

廣東交通規劃設計

GUANGDONG COMMUNICATIONS PLANNING AND DESIGN



2017



技术交流 信息共享

广东省交通规划设计研究院股份有限公司

地址：广州市沙河兴华路22号
邮政编码：510507
电话：020-3739 3172
传真：020-3739 3172
E-mail：841622401@qq.com
网址：www.ghdi.com.cn



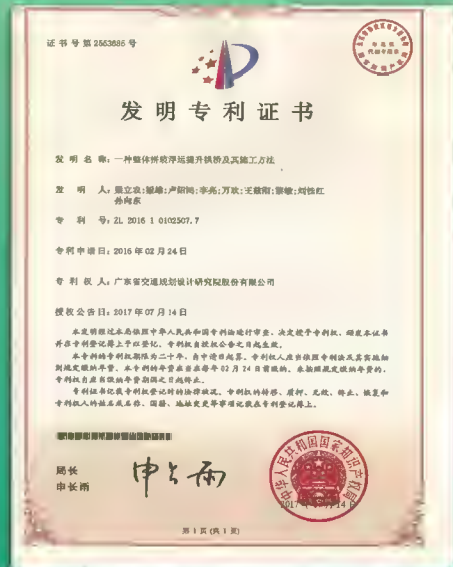
准印证号：(粤O)L0150076号

内部资料 免费交流

由公司负责测绘的“汕昆高速公路龙川至怀集段A7合同段工程测量”、“广东省揭阳至惠来高速公路工程”项目喜获2017年度中国测绘地理信息学会全国优秀测绘工程奖铜奖。



由公司研发的“一种整体拼装浮运提升拱桥及其施工方法”和“一种空间扭转曲面A型桥梁索塔及其施工方法”由国家知识产权局授予发明专利；“一种三角形刚架桥墩”由国家知识产权局授予实用新型专利。



2017年12月1日-2日，由中国公路学会桥梁和结构工程分会及省公路学会等单位主办，公司协办的2017年全国桥梁学术会议在广州举行。



省交通运输厅贾绍明副厅长致辞



四分公司总工万志勇作主题演讲



公司参与大会形象展示

2017年10月22日-23日，技术质量部组织部分技术人员前往广东省南粤交通仁博高速公路管理中心新博管理处开展了设计后回访及技术交流活动。



参观考察现场



与业主及施工单位进行座谈



交流合影

2017年12月18日，中交第一公路工程局有限公司《公路钢结构桥梁制造和安装施工规范》编写组前来我司进行调研。



梁立农总工程师主持了调研会



规范编写组介绍了编制的纲要



公司桥梁技术人员参与了调研

2017年12月1日下午，工程院院士、清华大学聂建国教授亲临我司，以牛田洋快速通道项目为背景，与公司技术人员就钢-砼组合梁设计及发展创新展开交流和指导。



聂院士讲述钢-砼组合梁发展



技术人员认真聆听



聂院士与技术人员展开交流

2017年12月21日，技术质量部在三楼会议室组织召开了2017年度公司标准化创建评审会议。



梁立农总工程师主持评审会



项目组对创建情况进行汇报



家组对创建情况进行评审

广东交通规划设计

(季刊)

2017年12月30日出版

2017年第4期

(总第168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: 《广东交通规划设计》编辑部

编印单位: 广东省交通规划设计研究院
股份有限公司

地址: 广州市沙河兴华路22号

邮政编码: 510507

电话: 020-37393172

传真: 020-37393172

E-mail: 841622401@qq.com

本刊供交通行业内部免费交流

本期印刷数量: 600本

印刷单位: 广州广卫印刷厂

封面封底: 广佛肇高速公路肇庆大旺至
封开江口段

目次

桥梁工程

广东省公路桥梁发展和展望

.....陈冠雄,孙向东(1)

山区高墩大跨径连续刚构桥设计要点

.....黄森华,何海,吴海平(8)

宽幅多跨变截面连续梁旧桥病害分析及加固设计

.....王同(13)

道路工程

高填方路堤荷载作用下涵洞地基承载力及稳定分析

.....王景奇,兰南,汪益敏,冯忠居,陈叶开,郝宇萌,董芸秀(17)

岩土工程

高速公路隧道地质灾害及其对关键修筑技术创新的制约:以
广东省高速公路隧道工程地质勘察为例

.....李红中 张修杰 马占武(22)

某高速公路边坡蠕动滑坡滑动面的综合确定

.....张金平(28)

营运公路蠕滑坡成因、治理研究及监测措施分析

.....陆学村(33)

测量技术

无人机航测系统在公路带状地形测量中的应用

.....汤敏(38)

交通工程

BIM和VR技术在道路安全性评价中的应用

.....郭月利(40)

信息专栏

全国公路工程地质科技情报网2017年技术交流会报道.....(43)

2017城市地下综合管廊新技术交流暨项目观摩会报道.....(44)

2017年测绘学术年会报道.....(45)

广东省公路学会岩土工程专业委员会换届暨举办学术交流
会报道.....(46)

城镇雨水调蓄工程技术规范报道.....(47)

第十届中国盾构施工与管片生产技术年会暨现场观摩会报
道.....(48)

全国海绵城市一体化建设关键技术案例暨智慧海绵城市
高级培训班报道.....(50)



广东省公路桥梁发展和展望

陈冠雄¹,孙向东²

(1.广东省公路学会;2.广东省交通规划设计研究院股份有限公司)

摘要: 本文结合广东省的建设条件,分别从梁桥、斜拉桥、悬索桥和拱桥等方面介绍了广东公路桥梁的发展情况,总结技术创新和给出发展建议。

关键词: 公路桥梁;发展;展望;

1 引言

广东省位于中国南部,河网交错,出海通道众多,航道资源丰富。独特的地理环境和复杂的地质条件决定了广东省公路桥梁具有起步早、数量多和技术复杂的特点。

2000年前,作为中国改革开放的前沿,广东桥梁建设快速发展,推动我国桥梁技术的进步。相继兴建了有着里程碑意义的洛溪大桥、广东南海九江桥、虎门大桥、汕头海湾大桥和丫髻沙大桥。其中洛溪大桥、虎门大桥获得“詹天佑土木工程大奖”称号。在梁桥、悬索桥领域引领行业的发展,积淀了深厚的技术底蕴。

进入21世纪以来,广东桥梁人继续发扬开拓进取精神,在结构、材料和工艺方面持续创新,相继建造了不少经典桥梁,如崖门大桥、湛江海湾大桥、深圳湾公路大桥、江肇西江大桥、江顺大桥、佛山平胜大桥、新光特大桥、凤凰三桥和珠江黄埔特大桥等。伴随近期港珠澳大桥、虎门二桥和深中通道等世纪工程的建设,广东再次成为中国乃至世界桥梁发展的中心。已建和在建大跨径桥梁,反映了广东公路桥梁设计、施工和管理水平。现将广东省近年典型大跨梁桥、斜拉桥、悬索桥及拱桥介绍如下:

2 梁桥发展

广东大跨径梁桥的建设始于1985年的广州大桥,其采用大型浮吊、弗氏锚预应力体系预制拼装建成了五箱单室主跨110m的连续梁桥。于1988年在国内首次采用大吨位钢绞线群锚技术,建成

了亚洲跨径最大的单箱单室主跨180m的连续刚构—洛溪大桥。洛溪大桥修建后,有力推动了大吨位预应力体系的生产和发展,推动了梁桥跨越能力的飞跃,成为中国现代预应力结构桥梁发展的里程碑。其后又相继建成主跨270m的虎门大桥辅航道桥、主跨190m的华南大桥、主跨190m的镇海湾大桥和主跨160米的V型连续刚构广州琶洲大桥。广东历年修建和正在设计施工的大跨径梁桥见表1。

表1 广东已建和在建的主要大跨径梁桥一览表

序号	桥梁名称	主跨跨径(m)	结构体系	建成年份
1	广州大桥	110	连续梁	1988
2	洛溪大桥	180	连续刚构	1988
3	九江大桥	160	连续梁	1996
4	虎门大桥辅航道桥	270	连续刚构	1997
5	华南大桥	190	连续刚构	1998
6	镇海湾大桥	190	连续刚构	2002
7	琶洲大桥	160	V构	2003
8	海心沙珠江大桥	250	连续刚构	2004
9	小榄水道大桥	220	钢、混凝土混合梁	2015
10	东宝河新安大桥	156	钢、组合梁混合梁	2017
11	前山河大桥	160	波折腹板连续梁	在建,已合拢

在发展过程中,因部分桥梁侧重于经济性和施工方便性,未充分沿袭洛溪大桥合理构造和连续布束理念,出现了腹板开裂和跨中下挠等典型病害。在海心沙珠江大桥、小榄水道大桥和前山

河大桥建设过程中,及时进行了总结和反思,从新理念、新结构和新材料给出了改进措施。

2.1 海心沙珠江大桥

南部快速干线海心沙珠江大桥主桥选用138 m+250 m+138 m 预应力混凝土连续刚构。半幅桥宽为16.5 m,箱宽7.8 m,两侧悬臂长4.35 m。根部梁高13.8 m,跨中梁高4.3 m,根部高跨比为1/18.1,跨中高跨比为1/58.1。通过采用空间板架设计理论,揭示箱梁空间应力分布,据此精细设计结构构造、钢筋和预应力钢束。在施工中对自重、预应力摩阻损失、收缩徐变等参数进行监控识别并对预应力钢绞线股数进行动态调整。本桥对施工中预应力由25股调整为27股。将收缩徐变作用及铺装荷载当作一种随机因素来看待,评估误差范围并进行包络设计。预留体内和体外预应力备用束措施,严密监控使用状态的应力和位移状态,视健康监测结果及时进行内力调整,本桥通车13年,跨中下挠13cm,与设计基本相符,整体受力性能良好,至今未动用备用束。通过深入研究,形成大跨径PC结构梁高、梁高变化曲线、板件厚度、预应力布置等规律共识,有效指导后续富湾西江大桥、肇花高速北江大桥等工程成功建设。



图1 海心沙珠江大桥成桥图

2.2 小榄水道大桥

小榄水道大桥为省道S364十水线改建工程上跨越小榄水道的一座特大型桥梁,与铁路桥梁相邻,受建设条件限制,桥跨布置为98m+220m+98m。因边中跨比较小,采用混合梁连续刚构桥,在中跨设置一段87m的钢箱梁,充分利用钢梁自重轻,平衡边中跨受力,减小墩顶负弯矩,受力与176m混凝土刚构桥相近,显著改善结构受力性能。单幅桥宽15.3m,箱宽7m,两侧悬臂长4m。根部梁高11 m,跨中梁高3.6 m,根部高跨比为1/20,跨中高跨比为1/61。该项目首次对大跨度混合梁连续刚构桥进行设计、试验、施工等关键技术

进行系统研究;通过模型试验揭示梁桥钢混结合段受力机理和全截面承载能力。相关科研成果对同类桥梁建设具有积极的借鉴意义。



图2 小榄水道大桥施工图

2.3 前山河大桥

前山河大桥为港珠澳大桥珠海连接线跨越前山河的一座特大型桥梁,桥跨布置为90m+160m+90m,为国内在建最大跨度的波形钢腹板预应力混凝土连续箱梁桥。单幅桥宽15.75m,箱宽9m,两侧悬臂长3.375m。根部梁高9.5 m,跨中梁高4 m,根部高跨比为1/16.8,跨中高跨比为1/40。波形钢腹板采用1600型波形钢板,材料为Q345C钢,跨中至中墩厚度分别为12mm、16mm、22mm和25mm。该项目系统研究剪力键构造、波形钢腹板屈曲稳定、跨间隔板作用机理和合理道数及内衬混凝土作用机理和合理布设长度,相关研究成果形成规律性共识,对同类工程具有指导意义。



图3 前山河大桥施工图

3 斜拉桥发展

20世纪90年代后,大跨径混凝土、钢箱梁、组合梁和混合梁斜拉桥在广东得到广泛应用。目前已建成的典型桥梁有主跨380m的番禺大桥(混凝土斜拉桥)、主跨360m的鹤洞大桥(组合梁斜拉桥)、主跨518m的汕头礮石大桥(混合梁斜拉桥)、主跨338m的崖门大桥(混凝土斜拉桥)、主跨480m的湛江海湾大桥(混合梁斜拉桥)、主跨180m的

深圳湾公路大桥(斜塔斜拉桥)、主跨383 m的珠江黄埔特大桥北汉主桥(独塔斜拉桥)和700m主跨的江顺大桥(混合梁斜拉桥)。广东历年修建或正在设计施工的斜拉桥见表2。

表2 广东已建和在建的主要大跨径斜拉桥一览表

序号	桥梁名称	主跨跨径(m)	塔型	拉索类型及布置	加劲梁	建成年份
1	西樵山大桥	124.6	H型、独塔	平行钢丝双索面	混凝土箱梁	1987
2	南海九江大桥	160	H型、独塔	平行钢丝双索面	混凝土单箱四室箱梁	1988
3	广州海印大桥	175	顺桥向倒Y型、双塔	平行钢丝单索面	混凝土单箱三室箱梁	1988
4	南海紫洞大桥	140	钢管混凝土独柱型、双塔	平行钢丝双索面	钢管混凝土桁架组合梁	1996
5	鹤洞大桥	360	钻石型、双塔	平行钢丝双索面	混凝土、组合梁混合梁	1998
6	番禺大桥	380	钻石型、双塔	平行钢丝双索面	混凝土边主梁	1998
7	碧石大桥	518	A型、双塔	钢绞线双索面	钢、混凝土混合梁	1999
8	淇澳大桥	320	独柱型、双塔	平行钢丝单索面	混凝土单箱三室箱梁	2001
9	金马大桥	283	H型、双塔	平行钢丝双索面	混凝土斜拉桥与T构协作体系	2002
10	崖门大桥	338	独柱型、双塔	平行钢丝单索面	混凝土单箱五室箱梁	2002
11	湛江海湾大桥	480	火炬式双曲塔	平行钢丝双索面	钢、混凝土混合梁	2006
12	深圳湾大桥	180	斜塔、独塔	平行钢丝双索面	钢箱梁	2007
13	珠江黄埔大桥北汉主桥	383	门式独塔	平行钢丝双索面	钢箱梁	2008
14	东沙大桥	338	曲塔独塔	平行钢丝双索面	钢、混凝土混合梁	2010
15	范和港大桥	300	独柱型、双塔	平行钢丝单索面	混凝土单箱三室箱梁	2014
16	江顺大桥	700	H型、双塔	平行钢丝双索面	钢、混凝土混合梁	2015
17	港珠澳青州航道桥	458	框架、双塔	平行钢丝双索面	钢箱梁	预计2017年底通车
18	滨江大桥	400	独柱型、双塔	平行钢丝单索面	混凝土单箱五室箱梁	在建,已合拢
19	洪鹤大桥	500	钻石型、双塔	钢绞线双索面	组合梁	在建
20	银州湖大桥	530	A型塔、双塔	平行钢丝双索面	组合梁、混凝土混合梁	在建
21	牛田洋大桥	468	曲线塔、双塔	平行钢丝双索面	钢桁架	拟建

3.1 江顺大桥

江顺大桥为广佛江快速通道跨越西江的特大桥,主桥为双塔双索面斜拉桥,跨径组合(60+176+700+176+60) m,是目前广东第一大跨斜拉桥。主

梁采用混合梁,主塔采用H型,斜拉索采用采用标准强度1770MPa平行钢丝拉索。在设计施工过程中,开展了大量的科研和专题研究工作,取得成果包括:大跨径斜拉桥施工期长悬臂TMD抑震技术

和抗风关键技术、混合梁斜拉桥钢混结合段防钢壳大变形和防混凝土开裂技术、正交异性钢箱梁桥面变厚度U肋等抗疲劳开裂技术、斜拉桥索塔先滑后固型钢锚箱防混凝土塔壁开裂技术和钢桥面环氧沥青铺装耐久性与抗滑技术。特别是整体钢锚梁技术(图6),保留传统钢锚梁受力优点的同时,规避了分离式钢锚梁集成度低,高空难于定位的缺点。该项目注重环保与景观设计,成就精品工程。目前已经获得2017年度广东省优秀工程设计一等奖和詹天佑故乡杯奖。



图4 江顺大桥成桥图

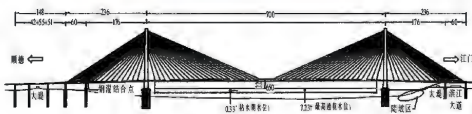


图5 江顺大桥桥型总体布置图

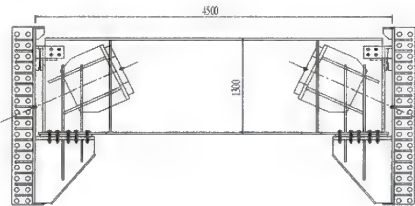


图6 索塔钢锚梁构造图

3.2 洪鹤大桥

洪鹤大桥为珠海洪湾至高栏港高速同时跨越洪湾水道和磨刀门水道的特大桥(图7)。基于两个通航孔较近,对多塔体系进行了深入比选(图8),基于结构受力推荐两座双塔斜拉桥共边墩方案,桥跨布置为 $2 \times (85+150+500+150+85)$ m。设计阶段进行了深入的抗风专题研究,在滨海抗风敏感环境,通过设置风嘴等气动措施,主梁采用钢板组合梁,取得较好的经济效果。



图7 洪鹤大桥效果图

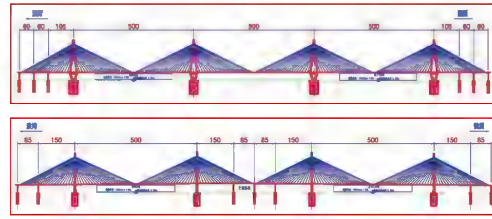


图8 多塔体系方案比选

3.3 银州湖大桥

银州湖大桥为中开高速跨越银州湖水道的特大桥(图9),桥跨布置为 $(56.8+64.8+66.4+530+66.4+64.8+56.8)$ m。主梁创新性采用双边箱混凝土—组合梁的混合梁方案,设计阶段对该类主梁钢混结合点位置和构造、施工工法和斜拉索塔梁锚固构造进行了深入研究,相关技术成果对同类工程具有积极的借鉴意义。



图9 银州湖大桥效果图

3.4 牛田洋大桥

牛田洋大桥是汕头牛田洋快速通道跨越榕江的特大桥,跨径布置为 $(75.5+166.1+468+166.1+75.5)$ m为省内最大跨度公轨共建桥梁,主梁采用钢桁梁,断面如下(图11)。因位于滨海和高烈度区域,桥梁抗风、抗震、防腐蚀和防船撞特点极为突出。设计阶段充分结合当地建筑文化和自然景观,创新性提出眉头造型桥塔;通过深入的专题研究,揭示主梁主、副桁受力机理,提出合理构造;通过车桥耦合科学研究,明确跨座式轨道交通刚度标准。



图10 牛田洋大桥效果图

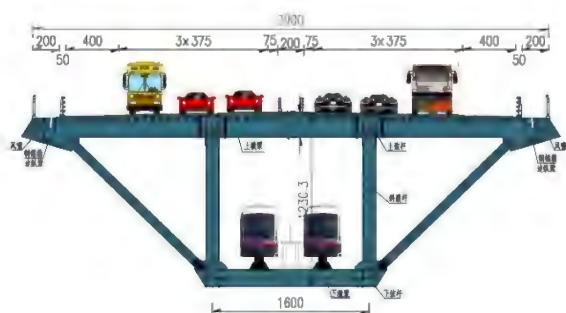


图11 牛田洋大桥断面图

4 悬索桥发展

跨越珠江、榕江河口处,桥梁所需跨径较大。广东在国内率先建成了主跨452m的汕头海湾大桥(预应力混凝土薄壁箱梁悬索桥)、主跨888m的虎门大桥(钢箱梁悬索桥)、主跨1108m的珠江黄埔大桥(钢箱梁悬索桥)和主跨350m的平胜大桥(独塔单跨自锚式悬索桥)。广东历年修建或正在设计施工的悬索桥见表3。

表3 广东已建和在建的主要大跨径悬索桥一览表

序号	桥梁名称	主跨跨径(m)	桥塔	主缆	加劲梁	建成年份
1	汕头海湾大桥	452	混凝土门型塔	PPWS2X560	预应力混凝土薄壁箱梁	1995
2	虎门大桥	888	混凝土门型塔	PPWS2X687	钢箱梁	1996
3	佛山平胜大桥	350	混凝土门型塔	PPWS2X445	钢、混凝土混合梁	2006
4	珠江黄埔大桥	1108	混凝土门型塔	PPWS2X800	钢箱梁	2008
5	广州猎德大桥	219	混凝土贝壳型塔	PPWS2X383	钢、混凝土混合梁	2009
6	虎门二桥(坭洲水道)	1688	混凝土门型塔	PPWS2X999	钢箱梁	在建
7	虎门二桥(大沙水道)	1200	混凝土门型塔	PPWS2X852	钢箱梁	在建
8	云浮西江大桥	738	混凝土门型塔	PPWS2X556	钢箱梁	在建

4.1 虎门二桥

虎门二桥是珠三角七条过江通道之一,其中坭洲水道桥采用主跨1688m双跨吊悬索桥,大沙水道桥采用主跨1200m单跨吊悬索桥。在设计和建造过程中采用了多项关键技术,包括:(1)1960MPa国产盘条高强钢丝主缆索股技术研究;(2)全面集成主动式防腐系统;(3)合理结构体系及关键装置研发;(4)良好抗风稳定性的整体式钢箱梁;(5)复合地连墙锚碇基础技术;(6)可更换多股成品索预应力锚固系统;(7)高效平稳安全的钢箱梁检查车;(8)BIM建养一体化应用。这一系列创新技术将对其他千米级大跨径悬索桥设计具有较好的指导作用。



