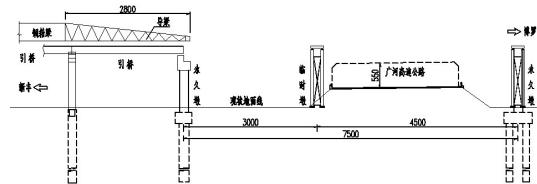


图1 广河高速跨线桥顶推布置图

## 1 模型建立及计算方法

采用 midas/civil 建立全桥施工模型,导梁以及主梁均采用梁单元模拟,主梁断面布置图如图2所示。临时墩与主梁支承处采用一般约束模拟,顶推施工工况模拟采用支承点向后转移进行,工况示意见图3。

· 6 ·

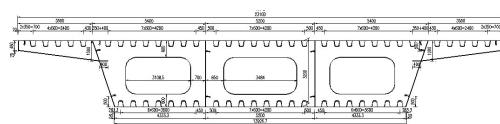


图2 钢箱梁断面布置

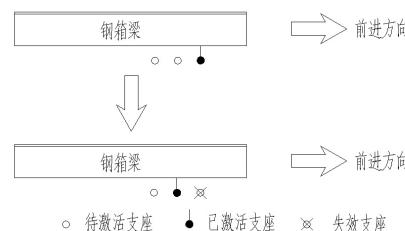


图3 顶推工况模拟方法示意图

关键工况验算划分如表1所示。

表1 顶推关键工况一览表

序号	工况描述
1	导梁全部通过引桥,为其最大悬臂状态
2	导梁到达临时墩顶
3	导梁全部通过引桥,为其最大负弯矩状态
4	导梁到达中墩前,为全桥最大悬臂状态
5	导梁到达中墩,为其最大正弯矩状态
6	导梁全部通过中墩,开始下一桥跨顶推安装

## 2 顶推过程中受力分析

### 2.1 桥墩及临时墩支承反力

利用有限元模型,对结构进行计算,顶推过程中各工况支点反力结果见表2,计算结果未考虑支座沉降影响。

表2 各工况支承反力一览

工序号	边墩支承反力 (kN)	中墩支承反力 (kN)	临时墩支承反力 (kN)
1	1772.1	0	0
2	1188.0	0	379.4
3	1525.3	0	3063.4
4	-891.5	0	6267.4
5	1185.7	644.8	4351.3
6	1660.2	3451.8	4655.4



由表2可知:钢箱梁顶推过程中,工况4时临时墩产生最大反力值6267.4kN,此时导梁顶推至中墩前,顶部未与墩顶连接,临时墩及基础的结构设计,可按此工况下的反力值控制;边墩与中墩的施工过程反力值均较该墩的设计反力小,结构安全;

在工况4中,边墩出现负反力,可采用压重的方式解决。

## 2.2 钢箱梁受力及变形

顶推过程中,各工况钢箱梁自身受力及变形如下(左侧为顶推前进方向,下同)。

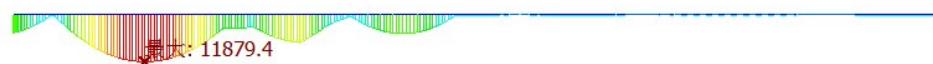


图3 施工阶段主梁正弯矩包络图(kN.m)



图4 施工阶段主梁负弯矩包络图(kN.m)

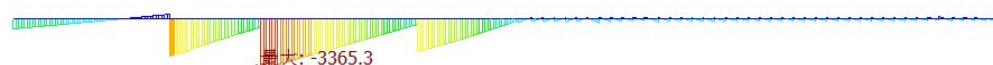


图5 施工阶段主梁剪力包络图(kN)

由上图可知:钢箱梁顶推过程中,钢箱梁自身最大正弯矩值为11879.4kN.m,最大负弯矩值为45440.5 kN.m,最大剪力为3365.3kN。各工况下钢箱梁最大应力及最大竖向挠度结果见表3。

表3 各工况钢箱梁最大应力及挠度一览

工况序号	最大拉应力(MPa)	最大压应力(MPa)	最大剪应力(MPa)	最大挠度(mm)
1	6.5	10.7	9.5	0
2	2.0	3.3	3.3	0.2
3	6.5	10.7	8.5	0.8
4	26.6	44.3	19.6	21.9
5	9.9	16.5	13.2	5.1
6	11.6	16.0	14.4	4.7

钢箱梁的最大受力及变形,发生在工况4,此时导梁顶推至中墩前,顶部未与墩顶连接,前端处于大悬臂状态。在此工况下,钢箱梁钢板最大拉应力26.6MPa,最大压应力44.3MPa,最大剪应力19.6MPa,梁端最大挠度2.19cm。

## 2.3 导梁受力及变形

导梁的作用是减小主梁悬臂长度,增大顶推跨径,防止顶推过程中主梁因悬臂过大而发生倾

覆。导梁的合理长度应使施工过程中主梁最大负弯矩与使用状态支点负弯矩接近,过长的导梁会导致导梁和主梁联结处的负弯矩与支反力增加,导梁过短会导致顶推过程中主梁负弯矩增加,一般导梁长度宜为顶推跨径0.6~0.7倍。广河高速跨线桥的最大顶推跨径45m,导梁长度28m,为跨径长度0.62倍,采用双工字型截面,梁高1.65m~3.2m。顶推过程中,各工况导梁的受力及变形如下。



图6 施工阶段导梁正弯矩包络图(kN.m)



图7 施工阶段导梁负弯矩包络图(kN.m)



图8 施工阶段导梁剪力包络图(kN.m)

由上图可知:顶推过程中,导梁自身最大正弯矩值为6106.8kN.m,最大负弯矩值为13518.2 kN.m,最大剪力为984.7kN。各工况下导梁最大应力及最大竖向挠度结果见表4。

表4 各工况导梁最大应力及挠度一览

工况序号	最大拉应力(MPa)	最大压应力(MPa)	最大剪应力(MPa)	最大挠度(mm)
1	19.6	19.7	9.2	18
2	4.6	4.6	6.6	1.8
3	19.6	19.7	9.2	17
4	19.6	19.7	9.2	84
5	11.2	11.2	11.3	7
6	19.6	19.7	9.2	10

导梁的最大弯曲变形,发生在工况4,此时导梁顶推至中墩前,顶部未与墩顶连接,前进端处于大悬臂状态,在此工况下,导梁的最大拉应力19.6MPa,最大压应力19.7MPa,梁端最大下挠8.4cm;最大剪应力发生在工况5,此时导梁梁端到达中墩,因梁端截面高度最小而有最大剪应力。

### 3 结论

(1)根据有限元计算结果,顶推至最大悬臂状态时,临时支墩有最大反力6267.4kN,对于临时结构来说,荷载较大,应验算墩柱承载能力及稳定性。桥位地质显示地表层为粘土,可选用浅层简易桩基础配合扩大基础,控制基础沉降,以满足顶推精度要求,降低由于基础变位产生的次内力。

(2)钢箱梁结构选用Q345钢,其容许弯曲应力 $[\sigma_w]=0.6fy=0.6\times345=207\text{MPa}$ ,容许剪应力 $[\tau]=130\text{MPa}$ ,竖向挠度限值为 $l/300=4500/300=15\text{cm}$ ,根据有限元计算结果,钢箱梁施工过程中最大拉应力26.6MPa,最大压应力44.3MPa,最大剪应力19.6MPa,梁端最大挠度2.19cm,均满足安全要求。

(3)导梁为临时结构,选用Q235钢,其容许弯曲应力 $[\sigma_w]=0.65fy=0.65\times235=152.8\text{MPa}$ ,容许剪应力 $[\tau]=98\text{MPa}$ ,根据有限元计算结果,导梁的最大拉应力19.6MPa,最大压应力19.7MPa,最大剪应

力11.3MPa,满足安全要求。顶推至最大悬臂时,导梁梁端最大挠度8.4cm,小于竖向挠度限值,但依然较大,影响顶推安装,施工中应采用矫正措施以保证顶推顺利进行。

(4)通过上述计算可知,钢箱梁主梁、导梁在顶推过程中的应力较小,而临时支墩的反力较大,说明对本桥的钢箱梁结构而言,45m的顶推跨径偏小。施工时可根据现场及设备条件,采用增大顶推跨径(不使用临时支墩)、减小导梁长度等优化方式,降低施工临时消耗,取得更好的工程经济性。

### 参考文献

- [1]林元培.桥梁设计工程师手册[M].北京:人民交通出版社,2007
- [2]范立础.桥梁工程(上册)[M].北京:人民交通出版社,2001.
- [3]交通运输部. JTG D64-2015《公路钢结构桥梁设计规范》. 人民交通出版社. 2015.10
- [4]交通运输部. JTGT F50-2011《公路桥涵施工技术规范》. 人民交通出版社. 2011.07
- [5]张晓东.桥梁顶推施工技术[J].公路,2003,9:45-51.
- [6]张培炎.桥梁顶推施工过程受力分析及关键问题研究[D].西南交通,2011.



# 非对称型枢纽立交设计要点分析

赵赛先

(广东省交通规划设计研究院股份有限公司,广州,510507)

**摘要:**枢纽互通立交是进行高速公路之间交通转换的重要节点,对于车道数不同、交通量相差较大的两条高速公路之间的互通立交,其匝道形式、线形布局和交通组织也较为复杂。本文结合工程实例,探讨非对称型枢纽立交变速车道设计要点,尤其是当匝道交通量较大且主线发生车道数变化时,基于车道数平衡的原则,如何进行立交加减速车道的设计。

**关键词:**非对称型枢纽立交 方案设计 变速车道设计 车道数平衡

## 0 引言

随着经济的不断发展,高速公路路网的不断完善,各条高速公路之间相互跨越情况越来越多,完成高速公路间交通转换的枢纽立交成为高速公路路网的重要节点。但因为区域经济发展不平衡,枢纽立交前后高速公路主线交通流可能会产生较大的变化,同时各转弯交通量也可能存在较大的差异。本文结合工程实例,研究高速公路非对称型枢纽立交变速车道的设计要点。

## 1 非对称型枢纽立交的特点

### (1)立交主次流转向交通差异较大

非对称型枢纽立交各转弯交通量往往差异较大,交通量的主次流差别明显,立交方案的选择需考虑主流交通的形式顺畅,匝道需根据转向交通量采用不同的技术标准。

### (2)立交前后高速公路主线车道数不一致

立交前后高速公路主线采用不同的技术标准,主线在立交范围内完成车道数的变化,立交匝道的设计需考虑主线车道数变化的影响。

### (3)对施工安全、营运安全要求高

枢纽立交为新建高速公路与已有高速公路之间交通流转换的节点,立交匝道的建设需维持已有高速公路的正常运营。因此对施工期间的运营安全和施工安全都有着较高的要求,需做好高速公路的交通疏导以及施工期间的施工组织安排。

(4)立交布设位置较固定,立交方案受限于现有地形、地物等枢纽立交由于受两条高速走廊带

走向影响,布设位置较为固定,很难避开某些地形、地物的影响,因而方案设计时更加偏重于与现有地形、地物的协调,尽量减少立交的占地和拆迁,减少对周边环境的影响。

(5)立交的布设需考虑经济发展的趋势,为高速公路的扩建预留条件。

## 2 非对称型枢纽立交设计要点及难点

非对称型枢纽立交设计要点及难点为:

### (1)对交通量进行准确的预测

交通量预测是综合分析建设项目的必要性和可行性的基础,同时也是确定公路建设项目的技  
术等级、工程设施规模以及经济评价的主要依据,交通分析和交通量预测水平的高低,尤其是交通量预测的水平和质量,将直接影响到项目决策的科学性。因此在项目工可阶段,需根据交通流量调查、经济发展形势、路网规划等基础资料,准确预测远景年的交通量。

### (2)立交方案的选择

立交方案选择是否恰当对整个工程投资的多少、服务水平的高低都将产生直接的影响,甚至影响整条高速公路的优劣。而立交方案选择受地区发展、经济、自然条件、环境因素、地形地质条件、交通量、通行能力等条件的影响,因此要求对互通立交方案进行多方案的比选,选出最合适的互通型式、最合理的布置方案,以达到最优良的设计。立交选型需遵循以下原则:

1)注重立交造型,线型尽量流畅,注重互通式



立交平、纵面方案设计,使之线型流畅、简捷,造型美观、大方,尽量避免匝道间的过多缠绕,以使交通路线清晰,各项指标符合规范的要求。

2) 立交布线与现场地形、地物相协调,避免不必要的拆迁和过多占地。方案拟定时综合考虑互通式立交的通行能力、与交通量分布的适应性、运行方向的明确性和行车安全性等。

### (3) 立交变速车道的设计

变速车道是互通式立交的一个重要组成部分,也是互通立交设计中的难点。车辆在变速车道区段内实现变速、分流、合流和车道转移等一系列复杂的过程。若变速车道设计不当,减速车道处可能引起驾驶员判断失误,从而错过出口,不能及时减速至匝道设计车速等问题;加速车道处则可能导致车辆无法顺利完成加速过程,引起其急促汇入主线时扰乱主线交通流正常运行等问题,严重影响车辆行驶的安全性和舒适性。

## 3 工程实例分析

### 3.1 交通量分析

汕湛高速公路全线采用高速公路标准建设,设计速度为120km/h。汕湛高速公路在吴川塘缀镇附件与沈海高速公路交叉,设置林屋枢纽立交。

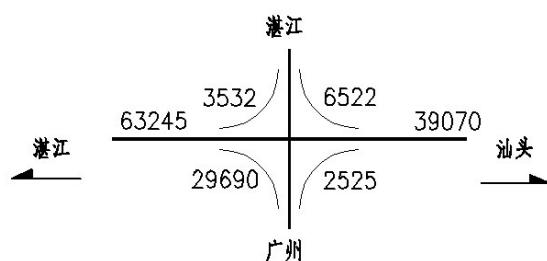


图1 林屋枢纽立交远景年交通量预测(pcu/d)

从交通量图中可以看出,广州-湛江的的转弯交通量远大于其他方向的交通量,因此广州-湛江为主流方向,同时,汕湛高速主线交通流也产生较大的变化,根据主线交通流的预测结果,汕头至沈海高速段主线采用双向四车道,路幅宽度为28m,沈海高速至湛江段采用双向六车道,路幅宽度为34.5m。

### 3.2 立交方案设计

根据交通量预测结果,结合地形、地物等实际情况,林屋枢纽立交共拟定了三个方案进行比较。

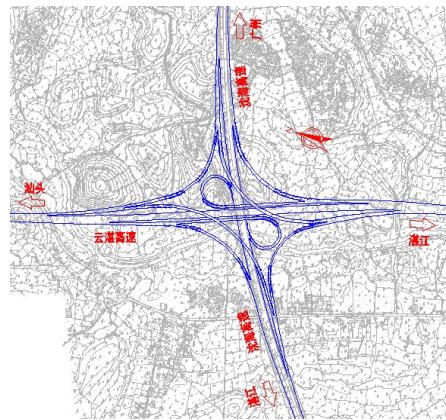


图2 林屋枢纽立交方案一

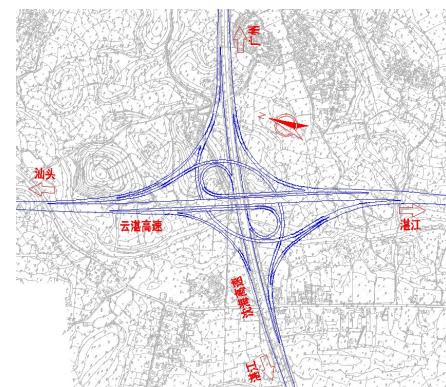


图3 林屋枢纽立交方案二

方案一:采用部分苜蓿叶+定向型方案,优点是造型对称,美观性较好,线形流畅,与交通流主流方向相吻合,通行能力较高。缺点是沈海高速湛江往汕头方向交通量较小,但匝道的设计标准较高,立交匝道桥梁结构物规模较高,工程造价较高。

方案二:优点与方案一类似;缺点主要是广州往湛江方向主流交通稍显绕行,两左转匝道设置较长,结构物较多,且占地面积较大,拆迁多,造价比较高。

方案三:该方案采用混合型,优点是各立交匝道布局紧凑,匝道的布置与各方向交通流量吻合较好,与方案一和方案二主要区别是沈海高速湛江往汕头方向,交通量较小,匝道服务水平与各自交通流相匹配。采用环形匝道,减小了桥梁规模,降低了立交占地规模,大大减少了拆迁和对沈海高速的改造长度,工程造价相对方案一和方案二较低。缺点是立交造型不如方案一和方案二对称美观。

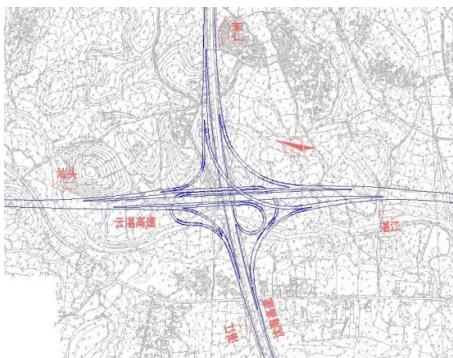


图4 林屋枢纽立交方案三

方案一和方案二具有线形流畅、型式对称优美,通行能力较高,但两个方案占地和结构物较多,工程造价较高;方案三立交造型不如方案一和方案二美观,但立交各匝道布局紧凑且符合各方向交通流,占地和拆迁较少,匝道桥布跨难度低,整个立交工程造价相对方案一和方案二小,推荐采用方案三。

### 3.3 立交变速车道设计

林屋枢纽立交加减速车道设计参照《公路路线设计规范(JTG D20-2006)》执行,云湛高速公路与沈海高速公路设计速度均为120km/h,减速车道采用直接式,单车道出口其长度不小于145m,渐变段长100m;双车道出口其长度不小于225m,渐变段长90m,辅助车道长300m。单车道入口加速车道采用平行式,其长度一般不小于230m,渐变段长90m;双车道入口采用直接式,其长度不小于400m,渐变段长180m,辅助车道长400m。

考虑高速公路主线车道数变化对加减速车道的影响:基本车道的减少一般在互通立交的出口进行。当出口为双车道时,从匝道的内侧车道的分流点开始,开始通过设置渐变段减少一条外侧车道。下面按照变速车道类型分别对各匝道的变速车道一一介绍:

#### (1) 单车道匝道减速车道

E、G匝道为单车道匝道,减速车道采用直接式,减速车道长度不小于145m,渐变段长100m。

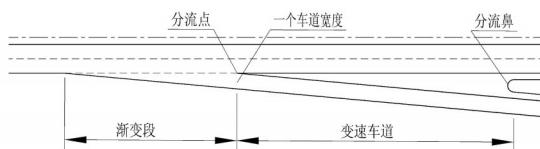


图5 单车道匝道减速车道

序号	指标名称	单位	方案一	方案二	方案三
1	匝道设计车速	km/h	40、70	40、70	40、70
2	匝道长度	m	7858	7800	7274
3	最小平曲线半径	m	60	60	60
4	匝道最大纵坡	%	3.5	3.5	3.5
5	匝道桥梁	m/座	5372/8	3304/10	3373/11
6	计价土石方	1000m <sup>3</sup>	304.0	611.4	843.0
7	防护排水工程	m <sup>3</sup>	732	2938.7	2828
8	占用土地	亩	595.5	617.9	521.3
9	匝道路面	千m <sup>2</sup>	43.595	56.381	53.806
10	匝道建安费	万元	24261.84	21039.96	20489.92
11	推荐意见		比较	比较	推荐

林屋枢纽立交各方案主要技术经济比较表

#### (2) 单车道匝道加速车道

E、G、H匝道为单车道匝道,加速车道采用平行式,其长度一般不小于230m,渐变段长90m,其中E匝道、G匝道为单车道出入口的双车道匝道,其加速车道长度适当增加,不小于240m。

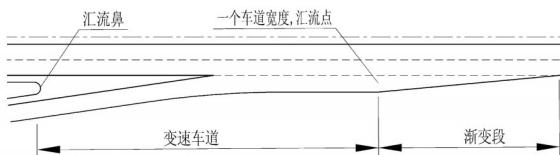


图6 单车道匝道加速车道

#### (3) 双车道匝道减速车道

##### 1) 主线车道数不变时的双车道匝道减速车道

A匝道为双车道匝道,采用直接式出口,为保持车道数平衡,A匝道出口设置辅助车道,辅助车道长不小于300m,渐变段长90m,减速车道长不小于225m。其渐变过程如图所示:

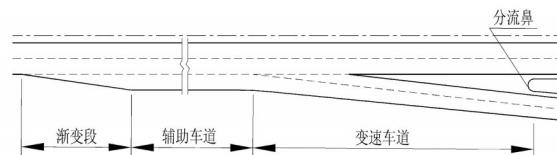


图7 双车道匝道减速车道(设置辅助车道)

##### 2) 主线车道数变化时的双车道匝道减速车道

云湛高速公路主线通过C匝道出口单侧车道数由三条减少为两条,满足车道数平衡的原则,故未设辅助车道。匝道与主线减速分流的过程如下:

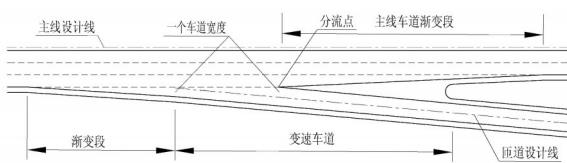


图8 双车道匝道减速车道(车道数变化)



①设置渐变段,云湛主线单侧车道数由三条渐变为四条,渐变段长90m。

②设置减速车道,通过减速车道C匝道渐变出左侧行车道宽度及云湛高速公路主线左幅左侧硬路肩,渐变段长不下于225m。

③在减速车道上,自匝道渐变出一个车道宽度位置开始(车道分流点),设置渐变率为1/50的渐变段,通过渐变段主线行车道由3车道渐变为2车道,渐变段长187.5m。

#### (4) 双车道匝道加速车道

1) 主线车道数不变时的双车道匝道加速车道(C匝道)

C匝道加速车道采用直接式入口。为保持车道数平衡,C匝道设置辅助车道,辅助车道长400m,渐变段长180m,加速车道长度不小于400m。

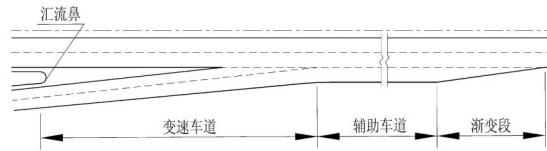


图9 双车道匝道加速车道(设置辅助车道)

2) 主线车道数变化时双车道匝道加速车道(A匝道)

云湛高速公路主线通过A匝道入口单侧车道数由两条增加为三条,满足车道数平衡的原则,故未设辅助车道。

A匝道加速车道由以下三段组成:

①从A匝道与主线合流鼻至A匝道线形设计终点,A匝道线形设计终点位置主线右侧行车道外侧有0.5m路缘石及2\*3.5m行车道宽度,以及匝道行车道外侧的硬路肩。

②A匝道内侧行车道渐变段:A匝道内侧行车道宽度由3.5m渐变为主线外侧主行车道3.75m,同时渐变出行车道外侧的路缘带0.50m。A匝道外侧行车道宽度仍为3.5m。渐变段长20m。

③A匝道外侧行车道渐变段:A匝道外侧行车道宽度由3.5m渐变为0。渐变段长度180m,渐变率大于1:50。

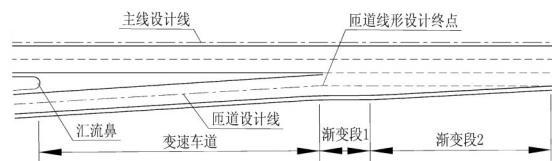


图10 双车道匝道减速车道(车道数变化)

## 4 结语

从林屋枢纽立交设计的实例分析可以看出,非对称型枢纽立交转弯交通流差异大、主线技术标准发生变化,其设计重点和难点是立交方案的选择以及各种类型的变速车道设计。立交方案的选择不仅要结合地形、地物,综合考虑占地、拆迁,工程规模等因素,也要考虑匝道的布置与交通流想匹配。而变速车道的设计需要从安全性及舒适性出发,结合车道数的变化等因素综合考虑。

## 参考文献:

- [1]《公路路线设计规范(JTG D20-2006)》.
- [2]《公路路线设计规范(JTG D20-2006)》.
- [3] 马香娟李建士,张胜平高速公路互通式立交变速车道设计研究 中外公路 2012年12月.
- [4] 汕(头)湛(江)高速公路云浮至湛江段及支线工程A5合同段初步设计 广州:广东省公路勘察规划设计院股份有限公司,2014.



