广东公路勘察设计

（季刊）

2014 年 9 月 30 日出版

2014 年第 3 期

（总第 155 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：刘祥兴

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：841622401@qq.com

印刷单位：广州广卫印刷厂

封　　面：梅州市梅县至大埔高速公路梅县三角至大埔三河段 A1 设计合同段

目　　次

桥梁工程

新建沙县府前悬索桥结构设计及受力分析 …… 马玉全，孙向东，郭文华，钟健聪（1）

索塔横梁设计中的关键性问题 …… 黄　琛（6）

岩溶地区桩基持力层岩层安全厚度计算方法探讨 …… 吴国胜（11）

薄壁墩盖梁的计算比较 …… 刘　涛（14）

道路工程

公路安保工程后评价指标体系及方法的探讨 …… 雷　明（18）

肇花高速公路芙蓉嶂互通立交方案设计 …… 许卫南（21）

高速公路立交改扩建工程设计方案研究 …… 刘健汉（25）

某高速公路路基纵向裂缝成因分析及处理方案 …… 何颖川（29）

隧道工程

粤东强震区公路隧道抗震设计分析 …… 温玉辉（33）

交通经济

基于层次分析法的公路网规划综合评价过程研究 …… 吴蕴华（40）

工程勘察

广东某下沉式立交基坑涌水量及降水方案的研究分析 …… 苏海亮（43）

信息专栏

沥青路面再生技术交流会报道 …… （48）

全国数字高速公路发展论坛报道 …… （48）

2014 第一期生产建设项目水土保持方案编制甲级资质技术人员培训报道 …… （49）

全国桥梁工程美学学术论坛报道 …… （50）

新建沙县府前悬索桥结构设计及受力分析

马玉全,孙向东,郭文华,钟健聪
(广东省公路勘察规划设计院股份有限公司, 广州 510507)

摘　要: 新建沙县府前悬索桥为沙县府前悬索桥拓宽改建项目的主体工程, 横跨沙溪河,连接李纲中路与国道 G205。主桥采用两跨连续钢桁架悬索桥, 主缆跨径布置为(112 + 112) m。文章主要介绍该桥的支承体系设计、加劲梁设计、桥塔与基础设计、锚碇及缆索体系设计及主要技术特点,为类似桥梁的设计及计算提供参考。

关键词: 悬索桥; 钢桁架; 索塔; 主缆

1　概述

现有沙县悬索桥是 1994 年建成,桥梁全长 264.18m,为独塔地锚式索桥,随着沙县经济的快速发展,原沙县索桥的交通量快速增加,原有的索桥不能满足沙县人民出行的要求。基于此考虑,沙县人民政府准备在改造现有悬索桥改造前,在该索桥的下游新建一座桥梁与之相配合共同承担来往的交通量。

沙县府前悬索桥连接沙县李纲中路与国道 G205,横跨沙溪河,为沙县主要的交通要道,沙溪河河面宽度约 218m,水深 0.5 ~ 5.0m。

原沙县悬索桥为独塔地锚式空间混凝土桁架悬索桥,综合考虑景观效果及功能条件,新建沙县桥梁采用与原结构相同的构造形式——独塔地锚式空间桁架桁架,考虑到混凝土桁架受力不尽合理,结构耐久性较差,且施工极为不便,新建悬索桥主梁采用空间钢桁架结构。

新建沙县府前悬索桥的跨径布置为(112 + 112)m,桥梁荷载等级为公路 - II 级,人群荷载为 3.0kN/m^2,设计行车速度 40km/h。桥面全宽 13.0m。设计基准风速为 27.5m/s,桥位处地震基本烈度为Ⅵ度。桥型布置图如图 1 所示。

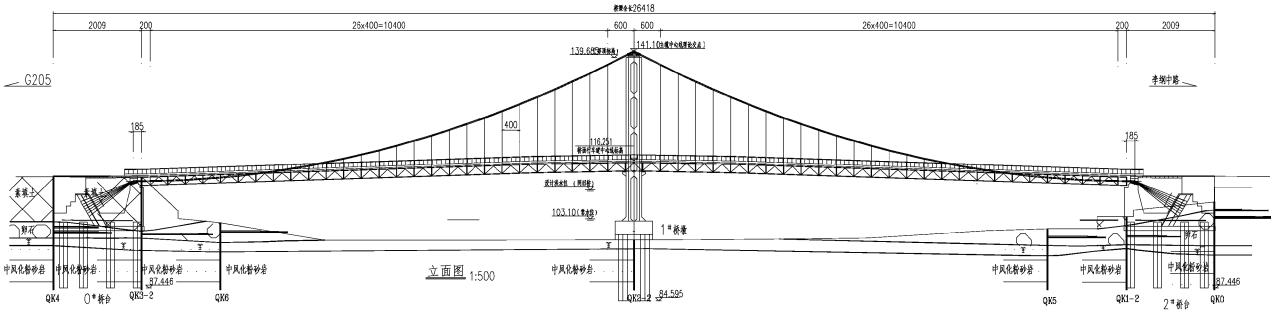


图 1　新建沙县府前悬索桥桥型布置图(单位:cm)

2　新建沙县府前悬索桥总体设计

2.1　桥型方案的选择

原沙县悬索桥桥梁跨越位置沙溪河河面宽度约 218m,水深 0.5 ~ 5.0m,原沙县悬索桥采用索塔立于河中间两跨跨越沙溪河,桥跨满足通航要求,通航净空为:净高:最高通航水位以上不小于 6m,净宽:单向通航净宽不小于 50m。

由于桥梁跨径越大施工难度越高,造价也越高,考虑到原桥梁采用两跨跨越沙溪河,新建桥梁也采用两跨跨越形式。

两跨跨越跨度约为 218m 的河道,可选择的桥型较多,独塔斜拉桥、双跨连续梁、独塔自锚式悬索桥均为较合理的方案。但由于新建桥梁距离原桥梁距离很近,考虑到景观效果,新建桥梁需与原桥梁外形景观相匹配,故最终桥型确定为独塔空间桁架地锚式悬索桥。

由于桥梁两端现场建设条件有限,且为减小

桥梁建设规模,原悬索桥采用主缆在边跨一段范围内下穿主梁后锚固于锚锭中。新建桥梁也受到两侧建设空间的限制,并考虑新建桥梁外形结构与原有桥梁的匹配性,新建悬索桥也采取了在边跨一段范围内下穿主梁的形式。

2.2　主缆矢跨比的选择

根据桥位地形条件和独塔悬索桥结构特点,理论跨径 112.85m。综合考虑主缆缆力、桥梁整体刚度、塔高、以及与原索桥相匹配等因素,经分析比较后,主跨的理论垂跨比最终确定为 1∶4.54,取得了较好的受力性能及经济指标。

2.3　主梁结构形式

悬索桥主梁的结构形式主要有钢桁梁和钢箱梁。钢箱梁抗风性能好、用钢量较少,但吊装重量较大,运输较为不方便。钢桁梁构件较小,拼装方便。由于原沙县悬索桥采用钢筋混凝土空间桁架,考虑到景观效果,两座外形景观的匹配性,新建桥梁主梁结构采用钢桁架梁。

2.4　支撑体系

本桥为独塔双跨连续地锚式悬索桥,桥台位置设置单向活动盆式支座,桥塔处设置纵向双排抗拉支座。

2.5　桥面系形式

钢桁加劲梁桥面系主要有正交异性钢桥面板和混凝土桥面板两种形式,设计中从受力性能、工程造价等方面对桥面系采用正交异性钢桥面板及混凝土桥面板结构形式进行分析比较。由于混凝土桥面系刚度大结构变位小、工程造价低,最终设计时采用混凝土桥面板结构桥面系。

2.6　锚锭形式

地锚式锚锭结构分为重力式锚锭和岩隧锚锭两种结构形式。由于桥梁建设位置地质条件较差,地基一定深度范围内无完整性岩石,锚锭位置主要以中风化粉砂岩为主,不适用岩隧锚固形式,故本桥采用重力式锚固形式。

地锚式悬索桥锚锭由于较大主缆水平力的影响,导致锚锭基础底缘地基承受较大的不均匀力,为减小这种不均匀力往往需要设置较大较强的锚锭基础,而本桥受制于原有桥型和现场建设条件,无法采取较大的锚锭基础,最终本桥采用小型重力式锚锭配桩基础的锚固形式。

2.7　主梁施工方案

主要杆件、节点在工厂加工完成并在工厂将加劲桁架立体组装之后,拆分成杆件、节点运到施工现场。在桥头附近布置组拼装场地,在预拼装胎架上,主桁架按每三个节节段一次拼装作业进行拼装。利用便桥,按照由索塔两侧向桥台侧推进的顺序吊装梁段并进行连接。进行桥面系恒载等代荷载的压重施工,施工桥面系及附属工程,施工桥面系时考虑桥面的铺设顺序及压重荷载。