图12 虎门二桥全桥效果图

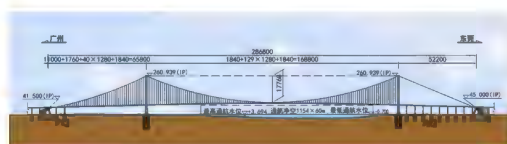


图13 坭洲大桥桥型布置图



图14 大沙大桥桥型布置图

4.2 云浮西江大桥

云浮西江大桥是汕湛高速跨越西江的特大桥,采用主跨738m双跨吊悬索桥。创新性采用通道锚方案,解决主缆偏角问题,减少挖方15万方,最大限度减少环境破坏;钢箱梁正交异性桥面板采用U肋内焊技术,显著改善疲劳性能。



图15 云浮西江大桥效果图

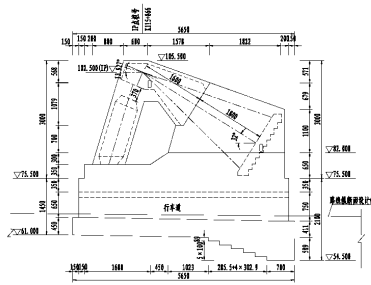


图16 通道锚布置图

5 拱桥发展

拱既是结构又是建筑,伴随桥梁景观要求的提升,广东陆续建成多座大跨径拱桥,典型桥梁包括主跨360m的丫髻沙大桥、主跨428m的广州新光大桥、主跨300m的佛山东平大桥、主跨308m凤凰三桥和主跨400m横琴二桥。广东历年修建或正在设计施工的拱桥见表4。

表4 广东已建和在建的主要大跨径拱桥一览表

序号	桥梁名称	主跨跨径(m)	拱肋型式	建成年份
1	广州解放大桥	83.6	钢管混凝土	1994
2	南海三山溪大桥	200	钢管混凝土桁架	1995
3	广州丫髻沙大桥	360	钢管混凝土桁架	2000
4	东莞水道大桥	280	钢管混凝土桁架	2006
5	广州新光大桥	428	钢桁拱	2006
6	佛山东平桥	300	钢桁拱	2006
7	横琴二桥	400	钢桁拱	2015
8	凤凰三桥	308	钢箱拱	2017

5.1 凤凰三桥

广州市南沙区凤凰三桥为(40+61+308+61+40)m的中承式系杆斜拉钢混组合拱桥。主拱采用矢跨比为1/4.5,拱轴系数为 $m=1.25$ 的悬链线箱形拱肋。拱肋向内以1:5的斜率倾斜,构成提篮式拱。设计创新之一是根据不同结构部位需求选用不同的材料,大量采用组合结构和混合结构。主拱采用混合结构,桥面以下拱肋采用钢筋混凝土箱型结构,以利船撞和防腐,桥面以上拱肋采用钢箱结构,以利减轻自重并有利于施工。边跨主梁为PC结构,中跨主梁为钢混组合结构。设计创新之二是钢箱拱肋采用整体提升方案,探索了一种

沿海台风软基地区拱桥施工新工艺,提高了该地区拱桥的竞争力,实现了施工工厂化、大型化、机械化的的架拱新工艺。



图17 凤凰三桥效果图

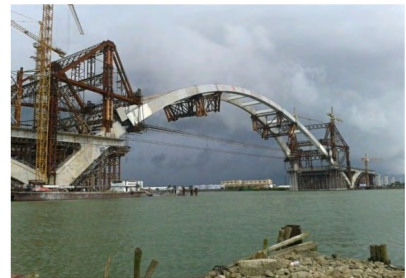


图18 拱肋整体提升施工图

5.2 横琴二桥

珠海横琴二桥桥跨布置为(100+400+100)m,为国内最大跨度的公路钢桁拱桥。主桥桁宽36m。拱肋下弦矢高90m,拱顶处上、下弦桁高7m,边墩处桁高11m;拱肋上、下弦均采用箱形变截面;拱肋采用整体式节点,杆件采用栓焊组合结构形式。项目的创新之处在于:(1)采用钢混结合的端门式墩构造,缩短了桥梁的边跨,消除了边支座的负反力,使主桥全部位于直线上,与引桥的过渡更加顺畅,具有良好的经济性,桥梁景观造型更加突出;(2)主墩采用粘滞性阻尼器、边墩采用E型钢阻尼器的新型抗震约束体系,有效地提高了桥梁的抗震性能;(3)国内首次提出冷喷锌防腐涂装体系,解决了钢结构桥梁的长效防腐问题;(4)研发了带临时锁定装置的大吨位纵向活动支座,国内首次实现了大跨拱桥无系杆施工,保证了施工期间的通航要求。



图19 横琴二桥效果图

6 桥梁技术创新与展望

近年伴随珠江口通道和山区高速公路建设,广东桥梁持续发展新技术、新材料、新结构和新工法。

6.1 新技术

以虎门二桥为代表,BIM技术在特大型桥梁在建设过程中开始应用。但国内现在BIM多侧重于工程可视化管理,结构工程界面冲突问题,尚处于发展的初级阶段,BIM技术的实现手段多样,后续兼容性和可持续扩展性尚值得关注,因此宜及早形成交通行业技术标准。研究复合地连墙锚碇基础技术,揭示地连墙-锚碇协同工作机理,探讨复合锚碇基础承载能力演化规律和计算方法,复合锚碇基础技术发展成熟后可显著降低工程造价。深中通道悬索桥的水中锚碇基础的锚室防水也是值得深入研究的问题。

6.2 新材料与新结构

为解决正交异性钢桥面板铺装的疲劳问题,引进和发展了超高性能混凝土(Ultra-High Performance Concrete),简称UHPC,系指具有超高强度、超高韧性、低孔隙率超长耐久性的水泥基复合材料的统称。UHPC材料表现出极好的力学性能:首先,UHPC材料具有非常高的强度(大于150Mpa)和良好弯拉性能(超过20Mpa);其次,具有良好耐久性;第三,超高的抗断裂性能、韧性和延性性能;第四,混凝土具有自修复功能。UHPC应用之一是钢桥面铺装的STC结构,可显著减少钢结构应力幅值,有效解决钢桥面铺装、钢桥面疲劳开裂两大难题。STC钢桥面铺装自2011年在马房桥探索应用至今效果良好,相应编制了地方技术规程,并在碧石大桥等15座大桥钢桥面铺装中成功应用(2016年座数),技术日益成熟。UHPC应用之二是大跨单向预应力箱梁桥,从根源上解决大跨PC梁桥开裂下挠的病害。材料与结构优势互补,实现技术效果的整体提升。UHPC公路箱梁桥即将在中国广东落地,正在设计省道S114跨线桥,为(30+50+30)m等截面单向预应力UHPC连续箱梁;正在设计的广东英德北江四桥大站岸跨河堤引桥102米等截面单向预应力UHPC简支梁;已经

完成施工图设计的广东清远市清新区龙颈镇三洲坝桥5孔30米采用UHPC双工字梁单独预制,简支安装(不配预应力筋),现浇普通混凝土桥面板;UHPC梁每平方米重量为普通预应力混凝土梁的40%~50%,显著改善结构受力性能,将为我国UHPC桥梁的发展积累经验。

6.3 新工艺

为解决正交异性钢桥面板的疲劳问题,国内发展了U肋内焊技术。可基本消除U肋内侧疲劳源;显著降低焊根和焊趾应力幅值。从而有效解决正交异性钢桥面板关键位置的疲劳问题。预计2017年底通车的武汉沌口长江大桥以及正在施工的广东云浮西江大桥采用了此项技术,可以预见,将会有越来越多的大跨径钢桥运用这项新技术。

为解决港珠澳大桥工程大型化、工厂化、标准化和装配化技术要求问题,发展全预制墩身和快速连接技术。为解决虎门二桥桥塔钢筋部品连接问题,发展了钢筋锥套索紧接头技术。相关技术显著提升工程质量和工作效率。

为解决超长摩擦桩施工风险及不经济问题,从工民建系统引入的挤扩支盘桩在广东潮汕环线高速公路桥梁上进行试桩,结果表明相对于常规摩擦桩而言,挤扩支盘桩的极限承载力和沉降变形都比较优越,可以缩短桩长节省造价,目前正在部分桥梁桩基上应用。

进入21世纪,广东公路桥梁正砥砺前行,将在设计、施工和管理中不断创新,继续为我国成为桥梁强国做出贡献。

参考文献

- [1] 苏善根,鲍卫刚,斜拉桥设计指南,国外公路,1993(1)。
- [2] 张喜刚等,虎门二桥工程关键技术,第二十二届全国桥梁学术会议论文集,2016。
- [3] 梁立农等,广州南沙凤凰三桥方案竞赛与创新,第二十二届全国桥梁学术会议论文集,2016。
- [4] 瞿国钊,大跨度钢桁拱桥的创新设计,铁道工程学报,2016(12)。
- [5] 李斌,波形钢腹板连续梁桥设计和施工相关问题探讨,广东公路交通,2017(1)。

山区高墩大跨径连续刚构桥设计要点

黄森华¹,何海¹,吴海平¹

(1. 广东省交通规划设计研究院股份有限公司, 广州 510507)

摘要: 本文以国道G323线乳源上围至沙坪段改建工程为例, 针对设计中遇到特殊地形地貌、跨越省道、谷底及河流等受限因素, 关于主引桥跨布置、桥型方案作简要介绍, 主要针对本项目中一座(75+135+75)m高墩大跨径连续刚构设计中的要点展开论述。

关键词: 桥梁工程; 高墩大跨径; 连续刚构; 预拱度; 第一类稳定分析

1 引言

山区地形大多呈“V”字形, 地形起伏较大, 为了跨越山谷深沟, 连续刚构桥作为较经济的大跨径桥梁结构形式, 在山区的桥梁设计中常常被采用。

2 工程实例

本项目桥位地处高陡丘陵, 跨越大潭河(大潭河两侧山高谷深, 谷深约100m), 省道S258线及溪流, 地势起伏较大, 主要分布溶蚀灰岩及灌木、乔木等。桥位区地面标高约160.0~270.0m。10#主墩的位置选择与山体受冲刷有关, 尽可能选择距河流冲刷掏空山体位置较远处, 而9#主墩的位置无受限因素。在保证8#过渡墩不处于现状地形的最低点, 同时更好跨越省道S258, 并保证主墩墩高尽可能接近。将桥跨布置选定为(75+135+75)m预应力砼连续刚构箱梁, 边中跨比为0.555。左引桥由于墩高较大, 选用了40m跨筒支转墩梁固结的T梁设计, 下部采用了薄壁墩、群桩基础的形式。

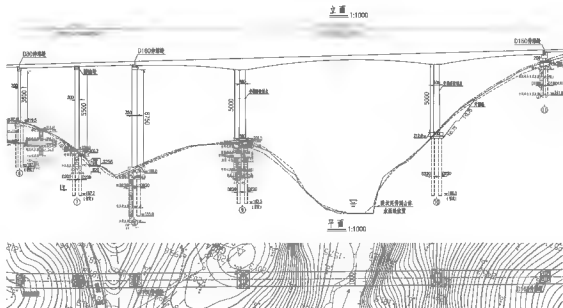


图1 桥型布置图(单位:cm)



图2 主桥桥址位置图

2.1 上部结构设计

早期箱梁根部梁高一般为跨径的1/18~1/20, 实践证明, 适当增加梁高, 可增加主梁刚度, 改善主梁的应力状况。因此, 近期设计的连续刚构箱梁根部截面的高跨比取1/16~1/18, 跨中截面的高跨比取1/35~1/50。梁底变高曲线宜选用2次抛物线(幂数太高则可能影响到主梁的刚度), 主拉应力的改善可以通过其他措施进行改善。通过降低抛物线幂级数来改善主梁应力, 其作用是相当有限的^[1-2]。

本项目主梁截面形式为变高度、直腹板单箱单室截面。主梁顶板宽10m, 两侧悬臂翼缘板各宽2m。

主梁根部梁高 $H_{\text{根}} = 8\text{m}$, 跨中及边跨端部梁高 $H_{\text{中}} = 3.3\text{m}$, $H_{\text{根}}/L = 1/16.875$, $H_{\text{中}}/L = 1/40.9$ 。主梁梁高变化采用2次抛物线, 变化范围为悬浇段末端至墩身外侧处, 梁高变化方程为 $H(m) = \frac{4.7}{64.5^2}x^2 + 3.3$, 梁高H为箱梁中心处高度。

主梁腹板厚度0#块采用80cm; 1#至9#梁段采

用65cm,10#梁段为过渡段;11至13#梁段采用55cm,14#梁段为过渡段;15#至16#梁段采用45cm,17#梁段采用45cm,梁端6.8m现浇段腹板厚采用45~65cm。

主梁底板厚度变化采用2次抛物线,由主梁根部110cm渐变到跨中30cm,底板厚度变化方程为 $d(m) = \frac{0.8}{64.5^2}x^2 + 0.3$;主梁顶板厚0#块采用50cm,其余均采用28cm。主梁横坡由腹板高度调整,底板保持水平,顶板横向设置2%的横坡。

托架上现浇0#、1#块总长为12m,悬臂梁段长度分为3.5m和4.5m两种,边跨合拢和中跨合拢梁段长度均为2.0m,边跨现浇段长度为6.35m。

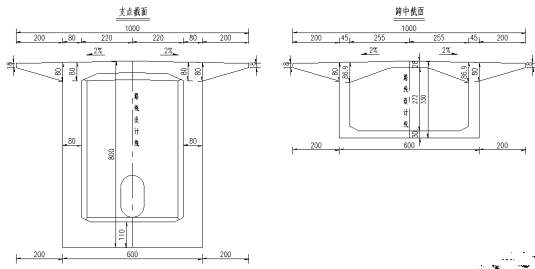


图3 主梁标准横断面(单位:cm)

2.2 下部结构设计

9#、10#主墩墩高为50m。主墩采用薄壁空心墩,墩身采用单箱单室截面,纵桥向宽4.0~5.0m,对应壁厚为0.6~1.1m,横桥向宽与上部箱梁箱宽相同为6.0m,对应壁厚为0.8~1.8m。承台平面尺寸为12.4×8.0m,厚为4.0m。主墩基础采用6根220cm钻孔灌注桩,采用嵌岩桩设计。

由于10#主墩位置处地形陡峭,若采用顺桥向双肢柱形式,则承台的尺寸需增大,为减少此陡峭地形带来设计及施工的难度,本项目采用了单肢墩情况(单肢桥墩强度、稳定验算均满足规范要求)。若不受山区陡峭地形的限值,选择双肢墩的形式为更优的桥墩方案^[3]。

2.3 山区高墩桥梁检查养护实现方式

由于8#过渡墩位置处墩高达到了67.5m,按照常规设计中梁底设置检查孔的方式并不适用。因此本桥设计在端横梁中心预留检查孔,加大过渡墩盖梁顺桥向、横桥向的宽度,预留及设置主梁横桥向人行梯道来实现山区高墩桥梁检查养护,并相应加强该处托梁的厚度及配筋设计。

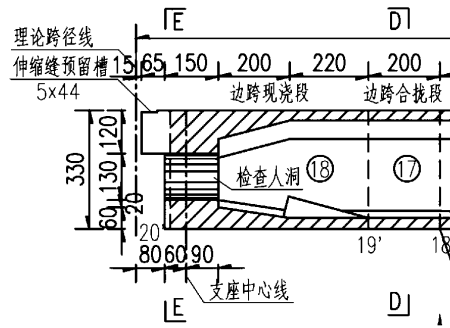


图4 端部预留检查孔及端部加强处理

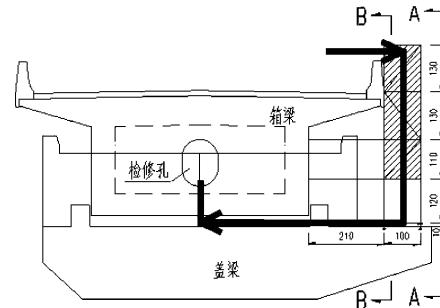


图5 端部预留检查孔梯道

3 设计计算要点

3.1 有限元分析模型

纵向静力计算按平面杆系理论,采用midas Civil建立全桥空间有限元模型,主梁、桥墩和桩基础均采用三维梁单元,主墩约束为墩梁固结、过渡墩处采用盆式橡胶支座;采用表征土介质弹性值的m参数计算的等代土弹簧刚度模拟桩土作用,桩底固结。

对主梁进行计算时,关注主梁的竖向承载力、应力及挠度等验算,因此过渡墩处采用梁底纵向活动的盆式支座刚度来模拟。而关注桥墩等下部计算时,则顺、横桥向的风荷载效应明显,并且两个过渡墩处的串联刚度差异明显,对应分别建立过渡墩单元。因此对上、下部,针对不同验算对象分别建立不同的等效模型。

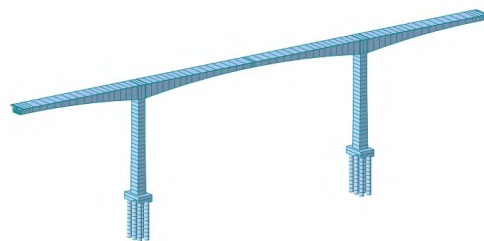


图6 结构计算简图(计算上部主梁)

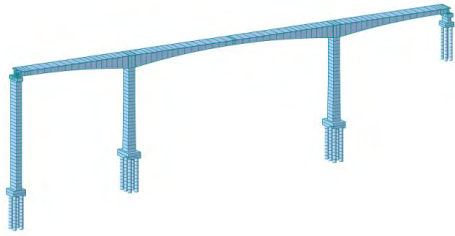


图7 结构计算简图(计算下部结构)

3.2 验算荷载组合

(1)进行荷载组合时,均匀温度和梯度温度应该归并为一类,统一为温度作用,荷载作用分项系数的取值时应特别注意不是两种可变作用,而是一种可变作用。

(2)顺、横桥向风荷载分开来单独计算,即考虑顺桥向风荷载时不考虑横桥向风荷载,考虑横桥向风荷载时不考虑顺桥向风荷载。

3.3 中跨合拢顶推力确定

体系温度是双向的(升温、降温),但混凝土收缩、徐变是单向的,因此边主墩的弯矩包络图一侧大一侧小,给边主墩的设计带来许多问题。在各种因素中,混凝土的收缩、徐变影响大,其值也是不确定的。为了改善边主墩的受力,并兼顾到上述的不确定性,在跨中合拢混凝土浇筑前,于合拢处置千斤顶向主墩侧施以推力,具体数值根据合拢时气温调整。此值大约可抵消混凝土收缩、徐变作用的50%。

3.4 上、下部结构设计要点

(1)合理控制结构的预应力度

《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG D62-2004)在安全度的控制方面比《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTJ023-85)要求高,按规范JTG D62-2004设计的桥梁跨中底板混凝土的压应力储备不宜过大,在最不利荷载组合下,压应力宜控制在1~1.5MPa^[4-5]。

本桥设计中,短期组合下,中跨主梁压应力最小储备为1.8MPa,边跨主梁压应力最小储备为1.4MPa。

(2)位移验算

《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG D62-2004)第(6.5.3)条,受弯构件按荷

载短期效应组合计算的长期挠度,在消除结构自重产生的长期挠度后,梁式桥主梁的最大挠度处不应超过计算跨度的1/600。

恒载挠度并不表征结构的刚度特性,它不难通过施工预设的反向挠度或称预拱度来加以抵消,使竣工后桥梁达到理想的线形;伴随着活载产生的活载挠度,使梁引起反复变形,变形的幅度(及挠度)越大,可能产生的冲击和振动作用也越强烈,对行车的影响越大。因此,桥梁设计中就需要通过验算活载挠度来体现结构的刚度特性。

(3)预拱度设置

混凝土的收缩徐变对挠度的影响较大,而根据目前的理论,较难准确计算,因此适当加大跨中预拱度,以抵消箱梁的后期下挠^[6]。

施工阶段恒载、预应力、混凝土的收缩徐变、施工荷载产生的挠度以及二期恒载参数的挠度可以通过施工中的立模标高来调整。《公路斜拉桥设计细则》(JTG/T D65-01-2007)规定,主梁成桥预拱度宜取不小于主梁的混凝土收缩徐变的竖向挠度和1/2汽车荷载产生的竖向挠度之和,并拟合成平顺曲线。

施工中箱梁的立模标高可按公式计算:

$$H_{mi} = H_{1i} + H_{2i} + H_{3i}。$$

式中: H_{mi} —第*i*梁段的立模标高;

H_{1i} —第*i*梁段的设计标高(取换算至立模控制点的设计高程);

H_{2i} —第*i*梁段的设计预拱度值。由施工阶段恒载、预应力、混凝土的收缩徐变、施工荷载产生的挠度以及二期恒载、运营阶段1/2最大活载挠度组成,并计入混凝土的长期收缩、徐变引起的预抬高值。 H_{2i} 从第*i*梁段的设计标高控制点起算;

H_{3i} —考虑施工中温度、挂篮的弹性变形及施工误差等因素影响的修正值,施工中通过实际观测确定。

(4)桥墩和桩基斜截面抗剪承载力验算

《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG D62-2004)仅给出受弯构件的斜截面抗剪承载力的计算,对于偏心受压、受拉构件这部分的计算并未提及。本桥设计中,参考《混凝土结构设计规范》GB50010 2010(2015年版),对桥墩和

桩基进行了相应的抗剪承载力验算。

3.5 桥墩第一类稳定分析

(1)最大单悬臂状态稳定分析

对最大单悬臂状态进行屈曲分析,屈曲第一模态为一阶侧弯屈曲,稳定系数为15.0。

《公路斜拉桥设计细则》(JTG/T D65-01-2007)第(6.2.9)条,斜拉桥结构体系的第一类稳定,即弹性屈曲的结构稳定安全系数应不小于4.0。目前规范中仅有此处对第一类稳定分析的稳定安全系数作相应的规定。

主墩按偏心受压构件计算时,根据纵桥向、横桥向约束方式的不同,根据屈曲稳定分析,再根据欧拉公式反算桥墩计算长度 $l_0 = \mu \sqrt{EI/P_c}$ 。计算得到桥墩顺桥向和横桥向的计算长度系数分别为2.48和2.15^[7-10]。

