

广东公路勘察设计

(季刊)

2014 年 6 月 30 日出版

2014 年第 2 期
(总第 154 期)

内部资料 免费交流

登记证编号: 粤内登字〇第 10427 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

主 编: 梁立农

副 主 编: 王 强

责任编辑: 胡 浩

编 辑: 《广东公路勘察设计》编辑部

主办主管: 广东省公路勘察规划设计院
股份有限公司

出 版: 广东省公路勘察规划设计院
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: 58026234@qq.com

印刷单位: 广州广卫印刷厂

封 面: 江顺大桥

目 次

桥梁工程

柱间系梁对双圆柱高墩受力影响研究

..... 梁 雄 卢绍鸿 左智飞 孙向东(1)

虎门二桥坭洲水道桥索塔中横梁位置及横梁造型方案比选

..... 马玉全 孙向东 陈枝洪(5)

范和港大桥主桥方案设计 胡正涛(12)

道路工程

山区高速公路典型路段选线研究 周 震(16)

平兴高速公路转水枢纽立交方案设计 李志彬(19)

浅谈大雁山立交设计体会 池坤敏(23)

斜陡坡挡土墙地基的整体稳定性分析 曾昭宇(26)

隧道工程

某省道下沉隧道深基坑防护设计体会 丘 桑(33)

大广高速公路上坪隧道围岩的岩爆分析 甘林灿(38)

东岭隧道塌方处理措施 金 烨(42)

信息专栏

广东省高速公路隧道 LED 照明技术交流会报道 (45)

第十六届中国高速公路信息化研讨会报道 (45)

城市交通规划与城市道路工程设计及改扩建常见疑难

问题解析研讨会报道 (46)

云南昆龙高速公路节能示范工程技术交流会报道 (46)

《公路工程抗震规范》(JTG B02-2013)宣贯会报道 (47)

重大投资项目社会稳定风险分析及评估报告专题培训

班报道 (47)

全国公路科技成果推广会在广州市召开 (48)

高分辨率遥感卫星测绘应用关键技术培训班在广州市举行

..... (48)

公司项目负责人质量管理体系培训专题报道 (49)

路面就地热再生施工现场参观学习报道 (49)

柱间系梁对双圆柱高墩受力影响研究

梁 雄^{1,2} 卢绍鸿¹ 左智飞³ 孙向东¹

(1. 广东省公路勘察规划设计院股份有限公司, 广州 510507; 2. 华南理工大学, 广州 510640;

3. 广东省交通运输厅, 广州 510101)

摘 要: 本文通过对 40m 跨 T 梁 50m 高墩进行有限元分析, 研究柱间系梁对双圆柱桥墩受力的影响。研究表明, 设置柱间系梁对桥墩顺桥向稳定、强度及配筋无有利影响, 其主要作用改善桥梁下部结构横桥向受力, 略减少盖梁配筋, 增加施工、成桥及抗震的横桥向安全储备; 然而, 一般常规双圆柱排架式盖梁桥墩, 采用沿截面周边均匀配筋, 顺桥向受力控制墩柱结构及配筋设计, 因此, 可取消柱间系梁设置。

关键词: 柱间系梁; 高墩; 有限元

0 概述

桥梁穿行于山区及跨越大江大河时, 墩柱将比较高; 对双圆柱式盖梁高墩, 设置柱间系梁, 可改善桥梁下部结构横桥向受力, 但高墩一般采用滑模或爬模施工, 遇到柱间系梁需等其施工完毕, 并需绕过柱间系梁, 这给施工带来极大困难; 落地支架或柱套箍支架浇注柱间系梁施工, 均使得造价及施工周期大幅度增加^[1]。

刘一波等对无帽梁双柱式桥墩横系梁设置问题进行了探讨^[2], 认为对无帽梁双柱式桥墩, 横系梁设置对横桥向受力有利。周勇军等研究大跨弯连续刚构桥双肢薄壁高墩设置^[3], 从动力学角度来讲, 不设系梁时结构整体刚度较小, 动力性质更优, 当因其它因素需设置系梁时, 系梁最好不超过 2 道, 系梁超过 2 道以上时对结构的抗震是不利的, 减小系梁的刚度有利于减小结构的地震响应。

针对柱间系梁对双圆柱式盖梁高墩纵横受力影响的研究, 国内鲜见报道。研究柱间系梁对桥墩纵横受力及配筋的影响, 并据此确定是否可取消柱间系梁设置, 有较大的技术经济价值。本文以大广高速粤境段为依托, 进行了此项问题的专项研究。

1 基本假定

根据实际工况建立空间杆系有限元模型进行分析, 研究柱间系梁对 40m 跨 T 梁 50m 高墩下部结构受力及配筋的影响。

高速公路桥梁, 假定桥梁位于直线上, 单幅桥宽 16.75m, 跨径组合 $3 \times (5 \times 40)$ m 的预应力砼先简支后连续刚构 T 梁; 墩高 50m, 单幅横桥向 7 片 T 梁, 梁高 2.5m, 下部 $2D220\text{cm} + 2D250\text{cm}$ 桩柱式桥墩, 柱距 9m; 钢筋混凝土盖梁, 盖梁跨中高 200cm $\times$ 宽 240cm, 地系梁高 200cm $\times$ 宽 160cm; 并假定柱间系梁高 180cm $\times$ 宽 140cm, 设置在柱中部。

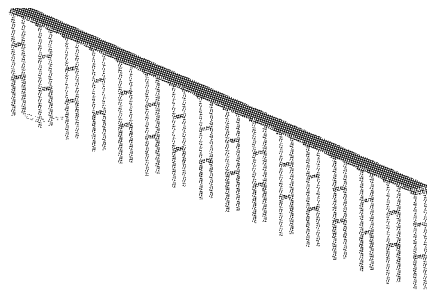


图 1 有柱间系梁全桥有限元模型

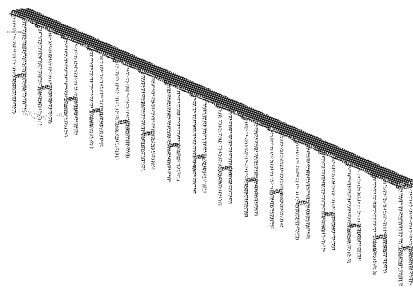


图 2 无柱间系梁全桥有限元模型

建立整体或局部空间梁格模型, 其重力按实际结构空间分布, 考虑施工过程中内力及变形的累加, 考虑收缩徐变、桩土弹簧、支座三向刚度, 汽车活载、冲击力、制动力及三者实际最不利空间位

置,考虑温度力、纵横风荷载。

2 柱间系梁对桥墩屈曲稳定的影响

考虑以下3种工况:(1)施工至浇注整体化层;(2)成桥状态墩梁支座墩;(3)成桥状态墩梁固结墩。

成桥状态,输入自重+准永久0.5倍设计活载,进行屈曲分析。临界荷载=屈曲荷载系数×(恒载+0.5活荷载)。

表1 柱间系梁对桥墩屈曲临界荷载系数影响

工况	有柱间系梁		无柱间系梁		(有-无)/无	
	横向	纵向	横向	纵向	横向	纵向
(1)	32.7	3.0	12.0	3.0	171.7%	-0.7%
(2)	30.9	2.9	11.3	2.9	172.8%	0.7%
(3)	31.3	8.2	11.6	8.2	170.7%	0.1%

横向、纵向对应列的数值为屈曲临界荷载系数。表1可知,设置柱间系梁,可大幅度提高横桥向屈曲临界荷载系数,增加170%;柱间系梁对桥墩纵向临界荷载系数几乎无影响,变化小于1%。

3 柱间系梁对桥墩计算长度系数的影响

根据规范偏心矩放大系数公式 $\eta = 1 + \frac{1}{1400e_0/h_0} \left(\frac{l_0}{h} \right)^2 \xi_1 \xi_2$, 偏心受压构件计算长度 $l_0 = kl$, 对墩柱配筋影响较大, k 为计算长度系数, 现研究柱间系梁对计算长度 k 的影响。

计算出桥墩首次出现纵向或横向失稳时的临界轴力 N_{cr} , 根据欧拉公式 $l_0 = \sqrt{\frac{\pi^2 EI}{N_{cr}}}$, 得到计算长度 l_0 , 计算长度系数 $k = l_0/l$ 。考虑以下3种工况:(1)施工至浇注整体化层;(2)成桥状态墩梁支座墩;(3)成桥状态墩梁固结墩。

表2 柱间系梁对桥墩计算长度系数影响

工况	有柱间系梁		无柱间系梁		(有-无)/无	
	横向	纵向	横向	纵向	横向	纵向
(1)	1.3	2.1	1.1	2.1	18.2%	0.0%
(2)	1.2	1.8	1.0	1.8	20.0%	0.0%
(3)	1.1	1.1	0.9	1.1	22.2%	0.0%

横向、纵向对应列的数值为墩柱计算长度系数 k 。由表2可知,设置柱间系梁,提高了桥墩柱横桥向计算长度系数 k , 增加18.2%~22.2%, 但由于柱侧向支承点距离 l 为无柱间系梁时的一半, 因此,墩柱横桥向计算长度 l_0 比无柱间系梁时小; 柱间系梁对桥墩纵向计算长度系数 k 无影响。

4 柱间系梁对施工状态桥墩受力的影响

考虑以下2种工况:(1)施工至浇注盖梁;(2)施工至浇注整体化层。

施工至浇注盖梁时,墩顶自由,建立单墩模型,模拟桩土作用、考虑结构自重、盖梁湿重、施工时纵横风荷载、整体升降温荷载、桥墩单侧墩柱日照温梯。施工至浇注整体化层时,盖梁已经完成, T梁已经吊装,但纵横桥向未相连接,建立单墩模型,模拟桩土作用、模拟支座。

表3 柱间系梁对施工状态墩柱受力影响

工况	柱底弯矩		柱顶位移		配筋
	横向	纵向	横向	纵向	纵向
(1)	-33.8%	2.7%	-73.0%	2.1%	1.4%
(2)	-20.6%	2.7%	-51.7%	2.1%	2.6%

表3为(有系梁-无系梁)/无系梁的受力响应或配筋比值。设置柱间系梁,提高了桥墩横向刚度,对桥墩横向受力影响较大,墩柱横向弯矩减少20.6%、33.8%,墩柱横向位移减少51.7%、73.08%;柱间系梁对桥墩纵向受力影响较小,弯矩增加2.7%,位移增加2.1%,配筋增加1.4%、2.6%。施工架设T梁时,支座偏心较大,墩柱纵桥向弯矩内力大,此时计算长度较大,圆形截面墩柱沿截面周边均匀配筋,纵桥向受力控制墩柱结构及配筋。

5 柱间系梁对成桥状态桥墩受力的影响

按施工过程逐步建立全桥模型,考虑施工过程的结构内力及变形的累加,考虑纵横极限风荷载、结构整体升降温、桥面温度梯度荷载、收缩徐变等荷载作用。

表4 柱间系梁对成桥状态墩柱受力影响

工况	柱底弯矩		柱顶位移		配筋
	横向	纵向	横向	纵向	纵向
成桥	-32.2%	3.7%	-112.9%	1.0%	2.1%

表 4 为(有系梁-无系梁)/无系梁的结构受力或配筋比值。设置柱间系梁,提高了桥墩横向刚度,对桥墩横向受力影响较大,墩柱横向弯矩减少 32.2%,墩柱横向位移减少 112.9%;柱间系梁对桥墩纵向受力影响较小,弯矩增加 3.7%,位移增加 1.0%,配筋增加 2.1%。

墩柱纵向向弯矩内力及计算长度均较横桥向大,纵桥向受力控制墩柱结构及配筋;与鲁昌河、苏高裕、代希华、陈达章等研究^[4,5]结论一致。

6 柱间系梁对成桥状态盖梁受力的影响

桥墩横向为刚架,设置柱间系梁,增加刚架横向刚度,影响柱顶盖梁内力及配筋,不同墩高的盖梁结论如表 5。

工况	盖梁内力及配筋变化	
	弯矩	配筋
50m 墩高	-9.40%	-10.50%
40m 墩高	-8.70%	-9.20%
30m 墩高	-7.90%	-8.40%

表 5 为(有系梁-无系梁)/无系梁的值,设置柱间系梁,可使柱顶盖梁内力减少 7.9%~9.4%,配筋减少 8.4%~10.5%,墩柱越高影响越显著,柱间系梁对盖梁受力及配筋有利。

7 柱间系梁对桥墩倾斜受力的影响

《公路工程质量检验评定标准》JTG F80/1-2004 表 8.6.1-1,桥墩竖直度或倾斜(mm)允许偏差 0.3%*H* 且不大于 20,*H* 为墩高度。现假定仅一柱纵向竖直度偏差 0.3%*H*,横桥向竖直度向外偏差 0.3%*H*。

考虑以下 2 种工况:(1)施工至浇注盖梁,仅有施工竖直度偏差自重作用,无风;(2)施工至浇注整体化层,有风。

工况	柱底弯矩	
	横向	纵向
(1)	47.1%	-29.4%
(2)	-8.7%	2.8%

工况(1),由于柱间系梁自重引起的框架内力,横桥向柱底弯矩峰值比无柱间系梁大 47.1%;柱间系梁变形协调作用,两柱底受力相对趋向均匀,纵桥向弯矩峰值减少 29.4%;但应注意到,仅由施工竖直度偏差引起的柱底弯矩 34kN·m,较小。

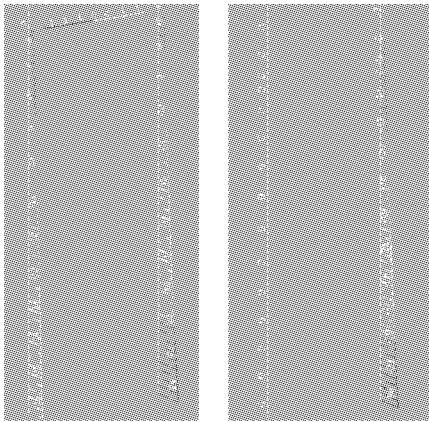


图 3 工况(1)有系梁、无系梁纵向弯矩

工况(2),由于柱间系梁承受风荷载,顺桥向柱底组合弯矩峰值比无柱间系梁大 2.8%,设置柱间系梁,墩柱顺桥向受力略不利。

8 柱间系梁对桥梁地震作用的影响

假定地震基本烈度均确定为Ⅶ度,地震动峰值加速度 0.10*g* 区,场地类型均为Ⅱ类。建立三联桥梁,模拟过渡墩的相邻跨支座、施加恒载,以此考虑邻跨的影响;采用多振型反应谱法进行地震分析。

8.1 柱间系梁对桥梁自振频率的影响

有无柱间系梁,桥墩首次纵桥向同侧弯曲自振频率 0.156Hz 相同,振型相同,柱间系梁对结构纵向动力特性无显著影响。

有柱间系梁,桥墩首次整体横桥向同侧弯曲自振频率 0.318 Hz,比无柱间系梁 0.195 Hz 大 63.9%,结构横桥向周期较短,地震对结构作用力将增大,柱间系梁对结构横桥向动力特性影响显著。

振型	自振频率(Hz)		
	有系梁	无系梁	(有-无)/无
纵向	0.156	0.156	0.0%
横向	0.318	0.194	63.9%

8.2 柱间系梁对桥梁地震响应的影响

表 8 为(有系梁-无系梁)/无系梁的结构响应值。有柱间系梁时,柱底横桥向弯矩减少-13.9%,柱中截面横桥向弯矩增加,柱顶截面减少,柱间系梁的双层框架作用明显,使得整柱受力均匀,充分利用各截面强度,同时柱间系梁使得柱横桥向计算长度约一半,柱间系梁对桥墩横桥向抗弯有利。但由于柱间系梁的框架作用,桥墩横向自振周期变短,导致墩底地震横向抗剪需求增加 41.9%;桥墩横桥向刚度增大,柱顶桥向位移变小,支座抗剪切需求增加 58.0%。

表 8 柱间系梁对桥梁地震响应的影响

固结墩弯矩		固结墩剪力		边墩支座变形	
横向	纵向	横向	纵向	横向	纵向
-13.9%	0.7%	41.9%	0.8%	58.0%	0.0%

由于柱间系梁自重及质量影响,柱底顺桥向弯矩增加 0.8%,剪力增加 0.8%,支座剪切无变化,因此,设置柱间系梁对桥墩纵桥向受力不利,但影响较小。墩柱纵桥向弯矩内力及计算长度均比横桥向大,纵桥向受力控制墩柱结构及配筋。

9 结论

40m 跨 T 梁 50m 高墩,有无柱间系梁,对下部结构受力及配筋影响研究,结论如下:

(1)设置柱间系梁,可改善结构横桥向受力,但由于其自重及承担的风荷载,对墩柱顺桥向受力及配筋均略不利;对双圆柱排架式桥墩,墩柱沿截面周边均匀配筋,顺桥向受力控制墩柱结构

及配筋设计,因此,可取消柱间系梁设置。

(2)设置柱间系梁,可较大幅度提高横桥向屈曲临界荷载系数,减少墩柱横向计算长度、柱底弯矩及柱顶位移;由于柱间系梁质量及承担的风荷载,略减少桥墩顺桥向屈曲临界荷载系数,略增加柱底弯矩及柱顶位移,变化幅度均小于 3%,柱间系梁对顺桥向计算长度无显著影响。

(3)设置柱间系梁,可使柱顶盖梁内力减少 7.9%~9.4%,配筋减少 8.4%~10.5%,墩柱越高影响越显著,柱间系梁对盖梁受力有利。

(4)设置柱间系梁,桥墩横向自振频率增加 63.9%,地震作用,墩底横桥向弯矩减少-13.9%,墩底横向抗剪需求增加 41.9%,支座抗剪切需求增加 58.0%,柱间系梁导致地震对结构横向作用力增大;柱间系梁自重及质量影响,柱底顺桥向弯矩增加 0.8%,剪力增加 0.8%,柱间系梁对桥墩纵桥向抗震略不利。

参考文献:

[1] 安怀文,刘银平,张云鹏. 现浇系梁施工技术[J]. 铁道标准设计, 2000, (7):26-30.
[2] 刘一波,李盛桢. 无帽梁双柱式桥墩横系梁设置问题探讨[J]. 公路交通科技, 2008, (4):1-7.
[3] 周勇军, 赵煜,贺拴海. 系梁设置对高墩大跨弯连续刚构桥动力特性及地震响应的影响[J]. 应用基础与工程科学学报,2011, (19):608-617.
[4] 鲁昌河,苏高裕,代希华,陈达章. 英佛一级公路金坑大桥超高墩设计与施工[J]. 广东公路交通,2003, (79):32-36.
[5] 陈达章,代希华,柯桂灵. 崖门大桥引桥设计及高墩非线性分析[J]. 广东公路交通,2000, (66):16-18.

虎门二桥坭洲水道桥索塔中横梁位置及横梁造型方案比选

马玉全 孙向东 陈枝洪

(广东省公路勘察规划设计院股份有限公司, 广州 510507)

摘要: 坭洲水道桥为主跨1 688m双塔非对称式两跨连续钢箱梁悬索桥,为世界上最大跨径的钢箱梁悬索桥,索塔采用门式钢筋混凝土结构,塔高260m,由下塔柱、下横梁、中塔柱、中横梁、上塔柱、上横梁组成。文章详细介绍了该桥索塔中横梁位置和横梁造型的设计思路和构造特点,并就受力性能、美观性及施工难易程度等方面,对索塔横梁位置和造型方案进行了论证、分析和比较,确定最佳的横梁位置和造型。

关键词: 悬索桥;索塔;横梁;造型

0 概述

虎门二桥工程位于经济发达的珠三角核心城市广州,项目起于广州市番禺区东涌镇,顺接南二环高速公路,同时与广珠北线高速公路连接,经广州市番禺区、南沙区,并先后跨越大沙水道、海鸥岛、坭洲水道后,穿越虎门港进入东莞市沙田镇,终点与广深沿江高速公路相接,并预留东延穿越厚街镇、大岭山至寮步镇出口。虎门二桥工程上游距珠江黄埔大桥约20km,下游距虎门大桥约10km。本项目的建设,对于缓解虎门大桥交通压力、改善珠江番禺两岸交通流结构、完善广东省高

速公路网、保障珠江两岸交通安全,均衡珠江两岸经济发展、促进珠江西岸经济崛起、实施广东省《珠江三角洲地区改革发展规划纲要》将起到至关重要的作用。

本项目主线采用高速公路标准,设计速度100km/h,双向八车道,桥梁宽度为40.5m,荷载标准为公路I级。主线全线均采用桥梁方式建设,共设置跨海特大桥两座,分别是:坭洲水道桥和大沙水道桥。其中坭洲水道桥采用658+1 688m两跨连续钢箱梁悬索桥,为目前中国第一跨径、世界第二跨径的桥梁,为目前世界最大跨径的钢箱梁悬索桥。桥型布置图如图1所示。

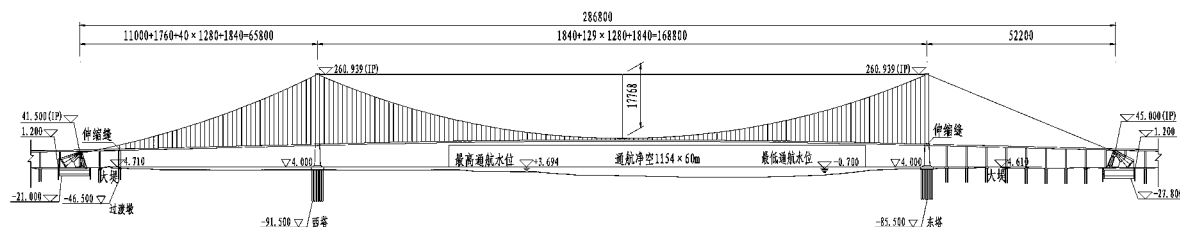


图1 坭洲水道桥桥型布置图

1 索塔形式的选择

悬索桥桥塔一般采用单层或多层框架结构,框架由两根立柱和若干道横系梁组成,立柱可以竖直也可以倾斜,当采用连续加劲梁时,一般做成倾斜便于加劲梁通过。

根据悬索桥索塔的受力特点,塔柱及横梁的

断面形式均采用箱形断面。塔柱外形既要考虑抗风性能的要求,以避免风致涡激振动,又要考虑景观的要求。塔柱断面一般都做成带倒角多边形、圆倒角多边形或直线形、圆曲线和局部装饰构造组成的复合断面。这些构造的特点就是抗风性能好,在景观上满足不同风格要求。

索塔横系梁的设置主要视桥塔的横向刚度

和景观要求而定,塔较高时,为了增加塔的横向刚度,可多设几道,一般桥面下的横系梁受力较复杂,既要承受边跨荷载又要承受主跨荷载,需设置得强一些。塔高或塔顶标高是由通航净空、垂跨比、加劲梁高及吊索长决定,其中通航净空、垂跨比是主要因素。索塔横梁断面一般均设置成直线多边形或圆角多边形断面,也可以设置装饰板或将横梁做成曲线形,以增加景观效果。

坭洲水道桥索塔采用框架式门形索塔,塔柱顶端向桥梁中心倾斜,并且下横梁顶面以上塔柱斜率相同,塔柱断面采用圆倒角八变形,且根据结构受力特点,上、中、下塔柱断面采用不同壁厚,塔柱共设三道横梁,横梁断面也采用圆倒角八变形,塔柱及横梁具体构造尺寸详见下文。

