

廣東公路勘察設計

GUANGDONG HIGHWAY SURVEY AND DESIGN



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



2015年第四期
总第160期

4

根据中国测绘地理信息学会测学发【2015】88号文“关于2015年测绘科学技术奖励的决定”，我公司“武深国家高速公路湘粤界仁化至博罗段工程综合测量”获得2015年全国优秀测绘工程奖铜奖。



由我公司编制的《广东省公路水文勘测设计检定地方规定》于2015年11月24日在广东交通大厦召开《送审稿》审查会并通过了专家组审查。



会议由姚奇博士主持

编制组作编审情况汇报

专家组认真审阅送审稿条款

为了开拓工程技术人员设计思路，了解桥梁新技术、新材料、新工艺，10月29日技术质量部王强、王景奇副总工带领专业技术人员前往虎门二桥进行了为期一天的技术交流参观活动。



听取项目施工情况介绍

参观锚锭基坑施工

参观索塔承台施工

公司专利申请再创佳绩，“一种处理隧道初期支护侵限的施工配套设备”、“一种勘察浅层软土的静力触探筒易轻便贯入设备”和“工程地质勘察钻机减速箱的蜗轮离合器总成结构”由中华人民共和国知识产权局授予实用新型专利。



参观索塔钢筋绑扎



与项目部展开技术交流



参观交流合影

技术质量部于10月21日召开“独柱墩桥梁加固设计方案”公司级设计评审会议



会议由梁立农总工程师主持

项目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)

2015年12月30日出版

2015年第4期

(总第160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: 广惠东延线惠东凌坑至碧甲段

目次

桥梁工程

桂洲水道大桥结构设计及计算分析

..... 马玉全, 郭文华, 钟健聪 (1)

地震高烈度区连续梁桥支座形式的选取

..... 黄森华, 吴海平, 何海 (6)

道路工程

广东地区高等级道路高液限路基处治实践应用

..... 李雪莲, 张文 (12)

高速公路连接线两侧开设小区出入口安全性问题探讨

..... 曹竞荣, 李宇翔 (17)

检测工程

桥梁索杆检测评价技术研究与运用

..... 林阳子, 姚响宇, 高志坚 (20)

测量工程

手机电子地图在公路勘测中的应用 汤敏 (27)

勘察工程

揭惠高速公路花岗岩孤石分布特征及发育程度评估研究

..... 苏绍锋 (28)

隧道工程

下穿隧道基坑计算中正常固结软土抗剪强度的指标选择

..... 谢卓雄, 梁淦波 (31)

交通工程

广东南二环、西二环南高速公路管理中心整合方案

..... 关小杰 (38)

信息专栏

雅西高速公路参观之行 (43)

全国公路工程地质科技情报网2015年技术交流会报道

..... (50)

中国测绘地理信息学会2015年学术年会报道

..... (51)

“基于机载LIDAR系统的公路测设高新技术集成应用地方

指南研究”项目成果鉴定验收会报道 (51)

2015年全国公路隧道学术年会报道 (52)

《公路桥涵设计通用规范》(JTG D60-2015)宣贯培训报道

..... (53)

中国公路学会计算机应用分会2015年年会暨学术交流

报道 (53)

桂洲水道大桥结构设计及计算分析

马玉全¹, 郭文华¹, 钟健聪²

(1. 广东省交通规划设计研究院股份有限公司, 广州 510507; 2. 广东交通职业技术学院, 广州 510650)

摘要: 桂洲水道大桥主桥为独塔空间双索面不对称斜拉桥, 跨径布置为 36.07m + 68.5m + 138.57m, 采用塔墩梁固结的结构体系, 文中介绍了该桥的结构布置、主梁、主塔、拉索及下部结构的设计情况。给出了静力及动力计算的主要结果, 对理论研究及工程实践具有一定的参考价值。

关键词: 独塔斜拉桥; 固结体系; 结构设计 计算分析

1 工程概况

桂洲水道大桥位于中山市黄圃镇, 跨越桂洲水道, 桥位河段为国家Ⅳ级航道, 桂洲水道水面宽度约 150m, 水深约 6.0 ~ 8.1m, 河流属于珠江水系, 河水受海水顶托, 潮差 0.8 ~ 1.5m, 具“一日两涨两落潮”特点, 为中等潮汐区。桂洲水道为国家Ⅳ级航道, 在桥梁轴线的法线与水流流向接近垂直, 大桥主跨一跨跨越通航水域, 单孔双向通航, 要求通航净宽不小于 120m, 净高不小于 12m, 上底宽不小于 109m, 侧高不小于 8m; 设计最高通航水位采用洪水重现期 10 年一遇洪水水位, 采用 4.431m (国家 85 高程系统) 作为设计通航水位。

在桥型方案审查过程中, 经多方案反复比选,

多方征求意见, 最后确定独塔空间索面预应力混凝土斜拉桥方案。桂洲水道大桥主桥为独塔空间索面斜拉桥, 引桥为等截面预应力混凝土连续箱梁与预应力混凝土小箱梁, 桥梁总长 782.5m, 其中主桥长 243.14m, 引桥长 539.36m。

2 结构设计

2.1 上部结构

2.1.1 结构布置

主桥为 36.07m + 68.5m + 138.57m 独塔空间双索面预应力砼斜拉桥, 全长 243.14m。

桥幅布置为: 1.3m (布索区) + 0.5m (防撞栏) + 0.75m (路缘带) + 10.5m (行车道) + 0.75m (路缘带) + 0.5m (防撞栏) + 3.0m (人行道) + 0.25m (栏杆) + 1.3m (布索区) = 18.85m。

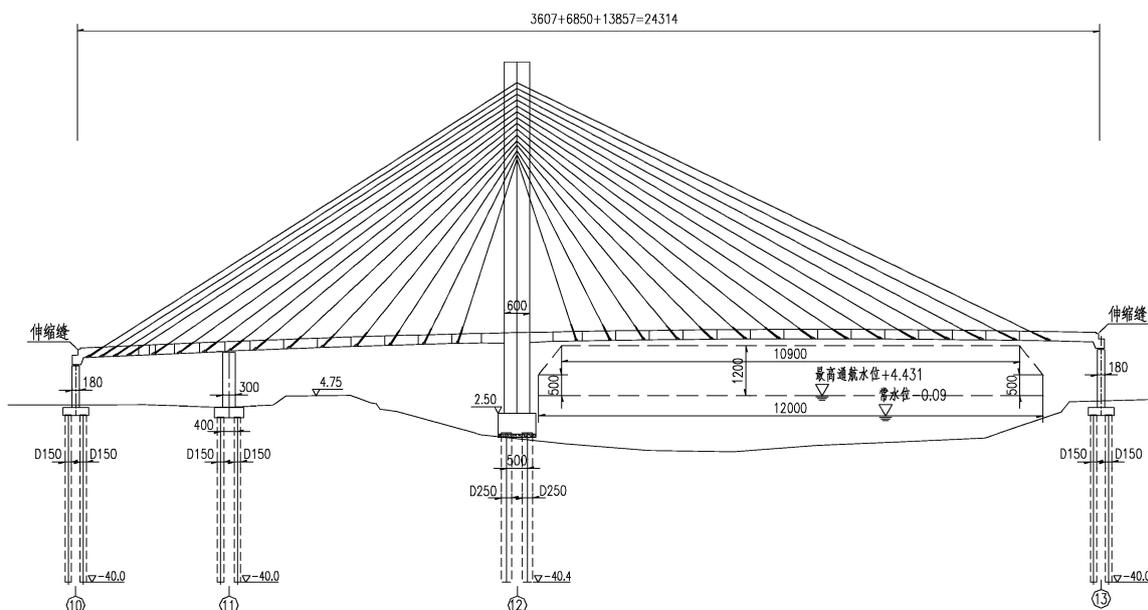


图 1 桂洲水道大桥主桥总体布置图

2.1.2 支承条件

a. 辅助墩的设置

本桥辅助墩设置在距离桥塔中心线 68.5m 处。

b. 约束体系

本桥采用塔、墩、梁固结体系,边墩设置纵向滑动支座,辅助墩设置拉压球形钢支座,边墩、辅助墩设置横向抗震设施。

2.1.3 主梁

主梁纵向按全预应力构件设计,横隔板按 A 类预应力构件设计,桥面板按普通钢筋混凝土构件设计(控制裂缝宽度)。

根据预设的施工方式(包括支架现浇、挂篮悬浇和吊架现浇),主梁划分为以下梁段:主塔横梁及墩顶 0# 梁段长 19m(对称于主塔墩中心线向两侧各 9.5m),采用支架现浇施工;边、主跨 1# 梁段

长为 6m,边跨 2#~7#、主跨 2#~15# 梁段为标准梁段,长为 8m,边跨 8#~11# 梁段长为 6m,边跨 1#~11# 梁段、主跨 1#~15# 梁段均采用挂篮悬浇施工;边跨现浇段长 15.8m,主跨现浇段长 9.8m,采用支架现浇施工;边、主跨合拢段长为 2.5m,采用吊架现浇施工。具体梁段划分详见设计图纸。

主梁的基本断面形式是边主梁,断面全宽 18.85m,主肋高度 2.3m,顶宽 1.6m,底宽 1.8m,如图 2 所示,横隔板的基本间距是 8m;在边跨辅助墩附近至锚跨实心段,由于结构受力的要求及平衡悬浇的需要,节段长度变化为 6m,边肋宽度加宽至顶宽 3.0m,底宽 3.2m,横隔板的间距也相应调整为 6m;主梁顶板厚 0.30m,设单向 2% 横坡。普通横梁厚 0.26m,边墩顶横梁加厚至 2.7m,辅助墩顶横梁加厚至 2m。

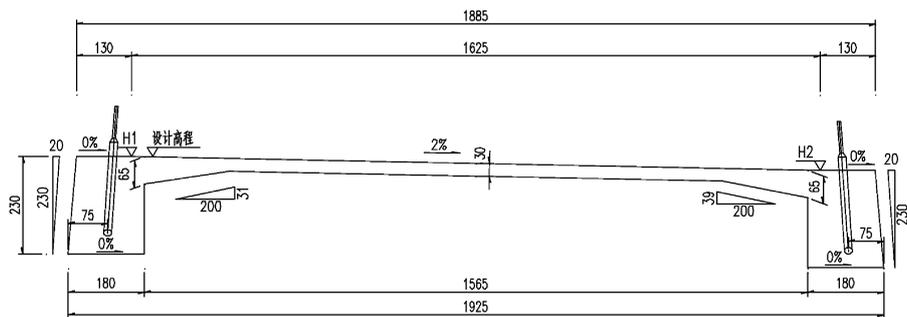


图 2 桂洲水道大桥主梁标准断面

主梁悬臂施工预应力钢束,在各梁段主肋中布置 8 根 $19\Phi^s 15.2\text{mm}$ 通长预应力钢束,桥面板中布置 24 根 $3\Phi^s 15.2\text{mm}$ 通长预应力钢束,0# 梁段范围内主肋中增加 2 根 $19\Phi^s 15.2\text{mm}$ 阶段预应力钢束。主梁悬臂施工预应力钢束除在 0# 梁段采用两端张拉以外,在其余梁段均为单端张拉。

主跨合拢预应力钢束,除主肋中布置 8 根 $19\Phi^s 15.2\text{mm}$ 、桥面板中布置 24 根 $3\Phi^s 15.2\text{mm}$ 通长预应力钢束外,在主肋增加布置 14 根 $19\Phi^s 15.2\text{mm}$ 预应力钢束、10 根 $15\Phi^s 15.2\text{mm}$ 预应力钢束。通长预应力钢束采用单端张拉,主肋中增加的 14 根 $19\Phi^s 15.2\text{mm}$ 预应力钢束和 10 根 $15\Phi^s 15.2\text{mm}$ 预应力钢束采用两端张拉。

边跨合拢预应力钢束,除主肋中布置 8 根 $19\Phi^s 15.2\text{mm}$ 、桥面板中布置 24 根 $3\Phi^s 15.2\text{mm}$ 通长预应力钢束外,在主肋增加布置 14 根 $15\Phi^s 15.2\text{mm}$ 预应力钢束。通长预应力钢束采用单端张拉,主肋中增加的 14 根 $15\Phi^s 15.2\text{mm}$ 预应力钢束采用两端张拉。

主梁纵向预应力钢束采用高强低松弛钢绞线,标准强度 $f_{pk} = 1860\text{MPa}$,预应力钢束张拉控制应力均采用 $0.7312f_{pk} = 1360\text{MPa}$ 。主梁纵向预应力钢束编束类型有 $19\Phi^s 15.2$ 、 $15\Phi^s 15.2$ 、 $3\Phi^s 15.2$; 预应力管道采用内径为 100mm、90mm、50mm SBC-50Y 塑料波纹管,采用真空压浆工艺灌浆。

主梁横隔板预应力钢束采用高强低松弛钢绞线,标准强度 $f_{pk} = 1860\text{MPa}$,预应力钢束张拉控制

应力均采用 $0.75f_{pk} = 1\ 395\text{MPa}$ 。主梁横隔梁预应力钢束编束类型有 $19\Phi^{s}15.2$ 、 $17\Phi^{s}15.2$ 、 $13\Phi^{s}15.2$ 、 $5\Phi^{s}15.2$ ；预应力管道采用内径为 100mm 、 80mm 、 55mm SBG-50Y 塑料波纹管,采用真空压浆工艺灌浆。

2.1.4 斜拉索

本桥斜拉索采用空间双索面扇形布置,主塔两侧各分布 15 对,全桥共 30 对 60 根。斜拉索采用双层 HDPE 防护低应力 $\varphi 7\text{mm}$ 平行热镀锌钢丝,标准强度 $f_{pk} = 1\ 670\text{MPa}$,采用 $\varphi 7\text{mm}$ 冷铸锚,斜拉索两端预埋管内设置减振器。

斜拉索的防腐采用三重体系:(1)斜拉索采用镀锌平行钢丝;(2)镀锌平行钢丝扭绞后的裸索外加缠包带;(3)整根斜索外套 PE 管加以防护。内层 PE 护套为黑色,外层 PE 护套为彩色;外层 PE 护套不仅起着防腐效果,同时对全桥的景观也起着装饰作用,外层颜色暂定为橘红色。

2.1.5 主塔

主塔为菱形塔,承台顶高程为 2.5m ,塔顶高程为 84.728m ,塔高 82.227m ,自桥面以上塔高 65.0m 。整个主塔由下塔柱、横梁、上塔柱及塔尖等部分组成。下塔柱与横梁间连接转折处设置圆曲线,以适应结构内力的需要,同时使主塔线条过渡顺畅,造型显得更加挺拔美观。塔柱为单箱单室截面,纵桥向宽度:上下塔柱均为 6m ;主塔柱横桥向宽度:上塔柱为 2.8m ,下塔柱横梁以下至承台位置从 2.8m 变化到 4.5m 。上塔柱顺桥向壁厚 0.7m ,横桥向壁厚 1.3m ;下塔柱顺桥向壁厚 0.7m ,横桥向壁厚 0.7m 。

主塔横梁为单箱单室截面,横梁中心线位置标高为 19.728m ,横梁顶面设置纵横坡,横梁中心线梁高 $3.5\text{m} \sim 3.845\text{m}$,顶底缘宽 5.6m ,箱室顶、底板壁厚 0.7m ,腹板厚 0.8m 。结合横梁的受力特点,在横梁的顶底板及腹板内配置了 44 根 $19\Phi^{s}15.2\text{mm}$ 横桥向预应力钢束,在横梁底板配置 48 根 $3\Phi^{s}15.2\text{mm}$ 顺桥向预应力钢束,在横梁腹板配置 100 根 $3\Phi^{s}15.2\text{mm}$ 顺桥向预应力钢束。横梁按 A 类预应力构件设计。

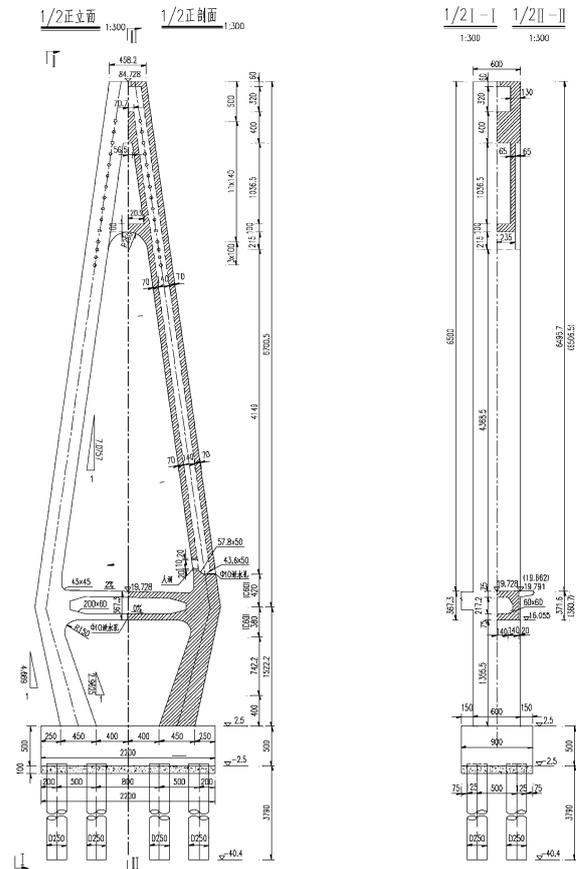


图3 索塔一般构造

斜拉索锚固在主塔锚固区塔柱内壁的锯齿块上,为了克服斜拉索的水平分力在锚固区塔柱截面内产生拉力,在每根拉索锚固区截面四周布置了井字型加劲二次张拉预应力钢束。

主塔拉索区预应力钢束采用 $3\Phi^{s}15.2\text{mm}$ 高强低松弛钢绞线,抗拉强度标准值 $f_{pk} = 1\ 860\text{MPa}$ 。钢束张拉采用低回缩二次张拉预应力锚固系统,张拉端和锚固端均采用相应二次张拉锚具。预应力管道采用内径为 50mm SBG-50Y 塑料波纹管,采用真空压浆工艺灌浆。

为便于施工、定位、塔内设有劲性骨架,同时参与受力。上塔柱斜拉索锚固区的劲性骨架,施工时结合拉索导管定位,可作适当调整。

2.2 下部结构

2.2.1 主塔基础

主塔基础采用 8 根 $\Phi 2.5\text{m}$ 钻孔灌注桩,桩身采用 C30 混凝土,按嵌岩桩设计。桩间距为 5.0m ,顺桥向 2 排,承台采用整体式钢筋混凝土承

台,承台高度 5.0m,承台平面尺寸 22.0m × 9.0m。承台采用 C30 混凝土,承台底设置 100cm 厚 C15 素砼垫层。

2.2.2 过渡墩及基础

过渡墩为双柱式布置,桥墩为矩形墩,横桥向宽 2.0m,顺桥向宽 1.8m,承台采用分离式钢筋混凝土矩形承台,承台平面尺寸 7.0m × 7.0m,厚 2.5m;单个承台采用 4 根直径 1.5m 的钻孔灌注桩,桩基按嵌岩桩设计。

过渡墩身采用 C40 混凝土,承台采用 C30 混凝土,桩基采用 C30 混凝土。承台底设置 10cm 厚 C15 素砼垫层。

2.2.3 辅助墩及基础

辅助墩为双柱式布置,桥墩为矩形空心墩,空心墩墩身壁厚均为 0.5m,顺桥向宽度 3m,横桥向宽度 2m,承台采用分离式钢筋混凝土矩形承台,承台平面尺寸 7.0m × 7.0m,厚 2.5m;单个承台采用 4 根直径 1.5m 的钻孔灌注桩,桩基按嵌岩桩设计。

辅助墩身采用 C40 混凝土,承台采用 C30 混凝土,桩基采用 C30 混凝土,承台底设置 10cm 厚 C15 素砼垫层。每个墩柱设置一个拉压球形支座 QZ4000,以平衡活载在辅助墩顶产生的拉力。

3 结构计算分析

4.1 总体静力计算

按空间杆系有限元原理,采用 MIDAS CIVIL 2010 空间有限元程序进行计算,按施工工序分析了施工各阶段及运营阶段的应力和变形情况,计

算中计入了恒载、活载、混凝土收缩徐变、预应力、温度变化、风载、汽车制动力、支座沉降、船撞力、施工荷载等荷载,同时考虑了斜拉索的非线性以及梁塔中轴力对变形的二次力效应。均匀温度按桥梁所在地域的常年气温变化的实际情况,最大升、降温分别采用 ±20℃;梯度温度对于主梁结构依据桥面铺装类型和厚度,采用《公路桥涵设计通用规范》(JTG D60 - 2004)规定的梯度升、降温模式;主塔按日照方位的不同,分别考虑了塔身在纵、横两个方向的侧壁存在 5℃ 的不均匀温差;由于斜拉索的材质与塔和梁不同,因此存在两者间的不均匀温差,按 ±10℃ 予以考虑。风荷载仅考虑静分压力作用,取用桥梁所在地域的基本风速值(1/100,33.7m/s),按《公路桥梁抗风设计规范》(JTG/T D60 - 01 - 2004)的规定,沿横桥向分别施加塔身侧面和主梁侧面。基础变位作用分别考虑了过渡墩、辅助墩基础沉降 0.5cm 和主墩基础沉降 1.5cm。

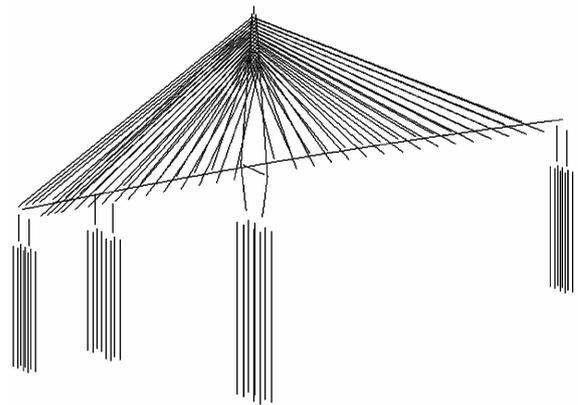


图 4 有限元分析模型

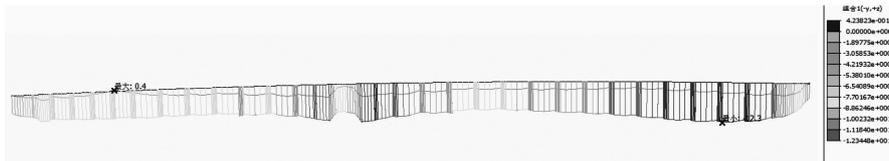


图 5 荷载效应短期组合作用下主梁上缘应力图



图 6 荷载效应短期组合作用下主梁下缘应力图



图 7 荷载效应长期组合作用下主梁上缘应力图



图 8 荷载效应长期组合作用下主梁下缘应力图

短期效应组合时,主跨主梁上下缘除梁端计算结果失真外均不出现拉应力,最小压应力为 0.3MPa。边跨下缘不出现拉应力;边跨上缘的拉应力主要发生在辅墩墩顶和边跨截面突变处,但拉应力数值较小,为 0.4MPa。

长期效应组合时,主梁正截面除梁端计算结果失真外不出现拉应力,一般区段的最小压应力为 1.6MPa 的应力储备。

4.2 动力分析

采用单主梁模型,用 MIDAS CIVIL 2010 空间分析程序对结构动力特性进行分析。

主桥结构前 10 阶振型特点见表 1。

5 结语

桂洲水道大桥为独塔空间双索面塔墩梁固结体系,一跨跨越桂洲水道。经计算分析,结构设计满足功能及受力要求,在斜拉桥的结构布置、主塔型式等方面作了一些探索,为今后类似桥梁工程建设积累一下经验。

表 1 结构动力特性

振型阶数	频率 f /Hz	自振周期 T /s	振型主要特性
1	0.53	1.88	主跨竖弯
2	0.533	1.87	过渡墩侧倾
3	0.72	1.39	主跨竖弯
4	0.722	1.38	塔梁侧倾
5	1.04	0.97	塔梁侧倾
6	1.29	0.77	主跨 S 形竖弯
7	1.81	0.55	边跨主梁竖弯
8	2.12	0.47	主跨主梁三阶竖弯
9	2.26	0.44	塔梁侧倾
10	2.72	0.38	主塔纵倾

参考文献:

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

[2] 中交公路规划设计院. JTG D60 - 2004 公路桥涵设计通用规范[S]. 北京:人民交通出版社,2004.