因此,最大单悬臂状态桥墩的计算长度系数取为2.0(按照一端固定,一端自由的约束)。

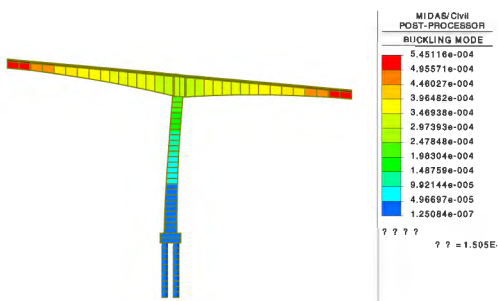


图8 一阶失稳模态:顺桥向侧弯,临界系数为15.0

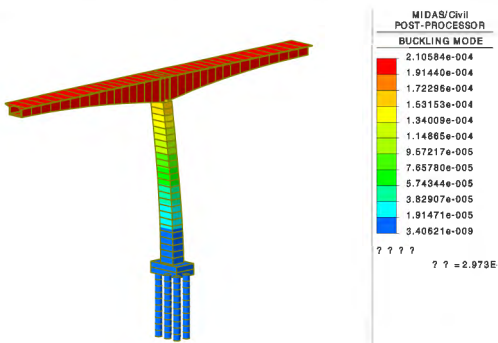


图9 二阶失稳模态:横桥向侧弯,临界系数为29.73

(2)成桥状态稳定分析

成桥阶段,对全桥进行屈曲分析,计算得到的一阶失稳模态为主梁正对称侧弯,稳定系数为36.13。

计算得到成桥阶段桥墩顺桥向和横桥向的计算长度系数分别为1.45和1.83。

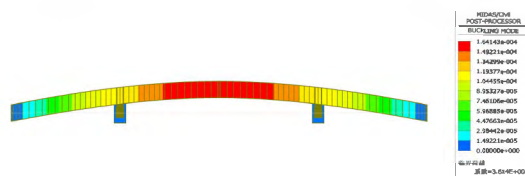


图10 一阶失稳模态:横桥正对称侧弯,临界系数为36.14



图11 二阶失稳模态:顺桥反对称竖弯,临界系数为38.39

3.6 桥墩下部最不利验算工况

经分析,桥墩下部最不利工况为最大单悬臂控制设计,如下分别列出本桥设计中最不利的荷载、荷载组合及验算结论,并在设计图中进一步明确注意事项,以保证结构的安全。

1)最不利荷载

本桥主桥上部箱梁采用平衡悬臂浇筑施工,最大悬臂施工长度为66.5m,设计时从可能出现的最不利受力图示出发,对最大单悬臂状态的施工荷载作如下考虑:

①主梁不均匀恒载:左右侧恒载采用5%的不均匀系数,左侧容重系数为97.5%,右侧容重系数为102.5%;

②挂篮现浇块件及施工机具的动力系数,一端采用1.2,另一端采用0.8,挂篮重按850KN考虑;

③挂篮坠落荷载,相当于在悬臂端施加一反向的突加荷载,即一端采用2.0,另一端为0,挂篮重保持不变;

④最后一个悬臂浇筑梁段不同步施工,一端空载,一端取30%梁段重(近似于已浇筑完底板);

⑤为便于施工,施工单位要求在梁体上堆放一些工具材料,计算时取一端悬臂作用有8.5kN/m均布荷载,并在其端头有200kN集中力,另一端悬臂空载;

⑥不对称风荷载提升力:按照《公路桥梁抗风设计规范》(JTG/T D60-01-2004)中第4.5.1条取值;

⑦纵向风荷载:按照《公路桥梁抗风设计规

范》(JTG/T D60-01-2004)中第4.4.1条取值。

2) 最不利荷载组合

(1) 当挂篮正常工作时(纵风, 大风不利工况, 应停止施工)

工况1: 施工荷载(①+②+④+⑤);

工况2: 施工荷载(①+⑤)+风载(⑥+⑦)。

(2) 当挂篮突然坠落时(纵风)

工况3: 施工荷载(①+③+⑤)+风载(⑥+⑦)。

3) 最不利验算结论

(1) 在挂篮坠落荷载作用下, 主梁、柱和桩的验算不满足, 因此施工过程中要采取压重和后锚等多种安全措施来确保挂篮不会坠落。

(2) 除挂篮坠落荷载外, 在各种不对称荷载的不利组合下, 主梁、柱和桩的应力均小于容许值。说明设计的桥梁具有较强的抗风能力。

(3) 在不对称荷载作用下, 桩、混凝土出现开裂, 因此在施工过程中, 应尽量对称施工, 严格控制箱梁自重, 大风天气停止施工。

4 结语

本文结合工程实例, 在完成本桥设计中, 收集及借鉴国内最近同类型桥梁设计中的成功经验,

并严格结合规范对本桥进行相关的验算, 以实现结构的安全。

参考文献

[1] 彭元诚 方秦汉 李黎. 超高墩连续刚构桥设计中的关键技术[J]. 桥梁建设, 2006.

[2] 冯鹏程. 连续刚构桥设计关键技术问题的探讨[J]. 桥梁建设, 2009.

[3] 李黎 廖萍 龙晓鸿 彭元诚. 薄壁高墩大跨度连续刚构桥的非线性稳定分析[J]. 工程力学, 2005.

[4] 伍波 杨家玉 石永燕 张峰. 大跨径连续刚构桥的常见病害与设计对策[J]. 公路交通科技, 2005.

[5] 王法武 石雪飞. 大跨径预应力混凝土梁桥长期挠度控制研究[J]. 公路, 2006.

[6] 何海. 关于富湾大桥(连续刚构)设计几个问题的探讨[J]. 公路, 2008.

[7] 彭元诚. 龙潭河特大桥静力稳定性及风致抖振时域分析. 华中科技大学博士学位论文, 2006.

[8] 王振阳 赵煜 徐兴. 高墩大跨径桥梁稳定性[J]. 长安大学学报(自然科学版), 2003.

[9] 郭梅. 高墩大跨连续刚构桥稳定性分析[J]. 西安公路交通大学学报, 1999.

[10] 李国豪. 桥梁结构稳定与振动[M]. 北京: 中国铁道出版社, 1996.

宽幅多跨变截面连续梁旧桥病害分析及加固设计

王 同

(广东省交通规划设计研究院股份有限公司,广州 510507)

摘 要:以某旧桥加固项目为背景,结合有限元分析软件,对大跨径宽幅连续箱梁常出现的腹板斜向裂缝、底板纵向裂缝及顶板纵向裂缝等病害原因进行了详细的计算分析及总结;对于多跨变截面连续梁采用了创新的体外预应力布置,即达到了改善主拉应力的效果,又提高了跨中下缘压应力储备及跨中承载能力,可为类似旧桥加固桥梁借鉴。

关键字:宽幅多跨;连续梁;加固;体外预应力

1 结构概述

某旧桥主桥上部结构为 $86\text{m}+4\times 136\text{m}+86\text{m}=716\text{m}$ 六孔预应力大悬臂连续箱梁,项目于2001年8月建成通车。主桥箱梁采用单箱单室大悬臂直腹式箱梁,箱宽10m,桥宽22m,单侧悬臂宽6m。中支承断面梁高8m(与跨径比值1/17),跨中及边跨支架现浇梁段梁高3m(与跨径比值1/45.3)。桥面板横坡与桥面横坡一致,均为1.5%,底板横向保持水平。箱梁底缘按二次抛物线变化。腹板厚度采用75cm,65cm,50cm三种;底板厚度从支点根部100cm变化到跨中30cm;顶板厚度悬臂端沿横向由20cm变化到90cm,箱内沿横向由90cm变化到25cm。桥型布置图见图1。

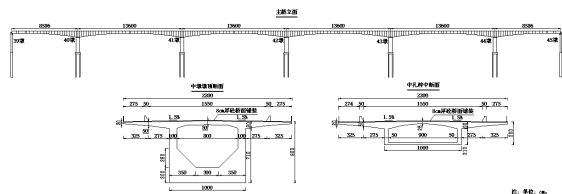


图1 桥型布置图(单位:cm)

2 主要病害及病害成因分析

2.1 腹板斜向裂缝

1 病害情况:主桥箱梁主要的病害是 $L/4 \sim 3L/4$ 区域腹板存在大量斜向裂缝,箱内比箱外更为严重,表现为内侧更多,宽度更大。箱梁内腹板裂缝最大宽度 $\delta=0.30\text{mm}$,箱梁外腹板裂缝最大宽度 $\delta=0.16\text{mm}$,腹板裂缝中间宽两端窄。箱梁腹板斜向裂缝沿跨中左右两侧对称分布,与水平夹角为 $15^\circ \sim 50^\circ$ 。



图2 箱外腹板3/8跨处斜向裂缝



图3 箱外左腹板3/8跨处斜向裂缝

2 病害成因分析:为探究斜裂缝产生原因,通过 Midas Civil 2013 建立全桥梁单元有限元模型,主梁按实际截面尺寸模拟,将桥梁按照空间实用理论转化为平面杆系单元,结构离散如图4所示。考虑冲刷河床下切的影响,桩基自由长度取实际值。模型中主梁与桥墩采用弹性连接,承台与群桩通过刚性连接中的主从节点来模拟两者之间的相互关系。



图4 midas全桥有限元模型

结合旧桥可能出现的情况,对比计算了竖向预应力损失等多种工况下旧桥斜裂缝开展较多位置的主拉应力值,如下表1所示。

表1 多工况短期组合下主桥主拉应力值

计算工况		3L/8处最大主拉应力(MPa)
竖向预应力损失	0	0.6
	50%	1.3
	100%	2.0
活载超载 50%		0.9
竖向预应力不损失	截面刚度削弱 10%	0.7
	纵向预应力损失 10%	0.8
	纵向预应力损失 20%	1.0

由对比分析可知,当考虑竖向预应力钢筋损失 100%,按04规范计算斜向开裂区域最大主拉应力为 2.0MPa,超过规范限值,主拉应力图如图 5 所示。根据桥梁竣工资料,本桥竖向预应力采用 D32 精轧螺纹钢。目前精轧螺纹钢锚固体系工艺难以达到设计要求,且斜向开裂区梁高亦较小,竖向预应力损失可能性较大,由此可推断竖向预应力损失为本桥裂缝产生的主要原因。同时,宽幅箱梁的畸变效应、车辆荷载超载作用、截面开裂后刚度折减以及纵向预应力损失等对裂缝的产生均有一定影响。

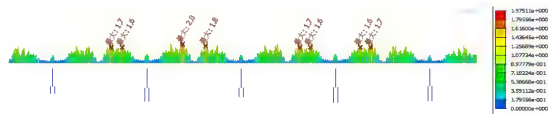


图5 竖向预应力较原设计损失 100%-短期效应组合主拉应力(单位:MPa)

2.2 翼缘板纵向裂缝及底板纵向裂缝

1 病害情况:全桥翼缘板存在大量纵向裂缝,主要位于翼缘板根部,大部分裂缝宽度 $\delta=0.06\text{mm} \sim 0.15\text{mm}$,个别伴随渗水结晶。箱梁底板存在大量纵向裂缝,主要位于底板纵向预应力筋附近,裂缝宽度 $\delta=0.06\text{mm} \sim 0.15\text{mm}$ 。



图6 41#孔箱梁底板纵裂



图7 40#跨7/8跨处右侧翼板裂缝分布情况

2 病害成因分析:为分析箱梁底板在钢束径向力作用及箱梁顶板下缘在横向预应力作用下产生的较大拉应力,取 11#~19#节段建立 ANSYS 实体有限元模型,按实际桥梁结构纵向、竖向和横向预应力钢束布置,通过约束方程建立预应力筋与混凝土的相互作用关系。为提高计算精度,网格全部按六面体单元来划分。

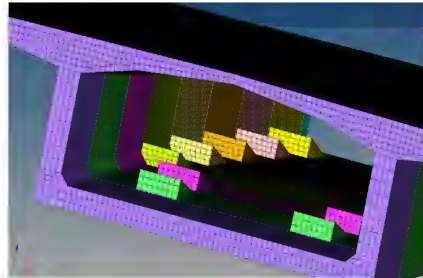


图8 实体有限元模型

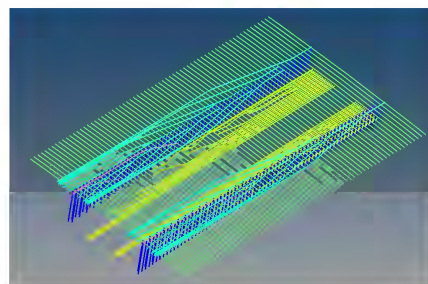


图9 实体有限元模型中预应力

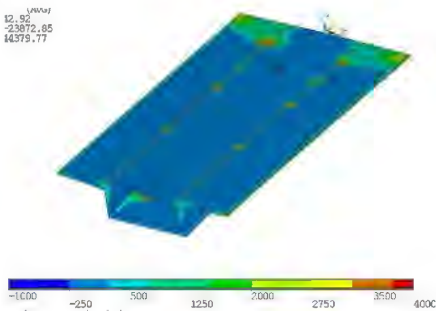


图10 实体有限元模型全视图主拉应力

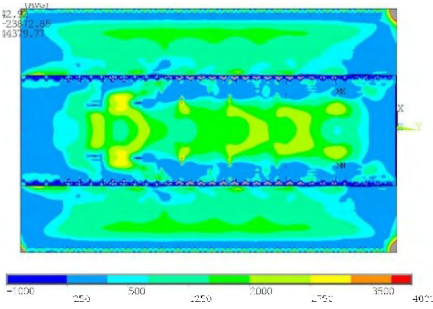


图11 实体有限元模型仰视图主拉应力(单位:KPa)

由计算分析可知,在恒载(包括钢束)作用下,实体有限元分析模型中主拉应力如图10-图11所示,箱梁底板中部和翼缘板下缘主拉应力水平较高,箱梁底板中部主拉应力达到2.7MPa,翼缘板下缘主拉应力为1.3~2MPa,与裂缝集中出现位置基本相符。在底板纵向钢束作用下,箱梁底板由于钢束径向力作用而产生较大的拉应力;在横向箱梁由于顶板横向钢束偏心作用,翼缘下缘会产生一定的拉应力。由此可知,钢束箱梁底板中部和翼缘下侧裂缝的成因分别主要与纵向钢束径向力和横向钢束偏心设置有关。

另结合横向框架实体有限元模型分析可知,在箱室内外温度差作用下,箱梁室内顶板及室外底板以及腹板内侧均易产生拉应力,箱室内外温度差是箱室内部顶板纵向裂缝、底板纵向裂缝开展的影响因素之一;在温度竖向梯度作用下,翼缘板下缘靠近腹板位置,易产生拉应力,是翼缘板下缘纵向裂缝开展的影响因素之一。

3 加固措施

3.1 腹板斜向裂缝

鉴于主梁腹板裂缝开展较多,为改善主梁主拉应力,抑制腹板裂缝发展,防止桥梁技术状况继续恶化,适当改善桥面线形,并抑制主桥主梁跨中下挠,确保运营安全,对该桥主桥采取箱室内增设纵向体外预应力束以及腹板内外侧粘贴钢板提高其承载能力的加固措施。

本桥为多跨连续梁,结合旧桥病害及自身运营状况,在箱梁两侧腹板附近各布置2束15Φ15.2钢束,体外束线形如下图所示。本桥体外束采用了较为创新的布置形式,即在跨中位置交叉布置,钢束下弯段覆盖14#~17#节段,临近两孔分别底板

新增齿块锚固,这样的体外束布具有以下优点:



图12 边跨体外束布置图

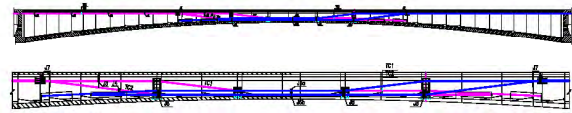


图13 中跨体外束布置图

- 1、采用多束分开锚固在靠近腹板的底板位置,减小预应力集中锚固时齿块和转向块的内力;
- 2、因本桥墩顶上缘压应力较大,将体外束分别锚固在两孔底板,避免在墩顶横隔板处交错锚固,减小了墩顶上缘的压应力增量;
- 3、体外束下弯段位置覆盖了斜裂缝较多的14#~17#节段,提供了额外剪力,改善其主拉应力状态;
- 4、体外束在中跨跨中底缘交错,增加了主跨跨中下缘压应力储备,提高了跨中抗弯承载能力,有效地控制后期梁体跨中下挠病害的发生。
- 5、采用临近两孔底板分别锚固,有效控制了体外预应力长度在160~200m范围内,减少了体外预应力锚固个数及。
- 6、结合体外束转向及锚固处内力,锚固齿块采用砼结构,转向块采用钢结构,即满足了结构受力需要,又减小了附加重量。

加固前后主梁关键截面内力及应力对比分别如下表2及图14~图15所示。

表2 加固前、后关键截面弯矩对比表

状态	中跨跨中弯矩			边跨跨中弯矩		
	r*Mj (kN*m)	Mu (kN*m)	K 安全系数	r*Mj (kN*m)	Mu (kN*m)	K 安全系数
原设计	322426	341435	1.06	192618	218748	1.14
加固后	328675	384367	1.17	194651	269862	1.39

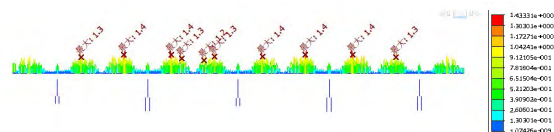


图14 加固后短期效应组合主拉应力
(竖向预应力较原设计损失100%)(单位:MPa)

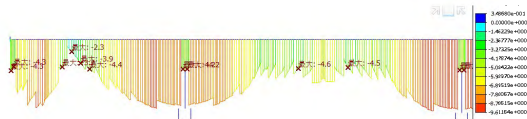


图15 加固后持久状况下跨中下缘最大压应力
(单位:MPa)

计算结果表明:采用体外束对该桥加固后,主跨跨中截面抗弯承载能力较加固前提高了11%,跨中下缘较加固前增加3.2MPa的压应力储备,主桥结构受力将得到明显改善;加固后跨中最大可上挠9.7mm,对裂缝开展较多节段较加固前主拉应力可减少0.6MPa,有效抑制主梁继续下挠和裂缝开展。

3.2 翼缘板纵向裂缝及底板纵向裂缝

1、主梁翼缘板底面纵向裂缝主要因横向预应力作用下法向应力超限所致,裂缝已经在预应力张拉的初期开展,应力得到释放,而其承载能力富裕度较大,裂缝趋于稳定之后不会继续开展,而顶板底面纵向裂缝已有部分采用了封闭裂缝法修补,修补后的裂缝未有开展,以上区域只需采用耐久性加固方法,采用裂缝修补胶封闭裂缝。

2、对于梁底面纵向裂缝,裂缝开展范围较大,主要原因是由于纵向预应力钢束径向力所致,所以都与钢束位置对应,对于纵向预应力钢束的耐久性影响较大,在持续的径向力作用下,仍有继续开展的可能,除了采用耐久性加固方法封闭裂缝之外,辅以与裂缝垂直方向粘贴的碳纤维布,可以起到抑制裂缝继续产生的作用。

4 结论

1)结合有限元分析软件,对大跨径宽幅连续箱梁常出现的腹板斜向裂缝、底板纵向裂缝及顶板纵向裂缝等病害原因进行了详细的计算分析及总结,可为旧桥加固提供依据。并可用于指导新建桥梁的设计,适当优化预应力钢束布置及普通钢筋的加强,避免出现类似的病害。

2)对于多跨连续箱梁,采用创新的体外预应力布置,即达到了改善主拉应力的效果,又达到了提高跨中下缘压应力储备及承载能力,可为类似桥型加固借鉴;

3)结合计算分析,采用针对性的粘贴钢板或碳纤维布等加固措施有效控制了旧桥裂缝进一步开展,达到了加固效果。

参考文献

- [1]张树仁.桥梁病害诊断与加固设计.人民交通出版社,2013年。
- [2]徐栋.桥梁体外预应力技术.人民交通出版社,2008年。
- [3]林波、刘钊、吕志涛.体外预应力独立矩形齿块锚固区的拉压杆模型及配筋设计.工程力学,第28卷第12期,2011年。
- [4]林波、刘钊.体外预应力角隅矩形齿块锚固区的拉压杆模型及配筋设计.工程力学,第29卷第4期,2012年。
- [5]许威.连续刚构桥体外预应力加固关键技术研究,重庆交通大学硕士学位论文,2013年。

高填方路堤荷载作用下涵洞地基承载力及稳定分析

王景奇¹, 兰南¹, 汪益敏², 冯忠居³, 陈页开², 郝宇萌³, 董芸秀³

(1. 广东省交通规划设计研究院股份有限公司, 广州 510507; 2. 华南理工大学, 广州 510640; 3. 长安大学, 陕西省西安 710064)

摘要: 本文以高填方路堤作用下涵洞和路堤作用研究对象, 采用数值分析其受力、变形、沉降和稳定, 得出涵洞处路基的稳定性高于一般路堤处, 涵洞基底承载力是以沉降控制。以往的设计和计算造成涵洞基底计算应力偏大, 致使工程造价不必要的浪费。

关键词: 高填土路堤; 涵洞; 应力; 稳定性; 基底承载力

1 引言

随着我国高速公路建设的迅猛发展, 高填方路堤下的涵洞的受力、变形、沉降与稳定问题已引起工程技术人员的普遍关注。目前公路高填方路堤涵洞基底设计是基于承载力控制的。而地基承载力的计算式直接基于上部荷载的计算所得, 这样就导致高填方涵洞需要的承载力很高, 例如, 路堤填土高度 20m, 涵洞地基承载力则需要达到 500~600kPa 甚至更高才行, 如此高的地基承载力, 一般的全风化土、强风化岩都比较难达到, 经常需要进行较大深度范围的地基土换填或设置管桩等复合地基进行地基加固, 造成高填方路堤涵洞地基与基础设计过于保守和浪费。

《公路桥涵地基与基础设计规范》JTG D63-2007 规定的第 3.3.1 条, 地基承载力的验算应以修正后的地基承载力容许值 $[f_c]$ 控制。此公式是根据无限体推导所得, 不适用于涵洞基础。而涵洞基础处于三向受力状态, 侧填土对涵洞的承载力提高有很大的帮助作用。在广东省涵洞标准化设计中对此进行了专题研究, 由于目前的技术手段无法得出高填方路堤荷载作用下涵洞基底承载力及稳定性的解析解, 研究采用三维空间程序 ABAQUS 进行数值分析。以下为研究情况的简要介绍。