3　桥梁结构设计

3.1　钢桁架梁

加劲梁采用空间钢桁架,上下桁梁间中心高为 1.8445m,中心宽为 13.0m。横向桁架按水平制作,桥面横坡由桥面铺装不同厚度形成。上下桁梁、腹杆均采用 Q345qD 钢板焊接成槽断面,上下风构采用 Q345qD 角钢。钢材性能应符合《桥梁用结构钢》GB/T714－2000 的要求。考虑到节点板的重要性,对节点板在厚度方向上提出 Z 向性能要求,即要求其满足国家标准《厚度方向性能钢板》(GB5313－85)中 Z25 级的要求。所有钢材均应具有检验证书,给出其机械性能和化学成分。一个吊装节段内的所有杆件均采用焊接或螺栓连接,组成空间桁架体系。加劲梁采用分节段工厂加工,吊装施工的方法。全桥(两跨)共 29 个吊装节段,1#吊装节段长 4.81m,2#～13#吊装节段长 8.0m,14#吊装节段长 9.8m,15#(合拢段)吊装节段长 4.4m。加劲梁吊装节段就位后,节段间均采用高强螺栓(扭剪型)进行工地连接,以方便施工。主梁标准断面见图 2、图 3,图 3 适用于主缆下穿位置主梁断面,标准桁架主要结构尺寸见表 1。

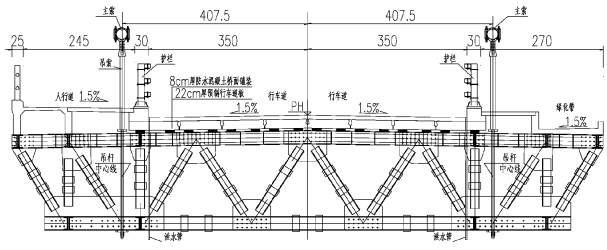


图 2　主梁标准断面(一)(单位:cm)

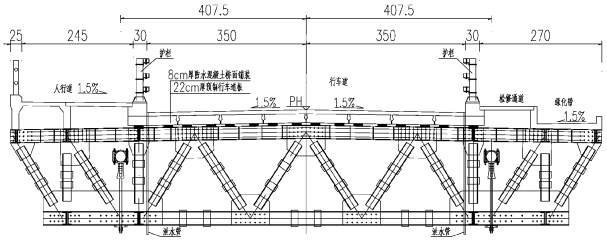
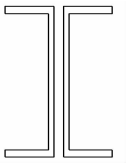


图 3　主梁标准断面(二)(单位:cm)

表 1　标准钢桁架主要结构尺寸

主桁	构件	截面尺寸/mm	截面截图
横桁	弦杆	[300×100×9×12	
	腹杆	[200×100×9×12	
纵桁	弦杆	[300×200×9×12	
	腹杆	[200×100×9×12	
平联		∠160×160×12	
节点板		$t=20$	

上表中构件尺寸为标准桁架结构尺寸,在塔柱两侧及主缆下穿位置梁端将构件尺寸适当加大,桁架及平联钢板板厚增加为 16mm,节点板加厚至 28m。

3.2　索塔及基础

索塔是由塔柱、横梁组成的格构式桥塔。塔柱总高度 40.88m,塔柱、横梁为普通钢筋砼结构。索塔有四个塔柱和四道横梁。柱身及横梁均为矩形钢筋砼断面。下塔柱截面为 130×130cm,上塔柱截面为 130×110,横梁断面为 150×100cm。桥塔承台尺寸为 1243×850×300 cm,桩基直径 200cm,承台下设 4 根。索塔构造图见图 4。

3.3　缆索系统

本桥主缆由 2 跨组成。根据桥位地形条件和独塔悬索桥结构特点,理论跨径 112.85m。综合考虑主缆缆力、桥梁整体刚度、塔高、以及与原索桥相匹配等因素,经分析比较后,主跨的理论垂跨比 1∶4.54。

本桥空缆线型为悬链线;各跨主缆重量沿缆均布,加劲梁及桥面荷载沿水平方向分布,索夹及吊索重量由塔柱向锚跨端逐渐减小,故主跨主缆成桥线型既非悬链线,也非抛物线,而是介于悬链线和抛物线之间,接近于抛物线的悬挂线型,全桥主缆线型由电算程序计算取得。

配合主梁梁段的划分及长度,两主跨分别设顺桥向间距 4m 的 27 个吊点,全桥共 54 根。主缆采用钢丝线排列组成。主缆安装时,在恒载与各种可变苛载不利组合下,其破断安全系数为 3.0。

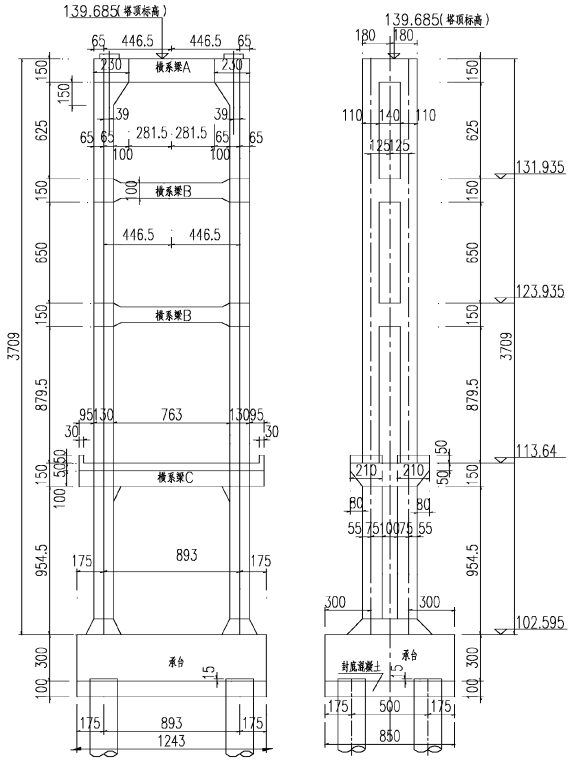


图 4　索塔及基础一般构造图(单位:cm)

3.3.1　主缆构造

主缆共 2 根,每根主缆中含 31 股平行钢丝索股,每股含 91φ5.1 的镀锌高强钢丝,每根主缆共 2821 丝,竖向排列成尖顶的近似正六边形。紧缆后,主缆为圆形,其直径为 302mm(索夹处)和 299mm(索夹间)。主缆紧缆完成后,先进行捆扎并安装索夹,再进行缠丝等防护工作。

3.3.2　吊索及索夹构造

吊索分为 Q345qD 钢拉杆和高强镀锌钢丝平行索,1~9 号吊索为 Q345qD 钢拉杆,10~27 号吊索为 55φ5.1 的镀锌高强钢丝。所有吊索的上锚头采用铰销接头与索夹相连。铰销均配有 SF-1 DU 型复合材料衬套,以保证铰销接头的灵活性和耐挤压性能。下锚头采用锚板直接锚固在主梁的钢桁架上,且设置球面锚垫板,以适应吊索的

变形。

在吊索锚口处设置不锈钢连接筒过渡段，以改善锚口的弯折疲劳影响和保护 PE 与锚头之间的裸露吊索钢丝。

吊索锚头：吊索上锚头由锚杯与叉形耳板螺纹连接，下锚头采用热铸锚。吊索索夹分类：索夹由于吊索拉力及主缆倾角不同，所需夹紧力不同，索夹长度和螺杆数量均不相同。为便于制造和施工，将相近长度的索夹并为：SJ1 ~ SJ2 共两类，为使吊索索夹紧固螺杆受力均衡，销孔中心及索夹中心均位于吊索中心线的延长线上。

3.3.3　索鞍(套)

主索鞍采用铸造结构，鞍头和鞍身整体铸造。当鞍槽内的隔板和索股全部就位并调股后，顶部用锌质填块填平，然后压紧横梁，再把鞍槽侧壁用拉杆上紧。

散索鞍的作用是将主缆由一根整体索股分散成 31 股单束，其上下套体均采用全铸结构，主缆张拉至空缆线形后合上上套体，安装挡块，上紧高强螺栓，高强螺栓最终上紧力为 355kN，张拉工序同索夹。

3.3.4　主缆锚固系统构造

主缆锚碇采用重力式锚碇，锚碇通过桩基落在中风化粉砂岩，锚固区域的空间有限，为便于施工，结构简单，主缆穿过预埋导管直接锚固在锚固面上，锚固面与中心索股垂直。在锚面前端的散索槽口设置抽湿系统以保持空气干燥。，施工时应注意锚碇的定位，确保主索理论锚固点和锚固点的平面位置和标高。

3.4　锚碇

由于现场建设条件的限制，采用小型重力式锚碇配桩基础的锚固形式。锚碇总高 10.5m，桥台侧墙厚 75cm，中墙厚 150cm，侧墙两侧为 200cm 厚及台后为铁矿混凝土压重。锚碇下配置 12 根 180cm 桩基。锚碇构造图见图 5。

3.5　桥面系

车行道板为钢筋混凝土矩形实心板，每块板长 3.98m 和 5.89m，边板宽 1.025m，中板宽 0.95m，厚 0.25m，采用预制吊装的施工方法，最大吊重 27kN。为减少行车对加劲梁的冲击作用，车行道板下均设置了 12mm 厚的氯丁橡胶板支座。

