



廣東公路勘察設計

GUANGDONG HIGHWAY SURVEY AND DESIGN

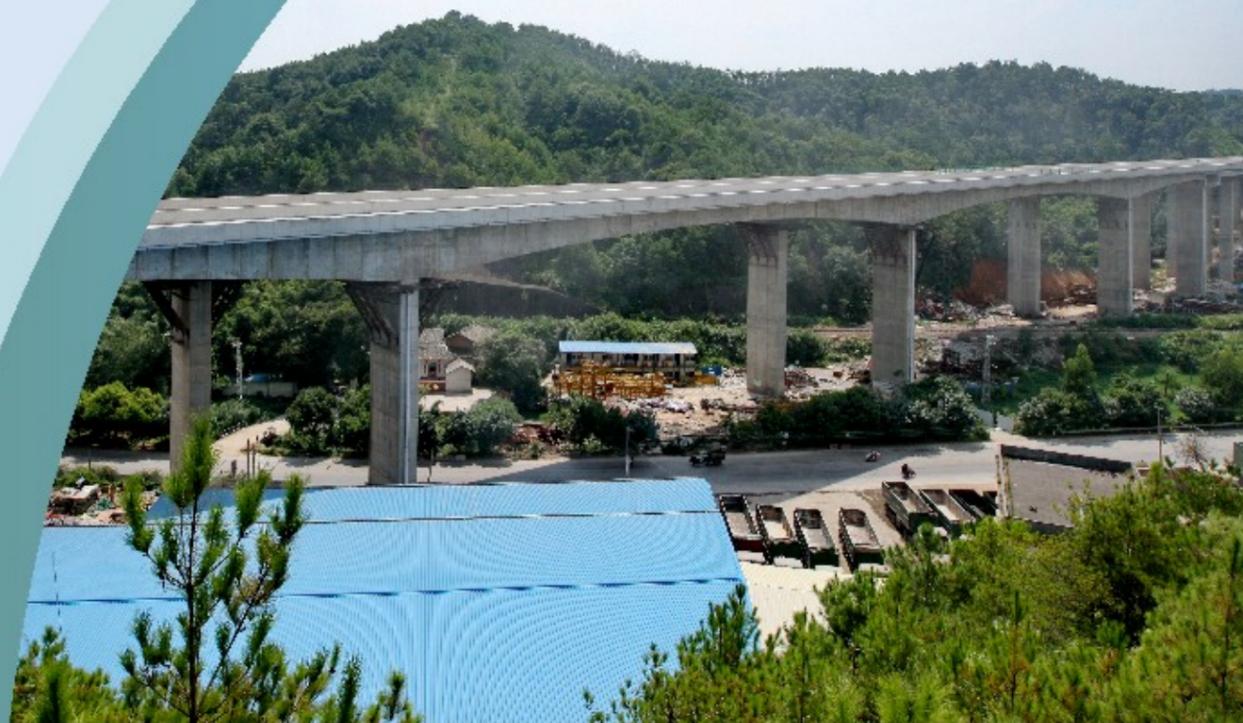
1
总第161期

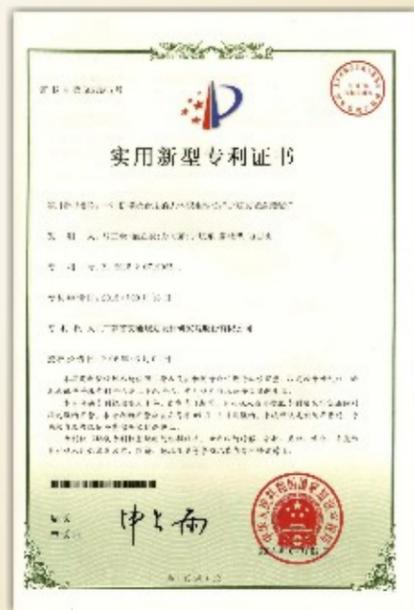
2016

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：020-37393172
传真：020-37393172
E-mail：841622401@qq.com
网址：www.ghdi.com.cn





◀ 公司研发的“一种桥墩承台用的大体积柔性防撞护舷安装连接装置”喜获国家知识产权局实用新型专利权

公司召开管理评审会议

2016年2月29日，公司召开了2016年度“三标管理体系”管理评审会议。



公司领导、各部门负责人、质量管理负责人共30余人参会



梁立农总工程师作“三标管理体系运行报告”



黄湛军总经理主持会议并归纳总结了管理评审结论

为加强工程技术人员对工程地质勘察的认识，1月19日-20日，由技术质量部王强主任、勘察分公司张修杰总经理带领专业技术人员前往公司汕湛高速公路惠州至清远段A2标段项目勘察现场，进行了为期二天的技术交流参观活动。



技术人员参观岩芯样品



项目负责人介绍工程地质情况



参观交流合影

技术质量部于2016年3月分别召开了“大(埔)丰(顺)(五)华高速公路丰顺至五华段初测验收”、“清远西部一级公路工程初步设计”、“罗定至信宜(粤桂界)高速公路初测验收”、“梅大高速公路梅州东环支线初测验收”、“佛江高速公路和顺至陈村段工程初测验收”五个项目公司级评审会议。



大(埔)丰(顺)(五)华高速公路丰顺至五华段初测验收会议由梁志勇总工程师主持



项目负责人汇报设计情况



与会专家讨论审核设计文件



清远西部一级公路工程初步设计会议由彭向荣总工程师主持



项目组作初测设计情况汇报



专家组对初测设计情况进行研讨



罗定至信宜(粤桂界)高速公路初测验收会议由彭向荣总工程师主持



项目组作初测设计情况汇报



专家组对初测设计情况进行研讨



梅大高速梅州东环支线初测验收会议由梁志勇总工程师主持



项目负责人汇报设计情况



与会专家讨论审核设计文件

广东公路勘察设计

(季刊)

2016年3月30日出版

2016年第1期

(总第161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

印刷单位: 广州广卫印刷厂

封面: 济广高速公路平远至兴宁段

目次

桥梁工程

- 南澳大桥施工阶段风荷载影响分析
..... 马玉全 (1)
- 曲线独柱墩连续箱梁整体抗倾覆能力研究
..... 徐德志 (6)
- 基于有限元动力特性分析的开口截面主梁模式研究
..... 黄森华, 何海, 吴海平 (10)

道路工程

- 基于有限元的石灰改良膨胀土路堤变形及稳定性分析
..... 文玉岩 (16)
- 环氧沥青混合料级配优化设计及性能研究
..... 袁玲 (20)

经济工程

- 基于城市交通模型的停车配建指标研究
..... 罗赞 (25)

交通工程

- 大城市环城高速公路大流量路段交通流特性分析
..... 谢陈锋 (30)

检测工程

- 基于锚下预应力检测的预应力张拉施工质量诊断方法研究
..... 陆学村, 熊伟, 林阳子 (36)

隧道工程

- 隧道衬砌结构火灾工况下受力分析
..... 金焯 (40)

勘察工程

- 某高速公路滑坡工程地质条件及评价建议
..... 张金平 (46)

信息专栏

- 四川省院一行抵达我司展开高速公路扩容改造技术交流
..... (52)
- 2015年度交通运输科技统计工作交流会报道
..... (51)
- 第二届全国水下隧道建设与管理技术交流会报道
..... (53)
- 第十八届中国高速公路信息化研讨会报道
..... (53)
- 《城市道路交通标志和标线设置规范》宣贯暨城市道路交通设施设计方法与典型案例分析高级研修班报道
..... (54)

南澳大桥施工阶段风荷载影响分析

马玉全

(广东省交通规划设计研究院股份有限公司, 广州 510507)

摘要:以近海区南澳大桥为例,研究矮塔斜拉桥结构自身动力特性并采用拟静力分析方法,分析结构最大施工风荷载响应规律和风载效应,并对施工过程中风致振动及最大允许风速对矮塔斜拉桥混凝土浇筑质量的影响进行分析及评价。

关键词:矮塔斜拉桥;施工阶段;风荷载;振幅

0 概述

处于海工环境的桥梁,桥位风环境恶劣,结构施工过程受不利气象影响较大。矮塔斜拉桥在全桥合拢完工前,悬臂施工状态结构刚度相对较小,受风环境影响比较大,为确保施工过程中混凝土浇筑质量,需对风环境对施工过程中混凝土浇筑的影响进行评价。本文以南澳大桥为例,研究矮塔斜拉桥自身动力特性并采用拟静力分析方法,分析结构最大施工风荷载响应规律和风载效应,在此基础上对结构的混凝土悬臂浇筑施工进行安全性评价。

1 工程概况

南澳大桥为预应力混凝土矮塔斜拉桥,主桥跨径(126m + 238m + 126m),塔梁墩固结体系,桥宽14.4m,主桥桥型布置见图1。

桥梁采用双柱式门型塔,塔墩梁固结,总高度69.415m。主梁为单箱单室断面,根部梁高8m,跨中及边跨现浇段梁高4m,以路线中心线为基准呈2.0%双面坡构造,梁高按2次抛物线变化。主梁顶面宽14.4m,两侧悬臂宽度为1.1m,悬臂端部厚60cm、根部厚100cm,为斜拉索锚固区。

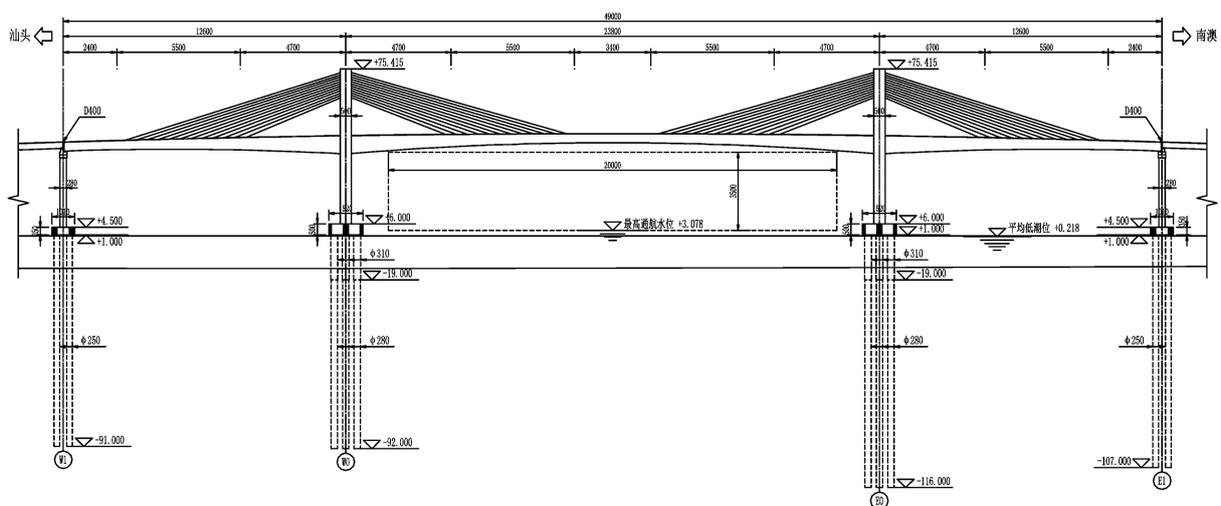


图1 南澳大桥主桥桥型布置

2 结构动力特性分析计算

2.1 有限元模型

采用MIDAS2012桥梁专用有限元分析软件,

对成桥最大悬臂施工状态的结构动力特性进行了计算分析。根据主桥结构总体布置及构造特点,采用全桥空间有限元模型,主梁采用空间梁单元,斜拉索采用单向受拉杆单元,斜拉索和主梁通过

刚臂连接形成“鱼骨式”力学计算模型。主梁横隔板和挂篮采用集中荷载模拟,并通过程序内置荷载转换为质量的模块将横隔板和挂篮荷载转换为质量,考虑平动质量和扭转质量惯矩。

边界条件处理:主塔桩基采用土弹簧模拟桩土作用,塔梁采用主从连接模拟塔梁固结,斜拉索通过刚臂与主梁相连。

最大悬臂有限元模型见图2,计算模型梁单元1554个,节点1572个。

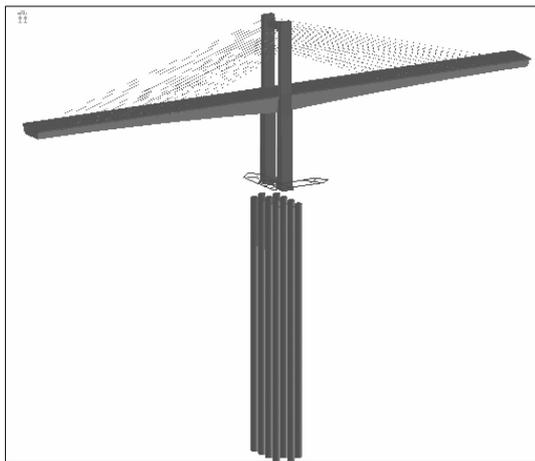


图2 最大悬臂阶段有限元模型

2.2 结构动力特性分析结果

结构动力特性分析如表1。

表1 前十阶模态

模态号	频率 f	周期 T
	(cycle/sec)	(sec)
1	0.148 268	6.744 544
2	0.148 906	6.715 649
3	0.451 289	2.215 874
4	0.567 445	1.762 284
5	0.635 641	1.573 216
6	1.06 556	0.938 474
7	1.442 236	0.693 368
8	1.918 569	0.521 222
9	1.946 634	0.513 707
10	2.807 015	0.356 250

3 涡激共振

涡激振动是大跨度桥梁在低风速下很容易出

现的一种风致振动现象,涡激共振是一种带有自激性质的风致限幅振动。尽管涡激振动不像颤振、驰振一样是发散的毁灭性的振动,但由于是低风速下常容易发生的振动,因而在施工阶段避免涡激振动或者限制其振幅在可接受的范围之内具有十分重要的意义。

3.1 竖向涡激共振

3.1.1 竖向涡激共振发生风速

根据《公路桥梁抗风设计规范》第7.2.3条,实腹式桥梁的竖向涡激共振发生风速可按下式计算:

$$V_{cvh} = 2.0f_b B$$

式中: V_{cvh} —竖向涡激共振发生风速/(m/s)。

f_b —竖向弯曲振动频率/Hz。

B —桥面全宽/m。

桥面全宽 $B = 14.4\text{m}$,由前面结构动力特性计算结果可知,竖向弯曲发生在第四阶振型中,所对应的频率为 $f_b = 0.567\ 445\text{Hz}$ 。

竖向涡激共振发生风速:

$$V_{cvh} = 2.0f_b B = 2.0 \times 0.567\ 445 \times 14.4 = 16.34(\text{m/s})$$

3.1.2 竖向涡激共振振幅

根据《公路桥梁抗风设计规范》第7.2.4条,实腹式桥梁竖向涡激共振振幅可按下式估算:

$$h_c = \frac{E_h \cdot E_{th} B}{2 \pi m_r \zeta_a}$$

$$m_r = \frac{m}{\rho B^2}$$

$$E_h = 0.065 \beta_{ds} (B/H)^{-1}$$

$$E_{th} = 1 - 15 \cdot \beta_t \cdot (B/H)^{1/2} I_u \geq 0$$

$$I_u = \frac{1}{\ln\left(\frac{Z}{z_0}\right)}$$

根据上述计算公式,计算出竖向涡激共振振幅 $h_c = 0.006\ 1\text{m}$ 。

3.1.3 基于舒适性的竖向涡激共振振幅允许值

由于《公路桥梁抗风设计规范》未对施工过程中竖向涡激共振振幅允许值作具体要求,在此,根据《公路桥梁抗风设计规范》基于舒适性的要求提出的竖向涡激共振振幅允许值公式计算施工过程中竖向涡激共振振幅允许值。

根据《公路桥梁抗风设计规范》第7.2.6条涡

激共振振幅的允许值可按下式计算:

$$h_c < [h_a] = \frac{0.04}{f_b}$$

式中:[h_a]—竖向涡激振动的允许振幅/m。

根据上述公式,计算出施工过程中竖向涡激共振允许振幅。

3.2 扭转涡激共振

3.2.1 扭转涡激共振发生风速

根据《公路桥梁抗风设计规范》第7.2.3条,实腹式桥梁扭转涡激共振发生风速可按下式计算:

$$V_{cv\theta} = 1.33f_i B$$

式中: $V_{cv\theta}$ —扭转涡激共振发生风速/(m/s)。

f_i —扭转振动频率/Hz。

B —桥面全宽/m。

由结构动力特性计算结果可知,扭转模态发生在第三阶振型中,所对应的频率为 $f_i = 1.946\ 634\text{Hz}$ 。

扭转涡激共振发生风速:

$$V_{cvh} = 1.33f_i B = 1.33 \times 1.946\ 634 \times 14.4 = 37.3(\text{m/s})$$

3.2.2 扭转涡激共振振幅

根据《公路桥梁抗风设计规范》第7.2.5条,实腹式桥梁扭转涡激共振振幅可按下式计算:

$$\theta_c = \frac{E_\theta \cdot E_{i\theta}}{2\pi I_{pr} \zeta_a}$$

$$I_{pr} = \frac{I_p}{\rho B^4}$$

$$E_h = 17.16\beta_{ds} (B/H)^{-3}$$

$$E_{th} = 1 - 20 \cdot \beta_t \cdot (B/H)^{1/2} I_u^2 \geq 0$$

根据上述计算公式,计算出扭转涡激共振振幅 $\theta_c = 0.095\text{rad}$ 。

3.2.3 基于舒适性的扭转涡激共振振幅允许值

由于《公路桥梁抗风设计规范》未对施工过程中扭转涡激共振振幅允许值作具体要求,在此,根据《公路桥梁抗风设计规范》基于舒适性的要求提出的扭转涡激共振振幅允许值公式,计算施工过程中扭转涡激共振振幅允许值。

根据《公路桥梁抗风设计规范》第7.2.6条,涡激共振振幅的允许值可按下式计算:

$$\theta_c < [\theta_a] = \frac{4.56}{B \cdot f_i}$$

式中:[θ_a]—扭转涡激振动的允许振幅/rad。

根据上述公式,计算出施工过程中竖向涡激共振允许振幅 $\theta_a = 0.163\text{rad}$ 。

3.3 评价涡激共振对浇筑混凝土质量的影响

前面章节已计算出施工过程中最大悬臂状态主梁竖向、扭转涡激共振发生风速、振幅及基于舒适度要求计算所得的涡激共振振幅允许值,如表2所示。

表2 涡激共振振幅允许值

项目	涡激共振 发生风速 /(m/s)	涡激共振振幅 /(m或rad)	基于舒适度要求 的振幅允许值 /(m或rad)
竖向	16.30	0.0061	0.071
扭转	37.28	0.0950	0.163

由表2可知,竖向涡激共振发生风速16.3m/s,扭转涡激共振发生风速为37.28m/s,两种涡激共振发生风速均大于施工最大允许风速13.6(m/s)(六级风),在小于13.6m/s风速施工时均不会发生竖向和扭转涡激共振。

竖向涡激共振发生风速与施工最大允许风速较接近,施工过程中可能会发生竖向涡激共振现象,但由上述计算结果可知,竖向涡激共振振幅为0.0061m,数值较小,对施工过程中混凝土的浇筑影响较小。为确保结构施工过程中的安全性,必要时可采取相应措施以防止主梁发生竖向涡激共振。

4 主梁静阵风作用

对于主梁结构来说,风荷载一般由三部分组成:一是平均风的作用;二是脉动风的背景脉动;三是脉动风诱发抖振而产生的惯性力作用,它是脉动风谱和结构频率相近部分发生共振响应。在《公路桥梁抗风设计规范》中将平均风作用和风的背景脉动两部分合并,总的响应和平均风响应之比成为等效静阵风系数 G_V ,它是地面粗糙程度、离地面(或水面)高度以及水平加载长度相关的系数。桥梁的横向风荷载是指风垂直于桥轴线作用时的风荷载;顺桥向风荷载指沿桥轴线方向作用时的风荷载,此时只需按等效静阵风荷载计算。作用在主梁上的竖向力和扭转力矩主要

由风致振动产生的结构惯性力构成。

4.1 静阵风风速确定

静阵风风速可按《公路桥梁抗风设计规范》第

4.2.1 条计算：

$$V_g = G_v V_z$$

式中： V_g —静阵风风速/(m/s)。

G_v —静阵风系数，可按公路桥梁抗风设计规范表 4.2.1 取值。

V_z —基准高度 Z 处的风速/(m/s)。

由于是施工阶段最大悬臂状态验算，取地面或水面以上 10m 高度处的风速为 13.6(m/s)，根据《公路桥梁抗风设计规范》第 3.2.1 条，可计算出桥面位置基准高度的风速。

$$V_{z_2} = \left(\frac{Z_2}{Z_1}\right)^\alpha \cdot V_{z_1}$$

式中： V_{z_2} —地面上高度 Z_2 处的风速(m/s)；

V_{z_1} —地面上高度 Z_1 处的风速(m/s)；

α —地表粗糙度系数。

$$V_z = \left(\frac{40}{10}\right)^{0.12} \cdot 13.6 = 16.1 \text{ (m/s)}$$

根据《公路桥梁抗风设计规范》表 4.2.1 得， G_v 按照地表 A 类取值，取为 1.24，计算静阵风风速为：

$$V_g = G_v V_z = 1.24 \times 16.1 = 19.96 \text{ (m/s)}$$

4.2 主梁静阵风荷载

作用在主梁单位长度上三个方向的平均风荷载表达式为：

$$\text{横向风载: } P_H = \frac{1}{2} \rho V_g^2 C_H H$$

$$\text{竖向风载: } P_V = \frac{1}{2} \rho V_g^2 C_V B$$

$$\text{扭转力矩: } M = \frac{1}{2} \rho V_g^2 C_M B^2$$

由于研究主要内容为风荷载竖向动挠度对混凝土浇筑质量的影响，计算中仅考虑竖向风载和扭转力矩的影响。

桥梁断面静三分力系数是静风荷载和稳定性分析中的重要参数，静三分力系数直接影响桥梁抗风分析的精度。本桥主梁断面的竖向力系数、扭转力矩系数 $C_V = 0.73$ ， $C_M = 0.06$ 。桥面高度处风速为 16.1(m/s)。

竖向风载：

$$P_V = \frac{1}{2} \rho V_d^2 C_V B = \frac{1}{2} \times 1.25 \times 16.1^2 \times 0.73 \times 14.4 = 1703.0 \text{ (N/m)}$$

扭转力矩：

$$M = \frac{1}{2} \rho V_d^2 C_M B^2 = \frac{1}{2} \times 1.25 \times 16.1^2 \times 0.06 \times 14.4^2 = 2015.6 \text{ (N} \cdot \text{m/m)}$$

4.3 主梁静阵风荷载效应

4.3.1 有限元模型

在最大悬臂结构动力分析模型基础之上，添加挂篮局部模型，挂篮局部模型采用空间桁架单元模拟，在主梁及挂篮底模上施加竖向风荷载，在主梁上还要施加节所计算的扭转力矩。主梁竖向风荷载及扭转力矩按照单元均布竖向力及单元均布扭转形式施加，挂篮底模竖向风荷载按照板单元均布面荷载施加，桥墩两侧主梁考虑风荷载不对称加载，按照《公路桥梁抗风设计规范》第 4.5.1 条，不对称系数取 0.5。挂篮局部模型见图 3 所示。

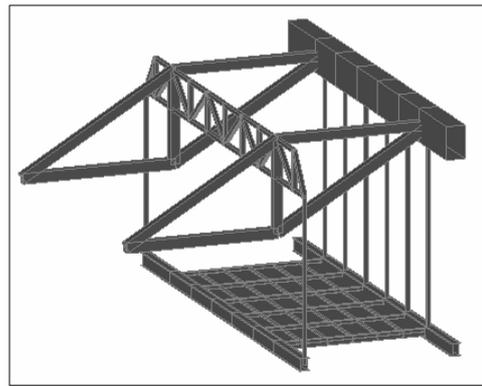


图 3 挂篮局部有限元模型

4.3.2 静阵风荷载效应

表 3 竖向动挠度计算结果

项目	最大悬臂端 竖向动挠度/mm	挂篮最外缘 竖向动挠度/mm
主梁竖向风荷载	12.49	13.35
主梁扭转力矩	0.00	0.05
挂篮底模风荷载	2.25	2.42
前三项组合	14.74	15.82

4.4 施工最大允许风速对浇筑混凝土质量的影响

由于作用在大跨度桥梁断面上的竖向力(升力)和扭转力矩一般由平均风作用下的静力和抖振惯性力组成,且平均风下的静力作用频率较低,对混凝土浇筑质量的影响较小,抖振惯性力作用下频率较高,只有纯的抖振惯性力对混凝土浇筑质量有一定影响。由于目前桥梁抗风理论水平及计算手段的限制,现在还无法做到将平均风作用下的静力和抖振惯性力剥离开,只能根据平均风作用下的静力和抖振惯性力耦合计算结果来宏观评价施工最大允许风速对浇筑混凝土质量的影响。

根据前面计算结果可知,最大悬臂端及挂篮最外缘在竖向风荷载及扭转力矩组合情况下的最大竖向动挠度分别为14.74mm、15.82mm。

计算所得最大动挠度1.5cm左右,为跨中梁高的1/266,动挠度值较小,对混凝土浇筑质量影响不大,只需严格按照《公路桥涵施工技术规范》要求,大跨径主梁施工时尽量缩短长悬臂持续时间,以减少风振的不利影响,必要时应采取临时抗风措施。

5 结语

(1)竖向涡激共振发生风速与施工最大允许风速较接近,施工过程中可能会发生竖向涡激共振现象,但由计算结果可知,竖向涡激共振振幅为0.0061m,数值较小,对施工过程中混凝土的浇筑影响较小。为确保结构施工过程中的安全性,必

要时可采取相应措施,以防止主梁发生竖向涡激共振。

(2)由于作用在大跨度桥梁断面上的竖向力(升力)和扭转力矩一般由平均风作用下的静力和抖振惯性力组成,且平均风下的静力作用频率较低,对混凝土浇筑质量的影响较小,抖振惯性力作用下频率较高,只有纯的抖振惯性力对混凝土浇筑质量有一定影响。由于目前桥梁抗风理论水平及计算手段的限制,现在还无法做到将平均风作用下的静力和抖振惯性力剥离开,只能根据平均风作用下的静力和抖振惯性力耦合计算结果来宏观评价施工最大允许风速对浇筑混凝土质量的影响。计算所得最大动挠度1.5cm左右,为跨中梁高的1/266,动挠度值较小,对混凝土浇筑质量影响不大,只需严格按照《公路桥涵施工技术规范》要求,大跨径主梁施工时应尽量缩短长悬臂持续时间,以减少风振的不利影响,必要时应采取临时抗风措施。

参考文献:

- [1] 公路桥梁抗风设计规范 JTG/T D60 - 01 - 2004 [S]. 北京:人民交通出版社,2004.
- [2] 项海帆. 现代桥梁抗风理论与实践[M]. 北京:人民交通出版社,2005.
- [3] 陈政清. 桥梁风工程[M]. 北京:人民交通出版社,2005.
- [4] 苗家武. 超大跨度斜拉桥设计理论研究[D]. 上海:同济大学,2006.