2 高填方涵洞不同基底涵洞的力学与变形特性分析

2.1 计算参数

以包茂高速公路典型的涵洞设计标准图为分析对象, 主要考虑高填方路堤下的不同涵洞型式以及地基条件对涵洞地基承载力和稳定性的影响开展研究。数值模拟分析时涵洞型式主要考虑了盖板涵、拱涵和圆管涵 3 种类型, 三种结构基础和路基的受力规律相同, 由于篇幅限制, 本文仅列出盖板涵的受力分析情况。

盖板涵的设计参数为: 涵洞净跨径 6.0m, 净高 5.0m, 设计截面图如图 1 所示。

地基条件主要考虑了较好地基和一般地基 2 种地基条件, 计算分析时对应地基的土层参数如下: (1) 较好地基: 地基承载力基本容许值 $[f_{co}] = 280 \text{ kPa}$, 粘聚力 $c = 20 \text{ kPa}$, 内摩擦角 $\varphi = 25^\circ$, 对应于本项目的土层 2, 硬塑性粉质粘土; (2) 一般地基: 地基承载力基本容许值 $[f_{co}] = 150 \text{ kPa}$, 粘聚力 $c = 16 \text{ kPa}$, 内摩擦角 $\varphi = 15^\circ$, 对应于本项目的土层 11-3_1y, 硬塑性粉质粘土;

涵顶填土高度: 计算分析考虑的涵顶填土高度为 20.0 m。

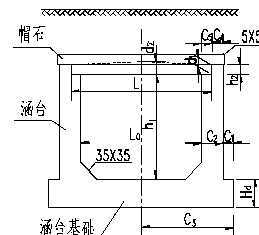


图1 典型盖板涵设计截面图

2.2 计算结果与分析

2.2.1 地基条件为较好土质

(1)土体位移

沿路表面中线竖向位移(U3)变化曲线及土体水平位移(U2)分布如图2和图3所示。

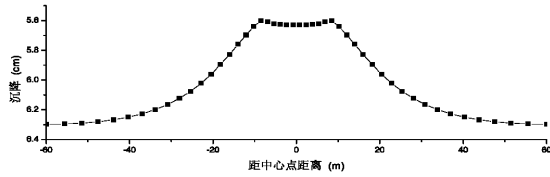


图2 沿路表面中线竖向位移(U3)变化曲线

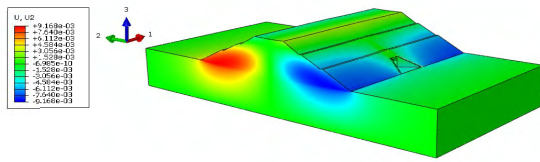


图3 土体水平位移(U2)分布云图

根据计算得到涵洞位置路表沉降值为5.6 cm,一般路堤表面中心沉降值为6.3 cm,路表沉降由涵洞位置向一般路堤位置逐步增大,在路表形成一定的纵坡,产生跳车现象,涵洞顶和一般路堤的沉降差约为0.7cm。

土体的最大水平位移发生在路堤两侧坡脚处,最大水平位移为9.168 mm。

(2)涵洞顶土压力

涵洞位置最大土压力为528.2kPa,涵顶平均土压力为483.9 kPa,一般路堤处土压力值为364.8kPa,则马斯顿效应的涵洞荷载放大系数为1.33。

(3)涵洞结构变形

计算所得涵洞结构水平位移分布如图4所示。

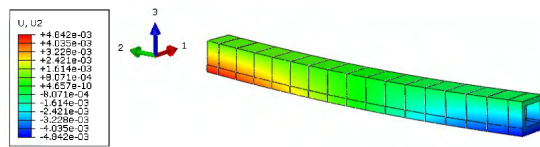


图4 涵洞结构水平位移U2分布云图

涵洞中间最大竖向位移为2.437 cm,两侧沉降值为7.73 mm,涵洞结构沉降差为1.664 cm。涵洞的水平位移较小,最大值为4.842 mm。

(4)稳定性分析

按强度折减法进行稳定性分析,通过涵洞中

心位置横断面的稳定安全系数为2.86,一般路堤横断面的稳定安全系数为2.04。

(5)承载力分析

加载前后的涵洞基底土体的P-S曲线如图5所示。

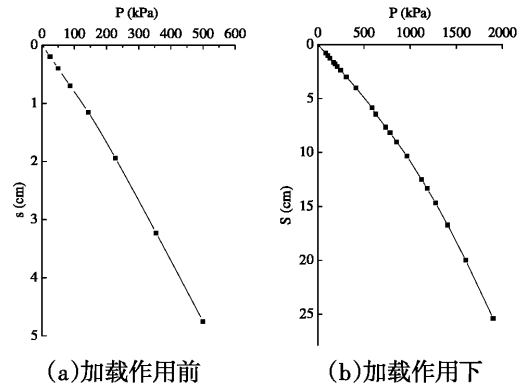


图5 加载前后涵洞底部中心位置地基土体表面压力和沉降关系(P-S)曲线

分析地基土在涵洞和路堤荷载作用下的承载力特性,一般路堤底部中心点处荷载与位移之间基本呈线性关系,说明地基土处于弹性阶段,地基处于安全状态,

在涵洞位置,加载附加的压力,增大地基土的压力,直到地基土体产生塑性屈服或破坏,或者地基产生过大的沉降量,从而获得地基土的承载力特征值。

从P-S曲线可以看出,土体的压力位移曲线呈弱非线性特性,没有明显的拐点,随着荷载的增加,位移逐步增加,但土体始终不会产生整体剪切破坏,地基土体处于稳定状态,

根据规范的要求,涵洞的工后沉降控制值为20 cm,从图6的P-S曲线上可知,20cm对应的压力值为1601.76 kPa,按规范修正公式所得的容许承载力修正值为978.25 kPa,所以,按照地基沉降控制设计,涵洞地基处于稳定状态。

2.2.2 地基条件为一般土质

(1)土体位移

涵洞位置路表沉降值为8.14cm,一般路堤表面中心沉降值为9.22 cm,涵洞顶和一般路堤的沉降差为1.08 cm。

土体的最大位移发生在路堤两侧坡脚处,最大水平位移为1.776 cm。

(2) 涵洞顶土压力

涵洞位置最大土压力为 516.4 kPa, 涵顶平均土压力值为, 一般路堤处的土压力值为 364.4 kPa, 荷载放大系数为 1.31。

(3) 涵洞结构位移和应力

涵洞中部最大位移 4.704 cm, 两侧沉降值为 1.022 cm, 涵洞结构沉降差为 3.682 cm。涵洞的水平位移较小, 最大值为 3.025 mm。

(4) 稳定性分析

涵洞位置横断面的稳定安全系数为 1.95, 一般路堤断面的稳定安全系数为 1.48。

(5) 地基承载力

一般路堤底部中心点处地基土体的 P-S 曲线基本为线性, 地基土处于弹性平衡阶段; 涵洞底部中心点处地基土体的 P-S 曲线也基本为线性特征, 地基土处于弹性平衡阶段。

增加涵洞位置竖向压力, P-S 该曲线呈弱非线性特性, 没有明显的拐点, 地基土体的破坏形式为

局部剪切破坏, 地基不会产生整体剪切破坏, 地基土体始终处于稳定状态, 按涵洞工后沉降 20cm 控制, P-S 曲线沉降 20cm 对应的压力值为 1146.7 kPa, 按规范修正公式计算得到的地基容许承载力修正值为 848.25 kPa, 因此, 按照地基沉降控制设计, 涵洞地基处于稳定状态。

3 不同跨径、不同填高涵洞基底应力及承载力分析

前面对于 6m 跨径涵洞 20m 填高的不同地质情况进行了分析, 下面对不同填高, 不同跨径的涵洞进行计算分析, 涵洞与路基的变形及稳定规律与前面的计算相同, 本文对此仅列出涵洞基底的应力和承载力计算情况。

3.1 不同跨径、不同填高涵洞分析

2m、4m、6m 跨径不同填高, 不同地质情况涵洞基底应力与路基处地基应力的分析情况如表 1 所示。

表 1 基底压力汇总表

净跨径 L_0 (m)	H/B	地基条件	一般路堤压力(kPa)	涵洞基底压力(kPa)	压力差(kPa)	压力比
2.0	4.35	一般	307.8	350.7	42.9	1.14
		较好	321.6	377.2	55.6	1.17
4.0	3.52	一般	383.6	417.0	33.3	1.09
		较好	393.1	442.2	49.2	1.13
6.0	3.59	一般	518.6	562.9	44.3	1.09
		较好	525.4	595.2	69.9	1.13

从上表可看出地基情况越好, 涵洞基底的应力与一般路堤处地基的应力比值越大。

按照《公路桥涵地基与基础设计规范》JTG D63-2007 的地基承载力修正公式

$[f_a] = [f_{a0}] + k_1 \gamma_1 (b - 2) + k_2 \gamma_2 (h - 3)$, 可得到上述各种条件下地基容许承载力的修正值, 对比结果如表 2 所示。

表 2 涵洞基底压力与规范承载力修正值对比表

净跨径 L_0 (m)	H/B	地基条件	涵洞基底压力(kPa)	规范公式承载力修正值(kPa)	对应沉降 20cm 地基承载力(kPa)
2.0	4.35	一般	350.7	560.4	615.8
		较好	377.2	690.4	770.2
4.0	3.52	一般	417.0	685.8	765.4
		较好	442.2	815.8	893.7
6.0	3.59	一般	562.9	902.4	1028.1
		较好	595.2	1032.4	1183.5

从上表可看出,涵洞基底压力的计算结果均要小于规范修正公式所得的容许承载力修正值,表中同时列出了对应于地基沉降值为20cm时,基底压力的计算结果,从表中可以看出,对应于地基沉降为20cm时,基底压力的计算值均大于规范修正值。

3.2 4m跨径不同填高涵洞分析

对于同一种跨径涵洞不同填高的计算规律是否也和前面计算吻合,需进行分析。下面以4m跨盖板涵为例进行计算分析。

涵洞基底压力计算结果汇总如表3所示,与规范公式容许承载力修正值的对比如表4所示。

表3 基底压力汇总表

涵顶填土高 TH(m)	H/B	地基条件	一般路堤压力(kPa)	涵洞基底压力(kPa)	压力差(kPa)	压力比
8.0	2.19	一般	247.5	230.3	-17.2	0.93
		较好	257.6	269.2	11.6	1.04
12.0	2.87	一般	315.3	323.2	7.8	1.02
		较好	328.4	357.4	29.0	1.09
16.0	3.52	一般	383.6	417.0	33.3	1.09
		较好	393.1	442.2	49.2	1.13

表4 涵洞基底压力与规范承载力修正值对比表

涵顶填土高 TH(m)	H/B	地基条件	涵洞基底压力(kPa)	规范公式承载力修正值(kPa)	对应沉降20cm地基承载力(kPa)
8.0	2.19	一般	230.3	450.675	476.4
		较好	269.2	580.675	621.5
12.0	2.87	一般	323.2	571.8	615.8
		较好	357.4	701.8	780.2
16.0	3.52	一般	417.0	685.8	770.3
		较好	442.2	815.8	895.8

从表3和表4的计算结果可以看出,不同填高的涵洞基底地质情况越好,基底的应力与一般路堤处地基的应力比值越大;涵洞基底压力的计算结果均要小于规范修正公式所得的容许承载力修正值,对应于地基沉降为20cm时,基底压力的计算值均大于规范修正值。

4 结论

本文采用数值分析方法,分析了高填方路堤涵洞地基的承载力特性和稳定性及不同涵洞跨径、涵顶填土高度和不同地基条件下地基的压力分布、承载力、稳定性和影响因素,可以得到以下主要结论:

(1)涵洞基底压力大于一般路堤,地基土强度越高,涵洞基底压力与一般路堤压力的比值越大,在不同的地基条件和涵顶填土高度情况下,涵洞基底压力均小于规范容许承载力修正值;

(2)在涵洞和路堤荷载作用下,涵洞底P-S曲

线基本上处在直线阶段,地基土体基本处于弹性平衡状态,地基处于安全状态,地基的承载力还有潜力可挖;

(3)增大涵洞荷载,获得较完整的涵洞基底地基土P-S曲线,在不同的地基条件和涵顶填土高度情况下,地基土体的P-S曲线均呈现为非线性特性,地基土的破坏形式为典型的局部剪切破坏形式,地基容许承载力可考虑按涵洞结构允许的沉降变形来控制;

(4)以涵洞地基工后沉降不大于20cm为控制条件,在不同的地基条件和涵顶填土高度情况下,按沉降控制的地基承载力容许值均大于规范公式修正值;

(5)当地基土质条件好于一般土质条件时,天然地基能满足涵洞地基承载力的要求,大范围换填或采用复合地基处理,都将造成高填方路堤涵洞地基与基础设计过于保守和浪费。

参考文献:

[1] FENG Zhong-ju, WEI Wei. Bearing capacity of large diameter bored hollow pile of prestressing force concrete [J]. Journal of Chang'an University (Natural Science Edition), May 2005.

[2] 顾安全. 上埋式管道及洞室垂土压力的研究[C]. 第二届土力学与基础工程学术会议论文集[C]. 1981.

[3] 《铁路桥涵施工规范》(TBJ203-86).

[4] 刘保健, 谢永利, 程海涛等. 上埋式公路涵洞地基及基础的设计[J]. 长安大学学报(自然科学版), 2006(03): 17-20.

[5] 郑俊杰, 马强, 陈保国. 高填方涵洞地基承载力分

析[J]. 华中科技大学学报(自然科学版), 2009(04): 115-118.

[6] 陈保国, 郑俊杰, 张世飘, 等. 高路堤下涵洞地基处理现场测试与数值模拟研究[J]. 岩土力学, 2009(05): 1483-1489.

[7] 周文欢. 高填路堤下涵洞结构型式研究[D]. 长安大学, 2006.

[8] 王雯璐. 侧填荷载对高填方涵洞地基承载力的影响[D]. 吉林大学, 2011.

[9] 白伟方, 何超群. 高填土涵洞垂直土压力分布规律研究[J]. 交通标准化, 2012(02): 58-60.

高速公路隧道地质灾害及其对关键修筑技术创新的制约

——以广东省高速公路隧道工程地质勘察为例

李红中¹,张修杰¹,马占武²

(1. 广东省交通规划设计研究院股份有限公司, 广州, 510507; 2. 北方民族大学土木工程学院, 宁夏银川 750021.)

摘要:山区高速公路的快速发展伴随了大量隧道工程的建设,这主要归因于隧道工程的建设具有诸多优点。工程实践表明,隧道工程的建设势必破坏原有水、岩、热、气等所构成复杂地质系统的平衡状态,这常常导致大量的地质灾害发生并同时造成不同程度的人员伤亡、机械损坏、工期延误及经济损失。工程实践表明,隧道工程的建设常常面临塌方、岩溶、隧道口滑坡、突泥、和有害气体等地质灾害,这些地质灾害得到了人们高度关注并取得了诸多创新成果,这些成果对指导隧道工程的建设具有重要贡献。基于此,本研究系统梳理总结了公路隧道最为常见的地质灾害类型,同时结合已有研究成果和工程实践经验提出了各类隧道地质灾害的应对措施。通过分析广东省隧道建设的现实情况,本研究提出了广东省高速公路隧道勘察技术创新所面临关键问题:勘察工作与现有理论研究成果之间存在较大差距;隧道潜在地质灾害之间的耦合关系研究亟待深入;缺乏针对性的地区性隧道勘察所需的系统性技术指导材料。

关键词:高速公路;隧道;地质灾害;技术创新;广东省

1 引言

隧道地质灾害制约着高速公路建设的快速发展。随着人类社会的快速发展,土地资源的紧缺性日益凸显并促使人们愈来愈加大了对地下空间的开发力度^[1,2]。鉴于隧道工程兼具有缩短线路里程和“用途广泛、对环境破坏小、可以全天候运行、对备战非常有利”等优越性^[3,4],这类构筑物成为了公路、铁路以及轨道交通等基础设施穿越山区、江河(海)和城市时的重要的优选方案^[2]。事实上,隧道工程的建设势必破坏原有水、岩、热、气等所构成复杂地质系统的平衡状态,而地质灾害就是对隧道影响区域内原有平衡破坏后重新调整过程的响应^[5,6]。工程实践表明,隧道工程构成了高速公路建设的技术难点和重要瓶颈之一,这主要归因于隧洞开挖可能会诱发多种类型的地质灾害并造成不同程度的人员伤亡、机械损坏、工期延误及经济损失^[8,9]。

高速公路快速发展的广东地区亟需进行隧道修筑技术的创新。近年来,广东省进入了高速公路快速发展时期,山区高速公路的数量非常庞大

并伴随了大量隧道工程的建设^[7]。工程实践表明,广东省诸多高速公路的修筑均因隧道地质灾害导致了工程变更甚至工程事故,这使得隧道工程成为了制约高速公路建设的重要瓶颈。随着广东省高速公路建设进程的加快,为了尽可能的“降低勘察成本、提高勘察质量、降低工程变更和避免地质灾害引发的事故等”,高速公路隧道工程建设势必需要及时的技术创新工作,包括成套关键技术的形成和隧道地质灾害预防的技术标准编制等工作。因此,本研究综合已有研究成果和本单位的工程实践经验,对隧道工程建设常见的地质灾害特点进行了系统的梳理分析,同时基于广东省高速公路隧道建设现状提出了该地区隧道建设方面亟待解决的重点问题及系统的地质灾害防治对策,以期相关的隧道工程实践和技术创新提供借鉴和建议。

2 典型地质灾害类型

隧道工程面临的地质灾害种类繁多,这些地质灾害的特征、成因及防治等一直是学术界关注的焦点。目前,人们基于隧道工程规模和埋深等

指标划分出了“浅埋隧道^[10-12]”、“深埋隧道^[13-15]”、“长大隧道^[9,16]”和“长大深埋隧道^[17-19]”等类型,这些称谓反映了隧道工程的“横向宽度、纵向长度和竖直埋深”三种规模的差异和组合方式。工程实践表明,上述称谓对应的隧道工程存在长大深埋的特点,在工程建设中涉及的地质灾害类型及发生概率既有相同也有特殊,如“硬岩岩爆、软岩大变形、高地温和高压突(涌)水”更加倾向于发生在埋深越大的隧道工程中。近年来,广东省内山区公路面临的隧道工程数量巨大,其中绝大多数隧道工程的埋深比较有限,这些隧道工程发生“硬岩岩爆、软岩大变形、高地温和高压突(涌)水”的概率总体上不高,但常常面临“塌方、岩溶、隧道口滑坡、突水突泥和有害气体”等所有隧道都普遍存在的地质灾害,下文将对这些常见地质灾害进行系统分析。

2.1 隧道塌方

隧道塌方是指隧道内围岩失稳而发生突发性坍塌、堆塌、崩塌等地质灾害,其中越岭隧道的塌方约占各类重大地质灾害出现机率的90%以上^[20,21]。迄今,学术界围绕塌方相关的调查、机制模拟、理论、围岩分类及塌方预测等开展了大量研究^[21],将隧道塌方归结为隧道结构失稳和围岩稳定性两方面的问题^[22],即“支护结构是否能够承载”和“围岩会不会失稳”。已有工程实践表明,隧道内的塌方现象一般发生于断层破碎带、松散岩层、不整合接触面、膨胀岩(土)、侵入岩接触带和岩体结构面不利组合地段^[3],其中地质条件、设计方案、施工质量和规范管理程度等是影响隧道塌方的主要因素^[3,23],尤其以勘察资料不详细和施工措施的不当两方面的问题最为常见^[24]。

2.2 隧道突泥

突泥主要发生在岩溶地区,它是隧道施工和运营过程中一种常见的地质灾害,即隧道开挖推进中突然发生的泥砂涌出,这类地质灾害常常导致隧道堵塞、设备淹埋、报废隧道和人身伤亡事故。岩溶突泥的发生源于隧道施工扰动地层和泥水穿过不透水层涌入隧道,其中工程施工扰动地层是诱发突泥的基本因素,而突泥介质和过泥通道的存在则属于两个必要条件^[25]。在工程实践

中,引发突泥(或突涌)灾害的主要地质条件可以概括为“岩溶及地下暗河”和“含水、储水构造,主要包括断裂构造、向斜构造、侵入岩接触带以及不整合面等不良地质构造”两种^[26]。研究表明,隧道断层突泥源于“构造破碎带”这一工程地质条件^[27],而岩溶地区的隧道突泥主要源于“溶蚀带、裂隙发育带或构造破碎带等工程地质条件”^[28],而“施工破坏了处于弱稳定的原有平衡状态”和“雨水天气等因素导致塌坑内土体含水量增大且流动性较强”是引起突泥的主要诱因^[27,28]。

2.3 隧道口滑坡

隧道洞口的坡体在隧道施工过程中容易发生滑坡等地质灾害^[29]害,这是因为隧道洞口所处的地质条件较差、岩层破碎且风化严重^[30]。根据坡体病害所处山坡的坡体结构特征、坡体病害性质、隧道位置,人们提出了6种典型的坡体病害与隧道变形的地质结构模式^[31]。在理论研究方面,学术界将滑坡与隧道变形的相互关系可大致归结为4类地质力学模型^[32],而基于有限元软件模拟分析的方法揭示出了滑坡产生的机制和过程^[29],有学者更进一步开展了基于GPS位移监测系统的地基稳定性监测^[33]。