普通梁段人行板采用预制 π 形混凝土板，每块板长 3.98m 和 5.89m，宽 1.6m，最大吊重 45kN。在主缆与主梁相交的梁段，人行板采用 16m 简支组合梁，最大吊重 200kN。

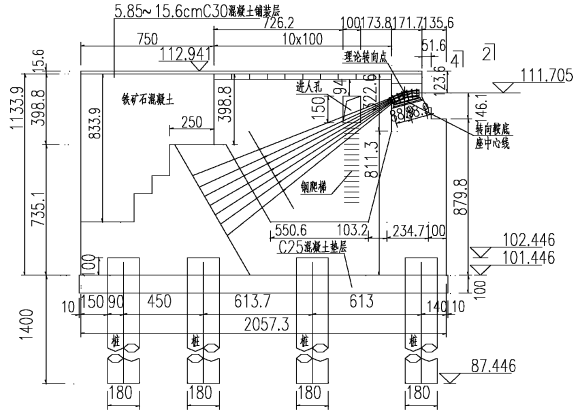


图 5　锚碇一般构造图(单位：cm)

4　桥梁结构受力分析

4.1　全桥静力分析

采用 Midas 专业桥梁空间分析软件进行全桥结构的整体静力分析，用空间杆系进行模拟，考虑成桥状态下的恒载、汽车、温度、风荷载等作用。有限元模型中主缆、吊索均为只受拉的索单元、钢桁架上下弦杆为梁单元、钢桁架腹杆及平联为杆单元；塔柱、塔柱横梁结构取为梁单元；结构边界约束条件是：主缆锚固点、塔柱底固结，散索鞍支撑面约束。全桥节点总数 2194 个，杆单元(索单元和杆单元)总数 220 个，梁单元总数 3906 个，结构有限元计算模型见图 6。

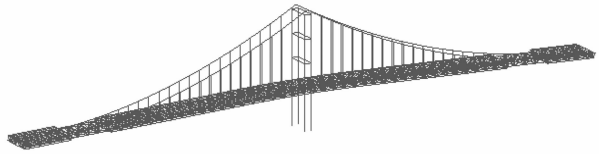


图 6　结构有限元计算模型

主缆和吊索单元为悬链线索单元，采用有限位移理论，较全面地考虑结构位移引起悬索桥几何非线性的影响(不仅包含了挠度理论的假设，而且考虑了恒载初始内力对主缆刚度的影响)，使计算结果更接近结构的实际受力。全桥静力计算结

果见表 2 ~ 表 6。

(1)主缆计算结果

表 2　主缆内力及应力计算结果

构件名称	轴力/kN	应力/MPa	安全系数
主缆	19 405.3	336.7	5.0

(2)吊索计算结果

表 3　吊索内力及应力计算结果

构件名称	轴力/kN	应力/MPa	安全系数
主缆	525.0	467.4	3.6

(3)加劲梁应力计算结果

表 4　钢桁架加劲梁应力计算结果

构件名称	应力/MPa
上弦杆	119.4
下弦杆	79.8
腹杆	87.4

(4)塔柱内力计算结果

表 5　钢桁架加劲梁应力计算结果

构件名称	纵桥向弯矩/(kN · m)	轴力/kN
塔柱(底)	4 617	23 559

(5)加劲梁挠度计算结果

表 6　加劲梁竖向挠度计算结果

荷载	加劲梁竖向挠度/mm
汽车	337
人群	105
汽车 + 人群	442(L/253)

以上结果表明,该桥的各项计算结果均满足规范要求。

4.2　全桥动力分析

为了把握结构的动力特性,采用 Midas 专业桥梁空间分析软件进行新建沙县府前悬索桥的动力分析。动力特征值分析计算中 1 ~ 5 阶振型的计算结果见表 7。

表 7　前 5 阶振型

振型号	频率/HZ	振型说明
1	0.309	一阶竖弯
2	0.451	横向反对称
3	0.536	横向对称
4	0.686	二阶竖弯
5	1.424	三阶竖弯

5　结语

新建沙县府前悬索桥采用钢桁架加劲梁和钢筋混凝土桥面板,合理利用重力刚度,受现场架设条件及原有旧桥限制,选择配有桩基础的小型重力式锚锭的结构形式,钢桁架梁采用外悬于主缆外侧的断面形式,在主梁两端一段范围内主梁下穿主梁,在主梁内部通过并锚固于锚锭内。经过对各构件在各工况情况下的详细计算分析,保证了桥梁的受力安全。本文介绍新建沙县府前悬索桥的设计及分析过程,以期供类似桥梁设计借鉴。

参考文献:

[1] 周孟波. 悬索桥手册[M]. 北京:人民交通出版社,2003.

[2] 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.

[3] 罗喜恒. 悬索桥缆索系统的数值分析法[J]. 同济大学学报,2004,32,(4):441 - 446.

[4] 潘永仁,杜国华,范立础. 悬索桥恒载结构几何形状及内力的精细分析[J]. 中国公路学报,2000,13(4):33 - 36.

索塔横梁设计中的关键性问题

黄　琛

（广东省公路勘察规划设计院股份有限公司，广州 510507）

摘　要：通过江顺大桥索塔横梁的设计与计算，对索塔横梁的一些关键性问题进行了详细的分析探讨，并作出了相应的解决方案，为其他斜拉桥索塔横梁的设计提供参考。

关键词：索塔；横梁；设计；计算；关键性

1　前言

索塔横梁是斜拉桥塔柱连接的关键构件，与其他常规桥梁预应力砼结构相比，其在承载力计算、施工态应力控制、运营态应力控制以及钢束布置等方面存在其自身的特点，但在相关文献中对其设计与计算却较少有记载。本文通过江顺大桥索塔横梁的设计与计算，对索塔横梁的一些关键性问题进行了详细的分析探讨，并作出相应的解决方案，为其他斜拉桥索塔横梁的设计提供参考。

2　工程概况

江顺大桥采用半飘浮式斜拉桥设计方案，主桥跨径布置为：(60 + 176 + 700 + 176 + 60) m，主桥全长 1172m。索塔是由塔柱、横梁组成的 H 形框架结构。单个索塔有两道横梁。柱身为钢筋砼空心箱型截面，上、下横梁为预应力砼空心箱型截面。

上横梁断面高度由中心处 6m 渐变至根部处 8m，上下曲线均为圆曲线，半径分别为 99.74m、101.46m。采用单箱单室截面，上横梁顺桥向等宽 5.5m，上横梁四个侧墙壁厚均为 1.35m。详见图 1、图 3。

下横梁断面高度由中心处 5m 渐变至根部处 8m，下曲线为圆曲线，半径为 75.02m。下横梁顺桥向等宽 9m。采用单箱单室截面，下横梁左右侧墙壁厚均为 1.35m，上下侧墙壁厚均为 1m。详见图 2、图 4。

上、下横梁均设置预应力钢绞线。所有预应力锚固点均设在塔柱外侧，采用深埋锚工艺，预应力管道采用塑料波纹管、真空压浆工艺。

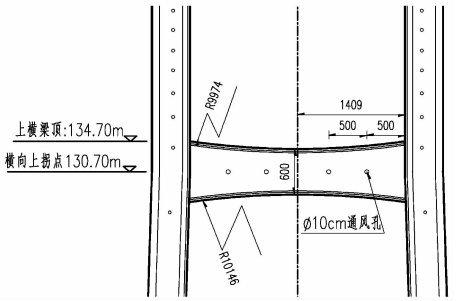


图 1　江顺大桥索塔上横梁

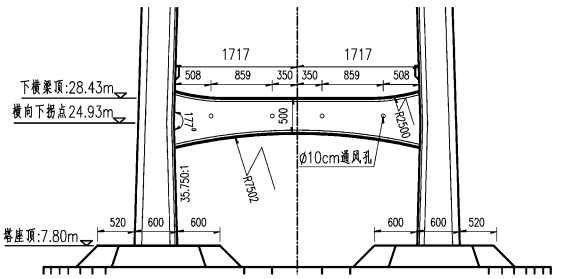


图 2　江顺大桥索塔下横梁

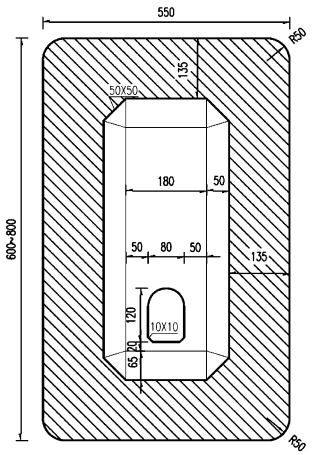


图 3　江顺大桥索塔上横梁截面

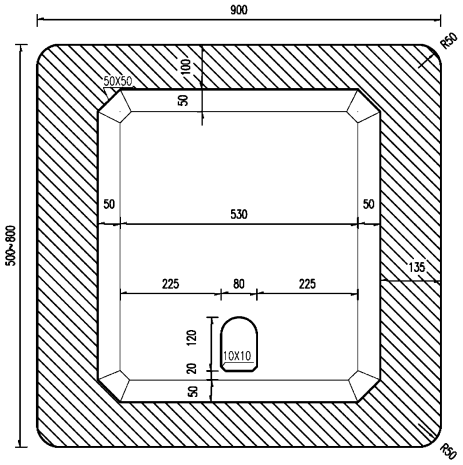


图 4　江顺大桥索塔下横梁截面

3　索塔横梁的设计与计算

3.1　江顺大桥索塔横梁计算模型

江顺大桥索塔横梁计算模型是在江顺大桥总体模型的基础上建立的，结构计算利用通用商业有限元程序 MIDAS－CIVIL 7.2.0 进行。将全桥结构划分为 2474 个单元，共计 2795 个节点。