2 索塔设计

2.1 塔柱结构

框架式门形塔高 260.0m,塔柱采用有两个对称轴的空心薄壁断面,下塔柱横桥向外侧面斜率为 1/26.687,内侧面竖直,顺桥向侧面斜率为 1/30.571;上、中塔柱内外侧面横桥向斜率均为 1/53.250,竖桥向为竖直。门式塔塔高 260.0m,塔柱采用有两个对称轴的空心薄壁断面,塔柱在横梁、塔底等受力较大的区段设置加厚段,下横梁顶板设置纵向隔板,主索鞍下 7.5m 高度范围为实心段,塔柱底设置 3m 高实心段。为提升索塔景观效果及抗风性能,塔柱及横梁均采用带圆倒角箱形断面,塔柱四角设半径 1.5m 的圆弧形倒角,横梁四角设半径

0.5m 的圆弧形倒角。塔柱截面尺寸为:塔顶至下横梁范围均为 8m(横桥向)×12.5m(顺桥向),下横至塔底为 8m(横桥向)×12.5m(顺桥向)~10m(横桥向)×16m(顺桥向)。根据受力计算,壁厚分别采用 120cm(上塔柱)、160cm(中塔柱上端)、220cm(中塔柱下端及下塔柱),索塔塔柱构造尺寸均经过精心设计选择,以保证塔柱在施工期间具有所需要的刚度和强度,同时使塔柱在最后的使用阶段保持足够的柔度,以适应主缆由汽车荷载与温度变化引起的变形,而不致产生过大的约束力,同样考虑到支撑主索鞍所需要的空间和美观要求。索塔结构形式如图 2~图 5 所示。

索塔共设上、中、下三道横梁,为提升索塔整体美观,塔柱横梁采用圆弧型设计,上、中横梁中间高 9m,端部高 12m,中间由顶底面两段圆弧过渡,上横梁宽 6.5m,中横梁宽 7.5m,上横梁腹板及顶、底板厚 1.0m,中横梁腹板及顶、底板厚 1.2m;下横梁中间高 13m,端部高 15m,中间由底面圆弧过渡,下横梁顶面为直线,下横梁宽 8.0m,下横梁腹板及顶、底板厚 1.5m,下横梁顶板内侧在抗风支座垫石及阻尼器垫石位置设置未上下贯通的加劲肋。上、中、下横梁均为预应力混凝土结构,上横梁共设置 56 束 15-22 钢绞线,中横梁共设置 76 束 15-22 钢绞线,下横梁共设置 112 束 15-22 钢绞线。

塔柱在全高范围内截面外圈在竖向配置双层 40mm 的钢筋,内圈竖向配置一层 32mm 的钢筋,水平配置 20mm 的箍筋;在塔顶实心段分别设置 25mm、20mm 水平钢筋网,在塔底实心段分别设置 25mm 水平钢筋网。

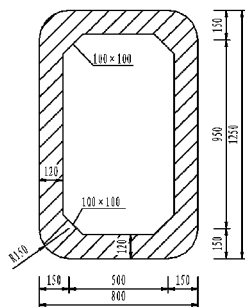


图2 上塔柱断面

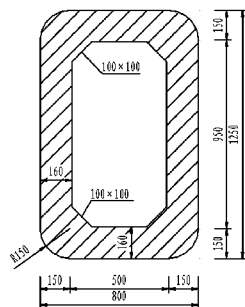


图3 中塔柱断面

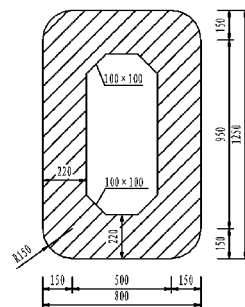


图4 下塔柱断面

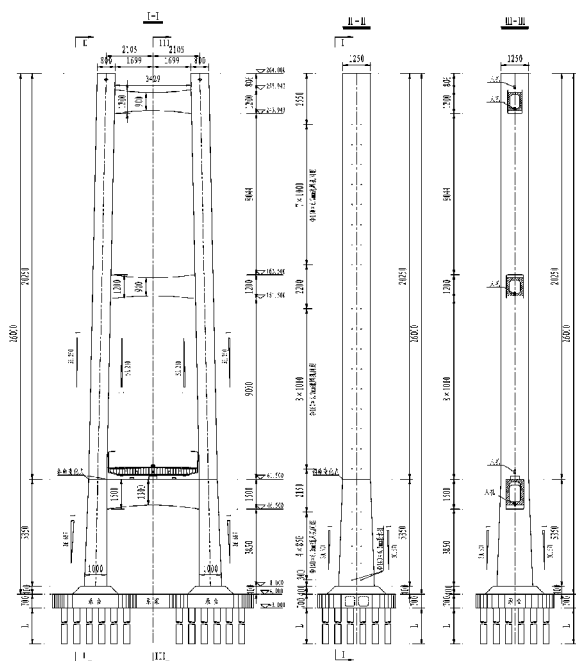


图5 坭洲悬索桥索塔立面布置

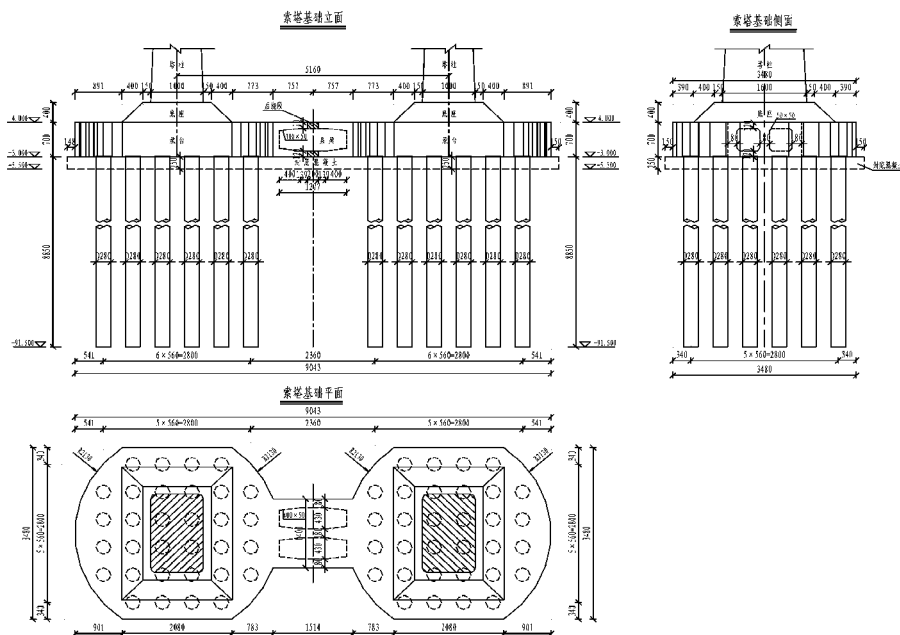


图6 坭洲悬索桥主塔基础构造图

为把横桥向风力等水平力传给主塔,在加劲梁端部下端设置两个牛腿,形成倒凹榫,在索塔下横梁中部相应地设一水平凸榫,两榫相对处设置一对抗风支座。抗风支座除限制主梁在支座处的横桥向位移外,对主梁的其它自由度均无约束。

2.2 索塔基础

根据索塔塔位的地形、地质、水文和环境等自然因素以及岩层情况,设计采用群桩基础,单桩直径为2.8m。索塔每个塔柱下横桥向及顺桥向均布设6排,共32根。承台布设为圆端哑铃型,平面总尺寸为90.43m(横桥向)×34.8m(顺桥向),承台厚7m,承台系梁宽14m,与承台等厚,承台顶标高4m。塔座为一个棱型台,西塔塔座底面为21m(横桥向)×27m(顺桥向),顶面为13m(横桥向)×19m(顺桥向),厚度为4m,塔座顶标高为8m,基础构造图如图6所示。

3 索塔计算

3.1 计算图式及计算阶段划分

塔身包括塔柱及横梁两部分,所受的荷载分为顺桥向和横桥向两部分,受力阶段分为施工阶段和使用阶段。其中塔柱由成桥使用阶段控制设计,横梁由使用阶段横向荷载控制设计。

在施工阶段,顺桥向塔身计算时将其视为塔

底固结的悬臂梁,横桥向塔身计算时将其视为框架结构,以塔柱底为固结点。

在使用阶段,顺桥向和横桥向塔身计算纳入全桥整体计算,将其视为塔底固结塔顶铰的悬臂梁,横桥向塔身计算时将其视为框架结构。

3.2 有限元模型

利用专业桥梁分析软件 Midas Civil2012 建立全桥有限元模型,有限元模型如图7所示。

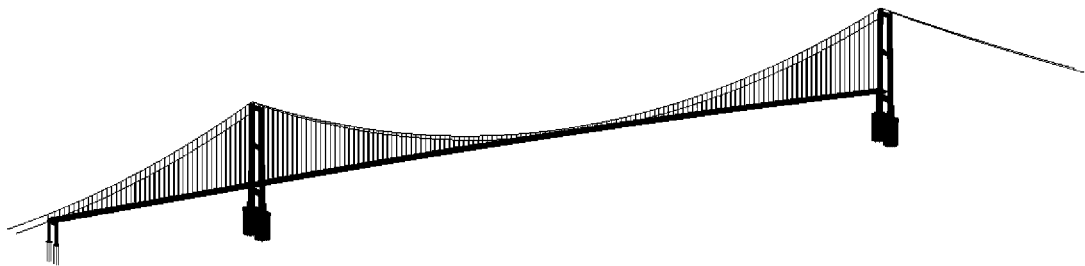


图 7 坭洲水道桥有限元模型

3.3 计算荷载及荷载组合

3.3.1 计算荷载

塔身主要承受由索鞍传下的垂直荷载及风荷载、温度荷载所产生的顺桥向和横桥向水平荷载。计算中所考虑的荷载有：恒载、活载、温度荷载、风荷载、船撞荷载、地震荷载。

3.3.2 荷载组合

根据塔的总体受力特点,取如下荷载组合：

组合一：恒载 + 活载。

组合二：恒载 + 活载 + 温度（含塔两侧日照温差 $\pm 5^{\circ}\text{C}$ ）。

组合三：恒载 + 活载 + 温度（含塔两侧日照温差 $\pm 5^{\circ}\text{C}$ ）+ 纵向组合风。

组合四：恒载 + 活载 + 温度（含塔两侧日照温

差 $\pm 5^{\circ}\text{C}$ ）+ 纵向组合风。

组合五：恒载 + 横向百年风 + 升温。

组合六：恒载 + 纵向百年风 + 升温。

组合七：恒载 + 船撞。

组合八：恒载 + 地震。

3.4 索塔计算结果

3.4.1 塔身

由于横桥向塔柱内力在塔底及横梁位置截面受力较大,横向验算时选取截面为：上横梁底截面、中横梁顶截面、中横梁底截面、下横梁顶截面、下横梁底截面、塔底截面。

3.4.1.1 塔柱截面强度验算

塔柱截面强度验算结果如表 1、表 2 所示。

表 1 横向最大弯矩工况对应承载能力极限状态验算

计算 方向	位置	控制荷载工况	横向最大弯矩对应内力组合			极限轴力/kN					安全 系数
			轴力/kN	横向弯矩 /(kN·m)	纵向弯矩 /(kN·m)	轴心受压	横向偏心	纵向偏心	双向偏心	最小	
横 向 计 算	塔底	恒载 + 百横风 + 温度	986 040	1 033 063	68 445	1 837 938	1 486 575	1 820 758	1 475 316	1 475 316	1.50
	下横 梁下	恒载 + 百横风 + 温度	1 066 531	263 245	482 764	1 562 856	1 550 161	1 487 473	1 475 968	1 475 968	1.38
	下横 梁上	恒载 + 百横风 + 温度	892 757	945 705	569 883	1 490 031	1 134 502	1 345 673	1 048 834	1 048 834	1.17
	中横 梁下	恒载 + 百横风 + 温度	734 888	828 590	252 850	1 263 326	949 266	1 185 166	904 447	904 447	1.23
	中横 梁上	恒载 + 百横风 + 温度	615 665	554 132	276 547	987 864	779 861	937 901	748 388	748 388	1.22
	上横 梁下	恒载 + 百横风 + 温度	511 145	590 767	38 562	987 864	727 794	998 685	733 651	727 794	1.42

表 2 纵向最大弯矩工况对应承载能力极限状态验算

计算 方向	位置	控制荷载工况	横向最大弯矩对应内力组合			极限轴力/kN					安全 系数
			轴力/kN	横向弯矩 /(kN·m)	纵向弯矩 /(kN·m)	轴心受压	横向偏心	纵向偏心	双向偏心	最小	
纵向 计算	塔底	恒载 + 汽车 + 温度 + 组合风	1 106 134	1 628 816	45 830	1 837 938	1 800 910	1 456 319	1 432 974	1 432 974	1.30
	下横 梁下	恒载 + 汽车 + 温度 + 组合风	998 470	1 019 104	164 271	1 562 856	1 586 287	1 337 063	1 354 175	1 337 063	1.34
	下横 梁上	恒载 + 汽车 + 温度 + 组合风	888 912	1 010 173	34 089	1 490 031	1 532 926	1 219 312	1 247 887	1 219 312	1.37
	中横 梁下	恒载 + 汽车 + 温度 + 组合风	707 838	575 757	178 859	1 263 326	1 160 988	1 080 382	1 004 649	1 004 649	1.42
	中横 梁上	恒载 + 汽车 + 温度 + 组合风	651 226	523 589	40 057	987 864	974 962	875 382	865 236	865 236	1.33
	上横 梁下	恒载 + 汽车 + 温度 + 组合风	531 178	99 700	157 239	987 864	924 477	987 202	923 897	923 897	1.74

3.4.1.2 塔柱截面应力验算

本索塔设计时所采用的混凝土压应力建议容许值如表 3。

表 3 备注中的系数为对应主要组合容许压应力限值放大系数。

由于在进行混凝土容许应力验算时,采用的是构件截面应力,构件截面应力计算时考虑了几

何非线性影响的弯矩增大效应,因此,塔柱构件截面应力较塔柱整体模型中的名义应力有所增大。塔柱压应力以轴向为主,在考虑 20% 的非线性效应后,塔柱构件截面应力较整体干系模型中的名义压应力增大约 10% 左右。塔柱截面应力验算结果如表 4 ~ 表 7 所示。

表 3 虎门二桥主塔设计混凝土容许压应力限值

项目	荷载组合	C50 混凝土容许压应力限值/MPa	备注
虎门二桥主塔设计	主要组合	16.7	
	附加组合 I	20.0	附加组合 I :1.20
	附加组合 II	20.9	附加组合 II :1.25
	极限状态组合	21.7	极限组合:1.30

表 4 塔柱截面主要组合作用下最大压应力汇总

截面类型	外轮廓尺寸/cm		壁厚/cm			最大压 应力/MPa	截面位置	控制工况
	横桥向	顺桥向	上塔柱	上塔柱	中塔柱			
塔柱	800	1250	120	160	220	16.3	下横梁上部	恒载 + 汽车

表 5 塔柱截面附加组合 I 作用下最大压应力汇总

截面类型	外轮廓尺寸/cm		壁厚/cm			最大压应力/MPa	截面位置	控制工况
	横桥向	顺桥向	上塔柱	上塔柱	中塔柱			
塔柱	800	1250	120	160	220	18.0	下横梁上部	恒载 + 汽车 + 升温

表 6 塔柱截面附加组合 II 作用下最大压应力汇总

截面类型	外轮廓尺寸/cm		壁厚/cm			最大压应力/MPa	截面位置	控制工况
	横桥向	顺桥向	上塔柱	上塔柱	中塔柱			
塔柱	800	1250	120	160	220	19.4	下横梁上部	恒载 + 汽车 + 升温 + 横向组合风荷载

表 7 塔柱截面极端组合作用下最大压应力汇总

截面类型	外轮廓尺寸/cm		壁厚/cm			最大压应力/MPa	截面位置	控制工况
	横桥向	顺桥向	上塔柱	上塔柱	中塔柱			
塔柱	800	1250	120	160	220	15.6	下横梁上部	恒载 + 横向极限风荷载

上述各表中所列应力值为考虑几何非线性影响的塔柱构件截面压应力。

3.4.2 索塔横梁

3.4.2.1 索塔横梁承载能力验算

索塔横梁为受弯构件,在总体计算模型中提取各横梁最不利组合对应的弯矩,根据横梁配束及配筋情况计算各横梁的抗弯承载力,横梁截面承载能力验算如表 8 所示。

表 8 索塔横梁抗弯承载力验算

位置	对应组合	最不利弯矩/(kN·m)	抗弯承载力/(kN·m)	安全系数
上横梁	恒载 + 百横风 + 温度	790 335	1 086 483	1.37
中横梁	恒载 + 百横风 + 温度	1 280 225	1 575 817	1.23
下横梁	恒载 + 百横风 + 温度	1 496 385	2 871 687	1.92

根据上述计算可知,索塔横梁承载能力极限状态满足要求。

3.4.2.2 索塔横梁正常使用验算

利用有限元模型计算各横梁在短期荷载组合作用下的截面上下缘应力,各横梁截面上下缘应力应力值如表 9 所示。

表 9 索塔横梁正常使用应力验算

位置	对应组合	上缘最大/最小应力值/MPa	下缘最大/最小应力值/MPa
上横梁	短期荷载组合	-1.1/-10.5(压应力)	-1.7/-10.6(压应力)
中横梁	短期荷载组合	-0.4/-11.5(压应力)	-1.4/-13.7(压应力)
下横梁	短期荷载组合	-2.3/-9.9(压应力)	-1.6/-11.1(压应力)

根据上述计算可知,索塔横梁正常使用极限状态满足要求。

4 结语

悬索桥主要由索塔及基础、主缆、主梁及锚碇基础组成的柔性结构体系。索塔为其主要组成部分,塔柱设计的合理与否决定着整个桥梁的结构安全性和受力合理性。由于悬索桥自身的受力特点决定了大部分悬索桥索塔均为直线型门式结构,索塔造型单一,无新鲜感。本桥索塔景观设计从横梁外形着手,经过多次优化比选,最终确定了圆弧型曲线横梁方案。

在坭洲水道桥索塔设计过程中,设计者采用空间杆系有限元模型对索塔整理进行模拟计算,得到塔柱纵横向最不利内力组合的总体计算结果,并根据计算结果对塔柱各关键截面及横梁进行强度验算及应力验算。通过对坭洲水道悬索桥各部分详细的受力分析,可以得到以下结论:

(1)塔柱截面形式及尺寸选取合理,横梁截面尺寸及预应力配置合适,结构具有一定的安全

性和可靠性。

(2)根据索塔的受力特性,索塔为具有超高长细比的偏心受压构件,其内力及应力计算应考虑几何非线性的影响。

(3)索塔截面应力验算采用不用荷载组合对应不同容许应力放大系数的容许应力法,一定程度上体现了结构可靠度一致性的原则,避免了各种荷载组合采用单一安全系数的不合理性,在一定程度上保证结构安全水平的一致性。

参考文献:

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

[2] 潘世建,杨盛福. 东航道悬索桥[M]. 北京:人民交通出版社,2001.

[3] 雷俊卿,郑明珠,徐恭义. 悬索桥设计[M]. 北京:人民交通出版社,2002.

[4] 周孟波. 悬索桥手册[M]. 北京:人民交通出版社,2003.

[5] 张铭. 武汉阳逻长江公路大桥主塔设计[J]. 世界桥梁,2006(1): 9-12.

范和港大桥主桥方案设计

胡正涛

(广东省公路勘察规划设计院股份有限公司, 广州 510507)

摘 要: 简要介绍了范和港大桥主桥的桥型及结构方案设计, 拟定了连续刚构桥、斜拉桥等四个方案设计。通过综合比较, 确定连续刚构桥作为推荐桥型方案。

关键词: 方案设计; 跨海桥; 连续刚构; 斜拉桥

1 桥梁概况

范和港大桥位于广东省惠州市惠东县, 跨越大亚湾范和港, 是惠东凌坑至碧甲高速公路上的控制性工程, 全长约 2740m。

2 主要技术指标

公路等级: 双向 4 车道高速公路;

设计时速: 100km/h;

设计荷载: 公路 - I 级^[5];

通航标准: 5000 吨级海轮; 通航净高 38m; 单孔双向通航净宽 220m; 双孔单向通航净宽 160m。

设计基本风速: $V_{10} = 43.6\text{m/s}$ ^[7];

地震荷载: 地震动峰值加速度为 0.1g, 地震烈度为 VII 度^[8]。

3 桥型方案设计

本桥方案设计在满足行车和通航的功能要求、兼顾经济和景观的同时, 应着重考虑以下问题:

(1) 考虑 5000t 海轮通航净空和净宽要求, 单孔双向通航宜 300m 左右跨径; 双孔双向通航宜 190m 左右跨径。

(2) 桥梁为跨海大桥, 应考虑海水以及海洋大气对桥梁耐久性的要求^[3]。

(3) 省气象中心提供的最大风速为 42m/s。桥梁需重视抗风设计^[7]。

(4) 桥下通航 5000 吨级海轮, 海水潮汐水流方向不同, 桥梁防撞能力要求较高^[5]。

在双孔单向 190m 主跨时有众多桥型可以选择, 连续刚构、矮塔斜拉桥、斜拉桥、拱桥、自锚式悬索桥均可满足要求。单孔双向 300m 主跨时, 可考虑斜拉桥和悬索桥。

本桥比较适用的桥型有连续刚构、矮塔斜拉桥、独塔斜拉桥与双塔斜拉桥, 下面对这四个方案进行比较。

3.1 方案一: 连续刚构方案

采用双薄壁墩连续刚构方案, 跨度布置为 $110 + 2 \times 190 + 110\text{m}$, 桥梁全长 600m, 单幅桥面宽 12m。桥型布置见图 1。

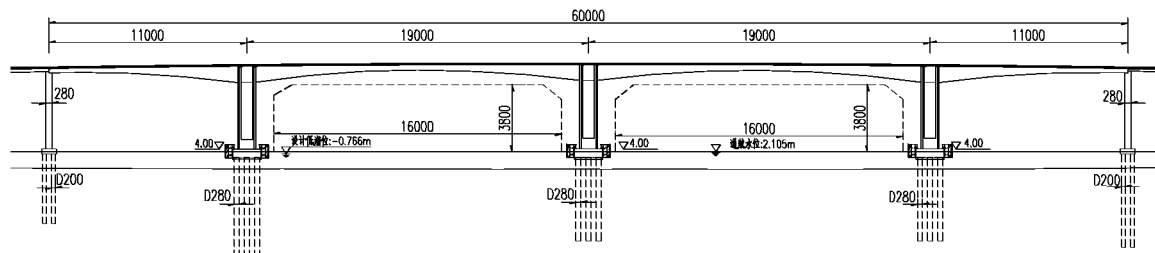


图 1 连续刚构桥型布置图

主梁采用单箱单室截面, 箱梁顶宽 12m, 悬臂长 3m, 底宽 6m, 2.0% 单向横坡; 跨中梁高 4m, 根

部梁高 11m, 顺桥向梁高采用 2 次抛物线变化。主梁截面见图 2。

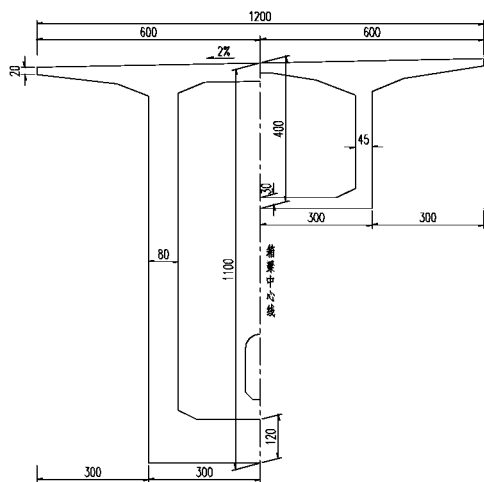


图 2 连续刚构主梁断面一般构造图

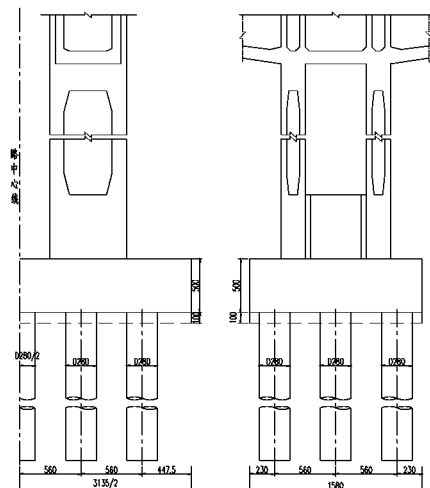


图3 连续刚构主墩一般构造图

主墩采用空心双薄壁墩,墩身采用 C50 砼;根据恒载、活载、风荷载、波浪荷载、5000t 级海轮撞击力以及地震作用计算,基础采用 15 根直径 2.8m 的嵌岩桩。主墩构造见图 3。