# 硬壳层软土地基一维固结特性研究

华正良

(广东省交通规划设计研究院股份有限公司,广东省 广州 510630)

**摘要:**基于一维太沙基固结理论,得出瞬时加载条件下双层地基一维固结解析解答,编制了瞬时加载、单面排水的双层地基一维固结计算程序,通过计算程序分析了硬壳层与软土层各固结参数对 $U_s-t$ 以及 $U_p-t$ 的影响规律,对比各种计算双层地基平均固结度的简化方法,结合计算实例说明采用双层地基固结理论计算平均固结度的必要性。

**关键词:**双层地基;固结理论;硬壳层;软土地基

## 1 引言

软土地基上有了硬壳层,其承载和固结变形特性将与人们所了解的概念有很大的不同。目前,国内对硬壳层软土地基的研究主要涉及到承载特性<sup>[13~16]</sup>,但对其固结特性研究还不多见。H. Gray<sup>[3]</sup>最早给出了瞬时加荷情况下双层地基一维固结解析解,国内谢康和等<sup>[6]</sup>最早介绍了双层地基固结理论,区分了按沉降定义以及按孔压定义固结度的区别,并给出供实际工程参考的计算公式及固结曲线。随后双层地基固结理论在复合地基一维固结方面得到了广泛的应用<sup>[4]</sup>。已有的双层地基固结理论仅分析了固结度与时间因素 $T_v$ 关系,固结度与时间因素的曲线仅与 $a, b, c$ 有关<sup>[6,8]</sup>,事实上能反映土体的绝对固结程度的应是固结度与时间 $t$ 的关系。因此,本文将根据双层地基一维固结理论,编制相应的计算程序来分析硬壳层与软土层各固结参数对固结曲线 $U_s-t$ 和 $U_p-t$ 的影响,同时对比各种计算双层地基平均固结度的简化方法,结合计算实例说明采用双层地基固结理论计算硬壳层软土地基平均固结度的必要性。

## 2 双层地基一维固结模型求解

对应于瞬时加载单面排水条件下的双层地基的数学模型见图1,其中 $C_{vi}$ 、 $k_{vi}$ 、 $m_{vi}$ 、 $E_{si}$ 、 $h_i$ 分别为第*i*层土的固结系数、渗透系数、体积压缩系数、压缩模量以及厚度,为外部瞬时荷载。固结方程及求解条件如下:

$$1. \text{控制方程: } C_{vi} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial u}{\partial t} \quad (i=1,2) \quad (1)$$

$$2. \text{边界条件: } u_1(0,t) = 0, \frac{\partial u_2}{\partial z}(0,H) = 0 \quad (2a)$$

$$3. \text{初始条件: } u_i(z,0) = q_0 \quad (2b)$$

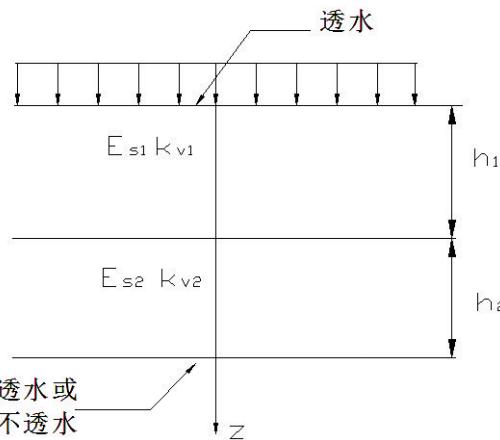


图1 双层地基固结计算模型

4. 层间连续条件:

$$u_1(h_1,t) = u_2(h_1,t), \\ k_{vi} \frac{\partial u_1}{\partial z}(h_1,t) = k_{v2} \frac{\partial u_2}{\partial z}(h_1,t) \quad (2c)$$

其中  $C_{vi} = k_{vi}/m_{vi}\gamma_w$

根据变量分离法可得两层土的孔隙水压力 $u$ 的解析表达式如下<sup>[6]</sup>:

$$u_1(z,t) = \sum_{m=1}^{\infty} q_0 C_m \sin(\lambda_m \frac{z}{h_1}) e^{-\beta_m t} \quad (3a)$$

$$u_2(z,t) = \sum_{m=1}^{\infty} q_0 C_m \frac{\sin(\lambda_m)}{\cos(\mu c \lambda_m)} \cos(\mu \lambda_m \frac{H-z}{h_1}) e^{-\beta_m t} \quad (3b)$$

其中:  $\lambda_m$  为超越方程  $\sqrt{ab} \operatorname{tg}(\lambda_m) \operatorname{tg}(\mu c \lambda_m) = 1$  的正根。

$$\text{定义参数: } a = \frac{k_{v2}}{k_{v1}}, b = \frac{m_{v2}}{m_{v1}} = \frac{E_{s1}}{E_{s2}}, c = \frac{h_2}{h_1};$$

$$\mu = \sqrt{\frac{C_{v1}}{C_{v2}}} = \sqrt{\frac{b}{a}}; \beta_m = \frac{C_{v1}\lambda_m^2}{h_1^2}$$

$$C_m = \frac{2\cos^2(\mu c \lambda_m)}{\lambda_m [\cos^2(\mu c \lambda_m) + bc \sin^2(\lambda_m)]} \quad (4)$$

则按沉降定义以及按孔压定义的平均固结度分别为：

$$U_s = 1 - \frac{C_m}{\lambda_m [1 + bc]} \exp(-\lambda_m^2 T_v) \quad (5)$$

$$U_p = 1 - \frac{C_m [b + (1 - b) \cos(\lambda_m)]}{\lambda_m b [1 + bc]} \exp(-\lambda_m^2 T_v) \quad (6)$$

程序验证

在求解超越方程  $\sqrt{ab} \operatorname{tg}(\lambda_m) \operatorname{tg}(\mu c \lambda_m) = 1$  时，首先寻找有根区间段  $[l_{i-1}, l_i]$ ，即方程  $[\sqrt{ab} \operatorname{tg}(l_{i-1}) \operatorname{tg}(\mu c l_{i-1}) - 1]^* [\sqrt{ab} \operatorname{tg}(l_i) \operatorname{tg}(\mu c l_i) - 1] < 0$  即可，然后在对应有根区间段采用二分法求解正根<sup>[10]</sup>。根据以上思路，笔者编制了瞬时加载，单面排水条件下的双层地基固结程序，并验证了程序的正确性。取  $a=10, b=0.1-10, c=1$  所得  $U_s - T_v$  见图 2，可见图 2 与文献 2 中图 3 完全一致。

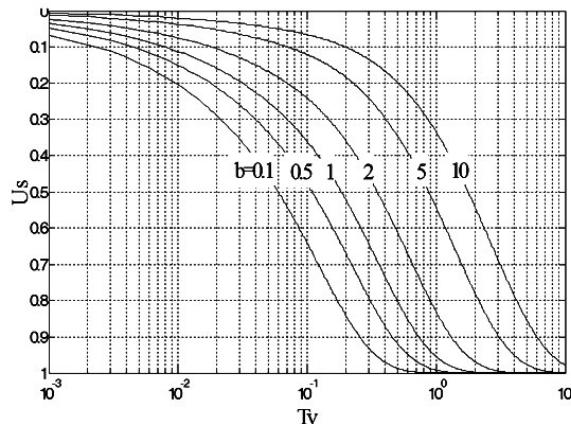


图 2  $a=10, b=0.1-10, c=1$  时曲线

#### 4 硬壳层软土地基固结性状分析

一般情况下，硬壳层的压缩模量要大于软土层<sup>[11,12]</sup>，同时由于软粘土的渗透系数极低<sup>[2,5]</sup>，软土层的渗透系数要低于硬壳层，并且考虑到硬壳层的厚度一般不大，因此本文选取硬壳层的压缩模量高于软土层、硬壳层的渗透系数高于软土层以及硬壳层的厚度低于软土层的情况分析硬壳层与软土层各固结参数对固结曲线  $U_s-t$  和  $U_p-t$  的影响。各参数取值参加表 1，然后分别变化硬壳层与软土层各固结参数，分析其对固结曲线的影响。

表 1 硬壳层与土层计算参数

参数	压缩模量(Mpa)	渗透系数(m/s)	厚度(m)
硬壳层	15	1e-8	4
软土层	3	2e-9	10

#### 4.1 压缩模量对固结曲线的影响

其它参数见表 1，图 3 给出了硬壳层的压缩模量分别为 6Mpa, 15Mpa, 30Mpa 时固结度  $U_s$  和  $U_p$  随时间变化的固结曲线，图 4 给出了软土层的压缩模量分别为 1Mpa, 2Mpa, 3Mpa 时固结度  $U_s$ ,  $U_p$  随时间变化的固结曲线。从图 3 可见，地基的沉降速率随着硬壳层压缩模量的增加而降低，孔压消散速率却随之增加，但在后期变化不明显，整体上  $U_s < U_p$ 。从图 4 可见，地基的沉降速率与孔压均随软土层压缩模量的增加而增加，整体上  $U_s < U_p$ 。

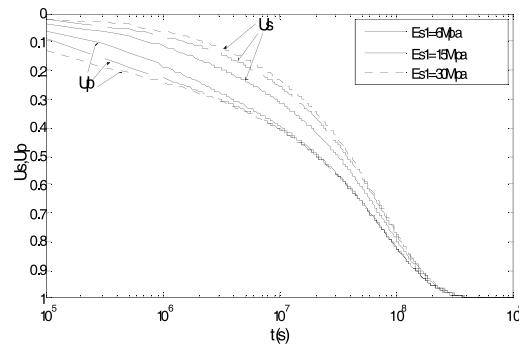


图 3 硬壳层压缩模量对固结曲线的影响

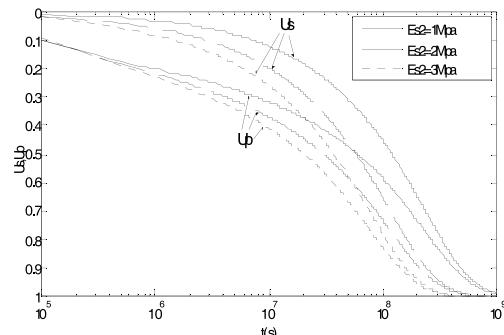


图 4 软土层压缩模量对固结曲线的影响

#### 4.2 渗透系数对固结曲线的影响

其它参数见表 1，图 5 给出了硬壳层的渗透系数分别为  $4e-9, 1e-8, 2e-8$  时固结度  $U_s$  和  $U_p$  随时间变化的固结曲线，图 6 给出了软土层的渗透系数分别为  $2e-9, 4e-9, 6e-9$  时固结度  $U_s$  和  $U_p$  随时间变化的固结曲线。从图 5 和图 6 可见，沉降发展速率以及孔压消散速率将随硬壳层与软土层渗透系数的增加而增加，整体上  $U_s < U_p$ 。

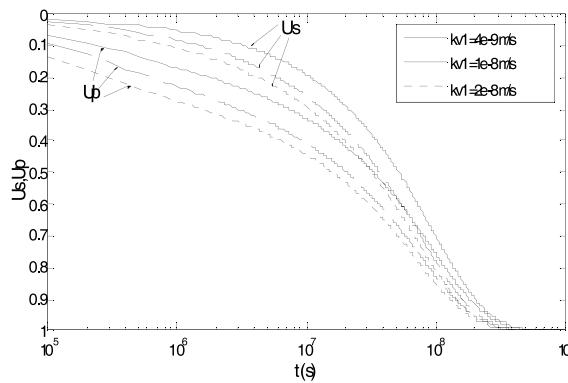


图5 硬壳层渗透系数对固结曲线的影响

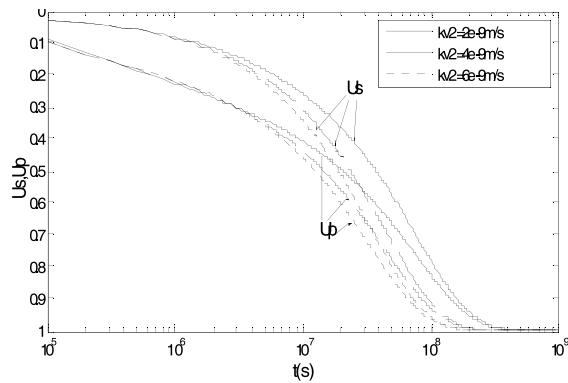


图6 软土层渗透系数对固结曲线的影响

### 4.3 厚度对固结曲线的影响

其它参数见表1, 图7给出了硬壳层厚度为2m, 4m, 6m时固结度Us和Up随时间变化的固结曲线。图8给出了软土层厚度为10m, 16m, 20m时固结度Us和Up随时间变化的固结曲线。从图7可见, 地基的沉降速率随着硬壳层厚度的增加而降低, 孔压消散速率却随之增加, 但在后期变化不明显, 整体上Us<Up。从图8可见, 地基的沉降速率与孔压均随软土层厚度的增加而减慢, 整体上Us<Up。

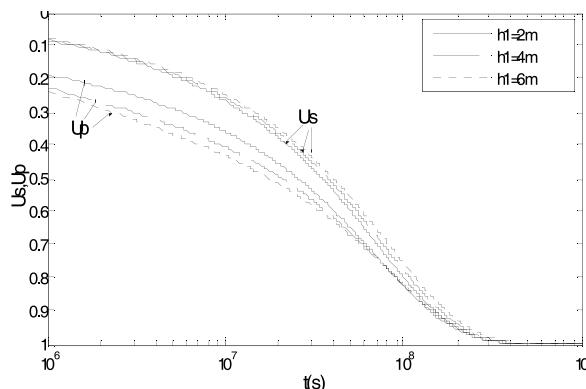


图7 硬壳层厚度对固结曲线的影响

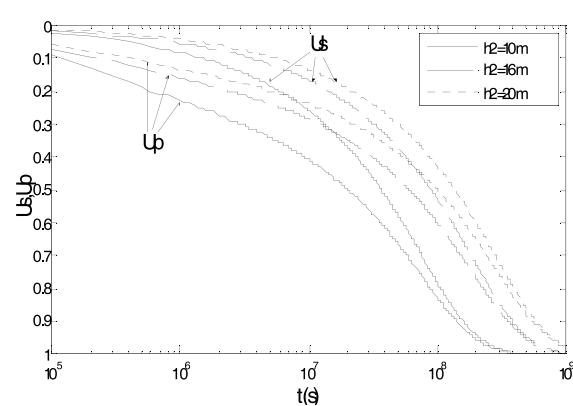


图8 软土层厚度对固结曲线的影响

### 5 平均固结度简化计算法对比分析

取a=b=c=1, 式(5)和式(6)即可退化为太沙基平均固结度计算表达式:

$$U_s = U_p = 1 - \sum_{m=1}^{\infty} \frac{2}{M^2} \exp(-M^2 T v) \quad (7)$$

式中  $M = (m - 0.5)\pi, m = 1, 2, \dots$ ,  $T v = C_v t / H^2$ , 显然式(7)不能区分Us与Up的区别。

计算双层地基平均固结度现有许多简化法<sup>[7]</sup>, 常见的是加权固结系数法与平均指标法<sup>[8]</sup>。两种方法均沿用太沙基公式。加权固结系数法以双层地基的加权固结系数  $C'_v = (h_1 C_{v1} + h_2 C_{v2}) / H$  或  $C'_v = H / (h_1 / C_{v1} + h_2 / C_{v2})$  代替公式(7)中的固结系数。而平均指标法以  $C'_v = k'_v / (m_v \gamma_w)$  代替, 其中,  $k'_v = H / (h_1 / k_{v1} + h_2 / k_{v2})$ ;  $m'_v = (h_1 m_{v1} + h_2 m_{v2}) / H$ 。

为对比分析各种方法计算固结度产生的差异, 图9为采用不同计算方法所计算的固结度随时间的关系曲线, 各计算参数见表1。图中加权固结系数法1按  $C'_v = (h_1 C_{v1} + h_2 C_{v2}) / H$  计算, 加权固结系数法2按  $C'_v = H / (h_1 / C_{v1} + h_2 / C_{v2})$  计算, Us与Up是按双层地基固结理论计算的平均固结度<sup>[1]</sup>。

从图9可知, 加权固结系数法与理论解差别很大, 而平均指标法与Us固结曲线一致, 这是由于计算参数满足ab=1时, 平均指标法与双层地基固结理论算的Us-t曲线一致的<sup>[8]</sup>。对于硬壳层软土地基, 由于a<1、b>1, 所以当ab的值与1相差不大时可采用平均指标法来计算固结度。因此除ab=1时, 无论采用加权系数法还是平均指标法均很难



与理论解一致,有必要采用双层地基固结理论[8,9]来计算硬壳层软土地基的固结过程。

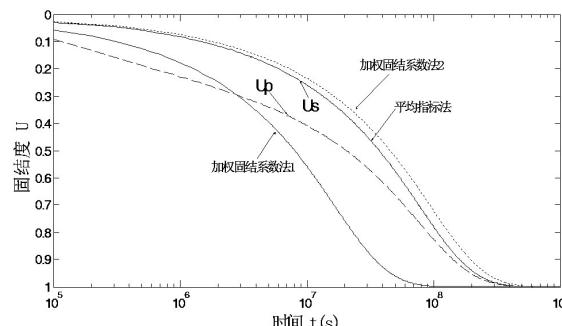


图9 简化计算法与理论解对比

## 6 结论

本文从双层地基固结理论出发,编制了瞬时加载、单面排水的双层地基固结程序,对硬壳层软土地基的固结性质有如下认识:

(1)影响硬壳层软土地基的  $U_s-t$  与  $U_p-t$  曲线的因素较为复杂,与硬壳层与软土层的渗透系数、压缩模量以及厚度均有关。

(2)地基的沉降发展速率随着硬壳层压缩模量、厚度的增加而降低,随渗透系数的增加而增加;孔压消散速率随硬壳层压缩模量、渗透系数以及厚度增加而增加。地基的沉降发展速率与孔压消散速率随软土层压缩模量、渗透系数的增加而增加,厚度的增加而减少。

(3)除  $ab=1$  外,有必要采用双层地基估计理论来计算硬壳层软土地基的固结过程。

## 参考文献:

- [1] 龚锦林,杨进.深厚软基路堤塑料套管桩处理固结及沉降规律[J].公路工程,2013,38(3):112-116.
- [2] 李列列,韩志刚.水平透水层对软基沉降理论研究分析[J].公路工程,2012,37(4):114-117.
- [3] H. Gray. Simultaneous consolidation of contiguous layers of unlike compressible soils [J]. The American Society of Civil Engineers, 1945, 110:1327-1356.
- [4] 王新辉,缪林昌,高健康. Laplace 变换解双层地基固结问题[J].岩土力学,2005,(5):833-836
- [5] 江雯.考虑软粘土渗透性和压缩性变化的一维固结理论研究[D].浙江大学.2003.
- [6] 谢康和.双层地基固结实用计算理论与曲线(一)[J].地基处理,1993,4(4):1-14.
- [7] 罗嗣海.层状地基的固结计算与固结特性[J].地球科学,1997,22(2):205-209.
- [8] 谢康和.双层地基一维固结理论与应用[J].岩土工程学报,1994,16(5):24-35.
- [9] 郑健龙,周驰晴,张军辉.双层地基一维固结特性研究综述[J].长沙理工大学学报(自然科学版).2012,9(1):1-11.
- [10] 汪卉琴,刘目楼.数值分析[M].冶金工业出版社,2004,192-225.
- [11] 李玲玲.有限元法在硬壳层软土地基应力分析中的应用[J].西部交通科技,2008,26(6):26-29.
- [12] 杨彬.洞庭湖区软土硬壳层路基的沉降计算方法与承载特性研究[D].湖南大学.2010.
- [13] 刘霞.路堤下软土硬壳层地基的破坏模式及承载力研究[D].北京交通大学.2012.
- [14] 李玲玲.高等级公路动力固结加厚硬壳层处理方法的研究[D].重庆交通大学.2009.
- [15] 张卫东,徐学燕,张有闻.变荷载下多层地基一维固结沉降计算[J].低温建筑技术.2001, (4):46-48.
- [16] 罗广发.高等级公路软基加固工程的固结沉降计算分析[J].中南公路工程.1996,21(4):18-23.