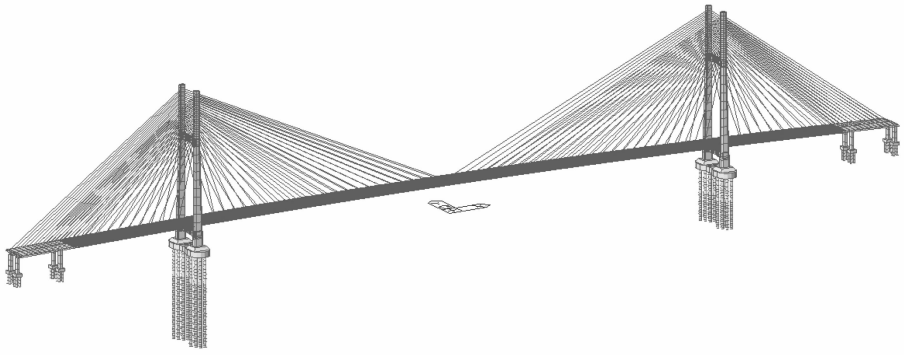


图 5　江顺大桥索塔横梁计算模型

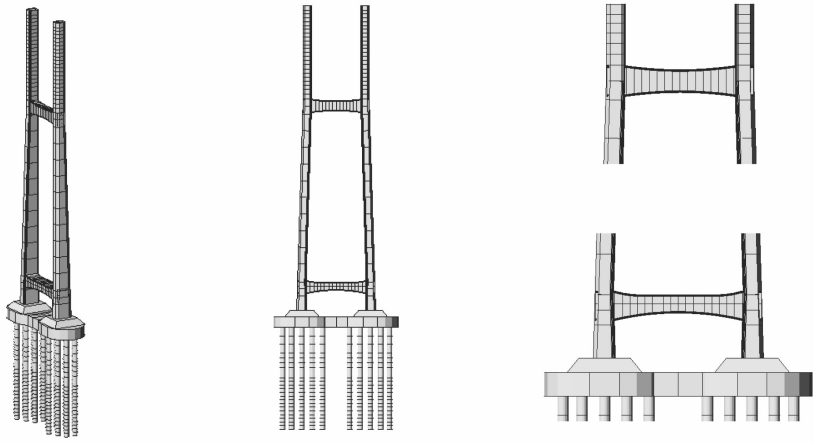


图 6　江顺大桥索塔横梁计算模型局部横梁模拟

3.2　索塔横梁设计与计算的关键性问题

通过对江顺大桥索塔横梁的设计与计算，揭示了构件之间的相互影响程度，现将主要归纳为以下几点关键性问题：

3.2.1　承载能力计算问题

1、最不利荷载工况。

为分析索塔横梁荷载作用的最不利荷载，江顺大桥索塔横梁承载力计算主要考虑以下四种极端工况：

1）正常荷载作用下（含百年风荷载作用）的工况

2）地震力作用下的工况

3）斜拉桥桥面半幅更换铺装半幅正常行车的工况

4)替换斜拉桥索塔顶端第一根索的工况

上述四种极端工况均参照《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG D62 - 2004)相关要求进行验算,结果详见表 1 ~ 表 3。

表 1　江顺大桥索塔横梁弯矩和剪力设计值及验算结果一览表(单位:kN · m)

极端工况	构件	极值	弯矩设计值	弯矩极限承载力	剪力设计值	剪力极限承载力	验算结果是否满足规范要求
正常荷载作用下(含百年风荷载作用)的情况	上横梁	最大	498 022.8	720 413.6	47 028.2	65 038.1	是
	下横梁	最大	540 520.2	846 585.9	51 849.2	57 368.6	是
地震力作用下的情况	上横梁	最大	646 280.0	720 413.6	46 046.0	65 038.1	是
	下横梁	最大	500 830.0	846 585.9	39 028.0	57 368.6	是
斜拉桥桥面半幅更换铺装半幅正常行车的情况	上横梁	最大	493 017.8	720 413.6	46 609.8	65 038.1	是
	下横梁	最大	582 396.1	846 585.9	50 424.0	57 368.6	是
替换斜拉桥索塔顶端第一根索的情况	上横梁	最大	500 720.0	720 413.6	47 138.4	65 038.1	是
	下横梁	最大	570 267.5	846 585.9	51 774.4	57 368.6	是

表 2　江顺大桥索塔横梁最大扭矩时剪力和扭矩设计值及验算结果一览表(单位:kN/kN · m)

极端工况	构件	极值	扭矩最大		剪力极限承载力	扭矩极限承载力	验算结果是否满足规范要求
			剪力设计值	扭矩设计值			
正常荷载作用下(含百年风荷载作用)的情况	上横梁	最大	15 692.6	51 425.0	53 315.6	62 953.5	是
	下横梁	最大	18 686.5	12 104.1	57 382.7	31 006.4	是
地震力作用下的情况	上横梁	最大	46 046.0	59 411.9	53 315.6	62 953.5	是
	下横梁	最大	39 028.0	19 824.7	57 382.7	31 006.4	是
斜拉桥桥面半幅更换铺装半幅正常行车的情况	上横梁	最大	19 061.5	59 411.9	53 315.6	62 953.5	是
	下横梁	最大	18 223.3	13 570.2	57 382.7	31 006.4	是
替换斜拉桥索塔顶端第一根索的情况	上横梁	最大	47 138.4	62 858.1	53 315.6	62 953.5	是
	下横梁	最大	51 774.4	12 557.6	57 382.7	31 006.4	是

表 3　江顺大桥索塔横梁最大剪力时剪力和扭矩设计值及验算结果一览表(单位:kN/kN · m)

极端工况	构件	极值	扭矩最大		剪力极限承载力	扭矩极限承载力	验算结果是否满足规范要求
			剪力设计值	扭矩设计值			
正常荷载作用下(含百年风荷载作用)的情况	上横梁	最大	47 028.2	2 634.2	53 315.6	62 953.5	是
	下横梁	最大	51 849.2	1 646.3	57 382.7	31 006.4	是
地震力作用下的情况	上横梁	最大	46 046.0	45 629.9	53 315.6	62 953.5	是
	下横梁	最大	39 028.0	19 824.7	57 382.7	31 006.4	是
斜拉桥桥面半幅更换铺装半幅正常行车的情况	上横梁	最大	46 609.8	11 333.2	53 315.6	62 953.5	是
	下横梁	最大	50 434.0	3 271.6	57 382.7	31 006.4	是
替换斜拉桥索塔顶端第一根索的情况	上横梁	最大	47 138.4	12 641.3	53 315.6	62 953.5	是
	下横梁	最大	51 774.3	2 306.2	57 382.7	31 006.4	是

表 1 ~ 3 结果显示：

上横梁：在地震作用下产生的弯矩最大，在替换斜拉桥索塔顶端第一根索的情况下剪力和扭矩最大。

下横梁：在斜拉桥桥面半幅更换铺装半幅正常行车的情况下弯矩最大，在正常荷载作用下（含百年风荷载作用）的情况下剪力最大，地震作用下产生的扭矩最大。

从上述四种极端工况的计算结果可看出，因维修和养护引起的最不利荷载同样也控制设计，在设计阶段须提前做足准备，以降低后续维修和养护的难度，因此考虑维修和养护的极端工况是十分必要的。

2、注意弧线形构造对承载力的影响。

江顺大桥索塔横梁承载力计算的控制性荷载类型为扭矩，主要是因为本桥索塔横梁为弧线形横梁，跨中截面偏小，抗扭截面验算和抗扭承载力验算往往不易通过，因此设计时须着重加强横梁的抗扭承载能力，特别是在横梁尺寸拟定时应注意提高截面的抗扭特性，避免截面尺寸的反复修改。

弧线形横梁预应力钢束产生的径向力对横梁腹板产生较大的竖向拉力，设计时注意加强腹板的抗拉承载能力，并尽量增大弧形钢束半径（根据径向力公式 N/R = F 可推断，半径越大，钢束产生的径向力越小），以降低径向力的影响。

3.2.2　施工态应力的控制

1、施工态应力控制的影响因素

在进行索塔横梁施工态应力计算时主要注意以下两个因素的影响：

1）下横梁预应力对索塔根部应力的影响；

本项目下塔柱高度仅 17m 左右，相对常规斜拉桥的下塔柱而言偏矮，在下横梁预应力张拉后，索塔根部产生了 3.4MPa 的拉应力，与其他荷载组合后，可能使索塔根部无法满足正常使用要求，甚至产生局部微裂缝。