[3] 重庆交通科研设计院. JTG/T D65 - 01 - 2007 公路斜拉桥设计细则[S].

[4] 王伯惠. 斜拉桥结构发展和中国经验[M]. 北京:人民交通出版社,2003.

地震高烈度区连续梁桥支座形式的选取

黄森华,吴海平,何海

(广东省交通规划设计研究院股份有限公司,广州 510507)

摘要: 本文以一座一联 55m + 90m + 55m 变截面预应力混凝土连续梁桥为例,针对设计中支座选型的问题展开讨论。从地震响应、减震率和支座滞回特性方面探讨普通盆式橡胶支座、速度锁定型支座和摩擦摆式减隔震支座在高烈度区连续梁桥上的适用情况。研究表明:对于地震高烈度区桥梁抗震设计,采用速度锁定型支座可以使顺桥向在一定程度上的协同受力,但并未改善横桥向受力,横桥向的下部结构设计变得仍不合理和不经济。采用摩擦摆式支座可以大幅减小地震动的输入,使得下部结构和下部的配筋设计处于较为合理的水平。建议地震高烈度区连续梁桥设计采用摩擦摆式减隔震支座。

关键词: 桥梁工程;速度锁定型支座;摩擦摆式减隔震支座;减隔震设计;减震率

1 引言

地震高烈度区,采用连续梁桥设计时,采用减隔震设计的原则,如何进行支座选型变得尤为重要。

常规非地震区连续梁桥支座设计时,在中间某个桥墩上设置固定支座,使之成为“制动墩”。按照桥墩和支座串联刚度进行内力分配时,制动墩在地震作用下内力集中的现象变得更为突出^[1]。王志强和夏修身^[2-3]提到采用速度锁定型支座在顺桥向起到锁止作用后的协同受力来改善顺桥向的受力,但却忽略了桥梁结构横桥向的受力,采用速度锁定型支座并不能对下部结构的横桥向受力有较大的改善。目前在地震区针对连续梁桥采用摩擦摆式减隔震支座的设计虽常被采用^[4-6],但针对不同类型支座选用问题的探讨还较少。

2 基本计算理论

2.1 减隔震原理

减隔震的基本原理:一是利用减隔震装置的柔性来延长周期,减小结构地震反应;二是利用阻尼器或耗能装置,来控制由于周期延长而导致的过大的墩、梁相对位移;三是必须能够支撑整个结构,保证结构在正常使用荷载作用下具有足够的刚度^[7]。

2.2 速度锁定型支座的力学模型

速度锁定型支座简称为 Lock-up 装置,该装

置在静力、蠕变荷载条件下,基本不改变桥梁结构的原有功能,而在动力荷载作用下,提供一种锁定功能,使得该装置连接的相邻构件可共同承担地震力^[10]。

液体黏滞阻尼器的阻尼力表达式为: $F = CV^\alpha$

式中: F 为阻尼力; V 为活塞速度; C 为阻尼系数; α 为速度指数。

2.3 摩擦摆支座的力学模型

摩擦摆支座采用正常使用功能与减、隔震功能分离,同时具备普通球形支座与摩擦摆支座的两种功能,可用于高烈度区桥梁的减、隔震设计^[8]。

摩擦摆式减隔震支座可简化为双线性恢复力力学模型,如图 1 所示。

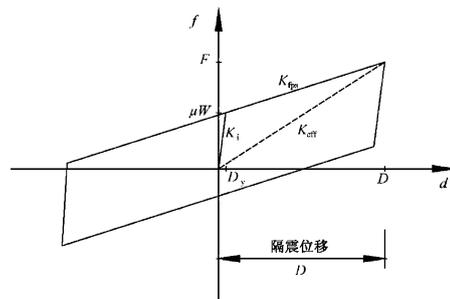


图1 摩擦摆式减隔震支座双线性恢复力力学模型

图 1 中: K_1 为支座初始刚度, K_{fs} 为屈服后刚度, K_{eff} 为支座等效刚度, D_s 为支座初始位移, D 为支座隔震位移量, μW 为支座屈服力。

3 工程算例分析

3.1 工程概况

以一座一联(55+90+55)m 变截面预应力混凝土连续梁桥为例,比较高烈度区采用不同减震支座连续梁桥反应特性,以探讨该类桥梁的适用支座类型。箱梁顶板宽 13.75m,底板宽 6.8m;箱

梁梁高按 2 次抛物线变化,箱梁根部梁高 5.2m,跨中及边跨现浇段梁高为 2.3m;主墩为 6m×3m 矩形截面,承台厚 3.5m,桩基为 4 根 D220 的群桩基础;过渡墩为 D180 圆形截面,承台厚 2.5m,桩基为 4 根 D150 的群桩基础。主墩和过渡墩桩基均为嵌岩桩。

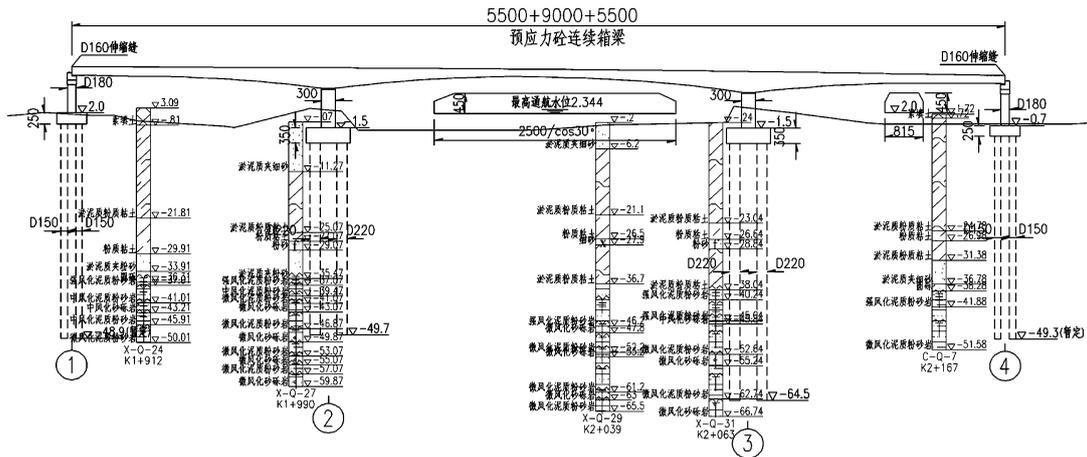


图 2 桥型布置图

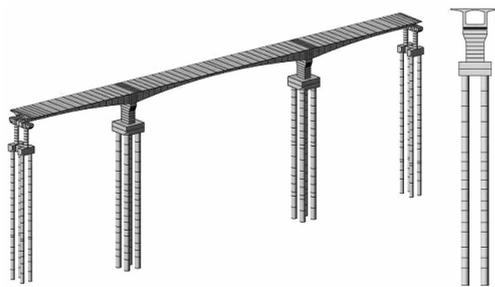


图 3 桥梁地震动力分析有限元模型

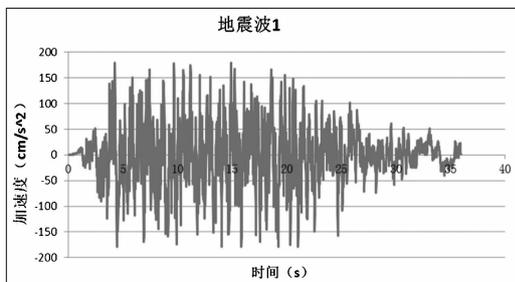


图 4 地震波时程曲线

3.2 有限元分析模型

图 3 为采用有限元通用分析软件 midas Civil 建立全桥三维模型;主梁与桥墩间分别采用下文中的三种边界约束分别建立连接。采用非线性连

接单元模拟速度锁定支座和摩擦摆式支座的非线性力学行为。

3.3 三种支座模型设计

为进行对比研究,分析计算工况包括“模型 1:普通盆式橡胶支座非隔震桥梁”、“模型 2:速度锁定型支座”和“模型 3:摩擦摆式减隔震支座”地震动力时程分析。三种模型支座设计如下。

模型 1:普通盆式橡胶支座,按照常规盆式橡胶支座设计,支座约束方向的弹簧刚度输入一个较大的刚度来进行约束,刚度可取为 1E8 kN/m;支座自由方向的弹簧刚度输入 0 进行释放约束。

模型 2:速度锁定型支座,根据速度锁定型支座的力学模型,该文中的主墩支座力学参数计算如下(过渡墩支座计算原理相同,在此不详细列出):

(1) 阻尼力 $F = CV^\alpha$ (主墩处支座阻尼力取为 1 000kN,过渡墩处支座阻尼力取为 200kN。)

(2) 消能器阻尼 $C_d = 1\ 000\text{kN}/(1\text{mm}/\text{s})^2 = 1 \times 10^9\text{kN}/(\text{m}/\text{s})^2$

(3) 参考速度 $V_0 = 1\text{m}/\text{s}$ 、(4) 阻尼指数 $S = 2$ 、

(5) 连接弹簧的刚度 $K_b = 1 \times 10^8\text{kN}/\text{m}$

模型3:摩擦摆式减隔震支座,根据摩擦摆式支座的力学模型,该文中的主墩支座力学参数计算如下(过渡墩支座计算原理相同,在此不详细列出)。由《公路桥梁摩擦摆式减隔震支座》(JT/T 852-2013),支座力学参数计算如下:

(1) 支座设计竖向承载力取为 22.5MN, 支座设计减隔震起始力为支座竖向承载力的 10%, 支座设计减隔震起始力为 2250kN。

(2) 支座隔震周期暂取为 3s, 支座曲面半径按照 $T=2\pi\sqrt{\frac{R}{g}}$, 计算得 $R=2.24\text{m}$ 。

(3) 支座位移速度慢时摩擦系数取 0.04; 支座位移速度快时摩擦系数取 0.03。

(4) 支座初始刚度 K_1 取支座初始位移 $D_y=2.5\text{mm}$ 位移的刚度(恒载下支座反力 $W=16\,000\text{kN}$):

$$K_1 = \frac{\mu W}{D_y} = \frac{0.04 \times 16\,000\text{kN}}{2.5\text{mm}} = 256\,000\text{kN/m}。$$

(5) 支座等效刚度:

$$K_{eff} = \frac{W}{R} + \frac{\mu W}{D} = 12\,916\text{kN/m}。$$

(6) 支座屈服后刚度:

$$K_{fps} = \frac{W}{R} = \frac{16\,000\text{kN}}{2.24\text{m}} = 7\,143\text{kN/m}。$$

3.4 地震动加速度时程

地震动强度,地震动频谱特性,地震动持续时间是影响地震波选取的三大因素^[12-14]。

该项目中这座连续梁桥属于 B 类桥梁结构,基本地震动峰值加速度 $A=0.15g$,特征周期 $T_g=0.45\text{s}$,II 类场地,场地系数为 1.0。图 4 为根据该桥地震烈度和场地类别,经调整得到和设计加速度反应谱兼容的地震波。非线性时程分析时,结构阻尼按照瑞利阻尼模型进行选取。混凝土桥梁阻尼比取为 0.05。

3.5 动力特性

分别计算 3 种支座边界条件对应模型的动力特性,3 种模型前 5 阶的计算结果如表 1 所示。

表 1 三种模型动力特性对比表

阶数	周期(s)			振型特性	
	模型 1	模型 2	模型 3	模型 1、模型 2	模型 3
1	1.2325	1.2330	2.5891	主梁纵漂+2#墩顺桥向弯曲	主梁一阶反对称侧弯
2	0.9089	0.9102	2.5016	主梁一阶正对称侧弯	主梁一阶正对称侧弯
3	0.9062	0.9063	2.4518	主梁一阶正对称竖弯	主梁纵漂
4	0.7095	0.7099	0.9865	主梁一阶反对称侧弯	主梁二阶正对称侧弯
5	0.6425	0.6425	0.9351	1#墩顺桥向弯曲	主梁一阶正对称竖弯

计算分析结果表明:

(1) 模型 3 较模型 1 周期延长了 2.1 倍,基本上满足减隔震桥梁的基本周期 T_1 (隔震周期) 为未采用减隔震桥梁基本周期 T_0 的 2.5 倍以上。

(2) 模型 2 与模型 1 的周期和振型特性基本上一致,速度锁定型支座与普通盆式橡胶支座的动力特性并无差异,特征值分析时,模型 1 和模型 2 的支座线性有效刚度是一致的。

3.6 三种模型的内力响应、位移响应比较

为评价隔震桥梁的性能,对上述 3 种边界条件的桥梁模型进行了非线性时程分析,分别比较 3 种模型的动力响应。减震率定义为采用速度锁定型支座或摩擦摆式支座时的地震反应与普通盆式橡胶支

座时地震反应相比降低的百分比(地震反应参数包括墩顶位移、墩底剪力和墩底弯矩),表示为^[9-10]:

$$\eta_1 = \frac{S_{LRB} - S_{GPZ}}{S_{GPZ}} \quad \eta_2 = \frac{S_{FPB} - S_{GPZ}}{S_{GPZ}}$$

式中, η_1 为速度锁定型支座较普通盆式橡胶支座的减震率%; η_2 为摩擦摆式支座较普通盆式橡胶支座的减震率%; S_{FPB} 为摩擦摆式支座地震时的地震反应; S_{LRB} 为速度锁定型支座地震时的地震反应; S_{GPZ} 为普通盆式橡胶支座地震时的地震反应。

3.6.1 内力最大值响应

3 种模型对应的桥墩内力响应和减震率,墩底剪力和弯矩的计算结果分别列于表 2 ~ 表 3。

表 2 三种模型 墩底弯矩对比表

桥墩编号	顺桥向 组合弯矩/(kN·m)			减震率		横桥向 组合弯矩/(kN·m)			减震率	
	模型 1	模型 2	模型 3	$\eta_1/(%)$	$\eta_2/(%)$	模型 1	模型 2	模型 3	$\eta_1/(%)$	$\eta_2/(%)$
1 [#]	12160	15716	5842	29.2	-52.0	9551	9926	2887	3.9	-69.8
2 [#]	173757	119094	22837	-31.5	-86.9	170083	167417	29631	-1.6	-82.6
3 [#]	8214	134158	19508	1533.3	137.5	155121	157259	29069	1.4	-81.3
4 [#]	11066	18294	5416	65.3	-51.1	8475	8476	2727	0.0	-67.8

表 3 三种模型 墩底剪力对比表

桥墩编号	顺桥向 组合弯矩/(kN·m)			减震率		横桥向 组合弯矩/(kN·m)			减震率	
	模型 1	模型 2	模型 3	$\eta_1/(%)$	$\eta_2/(%)$	模型 1	模型 2	模型 3	$\eta_1/(%)$	$\eta_2/(%)$
1 [#]	1292	1730	651	33.9	-49.6	2309	2406	727	4.2	-68.5
2 [#]	21941	15244	3048	-30.5	-86.1	14895	14617	2729	-1.9	-81.7
3 [#]	1794	18224	2754	915.8	53.5	13956	13923	2644	-0.2	-81.1
4 [#]	1262	2123	652	68.2	-48.3	2243	2247	735	0.2	-67.2

计算分析结果表明:

(1) 普通盆式橡胶支座与速度锁定支座比较

纵桥向:普通盆式橡胶支座模型,下部受力仅为单独的设置固定支座的 2[#]桥墩来承受,纵桥向受力不均匀;E2 地震下,速度锁定支座起到锁止作用,纵桥向由 2[#]和 3[#]桥墩协同受力,因此改善了纵桥向的受力状态。横桥向:普通盆式橡胶支座模型和速度锁定模型的响应基本相当,两种支座模型在横桥向的约束条件是基本相当的。速度锁定型支座在纵桥向通过锁止作用,使得纵桥向协同受力;横桥向受力上可以看出,速度锁定支座并不是减隔震支座,桥墩的弯矩和剪力响应和普通盆式支座基本相当。

(2) 普通盆式橡胶支座与摩擦摆式支座比较

纵桥向:2[#]桥墩剪力和墩底弯矩,模型 3 较模型 1 减震率达到了 86.1% 和 86.9%;3[#]桥墩剪力和墩底弯矩,模型 3 较模型 1 减震率增大了 53.5% 和 137.5%。横桥向:2[#]和 3[#]桥墩剪力和墩底弯矩,模型 3 较模型 1 减震率达到了 80% 以上。摩擦摆式支座设计不仅大幅度减小了桥墩的弯矩和剪力响应,同时桥梁下部结构共同受力,摩擦摆式支座减震效果明显。

3.6.2 位移响应最大值

3 种模型对应的位移响应,主梁位移、墩顶位移和支座位移的计算结果分别列于表 4。

表 4 三种模型位移对比表

桥墩编号	主梁纵向位移/cm			墩顶纵向位移/cm			支座纵向位移/cm			主梁横向位移/cm			墩顶横向位移/cm			支座横向位移/cm		
	模型 1	模型 2	模型 3	模型 1	模型 2	模型 3	模型 1	模型 2	模型 3	模型 1	模型 2	模型 3	模型 1	模型 2	模型 3	模型 1	模型 2	模型 3
1 [#]	10.7	7.0	5.3	4.3	5.4	2.2	5.9	0.4	2.4	4.9	5.2	6.9	3.9	4.2	1.0	0.0	0.0	5.8
2 [#]	9.9	7.5	5.6	9.2	6.2	1.0	0.0	0.0	3.7	9.3	9.0	6.3	7.0	6.8	1.1	0.0	0.0	4.9
3 [#]	7.6	7.6	5.8	1.0	6.4	1.0	6.8	1.9	5.6	7.8	7.8	6.2	5.8	5.8	1.0	0.0	0.0	5.0
4 [#]	6.6	7.8	6.1	3.4	5.2	1.8	2.1	1.5	4.1	3.6	4.0	6.8	2.8	3.1	0.8	0.0	0.0	6.0

计算分析结果表明:

(1) 普通盆式橡胶支座与速度锁定支座相比,

主梁纵向位移:模型 1,主梁纵向位移出现一端向另一端减小的趋势;模型 2,主梁纵向位移基本一

致。墩顶纵向位移:模型 1 在设置固定支座 2[#] 位置处位移最大,但支座的位移为 0;而模型 2 则是在 2[#] 和 3[#] 位置处墩顶纵向位移最大。横向位移:模型 1 和模型 2 分别对应的主梁、墩顶和支座的横向位移的相应基本一致,这两种支座模型在横桥向的约束条件是基本相当的。

(2)普通盆式橡胶支座与摩擦摆式支座相比,模型 3 较模型 1,主梁和墩顶的位移均有一定程度的减小,但支座的位移却出现了增大的趋势,尤其是横桥向的支座位移。因此采用摩擦摆式支座设计时,E2 地震作用下,可在梁底设置防撞挡块来保证主梁的过大滑移量。

3.6.3 支座水平力

3 种模型对应的支座水平力的计算结果分别列于表 5。

表 5 三种模型支座水平力对比表

支座编号	支座纵向水平力/kN			支座横向水平力/kN		
	模型 1	模型 2	模型 3	模型 1	模型 2	模型 3
1 [#] -A	0	620	225	0	482	117
1 [#] -B	0	621	225	2878	2858	345
2 [#] -A	10680	7164	1562	0	910	1298
2 [#] -B	10684	7169	1562	14123	13784	1636
3 [#] -A	0	8652	1436	0	931	1308
3 [#] -B	0	8655	1436	13343	13273	1646
4 [#] -A	0	1032	205	0	505	117
4 [#] -B	0	1033	205	2648	2388	337

注:每个桥墩处,一片梁底设置两个支座,分别定义为 A、B 来加于区别。

计算分析结果表明:

模型 1,纵桥向仅由 2[#] 支座有约束,因此 2[#] 位置处支座纵向水平力较大,其余位置处为 0;横桥向分别由 4 个支座有约束,2[#] 和 3[#] 主墩支座的横向水平力较为突出。模型 1 支座的水平力超过支座竖向承载能力的 30%,支座的水平力验算不易满足要求,设置约束方向的支座在地震下将会剪断。模型 2:纵桥向由于锁止作用,2[#] 和 3[#] 协同受力,支座纵向水平力较为接近;横桥向支座水平力与模型 1 相当。模型 3:摩擦摆式支座的纵向水平力和横向水平力均较小,均处于支座竖向承载能力的 10% 范

围内。摩擦摆式支座的水平力验算满足要求。

3.6.4 速度锁定型支座和摩擦摆式支座的滞回特性

速度锁定型支座与摩擦摆式支座的滞回曲线,从力-位移关系中查看支座在非线性时程的特性。

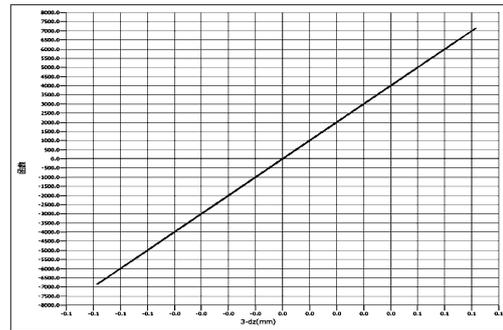


图 5 速度锁定支座 顺桥向滞回曲线(2[#] 桥墩处)

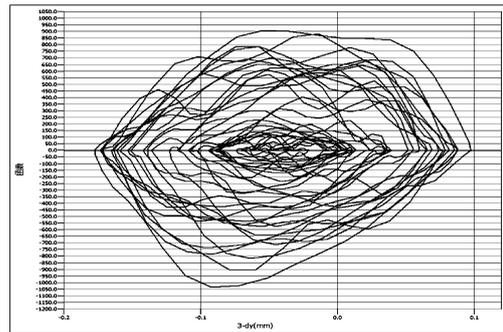


图 6 速度锁定支座 横桥向滞回曲线(2[#] 桥墩处)