# 岩爆的研究进展及其对广东省长大深埋隧道建设的启示

李红中, 张修杰

(广东省交通规划设计研究院股份有限公司, 广东广州, 510507)

**摘要:** 岩爆是高地应力条件下开挖及施工地下空间工程过程中出现的“岩石碎片从岩体中剥离、崩出”的动力破坏现象,它是长大深埋隧道中较常见且危害极大的一类地质灾害。在山区交通基础设施建设的快速发展过程中,岩爆现象的发生存在导致工程变更、人员伤亡、施工设备毁损等危险。尽管人们已经开展了大量相关研究,但岩爆这一复杂事物的本质规律却还未完全得到彻底揭露,这主要归因于岩爆的影响因素非常多且机制复杂。因此,人们尝试通过大量实践经验总结出了“岩爆趋势预测”和“岩爆短期预报”方法,用以圈定岩爆的时间、地点、危险程度等信息的岩爆预测方法。借助声发射现场监测法、电磁辐射监测法、流变法、微震法、光弹法、电阻法以及回弹法和微重力实测法等手段,人们提出了基于强度、稳定、刚度、能量、断裂、损伤、分形和突变等指标的单一判据、复合多元判据及基于系统工程的岩爆判别及等级划分方法。当工程选址无法避开易发生岩爆的高地应力集中地区时,降低岩爆危害的方法包括可以从工程布置、改善围岩物力性能及应力条件和加固围岩。鉴于广东省山区公路的快速发展,因此有必要尽快建立符合广东省长大深埋隧道工程规划、设计、施工、营运各阶段的岩爆预测、预报及防治的综合技术方法体系和符合广东省地质特点的针对性地方指导规程。

**关键词:** 岩爆; 广东省; 山区公路; 隧道

## 0 引言

岩爆现象是影响长大深埋隧道建设的重要技术难题。经济发展的需要促进了公路工程建设的快速发展,这带来了越来越多的跨越山岭地区、江河(海)水域和大城市等的隧道工程<sup>[1-5]</sup>。实践表明,隧道工程具有“用途广、提高土地利用率、对环境破坏小、可全天候运行、可抵御自然灾害和战争防御”等优越性<sup>[6]</sup>,这也就是隧道工程在现代交通基础设施建设中得到广泛运用原因所在。在隧道工程的发展过程中,隧道埋深的不断增大,尤其以山区公路建设中的越岭隧道最为典型。隧道的埋深越大则地应力越高,硬质岩石在埋深过大时因地应力过高而引发开挖卸荷过程中发生岩爆<sup>[5]</sup>,即岩石积聚的应变能大于岩石破坏所需能量时导致多余能量导致岩石碎片从岩体中剥离、崩出的现象。在隧道工程的修建过程中,岩爆现象可以对工程结构、施工设备、人员生命等造成巨大影响,因此学术界和工程实践均予以了岩爆现象及其机

理等大量的关注<sup>[5, 7-9]</sup>。

广东省内长大深埋隧道工程的修筑技术在山区公路的快速发展过程中倍受关注。已有经验表明,长大深埋隧道较浅埋隧道面临了更多的地质灾害和地质问题<sup>[10-14]</sup>,而岩爆现象在这些典型地质灾害中最具有代表性<sup>[15-20]</sup>。隧道中岩爆的发生可导致人员伤亡、机械设备毁坏、工期延误、工程费用增加和施工企业信誉降低等,而更为严重时还可能会导致整个隧道工程彻底损毁。然而,现有关于岩爆理论的研究成果还远不能反映岩爆这一复杂事物的本质规律<sup>[5]</sup>,这主要归因于岩爆的影响因素非常多且机制复杂<sup>[21, 22]</sup>。尽管如此,人们尝试通过大量实践经验总结出了岩爆的预测和预报方法,该方法可以圈定岩爆的时间、地点、危险程度等信息<sup>[23]</sup>。近年来,广东地区的山区公路得到了快速发展,越来越多的长大深埋隧道工程在公路建设中难以避免,如京珠高速的靠椅山隧道(最长的左线隧道 2981m、最大埋深 450m)<sup>[24]</sup>、江罗高速王北凹隧道(左洞长 3751m, 最大埋深约 480m)<sup>[25]</sup>、

**作者简介:** 李红中(1982-),男,四川双流人,博士,高级工程师,主要从事地质作用与路桥隧基础工程相关的地质研究及生产管理工作,Email: lihongzhong01@126.com.



潮惠高速莲花山1号隧道(最长的右线全长5225m、最大埋深828m)及尚未建成的惠清高速南昆山隧道和大丰华高速公路鸿图嶂隧道等。作为典型的华南花岗岩地区,广东省深部基底岩石多属于易发生岩爆的硬质岩石“花岗岩”,这就要求对岩爆进行预测和预报以指导提前采取针对性的防止措施和降低经济损失及施工安全隐患<sup>[19, 23, 26-28]</sup>。鉴于此,本文对岩爆相关的前人研究成果<sup>[15-18, 20, 22, 29]</sup>和广东省内已有工程实践经验进行了系统梳理,探讨了当前广东省内长大深埋隧道建设中岩爆相关的重要问题。

## 1 岩爆的概述

### 1.1 岩爆的定义

岩爆的称谓和定义虽众说纷纭但大体基本相近。岩爆现象的报道始于1738年的英国南斯塔福锡矿坑道所发生的岩爆<sup>[30, 31]</sup>,而后相继又出现了关于美国、捷克、保加利亚、奥地利、前西德、匈牙利、南非、意大利、瑞典、中国、前苏联、波兰及挪威等国家及地区岩爆问题的报道并以隧道工程及深井采矿业相对发达的瑞典、挪威、瑞士、奥地利及南非等国家的岩爆记录最多<sup>[17]</sup>。岩爆的现象在我国也较为常见<sup>[5, 32]</sup>,但予以其“岩爆”这一称谓的部门却主要为交通部门和水利水电部,采矿部门则称之为“冲击地压”、“冲击矿压”和“矿震”等。鉴于深埋隧道的“地震性事件”、“动力失稳”、“动力事件”、“动力现象”、“突变”、“突变形式的失稳”等称谓具有与岩爆相同的物理现象本质,钱七虎院士提出将其统一称为岩爆并大致可归纳出了岩爆的典型特征<sup>[5]</sup>:

(1)岩爆是突然的岩石破坏,其特征包括:①岩石的破碎;②岩石从围岩中突出;③伴随着能量猛烈释放<sup>[33]</sup>。

(2)岩爆可分为断裂滑移型岩爆(即已有断裂的滑移或剪切断裂)和应变型岩爆(即岩石破坏)两种类型<sup>[34]</sup>,这主要归因于应力变化能导致孔洞(如新开挖的地下孔洞或围岩应力发生变化的已有孔洞)附近岩体的破坏或诱发已有断裂的滑移。

(3)隧洞中动力现象(岩爆)的本质是围岩获得了动能。当原生的(或感生的)应力水平足够高

时,原生断层面的运动、地质结构面活动的启动、岩体破坏形成新断裂等才能被激活<sup>[3]</sup>。

### 1.2 岩爆分类

出发点的不同导致岩爆的分类存在多种方式。岩爆的物理现象本质是“由一个平衡状态向另一个状态的突变并伴随着剩余能量以应力波形式的释放”<sup>[5]</sup>,其尺度的不同则表现形式会有所不同:①加载试件中表现为微观尺度和颗粒形式并伴随着声发射;②矿井或隧道中兼具“声发射”和“岩爆”;③地壳中除了相对小的突变外还有时会发生十分猛烈的突变(如地震)<sup>[35]</sup>。在已有研究中,关于岩爆的分类方式非常多,最具代表性的岩爆分类依据包括“岩爆发生部位及所释放的能量大小<sup>[36]</sup>”、“形成岩爆的内在触发因素<sup>[37]</sup>”、“破裂程度和岩爆规模<sup>[22]</sup>”、“岩爆宏观特征<sup>[38-40]</sup>”、“岩体破坏方式<sup>[41]</sup>”、“岩爆岩体高地应力成因、最大主应力方向、应力条件及岩爆特点<sup>[42]</sup>”、“岩爆的破坏程度和爆坑平行于洞轴向的长度<sup>[22]</sup>”、“岩爆机理<sup>[22]</sup>”、“机理成因<sup>[22]</sup>”、“诱发成因<sup>[22]</sup>”和“岩爆机制<sup>[5]</sup>”等。

### 1.3 岩爆的形成机制

岩爆的本质是洞室围岩高应力集中区内大量弹性应变能突然释放导致的剧烈脆性破坏<sup>[43]</sup>,其根源反映了“围岩积蓄的比能超过岩石破坏耗散的比能”<sup>[44]</sup>。岩爆的形成机制复杂,现有的代表性研究成果主要包括:

岩爆现象发生过程的阶段划分。前人研究表明,白云岩和灰岩中的岩爆渐进形成破坏过程包含“劈裂成板→剪切成块→块、片弹射”三个阶段<sup>[43]</sup>,其对应了“稳定破坏(内部原生裂隙启裂并稳定扩展)→加速破坏(非稳定扩展)→动力弹射、震动过程(宏观破坏和弹射、震动)”的时序渐进破坏过程<sup>[45]</sup>。关于秦岭隧道的工程实践与上述理论基本吻合,即岩爆经历了“张性劈裂、破裂成块和岩块弹射”三个变形破坏阶段<sup>[46]</sup>。鉴于岩爆灾害常伴随微震现象,岩爆的破坏机理也被归纳为“岩体破裂导致岩体体积膨胀的破坏机理”、“地震能传播导致岩块弹射破坏机理”和“地震的震动引起岩块崩塌机理”<sup>[47, 48]</sup>。

岩爆是复杂力学性质作用的产物。已有研究表明,“压致拉裂型”、“压致剪切拉裂型”和“弯曲



鼓折(溃屈)型”三种基本形式和几种基本形式的不同组合是岩爆发生的基本力学机制<sup>[28, 49]</sup>。研究表明<sup>[4, 50]</sup>,脆性岩石随着埋置深度的增加而表现出更为明显的脆性破坏特征。当岩爆发生时<sup>[51]</sup>,巷道内壁面形成的张性破裂面基本平行并表现为近似于板状的岩片,这反映了隧洞围岩体内与洞壁基本平行的主应力迹线。与此同时,切向应力作用形成劈裂松脱型岩爆,这主要归因于切向应力导致岩片产生溃屈折断或岩片边缘形成局部斜向剪断。

岩石卸围压后的行为受控于多种因素。岩石卸荷破坏比连续加载破坏的变形大且所需要的应力小,这是因为卸荷时存在裂纹张开而导致了无摩擦滑动和变形模量的减小<sup>[52]</sup>。以具有脆性特征的大理岩为例,其轴向变形和扩容过程受围压卸载速率的影响较显著并主要受控于初始围压水平<sup>[53]</sup>,岩石的宏观破裂性质随着卸荷速率的递增表现为“剪切、拉剪复合→张拉劈裂”的发展过程并表现为“初始围压越高、卸荷速率越快”则主破裂面越起伏粗糙<sup>[54]</sup>。卸荷条件下的岩石的破坏具有较强的张性破裂特征<sup>[55]</sup>,而该条件下的岩石破坏表现为显著的扩容现象<sup>[56]</sup>,其中卸荷速率及初始围压越大则岩石脆性及张性断裂特征愈明显<sup>[57]</sup>。对比结果显示<sup>[58]</sup>,峰前卸围压时“c值降低和φ值增加”并具有“高围压时单一剪切破坏、中等围压X型共轭剪切破坏和低围压劈裂破坏”几种破坏形式,而峰后卸围压条件下则表现为“c值增加和φ值降低”并主要表现为单一的剪切破坏。

## 2 岩爆预测及处理

### 2.1 岩爆的预测判据

岩爆的预测预报对隧道工程至关重要。由于岩爆的发生与地应力、岩性、岩体结构、断裂以及地下水等因素有关,人们建立具有定性特征的基于这些因素与典型案例的岩爆工程地质类比预报法。在定量方面,人们迄今提出了基于强度、稳定、刚度、能量、断裂、损伤、分形和突变等多种判别及等级划分方法<sup>[22, 30, 59]</sup>。长期以来,基于上述指标的单一判据判别的方法使用非常广泛并可大致划分为应力比法、应力强度比法、能量法、临界

深度法、岩性判别法、刚度法<sup>[22, 60]</sup>。然而,岩爆的产生是多因素综合作用的结果,仅从某一个方面进行判别势必存在具有片面性和局限性<sup>[21, 22]</sup>,因此人们提出了基于多种复合多元判据的判别法:

(1)《公路隧道施工技术规范》(JTGT F60—2009)<sup>[61]</sup>规定:① $R_b \geq 80 \text{ MPa}$ , ② $\sigma_0 \geq (0.15 \sim 0.2)R_b$ , ③围岩的级别为I、II和III级,④ $H \geq 50 \text{ m}$ ,⑤岩石干燥无水、性脆且基本无节理。判别式中的 $R_b$ 代表岩石强度,  $\sigma_0$ 代表原始初应力,  $H$ 代表隧道埋深。

(2)秦岭隧道岩爆判别方法<sup>[46]</sup>,该判据以岩性条件、初始应力条件和岩爆的控制因素等为出发点,具体包含四个判别公式为:① $\sigma_c \geq 15\sigma_t$ , ② $W_{ET} \geq 2.0$ , ③ $\sigma_t \geq 0.3\sigma_c$ , ④ $K_v \geq 0.55$ , 其中:  $W_{ET}$ 代表应变能储存指数,  $\sigma_c$ 代表岩石单轴抗压强度,  $\sigma_t$ 代表岩石单轴抗拉强度,  $\sigma_0$ 代表洞壁围岩最大切向应力,  $K_v$ 代表岩体完整性系数。

(3)天生桥二级水电站引水隧洞判据<sup>[22]</sup>,该判据以应力条件和岩石强度以及围岩的变形特性所控制为出发点,具体包含两个判别公式:① $\sigma_t \geq K_r \cdot \sigma_c$ , ② $W_{ET} \geq 5$ 。判别式中的 $K_r$ 代表相关系数,其值的选取受控于围岩表面应力组合状态,即围岩两向应力的比值( $\sigma_t/\sigma_0$ )=0.25时取0.30, 0.50时取0.40, 0.75时取0.45, 1.0时取0.50,;  $\sigma_0$ 代表洞壁围岩最大切向应力;  $\sigma_t$ 代表沿洞轴向的应力;  $\sigma_c$ 代表岩石单轴抗压强度;  $W_{ET}$ 代表应变能储存指数。

(4)修改的谷-陶岩爆判据<sup>[62]</sup>,该方法以克服谷明成<sup>[46]</sup>和陶振宇<sup>[63]</sup>判据在判别岩爆是否发生时的偏高与偏低缺陷为出发点,具体包含四个判别公式:① $\sigma_i \geq 0.15\sigma_c$ , ② $\sigma_c \geq 0.3\sigma_i$ , ③ $K_v \geq 0.55$ , ④ $W_{ET} \geq 2.0$ 。判别式中的 $\sigma_i$ 代表初始应力场最大主应力;  $\sigma_c$ 代表岩石单轴抗压强度;  $\sigma_t$ 代表岩石抗拉强度;  $K_v$ 代表岩体完整性系数;  $W_{ET}$ 代表应变能储存指数。

(5)其它判据,如以岩石强度、脆性、完整性、储能及能量释放等多个角度为出发点的判据<sup>[64]</sup>,其具体包含五个判别公式:① $\sigma_i \geq 0.145\sigma_c$ , ② $\sigma_c \geq 15\sigma_i$ , ③ $CSI \geq 55$ , ④ $W_{ET} \geq 2.0$ , ⑤ $\lambda > 0$ 。判别式中的 $\sigma_i$ 代表初始应力场的最大主应力;  $\sigma_c$ 代表岩石单轴抗压强度;  $\sigma_t$ 代表岩石抗拉强度;  $GSI$ 代表岩体质量指数;  $\lambda$ 代表岩石释放能量指数。



随着系统工程研究的日益成熟催生了一些岩爆预测分析的新技术方法,其中具有代表性的方法包括:神经网络法<sup>[26, 65]</sup>、动态权重灰色归类法<sup>[66]</sup>、模糊数学<sup>[67]</sup>、概率密度函数法<sup>[68]</sup>、可拓理论<sup>[69]</sup>、距离判别分析法<sup>[70]</sup>及多种数学方法结合的衍生物<sup>[27]</sup>等。这些方法以计算机为基础,其优势在于分析岩爆灾害发生的可能性及位置时可以考虑更多的影响因素。然而,这些方法的有效性尚未获足够的工程实践的验证,同时分析研究过程中还存在较大的人为主观干扰性,因而导致其实际应用受到了较大限制。

## 2.2 岩爆的预测及防治

岩爆的预测预报方法包括“岩爆趋势预测”和“岩爆短期预报”两个阶段(或称为二个层次)。岩爆趋势预测以预测较大区域在未来一段较长时间内发生岩爆的可能性为目的,带有定性成分并以建立预测判据为关键,区域微震监测、理论分析和经验类比是岩爆趋势预测的常见手段。岩爆短期预报也称工作面日常预测,基本目的为“预测岩爆发生的地点、量级和时间的准确信息”,这带有定量成分且主要借助于一系列仪器设备来进行较为准确的预测(如以测量电磁发射信号幅度变化为原理的方法、钻屑法、以计算有效电阻为基础的方法、水份法地音与微震监测相结合方法、地震声学参数法、以测量岩体电磁发射强度为基础的方法),以便于及时采取措施确保地下结构、设备及人员的安全。

在工程选址时,应当首先尽可能的避开易发生岩爆的高地应力集中地区。当确实无法避开时需要尽量防止岩爆或降低岩爆烈度级别,具体方法包括布置洞轴线尽量平行于最大主应力方向以减小应力集中系数。岩爆的常见防治方法包括<sup>[71, 72]</sup>:①优化地下建筑物的布置;②通过小炮震裂开挖壁面的完整岩体,表面爆破诱发以释放部分应力;③控制爆破;④开展围岩变形监测,发现支护有严重变形时立即补强加固处理;⑤及时采取钢木排架支护,即在听到爆裂声后需立即进行支护以防发生事故;⑥灌水,即在岩爆区打风钻孔并向孔内压水,这可以配合超前减压钻孔进行;⑦坚持合理的施工程序和方法并适当放缓施工进

度;⑧开挖壁面喷水润湿,干燥的岩面在爆破通风散烟后要立即洒水湿润进而释放部分的应力;⑨进行超前径向钻孔进行减压。

在施工过程中,对地下工程中的岩体直接进行监测或测试判别是否有岩爆发生的“实测预报法”就属于岩爆短期预报。目前常见的实测预报法主要有声发射现场监测法、电磁辐射监测法、流变法、微震法、光弹法、电阻法以及回弹法和微重力实测法等监测或测试手段<sup>[30, 59, 73]</sup>,其中根据微重力异常讯号来预测岩爆的微重力实测法在工程实践中最为常用<sup>[59]</sup>。针对可能发生岩爆的地段,需要根据具体情况采取针对性的处理方法。综合已有研究成果<sup>[62, 74-76]</sup>和广东省内长大深埋隧道建设的经验,目前常见的岩爆处理方法大致包括以下几个方面:

(1)改善围岩物力性能:利用超前钻孔向非坚硬岩体进行高压注水或喷撒冷水,这将有助于降低掌子面和洞壁表层围岩的强度。该方法防治岩爆的原理为:①降低了岩体储存应变能的能力,即高压注水产生的新张裂隙使原有裂隙继续扩展进而降低岩体储存应变能的能力;②释放能量和应力转化,即释放应变能并同时将最大切向应力转移至围岩深部;③软化、降低岩体的强度,即高压注水的楔劈作用可以软化和降低岩体的强度。值得说明的是,在具有高地应力的坚硬岩体裂隙中注水的润滑效果有限,通常很难实现围岩的软化并同时存在引发“地震”的可能。

(2)改善围岩应力条件:岩爆地段的施工需要尽量采用减小药量以控制光爆效果的施工方法,如短进尺掘进的钻爆法可以有效的减少围岩表层应力集中。全断面一次开挖成型的施工方法可以减少对围岩的扰动,这尤其适用于轻微-中等岩爆地段。在岩爆烈度强烈地段,降低岩爆的破坏程度可通过分部开挖的方法。在施工过程中,超前钻孔应力解除、松动爆破或震动爆破等方法可以在开挖前释放能量和降低岩体应力,这将有助于减少爆破振动触发岩爆的可能性。

(3)加固围岩:加固处理措施往往因岩爆烈度的不同而不同。以太平驿水电站地下开挖工程和二郎山公路遂道岩爆地段的施工为例,不同烈度



岩爆地段加固处理的方法明显不同:①在对强烈以上岩爆地段,加深加密系统锚杆的方法较为适用,锚杆22mm, L=2.5~3.5m, @50~100cm, 加垫板、整体网6~8mm, @20×20cm;进行三个循环反复喷C20素砼,每个循环喷砼厚5cm;格栅钢架支撑;如果必要时,掌子面可喷4cm土厚C20砼来封闭,也可以采用40mm超前缝管式加固锚杆(其中:L=3.5m±和@1~2m);②中等岩爆地段,浅孔密锚挂整体网喷砼的方法较为适用,锚杆22mm, L=2~2.5m, @100~200cm, 多梅花型布置和加垫板,整体网多采用长钢筋在同一循环相互之间与锚杆纵横焊接、紧贴周壁岩石布置,锚杆6~8mm, @20×20cm;喷C20素砼10~15m;必要时可以增设格栅钢架来进行支撑;③轻微岩爆地段,多梅花型布置、加垫板和洞壁喷5~15cm厚C20砼或钢纤维砼,锚杆22mm, L=1.5~2m, @200~250cm。

### 3 广东省隧道建设中面临的问题

广东省位于以华南花岗岩为基底的典型地区,当长大深埋隧道穿越花岗岩这类典型的硬质岩时就极易发生岩爆。近年来,广东地区土地资源的有限性和经济发展的需要促进了山区公路的快速发展,越来越多的公路工程都面临了长大深埋隧道工程的建设。工程实践表明,广东省的京珠、江罗、惠清和揭惠等高速公路均面临了埋深超过300m的长大深埋隧道,这些过程的建设过程中都不同程度的面临了地质问题及工程变更。近期开展初勘的大(埔)丰(顺)(五)华高速公路(简称“大丰华高速”)项目,现有关于黄棉湖隧道的设计方案更是埋深超过了700m,而埋深大和地应力高的突出特点均成为了影响这些长大深埋隧道工程建设的重要制约因素之一。尽管学术界和生产实践围绕长大深埋隧道的岩爆已经开展了大量研究,但广东省内的长大深埋隧道在岩爆方面仍旧面临了如下亟待解决的问题:

(1) 岩爆理论研究与广泛的工程运用还存在太大差距。已有研究成果涉及了岩爆的各个方面,但大多属于基于某个别案例的理论研究,基本都未经过反复验证。虽然相关的行业规范也有涉及岩爆的内容,而相应的定性及定量判据也有经

生产实践验证。然而,这些理论均较为单一且判断结果常常与实际情况存在明显的出入。事实上,关于岩爆的最新工程实践和理论研究成果均具有重要的价值,但它们必须要经过实际工程的验证才能作为指导实际工作的依据,因而这些新成果都基本都停留在理论层面并与实际的生产工作严重脱离。这是因为,工程所处的位置不同往往意味着不同的地质背景,而相邻区域内的不同工程也会存在地质条件的差异。由于岩爆的影响因素较多,因而并非同一套岩爆判别及处理方法在所有工程中都能适用。另一方面,岩爆灾害稍有处理不当就可能引发巨大的灾难,这就要求必须经过大量的工程实践验证及深入研究后才能将理论研究的成果最终转化为指导工程实践依据。因此,岩爆的理论研究的新成果亟待工程实践的验证。

(2) 华南花岗岩地区长大深埋隧道针对性的岩爆预测、预报及防治技术方法亟待建立。国内外虽然围绕长大深埋隧道的岩爆问题开展了大量的研究和实践,但涉及的对象多属于个案且缺乏足够的工程实例验证。尽管在于华南花岗岩地区目前已经建成了多座隧道,但尚未见有针对性的并经过反复实践验证的长大深埋隧道的岩爆预测、预报及防治的成套技术方法的报道。虽然人们在花岗岩地区的已有隧道工程的建设中积累了一定的经验<sup>[73, 77]</sup>,但这些经验零散且尚未经过系统的、反复的、全面的综合比对验证。事实上,每座隧道的地质背景和水工环条件都会存在其独有的特点,而不同的隧道之间也会存在或多或少的相似性。在具有华南花岗岩基底的广东地区,近年来建设的公路或铁路隧道越来越多,工程变更和工程事故也极为常见。这势必要求对相关地区的长大深埋隧道建设经验进行系统的总结梳理,选取代表性的工程开展针对性的实践验证,最终形成一套适合华南花岗岩地区长大深埋隧道的针对性岩爆预测、预报及防治技术方法。鉴于此,开展现有技术经验的综合比对,形成一套具有典型背景特色的岩爆预测、预报及防治技术方法将有助于指导华南花岗岩地区长大深埋隧道的建设。

(3) 广东省长大深埋高速公路隧道的岩爆综合判别指标体系尚未建立。尽管目前现行的《工



程岩体分级标准》(GB/T 50218-2014)和《水利水电工程地质勘察规范》(GB50487-2008)分别给出了 $\sigma/\sigma_{\max}$ 和 $Rb/\sigma_{\max}$ 作为生产实践中指导岩爆判别的依据,但这些指标却常常与实际情况存在明显出入。事实上,岩爆的机制复杂且影响因素众多,现行的单一指标判据预测方法只能反映某个别因素对岩爆发生的影响,这也就是理论预测结果与现实存在出入的根本原因所在。虽然学术界迄今也已经提出了多种关于岩爆的复合判别方法,但这些指标仅在某个既定的工程中得到了验证,但并未经广泛的生产实践验证,这最多可作为指导与该工程具有相似地质背景的隧道。广东省内高速公路建设的地质背景具有其特殊性,长大深埋隧道的围岩多为坚硬且性脆的花岗岩,这类岩石极易发生岩爆。鉴于此,亟需要建立一套适合广东省内长大深埋隧道岩爆预测的综合判别指标体系。