斜拉桥索塔设计时应尽量增加下横梁以下塔柱（简称下塔柱）的高度，避免因下塔柱偏矮，塔身刚度大，在横梁预应力作用下导致索塔根部拉应力大幅增大。根据以往经验，下塔柱高度可按斜拉桥主桥桥跨 L 与桥面高度 H1 之比小于 12 ~ 15 倍确定。

2）施工风荷载对索塔横梁应力的影响；

在计算施工阶段时，江顺大桥索塔横梁因索塔塔身过高，所受的横向施工风荷载过大，导致横梁施工态应力超出规范要求，须特别引起设计人员注意。

2、施工态应力控制方法

以江顺大桥索塔横梁计算为例，为应对上述不利因素的影响，拟定了一下施工工序，详见表 3。

表 3　江顺大桥横梁施工工序表

施工阶段编号	施工工况
1	施工主塔及辅助墩桩基、承台；
2	浇筑下塔柱；
3	浇筑中塔柱至下横梁上缘以上 18m 处时在该处向桥塔外侧顶推 5000kN 的力；
4	搭设施工临时支架，现浇下横梁底板与部分腹板，待砼达到强度后且不小于 5 天龄期，张拉下横梁预应力钢束 N3 - 1 ~ 2、N6 - 1 ~ 4；
5	浇筑下横梁剩余部分腹板与顶板，待砼达到强度后且不小于 5 天龄期，对称张拉下横梁预应力钢束 N1 - 2、N2 - 1 ~ 2 钢束，然后继续施工中塔柱；
6	浇筑中塔柱至下横梁上缘以上 54m 时，张拉剩余下横梁预应力钢束；
7	浇筑中塔柱剩余部分，同时浇筑上横梁并张拉预应力钢束；
8	浇筑上塔柱；
9	施工主梁；
10	施工桥面系；
11	成桥 10 年。

首先考虑如何减小索塔横梁预应力对索塔根部应力影响，通过多次计算比对，确定在索塔施工至下横梁上缘以上 18m 高度处由内向外设

置 5000kN 的顶推力,待完成顶推后再浇筑下横梁,该方法主要用以抵消索塔根部过大的拉应力。另外,可综合横梁受力,采取适当降低预应力钢束的张拉控制应力,或降低预应力钢束配筋率同时降低构件验算等级(如原采用全预应力砼构件验算,现可采用 A 类预应力砼构件验算)的措施,以减少索塔根部拉应力。采取措施前后应力对比详见表 4。

表 4　江顺大桥索塔根部控制前后应力一览表(单位:MPa,应力负为压,正为拉)

类型	措施	位置	成桥十年施工阶段					短期作用效应组合
			恒载	徐变二次	收缩二次	钢束二次	合计	合
塔根部应力	塔身内侧向外顶推 500t 的力(N3 - N7 钢束张拉控制应力 1116MPa)	外侧	-8.6	2.3	0.3	3.2	-2.8	3.8
		内侧	-3.2	-1.9	-0.2	-3.2	-8.4	-4.1
	不作处理	外侧	-4.9	0.7	-0.3	3.4	-0.8	6.3
		内侧	-5.4	-1.0	-0.2	-3.4	-10.4	-5.6

通过计算发现上述两种措施均可较好的减少索塔根部拉应力,特别是设置顶推力的措施,既对控制索塔根部拉应力效果明显,同时还不影响横梁自身的应力水平,值得推荐。

其次考虑如何降低施工风荷载对索塔横梁应力影响。先根据横梁恒载受力确定初步张拉的下横梁钢束根数,通过在不同的索塔高度反复验算横梁应力值确定施工索塔的最大高度,再在施工到该索塔高度时完成剩余预应力钢束的张拉。本项目根据上述方法确定在未浇筑下横梁的情况下施工索塔的最大高度为 54m。

该方法同样也能较好地控制施工阶段索塔根部截面的拉应力,因为已施工完的中塔柱为索塔根部截面提供了较大的竖向压力,储备了一定的竖向压应力,可抵消部分索塔根部的拉应力。

这样既可控制好施工阶段横梁应力,同时又可很好的控制施工阶段索塔根部应力,保证了施工过程中结构的安全,建议在今后的索塔横梁设计中多采用。

3.2.3　运营态应力的控制及钢束的布置要点

1、运营态应力的影响因素

索塔横梁应力的影响因素主要有:1)活载;2)风荷载;3)环境温度变化;4)局部温度变化;5)钢索与梁、塔之间的温度差;6)塔左右温度差。为控制诸多因素在运营态产生的应力值,索塔横梁须设体内预应力钢束。

2、预应力钢束布置要点

江顺大桥索塔横梁预应力钢束布置要点主要有以下几点:

1)钢束沿索塔横梁顶底缘弧线形状布置,使索塔横梁受力更均衡;

2)适当弯起中间钢束,以便调整主拉应力;

3)在保证结构受力的条件下,尽量加大预应力钢束半径,以减小钢束径向力对横梁腹板产生的竖向拉应力。

以下列举江顺大桥索塔上下横梁钢束布置图以供参考,详见图 7、图 8。

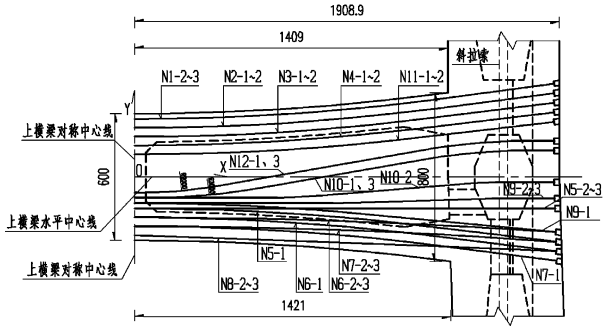


图 7　上横梁预应力钢束布置图

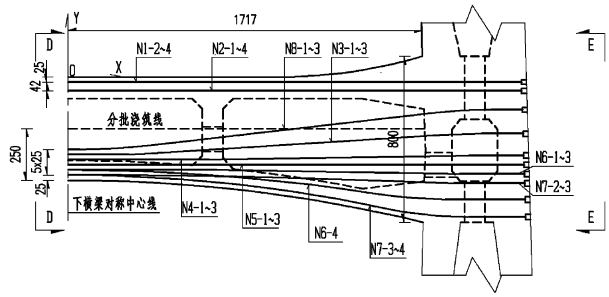


图 8　下横梁预应力钢束布置图

(下转第 20 页)

岩溶地区桩基持力层岩层安全厚度计算方法探讨

吴国胜

（广东省公路勘察规划设计院股份有限公司，广州 510507）

摘　要：针对岩溶区桩基安全厚度问题，结合混凝土板受力特性，运用规范受冲切构件计算方法，通过推导得出桩基理论安全厚度，论文推导过程简单，受力方式明确，通过与其他计算方法结果比较，表明合理可行。

关键词：桩基；岩溶；安全厚度

1　引言

岩溶地区桥梁，尤其串珠岩溶路段的桥梁桩基设计有一定的特殊性。有时桩基穿过上层的溶洞，且嵌岩深度已满足受力要求，但在桩端的底下一定范围内还有溶洞存在，当桩基存在下伏溶洞或软弱下卧层时常发生冲切破坏[1]。如果要求桩基穿过地下所有溶洞，则桩将非常长，很不经济；如桩不穿过下层溶洞，为保证桩基的安全，则要求桩底到下层溶洞之间的顶板厚度必须满足一定的要求。若顶板厚度过小，则上部荷载长期作用下，易造成顶板破坏，从而使桥梁产生过大沉降或不均匀沉降，甚至发生倒塌。

2　岩层安全厚度常用冲切模型

2.1　文献[2]方法

文献[2]认为，在工程实际中，拉应力与剪应力各自发挥程度尚不清楚，为安全起见，即冲切面上应力的总和与桩端阻力相平衡的条件，得到桩端岩层的安全顶板厚度确定模型如下。

2.1.1　按台侧岩层抗拉破坏模式

假定破坏锥台处于极限平衡状态时，冲切圆锥台侧表面上的抗拉应力得到充分发挥，而不计抗剪应力的作用，如图 1 所示，图中 σ_{vr} 为持力层上伏土压力。

根据力学静力平衡条件（不计锥台自重），导得：

$$\frac{h}{d} \geqslant \frac{\sqrt{1 + k_1 \dfrac{\sigma_b}{\sigma_t}} - 1}{2\tan\theta} \tag{1}$$

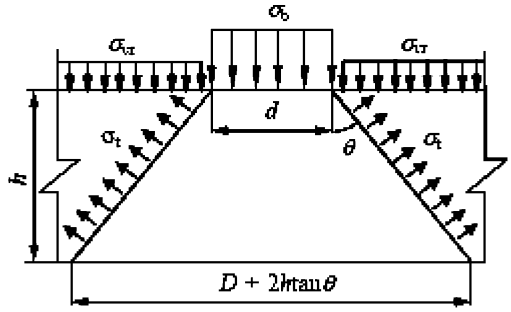


图 1　冲切锥体拉断破坏模式

式中：h 为桩端持力层岩层厚度（m）；d 为桩基直径（m）；σ_t 为岩石抗拉强度（kPa）；k_1 为按抗拉模型计算的桩端持力岩层的安全系数，σ_b 为桩端应力（kpa）。