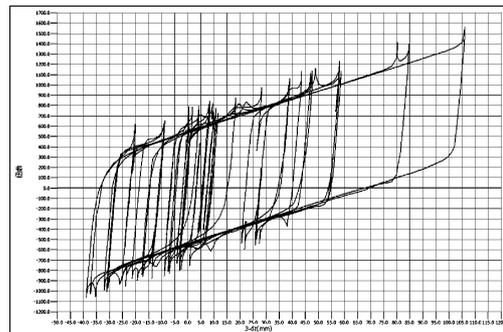


图 7 摩擦摆支座 顺桥向滞回曲线(2[#] 桥墩处)



图 8 摩擦摆支座 横桥向滞回曲线(2[#] 桥墩处)

计算分析结果表明:

速度锁定型支座:由于锁止作用,支座纵桥向不产生滑移耗能,滞回曲线为直线;横桥向支座的滑移位移仅为0.1mm,基本上无耗能效应。验证了速度锁定支座并不是减隔震支座,基本上不起到减震耗能作用。**摩擦摆式支座:**由于支座沿曲面反复滑移,滞回曲线较为饱满,顺桥向和横桥向支座的滑移位移均较大,耗能作用显著。

4 结论

(1) 普通盆式橡胶支座与速度锁定支座

a. 纵桥向:普通盆式橡胶支座模型,下部受力仅为单独的设置固定支座的桥墩来承受,纵桥向受力不均匀,普通盆式橡胶支座系列设计不是理想的状态;速度锁定支座则可使纵桥向桥墩协同受力,改善了纵桥向的受力状态,一定程度上优化了纵桥向桥墩和基础的配筋;

b. 横桥向:普通盆式橡胶支座模型和速度锁定模型的响应基本相当。速度锁定本质上并不起到减震耗能的效应,对于地震高烈度区,地震加速度峰值较大,场地条件较差的桥梁抗震设计,虽然采用速度锁定支座可以起到一定程度上的协同受力,但是过大的地震力仍然是完全由结构来承受,这使得桥梁的下部设计变得不合理和不经济,甚至会出现受力过大而导致破坏的情况。

(2) 摩擦摆式支座减震消能效应一定程度上减小了地震的输入,减小了下部结构的地震响应,

能够使得下部结构在地震中处于一个较为合理的受力状态,下部的配筋设计也处于一个较为合理的水平。

综上:地震高烈度区连续梁桥,建议采用摩擦摆式减震支座设计,满足安全、经济、适用的原则。

参考文献:

- [1] 范立础,袁万城. 桥梁橡胶支座减、隔震性能研究[J]. 同济大学学报, 1989, 17(4).
- [2] 王志强,葛继平. 粘滞阻尼器和 Lock-up 装置在连续梁桥抗震中应用[J]. 石家庄铁道学院学报, 2006, 19(1).
- [3] 夏修身,崔靛波,李建中. Lock-up 装置的作用机理与分析模型[J]. 哈尔滨工程大学学报, 2014, 35(12).
- [4] 范立础,王志强. 桥梁减隔震设计[M]. 北京:人民交通出版社, 2001.
- [5] 范立础,胡世德,叶爱君. 大跨度桥梁抗震设计[M]. 北京:人民交通出版社, 2001.
- [6] 郭磊,李建中,范立础. 大跨度连续梁桥减隔震设计研究[J]. 土木工程学报, 2006, 39(3).
- [7] 龚健,邓雪松,周云. 摩擦摆隔震支座理论分析与数值模拟研究[J]. 防灾减灾工程学报, 2011, 31(1).
- [8] 刘健新,胡兆同. 公路桥梁铅销橡胶支座的标准化[J]. 长安大学学报(自然科学版), 2003, 23(3).
- [9] 张骏,阎贵平. 减隔震支座对梁式桥抗震性能的影响[J]. 中国公路学报, 2002, 15(1): 38-43.
- [10] 刘健新,胡兆同,李子青. 桥梁结构减震设计方法研究[J]. 中国公路学报, 2000, 13(2).

广东地区高等级道路高液限路基处治实践应用

李雪莲¹,张 文²

(1. 广东省建筑设计研究院, 广州 510010; 2. 广东省交通规划设计研究院股份有限公司, 广州 510507)

摘 要: 采用未经处治或处治力度不够的高液限土填筑路堤时,对路基路面易造成波浪变形、溅浆冒泥、横纵向裂缝等典型病害。本文通过分析广东地区高液限土分布与工程特点,以及典型高等级道路高液限土处治工程应用情况,介绍了广东地区高液限土路基工程分类,归纳出广东地区高等级道路高液限路基处治实践应用,可以为本地区类似工程提供参考。

关键词: 高等级道路;高液限路基;广东地区;处治实践

0 引言

《公路路基设计规范》(JTG D30 - 2004)第3.3.1之4条及第7.7.2之3条规定:“液限大于50、塑性指数大于26的细粒土,不得直接作为路堤填料。”“高液限土不得直接作为路堤填料,当利用挖方路段高液限土填筑路堤时,应进行处治。”^[1]

对于挖方路段满足高液限土评定标准的,开挖后可作弃方处理;但如果需要利用作路堤填料时,则应进行技术处理,经检验合格方可使用。

1 高液限土路堤的典型病害机理

采用未经处治或处治力度不够的高液限土填筑路堤时,对路面造成的典型病害主要有:波浪变形、溅浆冒泥、横纵向裂缝等。

(1)波浪变形。由于路幅内路堤含水率的不均匀变化,引起高液限土体的不均匀涨缩,易产生幅度很大的横向波浪形变形。这种变形一般随季节和年度变化。

(2)溅浆冒泥。雨季路面渗水,路堤受水浸并软化,在行车荷载作用下,形成泥浆,挤入颗粒基层,并沿路面裂缝,伸缩缝溅浆冒泥。路面溅浆冒泥多发生在雨季,对于地下水浸润线较高路堤,也可在其他季节发生。

(3)横向裂缝。横缝大多数属于半刚性基层开裂引起的路面反射裂缝,雨水沿裂缝渗入路面

结构层内部,会造成唧浆、沉陷等病害,缩短路面使用寿命。

(4)纵向裂缝。由于路基和路堤的不均匀沉降而引起的,对于高液限土填筑的路堤,若路堤施工过程中存在压实不均匀,局部压实不足等现象,再加之开放交通后,在行车荷载的长期作用下,车辆轨迹带区域的路堤进一步压实固结,从而易导致纵向裂缝的形成。

(5)网裂。造成的原因是基层局部强度不足,如胶结料偏少,集料分离,压实度不足等;其次路基或路堤的强度不足,如变形、下沉;再就是面层强度不足,孔隙率过大,造成渗水、唧浆,矿料的离析也能使面层模量变小,在重车作用下面层拉断成裂缝,变形成为网裂。

2 广东地区高液限土分布与工程特点

广东地区高液限土的分布主要集中在如下四个代表性区域:

(1)以韶关为中心的北部地区(I区,分布区域较广,分布密度不高);

(2)湛江和茂名一带的南部地区(II区,分布区域较广,分布密度高);

(3)深圳、广州、云浮一带的珠江流域地区(III区,分布区域广,分布密度高);

(4)以梅州、揭阳、潮州、汕头为中心的东部地区(IV区,分布区域较广,分布密度较高)。

从已收集的地质资料上看,除上述四个相对

集中的区域外,其它地区也有零星的高液限土分布。

广东地区的高液限土具有地区性分布特点,主要反映如下:

(1)根据高液限土成因,I区、II区、IV区是典型的丘陵地区,高液限土一般分布于沟谷之间。其矿物成分与母岩成分相近,搬运作用不明显;

(2)III区分布在广东地区的珠江三角洲地区上,占地面积11 000多平方公里,由于西江、北江、东江等河流夹带的泥沙在海湾内不断地填充、堆积,逐渐形成了三角洲平原,但至今海湾未完全填实,珠江口仍具开阔的喇叭形态,三角洲还会扩大。因此,整个地区的高液限土受江水的影响较大;

(3)零星分布的高液限土成因比较复杂,各处分布的范围均不大。

通过广东地区高液限土物理力学指标的综合分析,广东地区高液限土除了具有高液限(如普惠高速,最高达85.3%)、高塑性指数(普惠高速,最高达47.2)、高液性指数(广清高速,最高达1.02,流塑状)、CBR强度低、细颗粒含量大(普惠高速,最高达85.2%)等这些高液限土的共同特征之外,还具有种类多,土质极不均匀(不同区域高液限土指标差异较大),粗颗粒含量变

化很大等特点)。

高液限土不同的物理力学特性,在工程应用中则反映出不同的工程特点。从广东地区高液限土的整体工程特性看,常表现出以下特点:透水性差、不易压实、干时坚硬不易挖掘,浸水后能较长时间保持水分;毛细现象显著,承载力较小,水稳定性差;具有一定裂隙性、触变性、蠕变性。作为路堤填料应用时,必须解决如下问题:

(1)高天然含水率、高液限和高塑性指数问题。高液限土天然含水率普遍很高,要降低至最优含水率附近比较难;

(2)水稳定性问题。填料在含水率较低时填筑,土体过于坚硬,难以破碎和碾压;一旦吸水浸湿后,含水率又很难降低,很难得到较高的压实度;

(3)路堤填筑施工工艺问题。由于高液限土具有上述诸多不良性质,需要在施工过程中加强质量控制,而且也需了解填筑后高液限土的危害,进行有针对性的处置。

3 广东地区典型高等级道路高液限土处治应用调查

通过调研广东地区相关项目对高液限土的处理效果,广东省高液限土路基主要处理措施如表1。

表1 广东地区典型高等级道路高液限土处治应用

序号	项目	高液限土利用条件	填筑范围	填筑设计	应用情况
1	茂湛高速公路 ^[2]	小于0.074mm的颗粒含量不大于70%、CBR值不小于2.5、液限不高于70%	用于90区,填筑高度在4m以内	底部设50cm砂垫层,中间填高液限土,两侧边坡不设包边土,采用植草皮和三维植草防护,该公路自投入运营以来,相关高液限土路基未出现病害。	相关路基未出现病害
2	普惠高速公路 ^[3]	液限低于70%处治后利用	用于93区	在填方路段,路面结构下设15cm砂砾垫层和60cm封层土,两边按高度分层包边,厚1.0~1.5m,每3m一层,路基地部设40cm砂垫层,其上设60cm底层土;在挖方路段,在路槽下超挖40cm,用掺灰改性土(掺石灰6%或32.5水泥3%)回填,并在改性土顶、底部增设15cm砂砾渗水层。	相关路基未出现病害

序号	项目	高液限土利用条件	填筑范围	填筑设计	应用情况
3	揭普高速公路 ^[4]	液限高于 50%、塑性指数大于 26 且小于 0.074mm 的颗粒含量不大于 75%、CBR 大于 3%	用于路床顶面 1.3m 以下	在填方路段,95 区范围(路槽以下 0~80cm)采用亚粘土填筑,93 区范围(路槽以下 80~130cm)采用粘粒含量大于 20% 的粘土,1.3m 范围以下可采用高液限土填筑,底部设沙垫层,外侧设粘土或粉质粘土包边层,但其压实度和 CBR 值须达到规范要求;在挖方路段:路面结构下设 15cm 碎石垫层,并向下超挖 60cm,超挖部分换填未筛分碎石,无需超挖者,路面结构下碎石垫层厚 20cm。	相关路基未出现病害
4	渝湛高速公路 ^[5]	液限大于 50%、塑性指数大于 26 且粒径小于 0.075mm 的细颗粒含量不大于 75%、CBR 值大于 3%	用在路床顶面 1.5m 以下。	在填方路段,路面结构下设 100cm 亚粘土封层,两侧边坡设包边土 1m,路基底部设 50cm 砂砾垫层,中间为小于 0.075mm 颗粒含量不大于 75%、CBR 大于 3% 的高液限土填料;在挖方路段:若高液限土的塑性指数小于 26 且 CBR 大于 8%,则可直接应用,否则超挖换填 60cm 的砂砾垫层。	相关路基未出现病害
5	广梧高速公路 ^[6]	液限 ≤ 70% (含 70%) 且粒径 < 0.074mm 的细颗粒含量不大于 75%、CBR 值大于 3% 的高液限土和压缩系数不超过 0.5MPa ⁻¹ 的红粘土	93 区以下 (含 93 区)	路面结构下设 150cm 粗粒土或其它合格土,两侧边坡设包边土 1m,路基底部设 40cm 砂垫层,其上设 60cm 亚粘土或粘土封层,中间填筑高液限土。为了防止地表水渗入到高液限土中,在封层土底部设置一层不透水复合土工布。 软土路基、陡坡路基、处于常水位以上 50cm 以下的部位不予利用。	相关路基未出现病害

综上,广东地区高液限土施工处治有如下几类:

(1)直接填筑。当高液限土液限较低、细颗粒含量较小时,可以直接填筑,但填筑时采取必要的施工措施,以满足规范对路基土的填筑要求;

(2)掺料改良。目前改良材料多选用石灰、水泥、中粗砂、以及它们的组合来改良高液限土的各项力学性能;

(3)弃方处理:对于那些液限较高、细颗粒含量较大的高液限土,由于其较差的工程力学性质,掺料改良极不经济,因此应直接作为弃方处理。

4 广东地区高液限土工程分类

根据系统研究成果和广东地区高液限土的工程特点,广东地区一般将高液限土分为 4 大类,即高液限粉土、含砂高液限粉土、高液限粘土、含砂高液限粘土,各类土的工程特点如下:

(1)高液限粉土。主要以粉粒为主,砂粒和粘粒较少,颗粒间联结较弱。在非饱和状态下,具有一定粘性和结构强度;在饱和状态下,结构软化强度降低,压缩性增大。对作为路堤填料而言,由于高液限粉土粒径相对比较单一,级配不良,土体在碾压时难以达到理想的密实状态,即粉粒之间的空隙没有更小的细颗粒来填充。而且粉粒既不能像粘粒那样具有较强的粘结作用,也不能像粗颗粒一样在土中起到骨架支撑作用,因此,高液限粉土中粉粒含量偏高对于作为路堤填料而言极为不利,应该进行改良处理或作为弃方处理。

(2)含砂高液限粉土。相对于高液限粉土而言,含砂高液限粉土存在较多的粗颗粒,在碾压过程中可以使细颗粒紧密的填充在粗颗粒的空隙中,在碾压作用下能够得到较好的密实效果。而且,由于粗颗粒的存在,土体的透水性较好,碾压时超孔隙水压力容易消散,土体压实后能够具有

较高的强度和较好的稳定性。对作为路堤填料而言,土质比高液限粉土好。但在天然含水率不易降低时,也应采取改良处理。

(3)高液限粘土。高液限粘土中土体颗粒主要为粘粒,在含水率适当的情况下土体的粘结性能较强,碾压性能比较好。在含水率较高的情况下,由于土体渗透性差,碾压过程形成的超孔隙水压力很难消散,土体在碾压过程中很容易形成“橡皮土”,压实效果不好;而在含水率较低的情况下,土体呈硬块状难以破碎和压实。所以,对于高液限粘土作为路堤填料而言,施工工艺很难控制,压实质量难以得到保证,应该采用改良措施。但是,在进行掺料改良时,由于粘粒的颗粒很小,活性较好,容易与掺入的各种改良剂料发生反应。

(4)含砂高液限粘土。对于含砂高液限粘土而言,由于土中存在一定含量的粗颗粒能起到骨架支撑作用,使细颗粒可以有效填充在粗颗粒形成的空隙中,加之粘粒的有效粘结作用,在一定含水率范围内压实性能较好。作为路堤填料时,在控制好含水率的情况下,经有效碾压后能得到较好的压实效果。

5 广东地区高液限土工程处治指标与应用

广东地区在上述4大类分类基础上,提出三指标控制方法,即选择液限、细颗粒含量、素土 CBR 值三指标为控制指标,根据各指标的变化范围确定具体的改良方案^[7]。从液限指标方面,分为液限 50% ~ 70%、70% ~ 90% 和大于 90% 等 3

个处理段;从细颗粒含量指标方面,分为细颗粒含量 50% ~ 75%、75% ~ 90% 和大于 90% 等 3 个处理段;从素土 CBR 值指标方面,分为 CBR 值小于 3 和 CBR 值大于或等于 3 等 2 个处理段。掺入材料的选择、掺入比例的确定等可根据上述三个指标具体确定。处治主要基本原则如下:

(1)填筑或弃方。判别高液限土是填筑还是弃方时,可选择高液限土的液限指标,一般而言,当土体液限大于 70%、细颗粒含量大于 90%、CBR 值小于 3 时应作弃方处理。

(2)直接填筑或改良填筑。判别高液限土是直接填筑还是改良填筑时,需要用 CBR 指标,当 $CBR \geq 3$ 时,为土体直接填筑提供了可能,当 $CBR < 3$ 的高液限土必须改良填筑或者弃方。

(3)改良填筑掺入比。一般而言,当土体细颗粒含量大于 90% 时,应作弃方处理;当细颗粒含量介于 75% ~ 90% 之间时,选用石灰、水泥、中粗砂、以及材料组合来对高液限土改良。当确定高液限土改良填筑时,需确定高液限土改良填筑改良材料的掺入比。

广东地区常用高液限路基处治设计方案如下:

(1)填方路段:路面结构下设 150cm 粗粒土或其它合格土,两侧边坡设包边土 1m,路基底部设 40cm 砂垫层,其上设 60cm 亚粘土或粘土封层,中间填筑高液限土。为了防止地表水渗入到高液限土中,在封层土底部设置一层不透水复合土工布(见图 1)。

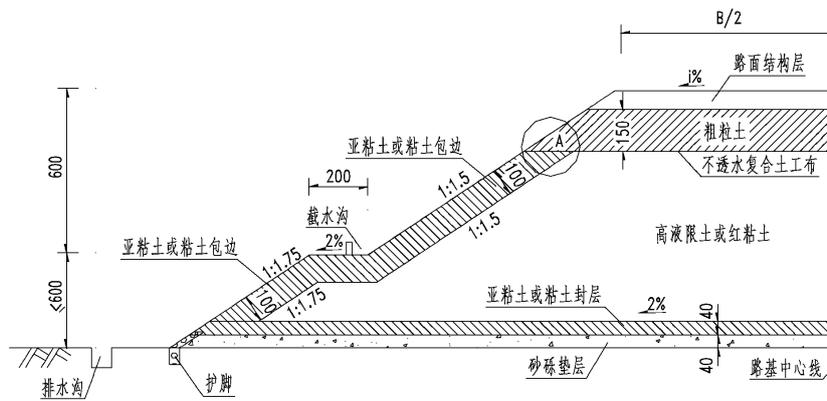


图1 广东地区高液限土路基填筑处治典型断面

(2)挖方路段:路面结构下设20cm碎石垫层,并向下超挖60cm换填粗粒土或其它合格土。对高液限土挖方路段,为了防止地表水渗入到地基

土中,在换填粗粒土底部设置一层不透水复合土工布(见图2)。

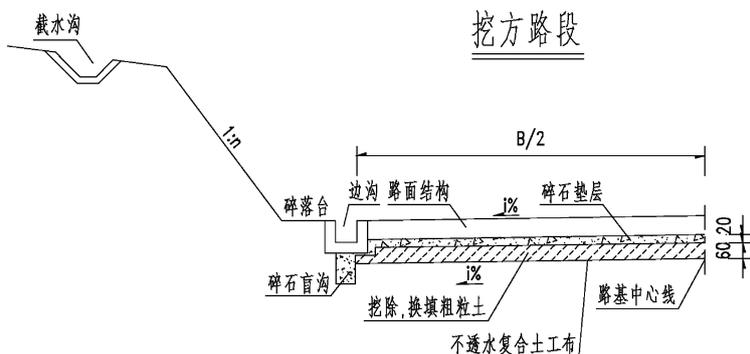


图2 广东地区高液限土路基挖方处治典型断面

6 结语

本文通过分析广东地区高液限土分布与工程特点,以及典型高等级道路高液限土处治工程应用情况,介绍了广东地区高液限土路基工程分类,归纳出广东地区高等级道路高液限路基处治方法,可以为本地区类似高液限土路基处治工程提供参考。

参考文献:

- [1] JTG D30-2004 公路路基设计规范[S]. 北京:人民交通出版社,2004,7-75.
- [2] 广东省公路勘察规划设计院. 广湛高速公路茂名观珠至坡心段施工图设计[R]. 广州:广东省公路勘察规划设计院,2003.

[3] 广东省公路勘察规划设计院. 普惠高速公路池尾至东港段施工图设计[R]. 广州:广东省公路勘察规划设计院,2000.

[4] 广东省公路勘察规划设计院. 揭普高速公路新亨至池尾段施工图设计[R]. 广州:广东省公路勘察规划设计院,2002.

[5] 广东省公路勘察规划设计院. 渝湛国道主干线高桥(粤桂界)至遂溪公路施工图设计[R]. 广州:广东省公路勘察规划设计院,2004.

[6] 广东省公路勘察规划设计院. 广梧高速公路河口至双凤段施工图设计[R]. 广州:广东省公路勘察规划设计院,2006.

[7] 广东省交通运输行业地方标准 广东省高液限土路基修筑技术指南(GDJTG/T E01-2014),2014,10-13.