(4)广东省内缺乏关于长大深埋隧道岩爆预测及防治的地方性规范。现行规范虽然也有给出判据 $\sigma/\sigma_{\max}$ 和 $Rb/\sigma_{\max}$ ,但判别指标较为单一且预测结果与实际情况常常存在明显出入。另一方面,该指标属于全国性的指导规范,其涉及的地区范围广且并不具有个别地区的针对性。由于岩爆的机制复杂且影响因素众多,因而不同地质背景区域的隧道岩爆影响因素势必会存在一定的差异。以广东省为例,其大地构造上位于欧亚板块南华亚板块的东南部大陆边缘,处于东南亚亚板块和南海亚板块中间并受到印度板块和菲律宾海板块的影响。区域内的长大深埋隧道常见的花岗岩基底坚硬且性脆,无论是进行预测还是预报都需要具有相应的针对性指导依据。与此同时,广东省内的公路隧道越来越多且埋深也越来越大,隧道建设面临的问题将势必会越来越多。在隧道建设的过程中,缺乏关于岩爆的针对性指导依据将可能面临更多的工程变更或事故。因此,广东地区内亟需要建立一套符合广东省工程地质、水文地质及环境地质条件的长大深埋隧道岩爆预测及防治技术规程或指南。

#### 4 结语

岩爆的本质是洞室围岩高应力集中区内大量

弹性应变能突然释放导致的剧烈脆性破坏现象,它是影响长大深埋隧道建设的关键因素之一。为了降低长大深埋隧道建设的施工安全隐患和避免经济损失,开展岩爆预测、预报并提出防治方法就显得至关重要。基于此,人们提出了基于强度、稳定、刚度、能量、断裂、损伤、分形和突变等的多种判别及等级划分方法。由于岩爆的产生是多因素综合作用的结果,单一判据判别方法具有的片面性和局限性,因此复合多元判据和基于系统工程的岩爆预测分析的新技术方法受到人们的广泛关注。在实际工作中,回避易发生岩爆的高地应力集中地区是工程选址时的首先选择,洞轴线布置平行于最大主应力方向、改善围岩物力性能、围岩应力条件和加固围岩等在无法回避时均有助于降低岩爆带来的危害。基于广东省的地质特点和快速发展的山区公路,有必要尽快建立符合广东省地质背景的长大深埋隧道工程建设的岩爆预测及防治技术方法体系和地方性指导。

#### 参考文献

- [1] Alejano L, Ferrero A, Ramírez-Oyanguren P, et al. Comparison of limit-equilibrium, numerical and physical models of wall slope stability[J]. International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences. 2011, 48(1): 16–26.
- [2] Baba K, Bahi L, Ouadif L, et al. Slope Stability Evaluations by Limit Equilibrium and Finite Element Methods Applied to a Railway in the Moroccan Rif[J]. Open Journal of Civil Engineering. 2012, 2(1): 27–32.
- [3] Stacey T R. Dynamic rock failure and its containment [A]. Proceedings of the First International Conference on Rock Dynamics and Applications[C]. Lausanne: CRC Press, 2013.
- [4] William J D, Pathegama G R, Choi S K. The effect of specimen size on strength and other properties in laboratory testing of rock and rock-like cementitious brittle materials[J]. Rock Mechanics & Rock Engineering. 2011, 44(5): 513–529.
- [5] 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(01): 1–6.
- [6] 宋建, 刘霖, 樊贊贊. 地下工程保护生态环境的优越性[J]. 地下空间与工程学报. 2013, 9(03): 675–679.
- [7] 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(07): 89–94.
- [8] 李波, 代云云. 大岩湾高速铁路隧道岩爆综合分析预测[J]. 科学技术与工程. 2014(04): 278–283.



- [9] 向俊宇,陈发本,潘世强,等.基于地应力测试的高地压硬质围岩隧道岩爆分析研究[J].公路工程.2013(05):79-83.
- [10] Diederichs M S, Kaiser P K, Eberhardt E. Damage initiation and propagation in hard rock during tunneling and the influence of near-face stress[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences. 2004, 41(5): 785-812.
- [11] Li D, Charlie C L, Li X. Influence of sample height-to-width ratios on failure mode for rectangular prism samples of hard rock loaded in uniaxial compression[J]. Rock Mechanics and Rock Engineering. 2011, 44(3): 253-267.
- [12] Zhang C, Feng X, Zhou H, et al. Case histories of four extremely intense rockbursts in deep tunnels[J]. Rock Mechanics and Rock Engineering. 2012, 45: 275-288.
- [13] Zhou X P, Qian Q H. The non-Euclidean model of failure of the deep rock masses under the deformation incompatibility condition[J]. Journal of Mining Science. 2013, 49(3): 368-375.
- [14] 黄润秋,王贤能,唐胜传,等.深埋长隧道工程开挖的主要地质灾害问题研究[J].地质灾害与环境保护.1997, 8(01): 51-69.
- [15] 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(06): 162-167.
- [16] 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(10): 2737-2749.
- [17] 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(02): 16-24.
- [18] 吕庆,孙红月,尚岳全,等.深埋特长公路隧道岩爆预测综合研究[J].岩石力学与工程学报.2005(16): 2982-2988.
- [19] 汪波,何川,吴德兴.深埋特长隧道岩爆预测研究[J].铁道工程学报.2009(11): 45-49.
- [20] 唐义彬.浙江苍岭隧道岩爆工程地质特征分析与防治措施研究[J].铁道建筑技术.2009(05): 57-60.
- [21] 潘长良,谢学斌,曹平.岩爆预测预报方法[J].有色矿冶.1997(06): 5-7.
- [22] 姚成林.深埋长隧洞岩爆灾害机理及判据研究(博士学位论文,导师:张贵宾)[D].北京:中国地质大学(北京),2014.
- [23] 张然,王金安,马海涛.米仓山深埋公路隧道岩爆预测与防治对策研究[J].地下空间与工程学报.2013(06): 1406-1411.
- [24] 李小红,李伟,张武国.京珠高速公路靠椅山隧道北京端浅埋软弱围岩段施工——大跨度公路隧道施工技术[J].世界隧道.1999(04): 54-58.
- [25] 王超.王北凹隧道洞口及浅埋段安全风险评估及控制措施[J].广东公路交通.2014(05): 39-42.
- [26] 陈海军,郦能惠,聂德新,等.岩爆预测的人工神经网络模型[J].岩土工程学报.2002, 24(02): 229-232.
- [27] 陈秀铜,李璐.基于AHP-FUZZY方法的隧道岩爆预测[J].煤炭学报.2008, 33(11): 1230-1234.
- [28] 徐林生,王兰生.二郎山公路隧道岩爆发生规律与岩爆预测研究[J].岩土工程学报.1999(05): 569-572.
- [29] 汪波,王杰,吴德兴,等.让压支护技术在软岩大变形隧道中的应用探讨[J].公路交通科技.2015(05): 115-122.
- [30] 姜彤,李华晔,刘汉东.岩爆理论研究现状[J].华北水利水电学院学报.1998(01): 46-48.
- [31] 王兰生,李天斌,徐进,等.二郎山公路隧道岩爆及岩爆烈度分级[J].公路.1999(02): 41-45.
- [32] 齐庆新,陈尚本,王怀新,等.冲击地压、岩爆、矿震的关系及其数值模拟研究[J].岩石力学与工程学报.2003(11): 1852-1858.
- [33] Blake W. Rockburst Mechanics[D]. Golden: Colorado School of Mines, 1967.
- [34] Gill D E, Aubertin M, Simon R. A practical engineering approach to the evaluation of rockburst potential [A]. In: Young, R. P. (ed.) Rockburst and Seismicity in Mines[C]. Rotterdam: A. A. Balkema, 1993. 63-68.
- [35] Linkov A M. Keynote lecture: New geomechanical approaches to develop quantitative seismicity [A]. Rock Bursts and Seismicity in Mines, Proceedings of the 2nd International Symposium on Rockbursts and Seismicity in Mines [C]. Rotterdam: A. A. Balkema, 1997. 151-166.
- [36] 张倬元,王士天,王兰生.工程地质分析原理[M].北京:地质出版社, 1994.
- [37] 左文智,张齐桂.地应力与地质灾害关系探讨[A].第五届全国工程地质大会文集[C].北京:地质出版社, 1996.
- [38] 汪泽斌.岩爆实例、岩爆术语及分类的建议[J].工程地质学报.1988(3): 32-38.
- [39] 王兰生,李天斌,徐进,等.川藏公路二郎山隧道围岩变形破裂的调研与监测[A].四川省公路学会隧道专业委员会1998年学术讨论会论文集[C].1998.
- [40] 王兰生,李天斌,徐进,等.二郎山隧道围岩变形破裂的调研与监测[J].公路.2000(12): 8-12.
- [41] 郭志.实用岩体力学[M].北京:地震出版社, 1996.
- [42] 谭以安.岩爆烈度分级问题[J].地质论评.1992(05): 439-443.
- [43] 谭以安.岩爆岩石断口扫描电镜分析及岩爆渐进破坏过程[J].电子显微学报.1989(02): 41-48.



- [44] 侯发亮. 岩石的全程应力应变曲线及岩爆倾向指  
数分析[A]. 第二届全国岩石动力学学术会议论文集[C]. 宜  
昌: 1990.
- [45] 万姜林, 周世祥, 南琛, 等. 岩爆特征及机理[J]. 铁  
道工程学报. 1998(02): 99–106.
- [46] 谷明成, 何发亮, 陈成宗. 秦岭隧道岩爆的研究  
[J]. 岩石力学与工程学报. 2002, 21(09): 1324–1329.
- [47] Pelli F, Kaiser P K, Morgenstern N R. An interpreta  
tion of ground movements recorded during construction of  
Donkin– Morien tunnel[J]. Canadian Geotechnical Journal.  
1991, 28(2): 239–254.
- [48] Kaiser P K, Tannant D D, Mccreat D R. Canadian  
Rockburst Support Handbook[M]. Geomechanics Research  
Centre, 1996.
- [49] 徐林生, 王兰生, 李永林. 岩爆形成机制与判据研  
究[J]. 岩土力学. 2002(03): 300–303.
- [50] Hikweon L, Bezalel C H. True triaxial strength, de  
formability, and brittle failure of granodiorite from the San An  
dreas Fault Observatory at Depth[J]. International Journal of  
Rock Mechanics & Mining Sciences. 2011, 48: 1199–1207.
- [51] 唐绍辉, 吴壮军, 陈向华. 地下深井矿山岩爆发生  
规律及形成机理研究[J]. 岩石力学与工程学报. 2003(08):  
1250–1254.
- [52] 周小平, 哈秋聆, 张永兴, 等. 峰前围压卸荷条件  
下岩石的应力 – 应变全过程分析和变形局部化研究[J]. 岩  
石力学与工程学报. 2005(18): 3236–3245.
- [53] 邱士利, 冯夏庭, 张传庆, 等. 不同卸围压速率下  
深埋大理岩卸荷力学特性试验研究[J]. 岩石力学与工程学  
报. 2010(09): 1807–1817.
- [54] 黄达, 谭清, 黄润秋. 高应力卸荷条件下大理岩破  
裂面细微观形态特征及其与卸荷岩体强度的相关性研究  
[J]. 岩土力学. 2012, 33(S2): 7–15.
- [55] 黄润秋, 黄达. 卸荷条件下花岗岩力学特性试验  
研究[J]. 岩石力学与工程学报. 2008, 27(11): 2205–2213.
- [56] 李宏哲, 夏才初, 闫子舰, 等. 锦屏水电站大理岩  
在高应力条件下的卸荷力学特性研究[J]. 岩石力学与工程学  
报. 2007(10): 2104–2109.
- [57] 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.
- [58] 李新平, 肖桃李, 汪斌, 等. 锦屏二级水电站大理  
岩不同应力路径下加卸载试验研究[J]. 岩石力学与工程学  
报. 2012(05): 882–889.
- [59] 滕伟福, 胡新丽, 唐辉明. 岩石全应力–应变试验  
与岩爆理论研究[J]. 岩土力学. 2002(01): 59–61.
- [60] 陶振宇. 高地应力区的岩爆及其判别[J]. 人民长  
江. 1987(05): 25–32.
- [61] 中交第一公路工程局有限公司. 公路隧道施工技  
术规范(JTG/T F60—2009) [M]. 北京: 人民交通出版社,  
2009.
- [62] 张镜剑, 傅冰骏. 岩爆及其判据和防治[J]. 岩石力  
学与工程学报. 2008, 27(10): 2034–2042.
- [63] 陶振宇, 潘别桐. 岩石力学原理与方法[M]. 武汉:  
中国地质大学出版社, 1991.
- [64] 刘立鹏. 锦屏二级水电站施工排水洞岩爆问题研  
究(博士学位论文, 导师: 姚磊华, 汪小刚, 贾志欣)[D]. 北京:  
中国地质大学(北京), 2011.
- [65] 周科平, 古德生. 基于GIS的岩爆倾向性模糊自组  
织神经网络分析模型[J]. 岩石力学与工程学报. 2004(18):  
3093–3097.
- [66] 姜彤, 黄志全, 赵彦彦. 动态权重灰色归类模型在  
南水北调西线工程岩爆风险评估中的应用[J]. 岩石力学与  
工程学报. 2004(07): 1104–1108.
- [67] 王元汉, 李卧东, 李启光, 等. 岩爆预测的模糊数  
学综合评判方法[J]. 岩石力学与工程学报. 1998(05): 15–  
23.
- [68] 梁志勇, 刘汉超, 石豫川, 等. 岩爆预测的概率模  
型[J]. 岩石力学与工程学报. 2004(18): 3098–3101.
- [69] 陈祥, 孙进忠, 张杰坤, 等. 岩爆的判别指标和分  
级标准及可拓综合判别方法[J]. 土木工程学报. 2009(09):  
82–88.
- [70] 王吉亮, 陈剑平, 杨静, 等. 岩爆等级判定的距离  
判别分析方法及应用[J]. 岩土力学. 2009(07): 2203–2208.
- [71] 徐成光. 岩爆预测及防治方法综述[J]. 现代隧  
道技术. 2005(06): 81–85.
- [72] 陈志文. 大台井岩巷岩爆发生机理及预防措施研  
究(硕士学位论文, 导师: 张永利)[D]. 阜新: 辽宁工程技术大  
学, 2006.
- [73] 苗金丽, 何满潮, 李德建, 等. 花岗岩应变岩爆声  
发射特征及微观断裂机制[J]. 岩石力学与工程学报. 2009,  
28(08): 1593–1603.
- [74] 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(04): 25–28.
- [75] 梁志勇. 锦屏二级水电站引水隧洞岩爆预测及防  
治对策研究(硕士学位论文, 导师: 刘汉超和韩文喜)[D]. 成  
都: 成都理工大学, 2004.
- [76] 李金锁. 南水北调西线麻尔曲—阿柯河特长深埋  
隧道岩爆灾害预测及其对工程的影响(博士学位论文, 导  
师: 廖椿庭和彭华)[D]. 北京: 中国地质科学院, 2006.
- [77] 赵青. 高地应力地区花岗岩强度偏低的成因研究  
(博士学位论文, 导师: 赵其华和李文纲)[D]. 成都: 成都理工  
大学, 2009.



# 浅谈广东省公路隧道岩爆地段内轮廓形式及隧道净距的选择

谢卓雄

(广东省广州市 广东省交通规划设计研究院股份有限公司 510620)

**摘要:**近年来,随着穿越大埋深、高地应力条件下的特长隧道逐年增多,我国地下工程中岩爆呈频发趋势。本文以广东省大(埔)丰(顺)(五)华高速公路丰顺至五华段鸿图嶂特长隧道为依托,结合广东省设计特点,以隧道洞周切向应力为岩爆主要控制因素为基础,通过平面数值计算分析,得到了不同隧道轮廓形式、不同侧压力系数及不同隧道净距对洞周切向应力的影响情况,为同类隧道设计提供依据。

**关键字:**岩爆,洞周切向应力,隧道内轮廓,隧道净距

近年来,随着穿越大埋深、高地应力条件下的特长隧道逐年增多,我国地下工程中岩爆呈频发趋势。国内深埋隧道在建设过程中大多发生了不同等级的岩爆事件,如2001年竣工的318国道二郎山公路隧道最大埋深748m,先后发生200次岩爆,连续发生岩爆的段落有8段,每段长60~355m不等,岩爆长度占隧道总长的1/3。2007年通车的雪峰山公路隧道最大埋深约850m,施工中多次发生岩爆现象,危及施工安全。2008年竣工的苍岭特长公路隧道,最大埋深约780m,施工中也是岩爆频发。



图1 岩爆图

岩爆是地下洞室开挖过程中因周边约束解除后造成岩石在高应力条件下发生的一种脆性破坏

现象,其产生烈度等级与隧道开挖后周边围岩二次甚至三次应力场的调整结果直接相关,而隧道开挖过程中,周边围岩应力状态的调整将受到施工工法、支护措施、轮廓形式、甚至两隧道间净距的大小等诸多因素的影响。目前国内针对隧道岩爆已有大量的研究,但其内容主要集中于岩爆发生机理、岩爆分级、岩爆支护措施及快速施工等,但对隧道的内轮廓形式及合理净距却未见深入讨论,本文以广东省大(埔)丰(顺)(五)华高速公路丰顺至五华段鸿图嶂特长隧道为依托,针对隧道内轮廓及隧道净距对隧道岩爆的影响进行初步的探讨。

## 1 隧道工程概况<sup>[1]</sup>

大丰华高速项目位于广东省丰顺县、五华县,行政区划属于梅州市,地理坐标介于东经116°10'~115°45',北纬23°52'~23°51'。起点位于丰顺县北斗镇北侧,终点位于五华县横陂镇新寨村池溪里,全长约41km,途径北斗镇、汤坑镇、八乡山镇、郭田镇、横陂镇等沿线多为丘陵,由省道S228贯穿连接,村村通公路四通八达,道路交错,交通条件便利。

鸿图嶂隧道为双向四车道隧道,设计车速为100km/h,隧道左、右线均长6175m。隧道位于丰顺县汤西镇及五华县郭田镇,从莲花山山脉八乡山位置通过。隧址区主要为中低山地貌区,地面标高243~1037m,相对高差约794m,山体植被发育。五华端洞口地形起伏相对较小,山势较缓;丰顺端洞口地形起伏大,山势陡峻,见块石、残坡积



粉质粘土堆积,局部可见陡崖面。设计隧道底标高239~358m,隧道最大埋深740m。

## 2 隧址区地质概况及地应力测试结果

隧址区受区域构造莲花山断裂带、莲花山断裂伴生北西向断裂、桐子洋复向斜褶皱影响,发育多条断裂,受此影响,局部地段围岩形成破碎带、不利结构面及透水通道。隧道址区地层岩性为侏罗系安山玢岩、燕山期花岗岩,隧道洞身以中、微风化岩为主,局部存在糜棱岩带,隧道围岩为Ⅱ~V级。隧道深埋段有发生中等岩爆可能。未见隧道地温异常问题。隧址区地下水类型主要为基岩构造裂隙水,以潜水为主,地下水稳定水位埋深较

浅,隧道地下水对砼无腐蚀性。

由于隧道埋深较大且隧址区区域构造发育,为了弄清隧址区地应力的分布,在初步设计阶段在洞身布设钻探深孔,并通过水压致裂法获得了隧道洞身地应力的分布情况。根据地应力测试成果,最大应力 $\sigma_{hmax}$ 为23.2MPa,应力方向N62°E,与隧道轴线夹角约为43°,垂直隧道轴线水平应力 $\sigma_{max}$ 为19.1MPa。根据钻孔揭示洞身岩体为微风化花岗岩,结合岩石抗压试验成果,围岩饱和单轴抗压强度为80~90 MPa,按公路隧道设计规范计算得 $R/\sigma_{max}$ 在4~7之间,隧道围岩初始应力属于高应力。开挖过程中可能发生中等强度岩爆,有岩块弹出,洞壁岩体发生剥离,新生裂缝多,成洞性差。

表1 地应力测试基本情况一览表

孔深	最大水平主应力 MPa	最小水平主应力 MPa	铅直应力 MPa	最大水平主应力方向	隧道轴线方向	夹角	隧道轴线方向水平应力 MPa	垂直隧道轴线方向水平应力 MPa	侧压力系数
374	14.1	9.4	8.8	74°	105	31	12.9	10.6	1.2
504	22.9	14.8	11.8	N74°E	105	31	20.8	16.9	1.4
606.2	18.9	11.9	14.2	N67°E	105	38	16.2	14.6	1.0
680.5	20.3	13.0	16.0	65°	105	40	17.3	16.0	1.0
703.8	23.2	15.5	16.5	N62°E	105	43	19.6	19.1	1.2

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2350kN/m<sup>3</sup>进行计算;

2、稳定水位约在孔深228m处。

## 3 分析思路

正如前面所述,影响隧道岩爆因素是多种多样,但其中最为直接的因素毫无疑问就是隧道开挖后岩体应力,而其中又以开挖洞周切向正应力(下称洞周切向应力)的分布情况最受重视,目前大部分岩爆预判准则均以该应力作为核心评判依据。因此通过研究洞周切向应力的分布情况,可以初步了解隧道岩爆程度。由隧道力学可知,隧道开挖后岩体应力分布与隧道轮廓形式及左右线隧道净距有着十分重要的关系,不同的轮廓形式及隧道净距对隧道施工后形成的最终应力场有着显著的影响。本文正是基于上述的思路通过平面有限元数值计算,结合依托工程地应力及围岩情况,比较不同隧道轮廓形式,多种地应力场及多种隧道净距条件下的应力分布情况,分析评价不同内轮廓及隧道净距对隧道岩爆的影响情况。

## 4 建模及计算分组

### (1) 内轮廓形式

在确定隧道内轮廓时应首先满足建筑限界及洞内机电设备的布设要求,同时还需考虑当前行业的施工情况,一般情况下应结合地方特点,优先选用主流的设计断面。从2012年起广东省开始推行标准化设计,因此在设计阶段优先采用了广东省标准图的隧道内轮廓<sup>[2]</sup>如下图。同时与现行隧规<sup>[3]</sup>推荐的内轮廓进行比较。

### (2) 地应力场

考虑到隧道埋深较大,最大埋深近740m。隧道横断面内因重力引起的应力变化相比总应力是不明显的,因此计算时采用了均匀应力场作为初始应力场。另外从实测地应力情况可以看出,侧压力系数普遍分布在1.0~1.2之间,同时考虑到隧道岩爆一般发生在侧压力较大的情况,因此本次计算选取了侧压力系数为0.8、1.0、1.2三种应力场。

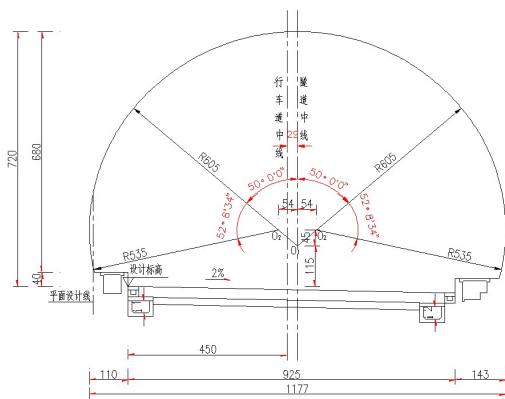


图2 广东省标准内轮廓图(两车道 100km/h)