2.1.2　按台侧岩层抗剪切破坏模式

假定破坏锥台处于极限平衡状态时，冲切锥台侧表面上的抗剪应力得到充分发挥，此时不计抗拉应力的作用，圆锥台受力状态如图 2 所示。

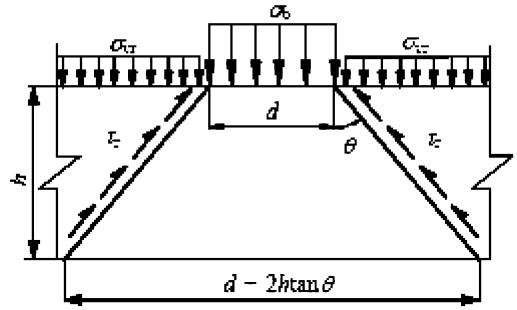


图 2　冲切锥体剪切破坏模式

根据力学静力平衡条件（不计锥台自重），导得：

$$\frac{h}{d} \geqslant \frac{\sqrt{1 + k_2 \dfrac{\sigma_b}{\tau_r}} - 1}{2\tan\theta} \tag{2}$$

式中：τ_r 为岩石抗剪强度（kpa）；k_2 为按抗剪模型计算的桩端持力岩层的安全系数，其他同上。

2.2　文献[3]方法

文献[3]认为，在桩端垂直荷载作用下，岩层将形成一个顶角 θ 的冲切锥台，抵抗锥台下冲的反力，有作用于锥台侧面的岩石拉力和作用于锥台底的软下卧层顶托力。根据静力平衡条件（不计锥台自重），并令抗拉力乘以折减系数 0.75，并不考虑溶洞内填充物，导得：

$$\frac{h}{d} \geqslant \frac{\sqrt{1+\frac{4}{3}k\frac{\sigma_b}{\sigma_t}}-1}{2\tan\theta} \qquad (3)$$

2.3　文献[3]方法

文献[3]根据极限分析上限定理的要求和冲切破坏体自身的特点，作出如图 3 所示的桩端溶洞顶板破坏机制，并作出如下假定：

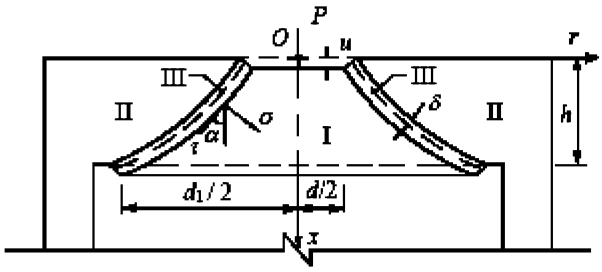


图 3　冲切体破坏模式

（1）溶洞顶板的支撑条件为轴对称固支，桩端荷载为圆形均布荷载，两者对称轴重合。

（2）在桩端荷载 P 作用下（不考虑溶洞顶板的自重荷载），顶板达到极限状态时，可分为 3 个区（如图 3 所示），Ⅰ区和Ⅱ区位刚性区，Ⅲ区为塑性变形区。其中Ⅰ区为一个轴对称旋转体，以速度 μ 竖向运动，其母线方程 $r(x)$ 对称；Ⅲ区为一个轴对称的旋转壳体，其厚度假定为一个非常小的值 δ，且其内部塑性变形必须满足关联流动法则的要求。

（3）为反映岩石破坏的非线性特点，采用格里菲斯强度破坏准则。

根据以上假定，导得：

$$\frac{h}{d}=\sqrt{\left(\frac{nk}{12}-\frac{1}{8}\left(\frac{d_1}{d}\right)^2+\frac{1}{8}\right)\ln\left(\frac{d_1}{d}\right)} \qquad (4)$$

其中，d_1 为为破坏旋转体底部直径，k 为安全系数，n 为抗压强度与抗拉强度比值，其他同上。

3　本文计算模式

本文确定岩溶地区桩基持力层岩层的安全厚度，采用的计算模型（图 4）是将持力层视为一刚性板，其上作用垂直荷载，按钢筋砼规范板受冲切构件公式计算所需持力层顶板厚度。根据《公路钢筋你混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》（JTG D62－2004）第 5.6.1 条规定计算。

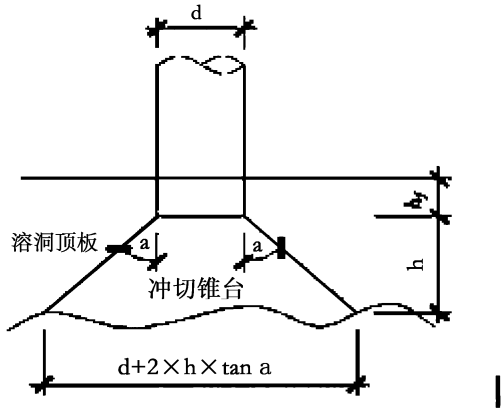


图 4　板抗冲切承载力计算模式

$$\gamma_0 F_{ld} \leqslant (0.7\beta_h f_{td}+0.15\sigma_{pc,m})U_m h_0 \qquad (5)$$

式中：F_{ld}—最大集中反力设计值，此处为桩底出竖向设计值；

β_h—截面高度影响系数，偏安全取 0.85；

f_{td}—持力层岩石的抗拉强度设计值，计为 σ_t；

$\sigma_{pc,m}$—设有预应力钢筋的板的截面上，由预加力引起的混凝土有效平均应力，此处为零；

U_m—距集中反力作用面 $h/2$ 处破坏锥体截面面积的周长，当传递冲切力的构件为圆形截面时，可将其换算为边长等于 0.8 倍直径的方形截面再取 U_m；

d—桩基设计直径；

h—顶板的有效厚度；

γ_0—结构重要性系数，此处取 1.0

在计算桩底处竖向力设计值时，偏安全不计持力层灰岩以上覆盖层的侧阻力，桩底处灰岩的极限抗压强度计为 σ_b，则桩底竖向力设计值为 $F_{ld}=\sigma_b\pi d^2/4(MN)$。

将相关参数带入上式,上式可简化为:

$$\frac{\pi d^2 \sigma_b}{4} \leqslant 0.595 \sigma_t U_m h \tag{7}$$

$$U_m = (0.8 \times d + 2 \times h/2 \times \tan\theta) \times 4 = 4 \times (0.8d + h\tan\theta) \tag{8}$$

将 U_m 带入上式简化后得:

$$\frac{h}{d} \geqslant \frac{\sqrt{0.64 + \frac{\pi}{2.38}\tan\theta \frac{\sigma_b}{\sigma_t}} - 0.8}{2\tan\theta} \tag{9}$$

4　与文献[2-4]方法的对比分析

为体现本文与文献[2-4]方法的差别与优势,分别对 4 种方法的计算结果进行对比分析,各式中安全系数 $K=3$,$\theta=45°$。桩端岩层的抗压,抗剪和抗拉强度均与岩性、剪力(或拉力)与弱面的相对方向以及弱面的软弱程度有关,有条件时应尽量实测,但一般工程地质报告中只提供岩石的饱和单轴抗压强度,而未给抗剪和抗拉强度,因此,在实际工程中,可根据经验及《岩石力学参数手册》[6]取值。一般可取石灰岩的计算抗剪强度为允许抗压强度的 1/10 ~ 1/20,取抗拉强度为抗压强度的 1/20 ~ 1/50[7],此外,试验结果还表明,抗剪强度约为抗拉强度的 2 ~ 3 倍[8],为使分析简化,在此令岩石抗压强度 σ_b 与抗拉强度 σ_t 比值为 n,岩石抗压强度 σ_b 与抗剪强度 τ 的比值为 m。计算结果如表 1 所示。

表 1　4 种方法计算安全厚度结果

m	n	文献[2]抗拉	文献[2]抗剪	文献[3]抗拉	文献[4]抗拉	本文
10	20	3.41	2.28	2.7	1.77	2.20
15	30	4.27	2.89	3.41	2.54	2.77
20	40	5.00	3.41	4	3.26	3.26

由表 1 可知,按本文计算方法计算的安全厚度比文献[2-3]结果偏小,与文献[4]计算结果比较接近,尤其当 n 值越大时,结果基本一致。

5　结论

(1)文献[2-3]计算的方法将破坏面上的剪应力及拉应力分开考虑或不予考虑,因次,桩端岩层厚度计算的结果是偏安全的,但不能反映桩端岩层的真实受力状态;

(2)文献[4]计算方法考虑冲切面上正应力与剪应力的非线性分布,力学机制明确,但求得的安全厚度为超越方程,结果求解比较复杂,使用不便。

(3)本文结算方法明确,计算结果安全厚度表达式比较简单,计算结果与文献[4]结果基本一致。

(4)岩石抗压强度与抗拉强度之比 n 对安全厚度的确定影响较大,n 值越小,即抗拉相对强度越大,溶洞所需的安全厚度越小,反之越大。

(5)对于一般天然下自稳状态的溶洞顶板,安全厚度根据岩石的材料强度取 2 ~ 3 倍桩径较为合理。

参考文献:

[1] WYLLIE D C. Foundations on rock[M]. London: chapman an Hall,1992.