高速公路连接线两侧开设小区出入口安全性问题探讨

曹竞荣¹,李宇翔²

(1. 广东省交通规划设计研究院股份有限公司, 广州 510507;
2. 广州市市政工程设计研究总院, 广州 510060)

摘要: 高速公路连接线开设小区永久出入口的行车安全问题在高速公路新建或后期养护中屡见不鲜。以中山市坦洲镇实际案例为背景,探讨高速公路连接线两侧开设小区出入口的安全性问题。

关键词: 高速公路连接线;小区出入口;安全性问题

0 引言

随着房地产业蓬勃发展,高速公路附近不少大型楼盘陆续建成。本文以坐落于中山市坦洲镇的海伦堡心岸春天花园住宅小区在广东西部沿海高速公路珠海段坦洲连接线已开设的永久出入口为背景,从坦洲连接线、小区道路平交口的几何设计指标、交通控制设施、项目区路网等方面对平交口布置的合理性进行评价,探讨高速公路连接线两侧住宅小区开设出入口的安全性问题。

1 项目概况

海伦堡心岸春天花园住宅小区位于广东西

部沿海高速公路珠海段坦洲连接线两侧,坦洲连接线以北为小区一期,以南为小区二期。为满足小区居民出行要求,该小区在坦洲连接线 LK0+680 南侧开设小区二期出入口, LK0+960 北侧开设小区一期出入口。坦洲连接线连接城桂公路与国道 G105 线,是坦洲镇车流进出西部沿海高速公路的交通要道,具体项目位置如图 1 所示。主要道路情况为:坦洲连接线采用 40km/h 设计速度,全长仅 1 753m,现状为双向四车道;城桂公路采用一级公路标准,双向四车道;国道 G105 线是中心城区对外交通的重要通道,查阅相关资料显示国道 G105 线中山段已参与改建。



图1 项目地理位置

2 现状出入路口安全性问题分析

2.1 平交口位置分析

LK0 + 680 处平交口设置于坦洲连接线纵坡为 0.81% 的直线段上,双向横坡为 2%,且该平交口未设置左转车道,坦洲连接线中央分隔带不开口,该处仅为右进右出的小区车辆,位置选择较为合理。

LK0 + 960 处平交口设置于坦洲连接线纵坡为 0.3%、半径为 300m 的圆曲线上,且位于超高 2% 的横坡外侧。虽纵坡满足平面交叉范围内直行道路的纵坡要求,但所在圆曲线半径不满足相

应规定,且位于小半径圆曲线超高段外侧,位置选择不理想。

2.2 平交口间距分析

LK0 + 680 和 LK0 + 960 两处平交口间距为 280m,满足现行规范要求。

2.3 平交口视距分析

当交叉口直行车设计速度为 40km/h,安全停车视距为 40m。其围成的视距三角形如图 2、图 3 所示。该视距三角形范围内存在高出路面 1.2m 的妨碍驾驶员视线的障碍物(树木),则 LK0 + 680 与 LK0 + 960 两处平交口视距三角形范围的通视情况不满足安全行驶要求。

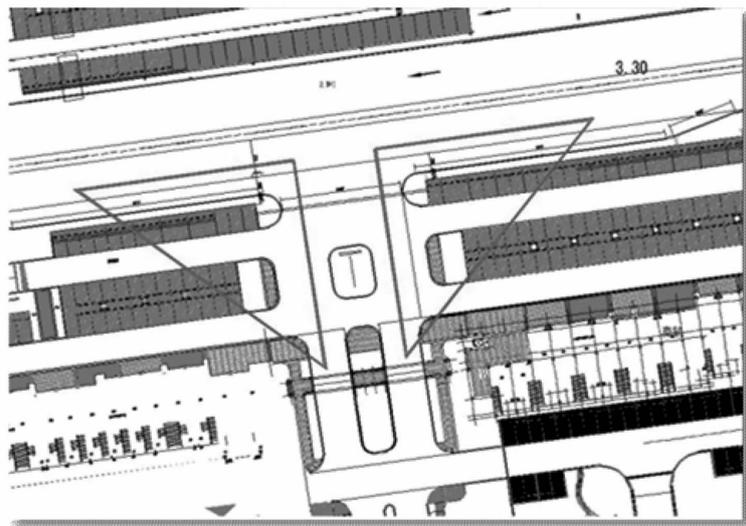


图 2 LK0 + 680 处视距三角形

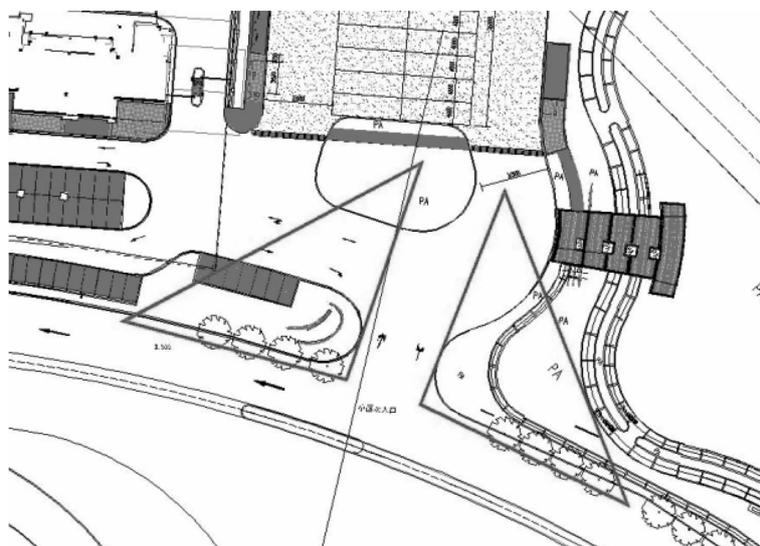


图 3 LK0 + 960 处视距三角形

2.4 平交口几何设计

2.4.1 转弯半径

LK0+680与LK0+960两处平交口现状的路缘石转弯半径均不到10m,均未达到规范要求的最小值,车辆转弯困难。特别是LK0+960处平交口有公交车停车场,在转弯半径不满足规范要求的前提下,对于大型车辆来说,转弯行驶更加困难,增加其转弯半径可以增加驾车的安全感,提高交叉口交通安全性。

2.4.2 加减速车道长度

LK0+680处平交口,该处现状虽设置有渐变段和加减速车道,其渐变段为15m,加减速车道长度仅为25m,其长度均不满足极限最小值要求。

LK0+960处平交口,其右转进出平交口车道均未设置渐变段和加减速车道。

2.4.3 车道及其他

坦洲连接线原设计车道为双向4车道,且均为直行车道。而LK0+680与LK0+960两处平交口的开设,并没有增加相应的转向车道,对原直行车道的交通流造成影响。而随着交通量的日益增长,这种影响将更加严重。

海伦堡心岸春天花园小区一期和二期对应的开设路口LK0+960与LK0+680分别位于坦洲连接线两侧,两侧居民出行未见其平交口处设置人行横道,甚至有居民为了赶时间到马路对面坐公交车而出现直接翻越中间带波形护栏的现象,对居民出行造成极大的安全隐患。另外该处两个平交口均缺乏必要的与机动车交通分离的行人和自行车设施,且机非混行严重。

2.5 渠化

LK0+960处平交口与坦洲互通立交平交口成相错斜交位置,而原设计坦洲互通立交平交口渠化岛过小,导致从坦洲互通立交进出高速公路的车辆转向混乱,未按指定渠化车道行驶,影响行车安全。

2.6 交通控制设施

经现场调查,LK0+960处平交口位于收费站出入口处。该处设置有公交车停车场,交通情况

复杂,但该处未设置信号灯控制交叉口的交通流,除坦洲连接线原设计几处交通标志外,亦未增设引导交通安全的标志标线等交通安全措施,致使交通流混乱,容易引发交通事故。LK0+960处交通流复杂,未设置停车线。且车道分界标线不清晰、缺少、损坏。

LK0+680处为右进右出的平交口,车流量相对LK0+960简单,但也未见设置引导交通安全的标志标线等交通安全措施。

3 结论与建议

通过对坦洲连接线两侧小区已开设的出入路口的安全性问题分析,两处平交口在地理位置、几何设计、交通控制设施、渠化等方面存在安全隐患,建议针对每一项安全隐患采取合理的改善措施。综合LK0+680与LK0+960两处平交口的现状分析,提出以下改善建议:

(1)增大两处平交口转弯半径至规范要求。增加转弯处加、减速车道及渐变段,并使其长度满足规范要求。

(2)增加必要的渠化措施,完善行人和自行车等过街设施,或者增设人行天桥;清除视距范围内障碍物。

(3)综合改造已开设的平交口,将无信号灯控制的交叉口设置为信号控制的交叉口,并且合理配时信号灯,保持交通信号灯可见性良好,位置选择合理等;设置指路标志,重新加设车道分界线,增加地面导向箭头等。

(4)加强交通管理,并适当完善交通环境,建议增加相应的照明设施等。

参考文献:

- [1] 公路项目安全性评价指南 JTG/TB05-2004[S]. 北京:人民交通出版社,2005.
- [2] 公路路线设计规范 JTG D20-2006[S]. 北京:人民交通出版社,2006.
- [3] 城市道路交叉口设计规程 CJJ152-2010[S]. 北京:中国建筑工业出版社,2010.
- [4] 孙宝芸.公路平面交叉口交通安全问题诊断方法[D]. 南京:东南大学,2006.

桥梁索杆检测评价技术与运用

林阳子^{1,2,3},姚响宇^{2,3},高志坚⁴

(1. 广东省交通规划设计研究院股份有限公司, 广州 510507; 2. 广东和立土木工程有限公司, 广州 510507;
3. 广东盛翔交通工程检测有限公司, 广州 510630; 4. 深圳市索杆桥梁工程检测有限公司, 深圳 518129)

摘要: 考虑桥梁索杆的结构及受力特点,分析建立桥梁索杆检测指标体系并给出检测指标的建议权重,进而介绍了具体的检测技术并结合相关检测技术提出了桥梁索杆检测指标的评价标准。对桥梁索杆进行检测评价时,考虑检测指标的缺损状态进行权重修正计算。最后结合实际桥梁斜拉索的全面检测,给出了检测及计算分析实例。

关键词: 桥梁工程;索杆;检测;评价;磁致伸缩;爬索机器人;权重修正

近年来,我国建造了大量的索杆桥梁,索杆体系作为主要的受力构件,其自身的安全性和耐久性对桥梁的整体性能有很大影响。已有数座使用中的桥梁发生过断索事故,造成惨重的经济损失和人员伤亡^[1]。因此必须对桥梁索杆体系进行定期的全面检测,合理评价在役桥梁索杆的工作状况,指导相关的维护工作,保证桥梁的安全运营。

本文首先分析建立桥梁索杆检测指标体系并给出检测指标的建议权重,进而介绍了具体的检测技术并结合相关检测技术提出了桥梁索杆检测指标的评价标准。对桥梁索杆进行检测评价时,考虑检测指标的缺损状态进行权重修正计算。最后结合实际桥梁斜拉索的无损检测,给出了检测

及计算分析实例。

1 桥梁索杆检测指标体系

桥梁索杆主要检测内容有:(1)外观检测;(2)静动力性能检测;(3)内部腐蚀断丝检测。经分析,桥梁索杆检测指标体系具体可分为6大指标:①索杆内部腐蚀断丝;②防护系统,主要包括PE防护系统或钢管加防护材料系统;③锚固系统;④索力;⑤索杆线形;⑥振动性能。根据以往工程和试验经验,结合相关规范^[2]、已有研究成果并咨询专家意见,提出了针对桥梁索杆检测各项评价指标初始权重。相关检测指标权重及检测内容见表1。

表1 桥梁索杆检测指标权重及检测内容

序号	检测指标	初始权重	检测内容
1	腐蚀断丝	0.3	是否存在腐蚀断丝及截面损伤情况
2	防护系统	0.2	PE防护系统:PE防护机械损伤;材料老化、破损、开裂;渗水 护套内加防护材料系统:钢管涂层损坏、钢管锈蚀;内部材料老化变质、流失
3	锚固系统	0.18	锚杯积水、潮湿;防锈油结块;锚具锈蚀;锚固区外侧钢丝锈蚀;渗水
4	索力	0.18	索力是否异常;应力幅值变化范围
5	索杆线形	0.08	索杆线形是否异常
6	振动性能	0.06	减震装置否有异常或失效;振动是否异常

相关指标初始权重可根据具体桥梁的实际情况由评估专家进行修正,并保证修正后各指标权重之和为1。

2 桥梁索杆检测技术

桥梁索杆相关检测指标中,检测工作主要采用人工或仪器进行观测,并通过桥梁检测工程师进行专业的定性或定量判断分析。对桥梁索杆内部的锈蚀断丝进行无损检测,最切实有效的方法是磁致收缩导波检测法^[3-5];PE防护系统外观检测可采用爬索机器人^[5]进行全面的外观检测;锚固系统目前主要依靠人工近距离检测;索力检测目前现场测试中最广泛应用方法是频率法;索杆线形可通过带棱镜爬索机器人结合全站仪检测;振动性能采用拾振器系统检测。

2.1 磁致收缩导波检测技术

磁致伸缩导波检测技术是利用电磁场和桥梁索杆中铁磁材料的磁致伸缩效应及其逆效应实现检测。桥梁索杆钢丝束在外磁场中被磁化时,其外型尺寸会发生变化,即产生磁致伸缩应变,从而在铁磁体内激发应力波,即结构导波。反过来,当桥梁索杆钢丝束中存在缺陷时其声阻将发生变化,从而引起导波的反射、透射等,进而导致铁磁体内磁感应强度发生变化,而变化的磁感应强度必定引起接收线圈中的电压变化,通过测量电压信号即可检测出桥梁索杆钢丝束中存在的腐蚀断丝等缺陷,其原理图如图1所示。

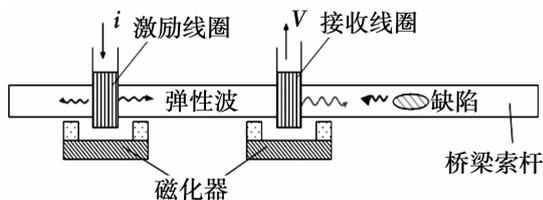


图1 磁致伸缩导波检测原理图

磁致伸缩导波检测技术的优势在于:(1)仅在桥面附近的索体段安装激励传感器和接收传感器即可实现全索范围的内部损伤检测,不需全索范围爬索检测。索体检测直线距离不小于50m,最长可达200m以上;锚固区检测不小于7m。(2)不需破坏拉吊索PE和锚头防护,且不需爬索检测不会对PE造成磨损。目前相关仪器设备能够检测出超过5%的截面金属损失,较理

想状态下可检测出2%或以下的截面损失。

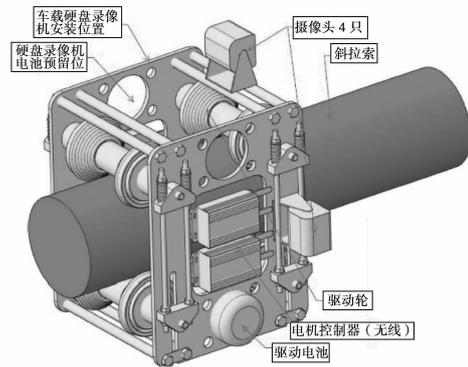


图2 磁致伸缩导波检测原理图

2.2 爬索机器人检测技术

为了全方位地检测桥梁索杆的外观情况,可采用爬索机器人进行斜拉索PE外观检测。如一种检索机器人由4个主动轮组成,主动轮的上、下用弹簧连接,提供机构对拉索的夹紧力,通过调整主动轮上行走滚轮间距可方便安装于不同直径的拉索。由于行走滚轮组合成“V”字形,可防止车体偏离拉索。机器人爬升力由主动轮与拉索表面摩擦力提供,采用铝合金加橡胶复合制成,可增加与拉索表面摩擦系数。视觉检测系统其硬件由4台摄像机、主控制器和数据存储器组成。当机器人在拉索上爬升时,控制器以循环的方式将4台摄像机图像分时传输给数据存储器,以实现拉索表面保护层全方位图像的存储,同时通过视频合成器将4路视频合成为一路监控视频,并通过无线传输子系统传输到地面监控系统的PC机上。

新型爬索机器人的主要技术优势如下:(1)强适用性:通过调整主动轮上行走滚轮间距可方便安装于不同直径的拉索;且主动轮间用弹簧连接,可跨越缠绕线、破损等障碍。(2)智能便捷:动力系统内置于机器人内部,无需外部供电;通过无线控制调节机器人在拉索上自由前进、后退以及悬停,高空采集视频实时无线传送到地面接收端并保存。(3)高度保真:经滤光及焦距自动调节等处理,拍摄视频图像无变形等失真现象。

同时爬索机器人可背负棱镜或拾振器等传

感器辅助其他指标的检测。

3 桥梁索杆检测评价标准

对于锈蚀断丝检测指标评价标准,结合现行检测规范及磁致收缩导波检测技术特点,将桥梁索杆缺陷预警门限设定为直通波幅值的5%,用以判断桥梁索杆的局部锈蚀和断丝缺陷,如缺陷回波高于限值,则判断该桥梁索杆可能存在明显缺陷;锚固段锈蚀状态评估门限设定为锚固端部

回波小于直通波幅值的一定比例,用以判断桥梁索杆锚固段的锈蚀状态,如锚固端部回波信号小于该信号,则判定该斜拉索锚固段可能存在大面积锈蚀。磁致伸缩导波检测评定标度分类及分析如表2所示,对于二级及以上桥梁索杆,在条件允许情况下宜进行局部开窗进行验证。

桥梁索杆检测其他指标评价标准,可参考现行检测规范制定。如索杆PE外观检测评定标度分类见表3。

表2 桥梁索杆磁致伸缩导波检测评价标准

评价等级	评价值区间	信号情况	索杆状态描述
一级	[0,1]	检测波形无超过预警门限的回波信号或其他异常回波信号,且锚头回波高于锈蚀衰减预警门限	无锈蚀活动或锈蚀活动性不确定
二级	(1,2]	检测波形中存在异常波形,其中异常波形持续时间较长,但幅值较小,且锚头回波低于锈蚀衰减预警门限	锈蚀状态不确定,发生锈蚀概率较小,可能轻微浮锈
三级	(2,3]	异常信号幅值较接近报警门限,且锚头回波低于锈蚀衰减预警门限	有锈蚀活动,可能较大范围浮锈或锈坑
四级	(3,4]	异常波形超过报警门限,且锚头回波远低于锈蚀衰减预警门限	有锈蚀活动,严重锈蚀甚至断丝可能性极大
五级	(4,5]	异常波形超过2倍报警门限,且无法观察到锚头回波	严重锈蚀并且存在大量断丝可能性极大

表3 桥梁索杆PE外观检测评定标准

评价等级	评价值区间	索杆PE情况
一级	[0,1]	完好
二级	(1,2]	PE轻微老化或破损未造成其他影响,符合相关要求
三级	(2,3]	PE防护层老化较为严重、破损、松动
四级	(3,4]	PE裂缝或破损导致防护失效,可能造成轻微渗水
五级	(4,5]	PE护套产生严重破损、环状开裂或PE层断开,造成严重渗水

4 桥梁索杆评价方法

由于桥梁索杆检测指标体系中相关检测指

标之间不完全相对独立,并且损伤程度大的检测指标的状态更大程度表征了桥梁索杆的缺损状态^[6]。故评估时考虑检测指标的损伤程度加以权重修正,损伤较严重的检测指标修正系数大,损伤程度较小的检测指标修正系数小。

各检测指标权重修正时,按修正系数 η_j 从大到小的顺序按下式计算:

$$\eta_i = 1 + 1.5n_i/5 \tag{1}$$

各检测指标修正权重 W'_i 为:

$$W'_i = \eta_i W_i (1 - \sum_{j=0}^k W'_j) / (1 - \sum_{j=0}^k W_j) \tag{2}$$

当某检测指标按式(2)修正后权重 $W'_i \geq 1 - \sum_{j=0}^k W'_j$ 时,说明修正后的检测指标权重之和已超过1,则不再引入修正系数,重新按式(3)计算。此检

测指标及剩余检测指标权重修正为:

$$W'_i = W_i (1 - \sum_{j=0}^k W'_j) / (1 - \sum_{j=0}^k W_j) \quad (3)$$

n - 检测指标的评价值; k - 已经过权重修正检测指标个数; W_j - 修正过权重检测指标的初始权重; W'_j - 修正过权重检测指标的修正权重。

桥梁第 j 根索杆采用评定标度 R_j 表示,整座桥梁的索杆体系按各索杆最差的缺损状态评定。

$$R_j = \sum_{i=1}^6 W'_{ji} n_{ji} \quad (4)$$

表 4 索杆评定标度涵义及分类

评定标度 R_j	技术状况	分类	对策
0	完好		
≤ 1	良好	一类	正常养护
≤ 2	较好	二类	小修维护
≤ 3	较差	三类	中修维护并加强监测
≤ 4	差的	四类	大修或改造并交通管制
≤ 5	危险	五类	关闭交通并更换索杆

5 实桥检测

某斜拉桥斜拉索采用平行钢丝及双层热挤 PE 护套的结构形式。通过相关斜拉索的全面检测,现以其中评定标度最差斜拉索为例进行说明。

通过爬索机器人检测可见 PE 存在较严重破损,破损深度超过一层热挤 PE 护套的深度,如图 3 所示,该斜拉索防护系统检测指标评价值为 3.0。锚固系统锚具轻微锈蚀,如图 4 所示,指标评价值为 2.0。磁致收缩导波检测法进行锈蚀断丝无损检测,该斜拉索检测波形中存在异常波形,如图 5 及表 4 所示。从信号波形可以看到异常波形和锚头回波,其中两处异常波形幅值均较小,锚头回波信号幅值低于腐蚀衰减预警门限,说明激励传感器与锚头间信号衰减较大。从信号波形可以看到从检测波形可以判断斜拉索可能有锈蚀活动且为轻微腐蚀,评定等级为二类。对检测波形中存在

异常波形的区域进行了开窗验证,经验证索体存在一定程度的轻微腐蚀,与无损检测结果一致,锈蚀情况如图 6 所示。故该斜拉索锈蚀断丝检测指标评价值为 2.0。

计算各检测指标的修正权重见表 5 所示,进而计算得到桥梁索杆评定标度为 2.27,需要中修维护,主要对防护系统 PE 进行修补,锚固系统除锈并加强防护,对存在锈蚀的斜拉索加强监测以确保桥梁的安全运营。

表 4 异常信号信息表

异常信号标示	异常信号位置/m	振幅/(%)	异常信号描述
异常回波 1	距锚头 1.3 ~ 2.2	3.8	可能存在大面积轻微锈蚀
异常回波 2	距锚头 0.4 ~ 0.6	2.7	可能存在局部轻微腐蚀
锚头回波		5.7	低于腐蚀衰减预警门限



图 2 斜拉索 PE 破损图



图 3 锚具轻微锈蚀情况

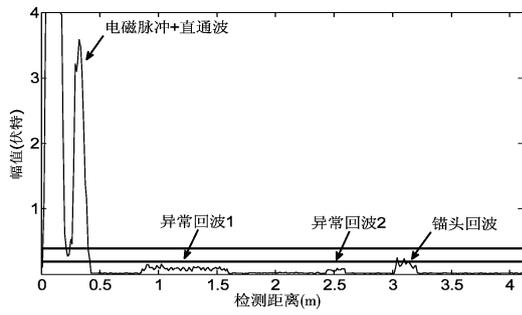


图 4 检测信号波形



图 5 缺陷位置开窗情况

表 5 检测指标权重修正计算表

序号	检测指标	初始权重	评价值	修正权重
1	腐蚀断丝	0.3	2	0.37
2	防护系统	0.2	3	0.38
3	锚固系统	0.18	2	0.14
4	索力	0.18	1	0.08
5	索杆线形	0.08	1	0.02
6	振动性能	0.06	1	0.01

6 总结

(1) 本文建立了桥梁索杆评定体系, 提出模型中各评价指标及初始权重建议。

(2) 对各评价指标的检测技术进行介绍分析, 结合检测规范及检测技术特点提出评价指标的分级标准。

(3) 考虑各评价指标的缺损状态进行权重修正, 损伤较严重的元素修正系数大, 反之亦然, 可使评价结果更加符合实际桥梁情况。

参考文献:

- [1] 王文涛. 斜拉桥换索工程[M]. 北京 人民交通出版社, 2006.
- [2] 中华人民共和国交通部. 公路桥梁技术状况评定标准[S]. 2011.
- [3] 林阳子, 张宇峰, 赖广胜. 桥梁缆索损伤检测技术分析[J]. 山西建筑, 2010.
- [4] 林阳子, 张宇峰, 武新军. 基于磁致伸缩技术的桥梁缆索损伤定位研究[J]. 公路交通科技, 2011.
- [5] 林阳子, 孙向东, 陆学村. 桥梁索体系病害分析及特殊检测维修技术[J]. 广东土木与建筑, 2014.
- [6] 黄侨, 唐海红, 林阳子. 钢管混凝土拱桥上部结构综合评价方法[J]. 哈尔滨工业大学学报, 2010.