### (3) 隧道净距

一般说来发生岩爆的地段,隧道围岩基本为II、III级,根据现行隧规III级围岩双洞分离隧道与小净距隧道的分界净距为2.0D,因此本次计算隧道最大净距也取2.0D,同时考虑0.75D、1.0D及

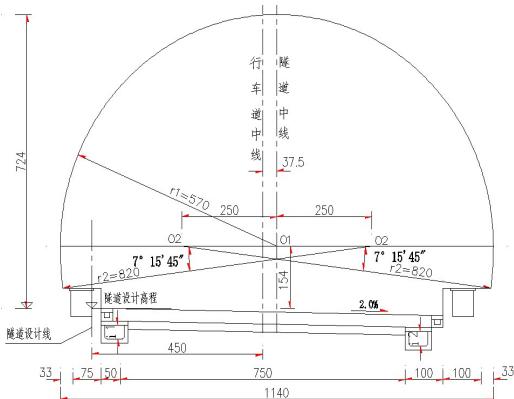


图3 隧规推荐隧道内轮廓图(两车道 100km/h)

1.5D等三种情况。

### (4) 计算建模

根据上述计算目地,本次共进行24组计算,具体如下表。

表2 计算分组表

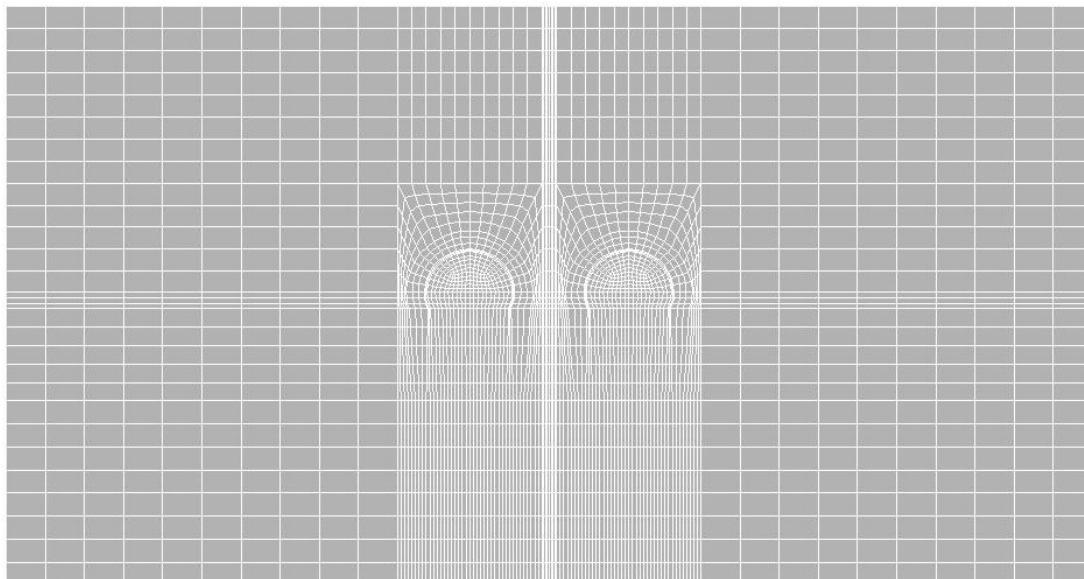
轮廓形式 侧压力系数( $\lambda$ )	隧道净距(dist)	0.75D	1.0D	1.5D	2.0D
		0.8	✓	✓	✓
省标	1	✓	✓	✓	✓
	1.2	✓	✓	✓	✓
	0.8	✓	✓	✓	✓
隧规	1	✓	✓	✓	✓
	1.2	✓	✓	✓	✓

注:D为隧道跨度。

本次计算采用平面弹性有限元进行,围岩采用平面4节点等参单元进行模拟,岩体结合地勘报

告取值,具体如下表。

表3 围岩力学参数表

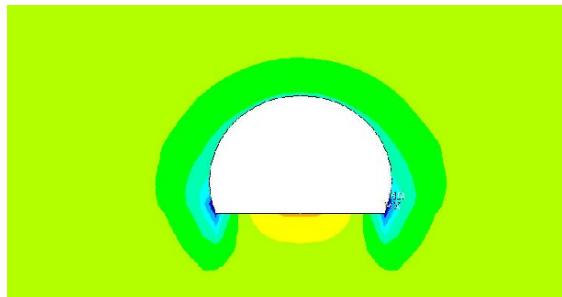




## 5 计算结果与分析

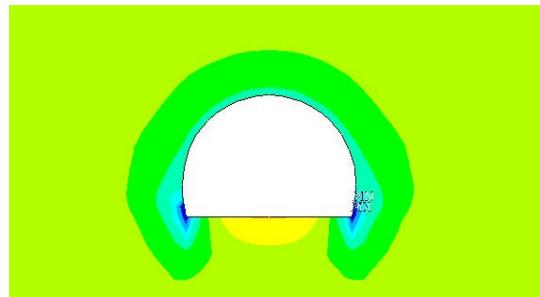
### (1) 应力场分布

计算结果表明,洞周 $\sigma_3$ 成环状分布(由于平面应力计算特点,垂直平面方向必为主应力方向,同时由于洞内存在临空面,所以垂直洞周方向必为另一主应力方向,由此可以推断在开挖临空面附近,用主应力代替洞周切向应力误差不大,下述所



(省标轮廓)

提洞周切向应力均为 $\sigma_3$ ),两个拱脚位置存在较大的应力集中,由于不设仰拱,开挖断面底部较平,存在应力卸载区,由此可见,从应力分布上考虑,隧道底部发生岩爆的可能性较低。拱部及边墙应力分布连续,在拱顶或者最大跨位置出现极值,因此可以取拱顶及边墙最大跨处的切向应力作为洞周切向应力的控制点。



(隧规轮廓)

图5 单洞 $\sigma_3$ 应力分布图( $\lambda=1.0$ )

### (2) 轮廓形式对洞周切向应力分布的影响

从洞周切向应力分布来看,省标轮廓拱顶切向应力相比稍小,边墙切向应力相比稍大。切向应力最大差别约10%左右。说明就洞周切向应力而言两种轮廓对应力影响并不显著,在实际设计中完全可根据实际需要选择。另外通过比较椭圆

隧道拱顶及最大跨处的应力理论值时发现,控制点数值计算结果与 $a=h, b=D/2$ 时的理论计算结果十分接近,说明在采用这种方式确定的椭圆隧道理论值完全可以作为估算切向应力的近似公式,这将为施工中快速确定洞周切向应力分布提供了很好的基础。

表4 不同轮廓形式的洞周控制点应力

轮廓形式	测压 力系 数 $\lambda$	洞周切向应力 $\sigma_3$ (Mpa)		差异比		与椭圆隧道理论拱顶及边墙应力 <sup>[4]</sup> 相比			
		拱顶	边墙	拱顶	边墙	a=H,b=D	a=h,b=D/2	a=H,b=D	a=h,b=D/2
省标	0.8	20.6	38	-4.4%	7.9%	1.46	0.94	0.72	1.01
		21.5	35			1.46	0.93	0.68	0.97
隧规	1	29.3	35.2	-3.4%	8.8%	1.35	0.93	0.71	1.02
		30.3	32.1			1.34	0.92	0.67	0.98
省标	1.2	37.9	32.4	-4.2%	10.2%	1.29	0.93	0.70	1.04
		39.5	29.1			1.30	0.92	0.65	0.98

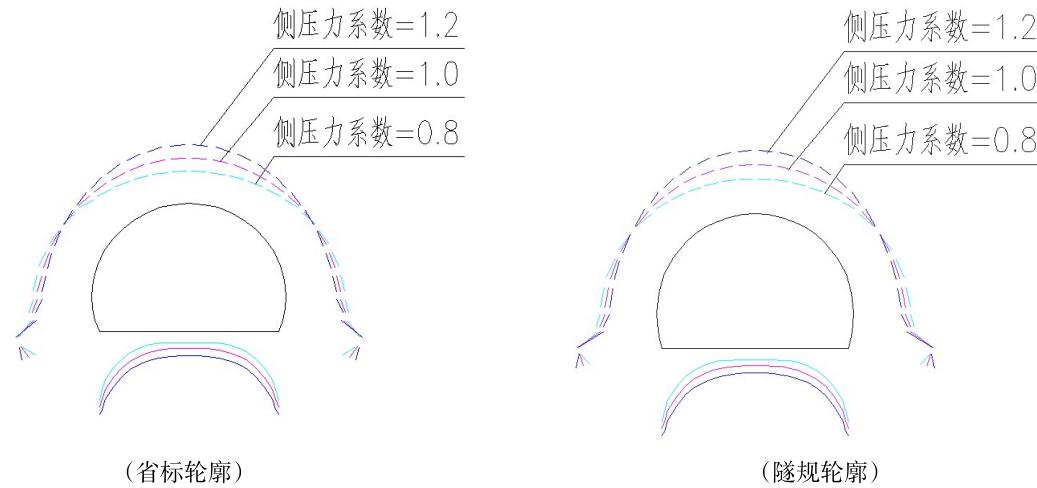
注:H为轮廓总高度,h为最大跨以上部分高度,D为隧道最大跨度。

### (3) 侧压力系数的影响

无论是省标轮廓还是隧规推荐的轮廓,从其应力分布情况均可以发现侧压力系数对控制点的应力影响是显著的,尤其是对拱顶位置的切向应力。侧压力系数由0.8变化至1.2,其拱顶切向应力增大了1倍,虽然边墙的切向应力也发生较为明显的变化,但是变化的幅度远不及拱顶应力,这样似乎可以初步得到这么一个结论:

①如果假定洞周切向应力确实是岩爆发生的主要控制因素,那么侧墙是否发生岩爆与侧压力系数关系不大,而基本是由原应力场的竖向应力决定;

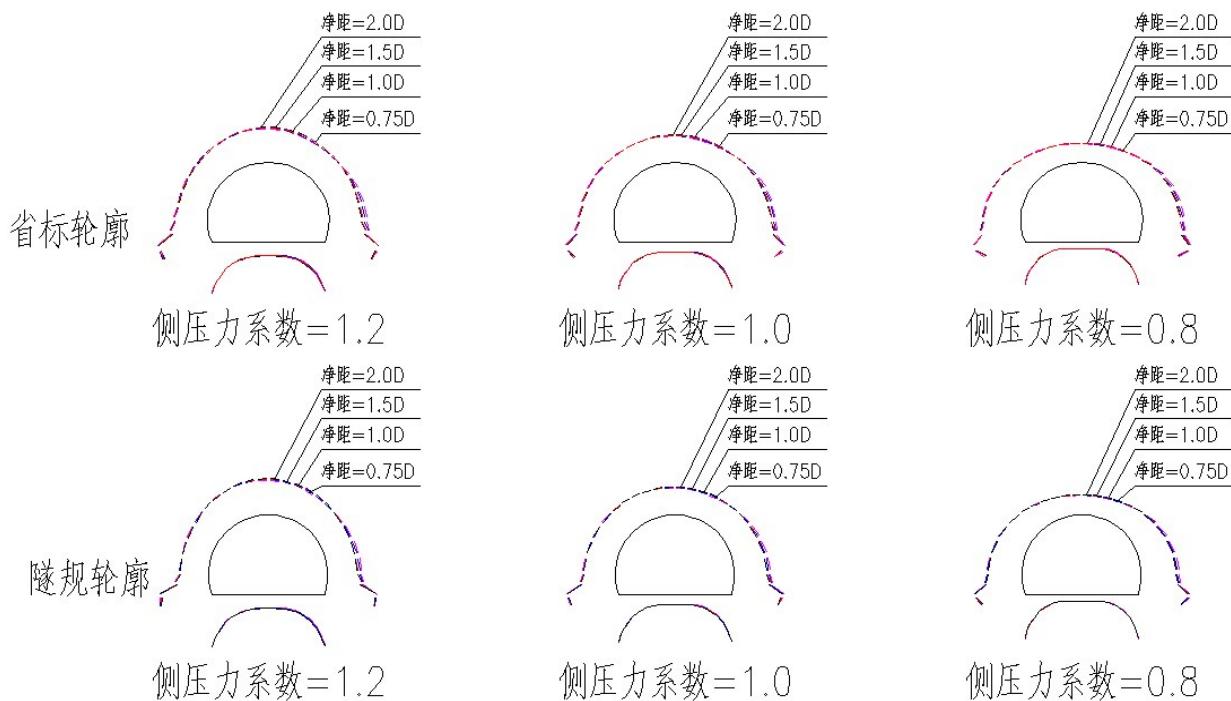
②拱顶侧随侧压力系数的增大,岩爆发生的可能性也大幅增加,再加上侧压力系数增大的同时边墙的切向应力在减少,说明实际上侧压力系数的增加将变相使岩爆由边墙逐步向拱顶集中。

图6 不同侧压力系数下洞周 $\sigma_0$ 应力分布图

#### (4) 隧道净距对洞周切向应力分布的影响

从计算结果上看,无论是省标轮廓还是隧规推荐轮廓,其洞周切向应力对隧道净距的变化都是不敏感的,只有当净距小于0.75D时洞周切向应

力才发生向中岩柱一侧集中的情况。由此说明从隧道切向应力方面分析双线隧道岩爆,隧道净距并不会起主要控制作用,在设计时可按一般隧道考虑隧道线间距而无需因岩爆而特意加宽。

图5 不同净距、侧压力系数条件下洞周 $\sigma_0$ 应力分布图

## 6 结论

本文依托大丰华高速公路鸿图嶂隧道,通过平面弹性数值计算分析了广东省常用的单洞四车道隧道轮廓、不同侧压力系数及隧道净距对洞周切向应力的影响,可以得到以下结论:

- (1) 切向应力成环状分布,隧道底部存在卸载区,发生岩爆的可能性较拱顶及边墙小;
- (2) 两种轮廓对洞周切向应力分布影响并不显著,设计中可以根据实际需要灵活选择;
- (3) 拱顶及侧墙的切向应力可以作为洞周切向应力的控制点,现场实测应力时可优先选择这



两点进行应力监测,以反映全洞周的切向应力情况;

(4)当 $a=$ 最大跨以上部分高度, $b=$ 最大跨度的一半时,按椭圆隧道应力计算公式所得应力值与按实际马蹄形隧道计算所得应力基本接近,可作为现场估算洞周切向应力的有效方法;

(5)侧压力系数对洞周切向应力的影响是显著的,尤其是拱顶处的切向应力,将随侧压力系数的增大而大幅增加,如果认为洞周切向应力是岩爆的主导因素,则可以认为侧压力系数的增大,逐步把岩爆向拱顶方向集中;

(6)隧道净距对洞周切向应力影响不大,因此不必因岩爆而特意增大隧道间距,可按一般隧道设计情况选择合理净距。一般来说对于两车道隧

道而言建议按净距取30~40m,这主要是考虑两侧隧道放炮作业引起的冲击效应的影响以及岩体塑性变形的所引起的附加应力集中效应。

#### 参考文献

- [1]. 大(埔)丰(顺)(五)华高速公路丰顺至五华段A标段 两阶段初步设计. 广东省交通规划设计研究院股份有限公司;
- [2]. 广东省高速公路工程设计标准化. 隧道通用图. 2015年5月版
- [3]. 公路隧道设计规范 JTG D70-2004. 人民交通出版社. 2004;
- [4]. 张倬元. 王世天. 王兰生, 工程地质分析原理, 地质出版社, 1994;



# 东岭隧道塌方处理措施

金 烨

(广东省交通规划设计研究院股份有限公司 广州 510507)

**摘要:** 塌方在隧道工程施工中时有发生,本文以东岭隧道施工过程中发生的塌方事故为研究对象,详细阐述了塌方事故的经过及处理措施,并介绍了塌方处理的一些经验和体会,提出了预防塌方的控制措施,为类似塌方事故的处理提供参考。

**关键词:** 塌方;分析;预防;措施

## 0 工程概况

东岭隧道为汕头至湛江高速公路揭西大溪至博罗石坝段中一座双向六车道特长隧道。隧道分左右线设置,左线隧道里程为 ZK110+471 ~ ZK114+719,长度 4248m;右线隧道里程为 K110+576 ~ K114+820,长度 4244m,最大埋深约 315m。

东岭隧道地处中低山地带,根据区域地质资料及地质调查资料,隧址区地层岩性主要有坡残积粉质粘土、燕山期花岗岩及其风化层组成。其中燕山期花岗岩分为两期侵入,两期侵入界限不明显。隧址区主要有 F3、F4 断裂,断裂带周边花岗岩多碎裂岩化。地下水赋存条件类型为第四系

松散层孔隙水和岩浆岩裂隙水。

## 1 塌方发生过程

2013 年 10 月 1 日上午 9 时 30 分,掌子面从右洞里程 K110+845.2 开挖至 K110+846.4 处,至约 9 时 40 分正在进行出碴作业时拱顶破碎围岩突然坍塌,塌方持续至 10 时拱顶形成塌穴,塌穴纵向长约 3.6m,横向宽约 10m,最大高度约 6m。塌方造成已施作的超前钢插管大部分被砸弯掉落,已完成初支的两榀钢架损坏(里程桩号 K110+844.0 和 K110+845.2),K110+842.8 处的一榀钢拱架轻微扭曲变形。

塌方现场及初支破坏情况见图 1、图 2。



图 1 塌方现场照片

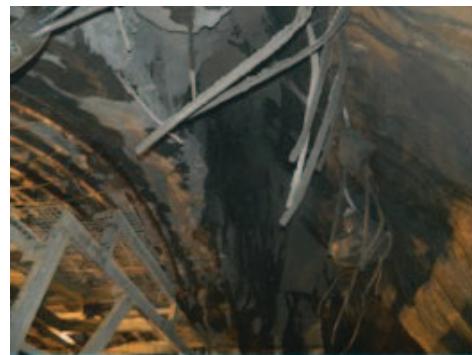


图 2 塌方现场照片

## 2 塌方事故原因分析

### 2.1 超前地质预报判断

根据 2013 年 9 月 22 日汕湛高速揭博段第三方检测提供的雷达探测超前地质预报的地质雷达探测成果分析推断,K110+842 ~ K110+872(30m 范围内)围岩主要由中风化花岗岩组成,围岩完整性一般,右侧受节理裂隙影响较破碎,节理裂隙水较发育,自稳能力一般,判断 K110+842 ~ K110+872

段围岩级别为Ⅲ级(局部较破碎、裂隙水较发育)。

### 2.2 塌方后现场判断

通过塌方现场勘察,塌方后的掌子面有裂隙水渗出,为一光滑结构面,并有泥质充填。塌方体后端(K110+843.5 左右)拱顶初支以上亦为一结构面。两个结构面形成一上窄下宽的楔形体,两个结构面与洞轴线近于垂直,而且靠掌子面一侧的结构面向已开挖方向倾斜。塌碴主要为碎块状,

结合地质纵断面图推测可能为花岗岩侵入接触带,呈青黑色,岩体破碎。

### 2.3 塌方段设计参数

掌子面右侧围岩较为破碎,为保证施工安全该段围岩初期支护已在原设计基础上有所加强,并设置钢插管超前支护,具体支护参数见表1。

### 2.4 塌方原因分析

由于此段局部破碎带与隧道走向成不利组合,并有裂隙水渗出,在开挖K110+845.2~K110+846.4这一循环后,破碎带围岩下部失去支撑,拱顶逐渐掉落。同时,K110+845.2处钢架喷砼初支完成不到24小时,承载能力差,随着破碎带围岩不断剥落、坍塌,砸毁两个构件支撑间距的初期支护,最终导致塌方的发生。

表1 塌方段原设计衬砌支护参数表

围岩级别	初期支护				钢筋网(cm)	二衬厚度 拱、墙(cm)	预留沉降量 (cm)	格栅或工字钢架	格栅或工字钢架间距(m)
	喷砼(cm)	药卷式锚杆							
	拱、墙	位置	长度(m)	间距(m)					
Ⅲ级	22	拱、墙	3(Φ22)	1.2×1.2	Φ6.5(20×20)	45	8	I16工字钢	1.2

## 3 塌方处理措施

### 3.1 塌方应急处理措施

根据现场实际地质及坍塌情况,为保证施工安全,采取以下临时加固措施:

1、用C20喷射混凝土对塌穴进行封闭,混凝土从隧道两侧向中间逐步喷射,厚度不小于20cm,稳定塌穴表面,防止塌穴继续扩大。



图3 C20混凝土对塌腔进行封闭



图4 设立临时加固钢拱架

2、为防止拱顶坍塌区域向已完成支护一侧延伸,对人员、机械造成安全隐患,对已完成的初期支护进行加强处理。即从K110+842.8开始向小里程方向设置5榀I20b工字钢作为临时支撑,钢架间距0.75m/榀,钢架背后与初支表面顶紧;K110+839.8~K110+842.8段拱顶112°范围内径向布置Φ42注浆小导管,小导管纵环向间距为0.75×0.75m,梅花型布置,每根长4.5m,注水灰比为1:1的水泥浆。

### 3.2 塌方段永久支护处理方案

(1)逐榀拆除K110+844和K110+845.2两榀钢拱架及初支喷砼两侧残留部分,按后续坍塌空穴段恢复初期支护。

(2)K110+846.4掌子面前后4m范围采用I22b工字钢逐榀设置钢架,因K110+842.8处拱架虽未破坏但已出现扭曲变形,在此位置紧靠这榀拱架设置第一榀I22b拱架加强支护,工字钢间距0.5m,直至初支紧顶至掌子面。靠近掌子面一榀拱架采用I22b超前腹板钻孔的钢架,便于恢复掘进时打设超前小导管,超前小导管在K110+846.4与K110+849.4断面处共搭设2环,小导管长4.5m,具体布置见图5。

表2 塌方段初期支护参数表

围岩级别	初期支护				钢筋网(cm)	二衬厚度 拱、墙(cm)	预留沉降量(cm)	格栅或工字钢架	格栅或工字钢架间距(m)
	喷砼(cm)	中空注浆锚杆							
	拱、墙	位置	长度(m)	间距(m)					
Ⅲ级 加强	28	拱、墙	4(Φ25)	1.0×0.5	Φ8(20×20)	60	15	I22b工字钢	0.5

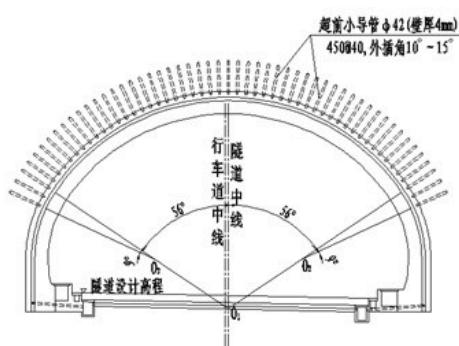


图 5 超前小导管布置图

(3) 在塌方段拱架外侧挂设Φ8钢筋网,间距为20cm\*20cm,并在钢筋网外侧铺设白铁皮以利喷射砼,此段喷射砼厚度为28cm,预留沉降量为15cm,具体参数见表2。

(4) 在施作初期支护时预留泵送混凝土钢管及排气管各三根。

(5) 护拱拱脚设锚杆与围岩锚固,设4m长系统锚杆,要求锚杆露出岩石1.0m,待初期支护达到一定强度后对塌腔灌注泵送C20混凝土形成护拱,厚度为1m,护拱与围岩间塌腔不再填充。

(6) 塌方段应在初期支护完成后及时施作二衬,二衬采用配筋加强衬砌,不设仰拱。

#### 4 预防塌方控制措施

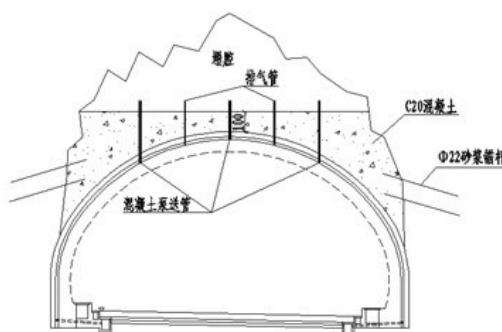


图 6 塌方处理正面示意图

塌方是隧道施工时极为常见的工程事故,不利的围岩情况、地下水的发育、支护不到位、施工组织不力、进度压力等等都是导致塌方发生的因素。因此,在实际施工中应采取必要的措施使塌方的风险降到最低,以本次东岭隧道塌方为例,对一般公路隧道塌方风险控制措施建议如下:

(1) 根据围岩情况选用适当的施工方法,如双侧壁导坑法、上下台阶环形分部法等,尽量减少对围岩扰动;

(2) 对软弱围岩区段采取超前加固措施,如超前注浆小导管、超前锚杆、超前钢插管支护等提高围岩自稳能力;对于特别破碎的软弱围岩,也可以采用管棚进行超前支护,确保施工安全;

(3) 加强隧道监控量测工作,同时加强地质超期预报和开挖后地质描述记录及分析,并根据预报和分析结果及时调整支护参数,预防隧道塌方;

(4) 以“防、排、堵、截”的原则治理地下水和地表水;

(5) 安排合理的施工进度,严格控制开挖进尺;

(6) 尽量采用光面爆破,减少围岩扰动严格控制炸药用量和爆破震动速度;

(7) 尽量获取更详细的地质勘察资料,以便设计单位更合理的设计支护参数;在施工过程中动态施工,及时根据最新的围岩情况变更支护参数。

#### 5 结语

工程中我们应以预防塌方的发生为主,尽量避免塌方的发生。当然,隧道塌方不可避免,在遇到塌方发生时应迅速采取处理措施,防止事态扩大造成更严重的财产损失和人员伤亡,然后紧急组织相关各方共同讨论决定合理的处理方案。目前,本次塌方段已顺利通过,在及时的采取应急处理措施和永久处理措施的情况下,未造成更严重的后果。

#### 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.公路隧道施工技术规范(JTG F60-2009)[S].北京:人民交通出版社,2009
- [3] 广东省公路勘察规划设计院股份有限公司,东岭隧道两阶段施工图设计文件[R].广州:广东省公路勘察规划设计院股份有限公司,2011.