为防止主梁开裂和较大后期变形,设计中采取以下措施:①研究连续刚构桥长期徐变机理,预测其长期变形,并多布腹板下弯索;②选用的结构尺寸和截面形式须使结构具有足够的刚度和强度。③在易开裂部位设置防裂钢筋网。④预留后期体外索所需的锚块和转向块。⑤梁高采用2次抛物线,设置跨中横隔板,以减少中跨合拢束径向

力对底板开裂的影响^[2,10]。

3.2 方案二:矮塔斜拉桥方案

采用三塔单索面结构,三个主塔均采用塔墩梁固接的结构体系^[6]。跨度布置为 $110 + 2 \times 190 + 110\text{m}$,半幅桥横断面布置采用 0.5m (防撞栏) + 2.5m (硬路肩) + $2 \times 3.75\text{m}$ (行车道) + 0.5m (左侧路缘带) + 0.25m (C 值) + 0.5m (防撞栏) + $2.5/2\text{m}$ (塔柱宽) = $26/2\text{m}$ 。主桥边孔与主孔的跨度比值为 0.58 。主梁采用预应力砼整体式箱梁,桥面宽度 26m ,其中中央锚索区 2.5m 。

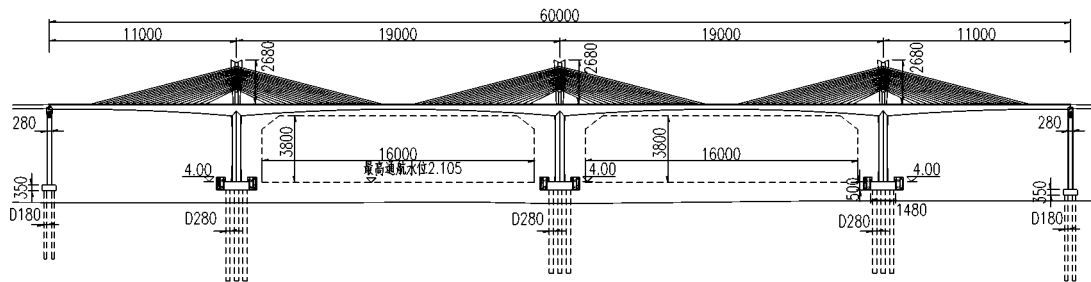


图 4 矮塔斜拉桥型布置图

主梁采用整体箱形截面,箱梁宽度 26.0m,主塔布置在桥面中间,宽 2.5m。箱梁采用 C55 混凝土,箱梁高度:根部 7.0m,高跨比 1/27.1;跨中 3.0m,高跨比 1/63.3,梁高按 2 次抛物线变化。

主塔设计主要考虑结构受力和桥梁景观等方面的因素,并同桥墩造型相对应。塔柱为钢筋混凝土结构,全高 26.8m。桥塔采用双柱结构,顺桥

向由上到下逐渐减小,上塔柱为连体构造,供拉索穿过;下塔柱为分离结构。整个塔柱造型寓意一把传递中的火炬^[4]。桥塔根部无索区 32m,跨中无索区 22m。

主墩横桥向尺寸为 12 ~ 16m, 圆弧形变化, 象征双手捧起一把火炬。顺桥向尺寸与梁相交和与承台相交处为均 5m, 中间内缩至 4m。

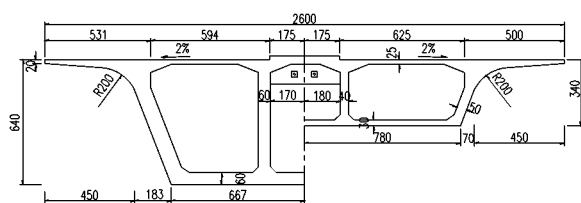


图5 矮塔斜拉桥主梁断面一般构造图

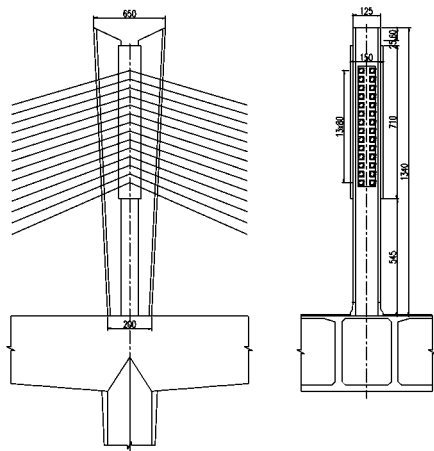


图6 矮塔斜拉桥主塔示意图

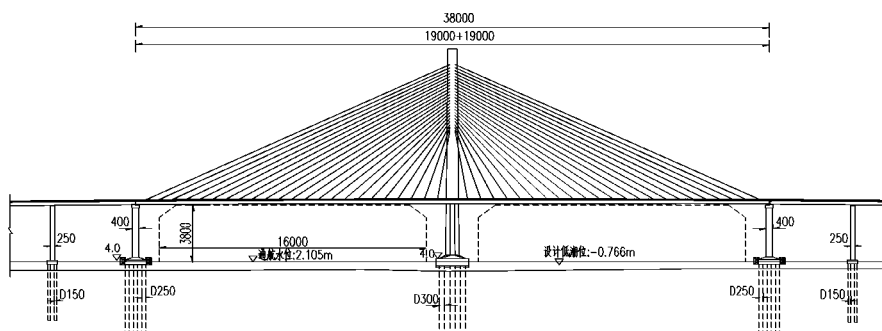


图7 独塔斜拉桥桥型布置图

索塔采用独柱塔,桥面以上高度约为85.0m,塔柱为中空矩形截面,顺桥顶宽6m,底宽8m,横桥向宽3.4m,壁厚0.8~1.2m。

基础采用15根直径3.0m的钻孔灌注桩,采用整体式钢筋混凝土承台,承台高度5m,塔和承台之间设有塔座。

3.3 方案三:独塔斜拉桥方案

主桥为190+190m的预应力混凝土独塔双索面斜拉桥。采用塔墩梁固接体系,以提高斜拉桥的抗风能力。

半幅桥横断面布置采用0.4m(风嘴)+1.5m(布索区)+0.5m(防撞栏)+2.5m(硬路肩)+2×3.75m(行车道)+0.5m(左侧路缘带)+2.0/2m(中央分隔带)=27.8/2m。

斜拉桥的主梁有Ⅱ形双主梁,双边箱形、箱形主梁等几种形式,本桥桥面基本设计风速达31.3m/s,要求主梁有较强的抗风能力,推荐采用加风嘴的单箱双室三角箱形主梁截面^[1]。本桥箱梁全宽26.9m,横梁间距4m,主梁高度为3.2m,箱梁顶板厚度为22cm。

斜拉索为密索体系,扇形空间布置,全桥共92根;采用镀锌高强钢丝制成平行钢丝索,热挤压索套防护;主梁索间距为8m,塔上索间距为2m。

3.4 方案四:双塔斜拉桥方案

双塔斜拉桥采用塔墩梁固接体系,以提高斜拉桥的抗风能力。桥跨布置为152+300+152m,桥梁总长604m。半幅桥横断面布置采用0.5m(防撞栏)+2.5m(硬路肩)+2×3.75m(行车道)+0.5m(左侧路缘带)+2.0/2m(中央分隔带)=27.8/2m。

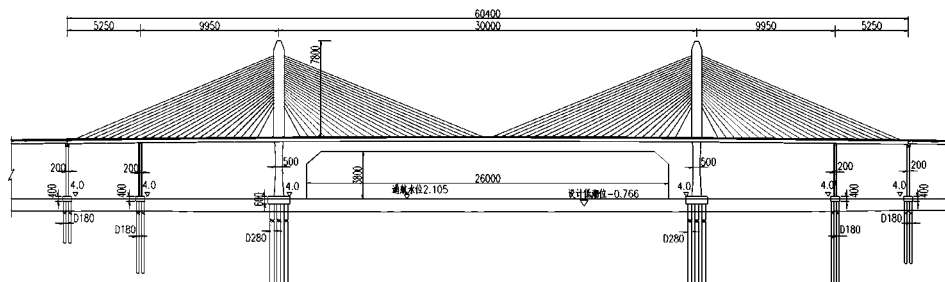


图8 300m 斜拉桥桥型布置图

主梁同方案三推荐采用加风嘴的单箱双室三角箱形主梁截面。本桥箱梁全宽 26.9m, 横梁间距 6m, 主梁高度为 3.2m, 箱梁顶板厚度为 25cm。

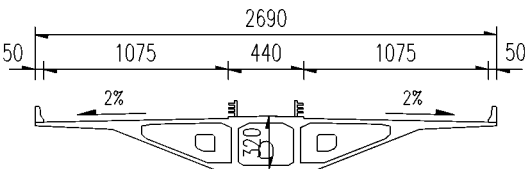


图 9 300m 斜拉桥主梁横断面图

斜拉索为密索体系, 扇形空间布置, 全桥共 184 根; 采用镀锌高强钢丝制成平行钢丝索, 热挤

压索套防护; 主梁索间距为 6m, 塔上索间距为 1.6m。

索塔采用独柱型塔^[9], 桥面以上高度约为 78m, 塔柱为中空椭圆形截面, 顺桥向宽 7.5m, 横桥向宽 3.4m, 壁厚横桥向 0.8 ~ 1.1m, 顺桥向 1.8 ~ 2.0m。

基础采用 16 根直径 2.8m 的钻孔灌注桩, 采用整体式钢筋混凝土承台, 承台高度 6m。

4 方案综合比较

方案比较如表 1 所示。

表 1 主桥桥型方案综合比较

桥型	连续刚构	部分斜拉	独塔斜拉	双塔斜拉
跨径	110 + 2 × 190 + 110m	110 + 2 × 190 + 110m	190 + 190m	152 + 300 + 152m
结构性能	双薄壁墩耐撞差, 抗风好	刚度大、抗风耐撞能强	桥墩及基础刚度大, 抗风耐撞能强	通航条件好, 抗风耐撞能强
耐久性	主梁易下挠开裂, 耐久性差	拉索可更换, 主梁有拉索加劲, 耐久性好	拉索可更换, 主梁有拉索加劲, 耐久性好	拉索可更换, 主梁有拉索加劲, 耐久性好
施工工艺	悬浇	悬浇	悬浇	悬浇
	成熟	较成熟	较复杂	较复杂
养护	维护简单, 桥面易损, 维修加固量大	拉索定期养护, 考虑换索和防腐	拉索定期养护, 考虑换索和防腐	拉索定期养护, 考虑换索和防腐
景观	景观效果平淡	主塔造型独特, 梁高低, 景观效果好	主塔宏伟大方, 景观效果好	主塔宏伟大方, 景观效果好
工期	24 个月	28 个月	30 个月	32 个月
单价	9620 元/m ²	10550 元/m ²	11980 元/m ²	11580 元/m ²

5 结论

根据以上四个方案的优缺点的分析比较, 主跨 2 × 190m 的连续刚构无论在使用功能、景观协调、施工条件、施工工期等方面, 均有一定的优势。对连续刚构桥, 有成熟的设计、施工经验、施工设备极易取得, 而且可以降低整个工程的造价, 后期养护费用比斜拉桥小, 可大幅降低成桥后的运营成本, 故将连续刚构方案作为推荐方案。

参考文献:

[1] 王伯惠. 斜拉桥结构发展和中国经验(上册)[M]. 北京: 人民交通出版社, 2004.

[2] 林元培. 桥梁设计工程师手册[M]. 北京: 人民交通出版社, 2007.

[3] 黄融. 跨海大桥设计与施工 - 东海大桥[M]. 北京: 人民交通出版社, 2009.

[4] 杨士金. 景观桥梁设计[M]. 上海: 同济大学出版社, 2005.

[5] JTG/T D60 - 01 - 2004, 公路桥涵设计通用规范[S].

[6] JTG/T D65 - 01 - 2007, 公路斜拉桥设计细则[S].

[7] JTG/T D60 - 01 - 2004, 公路桥梁抗风设计规范[S].

[8] JTG/T B02 - 01 - 2008, 公路桥梁抗震设计细则[S].

[9] 梁立农等. 高赞大桥主跨斜拉桥设计简介[J]. 公路, 2006(11): 57 - 62.

[10] 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(6): 11 - 13.

山区高速公路典型路段选线研究

周 震

(广东省公路勘察规划设计院股份有限公司, 广州 510507)

摘 要: 山区地形复杂、地质情况多变,高速公路线形设计制约因素较多,通过济广国家高速公路平远至兴宁段的典型路段选线实例,从安全、地形、地质、经济、拆迁、占用耕地等多方面分析比较了路线方案的优缺点,初步阐述了山区高速公路选线要点。

关键词: 山区高速公路;选线;安全;地形;地质;比选

济南至广州国家高速公路平远至兴宁段(简称“平兴高速公路”)是国家规划的“7918”高速公路网中的第四纵——济南至广州高速公路(编号G35)的组成部分,路线起于梅州市平远县(赣粤界),经平远、梅县、兴宁,终于五华县境内,与梅河高速公路相接。本项目主线采用高速公路标准,设计速度 100km/h,双向四车道,路基标准宽度 26m。研究路段路线长度约 4.5km,位于兴宁市黄槐镇,属低山、丘陵地形,沿线区域相对高差约 200m,根据地形特点,可布置长隧道方案、短隧道方案、桥梁绕行方案,属山区高速典型路段。

1 路线布设原则

路线布设依据路线走廊和主要控制点,结合沿线地形、地貌、水文、地质等自然条件,充分应用安全选线、地形选线、地质选线、经济选线,进行平纵面设计。重视路线平纵指标的均衡协调,讲究平纵配合以及与自然景观相协调,注重路段运行速度的协调性。

本路段选线主要遵循如下原则:

(1) 充分考虑与前后路段的衔接及技术指标的协调性。

(2) 本着“不遗漏任何有价值方案”的原则,多进行路线方案比选。

(3) 坚持安全选线,安全是公路设计和建设考虑的首要因素。改进线形设计对于提高行车安全有很大作用,好的线形是保证行车安全的根本。

(4) 坚持地形选线,充分根据山区的地形、地貌,巧妙的进行线形布设,达到平面顺适、纵面均衡、横面合理,尽可能减小工程量和对环境的破坏。

(5) 坚持地质选线,山区高速公路所在区域地形地质复杂多变,对工程安全和工程造价影响巨大,对于处理难度大的不良地质段落能避则避,必须通过的在已具有有效的处理方案基础上,尽量减少穿越范围。

(6) 坚持经济选线,合理的降低工程成本,永远是勘测设计者追求的重要目标之一。

(7) 坚持人与自然相和谐,路线设计时采用平纵横三维综合选线,尊重自然、保护环境,坚持“不破坏就是最好的保护”,使高速公路与沿线景观相协调。

(8) 贯彻执行“最严格的耕地保护制度”,尽量少占耕地和减少拆迁。

(9) 充分考虑与沿线城镇规划的配合,促进地方经济的发展。

(10) 路线布设尽量为大型构造物(如隧道、大桥)的设置创造有利条件。

(11) 在不过多增加工程量的前提下,尽可能采用较高的技术指标,提高服务水平,以利项目功能的发挥和营运效益的提高。

2 主要控制因素及初拟方案

2.1 控制路线布设的主要因素

本路段影响项目路线布设的因素主要有:

2.1.1 地形、地貌

本路段所经区域属粤东北丘陵、低山与盆地相间地貌。区域最高点为东南侧铁山(高程 576.1m),研究路段途经最高点为南山障(高程 373.5m),最低点为路段终点附近盆地(高程 175.3m),相对高差近 200m。南山障坡面陡峭,西

侧坡面最大坡度达 55°。

2.1.2 地质条件

沿线地层以二叠纪龙潭组 (P_2l) 含煤地层为主,属于陆相含煤砂页岩沉积,由石英砂岩、粉砂岩、页岩、炭质页岩所组成,局部零星分布灰岩,夹有数层的煤层,地层产状混乱,多褶曲、揉皱。路线沿线分布有兴南煤矿及多个私采小煤窑,采空区为本路段主要地质灾害。

2.1.3 村庄布局

本区域民居分布相对集中,山间盆地及山岭南向山脚多分布有村庄。

2.1.4 自然保护区

路线东南侧为铁山省级自然保护区,路线距离其核心区边缘约 1km。

2.2 初拟方案

根据路线走向及沿线地形地貌,初步拟定三个路线方案(图 1):

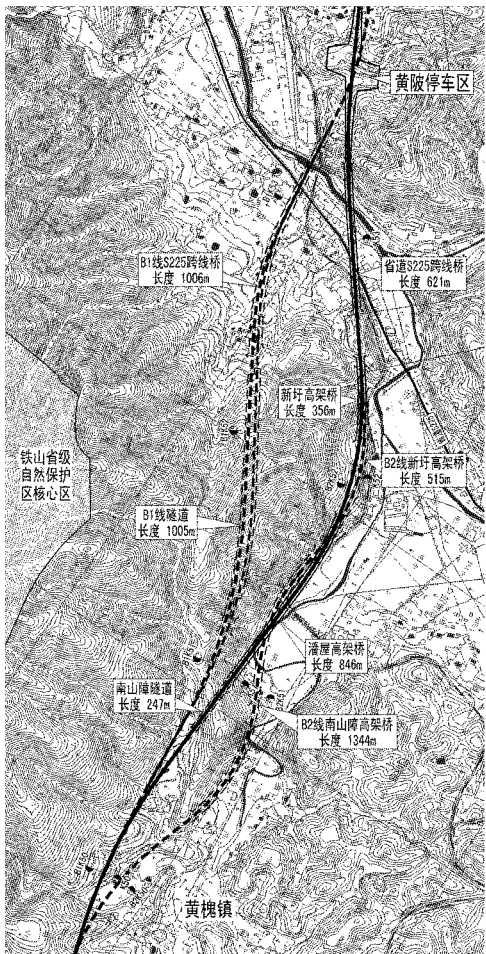


图 1 路线方案布置图

K 线方案,整体沿南山障山脚布线,在较高山脊位置设置短隧道穿越,其余路段顺山势布线,为短隧道方案。

B1 线方案,考虑路线尽量顺直,并增大与省道 S225 斜交角度,路线设置长隧道穿越南山障,即长隧道方案。

B2 线方案,沿南山障山脚布线,通过设置小半径圆曲线,使平面线形充分与地形结合,无需设置隧道,由于南山障山脊自然坡面陡峭,且高差大,需设置较长桥梁,本方案为桥梁绕行方案。

3 方案比选

3.1 主要技术指标及工程数量对比

三个路线方案主要技术指标对比见表 1,主要工程数量比较见表 2。

表 1 主要技术指标比较表

指标名称	主要技术指标		
	K 线	B1 线	B2 线
路线长度/km	5.600	5.509	5.641
路线增长系数/(%)	104.3	102.6	105.1
平均每公里转角点数/个	0.714	0.726	0.709
平曲线最小半径/(m/处)	700/1	1100/1	700/3
最大纵坡/(%)	2.5	2.848	3.2
最短坡长/m	690	970	340
凸形竖曲线最小半径/m	25000	20000	12000
凹形竖曲线最小半径/m	13000	12000	12000

表 2 主要工程数量比较表

工程项目	K 线	B1 线	B2 线
路线长度/km	5.600	5.509	5.641
填方/万 m ³	74.92	81.88	83.25
挖方/万 m ³	88.41	55.06	89.65
借方/万 m ³	20.25	45.55	32.51
弃方/万 m ³	31.09	13.84	32.56
20m~30m/(m/处)	—	355/2	341/1
高边坡 30m~50m/(m/处)	1210/6	939/5	1167/5
50m~80m/(m/处)	—	—	454/1
桥梁/(m/座)	1823/3	1126/2	2480/3
隧道/(m/座)	247/1	1005/1	—
用地(水田)/亩	526.3 (66.1)	446.7 (95.8)	512.7 (108.2)
拆迁/m ²	5071	10789	12994
建安费/万元	32471.45	34883.43	33500.18

3.2 路线方案优缺点

(1) K线方案(即短隧道方案)主要优点为:

a、工程规模小,隧道长度较B1线短758m,建安费较B1线少2411.98万元;b、平纵线形较流畅,组合较好;c、占用水田面积最小,拆迁最少;d、地方政府支持K线方案。

主要缺点为:

a、占用土地较大,较B1线多79.6亩;b、弃方数量较大,较B1线多17.25万方;c、路线跨省道S225斜交角度小,不利于桥孔布置。

(2) B1线方案(即长隧道方案)主要优点为:

a、路线顺直,较K线短91m;b、土石方数量最少,征地面积最小;c、长隧道方案减小了对铁山省级自然保护区的影响,也利于水土保持和环境保护;d、路线跨省道S225斜交角度较大,利于桥跨布置;

主要缺点为:

a、建安费最高,长隧道后期运营及养护成本业较高;b、隧址区地质条件差,隧道穿越兴南煤矿矿区,可能存在采空区;c、路线过隧道后需穿越村庄及大片梯田区,对当地村民生活影响较大。

(3) B2线方案(即绕行方案)主要优点为:

a、无需设置隧道;

主要缺点为:

a、三个半径 $R=700\text{m}$ 圆曲线连续S型相接,竖曲线半径也较小,平纵面线形均较差,路线长度也最长;b、土石方及高边坡工程规模大,桥梁长度较长;c、路线沿山边布线,途径三个村庄,拆迁规模最大,占用水田最多;d、路线途经南山障西侧山坡,坡面最大坡度 55° ,施工难度大,存在一定风险。

3.3 比选结论

由上分析可知,B1线对铁山省级自然保护区影响最小,也利于水土保持和环境保护,但需穿越煤矿采煤区,地质情况复杂,处理费用高,存在安全隐患,不宜采用。

B2线方案与地形结合最好,无需设置隧道,但拆迁及占用水田过大,且路线途经南山障西侧山

坡,坡面陡、高差大,地层局部夹有煤层及炭质页岩,施工及运营期间均存在安全隐患。

K线方案工程规模小,建安费最低,占用农田少,拆迁小,对沿线村村民影响较小,且纵面指标较高,视距较好,综合技术指标较优,符合安全、地形、地质、经济综合选线的原则,因此本路段推荐采用K线方案(即短隧道方案)。

4 结束语

公路是一个线性工程。平纵选线是山区高速公路设计的核心、灵魂,是控制工程质量、造价的决定性因素。

公路设计人员应通过不断提升设计理念,按照“六个坚持、六个树立”的设计理念,贯彻落实“建设资源节约型、环境友好型社会”等“可持续”的科学发展观,坚持“安全选线、地形选线、地质选线、经济选线”的原则,进行多方案论证比选,合理选择平纵指标。

在满足规范和行车安全前提下,应灵活运用线形指标和考虑平纵组合关系,不片面追求高指标,做到与周围环境、景观相协调,营造出“车在路上走、人在画中游”的优美的公路交通环境,达到“安全、环保、舒适、和谐、节约”的目标。

参考文献:

[1] JTGD01-2003,公路工程技术标准[S].