曲线独柱墩连续箱梁整体抗倾覆能力研究

徐德志

(广东省交通规划设计研究院股份有限公司, 广州 510507)

摘要:以箱梁整体刚性假设为基础,讨论箱梁整体抗倾覆稳定性计算公式,并对各影响因素进行参数分析,得出各参数对稳定系数不同的影响规律。同时通过几何分析及公式推导,得出抗倾覆稳定最不利半径计算公式,并编制常用参数设计值条件下最不利半径参照表,以方便使用。

关键词:独柱墩;抗倾覆;稳定系数

1 引言

在城市高架、城市立交桥以及高速公路的匝道桥建设中,独柱式桥墩连续梁桥由于具有结构轻巧,桥下通透性好、视野开阔,易适应地形,下部工程量小等优点而在桥梁工程中广泛采用,在很多跨线桥的空间位置受到限制的情况下,往往成了唯一的桥型选择。

但是,随着独柱连续箱梁桥应用的推广,许多过去未曾预料到的问题逐渐显现出来,其中最引人注目的要属桥梁整体倾覆的问题。如2012年8月24日,哈尔滨阳明滩跨江大桥一段引桥发生整体塌落,造成不小的经济损失和极为不良的社会影响。箱梁桥倾覆过程是在活载的倾覆作用下,上部结构整体失去平衡的破坏。结构倾覆时,事

前并无明显表征,其危害性极大。因此,研究连续箱梁配独柱墩桥型的横向整体抗倾覆能力就成了当前一个重要课题。

2 力学模型的建立及求解

桥梁在一个平面内,由若干个支座支承,要发生整体倾覆,总是存在一个翻转轴,在外力的变化下,这个翻转轴的一个方向翻转的力矩不断增大,达到并超过了整个结构对于这个翻转轴所能承受的抵抗翻转力矩,整体结构就会发生翻转并倾覆。

如图1所示,任意两个最外侧支座的连线就构成一个翻转轴,当翻转轴外侧的活载力矩过大,超过箱梁自重所能承受的抵抗力矩后,箱梁整体将向偏载一侧翻转。

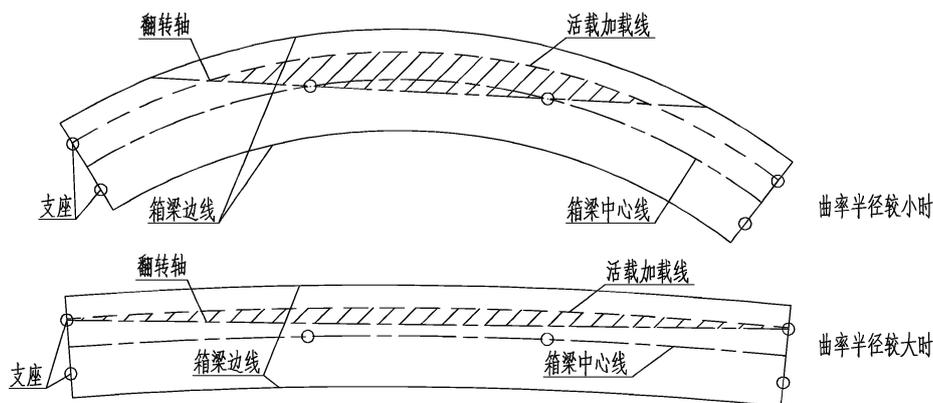


图1 曲线连续箱梁整体倾覆示意图

为了分析桥梁横向抗倾覆能力,先做出以下假设,以简化问题:

(1) 桥梁整体简化为一个平面结构;

(2) 桥梁纵横向强度、刚度满足要求,即不会发生除横向倾覆失稳以外的其他破坏形式;

(3) 计算抗倾覆能力时,不考虑桥梁变形对受

力的影响,即假定桥梁整体上部结构为刚体。

可以用抗倾覆稳定系数^[1]作为评价连续梁桥抗倾覆能力的指标,计算公式如下。

$$\gamma_{gf} = \frac{S_{bk}}{S_{sk}}$$

式中: γ_{gf} —抗倾覆稳定系数;

S_{sk} —使上部结构倾覆的汽车荷载(含冲击作用)标准值效应;

S_{bk} —使上部结构稳定的作用效应标准组合。

3 稳定系数影响因素分析

对于曲线箱梁桥来说,通过图 1 示意之力学及几何关系,我们不难发现对于同一荷载标准,桥梁横向抗倾覆能力主要取决于箱梁曲率半径、桥面宽度、梁端支座横向间距、桥梁跨径、桥梁跨数。

为分析不同因素对稳定系数的影响,对上述

参数的常用设计值,通过大量的计算分析,得出各工况下的稳定系数,通过绘制相应图表,统计分析其影响规律,以期获得有用的结论,指导箱梁抗倾覆设计。

为方便叙述,上述影响因素分别采用字母代号如下:

R —箱梁中心线曲率半径;

B —桥面宽度;

D —梁端支座横向间距;

L —跨箱梁跨径;

n —联箱梁的跨数。

3.1 曲率半径的影响分析

为分析曲率半径对稳定系数的影响,固定其他参数如下: $B=8.5m;D=3.5m;L=20m;n=3$ 。计算得出稳定系数随曲率半径变化曲线如图 2 所示。

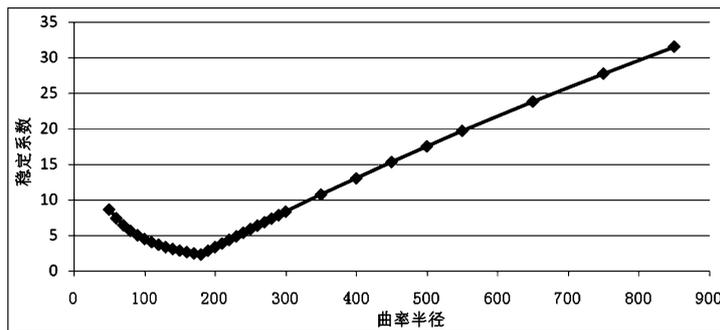


图 2 曲率半径影响稳定系数示意图

由图 2 可见,箱梁平面曲率半径对稳定系数影响较大。稳定系数随曲率半径的变化曲线分为两段,当半径较小时,稳定系数随曲率半径的增加而减小,当半径较大时,稳定系数随曲率半径的增加而增大。

同时,由图中可以看出,两段曲线存在一个交点,即在特定工况下,半径在此交点时,箱梁整体

稳定系数最小,本文暂称此半径为“抗倾覆稳定最不利半径”,下文简称“最不利半径”。

3.2 跨径的影响分析

为分析跨径对稳定系数的影响,固定其他参数如下: $B=8.5m;D=4.5m;n=3$ 。计算得出稳定系数随跨径变化曲线如图 3 所示。

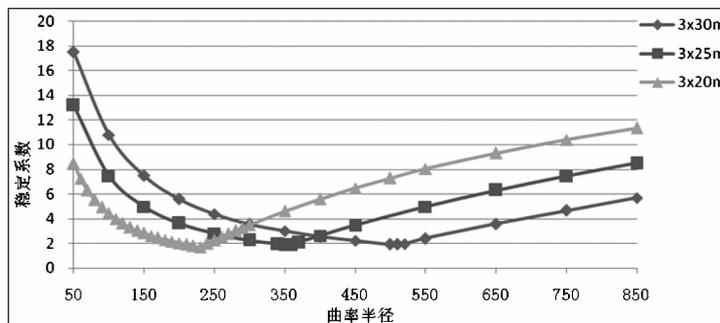


图 3 跨径影响稳定系数示意图

由图 3 可见,当半径较小时,稳定系数随跨径的增加而增大,当半径较大时,稳定系数随跨径的增加而减小。跨径不同时,最不利半径也不同,即最不利半径与跨径有关。

3.3 跨数的影响分析

为分析跨数对稳定系数的影响,固定其他参数如下: $B = 8.5\text{m}$; $D = 3.5\text{m}$; $L = 20\text{m}$ 。计算得出稳定系数随跨数变化曲线如图 4 所示。

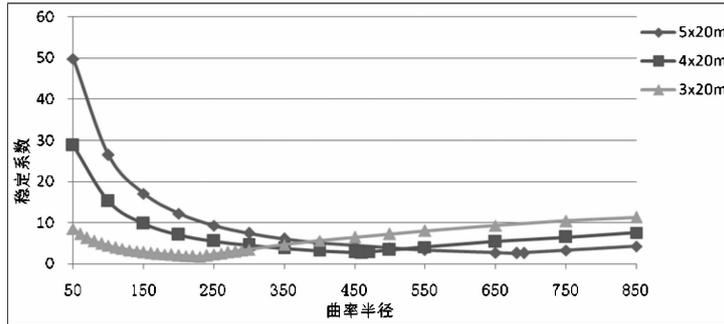


图 4 跨数影响稳定系数示意图

由图 4 可见,当半径较小时,稳定系数随跨数的增加而增大,当半径较大时,稳定系数随跨数的增加而减小。跨数不同时,最不利半径也不同,即最不利半径与跨数有关。

为分析梁端支座横向间距对稳定系数的影响,固定其他参数如下: $B = 8.5\text{m}$; $n = 3$; $L = 20\text{m}$ 。计算得出稳定系数随梁端支座横向间距变化曲线如图 5 所示。

3.4 梁端支座横向间距的影响分析

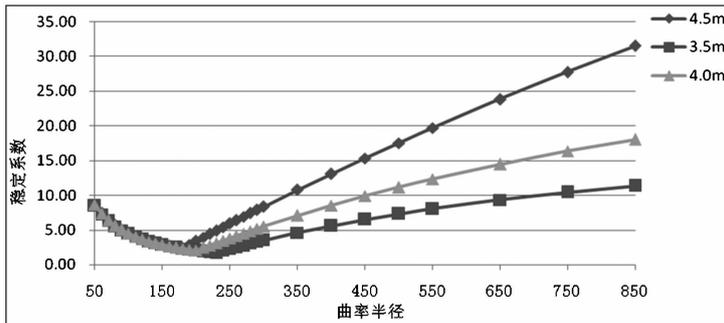


图 5 梁端支座横向间距影响稳定系数示意图

由图 5 可见,当半径较小时,稳定系数基本不受横向间距的影响,当半径较大时,稳定系数随支座横向间距的增加而增大。梁端支座横向间距不同时,最不利半径也不同,即最不利半径与梁端支座横向间距有关。

3.5 桥面宽度的影响分析

为分析桥面宽度对稳定系数的影响,固定其他参数如下: $D = 4.5\text{m}$; $n = 3$; $L = 20\text{m}$ 。计算得出稳定系数随桥面宽度变化曲线如图 6 所示。

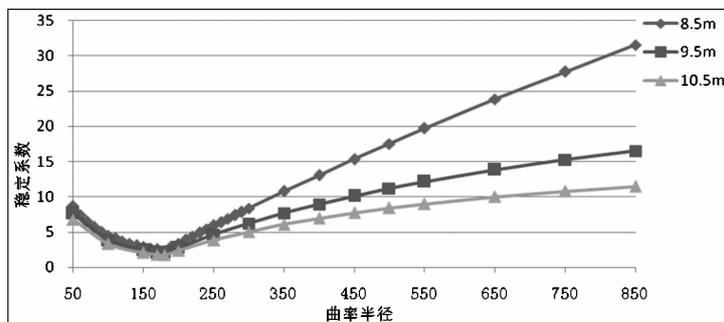


图 6 桥面宽度影响稳定系数示意图

由图6可见,稳定系数随桥面宽度的增加而减小。当半径较小时,该影响较小,当半径较大时,该项影响较大。桥面宽度不同时,最不利半径相同,即最不利半径与桥面宽度无关。

4 求解“抗倾覆稳定最不利半径”

从上述参数分析中可以看出,箱梁中心线曲率半径分别位于最不利半径两侧时,稳定系数关于各相关参数的影响有所不同,因此求解最不利半径对于曲线箱梁的抗倾覆设计、计算具有一定的指导意义。

从上述参数分析中可以看出,最不利半径与跨径 L 、跨数 n 、梁端支座横向间距 D 有关,与桥面宽度 B 无关。从计算稳定系数过程中发现,最不利半径一般发生于同时有3或4个支点位于翻转

轴的工况。基于此工况,可通过几何作图及公式推导可得出最不利半径的平衡方程计算公式如下:

$$R \left(\cos \frac{nL}{R} - 1 \right) \sin \left(\frac{kL}{R} \right) - R \sin \left(\frac{nL}{R} \right) \cos \left(\frac{kL}{R} \right) + \left(R + \frac{D}{2} \right) \sin \left(\frac{nL}{R} \right) = 0$$

式中: k —与箱梁跨数相关的参数,取值见表1。

表1 参数 k 取值参照表

箱梁跨数 n	2	3	4	5	6
参数 k	1	1	2	2	3

上述方程为包含4个参数的超越方程,可通过有关数值计算软件或用excel编写简单公式实现求解。为方便参照使用,特列出常用参数设计工况下最不利半径如表2。

表2 常用参数设计值工况下最不利半径参照表

跨径组合	3×20	3×25	3×30	4×20	4×25	4×30	5×20	5×25	5×30
3.5	230	358	515	458	715	1030	687	1072	1544
4.0	201	314	451	401	626	901	601	939	1351
4.5	179	279	402	357	557	801	535	835	1201
5.0	162	252	362	322	502	722	482	752	1082
5.5	147	229	329	293	456	656	438	684	984

5 小结

本文以箱梁整体刚性假设为基础,讨论箱梁整体抗倾覆稳定性计算公式,并对各影响因素进行参数分析,得出各参数对稳定系数不同的影响规律。同时通过几何分析及公式推导,得出抗倾覆稳定最不利半径计算公式,并编制常用参数设计值条件下最不利半径参照表,以方便使用。

在实际设计过程中,一般箱梁平面曲率半径在路线设计时已相对稳定,可调余地不大。若发现抗倾覆稳定系数较小时,可通过本文公式计算得出最不利半径,将其与箱梁设计半径值相比较,以明确可调设计参数与稳定系数的影响关系,明确参数调整方向,简化参数调整的试错过程,提高

设计效率。

但是,本文着重分析箱梁的整体倾覆问题,为方便计算模型的建立和分析,未考虑箱梁扭转角度及墩身自身强度的影响,建议后续研究综合考虑上下部整体模型,进行箱梁整体倾覆全过程研究,以获得较为准确的稳定系数。

参考文献:

- [1]《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(征求意见稿).
- [2] 吴玉华,蔡若红,杨育人.独柱墩连续梁桥的稳定影响因素分析[J].公路工程第36卷,第6期2011年12月:93-96

基于有限元动力特性分析的开口截面 主梁模式研究

黄森华, 何海, 吴海平

(广东省交通规划设计研究院股份有限公司, 广州 510507)

摘要: 双索面斜拉桥的拉索对全桥的抗扭刚度贡献大, 主梁常常可采用高度较小, 甚至开口截面的形式。边主梁的开口截面或分离边箱梁的半开口截面的主梁自由扭转刚度小, 约束扭转刚度不可忽略。忽略约束扭转刚度会低估了结构的抗扭性能, 而在结构体系计算时带来较大的误差。以一座双索面开口断面大跨径斜拉桥为例, 探讨了三种主梁简化模型计算开口断面的动力特性差别。结果表明, 在此类桥梁计算时, 单主梁模型会低估抗扭刚度, 而三主梁模型和壳单元模型结果相近, 桥梁抗风分析时不宜采用单主梁模型。

关键词: 桥梁工程; 动力特性; 三主梁模型; 开口截面

1 引言

开口截面或分离边箱半开口截面双索面斜拉桥主梁的自由扭转刚度小, 约束扭转刚度不应忽略。目前通用的单脊梁主梁动力分析模型不能考虑约束扭转刚度的影响, 而双主梁的模型又常常夸大了约束扭转刚度的贡献, 并且由于框架式模型的剪切变形大, 使等效侧向刚度难以处理^[1]。陈常松等人通过岳阳洞庭湖大桥模型动力特性分析, 分析了索塔、拉索的附加质量对模型桥动力特性计算的影响^[2]。杨素哲等人通过开口截面双索面斜拉桥动力特性研究, 得出三主梁模型用来模拟开口截面斜拉桥是适用的^[3]。

本文以一座独塔斜拉桥为例, 针对开口叠合主梁截面, 对主梁截面进行了单脊梁模拟、主梁为壳单元模和三主梁模拟, 通过三种有限元建模方式的动力特性计算结果的比较, 分析不同主梁简化模型对计算结果的影响, 寻找主梁简化计算的合理模型。

2 基本计算理论

当结构无外力作用时, 在非零的初始条件下

可得动力方程:

$$M\ddot{u} + C\dot{u} + Ku = 0 \quad (1)$$

当阻尼为零时可解得方程(1)的非零解^[4]。

式中: M 、 C 和 K 分别为结构的质点体系的质量矩阵、阻尼矩阵和刚度矩阵; \ddot{u} 、 \dot{u} 和 u 为质点对地面的加速度、速度和位移矢量, 为时间 t 的函数。此时, 自由振动解反映的是结构本身固有特性, 即自由振动频率和振型。假设结构作简谐振动, 则有:

$$\begin{aligned} u(t) &= \phi \sin(\omega t + \theta) \text{ 和} \\ \ddot{u}(t) &= -\omega^2 \phi \sin(\omega t + \theta) \end{aligned} \quad (2)$$

式中: ω 为振动频率, ϕ 为与时间无关的向量, θ 为初始相位角, t 为时间。将式(2)代入式(1)可得到如下方程:

$$(K - \omega^2 M)\phi = 0 \quad (3)$$

式(3)称为结构体系的频率方程, 也即是结构动力问题的广义特征值问题。

求解特征值问题(3)的方法很多, 常用的有子空间迭代法、Lanczos法和瑞利-里兹(Rayleigh-Ritz)法等。本文采用Lanczos方法求解特征值问题。

3 有限元模型

斜拉桥的动力特性分析中, 桥面系的模拟方

法以单梁、双梁和三梁的鱼骨式为主^[5],以下将分别说明三种主梁模拟形式的有限元模型。

3.1 桥面系模拟

3.1.1 模型1:单梁式模型(单脊梁模型)

将桥面系的刚度(竖向、横向挠曲刚度、扭转刚度)和质量(平动质量和转动质量)都集中在中间节点上,节点和斜拉索之间采用刚臂连接或主从关系,如图5(a)。这种模型的优点就是主梁的刚度系统和质量是正确的。但是横梁的刚度和主梁的翘曲刚度是不能充分考虑^[6]。

3.1.2 模型2:主梁为壳单元模型

将混凝土桥面板采用壳单元进行模拟,钢主梁及钢横梁采用梁单元模拟,其间为主从关系进行连接,这种模型严格按照实际的质量和刚度分布来模拟,正确反映了截面的受力情况,能够较好考虑约束扭转刚度的影响^[7]。如图5(b)。

3.1.3 模型3:三梁式模型

采用三梁式模型,即由桥轴线上的中梁和位于索面处的两片边梁组成,三片主梁之间通过刚性横梁或节点间的主从关系连接。如图5(c)。对主梁为开口的分离式边梁的斜拉桥采用三梁式模型进行动力特性计算时,其刚度和质量按下列原则等效^[8]。

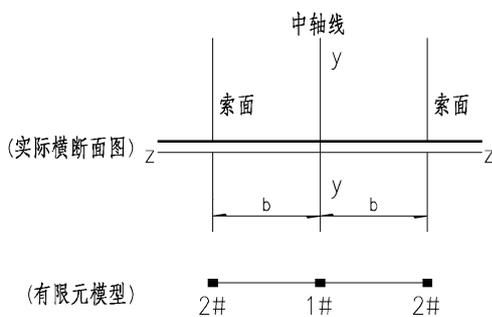


图1 三梁式模型

三根梁的截面几何特性:

1#, $A_1, J_{y1}, J_{z1}, J_{d1}$; 2#, $A_2, J_{y2}, J_{z2}, J_{d2}$

式中: A 为梁的面积, J_y, J_z 分别为绕 y 轴和 z 轴的惯性矩, J_d 为自由扭转惯性矩。

(1) 等效侧向刚度

为了避免剪切变形带来的影响,使侧向刚度

的等效关系既明确又合理,建议将主梁的面积和侧向弯曲横距全部集中在1#梁,即有:

$$A_2 = 0 \quad J_{y2} = 0 \quad A1 = A \quad J_{y1} = J_y \quad (4)$$

(2) 等效竖向刚度

竖向刚度应满足如下等效关系:

$$J_{z1} + 2J_{z2} = 0 \quad (5)$$

(3) 等效约束扭转刚度

设主梁截面作刚性扭转,(截面周边线不变),此时,约束扭转刚度将由两个边主梁的竖向刚度提供,等效关系如下:

$$2J_{z2} \times b^2 = J_w \quad (6)$$

将(6)代入式(5),可得:

$$J_{z1} = J_z - \frac{J_w}{b^2} \quad (7)$$

式中: J_w 为约束扭转刚度惯性矩。

(4) 等效自由扭转刚度

在刚性扭转前提下,应满足如下等效关系:

$$J_{d1} + 2J_{d2} \times b^2 = J_d \quad (8)$$

(5) 等效质量系统

在三梁式模型中,质量等效可按下述两种方法进行处理。

a. 两边梁不提供质量,全部质量和质量惯矩均集中在1#梁,相当于单梁的鱼骨式模型。此时,质量系统可采用集中堆聚于节点的方式,也可以转化为梁单元的等效密度来输入。

b. 质量分配到三根主梁,质量惯矩由边主梁的质量提供,等效关系如下:

$$M_1 + 2M_2 = M \quad 2M_2 \times b^2 = I_M \quad (9)$$

式中, M, I_M 为原主梁的集中质量及集中扭转质量惯性矩, M_1 为1#梁的集中质量, M_2 为2#梁的集中质量。

3.2 拉索的模拟

斜拉索通常采用桁架单元模拟。静力和动力特性计算中采用 Ernst 修正弹性模量公式考虑拉索的垂度效应。

3.3 主塔的模拟

主塔采用三维梁单元模拟,塔单元的划分不宜过粗,主塔单元的划分粗细决定了堆聚质量的

分布、振型的形状和地震力的分布。

4 工程算例分析

4.1 工程概况

以一座独塔双索面混合梁斜拉桥为例,主桥跨径布置为(40m + 45m + 117.5m + 300m),桥面以上塔高135m,桥宽35m。立面布置如图2所示。主塔立面布置如图3所示。

桥面板的整体断面,路线中心线处梁高3.0m,边主梁中心线处梁高2.94m,主梁断面如图4所示。

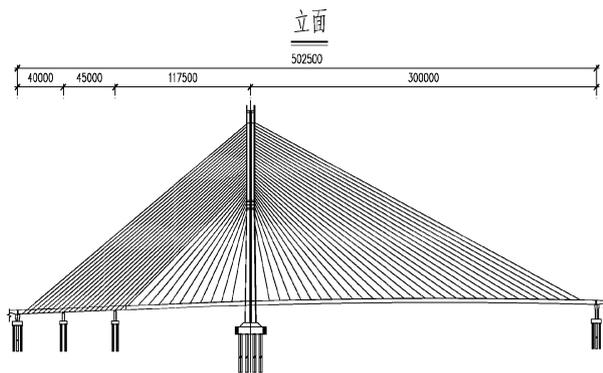


图2 大桥立面图(单位:mm)