手机电子地图在公路勘测中的应用

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: 随着现代各种科学技术的发展, 公路勘测中为了提高工作效率, 可以利用到的新技术新方法越来越多。本文介绍了一种现代化的外业踏勘寻点以及线路的方法, 利用智能手机与电子导航地图软件相结合, 极大的提高了外业效率。

关键词: 手机电子地图; 外业踏勘; 公路勘测

1 引言

公路勘测中, 经常需要外业踏勘以及测量工作, 近年来偏远山区公路测量越来越多, 外业中在野外踏勘时寻找线位以及控制点难度越来越大, 有时我们需要随身携带大量的各种小比例尺地图进行现场踏勘, 工作效率比较慢。在这里我们根据自身工作需要利用智能手机导航功能结合了几款软件找到了一个比较好的解决办法, 最大的减少了小比例尺图纸的需求, 低碳智能环保, 也提高了工作效率。GoogleEarth 软件已经是我们智能手机里的常用软件, 它很早就实现了把我们需要的兴趣点标注在地图软件中, 可以很直观的看到兴趣点在整个地球的位置情况, 但早期的 GoogleEarth 软件不支持导航功能。“你在哪里?” 和“你想去哪里?” 两个问题中, 只解决了第二个问题, 且此软件由于功能太多且消耗内存大。在外业工作中我们不需要他的大部分功能, 因此我们需要一款更加便捷小巧的电子导航地图软件来实现外业踏勘找点目的。

2 奥维互动地图以及 kml 文件介绍

奥维互动地图浏览器是由北京元生华网公司开发的基于 Google API 与 Sogou API 的跨平台地图浏览器。它拥有大部分谷歌地球的功能, 可以把卫星照片、航空照相和 GIS 布置在一

个地球的三维模型上。它的影像来源是卫星影像与航拍的数据整合。其卫星影像部分来自于美国 DigitalGlobe 公司的 QuickBird(快鸟)商业卫星与 EarthSat 公司(美国公司, 影像来源于陆地卫星 LANDSAT-7 卫星居多), 航拍部分的来源有 BlueSky 公司(英国公司, 以航拍、GIS/GPS 相关业务为主)、Sanborn 公司(美国公司, 以 GIS、地理数据、空中勘测等业务为主)、美国 IKONOS 及法国 SPOT5。其中 SPOT5 可以提供解析度为 2.5m 的影像、IKONOS 可提供 1m 左右的影像、而快鸟就能够提供最高为 0.61m 的高精度影像, 是全球商用的最高水平。除此以外它还拥有定位导航功能, 操作比较简单方便。

和普通的电子地图相似, 这款软件利用了瓦片地图技术, 把地图按比例分为了 18 个缩放比例, 可以根据不同需要很方便的下载。还可以根据工程需要, 选择一定范围内下载地图包, 减少了不必要的手机内存消耗。在实际应用中, 我们一般在有 wifi 连接的办公场所提前下载好需要的地图包, 外业中手机可以断开 GPRS 进行定位导航, 避免手机流量消耗。

KML 全称是 Keyhole Markup Language KML, 是一个基于 XML 语法和文件格式的文件, 用来描述和保存地理信息如点、线、图片、折线并可以在 Google Earth 客户端中显示。它可以在地球浏览器(例如 Google 地球、Google 地图和谷歌手机地图以及奥维互动地图)中显示地

理数据。它是一种 xml 描述语言,是文本文件格式。KMZ 文件是压缩过的 KML 文件。Google Earth 和奥维互动地图都可以支持 KML 和 KMZ 格式的数据。

3 KML 文件的制作

下面是某控制点文件 Kml 编写的示例:

```
<? xml version = "1.0" encoding = "UTF - 8"? >
< kmlxmlns = " http://www. google. com/ kml/ext/2. 2" >
< Document >
< ! -- Begin Style Definitions -- >
< Style id = " point1 " >
< IconStyle > < Icon > kml_ symbol_ dot_
0. png </Icon > </IconStyle >
</Style >
< Folder >
< name > Point Features </name >
< description > Point Features </description >
>
< Placemark >
< description > Unknown Point Feature </de-
scription >
< name > GPS023 </name >
< styleUrl > #point1 </styleUrl >
< Point >
< coordinates > 113. 3187570000 ,
23. 1596460000 , 0 </coordinates >
</Point >
</Placemark >
</Folder >
</Document >
</kml >
```

KML 文件一般分为几个结构:

(1) XML 头。这是在每一个 KML 文件中的第一行。在这行之前不能出现任何空格和字

符。范例中的第一行中“UTF - 8”是指文件的编码类型,除此以外还有 UTF8、ANSI、UNI-CODE 等文件格式。由于有些项目中 GPS 控制点点名或者其他兴趣点中包含汉字,一般我们编写 KML 文件时建议选择“UTF - 8”编码,以免出现兴趣点出现乱码的现象。

(2) KML 名空间声明,这是每个 KML2. 2 文件的第二行。

(3) 一个文件对象。范例中为 Document,以 < Document > 开头, </Document > 结尾

在此范例中,我们制作了一个测量控制点 GPS023 的标签。代码中“ < name > ”与“ < name > ”之间的“GPS023”为兴趣点点名;“ < Point > < coordinates > ”与“ </coordinates > </Point > ”中间的代码即是此控制点的经纬度坐标。 < description > 表示属性, < styleUrl > 表示控制点在电子地图中显示样式。

当然,KML 除了可以制作点文件,也可以制作线文件。公路测量中也可以把设计路线与控制点文件一起制作成 KML 文件,展到手机地图上。

在应用中如果不擅长 KML 文件的编写,也可以利用现有的各种 GIS 软件来制作需要的 KML/KMZ 文件。

4 工程实例

在接到某跨海大桥项目勘测任务后,我们立即收集测区范围内的控制点,把控制点以及设计线位制作成 kml/kmz 文件。以安卓手机为例,奥维互动地图软件安装完毕后,会在手机的 sd 卡根目录下生成一个“omap”文件,将制作好的 kmz 文件复制到该文件夹。

进入奥维互动主界面,选择“更多”→“数据管理”→“导入导出标记”→选择导入的 kmz/kml 文件,就可以在手机界面显示控制点与设计线路。手机中显示效果如下图所示:



图 1

5 结束语

除了自己编写 KML 文件来满足公路工程勘测需要之外,我们也可以利用网络上的一些 Autocad 二次开发小软件,如“cad2kml”程序,它可以把所有的 dwg 文件中的设计文件,包括点、线、面以及其他一些线路要素全部展绘到电子地图中。在公路勘测外业工作中不管是测绘还是设计调查,都可以起到很大的作用,在智能手机非常普及的今天做到了简单、方便、实用。

随着新一代智能手机的发展,基于智能手

机的电子导航地图在各方面的应用越来越多。作为一名测绘工作者应该从各方面收集整理这些先进的资源,以提高测绘工作效率。同时减少了纸质图纸的消耗,在方便工作的同时,在低碳环保方面也做出一点贡献。

参考文献:

- [1] 马谦. 智慧地图:Google Earth/Maps/KML 核心开发技术揭秘[M]. 北京:电子工业出版社.
- [2] 奥维互动地图使用手册.

揭惠高速公路花岗岩孤石分布特征及发育程度评估研究

苏绍锋

(广东省交通规划设计研究院股份有限公司, 广州 510507)

摘要: 孤石发育是花岗岩地区常见的一种特殊岩土,孤石对工程的建设影响大。现结合广东省揭阳至惠来高速公路的初步勘察成果,提出对孤石的发育程度建立等级划分标准,即根据“钻孔遇孤石率”及“单孔遇孤石个数”这两个指标按工点分区评估孤石发育程度,并根据孤石的发育程度结合工点构造物的类型,对进一步的勘察方法的选取提供指导作用。

关键词: 孤石;发育程度评估;钻孔遇孤石率;单孔遇孤石个数

1 项目概况

广东揭阳至惠来高速公路起点位于揭阳市榕城区莲花大道,经揭阳市榕城区仙、普宁市、汕头市潮阳区、潮南区,终于惠来县神泉镇,在神泉镇新坡附近接拟建的沿海一级公路。路线全长71.791km。

线路经过榕江冲积平原及练江冲积平原,其地形较为平坦,海拔标高为1~5m。穿越小北山山脉和大南山山脉,海拔高度200~600m,属于低山地貌。在惠来县境内线路进入了滨海丘陵地貌区,丘陵顶部多呈浑园形或馒头形,地形坡度小于20°。

项目所在区域经历多期次强烈构造活动,形成褶皱、断陷盆地及深大断裂,构成区域构造格架,并控制本区的岩浆喷发,形成大面积的侵入岩和喷发岩。项目地质构造的突出特点是北东向和北西向断裂较发育,地层发育的节理主要为北东向和北西向两组,节理把花岗岩切割成棱角形块。

2 花岗岩孤石的形成机理及分布规律

2.1 花岗岩孤石的形成机理^[1]

在花岗岩中发育着三向相互正交的原生节理发育,节理把岩石分割成棱角形块,风化特别

集中在三组节理相交的棱角部位,风化速度快,其他部分风化速度慢,久而久之棱角逐渐被圆化。风化作用不断进行时,自然使岩块变圆,这个过程就是花岗岩的球状风化。这些风化球体就是通常所称的孤石。



图1 出露地表的花岗岩孤石



图2 钻孔揭露的花岗岩孤石

2.2 花岗岩孤石分布规律

根据本项目调绘,出露地表的花岗岩孤石一

般分布在丘陵坡地上、山间沟谷里及小河边等。在这些地方一般为成群分布。少量分布在山顶上,分布在山顶上的一般为个体分布。

埋藏地下花岗岩孤石分布具有离散性、空间特性不规律、埋藏深度大等特征,但也存在其分布的一般规律:①主要分布于残积土、全风化和强风化带中;②在垂直剖面上随着深度的增加,密度虽减少但体积增大,即“上多下少,上小下大”的总体规律特征;③当风化程度增强时,体积会减少,数量会增多^[1]。

3 花岗岩孤石发育程度的评估方法

目前现行的规范尚无花岗岩孤石发育程度分级的统一标准。岩溶溶洞与孤石的空间特征以及其与周围介质属性的突变等类似,因此,对孤石发育程度的评估方法可参照的岩溶溶洞的评估方法。评估岩溶发育的指标有钻孔遇洞率、钻孔线岩溶率等。由此提出“钻孔遇孤石率”及“单孔遇孤石个数”这两个相对应的指标来评估孤石的发育程度。

根据花岗岩地区的勘察经验,对这两个评估指标的分级标准进行划分,分别为弱发育-中等发育-强发育-极强发育。详见表1。

根据揭惠高速公路的初勘成果,在线路穿越小北山山脉、大南山山脉低山地貌区及惠来县境内滨海丘陵地貌区孤石普遍发育,钻孔单孔揭露多个孤石,最多可达7个,粒径最大可达5.2m。孤石风化程度均为中~微风化,且岩芯完整,多

为长柱状,未见节理裂隙。

表1 孤石发育程度划分标准

序号	孤石发育程度	钻孔遇孤石率/(%)	单孔遇孤石个数/个	备注
1	弱	<10	1	
2	中等	10~30	2	
3	强	30~60	3	
4	极强	>60	>3	

按项目完成的钻孔统计,在项目初勘阶段在孤石发育的丘陵区实施钻孔127个,其中43个钻孔揭露了孤石,揭露孤石77个。项目全区钻孔遇孤石率:33.86%。根据表1标准划分,按钻孔遇孤石率,项目区属孤石强发育区。

根据单孔遇孤石个数统计,单孔孤石发育程度为“弱”的钻孔22个,占孤石发育钻孔的51.16%;单孔孤石发育程度为“中等”的钻孔8个,占孤石发育钻孔的18.60%;单孔孤石发育程度为“强”的钻孔5个,占孤石发育钻孔的11.63%;单孔孤石发育程度为“极强”的钻孔4个,占孤石发育钻孔的8.6%。由此可见,钻孔遇孤石个数为1个的居多。

以工点为单位分区对孤石发育程度进行评估,需要综合“钻孔遇孤石率”及“单孔孤石发育个数”这两个指标。分别按两个指标评估得出的孤石发育程度级别不同,以发育程度高的确定为工点的综合孤石发育程度级别,表2为各工点孤石发育程度评估表。

表2 工点孤石发育程度分区汇总表

工程名称	完成钻孔孔数	揭露孤石钻孔孔数	钻孔遇孤石率/(%)	单孔遇孤石个数	场地孤石发育程度
新寮2号大桥	3	2	66.67	5	极强
仙田大桥	3	2	66.67	2	极强
水美大桥	4	4	100	3	极强
龟山湾1#大桥	5	2	40	1	强
店前大桥	3	2	33	4	极强
松林大桥	3	1	33	2	强
大埔大桥	3	1	33	1	强

(续表2)

工程名称	完成钻孔孔数	揭露孤石钻孔孔数	钻孔遇孤石率/(%)	单孔遇孤石个数	场地孤石发育程度
莲溪小桥	1	1	100	1	极强
大浦大桥	3	1	33	1	强
PK53 + 125 大桥	3	2	66.67	2	极强
SK88 + 847.5 大桥	3	1	33	1	强
小北山2号隧道	2	1	50	2	强
坝峰山隧道	5	2	40	1	强
雷岭峰隧道	3	1	33.33	3	强

由表2可以看出,本项目拟建桥梁及隧道的场地孤石发育程度一般为强~极强,其主要依据了钻孔遇孤石率。由于在初步勘察时,完成钻孔数量有限,钻孔遇孤石率的统计样本数较少,存在一定的偶然性。随着统计样本的增加,钻孔遇孤石率更加科学、客观,更能反应孤石发育程度。

4 结语

花岗岩地区在工程建设中的主要不良地质现象为孤石的发育,本文根据“钻孔遇孤石率”及“单孔遇孤石个数”两个评估指标提出了孤石发育程度分级标准。利用孤石发育程度分级标准,

对广东揭阳至惠来高速公路初勘的勘察成果,按工点对孤石的发育程度进行了分级评估。并根据分级评估,对进一步查明孤石分布范围,选取有针对性的勘察方法有指导意义。

参考文献:

- [1] 冯涛,等. 广东花岗岩地段球状风化地下分布特征分析[J]. 铁道建筑 2007.
- [2] 广东揭阳至惠来高速公路初步设计阶段工程地质总说明[R]. 广州:广东省公路勘察规划设计院有限公司,2011.

下穿隧道基坑计算中正常固结软土 抗剪强度的指标选择

谢卓雄,梁淦波

(广东省交通规划设计研究院股份有限公司,广州 510507)

摘要:随着城市快速发展,为了满足平交口快速通行要求,近年来越来越多平交口采用了下穿隧道方案,这些隧道大多采用明挖施工因而也就繁衍出大量的隧道基坑。珠三角地区软土分布广泛,为隧道基坑的设计与施工带来许多问题,特别是软土的抗剪强度参数的取值问题,一直困扰着设计人员。国内不同地区、不同规范对软土参数的取值方式也不近相同,有时候甚至相互矛盾。本文经过对国内外软土抗剪强度的研究成果进行整理后在理论计算的基础上对常用不同抗剪强度参数进行比较分析,从而指出不同参数与现场抗剪强度间相互关系,并进一步指出,对于正常固结软土而言,基坑土压力计算应采用三轴不固结不排水剪强度,而基坑稳定性分析则应采用十字板剪强度为宜。

关键词:基坑;正常固结软土;抗剪强度

随着城市快速发展,为了解决平交口快速通行的问题,明挖下穿隧道方案的使用也相应的频繁起来,由此衍生出大量的隧道基坑。珠三角地区软土分布广泛,为隧道基坑设计和施工带来了许多问题,特别是软土的抗剪强度问题,在不同地区、不同规范对抗剪强度的参数取值均存在较大差异,如现行《建筑基坑支护技术规程》^[1]要求正常固结软土(属于正常固结黏性土)应采用三轴固结不排水剪或者固结快剪指标;而《建筑地基基础规范》^[2]则明确要求淤泥及淤泥质土应采用三轴不固结不排水剪指标,除此以外还有要求采用直接快剪指标和现场十字板剪指标等,可见目前国内行业对软土抗剪强度指标的选取还是相对混乱的而且还带有相当大地地区经验性和随意性。本文对国内外有关的研究成果进行整理后,对常用不同的强度参数进行比较分析,从而指出各种参数与现场抗剪强度间的相互关系,并进一步指出对正常固结软土而言,基坑土压力计算应采用三轴不固结不排水剪强度,而基坑稳定性分析则应采用十字板剪强度为宜,为隧道基坑工程设计提供参考。

软土根据现行《岩土工程勘察规范》(2009年版)(GB 50021-2001)有关定义是指:天然孔

隙比大于1,且天然含水率大于液限的细粒土,其中包括淤泥、淤泥质土、泥炭及泥炭质土,该类土主要特征是,强度低,压缩性高,透水性小。限于篇幅及实际设计中所遇大多数软土均为正常固结或轻超固结的淤泥、淤泥质土,因此本文仅对正常固结淤泥、淤泥质土进行讨论。

1 软土抗剪强度常规试验方法特点

由于软土渗透小,因此本文在讨论土的天然强度时均指土体在保持天然含水率不变的条件下(即不排水),剪切破坏时的强度。从实际应用的角度出发,现场土抗剪强度总是通过实验室或现场试验测定的强度参数来表达,下面将对目前普遍使用的直剪、三轴和十字板剪试验的特点和问题进行总结。

1.1 直剪试验

盒式直剪试验由于简单易行,在我国使用十分广泛,其主要缺点是不能严格控制排水条件。因而在进行快剪试验时不仅结果离散,往往难以得到正确结果,有时甚至得出完全不合理的结果,例如对饱和粘性土时常可以测出其 $\varphi_u > 0^\circ$ 。由于盒式直剪试验不能控制排水条件,且试验试样较薄,对淤泥质粉质粘土等透水性相对较大的

土,根本无法保证其不排水条件。试样在试验过程中因受竖向荷载和剪切变形而发生部分排水固结,其试验在一定程度上反映了强度随固结而增长的性质,因此淤泥质粉质粘土的快剪强度指标 φ_u 一般均不等于 0。即使是透水性很小的淤泥质粘土,虽然在试验过程中不会有较大排水固结,但在骤然施加较大的竖向荷载时,试样往往被挤入剪切盒的缝隙当中,同样会使试验结果离散。因而盒式直剪仪并不适用于测定快剪指标。另外从上面的分析可知,由于盒式直剪仪不能严格控制排水条件因此也不宜用于除粘土(塑性指数大于 17 的土)以外的土样进行固结快剪,特别是这样得出的指标偏于不安全。

1.2 三轴试验

三轴试验主要优点在于可以控制排水条

件,并能测量其中孔隙水压力,但三轴试验中的抗剪强度并不是在破坏面直接测出,而是从破坏时试样边界上的应力条件根据摩尔-库伦理论确定的,并依据人为假定的破坏面来确定土样的抗剪强度线。此类强度线有两个基本特点:第一,强度线反映了破坏面上土的抗剪强度与其法向应力成正比变化;第二,强度线与摩尔圆交点确定了破坏面与大主应力作用面间的夹角。对于正常固结粘土来说,如果进行三轴固结不排水试验,并测量其试验过程中的孔隙水压力,按照最常用的包线强度,可以分别获得同一个试样的有效应力强度线和固结不排水剪强度线,经过大量试验证明无论是有效应力强度线,还是固结不排水剪强度线均为过原点与应力圆相切的直线。

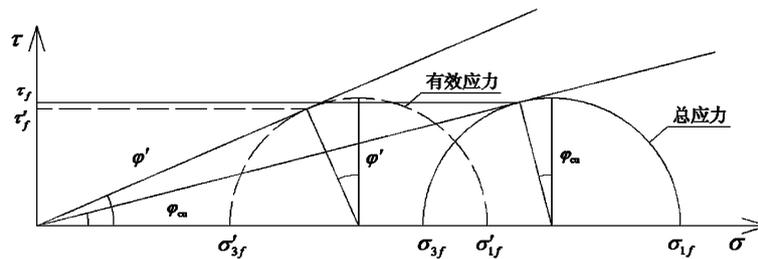


图 1 三轴固结不排水剪总应力和有效应力强度线

故有效应力强度包线和固结不排水剪强度包线可表示为:

$$\frac{1}{2}(\sigma'_{1f} - \sigma'_{3f}) = \frac{1}{2}(\sigma'_{1f} + \sigma'_{3f}) \sin \varphi' \quad (1)$$

$$\frac{1}{2}(\sigma_{1f} - \sigma_{3f}) = \frac{1}{2}(\sigma_{1f} + \sigma_{3f}) \sin \varphi_{cu} \quad (2)$$

其中 φ' 、 φ_{cu} - 试样的有效剪阻角和固结不排水剪阻角, σ_{1f} - 破坏时总应力, σ'_{1f} - 破坏时有效应力。

由于强度线意味着破坏面上的应力条件,也就是说在有效应力强度线上,试样破坏面与大主应力作用面夹角为 $(45^\circ + \varphi'/2)$,其上的强度为 τ_f ,而在固结不排水强度线上,试样的破坏面与大主应力作用面夹角为 $(45^\circ + \varphi_{cu}/2)$,其上的强度为 τ_f ,这显然不合理,同一个试验不应因整理资料方式的不同而得出两种不同的破坏面和两种

强度值。为了解决上述矛盾,魏汝龙^[4]提出,把试样破坏面统一规定为 $(45^\circ + \varphi_e/2)$ (其中 φ_e 为伏佐列夫真强度理论的真内摩擦角),此时为了区别原来的剪阻角可以分别定义以 $(45^\circ + \varphi_e/2)$ 为破坏面的有效强度剪阻角为 φ'_0 ,而固结不排水剪阻角为 φ_{cu0} ,通过计算可以获得如下关系式:

$$\tan \varphi'_0 = \frac{\cos \varphi_e}{1 - \sin \varphi_e \sin \varphi'} \sin \varphi \quad (3)$$

$$\tan \varphi_{cu0} = \frac{\cos \varphi_e}{1 - \sin \varphi_e \sin \varphi_{cu}} \sin \varphi_{cu} \quad (4)$$

另外还应注意三轴试验中的固结不排水剪阻角 φ_{cu} 与直剪试验中固结快剪剪阻角 φ_{cq} 在定义上是不同。在三轴试验中为了便于与有效应力剪阻角 φ' 相联系,习惯上采用了(2)式定义方法,其 φ_{cu} 正切值表示土的强度随破坏面上的法向总应力而增长的速率 ($\tan \varphi_{cu} = \tau_f / \sigma_{nf}$),但是按

照有效应力原理,土的抗剪强度与总应力是无关,它只与固结阶段施加的那部分总应力相关,显然这种定义并不合理。下面通过推导进一步说明,不宜使用 φ_{cu} 来表征土体固结不排水强度。假设某土体试样,在 $\sigma_1 = p'_0, \sigma_3 = k_0 p'_0, u = 0$ 条件下排水固结后,进行不排水剪,破坏时应力方向并无发生变化,且破坏时应力如下并满足(1)式和(2)式:

$$\begin{aligned} \sigma_{1f} &= p'_0 + \Delta\sigma_1, \sigma_{3f} = k_0 p'_0 + \Delta\sigma_3, \\ \Delta u &= \bar{A}_f (\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3), u = \bar{A}_f (\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3) \end{aligned} \quad (5-1)$$

$$\sigma'_{1f} = p'_0 + (1 - \bar{A}_f) (\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)$$

$$\sigma'_{3f} = k_0 p'_0 - \bar{A}_f (\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)$$