[2] 赵明华,陈昌富,曹文贵,等,嵌岩桩桩端岩层抗冲切安全厚度研究[J]. 湘潭矿业学院学报,2003,18(4):41 - 45.

[3] 赵明华,曹文贵,何鹏祥,等,岩溶及采空区桥梁桩基桩端岩层安全厚度研究[J]. 岩土力学,2004,24(1):64 - 68.

[4] 赵明华,雷勇,张锐,岩溶区桩基冲切破坏模式及安全厚度研究[J]. 岩土力学,2012,33(2);524 - 530.

[5] JTG D62 - 2004,公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范[S].

[6] 叶金汉. 岩石力学参数手册[M]. 北京:中国水利电力出版社,1991.

[7] 刘佑荣. 岩土力学 [M]. 武汉:中国地质出版社,2002.

[8] 铃木光(日). 岩土力学与测定[M]. 北京:煤炭工业出版社,1980.

薄壁墩盖梁的计算比较

刘　涛
（广东省公路勘察规划设计院股份有限公司，广州 510507）

摘　要： 通过对四车道、六车道高速公路左右幅分离式桥墩 20m、30m、40m 跨 T 梁盖梁的计算，给出盖梁计算比较结果。

关键词： 下部结构；薄壁墩；盖梁

1　概述

近年来薄壁墩在高速公路桥梁上的应用有增加的趋势，薄壁墩盖梁为悬臂构件，从控制裂缝的角度考虑，一般采用预应力构件，由于其后期荷载（上部自重）的比例占绝对优势，故预应力采取分多批张拉的形式。由于下部结构的施工与预制梁的架设难以协调，经常导致第二批预应力钢束在盖梁混凝土浇筑较长时间后才能张拉，由此引起预应力钢绞线发生锈蚀，造成安全隐患。

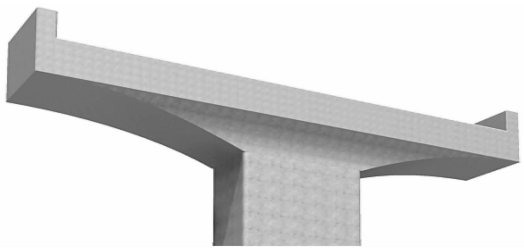


图 1　薄壁墩盖梁示意图

本文以现规范的相关条文为控制因素，以 2008 年部颁 T 梁通用图为假定的上部结构，以构件“预应力度”（预应力度、裂缝宽度）、盖梁根部高度为变量进行计算比较，对薄壁墩悬臂盖梁给出计算比较的结果。希望通过该计算比较得到盖梁设计的一些新思路。

2　控制因素

（1）结构材料：盖梁均采用 C40 混凝土，普通钢筋均采用 HRB335 级，预应力钢筋采用 f_{pk} = 1860 级。

（2）最小配筋率：钢筋混凝土构件的最小截面配筋率为 0.2%。全预应力混凝土构件普通钢筋的截面配筋率为 0.2%，部分预应力混凝土 A 类构件普通钢筋的截面配筋率为 0.3%。预应力混凝土构件施工期间受拉区的截面配筋率为 0.2%。

（3）最大用筋量：钢筋混凝土构件，根据 04 规范的 9.3.4 及 9.3.12 两条，最大用筋量时的配筋情况为 6 层直径 32mm 的钢筋组成钢筋骨架，钢筋骨架的间距为 75mm。

在上述最大用筋量的情况下若不能满足承载力或裂缝要求，则不再采用钢筋混凝土构件，而应引入预应力。

（4）应力及裂缝控制：预应力盖梁在运营阶段，按部分预应力混凝土 A 类构件考虑。施工期间的应力按 04 规范 P71 页 7.2.8 控制，其中拉应力按 $0.70f_{ck}'$ 控制。同时不采用“双预应力”。裂缝控制：混凝土构件的裂缝按 0.2mm，0.1mm 两种方式控制。

（5）造价比较：以 2012 年广东省的定额和行情为准，即 C40 砼 778.38 元/m^3，HRB335 钢筋 6.40 元/kg，钢绞线 14.09 元/kg。

3　盖梁尺寸拟定

3.1　盖梁长度

盖梁长度按以下布梁方法确定：对四车道的情况，半幅路基宽度 13m，左右幅之间留 50cm 宽的空隙，桥面宽度为 12.75m，桥跨结构由 6 片 T 梁组成，T 梁中距为 2.15m。对六车道的情况，半幅路基宽度 16.75m，左右幅之间留 50cm 宽的空

隙,桥面宽度为 16.50m,桥跨结构由 7 片 T 梁组成,T 梁中距为 2.35m。挡块厚度均取为 40cm,梁肋到挡块的净距均取为 5cm。

3.2　盖梁截面

盖梁宽度:盖梁宽度一般由三个控制条件,第一为支座布置空间,第二为抗震构造要求,第三为墩顶现浇段长度与简支状态的搁置长度。经分析,在平面曲线半径取 700m,墩顶现浇连续段的长度取为 60cm,简支状态的预制梁在盖梁上的搁置长度取 0.015 倍理论跨径,且不小于 40cm 不大于 60cm 的情况下,盖梁宽度由第三种情况控制。

盖梁最小截面积:盖梁最小截面积根据 04 规范 P29 页 5.2.9 条计算拟定,使盖梁根部截面满足 $1.2\gamma_0 V_d \leqslant 0.51\times10^{-3}\sqrt{f_{cu,k}}bh_0$,此 V_d 处为盖梁根部截面处的剪力设计值;经初步分析,盖梁端部附近(边主梁附近)不控制设计,端部截面积拟为盖梁根部尺寸最小截面积的 0.5 倍,并在高度上按 10cm 向上取整,且不小于 60cm。拟定截面时不考虑盖梁自重。

盖梁高度:盖梁最小高度由盖梁最小截面积、盖梁宽度计算确定;盖梁最大高度由上文定义的最大用筋量和最小截面配筋率控制,该计算值较大,经结构计算和经济分析最后确定盖梁最大高度。

盖梁梁高从端部到根部按二次曲线变化。

3.3　盖梁尺寸汇总

根据以上论述,结合近期工程实例的具体情况,盖梁尺寸汇总如下表。

表 1　盖梁尺寸汇总表

车道数	跨径/m	盖梁长度/m	盖梁宽度/cm	盖梁高度/cm			
				端部	根部起算高度	根部最大高度	
						按配筋计算	实际取值
双车道	20	12.15	1.8	70	140	3200	220
	30	12.15	2.1	100	200	3200	280
	40	12.25	2.5	120	230	3200	310
三车道	20	15.5	1.9	100	200	3200	280
	30	15.5	2.2	130	260	3200	340
	40	15.6	2.7	140	280	3200	360

4　计算变量

计算变量共两个,分别是构件“预应力度”(预应力 A 类构件、裂缝宽度 0.1mm,裂缝宽度 0.2mm)、盖梁根部高度;其中“预应力度”为第一变量,盖梁根部高度为第二变量。其中盖梁根部高度调整的级差为 20cm。

5　计算荷载

盖梁自重,预制梁重量,横隔板、湿接缝、整体化层、护栏、铺装等二期荷载,通过主梁传递过来的车道荷载,预应力荷载。

6　计算结果

盖梁为悬臂构件,且为关键的传力构件,故其重要性系数 γ_0 取为 1.1。

限于篇幅,仅将盖梁根部高度按 40cm 的级差列出,但并不影响结论。具体情况如表 2。

盖梁按钢筋混凝土构件设计时,主筋用筋量由裂缝控制,裂缝宽度和钢筋应力正相关,与配筋率负相关,钢筋应力随梁高增加减小,配筋率亦随

梁高增加减小,故仅增加梁高对裂缝宽度的影响不大。箍筋采用常用的构造性配筋方式,未随梁高增加进行调整。因以上两因素,总用筋量没有随梁高增加明显减少,有些情况下反而增加。

表 2

跨径/m	预应力度、裂缝宽度	四车道情况					六车道情况				
		根部尺寸/cm	材料	材料			根部尺寸/cm	材料	材料		
				钢筋/kg	钢绞线/kg	造价/元			钢筋/kg	钢绞线/kg	造价/元
20	A 类	140	22.9	4397	1009	60186	200	44.3	7330	1285	99492
		180	27.3	5688	705	67582	240	50.3	8154	1012	105599
		220	31.6	6427	548	73454	280	56.2	8991	810	112696
	0.1mm	140	22.9	8546		72517	200	44.3	13134		118537
		180	27.3	8459		75390	240	50.3	13376		124757
		240	31.6	8794		80881	280	56.2	13210		128286
	0.2mm	140	22.9	6626		60230	200	44.3	10345		100691
		180	27.3	6999		66043	240	50.3	10179		104300
		240	31.6	7055		69749	280	56.2	10652		111915
30	A 类	200	38.2	6413	1011	85018	260	66.7	10275	1595	140153
		240	43.3	7200	784	90832	300	73.6	11021	1276	145804
		280	48.4	7928	627	97250	340	80.5	12024	1012	153876
	0.1mm	200	38.2	10750		98532	260	66.7	16845		159725
		240	43.3	11073		104572	300	73.6	17318		168127
		280	48.4	11022		108214	340	80.5	17795		176549
	0.2mm	200	38.2	8546		84430	260	66.7	13426		137846
		240	43.3	8727		89555	300	73.6	13313		142492
		280	48.4	8737		93588	340	80.5	13251		147465
40	A 类	230	54.6	8085	1392	113847	280	88.7	12153	1820	172463
		270	61.1	8902	1114	120218	320	97.2	13234	1518	181753
		310	67.5	9807	911	128143	360	105.7	14390	1367	193626
	0.1mm	230	54.6	13144		126624	280	88.7	24186		223832
		270	61.1	13557		134326	320	97.2	22156		217459
		310	67.5	13396		138274	360	105.7	22639		227164
	0.2mm	230	54.6	10550		110021	280	88.7	17550		181360
		270	61.1	10862		117078	320	97.2	16920		183945
		310	67.5	1078		59441	360	105.7	17074		191550