该桥边跨主梁采用混凝土边主梁形式,断面全宽37.0m,主梁横向索中心距26.53m,主梁截面高3.0m。中跨主梁采用双边闭口钢箱梁结合

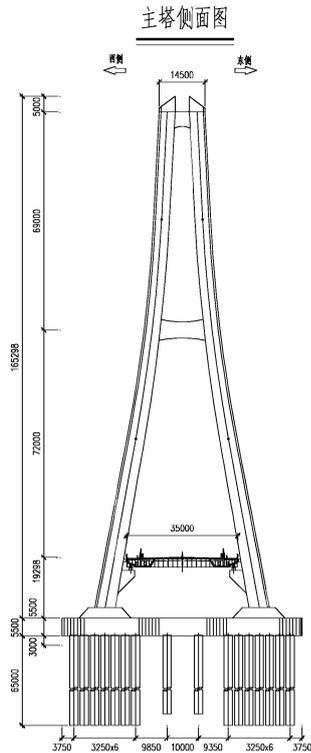
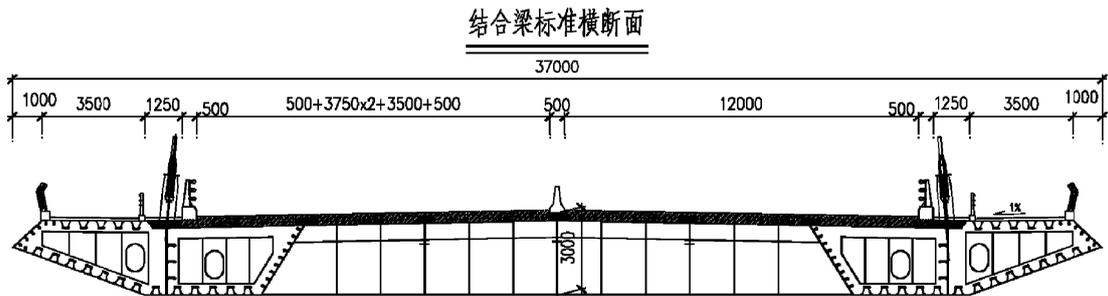
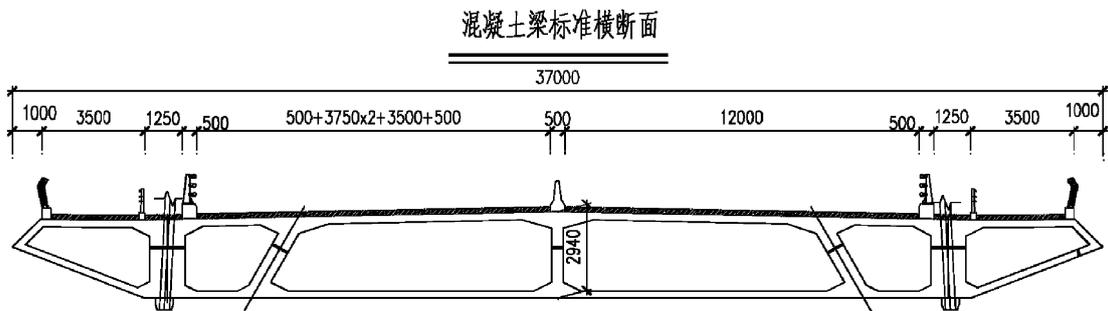


图3 主塔立面图(单位:mm)



(a) 结合梁标准横断面



(b) 混凝土梁标准横断面

图4 主梁断面(单位:mm)

4.2 有限元模型

动力特性计算采用 midas/civil 进行建模分析,主梁分别采用单主梁、壳单元、三主梁模型进行模拟,三种模型如图 5 所示。

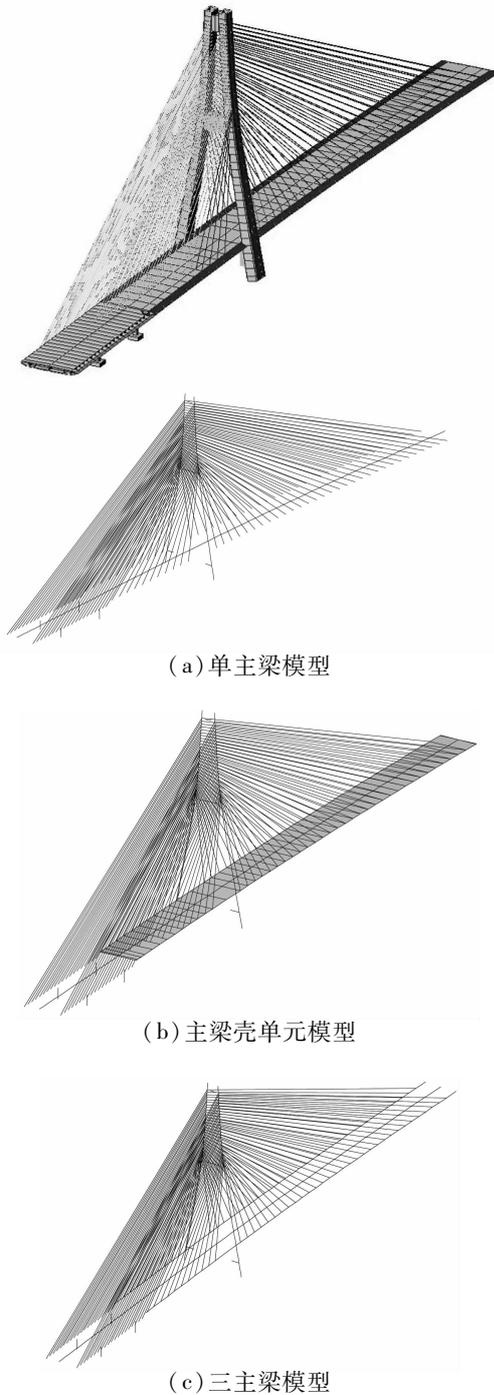


图 5 三种主梁有限元模型

4.3 动力特性计算

影响大跨径斜拉桥的抗风稳定性的诸因素中,一阶竖弯和一阶扭转振型是重要的振型。本

文给出了三种模型动力特性计算结果。比较了一阶纵飘频率,一阶正对称侧弯频率,一阶正、反对称竖弯频率,一阶正、反对称扭转频率,结果如表 1 所示。

表 1 三种模型动力特性计算对比表

振型特征	频率/Hz			误差/(%)	
	单梁模型	壳单元模型	三主梁模型	三主梁模型比单梁模型	三主梁模型比壳单元模型
一阶纵飘+主梁竖弯	0.1558	0.156	0.1562	0.26	0.15
主梁一阶正对称侧弯	0.2666	0.2751	0.2755	3.22	0.14
主梁一阶竖弯	0.4087	0.4185	0.4184	2.32	-0.02
主梁二阶竖弯	0.6868	0.6975	0.696	1.31	-0.22
主塔一阶侧弯	0.8687	0.8687	0.8686	-0.01	-0.01
主梁一阶反对称侧弯	0.9312	0.9454	0.9477	1.74	0.24
主梁一阶扭转	1.6507	1.8725	1.9125	13.69	2.09
主梁二阶扭转	1.7306	1.9713	2.0513	15.63	3.90

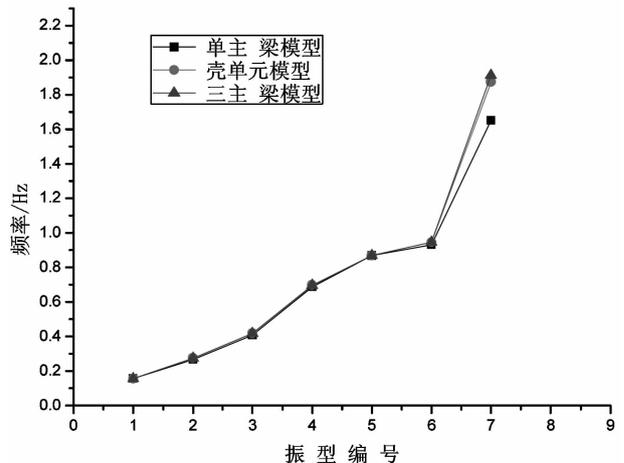


图 6 三种主梁有限元模型成桥状态结构频率比较

表1和图6表明:三种模型计算得到的纵飘、侧弯及竖弯振型,结果基本一致,这类振型对模型的选择不敏感。但与单梁模型相比,三主梁得到的一阶正对称扭转频率提高了13.69%,一阶反对称扭转频率提高了15.63%,因此对于扭转振型,用单主梁模拟开口断面进行动力特性计算结果是不能接受的。壳单元模型与三主梁模型动力特性计算结果较为一致,相差都未超过5%,但是壳单元模型计算工作量大。

为研究主梁模型的选择是否改变前20阶振型的排序,表2给出了三种模型得到的前20阶模态和频率,图7给出了三主梁模型振型图。由表2可得到,壳单元模型与三主梁模型前20阶振型基本一致,三种模型得到的前7阶振型次序一致,但是8~20阶振型三种有限元模型相比有些差异。单主梁模型一阶正对称扭转和一阶反对称扭转振型较壳单元模型和三主梁模型出现早。

表2 三种模型动力特性计算结果

序号	单主梁模型		壳单元模型		三主梁模型	
	频率/Hz	振型描述	频率/Hz	振型描述	频率/Hz	振型描述
1	0.1558	纵飘+主梁竖弯	0.156	纵飘+主梁竖弯	0.1562	纵飘+主梁竖弯
2	0.2666	主梁一阶正对称侧弯	0.2751	主梁一阶正对称侧弯	0.2755	主梁一阶正对称侧弯
3	0.4087	主梁一阶竖弯	0.4185	主梁一阶竖弯	0.4184	主梁一阶竖弯
4	0.6868	主梁二阶竖弯	0.6975	主梁二阶竖弯	0.696	主梁二阶竖弯
5	0.8687	主塔一阶侧弯	0.8687	主塔一阶侧弯	0.8686	主塔一阶侧弯
6	0.9315	主梁竖弯	0.93	主梁竖弯	0.93	主梁竖弯
7	0.9312	主梁一阶反对称侧弯	0.9454	主梁一阶反对称侧弯	0.9477	主梁一阶反对称侧弯
8	1.1629	主塔二阶侧弯	1.1329	主梁竖弯	1.1419	主梁竖弯
9	1.1741	主梁竖弯	1.1541	主塔二阶侧弯	1.1642	主塔二阶侧弯
10	1.3152	主梁竖弯	1.2315	主梁竖弯	1.2811	主梁竖弯
11	1.6193	主梁竖弯	1.5794	主梁竖弯	1.6093	主梁竖弯
12	1.636	主梁竖弯	1.6855	主梁竖弯	1.635	主梁竖弯
13	1.6507	主梁一阶扭转	1.7196	主梁竖弯	1.6794	主梁竖弯
14	1.7089	竖弯	1.8725	主梁一阶扭转	1.9125	主梁一阶扭转
15	1.7306	主梁二阶扭转	2.0556	主梁竖弯	2.0257	主梁竖弯
16	1.837	主梁竖弯	1.9713	主梁二阶扭转	2.0513	主梁二阶扭转
17	1.9178	主梁三阶扭转	2.2984	主梁三阶扭转	2.2184	主梁三阶扭转
18	2.1492	主梁竖弯	2.2754	主梁竖弯	2.2253	主梁竖弯
19	2.2982	主梁四阶扭转	2.6935	主梁四阶扭转	2.6535	主梁四阶扭转
20	2.6999	主梁竖弯	2.8015	主梁竖弯	2.7516	主梁竖弯

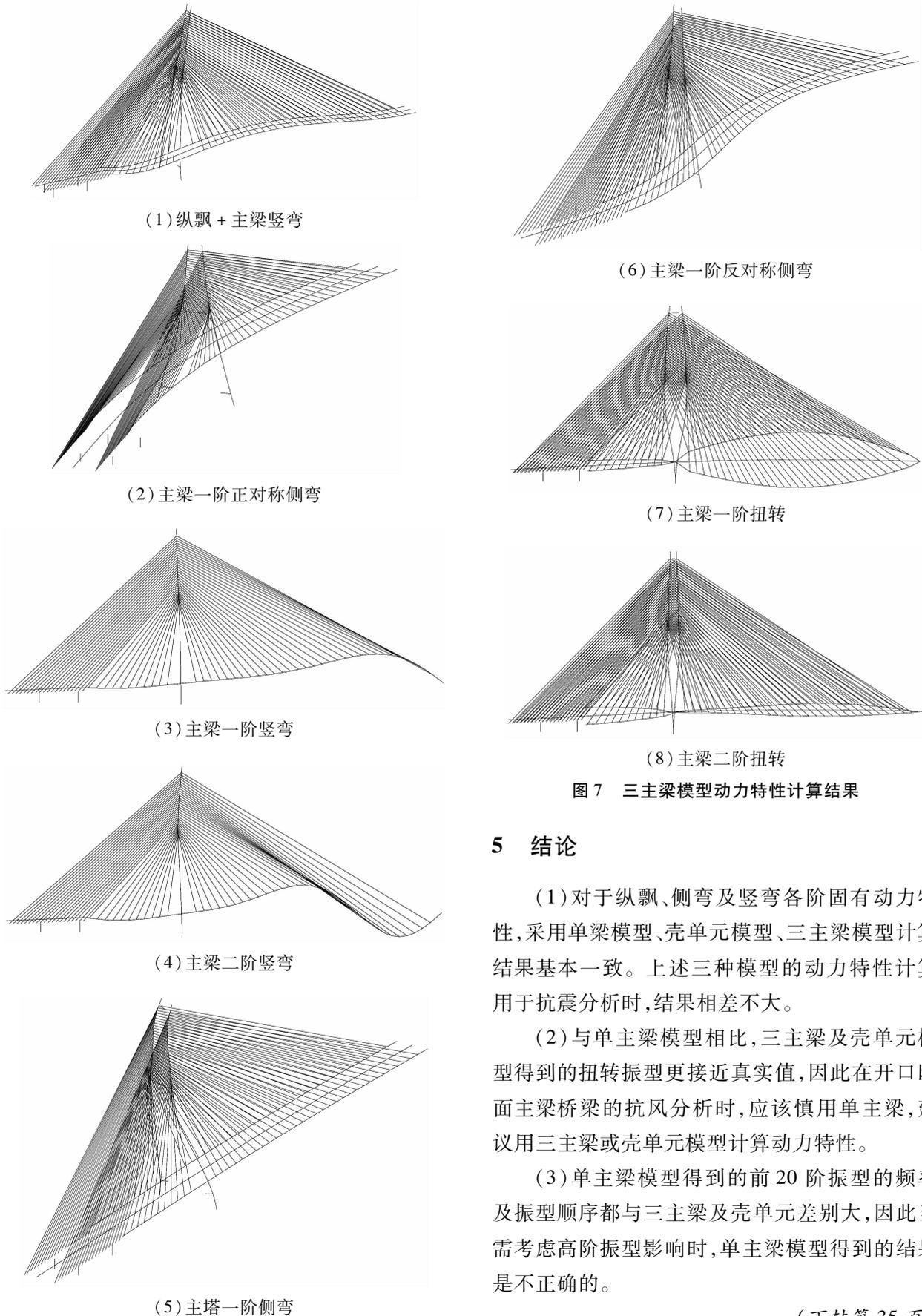


图7 三主梁模型动力特性计算结果

5 结论

(1) 对于纵飘、侧弯及竖弯各阶固有动力特性,采用单梁模型、壳单元模型、三主梁模型计算结果基本一致。上述三种模型的动力特性计算用于抗震分析时,结果相差不大。

(2) 与单主梁模型相比,三主梁及壳单元模型得到的扭转振型更接近真实值,因此在开口断面主梁桥梁的抗风分析时,应该慎用单主梁,建议用三主梁或壳单元模型计算动力特性。

(3) 单主梁模型得到的前20阶振型的频率及振型顺序都与三主梁及壳单元差别大,因此当需考虑高阶振型影响时,单主梁模型得到的结果是不正确的。

(下转第35页)

基于有限元的石灰改良膨胀土路堤变形及稳定性分析

文玉岩

(中交四航局第二工程有限公司, 广州 510507)

摘要: 针对省内某高速公路建设中的膨胀土问题,采用弹塑性有限元分析法研究了石灰改良后的膨胀土路堤的变形及稳定性问题,主要分析了膨胀土中石灰掺量、换填厚度以及换填超出基础宽度对路堤变形和路堤边坡稳定性的影响,结果表明:膨胀土软土地基进行石灰土改良处理,可以在一定程度上减小路堤的沉降变形和路堤边坡的稳定性,随着石灰掺量的增加,软路堤的沉降量逐渐减小,路堤边坡的稳定性逐渐提高;随着膨胀土地基换填厚度的增加,路堤的沉降变形逐渐减小,且路堤边坡稳定性逐渐提高;随着膨胀土地基换填超出基础的宽度的增加,路堤的沉降变形基本不变,但路堤边坡的稳定性逐渐增大。

关键词: 石灰改良膨胀土;路堤;有限元;稳定性;变形

膨胀土是由亲水性矿物组成的高塑性粘土,具有显著的吸水膨胀和失水收缩等变形特性,对路基及以膨胀土为基础的建筑物等会产生强大的破坏作用^[1]。近半世纪以来,越来越多国家在工程施工过程中遇到膨胀土危害问题,膨胀土路基问题尤为突出。目前膨胀土的改良方法主要是化学改性^[2],如掺石灰、水泥、粉煤灰等稳定膨胀土。其中,石灰改良膨胀土的措施效果显著^[3-4]得到了广泛运用。膨胀土的特性导致膨胀土边坡内的受力、变形不同于一般土质边坡,因而其失稳的形式也呈现不同的特征,常用的圆弧滑动面条分法等方法不适于这种特殊土质边坡的稳定性分析^[5]。采用弹塑性有限元分析法对将石灰改良的膨胀土路基上的路堤的应力变形和稳定性进行了研究分析,研究了膨胀土中石灰掺量、换填厚度以及换填超出基础宽度对路堤变形和路堤边坡稳定性的影响,为类似工程提供了一定参考。

1 工程概况

省内某高速公路地处山区,根据地形条件和经济发展需求,该公路采用双线四车道的高速公路标准进行建设,设计时速为80km/h。该公路一建设路段全线土质为膨胀土,对高速公路路基

的建设极为不利,不适合直接填筑路基。经检测该路段膨胀土为中、微膨胀土,为了减少弃土、保护耕地资源利用,对路基膨胀土进行石灰改良。为了保证改良后的路基质量,避免施工的盲目性,采用弹塑性有限元分析法对石灰改良的膨胀土路基上的路堤的应力变形和稳定性进行了研究分析。

2 有限元计算模型

通过GEO-STUDIO有限元软件中的SIGMA/W模块,对膨胀土路堤断面进行建模,采用平面有限元计算,分析膨胀土中石灰掺量、换填厚度以及换填超出基础宽度对路堤应力变形和路堤边坡稳定性的影响。

2.1 有限元模型及分析假定

路堤模型两侧边坡坡度为1:1.5,高6m,顶部宽度为20m,图1为模型的网格划分图,其中共有1664个节点和1546个单元。

在有限元分析中,做了一下几点假设:将土体看做为各向同性的理想的弹塑性体,假定软基的在自重应力作用下的沉降已经完成,只需考虑上部路堤的重力作用,且认为路堤土压实充分,基本完成固结沉降,即认为路堤的荷载作用于软基之上。此外边界条件设置为:软土路基两侧约束水平位移,底部约束水平和垂直方向的位移。

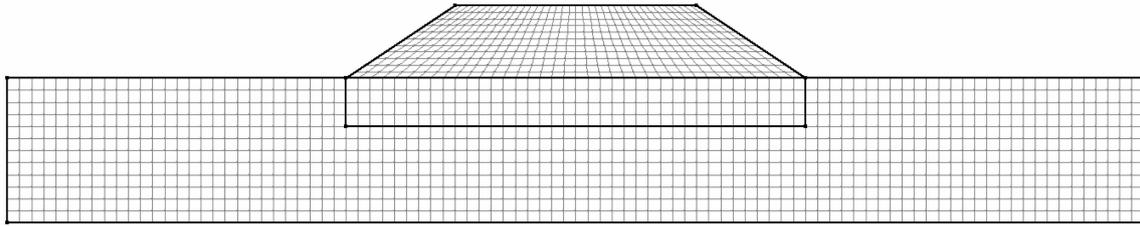


图 1 模型网格划分图

在模拟路堤应力变形时,采用增量法考虑分级加载的施工过程,在本工程中,假定路堤施工一次到顶,荷载一次性施加,即荷载全部由路基承担。在边坡稳定分析时采用基于有限元的极限平衡法进行计算,该方法基于非关联流动法则,选择理想弹塑性本构模型和 Mohr - Coulomb 屈服准则,采用四边形平面应变单元分析得到了模型的应力场,然后再将应力场导入边坡稳定分析模块 SLOPE/W 中,进而确定最小安全系数及其对应的最危险滑动面。

2.2 参数选取

模型土体参数采用了弹塑性本构模型和摩尔库伦屈服准则,具体参数见表 1。

表 1 材料参数

土料	c/kPa	$\varphi/^\circ$	ν	γ/m^3	E/MPa
路堤	60	30	0.33	19.4	38.00
膨胀土地基 (未换填)	30	23	0.37	21.0	7.11
膨胀土地基 (掺 3% 石灰)	39	20	0.36	20.9	7.64
膨胀土地基 (掺 6% 石灰)	65	19	0.37	20.5	8.25
膨胀土地基 (掺 9% 石灰)	81	15	0.32	19.6	9.06

2.3 计算方案

本文针对该模型,对不同石灰掺量、换填厚度以及换填土超出基础宽度等三个因素,建立了 12 模型,计算方案见表 2,方案 1 ~ 4 考虑了不同石灰掺量的影响,方案 4 ~ 8 考虑了不同换填厚度的影响,方案 4、9 ~ 12 考虑了不同超出基础宽度的影响。

表 2 计算方案

方案编号	换填厚度 /m	换填土超出基础宽度/m	改良土石灰掺量/(%)
1	4	0	0
2	4	0	3
3	4	0	6
4	4	0	9
5	0	0	9
6	1	0	9
7	2	0	9
8	3	0	9
9	4	1	9
10	4	2	9
11	4	3	9
12	4	4	9

3 试验结果及分析

3.1 换填土石灰掺量的对路堤变形及稳定性影响

通过对方案 1 ~ 4 进行有限元计算,分析不同石灰掺量的路堤沉降特性以及稳定性。如图 2 所示,不同石灰掺量的换填土的路堤竖向位移不同,路堤变形随着换填石灰掺量的增大而减小,石灰掺量为 0、3%、6% 和 9% 时路堤的最大变形分别为 13.35cm、13.19cm、12.84cm、12.63cm。路堤的沉降变形云图如图 3(a) 所示,限于篇幅以方案 2 为例。将不同石灰掺量的路堤变形结果绘制散点图,对数据点进行拟合,得到了沉降量和石灰掺量的拟合方程: $y = -0.084x + 13.382$, 其中 R^2 为 0.981,体现了较好的线性关系。说明对低等级软基采用石灰土换填处理方法是有效的。

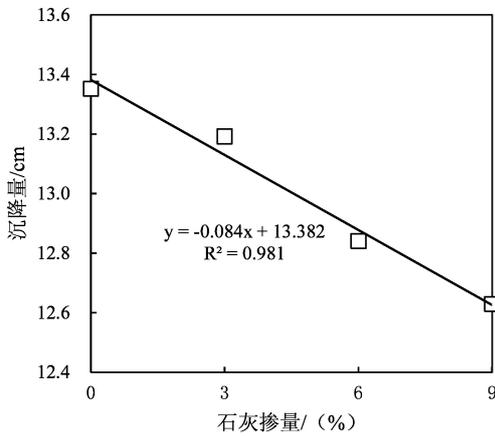


图2 路堤沉降量与石灰掺量的关系

进而对上述四种方案下的路基边坡进行稳定性计算,石灰掺量为0%、3%、6%和9%时路堤边坡的安全系数分别为3.777、3.849、4.431、4.415。路堤的滑动面如图3(b)所示,限于篇幅以方案2为例。对计算结果数据绘制散点图并拟合,如图4

所示,得到的拟合方程为 $y = 0.0832x + 3.7436$, $R^2 = 0.831$,呈线性增大趋势,说明对软基换填能够提高路堤的稳定性。随着石灰掺量的增加,路堤边坡稳定性逐渐提高,在石灰掺量达到6%之后,稳定性提高较不明显。