把(5-1)式代入(1)式可得

$$\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3 = \frac{[(1 + k_0) \sin\varphi' - (1 - k_0)] \cdot p'_0}{1 - (1 - 2\bar{A}_f) \sin\varphi'} \quad (5-2)$$

如果试样是通过轴向加载破坏即 $\Delta\sigma_1 > 0, \Delta\sigma_3 = 0$, 并把(5-2)式代入(2)式即可得:

$$\sin\varphi_{cu} = \frac{k_0 + (1 - k_0)\bar{A}_f}{k_0 + (1 + k_0)\bar{A}_f} \cdot \sin\varphi' \quad (5-3)$$

如果试样是通侧向卸载破坏即 $\Delta\sigma_1 = 0, \Delta\sigma_3 < 0$, 并把(5-2)式代入(2)式即可得:

$$\sin\varphi_{cu} = \frac{k_0 + (1 - k_0)\bar{A}_f}{1 - (1 + k_0)(1 - \bar{A}_f)} \cdot \sin\varphi' \quad (5-4)$$

其中 p'_0 - 上覆土压力, k_0 - 侧压力系数, u - 孔隙水压; $\Delta\sigma_1, \Delta\sigma_3$ - 主应力增量, Δu - 空隙水压增量, \bar{A}_f - 破坏时孔压系数。

通过不同加载方式,可以获得不同 φ_{cu} , 但是从(5-1)式可知不论采用那一种方式加载,其破坏时的有效应力均是相同,也就是说土体的抗剪强度并没有发生变化,因此用 φ_{cu} 来表征土体固结不排水强度显然不合适。另一方面 φ_{cq} 的正切值表示的是土的抗剪强度随剪切前固结压力而增长的速率,因此显然 $\varphi_{cq} \neq \varphi_{cu}$, 一般来说他们的结果不应直接进行比较。

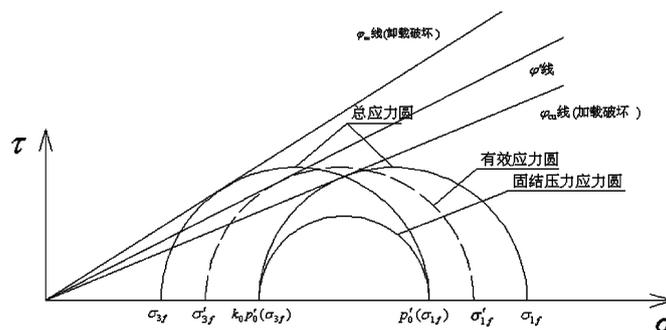


图2 不同路径加载的固结不排水剪总应力和有效应力强度线

1.3 十字板剪试验

十字板剪试验是一种直接在现场地基中进行的试验方法,其目的在于使土体经受较小的扰动和较小的应力变化,得出可靠的原位抗剪强度。但是实际上原位十字板剪也需要很多假定为前提:第一,假定钻孔、压入十字板等过程土体没有扰动;第二,假定破坏发生在十字板转动时所形成的圆柱面上(含上下顶面);第三,假定破坏面强度同时到达,而无逐步破坏现象产生。目前可以证实,土体的不排水强度一般不是各向同性,因此即使上述假定确实成立,也不见得十字板剪所得的抗剪强度等同与“原位”土体的不排水强度。

2 正常固结软土天然不排水抗剪强度与实验室抗剪强度的相互关系

针对正常固结软土而言,由于其渗透系数十分小,在短期外荷载作用下,基本呈现不排水的特性,因此在多数情况,均需要采用其天然不排水强度进行工程计算。

正常固结软土天然不排水抗剪强度与试验抗剪强度间的差别主要有以下几点:

(1) 两者破坏应变模式不同。现场强度大多数可以认为是在平面应变条件下破坏,而不排水剪等三轴试验则是在轴对称条件下破坏;

(2)现场应力的释放。实验室试验应在原地层中取无扰动试样进行,即使通过努力真的能取得无扰动试样,但是其原地层应力却早已释放。

(3)主应力偏转程度不同(或者说破坏面的方向)。水平沉积正常固结软土大多数是一维固结,在固结后其大主应力为竖向固结压力,小主应力则为水平固结压力,而所谓主应力偏转就是指土体在破坏一刻时大主应力与原固结大主应力间夹角。Hansen^[8]等人研究表面即使粘土为各向同性其主应力偏转对土体不排水强度也有显著影响。另外由于土体大多数是一维沉积固结的,因此正如 Bishop^[9-13]等人的研究表明,一般来说其有效应力强度参数和孔隙水压力系数均可能存在各向异性的特点。因此通常主应力偏转后,土体不排水抗剪强度变化应包含上述两个方面的影响。试验所产生的偏转角一般是固定不变,而现场破坏面上主应力则一般是连续偏转,因此两者间肯定存在差异。

针对上述问题 Noorany^[5]、Duncan^[6]、Skempton^[7]等人作了详细的研究,文献^[5]在保持主应力不发生偏转的前提下采用三轴试验对灵敏度为8~10,旧金山海湾泥进行试验,其试验分成两组:第一组称为“原位”试样,先在原地层压力下进行 K_0 固结,后关闭排水阀进行不排水抗剪,以模拟原状土的天然抗剪强度;第二组称为“理想”试样,先在原地层压力下进行 K_0 固结,后关闭排水阀并突然释放应力,然后再进行不排水剪,以模拟试样在地层中取出后,进行不固结不排水剪的过程。试验结果表明:

(1)卸载原地层压力时的孔压系数 \bar{A}_0 远小于正常固结土孔压系数,对于旧金山海湾泥而言试验表明卸载原地层压力时的孔压系数平均值约为0.2,然而该文中定义孔压系数的方法与本文存在差别,如果该文中卸载原地层压力时的孔压系数定义为 \bar{A}'_0 ,则其与本文定义存在如下关系:

$$\bar{A}_0 = 1 - \bar{A}'_0 = 0.8 \quad (6)$$

(2)由于卸载地应力时引起孔隙水压增量较小,因而用于表征释放地层压力后不固结不排水

剪所产生孔隙水压的增长程度的 \bar{A}_{JS} (“理想”试样主应力无偏转加载破坏时孔压系数)必然远小于原地层孔压系数 \bar{A}_{JF} (“原位”试样主应力无偏转加载破坏时孔压系数),由试验结果可得 $\bar{A}_{JS} = 0.45$, $\bar{A}_{JF} = 0.8$ 。

(3)对于高灵敏土,即使忽略了取土的扰动,由于释放地层应力所带来的对孔压系数的影响也是不可忽略。

(4)就高灵敏性旧金山海湾泥而言,“原位”试样的固结不排水强度较“理想”试验的不固结不排水强度高6%左右,该差别相比文献^[7]采用低灵敏性土高(文献^[7]采用灵敏度为2土进行试验,强度差为1.5%左右)。

(5)卸载偏应力所带来的影响与对土样进行扰动所造成的结果相似。

从文献^[5]和文献^[7]可以看出无论是高灵敏性粘土还是低灵敏性粘土,在轴对称条件下,“理想”试样的不固结不排水剪强度与“原位”试样的固结不排水剪强度基本相同,如果现场地层中土样满足轴对称条件且无主应力偏转,则可以认为,采用“理想”试样不固结不排水剪强度代替现场同一深度的天然不排水强度是可行的。

文献^[6]利用同样的旧金山海湾泥进行了类似的试验,不同文献^[5]的是所有试样均在平面应变条件下加载至破坏,其试验基本过程如下:第一组“原位”试样(VPS),先在原地层压力下进行 K_0 固结,后关闭排水阀在大主应力方向上加载,直至试样破坏,以模拟原状土的天然抗剪强度;第二组“原位”试样(HPS),先在原地层压力下进行 K_0 固结,后关闭排水阀并卸载大主应力至与小主应力相等,然后在原小主应力方向上加载,直至试样破坏。试验表明:

(1)就旧金山海湾泥而言VPS(无主应力偏转)试样的强度约高于HPS(主应力偏转 90°)试样25%;

(2)两种加载方式,达到抗剪强度峰值时的应变相差较大,这意味着,两种加载方式不太可能在现场同时达到峰值;

(3)就旧金山海湾泥而言,VPS 试样与 HPS 试样所得有效剪阻角分别为 38°和 35°,说明原状土强度存在各向异性,其结果对排水剪的强度影响较大,但对不排水强度却影响不大,其强度参数可按各项同性处理;

(4)VPS 试样的孔压系数较 HPS 试样大,两者平均值约为 1.12 和 0.7。

文献^[5-7]主要讨论了主应力不偏转或偏转 90°情况下,主应力偏转对正常固结软土原位不排水强度的影响,而文献^[4]、文献^[14]和文献^[15]则就任意偏转角对正常固结软土原位不排水强度的影响作出了深入讨论,文献基于伏佐列夫(Hvorslev)强度理论,并假定土单元强度参数为各向同性,在原地层固结有效应力摩尔圆的基础上,通过增加有效应力主增量的方式,进行推导,并得出正常固结软土原位不排水强度与主应力偏转关系式如下:

$$S_{ui} = \frac{\cos\varphi_e}{1-f^2} \left\{ C_0 - R_0^2 \cos 2i - \sqrt{(C_0 - R_0 \cos 2i)^2 + R_0^2 (1-f^2) \sin^2 2i} \right\} \quad (7-1)$$

$$C_0 = c_e \cos\varphi_e + \sigma'_{m0} \sin\varphi_e \quad (7-2)$$

$$f = (2A_{FF} - 1) \sin\varphi_e \quad (7-3)$$

$$\sigma'_{m0} = \sigma'_v (1 + k_0) / 2 \quad (7-4)$$

$$i = \alpha - \beta \quad (7-5)$$

式中: S_{ui} - 原位不排水抗剪强度; i - 主应力偏转角; α, β - 破坏面与破坏时的和初始时的大主应力面之间夹角; ν - 有效主应力增量 $\Delta\sigma'_A$ 和 $\Delta\sigma'_B$ 的方向与初始的大、小主应力方向之间的夹角; σ'_{m0} - 初始有效应力圆中心; R_0 - 初始有效应力圆半径; φ_e, c_e - 真内摩擦角、真粘聚力; A_{FF} - 试样破坏时破坏面上的孔压系数。

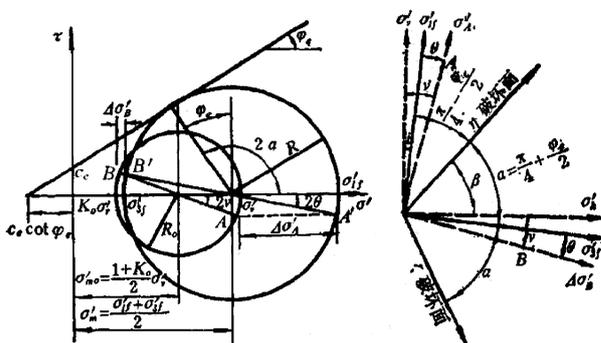


图 3 原位土单元的初始应力和破坏应力条件

下面根据(7-1)式~(7-5)式,并参考文献^[5]和文献^[6]的土样参数,对不同试验指标进行计算,并与原位不排水抗剪强度进行比较,结果如表 1。

表 1 不同试验方法所得的抗剪强度比较表

土层参数: $\varphi_e = 20^\circ, C_e/\rho'_0 = 0.2, A_0 = 0.8$								
试验类型	初始应力场	主应力偏转角 $i(^\circ)$	应力条件	侧压力系数 K_0	破坏时孔压系数 A_{FF}	R'_0	$S_{ui}'_0$	原位强度平均值 0.331
原位不排水强度	各向异性	0	平面应变	0.5	1.100	0.388	0.364	1.102
	各向异性	90						0.700
不固结不排水剪	各向同性	0	轴对称	0.5	0.450	0.407	0.383	1.156
k_0 固结不排水剪	各向异性	0	轴对称	0.5	0.800	0.411	0.387	1.168
	直剪	各向同性						0
固结快剪	各向异性	55	平面应变	0.5	0.832	0.335	0.315	0.952
等向固结不排水剪	各向同性	0	轴对称	1	0.400	0.569	0.535	1.616
	各向同性	0						平面应变
竖直十字板剪	各向异性	55	平面应变	0.5	0.832	0.335	0.315	0.952
	平均值							

上述计算有以下几点需要说明:

(1)原位强度平均值是根据主应力偏转 180°

范围内抗剪强度平均值。

(2)关于土强度参数各向异性对其不排水强

度的影响,文献^[6]和文献^[17]均进行了讨论,试验表明,土强度参数各向异性对其不排水强度的影响并不明显,因此本文讨论也遵循这一结论,仅考虑孔压系数的各向异性对土的不排水强度的影响。主应力发生偏转条件下的孔压系数 A_{fF} ,采用了与文献^[4]、文献^[14]和文献^[15]相同表达式。

$$A_{fF} = A_{fF\max} - (A_{fF\max} - A_{fF\min}) \sin^2 i \quad (7-6)$$

(3) 十字板剪抗剪强度平均值为圆柱面及上、下顶面不排水抗剪强度平均值。

3 基坑计算中软粘土抗剪强度指标使用讨论

软粘土基坑计算主要包括三个主要部分:第一,主动土压力计算;第二,被动土压力计算;第三,采用圆弧滑动法进行整体稳定计算,下面逐个讨论其与上述指标的相关性。

基坑主动土压力一般以荷载形式施加在支护结构上用于计算结构内力和抗倾覆等稳定性等计算,目前大多采用朗肯土压力进行计算。基坑主动土压力一般作用在支护结构外则,主要是由于基坑内侧进行开挖,造成土体侧向卸载或者其与基坑外地面超载共同作用至土体抗剪强度极限而产生。正如前面所提的一样,由于软粘土渗透性极低,因此开挖过程里基坑外侧土体可认为其是在不排水的条件下进行加载。坑外加载和坑内卸载虽然产生的孔隙水压大小不同,但是从本质上说都是在原有固结应力的基础上加载偏应力,因此两种情况所造成的有效应力是相同的。因此,可以看出实际上,基坑主动土压力的形成过程和土体的破坏形式与VPS试验是完全相同的,也就是说两者应该有相同的强度,换句话说,在计算中应采用平面应变条件下的 k_0 固结不排水剪强度理最合理。但是就目前情况而言,大多数单位都不具备这样的条件,从表1可以看出采用轴对称条件下的 k_0 固结不排水剪强度或者不固结不排水剪强度也是可行的,但采用等向固结就不行了,因为其结果明显偏高。如果撇开直接试验的缺点,采用直剪试验所得到的抗剪强度虽然稍偏保守,但是引起的误差却是不大。上面的讨论是单纯从

抗剪强度上考虑的,然而在计算时除了要考虑原位天然抗剪强度的等价性外还要考虑一些其他的東西。首先是土压力计算方法,朗肯主动土压力实际上是根据大主应力和土体抗剪强度在破坏面上平衡来推求的,它等同于破坏时刻的小主应力,只要对摩尔库伦包线进行变形就可以获得。例如对(2)式进行变形就可以获得采用固结不排水剪阻角表示正常固结土的朗肯主动土压力公式。

$$P_{ak} = \frac{1 - \sin\varphi_{cu}}{1 + \sin\varphi_{cu}} \cdot \sigma_{1F} = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi_{cu}}{2} \right) \cdot \sigma_{1F} \quad (8)$$

进一步审视(2)式可知在不排水条件下大主应力和小主应力(主动土压力)之差为破坏时摩尔应力圆直径,也就是表1中的 $2 * R$,因此如果不排水抗剪强度相同(R 相等),只要破坏时大主应力相同则无论采用什么试验资料计算出的主动土压力都是相同的,故正如前面讨论的那样采用不固结不排水剪、固结不排水剪、直剪和固结快剪试验所获得主动土压力应该相近。然而事实并不是那样,由于主动土压力是通过朗肯土压力公式计算,当采用固结不排水剪试验资料时,由于试验室一般只提供轴向加载条件下等向固结不排水剪试验的剪阻角或者 k_0 固结不排水剪试验的剪阻角,而现场主动压力却是因为基坑内侧土开挖造成的侧向卸载而产生,由于两者并不匹配,因此不可能获得正确的主动土压力。即使实验室真的提供了卸载条件下的 k_0 固结不排水剪试验的剪阻角,由于基坑坑外大多数作用了地面超载,因此计算出的主动土压力也是不正确的^[16]。那么采用固结快剪情况又如何呢?由于固结快剪剪阻角 φ_{cq} 正切值表征的是水平破坏面上的抗剪强度和固结时大主应力(一般可以认为是 k_0 固结)间的正比关系。它在定义上与(2)式的定义方法是不同,从理论上说不应把其代入朗肯公式中计算。如果确实要这么做,那么就等于把 φ_{cq} 近似等同于 φ_{cu} ,然而在固结快剪试验只能获得一个 φ_{cq} ,那么它究竟等价与加载破坏时的 φ_{cu} ,还是卸载破坏时 φ_{cu} ,还是都不是呢?可见利用朗肯土压力公式计算主动土压力时采用 φ_{cq} 同样是不合理。采用不固结不排水剪试验

所得粘聚力 c_u ,按朗肯土压力公式计算主动土压力则不会出现上述问题,无论怎么加载,大、小主应力之差都等于 $2c_u$,即 $2R$,另外在理论上说采用直剪试验所得粘聚力 c_q 也是可行。同理被动土压力计算也应采用不固结不排水强度。

在采用圆弧滑动法计算基坑稳定性时,由于主应力的连续偏转,按理应采用原位强度平均值,从表1可以看出,直剪和固结快剪强度与其最为接近,十字板剪强度指标偏保守,而不排水剪和 k_0 固结不排水剪强度偏高,由于在计算过程同样存在实验加载过程与现场情况不同的问题,因此不应采用 k_0 固结不排水剪和固结快剪。然而正如文献^[6]所给出的结论那样,实际破坏面上不同点的抗剪强度根本不可能同时达到最大值,因此实际破坏面上的平均强度应比理论值低,因此建议采用十字板剪强度。

参考文献:

- [1] 建筑基坑支护技术规程 JGJ 120 - 2012. 中国建筑工业出版社. 2012.
- [2] 建筑地基基础规范 GB 50007 - 2011. 中国建筑工业出版社. 2011.
- [3] Kirkpatrick, W. M. and D. J. Belshaw, On the interpretation of the triaxial test, *Geotechnique, inst. of Civ. Engrs.*, 1968.
- [4] 魏汝龙, 软粘土工程的理论和实践, 海峡两岸土力学及基础工程土工技术学术研讨会论文集, P96 - 103, 1994.
- [5] Iraj Noorany and H. B. Seed, In - situ strength characteristics of soft clays, *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, NO. SM2*, 1965;
- [6] J. M. Duncan and H. B. Seed, Strength variation along failure surfaces in clay, *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, NO. SM6*, 1966.
- [7] Skempton, A. W., and Sowa, V. A., The behavior of Saturated Clays Dring Sampling and Testing, *Geotechnique*, 1963.
- [8] Hansen, J. B., and Gibson, R. E., Undrained shear strengths of anisotropically consolidated clays, *Geotechnique*, 1949.
- [9] Bishop, A. W., Some factors involved in the design of a large earth dam in the Thames Valley, *Proceedings, 2nd Internatl. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engrg.*, 1948.
- [10] Ward, W. H., discussion of "Techniques of Field Measurement and Sampling", *Proceedings, 4th Internatl. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engrg.*, 1957.
- [11] Ward, W. H., Samuels. S. G., and Butler, M. E., Further Studies of the Properties of London Clay, *Geotechnique*, 1959.
- [12] Hvorslev, M. J., Physical Components of the shear strength of saturated clays, *Proceedings, ASCE Research Conf. on the Shear Strength of Cohesive Soils*, 1960.
- [13] Lo, K. Y., Stability of slopes in anisotropic soils, *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, NO. SM4*, 1965.
- [14] 魏汝龙, 正常压密粘土的原位不排水强度的计算和测定, *水利学报*, 1984.
- [15] 魏汝龙, 三轴和直剪试验的固结快剪指标, *大坝观测与土工测试*, 1998.
- [16] 龚晓南. 高有潮, 深基坑工程设计施工手册, 中国建筑工业出版社, 1998.
- [17] J. M. Duncan and H. B. Seed, Anisotropy and stress reorientation in clay. *ASCE, No SM5*, 1966.