# 基于“海绵城市”理念的市政道路优化设计

孔泽仁

(广东省交通规划设计研究院股份有限公司,广东广州 510507)

**摘要:**城市道路雨洪管控是海绵城市建设的重要一环,通过道路各设施将雨水合理收集利用,对缓解城市内涝、回补地下水源、节约绿化带灌溉成本和市政管道造价具有重要意义。本文通过分析低影响道路的设计模式和各类低影响设施的适用范围,对市政道路设计的各方面进行优化,以期利用各类低影响设施来缓解城市洪涝灾害和控制径流污染,净化城市水质和补充地下水源。

**关键词:**低影响开发;低影响通用设施;透水路面;透水人行道

城市洪涝及径流污染、雨水资源流失、排水系统老化落后、水环境恶化是我国快速城市化过程中面临的重大问题和城市可持续发展的制约因素。城市道路作为城市三种主要下垫面之一,其雨水径流量大,污染严重,是城市面源污染的主要来源。研究表明对一般城市建设区,道路次降雨径流量约为25%,却产生了40%~80%的污染物。

因此,道路是城市面源污染的关键源区。

低影响开发城市道路径流雨水应通过有组织的汇流与转输,经截污等预处理后引入道路红线内、外绿地内,并通过设置在绿地内的以雨水渗透、储存、调节等为主要功能的低影响开发设施进行处理。

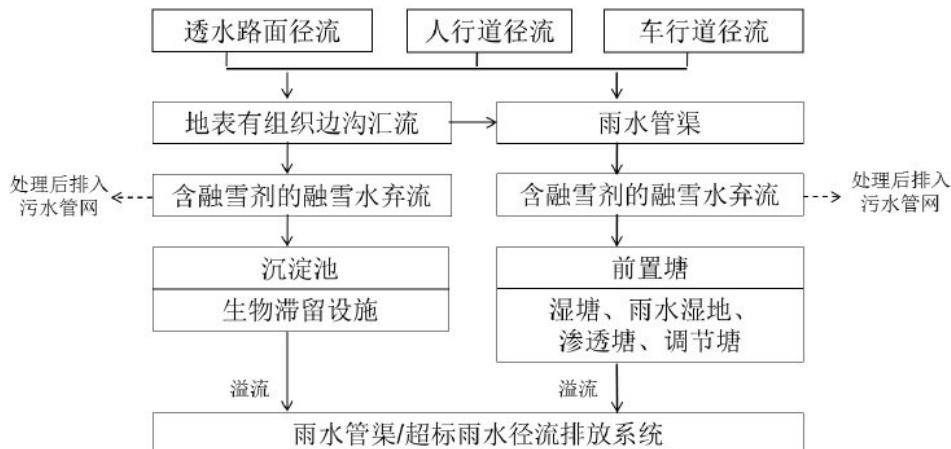


图1 城市道路低影响开发雨水系统典型流程示例

## 1 低影响开发道路设计模式

低影响开发市政道路的建设充分利用了道路绿化带在收集、储存、入渗、净化雨水径流方面的功能,将道路绿化带建设为植生滞留槽的形式,道路雨水径流通过孔口道牙自流入绿化带入渗、排放。绿化带高程低于路面10~20cm,雨水口设于绿化带内,雨水口高程高于绿化带而低于路面高

程。道路雨水径流流入绿化带后,首先进行储存和入渗,超过设计重现期的雨水溢流入雨水口,经雨水管道排放。雨水管道可采用穿孔管道,雨水在流行的过程中可继续入渗。

道路人行道和非机动车道可采用透水铺装路面,如透水砖和透水混凝土等。为尽可能多的消纳道路雨水径流,人行道树木可采用低影响开发树池形式。

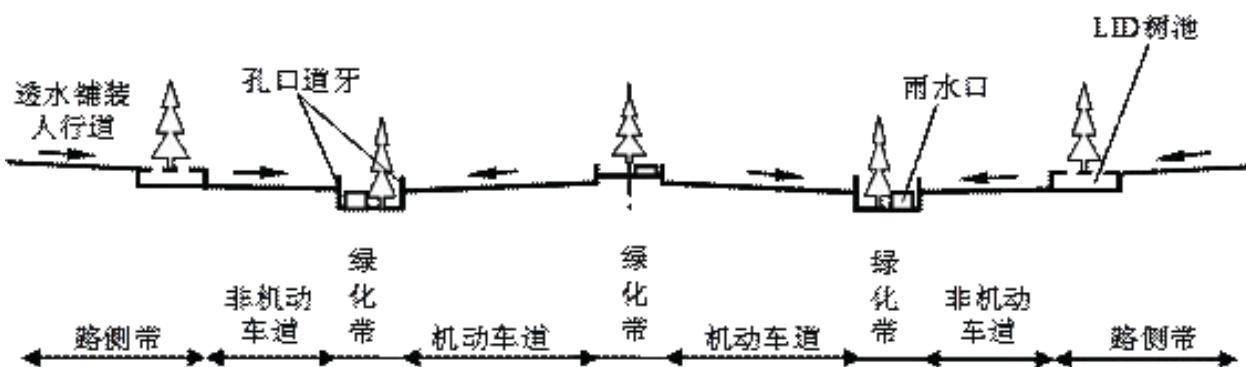


图2 低影响开发市政道路横断面示意图

传统市政道路与低影响开发市政道路排水系统的异同见下表。

表1 传统市政道路排水模式与低影响开发模式的对比

项目	传统市政道路排水模式	低影响开发模式
主要目标	以雨水的尽快排除为根本出发点,降低道路雨 水径流的峰流流量	在保证路面不积水的前提下,源头控制雨水水 量与水质,控制洪峰和面源污染
规划设计	点式雨水口收集,管道输送排除	雨水线性排入下凹式绿化带储存和入渗,部分 雨水径流管道输送排除
路面	非透水路面	透水路面(透水沥青、透水混凝土等)
人行道	非透水人行道	透水铺装地面(如透水砖等)
绿化带	高程高于路面,路面雨水径流无法自流入绿 化带; 无雨水储存功能;入渗能力差;无雨水净化功能	下凹式绿化带,以植生滞留槽形式建设;有雨水 储存功能;入渗能力强;有一定的雨水净化功能
雨水口位置	路面上	绿化带内,雨水口高程高于绿地而低于路面高 程
道牙	传统道牙	孔口道牙
排水管道	传统雨水管道	可采用穿孔排水管
应用效果	排除多,入渗少,洪峰流量大,管网负荷大,面源 污染严重	入渗多,排除少,可有效削减洪峰和径流总量, 控制面源污染
管理维护	较复杂	简单

## 2 各类低影响设施适用范围

城市道路按道路在路网中的地位、交通功能以及对沿线的服务功能等,可分为快速路、主干路、次干路和支路四类。而城市道路的断面形式,常见的有一块板、两块板、三块板、四块板。

从雨水径流管理的角度出发,将低影响发展理念及措施应用于城市道路,需综合考虑道路类

型与断面形式、道路坡度与坡向、道路周边场地开发强度及可利用开放空间大小等因素,以达到削峰、减排,缓解城市内涝压力,补充城市地下、改善景观和生态环境等多重目标。

表2介绍了适宜应用于道路的低影响开发技术措施,表3为各种措施对径流水质和水量的处理效果。

表2 城市道路雨水技术措施类型及适用范围

类别	名称	适用范围
源头技术措施 (红线内)	透水铺装(透水沥青/透水混凝土)	用于停车场、人行道、非机动车道、车行道等
	渗透设施(渗透管/渠)	在用地紧张、有透水性良好的土层、且地下水位较低、雨水径流水质较好等条件下较适用,常设置于沿道路周边区域
	雨水收集池/桶	适合于功能区源头,收集利用立交高架下空间地带
	水质型进水口(油砂分离器/截污式雨水口)	用于立交、市政管道的源头截污和控油
	滞留槽、路缘石扩展池、生态边沟、生态树池、雨水花园	适用于汇水面积小于1公顷的区域,如道路步行区、中央绿化带、机非隔离带、停车场等
中途技术措施 (红线内/外)	植被浅沟/缓冲带	城市道路两侧、地块边界或不透水铺装地面周边、功能区的绿地。与场地、道路排水系统构成一个整体。植被浅沟还可部分或全部替代雨水管道(较小的汇水流域),起输送和净化的目的
	生物滞留、雨水花园、下凹绿地	适用于汇水面积小于1公顷的区域,如机非隔离带、中央绿化带、停车场等绿化带内
末端技术措施 (红线外)	雨水塘干塘、湿塘、延时滞留塘	一般用于道路排水管线末端及道路红线外绿地
	雨水湿地	一般用于道路排水管线末端及道路红线外绿地
	多功能调蓄公园/运动场/广场/停车场	在高速路、立交桥、停车场等附近的较大可利用空间,且有足够的汇水面和径流量,有排洪压力的区域,适宜于实施多功能调蓄。和雨水塘/湿地技术一样,也可以兼顾对道路红线外部分区域径流的控制处理。
	入河雨水截污(滤网、生物处理带)	主要适用于雨水集中入水体的排放口,可与雨水湿地、雨水塘结合使用

表3 城市道路雨水技术措施对径流水质和水量处理效率

名称	控制效果		
	水质处理	峰值削减	总量削减
植被浅沟与缓冲带	中		低
生物滞留设施	高	中	低
雨水湿地/塘	高	高	低
过滤设施	中	高	低
渗透设施	高	低	高
多功能调蓄	中	高	高

### 3 道路对低影响通用设施的选用

以三幅路为例,低影响通用设施的选用如下表,雨水LID系统平面布局流程示意如下图。

表4 三幅路LID措施平面布局衔接关系

道路组成类别	LID措施
人行步道	透水砖、透水混凝土等
绿化分隔带	生物滞留带、生态树池等
车行道	透水沥青等
机非分隔带	下凹绿地、植被浅沟等
非机动车道	透水混凝土等

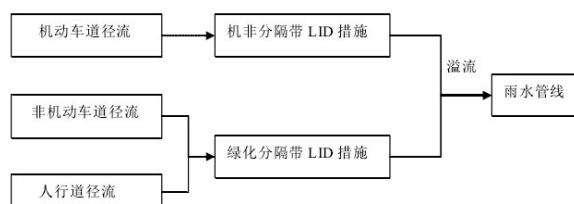


图3 三幅路雨水LID系统流程示意

### 4 横断面及路面雨水径流流程设计

在充分研究城市所在地的实际情况和相关规

范的基础上确定人行、车行和绿化分隔带的布置次序和宽度。如果涉及到旧路改造,考虑到道路的海绵城市优化设计尽可能减少对于道路基本功能影响的原则,因此,道路断面优化设计对道路各类设施的布置次序和宽度应维持不变。道路横断面和雨水径流流程优化内容如下:

1、优化道路横坡坡向、坡度,充分考虑路面与道路绿化带及周边绿地的竖向关系,便于雨水径流汇入。

2、侧绿化带下沉,布置雨水花园等生物滞留设施,人行道、非机动车道及车行道雨水径流经道路侧石开口汇入。

3、有侧绿化带的断面中雨水口采用溢流式雨水口,移至侧绿化带中央布置。

4、树池采用低影响开发生态树池,人行道、非机动车道经树池盖板进入,车行道雨水径流经侧石开口汇入。

5、中央绿化带雨水经低影响开发设施净化污染物经渗排管汇集后进入市政雨水管。

各等级道路断面及路面径流流程优化内容基本一致,以下以城市主干路为例:

主干道一般按两幅路模式建设,中间以分隔栏或绿化带分隔,自行车道与人行道设于同一平面上。人行道采用透水铺装,自行车道采用采用透水混凝土或透水沥青。

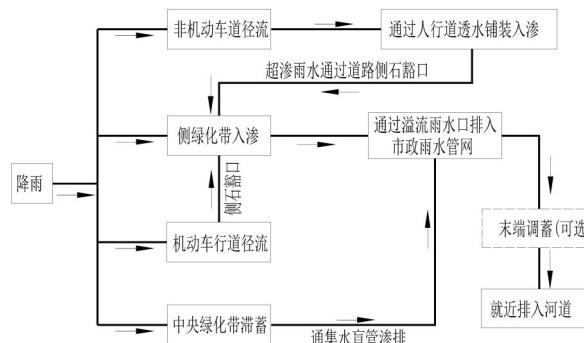
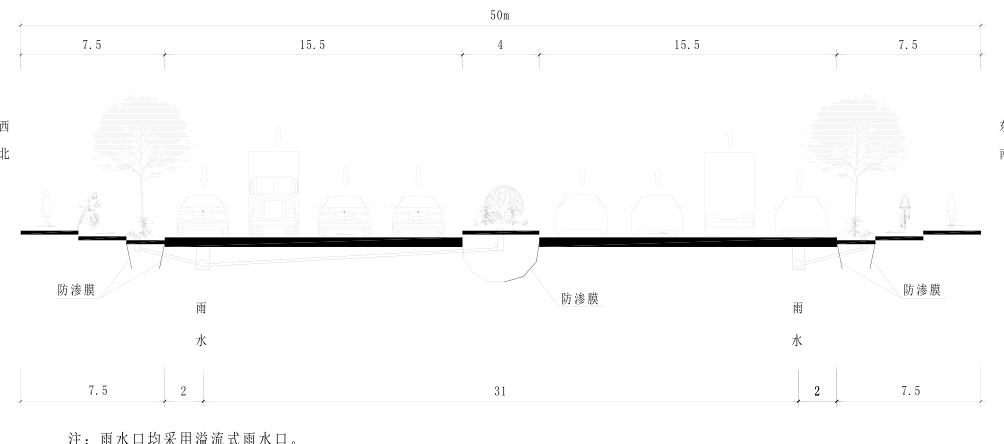


图4 城市主干道雨水径流优化流程



注: 雨水口均采用溢流式雨水口。

图5 城市主干道雨水管线布置断面图

## 5 市政道路各组成部分的低影响设计

### 5.1 机动车道低影响设计

中、轻荷载机动车道可采用透水沥青路面、轻荷载机动车道可采用透水水泥混凝土路面,透水铺装设计应满足国家有关标准规范的要求。当城市道路车行道部分采用透水路面结构时,其砾石排水层应设渗排(管)设施,并接入排水系统。

### 5.2 非机动车道低影响设计

非机动车道路面如果与人行道共板,采用透水砖铺筑,详见人行道低影响设计。若单独设置,可采用全透水水泥混凝土路面,全透水结构的人

行道基层可采用级配砂砾、级配碎石及级配砾石基层。基层厚度不应小于150mm。

### 5.3 人行道低影响设计

优化设计道路人行道采用透水铺装,其道路路面结构除满足承载要求以外,还应满足透水、储水功能要求。透水人行道路面结构类型的选择应根据土基承载能力、土基的均匀性、地下水的分布来确定。透水人行道下的土基应具有一定的渗透性能,土壤渗透系数应 $\geq 1.0 \times 10^{-4} \text{ cm/s}$ ,且渗透面距离地下水位应大于1.0m。渗透系数 $< 1.0 \times 10^{-6} \text{ cm/s}$ 或膨胀土等不良土基、在水源保护区,不宜修建透



水人行道。

#### 5.4 绿化带低影响设计

1、道路红线内的中央分隔带或机非分隔带宜建设为下沉绿地、植草沟和生物滞留设施；道路周边绿地宜建设植草沟、生物滞留设施、雨水塘和人工湿地。低影响开发设施建设，应结合道路功能、道路竖向和景观要求，合理组合，优化布局。

2、面积、宽度较大的绿化带、交通岛、渠化岛等区域可依据实际情况采用雨水湿地、雨水花园、湿塘、调节塘、调节池等设施。

3、设计道路路面雨水宜首先汇入道路红线内绿化带，一般采用路缘石开口，排至下沉式绿地、植草沟等；人行道雨水通过表面径流、透水铺装排至下沉式绿地、渗管（渠）等。

4、为充分利用道路红线内的绿地，当中分带宽度 $>4m$ ，允许路面径流汇入中分带，超量径流通过溢流式雨水口流入市政雨水管道；当中分带宽度 $<2.5m$ ，由于中分带的绿地面积有限，且考虑溢流式雨水口连接管过长，不允许路面径流汇入中分带。为推进海绵城市的建设，不建议采用中分带宽度在 $2.5\sim4m$ 之间的城市道路。

5、城市道路绿化带内低影响开发设施（如下沉绿地、雨水湿地、雨水花园、湿塘、植草沟），应采取必要的防渗措施，防止径流雨水下渗对道路路面及路基的强度和稳定性造成破坏。

6、采用渗排管、渗管（渠）时应采用透水土工布外包处理，防止管渠堵塞。

#### 5.5 人行道树池低影响开发设计

树池篦子盖板造型应结合当地区域特色并满

足植物的生长需求，树池篦子宜为玻璃钢材质，厚度大于 $40mm$ ，承载力应达到 $2.5kN$ 以上，漏水面应大于 $80\%$ ，树池篦子颜色应与周边环境相协调。

### 6 结语

市政道路低影响开发雨水系统对于缓解城市洪涝灾害、控制径流污染、净化城市水质、补充地下水水源具有重要的作用。海绵城市建设并不是1个单一的工程或者1个具体的方法就能做到的，城市道路建设工程需要从规划及设计层面来考虑雨水资源化的方向，构建雨水的利用格局。结合具体工程，在透水铺装、下沉式绿地、生物滞留设施、渗透塘、渗井、蓄水池、植草沟、渗管/渠、植被缓冲带等技术选择中综合利用，以期达到城市道路海绵城市建设的最佳效果。

### 参考文献：

- [1] 住房与城乡建设部.《海绵城市建设技术指南—低影响开发雨水系统构建》.北京, 2014
- [2] 丁年.《深圳市光明新区低影响开发市政道路解析》.深圳:深圳市城市规划设计研究院, 2012
- [3] 周延伟.《海绵城市理论在道路绿化景观设计中的应用》.天津:中国市政工程华北设计研究总院有限公司, 2015
- [4] 杜中华.《海绵城市理念在城市道路工程中的应用》.邳州:邳州市规划局, 2015
- [5] 刘智睿.《基于海绵城市视角的透水性铺装材料的研究》.南京:南京大学建筑与城市规划学院, 2015



# 江肇高速防逃费车道拦截系统工程方案研究

汪俊彬

(广东省交通规划设计研究院股份有限公司,广东广州,510507)

**摘要:**随着广东省高速公路一些免费政策的实施,某些不法车主在经济利益的驱使下,采取各种逃费方式来少交或逃交通行费,为了有效打击各类逃费行为,保障高速公路的正常营运,省营运管理协会部署建立全省统一的防逃费车辆拦截系统,实现打击车辆防逃费的目的。江肇高速在沿线收费站的所有收费车道实施车道高清卡口设施,对来往车辆进行车牌识别、图片抓拍和视频记录,为后期查处逃费行为提供证据。本文以江肇高速防逃费车道拦截系统为例,探讨各路段防逃费改造的方案。

**关键词:**车道拦截系统;车道高清卡口;车牌识别;防逃费

## 0 项目背景

随着广东省高速公路路网的日益扩大、全省联网收费的实施、货车全计重收费的推进以及绿色通道免费等政策的实施,一些唯利是图的车主在经济利益的驱使下,不断采取各式各样的逃费方式来少交或逃交车辆通行费,例如恶意跟车、屏蔽标识点、换卡、大车小标、倒卡、强行冲卡等方式逃费,给广东省高速公路带来了巨额的通行费损失。

为有效打击各类逃费行为,保障高速公路的正常营运,广东省营运管理协会部署建立全省统一的防逃费车辆自动拦截系统,通过统一规划,实现全省范围内逃费车辆黑名单信息、逃费车辆记录信息、逃费车辆稽查信息的共享,以实现全广东省高速公路共同打击车辆逃费行为的目的。

为配合全省车辆防逃费自动拦截系统工作的开展,遏制车辆冲卡逃费行为,江肇高速公路拟在全线收费站的出入口车道实施车道高清卡口设施,用于对来往车辆进行车牌识别、图像抓拍和视频记录,并对车辆冲卡逃费行为进行图片、视频记录,为后期查处逃费行为提供有力证据。

## 1 收费车道设施现状

目前,江肇高速共有车道77条,共计入口车道31条,出口车道46条。其中MTC车道共计50条,ETC车道(含出入口ETC专用车道、ETC/MTC混合车道)共计24条,自助发卡车道共计3条。

### 1.1 出入口MTC车道和自助发卡车道现状

本路段MTC车道和自助发卡车道均于自动栏杆机附近设置模拟摄像机,输出视频为未编码模拟标清视频。

目前车道视频采用“视频光端机+视频分配器+数字硬盘录像机+视频编码器+通信系统”的架构。车道视频通过视频光端机传至站内机房,经视频分配器后,一路图像进数字硬盘录像机进行本地存储,一路图像通过视频编码器接入通信系统,经光纤链路上传至监控中心。



图1 车道监控设施现状

### 1.2 卡口管理服务器概况

目前,在大沙管理中心设置了一套高清卡口



管理服务器,在服务器上安装了高清卡口客户端软件,用于管理主线的高清卡口数据。高清卡口客户端软件主要实现数据查询和卡口数据流水存储功能,软件功能比较单一,且与收费系统暂未进行数据对接,车道收费软件无法自动识别通行车辆是否为黑名单车辆,无法满足车辆防逃费自动拦截系统的功能需求。