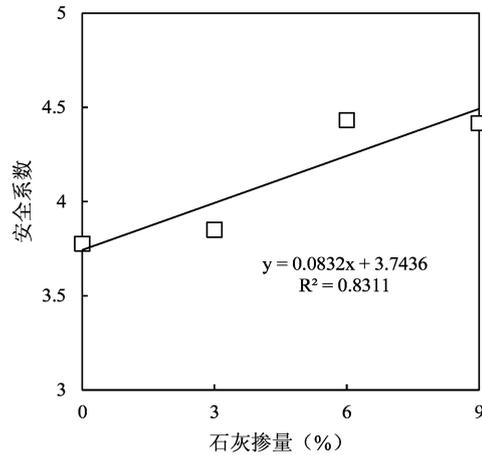
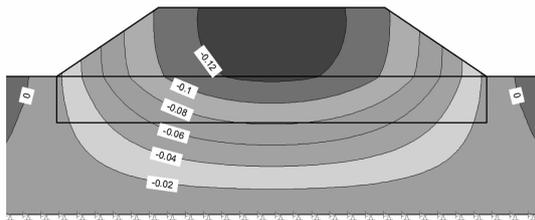
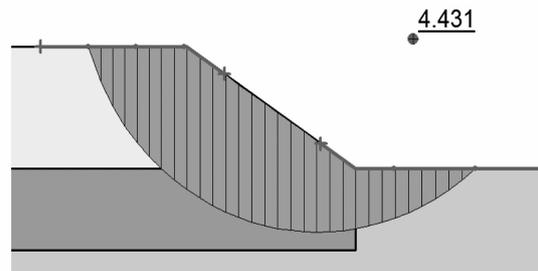


图3 路堤边坡安全系数与石灰掺量的关系



(a)



(b)

图4 方案2路堤沉降云图及路堤滑动面示意图

3.2 不同换填厚度对路堤变形及稳定性影响

通过对方案4~8进行有限元计算,分析不同换填厚度下路堤的沉降特性以及稳定性。从图5中可发现,换填厚度从0m到4m时路堤的最大变形分别为13.35cm、13.18cm、13.05cm、12.78cm和12.65cm,路堤变形随着换填厚度的增大而逐渐减小。拟合方程体现了较好的线性关系,说明对低等级软基采用换填处理方法时,增大换填厚度对减小沉降有良好的效果。

对五种不同换填厚度的路基边坡进行稳定性计算,换填厚度从0m到4m时的路堤边坡安全系数分别为3.777、4.06、4.19、4.415。随着换填厚度的增加,路堤边坡稳定性逐渐提高。

如图6所示,得到的拟合方程为 $y = 0.1538x + 3.7664$, $R^2 = 0.9878$,线性关系非常好,说明对增大换填厚度能够显著地提高路堤的稳定性。

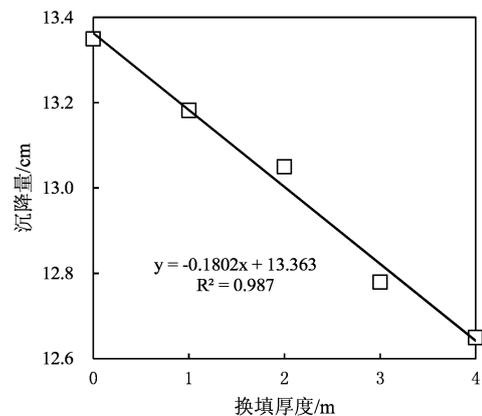


图5 路堤沉降量与换填厚度的关系

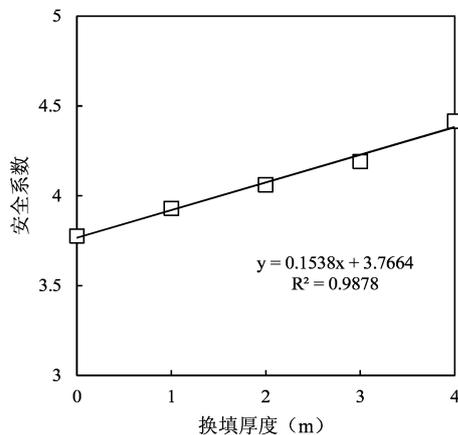


图6 路堤边坡安全系数与换填厚度的关系

3.3 不同换填宽度路堤变形及稳定性影响

通过对方案4、9-12进行有限元计算,分析不同换填土超出宽度时路堤的沉降特性以及稳定性。换填超出宽度从0m到4m时路堤的最大变形分别为12.65cm、12.64cm、12.63cm、12.63cm和12.62cm,从图中可发现,随着换填宽度的增加,路堤变形基本不变,减小量仅仅为 10^{-2} cm级别,说明提高换填超出基础宽度对路堤变形基本无影响。对五种不同换填超出宽度的路基边坡进行稳定性计算,换填超出宽度从0m到4m时的路堤边坡安全系数分别为4.415、4.417、4.447、4.487、4.509,变化很小,相差在5%之内。由此说明,在用换填法对膨胀土地基进行加固处理时,换填宽度不需要过大,根据规范取下限值即可。

4 结论

采用GEO-STUDIO中的SIGMA/W模块,对

不同石灰掺量、换填厚度以及换填土超出基础宽度情况下的膨胀土地基石灰土改良处理进行了数值模拟分析,得到以下结论:

(1)对膨胀土地基进行石灰土改良处理,可以在一定程度上减小路堤的沉降变形和路堤边坡的稳定性,随着石灰掺量的增加,路堤的沉降量逐渐减小,路堤边坡的稳定性逐渐提高,沉降量与石灰掺量呈线性减小趋势,边坡安全系数与石灰掺量呈线性减小趋势。

(2)随着膨胀土地基换填厚度的增加,路堤的沉降变形逐渐减小,且路堤边坡稳定性逐渐提高。

(3)随着膨胀土地基换填超出基础的宽度的增加,路堤的沉降变形和稳定性变化不大,说明在对膨胀土软土地基进行加固处理时,换填宽度不需过大,根据规范取下限值即可。

参考文献:

- [1] 城乡建设环境保护部. 膨胀土地区建筑技术规范 (GBJ112-87). 北京: 中国计划出版社, 1989.
- [2] 秦建卫. 膨胀土填料改良试验研究 [J]. 山西建筑, 2006, 32(13): 69-70.
- [3] 钱玉林, 卜龙章, 胡顺洋等. 石灰稳定膨胀土的效用及其施工质量控制 [J]. 岩土力学, 2002, 23(3): 325-328.
- [4] 陈善雄, 孔令伟, 郭爱国. 膨胀土工程特性及其石灰改性试验研究 [J]. 岩土力学, 2002, 23(增): 9-12.
- [5] 龚文惠. 公路膨胀土路基的沉降和边坡稳定性研究 [D]. 武汉: 华中科技大学, 2004.

环氧沥青混合料级配优化设计及性能研究

袁 玲

(广东省交通规划设计研究院股份有限公司, 广州 510507)

摘 要: 结合江顺大桥钢桥面铺装工程实例,对如何提高钢桥面铺装上面层表面构造深度和抗滑性能进行研究。对常规环氧沥青混合料配合比进行优化设计,通过室内试验和试验路铺装分析验证优化级配后的环氧沥青混凝土性能。研究表明:优化粗级配环氧沥青混合料性能与常规密级配混合料性能相近,表面构造和抗滑性能显著提高。

关键词: 钢桥面铺装;构造深度;疲劳耐久性;配合比;富沥青混合料 FAC-10

0 引言

作为桥梁行车的重要组成部分,桥面铺装材料的主要功能是为行驶车辆提供长期足够稳定平整的行驶路面,桥面铺装的好坏直接影响到行车的安全性、舒适性、耐久性及投资的效益。正交异性钢桥面板由于其特殊的使用条件,要求铺装层具有良好的变形能力,良好的高温稳定性,同时要求具有较长的使用寿命和耐疲劳开裂等性能^[1]。环氧沥青混凝土具有优越的力学性能、强度高、追随性好,具有优良的高温稳定性和耐疲劳性,层间结合力强,可以满足钢桥面板的特殊要求。

环氧沥青混凝土作为钢桥面铺装材料,其配合比大多采用较细的悬浮密实结构,这种结构类型的混合料具有较高的密实度和粘聚力,但内摩擦角较小,容易造成潮湿状态下抗滑力不足的问题。为较好地提高钢桥面铺装的抗滑性能且不降低其路用性能,本文结合江顺大桥钢桥面铺装的实际工程实例,对环氧沥青混凝土的级配进行优化设计,并将优化后的级配与常规级配的性能进行分析对比,为环氧沥青混合料在我国的工程应用进一步推广提供依据和参考。

1 工程概况

江顺大桥是广佛江快速通道中的一座跨越西江的特大桥,钢箱梁全长 1 020m,桥面总宽 39m,主跨达 700m,在斜拉桥桥型中,属超大跨

径,在国内已建斜拉桥领域排名第七,在广东省排名第一,是“广东斜拉第一桥”。主桥采用双塔双索面钢-混凝土混合梁斜拉桥,主梁采用流线型扁平箱梁。钢箱梁的桥面板采用正交异性板结构,根据受力需要,顶板在索塔附近、钢混结合段区域采用 20mm 厚度,其它区域快车道范围内顶板厚度 16mm,重车道范围内顶板厚度 18mm。广东月平均最高气温达 28.4℃,夏季历史最高气温 38.7℃,历史最低平均气温 -3℃,桥面铺装材料设计温度范围 -5℃ ~ 65℃。江顺大桥钢桥面铺装结构见图 1。

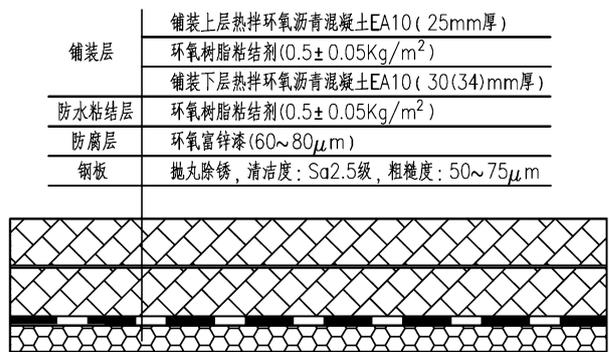


图 1 钢桥面铺装结构

2 EA-10 配合比优化设计

2.1 设计思路

提高沥青混凝土路面的抗滑性主要有:(1)选用适宜的抗滑层材料,适当增加宏观构造深度;(2)调整集料级配,使粒径 > 4.75mm 的粗集料含量较多,以获得相对理想的抗滑性能指标;(3)采

用橡胶粉改性沥青混合料,使表面纹理得到改善^[2-3]。

对于钢桥面铺装环氧沥青混合料,为提高表面构造深度和抗滑性能,本文主要从级配方面进行调整。采用较粗级配时,铺装层表面宏观粗糙度较大,采用较细级配可以延长铺装层的疲劳寿命,但会减小潮湿状态下路面的抗滑能力,抗疲劳和抗滑是选择级配时的一对矛盾^[4]。设计思路如下:(1)从较粗级配出发提高其构造深度,参考FAC-10的级配设计。(2)在上面层混合料设计中,与下面层采用相同的0%~3%空隙率控制,并通过混合料的强度和变形性能检验混合料性能,以保证铺装层混合料的耐久性和抗疲劳性能。(3)将优化设计的混合料性能试验数据与常规密级配EA-10环氧沥青混合料性能进行对比分析。

富沥青混合料(Full Asphalt Content,记作FAC)设计以干涉理论为基础,采用体积设计的方法进行混合料设计^[5],使粗集料形成骨架嵌挤结构,细集料和沥青胶浆填充骨架的空隙^[6]。按FAC法设计的混合料既保证了骨架的充分嵌挤,又使空隙得到了控制,因此提高了混合料性能。

具体工程实践,广东马房大桥于2011年采用FAC-10型环氧沥青混合料进行了单层75mm铺装试验段,经过3年重交通、薄钢板条件下运行检验,目前运行良好,马房大桥计划于2015年采用该方案进行9跨大修。

2.2 设计级配

2.2.1 集料

集料必须选用坚硬、致密、洁净、耐磨、颗粒形状较好(近似立方体),无风化表面,并与结合料有较好的粘结性能的硬质石料。粗集料采用粒径大于2.36mm的玄武岩、辉绿岩、闪长岩等高质量的碎石集料,颗粒形状近似立方体。本工程采用河源或广西的辉绿岩,其技术指标见表1、表2。

2.2.2 环氧沥青

采用日本热拌环氧沥青结合料,其由基质沥青、环氧树脂主剂和固化剂组成。主剂和固化剂按照56:44混合后所形成的混合物,再与沥青按

照50:50的比例混合,在一定的温度条件下固化成型,形成环氧沥青。环氧树脂主剂和沥青混合时使用的沥青为A-70的基质沥青。混合后环氧树脂与环氧沥青技术指标见表3、表4。

表1 环氧沥青混凝土粗集料技术要求

技术指标	技术要求	试验方法
抗压强度/MPa	≥120	JTG E41-2005(T 0221-2005)
洛杉矶磨耗率/(%)	≤18.0	JTG E42-2005(T 0317-2005)
磨光值/BPN	≥48	JTG E42-2005(T 0321-2005)
针片状含量/(%)	≤5	JTG E42-2005(T 0312-2005)
压碎值/(%)	≤12	JTG E42-2005(T 0316-2005)
与沥青的粘附性 (改性沥青)/级	≥5	JTJ 052-2000(T 0616-1993)
吸水率/(%)	≤1.5	JTG E42-2005(T 0308-2005)

表2 环氧沥青混凝土细集料技术要求

指标	技术要求	试验方法
吸水率/(%)	≤1.5	JTG E42-2005(T 0330-2005)
坚固性/(%)	≤5.0	JTG E42-2005(T 0340-2005)
砂当量/(%)	≥65	JTG E42-2005(T 0334-2005)

表3 环氧树脂养生固化后的物理性能

物理性能	技术要求	试验方法
重量比(主剂/固化剂)	56/44	—
拉伸强度*(23℃)/MPa	≥4.0	GB/T 528-1998
断裂延伸率*(23℃)/(%)	≥100	GB/T 528-1998

*60℃的烘箱内养生4d后的试验值

表4 环氧沥青的养生固化后的技术指标

物理特性	技术要求	试验方法
重量比(基质沥青/环氧树脂)	50/50	—
比重(23℃)	1.00~1.05	T0603-1993
针入度/0.1mm	5~20	JTG E20-2011 T0604
软化点/℃	≥100	JTG E20-2011 T0606
拉伸强度*(23℃)/MPa	≥3.0	GB/T 528-1998
断裂延伸率*(23℃)/(%)	≥100	GB/T 528-1998

*60℃的烘箱内养生4d后的试验值(试验时将基质沥青加热到150℃,环氧树脂加热到60℃,两者放入搅拌器里搅拌4min后制成试件,然后在150℃烘箱内放置3h,在60℃烘箱内养生4d,在常温下放置1d后进行试验)

2.2.3 级配设计

沥青混合料3种典型结构形态为:悬浮密实结构、骨架空隙结构、骨架密实结构。为避免桥面铺装出现开裂、松散、坑槽等病害,应选择密实型结构。环氧沥青是一种热固性材料,高温时变软但不流动,故悬浮密实的环氧沥青混合料理论上具有较好的高温稳定性,级配设计时应保证混合料具有优良的耐疲劳性。参考沥青路面规范AC-10悬浮密实型级配范围,根据设计级配的上、下限,调出常规环氧沥青混合料密实型级配,记为EA-10。借鉴实际工程马房大桥钢桥面铺装的FAC-10骨架密实型结构,在常规密实型级配EA-10的基础上,不断调整4.75mm、2.36mm、1.18mm等筛孔通过率,使其比FAC-10级配较细,优化后级配记为EA-10_优。级配调整过程中始终控制0%~3%空隙率。设计级配见表5。

上、下限,调出常规环氧沥青混合料密实型级配,记为EA-10。借鉴实际工程马房大桥钢桥面铺装的FAC-10骨架密实型结构,在常规密实型级配EA-10的基础上,不断调整4.75mm、2.36mm、1.18mm等筛孔通过率,使其比FAC-10级配较细,优化后级配记为EA-10_优。级配调整过程中始终控制0%~3%空隙率。设计级配见表5。

表5 沥青混合料级配设计结果

类型	通过下列筛孔(mm)的质量百分率/(%)								
	13.2	9.5	4.75	2.36	1.18	0.6	0.3	0.15	0.075
EA _{上下限}	100	95~100	65~85	50~70	39~55	28~40	21~32	14~23	7~14
AC _{上下限}	100	90~100	45~75	30~58	20~44	13~32	9~23	6~16	4~8
EA-10	100	99.1	75.6	54.4	40.6	31.6	22.3	16.9	11.8
FAC-10	100	98.8	36.5	33.7	24.8	19.7	17.5	15.9	12.5
EA-10 _优	100	98.0	45.4	32.5	25.0	20.0	14.9	11.9	8.7

注:优化后的设计级配记为EA-10_优,该级配为目标配合比。

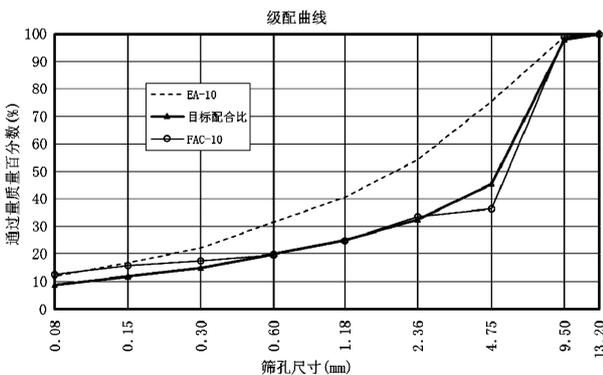


图2 沥青混合料级配曲线

3 环氧沥青混合料性能检验

3.1 低温小梁弯曲试验

按照试验规程(JTG E20-2011 T0715)对最佳沥青用量的环氧沥青混合料进行了低温小梁弯曲试验评价,试验结果见表6。低温小梁弯曲试验结果表明:常规密集配EA-10的弯拉应变变为3.21E-03,优化级配后上面层的弯拉应变变为3.15E-03、下面层3.09E-03,均大于3.0E-03,满足设计要求。

表6 小梁弯曲试验数据(-10℃)

试验温度 -10℃	破坏时最大 荷载/N	破坏时跨中 挠度/mm	抗弯拉强度 /MPa	弯拉应变	弯曲劲度模量 /MPa	设计要求
EA-10 _优 下面层	4 267	0.6	34.18	3.15E-03	10 866.67	弯拉应变≥3.0E-03
EA-10 _优 上面层	4 104	0.58	31.92	3.09E-03	10 330.47	
上、下面层比较相差	—	—	—	1.9%	—	
EA-10	4 321	0.55	34.89	3.21E-03	10 950	

3.2 水稳定性检验

采用最佳油石比6.5%制备马歇尔试件,按照JTG E20-2011 T0709-2011 规程进行了沥青混合料浸水马歇尔试验,试验结果见表7。水稳定性检验结果表明:常规密集配EA-10的残留稳定度为98.02%,优化级配后的试件上、下面层残留稳定度为:93.3%、94.5%,均满足混合料配合比设计检验指标中马歇尔残留稳定度大于85%的要求。

3.3 高温稳定性检验

采用最佳沥青用量6.5%制备车辙试件,按照JTG E20-2011 T0719-2011 规程进行环氧沥青混合料车辙试验,试验温度70℃,试验结果见表8。高温稳定性检验结果表明:常规密集级配EA-10的车辙动稳定度为13 547次/mm,残留稳定度为优化级配后的试件上、下面层车辙动稳定度为:11 472次/mm、11 911次/mm,满足配合比设计检验指标车辙试验动稳定不小于8 000次/mm的要求。

表7 浸水马歇尔试验结果

	油石比 /(%)	试验条件	毛体积相对 密度	最大相对 密度	空隙率 /(%)	VMA /(%)	VFA /(%)	稳定度 /kN	残留稳定度 /(%)
EA-10 _优 下面层	6.5	60℃/1h	2.564	2.608	1.25	16.5	85.3	51.2	93.3
		60℃/48h	2.562	2.608	1.18	15.6	84.8	47.8	
EA-10 _优 上面层	6.5	60℃/1h	2.563	2.608	1.30	16.8	85.7	49.8	94.5
		60℃/48h	2.560	2.608	1.22	15.8	85.2	47.1	
上、下面层比较相差	—	—	—	—	—	—	—	—	-1.3%
EA-10	6.5	60℃/1h	2.582	2.613	1.25	16.2	86.7	56.3	98.02
		60℃/48h	2.580	2.613	1.16	15.7	86.2	55.3	

表8 沥青混合料车辙试验结果

试验项目	混合料	总变形/mm	车辙动稳定度 DS/(次/mm)	设计要求/(次/mm)
车辙动稳定度 (70℃, DS值, 次/mm)	EA-10 优下面层	0.121	11 472	>8 000
	EA-10 优上面层	0.158	11 911	
	上下面层比较相差	—	-3.8%	
	EA-10	0.128	13 547	

4 试验路铺筑

2014年11月29日,在钢混结合段交接处选择约100m长、14.5m宽的钢箱梁铺筑环氧沥青混凝土试验路段,采用优化后的级配作为目标配合比。12月5日对试验路进行了检测,检测项目包括构造深度、摩擦系数,并观测厚度、级配及层间粘结情况,检测结果的平均值列于表9。

表9 构造深度及摩擦系数测试结果

混合料	构造深度 /mm	抗滑系数 /BPN	层间粘结 状况
EA-10 _优 下面层	0.28	51	良好
EA-10 _优 上面层	0.55	61	良好
EA-10	0.42	48	良好
设计要求	≥0.55	≥58	

由表9可以看出,级配优化后的环氧沥青混合料 EA-10_优 上面层的构造深度为 0.55,抗滑系数为 61,均能满足设计要求。而优化前的 EA-10 构造深度为 0.42,抗滑系数为 48,均达不到设计要求。渗水系数和层间粘结状况均能满足要求。故级配优化后的环氧沥青混合料表面构造深度和抗滑系数得到了提高。



图3 上、下面层剖面

5 结语

本文依托广东江顺大桥工程,为提高钢桥面铺装表面层构造深度和抗滑性能,对环氧沥青混凝土 EA-10 配合比进行优化设计,并将其混合料低温弯曲性能、水稳定性、高温稳定性以及路面抗滑性能与常规级配混合料进行分析对比。结果表明:

(1)结合实际工程实例,参考沥青路面规范 AC-10 型级配,采用比 FAC-10 更细级配,对 EA-10 级配进行优化设计,能有效提高环氧沥青混合料的抗滑性能。

(2)在上面层混合料设计中,与下面层采用相同的 0%~3% 空隙率控制,采用优化后较粗级配的环氧沥青混凝土 EA-10_优,其低温小梁弯曲试验、水稳定性试验、高温稳定性试验均能满足设计要求。

(3)参考工程试验段应用效果和试验性能测试,显示优化粗级配环氧沥青混合料性能与常规密级配混合料性能相近,表面构造和抗滑性能显著提高,作为江顺大桥铺装上面层基本可行。

参考文献:

- [1] 邓强民,倪富健,顾兴宇,等.非均布轮载下钢桥面铺装力学响应分析[J].公路交通科技,2008,25(2):59-63.
- [2] 赵战利,张争奇,胡长顺.集料级配对沥青路面抗滑性能的影响[J].长安大学学报(自然科学版),2005,25(1):6-9.
- [3] 李波.橡胶沥青路面抗滑性能研究[J].中外公路,2009,29(5):265-267.
- [4] 黄卫,钱振东,程刚,等.大跨径钢桥面环氧沥青混凝土铺装研究[J].科学通报,2002,47(24):1894-1897.
- [5] 从培良,陈拴发,陈华鑫.环氧沥青混合料设计及性能研究[J].公路,2012,10(10):167-171.
- [6] 赵文声,曾利文,周顺文.基于GTM的FAC环氧沥青混合料配合比设计[J].广东公路交通.2013(4):4-11.