[2] JTGD20-2006,公路路线设计规范[S].

[3] 霍明.山区高速公路勘察设计指南[M].北京:人民交通出版社,2003.

[4] 交通部公路司.新理念公路设计指南[M].北京:人民交通出版社,2005.

[5] 张金水、张廷楷.道路勘测设计[M].上海:同济大学出版社,1998.

[6] 徐家钰,程家驹.道路工程(第二版)[M].上海:同济大学出版社,2006.

[7] 高速公路丛书编委会.高速公路规划与设计[M].北京:人民交通出版社,1998.

[8] 王颖.浅谈山区高速公路选线原则[J].北方交通,2008(9):3-4.

平兴高速公路转水枢纽立交方案设计

李志彬

(广东省公路勘察规划设计院股份有限公司, 广州 510507)

摘 要: 立交方案型式的选择,应充分考虑交通量预测结果、沿线地形、地物等实际情况,其型式的确影响整个立交的功能、投资、安全、经济效益等方面。

关键词: 高速公路;枢纽立交;方案比选

1 概述

济南至广州国家高速公路平远(赣粤界)至兴宁段(以下简称“平兴高速公路”)是国家规划的“7918”高速公路网中的第四纵——济南至广州高速公路(编号 G35)的组成部分,路线起于梅州市平远县(赣粤界),经平远、梅县、兴宁,终于五华县境内,与梅河高速公路相接;同时平兴高速公路也是广东省高速公路网规划的第二纵——汕尾至江西寻乌高速公路的组成部分。

转水枢纽立交位于五华县转水镇青西村,是平兴高速公路与梅河高速公路连接的枢纽立交,交叉方式为平兴高速公路上跨梅河高速公路主线。通过此立交实现平兴高速公路与梅河高速公路之间交通流的转换,两条高速公路属同一收费片区,不设置收费站。

根据省网规划平兴高速公路终点还需继续往南延伸至汕尾,其属汕尾至江西寻乌高速公路的南段,由于南段的实施时间较本项目滞后,因此,为节约前期投资,建议转水枢纽立交采取一次设计,分期实施方案,近期只实施江西往返梅州、河源方向的匝道,汕尾往返梅州、河源方向匝道则划入汕尾至江西寻乌高速公路南段项目后期实施,其投资界面也按上述原则进行划分。

2 立交方案设计

2.1 地形、地貌等自然条件

路线走廊带经过的区域属粤东北丘陵、低山与盆地相间地貌,地势总体为北高南低,地形起伏较大;沿线地貌以侵蚀丘陵为主,其次为河流冲洪

积盆地地貌及低山地貌区。立交区范围内所遇地层为元古代(Ptgn)变质岩,揭露岩性主要为灰白色、灰色、黄色变质砂岩、变质石英砂岩、变质页岩、片麻岩杂岩、混合岩、混合花岗岩等;主要以混合岩和混合花岗岩为主。由于变质作用较深,岩性差异较大,常发生差异风化,地表风化壳土层一般大于 10m,红褐色。由于风化壳巨厚,立交范围内边坡开挖面及高边坡常发生重力崩塌,一般规模均为小型。变质岩下伏岩体为花岗岩,总体上地基稳定性较好,工程地质条件较好,但施工时应注意边坡开挖面的支护或采取其他方式处理。

2.2 交通量预测

通过对交通量预测分析可知,本枢纽立交从江西往返河源方向的交通量较大,其次为汕尾往返梅州方向的交通量,其余方向交通量较小。

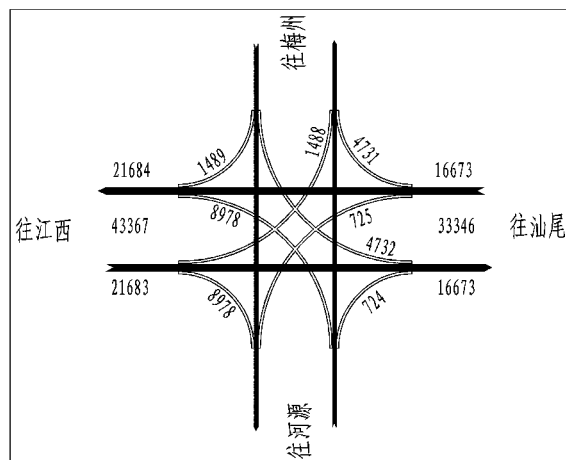


图 1 转水枢纽 2032 年交通量预测图(单位:辆/日)

2.3 主要技术标准

2.3.1 设计速度

平兴高速公路:100km/h,

梅河高速公路:80km/h(立交范围内梅河平面指标较差,出入口变速车道长度按设计速度100km/h标准考虑),

环圈匝道:40km/h,

定向匝道:50~80km/h。

2.3.2 路基宽度

平兴高速公路:双向四车道,路基宽度26m,

梅河高速公路:双向四车道,路基宽度24.5m,

单向单车道:路基宽度8.5m,

单向双车道:路基宽度10.5m或12m。

3 立交方案比选

根据平兴高速公路在路网中的地位,结合交

通量预测结果、沿线地形、地物等实际情况,转水枢纽立交共拟定了三个立交方案进行同深度比较。

3.1 转水枢纽立交方案一

方案一为混合式立交方案,该方案匝道线形与地形、交通流向结合良好,立交匝道能充分利用主线的梅河高速跨线桥以及梅河高速公路的青西高架桥下穿通过,匝道与主线间层次分明,匝道桥梁结构物较少;各行驶方向均只有一个出口,减少了车辆的误行。该方案主要缺点是立交布置不够紧凑,占地面积较大,拆迁较多;匝道较长,工程规模较大;江西往返梅河高速河源(广州)方向匝道线形指标相对较低,广州往江西主交通流方向存在绕行。

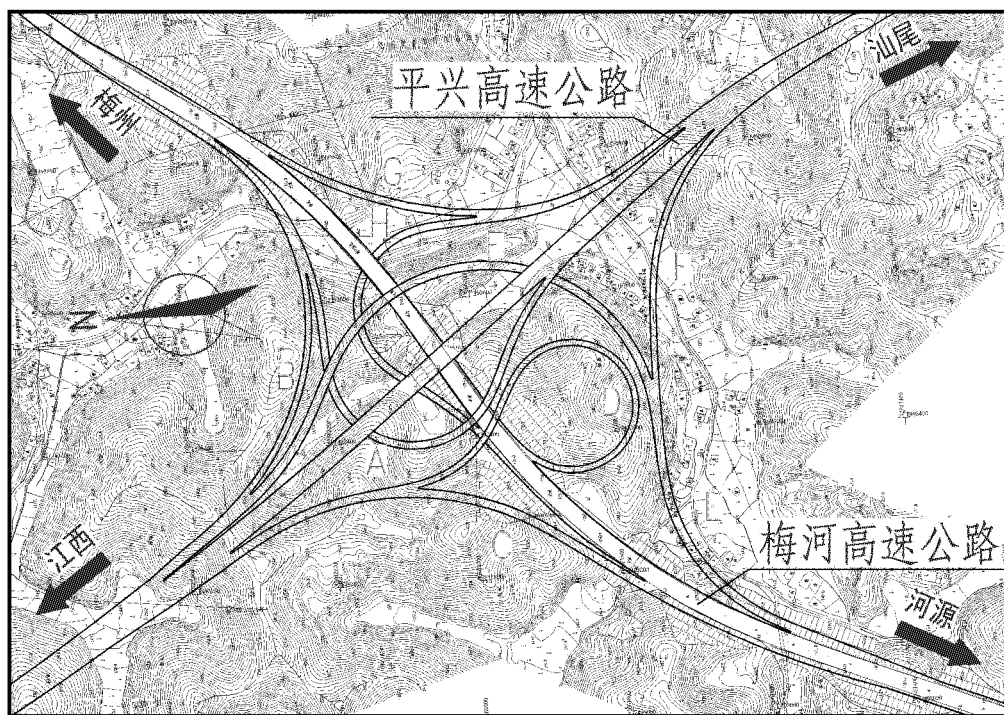


图2 转水枢纽立交方案一

3.2 转水枢纽立交方案二

方案二为涡轮型立交方案,与方案一的主要区别为江西往梅州方向的入口匝道采用半定向匝道,平纵指标较高,减少了绕行。主要缺点为立交布置不够紧凑,占地面积较大,拆迁较多;需加宽梅河高速的青西大桥,增加了施工难度;江西往返梅河高速河源(广州)方向匝道线形指标相对较低,广州往江西主交通流方向存在绕行。

3.3 转水枢纽立交方案三

方案三为混合式立交方案。本方案的优点是各匝道布置与转向交通量相匹配,江西往返广州主交通流匝道平纵指标高,设计车速可达80km/h,无绕行,通行能力好;匝道布置紧凑,占地面积较小;匝道长度较短,工程规模较小。主要缺点为有两处内环匝道,平纵指标较差;需加宽梅河高速的青西大桥,增加了施工难度。

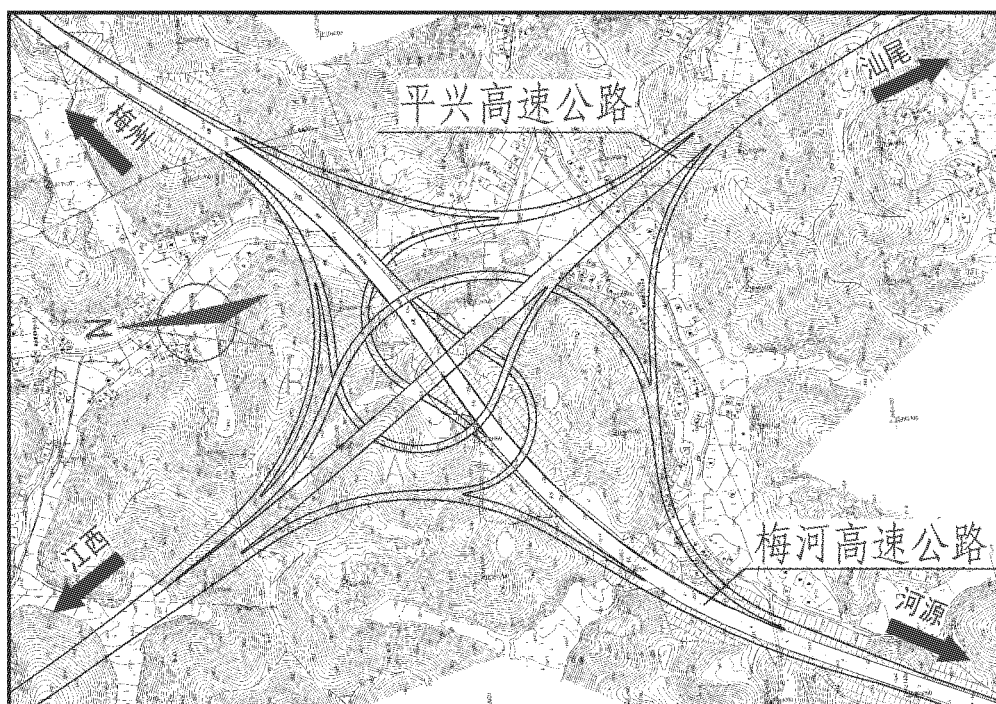


图 3 转水枢纽立交方案二

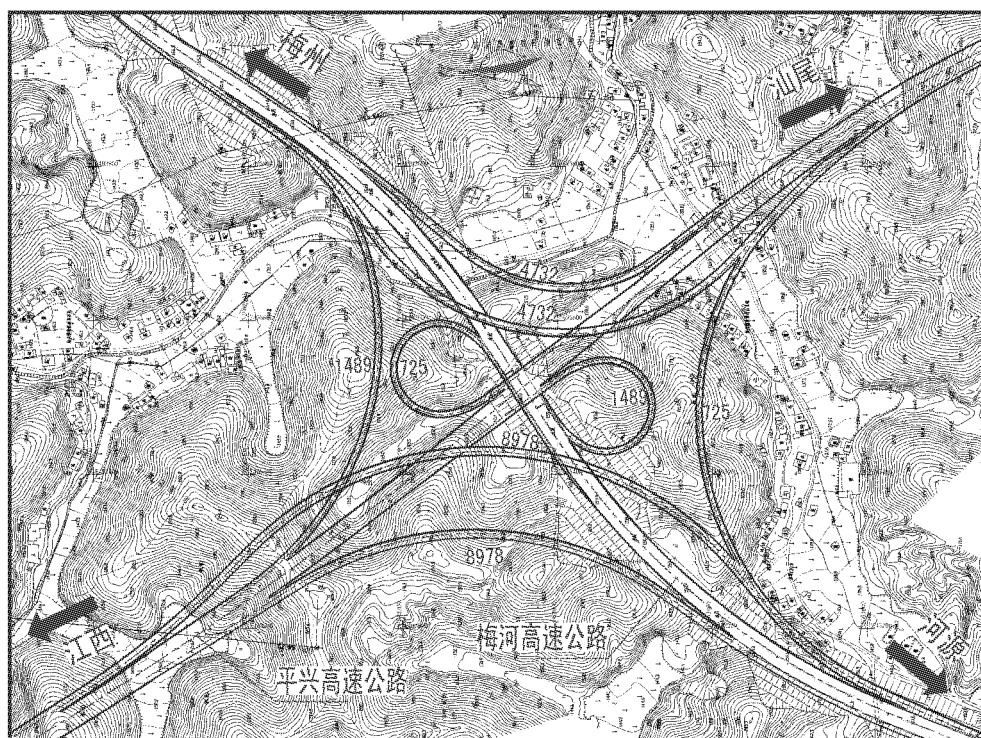


图 4 转水枢纽立交方案三

3.3 方案比选结论

转水枢纽立交各方案技术经济比较见表 1。

表 1 转水枢纽立交各方案技术经济比较表

序号	指标名称	方案一	方案二	方案三	备注
1	匝道设计车速/(km/h)	60、50、40	60、50	80、60、40	
2	匝道长度/m	8125.3	8036.0	7699.4	
3	匝道最小平曲线半径/m	90	115	60	
4	匝道最大纵坡/(%)	3.95	3.95	3.5	
5	计价土石方/1000m ³	141.815	136.357	169.218	
6	防护排水工程/m ³	15099.1	14732.5	10127.8	
7	路面/1000m ²	76.2	74.5	68.5	表中数量包含二期工程数量,对梅河高速主线仅计入加宽部分数量。
8	匝道桥梁/(m/座)	2295.40/10	2316.06/10	2481.86/9	
9	涵洞(含通道涵)/道	540.2/9	470.4/7	473.8/5	
10	占用土地/亩	673.3	684.9	548.2	
11	耕地(水田、菜地、旱地)/亩	96.8	96.8	81.2	
12	被交道改建长度(单侧)/m	2315.72	2315.72	2452.90	
13	匝道、被交路建安费/万元	16589.9	16520.3	17817.8	
14	总建安费(含主线)/万元	34753.0	34681.6	36031.7	
15	推荐意见			推荐	

综上所述,方案三具有立交布局紧凑,占地面积小;主流交通匝道平纵指标高,不绕行等优点,推荐采用方案三。

4 结语

山区高速公路的互通立交地形一般比较复杂,适宜布置互通立交的开阔地形少。互通立交的设计受交通量、路网布局,以及社会发展的现实要求等因素的影响,方案设计既要考虑交通功能、施工的方便,也要考虑社会影响、工程造价,以及与周围环境的协调统一等诸多因素。

转水枢纽立交设计集中体现了山区高速公路

互通立交的设计特点,把交通适应性、环境适应性、技术特征和经济效益等作为指导思想融入到了具体的设计中去,使转水枢纽立交不仅满足了它的既定功能,而且真正贯彻了“技术可行、实施可能、经济合理”的设计理念。

参考文献:

[1] JTG B01-2003,公路工程技术标准[S].
[2] JTG D20-2006,公路路线设计规范[S].
[3] 霍明.山区高速公路勘察设计指南[M].北京:人民交通出版社,2003.
[4] 冯礼堂,侯亚伟.山区高速公路互通立交几何线形设计的探讨[J].工程技术,2011(4):213-214.

浅谈大雁山立交设计体会

池坤敏

(广东省公路勘察规划设计院股份有限公司, 广州 510507)

摘 要: 本文通过介绍大雁山互通立交设计方案, 总结设计过程的体会, 为其他互通立交的设计提供一些借鉴的经验。

关键词: 高速公路; 立交; 设计; 匝道

1 概述

佛(山)开(平)高速公路是同三国道主干线中的重要组成部分, 也是国家高速公路网规划“二纵”沈阳至海口主线的一段。为适应日益增长的交通量需求, 佛开高速谢边至三堡段(以下简称佛开高速)于 2008 年底完成扩建施工图设计, 将现有四车道高速公路扩宽为八车道。佛开高速大雁山互通立交位于鹤山市, 紧邻西江南岸, 连接佛开高速与国道 G325 以及江门市滨江大道, 为高速公路与国道以及城市主干道之间的互通立交。

2 立交方案设计

原大雁山互通立交为一不完全互通立交, 存在许多问题不适合改建, 故大雁山立交需另选址新建。新建的大雁山互通立交采取先把滨江大道

与 G325 交通流汇合后, 再采用双喇叭连接 G325 与佛开高速公路的方案。滨江大道侧采用分离式路基(A、B 匝道), 分别上跨佛开高速公路和 G325, 然后, 再与 G325 分、合流。G325 与佛开相接的双喇叭, 主线一侧采用 B 型喇叭, 匝道上跨; G325 一侧采用 A 型喇叭, 匝道上跨。

佛开主线设计速度为 120km/h, 采用 42m 宽的整体式路基两侧扩建。G325 设计范围设计速度为 60km/h, 为不控制出入的一级公路标准, 路基宽度为 25m。滨江大道是江门市主要北出口干道, 按照一级公路标准进行建设, 设计行车速度 100km/h, 路基宽 28 ~ 29.5m, 双向 4 车道。设计速度除 A、B 匝道为 60km/h, E、I 两条内环匝道为 35km/h 外, 其余匝道均为 40km/h。立交方案平面图见图 1。

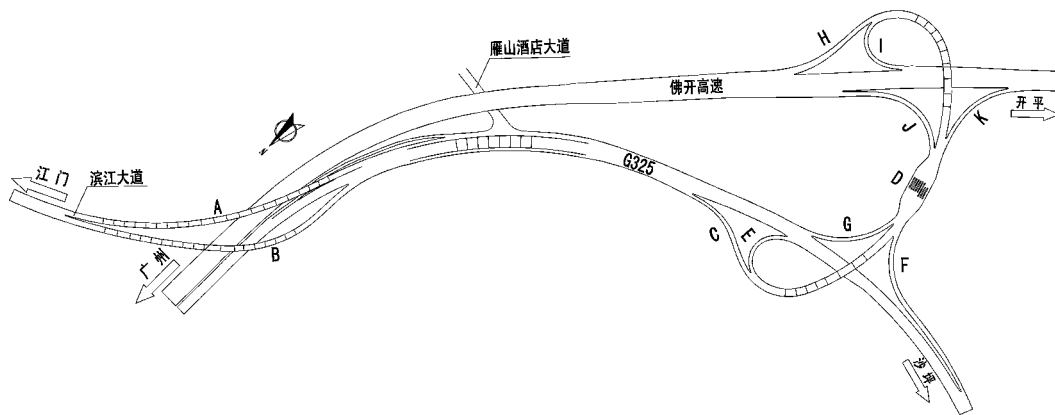


图 1 大雁山立交平面图

3 设计体会

3.1 分、汇流点应注重视距检验

大雁山立交范围内主线竖曲线半径不足

17500m, 不满足《公路路线设计规范》要求的互通范围内最小极限值 R23000 的要求, 存在安全隐患。由于本项目为扩建工程, 如果采取增大竖曲线的方法, 对原路影响较大, 也势必要增加工

程造价。因此,对该处汇流鼻前 K 匝道与主线之间的通视三角区域及纵断面停车视距进行了验证。

3.1.1 平面通视三角区

根据《规范》11.2.4 条规定,汇流鼻前,匝道与

主线间应具有如图 2 所示的通视三角区。视距计算中的视点高采用 1.2m,经高程查算,该区域内主线外侧车道与匝道的高程差最大值为 $0.82 < 1.2\text{m}$,所以该区域在平面上是通视的,满足规范要求。

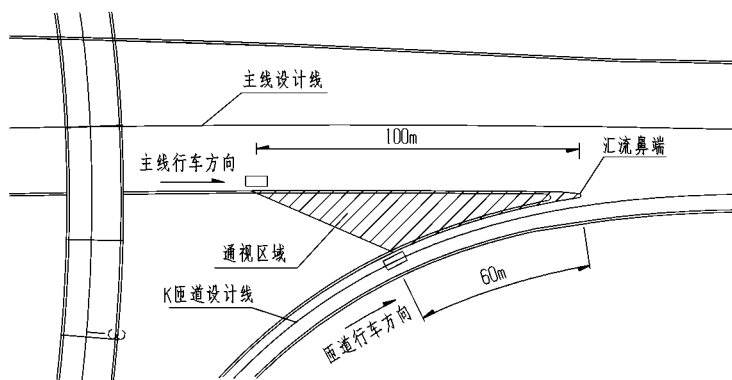


图 2 主线与 K 匝道汇流鼻处平面通视三角区

3.1.2 纵断面识别视距

如图 2 所示,当视点高为 1.2m,物高为 0.1m,视线与纵断面设计线相切时,视点距离汇流鼻的距离为 264m,该距离即为汇流鼻的最大识别视距。

参照《规范》对分流鼻的识别视距规定,可知该处最大识别视距大于 1.25 倍的主线停车视距 (262m),满足行车安全的需要。

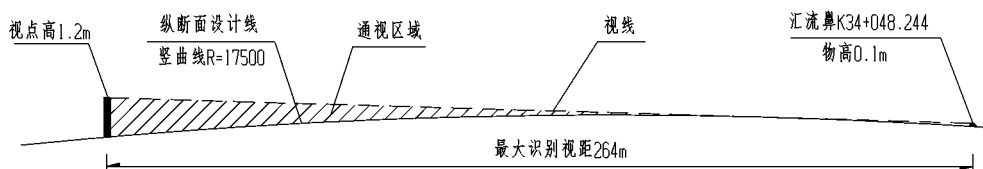
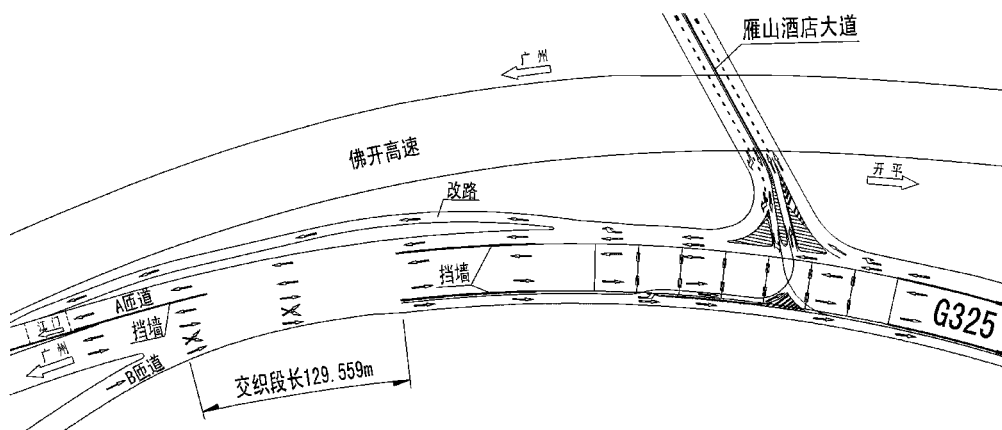