2.4 隧道岩溶

岩溶(也称喀斯特)是指地表水和地下水对可溶性岩层长期溶蚀和改造作用及其所形成的地貌和水文地质现象等景观组合的统称^[34]。在岩溶发育区,隧道施工过程中常见的地质灾害包括软弱破碎带、高瓦斯、节理发育围岩、塌方、岩爆、高地应力、突泥(沙)、突水、断层、高地温、煤层、强地震带等^[35],这些地质灾害的发生过程极为突然且很难精确确定部位和预测规模。在施工过程中,围岩压力、附加荷载和车辆振动作用均可能引起溶洞空洞坍塌和溶洞上部路面发生下沉、开裂变形和出现失稳破坏^[36,37]。研究表明^[38],岩溶突水地质灾害往往发生在大型岩溶洞穴可能出现的位置,这些位置与岩性分异界面、岩层接触界面、褶皱核部转折端、断层等地质因素有密切关系。工程实践表明^[37],隧道顶部岩溶面临的问题包括出现空洞、顶板塌陷和突(涌)水灾害,隧道两侧岩溶导致的问题包括隧道围岩变形、失稳破坏和突(涌)水

灾害,隧道底部岩溶则可能引起地基沉陷、地下突水(泥)且严重时甚至冲毁路基。

2.5 有害气体

隧道工程中常见的有害气体通常是指瓦斯、沼气(甲烷(CH₄))、二氧化碳(CO₂)、硫化氢(H₂S)、二氧化硫(SO₂)及氨气及氮氧化物等天然气体^[39,40]。这些有害气体在隧道内不仅危害人体健康,而且因突然喷出、燃烧或爆炸等急剧恶化隧道施工条件。我国目前山岭公路隧道通常采用的是钻爆法施工,施工机具大多未能达到防火或防爆的要求,因此有害气体严重释放时可能造成灾难性破坏^[41]。工程实践表明^[42],有害气体产生的条件包括地层岩性(地层岩性条件是决定有无有害气体灾害、有害气体成分及浓度的基础)、地质构造条件(即是否具有富集、储存条件,如穹隆背斜构造和密闭覆盖层),其中有害气体经常发生在半坚硬岩及富含有机质等特殊成分的岩石类如油页岩、碳质页岩及含沥青的地层类,砂岩、粉砂岩、泥岩类,含煤地层及煤层类,白云岩、灰岩、泥灰岩类和富含有机质的腐土层、淤泥、泥灰岩、粘土层等类型。

3 广东省隧道勘察现状分析

3.1 广东省隧道建设现状

广东省大地构造上位于东南亚和南海两大亚板块之间并受印度板块和菲律宾海板块的共同作用。区域内地层岩性多样并遭受了复杂地质演化的改造,沿海湿热气候造就了地表厚度复杂的风化产物。基底花岗质岩石以坚硬岩为主,并常常遭受构造作用破坏形成断层砾岩。区域内水利资源丰富,广泛发育的断裂和岩溶加剧了隧道的突(涌)水灾害的几率。区域内广泛发育的热水(泉),这可能引发高地温灾害的发生。近年来,广东省内高速公路快速发展,尤其是山区高速公路的建设面临了大量的隧道工程,这些隧道工程的建设都或多或少都面临了地质灾害导致的工程变更并造成了巨大的人员及经济损失。因此,广东地区以硬质岩石花岗岩为代表构成的深部基底之上覆盖了大量岩性复杂的地层,强烈的地质作用造就了极为复杂的工程地质条件,这就要求高度

重视工程勘察以获得更为准确的参数。与此同时,诸多地质灾害之间存在着紧密的联系,尤其是同一部位还可能发生两种(或以上)的地质灾害,这些地质灾害相互伴生和促进加剧了危害。为了更好的预防地质灾害所造成的损失,这就要求前期的勘察成果要尽可能的准确和完善。

3.2 勘察技术创新方向

尽管学术界和生产实践围绕公路隧道的勘察开展了大量的技术创新工作,但大多仅停留在理论层次或归属于机理研究和施工处理技术类的特殊个案。基于此,本研究结合隧道地质灾害的特点和广东省内的隧道勘察现状,提出了广东省公路隧道勘察技术亟待解决的主要问题及创新方向:

(1)加大应用实践以缩短勘察工作与研究成果之间的差距。隧道地质灾害的研究非常广泛,学术界迄今已在多个方向上提出了新理论和新技术。尽管如此,目前的隧道勘察工作方法和技术多年来基本变化不太大,而频频发生的隧道灾害却带来了大量的财产损失和人员伤亡。事实上,各种理论和技术均存在或多或少的缺陷,并且在推广之前也需要大量的实践验证,这是阻碍新技术和新理论推广的根本因素所在。因此,开展新技术和新理论的实践验证工作迫在眉睫,而相关技术的深入研发攻关也亟待推进。

(2)深入开展广东地区隧道潜地质灾害之间的耦合关系研究。隧道内地质灾害是一个系统性问题,它与隧道穿越地质体的多种特征相呼应并常常表现为多种类型地质灾害相互伴生。在工程实践中,断裂发育部位可能发生隧道塌方、软岩大变形、高压涌(突)水突泥、隧道岩溶、高地温(或地下温泉),而某些软弱的地层(如含煤地层)可能发生软岩大变形和有害气体等灾害,这是因为某一地质体(或现象)构成了多种类型的地质灾害的直接或间接控制因素。然而,现有研究主要集中于某单一地质灾害类型,亦或是某一隧道内多种地质灾害类型的评估预测,这些研究都基本忽略了不同地质灾害之间的关联。因此,亟需开展多种灾害耦合关系的研究工作。

(3)建立针对性的地区性隧道勘察系统性技术体系和工作标准。尽管现行的《公路工程地质勘察规范》(JTG C20—2011)上和《铁路工程地质勘察规范》(TB10012—2007 J124—2007)有专门针对隧道勘察的相关内容,而《公路隧道设计规范》(JTGD70—2004)也对隧道勘察提出了相应的要求,但它们均属于全国性的指导规范并在很大程度上缺乏地区针对性。虽然现行规范也有提及关于岩爆的高地应力测试、围岩分级等内容,但这些内容与广东省内实际情况存在或多或少的出入。广东地区依山傍海,广泛发育以花岗岩为主的山体,而其它岩性(灰岩、白云岩、泥岩和砂岩等)的山体也有发育,水文地质、工程地质和环境地质情况均较为复杂。因此,广东省内迫切的需要有适合其自身地质特点的高速公路隧道勘察的针对性技术指导材料。

4 地质灾害防治技术

公路隧道工程建设的顺利开展要以降低地质灾害风险为前提,这就要求建立针对隧道地质灾害的系统性成套勘察技术和防治技术。工程实践中,在获取准确工程地质条件参数的同时,还需要提前建立地质灾害预防和治理方案。基于降低隧道建设面临的地质灾害风险,学术界和工程实践均先后开展了大量探索并积累了大量的成果,本研究综合已有成果和经验总结出了最具代表性的主要地质灾害防治方案:

(1)隧道塌方处置,国内外学者对隧道塌方的处理方法开展了大量研究^[43,44],迄今已提出了改良岩性(如洞内注浆、洞外注浆等)、加强支护(小导管、大管棚、自进式锚杆等)、加强防排水(地表截水、洞内排水、封堵水源、注浆堵水等)和选择合理开挖方法等处置措施^[29]。不同方案的选择需要充分考虑工程地质条件,这就要求在勘察期间获取尽可能准确且详细的资料。

(2)隧道突泥处理。工程实践表明^[35],隧道突泥灾害具有突发性且危害大,如南岭隧道短期内突泥量累计达11000m³,天池隧道突泥量累计达16万m³,马鹿警隧道突泥量累计达8万m³,这主要归因于工程涉及的地质条件复杂、设计方案不准确、

施工不规范和管理不严等因素。鉴于此,早期的隧道突水突泥多采用以“排(排除地下水以降低水压)”为主的治理措施^[45],防治原则向“以堵为主、堵排结合、综合治理、保护环境”的转变则形成了以注浆为主并配合其他辅助措施的处治方法^[27],目前注浆技术得到了长足的发展并在隧道突泥按中得到了广泛应用^[46]。

(3)隧道口滑坡处理。研究表明^[31],隧道洞口的坡体变形的诱因类型主要有“工程开挖引起的隧道变形”、“坡体岩土长期流变引起的隧道变形”、“自然环境恶化引起的隧道变形”、“潜在坡体病害(长期偏压)引起的隧道变形”4种,在查清其坡体结构条件、隧道位置、变形特征(隧道及坡体)及其变形时间效应和与坡体蠕动的相互作用机理的基础上提出新建边坡各阶段的针对性预防措施,已建线的坡体变形导致隧道变形应该采取“先稳定坡体(截断作用于隧道的山侧坡体推力),后加固隧道”的治理原则进行处理。实践表明^[30,47],抗滑桩因具有治理效果好、桩位设置灵活、不加刷坡体活动性(对正在活动的滑坡采用跳跃式施工)等优点被广泛在滑坡治理中。

(4)隧道岩溶处理。隧道岩溶所面临的最关键的关键问题包括稳定性评价和突(涌)水的预测^[37],其评价及预测的准确程度直接决定了工程建设的成败。尽管利用传统水动力学公式计算进行隧道涌、突水量计算和评价已经非常广泛,但所计算结果往往与隧道施工时的实际涌、突水量相差甚远并迫切需要建立起一套更为合理的评价体系^[48]。目前,岩溶地区隧道施工超前地质预报的新方法和新设备较多并得到了较为普遍的应用^[49],但隧道超前地质预报这块尚未形成一个统一的概念、理论和标准^[50]。鉴于工程实际情况和溶洞特点的不同^[49],人们在早期隧道岩溶处治技术的基础上开发了监控量测、桩基处理、长管棚支护、钢管拱架、迂回导坑、放水减压、改移河道、地质预探预报、全封闭复合衬砌、隧底处理、高压劈裂注浆和换填等新的整治技术^[51],这对岩溶地区隧道的岩溶处治提供了重要的借鉴意义。

(5)有害气体(如瓦斯)处理。山岭隧道的背斜构造、构造破碎带、多孔质岩层(如砂岩、凝灰岩

和灰岩)常形成有害气体的储气层^[52],这就需要在勘察和施工两个阶段予以重视,如超前探测、排放、监测、通风、防护、注浆止气等^[40]。

5 结语

尽管隧道工程具有用途广泛、对环境破坏小、可以全天候运行、对备战非常有利等优点,但这类构筑物的开挖通常会诱发塌方、隧道突泥、隧道岩溶、有害气体、隧道口滑坡等地质灾害。这些灾害大多具有突发性和不易判断部位和难预测规模,这在有限的地下工程空间内势必造成机械损坏、工期延误、人员伤亡和重大经济损失等。近年来,广东省高速公路的建设速度非常迅速,山区公路建设中面临的大量隧道工程为勘察工作的技术创新提出了新要求。为了降低地质灾害带来的风险,地质条件复杂的广东省是必须要快速进行隧道修筑技术创新工作。广东省公路隧道勘察技术创新所面临了一系列亟待解决的问题,这同时也构成了隧道修筑技术创新的基本方向。开展相关方向的技术创新工作,这将有助于提高勘察成果的准确性并降低施工安全隐患、减少经济损失。

参考文献

- [1]刘宝琛.综合利用城市地面及地下空间的几个问题[J].岩石力学与工程学报.1999,18(01):110-112.
- [2]王梦恕.21世纪山岭隧道修建的趋势[J].铁道标准设计.2004(09):38-40.
- [3]张东明.山区隧道施工中塌方处治的分析与研究(硕士学位论文,导师:王元汉)[D].武汉:华中科技大学,2011.
- [4]王梦恕.21世纪我国隧道及地下空间发展的探讨[J].铁道科学与工程学报.2004,1(1):7-9.
- [5]Wanne T S, Young R. Bonded-particle modeling of thermally fractured granite[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences. 2008, 45(5): 789-799.
- [6]苏生瑞,朱合华,陈建峰.云南省元-磨公路大风垭口隧道施工地质灾害分析[J].中国地质灾害与防治学报.2003,6(2):46-51.
- [7]李红中,张修杰,刘祥兴.岩爆的研究进展及其对广东省长大深埋隧道建设的启示[A].2016年五省一市二区桥隧高新技术论坛:长大桥隧的安全、智能、绿色、耐久论文集.2016年10月[C].中国:上海:2016.
- [8]钱七虎.地下工程建设安全面临的挑战与对策[J].岩石力学与工程学报.2012,31(10):1945-1956.
- [9]徐则民,黄润秋,范柱国,等.长大隧道岩爆灾害研究进展[J].自然灾害学报.2004,13(2):16-24.
- [10]巢万里,周利金,向俊宇.浅埋大跨度隧道微台阶法进洞力学响应与工程运用[J].公路工程.2010,35(2):84-88.
- [11]李新志,李术才,李树忱.浅埋大跨度隧道施工过程地表沉降变形特征研究[J].岩石力学与工程学报.2011,30(S1):3348-3353.
- [12]孙洋,陈建平,余莉,等.浅埋偏压隧道软岩大变形机理及施工控制分析[J].现代隧道技术.2013,50(5):169-174,178.
- [13]刘新荣,张旭东,黄明,等.深埋隧道填充型溶腔溃水机制及风险识别[J].重庆大学学报.2012,35(02):28-34.
- [14]夏彬伟,胡科,卢义玉,等.深埋隧道层状岩体破坏过程特征模型试验[J].中国公路学报.2012,25(1):107-114.
- [15]陈浩,任伟中,李丹,等.深埋隧道锚杆支护作用的数值模拟与模型试验研究[J].岩土力学.2011,32(S1):719-724.
- [16]杨志豪.长大公路隧道的设计与展望[J].建筑机械.2012(17):40-43.
- [17]谭远发.长大深埋隧道工程地质综合勘察技术应用研究[J].铁道工程学报.2012(04):24-31.
- [18]李卫军.长大深埋山岭隧道岩爆地段关键施工技术[J].现代隧道技术.2012,49(6):162-167.
- [19]王成虎,邢博瑞,陈永前.长大深埋隧道工程区地应力状态预测与实例分析[J].岩土工程学报.2014,36(5):955-960.
- [20]于洪泽.隧道施工中塌方监测技术[J].公路.2002,9(09):157-160.
- [21]王迎超.山岭隧道塌方机制及防灾方法(博士学位论文,导师:尚岳全)[D].杭州:浙江大学,2010.
- [22]李育林.深埋隧道塌方的上限分析与风险评估研究(硕士学位论文,导师:杨小礼)[D].长沙:中南大学,2012.
- [23]张志勇.层状软岩隧道塌方原因分析及对策措施研究(硕士学位论文,导师:傅钢和张晓东)[D].重庆:重庆交通大学,2009.
- [24]于彬.隧道塌方的原因及预防措施[J].公路与汽运.2004(03):101-102.
- [25]林国涛,宋瑞刚.岩溶隧道突泥机制与防治技术

研究[J]. 隧道建设. 2012, 32(2): 169-174.

[26]王齐仁. 隧道地质灾害超前探测方法研究(博士学位论文, 导师:何继善)[D]. 长沙:中南大学, 2008.

[27]翁贤杰. 富水断层破碎带隧道突水突泥机理及注浆治理技术研究(硕士学位论文, 导师:张庆松)[D]. 济南:山东大学, 2014.

[28]王海波. 木垭山隧道岩溶发育引发突泥的处理[J]. 公路交通技术. 2012(05): 125-128.

[29]王国欣, 谢雄耀, 黄宏伟. 公路隧道洞口滑坡的机制分析及监控预报[J]. 岩石力学与工程学报. 2006, 25(2): 268-274.

[30]贾金青, 王海涛, 宓荣三. 隧道洞口滑坡稳定性分析及滑坡治理[J]. 辽宁工程技术大学学报(自然科学版). 2009, 28(05): 735-738.

[31]马惠民. 坡体病害与隧道变形问题[J]. 岩石力学与工程学报. 2003, 22(S2): 2719-2724.

[32]陶志平, 周德培. 滑坡地段隧道变形的地质力学模型及工程防治措施[J]. 铁道工程学报. 2006(01): 61-66.

[33] Shimizu N, Tayama S, Hirano H. Monitoring the ground stability of highway tunnels constructed in a landslide area using a web-based GPS displacement monitoring system [J]. Tunnelling & Underground Space Technology. 2006, 21: 266-271.

[34]赵伟. 南昆线岩溶地区墩台基础病害整治与效果评估(硕士学位论文, 导师:苏谦)[D]. 成都:西南交通大学, 2012.

[35]龙洪. 岩溶隧道突泥机理及处治措施研究(硕士学位论文, 导师:杨晓华)[D]. 西安:长安大学, 2011.

[36]安润莲, 宁永香. 岩溶研究现状及发展趋势[J]. 煤炭技术. 2002, 21(05): 55-57.

[37]沈东东. 乐广高速岩溶隧道稳定性及突涌水研究(硕士学位论文, 导师:李云安)[D]. 武汉:中国地质大学, 2011.

[38]王遇国. 岩溶隧道突水灾害与防治研究(博士学位论文, 导师:梅志荣)[D]. 北京:中国铁道科学研究院, 2010.

[39]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.

[40]崔连友, 陈西动, 钟智. 华蓥山隧道有害气体综合治理措施[J]. 铁道建筑技术. 2001(01): 45-46.

[41]邵俊江, 王国欣. 公路隧道施工中有毒气体的治理与安全措施[J]. 西部探矿工程. 2006, 18(3): 306-307.

[42]任光明, 赵志祥, 聂德新, 等. 深埋长隧道有害气体发生的地质条件初探[J]. 山地学报. 2002, 20(01): 122-125.

[43]Huang F, Yang X L. Upper bound limit analysis of collapse shape for circular tunnel subjected to pore pressure based on the Hoek-Brown failure criterion [J]. Tunnelling and Underground Space Technology. 2011, 6: 614-618.

[44]Oliver A. Los Angeles metro collapse investigation focuses on tunnel lining replacement [J]. Ground Engineering. 1995, 28(6): 4-5.

[45]姜云. 深埋长大公路隧道高地应力岩爆和岩溶涌突水问题及对策与措施[J]. 岩石力学与工程学报. 2002, 21(9): 1319-1323.

[46]关宝树. 隧道工程施工要点集[M]. 北京:人民交通出版社, 2004.

[47]铁道部第二勘察设计院. 抗滑桩设计与计算[M]. 北京:中国铁道出版社, 1983.

[48]许模, 毛邦燕, 张强. 现代深部岩溶研究进展与展望[J]. 地球科学进展. 2008, 23(05): 495-500.

[49]杨宙. 岩溶地区隧道施工安全控制技术研究(硕士学位论文, 导师:杨晓华)[D]. 西安:长安大学, 2010.

[50]叶英. 岩溶隧道施工超前地质预报方法研究(博士学位论文, 导师:王梦恕)[D]. 北京:北京交通大学, 2006.

[51]傅鹤林, 韩汝才. 隧道衬砌荷载计算理论及岩溶处治技术[M]. 长沙:中南大学出版社, 2005.

[52]侯秉承, 刘弘祥, 宋至善, 等. 隧道工程遭遇有害气体之因应[A]. 第一届海峡两岸隧道与地下工程学术与技术研讨会论文集(下册)[Z]. 中国:太原:1999.06.