基于城市交通模型的停车配建指标研究

罗 贇

(广东省交通规划设计研究院股份有限公司, 广州 510507)

摘 要: 随着城市交通规划的不断深入,越来越多的城市建立了城市或片区交通模型,模型的建立为城市发展规划提供了强有力地决策支撑。本文基于城市交通模型的规划年路网及OD,采用有无小区分析法,推算小区在过境OD下的道路的剩余路网承载力;通过对多个小区进行有无小区分析法,以小区产生交通规模不大于剩余路网承载力为约束条件,建立多个停车配建指标约束方程;同时以停车配建基本供应量最大化建立目标函数,进而求解出合理的停车配建指标。最后,以中山市翠亨新区中央商务区为例,建立停车配建指标计算模型,验证了模型方法的可操作性,对城市规划工作具有实际的指导作用。

关键词: 停车配建指标;城市交通模型;剩余道路承载力;停车需求

1 背景

建筑物配建停车场提供了城市中的绝大部分泊位,而配建指标直接决定了建筑物配建停车位的供应数量。目前城市中心区建设密度较大,交通拥堵问题严重,因此有必要建立合适的停车配建指标,使建筑停车规模与周边路网承载能力相匹配,保障交通的正常运行。在城市用地规划中,虽有考虑交通供给和城市用地布局的相匹配,但难以达到真正的平衡状态;而停车配建指标能有效的调节用地与交通之间的协调,因此,一个较为科学合理的停车配建指标体系至关重要。目前越来越多的城市建立了城市交通模型,交通模型不断应用到城市交通规划的各个领域,但城市交通模型在停车配建指标方面的应用较少,同时停车配建指标的制定缺少较为科学的定量参考依据。本文以城市规划用地和路网为对象,研究确定各小区周边主要道路的剩余承载力,利用停车需求模型,建立各小区的配建指标约束方程,通过优化计算出的停车配建指标,确定停车配建供应方案,使城市土地利用和道路供给达到一个相对平衡的状态。

2 停车配建指标—调节交通供给与土地利用的杠杆

交通系统的发展引起土地利用特征变化,导

致了城市空间形态的变化;土地利用特征的改变也对交通系统提出新的需求,促使其不断改进完善,引起交通设施,出行方式结构和交通密度特征的改变;因此通过协调两者的发展,可使交通供给与土地利用达到互相配合、互相促进,进而实现城市可持续发展的目的^[1]。

但城市交通系统与土地利用的互动作用存在一定的滞后性,导致在一定时期内,交通供给与土地利用不匹配,因此需要通过相应的措施进行调节。配建停车泊位是城市停车泊位的主体,所以停车配建指标的设定,直接决定着城市停车泊位的供应。停车泊位的供应,将影响着小汽车的发展,如果配建停车泊位供应不足,造成小汽车停车困难,将会起到一定的抑制小汽车发展的效果,进而缓解交通拥堵问题;如果停车泊位供应过量,将诱导小汽车无限制的发展,将间接的带来交通拥堵、环境污染等众多问题。

在用地所产生的交通规模与交通设施供给量不匹配时,可以使用配建停车指标调控停车供应,进而调节汽车出行量,减少因用地产生过度的停车需求而引起的交通堵塞问题,保障土地利用与交通供给的协调性,实现社会效益最大化。

3 研究思路

以规划区域为研究对象,区域路网上承载的交通可分为过境交通(出行起讫点均在规划范围

之外)、内部交通(出行起讫点均在规划范围之内)和集散交通(出行起讫点之一在规划范围之外)三类^[2]。为了便于本文研究,对于单个小区而言,本文将内部交通和集散交通合并为相关交通。每个小区相对应的OD数据可以拆分为过境OD和相关OD两类,如图1所示。

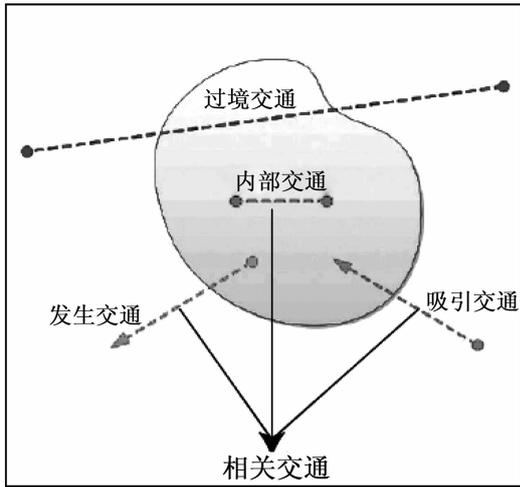


图1 交通类型分类

定义小区名称为*j*,第*i*类用地类型的停车配建指标为 P_i ,假设在没有小区*j*的情况下,小区*j*的相关OD均设置为0,采用小区*j*的过境OD在规划路网上进行交通分配,分配得出小区*j*的过境交通量。

城市交通承载力是指^[3]:一定时期内,特定土地利用结构下,在城市系统功能和结构不向恶性方向转变、城市环境符合可持续发展的条件下,城市体系所能承受的交通系统最大发展规模,即交通系统的最大可承受容量。

本文所研究的交通承载力为小区周边主要道路的承载力。计算方法如下,以规划用地及路网布局结构为基础,在限定的可接受服务水平下,得出小区*j*周边主要路段的最大服务交通量,用小区*j*周围主要道路的最大服务交通量与小区*j*的过境交通量相减得出路段剩余承载力,将各主要路段的交通剩余承载力相加即得出小区*j*的剩余路网承载力。

根据城市交通调查数据得出不同用地类型*i*的停车周转率及高峰小时系数等停车特性系数,将用地规模换算为停车需求,再利用停车需求模型,将停车需求换算为交通规模。

以交通规模不大于剩余路网承载力作为约束条件,建立各小区的停车配建指标约束方程,同时可以根据实际情况加入其它约束方程,通过求解约束方程,进而得出停车配建指标,本文技术路线图如图2所示。

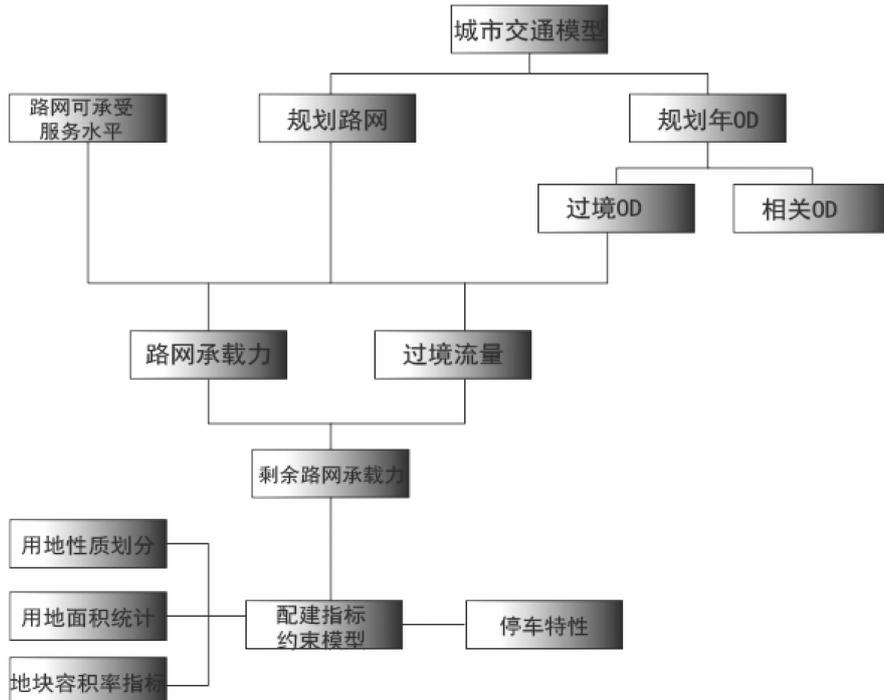


图2 技术路线图

4 模型建立

4.1 基础模型简介

4.1.1 剩余路网承载力

(1) 道路承载力

道路容量(通行能力)和服务水平从不同角度反映了道路性质和功能,道路容量主要反映道路服务水平和服务能力方面,服务水平主要反映道路服务质量或服务满意程度^[4]。为计算剩余路网承载力,本文定义道路承载力为道路在可接受服务水平下的道路容量,如下所示:

$$C = L \times n \times \mu \times \eta \times \theta$$

C —指定服务水平下的道路容量;

L —单条车道基本通行能力;

n —车道数;

μ —可接受道路服务水平;

η —车道折减系数;

θ —交叉口折减系数。

(2) 过境交通流量

假设城市交通模型中的规划年 OD 数据已知、城市用地情况和城市交通情况基本稳定。以城市交通模型中的规划年 OD 为基础,将与小区 j 相关的 OD 数据进行剔除,得到小区 j 的过境 OD ,利用 TransCAD 的交通分配模块,采用用户最优平衡分配方法,进行交通分配,得出小区 j 周边主要道路 i 的过境交通流量 F_{ji} 。

(3) 小区剩余路网承载力

定义小区 j 的小汽车剩余路网承载力 (C_j) 为在无小区 j 发生吸引交通量时,小区 j 周边主要道路的小汽车剩余承载力之和,计算公式如下:

$$C_j = \sum_{i=1}^n (C_{ji} - F_{ji}) \times \theta_j$$

C_j —小区 j 周边路网的小汽车剩余承载力;

C_{ji} —小区 j 周边主要道路 i 的道路承载力;

F_{ji} —小区 j 周边主要道路 i 的过境 OD 分配交通量;

θ_j —小区 j 小汽车机动化出行方式比例。

4.1.2 停车需求预测模型

停车需求产生的直接原因是居民的出行,即

由交通量引起,因而,停车需求模型中停车需求量应为交通量的函数^[5]。目前常用的停车需求预测模型主要是根据停车周转率及停车利用率等特性,将交通量与停车规模联系起来,如下所示:

$$P_{jk} = \frac{c_{jk}}{\chi_k \times \beta_k \times \alpha}$$

转换得: $c_{jk} = P_{jk} \times \chi_k \times \beta_k \times \alpha$

α —车位利用率;

c_{jk} —小区 j 中第 k 类用地产生的小汽车交通量;

β_k —高峰小时系数;

χ_k —第 k 类用地全天停车周转率。

4.2 剩余承载力约束模型

根据研究思路建立目标函数如下:

$$Max = \sum_{k=1}^p \chi_k \text{ (停车供应量最大化)}$$

约束条件如下所示:

$$\textcircled{1} \sum_{j=1}^m \sum_{k=1}^p C_{jk} < C_j, \text{ 代入参数得: } \sum_{j=1}^m \sum_{k=1}^p s_{jk} \times x_k$$

$$\times \chi_k \times \beta_k \times \alpha < \sum_{i=1}^n (C_{ji} - F_{ji}) \times \theta_j$$

(小区 j 不同业态建筑产生的小汽车交通需求小于周边路网的小汽车剩余路网承载力)

$\textcircled{2} 0 < x_k \leq \alpha_k$ (根据实际情况,期望不同类别停车配建指标所在的合理区间)

4.3 模型的求解

(1)以规划年 OD 数据为基础,对小区 j 拆分出过境 OD 和相关 OD ; (2)利用 Transcad 的交通分配模块,将小区 j 的过境 OD 产生的过境交通量分配到路网上,得到小区 j 周边主要路段 i 的过境交通量 F_{ji} ,通过求和得出小区 j 周边路段剩余容量(3)利用停车需求模型将小区 j 内的各业态的停车规模转换为小汽车产生量;(4)建立以停车供应最大化为目标函数,路网剩余承载力为约束条件的约束模型;(5)利用软件 lingo 求解线性方程,得出理论最优停车配建指标。

5 实例分析

结合中山市翠亨新区综合交通规划及用地规划等相关规划,详细研究了本文方法的具体应用。

(1) 案例背景

翠亨新区位于中山市东部,东临珠江口,南连珠海市。中央商务区位于翠亨新区中心位置,用地性质主要以商业办公用地为主。

(2) 小区划分

根据中山翠亨新区总体规划的功能分区、交

通需求特征、城市交通条件等因素,将规划片区划分成103个小区,见下图所示,其中中央商务区包含8个小区。

(3) 规划路网及土地利用简介

根据规划,翠亨新区各等级道路路网密度如表1所示。



图3 翠亨新区区域功能划分图

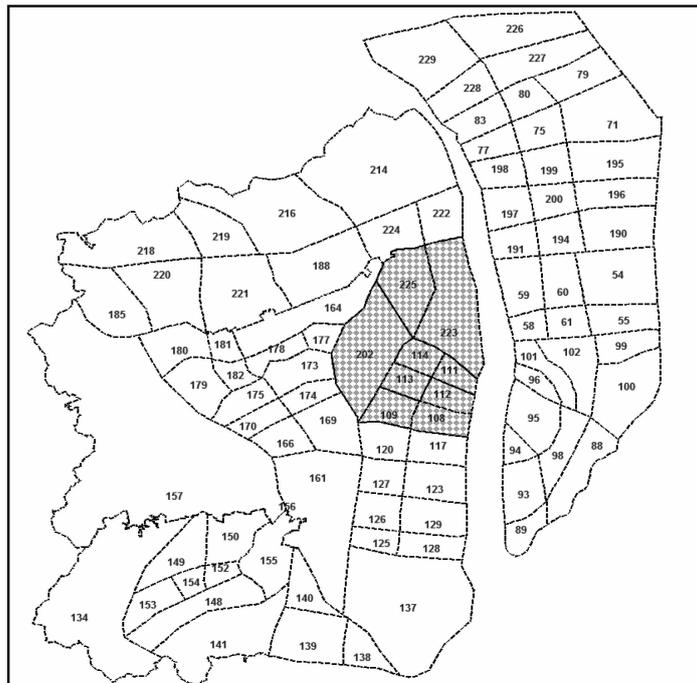


图4 翠亨新区小区划分

表 1 翠亨新区路网指标表

	长度/km	密度	规范要求
高速路	48	—	—
快速路	63	0.8	0.4~0.5
主干路	126	1.6	0.8~1.2
次干路	198	2.4	1.2~1.4

根据统计对比分析,翠亨新区路网指标高于国家规范值。由于翠亨新区进行高强度、大规模建设开发,道路交通需求量大,因此规划路网指标应高于国家规范。

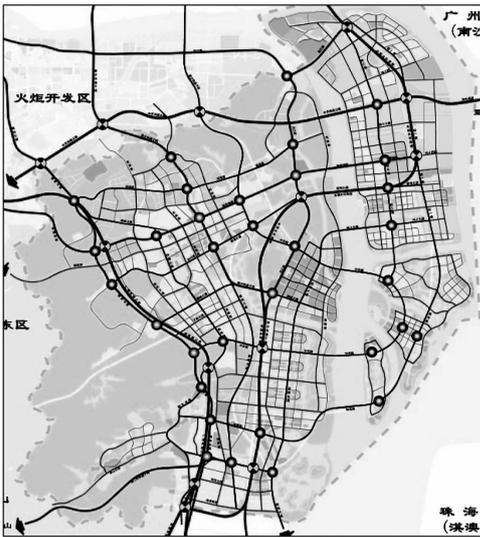


图 5 翠亨新区规划路网图

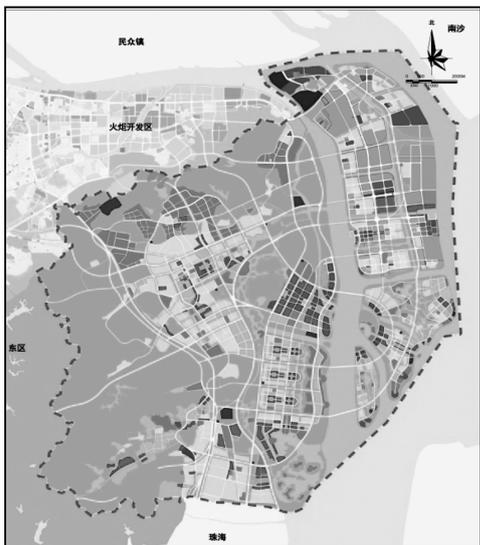


图 6 翠亨新区用地规划图

(4) 中央商务区停车配建指标计算

根据翠亨新区综合交通规划建立城市交通模型,利用预测年 OD,通过 Transcad 交通分配模块,

分别得出中央商务区 8 个小区的过境流量;设定可接受饱和度为 0.85,分别将每个小区周边主要路段最大可接受交通量减去过境交通量得到剩余道路承载力,将相邻主要路段剩余道路承载力相加分别得出 8 个小区的路网承载力。

根据中央商务区的用地特性,假设各类用地的停车配建指标分别为 X_1 、 X_2 、…… X_k ,通过停车需求分别反推出 8 个小区的交通产生规模。

以用地产生的交通规模不大于路网剩余承载力为约束条件,同时以停车供给最大化为目标函数,通过迭代计算,得出翠亨新区中央商务区部分停车配建指标如表 2 所示。

表 2 翠亨新区中央商务区部分推荐停车配建指标

类别	停车配建指标(车位/100m ² 建筑面积)
商业	0.6
行政办公	1.4
商务办公	0.4
住宅	1.2

6 结论

本文尝试借助城市交通模型,利用剩余路网承载力反推停车配建指标,并利用相应的案例对所提方法进行了详细的验证。研究表明,该方法可以为城市停车配建指标的制定提供强有力的定量支撑,使城市土地利用和交通供给协调发展。本文所提方法还存在一定的不足,如利用过境 OD 分配得出过境交通量,再利用道路承载力计算小区周边的剩余路网承载力,实际上相关交通量的加载会影响过境交通量在路网上的分布,从而对道路承载力的产生有一定的影响,因此需要进行下一步的深入研究。

参考文献:

[1] 李颖. 城市土地利用与交通系统的协同发展研究. 大连:大连海事大学,2011.
 [2] 曲大义. 基于“服务水平”概念的路网总体容量计算模型. 青岛理工大学学报,2008(5):23-26.
 [3] 吴炼. 基于路网承载力分析的用地布局研究. 城市交通,2013(5):34-41.
 [4] 侯德劭. 城市交通承载力研究[D]. 上海:同济大学,2008,25-31.
 [5] 关宏志. 停车需求预测方法研究. 北京工业大学学报,2006(7):600-604.

大城市环城高速公路大流量路段 交通流特性分析

谢陈峰

(广东省交通规划设计研究院股份有限公司, 广州 510507)

摘要: 本文着眼于大城市环城高速公路大流量路段,通过实地调查,收集相关资料,对交通流相关数据进行统计,通过采用数据统计、仿真等方法,分析、总结出大城市环城高速公路大流量路段的交通流特性,以期对大城市环城高速或大流量高速公路路段交通特性的研究,交通的组织和管理具有一定的参考意义。

关键词: 环城高速;大流量;交通流;特性

1 概况

目前,国内外对交通流特性的研究成果较多,但专门针对大城市环城高速的交通流特性进行的研究还较少,本文以广州北环高速公路为例,对其交通数据进行分析研究。

广州北环高速公路是我国最早建成通车的高速公路之一,它是全国首条环城高速—广州环城高速公路一部分。北环段是广州环城高速公路最繁忙的路段,北环由沙贝立交起,向东经金沙洲、横沙村再到达增槎路,跨过京广铁路至三元里,再以高架桥架设于广园路上,到达大金钟路附近回落于白云山山腰,以白云隧道穿越白云山到达沙河,跨越广州大道及天源路后抵达岑村立交,与华南快速干线相交,全长23.5km。

2 交通流特性分析

2.1 交通流量

对北环高速公路立交间主线断面交通量数据进行统计分析,总体来看,沙贝—广清西的断面交通量最大,达到164865辆,其次是广清东—广花和沙河—岑村,分别为164856辆和120909辆,其它路段的断面交通量较为接近,基本在78000辆~91000辆之间。

表1 2013年北环高速公路日均断面交通量(单位:辆)

断面	绝对数	折算数
沙贝—广清西	164865	209223
广清西—广清东	78615	102199
广清东—广花	164856	209210
广花—广园	90600	117780
广园—沙河	86175	107400
沙河—岑村	120909	147856
岑村—广氮	90103	117134

北环高速公路的设计速度为100km/h,《公路路线设计规范》规定100km/h(80km/h)设计速度对应的单车道设计通行能力 $C_d = 1400 \text{pcu/h} \cdot \ln(1200 \text{pcu/h} \cdot \ln)$,根据规范要求,其路段实际通行能力应按下式计算修正:

$$C_r = C_d \times f_{HV} \times f_N \times f_P$$

式中: C_r —高速公路路段的实际通行能力(veh/h·ln);

C_d —与实际行驶速度相对应的高速公路路段设计通行能力(pcu/h·ln);

f_{HV} —交通组成修正系数,按下式计算:

$$f_{HV} = \frac{1}{1 + \sum P_i (E_i - 1)}$$

P_i —中型车、大型车、拖挂车(i)交通量占总交通量的百分比;

E_i —中型车、大型车、拖挂车(i)车辆折算系数,取0.98~0.99;
 f_p —驾驶者总体特征修正系数,通过调查确定,通常在0.95~1.00之间。
 f_N —六车道及其以上高速公路的车道数修正

表2 实际通行能力计算值与实际流量对比

区段划分	设计通行能力(pcu/h·ln)	实际通行能力计算值(veh/h·ln)	实际交通流量	
			(pcu/h·ln)	(veh/h·ln)
沙贝—广清西	1200	623	1090	859
广清西—广清东	1200	623	710	546
广清东—广花	1200	623	1453	1145
广花—广园	1200	647	818	629
广园—沙河	1200	647	746	598
沙河—岑村	1400	785	1027	840
岑村—广氮	1400	785	813	626

从交通量数据的统计分析认为,北环高速公路除广清东—广花路段外,大部分路段的交通流量小于设计通行能力,并未达到饱和状态。

另外,从北环高速公路24小时内交通量的时间分布来看,发生在7:00~20:00时段内的交通量为132955辆,占总交通量的比例为78.67%,发生在20:00~7:00的时段内的交通

量为36039辆,占总交通量的比例为21.33%。

2.2 交通组成

北环高速公路的交通流量主要以收费车型分类进行调查,即按1类车、2类车、3类车、4类车、5类车,调查的各类车型交通流量数据如表3所示。

表3 按车型分类的总交通流量(单位:万辆)

年度	1类	2类	3类	4类	5类	其它	合计
2013年	4126.75	260.94	1283.37	121.91	431.66	157.65	6382.27
2014年	6207.98	353.41	1746.94	153.10	518.51	303.89	9283.81

注:表中为绝对数。

从北环高速公路的交通组成数据:1类车的比例最大,占到总流量的64%以上,其次是3类车的比例,占到总流量的约18%~20%左右,占比最小的为4类车,大概占总流量的1%~2%左右;另外,3类车、4类车及5类车合计在总数中的占比约为24%~27%左右,其它各类车共占约73%~76%左右。虽然3类车、4类车及5类车中包含了客车的车型,但从局部调查数据来看,货车是主要车型,在3类车、4类车和5类车的车

型中占比达到81%,则在总数中5t以上货车的占比约为19%~22%左右。

分析结果表明,在北环高速的交通组成中,5t以上的货车的比例大约为19%~22%左右,其中15t以上的货车比例约为6%左右。

2.3 V/C比值

交通流状态的主要指标参数为V/C比,V/C比指公路交通量与基本通行能力的比值。根据北环高速公路的交通流量统计数据,可以计算出

2013年至2014年的各路段内单车道的实际服务交通量V值及对应的路段V/C比值(表4)。

表4 北环高速各路段单车道交通量及V/C比

路段范围	2013年		2014年	
	V/C	交通量 (pcu/h/ln)	V/C	交通量 (pcu/h/ln)
沙贝—广清西	0.55	1090	0.52	1033
广清东—广花	0.73	1453	0.69	1377
广园—广从	0.37	746	0.38	762
广从—科韵路	0.49	1027	0.49	1026

计算结果表明,北环高速公路广清东—广花路段的交通量较大,其V/C比值超过了二级服务水平的极限值,其次为沙贝—广清西路段,其V/C比值接近二级服务水平的极限值,这两个路段交通流处于不稳定状态,时常发生交通阻塞,这与北环高速经常出现堵车的实际情况相符。除广清东—广花路段外的北环高速公路其它路段的交通量相对较小。

2.4 V/C 交通密度

交通密度是衡量高速公路服务水平的主要指标之一,它能够直观的反映高速公路上交通流的状态。《公路路线设计规范》规定了不同服务水平的高速公路交通密度要求,如表5。

统计结果表明,沙贝—广清西、广清西—广清东、广清东—广花、岑村—广氮路段的交通流处于不稳定的状态,广花—广园、广园—沙河、沙河—岑村路段的交通流仍处于稳定流状态。

表5 不同服务水平的交通密度要求

服务水平	交通密度 (pcu/km · ln)
一	≤7
二	≤18
三	≤25
四	≤45, >45

表6 北环高速公路不同路段的交通密度

路段划分	交通密度实测平均值	交通密度换算值
	(veh/km · ln)	(pcu/km · ln)
沙贝—广清西	17.1	21.7
广清西—广清东	17.1	21.7
广清东—广花	21.6	27.4
广花—广园	11.1	13.8
广园—沙河	13.0	16.2
沙河—岑村	11.7	14.2
岑村—广氮	15.1	18.4

2.5 车辆速度

区间平均车速是反映车辆在公路运行顺畅程度重要指标之一,区间平均车速也就是车辆的平均行程速度。区间平均速度与交通量、车流密度也存在着相互影响的关系,车流密度与交通量成正比,与运行速度成反比。

$$V = Q/K$$

V为平均行程车速(km/h),Q为单车道交通量(pcu/h/ln),K为平均车流密度(pcu/km/ln)。

根据北环高速公路的交通量和车流密度的分析结果,可计算出对应的平均行程车速,如表8所示。

表8 平均行程车速

路段	Q(veh/h · ln)	K(veh/km · ln)	V(km/h)
沙贝—广清西	859	17.1	50.2
广清西—广清东	546	17.1	31.9
广清东—广花	1145	21.6	53.0
广花—广园	629	11.1	56.7
广园—沙河	598	13	46.0
沙河—岑村	840	11.7	71.8
岑村—广氮	626	15.1	41.4

另外,从公路服务水平的角度考虑,北环高速公路的平均行程车速均小于高速公路二级服

务水平的要求,基本上都在四级服务水平范围内,因此,从行程车速的指标来看,北环高速公路的服务水平已降至四级水平。

2.6 交通流特性综合分析

道路的交通流量、交通密度和车速(区间车速)是表征道路交通流特性的三个基本参数,它们之间的基本关系为:

$$Q = \bar{V}_s \times K$$

式中: Q —平均流量(veh/h);

\bar{V}_s —空间平均车速(km/h);