图 3 主线与 K 匝道汇流鼻处识别视距图

3.2 交织段长度不足解决方法

G325 与大雁山酒店大道转弯车辆的通行通过

设置平交完成,该平交需解决滨江大道、G325 以及去往大雁山酒店之间的车流转换,如图 4。



由于 A、B 匝道与 G325 接入点距离平交口太近,造成该路段存在交织段长度不足的问题,为

此,设计中采取了以下措施尽量减少该处的车辆冲突问题。

(1)在纵坡满足规范要求的前提下。对平面进行了优化,尽量拉大A、B匝道起、终点与大雁山酒店平交口的距离,增大交织长度,以利行车安全。

(2)优化交通组织设计,在G325与大雁山酒店大道交叉处,设置分离式跨线桥,以保证G325直行车辆通行顺畅,并适当加大雁山酒店跨线桥的设计纵坡,缩短跨线桥设计范围,增大了直行车辆与转弯车辆之间的交织长度,同时也缩短了桥长。

(3)A匝道起点与雁山酒店跨线桥之间的距离仅为122m,为行车安全,避免鹤山至江门方向车辆与雁山酒店至广州方向车辆产生交织,在G325国道与A匝道西侧增设一条雁山酒店北出口改路,将雁山酒店至广州方向的车辆在平交口处分流后下穿A匝道直接汇入G325,有效避免了交通冲突点。

(4)加强平交口渠化设计以及安全设施的设置,为来往车辆提供鲜明有效的指引和安全保障。

3.3 节约用地原则在立交设计中的体现

本项目沿线两侧经济发达,路网密集,工厂林立,征地、拆迁困难,建设用地和宅基地所占比例较大,用地补偿费用高。因此,尽量减少占地,是本项目建设的一个基本原则,也是贯彻落实“节约、和谐”设计新理念的一个重要体现。互通立交是一种占地规模较大的交通设施,尽量控制立交占地规模对整个项目而言具有重要的意义,在大雁山立交设计中采取了以下节约用地措施:

3.3.1 立交位置的选择

如图1所示,佛开高速、国道G325以及大雁山立交D匝道形成一个三角形区域,该区域被公路三面环绕,削弱了这块土地的使用性能,应尽量减小这块夹心地的大小,避免土地资源的浪费。佛开高速和G325是既有道路,位置已经确定,D匝道位置的选择将决定这块夹心地的大小,同时,D匝道的长度受收费站设置要求及余匝道纵坡的影响。因此,在满足规范要求的前提下,设计中将D匝道位置尽量向广州方向靠,缩短D匝道长度,在减小夹心地大小的同时,也减小了工程规模,并且缩短了江门通过佛开高速往返广州方向车辆的绕行距离。

3.3.2 匝道平纵指标的选用

互通立交匝道平纵指标大小的确定基本也就决定了该互通立交占地的多少、工程造价的高低。因此,在满足通行能力的前提下,匝道的平纵指标

不要选择太高,但在以往的互通立交的平纵设计中,往往为追求高指标或追求完美的平纵组合,结果只能使互通立交的规模加大,占地增加,造价增加。但是,也不能为了减少占地,降低造价,刻意过分降低匝道的平纵指标,这样会影响到行车安全。因此,合理应用匝道的平纵技术指标对互通立交设计至关重要。

立交内环匝道平面半径一般取值为60m,在用地紧张、立交规模受限的情况下,可将内环匝道半径减小为55m甚至50m,同时降低内环匝道设计速度确保行车安全。内环半径的减小是控制整个互通立交占地规模,给互通瘦身的一个有效的手段和途径。

大雁山立交E、I两个内环匝道的平面半径均为55m,相应的设计速度调整为35km/h。内环匝道半径的减小,不但减少了环圈包围的土地面积,也压缩了与之相连接的匝道规模,从而达到节约用地的目的。

3.3.3 紧凑布设匝道

初步设计阶段大雁山立交A、B匝道布设不尽合理,占地偏多,且匝道线形指标偏低,路线较迂回。施工图设计在初步设计基础上,对平面进行了优化,将A匝道原设计的连续S形曲线取消,以半径为750m的圆曲线连接滨江大道及G325国道。B匝道在线位布设时,尽量将匝道布置在紧靠G325主线的位置,以减少对黄宝坑村用地的征用和建筑物的拆迁。通过优化,立交匝道布设更加紧凑,有效减少了匝道与主线之间的夹心地面积。

4 结语

大雁山互通立交设计能较好地结合实际地形,合理运用技术指标,通过整合滨江大道与G325的交通流,简化了多路交叉关系,转向行驶方向简单明确,在满足交通功能的条件下,立交布置较为紧凑,达到节约占地的目的。该立交既受到扩建项目的现有条件制约,同时也具备新建工程的灵活性,其经验总结对其他互通立交的设计具有一定的借鉴意义。

参考文献:

[1] JTG B01-2003,公路工程技术标准[S].

[2] JTG D20-2006,公路路线设计规范[S].

[3] 广东省公路勘察规划设计院有限公司. 沈阳~海口国家高速公路谢边至三堡段改扩建工程施工图设计文件[R].

斜陡坡挡土墙地基的整体稳定性分析

曾昭宇

(广东省公路勘察规划设计院股份有限公司, 广州 510507)

摘 要: 斜陡坡上挡土墙地基的整体稳定性分析是挡土墙设计的重要内容和难点之一。本文通过大量试算,并结合土力学和数值分析原理,推导出了挡土墙基底的最不利滑面位置,并提出一种求解该滑面稳定系数的简化计算方法。经过实例验证,本文提供的方法计算量小,精度满足工程设计的要求。本文为挡土墙的设计理论研究提供了一些新的思路,可供行业内交流。

关键词: 斜陡坡;挡土墙地基;整体稳定性分析;土力学;数值分析

1 前言

挡土墙是岩土工程的主要组成部分之一,是山区基本建设中为保证山体和工程建筑物及运营安全运用最广泛的一种工程措施^[1]。山区地质地貌复杂多变,地表起伏大,形成了多样的边界条件,在山区斜陡坡上较为经济合理地进行挡土墙的地基设计是一个比较困难的过程,其中,如何对地基的整体稳定性作出准确的分析更是挡土墙地基设计的重要内容之一。

常规的边坡整体稳定性分析,通常是选定一种求解滑动面稳定系数的条分方法,如瑞典法、毕肖普法、简布法等,再假定若干个滑面,逐一进行稳定系数的计算,从中选出稳定系数最小的那个滑面作为最不利滑面^[2]。为避免出现稳定系数的局部极小值,往往要事先设定很大的滑面圆心坐标范围和半径范围进行全局搜索,计算量很大,即使是用电算分析,亦要花费不少时间来建

立模型和滑面搜索。有鉴于此,笔者在大量电算分析的基础上,根据挡墙底面所处的不同边界条件,推导出了挡土墙基底的最不利滑面位置,并提出一种求解该滑面稳定系数的简化计算方法。经过实例验证,本文提供的方法计算量小,精度满足工程设计的要求。本文为挡土墙的设计理论研究提供了一些新的思路,可供设计人员互相交流。

2 墙底面最不利滑面的几何参数

2.1 墙底面为均质粘性土的情形

根据土力学原理,在粘性土中,剪切滑裂面可近似假定为圆弧面。对于常规的刚性挡土墙,在均质粘性土倾斜地基中,最不利的圆弧滑面应通过墙踵^[2]。按照工程上的一般假定,挡土墙底竖向地基反力沿墙底宽度方向可视为线性分布,笔者经过大量的试算,发现此圆弧面近似存在以下变化规律(如图 1 所示):

$$\left. \begin{aligned} \alpha &\approx \max \left(\arctan \left(\frac{\sigma_{zi} \cdot B + \sigma_{z0} \cdot B}{2E_x} \right), 2\mu \right) - \mu + 0.5\omega - 0.5\phi \\ \beta &\approx \max \left(\arctan \left(\frac{\sigma_{z0} \cdot B}{E_x} \right), 2\mu \right) - \mu + 0.5\omega - 0.5\phi \end{aligned} \right\} (\sigma_{zi} < \sigma_{z0})$$

$$\alpha \approx \beta \approx \max \left(\arctan \left(\frac{\sigma_{zi} \cdot B + \sigma_{z0} \cdot B}{2E_x} \right), 2\mu \right) - \mu, (\sigma_{zi} \geq \sigma_{z0})$$
(1)

式(1)中: α 为过墙踵处的滑面切线与水平方向夹角; β 为过倾斜地面处的滑面切线与倾斜地面的交角; B 为墙底宽度(m); σ_{zi} 、 σ_{z0} 为墙趾、墙

踵处的竖向地基反力(kPa); E_x 为每米墙长墙底作用水平力(kN/m); ω 为倾斜地面水平倾角; ϕ 为地基土体的内摩擦角;而 μ 角按下式计算:

$$\mu = \frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \quad (2)$$

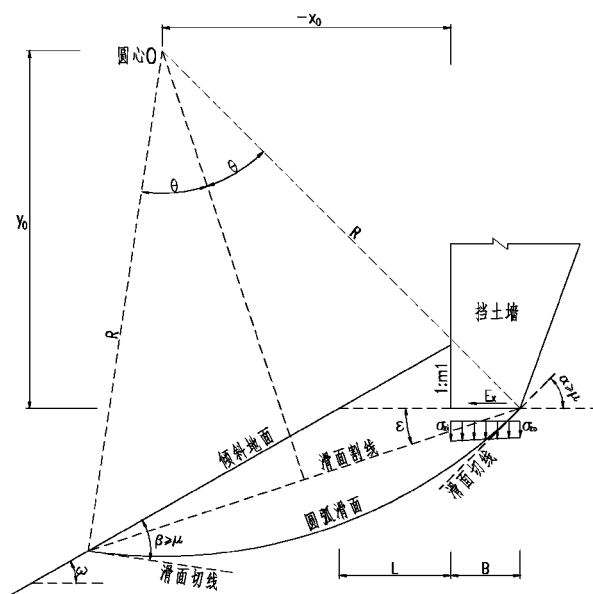


图1 墙底面为均质粘性土时的滑面示意图

根据图 1 和式(1),可以很容易得出滑面圆心角 2θ 的值,如下式所示:

$$\theta = \begin{cases} 0.5(\alpha + \beta - \omega), & (\sigma_{zi} < \sigma_{z0}) \\ \alpha - 0.5\omega, & (\sigma_{zi} \geq \sigma_{z0}) \end{cases} \quad (3)$$

根据图 1 所示,在滑面割线、倾斜地面线、过墙踵处的水平线三者围成的三角形中,由正弦定理,可得下述关系:

$$\frac{L+B}{\sin(\omega-\varepsilon)} = \frac{2R\sin\theta}{\sin(\pi-\omega)} \quad (4)$$

式(3)中, L 为墙趾前至斜坡面的水平襟边宽

度(m), R 为圆弧滑面半径(m), ε 为滑面割线与墙底面的夹角。联立式(1)、(3)、(4), 可得滑面半径 R 为:

$$R = \begin{cases} \frac{(L+B) \cdot \sin \omega}{2 \sin(\omega + \theta - \alpha) \cdot \sin \theta}, & (\sigma_{zi} < \theta_{z0}) \\ \frac{(L+B) \cdot \cos(0.5\omega)}{\sin \theta}, & (\sigma_{zi} \geq \theta_{z0}) \end{cases} \quad (5)$$

以墙趾为坐标原点,墙趾往墙踵的方向为 x 轴正向,竖直向上方向为 y 轴正向建立直角坐标系,根据图 1 所示,可得滑面圆心 O 点坐标(m)为:

$$\begin{cases} x_0 = B - R \cdot \sin \alpha \\ \gamma_0 = R \cdot \cos \alpha \end{cases} \quad (6)$$

式(3)、(5)、(6)就是均质粘性土体内的最不利滑面的几何参数。

2.2 墙底面有下卧基岩层的情形

当地基存在地质分层,挡墙底面持力层以下存在基岩面时,由于岩层的抗剪强度远大于表层土,使得地基中的最不利滑面只会发生在表层土中。对于这种情况,可以先按照表层土的力学参数,根据式(1)~(6)试算最不利滑面的半径 R 值,如果 R 值大于圆心到岩土分界面的距离,就表明地基土体中的剪应力发生重分布,使最不利滑面与岩土分界面相切;如果 R 值小于圆心到岩土分界面的距离,则该滑面就是最不利滑面。

可以判断,当滑面与岩土分界面相切时,最不利滑面将不经过墙踵,而会经过墙趾和墙踵之间的墙底面某一点,如图 2 所示:

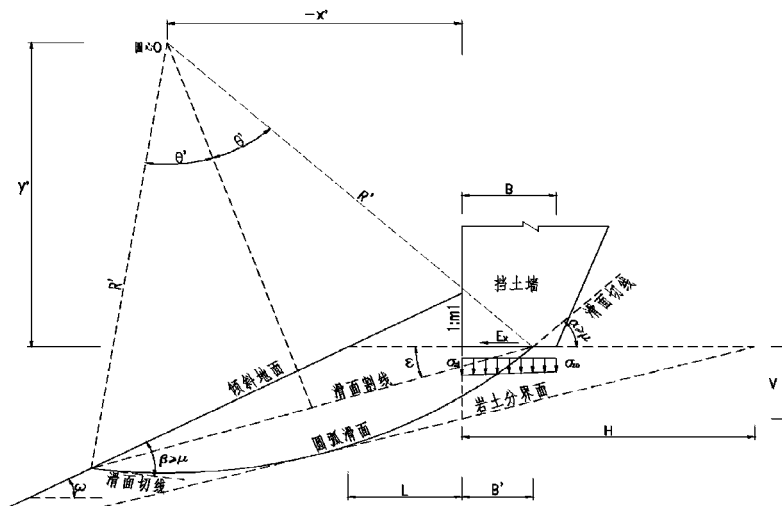


图2 墙底面有下卧基岩时的滑面示意图

如图 2 所示,设墙趾距岩土分界面的水平距离、竖向距离为 H 和 V ,则根据式(6)建立的直角坐标系,可以得到岩土分界面的方程为:

$$V \cdot x - H \cdot y - HV = 0 \quad (7)$$

按地基表层土的力学参数,根据式(1)~(6)计算得出滑面圆心 O 点坐标值(x_0, y_0),并将 O 点坐标联立式(7),可得出滑面圆心 O 点距岩土分

界面的距离 S 为:

$$S = \frac{HV - V \cdot x_0 + H \cdot y_0}{\sqrt{H^2 + V^2}} \quad (8)$$

当滑面与岩土分界面相切时,最不利滑面经过墙趾与墙踵间的某一点,该滑面也具有与式(1)类似的变化规律:

$$\left. \begin{aligned} \alpha &\approx \max \left(\arctan \left(\frac{\sigma_{zi} \cdot B + \sigma \cdot B}{2E_x} \right), 2\mu \right) - \mu + \frac{\omega - \phi}{2} \\ \beta &\approx \max \left(\arctan \left(\frac{\sigma \cdot B}{E_x} \right), 2\mu \right) - \mu + 0.5\omega - 0.5\phi \end{aligned} \right\} (\sigma_{zi} < \sigma_{z0}) \quad (9)$$

$$\alpha' \approx \beta' \approx \max \left(\arctan \left(\frac{\sigma_{zi} \cdot B + \sigma \cdot B}{2E_x} \right), 2\mu \right) - \mu \quad (\sigma_{zi} \geq \sigma_{z0})$$

式(9)中, α' 为过墙底面处的滑面切线与水平方向夹角; β' 为过倾斜地面处的滑面切线与倾斜地面的交角; σ 为滑面与挡墙底面交点处的竖向地基反力值(kPa),其它参数意义同前。根据线性分布假定, σ 可按式计算:

$$\sigma = \sigma_{zi} - (\sigma_{zi} - \sigma_{z0}) \cdot \frac{B'}{B} \quad (10)$$

式(10)中, B' 为滑面与挡墙底面交点距墙趾的距离(m)。由式(9)、(10)可看出,如果知道了

B' 值,就可以按照类似式(1)~(6)的步骤求解滑面几何参数。 B' 的近似值可用二次多项式拟合的办法确定,具体计算步骤如下:

步骤一:按表层土的力学参数,按式(1)~(6)的步骤计算出以下参数:

1)通过墙踵的假定滑面半径 R_1 和滑面圆心距岩土分界面距离 S_1 ,计算过程如式(11)、(12)所示:

$$\left. \begin{aligned} \alpha_1 &\approx \max \left(\arctan \left(\frac{\sigma_{zi} \cdot B + \sigma_{z0} \cdot B}{2E_x} \right), 2\mu \right) - \mu + \frac{\omega - \phi}{2} \\ \beta_1 &\approx \max \left(\arctan \left(\frac{\sigma_{z0} \cdot B}{E_x} \right), 2\mu \right) - \mu + \frac{\omega - \phi}{2} \end{aligned} \right\} (\sigma_{zi} < \sigma_{z0}) \quad (11)$$

$$\alpha_1 \approx \beta_1 \approx \max \left(\arctan \left(\frac{\sigma_{zi} \cdot B + \sigma_{z0} \cdot B}{2E_x} \right), 2\mu \right) - \mu \quad (\sigma_{zi} \geq \sigma_{z0})$$

$$\left. \begin{aligned} \theta_1 &= 0.5(\alpha_1 + \beta_1 - \omega) \\ R_1 &= \frac{(L+B) \cdot \sin \omega}{2 \sin(\omega + \theta_1 - \alpha_1) \cdot \sin \theta_1} \\ x_1 &= B - R_1 \cdot \sin \alpha_1 \\ y_1 &= R_1 \cdot \cos \alpha_1 \\ S_1 &= \frac{HV - V \cdot x_1 + H \cdot y_1}{\sqrt{H^2 + V^2}} \end{aligned} \right\} \quad (12)$$

2)通过墙趾的假定滑面半径 R_2 和滑面圆心距岩土分界面距离 S_2 ,计算过程如式(13)所示:

$$\left. \begin{aligned} \alpha_2 &= \beta_2 = \max \left(\arctan \left(\frac{\sigma_{zi} \cdot B}{Ex} \right), 2\mu \right) - \mu + \frac{\omega - \phi}{2}, (\sigma_{zi} < \sigma_{z0}) \\ \alpha_2 &= \beta_2 = \max \left(\arctan \left(\frac{\sigma_{zi} \cdot B}{Ex} \right), 2\mu \right) - \mu, (\sigma_{zi} < \sigma_{z0}) \\ \theta_2 &= \alpha_2 - 0.5\omega \\ R_2 &= \frac{L \cdot \cos(0.5\omega)}{\sin \theta_2} \\ x_2 &= -R_2 \cdot \sin \alpha_2 \\ y_2 &= R_2 \cdot \cos \alpha_2 \\ S_2 &= \frac{HV - V \cdot x_2 + H \cdot y_2}{\sqrt{H^2 + V^2}} \end{aligned} \right\} \quad (13)$$

3) 通过墙底面中点处的假定滑面半径 R_2 和滑面圆心距岩土分界面距离 S_2 , 计算过程如式(14)、(15)所示:

$$\left. \begin{aligned} \alpha_3 &\approx \max \left(\arctan \left(\frac{3\sigma_{zi} \cdot B + \sigma_{z0} \cdot B}{4Ex} \right), 2\mu \right) - \mu + \frac{\omega - \phi}{2} \\ \beta_3 &\approx \max \left(\arctan \left(\frac{\sigma_{zi} \cdot B + \sigma_{z0} \cdot B}{2Ex} \right), 2\mu \right) - \mu + \frac{\omega - \phi}{2} \end{aligned} \right\} (\sigma_{zi} < \sigma_{z0}) \quad (14)$$

$$\left. \begin{aligned} \alpha_3 &\approx \beta_3 \approx \max \left(\arctan \left(\frac{3\sigma_{zi} \cdot B + \sigma_{z0} \cdot B}{4Ex} \right), 2\mu \right) - \mu, (\sigma_{zi} \geq \sigma_{z0}) \\ \theta_3 &= 0.5(\alpha_3 + \beta - \omega) \\ R_3 &= \frac{(L + B/2) \cdot \sin \omega}{2 \sin(\omega + \theta_3 - \alpha_3) \cdot \sin \theta_3} \\ x_2 &= \frac{B}{2} - R_3 \cdot \sin \alpha_3 \\ y_3 &= R_3 \cdot \cos \alpha_3 \\ S_3 &= \frac{HV - V \cdot x_3 + H \cdot y_3}{\sqrt{H^2 + V^2}} \end{aligned} \right\} \quad (15)$$

式(11)~(15)中, α_i 为过墙底面处的滑面切线与水平方向夹角; β_i 过倾斜地面处的滑面切线与倾斜地面的交角; θ_i 为滑面圆心角(弧度)的一半、 R_i 为滑面半径(m)、 x_i , y_i 为滑面圆心 x 坐标

(m) 和 y 坐标(m)、 S_i 为滑面圆心距岩土分界面的距离(m), 其它参数意义同前。

步骤二: 以 $y = R_1 - S_1, R_2 - S_2, R_3 - S_3; x = B, 0, B/2$ 建立拟合二次多项式^[3]如下:

$$y = (R_1 - S_1) \frac{2x(x - B/2)}{B^2} + (R_2 - S_2) \frac{2(x - B)(x - B/2)}{B^2} - (R_3 - S_3) \frac{4(x - B)x}{B^2} \quad (16)$$

取式(16)两边等于零, 解得的 x 值即相当于式(10)中的 B 值, 将式(16)整理得:

$$\alpha_1 \cdot (B')^2 + \alpha_2 \cdot B' + \alpha_3 = 0 \quad (17)$$

式(17)中的各参数为:

$$\left. \begin{aligned} \alpha_1 &= (R_1 - S_1) + (R_2 - S_2) - 2(R_3 - S_3) \\ \alpha_2 &= -\frac{B}{2} \cdot (R_1 - S_1) - \frac{3B}{2} \cdot (R_2 - S_2) + 2B(R_3 - S_3) \\ \alpha_3 &= \frac{B^2}{2} \cdot (R_2 - S_2) \end{aligned} \right\} \quad (18)$$

可以判断, $R_1 - S_1 > 0, R_2 - S_2 < 0$, 则 $\alpha_1 \cdot B + \alpha_2 = \frac{B}{2} \cdot (R_1 - S_1) - B \cdot (R_2 - S_2) > 0$, 因此 α_1, α_2 不会同为负数, 根据这个结论, 将式(18)代入式(17), 解得 B 为:

$$B' = \frac{\sqrt{a_2^2 - 4a_1a_3} - a_2}{2a_1} \quad (19)$$

步骤三:将式(19)求得的 B' 值代入式(9)、(10)求得 σ 、 α' 、 β' ,再按式(20)计算出实际滑面的几何参数:

$$\left. \begin{aligned} \theta' &= 0.5(\alpha' + \beta' - \omega) \\ R' &= \frac{(L + B') \cdot \sin \omega}{2 \sin(\omega + \theta' - \alpha') \cdot \sin \theta'} \\ x' &= B' - R' \cdot \sin \alpha' \\ y' &= R' \cdot \cos \alpha' \end{aligned} \right\} \quad (20)$$

3 滑面的稳定系数 K 的计算

确定了滑面的几何参数后,就可以计算出滑面的稳定系数 K 值。首先要计算下滑力矩,可将滑面以上的土体分为重量为 $W_2, W_3, W_4 (kN/m)$ 的三块(如图 3 所示):

再推导出计算需要用到的一些参数:

滑面与倾斜地面的交点,该交点距墙底的距离 h 为:

$$h = \frac{L + B'}{\cot \varepsilon - \cot \omega} \quad (21)$$

墙趾埋入地基土体中的深度 h_2 为 (m_1 为墙面宽高比):

$$h_2 = \frac{L}{\cot \omega - m_1} \quad (22)$$

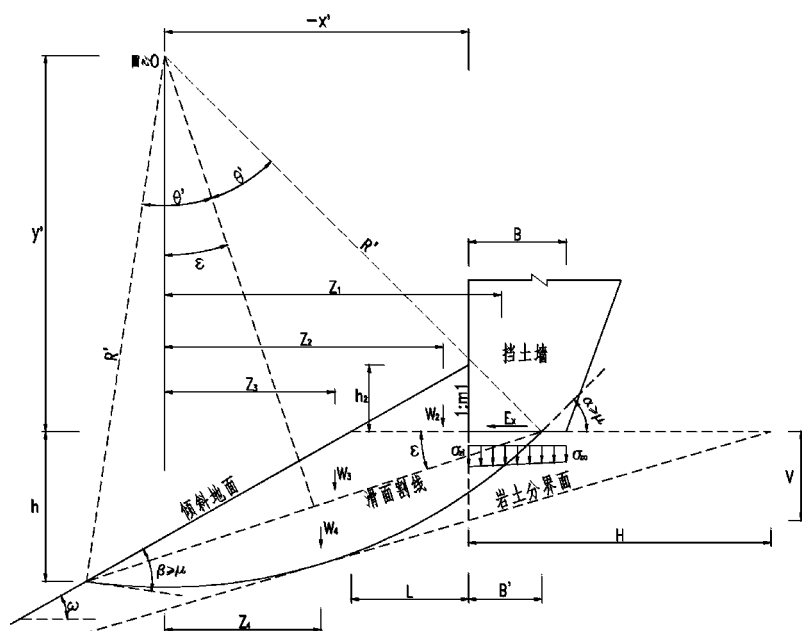


图3 滑面稳定系数计算示意图

根据墙底地基反力线性分布假定,则滑面范围内的挡墙底面竖向力 W_1 、滑面范围内的挡墙底面竖向力合力作用点距滑面圆心的水平距离 Z_1 、滑面范围内墙底合力对滑面圆心的力矩 M_1 为:

$$\left. \begin{aligned} W_1 &= \sigma_{zi} \cdot B' - \frac{B'^2}{2B} \cdot (\sigma_{zi} - \sigma_{x0}) \\ Z_1 &= \frac{B'^2}{6B} \cdot \frac{3\sigma_{zi} \cdot B - 2B' \cdot (\sigma_{zi} - \sigma_{x0})}{W_1} - x' \\ M_1 &= W_1 \cdot Z_1 + E_x \cdot y' \cdot \frac{B'}{R} \end{aligned} \right\} \quad (23)$$

墙趾前襟边宽度以上三角块土体的重量 W_2 、土体 W_2 重心距滑面圆心的水平距离 Z_2 、土体 W_2 对滑面圆心的力矩 M_2 为(式中 γ 为地基表层粘性土容重,单位 kN/m^3 ,下同):

$$\left. \begin{aligned} W_2 &= 0.5\gamma \cdot h_2 \cdot L \\ Z_2 &= -x' - \frac{L - h_2 \cdot m_1}{3} \\ M_2 &= W_2 \cdot Z_2 \end{aligned} \right\} \quad (24)$$

由墙趾前襟边线和墙底面线、滑面圆弧割线、

倾斜地面线围成的三角块土体的重量 W_3 (如图 3 所示)、土体 W_3 重心距滑面圆心的水平距离 Z_3 、土体 W_3 对滑面圆心的力矩 M_3 为:

$$\left. \begin{aligned} W_3 &= 0.5\gamma \cdot h \cdot (L + B') \\ Z_3 &= -x' - L + \frac{(L + B' - h \cdot \cot \omega)}{3} \\ M_3 &= W_3 \cdot Z_3 \end{aligned} \right\} \quad (25)$$

由滑面圆弧割线与滑面圆弧面围成的土体的重量 W_4 、土体 W_4 重心距滑面圆心的水平距离 Z_4 、土体 W_4 对滑面圆心的力矩 M_4 为(式中 θ' 单位为弧度):

$$\left. \begin{aligned} W_4 &= \gamma \cdot R'^2 \cdot (\theta' - 0.5 \sin 2\theta') \\ Z_4 &= -\frac{2 \sin^3 \theta'}{3(\theta' - 0.5 \sin 2\theta')} \cdot R' \cdot \sin \beta_1 \\ M_4 &= W_4 \cdot Z_4 \end{aligned} \right\} \quad (26)$$

$$\int_0^{2\theta'} b_0 \cdot \cos(\alpha' - \theta) d\theta + \frac{\tan \phi}{K_0} \int_0^{2\theta'} b_0 \cdot \sin(\alpha' - \theta) d\theta + R' \cdot c \cdot \int_0^{2\theta'} \sin(\alpha' - \theta) d\theta = \sum_{i=1}^4 W_i \quad (27)$$

对滑体水平力取平衡,按照前述假定,有下式关系:

$$-\int_0^{2\theta'} b_0 \cdot \sin(\alpha' - \theta) d\theta + \frac{\tan \phi}{K_0} \int_0^{2\theta'} b_0 \cdot \cos(\alpha' - \theta) d\theta = E_x \cdot \frac{B'}{B} \quad (28)$$

联立式(27)、(28),解得

$$\left. \begin{aligned} K_0 &= \frac{\left(d_1 \cdot \cos(\alpha' - \theta') - E_x \cdot \frac{B'}{B} \cdot \sin(\alpha' - \theta') \right) \cdot \tan \phi}{E_x \cdot \frac{B'}{B} \cdot \cos(\alpha' - \theta') + d_1 \cdot \sin(\alpha' - \theta')} \\ b_0 &= \frac{K_0}{2 \sin \theta'} \cdot \left(\frac{d_1}{K_0 \cdot \cos(\alpha' - \theta') + \sin(\alpha' - \theta') \cdot \tan \phi} \right) \\ d_1 &= \sum_{i=1}^4 W_i - 2R' \cdot c \cdot \sin(\alpha' - \theta') \cdot \sin \theta' \end{aligned} \right\} \quad (29)$$

由摩尔-库伦定律,可得滑面的稳定系数 K 的计算式为(c 为表层土体的内聚力):

$$K = \frac{R' \cdot \tan \phi \cdot \int_0^{2\theta'} b_0 d\theta + c \cdot R'^2 \cdot 2\theta'}{\sum_{i=1}^4 M_i} \quad (30)$$

4 实例计算

将式(29)的 b_0 值代入式(30)(相当于迭代一次),可解得稳定系数 K 。笔者经过大量试算表明,一次迭代的精度已能满足设计要求。

由于滑面上的实际应力分布非常复杂,为便于分析,本文对滑面上的应力采用简化函数进行数据拟合,通过数值分析的方法对滑面上的应力进行分析,本文的做法要点如下:

(1)假定滑面上任一点的法向压应力 f 均为常数 b ;

(2)假定在竖向荷载作用下,滑面上的粘聚力完全发挥;在水平荷载作用下,不考虑滑面上粘聚力的作用。

(3)采用迭代法计算。

对滑体竖向力取平衡,按照前述假定,有下式关系(K_0 为初始稳定系数值, b_0 为初始法向应力值, c 为表层粘性土粘聚力):

表 1 实例计算表

计算 项目	输入参数												本文 计算 K 值	理论 计算 K 值	相对 误差 (%)
	γ (kN/m ³)	Φ (°)	c (kPa)	σ_{ai} (kPa)	σ_{a0} (kPa)	E_x (kN/m)	B (m)	L (m)	ω (°)	ml	H (m)	V (m)			
算例 1	18	20	18	211.8	130	135	3.385	2	24	0			1.129	1.122	0.62
算例 2	18	20	18	130	211.8	135	3.385	2	24	0			1.089	1.081	0.73
算例 3	18	20	18	130	211.8	135	3.385	2	24	0	5.4	1.5	1.123	1.106	1.52
算例 4	19	28	24	211.8	130	135	3.385	2	24	0			1.590	1.587	0.22
算例 5	19	28	24	90	211.8	135	3.385	2	24	0			1.554	1.559	-0.34
算例 6	18	20	18	211.8	130	135	3.385	2	26.565	0			1.090	1.086	0.39
算例 7	18	20	18	130	211.8	135	3.385	2	26.565	0			1.057	1.052	0.51
算例 8	18	20	18	130	211.8	135	3.385	2	26.565	0	6.736	1.871	1.074	1.058	1.50
算例 9	18	20	18	211.8	130	135	3.385	2	26.565	0	6.736	1.871	1.074	1.081	-0.65
算例 10	19	28	24	211.8	130	135	3.385	2	26.565	0			1.533	1.541	-0.53
算例 11	19	28	24	90	211.8	135	3.385	2	26.565	0			1.510	1.520	-0.65

从上表可看出,以上算例用本文方法计算的相对误差在 2% 以内,精度可达到工程设计的要求。

4 结语

本文提出的挡土墙地基整体稳定系数计算方法,只需要输入地基土力学参数、地基几何参数、墙底反力参数即可求解,不需要像常规稳定计算那样,繁琐又费时地去验算大量滑面,大大提高了设计效率,并且其精度可达到工程设计的要求。

具体应用本文方法时,可通过常规的挡土墙设计步骤先求得墙底的竖向反力和水平反力,再代入前述步骤计算稳定系数。

参考文献:

- [1] 李海光等. 新型支挡结构设计工程实例[M]. 北京:人民交通出版社,2004.
- [2] 陈希哲. 土力学地基基础[M]. 北京:清华大学出版社.
- [3] 李庆扬,王能超,易大义. 数值分析[M]. 华中理工大学出版社.

某省道下沉隧道深基坑防护设计体会

丘 榮

(广东省公路勘察规划设计院股份有限公司, 广州 510507)

摘 要: 本文主要介绍了某省道下沉隧道深基坑防护设计的方案比选及对隧址处强风化、中风化岩土体的物理力学参数取值的计算方法,并通过深基坑施工监测数据与理论计算值进行了对比分析,为类似地质条件下深基坑防护设计提供了一定的参考、借鉴作用。

关键词: 下沉隧道; 深基坑; 防护; 岩土体; 力学; 参数

佛开高速公路陈山互通立交出口与省道 S272(江沙公路)平面交叉,省道 S272 为连接鹤山与江门及五邑地区的重要通道,为减小陈山立交平交口对江沙公路直行车辆的交通影响,结合佛开扩建陈山互通立交的改造,同步对本平交口进行立体化改造,根据设计评审方案本平交口立体化改造采用江沙公路主线双向四车道下沉式路基方案。

1 工程概况

该方案为在江沙公路双向采用双向四车道下沉式路基,其封闭段采用双孔刚架桥结构,让江沙公路的双向直行车辆与进出立交的左转弯

及右转弯车辆从立面上完全分离,在桥梁顶进行平面渠化处理,同时两侧均设置辅道,进出立交的车辆在桥梁顶平面转换后通过辅道驶离或并入江沙公路主线,完全消除出入立交的车辆对江沙公路直行车辆的交通干扰,本项目主线设计线及纵坡拟合原江沙公路线位,结合江沙公路的改造计划,采用一级公路标准,设计速度 80km/h。平交改造范围 SK0 + 185 ~ SK0 + 835,全长 650m。进出口均设置渐变段 85m,下沉式路基采用双向四车道,断面宽度 20.3m,其中封闭段 65m,敞开段 415m。从沙坪往江门方向 SK0 + 270 ~ SK0 + 552.5 路段设置双车道辅助车道,其余路段均设置单车道辅助车道。



图 1 工程效果图

2 下沉式路基段地质情况

2.1 地形地貌

下沉式路基往江门方向左侧为高速立交出

口及房屋建筑,右侧以厂房、饭店、加油站等建筑为主,地面高程约 10.1 ~ 13.5m。SK0 + 538 右 26m 处有一自流泉,名为蟹眼泉,泉眼孔径约

4.5cm, 流量大约为 $17.3\text{m}^3/\text{d}$ 。

2.2 地层岩性

据钻孔揭露, 隧址区岩土层主要由第四系覆盖层及基底岩层组成, 覆盖层厚度较小, 主要由路堤填土、素填土、耕植土和粉质粘土组成; 基底由上部白垩系泥质粉砂岩、粉砂岩、砂岩、砾岩和燕山二期花岗岩组成, 二者呈侵入接触关系, 岩

性变化大, 风化不均匀, 风化层厚度变化大。基坑开挖范围土层主要是可塑~硬塑粉质粘土、强风化层及中风化层, 土层为弱透土层, 土的渗透性很小, 且强风化层面埋深较浅, 强风化层一般在地面以下 $1.0\sim 5.0\text{m}$ 范围揭露, 一般 $5\sim 8\text{m}$ 就进入中风化~微风化岩层。

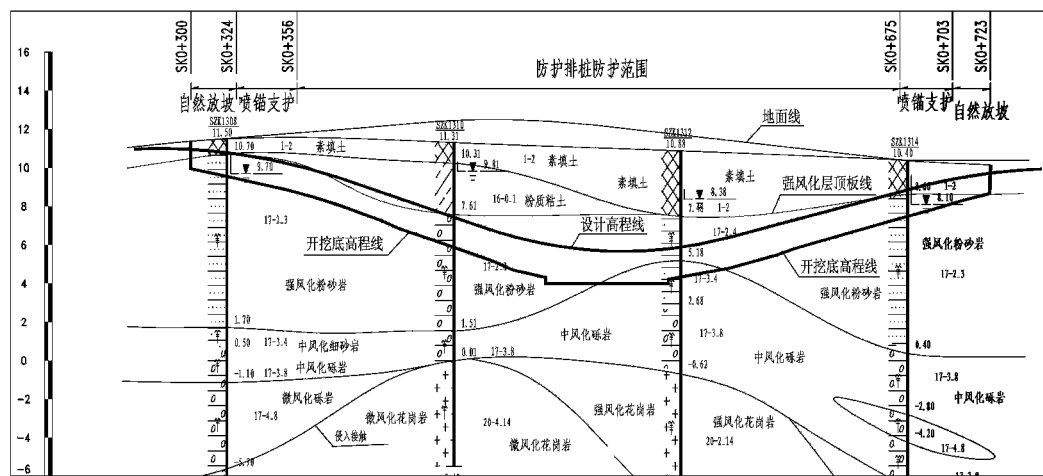


图 2 下沉隧道隧址处地质纵断面图

3 基坑开挖深度及防护方案比选

3.1 基坑开挖深度情况

下沉式路基基坑平面上呈长条形, 基坑侧壁长度为 (路线左右两侧) 960m , 下沉式路基开挖深度为 $3\sim 8.4\text{m}$, 基坑开挖最深处为雨水泵房位置, 开挖深度为 14.15m 。

3.2 基坑开挖防护方案

鉴于该省道路交通量很大且周边无可替代的分流路网, 不能封闭道路中断交通进行基坑开挖施工, 因此本下沉式隧道深基坑开挖只能采取边通车、边施工的交通组织模式, 从而设计采取何种基坑开挖防护方案对确保施工期间基坑开挖施工及基坑外交通运营的“双安全”尤其显得重要。通过对下沉隧道隧址处地质条件进行分析, 设计选取了放坡喷锚支护+挡墙和连续排桩+挡墙防护两种方案进行比较论证:

(1) 放坡喷锚支护+挡墙方案: 支护措施: 基坑开挖深度 $H < 2\text{m}$, 采用 $1:0.5$ 开挖放坡到底, 不加支护; H 在 $2\sim 3\text{m}$, 采用 $1:0.5$ 开挖放坡到底, 表面喷砂支护; H 在 $3\sim 8.4\text{m}$, 采用 $1:0.5$ 开挖放坡到底, 表面喷砂支护, 打设锚杆, 锚杆 $2\sim 5$ 层, 锚杆纵向间距 2m ; 支挡结构: 开挖深度 $< 5\text{m}$ 的敞开段采用重力式挡土墙, 开挖深度 $\geq 5\text{m}$ 的敞开段采用衡重式挡土墙。

(2) 连续排桩+挡墙方案: 支护措施: 基坑开挖深度 $H \geq 3\text{m}$ 的路段采用 $\phi 120\text{cm}$ 间距 1.2m 的连续人工挖孔桩防护方案, 开挖深度 $H < 3\text{m}$ 的路段仍采用喷锚支护防护方案; 支挡结构: 开挖深度 $\geq 3\text{m}$ 的敞开段采用防护桩直接作支挡结构, 开挖深度 $< 3\text{m}$ 的敞开段采用重力式挡土墙。

经计算分析及工程量对比, 方案比较如表 1 所示。

表 1 基坑防护方案对比表

方案比较	工程费用 (万元)	安全防护 措施(万元)	施工难 易程度	对周边建筑物 的影响	对交通 影响情况	施工及交通 运营安全保障	施工 工期	综合 比较
排桩支护 + 挡土墙	1310	100	工艺成熟、简单	无影响	较小	先防护后开挖施工及交 通运营安全有保障	12	推荐
放坡喷锚支 护 + 挡土墙	923	200	施工要求较高	有一定的影 响及风险	较大	先开挖后防护施工及交 通运营安全有一定风险	15	比较

根据方案比选结论,本下沉隧道基坑防护方案采用排桩支护 + 挡墙方案,由于省道两侧有大量建筑物防护排桩采用 $\phi 120\text{cm}$ 人工挖孔桩,桩距

为 1.2m,桩长为 6.3 ~ 12.8m 路左右幅合计共设 460 根,合计桩长 4168m。

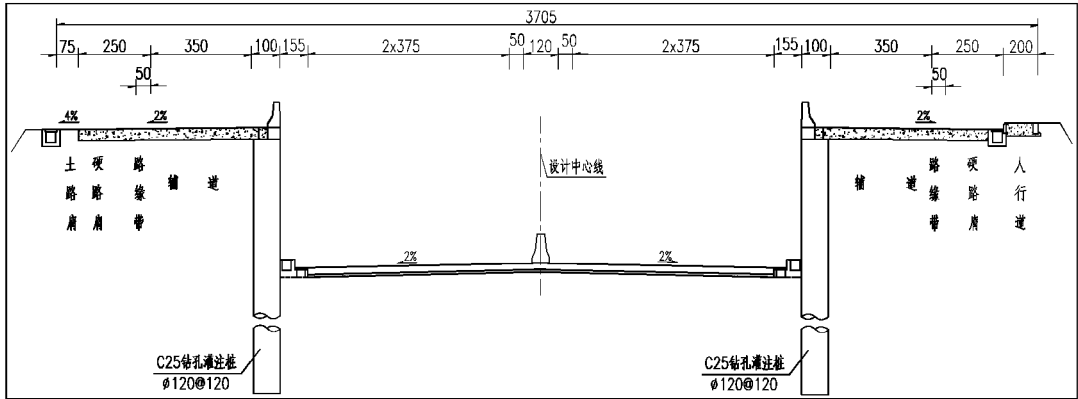


图 3 路标准横断面图

4 防护排桩支护设计

4.1 防护排桩设计计算参数取值

- (1) 基坑侧壁安全等级为一级,相应基坑侧壁重要性系数 $\gamma_0 = 1.1$;
- (2) 边坡整体稳定安全系数要求不小于 1.30;

- (3) 辅道汽车荷载等代为 1m 土柱高,简化超载计算取值为 19kPa,按双车道 7m 宽布置;
- (4) 施工阶段基坑最大变形控制在 20mm 以内;
- (5) 各层岩土体关键计算参数取值如表 2。

表 2 各层岩土体关键计算参数取值

地层代号	岩土名称	容重 $\gamma/(\text{kN}/\text{m}^3)$	内聚力 C/kPa	内摩擦角 $\varphi/(\text{°})$	基坑底位移估值 Δ/mm	m, C_0 值/ (MN/m^4)
1-2、16-0_1	杂填土	18.0	10	15	1	40
17-2_3	强风化砾岩	21.0	80	22	1	150
17-3_4	中风化砾岩	21.5	300	35	1	500

其中, m 为非岩石地基水平向抗力系数的比例系数 $m = \frac{1}{\Delta}(0.2\varphi^2 - \varphi + c)$, C_0 为岩石地基抗力系数,由于土工试验比较容易得到土体的特征参数 C, φ 值,根据上述经验公式计算可以间接得到 m 值;而岩石地基的 c, φ 值及 C_0 却鲜见于地质报

告或一般的文献资料中,比较难以确定,但岩石单轴抗压强度是常规的实验,数据很容易获得,因此可以根据单轴抗压指标通过摩尔 - 库伦强度理论来反算 c, φ 值的,该公式虽然是三轴的,但是对于单轴抗压,则最小主应力为 0,因此该公式变换为:单轴抗压强度 $= 2c \times \text{tg}(45 + \varphi/2)$,这样就可以通

过假定 φ 值来反算 c 值了。但是需注意,反算的 c 值是岩石的而不是岩土体的,还需根据地区经验对该岩石的 c 值进行折减作为该岩土体的 c 值,折减系数可取 0.2 ~ 0.25,然后再与《工程岩体分级标准》(GB-50218-94)附录 C 表 20 对应的岩体级别进行对照校核,或者再根据上述 m 值的经验计算公式计算得出岩石 C_0 后与《公路桥涵地基与基础设计规范》(JTG D63-2007)附录 P 表 P.0.2-2 中的岩石地基抗力系数进行比照,当通过两种方法计算得出的岩土体的参数较为接近时即可采用进行岩土力学计算。

4.2 计算模式及最不利工况的确定

采用北京理正软件设计研究院开发的理正深基坑支护结构设计软件(F-SPW V6.0 版)对不同基坑深度按 0.5m 分级分别进行计算,并选取基坑开挖最不利状态即基坑开挖到路槽顶面时防护排桩悬臂长度最大的工况进行计算,主动土压力采

用朗肯土压力计算,除砂层采用水土压力分算外,其余按水土压力合算考虑。

4.3 防护排桩嵌固深度及桩顶水平位移值

根据《建筑基坑支护技术规程》(JGJ120-99),悬臂式支护结构嵌固深度计算方法确定防护排桩嵌固深度设计值 h_d ,并满足悬臂式支护结构嵌固深度一般最小值 $h_d \geq 0.3h$ (h 为悬臂端长度),同时满足悬臂端水平位移不应超过悬臂长度的 1/300。

4.4 防护排桩设计情况

4.4.1 桩基内力计算及配筋

本文仅以基坑开挖深度 7m 的情况进行论述,根据计算结果,防护排桩桩顶最大位移为 8.3mm,桩身最大弯矩为 435kN·m,最大剪力为 230kN,详见桩基内力图。

防护排桩桩径 1.2m,桩距 1.2m,桩基通长配置 14 ϕ 25mm 主筋,箍筋采用 ϕ 8mm@15cm。

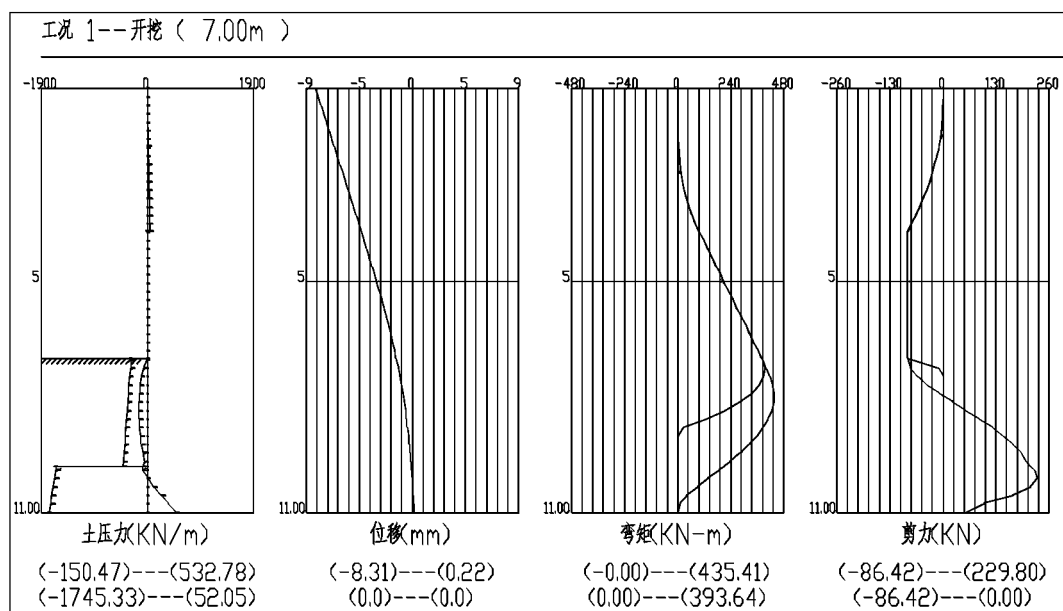


图 4 桩基位移及内力图

4.4.2 抗倾覆验算

$$\text{抗倾覆系数: } K_s = \frac{M_p}{M_a} = \frac{3096.01 + 0}{605.53} = 5.11 >$$

1.2, 满足要求。

M_p —被动土压力及支点力对桩底的抗倾覆弯矩;