广东南二环、西二环南高速公路管理中心整合方案

关小杰

(广东省交通规划设计研究院股份有限公司, 广州 510507)

摘要: 多路段机电系统整合具有统一管理、提高管理效率、节约运营成本的显著优势。目前,在高速公路高清化、数字化、IP 网络化改造趋势下,高速公路规模化、集约化运营管理方案更加稳定成熟,本文以龙江管理中心为例,探讨管理中心整合改造方案。

关键词: 管理中心整合;通信系统;高清数字化

0 概述

国道主干线广州绕城公路南环段(简称“南二环段”)和国道主干线广州绕城公路西环的南段(简称“西二环南段”)均位于珠江三角洲,作为京珠、同三两条国道绕广州的公路,是国道主干线系统的重要组成部分,同时也是广东省高速公路路网布局规划方案“九纵五横两环”中珠江三角洲环形高速公路的重要组成部分。

南二环段全长 48.6km,呈东西走向。设计速度为 100km/h,双向六车道。全线共设鱼窝头、榄核、伦敦、勒流、杏坛、龙江等 6 个收费站和勒流服务区,在龙江互通附近设置龙江管理中心,于 2010 年 12 月 31 日通车。

西二环南段全长 44.6km,呈南北走向。设计速度为 100km/h,双向六车道。全线共设西樵、丹灶、金沙等 3 个收费站和丹灶服务区,在丹灶互通附近设置丹灶管理分中心,于 2007 年 12 月 24 日通车。

南二环段、西二环南段自通车以来,分别由龙江管理中心和丹灶管理分中心负责两路段的营运管理工作。随着广东全省“一张网”联网收费实施,东涌标识站、九江主线区域合建收费站和小塘主线收费站均已拆除,建设单位根据营运模式的转变,要求将西二环南段丹灶监控中心并入南二环龙江监控中心进行统一管理,本项目对两路段的机电系统进行整合改造以满足日常营运管理要求。

1 南二环段和西二环南段通信系统整合方案

1.1 两路段通信系统现状

1.1.1 南二环段通信系统现状

南二环通信系统干线网采用 STM-4 等级的 SDH 干线传输系统,接入网采用 STM-4 等级的 MSTP 平台,全线设置 1 处龙江通信中心,以及 7 个无人通信站:东涌站、鱼窝头站、榄核站、伦敦站、勒流站、杏坛站、九江站,由龙江通信中心统一管理。各通信站隔站连接,构成自愈环网,传输速率为 622Mbps。龙江通信中心设置 1 套光纤线路终端(OLT),作为用户接入网局端设备,各无人通信站分别配置 1 套光纤网络远端设备(ONU),设备组网架构如图 1。

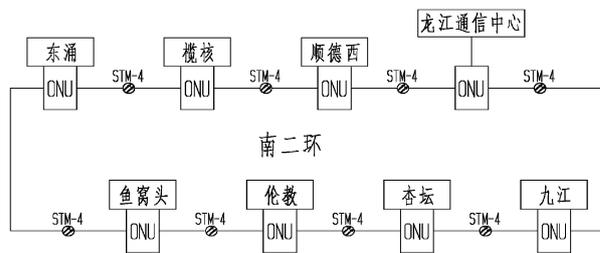


图 1 南二环高速公路原有通信系统架构(改造前)

本项目实施前,东涌标识站和九江主线区域合建收费站已在 2014 年 6 月全省收费联网实施中拆除。干线网主要用于联网收费数据、话务的传输以及与相邻路段之间的话务、监控系统的连接;接入网主要用于本路段内收费数据、监控外场数据和语音业务等的传输。

1.1.2 西二环南段传输网络现状

西二环南段通信系统干线网采用 STM-4 等级的 SDH 干线传输系统,接入网采用 STM-4 等级的 MSTP 平台,全线设置 1 处丹灶通信分中心,以及 4 个无人通信站:西樵站、小塘站、丹灶站、金沙站,由丹灶通信中心统一管理。各通信站隔站连接,构成自愈环网,传输速率为 622Mbps。丹灶通信分中心设置一套光纤线路终端(OLT),各无人通信站分别配置一套光纤网络远端设备(ONU),设备组网架构如图 2。

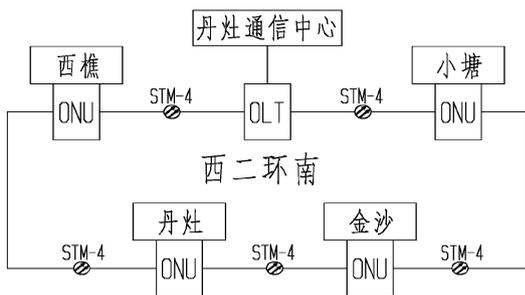


图 2 西二环南段高速公路原有通信系统架构(改造前)

本项目实施前,小塘主线收费站已在 2014 年 6 月全省收费联网实施中拆除。干线网和接入网承载业务与南二环通信系统相同。

1.2 通信系统承载业务规划方案

为便于后期的运营管理,将南二环与西二环南两个路段通信系统整合,由南二环龙江通信中心进行统一的管理维护。整合后,通信系统主要承载业务调整如下:

(1) 视频图像、监控数据和电力监控数据业务:南二环与西二环南两路段合并后,西二环南路段的丹灶分中心原有的通信系统接入到南二环龙江通信中心,南二环和西二环南两路段视频图像、监控数据和电力监控数据业务均传输至龙江通信中心。

(2) 语音业务:将丹灶管理中心设备网络等级降为站级,原有的电话语音均由设置在龙江通信中心的 CC08 程控交换机来处理业务。

(3) 收费数据业务:南二环路段各收费站的收费数据传输到龙江通信中心,通过龙江中心的干线 ADM 设备和通信干线网上传到中片区联网收

费中心;西二环南段的收费业务与原有方式保持一致,各收费站的收费数据传输到丹灶通信分中心,通过丹灶分中心的干线 ADM 设备和通信干线网上传到粤西联网收费中心。

(4) 视频上传省交通集团监控中心:南二环与西二环南两路段合并,所有的视频监控均传输到龙江通信中心,南二环与西二环南两路段上传省交通集团的视频图像在龙江通信中心通过干线 ADM 设备上传到集团监控中心,通过 Vlan 区分不同的路段。

1.3 通信系统整合方案

根据通信系统承载业务规划方案,具体整合方案如下:

(1) 东涌标识站和九江主线区域合建收费站的 2 套 ONU 设备拆除、退网,调整南二环段的网络拓扑,如图 3 所示。

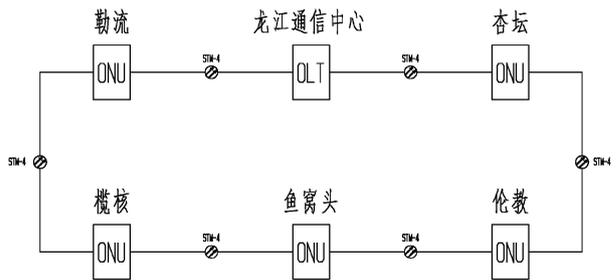


图 3 东涌标识站和九江主线区域合建收费站 ONU 设备拆除退网

(2) 小塘主线收费站的 1 套 ONU 设备拆除、退网,调整西二环南段的网络拓扑,如图 4 所示。

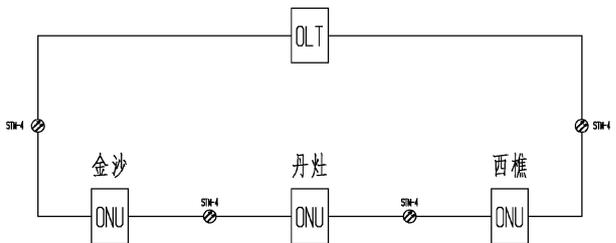


图 4 小塘主线收费站 ONU 设备拆除退网

(3) 在龙江 OSN 1500 设备上新增 1 块双光口 STM-4 光接口板,断开丹灶通信中心与西樵站之间的光路,将丹灶通信中心和西樵站之间的光路分别跳接到龙江通信中心,与龙江 OSN 1500 设备

聚,接入通信站 ONU,利用通信系统传往丹灶监控分中心,在丹灶监控分中心设置 8 路数字硬盘录像机(DVR)实现外场视频集中存储。

西二环南现有收费视频 59 路,均为模拟视频,采用“视频光端机 + 视频编解码器 + 通信系统 + 数字硬盘录像机(DVR)”的监控架构,收费视频利用视频编码器编码后在站内视频以太网交换机汇聚,接入通信站 ONU,利用通信系统传往丹灶监控分中心上墙或桌面监视器显示,在收费站内设置数字硬盘录像机实现分站式存储。

2.2 监控中心数字化改造方案

本项目在监控中心组建高清数字化平台,通过视频编码器将外场监控和收费视频数字化,将来模拟摄像机高清化改造后可直接接入平台。本项目已考虑外场和收费摄像机高清数字化后视频在监控中心的管理、显示要求。

由于西二环南段监控和收费视频采用“视频

光端机 + 视频编解码器 + 通信系统 + 数字硬盘录像机(DVR)”监控架构,南二环段采用“视频光端机 + 视频矩阵 + 数字硬盘录像机(DVR)”的监控架构。南二环段和西二环南段的视频编、解码方式和存储方式如下:

南二环段:收费视频图像(除伦敦站)利用新增的 H. 264 编码器在就近收费站内编码上传,利用通信系统传往龙江监控中心;监控主线视频图像通过视频光端机直接传往监控中心,利用原九江主线收费站拆除的 8 台 4 路 MPEG2 编码器统一在龙江监控中心内编码;收费视频在站内存储,监控视频在中心存储,与现状保持一致。

西二环南段:主线监控和收费视频图像利用原有的 MPEG2 视频编码器在就近收费站内编码上传,利用通信系统传往龙江监控中心;监控和收费视频均在站内存储,与现状保持一致。

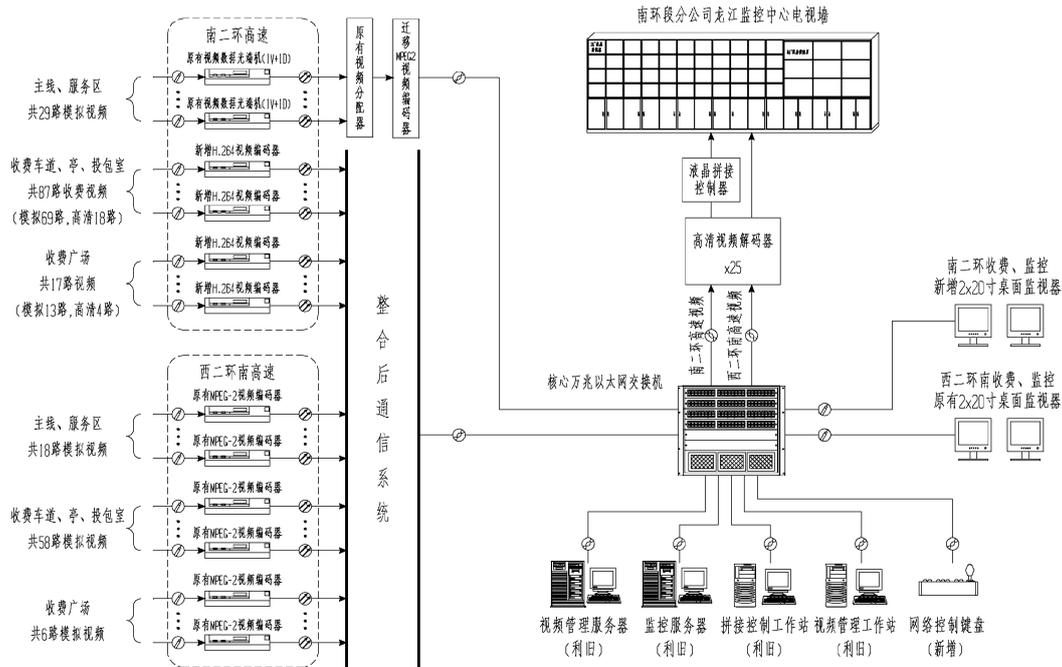


图 6 龙江监控中心闭路电视系统构成

(1) 新增 25 台 2 路高清视频解码器,用于南二环段(H. 264 标清和 MPEG - 2 标清)和西二环南段(MPEG - 2 标清)的收费和监控视频解码显示,要求高清视频解码器能够兼容 MPEG - 2 标清、H. 264 标清、H. 264 高清等视频编码格式,对现

有两个路段编码图像及未来新增 H. 264 高清视频实现上墙显示和操作台桌面显示,编解码器应满足省交通集团《高速公路数字化视频监控及存储联网技术要求》。

(2) 新增 1 台可扩容的核心万兆以太网交换

机组建龙江监控中心视频监控局域网,用于视频解码器、工作站、服务器和存储设备互联。

(3)新增9块46寸液晶拼接屏和1台液晶拼接控制器,用于视频上墙显示。

(4)新增1台网络控制键盘,用于外场摄像机控制;新增2台20寸桌面监视器,用于南二环段监控和收费视频桌面显示。

(5)新增1套高清视频管理平台软件及客户端安装于视频管理服务器、视频管理工作站,实现对模拟标清和高清视频的控制和管理功能等。

(6)视频管理服务器、监控服务器、拼接控制工作站、视频管理工作站、视频分配器和数字硬盘录像机(DVR)均利旧使用。

(7)在龙江监控中心新增1套视频综合管理平台软件,以适应目前数字化视频及未来高清视频接入及控制,用于对各类视频的控制和管理,良好兼容于原有监控系统平台软件,并满足省交通集团数字化视频联网要求。

(8)在龙江监控中心对原有电视墙进行改造,拆除原有的6块67寸投影屏,左侧原有36台26“液晶监视器保持不变,右侧新增2列26”液晶监视器和9块46寸液晶拼接屏。

(9)以龙江监控中心为核心,规划1套万兆以

太网传输平台,用于省交通集团联网监控、各通信站硬盘录像机联网、卡口/超限检测数据,以及高清数字化视频传输通道等。



图7 龙江监控中心电视墙现状(改造后)

3 结语

目前,大部分高速公路仍然处于高清化、数字化、IP网络化改造过程中,管理中心处在机电系统管理的核心位置,作用较大。在改造过程中,站在建设单位的角度,应遵循先做好中长期规划,再委托具体设计的建设思路;站在设计单位角度,应遵循先改造监控平台和传输平台,后改造外场设备的设计思路。设计方案应具备前瞻性的同时,尽量保护原有投资,做到经济性、节约性、长期性的有机结合。

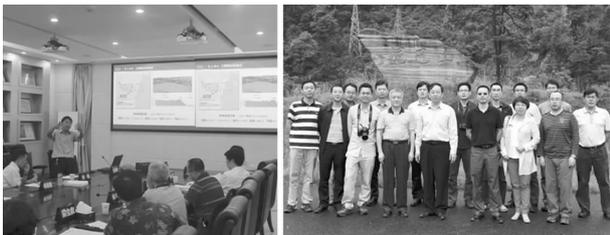
雅西高速公路参观之行

王 强

(广东省交通规划设计研究院股份有限公司, 广州 510507)

为了拓展工程技术人员的设计思路和学习借鉴兄弟省院山区高速公路设计经验与技术创新, 我院于2015年9月15日至17日组织了由梁立农总工程师带队的技术骨干共14人, 赴四川省雅(安)西(昌)高速公路参观学习, 并与四川省交通运输厅公路规划勘察设计研究院进行技术交流。

四川省公路院对这次活动给予了大力支持, 副院长兼总工程师庄卫林亲自给我们作了“雅西高速公路设计关键技术”的精彩讲座, 各专业都派出强大的技术专家阵容(蒋劲松、乔定健、牟廷敏、林顺、刘峰、唐国汉、田尚志、蒋贵川等), 与我们座谈分享交流雅西高速公路的设计经验, 并派副总工程师林顺、二分院副院长唐国汉全程陪同我们全线考察、介绍雅西高速公路。



庄卫林总工程师的讲座 大相岭泥巴山隧道前合影留念

雅西高速公路是交通运输部确定的“勘察设计典型示范”和“科技示范”双示范项目, 是北京至昆明高速公路和西部大开发省际公路通道之一甘肃(州)至云南(磨憨)公路在四川境内的重要组成部分, 在国家公路主干道网络规划中占有十分重要的位置。项目起于四川省西南部的雅安市雨城区, 经雅安市的荣经、汉源、石棉, 止于凉山彝族自治州冕宁县, 按双向四车道高速公路标准建设, 设计速度80km/h, 路基宽24.5m, 路线全长约240km, 其中桥梁长91km, 隧道长39km, 桥隧比例占路线总长的54%。总投资约210亿元。2007年

4月开工, 2012年4月全线建成通车, 成为四川通往云南、昆明的主要通道, 并形成四川通往东南亚、南亚沿海口岸最快捷的通道。

在设计上, 雅西高速攻克多个技术难关, 创造了多个内国之最、世界独有的奇迹, 堪称世界高速公路的经典。

1 工程特点及难点

雅西高速公路所处的地理位置特殊, 处于盆地向青藏高原的过渡地带, 地形变化剧烈、深切峡谷众多, 地壳活动频繁、地质灾害频发、气候条件恶劣。

(1) 区域特点一: 海拔高度快速提升, 具有短距离内大高差的特点。雅西高速公路先后翻越大相岭泥巴山和拖乌山, 海拔高度从约600m上升至约3200m, 再下降至约800m, 再上升至2800m, 最大相对高差达2600m。

攻克难点: 公路如何翻山越岭; 如何保证长大连续纵坡(长达51km、高差1518m)行车安全。

(2) 区域特点二: 地形变化剧烈, 深切峡谷众多。

攻克难点: 为了跨越深切沟谷, 需要设置大量的高墩大跨径桥梁, 如何选择合理的结构形式; 为了翻山越岭, 需设置超特长隧道, 如何攻克超特长隧道的通风救援技术。

(3) 区域特点三: 新构造运动强烈、活动断裂发育、强震频繁、地质灾害频发。

攻克难点: 公路抗灾能力如何保证; 高烈度区高墩桥梁, 常规结构不完全适用, 需要结构创新; 区域内断裂带纵横交错, 必须攻克隧道穿越活动断裂的抗减震难题, 解决穿越之难。

(4) 区域特点四: 气候条件特殊, 不同区域气

表2

技术名称	技术要点	备注
主动安全技术1	在极短距离、高差极大路段,并受活动断裂带、保护区的限制,充分利用地形,首次在高速公路采用连续双螺旋路线展线布设技术,在解决大高差的同时,解决了常规路线布设技术无法克服的难题,降低平均纵坡,提高行车安全。	三段连续长大纵坡:泥巴山北坡连续坡长33km,相对高差760m,平均纵坡2.3%;泥巴山南坡连续坡长26km,相对高差670m,纵坡2.6%;拖乌山北坡连续坡长51km,相对高差1518m,平均纵坡2.97%。 在干海子和铁寨子两处螺旋展线,集中升坡,每处克服高差近110m,将该段平均纵坡由5.8%降低至3%以下(详见图2)。
主动安全技术2	提出了基于运行车速、线形连续、地形协调的相关计算模型,建立了线形指标的质量参数化评价体系,确保布线方案的安全适用性和经济合理性。 ①建立了基于运行车速的线形质量参数化评价体系。 ②建立了基于地形协调的线形质量参数化评价体系。 ③建立了基于线形连续的线形质量参数化评价体系。	①评价上坡路段时,主要评价重型车辆运行速度,防止因重车车辆速度过慢而引发的追尾事故和通行能力的降低,当预测速度过低,而又难于优化路线线形时,必须设置爬坡车道。评估下坡路段时,主要从舒适性出发,评估路段平曲线合理半径取值。 ②主要追求线形指标、地形指标与工程量大小三者之间的平衡,力求路线与地形吻合,并工程经济。 ③从交通事故出发,逐段评价高速公路连续下坡路段线形质量。
主动安全技术3	提出了基于运营风险控制的分区段安全设施布局方法,实现了安全设施在超长连续下坡路段的合理设置。	在超长连续下坡路段,每一区段的运营安全风险是不一样的。通过设置不同的交通标识,使驾驶员主动了解路段的安全隐患特征,做到心中有数,以便主动采取措施,达到安全行驶的目的。
主动安全技术4	制定了完善的管控措施。	健全管理机构、安全行车宣传教育、完善应急预案、多部门联动和协作机制、管制性的试运行。
被动安全技术是以少损伤为目标的被动安全控制技术。 在长距离下坡路段,重型车辆需不断地刹车制动减速,使刹车毂温度不断升高,到一定程度时导致刹车失灵。为进一步提高安全度,避免造成车毁人亡,减轻事故等级,减少事故损失,降低工程规模,设置了避险车道和减速护栏两项被动安全技术,使车辆强行停止或降低车速。		
被动技术1	建立了避险车道布局方法,设置网索式短距离避险车道,大幅减短避险车道长度,解决峡谷山区避险车道设置难题。 ①基于刹车毂温升模型的避险车道布局方法。 ②短距离网索式避险车道开发。	①通过评价,雅西高速全线共设置避险车道12处。 ②因地形和工程规模的限制,避险车道的长度难于满足正常长度时,开发了一种新型的短距离网索式避险车道(详见图3),在确保避险效果的情况下,可以有效减短避险车道的长度。
被动技术2	基于在保证防撞效果的前提下,还要保护驾乘人员的安全,降低车辆的损伤程度,减少工程造价,或在工程造价不增加的情况下,提高防撞能力,开发了三种新型组合式摩擦耗能减速护栏。 ①新型组合式减速护栏开发。 ②方管横梁组合式护栏优化。 ③三横梁梁柱式型钢护栏优化。	①护栏迎撞面具有一定的“吸能”能力,以保证在大型车辆贴靠时,可以对车辆起到减速的作用,既保护驾乘人员,又提高防撞效果。 ②将原“强柱弱梁”的结构形式优化为“强梁弱柱”,解决护栏上部钢结构立柱对车辆的绊阻问题,使防撞等级能够达到SS级,即减少材料用量,又有效提高护栏的防护能力。 ③解决立柱绊阻问题,使防撞等级能够达到SA级,在减少材料用量的同时,有效提高护栏的防护能力。

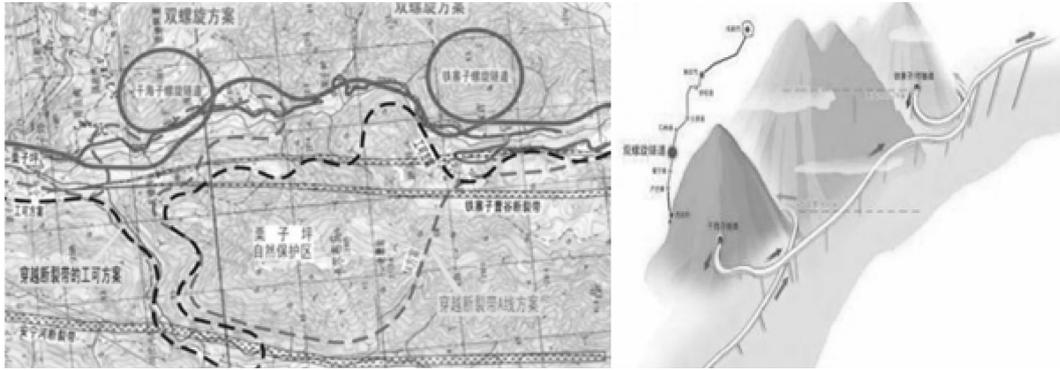


图 2



图 3

2.3 螺旋隧道设计方法和运营安全管控技术

石棉至拖乌山段路线长 51.1km, 爬升高度 1518m, 平均纵坡达 2.97%, 特别是栗子坪至大营盘路段直线距离仅为 12.3km, 克服高差达 713m; 该路段走廊狭窄, 新增地物多, 地质条件十分复杂, 结合地形、地质和工程情况, 采用双螺旋隧道展线来克服地面高差, 干海子隧道位于第一个螺旋线位上, 山体海拔高程最高为 2350m, 设计为分离式隧道, 左洞平面为 600.6m 的圆曲线, 纵坡 + 2.8%, 隧道长 1665m; 右洞平面为 619.6m 的圆曲线, 纵坡 + 2.7%, 隧道长 1735m。铁寨子 1 号隧道

位于第二个螺旋线位上, 山体海拔高程最高为 2370m, 设计为分离式隧道, 左洞平面为直线加 600.1m 的圆曲线, 纵坡 + 2.57%, 隧道长 2755m; 右洞平面为直线加 622.4m 的卵形曲线, 纵坡 + 2.6%, 隧道长 2370m。

雅西高速公路拥有世界独有的双螺旋隧道工程, 为了解决世界之难题: 安全曲率的确定和运营安全的保证, 建立了螺旋隧道的设计技术和运营安全控制技术等 3 项技术支撑(详见表 3), 填补了现有技术的空白。

表 3

技术名称	技术要点	备注
支撑技术 1	以运营安全为目标, 首次建立了螺旋公路隧道最小半径的确定方法, 达到了安全性和经济性的统一。	主要考虑的因素: 夜间安全行车视距、驾驶员行车心理反应、安全停车视距、横净距与隧道加宽。最终选用: $R_{\min} = 600\text{m}$, 隧道内侧加宽 40cm, 外侧加宽 20cm, 既能保证行车安全, 工程造价又最低, 综合性价比最好。
支撑技术 2	首次建立了螺旋隧道沿程风阻力和交通风力计算方法, 形成了螺旋隧道通风设计方法。	提出了射流风机最优化布置方式及安装参数。
支撑技术 3	建立了螺旋隧道运营安全控制及应急救援的成套技术。	提出了横通道设置间距、洞口路面形式、标志标线设置等运营安全控制技术。形成了成套的应急救援技术: 交通事故风险综合评定方法, 隧道应急救援等级划分方法, 制定了防灾救援预案。