K —平均车流密度(veh/km)。

从它们之间的关系来看,流量、密度和车速之间是相互影响的。当车流密度很小时,车辆之间的相互干扰小,车辆可以畅行,车速就高,相应流量也就大,若车速被抑制得较低,那么流量也相应变小;当车流密度很大时,车辆之间的相互干扰就大,车速就低,交通流量也就较小,若车流密度达到最大,则出现交通阻塞,车速和流量将趋于零。因此,道路交通流中存在最佳交通密度、最大流量和临界速度——对应,即车流处于最佳密度时,其流量和速度可以达到最大。在交通流理论中,通常用以下的二次函数表征道路交通流量与密度的关系,其关系图为抛物线,如图2~图3。

$$Q = KV_f \left(1 - \frac{K}{K_j} \right)$$

式中: Q —交通流量(veh/h);

K, K_j —车流密度和阻塞密度(veh/km);

V_f —自由速度(km/h)。

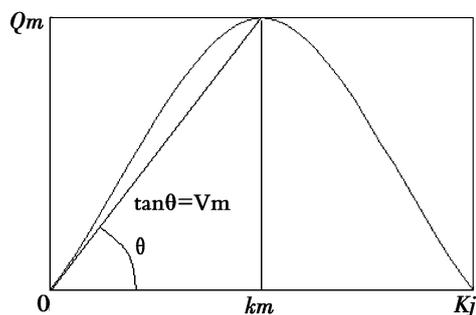


图1 流量—密度关系曲线

由图可知曲线的顶点对应的交通流量为通行能力或最大流量 Q_m ,其对应的交通密度为最佳密度 K_m 。北环高速公路的设计通行能力(最大流量)为沙河以西为 1200 pcu/ln·h,沙河以东为 1400pcu/ln·h,其对应的最佳密度为 18pcu/km·ln,临界速度分别为 66km/h 和 79km/h。从前面统计数据来看,北环高速公路的实际交通流量除广清东—广花路段外均小于设计通行能力,但沙贝—广清西、广清西—广清东、广清东—广花、岑村—广氮等部分路段的交通密度却大于最佳密度,分析其主要原因是由于运行车速过低导致,若提高运行车速,相应的可以降低车流密度,提高路段服务水平。对于广花—广园、广园—沙河、沙河—岑村路段,其实际交通流量和车流密度均小于最佳值,车流之间的干扰较小,该路段车辆有较高的车速期望。

表9 交通流特性基本参数分析表

路段划分	最大流量 (pcu/h·ln)	实测流量 (pcu/h·ln)	最佳密度 (pcu/km·ln)	实测密度 (pcu/km·ln)	临界速度 (km/h)	计算速度 (km/h)
沙贝—广清西	1200	1090	18	21.7	66	50.2
广清西—广清东	1200	710	18	21.7	66	32.7
广清东—广花	1200	1453	18	27.4	66	53.0
广花—广园	1200	818	18	13.8	66	59.3
广园—沙河	1200	746	18	16.2	66	46.0
沙河—岑村	1400	1027	18	14.2	79	72.3
岑村—广氮	1400	813	18	18.4	79	44.2

注:表中计算速度为空间平均车速。

综上所述认为,可以适当提高北环高速公路的限速,以满足车辆驾驶者在高速公路上行车的速度期望,改善北环高速公路的交通状况,提高其服务水平。

2.7 交通阻塞现状

前面已分析,北环高速公路的服务水平总体上已由二级降至四级,交通流处于强制流状态,车流不稳定,运行车辆相互之间的干扰很大,一旦车流受到扰动,将导致严重阻塞。

2013年北环高速公路的交通阻塞数据显示,全年北环高速共发生交通阻塞948次。

从时间分布来看,发生在7:00~20:00时段的交通阻塞次数为772次,占总数的81.4%,发生在20:00~7:00时段的交通阻塞次数为176次,占总数的18.6%。

从交通阻塞本身的阻塞长度和阻塞时间特征来看,2013年北环高速的阻塞当中,最大的阻塞长度达到17km,其中阻塞长度在2km以上的次数达到545次,占到总次数的57.5%;最长的阻塞时间达到980min,其中阻塞时间在60min以上的次数达到688次,占到总次数的72.6%。

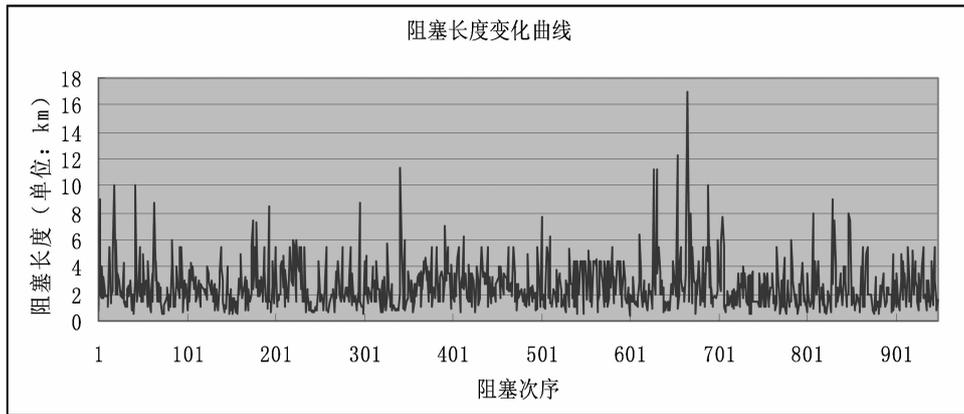


图2 交通阻塞长度变化图

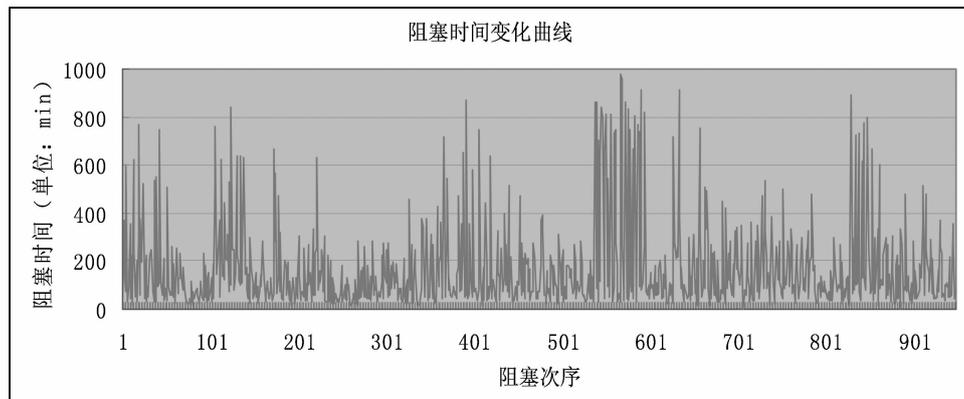


图3 交通阻塞时间变化图

阻塞数据分析结果表明,北环高速的阻塞现象非常严重,且经常发生在7:00~20:00时间段内,阻塞路段多发生在K0~K10路段内,交通阻塞现象也印证了北环高速公路交通密度大、服务水平降低的分析结果。

3 总结

本文分析了广州北环高速公路的运行特点,用交通流最基本的3个参数:流量、密度、速度等来描述交通运行状况,通过对三参数及交通阻塞

情况的研究,得出了以上结论:

(1)交通流分析的结论与北环高速实际运行情况基本一致,在局部路段的特定时间交通量大、交通密度大、运行速度较低,容易导致交通拥堵。

(2)高速公路大流量路段车流密度大,车辆之间的相互干扰大,车辆驾驶者没有自由选择速度的条件。中大型货车的比例较大,而大型货车的运行速度一般偏低,严重影响了小型客车的自由运行。

(3)尽管北环高速的交通量已经很大,但是除极个别路段确实已经超出了设计通行能力,大部分路段还是没有超过实际通行能力,应从管理角度出发,采取限制货车的干扰、不同车型的速度管理等措施改善目前的运行状况。

参考文献:

- [1] 隋亚刚,郭敏,吴建平. 道路交通组织优化与仿真评价理论与方法[M]. 北京:人民交通出版社,2009,75-96.
- [2] Hesham Rakha, Hellinga B, Michel van Aerde, William Perez. Systematic verification, validation and calibration of traffic simulation models. Washington D. C., Transportation Research Board Annual Meeting, TRB, 1996, 1-14.
- [3] PTV 公司. VISSIM4.1 用户手册. 2005.
- [4] 王建军,周伟. 线性模型下高速公路交通事故和干涉车流波模拟理论研究[J]. 西安公路交通大学学报, 1998, 18(3): 283-289.
- [5] 陈宽民,严宝杰. 道路通行能力分析[M]. 北京:人民交通出版社,2003,44-51,67-91.
- [6] 王殿海,严宝杰. 交通流理论[M]. 北京:人民交通出版社,2002,30-62.

(上接第15页)

参考文献:

- [1] 项海帆,朱乐东. 考虑约束扭转刚度影响的斜拉桥动力分析模型[A]. 北京:人民交通出版社. 中国土木工程学会桥梁及结构工程学会主编. 92全国桥梁结构学术会议论文集[C]. 1992.
- [2] 陈常松,颜东煌,陈政清. 岳阳洞庭湖大桥模型动力特性分析[J]. 中外公路 2002, 22(6): 66-69.
- [3] 杨素哲,陈艾荣,周志勇,胡晓伦. 开口截面双索面斜拉桥动力特性研究[J] 结构工程师 2005, 21(4): 44-48.
- [4] 李国豪. 桥梁结构稳定与振动[M]. 北京:中国铁道出版社,2003.

- [5] 范立础. 桥梁抗震[M]. 北京:人民交通出版社, 2001.
- [6] L D Zhu, H F Xiang, Y L Xu. Triple girder model for modal analysis of cable-stayed bridges with warping effect. Engineering structures, 2000; 22: 1313-132.
- [7] Yiu PKA. Brotton DM. Mathematical modeling of cable-stayed bridges for computer analysis In: proc. Int. Conf. on Cable-stayed Bridge, Bangkok, Thailand. 1987, 261-75.
- [8] 中交公路规划设计院. JTG/T D60-01-2004, 公路桥梁抗风设计规范[S]. 北京,人民交通出版社, 2004.

基于锚下预应力检测的预应力张拉施工质量诊断方法研究

陆学村¹,熊伟¹,林阳子^{1,2,3}

(1. 广东盛翔交通工程检测有限公司,广州 510630; 2. 广东和立土木工程有限公司,广州 510507;

3. 广东省交通规划设计研究院股份有限公司,广州 510507)

摘要: 本文分析了影响桥梁混凝土梁预应力张拉质量的主要原因,介绍了锚下预应力检测方法及其基本原理和评判指标,进而提出了基于锚下预应力检测的张拉质量诊断方法,并给出了部分案例。现场大量预应力混凝土梁的检测案例结果说明,基于锚下预应力检测的预应力张拉施工质量诊断和问题分析方法是有效且可靠的。

关键词: 桥梁;预应力检测;预应力张拉;施工质量诊断

预应力张拉施工是整个混凝土梁施工过程的关键工序,其施工质量的好坏对该片梁的承载能力、使用性能和耐久性有重要影响。当有效预应力过大,可能导致钢绞线断丝;当有效预应力过小,可能导致梁体预应力度不足而梁体横向开裂。在实际施工中,一般通过张拉力和伸长量“双控”^[1]的方法确保施工质量。然而,由于现场张拉设备工作状况多变,加之伸长量测量不规范,预应力张拉是否到位、质量是否过关仍然难以判断。本文将对锚下预应力检测原理进行介绍并结合实际检测数据对预应力张拉过程中常见问题进行诊断。

1 预应力张拉施工常见问题原因

通过大量的现场检测工作,发现在预应力张拉施工过程中,影响施工张拉质量的因素很多。按照对张拉施工质量影响的严重性大致排列,原因包括:(1)张拉计算书参数如钢绞线面积和摩擦系数等取值不合理;(2)未进行梳编穿束;(3)张拉垫块过多;(4)混凝土张拉产生的预应力弹性损失较大;(5)张拉设备标定不及时;(6)张拉设备力值控制不稳定;(7)张拉持荷时间过短;(8)张拉设备未贴紧锚具;(9)四顶张拉设备张拉力值左右不对称;(10)工具夹片张拉预紧调整过程中击打不均,张拉过程出现滑丝;(11)梁端

混凝土振捣不密实,密封泡沫过多,混凝土强度不足导致锚垫板压裂;(12)张拉设备两端张拉不同步;(13)夹片过软,钢绞线回缩过大;(14)限位板深度和钢绞线直径不配套,锚口摩擦阻过大;(15)锚具与千斤顶不配套;(16)梁端模板倾角安装误差较大;(17)张拉顺序与设计不符;(18)张拉设备额定张拉力过小;(19)钢束较短,预应力损失较大;(20)台座设计不当导致梁体结构性开裂,预应力损失过大等等。

由于影响预应力张拉施工质量的因素众多,在没有得到钢绞线真实的有效预应力的前提下,问题难以发现且原因难以排查。因此,提出一种高效准确且可靠的预应力检测方法是进行预应力张拉施工质量控制的前提与关键。

2 锚下预应力检测方法

2.1 现有预应力检测方法综述

现有的预应力检测方法可以分为两个大类,即施工过程中结构的有效预应力检测以及在役结构的有效预应力检测。相比于在役桥梁的检测的“患病就诊”,施工过程中混凝土梁预应力检测更能从源头上控制工程质量。目前对于施工过程中预应力的施工监测,最直接的方法为应变片测试法^[3]。这种方法最为直接,但是由于应变片易于损坏,准确度低(5%~20%),操作困难,

覆盖面小,容易影响施工进度,最终检测的性价比不高。

2.2 锚下预应力检测方法及其基本原理

反拉式桥梁锚下有效预应力检测方法^[4]是通过力学平衡原理检测预应力筋的锚下有效预应力。当千斤顶带动单根钢绞线拉动夹片瞬间,锚内外力学平衡,由此可以得到锚下有效预应力。由于锚下预应力检测设备通过电机控制,在拉动夹片的一瞬间智能回油退顶,因此夹片损伤很小,锚下有效预应力也基本不会变化。这种方法简单明了,可以快速检测出钢绞线锚下预应力,检测方法对锚固体系损害小,操作非常方便,检测效果很好。

2.3 锚下预应力检测数据与评判指标

实际工作中,锚下预应力检测数据包括该梁每一根钢绞线的张拉力数据。通过对检测的数据进行计算,可以得到同束不均匀度、断面张拉力值偏差和同断面不均匀度等多项指标。

同束不均匀度可以反映一束钢绞线中钢束力值均匀性,继而反映梳编穿束质量的好坏。钢束梳编较差会导致钢绞线张拉过程中容易出

现断丝,并直接降低钢束的刚度。单束以及断面张拉力值偏差可以直接反映张拉设备标定准确性,并可以反映张拉设备工作状态,以判断设备是否需要及时标定。同断面不均匀度可以反映张拉操作时设备重复性精度或张拉专业人员的操作水平。这几项指标将作为基于锚下预应力检测以判断预应力张拉施工质量的关键评判指标。

3 锚下预应力检测与质量诊断流程

在检测工作过程中,需要向施工单位获取包括钢绞线^[5]、夹片与锚具硬度^[6]、张拉设备标定证书、张拉伸长记录、伸长量计算书以及相关的设计图纸等资料。另外,现场施工状况调查时最直接且最真实地分析张拉问题的手段。在现场检测时,还需要观察或询问张拉设备工作状态、梁体外观、梳编穿束情况、梁端模板倾角安装、锚垫板外观、工具夹片齿痕整齐度和夹片外漏量等。根据检测得到的数据,并结合相关资料,对张拉施工质量原因进行全面分析。检测与诊断流程如图1所示。

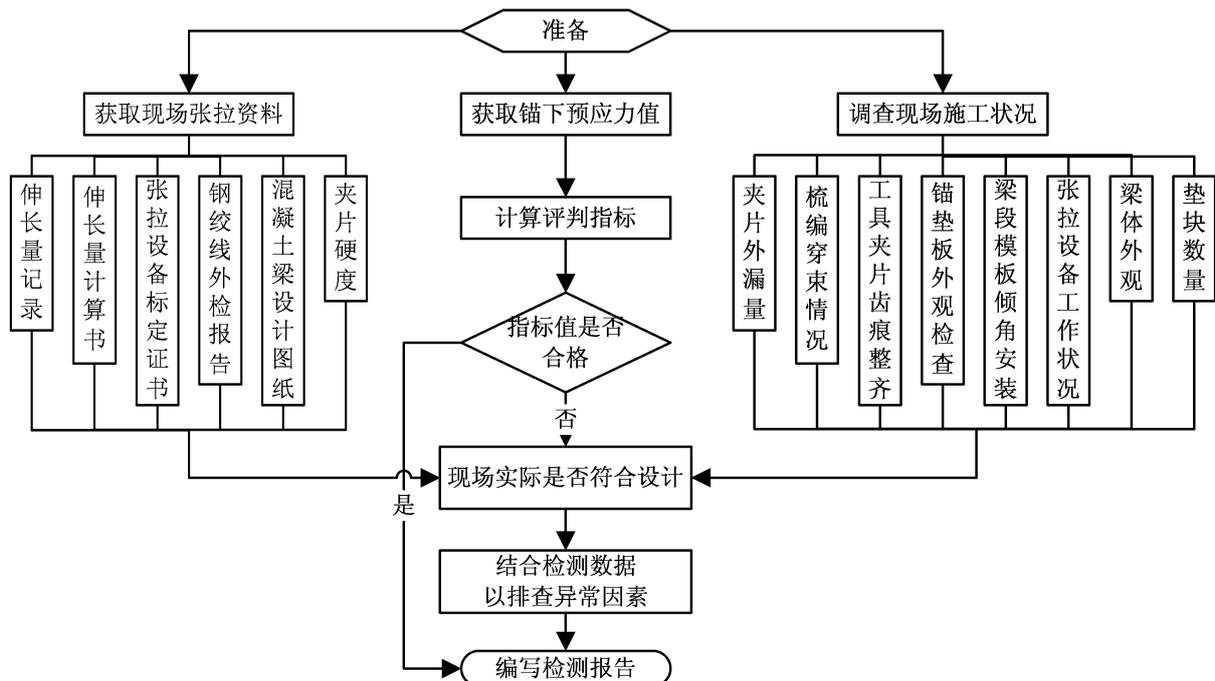


图1 基于锚下预应力检测的张拉质量诊断流程图

3.1 现场张拉资料调查要点

以张拉伸长量记录为例。新规范^[2]规定张拉施工需要采用双控方法,即主要控制张拉力,并以张拉伸长量进行辅助控制($\pm 6\%$)。就实际伸长量记录这一方面,在施工现场,存在大量的力筋伸长量、回缩量量测操作不正确、计算方法错误或回缩量没有检测的问题,且伸长量计算书与张拉伸长量记录二者的伸长量就考虑减去回缩量并不一致。因此,即便基于“双控”方法的张拉记录完全符合规范要求,张拉质量仍然可能不合格。单纯的横向对比不一定能保证张拉施工质量。相比,单个标段张拉历史伸长量之间的纵向对比更具有意义。张拉伸长量记录仍然是检查要点之一。除此之外,还有较多相关资料是核查问题的要点,此处限于篇幅不再枚举。

3.2 现场施工状况调查要点

以锚垫板外观为例。锚垫板是锚具系统中承受单束钢绞线压力的部件,锚具系统中锚垫板质量要求也较高。在张拉施工中,锚垫板发生变形或者出现裂缝时,钢绞线一般不会滑丝,难以被监理以及施工方发现。通过检测结果,会发现单束钢绞线中有连续几根钢绞线力值大幅损失。

梁端模板倾角安装^[7]是影响锚下有效预应力的重要原因之一。当梁段模板倾角安装与设计偏差较大时,锚垫板将不再顺着钢绞线方向而形成一折角。折角处产生的摩阻力将对张拉预应力造成较大的损失,且模板安装失误对整个施工标段张拉施工质量全局具有危害,因此在张拉施工时需格外注意。当检测结果出现直线束预应力值符合要求而曲线束预应力值偏小的情况,有必要参照设计文件对模板安装情况进行现场调查。限于篇幅,其余要点不详述。

4 锚下预应力检测与诊断方法应用实例

实例列举了大量在建高速公路预应力混凝土梁的检测情况。图2~图5为较为典型的情

况。其中,分图a)、d)为实测每孔钢绞线锚下有效预应力值的箱线图,包含最小值、最大值、上下分位数以及平均值(红色,替代中位数),横坐标为孔号,纵坐标为实测值对标准设计值的归一化值。分图b)为现场观察拍摄的关键照片。分图c)为张拉伸长量与设计值的偏差百分比。对应梁的诊断结果沿用第1节预应力张拉施工常见问题中的编号表示。

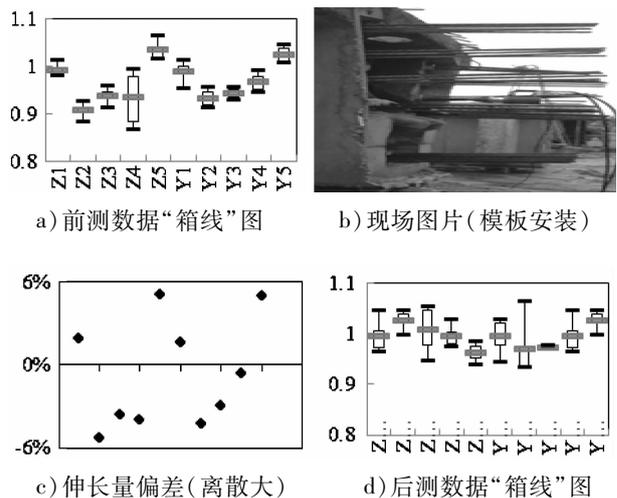


图2 某十孔箱梁检测与诊断结果(2、16)

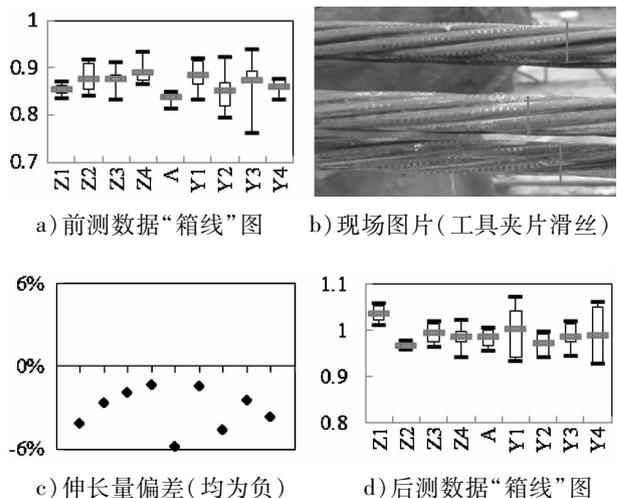
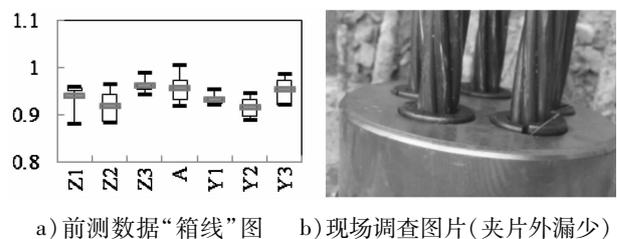


图3 某九孔箱梁检测与诊断结果(2、6、10)



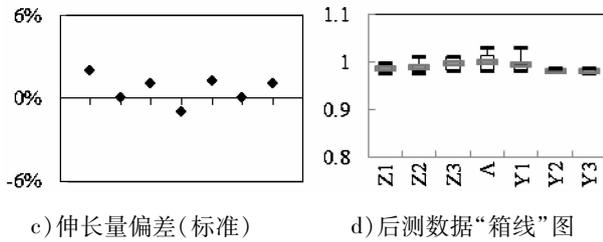


图4 某七孔箱梁检测与诊断结果(14)

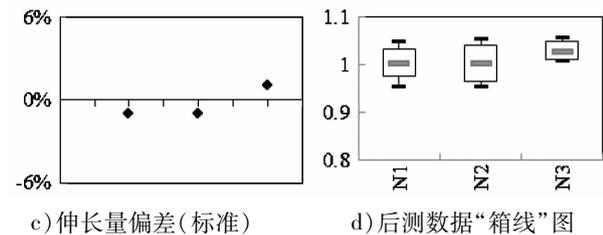
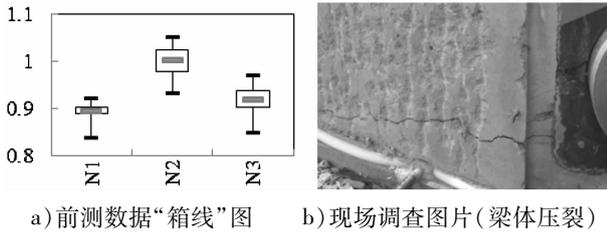


图5 某三孔T梁检测与诊断结果(20)

上述案例显示在不同的情况下张拉的钢绞线锚下预应力值特征明显,易于诊断,结合现场观察以及相关资料(如张拉伸长量)的调查,可以较好地诊断问题原因。在对相应问题改进后,后测的锚下预应力值更为符合设计要求,张拉施工质量显著提高,说明基于锚下预应力检测的诊断方法有效。

5 结语

基于锚下预应力检测的预应力张拉施工质量诊断方法为检查预应力施工质量提供了一条系统的可靠的途径,对预应力张拉施工质量控制具有重要意义。在进行锚下预应力检测时,不仅要查询相关张拉资料,还要查看现场,结合锚下预应力检测数据,才能够更准确地排查张拉施工问题原因,从而从根本上提高施工质量。

参考文献:

- [1] JTG/T F50-2011, 公路桥涵施工技术规范[S].
- [2] 张耀庭,等. 梁式预应力混凝土结构检测方法的研究现状[J]. 工业建筑, 2005, 35(11): 84-87.
- [3] 王继成, 向中富. 桥梁预应力及索力张拉测控技术[M]. 北京: 人民交通出版社, 2010.
- [4] 陆学村. 桥梁有效预应力检测及施工工艺控制分析[J]. 山西建筑, 2012, 38(35): 190-191.
- [5] GB/T 5224-2003, 预应力混凝土用钢绞线[S].
- [6] 冯大斌, 裴彧. 预应力钢绞线硬度与锚具夹片的匹配建议[J]. 施工技术, 2010(8): 167-169.
- [7] 刘学伟. 竖向预应力钢筋锚垫板安装倾角对预应力损失的影响[D]. 长沙: 湖南科技大学, 2008.