M_a —主动土压力对桩底的倾覆弯矩。

4.5 防护排桩施工监测情况

4.5.1 基坑监测设计

根据《建筑基坑支护技术规程》(JGJ 120-99)规定,基坑支护工程是一种风险性大的系统工程,应遵循动态设计、信息化施工的规定,确保基坑本身及周边环境的安全,本项目要求进行的监测项目及警戒值如下:①位移:围护结构最大水平

位移 20mm,防护排桩安全等级为一级的基坑范围警戒值为 10mm,每天发展不超过 3mm;其余警戒值为 20mm,每天发展不超过 3mm;②基坑周边地面沉降:控制值取 50mm,预警值 40mm,每天发展

不超过 5mm;③基坑外水位:采用桩+喷锚支护结构时基坑开挖引起坑外水位下降不得超过 2m,每天发展不得超过 0.5m。

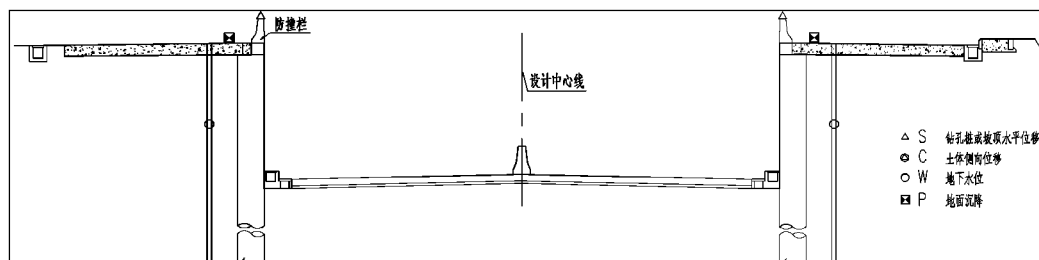


图5 监测断面示意图

4.5.2 基坑监测结论

本工程目前已完成蓄水泵房及全部防护排桩施工,土方开挖也已完成 80%,目前施工正常,根据监测月报可以看出:①现阶段监测的重点为蓄水泵房 SK0+514~SK0+525.9 左侧,该路段开挖最大深度约为 14.15m,其余路段开挖深度较小。近期观测数据显示:各观测指标均未超过设计限定的控制标准。②开挖基坑左幅蓄水泵房 SK0+510~SK0+530 段,左幅 SK0+500 地表处累计侧向位移最大为 4.54mm,位移速率为 0.32mm/d;各测斜曲线较为平直,变化幅度较小;水位最大变幅为 15cm/d,累计最大沉降量为 1.77mm,各观测指标未出现明显增大或异常变化。

5 主要结论

(1)目前本工程深基坑防护、开挖基本完成,从施工期间连续的监测数据分析,施工期间在最不利工况下,防护排桩桩顶最大位移约为 5mm,与理论计算值 8.3mm 较为契合,实践证明本工程所取用的岩土体的力学计算参数较为合理,同时也说明本文采用关于岩土体力学参数的计算方法基本合理、可行,对相同或相近地质条件下

的深基坑开挖防护有一定的参考、借鉴作用。

(2)从监测数据分析,本工程采用防护排桩先防护、后开挖方案基本合理,工程建设对周边地面沉降及地下水位影响很小,整个施工期间地下水位最大变幅为 15cm/d,地面沉降累计最大值为 2mm,因此本方案在相同工程类似地质条件下具有保水、地面沉降小等显著优点。

(3)本下沉式隧道深基坑防护、开挖方案确保了施工期间维持省道双向交通的畅通,对地面交通影响较小,本方案对类似工程条件下下沉隧道的施工及交通保畅通间提供了可供借鉴的模式。

参考文献:

- [1] 广东省公路勘察规划设计院股份有限公司. 陈山互通立交出口与江沙公路立面交叉工程两阶段施工图变更设计[R]. 2011.
- [2] JTG D63-2007, 公路桥涵地基与基础设计规范[S].
- [3] GB-50218-94, 工程岩体分级标准[S].
- [4] JGJ120-99, 建筑基坑支护技术规程[S].
- [5] 刘成宇, 土力学[M]. 第二版. 成都:中国铁道出版社,1990.
- [6] 河海大学. 佛开高速公路扩建工程陈山互通下沉式路基基坑监测阶段报告.

大广高速公路上坪隧道围岩的岩爆分析

甘林灿

(广东省公路勘察规划设计院股份有限公司, 广州 510507)

摘 要: 为避免上坪隧道深埋区存在的高地应力可能引起脆性围岩产生岩爆, 本文通过对地应力的定性判定、水压致裂法的实测结果, 并利用侯发亮及巴顿等人提出的发生岩爆的地应力临界条件进行综合对比分析, 得出了上坪隧道局部会产生岩爆的结论。

关键词: 深埋隧道; 地应力; 岩爆

深埋隧道围岩中的高地应力可能引起脆性围岩产生岩爆, 而造成开挖工作面破坏、设备损坏或人员伤亡。本文运用定性分析结合定量计算, 探讨了上坪隧道发生岩爆的可能性。

1 工程概况

上坪隧道为大庆至广州高速公路粤境连平至从化段 D1 合同段最长的隧道, 位于广东省连平县境内。隧道穿越九连山支脉, 地貌类型属中低山地貌, 山体植被茂密, 隧址区地面标高 320.0 ~ 706.8m。隧道为分离式, 左线隧道起迄里程 ZK17 + 403 ~ ZK20 + 890, 长 3487m, 右线隧道起迄里程 YK17 + 399 ~ YK20 + 977, 长 3578m。隧道最大埋深 365.1m。隧道走向北西向。属公路深埋特长隧道。

2 工程地质条件

2.1 地层岩性

根据钻探、调绘资料, 隧道深埋段的地层岩性主要为侏罗系吉岭湾组火山角砾岩, 下伏为白垩系丹霞组砾岩、砂岩等, 底部为石炭系测水组灰岩, 北西侧为寒武系高滩组变质砂岩, 呈平行不整合与灰岩接触。经过加里东运动后, 寒武系高滩组变质砂岩上部覆盖了石炭系测水组地层, 在海西运动后发生了局部倒转并剥蚀, 在印支运动后地壳抬升剥蚀后, 石炭系测水组地层接受了白垩系地层的沉积(不整合), 最后受喜山期运动的火

山喷发作用, 在下白垩系地层上部接受了火山喷发堆积的火山角砾岩, 形成了第三系火山岩顶盖。

2.2 地质构造

隧道深埋段以外的北西侧山沟发育推测 F9 断裂, 经过路线 K19 + 800 附近, 顺沟谷发育, 控制地貌, 断裂走向北东, 在断裂带上地层岩石硅化强烈, 并有揉皱、挠曲, 岩石较破碎。断层破碎带宽度不大, 规模较小。

2.3 水文地质

深埋段地下水类型以基岩裂隙水为主, 主要赋存于开放性的节理、裂隙中, 分布极不均匀, 含水量小。此外不排除下伏灰岩有溶蚀裂隙水或岩溶水存在的可能。地下水以大气降水入渗、溪流及侧向迳流方式接受补给, 以蒸发、下降泉、侧向迳流方式排泄。

3 地应力判定

3.1 定性判定

初勘阶段未进行隧道深孔勘探及地应力测试, 根据弹性理论进行高地应力的初步判定。判别模型如下:

(1) 垂直向主应力按上覆岩体的重力计算, $\sigma_v = \gamma H$, 围岩重度 γ 取 26.5 kN/m^3 ;

(2) 围岩侧压系数 $\lambda_1 = S_{H_{\max}} / S_v$ 取经验值 1.2;

(3) 根据隧道埋深 H 处垂直向主应力 σ_v , 围岩侧压系数 λ_1 , 计算得深度 H 处最大水平应力

$\sigma_{\max} = \lambda_1 \times \sigma_v$

(4)隧道开挖影响范围段微风化灰岩单轴饱和抗压强度 48.9~94.8MPa,标准值为 $R_c = 62.4$ MPa,属于硬质岩,按公路隧道设计规范计算得 $R_c/\sigma_{\max}$,当 $R_c/\sigma_{\max} < 4$ 属于极高应力,常会发生岩爆; $R_c/\sigma_{\max}$ 在 4~7 之间属于高应力,可能会发生岩爆; $R_c/\sigma_{\max} > 7$ 时将无岩爆发生。

判别结果:当埋深 H 为 280.3m~365.1(最大埋深)时, $R_c/\sigma_{\max} = 5.4 \sim 7.0$,埋深 280.3m 为低应力与高应力的临界深度,埋深小于 280.3m 为低应力区,埋深大于 280.3m 为高应力区。

根据计算结果初步得出围岩高地应力区的范

围,该范围围岩存在应力集中现象,有岩爆发生的可能;但由于洞身裂隙较为发育,另外山体沟谷溪流发育,推测底部基岩节理裂隙带存在较为丰富的地下水,产生弹跳性岩爆的可能性较小。

3.2 水压致裂法判定

详勘阶段,结合洞身 XSZK12 号钻孔进行了地应力测试。XSZK12 号钻孔孔口标高为 639.20m,该位置路面设计标高为 328.53m,两者高差为 310.7m,故隧道开挖影响围岩范围主要在孔深 285~315m 之间,取该影响范围内的 295.24~296.04m 测试段及 304.90~305.70m 测试段进行分析,取得的试验成果如表 1 所示。

表 1 上坪隧道 XSZK12 号钻孔地应力测试成果表

序 号	测段深 度/m	压裂参数/MPa						主应力值/MPa			破裂 方向 / (°)	主应力方向 优势方位 / (°)	主应力方向 与路线夹角 (°)	计算孔壁最大 切应力值/MPa $\sigma_{\theta\max}$
		P_b	P_r	P_s	P_H	P_0	T	S_H	S_h	S_v				
1	295.24 ~296.04	11.39	6.39	6.39	2.89	1.3	5	11.48	6.39	7.66	N52 E	N55 E	14°	16.29
2	304.90 ~305.70	11.49	7.49	6.99	2.99	1.39	3.5	12.09	6.99	7.91	N68 E	N55 E	14°	16.47

注: P_b 岩石原位破裂压力; P_r 破裂重张压力; P_s 瞬时闭合压力; P_H 试段深度上的水柱压力;
 P_0 试段深度上的孔隙压力; T 岩石抗拉强度; S_H 最大水平主应力; S_h 最小水平主应力;
 S_v 用上覆岩层(重度 26.5kN/m³)重量估算的垂直应力;孔深为 317.40m,测试时静水位约为 163.0m。

4 岩爆分析

目前隧道工程常用的两种岩爆判据方法,多以应力分析为基础,结合大量工程经验,归纳出围岩应力与岩石单轴抗压强度的关系,即发生岩爆的临界判据。

4.1 侯发亮教授等提出的临界判据:

侯教授等人在前人研究的基础上,提出了发生岩爆的洞壁切向临界应力与岩石单轴抗压强度的关系式:

$\sigma_{\text{ler}} \geq (0.188 \sim 0.402) \sigma_c$

其中, σ_{ler} 为发生岩爆的围岩切向临界应力, c 为围岩的单轴抗压强度,式中括号内的系数值需

要根据围岩应力的组合状态而定,即取决于隧洞轴线截面内的最小与最大主应力值 σ_3 、 σ_1 之比。 σ_3/σ_1 在不同围岩应力状态下发生岩爆的临界应力 σ_{ler} 公式为:

- A 状态 $\sigma_3/\sigma_1 = 0.00$, $\sigma_{\text{ler}} = 0.188\sigma_c$
- B 状态 $\sigma_3/\sigma_1 = 0.25$, $\sigma_{\text{ler}} = 0.294\sigma_c$;
- C 状态 $\sigma_3/\sigma_1 = 0.50$, $\sigma_{\text{ler}} = 0.360\sigma_c$;
- D 状态 $\sigma_3/\sigma_1 = 0.75$, $\sigma_{\text{ler}} = 0.383\sigma_c$;
- E 状态 $\sigma_3/\sigma_1 = 1.00$, $\sigma_{\text{ler}} = 0.402\sigma_c$;

由以上判断依据,根据测试成果获取的 S_H 、 S_v 及 S_h 值($S_H > S_v > S_h$),可计算出隧道开挖影响范围段岩体发生岩爆的临界应力,如表 2 所示。

表 2 发生岩爆的临界应力判别表

序号	测段深度/m	主应力值/MPa			σ_1 取值 /MPa	σ_3 取值 /MPa	σ_3/σ_1	对应 状态	σ_c /MPa	σ_{lcr}
		S_H	S_h	S_v						
1	295.24 ~ 296.04	11.48	6.39	7.66	11.48	6.39	0.56	C	48.90 ~ 94.80	17.60 ~ 34.13
2	304.90 ~ 305.70	12.09	6.99	7.91	12.09	6.99	0.58	C		

注:岩样单轴饱和抗压强度 σ_c 取试验段附近的灰岩强度,范围为 48.90 ~ 94.80MPa。

由以上判别表可知,发生岩爆的临界应力 $\sigma_{lcr} = 17.60 \sim 34.13\text{MPa}$,经分析计算得知该段围岩开挖孔壁上的最大切向应力 $\sigma_{\theta\max} = 16.29 \sim 16.47\text{MPa}$ 。两者比较孔壁上围岩的最大切向应力均小于发生岩爆的临界应力,故 XSZK12 孔区开挖围岩不存在岩爆发生的可能。

4.2 切向应力准则:

切向应力准则首先由挪威学者巴顿提出,并经过演化改进。该准则将围岩的切向应力 σ_θ 与岩石的抗压强度 σ_c 之比作为判断有无岩爆及发生岩爆等级划分的原则。有关研究表明:

$\sigma_\theta/\sigma_c 0.3$	无岩爆活动
σ_θ/σ_c 介于 0.3 ~ 0.5 间	轻微岩爆
σ_θ/σ_c 介于 0.5 ~ 0.7 间	中等岩爆
$\sigma_\theta/\sigma_c 0.7$	强烈岩爆

根据地应力测试计算出的该段围岩开挖孔壁上的最大切向应力 $\sigma_{\theta\max} = 16.29 \sim 16.47\text{MPa}$,隧道开挖影响范围段微风化灰岩单轴饱和抗压强度 $\sigma_c = 48.9 \sim 94.8\text{MPa}$,计算结果 $\sigma_\theta/\sigma_c = 0.17 \sim 0.34$,按发生岩爆的临界条件判断,XSZK12 孔区开挖的局部围岩存在轻微岩爆发生的可能。

4.3 根据线性回归公式对最大埋深处洞体开挖岩爆的预测

根据最大主应力、最小主应力及水平主应力在钻孔深度上增加而逐渐增大的规律,推算出主应力随深度分布的线性回归计算公式为:最大主应力 $S_H = 0.037H + 0.65$;最小主应力 $S_h = 0.025H - 0.68$;垂直应力 $S_v = 0.026H$ 。

由此可计算出最大埋深 365.1m 处 $\sigma_{\theta\max} = 19.70\text{MPa}$, $\sigma_{lcr} = 18.1 \sim 35.1\text{MPa}$, $\sigma_{\theta\max} > \sigma_{lcr\min}$,围岩会局部产生岩爆,又 $\sigma_{\theta\max}/\sigma_c = 0.2 \sim 0.4$,岩爆级别介于不发生 ~ 轻微之间。

4.4 定性与定量分析结果的差异性分析

根据初步判定,埋深大于 280.3m 为高应力区,该范围围岩有岩爆发生的可能,但产生弹性岩爆的可能性较小;而根据地应力测试计算结果,岩爆局部发生,造成这种推测与实测分析结果差异的原因为:

(1) 高应力围岩区的地层进行了加里东运动、印支运动及喜山期运动后,才形成了山体较为复杂的地质情况,此外还受到 F8 断裂的影响,故初勘阶段推测山体围岩节理较发育,围岩完整性较差;但实际上,根据详勘 XSZK12 钻孔揭示的结果,底部 260.4 ~ 317.4m 微风化灰岩节理裂隙虽然较发育,但均以隐裂隙为主,大部分见有方解石细脉或钙铁质胶结,岩体呈厚层状构造,岩芯一般呈 30 ~ 50cm,部分长达 120cm,完整性较好。

(2) 底部微风化灰岩完整性较好,岩溶不发育,岩层渗透系数极低,且岩芯未见局部裂隙发育带,不存在裂隙水沿裂隙发育带富存的情况。勘察期间,钻孔 XSZK12 的静水水位埋深约为 163.0m,水位标高 476.2m,位于白垩系强 ~ 中风化砂岩与底部石炭系微风化灰岩的不整合接触带之间,进一步佐证了微风化灰岩的不透水性。

5 结论与建议

(1) 目前对于岩爆的众多研究中存在许多理

论判别岩爆条件,每种理论与判别方法都是侧重于岩爆的某方面条件而提出的。通过本文运用的两种分析方法,按对工程最不利的可能性进行判别,可得出结论:高应力区的围岩,岩爆局部发生,发生的级别为轻微。

(2)岩爆的发生原因较复杂,和岩石的结构、构造、完整性、赋水性紧密相关。初勘定性判别在没有进行地应力测试的情况下,对构造、节理裂隙及地下水的分析与详勘钻探、地应力测试的实际结果有一定出入。故在条件允许的情况下,深埋特长隧道应开展地应力测试,以获取较为准确的原始围岩应力状态的数据。

(3)由于隧道长,各路段的地质情况也存在差异性,隧道上覆地形地貌起伏较大的地段、坡角部位有可能存在应力集中,对于断裂带、裂隙发育的路段,存在断面收敛变形以致片帮或冒顶

的可能,建议在开挖隧道过程中采取相应的预防措施。

参考文献:

[1] 广东省公路勘察规划设计院股份有限公司. 大庆至广州高速公路粤境连平至从化段 D1 合同段施工图设计阶段工程地质勘察报告(第 S4 合同段)[R]. 广州, 2011.

[2] 中国地震局地壳应力研究所. 大庆至广州高速公路粤境连平至从化段上坪隧道 XSZK12 孔水压致裂法地应力专项测试报告[R]. 2011.

[3] JTG D70-2004, 公路隧道设计规范[S].

[4] JTG/T D70-2010, 公路隧道设计细则[S].

[5] 郭啟良等. 地下洞室围岩应力状态及相关参数测量结果的分析与评价[J]. 岩石力学与工程学报, 2007: 26.

[6] 侯发亮等. 复杂岩石的建筑物国际学术讨论文集[C]. 1986.

东岭隧道塌方处理措施

金 烨

(广东省公路勘察规划设计院股份有限公司, 广州 510507)

摘 要: 塌方在隧道工程施工中时有发生, 本文通过对东岭隧道塌方事故原因分析提出预防塌方的控制措施, 并详细阐述了本次塌方事故的经过及处理措施, 介绍了塌方处理的一些经验和体会, 为类似塌方事故的处理提供参考。

关键词: 塌方; 分析; 预防; 措施

1 工程概况

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

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

松散层孔隙水和岩浆岩裂隙水。

2 塌方发生过程

2013 年 10 月 1 日上午 9 时 30 分, 掌子面从右洞 K110 + 845.2 开挖至 K110 + 846.4, 至约 9 时 40 分正在进行出碴作业时拱顶破碎围岩突然坍塌, 塌方持续至 10 时拱顶形成塌穴, 塌穴纵向长约 3.6m, 横向宽约 10m, 最大高度约 6m。塌方造成已施作的超前钢插管大部分被砸弯掉落, 已完成初支的两榀钢架损坏 (里程桩号 K110 + 844.0 和 K110 + 845.2), K110 + 842.8 处的一榀钢拱架轻微扭曲变形。塌方现场及初支破坏情况见图 1、图 2。

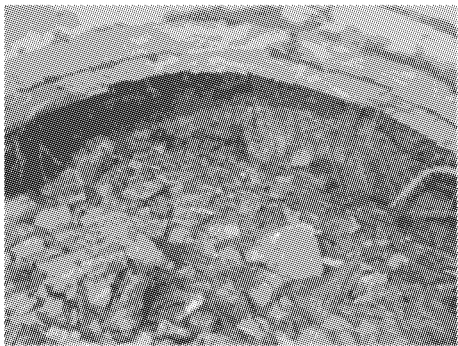


图 1 塌方现场照片



图 2 塌方现场照片

3 塌方事故原因分析

3.1 超前地质预报判断

根据 2013 年 9 月 22 日汕湛高速揭博段第三方检测提供的雷达探测超前地质预报的地质雷达探测成果分析推断, K110 + 842 ~ K110 + 872 (30m 范围内) 围岩主要由中风化花岗岩组成, 围岩完整

性一般, 右侧受节理裂隙影响较破碎, 节理裂隙水较发育, 自稳能力一般, 判断 K110 + 842 ~ K110 + 872 段围岩级别为 III 级 (局部较破碎、裂隙水较发育)。

3.2 塌方后现场判断

通过塌方现场勘察, 塌方后的掌子面有裂隙水渗出, 为一光滑结构面, 并有泥质充填。塌方体后

端(K110 + 843.5 左右)拱顶初支以上亦为一结构面。两个结构面形成一上窄下宽的楔形体,两个结构面与洞轴线近于垂直,而且靠掌子面一侧的结构面向已开挖方向倾斜。塌碴主要为碎块状,结合地质纵断面图推测可能为花岗岩侵入接触带,呈青黑色,岩体破碎。

3.3 塌方段设计参数

掌子面右侧围岩较为破碎,为保证施工安全该段围岩初期支护已在原设计基础上有所加强,并设

置钢插管超前支护,具体支护参数见表 1。

3.4 塌方原因分析

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

表 1 塌方段原设计衬砌支护参数表

围岩 级别	初 期 支 护					二衬厚度	预留	格栅或	格栅或工字
	喷砼/cm	药卷式锚杆		钢筋网		拱、墙	沉降量	工字	钢架间距
	拱、墙	位置	长度(m)	间距(m)	/cm	/cm	/cm	钢架	/m
Ⅲ级	22	拱、墙	3(Φ22)	1.2 × 1.2	Φ6.5(20 × 20)	45	8	Ⅱ16 工字钢	1.2

4 塌方处理措施

4.1 塌方应急处理措施

根据现场实际地质及坍塌情况,为保证施工安全,采取以下临时加固措施:

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

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

4.2 塌方段永久支护处理方案

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

(2)K110 + 846.4 掌子面前后 4m 范围采用 I22b 工字钢逐榀设置钢架,因 K110 + 842.8 处拱架虽未破坏但已出现扭曲变形,在此位置紧靠这榀拱架设置第一榀 I22b 拱架加强支护,工字钢间

距 0.5m,直至初支紧顶至掌子面。靠近掌子面一榀拱架采用 I22b 超前腹板钻孔的钢架,便于恢复掘进时打设超前小导管,超前小导管在 K110 + 846.4 与 K110 + 849.4 断面处共搭设 2 环,小导管长 4.5m,具体布置见图 5。

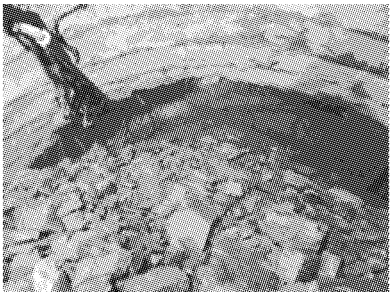


图 3 C20 混凝土对塌腔进行封闭



图 4 设立临时加固钢拱架

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

表 2 塌方段初期支护参数表

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

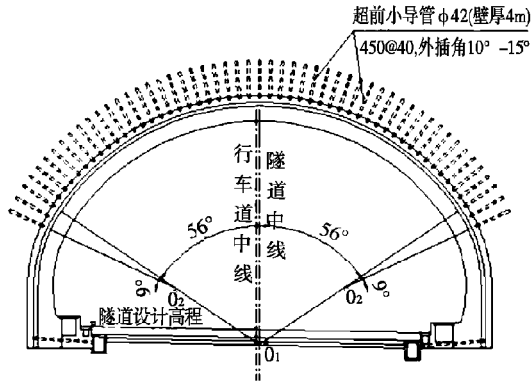


图 5 超前小导管布置图

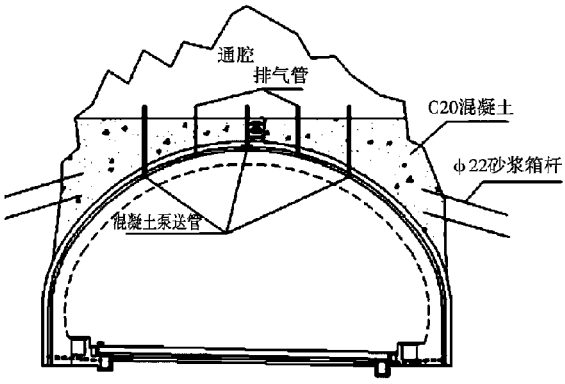


图 6 塌方处理正面示意图

(4) 在施作初期支护时预留泵送混凝土钢管及排气管各三根。

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

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

5 预防塌方控制措施

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

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

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

(3) 加强隧道监控量测工作, 同时加强地质超

期预报和开挖后地质描述记录及分析, 并根据预报和分析结果及时调整支护参数, 预防隧道塌方;

(4) 以“防、排、堵、截”的原则治理地下水和地表水;

(5) 安排合理的施工进度, 严格控制开挖进尺;

(6) 尽量采用光面爆破, 减少围岩扰动严格控制炸药用量和爆破震动速度;

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

6 结语

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

参考文献:

[1] JTG D70-2004, 公路隧道设计规范[S].
[2] JTG F60-2009, 公路隧道施工技术规范[S].
[3] 广东省公路勘察规划设计院股份有限公司, 东岭隧道两阶段施工图设计文件[R]. 广州: 广东省公路勘察规划设计院股份有限公司, 2011.