某高速公路边坡蠕动滑坡滑动面的综合确定

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: 本文采用调绘、钻探、地表位移监测和深层位移监测等综合勘察方法,很好地查明了处于蠕动状态滑坡的性质、滑动面及潜在滑动面的位置,根据滑坡性质及滑动面位置提出了有针对性的滑坡治理措施。

关键词: 滑坡;调绘;钻探;地表位移监测;深层位移监测;滑面;治理

1 引言

随着我国高速公路的迅猛发展,尤其是山区高速建设的发展,高边坡地质灾害尤其是滑坡呈现不断上升趋势。滑坡的治理过程中,滑动面的确定至关重要,滑动面的位置关系到治理方案的确定,关系到设计参数的选取,关系到工程费用的高低,甚至关系到滑坡治理的成败。大多项目仅仅采用单一的钻探来确定滑动面,对于处于蠕动状态的滑坡体,光靠钻探往往难以准确判断其位置。因而,常常需要采用多种技术手段半定性半定量综合确定滑动面的空间位置。一般宜采用调查、钻探等方法,初步确定滑坡性质、滑动面的大概位置,再根据地表及深层位移监测,准确确定滑动面位置及滑移量,从而为治理设计提供可靠的地质依据。

2 工程概况

2.1 滑坡概况

广东某高速公路连接线 K2+350~K2+450 左侧边坡,由于近期连续暴雨,坡顶 40~50m 外的山体坡面上出现多条纵横向裂缝,以纵向裂缝为主,其中有一条贯通坡面,对路基边坡造成了较大的安全隐患。本滑坡平面形态总体呈鸭梨状,主滑方向为 143°,滑坡纵向长约 75m,前部宽约 58m,后缘宽约 40m,中部宽约 54m,圈定的滑坡体面积约 4350m²。K2+455~K2+525 左侧边坡,挡墙墙顶局部出现裂缝,坡面及坡顶未揭示裂缝、隆起等变形迹象。

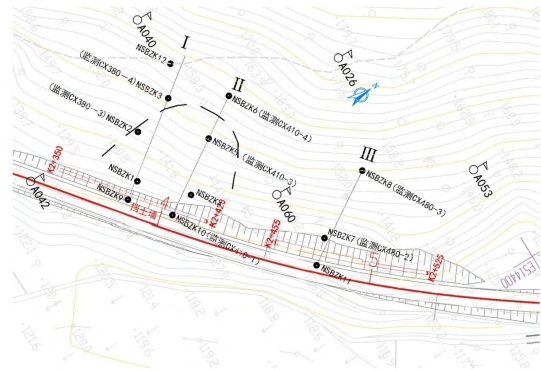


图1 滑坡平面图

2.2 工程地质概况

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 118.2~208.5m,山体高差达 90.3m。滑坡处于山体前缘,滑体标高 128.4~158.3m,高差约 29.9m,坡度角一般在 26°~45°之间,地表为护坡草皮及农作物、杂草。区内地质构造主要为吴川~四会断裂带,总体处于粤西推覆构造带,该路段上部覆盖层为第四系坡残积粉质粘土,基底为震旦系变质砂岩,变质砂岩底部为泥盆系灰岩。区内气候较温和,雨量充沛,山体范围内地下水类型为第四系松散层潜水及基岩裂隙水,松散层潜水主要分布在第四系坡残积粉质粘土中,赋水量一般~较少;基岩裂隙水主要分布在震旦系中~微风化变质砂岩及泥盆系中~微风化灰岩裂隙中,赋水量较少,受裂隙控制而分布不均。地下水主要受大气降雨补给,以侧向径流由坡顶向坡脚、沟谷排泄。

3 滑动面的确定

3.1 根据调查确定滑坡后缘及前缘剪出口位置

本次调绘按1:500比例尺进行,调查范围均到达了滑坡体以外一定距离或邻近沟谷,一般在滑坡体边界外50~100m。

根据调绘,K2+350~K2+450滑坡后缘位于K2+410左82m,位于堑顶截水沟内侧0~0.5m。后缘出现明显裂缝,宽度0.5cm左右,未见明显错台,后缘裂缝处进行探坑未见老滑坡痕迹。左、右周界出现明显裂缝,前缘剪出口出现了明显的隆起,K2+420~K2+455位置边坡挡墙人字骨架出现多处横向裂缝,裂缝宽约1mm,人字骨架底部浆砌片石已发生往外突出现象,经详细调查路基外侧下路基未见任何外推现象及裂缝,所以确定边坡挡墙裂缝为滑坡剪出口位置。根据调绘确定了K2+350~K2+450滑坡后缘及前缘剪出口位置,综合判断边坡滑坡非深层滑动,滑动面位置较浅。

K2+455~K2+525左段墙顶局部出现裂缝,坡面及坡顶未揭示裂缝、隆起等变形迹象,初步判定不存在滑动面的滑动现象,该现象主要是由边坡挡土墙墙后人工填土在雨水下渗作用下陷导致的。

3.2 根据钻探确定滑坡性质

本次勘察布置完成勘探横断面3条,钻孔12个。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。

根据钻探成果,滑坡体上部岩土层主要为残

积粉质粘土、全风化岩,钻进过程中未出现钻进加快、塌孔及漏水等异常位置;也未见明显的软弱滑动带。说明该滑坡属于浅层土体蠕动状态。

根据调绘、钻探分析,该路段山体滑坡的形成是地层岩性、地形地貌、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;地形上滑坡地处山体中前部平缓位置,坡度角约35°,其上部较陡,自然坡度角达40~45°,中部为较缓宽平台,容易汇水;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,滑坡总体处于土体拉裂蠕动状态。

虽然以上钻探过程中未见明显变化情况,然而结合滑坡周界特征及滑坡剪出口位置,滑动面位置不深,综合考虑钻探成果地层分布发育情况综合判定,K2+350~K2+450滑坡可塑与硬塑残积粉质粘土界面埋深约6~9m,所以该界面可能存在的滑动面,K2+455~K2+525左段边坡可塑与硬塑残积粉质粘土界面埋深约5m,可能为潜在滑动面。

另外,K2+350~K2+450滑坡地下水位于岩面附近波动,岩面由于地下水的软化作用,土体较为松软,含水量较高,为可能存在的潜在滑动面。

3.3 地表位移监测成果分析

本次勘察布置地表位移监测点4个断面,分别位于K2+380、K2+410、K2+435、K2+470,偏离轴线分别为左5m、左20m、左35m。监测成果如下:

表1 水平位移及沉降结果表

点号	水平位移					垂直位移			备注
	最近一次变化量(mm)		最近一次水平位移矢量(mm)	变化速率(mm/d)	累计水平位移矢量(mm)	最近一次沉降量(mm)	沉降速率(mm/d)	累计沉降量(mm)	
	ΔX	ΔY	ΔZ	$\Delta Z/D$	ΣZ	Δh	$\Delta h/D$	Σh	
380-1	-0.1	-0.1	0.1	0.2	5.3	-0.3	-0.17	-4.5	
380-2	-0.3	-0.5	0.6	0.24	6.6	-0.2	-0.19	-5.1	
380-3	-0.7	0.7	1	0.29	7.8	-0.2	-0.19	-5.2	
410-1	-0.2	-0.2	0.3	0.25	6.8	0.3	-0.16	-4.4	
410-2	-0.3	0.3	0.4	0.25	6.8	0.3	-0.21	-5.6	
410-3	-0.2	-0.2	0.3	0.24	6.6	-0.3	-0.17	-4.5	
435-1	0.1	-0.3	-0.3	0.22	5.9	-0.1	-0.17	-4.5	
435-2	-0.1	-0.1	0.2	0.21	5.6	-0.1	-0.18	-4.2	被堆土覆盖
435-3	0	0.2	0.2	0.21	5.8	-0.3	-0.2	-5.4	
470-1	-0.1	-0.3	0.3	0.23	6.1	-0.2	-0.19	-5.2	
470-2	-0.6	0.6	0.9	0.28	7.5	-0.1	-0.2	-5.4	
470-3	-0.4	-0.3	0.5	0.28	7.6	-0.3	-0.19	-5	

监测结果显示本边坡整体水平位移变形量较小,变形速率小,其中点380-3累计水平位移变化为7.8mm,位移速率为0.29mm/d;垂直位移变化较大为点410-2,沉降量为-5.6mm,沉降速率为-0.21mm/d。结合目前监测数据分析该边坡处于暂时稳定状态或者处于蠕动状态。

3.4 深层位移监测

本次勘察在三条勘察断面均布置了深层位移监测点,具体位置如平面图(图1)所示,具体监测成果分析如下。

3.4.1 K2+380断面监测成果

根据监测成果,监测CX380-3在埋深约4.5m处存在突变,埋深4.5m处为残积粉质粘土,结合滑坡性质,4.5m处为滑动面位置;而监测CX380-4在4.7m处存在小拐点,埋深4.7m处为残积粉质粘土,监测CX380-4往山体方向约6m处存在裂缝,所以推断4.7m处为滑坡滑动拉裂产生的滑动面。结合调绘、钻探及深层位移监测成果,确定断面1的滑动面位置如图3。

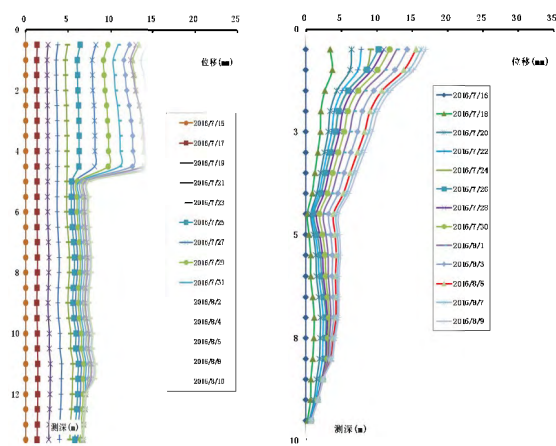


图2 (a) 监测CX380-3点成果图 图2 (b) 监测CX380-4点成果图

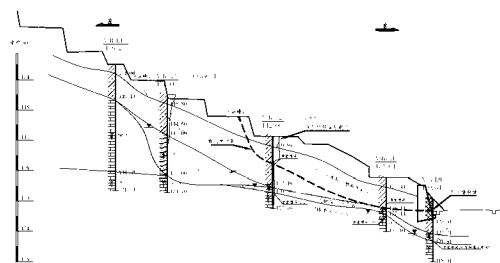


图3 K2+380断面滑动面位置图

3.4.2 K2+410断面监测成果

根据监测成果,监测CX410-1由于挡墙产生裂缝之后进行了反压,变形曲线拐点不明显,然而可以根据挡土墙上横向裂缝确定滑面位置距离挡墙顶约10m;监测CX410-3变形曲线拐点不明显,然而可以根据钻探成果,可塑及残积粉质粘土土界面为滑动面位置,埋深9m;监测CX410-4在埋深约11m处存在突变,也为可塑及残积粉质粘土的分界面附近,该监测点往山体未见地表裂缝,说明11m处为潜在滑动面位置。结合调绘、钻探及深层位移监测成果,确定断面2的滑动面及潜在滑动面位置如图5。

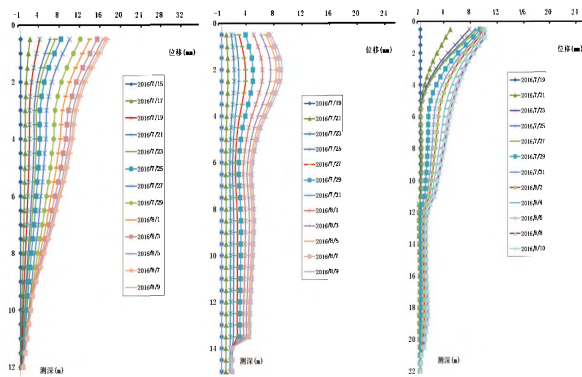


图4 监测(a)CX410-4点、(b)CX410-3点、(c)CX410-4点成果图

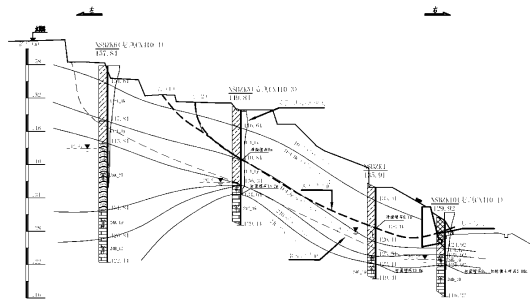
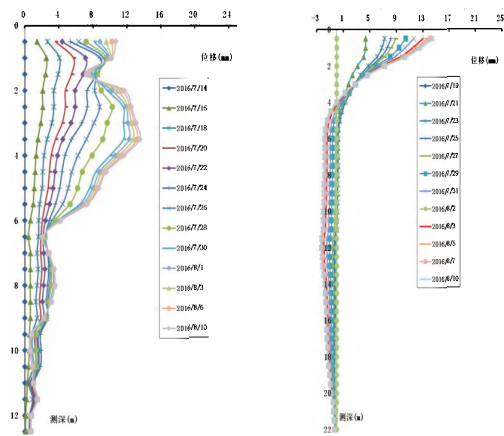


图5 K2+410断面滑面位置图

3.4.3 K2+480断面监测成果

根据监测成果,监测CX480-2在埋深5.4m即可塑粉质粘土及全风化界面见拐点;监测CX480-3在埋深4.0m处见拐点。根据调绘K2+455~K2+525左段边坡表面未见明显的裂缝及滑动的迹象,故监测拐点定为潜在滑动面的位置。结合调绘、钻探及深层位移监测成果,确定断面3的潜在滑动面位置如图7。



(a)CX480-2点 (b)CX480-3点

图6 监测(a)CX480-2点、(b)CX480-3点成果图

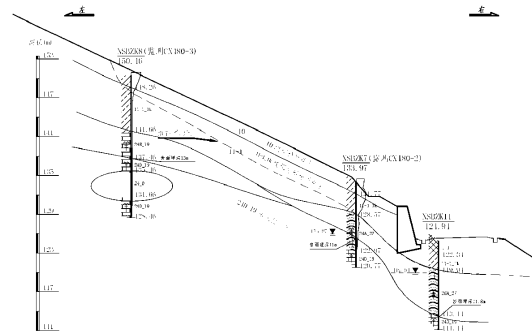


图7 K2+480断面滑面位置图

4 结语

本文通过多种方法的有效结合,互相印证,很好的查明了滑坡性质、滑动面及潜在滑动面的位置,为滑坡防治提供了有效的地质依据,得出以下结论及建议。

1、滑坡经过了应急抢险处治,K2+350~K2+450边坡处于暂时稳定状态,处于拉裂蠕动变形发展中,但有异常滑动趋势;K2+455~K2+525左段边坡处于暂时稳定状态。

2、K2+350~K2+450左段边坡滑动面为可塑与硬塑残积粉质粘土界面,埋深约6~9m,K2+455~K2+525左段边坡可塑与硬塑残积粉质粘土界面埋深约5m,可能为潜在滑动面。

另外,K2+350~K2+450滑坡地下水位于岩面附近波动,岩面由于地下水的软化作用,土体较为松软,含水量较高,为可能存在的潜在滑动面。

3、根据滑坡性质及滑动面位置建议K2+350~K2+450(左侧)主滑坡体路段采用路堑埋入

式抗滑桩+反压+锚索的综合治理方法;K2+450~K2+525(左侧)路段已有少量裂缝产生,采用锚索对边坡进行加固处理,并进行持续监测,如有变形再根据监测成果进行相应处理;其余路段继续加强观测、监测。

参考文献

- [1] Janbu,N.Application of composite slip surface for stability analysis [M]. Proceedings of European conference on stability of earth slopes. Stockholm 3,1954:43-49.
- [2] Bishop W.The use of the slip circle in the stability analy-

sis of earth

slopes[J].Geotechnique,1955,5(1):7-17.

[3]林宗元主编.岩土工程试验监测手册[s]

[4]孙增生.滑坡深层位移的监测计算及分析方法[J].路基工程,1996,(3)

[5]罗剑.山区高速公路滑坡深层位移监测及稳定性分析[J].黑龙江交通科技,2015,(3)

[6]何建友.深层土体位移监测在滑坡滑动面确定中的应用[J].工程地质学报,2007,(15)

[7]江门至罗定高速公路(第12合同段)南盛连接线K2+350~K2+525左侧滑坡工程地质勘察报告[R]

营运公路路堑滑坡成因、治理研究及监测措施分析

陆学村

(广东盛翔交通工程检测有限公司, 广州 511400)

摘要: 营运公路边坡滑坡变形危害较大, 影响运营公路行车安全。通过现场勘查, 结合现场变形情况, 对滑坡的工程地质条件进行了分析; 将滑坡边坡划分为三个分区, 对各滑坡分区的滑动面以及稳定性进行分析, 评估各分区的安全。根据各分区变形特征, 对各滑坡分区采取不同处治加固措施, 提出相关监测建议, 可为广东省内其它类似营运路堑滑坡治理提供借鉴。

关键词: 营运公路; 滑坡成因; 稳定性分析; 治理; 监测

1 工程概况

某运营公路路堑边坡在2014年5月23日的连续特大暴雨后3级挖方边坡出现开裂、边坡面隆起或局部滑塌, 高速公路右幅路面局部隆起变形, 边坡上方山体出现了开裂、错台、自然山坡局部滑塌, 出现滑坡险情, 已危及到运营公路行车安全。

2 滑坡工程地质条件

2.1 地形地貌

滑坡区属北东向的九连山南西端余脉, 平原与山区的过渡地带。地貌单元属构造剥蚀丘陵地貌, 原山体自然山坡呈上陡下缓, 山体上部山坡为 $30^{\circ} \sim 52^{\circ}$, 中下部山坡一般为 $15^{\circ} \sim 30^{\circ}$, 局部有陡坎, 高速公路以深挖方路基的形式从山体坡脚通过, 公路走向与山脉走向基本平行, 施工开挖边坡 $25^{\circ} \sim 42^{\circ}$; 山顶最大高程195.5m, 边坡西北侧中运河床为最低点, 山体相对高差约120m。

2.2 地质构造

区域构造以纬向构造体系东西向压性断裂为主, 其次为新华夏构造体系北东向压扭性断裂。主要断层有F1和F2。F1断层断层面呈舒缓波状, 产状为 $350^{\circ} \sim 10^{\circ} \angle 30^{\circ} \sim 85^{\circ}$, 破碎带宽度一般10m~20m, 地层受压后, 形成碎裂岩, 片理化、硅化明显。F2断层断层面略显波状, 断层破碎带宽度一般2m~5m。该断层为压性断层, 属于北西向构造带。

2.3 地层岩性

滑坡区域发育地层有第四系(Q)、泥盆系上统

帽子峰组(D_{3m})、泥盆系上统天子岭组(D_{3t})。第四系主要为崩坡积土和残坡积土, 泥盆系上统帽子峰组(D_{3m})岩性为页岩和泥质砂岩, 泥盆系上统天子岭组(D_{3t})为大理岩。

2.4 水文地质条件

滑坡区地下水可分为第四系坡松散堆积层孔隙水、基岩裂隙水、岩溶裂隙水。水量大小受裂隙发育程度及季节变化影响, 补给来源主要为大气降水下渗补给。

3 滑坡变形特征

该滑坡体左侧见有明显连贯性裂缝, 右侧未见明显变形现象。经调查, 滑坡总体影响范围东西长约500m, 南北长约300m; 山顶最大高程约200m, 中迳桥台底部约80m, 相对高差约120m。

根据现场调查, 滑坡变形与破坏情况主要如下表所述:

表1 滑坡变形特征统计表

变形地段	部位	变形特征	备注
K8+180~K8+230	二级坡附近	坡面已拉裂、向下错动呈环形开裂, 滑体厚6~8m	受挡墙的支撑, 并未出现隆起
K8+230~K8+280	三级坡顶部附近	坡面错动, 滑体厚8~11m	边缘位于二级坡的底部平台
K8+280~K8+460	一、二级坡	一级边坡坡面预应力锚头失效, 一级边坡平台截水沟及二级坡已出现裂缝	底部路肩局部出现隆起
K8+450中桥	0号桥台	伸缩缝错位2~3cm	

4 滑坡应急抢险措施

该滑坡坡体出现多处变形,坡顶自然边坡滑塌,影响公路安全运营。针对实际情况,建设方及时组织了相关应急抢险工作,具体的实施的抢险措施如下:

(1)坡脚反压,用块石对K8+160~K8+420段右路肩反压,反压高度3~6m,防止变形进一步发展。

(2)坡面防水,对一、二、三级坡坡面采用彩条塑料布进行遮挡,防止雨水下渗至坡体内,增加坡体重量和降低土体力学参数,使变形进一步恶化。

(3)坡体位移监测,对坡体进行了地表和深部位移监测,并及时对中途中桥进行变形监测,确定潜在的滑动面深度,判断主滑方向,定量分析评价边坡的稳定状况。

(4)封闭裂缝,对坡体上已经形成的裂缝,用粘土进行封填并夯实,防止地表水体下渗进入坡体,加剧边坡变形。

5 滑坡成因及稳定性分析

5.1 滑坡成因分析

根据滑坡的性状特征与近期变形主要特点可将滑坡稳定性的影响因素划分为内在因素和外部因素两类。内在因素与滑坡区环境地质条件及自身特点有关,主要包括滑坡区的地质构造、地形地貌条件与滑坡物质结构条件以及坡体植被覆盖程度等;外在因素主要有大气降水及人类工程活动等。

5.1.1 地质因素

该滑坡地形具有良好的水流汇集入渗地形条件,滑坡前缘为深挖路堑,为滑坡提供了滑移临空面,为滑坡变形破坏提供了基础条件。

主要地层为全风化粉砂质泥岩、炭质页岩,其共性是质软,遇水易崩解软化,易产生蠕滑;覆盖层深厚,成份主要为碎岩块混杂黏性土,结构较松散,粘性土天然含水量高,且具有弱膨胀性,遇水膨胀,脱水干缩,这膨胀特性是浅层滑动的本质因素;加上两条区域断层穿越坡体,形成大范围破坏带。

5.1.2 物质结构

滑坡边坡总体表现为上部为含碎石粘土、碎

石土及碎块石土,其下是由全风化页岩构成的滑床顶面,坡体物质在水流入渗后易软化,力学强度降低,产生变形破坏。特定的岩性组合为滑坡变形奠定了有利的物质基础条件。

5.1.3 大气降雨

连续的暴雨后,由于降雨入渗,滑坡体内地下水位迅速升高,致使滑坡体内孔隙水压力随之升高,滑坡土体由于饱水而重度增加,增加了坡体荷载,同时降水入渗还使岩土体泡水后力学强度降低,不利于滑坡的稳定。

5.1.4 人工活动

不合理的农业耕作及荔枝林的灌溉用水入渗等,对滑坡区地质环境产生了较大的破坏,降低了边坡抗冲蚀能力和局部稳定性,增加了大气降雨的入渗速度和入渗量,对边坡的整体稳定性和局部稳定性均产生了一定的不利影响。同时,坡脚开挖成三级人工边坡,对诱发、加速坡体变形破坏提供了有利的条件。

5.2 滑坡分区

根据坡面裂缝调查、滑坡变形特点、滑坡区工程地质条件、边坡地表位移矢量分布情况、大理岩埋深情况及其对公路工程的影响情况,将该大型滑坡体分为I、II、III三个变形区,详见图1。

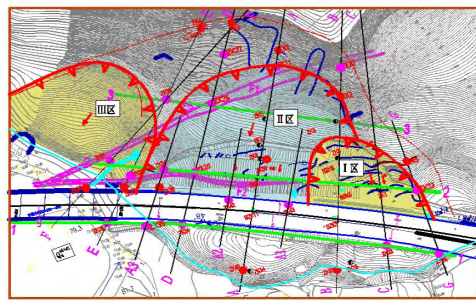


图1 滑坡分区示意图

(1) I区K8+160~K8+280段,该区属于地表强变形区,地下微风化大理岩埋深约15m。该段边坡长120m,表层经过多次清方处理,坡脚设有挡墙,坡面以浆砌片石防护为主,坡面坡度较缓,现阶段边坡出现多处溜滑情况,坡面多环状张性裂缝和鼓胀剪切裂缝,整体呈圈椅状,变形方向与坡面倾向相近,以垂直公路走向为主。

(2) II区K8+280~K8+420段,该段边坡一级边坡坡面采用锚索框格梁结合植草加固,二级边

坡采用人字形骨架结合植草防护,三级边坡按1:1.5边坡率自然放坡处理;该区域后缘受控于斜坡陡缓交界处环状张性裂缝地带,东侧与I区相接,西侧边界以中迳中桥0号桥台与公路交界处,0号桥台处有剪切裂缝呈现,该段长约140m,地表变形方向与坡面倾向基本一致,以垂直高速公路走向为主。

(3) III区 K8+420~K8+515段,该区位于大里程方向,属于弱变形区,该段为原始斜坡地带,公路以桥梁形式通过,未对斜坡扰动,该区段后缘以斜坡中后部不规则出现的拉张裂缝为界,东侧接II区,西侧以居民点后侧出现溜滑问题地段为界,前缘以溪流和斜坡坡脚为界,长约100m。变形方向与坡面倾向基本一致,与公路走向有一定夹角。