## 2 防逃费拦截系统设计方案

### 2.1 系统概述

本系统前端采用“200万像素高清抓拍摄像机”方案,具备图片抓拍、车牌识别和录像功能,摄像机可实现地感线圈和视频触发抓拍。抓拍摄像机具备双以太网端口和模拟视频输出端口(2\*RJ45+BNC),可同时输出2路高清视频(含抓拍图片和车牌识别数据)和1路模拟视频。

摄像机可同时输出抓拍图片和视频录像双码流,对通行车辆提供车牌号码、含清晰车牌的全景高清图片、车辆通过车道全程视频录像,如图所示:



图2 高清摄像机抓拍图片

本系统在监控中心配置防逃费拦截系统服务器,一旦车辆发生冲卡行为,服务器启动证据采集,将冲卡行为发生时间段内的车牌号码、车辆高清图片、高清视频录像等信息进行收集整理,作为后期稽查及起诉冲卡行为的证据。

对有冲卡逃费行为的车辆,由路段中心进行确认并进入灰名单库,同时提交出入口流水(含车牌信息)及图片、车道出口视频等信息至省营运平台,营运平台结合车辆的历史逃费记录,对灰名单车辆进行审核,确认后生成车辆黑名单库并下发路段直至车道。

车道软件利用摄像机前端识别的车牌号码,通过与黑名单库车牌进行比对,一旦发现车辆为黑名单库车辆,系统软件进行警示及拦截(不抬杠放行),并将信息传输至收费中心。

### 2.2 车道高清卡口改造方案

本次改造将在各收费站MTC出入口车道更换或新增1台高清抓拍摄像机,同时用于防逃费抓拍和车道监控系统,并满足“一张网”联网收费和车道联网防逃费等功能,ETC车道摄像机已具备车牌识别功能,可直接升级软件。

#### 1.MTC入口车道布设原则:

- 布设数量:每条车道新增1台200万高清抓拍摄像机、1个闪光灯和1个补光灯。
- 布设位置:摄像机、闪光灯安装于原有摄像机立柱上(原有摄像机拆除作为备品备件),并对原有立柱进行改造,新增支架安装闪光灯和补光灯,安装时应以现场抓拍效果选取摄像机镜头,满足车道监控和防逃费要求。
- 触发线圈:原有车道抓拍线圈(收费亭中线处)。
- 触发信号:收费亭工控机或原车辆检测器I/O端口。
- 防逃费原理:车辆在入口处经过亭中线线圈,摄像机抓拍一张图片,输出车牌号码和抓拍图片至工控机,产生入口流水并通过收费网络上传至路段监控中心,存储于防逃费拦截系统服务器。

#### 2.MTC出口车道布设原则:

- 布设数量:每条车道新增1台200万高清抓拍摄像机、1个闪光灯和1个补光灯。

- 布设位置:摄像机、闪光灯、补光灯安装于新增摄像机立柱上,摄像机立柱安装于车道右侧收费岛岛尾,距离自动栏杆机约3~5m,安装时应以现场抓拍效果选取摄像机镜头和调整设备间距,满足车道监控和防逃费要求;
- 触发线圈:原有车道抓拍线圈(收费亭中线处)。
- 触发信号:收费亭工控机或自动栏杆机原车辆检测器I/O端口。
- 防逃费原理:车辆在出口处经过亭中线线圈,摄像机抓拍一张图片,并输出抓拍图片和车牌识

别结果给工控机,工控机根据车牌识别结果与黑名单车辆进行比对,若为非黑名单车辆,正常放行;若为黑名单车辆,系统软件进行警示及拦截(不抬杠放行),并将警示信息上报至管理中心,收费站稽查人员过来处理。若车辆冲卡,防逃费系统将对冲卡行为进行标记,同时防逃费拦截系统服务器启动数据采集功能,提取冲卡时间段内的视频录像并进行抓图,将车牌识别结果、车辆流水、抓拍图片、冲卡过程视频传至管理中心,存储于防逃费拦截系统服务器中,作为后期稽查的依据。

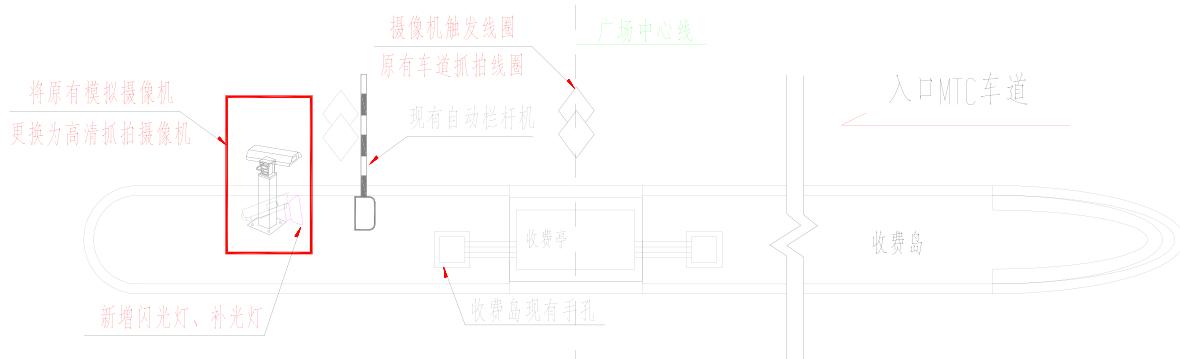


图3 MTC入口卡口摄像机布设方案

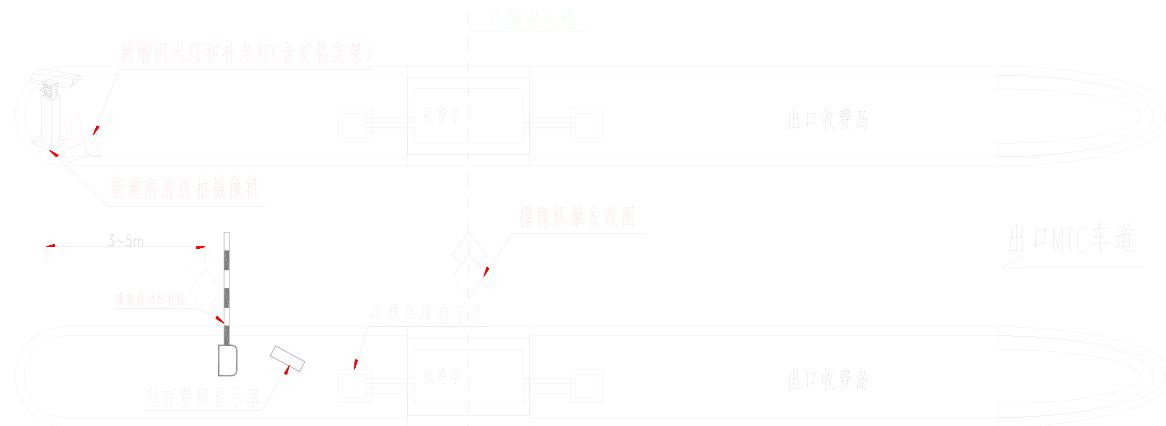


图4 MTC出口卡口摄像机布设方案

### 2.3 工控机接入及收费软件升级方案

目前,本路段车道工控机收费软件不具备防逃费自动拦截功能和处理高清图像的功能,本次改造需升级车道软件,增加防逃费功能。

具体方案如下:

1. 车道监控:新增的高清抓拍摄像机输出一路网络数据(含车道视频)接入广场视频交换机,

通过万兆网上传至监控中心,在每个收费站机房新增网络硬盘录像机,用于存储车道监控视频。

2. 防逃费抓拍:为实现车道防逃费抓拍功能,高清抓拍摄像机(RJ45)输出一路网络数据(含车牌号码和抓拍图片)进工控机,抓拍图片、车牌识别结果数据经通信接入网上传至监控中心,防逃费数据纳入收费系统传输和存储。



**3. 升级收费软件:**按照省营运平台与路段中心数据接口规范的要求,对原路段中心/收费站/车道收费软件进行升级,增加防逃费功能,抓拍摄像机的视频、图片、数据需接入车道工控机,向车道工控机输出1张车辆大图(包含车头全貌特征)、1张车牌彩色小图、车牌二值化图、车牌颜色、车牌号码等信息。当判断车辆为黑名单车辆后,车道系统对应显示屏显示相关信息,栏杆机不抬杆,不允许车辆通行。升级后的收费软件按照监控视频命名及字符叠加规则要求将收费信息叠加至摄像机视频。

#### 2.4 管理中心改造方案

本次改造在路段收费中心新增1台防逃费拦截系统服务器,并在服务器配置8块4T企业级硬盘,用于对本次新增车道高清卡口的抓拍图片、车道流水数据和车辆冲卡视频的存储,服务器与收费中心数据交换机相连。一旦车辆发生冲卡行为时,防逃费拦截系统自动提取冲卡过程的视频和图片,并存储于服务器上,以供后期的稽查及逃费黑名单的审核。

#### 2.5 防逃费自动拦截系统构成

防逃费自动拦截系统主要由“平台系统—路段系统—站/车道系统”三级组成。系统结构如下图所示:

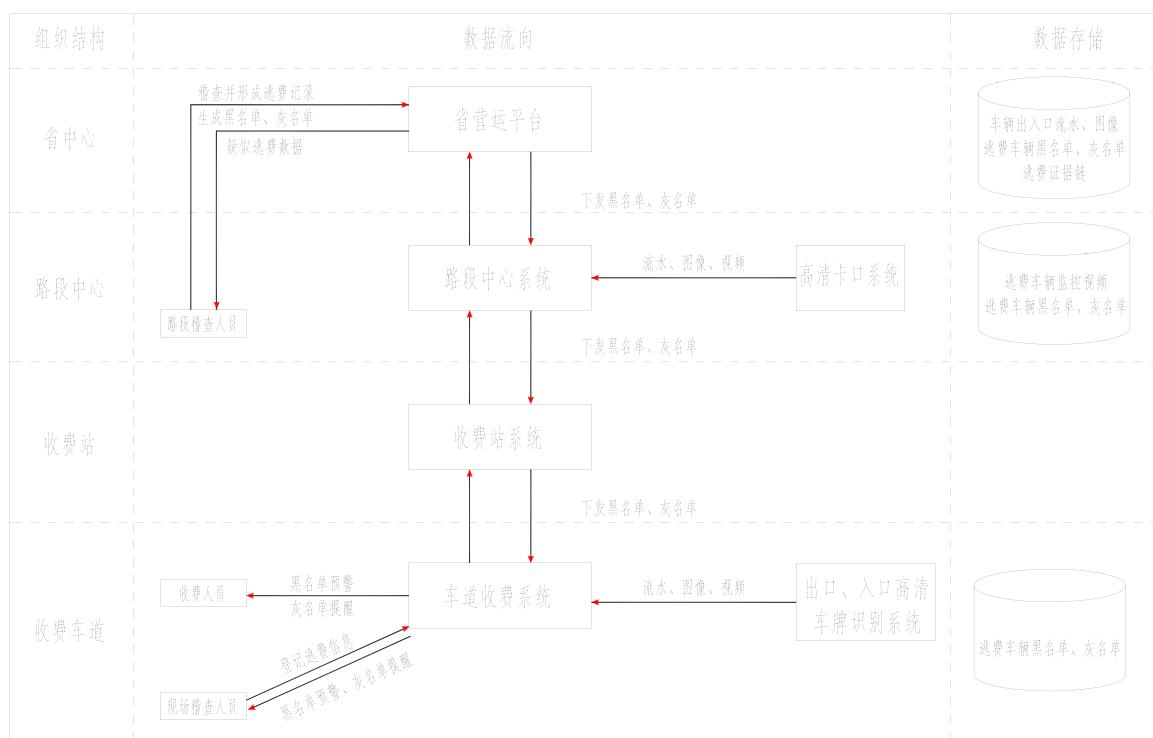


图5 防逃费自动拦截系统结构图

其中“平台系统”已由省营运中心搭建并运行,针对全省联网收费防逃费车道拦截的建设,仍需进行平台相关黑名单及防逃费拦截功能的完善和升级,以满足业务需求。

“路段系统”、“站/车道系统”需进行搭建并与“平台系统”对接。“路段系统”主要是指路段收费中心系统,为满足防逃费自动拦截功能,需对路段收费软件进行升级改造,改造后需满足以下功能:

1. 参数管理。提供车辆黑名单下发站/车道的功能,并且能查看历史的下发情况。

2. 接口管理。主要指通过WEB方式调用的接口。包括

- (1) 提供出入口图像接口,供平台调用。
- (2) 提供高清卡口图像接口,供平台调用。
- (3) 提供视频图像接口,供平台调用。

接口应能满足性能的要求,并且在适当的情况下将接口获取的数据保存到路段存储中。

3. 稽查数据传输。包括:

- (1) 接收平台下发的欠费补缴信息。
- (2) 自动上传稽查后的稽查数据到平台。



4. 报表统计。提供拦截系统的各类统计报表,提交给上级平台系统。

“站/车道系统”:对已实施车牌识别系统的车道,对车道软件黑名单拦截功能升级并与省平台对接联调;暂未实施车牌识别系统的车道,需安装车牌识别系统(含高清摄像机、车牌识别分析设备、识别软件、施工安装调试等),并对车道软件黑名单拦截功能升级以及与省平台对接联调。车道安装车牌自动识别系统并与车道收费软件融合后,对出入口驶出或驶入的黑名单车辆进行自动报警及拦截,拦截车辆后,现场人员可应用移动终端及省运营管理平台核实车辆的逃费数据,并进行相关的通行费用追缴。

### 3 结束语

有效的信息收集和在线监测管理是防逃费的

核心,如何通过路网检测和信息配对,与现有系统结合,合理科学地利用高速公路收集的数据和资源,进一步对防逃费功能进行优化和完善,是以后探索的方向之一。

本次江肇高速防逃费改造是在全省范围内,以车牌识别为基础的防逃费改造,通过基础硬件的搭建,后台软件的升级,能够有效地收集逃费车辆信息并共享信息,达到共同打击防逃费的目的,对其他路段有一定的借鉴意义和参考价值。

### 参考文献

- [1] 关小杰.京珠北高速公路监控中心高清数字化改造方案研究[J],中国交通信息化,2014(S1):105-107
- [2] 关小杰.基于VoIP技术的高速公路综合语音解决方案[J],中国交通信息化,2015(10):124-125



# 基于GIS的城镇公路网规划研究

杨鹏<sup>1</sup>, 杨启福<sup>2</sup>

(1. 广东省交通规划设计研究院股份有限公司, 广东广州 510507; 2. 南宁市交通运输局, 广西南宁 530022)

**摘要:**利用GIS对空间数据的存储、管理和分析处理功能,实现公路网规划过程的可视化操作,能使规划结果更加直观并显著提高公路网规划工作的效率。通过分析总量控制法在城镇公路网规划中优势,在建设成本约束条件下采用路网规模预测模型和路网布局模型,开发了基于Arcgis软件的规划平台。实例结果分析,规划后的路网规模和布局合理。因此,基于GIS的路网规划具有良好的可操作性。

**关键词:**地理信息系统;公路网规划;总量控制法;城镇

2012年中央经济工作会议提出建设新型城镇化,强调提高城镇化的质量,在城镇化进程中融入生态文明理念和原则全面,走集约、智能、绿色和低碳的新型城镇化道路,使得城镇化发展成为中国经济发展新的增长动力和扩大内需的重要手段。根据联合国有关预测数据,我国城镇化率在2020年将达到53.2%,城市人口将超过7.5亿。同时我国城镇化进程中面临着城镇化水平低、布局不合理,基础设施不完善等一系列问题。其中基础设施不完善成为制约城镇化发展的主要因素之一。因此,加强基础设施建设,特别是交通基础设施,能够极大推动城镇化发展,引导产业布局优化。

## 1 公路网规划方法

公路网规划方法大致经历了直观判断阶段、集聚模型与非集聚模型阶段、出行选择行为模型阶段和应用计算机技术阶段。其中,直观判断阶段是公路网规划初期,由具备经验的规划技术人员根据以往经验来进行规划和预测的一种定性规划的方法;集聚模型和非集聚模型阶段中集聚模型将研究对象划分成小区或群体等特定集合体为研究的基本单元,具有代表性的模型主要有四阶段法<sup>[1]</sup>和总量控制法<sup>[2]</sup>,而非集聚模型以个人出行选择的离散量研究为基础,具有代表性的模型主要有Logit模型和Probit模型<sup>[3]</sup>;出行选择行为模型阶段公路网规划方法转向基于人的活动的出行选择行为模型,该模型认为影响出行次数的因素主

要是由人们的心理活动过程等;应用计算机技术阶段是引入计算机技术,极大地提升了公路网规划的便利性。

我国公路网规划方法从最初的定性分析已向以数学模型为基础的定量定性分析的科学决策方法转变。目前,我国公路网规划工作应用比较广泛的有四阶段模型法和总量控制法。四阶段模型法从微观出发,以定量分析为依据,以路网现状出行量分布调查为基础,预测路段未来交通量,据此建立模型对路网规划方案进行设计与优化。总量控制法则从系统分析出发,从路网现有里程和等级结构等去把握公路网的合理发展规模,并应用图论原理进行公路网布局优化<sup>[4]</sup>。

## 2 公路规划中GIS的应用

公路网规划中最重要的工作就是数据处理,而传统的处理方法往往费时费力。随着GIS(Geographic Information System)即地理信息系统的兴起,其强大数据管理、数据管理、分析及图形显示等方面的优势逐渐受到公路网规划人员的重视,从而被应用到公路网规划中。

由于公路网规划具有信息量大、规划涉及面广、系统性强、需要定量分析技术并实现方案寻优等特征。GIS除具有数据(数字、文字等属性数据和图形数据)的收集整理、存储管理、综合分析及处理信息的基本GIS功能外,还包括叠加处理、地形分析、路径优化、栅格显示等功能,能够很好的满足公路规划的需求。目前,广泛运用于公路网



规划的GIS系统平台主要有国外的ArcGIS、MapInfo及国内的MapStar、MapGis、GeoStar、SuperMap等<sup>[5]</sup>。

### 3 基于GIS的规划平台的搭建

路网规划GIS系统以ArcGIS作为平台,利用二次开发构建具有图形及影像处理、数据查询与统计、空间分析、分析预测及综合查询的GIS应用系统。

规划平台核心部分是建立地理空间数据库,地理空间数据一般包括空间数据、属性数据和关系数据,空间数据是描述地理要素的空间位置、形状、大小等特征的数据,主要有点、线、面三类,可以用来代表行政区划边界、河流、路网、居民点及主要控制点等;属性数据是用来描述地理要素属性特征的数据,表示区域经济社会数据(GDP、人口等)道路属性数据(线路起止点、里程、等级等)和土地利用属性数据等;关系数据是描述地理要素之间空间关系的数据,即拓扑关系。本文二次开发利用ArcGIS Engine平台进行分析计算。基于Arcgis平台公路网规划平台的框架如图1所示。

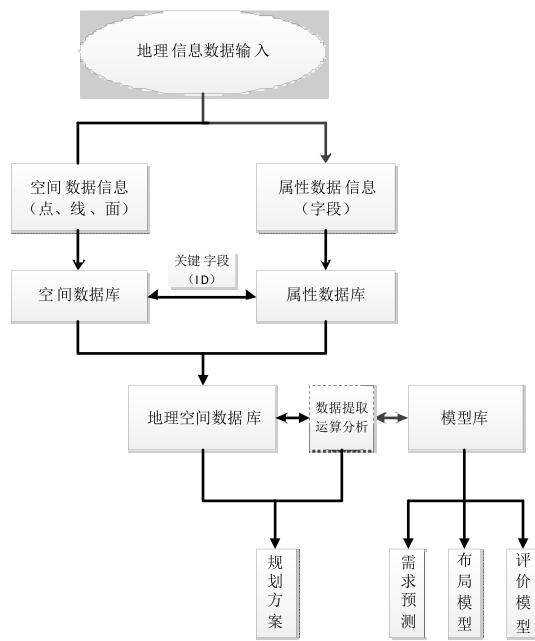


图1 公路网规划平台框架

## 4 基于GIS的城镇公路网规划模型

### 4.1 公路网规划方法的选取

由于四阶段法是以基年的OD数据作为出发点,城镇往往基础资料不完备,收集资料耗费大量

人力物力,获取OD数据难度较大<sup>[6]</sup>。总量控制法只需要当地已有的经济社会发展资料,获取较为容易,因此选择总量控制法作为城镇公路网规划的方法。应用该方法首先是要充分调查分析现有路网的基础特征,收集社会经济发展状况及区域交通量(运输量)变化趋势,通过区域内公路交通总需求来控制公路网建设总体规模,以区域内社会经济发展、产业布局特征等来确定公路网布局方案,最后以公路路线建设的迫切程度来安排公路项目建设序列及分期实施计划。

在具体公路网的布局中,首先是要计算规划区域内各节点的重要度,通过动态聚类分析划分节点层次,进而实现公路网分层布局,整体优化。其次是通过交通流量分配和投资决策过程,将总规模分解落实到各条具体路线上;最后以路线建设的迫切度来安排公路项目建设序列。总量控制法以交通特征参数为理论基础,关键是要确定公路网合理规模的,然后利用“最优树”原理,重点研究公路网的布局优化。

### 4.2 公路网规划模型

公路网规划模型建立在总量控制法的基础之上,在建设资金约束的条件下,建立公路网规模预测模型和路网布局模型。

#### 4.2.1 公路网规模预测模型

公路网规模主要由规划区域内的人口数量、经济发展状况、交通发展状况、区位特征等因素决定,常用的模型有国土系数法模型和连通度法模型。本文采用国土系数模型,在该模型中,公路网的合理规模是由区域人口、面积及经济发展水平等决定的,即路网合理程度L可表示为:

$$L = k * \sqrt{P * A} \quad (1)$$

式中:

L——公路网合理长度(千米);

k——国土系数(经济发展指标系数);

P——区域人口数量(万人);

A——区域面积(平方公里)。

研究发现,式1中,k值与人均国内生产总值( $P_g$ )呈线性关系。可通过类比法或者数理统计回归分析法确定,具体可表达为  $k = a + b * P_g$



同时,由于受城镇财政的限制,在一定的建设资金下实现路网整体效益最佳是规划人员考虑的重要内容之一。因此,本文采用资金约束条件表达为:

$$l_i * q_i \leq M \quad (2)$$

式中:

$M$ ——建设资金(万元);

$l_i$ ——第*i*类道路的里程(公里);

$q_i$ ——第*i*类道路的单价(万元/公里)。

#### 4.2.2 路网布局模型

基于总量控制法的公路网布局模型采用节点重要度布局法,通过对规划地区的运输集散分析,即社会经济及生产力分布等的调查,选择运输节点,运用与交通密切关联的多个经济指标来综合评价节点的重要程度,通过聚类分析等方法划分路网节点的层次,再通过计算层次路网重要度构造路网结构,确定线路基本走向,得出路网重要度最大树,最后得出规划地区的公路网络图。该方法的工作思路是由节点到线路再成线网的布局过程<sup>[7]</sup>。

##### (1)公路网节点重要度计算方法

节点重要度即描述公路网络中任意两个节点间重要程度的指标,通常节点重要度可通过总人口、工业总产值、财政收入等3项指标来进行定量分析:

$$I_i = a_1 \frac{P_i}{\bar{P}} + a_2 \frac{G_i}{\bar{G}} + a_3 \frac{S_i}{\bar{S}} \quad (3)$$

式中,  $I_i$ ——某一区域内节点*i*的重要性;