隧道衬砌结构火灾工况下受力分析

金 焯

(广东省交通规划设计研究院股份有限公司, 广州 510507)

摘要: 通过参考国内外有关研究资料,并结合过往项目情况,对高速公路隧道内火灾特点及火灾对隧道衬砌结构的损害机理进行分析,并以洞内燃烧3h作为基本条件对隧道结构火灾工况下的受力情况进行分析,从而判定衬砌结构在高温后是否仍能满足适用要求。

关键词: 火灾;隧道;衬砌;受力

0 引言

2014年3月1日,在晋济高速公路山西晋城段岩后隧道发生特大交通事故,两辆运输危险品的货车相撞,由于事故处理不当,引起爆炸,大火燃烧了73h才被扑灭。事故共造成31人死亡,9人失踪,隧道内42台车辆及煤炭等货物被引燃引爆,本次事故引起了社会各界的高度关注。

高速公路隧道在营运过程中容易发生交通事故引起火灾,由于隧道火灾具有蔓延快、不易控制、救援通道易堵塞、疏散、扑救困难、高温有毒烟雾不易排出、大火易损坏隧道结构等特点,若处理措施不当、救援不利,极易造成群死群伤、隧道倒塌、交通中断的重、特大恶性交通事故。

考虑到目前隧道火灾工况下衬砌受力特性仍处于研究阶段,大部分数据均基于模型实验,并没有形成统一的计算方法,现行规范也没有针对火灾工况条件下的衬砌结构受力分析模型。因此,本文以洞内燃烧3h作为基本条件对隧道结构火灾工况下的受力情况进行分析,从而判定衬砌结构在高温后是否仍能满足适用要求。

1 结构分析的基本思路

本次分析以某三车道高速公路V级围岩深埋和浅埋偏压地段为例,对隧道衬砌结构在给定的火灾场景下的受力情况进行分析。考虑到本次分析结果必须具备通用性,因此其结构及围岩参数均按规范给定值进行选取,具体参数如表1、表2。

表1 围岩及结构支护参数

材料类型	弹性模量 E/GPa	泊松比 μ	容重 γ $/(\text{kN} \cdot \text{m}^{-3})$	粘聚力 C/MPa	内摩擦角 $\varphi/^\circ$	计算摩擦角 $\varphi_c/^\circ$	弹性抗力系数 $k/(\text{MPa}/\text{m})$	单轴抗压强度 R_a/MPa	单轴抗拉强度 R_t/MPa
V(土质)	0.03	0.39	18	0.03	25	45	120	—	—
C30 钢筋砼	29.5	0.20	25	—	—	—	—	19	2

表2 V级围岩深埋及浅埋土压力

围岩类别	隧规法($B=17$,二衬结构承载70%)			深浅埋分界 高度/m
	上部荷载/ (kN/m^2)	侧压力上部荷载/ (kN/m^2)	侧压力下部荷载/ (kN/m^2)	
V级深埋	200	80	165	36
V级浅埋	342	100	134	

本次分析的主要目的是验算火灾后隧道衬砌结构受力是否仍能保证隧道结构安全稳定,为了

达到此目的,分析拟采用以下方法:首先确定火灾场景,根据确定的标准升温曲线及温度在衬砌内

分布的特定计算衬砌断面内可能经历的最高温度,推算出衬砌断面不同位置的残余强度,进行受力和强度计算,从而判定衬砌结构在高温后是否仍能满足适用要求。

2 隧道火灾场景的设计方法

火灾场景是指发生火灾时,隧道内可能的温度分布情况,合适的火灾场景对于衬砌结构的防火研究非常重要。一个完整的火灾场景一般应包括三方面的内容,其中以隧道内火源处最高温度随时间的变化曲线最为重要。目前,国外建立了一些不同类型的标准火灾曲线(只反映了温度随时间的变化),如图1所示。而国内尚没有建立可用的标准火灾曲线,在进行衬砌结构的耐火设计时一般是参考国际上使用的标准曲线。

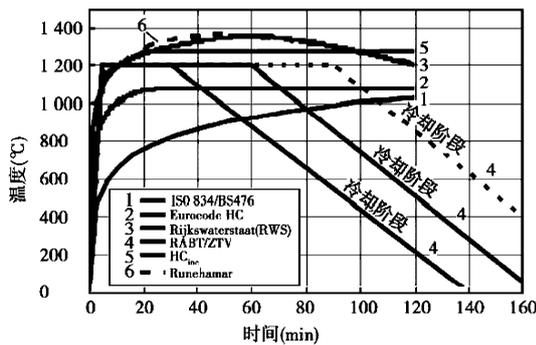


图1 标准火灾曲线

目前国内研究大多数都采用了 HC 曲线基准曲线,其温度随时间变化的表达式如下:

$$T = A(1 - 0.325e^{\alpha t} - 0.675e^{\beta t}) + 20$$

式中: t 为从起火时起,经历的时间, $\min(0 < t < 3h)$; T 为 t 时刻基准曲线代表的温度, $^{\circ}\text{C}$; A 、 B 、 C 为曲线形状参数(以公路隧道为例,各参数取值可参考表3)。

表3 HC 基准曲线形状参数

交通类型	A	α	β
小汽车	500 ~ 600	-0.167	-2.5
公交(客车)	800 ~ 900	-0.167	-2.5
重型货车	1 200	-0.167	-2.5
油罐车	1 300 ~ 1 400	-0.167	-2.5

根据现行“建筑设计防火规范”(GB 50016 - 2006)第12.1.3条的要求,城市一二类隧道承重结构体的耐火极限应采用 RABT 标准升温曲线测试,而现行“混凝土结构防火涂料”(GA 98 - 2005)中则要求公路隧道防火涂料应采用 HC 升温曲线进行确定涂料的耐火极限。考虑到建规主要针对城市隧道,并没有对公路隧道进行强制要求,且考虑到使本分析主要针对是否采用防火涂料,故本次分析基准曲线采用 HC 标准曲线。具体公式如下:

$$T = 1\ 080(1 - 0.325e^{-0.167t} - 0.675e^{-2.5t}) + 20$$

根据参数比对可知本次采用的标准曲线接近于重型货车的升温曲线。

3 高温中衬砌内温度分布

当隧道内发生火灾时,产生的大量热量通过热辐射、热对流及热传导的方式传递到衬砌结构上,然后通过热传导的方式在衬砌内传递,使得衬砌的温度不断升高。由于高温的作用,一方面使得衬砌混凝土的物理力学性能(强度、弹性模量、耐久性)降低,另一方面由于温度的不均匀分布,在衬砌内产生温度应力,同时,由于衬砌结构为高次超静定结构,高温使得衬砌内部产生内力重分布。由于衬砌结构内的温度分布决定了衬砌结构高温后的力学行为和损伤程度,因此,分析火灾时隧道衬砌结构内的温度分布是一项基础的工作,目前大多数成果都是经由模型试验结合数值分析获得,其主要成果如下:

(1)由于混凝土为热惰性材料,热容大、导热系数小,热量在混凝土内部的传递较缓慢,故衬砌内温度升高将滞后于火灾现场温度,且距离内壁越远,温度越低。从这一点讲,混凝土结构是有利于防火的。但是,正是这种不良的热传导性也加剧了混凝土管片截面上温度场的不均匀性,导致产生巨大的不均匀温度应力,影响结构本身和相邻管片的安全性。

(2)火灾现场升、降温与衬砌内升、降温并不同步,一般在火灾温度下降后,衬砌仍在缓慢升

温,直到达到最高温度后才缓慢下降,且离受火面距离越远,达到最高温度的时间越晚。

(3)当衬砌内温度达到100℃左右,温度停止升高,温度-时间曲线上出现一个明显的平台,且距离受火面越远,温度平台出现的时间越晚,温度平台持续的时间越长。温度平台的存在,明显改变了衬砌内的温度分布模式,降低了衬砌内达到的最高温度,延缓了达到混凝土临界温度的时间。然而由于在升温过程中衬砌将会开裂,这种开裂将极大地加快温度在衬砌内部的传播,大大缩短温度平台所带来的正面影响。

(4)衬砌结构内钢筋处的温度,随受火温度、高温持续时间以及受载状态的不同而发生变化,一般来说受火温度越高、持续时间越长、初始荷载越大,钢筋处的温度越高。另外从有关试验数据统计分析结合瞬态热力学分析后可得衬砌断面上的温度分布(不考虑爆裂)如下式:

$$T(x) = A_1 e^{-\frac{x}{A_2}} + A_3$$

式中, x 为距受火面的距离,m; A_1 、 A_2 、 A_3 为与衬砌结构厚度、火灾时间相关的系数。

需要注意的是,实际火灾中,火灾的持续时间一般都会超过1h,最高温度超过1000℃,且表层混凝土会发生爆裂,因此,可以预见如果衬砌没有施加任何保护措施,则钢筋处的温度会远远超出容许值,导致钢筋强度、弹性模量急剧下降,影响衬砌结构的安全性。

(5)与上部结构相比,隧道衬砌结构由于热边界的特殊性与岩土体(包括地下水)接触,接触界面温度受火灾影响很小。

(6)火灾高温会导致混凝土发生爆裂,这一现象在火灾案例中表现得最为突出。混凝土爆裂的机理主要包括蒸汽压理论及热应力理论。针对爆裂有两个特点应注意:首先爆裂是一个普遍现象,不论是普通混凝土还是高强混凝土都可能发生,特别是越密实的混凝土越容易发生爆裂;其次爆裂是一个随机过程,目前还无法准确预测爆裂的发生以及可能的爆裂深度。但经过大量的试验研究表明,影响混凝土爆裂的主要因素为:①升温速

率,特别是当升温速率大于3℃/min时。升温速率越快,越容易发生爆裂。②混凝土的密实性。混凝土越密实,越容易发生爆裂。③混凝土的湿度。混凝土含水量越高,越容易发生爆裂。④外加荷载的大小。增大衬砌内的压应力的混凝土爆裂程度明显增加。

4 结构分析的基本假定

正如前面所述本次计算采用HC标准曲线作为升温曲线,并假定衬砌爆裂深度为6cm,二衬厚度设计值为60cm,由于爆裂减薄了衬砌厚度,故实际受火衬砌厚度为V级围岩段54cm,考虑到钢筋保护层厚度为5cm,故受火面一侧钢筋可忽略不计(主要考虑砼爆裂及粘结强度下降)。衬砌外侧与土体相接处,可认为温度基本不变。不妨假定衬砌截面上温度分布满足如下方程:

$$T(x) = 1095.8 e^{-\frac{x}{0.075}} + 4.2 \text{ (V级围岩衬砌)}$$

根据截面上温度分布情况,结合高温后混凝土强度、弹模与常温下混凝土强度、弹模关系函数,可计算出高温后衬砌砼平均强度及弹模值作为受力分析参数,并假定超过600℃的部分作为安全储备不计入承载力中。

衬砌混凝土高温后残余强度率与最高经历温度 T (高温后自然冷却)之间关系近似数学表达式如下:

$$\begin{cases} f_{cuT}/f_{cu0} = 0.634 e^{-T/27.6} + 0.693 \\ f_{cuT}/f_{cu0} = 1 - 1.07 \times 10^{-3} T + 1.1 \times 10^{-7} T^2 \end{cases}$$

$$0 \leq T \leq 300 \quad 300 < T \leq 900$$

衬砌混凝土高温后变形模量变化率与最高经历温度 T 之间的关系近似数学表达式如下:

$$E_{cT}/E_{c0} = 1.034 e^{-T/175.78} + 0.052$$

经过计算V级围岩衬砌混凝土高温后残余强度率平均值为0.783,变形模量变化率为0.704。

5 隧道衬砌结构高温后受力分析

V级深埋及V级浅埋两种工况计算,计算结果如下:

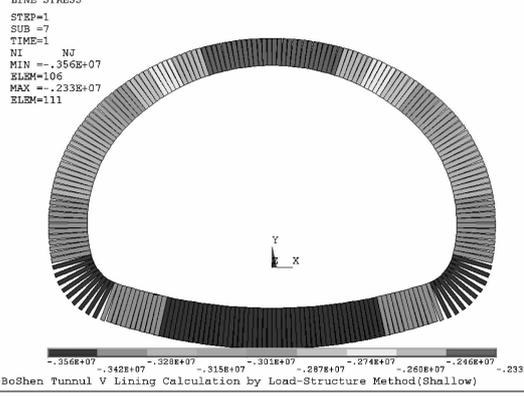
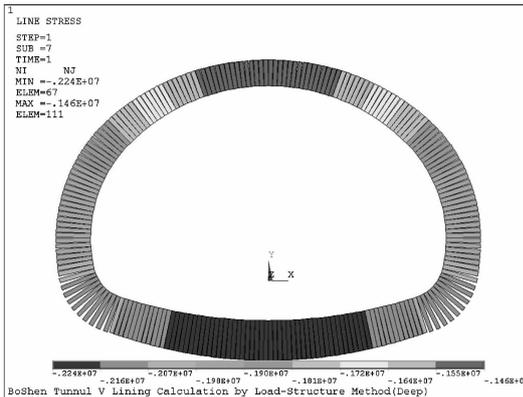
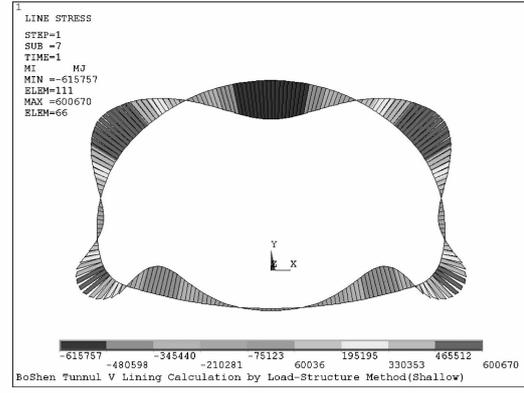
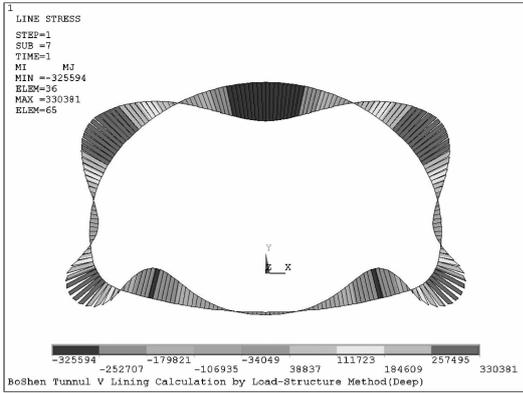


图2 V级围岩(深埋)结构弯矩(kN·m)和轴力(kN)

图4 V级围岩(浅埋)结构弯矩(kN·m)和轴力(kN)

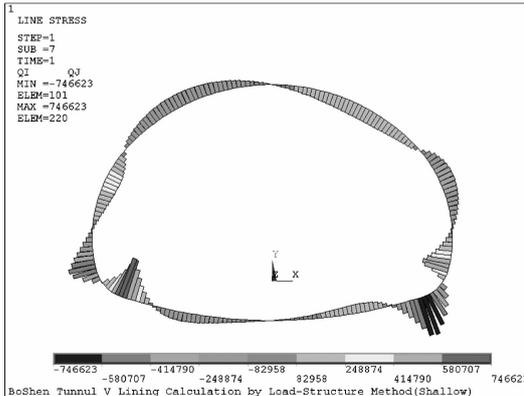
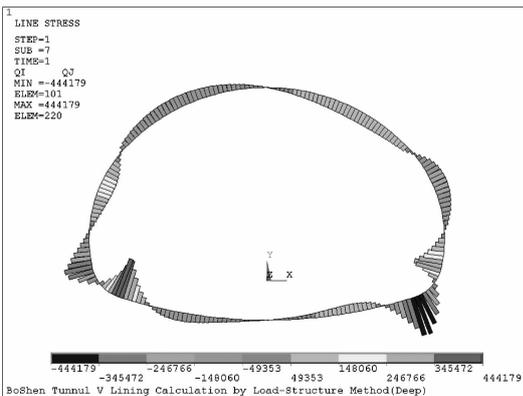


图3 V级围岩(深埋)结构剪力(m)和变形

图5 V级围岩(浅埋)结构剪力(m)和变形

针对上述计算结果,本次验算了 6 个关键截面,验算截面布置如图 6。

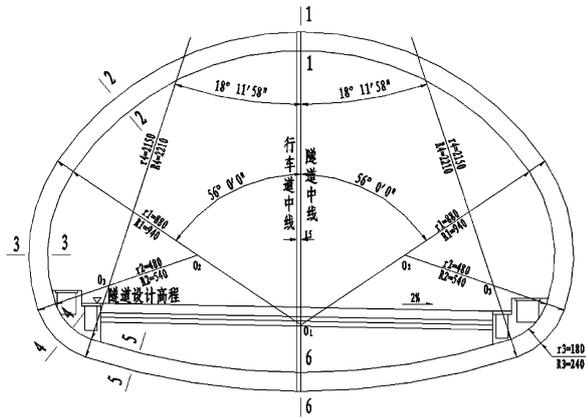


图 6 验算截面

计算结果汇总如表 4。从表 4 计算结果可看出,V 级围岩无论是深埋还是浅埋工况,火灾后截面强度均不能满足规范要求。

6 结语

针对隧道火灾的特点,隧道工程一般可采取主动防火和被动防火两种措施。主动防火设计从防止火灾发生和对火灾采取及时扑救的角度出发,包括了隧道内部空间布局、照明系统、通风系统、消防设备布置、火灾发生前后的火灾探测、报警、灭火及疏散系统,以及隧道的运营管理和灾情发生时的应急方案等一系列设计;被动防火设计主要是通过采取防火保护措施来保证隧道结构安全,尤其是衬砌结构在火灾下的承载力、稳定性,受灾后只需进行简单的修护而不影响隧道的正常使用。被动防火措施包括提高衬砌混凝土材料的抗火性能、喷涂防火涂料、安装防火板材等。

表 4 V 级围岩截面强度验算

V 级围岩深埋截面内力计算结果及强度验算								
截面编号	截面高度 h/m	截面宽度 b/m	弯矩 $M/(kN \cdot m)$	轴力 N/kN	偏心距 e_0/m	抗压安全系数 K_y	抗拉安全系数 K_t	拱顶沉降 /mm
1	0.54	1	325.600	1 462.4	0.223	1.170	0.687	
2	0.54	1	330.400	1 852.1	0.178	1.731	0.814	
3	0.54	1	70.119	1 931.9	0.036	4.123	—	22.3
4	0.54	1	296.700	2 127.7	0.139	2.247	1.266	
5	0.54	1	254.190	2 121.2	0.120	2.627	2.105	
6	0.54	1	21.225	2 244.3	0.009	3.580	—	
V 级围岩浅埋截面内力计算结果及强度验算								
1	0.54	1	615.800	2 325.1	0.265	0.402	0.328	
2	0.54	1	600.100	3 103.4	0.193	0.853	0.415	
3	0.54	1	97.917	3 302.4	0.030	2.433	—	40.6
4	0.54	1	492.500	3 551.4	0.139	1.355	0.770	
5	0.54	1	445.910	3 393.4	0.131	1.506	0.948	
6	0.54	1	35.518	3 507.6	0.010	2.290	—	

目前国内使用较多的防火措施是喷涂防火涂料,喷涂了防火涂料对隧道衬砌起到保护作用,隧道发生火灾时防火涂料能延缓混凝土的破坏,但不能完全保证隧道发生火灾时不坍塌,而且造成火灾的后果影响因素较多,因此综合考虑隧道的经济性与安全性,本次分析得出结论如下:

(1)根据计算结果分析,高速公路隧道V级围岩段土压力较大,且基本位于洞口地段,洞口地段为交通事故高发地段,因此建议高速公路V级围岩地段拱部应喷涂防火涂料。

(2)针对Ⅱ、Ⅲ、Ⅳ级围岩,隧道二衬主要作为安全储备,从隧道运营防灾的角度考虑,建议保留防火涂料,但是目前隧道设计规范等并没有对公路隧道作强制要求。

(3)由于火灾下隧道结构受力分析仍处于研究阶段,计算理论不完善,也没有相关规范作为参考,本报告基于较多的假定条件,因此本文的计算结果仅供参考。

参考文献:

- [1] 章伟,蒋首超. 隧道结构防火研究综述[J]. 四川建筑科学研究. 2011,37(2):115-119.
- [2] 郭小兵. 隧道火灾实例与分析[J]. 山西建筑. 2007,33(34):332-333.
- [3] 涂文轩. 我国铁路隧道列车火灾简介[J]. 消防技术与产品信息. 1996(1):28-29.
- [4] 闫治国,朱合华. 隧道衬砌结构火灾安全及高温力学行为研究[J]. 地下空间与工程学报. 2010,6(4):695-700.
- [5] 闫治国,朱合华,彭乐芳. 隧道火灾场景设计及衬砌结构防火研究[J]. 地下空间与工程学报. 2006,2(8):1320-1325.
- [6] 闫治国,朱合华,张建军. 火灾对隧道衬砌结构的损害及防范措施研究[J]. 地下空间与工程学报. 2006,2(4):683-687.
- [7] 乔怀玉. 隧道衬砌结构火灾损伤评定方法[J]. 公路隧道. 2007,57(1):50-52.
- [8] 闫治国. 隧道衬砌结构火灾高温力学行为及耐火方法研究[D]. 上海:同济大学,2007.
- [9] 常歧,闫治国,朱合华,等. 火灾下隧道衬砌结构力学行为的热耦合分析[J]. 地下空间与工程学报. 2010,6(1):1425-1447.