5.3 潜在滑动面

根据物探成果和监测资料(深部位移观测)分析,钻探揭露的基岩面分布特点,结合地形变化情况,参照滑坡分区,对该边坡稳定性评价按照三个区进行,各个不同的区简析滑动面: I区为K8+160~K8+280, II区为K8+280~K8+420, III区为K8+420~K8+515。三个区选取C-C(K8+210)、A-A(K8+320)、E-E(K8+435)三个典型断面进行滑坡稳定性分析。

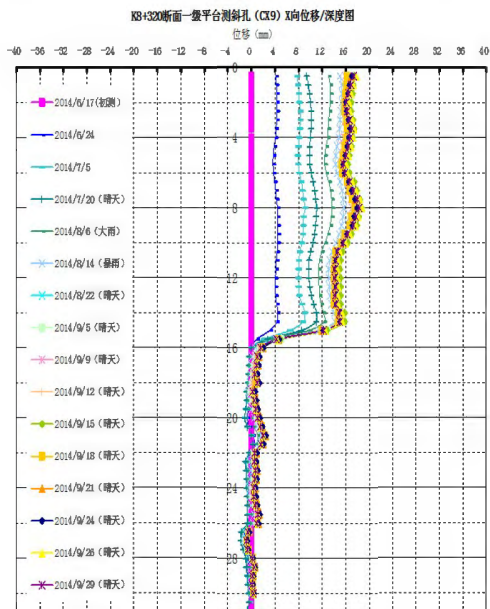


图2 边坡深部位移观测图

I区CC-C断面存在一条已知滑面C-1,以及潜在推测滑面C-2; II区A-A断面存在一条已知

滑面A-1,以及潜在推测滑面A-2、A-3; III区E-E断面存在一条已知滑面E-1,以及潜在推测滑面E-2。

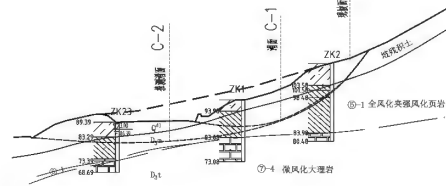


图3 I区滑坡滑动面及潜在滑动面示意图

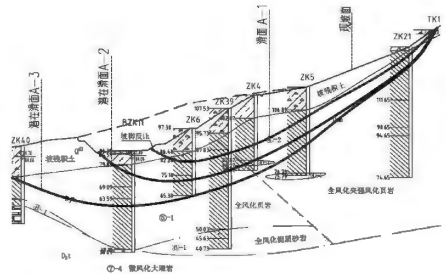


图4 II区滑坡滑动面及潜在滑动面示意图

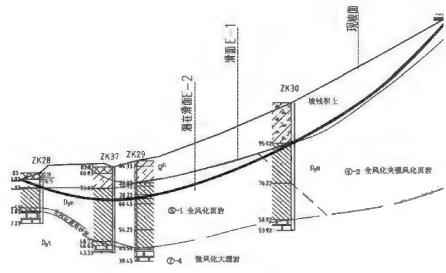


图5 III区滑坡滑动面及潜在滑动面示意图

5.4 稳定性分析

结合抗剪强度试验、力学指标反算、既有工程经验等综合分析确定用于滑坡推力计算的抗剪强度指标如下:

表2 滑动面计算抗剪强度指标表

岩土层	岩土物理力学参数					
	重度(kN/m ³)		天然抗剪强度		饱和抗剪强度	
	天然	饱和	C (kPa)	φ(°)	C (kPa)	φ(°)
I区(C-C)	—	18.66	—	—	12.0	15.0
II区(A-A)	—	18.66	—	—	13.0	17.6
III区(E-E)	—	18.66	—	—	12.0	19.0

该边坡覆盖层厚,岩性复杂,存在多层潜滑面的可能,同时滑面受软弱面及临空面控制,呈折线

型或近似圆弧形。采用《滑坡防治工程勘查规范》(DZ/T 0218-2006)推荐的基于极限平衡理论的传递系数法来进行计算,根据该滑坡体变形特征及目前滑体所处的状态,结合稳定性计算结果,参考《滑坡防治工程勘查规范》(DZ/T 0218—2006)表12,可以将滑坡稳定性评价标准划分如下: $F_s < 1.0$ 不稳定; $1.0 \leq F_s < 1.05$ 欠稳定; $1.05 \leq F_s < 1.15$ 基本稳定; $F_s \geq 1.15$ 稳定。各滑面安全系数结果如表2所示:

表3 典型断面的滑面安全系数及稳定性分析

计算剖面	滑面	工况	安全系数 F_s	稳定性分析
I区 C-C 断面	C-1	暴雨或 连续降雨	0.99	不稳定
	C-2		1.53	稳定
II区 A-A 断面	A-1		1.00	欠稳定
	A-2		1.02	欠稳定
	A-3		1.46	稳定
III区 E-E 断面	E-1		1.00	欠稳定
	E-2	1.13	基本稳定	

综合计算结果可知,边坡在天然状态下基本稳定,饱水状态下,边坡稳定性降低,并小于1,导致边坡发生滑移破坏。边坡开挖对边坡稳定性产生了不利影响,A-A断面最为明显;I区和III区存在中层滑坡,深层滑动可能性不大;II区存在深层滑动,且有更深层滑动的可能性。

6 滑坡治理措施

6.1 滑坡治理原则

滑坡治理工程设计应遵循以下原则:动态设计的原则;充分考虑目前边坡的实际情况;一次根治,不留后患;因地制宜,保护环境;治理工程应做到经济合理、技术先进和施工可行;考虑到该路段已通车营运,场区地质条件较差,滑坡加固处治工程应以确保安全为原则,针对性的设计加固措施。

6.2 滑坡治理原则

滑坡边坡地质环境条件复杂,在暴雨及工程活动等不利条件下,有发生整体失稳的可能,综合

各分区滑坡稳定性分析,对该滑坡各区分布采取治理工程措施:

(1) I区,一级平台设置2m×3m人工挖孔锚索抗滑桩,锚索长40m,锚固段12m,桩顶上部边坡设置锚索框架。

(2) II区,在一级平台上设置2m×3m人工挖孔锚索抗滑桩,锚索长40m,锚固段12m,原二、三级人工边坡采用锚索框架治理。

(3) III区,在中途中桥北侧设2m×3m人工挖孔锚索抗滑桩一排,锚索长40m,锚固段12m。

7 滑坡治理工程监测措施

参照《公路路基设计规范》(JTG D30-2015)7.2.10条要求,滑坡防治监测可分为施工安全监测、防治效果监测和营运期监测,应以施工安全监测和防治效果监测为主;滑坡监测项目可按附录F选定,监测点应布置在滑坡体稳定性差或工程扰动大的部位;防治效果监测应结合施工安全和营运期监测进行,监测周期应为整治工程完工且公路投入营运后不少于一年。

本滑坡工程主要的加固措施为抗滑桩与锚索,结合项目特点要求既要保证安全又要监控分析各抗滑桩的受力分析,本滑坡工程及周边结构物选取的监测项目有坡面位移观测、深部位移观测、锚索应力观测、抗滑桩观测(桩顶位移、桩身位移、桩身钢筋应力、桩后土压力、桩头锚索应力)、桥梁结构位移观测(水平位移与垂直位移)。

(1) 坡面位移:K8+240、K8+275、K8+320、K8+350四个断面布置8个坡面位移观测点,分别布置在路面、二级平台、挡墙顶。

(2) 深部位移:K8+240断面山头及二级平台布置两个测斜孔;K8+280断面二级平台布置一个测斜孔;K8+320断面顶及平台共布置三个测斜孔;K8+350二级平台布置一个测斜孔;K8+362.5、K8+379.8、K8+443.1、K8+441.5断面各布置一个测斜孔,测斜孔总深380m。

(3) 锚索应力观测:二级边坡锚索施工区选择3个截面布置锚索测力计。

(4) 抗滑桩观测:在抗滑桩桩身、桩头以及桩后土体、桩顶布置钢筋应力计、锚索测力计、测斜

孔、位移点等,对抗滑桩变形进行全面观测。

(5)桥梁结构位移观测:在路基两侧以及桥梁外侧、护栏、路面等布置位移和沉降观测点。

滑坡监测包括处治施工期及处治完成后一年。施工期内每3~5d观测1次,在外界扰动较大时,如暴雨期间应每天观测1次。处治工程完工后一年每15~30d观测1次,当发现变形较大或其它异常情况时需加密观测并视情况延长监测时间。

8 结语

营运公路边坡滑坡为具有多层滑面、影响范围大的复合型大型滑坡,存在深层滑动可能性较大,地面表现为滑坡体上存在大小不一、深度不同的滑面。地形地貌、地层岩性、物质结构、大气降雨以及人工活动等综合相互影响,增加了路堑边坡失稳变形的可能性。通过现场调查,研究了边坡滑坡病害历史及发展,将滑坡划分为三个滑动分区,对每个分区的滑动稳定性进行分析,评估各滑坡分区的安全。针对各滑坡分区变形特征的严

重情况,提出不同的处治措施,对滑坡监测提出了相关监测建议。综合运用勘察、现场调查、计算分析、监测等手段有效处治营运路堑边坡滑坡处治,处治效果显著,避免了滑坡的进一步变形,确保营运公路行车安全。

参考文献:

- [1]徐邦栋. 滑坡分析与防治[M]. 北京:中国铁道出版社,2001.
- [2]罗成. 长深高速公路某大型滑坡治理工程的分析与思考[J]. 广东公路交通,2011,第3期:69-73.
- [3]尤帆帆. 高速公路边坡风险分析和应用[J]. 广东公路交通,2013,第6期:9-14.
- [4]陈运辉. 广河高速惠州段K81路堑滑坡成因分析、治理及监测措施[J]. 广东公路交通,2014,第5期:13-17.
- [5]中华人民共和国建设部.《工程测量规范》(GB50026-2016)[S].北京:中国计划出版社,2016.
- [6]中华人民共和国交通部.《公路路基设计规范》(JTG D30-2015)[S].北京:人民交通出版社,2015.

无人机航测系统在公路带状地形测量中的应用

汤 敏

(广东省交通规划设计研究院股份有限公司,广州 510507)

摘 要: 无人机航测系统具有响应速度快、外业工作量小、勘测成本低、成图精度高等优势,在中短距离的公路带状地形测绘中发挥着越来越重要的作用。本文对无人机航测系统的原理及流程进行了简单的分析,结合应用实例,证明了无人机航测系统可以满足大比例尺公路带状地形图测绘的要求,为公路勘测设计的基础数据采集提供了全新的解决方案。

关键词: 无人机;立体成像;空三加密;公路勘测

1 引言

随着经济的发展,近年来一些局部公路拓宽改线工程越来越多,此类工程规模不大、长度较短,且工期要求紧,使用常规的航测技术进行带状地形测绘时由于空域申请手续较为繁琐,实施起来风险也比较大,优势不够明显,而无人机航测系统的出现正好弥补了这一不足之处,其具有响应速度快、外业工作量小、勘测成本低、成图精度高等优势,在中短距离的公路带状地形测绘中发挥着越来越重要的作用。本文对无人机航测系统的原理及流程进行了简单的分析,结合应用实例,证明了无人机航测系统可以满足1:2000公路带状地形图测绘的要求,为公路勘测设计提供了全新的解决方案。

2 无人机航测系统简述

2.1 无人机航测系统原理

无人机航测系统是以无人机作为遥感平台,飞机携带相机沿飞行线(或条带)获取垂直航空像片,在进行航空立体成像时,摄影系统能够按照项目要求进行航线设计,并能按设计航线进行自动航空摄影,然后通过内业数字测图软件制作高精度的各种正射影像图(DOM)、数字高程模型(DEM)、数字线划图(DLG)。

2.2 无人机航测技术流程

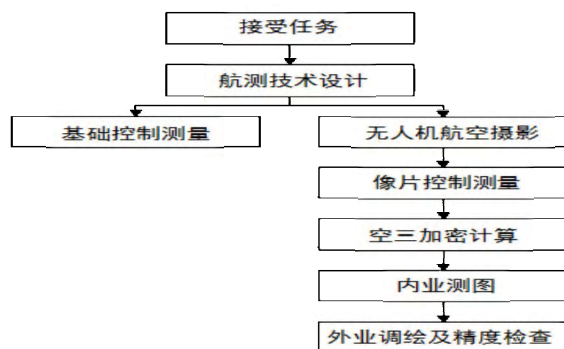


图1 无人机航测技术流程图

3 应用实例

3.1 工程概况

受某地方业主的委托,我司工程测量部对某一级公路拓宽改造工程进行1:2000带状地形图的测绘。该线路长度12.685km,地点位于广东省茂名市境内,测区地貌为丘陵地带,测区内交通极不方便,通视条件一般。由于项目地方业主的特殊要求,本项目工期非常紧张。如采用人工测图,在业主规定的时间内,需要投入15-20人才能按时完成,对于我司测量部来说,会造成大量的人力资源浪费;如采用传统航空摄影测量,由于空域申请时间较长,根本无法满足业主的需要。因此本项目决定采用无人机进行航空摄影测量。

3.2 基础控制测量

在线路上每隔500米左右布设一个一级GPS

控制点,一共布设28点,采用GPS静态观测的方法进行观测,起算点经静态测量后由广东CORS中心解算提供高等级成果。高程控制采用四等水准测量方法进行,对未联测水准的GPS点采用GPS高程拟合计算其高程。

3.3 无人机航空摄影

本项目采用华测P520V测绘无人机,此款无人机续航时间为40分钟,最大速度85Km/h,最大载重2.9Kg,携带的航测仪是Canon 5D Mark I数码相机。为确保航线弯曲度和航拍质量,本次飞行时间基本上选择在风速较小、风向稳定的中午时段进行,航测范围纵向每侧覆盖成图区域以外一个航带25%的宽度,航测分辨率为0.12m。

3.4 像片控制测量

像控点的平面联测采用GPS接收机按快速静态定位模式或RTK测量模式作业,采用快速静态定位模式作业时,应选取公路沿线一级GPS点作为起算点,并与像控点构成网状或附合路线,同步观测时间根据边长及卫星状况决定,一般不少于20分钟;采用RTK测量模式作业时应采用相应检核手段,确保观测成果的可靠性,高程采用GPS高程拟合或不低于五等水准测量方法或三角高程联测。

3.5 空三加密计算

全数字空中三角测量采用华测Pix4D mapper无人机航测数据处理系统,通过此软件进行控制点加密解算,可以获取高精度的像对定向点,空三加密包括双拼虚拟影像区域网平差和单像机影像区域网平差,平差方法则采用光束法区域网平差。

3.6 内业测图

内业测图采用Virtuozo数字摄影测量工作站进行,直接导入加密成果建模,对模型进行相关匹配和编辑,生成数字高程模型(DEM);利用DEM对数字影像进行逐象元的几何纠正、影像调色、影像拼接、影像切割生成数字正射影像图(DOM),并利用该立体测图软件快速高效的直接生产出带符号化的数字线划图DLG。

3.7 外业调绘及精度检查

使用内业测图后回放的DLG进行野外全要素的调绘、检查以及补测、修测新增的地物,本公路

为南北走向,路线中心线应垂直于北图廓线,调绘时符号和字头均朝北方向。图上高程注记点由Virtuozo测图工作站内业测定,外业调绘时,沿中心线附近用水准联测或GPS拟合高程实测一部分高程点,来校正内业测定的高程值。

本次无人机航测过程中我们进行了精度检查,将检查点与野外实测数据进行比较,得出平面位置最大中误差为42cm,高程最大中误差为53cm,均满足《公路勘测规范》(JTGC10—2007)和《1:500 1:1000 1:2000地形图航空摄影规范》(GB6962—2005)的要求,同时通过与实地地物特性现场测量核对对比可知,本项目地形图成果图面内容表达清晰,地物地貌取舍合理,且测量资料齐全、控制布设合理、成果准确可靠,可提供勘察设计使用。

4 结束语

无人机航测系统应用于大比例尺公路带状地形图的测绘中,优势非常明显,完全可以高质、高效、快速地完成地形图测量工作,节省了大约一半的人力,同时大大缩短了测量周期,在中小规模公路勘察设计中起到了重要的作用。随着无人机与传感器的发展,以及机载GPS的精度提高,无人机将来能够得出的数据更加丰富准确,给公路勘测提供更多的数据支持,其在交通领域的作用也将越来越大。

参考文献:

- [1]国家测绘局. CH/Z3004—2010低空数字航空摄影测量外业规范,CH/Z 3003—2010低空数字航空摄影测量内业规范,[S]. 北京:中国标准出版社,2010.
- [2]国家测绘局. CH/Z 3001—2010无人机航摄安全作业基本要求,CH/Z 3002—2010无人机航摄系统技术要求. 北京:中国标准出版社,2010.
- [3]李永树. 基于无人机技术的地形图测绘研究[J]. 测绘,2011,34(4):147-151.
- [4]何敬,李永树,鲁恒,等. 无人机影像的质量评定及几何处理研究[J]. 测绘通报,2010(4):22-24.

BIM和VR技术在道路安全性评价中的应用

郭月利

(广东省交通规划设计研究院股份有限公司,广州 510507)

摘要: BIM和VR是近年来兴起的新技术,利用这一技术可以对工程实体进行可视化模拟,本文通过实例介绍了BIM和VR技术在道路的可视化模拟展示和视距分析方面的应用。

关键词: 道路安全性评价;BIM;VR;停车视距;最小分辨角

1 引言

随着我国公路通车里程尤其是高等级公路通车里程的不断增长,社会各界尤其是道路使用者对交通安全的需求日益增长。在2014年全国交通运输工作会议上,交通运输部部长杨传堂做了题为《深化改革务实创新加快推进“四个交通”发展》的报告。报告中提出了以“四个交通”的理念推进交通运输的现代化发展,其中平安交通是发展的基础。

自2004年起,我国开始实施公路项目安全性评价,同时2014年起,为贯彻“平安交通”的发展要求,道路交通安全性评价逐步对道路的各个阶段予以覆盖,包括工可阶段、设计阶段、交工阶段以及后评价阶段。随着对安全性评价的要求及技术水平的不断提高,BIM和VR等新技术也逐步得到应用。

2 道路安全性评价

2.1 概述

道路安全性评价是从公路使用者的角度,按一定的评价程序,采用定性和定量的方法,对公路交通安全进行的全面、系统的分析与评价。其核心是评价公路及其设施和交通环境等对交通安全的影响,目的是通过评价提供有利于交通安全的条件,从而减少交通事故,降低交通事故危害程度,提高安全水平。

2.2 存在问题

2.2.1 对道路的综合评价不足

在道路交通安全性评价中,道路指标的核查非常重要。目前,安全性评价主要以设计指标与

规范指标对比为主,采用文字或表格的方式表述,报告内容枯燥、不易理解,尤其是对线形条件较差的路段,难以结合人、车、环境等因素对道路交通安全状况进行综合评价。

2.2.2 停车视距改善措施不足

表1 高速公路、一级公路停车数据

设计速度(km/h)	120	100	80	60
停车视距(m)	210	160	110	75

根据《公路工程技术标准(JTG B01-2014)》

规范要求,高速公路停车视距不应小于下表的要求:

同样根据《公路工程技术标准(JTG B01-2014)》规范要求,圆曲线最小半径应符合下表的要求:

表2 圆曲线最小半径

设计速度(km/h)	120	100	80	60	40	30	20
10%	570	360	220	115	-	-	-
最大	8%	650	400	250	125	60	30
超高	6%	710	440	270	135	60	35
	4%	810	500	300	150	65	40

根据现有设计规范要求,在平、纵等主要几何指标满足对应标准、规范指标要求的情况下,仍可能存在视距不良(不足)的情况,且在现有道路线形的限制下,视距不足的现状难以改善。

2.2.3 对交通改善措施实施后的道路安全性情况改进评价不足

经过评价得出道路安全性结论后,针对交通薄弱环节均有针对性的改善措施。目前,安全性评价报告中提出的改善措施涉及较多的交通设施

增减,对实施后的改善情况或可能造成的其他影响难以体现,对实施改善措施的决策支持不足。

2.3 解决对策

在现有技术和评价基础上,结合新技术,通过对特殊路段的可视化建模和模拟,可在一定程度上解决以上问题。通过模拟,评价者对道路线形有更加直观的认识,并可在虚拟道路环境中测试行车环境、检验停车视距并评估改善措施的效果,提高评价质量和有效性。

3 BIM和VR技术应用

3.1 概述

建筑信息模型(Building Information Modeling)或者建筑信息管理(Building Information Management)是以建筑工程项目的各项相关信息数据作为基础,建立起三维的建筑模型,通过数字信息仿真模拟建筑物所具有的真实信息。

虚拟现实(Virtual Reality)技术是一种可以创建和体验虚拟世界的计算机仿真系统,它利用计算机生成一种模拟环境,是一种多源信息融合的、交互式的三维动态视景和实体行为的系统仿真,可以使用户沉浸到该环境中。

基于BIM和VR技术,对道路实况进行模拟,反复验证交通状况,有利于提高评价的有效性和针对性。

3.2 道路BIM建模

以广东省内梅河高速公路安全性评价为例,为更直观展现道路实况和对视距进行研究,评价中选取了K7+190处R-850平曲线进行了BIM建模。

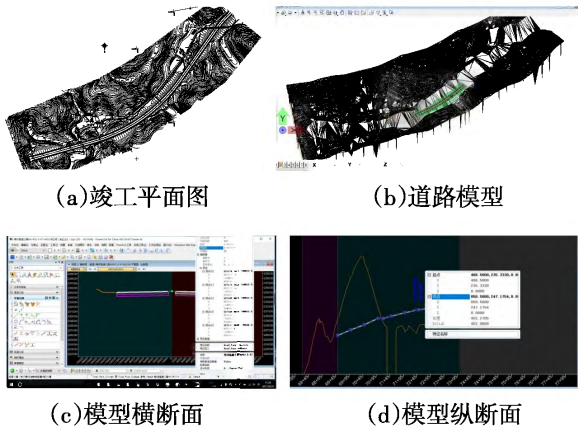


图1 道路建模情况

3.3 驾驶模拟

将BIM模型导出的.FBX文件导入UE专业虚拟引擎搭建了道路及其周边环境的虚拟空间,通过VR设备如头盔、手柄、模拟驾驶器等在虚拟空间中进行模拟驾驶。



图2 VR虚拟场景

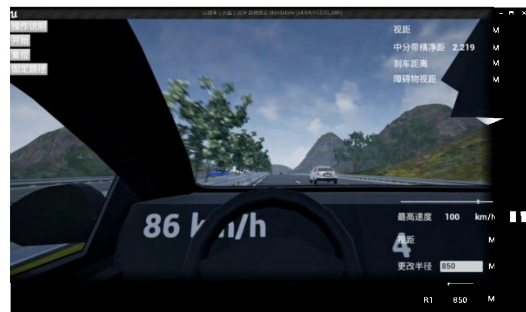


图3 模拟驾驶

3.4 视距研究

根据规范解释,停车视距指车辆以一定速度行驶中,驾驶员看到前方障碍物时起,至达到障碍物前安全停车止所需要的最短行驶距离。在停车视距检验时,小客车停车视距采用的驾驶员视点高度为1.2m,视点前方路面上障碍物定点高度为0.1m,示意图4。