广东省高速公路隧道 LED 照明技术交流会报道

为了进一步推进广东省高速公路隧道照明节能技术研究、推广 LED 等新型节能照明产品在高速公路隧道照明领域的应用,交流总结相关技术应用经验,广东省公路学会联合交通工程和隧道工程专业委员会,于 2014 年 3 月 14 日在惠州市举办了高速公路隧道 LED 照明技术交流会。会议议程为上午专家作技术专题报告;下午组织与会人员参观博深高速公路中设置了 LED 照明产品的隧道现场。

本次技术交流会,专家报告内容有:

1. 公路隧道照明标准研究与照明节能设计建议,由招商局重庆交通科研设计研究院有限公司涂耘研究员作报告;

2. 《广东省高速公路隧道 LED 照明设计与施工技术指南》解读,由交通运输部公路科学研究院海峰副研究员作报告;

3. 粤湘高速博罗至深圳段隧道 LED 照明应用情况介绍,由广东博大高速公路有限公司博深分公司张春生作报告;

4. 云梧高速公路隧道照明节能情况实践经验介绍,由长大公司洪伟鹏作报告。

通过参加本次技术交流会,笔者有以下几点收获:

1. 目前,随着高速公路建设主要向山区发展,隧道建设逐步增多,其用电量大、用电成本高,节能压力大。公路隧道照明既要考虑隧道入口加强照明的行车安全问题,又要考虑节能及效益,其需深入研究的方面较多。

2. 隧道照明设计,应考虑分期设计,加强与土建的沟通(如隧道入口处土建的装饰应以暗色为主调,以减少洞内、洞外的亮度对比,降低设计亮度,从而降低造价;隧道内墙壁装饰应为明亮的瓷砖,加强洞内亮度等),灯具利用系数应合理等。

3. 隧道内照明,如对称照明、逆光照明、顺光照明等,根据不同的隧道形式,可选择不同的灯具布置方式。

4. 《广东省高速公路隧道 LED 照明设计与施工技术指南》相比《公路隧道通风照明设计规范》来说,前者更加适用于指导隧道 LED 照明系统的设计、施工,作为相关专业从业人员要细致区分两者之间的异同点,加强学习、认真掌握指南和规范的要害。

(郭月利、王继芳 报道)

第十六届中国高速公路信息化研讨会报道

2014 年 3 月 19 日,中国公路学会在青岛市举办了“第十六届中国高速公路信息化研讨会”。本次研讨会的主要议题是探讨高速公路信息化发展形势,交流、展示相关领域的设计、管理等方面的新技术、新工艺、新设备,以及运营节能等方面的内容。

高速公路信息化建设将是下阶段国家重点关注的内容之一,具体来说关注如何建设智慧型、节能型、平安型高速公路。高速公路信息化建设现状是设备布置了很多,但没有充份利用起来。探讨、研究怎样对数据进行充份挖掘,怎样按照国家的规划建设相应的信息系统,实现全国信息的共享,更好的服务于广大司乘人员,提供一条快速且

安全的交通通道,是非常有必要的。

通过参加本次研讨会,笔者有以下几点感悟:

1. 国省道的信息化建设目前是一片空白,后期的建设市场很大,这对我们设计行业来说,是一个机遇,我们要加强对这块领域的关注,争取有一定突破。

2. 我们要加强对高速公路信息化新产品、新设备、新技术的了解,有利于拓宽相关技术方案的设计思路。

3. 实现高速公路信息化这个概念,需要相关领域从业人员即时开展研究,跟进发展趋势。

(曾盛 报道)

城市交通规划与城市道路工程设计 及改扩建常见疑难问题解析研讨会报道

随着城市建设步伐的加快,城市道路交通拥堵问题日益突出。为了科学、合理地进行城市道路交通规划和设计,优化城市用地布局,提高城市道路通行能力和城市的运转效能,及时了解近年来国内外城市道路交通规划和设计的发展、成就与新动向,提高设计人员的技术水平,中国建设培训协会于 2014 年 3 月 22 日至 23 日在杭州市举办了“城市交通规划与城市道路工程设计及改扩建常见疑难问题解析研讨会”。

本次研讨会,举办方邀请了长安大学王建军教授和西安市政设计研究院刘丽芬总工程师作专题报告,主要内容如下:

1. 城市综合交通规划内容分析;
2. 城市交通问题产生原因分析及缓解对策和措施;
3. 城市交通规划与城市道路设计的关系问题分析;
4. 城市道路设计过程中常见疑难问题分析;
5. 典型案例分析。

通过参加本次研讨会,笔者有以下几点收获:

1. 城市交通的建设和管理存在一定误区,应理顺道路设计与城市总体规划、交通规划的关系,转变城市道路的设计理念,加强城市规划、交通规划与道路设计的协调。

2. 城市道路设计应“以人为本”,大力发展公交优先、绿道优先战略,完善城市“慢行交通”系统建设,在加强完善城市路网的同时,注重城市交通的微循环系统建设。

3. 道路设计注重“路权”理念,做好路权分配设计,明确各种车辆的路权分配和各道路元素的路权分配。

4. 交叉口是城市交通的瓶颈,应做好交叉口的渠化设计,结合信号配时,使其交通流与正常路段相互匹配。完善交叉口的人行设施,使行人、非机动车、机动车快速、有序通过。

5. 城市主要道路的改扩建工程,增加施工期间交通组织设计,尽可能减轻施工对城市交通的影响。

(孔泽仁 报道)

云南昆龙高速公路节能示范工程技术交流会报道

2014 年 3 月 27 日至 28 日,中国公路学会在云南省保山市召开了云南昆龙高速公路节能示范工程技术交流会。云南昆龙高速公路节能示范工程是交通运输部 2011 年确立的西部交通科技示范项目之一,由云南省公路开发投资公司主导实施,主要针对运营期高速公路能耗特征及节能技术要求,以全安节能和多元节能为理念,以隧道、服务区、收费站及特殊路段为重点,共进行了四大类十二项节能技术的探索与应用,是我国现今最为全面的高速公路节能示范工程。

大会首先由交通运输部公路科学研究院的相关专家介绍了公路照明节能技术与标准化、高速公路运营期节能综合评价体系关键技术等研究成

果;再由参与昆龙高速节能示范工程的相关单位介绍了高速公路营运期节能设计、高速公路隧道通风照明节能技术、高速公路供电节能技术及新能源应用技术等专题成果;最后举办方组织参会人员进行了现场考察。

通过参加本次交流会,参加人员学习、了解了高速公路总体节能设计及评价体系、高速公路隧道通风与照明节能、高速公路供配电节能、风能及太阳能等新能源的利用等多项节能技术,基本涵盖了目前高速公路营运耗能的主要方面,报告内容比较全面,介绍的技术方案也比较典型、先进,具有很好的学习借鉴意义。

(向前忠 报道)

《公路工程抗震规范》(JTG B02-2013)宣贯会报道

新修订的《公路工程抗震规范》(JTG B02-2013)已于2014年2月1日起开始实施。为使相关行业从业人员充分理解《公路工程抗震规范》的相关规定,进一步提高我国公路工程抗震防灾的水平,中国工程建设标准化协会公路分会于2014年4月3日至4日在南京市举办了《公路工程抗震规范》的宣贯培训工作。

本次宣贯会,举办方邀请了行业资深专家,对《规范》编制背景、编写原则及内容等进行了深入解读,主要内容有:

1. 《公路工程抗震规范》总体解读,由中交路桥技术有限公司总工程师鲍卫刚教授级高工主讲,鲍总是本规范的主编。

2. 桥梁结构抗震设计知识培训,由同济大学李建中教授主讲,李教授参与了本规范的编写。

3. 桥梁结构工程抗震的几点思考,由交通运输部公路科学研究院副总工王克海研究员主讲,王总参与了本规范的编写。

4. 隧道结构抗震设计知识培训,由招商局重庆公路科研院有限公司副总工林志研究员主讲。

通过参加本次宣贯会,笔者有以下几点收获:

1. 新规范相对于旧规范的改动内容:取消了

综合影响系数,采用两水平设防,两阶段设计,并给出了明确的性能目标;地震作用部分反应谱周期为10秒,并给出了场地修正系数,给出了时程波选用原则;增加了桥梁延性抗震设计和能力保护原则,增加了桥梁减、隔震设计,增加了局部细节设计和抗震构造措施内容;增加了抗震分析建模原则和抗震分析方法。

2. 抗震设计中尽量少采用传统抗震技术进行“硬处理”,而应该更多的采用隔震减震控制技术“以柔克刚”。通过采用柔性支承延长结构周期,减小结构地震反应;通过采用阻尼器装置耗散能量,减少变形量;设置防落梁消能装置,避免特大地震时落梁,这样的设计更加安全、合理、有效、经济。

3. 减、隔震设计时,重点应该关注提高吸收能量能力从而增大阻尼和分散地震力,不可过分的追求延长结构周期。

4. 大跨度桥梁常规体系,在地震作用下容易出现过大的梁端位移和过大的桥塔、基础地震反应两种不利情况,该类结构往往应注意采用粘滞阻尼器等减隔震措施来减少地震反应。

(王兹刚、盛捷 报道)

重大投资项目社会稳定风险分析及评估报告专题培训班报道

2014年4月12日至14日,发改委中国经济体制改革研究会产业改革与企业发展委员会在江苏省南京市举办投资项目社会稳定分析及评估专题培训班。

在新时期下,我国进一步深化经济体制、产业结构的改革,一系列关系国计民生的项目纷纷上马,为了促进科学决策、民主决策、依法决策,预防和化解矛盾,发改委印发《重大固定资产投资项目社会稳定风险评估办法》。旨在进行重大资产投资项目的建设时,充分考虑社会可承受能力,妥善照顾利益群体的诉求,广泛听取各方的意见,在项

目启动前解决影响社会稳定的风险因素,从而有效规避、预防、控制重大项目投资产生的社会稳定风险,实现维稳工作从“被动应变”到“主动预防”的根本性转变。

本次培训,首先由中国国际工程咨询公司区域发展与规划业务部的徐成彬处长介绍重大投资项目社会稳定风险分析及评估工作的主要操作流程,从实际操作的层面讲解编制社会稳定风险分析及评估报告的注意事项及核心思想,以及进行社会稳定风险调查的办法与技巧;接着由国家行政学院应急管理中心的张小明教授从社会稳定风

险公告、公示和媒体舆情分析的角度出发,讲述了项目单位和政府针对群体事情的应急预案以及面对群体事件的危机管理和媒体应对;最后由河海大学公共管理学院、中国移民研究中心的陈邵军教授介绍国外关于社会稳定风险控制的主要制度和做法,重点介绍了征地拆迁引发社会稳定风险的应对措施以及在社会稳定风险分析及评估报告中对征地拆迁的关注方向。

本次培训班,专家解读的内容丰富,涵盖了社会稳定风险分析及评估报告的全部方面。专家们从操作流程、调查技巧、重点注意事项以及出现群体事情的应对措施等方面都进行了重点介绍,这些内容对于参训人员今后从事社会稳定风险分析及评定报告的编制工作,具有较强的指导作用。

(杨 鹏 报道)

全国公路科技成果推广会在广州市召开

随着公路建设事业的不断发展,交通运输部西部交通建设科技项目管理中心以及中国公路学会组织评定的中国公路学会科学技术奖中涌现出一大批优秀的科技成果。为进一步在全国范围内开展这些公路科技成果的推广应用,促进科研项目成果转化为生产力,中国公路学会于 2014 年 5 月 8 日在广州市举办了“全国公路科技成果推广会”。

会上,山西省交通科学研究院、广东省长大公

路工程有限公司以及辽宁省交通厅公路管理局等的相关专家,介绍了节能型改性沥青制备技术、高性能沥青混合料抗辙裂剂制备技术、泡沫沥青冷再生成套技术、沥青温拌剂制备及添加装置技术等专题成果。

本次推广会,专家们所介绍的专题成果均是结合具体项目开展研究后得出的,具有很强的推广应用价值,值得与会人员学习和借鉴。

(李维杰 报道)

高分辨率遥感卫星测绘应用关键技术培训班在广州市举行

2014 年 5 月 23 日至 25 日,由中国卫星导航定位协会主办的“高分辨率遥感卫星测绘应用关键技术培训班”在广州市举行。

本次培训班,主讲专家们对国内外测绘卫星现状进行了介绍,并重点解读了我国资源三号卫星关键技术及其应用前景,介绍了全国遥感影像控制点数据库系统的建设情况,以及高分辨率遥感影像高精度地理编码服务、光学卫星标准产品分级与验证等。

武汉大学卫星导航定位技术研究中心的叶世荣教授,从理论层面介绍了以“北斗”“GPS”为代表的导航定位系统及其地基增强系统现状;来自国家测绘地理信息局卫星测绘应用中心的唐新明副主任、王光辉高级工程师分别对我国资源三号卫星的发射、关键技术、应用和控制点数据库系统等进行

了讲解。随着 google earth、天地图、汽车导航等技术的发展,卫星测绘技术离我们不再那么遥远。

遥感测绘平台分地面、航空、航天三种,公路行业勘测目前主要应用两种,第一地面平台,如 GPS RTK 技术、全站仪、车载 Lidar 等;第二航空平台,如传统光学航测,机载 Lidar 技术等。航天遥感平台的卫星测绘技术以前常应用于小比例尺大范围测绘,随着各国高分辨率卫星的研制与发射,使得在困难地区运用高分辨卫星制作大比例尺地形图成为可能,如我国西藏墨脱高速即是利用 IKONOS 卫星图像得到的 3D(DLG、DEM、DOM)产品进行测绘,地形图基本能够达到 1:2000 比例尺精度要求。目前利用国际高分辨率卫星如 IKONOS(1m)、WorldView(0.5m)、QuickBird(0.61m)、Pleiades(0.5m)、GeoEye(0.41m)等卫片为制作大比例

尺地形图提供了丰富的源数据,会上专家比较认可的是可制作 1:5000DLG(数字线划图)以及 1:2000DOM(数字正射影像)的精度。但是随着太空科技的快速发展与民用化程度的加深,困难地区的大比例尺卫片制图将有很大的发展前景。

目前我国的光学测绘卫星技术处在中低分辨

率阶段,2012 年初发射成功的资源三号卫星(5.8m)的 1:50000 立体测图能力在国际上有很强的竞争力,它是我国首颗民用高分辨率光学传输型立体测绘卫星,开启了中国自主卫星测绘的新时代。

(杨雪 报道)

公司项目负责人质量管理体系培训专题报道

2014 年 5 月 12 日上午,主题为《项目负责人质量管理体系培训》的内部讲座在公司二号楼 9 楼会议室举办。本次培训邀请了技术质量部主任王强副总工担任主讲嘉宾,约 40 余名技术人员参加了培训。

培训中,王总结合近期刚发布的公司新版质量管理体系文件,对公司质量管理体系做了系统、全面的介绍,并重点讲解了以下两方面内容:

一是公司质量管理体系发展历程和现阶段体系文件结构;

二是通过范例讲解质量记录表格的填写方法和注意事项。

在范例讲解环节,王总结合工作实际需要,通过枚举丰富的实例,为参训人员详细讲解了各质量记录表格的填写方法及注意事项,特别是针对新旧版质量管理体系文件的不同之处作了明确的说明。

王总讲课语言生动、用词严谨,使参训人员对术语、技术管理规定等有了较全面认识,有助于学员理清思路,学以致用。参训人员对此次培训的效果普遍给予了较高的评价,认为培训内容丰富、范例充实、讲解清晰、实用性强,对项目负责人如何开展质量管理工作,具有较好的指导意义。

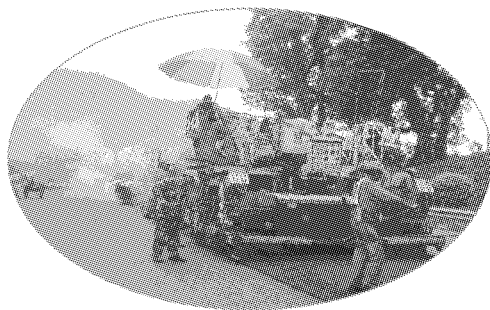
(姚泽宾 报道)

路面就地热再生施工现场参观学习报道

2014 年 6 月 12 日,在公司王强副总工程师的组织带领下,公司部分专业技术人员,前往惠深高速公路路面就地热再生施工现场,进行参观学习。本次活动受到了路面就地热再生施工方维特根公司广州分公司产品支持经理凌云志先生的热情接待。在凌经理的指引下,参观人员对整个就地热再生施工流程进行了细致的观摩,学习了解了就地热再生技术的特点、施工流程和技术质量控制要点等知识。

就地热再生,是指采用专用就地热再生设备,对沥青路面进行就地加热、铣刨,掺入一定数量的新路面材料和再生剂,经拌和、摊铺、碾压等工序,一次性实现对表面一定深度范围内的旧沥青混凝

土路面再生的技术。就地热再生技术能有效地利用原有旧路材料,现场一次性流水作业完成施工,且分车道实施又不阻断交通,是一种高效、环保、对交通影响较小的路面施工技术。但就地热再生技术也存在一定缺陷,比如就地热再生仅适用于存在浅层轻微病害的路面处治,再生深度约 2~5cm,



同时由于全部现场利用旧路材料,其级配的调整范围也受到一定的制约,更多的时候只是作为一种预防性养护措施。

就地热再生一般分为复拌型和加铺型,复拌型再生指通过加入少量新料以填补车辙并改善原路面材料级配,施工完毕后不增加路面标高;加铺型再生指在复拌型基础上再加铺一层全新的沥青混合料,复拌和加铺均可通过机械一次性流水作业完成,新混合料厚度即为施工完毕后路面高程抬高值。复拌型和加铺型再生工艺流程和效果如下图所示 1、图 2 所示。

惠深高速公路路面热再生施工段采用的是复

拌型再生技术,即将原 4cm 厚的 AC-16 表面层铣刨后,加入一定数量的新 AC-13 混合料和再生剂后重新摊铺、碾压,施工结束不改变原有路面高程,具体工序流程为:路面加热——旧路铣刨并输送至拌锅——添加新料并输送至拌锅——摊铺并熨平——碾压成型。各个工序的施工现场图片详见下图 3~图 9。

通过参加本次活动,参观人员对路面现场热再生技术有了较全面的了解,均认为这样活动能拓宽视野、提升专业能力,对今后的工作大有裨益,希望今后能有更多的机会参与类似的活动。

- 加入再生剂改善旧路面沥青和沥青混合料的性能;
- 加入新的沥青混合料,改善旧路面沥青混合料的级配性能以及填平车辙或增加面层厚度。

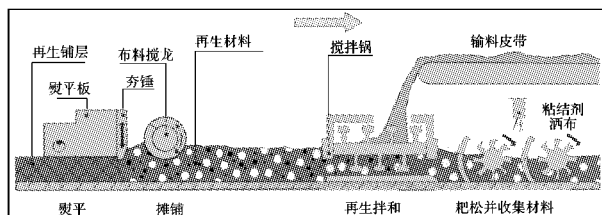


图 1 复拌型再生工艺流程图

- 加入再生剂改善旧路面沥青和沥青混合料的性能;
- 加入新的沥青混合料,使新沥青混合料在再生沥青混凝土路面上同时形成一层全新的沥青混凝土面层。

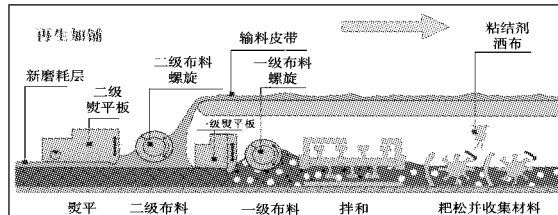


图 2 加铺型再生工艺流程图

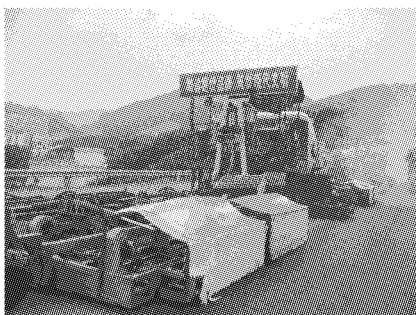


图 3 路面加热

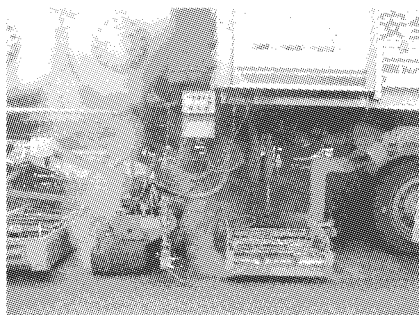


图 4 旧路铣刨并输入至拌锅



图 5 添加新料并输入至拌锅



图 6 拌锅拌和并摊铺



图 7 熨平板熨平



图 8 碾压



图 9 成型

(陈星光 报道)