某高速公路滑坡工程地质条件及评价建议

张金平

(广东省交通规划设计研究院股份有限公司, 广州 510507)

摘要: 本文清晰地阐述了滑坡的自然建设条件、工程区域地质环境,通过地质调绘与钻探,查清了滑坡的基本特征。通过室内土工试验及不同工况的反算,得出了滑坡体的物理力学性质指标,为滑坡治理设计提供了力学参数。通过对滑坡体的变形监测及综合分析,阐述了滑坡影响因素及成因,最后提出了滑坡治理的建议。

关键词: 高速公路;边坡;滑坡;成因;治理

1 滑坡概况

某高速公路右侧 K39 + 873 ~ K40 + 425 边坡,最大坡高约 45m,为 5 级坡,2009 年 6 月 25 日建成通车。2015 年 10 月 4 日本段边坡受超强台风"彩虹"特大暴雨影响,K40 + 280 ~ K40 + 380(右侧)段严重变形,一、二、三级边坡已发生严重错台下滑,滑动后壁错台陡壁高度最大达 2.5m;一级坡脚挡墙、边沟完全损毁,坡脚已在道路防撞栏处剪出,构成典型的滑坡形态。

本滑坡平面形态总体呈鸭梨状,主滑方向为 114°,前缘高程约 25m,后缘高程 51.99m,相对高差 26.99m,总体坡度角 35 ~ 40°。滑坡纵向长约 63m,前部宽约 95m,后缘宽约 38m,中部宽约 78m,圈定的滑坡体面积约 4663m²。滑体最大厚度约 12.0m,平均厚度约 10m,滑坡总方量约 4.663 万 m³。

2 滑坡体的工程地质条件

滑坡所在山体地貌单元属构造剥蚀低缓丘陵,地形起伏较大,标高 26.38 ~ 90.97m,山体高差达 65m。K40 + 280 ~ K40 + 380 滑坡处于山体前缘,为原边坡路面至堑顶,坡度角一般在 30° ~ 45°之间,地表为护坡草皮。

滑坡所在区年均降水量 1702mm,最大降雨量可达 2000mm。雨季一般在 3 月份开始,结束

期在 10 月份,雨季长达半年多。其中 5 ~ 8 月雨量最多,占全年降水量的 80% 左右。外业勘察期间,属旱季,仅 ZK5 测得钻孔地下水稳定水位,水位埋深 15.6m,其余钻孔未测得稳定地下水位。

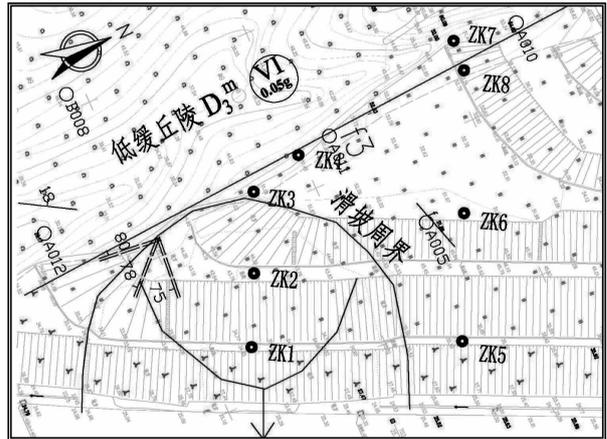


图 1 滑坡平面示意图



照片 1 滑坡形态

根据野外地质调查及钻探,该坡体表层主要为坡残积粉质粘土、全~强风化变质砂岩,全风化埋深 4~7m,厚度 5~11m,总体呈后薄前厚的特征。基底为泥盆系上统帽子峰组粉砂岩、变质砂岩及石炭系下统石凳子组粉砂岩、变质砂岩组成,受构造作用影响,岩芯破碎,节理裂隙发育,节理面近垂直,被铁锰质渲染,碎裂结构明显。

区内地质构造主要为北东向恩平-新丰褶皱构造带和北北西向西江断裂,此外,根据调绘在坡体范围发育多条小型断裂,其中 f3 走向北西,倾向东南,带宽约 30m,在 ZK2、ZK3、在 ZK4、ZK8 中均有体现,破碎带岩体破碎,碎裂结构明显,地表水容易沿构造破碎带下渗。滑坡的主滑方向为 114°,根据调绘成果绘制赤平投影图, A009X1 与 A012X1 交线与滑坡倾向基本一致,倾角较滑坡面倾角小,相对于滑坡为不利结构面。

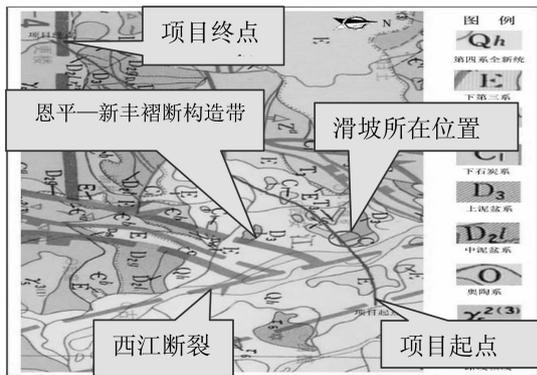


图 2 构造纲要图

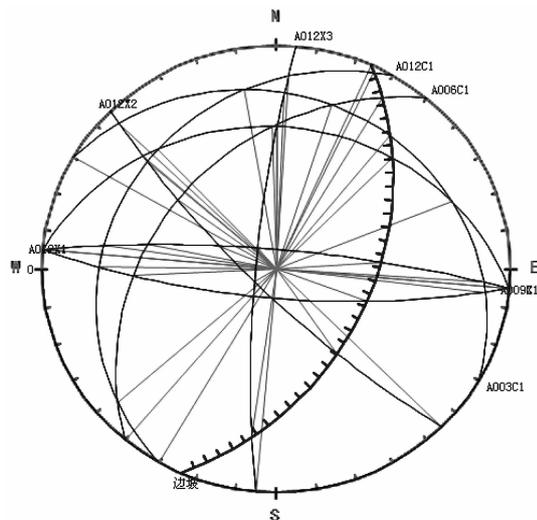


图 3 赤平投影图

根据勘探成果及试验资料,本次勘察取 17 组样进行自由膨胀率试验,有 4 组样具有膨胀性,自由膨胀率 54~107,膨胀潜势属弱~强,主要为残积粉质粘土或全风化层,主要为高液限土,呈蜂窝状或透镜体分布。

3 滑坡基本特征

3.1 潜在的滑面及其特征

一般情况下,在滑坡范围内进行钻探时,出现以下两种情况,有可能是滑动面或滑动带的位置:钻探过程中出现钻进加快、塌孔及漏水等异常位置;岩芯土体松散、层位变化、粘性土含量较高,含水量明显偏高等位置。

本滑坡滑动面的确定,除了考虑以上钻探过程中变化情况外,还综合考虑地层分布发育情况、联合滑坡周界特征综合判定。

在 ZK1 中 9~10m, ZK2 中 8~9m 揭示土体较乱、松散、含水量偏高,推测可能为潜在的滑动面。

3.2 滑体及其特征

据调绘及钻探揭示, ZK1 及 ZK2 位于滑坡体范围,主要岩性为坡残积粉质粘土、全~强风化变质砂岩。全风化埋深 4~7m,厚度 5~11m。总体呈后薄前厚的特征。

3.3 滑床及其特征

该滑坡滑床主要为灰褐色、灰黄色全~强风化变质砂岩。

4 滑坡岩土体物理力学性质

本次勘探过程中未见明显的滑带土,滑带厚度很薄或与滑体差异不大,故难以鉴别,在钻孔中不易获取。滑带土物理力学性质主要依据推测滑带附近土体的反复剪切试验,结合反演分析计算综合确定。

4.1 滑带附近土体直接快剪、饱和剪、反复剪切试验

对推测滑带附近的土体取样进行了天然土的直接快剪、饱和剪、反复剪切试验,其指标统计表 1。

表1 滑带附近土体抗剪强度指标统计表

层号	土层名称	项目	直接快剪		饱和快剪		天然土反复剪切指标				自由膨胀率 δ_f
			凝聚力 c_q/kPa	内摩擦角 $\varphi_q/(\circ)$	凝聚力 c_{cq}/kPa	内摩擦角 $\varphi_{cq}/(\circ)$	峰值		残余值		
							凝聚力 c/kPa	内摩擦角 $\varphi/(\circ)$	凝聚力 c'_r/kPa	内摩擦角 φ'_r	
11-1_1	粉质粘土	最大值	18.0	23.7	20.0	13.9					107.0
		最小值	3.0	17.5	3.0	5.7					11.0
		平均值	9.7	21.4	11.5	9.8					48.3
		个数	3	3	2	2					4
12a_27	全风化变质粉砂岩	最大值	8.0	32.7	12.0	31.0	18.0	37.700	12.00	34.100	75.5
		最小值	2.0	23.7	2.0	19.3	5.0	30.300	2.00	19.900	1.0
		平均值	4.6	28.9	5.0	25.9	12.0	34.567	6.50	28.925	24.4
		个数	5	5	7	7	3	3	4	4	11
		标准差	3.13	3.47	4.80	4.31					22.76
		变异系数	0.68	0.12	0.96	0.17					0.93
		修正系数	0.35	0.89	0.29	0.88					0.48
		标准值	1.6	25.6	1.5	22.7					11.8
12b_27	强风化变质粉砂岩	单值	5.0	26.5	3.0	29.2	7.0	34.400	1.00	31.800	4.0

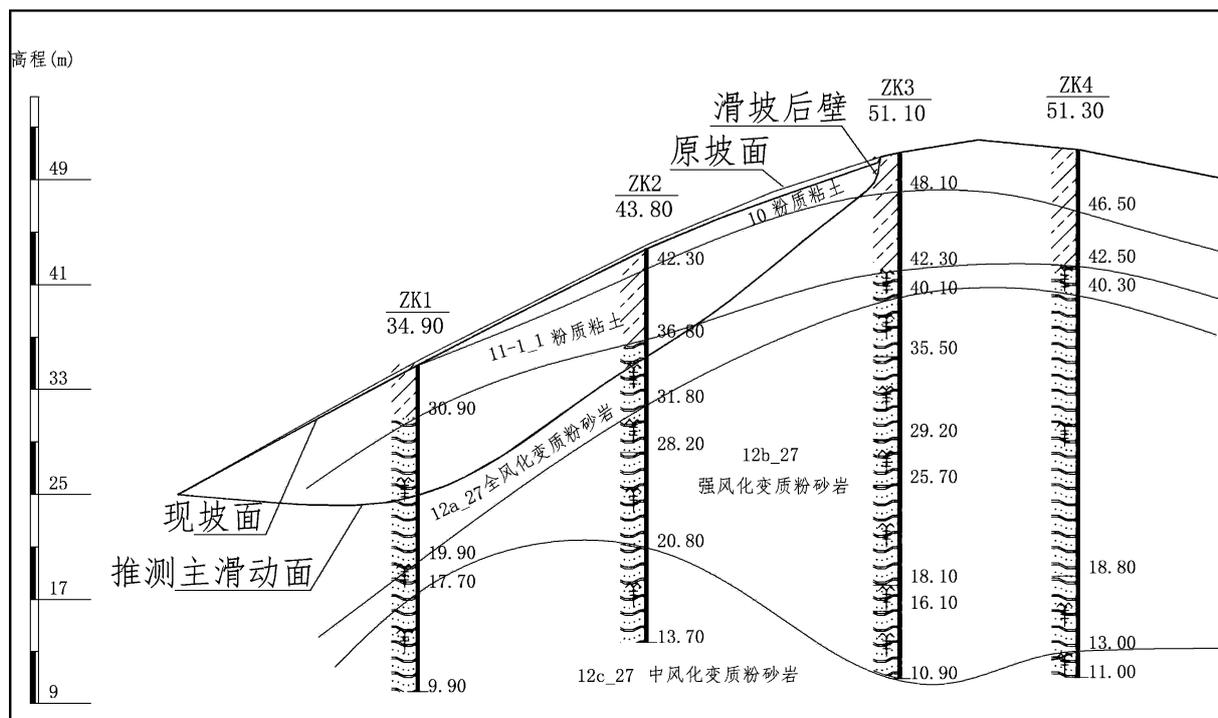


图4 K40+330 主滑动面工程地质横断面

4.2 滑带岩土抗剪强度参数的反演计算

滑带岩土抗剪强度参数的反演计算方法目前应用广泛,通过滑坡实际稳定状态提前假设稳定系数及滑面、荷载等条件,反算滑面的岩土抗剪强度参数。

滑坡反演分析依据的原理是,当荷载条件和滑面抗剪强度参数与滑坡的实际情况一致时,边坡的理论最小安全系数接近于1;相对应的最危险滑面,与滑坡的实际滑面一致。滑面抗剪强度指标反算的是整个滑面的抗剪强度平均值,虽不是某种具体强度指标(如天然强度、饱和强度、峰值强度、残余强度等),但可以作抗剪强度指标效应之用。

本次计算选取主滑动面之地质断面,如图4所示,检算采用的力学参数根据土工试验成果结合相关工程经验确定。

表2 岩土体容重建议值表

序号	地层编号	岩土名称	容重(kN/m ³)	
			天然状态	饱水状态
1	10	粉质粘土	18	19.5
2	11-1_1	粉质粘土	18	19.5
3	12a_27	全风化变质砂岩	20	22

鉴于边坡变形与滑动发展情况,结合相关工程经验,本边坡根据拟定的滑面的力学指标反算工况如下:(1)边坡天然状态下,处于蠕变状态边坡安全系数0.98;(2)降雨后,边坡岩土体饱水,边坡安全系数取0.90进行力学指标的反算,以确定设计指标。采用理正软件按简化毕肖法对折线滑动的主滑面进行指标反算。

表3 滑面力学指标反算结果表

滑面	K40+330 主滑面			
	天然(安全系数1.00)		饱水(安全系数0.90)	
反算	C/kPa	$\varphi/(\circ)$	C/kPa	$\varphi/(\circ)$
1	9	12.46	8	11.44
2	10	12.43	9	11.4
3	11	12.39	10	11.37

通过以上反算分析,综合考虑相关工程经验,确定滑面取值如下:

滑面在天然状态下:

粘聚力 $C = 10.0 \text{ kPa}$ 内摩擦角 $\varphi = 12.43^\circ$

滑面在饱水状态下:

粘聚力 $C = 9.0 \text{ kPa}$ 内摩擦角 $\varphi = 11.37^\circ$

滑坡范围土体局部为高液限土,部分高液限土具膨胀性,土体在饱水状态下抗剪强度下降,所以反算结果显示饱水工况 C 、 φ 较天然状态降低较多。

5 滑坡成因分析

5.1 滑坡变形发展过程

高速公路修建后形成了临空面,边坡坡面进行了护坡,边坡处于稳定状态,由于该段边坡构造发育,岩体破碎,雨季地表水容易下渗,岩体饱水后边坡体重度变大且抗剪强度减小,边坡坡体产生蠕动现象。

2015年10月4日本段边坡受超强台风"彩虹"特大暴雨影响,发生严重变形,滑动后壁错台陡壁高度最大达2.5m,一级坡脚挡墙、边沟完全损毁,坡脚已在道路防撞栏处剪出,构成典型的滑坡形态。

5.2 滑坡影响因素及成因分析

该路段山体滑坡的形成是地层岩性、地质构造、地下水及路堑开挖作用的结果。总体属于残积土、全风化层的滑体结构松散,有利于地下水的渗透和赋存;小型构造发育有利于雨水汇集、入渗;经常间歇性的雨水下渗作用使得滑带软化、抗剪强度降低;当在一定的条件下,如路堑边坡的开挖破坏了原来山体的平衡条件,当滑体下滑力大于滑面的粘阻力时,就开始逐渐形成了滑坡,滑坡总体处于蠕变状态。

6 滑坡监测成果、发展变化趋势及危害性预测

6.1 滑坡监测成果

截止于2015年12月3日,滑坡体深层位移

成果表如表4。

表4 K40+270及K40+330路堑右侧边坡深层位移成果表

序号	里程	孔号	(A0)方向累计	(A0)方向最大	(A0)方向累计	(B0)方向累计	(B0)方向最大	(B0)方向累计	备注
			最大位移量 (mm)	位移速率 (mm/d)	最大位移量 位置(m)	最大位移量 (mm)	位移速率 (mm/d)	最大位移量 位置(m)	
1		ZK1	3.39	0.16	1.5	-2.76	-0.13	3.0	
2		ZK2	2.26	0.23	0.5	-1.59	-0.16	0.5	
3	K40+330	ZK3	1.83	0.13	0.5	-1.16	-0.08	9.5	
4		ZK4	1.99	0.14	0.5	-1.5	-0.11	0.5	
5		ZK5	1.27	0.07	4.5	0.85	0.04	9.5	
6		ZK6	1.45	0.09	0.5	0.88	0.05	1.5	
7	K40+270	ZK7	1.81	0.12	0.5	-0.7	-0.05	0.5	
8		ZK8	5.47	0.36	0.5	-2.41	-0.16	13.5	

说明:深层位移变形监测(测斜)成果A0方向表示路线走向垂直方向,正为向坡外变形,负为向坡内变形;B0方向表示平行路线走向方向,正为向小里程方向变形,负为向大里程方向变形。

截止到2015年12月3日本期监测数据分析,A0方向最大累计位移量为孔号ZK1位移达到3.39mm,变形速率为0.16mm/d,B0方向最大位移量为孔号ZK1位移达到-2.76mm,变形速率为0.13mm/d。

从本期监测数据分析,边坡整体深层位移累计变形量及变形速率均较小,监测数据无存在明显突变现象,从整体监测数据分析及结合边坡现场巡查,暂未能确定边坡潜在滑动面深度及范围,建议继续跟踪加强监测。

6.2 发展变化趋势及危害性预测

滑坡形成后,对滑坡进行了踏勘调查、钻探、监测,由于监测期较短,监测数据无存在明显突变现象,根据钻探成果未见明显的滑带土,说明滑坡处于蠕动变形发展中。

目前为旱季,过段时间雨季逐渐将至,场区降雨量较大且集中,坡体上裂缝较多,降雨极易沿裂缝下渗,形成动水压力,使滑体饱和而自重增加,并进一步降低滑带土体抗剪强度,不排除

有某场大雨过后,坡体整体滑落的可能。

应对滑坡进行及时、综合的工程治理,避免更大的地质灾害发生,而造成巨大的经济损失和不良的社会影响。

7 评价建议

(1)本次勘察采用"资料收集与利用、工程地质及水文地质调绘、钻探、原位测试、水文观测、室内试验、反分析"等综合勘察方法,查明了滑动面的位置、滑带土力学性质、影响因素、形成成因、发生发展趋势。

(2)为防止雨水下渗对滑坡产生进一步破坏,建议先对坡体裂缝进行填塞、破裂线之外3~5m采取排水天沟截水排水。同时对下方右侧坡脚进行反压,并对右侧路基进行警戒,疏解交通车辆通行,避免滑坡的整体下挫造成人员财产损失。

(3)K40+280~K40+380(右侧)主滑坡体路段建议采用路堑埋入式抗滑桩+反压+清方

减载的治理方法;对卸载或放缓边坡后形成的坡面进行加固,建议挖方边坡坡率:残积粉质粘土、全风化层1:1~1:1.25;建议抗滑桩顶后清方按1:2~1:3左右的缓坡率,坡间设置平台。

(4)应采取有效的边坡防护和综合排水防水措施,可以设置排水盲沟、盲洞等方式。

(5)建议对滑坡进行长期观测,以准确分析滑坡变形的趋势,为变形破坏提供预警,为滑坡治理提供准确的数据。

参考文献:

[1] 广明高速西樵至更楼段工详勘工程地质总说明[R].

[2] 杨航宇.公路边坡防护与治理[M].北京:人民交通出版社,2002.

[3] 陈祖煜.土质边坡稳定分析[M].北京:中国水利水电出版社,2009.

[4] JTJ 064-98,公路工程地质勘察规范[S].

2015年度交通运输科技统计工作交流会报道

由交通运输部科学研究院主办的2015年度交通运输科技统计工作交流会于2015年12月23日~25日在广西南宁举行。出席会议的有交通部直属各科研院所、各省交通厅及厅属科研院所及设计院代表共100多人。

会议首先由交通运输部科技司郑代珍副巡视员总结了2014年度交通运输科技统计年报工作,肯定了交通运输科技方面取得的成绩,布置了2015年度交通运输科技统计工作。

交通运输部科学研究院马海燕老师详细讲解了交通运输科技统计报表制度并进行了答疑,并对交通运输科技统计平台操作进行讲解和实际操作中可能会出现各种问题进行了答疑。

通过此次交流,为顺利完成公司2015年度交通科技统计工作打下了坚实基础。

(刘祥兴 报道)

四川省院一行抵达我司展开高速公路 扩容改造技术交流

2月23日至24日,四川省交通运输厅公路规划勘察设计研究院一行13人在庄卫林副院长兼总工程师的带领下我司参观考察并展开高速公路扩容改造技术交流。

23日下午,梁立农总工程师代表公司致欢迎辞,随后由二分公司副总经理丘燊详细介绍了佛开高速公路改扩建工程的设计要点、设计经验。四分公司武建中副总工介绍了广清高速改扩建工程设计要点、设计经验。双方技术人员就相关高速公路扩容改造设计展开探讨,交流各自经验。

24日上午我司技术质量部王强副总工带领

四川院一行考察了由我司设计的佛开高速公路改扩建工程,二分公司丘燊副总经理重点介绍了北江大桥改扩建设计修建情况。

24日下午,我司技术质量部王强副总工带领四川院一行与广清高速公路扩建工程管理处就广清高速扩建情况进行了技术交流,广清高速公路扩建工程管理处吴玉财副主任兼总工程师就广清扩建整体情况、设计方案、施工措施及扩建期间交通流转换作了详细介绍。在广清扩建办吴玉财总工带领下考察了收费站分期建设情况、狮岭跨线桥分期建设情况、桥头路基填筑气泡混合轻质土情况。



(刘祥兴 报道)

第二届全国水下隧道建设与管理技术交流会报道

由中国公路学会与广东省交通运输厅联合主办、港珠澳大桥珠海连接线管理中心、中交第二公路勘察设计研究院有限公司及中铁十八局集团有限公司协办的第二届全国水下隧道建设与管理技术交流会,于2015年12月23日至25日在广东珠海市举行。广东省交通运输厅副厅长贾绍明、珠海市常务副市长等参加了会议并致辞。出席会议的有交通部直属设计院、各省的交通设计院、各省高速公路建设管理单位、各省公路建设施工单位、还有部分科研院所的代表等出席会议。会议还出版了《第二届全国水下隧道建设与管理技术交流会论文集》。

此次会议主要内容,一是学术交流,在会上中国工程院院士钱七虎作了水下隧道工程实践面临的挑战与对策的报告,中国工程院院士孙钧作了航道大回淤条件下港珠澳沉管结构整治研究的报告,中交第二公路勘察设计研究院有限公司副总工程师郭小红作了水下隧道结构可靠性设计方法及思考的报告,中国公路学会隧道分会理事长蒋树屏作了港珠澳通道沉管隧道防灾减灾关键技术研究,港珠澳大桥珠海连接线管理中心总工程师王文洲作了港珠澳大桥珠

海连接线拱北隧道建设管理技术的报告,深圳地铁集团有限公司总工程师陈湘生作了地层冻结技术在近接施工中的应用与创新的报告,上海市城市建设设计研究院副总工程师姜弘作了上海虹梅南路越江隧道项目特点与设计优化的报告,中铁十八局集团有限公司拱北隧道项目部总工程师高海东作了复杂环境条件下超大跨度拱北隧道施工技术的报告,中交公路规划设计院有限公司副总工程师刘晓东作了港珠澳大桥沉管隧道关键技术与创新的报告;二是现场考察,会后主办方组织考察了港珠澳大桥珠海连接线拱北隧道,拱北隧道是一座技术含量高、极具创新性、挑战性的异形公路隧道,其中255m口岸暗挖段“曲线管幕+冻结法”施工技术,长距离大直径曲线管幕顶进技术,临海盐水环境下长距离分段分区精准控制冻结技术在国内尚无先例,世界罕见。会议紧紧围绕“水下隧道建设技术的发展与挑战”进行讨论交流,为隧道界的同仁不断总结交流水下隧道先进经验,推动新技术、新材料、新工艺、新设备的创新和应用发挥了积极的作用。

(李国安 报道)

第十八届中国高速公路信息化研讨会报道

3月23日~25日,由中国公路学会主办的“第十八届中国高速公路信息化研讨会”在南京市举行。

会议围绕互联网+时代高速公路信息化管理及技术应用展开了研讨和交流。研讨会分为高速公路信息化形式分析论坛、信息化管理论坛、联网收费论坛、计重收费论坛、联网监控论坛、新技术论坛(智慧交通、大数据、云计算、物

联网等)等,会上主讲专家们对以上论坛的现状、技术发展、问题研究等进行了多方位介绍。

本次研讨会除安排专题会议外,还安排了高速公路机电设备产品展览会,参会的设备厂商来自全国各地,展示的产品涵盖了高速公路监控系统、通信系统、收费系统、供配电照明系统等。设备产品紧跟技术发展的趋势,并结合了近期高速公路实施的专项工程,如车道卡口

防逃费拦截系统、整车式/轴组式计重系统、云数据平台。

通过专题研讨及设备产品展览,加强了同行间的经验及技术交流,推广了新技术、新产

品的应用,有利于推进高速公路信息化的建设和提升信息技术在交通运输管理的应用。

(孙卫华 报道)

《城市道路交通标志和标线设置规范》 宣贯暨城市道路交通设施设计方法与 典型案例分析高级研修班报道

根据住房城乡建设部2015年第795号文,新颁国家标准《城市道路交通标志和标线设置规范》(GB 51038-2015)(以下简称《规范》)于2015年12月1日起正式实施。为提高设计人员的技术水平,及时、准确的掌握《规范》相关技术要求,中国建设培训协会于2016年3月18日至20日,在西安市举办了"最新国家标准《城市道路交通标志和标线设置规范》宣贯暨城市道路交通设施设计方法与典型案例分析高级研修班"。

本次研讨会共分两部分。

一、宣贯会主讲专家为上海市政工程设计研究总院(集团)有限公司袁胜强副总工(教授级高工、《规范》主要编写人)。主要针对新国标进行全文解读和应用中的注意事项,主要内容简介如下:(1)新国标编制的背景和意义;(2)《规范》主要技术内容及与其他规范的关系;(3)对强制性条文的分析说明;(4)主要内容解析;(5)具体项目的设计案例和国内各主要城市的经验借鉴。并在会后进行了现场交流与解疑。

二、主讲专家为西安市政设计研究院有限公

司刘丽芬副总工(教授级高工)。主讲内容共分三部分:第一部分 城市交通拥堵问题分析及对策研究;第二部分 交通工程设计;第三部分 交通管理设施设计疑难问题解析。

除了两位专家的解读,南京赛康交通安全科技股份有限公司和3M中国有限公司(《规范》参编单位)两家企业的技术负责人根据《规范》从交通设施的新材料、新技术和新工艺角度进行交流。主要内容有:针对传统道路标线存在的不足而开发的新材料;主动发光标志版面在应对不同天气、不同角度、夜间等各因素下的应用;根据《规范》的内容,对标志标线新工艺、新技术的应用推广。

通过此次研讨会的学习和交流,更快速、更全面的掌握了新规范要点。在以后工作中能合理的运用新规范、更好的结合地方城市特点运用新规范。使城市道路交通工程设计更好的服务城市交通,在城市交通中发挥更重要的作用。

(孔泽仁 报道)