停车视距受横净距控制,改善视距的前提是增加横净距尺寸。在现有道路线形条件不改变的情况下,受限于0.1m的障碍物高度,较小半径平曲线外侧路段最左侧超车车道的停车视距无法改善。

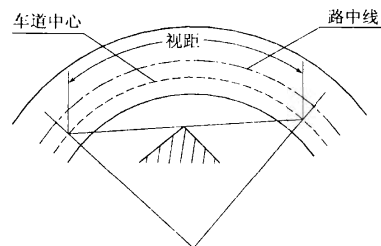


图4 公路平面视距示意图

表3 不同条件下横净距和视距对比

序号	计算方式	横净距(m)	视距(m)
1	按0.1m障碍物高度计算	2.375	127
2	按1.2m障碍物高度计算(防眩板中置)	2.915	141
3	按1.2m障碍物高度计算(防眩板偏置)	3.485	154

根据视光学理论,在标准视力即1.0条件下,人眼最小分辨角为1分,据此计算,200米距离处0.058m物体在人眼视网膜上为一个可辨像素点,100米距离处0.029m物体在人眼视网膜上为一个可辨像素点。但在实际道路上,由于车辆高速移动,即使在光照充足的条件下,前方100米距离处0.1m的障碍物仅能在视网膜处辨识为5个点,仍然是难以察觉的。

通过反复实测和模拟,建议对停车视距的障碍物高度可采用两组数值,一组为标准中提出的0.1m,另一组为1.2米,对第二组数据可以调整中央分隔带内防眩板位置获得更大的横净距并取得改善停车视距的效果。

4 结论

通过对典型路段的建模和虚拟环境模拟驾驶,道路安全性评价有了更加直观的验证,同时通过对道路的模拟和视距计算的调整,在不改变道路线形的条件下,通过中央分隔带防眩设施的调整可适当改善较小半径平曲线外侧路段最左侧超车道的停车视距。随着BIM技术在公路行业的普及应用,未来可利用BIM设计模型对道路进行全线的可视化模拟和核查,大大提高安全性评价的效率和作用。

全国公路工程地质科技情报网2017年 技术交流会报道

2017年9月20-22日,全国公路工程地质科技情报网在江苏无锡举办了“全国公路工程地质科技情报网2017年技术交流会”,来自全国的数十家勘察设计单位的代表参加了会议。会议以公路勘察、设计和施工为主题展开了研讨和交流。交流会对公路工程地质勘察的历史及新技术的研发及应用进行了回顾,对国内及国际上最前沿的研究理论和技术进行了介绍,并展示了各种创新的实验、设备及勘察成果。本次会议在会议交流研讨的基础上,还组织与会人员考察参观考察了张家港至南通铁路控制工程——沪通铁路长江大桥。

开幕式结束后,首先是南京大学施斌教授作了名为《公路工程地质光纤监测技术》的报告,该报告深入浅出的报道了公路工程地质光纤监测技术应用现状,指出了光纤监测技术在地质工程、岩土工程和地质灾害的监测中的前景。会议承办方中设集团地勘部门负责人徐春明开展了题为《苏锡常南部高速公路常州至无锡段太湖隧道段地质勘察综述》的报告,重点介绍了全长约43.217公里的苏锡常南部高速公路常州至无锡段的控制性工程——长度约10.790公里的CX-KC-1标太湖隧道的地勘情况,该工程在地勘过程中采用了现场地质调查、工程钻探、静力触探、钻孔原位测试、水文地质试验及室内土工试验等综合勘察方法,详细查明各工程地质条件,以满足施工图设计的要求。在此基础上,中交一公院、中交二公院、中交公规院、苏交科、中设集团及湖北、广东、贵州等省交通规划设计院和马克菲尔(中国)公司和长江水利委员会长江科学院等单位的代表开展了题为《整合地质信息至BIM工作流程-南京库仑》《互联网+公路工程勘察及管理》《湖北宜昌至巴东高速公路地质勘察总结及经验浅析》《海域勘察新技术在大连湾跨海交通工程项目中的应用》《珠江三角洲软土特征及处理方法》《贵州省某顺层岩质滑坡

变形破坏机制分析》《结构检测评估加固技术及应用》《落石防护加筋堤的设计和应用》《跨海大桥桩后压浆技术及自平衡荷载试验分析》《隧道锚抗拔机理及勘察设计问题》的交流。其中,我公司的张修杰同与会人员交流的《珠江三角洲软土特征及处理方法》被评为优秀论文奖,报告之后,与会代表与专家们进行了长时间的互动交流,大家分享了自己的研究和实践经验及面临的各种问题。

交流会后,主办方组织与会人员参观考察了该地区的重要公路工程——沪通铁路长江大桥。该大桥是张家港至南通铁路控制工程,大桥全长11.072公里并采用公铁合建(铁路为四线,公路为六车道),集沪通铁路、盐通客运专线和锡通高速公路于一体。桥址选择在南岸于张家港十三圩港闸下游约400m处垂直主航道方向跨越长江,上距江阴长江大桥45公里,下距苏通长江公路大桥40公里。沪通铁路长江大桥主航道桥采用双塔五跨,布置为168+462+1092+462+168 m且总长2352m,其中主跨1092m,建成后将超越苏通大桥成为中国第一跨的斜拉桥。桥梁采用上下层斜拉桥结构,上层建六车道高速公路,为拟建的无锡-张家港-南通高速的一部分“双线盐通客运专线”,设计时速350km/h(跨江部分限速250km/h);下层按国铁I级标准建设四线铁路,为沪通铁路和南通-苏州-嘉兴城际铁路的一部分,设计时速200公里,将成为沪通铁路、城际铁路、高速公路的共用过江通道;沪通铁路长江大桥同时还肩负着搭载高压电缆过江的功能。从地勘角度来看,沪通铁路长江大桥面对钻探工程施工水域通航环境及水流条件复杂、工程量大、施工船舶多、作业时间长的特点,施工水域横跨长江浏海沙等多个水道,其中地质勘察作业就占用了张家港仅有的两个锚地之一“通沙海轮锚地”,上游紧临张家港越洋等

多个危化品码头给长江水上安全监管带来了巨大挑战。沪通长江大桥于2014年3月1日开工建设,建成后将是世界上首座跨度超千米的公铁两用斜拉桥。

与会专家和代表一致认为公路工程地质勘察

非常重要,它对后期的设计、施工等均具有非常重要的意义。我国现行的公路工程规范还存在一定的不足,急需得到完善和加强,这也为我国未来该领域的发展提供了导向。

(报道者:李红中)

2017城市地下综合管廊新技术交流暨项目观摩会报道

2016年《政府工作报告》提出“开工建设城市地下综合管廊2000公里以上”。2017年《政府工作报告》提出“持续提升基础设施支撑能力,地下综合管廊建设加快。再开工建设城市地下综合管廊2000公里以上,使城市既有“面子”、更有“里子”。为贯彻落实中央城市工作会议精神,进一步推动智慧城市建设,促进我省各地市专业技术及管理人员学习借鉴不同城市地下综合管廊建设经验,全面系统掌握最新城市不同类型地下综合管廊建设新技术,广东省土木建筑学会主办了“2017城市地下综合管廊新技术交流暨项目观摩会”。

交流会于9月8日上午在广州举行,下午大家驱车前往肇庆参观肇庆新区城市地下综合管廊,活动吸引了市政交通领域的建设、设计、施工、监理、平台开发等专业人士200余人参加。

交流会围绕地下综合管廊的应用共组织了3个专题演讲报告,包括中建八局广西建设有限公司戈祥林总工程师的《肇庆地下综合管廊EPC工程总承包建造技术》、广州地铁设计研究院有限公司史海欧总工程师的《盾构法修筑城市综合管廊设计》、广州市市政集团有限公司安关峰总工程师

《装配式管廊建设关键技术研究与应用》等,随后大家前往肇庆参观肇庆新区城市地下综合管廊。肇庆新区城市地下综合管廊位于肇庆新区核心区的西南地段,项目建设范围内包含城市主干路8条,城市次干路2条,支路4条;跨河涌桥梁12座;综合管廊总长约41.4km,包括新港路、新区环路、长利大道、站前大道、鼎湖大道等15条地下综合管廊,综合管廊采用现浇钢筋混凝土闭合框架结构,横断面共29种类型,并配套综合管廊监控中心1座。

本次交流会围绕综合管廊工程建设应遵循“规划先行、适度超前、因地制宜、统筹兼顾”的原则,讲述新区管廊建设、中心城区修建管廊解决方案、预制装配管廊关键技术在不同环境的应用,充分发挥综合管廊的综合效益。行业内已有多家设计院和项目在前期和实施过程中有所应用,案例也逐步增加,与会代表也分享了在研究、设计、管理养护方面的经验和心得,探讨了综合管廊应用的价值体现,对地下综合管廊技术的应用起到了推动和促进作用。

(报道者:赵佩)

2017年测绘学术年会报道

2017年测绘学术年会及第七届全国测绘地理信息技术装备展览会暨全国测绘地理信息博览会于2017年11月8-11日在南京国际展览中心召开,全国31个省市自治区共1200人参加,我公司派工程测量部主任邱赞富参加并领奖。

2017年11月9日上午大会开幕,由中国测绘科学研究院院长、中国测绘地理信息学会副理事长程鹏飞主持,李维森理事长致词、江苏省领导致欢迎词、国家测绘地理信息局党组书记、局长库热西讲话、大会颁发2017年度测绘科技进步等各项奖,然后进行特邀报告会,10日有14个分会场同时进行。

主会场的7个特邀报告是:

中国科学院院士李德仁重点介绍了“论空间大数据与人工智能的集成”;

美国科学院院士古德查德报告主题是“跟上地理信息发展步伐—位置的科学”;

中国工程院院士李建成报告主题是“人工智能对测绘科学发展带来的机遇”;

中国工程院院士刘先林介绍了“当代国产测绘装备的技术发展”;

中国工程院院士谭述森介绍了“北斗系统创新发展历程与应用前景”;

国家基础地理信息中心总工程师陈军介绍了“互联网+地球覆盖协同验证的技术进展与全球实践”;

超图集团总裁宋关福“全面拥抱大数据的GIS基础软件技术”;

2017年11月10日同时进行了14个分会场报告会:

“精准时空信息服务“一带一路”建设、“大数据GIS与空间大数据”、“空间大数据技术、建设与应用”、“数据文化和地图文化”、“商业高分辨卫星遥感”、“测绘技术和装备”、“第二届青年论坛”、“InSAR技术创新发展与产业应用”、“卫星测绘与全球测图”、“地理国情/世情监测”、“智慧城市与地下工程”、“泛在定位、测绘与人工智能”、“无人机驾驶系统应用”、测绘管理与生产新技术”等等。

每个分会场都有6-13个专家、学者、企业家作报告,报告讲完后还进行了自由提问。

(报道者:邱赞富)

广东省公路学会岩土工程专业委员会换届暨 举办学术交流会报道

广东省公路学会岩土工程专业委员会换届暨举办学术交流会于2017年10月17日在清远市召开,会期两天,我公司总工梁立农及岩土勘察分公司总经理张修杰及张金平、周孝宇参加了会议。本次会议由广东省公路学会主办。

随着公路工程建设事业的不断发展,公路岩土勘察、设计、施工、监测、检测及管理方面也不断发展、创新,涌现了一批批新技术、新理念。本次

会议于2017年10月17日下午及18日上午主要就公路建设领域的新技术、新方法、新理念进行了学术交流。18日下午实地参观考察了惠清高速公路项目第18合同段太和洞隧道支洞和洞顶古滑坡处治项目。经过为期两天的交流、学习,大家对公路建设领域新技术、新方法有了全新的认识,取得了很好的效果。

(报道者:张金平)

会议交流内容一览表

序号	交流的题目	交流的主要内容
1	公路基础设施水灾害防治技术的发展	公路基础设施水灾害防治新材料、新技术,介绍了工程医院的概况及前景等
2	深圳光明新区12.20特别重大滑坡的灾情、救援,以及原因与整治	主要介绍了深圳光明新区12.20特别重大滑坡的工程特点、原因、整治措施等
3	高性能脂类材料的边坡生态防护技术与应用	主要介绍了高性能脂类材料特点与在工程中的应用
4	刚性复合厚壳层深厚软基处理及应用	主要介绍了深厚软基特点、桩土协调机理、刚性复合桩应用
5	惠清高速绿色建造科技示范工程	主要介绍了惠清高速绿色建造及科技示范工程目标、手段、方法及相关实例
6	隧道BIM技术应用与智慧基础设施实践	主要介绍了BIM技术应用与智慧基础设施平台的开发、应用与前景
7	基于施工期自动化监测和三维数值模拟的临危边坡锚固研究	主要介绍了施工期自动化监测和三维数值模拟的临危边坡锚固技术,并列举了广乐高速实例
8	公路隧道快速检测与健康大数据平台	主要介绍了公路隧道快速检测新技术与健康大数据平台的应用
9	高速公路边坡病害调查的人机协同系统研究成果及应用	主要介绍了高速公路边坡病害调查的人机协同系统研究成果及应用,并提出今后研究发展的方向

《城镇雨水调蓄工程技术规范》、《城镇内涝防治技术规范》和《城市排水工程规划规范》宣贯暨海绵城市规划设计与实践案例分析研讨会报道

由中国建设培训协会培训中心主办的国家标准“《城镇雨水调蓄工程技术规范》(GB51174-2017)、《城镇内涝防治技术规范》(GB51222-2017)和《城市排水工程规划规范》(GB50318-2017)宣贯暨海绵城市规划设计与实践案例分析高级研讨会”于2017年10月21日至10月23日在西安举办。

会上,行业专家共同研讨了包括城镇雨水调蓄、城镇内涝防治及海绵城市的应用及相关发展方向。

主要内容如下:

(一)《城镇雨水调蓄工程技术规范》(GB51174-2017)宣贯与典型案例分析

1、《城镇雨水调蓄工程技术规范》编制背景和主要内容;

2、《城镇雨水调蓄工程技术规范》重点内容及强制性条文解析;

3、调蓄设施的基本概念、类型与技术体系。

(二)《城镇内涝防治技术规范》(GB51222-2017)宣贯与典型案例分析

1、《城镇内涝防治技术规范》编制背景和主要

内容;

2、《城镇内涝防治技术规范》强制性条文解析;

3、发达国家雨洪管理经验与对策。

(三)新修订的国家标准《城市排水工程规划规范》(GB50318-2017)主要内容及要求

1、《城市排水工程规划规范》修订背景和主要内容;

2、《城市排水工程规划规范》强制性条文解析;

3、城市排水系统现状问题分析及战略对策;

(四)海绵城市规划设计与实践案例分析

1、海绵城市建设国家政策解读;

2、海绵城市规划编制要点;

3、海绵城市设计技术要点。

排水防涝近几年是社会焦点关注方向,雨水调蓄对洪涝灾害的消减有急需的作用,海绵城市的推广应用到城市建设的各个领域对城市的可持续发展有迫切需求,总之,水资源的可控和有效利用对城市建设可带来良性循环。

(报道者:刘 衡)

第十届中国盾构施工与管片生产技术年会暨 现场观摩会报道

以“绿色建造,创新发展”为主题的“第十届中国盾构施工与管片生产技术年会暨现场观摩会”(简称盾构管片年会)于2017年10月26日至29日在山东省青岛市召开。本次会议由土木工程(中国)科学技术研究会主办,青岛光大集团大型构件有限公司及北京京都华建工程咨询中心承办。参加会议的地铁领域的著名专家、学者有中国地铁泰斗、上海申通地铁及多家地铁公司顾问王振信、同济大学教授白云、青岛地铁集团有限公司副总经理王守慧、中铁第四勘察设计院集团有限公司副总工程师张迪、中铁十六局集团有限公司副总工程师吴焯鹏等,来自全国地铁(轨道交通)业主、勘察设计、施工、监理、监督监察站、管片生产及部分设备、材料供应等相关单位共二百多名代表参加了本次会议。

来自地铁工程领域的专家、学者王振信、白云、张迪等十余位与会代表就管片的发展历程、超大直径管片生产关键技术、轨道交通盾构法隧道风险控制与管片生产等议题进行了交流。会议具体交流的内容如下:

1、王振信-管片的前世今生

介绍了隧道支护材料的发展历程、管片的由来、管片的不同形式、管片节点模式、特殊形式的管片、管片抗震措施、目前世界上最大的盾构隧道及拟建的更大的盾构隧道、排水盾构隧道等内容。

2、白云-“一带一路”的基础设施建设前景

以“世界桥”与“一带一路”作为引言,阐述了“一带一路”对中国的机遇及其对基础设施的需求,报告对“一带一路”重大案例进行了介绍,提出了“一带一路”的挑战与对策。

3、吴焯鹏-超大直径管片生产关键技术

报告以豫机城铁一标工程为例,介绍了十六局集团公司管片生产概况及豫机城铁一标管片厂概况,阐述了超大直径管片生产技术及BIM技术

在管片生产与盾构施工全过程的应用。

4、刘万兰-轨道交通盾构法隧道风险控制与管片生产

报告介绍了盾构工法的起源、衬砌的发展、管片功能性分析等内容,提出了盾构法隧道建设的主要风险问题并举例阐述,最后提出设计及施工解决方案。

5、何山-宁波轨道交通类矩形盾构管片施工精细化管理

报告介绍了类矩形盾构的发展背景及特点、类矩形盾构机及管片拼装等内容,阐述了管片预制精细化管理及类矩形管片信息化创新等内容,包括预制、安装及检测等方面的创新。

6、张迪-盾构管片建造与保护

报告介绍了盾构法隧道管片的设计、建造及运营维护等内容,阐述了管片的缺陷整治与修复,最后报告对盾构管片未来的发展进行了展望。

7、张昌杰-管片生产中的误区

报告提出了管片蒸养的选择、养护的不同方法、外弧收面、构件生产进度等问题并进行了阐述,此外还介绍了脱模油的正确使用等方法。

8、谈永泉-《预制混凝土衬砌管片》(报批稿)

新版国标《预制混凝土衬砌管片》正处于报批阶段,报告者对主要技术变化进行了介绍和解读。

9、从“空中搅拌”到“地下搅拌”-混凝土地下搅拌实验和专利介绍

报告介绍了现有搅拌站的现状与背景并提出存在的问题和解决方案,阐述了下沉式地下搅拌的方法及优点。

10、韩银华-苏州地铁3号线风险巡查问题及改进

报告提出地铁施工巡查分类及存在的问题,阐述了钢支撑、基坑围护的发展、问题及改进,分析了软土地层地下承压水问题。此外,报告对地

铁施工进行案例分析并提出“结构性安全、质量”风险控制措施。

11、盾构管片钢筋笼机械生产研究

报告阐述了盾构管片钢筋笼应用的现状与问题,介绍了机械化生产方案及加工过程,并对具体的生产工艺进行了详细的讲解。

会后,与会代表针对上述议题进行了充分的沟通、交流,互通有无。28日,会议组织与会代表参观了青岛光大集团大型构件有限公司的新型管片生产线以及青岛环球集团股份有限公司的生产流水线。

(报道者:金 焯)

全国海绵城市一体化建设关键技术与案例暨智慧海绵城市高级培训班报道

海绵城市建设是一项重大民生工程,是推进生态文明建设和新型城镇化发展的重要举措。今年两会总理的报告中提出启动消除城区重点易涝区段三年行动,推进海绵城市建设,使城市既有“面子”、更有“里子”。海绵城市的建设要综合采取“渗、滞、蓄、净、用、排”等措施,最大限度地减少城市开发建设对生态环境的影响,将70%的降雨就地消纳和利用。到2020年,城市建成区20%以上的面积需达到目标要求。

为贯彻中央城市工作会议和习近平总书记系列重要讲话精神,落实国务院和国家部委相关文件要求,加快海绵城市建设工作,推动海绵城市智慧发展,秉承“绿色发展、生态优先”的市政设施建设管理理念,探讨海绵城市建设关键问题,分享海绵城市规划建设经验,助推和提升海绵城市建设水平,中国建筑设计研究院人才培训中心举办了“全国海绵城市一体化建设关键技术与案例暨智慧海绵城市高级培训班”。培训班于11月8~11

日在昆明举行,吸引了海绵城市建设、设计、施工和设备等专业人士60余人参加。

培训班共组织了5个专题讲座,包括中国城市规划设计研究院周长青的《城市发展方式转变下的海绵城市规划建设与管理》、重庆大学闫水玉教授的《城市生态修复的关键问题探索》、云南大学雷晓凌教授的《海绵城市建设的观察与思考》、江苏省海绵城市技术中心王浩正的《智慧海绵城市系统介绍》、积水技术成型株式会社北京事务所刘韞的《日本普及雨水储存渗透设施的举措》等,最后实地参观国家海绵城市试点城市——玉溪市。

本次研讨会围绕海绵城市建设与管理、城市生态修复、海绵城市信息技术应用以及国外雨水积存渗透等议题展开研究、讨论与交流,对海绵城市技术在中国的城市建设中的应用起到推到和促进作用。

(报道者:李立军)