2.4 深埋超特长隧道勘察及通风救援技术

大相岭泥巴山隧道左洞长 9962m, 右洞长 10007m, 为双洞单向行车, 最大埋深 1650m。隧道轴线间距为 40m 左右的并行线, 雅安端位于直线上, 泸沽端位于曲线上, 曲线半径 $R = 1410\text{m}$ 。考虑隧道的行车安全、通风井的设置以及通风风道的布置等, 隧道内平面线形设置了偏角约 10° 、半径 5500m 的大半径平曲线, 诱导行车, 降低驾驶疲劳, 提高安全性。

大相岭泥巴山隧道采用隧道采用 4 斜井 3 区段纵向式通风, 地上和地下风机房各一座, 其中雅安端两斜井分别为排风斜井和送风斜井, 隧道左右洞的排风共用排风井, 送风共用送风井, 通过风门调节左右洞的送排风量, 送风斜井 1537m, 坡度 12.2%, 排风斜井 1361m, 坡度 15.9%, 无轨运输, 采用地下风机房; 泸沽端两斜井各自独立的为左右洞的送排风服务, 斜井用钢筋混凝土隔板分隔出送风道和排风道, 左洞斜井 909m, 坡度 31.5%, 右洞斜井长度 912m, 坡度 29.9%, 有轨运输, 采用地面风机房。

针对大相岭泥巴山隧道的工程特点(山体宽厚, 埋深极大, 隧道勘察困难, 最大埋深达 1650m, 山顶起伏极小, 埋深超过 1000m 长度超过 5.1km; 地质条件复杂, 穿越 15 条大小不等断层; 两端气候差异迥异, 气候特征对隧道通风影响大), 参建团队进行了大量的研究工作, 取得了两项突破性成果。

①充分利用隧道两侧气候条件形成的自然风, 实现节能的目标。

研究隧道内自然风的形成机理, 找出其影响三要素: 超静压差(洞外)、风墙压差(洞口)和热位差(洞内), 通过控制, 达到利用自然风节能的目的, 节能效率在 40% 以上, 每年可节省营运通风费用 200 ~ 600 万元。

②基于构造损伤分区的深埋特长隧道综合勘察技术。

形成了基于构造损伤分区的深埋特长隧道综合勘察技术, 提高了勘察精度, 减少了钻孔数

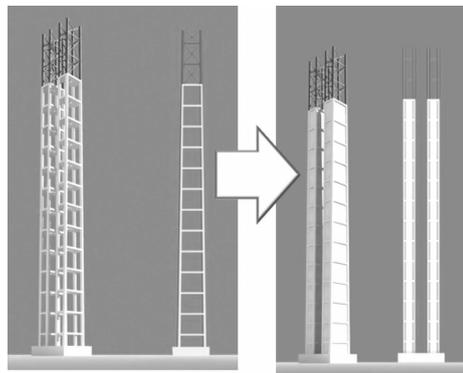
量, 节省勘察费用 1500 万元。

2.5 高抗震性能的钢管混凝土组合高墩技术

腊八斤特大桥位于紫经县石淳乡境内, 全长 1142m, 主桥为 $(105 + 2 \times 200 + 105) = 610\text{m}$ 预应力混凝土连续刚构, 主墩高 182.5m。



针对腊八斤特大桥墩高太高的特点, 参建团队引用了高强材料, 采用框架-剪力墙构造的设计思想, 开发新结构, 利用高强减小截面尺寸, 减轻自重, 减小地震响应, 简化施工工艺, 增加施工安全, 降低工程造价; 同时利用钢管混凝土高延性, 提高抗震能力。由此, 研发了“钢管混凝土组合桥墩”(也可称为“钢管砼叠合柱”)新结构形式。开发并形成了管内 C80 自密实混凝土的制备与灌注工艺, 解决了空中钢管内混凝土的灌注难题, 检测结果证明混凝土匀质性能良好, 在桥梁主体结构中 C80 混凝土首次得到了成功应用。攻克了高烈度下超高混凝土桥墩自重大、抗震性能差、材料消耗高、耐久性低的技术难题, 减轻自重 28%, 提高抗震安全系数 1.65。



“钢管混凝土组合桥墩”新结构的特点: 充分利用抗压强度高、延性好的 C80 钢管混凝土结构作为承压柱; 钢管混凝土立柱及预应力混凝土横隔板形成基本骨架, 能保证结构的整体稳定和满

足承载能力需求;腹板提供刚度,减小地震作用下桥梁位移;在偶遇强震作用下,腹板开裂耗能,而保持骨架不损伤,结构不倒塌,可修复。实验证明,该结构的强度、刚度都满足要求,具有足够的安全储备,节点锚固连接构造可靠。

高墩采用了节段安装的方式,先在桥墩四角安装四根直径1.2m、高12m的钢管柱,钢管柱内浇筑混凝土,再用钢筋混凝土将四根钢管柱包围,并用钢筋混凝土板连接,形成空心箱结构。一层完成之后,再向上进行第二层。钢管柱内采用了C80混凝土自密实浇筑工艺,沿墩高每隔12m设置一道100cm厚水平加劲预应力钢筋砼隔板。

2.6 高烈度地震区复杂曲线高墩桥梁设计技术

干海子大桥全长为1811m,采用44.5m、62.5m的钢管混凝土桁架梁桥,共计36孔,采用钢管混凝土桁式桥墩、混合桥墩和1.8m直径的群桩桩基础(120根)。全桥主梁分为三联:第一联长度为486.3m,其中中部4个桥墩与主梁采用固定支座连接;第二联长度为1045.1m,靠近两端伸缩缝处为阻尼橡胶支座,高桥墩与主梁固结连接;第三联长度为279.6m,由于桥墩高度从桥台往跨中方向依次增高,因此,采用主梁与桥台固结连接,而不设置伸缩缝,仅在桥墩处设置伸缩缝的单端纵向变位体系的新型结构体系。



由于干海子大桥部分高墩桥梁位于小半径曲线上,若采用传统的混凝土结构,当位于高烈度地震区时,因自重较大,使得地震响应大,导致工程规模大而不经济,而且抗震性能也差,因此,参建团队通过大量的试验和研究,揭示了受拉钢管混凝土、节点疲劳、主梁、钢管混凝土桁式桥墩等力学性能,应用新材料、新技术、新工艺,成功开

发应用了小跨径的钢管混凝土连续桁架梁桥。基于抗震性能最优,将1.8km的长桥分成长短不一的三联,并且墩梁采用不同的连接方式,配合开发的有限位移阻尼橡胶支座,使得每个桥墩在地震作用下,能同时发挥作用。与传统砼筒支梁桥相比,钢管混凝土桁架梁桥,既能减轻重量,提高桥梁结构抗震能力,又能减少材料用量,节约工程造价。同时,攻克了小半径S型曲线上高墩长联钢管混凝土桁架梁的制造与安装技术:利用小型分离的工地工厂,科学的工艺流程,克服了场地狭小、运输条件差的难题;长联变短,两头并进,分别拖拉就位再形成整联,解决了小半径复杂曲线连续桁架梁的安装难题,所需设备少、工期短,对发展山区桥梁安装技术具有重要指导意义。



2.7 常规桥梁抗震技术

雅西高速公路常规桥梁抗震技术就是高烈度地震区简支梁桥的抗震技术,其关键技术是基于性能设计的指导思想贯穿在桥梁的抗震设计中;采用了基于有限位移的梁式桥抗震设计新方法;形成简支体系桥梁减隔震及防落梁成套技术。

2.8 穿越活动断裂带隧道的抗震技术

雅西高速公路穿越活动断裂带隧道的抗震技术,就是建立了穿越活动断裂带隧道的三个设防区段的抗震技术(详见表4),填补了现有技术的空白。



表4

技术名称	技术要点	备注
技术1	建立了三个抗震设防划分区段。	洞口段(浅埋段和过渡段);断层破碎带段(核心段和影响段);软硬岩接触带段。
技术2	建立了三区段的抗震设计方法。	洞口段:拟静力法;断层破碎带段:薄壁圆壳混凝土结构设计;软硬岩接触带段:弹性悬臂梁结构设。
技术3	建立了隧道抗减合一、纵横并防的抗震工程措施。	隧道纵向:设置减震缝,铰接连接,间距9-12m;隧道横向:结构内置减震层技术,初期支护和二次衬砌间设10cm厚减震层;扩大断面,适应潜在错动;围岩:注浆加固,深层注浆加固围岩。

2.9 隧道群间采用遮光棚

徐店子隧道出口与大宝隧道进口间距约80m,其间路基(桥梁)上设置遮光棚,取消洞口段的加强照明,消除了“黑洞”效应,同时避免雨雪影响,极大改善了行车安全。

2.10 地形狭窄区域的服务区

雅西高速公路受地形限制,必须在地形狭窄区域设置服务区,为了节省土地资源,设置的服务区高低错落,两侧共用,服务建筑上覆高速公路。

3 结语

雅西高速公路具有国内之最(长达51km、高

差1518m的全国最长连续大纵坡路段)、世界独有(独有的连续双螺旋隧道路段)、同类之最(全世界同类桥梁最高桥墩,墩高达182.5m)和烈度之高(穿越9度地震区的特大桥梁和特长隧道)等特点,它的建成通车,改变了山区高速公路建设中的诸多传统观念,使我国高速公路“爬坡上坎”不再成为难题,促进了我国山区高速公路的建设,为高速公路冲出盆地提供了成功经验及示范作用。

雅西高速公路在迷林山涧之中穿梭,沿途的风景醉人绝美,特别是起雾的时候,有种在天界行驶的感觉,因此,被誉为“天梯高速”、“云端上的高速”、“逆天工程”和“神奇天路”。



我们此次一行深受启发,不但很好地学习了兄弟省院山区高速公路的设计经验和技术创新,而且还沟通了情感,增加了彼此之间的友谊。最

后,再一次感谢四川省院给我们此次参观学习提供的支持与帮助。

全国公路工程地质科技情报网 2015年技术交流会报道

2015年10月12~16日,全国公路工程地质科技情报网在河南郑州举办了“全国公路工程地质科技情报网2015年技术交流会”,来自全国的23家勘察设计公司61人参加了会议。本次会议在会议交流研讨的基础上,还组织与会代表考察参观了河南嵩山地区典型地质现象和开洛高速公路加宽工程。

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。专家与代表相互探讨交流了采空区、岩溶、湿陷性土等的勘察方法,孔内电视系统、基于3S技术的公路工程地质信息查询系统、地球物理成像等技术,隧道爆破振动、地震等对公路工程勘察设计的影响等,尤其是就不同“采空区”的勘察方法展开了深入的交流。

开幕式结束后,首先是河南省交通规划勘察设计院有限责任公司的万战胜做了名为《采空区场地公路建设技术讨论》的报告,报告就采空区的特点、当前工程勘察规范中的不足等进行了系统的阐述,并在此基础上借助典型的工程案例进行了勘察方法、勘察技术和成功经验的总结。在此基础上,浙江省交通规划设计研究院的张天宝、山西省交通规划勘察设计院的窦随兵和河南省交通规划勘察设计院有限责任公司的耿高分别就高速公路小窑采空区、隧道穿越采空区和采空区地质特点和钢波纹管涵洞的应用进行了深入交流。在勘察技术方面,我公司的甘林灿工程师同与会人员交流了《孔内电视系统应用及钻探工艺影响》,山东省交通规

划设计院的王成军展示了基于3S技术的公路工程地质信息查询系统,四川省交通运输厅公路规划勘测设计研究院的赵虎作了名为《高速公路滑坡勘察中地球物理成像综合运用研究》的报告。此为,其它省份的代表分别就有限元法、数字模拟等在公路工程中的运用等进行了展示。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考察了河南嵩山地区典型的地质现象,包括35亿年以来连续完整地出露的太古代、元古代、古生代、中生代和新生代五个地质历史时期的地层,其中自前寒武系以来的沉积建造受构造作用影响挤压变质、褶皱造山和剥蚀夷平并最终形成隆、陷、褶、断等地壳表面构造类型与环、线、块相间排列的构造格局。在充分了解地质特征的基础上,与会人员参观了该地区的重要公路工程“开洛高速公路加宽扩建工程”。该高速公路工程采取分段改扩建,改造段均由四车道变为八车道,工程采用单侧整体式加宽、单侧分离式加宽和双侧整体式加宽相结合的建设方案,改扩建标准为双向八车道高速公路,施工期间不影响车辆通行。

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。

(李红中 报道)

中国测绘地理信息学会 2015 年学术年会报道

2015 年 10 月 22 日至 23 日,中国测绘地理信息学会 2015 年学术年会在南昌举行。国土资源部副部长、国家测绘地理信息局局长库热西·买合苏提出席,国家测绘地理信息局副局长李维森出席并讲话。此次年会表彰了 2015 年测绘科技进步奖、全国优秀测绘工程奖、自主创新产品奖、青年优秀论文奖、夏坚白院士测绘事业创业奖等。全国 31 个省市共 1500 多人参加。

学术年会围绕“自主创新,跨界融合”这一主题,结合测绘地理信息创新发展,举办了测绘地理信息装备发展、“一带一路”测绘先行、现代海洋测绘技术、测绘地理信息与大数据、倾斜摄影与移动测量等反映当代测绘地理信息技术及发展趋势的系列论坛,然后大会颁奖和 11 个特邀报告会。这 11 个特邀报告会是:中国科学院院士、中国工程院院士李德仁重点介绍了“论夜光遥感数据挖掘”;国际摄影测量与遥感学会 2016 年捷克大会会议主席列娜·哈劳诺娃的“ISPRS

制图与地理信息科学领域的最新科技进展与未来规划”;3sNews 创始人兼 CEO 刘玉璋的“2015 全球测绘地理信息企业发展及趋势分析”;立得空间信息技术股份有限公司总经理郭晟的“移动测量与智慧城市”;中国科学院院士龚健雅的“全球测图的关键技术”;中国测绘科学研究院院长张继贤的“合成孔径雷达测图技术与应用”;腾讯公司副总裁马喆人的“融合创新 - 互联网 + 与地理信息服务”;北京超图软件股份有限公司总裁宋关福的“GIS 软件技术发展及其对测绘的影响”;香港理工大学教授史文中的“基于遥感影像的变化检测技术发展及展望”;合众思壮集团副总裁,思拓力测绘科技有限公司董事长郭四清的“中国精度 - 首个国产星基增强系统对北斗 GNSS 领域的影响”;中科宇图科技股份有限公司副总裁孙世友的“测绘地理信息大数据(大地图)理论与实践”。

(汤敏 报道)

“基于机载 LIDAR 系统的公路测设高新技术集成应用地方指南研究”项目成果鉴定验收会报道

“基于机载 LIDAR 系统的公路测设高新技术集成应用地方指南研究”是 2011 年立项的广东省交通运输厅科技项目,编号为 2011 - 02 - 073,由广东省交通规划设计研究院股份有限公司、华南理工大学共同承担研究任务。项目研究的目的是:(1)2015 版“公路勘测规范”的修编修订提供依据;(2)研究中桩数据和横断面数据的适用精度指标;(3)研究基于机载 LIDAR 的公路勘测新技术;(4)培养技术人才;(5)编写《基于机载 LIDAR 系统的公路勘测设计广东

省地方指南》。



2015年10月27日,广东省交通运输厅在广州市组织召开了本项目的成果鉴定验收会议,省交通运输厅相关人员及领导,项目验收组专家,特邀嘉宾以及项目完成单位代表参加了会议。

项目鉴定验收专家组由来自国内相关专业的知名专家组成,主任由中交第一公路勘察设计研究院有限公司黄文元副总工程师担任,成员有广东省路桥建设发展有限公司王春生总经理等。鉴定验收专家组在认真听取了项目组的汇报,审查了鉴定验收材料的基础上,经过讨论和质询,一致同意本项目通过鉴定验收。鉴定验收组专家认为:

(1)首次整合了从数据采集、解算、编辑、成图、成像、成模、剖分等全过程的技术方法、技术要求、技术指标和工作流程。

(2)提出了公路中桩、横断面高程测量精度应按功能划分的原则,并推荐了各公路等级、不同类型的适用值。

(3)自主开发了精细数模与常用道路设计系统的接口程序,实现了公路勘测数据的大面积、高精度、快速、低成本、全层面、自动化获取,将数字地面模型应用于施工图设计阶段,为精细化设计提供了优良的平台。

(4)首次在国内编写了基于机载LiDAR公路勘测技术指南初稿。

研究成果总体达到国际先进水平,其中利用激光点云获取满足公路施工图设计的带状精细数字高程模型技术成果达到国际领先水平。

建议加大该成果的推广应用力度,对研究成果进一步细化整理,上升为地方标准。

(刘祥兴 报道)

2015年全国公路隧道学术年会报道

2015年11月12-13日,2015年全国公路隧道学术年会在广州召开,来自全国的多家高校、科研、设计、施工等单位300余人参加了会议。大会开幕式由中国公路学会隧道工程分会秘书长吴梦军主持,广东省交通运输厅副厅长贾绍明、中国公路学会理事长胡希捷、中国公路学会隧道工程分会理事长蒋树屏分别向大会致辞。会议对十位“中国公路隧道优秀工程师”进行了表彰,我院副总工程师梁淦波位列其中。

会议以我国公路隧道近年来在建设、管理、病害整治与养护等方面取得的成功经验进行了全面的总结和交流,促进了我国公路隧道技术的进步和推广应用。会议听取了3个主题报告,16个学术报告,会后对广州洲头咀沉管隧道进行了参观。

开幕式结束后,首先由中国科学院孙钧院士做了名为《软岩隧道大变形挤压型非线性流变及

工程整治研究与实践》的主题报告,报告介绍了围岩大变形的工程实例、隧道围岩挤压性大变形的定义及其工程特征,对软岩大变形提出了应采用“边支边让、先柔后刚”的处治思路,并对支护系统的各组成构件、关键技术等问题进行了探讨,指出了让压支护体系的研究方向。随后,广东省高速公路有限公司总工敖道朝、中国公路学会隧道工程分会理事长蒋树屏分别做了《打造精品工程,浅谈广乐高速公路隧道建设管理》及《港珠澳沉管隧道火灾试验研究》的主题报告。此后,其它省份的代表分别就节能环保、设计施工、防水排水、通风照明、隧道风险管理等方面综述了学术技术前沿发展状况,并与参会者进行了深入的探讨和交流,具有重要的指导意义。

交流会后,主办方组织与会人员考察了广州洲头咀沉管隧道,同时在隧道管理中心观看了沉管隧道建设视频、隧道设计、运营管理PPT等方

面的资料。该隧道为国内首次采用变截面沉管技术的隧道,解决了城市环境复杂、展现困难的技术难题。另外,施工过程中对隧道匝道线位上的德国教堂通过平移技术进行了保护,体现了生态、环保的设计理念。

本次年会沿袭了往年学术民主的风格,为国

内外隧道及地下空间领域科研、设计、生产及管理各环节提供了一次畅通的学术、技术和信息交流平台,对推进隧道及地下空间的可持续发展有十分重要的意义。

(王超 报道)

《公路桥涵设计通用规范》(JTG D60-2015) 宣贯培训报道

为了适应公路交通事业的发展,交通运输部颁布了《公路工程特殊结构桥梁项目设计文件编制办法》,自于2015年8月1日起实施;交通运输部对《公路桥涵设计通用规范》进行了修订,并于2015年12月1日起实施;为了使本省公路行业加深对标准的理解,广东省公路学会于2015年11月22日,在广州市举办了“编制办法”、“通用规范”宣贯培训,各相关单位管理及技术人员参加了本次宣贯培训。

宣贯培训由标准编制的相关专家主讲,对规范编制背景、编写原则、基本思路及特点进行深入了解,对主要修改条文及条文说明、新旧规范对比分析及使用注意事项进行了说明。

一、“编制办法”适用于新建独立立项的公路斜拉桥、悬索桥等特殊结构桥梁基本建设项目;新建非独立立项的特殊结构桥梁基本建设项目,设计文件编制深度和内容按“编制办法”执行,设

计过程中必须贯彻全寿命周期设计理念。

二、“通用规范”规定了桥涵主体结构和可更换部件设计使用年限的最低值,有利于提升公路桥涵耐久性,促进行业可持续发展;增加了地震设计状况;提出了公路桥梁钢结构部分应根据需要进行抗疲劳设计;作用效应组合除汽车荷载外其它可变作用组合值系数统一去0.75;汽车荷载分项系数,采用车道荷载计算时取1.4,车梁荷载取1.8;对公路-I级车道荷载Pk值进行提高,提高了中小跨径桥梁的安全性;横向车道布载系数单车道取1.2;提出了疲劳荷载计算模型等等。

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

(盛捷 报道)

中国公路学会计算机应用分会 2015年年会暨学术交流会报道

会议由中国公路学会计算机应用分会主办,河北省交通规划设计院承办,河北省公路学会协办。河北省交通运输厅副厅长杨国华、河北省交

通规划设计院院长何勇海、中国公路学会计算机应用分会理事长和秘书长、河北省公路学会副理事长等参加了会议并在会上发言。交通部直属设计

院和各省的交通设计院大多出席了会议,出席的还有一些大学与计算机技术公司,如浙江大学、同济大学、BENTLEY公司、北京浮点科技有限公司等。会议还出版了《互联网+在交通领域中的应用学术交流论文集》。

此次会议主要为两大内容,一是中国公路学会计算机应用分会2015年年会,会上由计算机分会理事长孟黔灵作工作报告,汇报近年来计算机分会开展的工作内容,以及明年将要进行的项目的打算;二是会议的重点内容——学术交流,今次学术会议的主题是“互联网+在交通领域中的应用”,在会上作论文发言的有河北省交通规划设计院、中交公路一院、中交公路二院、重庆交通科研院、四川省公路勘察规划设计院、浙江大学、同济大学、上海同豪土木工程咨询有限公司、BENTLEY公司、北京浮点科技有限公司、润申信息科技有限公司等单位,发言和会议出版的《论文集》内容大部分都指向于互联网技术的应用,即现在的交通领域中的规划、设计、施工、运营、

维护、扩建更新等都使用了计算机,但更进一步的发展需要在互联网技术上,例如在平板电脑和手机上的运用,可以带来远程和移动办公的便利、快捷和广域性,特别是对于交通行业的领导者、设计与管理人员等,经常出差在外,设计地与工地分离,项目遍布全省、全国等情况非常有利。又如云计算、“云端”服务等技术,对于数百公里的带状公路,或复杂的大跨度大桥施工,处理海量的数据很方便和快捷,避免了计算机硬件的存储与计算的限制。互联网技术的开发,与以往通常的计算机软件开发不完全相同,主要是运行平台和环境相异,开发与应用的思路也要与时俱进。特别是互联网发展日新月异,在商业和金融领域发展迅速,交通行业也应该紧跟。以上的都是交通领域计算机技术今后的发展方向,我公司也应把握时机,投入人力物力,积极参与其中。

(肖伟宜 报道)