$P_i$ ——节点*i*的人口数(万人);

$G_i$ ——节点*i*的工业总产值(万元);

$S_i$ ——节点*i*的财政收入(万元);

$\bar{P}$ ——节点人口平均值(万人);

$\bar{G}$ ——节点工业总产值的平均值(万人);

$\bar{S}$ ——节点财政收入平均值(万人);  $a_1$ 、 $a_2$ 、 $a_3$ 为各种指标的权重。

节点重要度计算完成后,通常还需要对节点的层次性就行分析,即按节点重要度大小进行排序,同时综合考虑各节点在区域内经济和社会发展中的重要性,用聚类分析的方法,将节点划分为非常重要、重要、较为重要、一般重要等四个不同的层次,以确定不同层次路线布局的主要控制点。

##### (2)公路网路线重要度计算方法

路网中两个节点间连成的路线可以有多条路径,每条路径通常由多条路段组成。路线重要度的计算公式为:

$$W_{ij} = \left( \frac{I_i}{N_i} + \frac{I_j}{N_j} \right) \times \frac{Q_{ij}}{Q_N} \times \sigma$$

式中,  $W_{ij}$ ——节点*i*和*j*之间的路线重要度值;

$I_i$ 、 $I_j$ ——节点*i*和*j*的重要性;

$N_i$ 、 $N_j$ ——与节点*i*和*j*直接连通的节点个数;

$Q_{ij}$ ——*i*和*j*间交通量;

$Q_N$ ——路网交通量;

$\sigma$ ——道路行政级别与功能修正系数。

通过上一步得到线路重要度后,可以通过最小树和最优树原理,采用“破圈法”计算得到区域内干线路网路线重要度最大树。它是公路网的主骨架和公路网建设的重点项目,它保证了区域内各节点间的有效连通。

#### 5 案例分析

某县人口162万,区域总面积2354.2平面公里,生产总值326亿元,规模以上工业总产值79亿元,公共财政预算收入9.7亿元,计划在未来15年间投资110亿元进行公路建设。通过Arcgis搭建路网规划平台,利用二次开发平台计算得出规划路网的合理规模和布局方案,路网规划方案如图2所示。

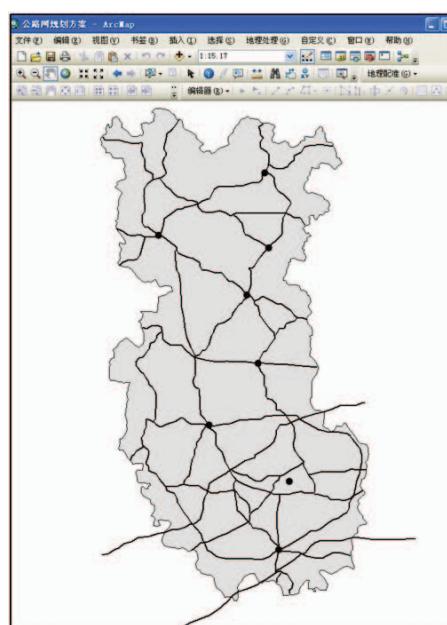


图2 某县公路网规划方案



根据上述规模方法,计算得出该县路网规模为857.3公里,公路网系数到达12.78,其中非常重重要节点1个,重要节点7个,较为重要节点和一般重重要节点22个。

## 6 结语

本文主要是研究如何将GIS技术运用于公路网规划之中,充分应用GIS强大的数据管理、分析及图形显示等方面的优势,使得公路网规划方案能够更加直观的展示。文中采用了基于总量控制理论和最小生成树的原理作为公路网规划的方法,通过公路网布局优化中重要度布局法的节点重要度和节点间路线重要度的分析和计算,为公路网布局优化提供科学的手段和依据。通过实例证明,该方法具有可操作性,能在在实际应用取得较好的效果。

## 参考文献

- [1] Cackowski J M, Nasar J L. The Restorative Effects of Roadside Vegetation: Implications for Automobile Drive Anger and Frustration [J]. Environment and Behavior, 2003, 35(6):736 - 751.
- [2] 张树升,周伟.公路网规划的总量控制法[J].华东公路,1996,18(2):42 - 46.
- [3] 吴群琪,袁长伟.公路网规划研究进展及发展趋势[J].中国公路学报,2006,20(3):91 - 96.
- [4] 裴玉龙.公路网规划[M].北京:人民交通出版社,2004.
- [5] 沙晓东,颜淋丽.GIS技术在县域公路网规划中的应用[J].交通信息与安全交通信息与安全,2008,27(S1):91 - 94.
- [6] 孙根彦.我国城镇公路布局研究[D].西安:长安大学硕士学位论文,2004.
- [7] 张倩.基于GIS的青海省高速公路网规划方法研究[D].西安:长安大学硕士学位论文,2011.



## “广东省高速公路服务设施规模地方标准研究”项目成果鉴定验收会报道

“广东省高速公路服务设施规模地方标准研究”是2010年立项的广东省交通运输厅科技项目，编号为科技2010-02-035，由广东省交通规划设计研究院股份有限公司、广东省高速公路有限公司共同承担研究任务。项目研究主要完成了如下研究内容：(1)通过交通量的调查，确定车辆现有的驶入率、高峰率、平均停车时间和假日系数。尤其是针对驶入率，研究归纳与之具有较强相关关系的7个因素，提出基于BP神经网络的驶入率预测模型。(2)通过交通量特征参数和需求分析确定各项服务设施的配置规模。(3)基于研究报告编制《广东省高速公路服务设施规模地方标准》。

2016年9月27日，广东省交通运输厅在广州组织召开了本项目的成果鉴定验收会议，省交通运输厅相关人员及领导，项目验收组专家，特邀嘉宾以及项目完成单位代表参加了会议。



项目鉴定验收专家组由来自国内相关专业的知名专家组成，主任由广东省交通集团有限公司

黄晨教授级高工担任，成员有华南理工大学刘伟铭教授等。鉴定验收专家组在认真听取了项目组的汇报，审查了鉴定验收材料的基础上，经过讨论和质询，一致同意本项目通过鉴定验收。鉴定验收组专家认为：

一、课题组提交的鉴定材料完整齐全，达到了科技成果鉴定的要求。

二、基于交通调查，对服务设施规模确定方法进行了系统研究，完成了项目任务书规定的内容，并取得如下成果：

(一)完成了服务设施的交通调查、特征参数分析、研究和预测。首次提出了影响广东省高速公路服务设施规模的车辆驶入率、高峰率、平均停车时间和假日系数等参数及取值标准，同时针对驶入率提出了BP神经网络预测模型并开发了预测软件，预测效果准确。

(二)通过问卷调查和走访，详细了解了过往司机和旅客对现有设施的满意度，并根据交通量特征参数和需求分析确定了服务设施的配置规模。

(三)初步完成了“广东省高速公路服务设施规模地方标准”的编制工作。

综上所述，该研究成果具有重要的实用价值，对于指导和规范高速公路新建和改扩建过程中服务设施规模的确定提供了数据支撑和计算依据。

经鉴定，一致认为科技成果达到了国内领先水平。

(刘祥兴 报道)



## 考察武汉沌口长江公路大桥报道

桥梁钢箱梁U肋内焊技术是武汉锂鑫自动化科技有限公司发明的一项新技术,目前已应用于武汉沌口长江公路大桥。为学习借鉴该项新技术,广东省公路学会于2016年8月25~26日,由陈冠雄理事长带队,组织工程技术人员共16人赴武船重工双柳桥梁制造基地、武汉沌口长江大桥考察学习,并与武船重工股份有限公司、武汉中交沌口长江公路大桥投资有限公司的有关领导、专家进行了座谈交流。

U肋内焊技术是武汉锂鑫自动化科技有限公司发明的一项专利,主要针对大跨径桥梁钢箱梁U肋内部空间狭小不能施焊,内部存在焊接缺陷的行业难题,自主研制出Smartone智能U肋内焊机器人,可以同时对6根内部双侧的角焊缝进行焊接,从而实现了U肋内外角焊缝的双面焊接,填补了国内外行业空白,大大提高了钢箱梁面板的疲劳寿命,目前已在武船重工双柳桥梁制造基地安装了生产线,并且批量生产双面焊U肋面板率先

在武汉沌口长江大桥上应用(700块板单元约占总量的40%)。在随后的座谈会,武船重工及锂鑫公司的工程技术人员就正交异性钢桥面板U肋内焊技术研制、试验、检测情况做了汇报,与会工程技术人员就“U肋内焊技术”进行了深入、广泛的交流。考察组对这一新技术成果给予高度评价。

通过考察学习,考察组对钢箱梁U肋内焊技术理论依据、U肋内焊系统关键技术、内焊的U肋角焊缝焊接工艺、U肋内焊在沌口长江公路大桥中的应用有了更深入的认识和了解;U肋内焊技术这项技术的推广应用,将U肋角焊缝由单侧焊改变为双侧焊,可大幅降低焊根处及桥面板焊趾处的拉应力值,从而避免从焊缝焊根处萌生的疲劳裂纹问题,同时可大幅提高桥面板焊趾处抗疲劳性能。为提高正交异性钢桥面板疲劳性能及耐久性问题提供了全新的解决方案,将进一步推动正交异性钢结构桥梁的发展。

(报道者:王雷)

## 《建筑抗震设计规范》宣贯暨建筑工程抗震设计 疑难问题解析培训班报道

为帮助广大结构设计、岩土工程人员及时学习、正确理解最新国家标准《建筑抗震设计规范》、掌握结构设计工作的前沿技术,解决在结构设计中遇到的疑难问题,保证建设工程设计质量和安全,中国勘察设计协会于2016年9月28日至29日在广州举办最新国家标准《建筑抗震设计规范》宣贯暨建筑工程抗震设计疑难问题解析培训班,各相关技术人员总计50多人参加了本次宣贯会及培训班。

本次宣贯及培训邀请了中国建筑科学研究院工程抗震研究所的罗开海教授主讲,采取讲解与答疑相结合的方式,结合典型工程进行专题讨论。内容包括《建筑抗震设计规范》(GB50011-

2010)2016版局部条文修订背景、适用范围及调整的主要内容(包括了一个附录和10条条文,分别为附录A和第3.4.3条、第3.4.4条、第4.4.1条、第6.4.5条、第7.1.7条、第8.2.7条、第8.2.8条、第9.2.16条、第14.3.1条、第14.3.2条);新规范与有关规范的协调与衔接;新规范的热点、难点问题解析与案例分析;钢筋混凝土结构、钢结构、钢-混凝土混合结构设计关键技术;超限高层建筑抗震设计若干问题;抗震设防专项审查技术要点修订的内容等。

通过此次宣贯会的举办,使相关人员迅速了解新旧规范的变化,掌握新规范的要点,对新规范在全国范围快速推广并执行起到了促进作用。

(报道者:林少忠)



## 第十八界中国科协年会第五分会场“国际城市交通发展论坛”交流活动报道

由中国科学技术协会主办、中国公路学会承办的“第十八界中国科协年会第五分会场“国际城市交通发展论坛”交流活动于9月23日-25日在陕西西安市举行。

改革开放三十多年来,中国的城镇化建设飞速发展,城市的规模也越来越大,珠三角、长三角、京津冀甚至形成了规模庞大的城市群。在这样的背景下,城市交通的发展建设显得尤为重要。2005年国务院办公厅转发了《关于优先发展城市公共交通的意见》,对实施公交优先发展战略,从定性定位到目标任务,从政策措施到责任要求,作了全面部署。在“公交优先”战略的推动下,城市公共交通事业进入到快速发展的时期。

城市公共交通快速发展10年来,取得了世界瞩目的成就,也产生了很多矛盾和亟待解决的问题。本次论坛就是围绕当前城市交通发展面临的各种问题展开研讨和交流。会议邀请了15位中外

专家学者,就城市公共交通“十三五”规划、城市群综合交通规划、公共交通管理体系、城市交通拥堵治理、城市轨道交通的建设与管理等多方面进行了专题讲座和探讨。

本次研讨会除安排专题会议外,学会翁孟勇理事长还做了题为“改革创新、不断推动学会事业的新发展”的学会八届二次理事会工作报告。报告中对八届一次会议以来的工作进行了全面回顾,也对下阶段学会工作提出了思路和要求。学会目前正在积极筹备创办“世界交通运输大会”,致力于为政、产、学、研提供一个酝酿创新、主导创新、展示创新和实施创新的国际化平台。同时学会也在积极筹办“一带一路公路交通联盟”,进一步发挥学会作为交通运输部“走出去”公路领域牵头单位的平台作用,拓展学会对外科学交流与合作的渠道,提升中国公路的国际影响力。

(报道者:兰南)



## 2016年度广东省公路学会交通工程 技术交流会报道

由广东省公路学会主办、广东省公路学会交通工程专业委员会承办的“2016年度广东省公路学会交通工程技术交流会”于2016年11月3日至11月4日在广州从化举办。

随着高速公路建设事业的不断发展，公路建设的规模和水平已经达到了前所未有的历史高度，截至2015年底，广东省公路通车里程已经超过20万公里，其中高速公路通车里程达7018公里，高速公路通车里程保持全国第一。为了进一步提高高速公路设计、施工和营运管理水平，广东省公路学会召开了这次新产品推广及技术交流会。

本次会议主要内容是技术交流，会上，行业专家共同研讨了包括模块化数据中心、PTN通信技术、智慧型收费亭等新技术在高速公路应用前景。本会议从监控、收费、通信、供配电等各个方面讨论了高速公路信息化发展展望与应用需求和高速公路信息化技术发展趋势。为智慧高速公路发展展望以及信息化管理、规划设计、联网收费、联网监控、高速公路运营节能等信息化前沿技术领域的内容。吸引了众多高速公路信息技术企业参展，集中反映了近年来我国高速公路信息化装备技术和产品的最高水平。

主要内容如下：

- 1、“模节座”绿色数据中心；
- 2、道路及隧道照明的最新节能及管理解决方案；
- 3、二级石英式动态汽车衡技术交流；
- 4、高速公路多媒体对讲广播调度系统；
- 5、公路用车辆称重产品的应用与计量管理；
- 6、光电传感器技术在智能交通领域的应用；
- 7、基于PTN技术的高速公路网络解决方案；
- 8、激光在高速公路中的应用；
- 9、路面安全智能照明灯；
- 10、铝塑集束微管的应用；
- 11、全景监控在高速公路行业的应用；
- 12、视频监控新技术的应用；

- 13、宇视科技高速公路行业解决方案汇报；
- 14、智慧型收费亭在高速公路的应用。

传统数据中心具有大平台，多系统，平台复杂，故障定位难等特点，且供应商数量多。正因为这些特点，传统数据中心管理起来十分复杂！模块化数据中心可以完美解决了以上问题。模块化机房具备以下优点：1、模块化设计，建设周期短；2、多种节能措施，PUE低，可解决高热密度问题，同一个机房可多种热密度，运营费用低；3、模块级子系统，统一管理平台，平台简单，各模块独立性高，管理简单。

高速公路随着经济发展越来越繁忙，高速公路的日常运营管理对高速视频监控系统提出了越来越高的要求；现有视频监控已成熟，很好的应用于高速道路监控、服务区及收费监控；但对于高速公路存在的开放大空间区域的监控，仍没有很好的解决方案或达到很好的监控效果；例如：服务区、停车区广场监控、主线站收费站广场监控和互通立交监控均存在各种监控盲区。全景监控可以对以上现有监控形成很好的补充，满足日益增长的全覆盖监控的需求。

智慧亭包含亭体、自动门窗、中央空调、空气净化系统、LED照明、市电配电系统、车道控制机（包含工控机及车控器功能）桌面一体机等智能化设备，实现一体化设计，嵌入式安装，有机结合形成一个整体，有利于建设单位的营运和管理。

高速公路信息化、智能化、智慧化将是大势所趋。广东省高速公路新产品、新技术交流会加强了业内同行间的经验技术交流，使得高速公路新产品、新技术得以推广，助力于加快高速公路信息化、智能化、智慧化的建设进程，为进一步提高高速公路信息化建设、管理和服务水平，必须加强同行间的经验与技术交流，积极推进现代信息技术在智慧公路中的应用。

（报道者：杨轩）



## 2016年全国计重收费与设备管理研讨会报道

目前,我国高速公路里程超过12万公里,高速公路年累计客运量高达150亿人次,货运量年累计超过400亿吨,其中超限运输率约为26.92%。超限运输造成道路设施损坏、交通事故、运输业恶性竞争等问题已经成为影响社会经济发展的重要因素。

今年8月,交通运输部、工业和信息化部等五部委联合发布了《关于进一步做好货车非法改装和超限超载治理工作的意见》以及《车辆运输车治理工作方案》,这标志着我国治理超载超限的工作进入新阶段。为进一步贯彻相关政策,研究治超新政下计重收费工作的新形势、新问题,探讨计重收费的发展趋势,交流先进经验,有序推进计重收费管理健康发展,中国公路学会于2016.11.17~11.18在广州市三寓宾馆召开2016全国计重收费与设备管理研讨会。

本次会议的主要内容如下:

- 1、新政下路网计重收费的发展与思考;
- 2、高速公路计重收费的技术现状与发展趋势;
- 3、互联网+在高速公路收费中的应用—广东、青海高速手机支付的实践;
- 4、基于动态称重的公路安全事件智能检测系统的应用;
- 5、公路超限不停车称重与非现场支付技术现状与标准化进程;
- 6、整车计重收费方式在江西省的应用与发展;
- 7、辽宁省高速公路计重收费管理及设备应用分析;
- 8、不停车收费动态称重非线性执法在宁波市的应用;
- 9、广东省计重收费的建设与应用;
- 10、陕西省高速公路计重收费系统的应用;

- 11、新政下山西省高速公路计重收费的应用;
- 12、整车称重模式探讨;
- 13、开创动态称重+云新模式;
- 14、复合称技术及应用
- 15、视频技术在治超中的应用。

各位专家通过本次会议,认真探讨并对高速公路计重收费未来发展进行了思考,主要概括为以下几点:

- 1.计重收费车辆动态衡行业标准
- 2.动态衡器计量检定规程的完善
- 3.推进货车营运车辆诚信体系建设
- 4.差异化货车计重收费标准制定
- 5.入口治超与出口计重的联动融合
- 6.货车计重ETC的推广应用

最后,我方参与人员对高速公路计重及治超的发展趋势做了以下几个总结:

一:计重收费技术+车联网:统一的网络架构和标准体系将目前碎片化的管理模式整合,将改变跨区域车辆动态计重系统管理模式和发展模式。

二:计重收费技术+云平台:云计算技术具有超强计算能力、动态资源调度、按需提供服务以及海量信息集成化管理机制,可以有效解决计重信息孤岛问题,提高信息传递的可达性与准确度,为计费决策与多区域联动管理调度提供支持。

三:计重收费技术+大数据:将数据可视化分析技术、信息提取技术、数据挖掘技术、预测分析技术等结合海量车辆车辆动态信息和计重信息,可实现主动安全评估以及驾驶行为分析、跨地域交通管理、交通资源合理规划与配置、动态交通拥堵时候预测等功能,丰富高速公路的服务和管理模式。

(报道者:杨轩)



## 2016年广州钢结构桥梁材料技术研讨会报道

为深入贯彻《国务院关于钢铁行业化解过剩产能实现脱困发展的意见》有关要求和《交通运输部关于推进公路钢结构桥梁的指导意见》，由广东省公路学会主办、广东省土木建筑学会协办、我公司承办了“2016年广州钢结构桥梁材料技术研讨会”，研讨会于2016年11月24日下午在广州嘉鸿华美达广场酒店举行。

本次研讨会主要分为“国内桥梁用高强螺栓应用现状及研究进展”、“高性能耐候桥梁钢的开发与应用”、“耐候钢桥焊接制造的实践”、“川藏线免涂装耐候藏木特大桥用耐候桥梁钢的研制与生产”、“国内外桥梁钢的发展及桥梁钢标准对比分析，道路桥梁钢的性能需求及选用建议”、“大型钢结构冷喷锌长效重防腐涂装技术”六大专题，分别由顾晓勇（中铁山桥集团有限公司业务经理）、王青峰（博士、燕山大学教授）、邓伟（博士，南京钢铁股份有限公司研究院副院长）、王厚昕（博士，中信金属有限公司高级经理）、杨志华（无锡锌盾科技有限公司总经理）进行报告。

顾晓勇老师的报告重点介绍了国内普通高强螺栓的延迟断裂问题，施工安装方法以及国内耐候高强螺栓的产品及安装技术的开发。王青峰教授的报告分为“高性能耐候桥梁钢的开发与应

用”、“耐候钢桥焊接制造的实践”两个主题，分别论述了钢桥的环境腐蚀特点及防护技术、国外耐候钢桥的发展现状及规范和国内耐候钢桥的现状及技术条件等内容，并就广东沿海地区气候特点提出钢桥选材建议以及介绍耐候桥梁钢钢结构焊接制造的关键技术、存在问题及建议。邓伟老师的报告则以川藏线藏木特大桥设计所使用的耐候钢为切入点，对南钢产线、有关钢种的研制和生产情况进行系统介绍。王厚昕老师的报告回顾了美国和我国桥梁钢品种发展演变历程，并分析了有关标准中主要钢级在成分、性能及交货状态等方面规定的差异，通过介绍我国桥梁建设钢材选用的主要材料标准GB/T 714《桥梁用结构钢》和GB/T1591《低合金结构钢》，并结合国内桥梁用钢的应用趋势，提出桥梁用钢的建议。杨志华老师的报告则是重点介绍一种可在常温条件下实现喷涂纯锌含量在96%以上的镀层的钢结构新型防腐工艺。

本研讨会在六位专家的精彩讲授下顺利进行，得到行业内技术人员的热烈响应，与会人员纷纷表示本研讨会专业性及学术性强，有利于新技术和新工艺的推广，有利于国家相关政策的贯彻落实。

（报道者：许凌玲）



## “钢-超高性能混凝土轻型组合桥梁结构及桥梁结构新体系”讲座报道

为了开拓工程技术人员设计思路,公司于12月7日下午在二号楼9楼会议室举办了“钢-超高性能混凝土轻型组合桥梁结构及桥梁结构新体系”讲座。

本次讲座由湖南大学二级终身教授、博士生导师,现任湖南大学桥梁工程系主任、桥梁研究所所长,桥梁工程“国家重点学科”带头人之一邵旭东老师主讲,公司梁立农总工主持,省公路学会陈冠雄理事长出席了讲座。



邵教授主要讲述了超高性能轻型组合桥面设计概念、研发及实桥应用、钢-UHPC轻型组合梁设计概念及应用、单向预应力UHPC连续箱梁桥设计概念、超高性能混凝土在城市高架桥梁中的应用研究。此外,邵教授还介绍桥梁结构新体系设计及相关研究:主要包括:全无缝桥梁概念设计及

实桥应用、箱梁腹板高效预应力体系、多塔斜拉桥的双曲线索塔(汝郴高速赤石特大桥桥塔设计)、多塔斜拉桥的交叉索设计概念。会后,邵教授就技术人员关心的技术难点进行了互动答疑。



本次讲座得到了广东省公路学会、广东省长大公路工程有限公司、广东华路交通科技有限公司、省交通运输规划研究中心、广东惠清高速公路有限公司、深中通道管理中心等行业内技术人员的热烈响应,共有约70名技术人员听取了讲座。通过本次讲座,技术人员对超高性能混凝土(UHPC)的高性能桥梁结构研发与应用有了全新认识。

超高性能混凝土(UHPC)的高性能桥梁结构技术对现有桥梁的病害难题提供了一种新的解决方案,将进一步推动桥梁技术的发展。

(报道者:刘祥兴)