7　结论

(1)薄壁墩盖梁无论按预应力混凝土 A 类构件设计还是按普通混凝土构件设计(裂缝宽度按 0.1mm 和 0.2mm 控制)都能实现。

(2)在相同尺寸下,盖梁按钢筋混凝土构件(裂缝宽度按 0.1mm)设计造价最高,较其他两者高出 10 ~ 30%;按预应力混凝土构件设计与按钢筋混凝土构件设计(裂缝宽度按 0.2mm)的造价相当。

(3)在相同的控制条件下,盖梁的截面尺寸越小越经济。原因是混凝土的单价高,钢材的市场价较低,钢材用量随截面尺寸增加而减少的速率较低等因素造成的。

(4)在相同尺寸下,盖梁按钢筋混凝土构件(裂缝宽度按 0.1mm)设计造价最高,可能是裂缝计算公式的适用范围所限,造成钢筋用量计算不准确造成的。

(5)在相同尺寸下,盖梁按预应力混凝土构件设计与按钢筋混凝土构件(裂缝宽度按 0.2mm)设计造价相当,原因之一是按预应力构件设计时普通钢筋用量较大,原因之二是预应力的施工费用高。

(6)预应力盖梁可从减少施工期间因应力控制设置构造配筋的角度进行再优化,如将施工期间的应力控制放宽,按偏压构件进行施工期间的承载力和裂缝宽度验算。

(7)从结构可靠性的角度考虑,建议薄壁墩盖梁采用钢筋混凝土构件(裂缝宽度按 0.1mm)。同时建议对裂缝做好防水处理,如采用水泥基渗透结晶型防水材料。

参考文献:

[1] 邵旭东. 桥梁工程[M]. 北京:人民交通出版社, 2004.

[2] 广东省公路勘察规划设计院股份有限公司. 济南至广州国家高速公路平远至兴宁段第 C2 设计合同段两阶段施工图设计[R]. 2012.

[3] 广东省公路勘察规划设计院股份有限公司. 广东省江门至罗定高速公路两阶段施工图设计[R]. 2012.

公路安保工程后评价指标体系及方法的探讨

雷　明
（广东省公路勘察规划设计院股份有限公司，广州 510507）

摘　要：实施安保工程后，公路综合服务水平有没有改善、有多少改善应进行评价。对公路安保工程后评价指标体系及评价方法进行了探讨，用以对公路安保工程实施效果进行全面、客观的测评。

关键词：安保工程；后评价；指标体系

我国现行后评价方法集中于运营的高速公路项目，对安保工程项目的后评价研究仍处于空白。

1　安保工程后评价指标体系的建立

公路安保工程后评价的指标体系，须保证其有科学依据，又须具有可操作性，指标要实用、简单、合理、敏感、定义清楚、易被评价主体接受。评价方法应避免过于繁琐、深奥，便于计算。

1.1　安全性水平指标的选取

道路安全性水平评价指标可反映道路的综合安全状况，对安保工程来讲，可反映其实施效果。各国常采用以下相对数作为评价指标：

①车辆事故率。表示在一定区域内按机动车保有量所平均的交通事故数，如万车事故率、万车受伤率等。

②公里事故率。用以表示每公里的事故数。由于将公路里程作为考虑因素，使事故次数更具有可比性。

③人口事故率。表示一定区域内按照人口平均所得交通事故数，也可表示为受伤人数、死亡人数、直接经济损失等。

④综合事故率。万车事故率与万人事故率的几何平均值。

⑤车公里事故率。车公里事故率是指在一定区域内，所有机动车行驶一年的里程综合所平均的交通事故数。通常以百万车公里事故率来表示。

⑥致死率。通过死亡人数占伤亡人数的比例来描述事故的严重水平。反映事故的车辆性能、防护设施、道路状况、救护水平等因素，交通事故致死率也是一个重要的指标。

$$d = \frac{D}{W + D} \times 100\%$$

式中：d—致死率或死亡率；

D—死亡人数；

W—受伤人数。

这样可得到公路安保工程安全性水平评价的几个指标，为百万车公里事故率、百万车公里受伤率、百万车公里死亡率、百万车公里经济损失、以及交通事故致死率。

安保工程效果评价还应考虑工程实施区域公众的满意度，以便全面分析实施效果。可通过问卷调查实现，问卷调查的对象可包括驾驶员、当地居民、行人等。同时可根据被调查人员对公路安全状况了解程度的不同，采用不同权值进行统计测算。

1.2　安保工程实施经济效益评价指标的选取

工程有没有成效，须具备两个条件：技术可行性和经济合理性。公路安保工程经济评价就是从经济角度，分析计算安保工程投入成本和获得的效益，成本效益是衡量项目成功与否的关键

因素，主要包括经济内部收益率和财务净现值。

公路安保工程项目费用和效益进行比较的指标有两类：一类是反映直接经济或者财务效果的绝对指标，取效益费用比、净现值和内部收益率；另一类是反映直接经济效益后评价指标与前评估指标偏离程度的相对指标，为实际净现值变化率和实际内部收益率。

①费用效益比 B/C：

$$\frac{B}{C}=\frac{\sum_{n=0}^{t}\frac{B_n}{(1+i)^n}}{\sum_{n=0}^{t}\frac{C_n}{(1+i)^n}}$$

② 净现值：

$$NPV=\sum_{n=0}^{t}\frac{B_n}{(1+i)^n}-\sum_{n=0}^{t}\frac{C_n}{(1+i)^n}$$

1.3　安保工程社会环境影响评价指标的选取

公路安保工程社会环境影响评价指标主要有：

(1)对沿线基础设施的影响；

(2)对旅游文化事业发展的作用；

(3)对交通运输水平的改善；

(4)对交通行业形象的影响；

以上指标可通过公众调查实现测算，其范围为公路两侧 500m 内，根据实际情况可扩大范围，项目直接影响区内人口稠密、村镇集中和有特殊意义的地区应该作为重点调查区。

1.4　安保工程景观环境影响评价指标的选取

公路景观是指公路本身形成的景观及沿线自然景观和人文景观，即展现在行车者视野中的由线形、构造物和周围环境共同组成的图景。评价指标有以下几项：

(1)构造物造型、色彩美学；

(2)构造物与周围环境协调性；

(3)景观完整性；

(4)景观生态价值；

(5)景观文化价值；

2　安保工程后评价方法选择

各个指标测算结果的简单罗列往往不能满足评价和决策需求，还要找到一种易于理解的评价结果，这就需要综合评价来实现。

目前公路行业常用的综合评价法有以下几种：

(1)层次分析法(AHP)——将决策的相关元素分解成目标、准则、方案等层次，在此基础上进行定量和定性分析的决策方法。层次分析法的缺点是涉及到各个指标权重的确定问题，存在主观依赖性。

(2)灰色评估法——基于灰色系统理论，对系统或因子在某一时段所处状态，进行半定性、半定量的评价，对系统的综合效果与整体水平进行识别和分类。相比层次分析法，灰色评估法存在一个缺陷：进行综合评分时，必须再次确定权数。这就可能导致指标权重与层次分析法一样，排名结果却可能会有差异且排名的分别能力不强。

(3)模糊综合评价——利用模糊集合理论，借助于隶属函数，解决“合理”与“不合理”概念之间的过渡，不必硬性规定一个绝对界限；通过语言变量的引入，使评价结果以口语化形式的词汇表达成为可能。其关键是确定单因素评价矩阵 R 和计算模糊评价子集 B = AOR。但在指标参数的模糊化过程中，会掺杂人为因素并可能丢掉有用信息，且各个指标权重的确定，也存在过多主观依赖性。该方法与灰色评估法类似，不仅有权重问题，而且有分类标准问题。

(4)层次分析——模糊评价方法——层次分析部分将决策者对一个复杂对象决策思维过程数学化，是分层确定各指标对于目标的权重过程。模糊评价部分是在层次分析完成指标层的权重系数和评价标准建立后，采用模糊评价综合模式计算被评价目标分布在各等级上的概率，并以最大概率确定相应等级。本方法虽然跟单纯的层次分析法、模糊评价法在形式上有所不同，但仍需要专家主观评价各指标权重，比较主观地确定不同指标的取值。

(5)主成分分析法——利用降维思想，把多

指标转化为少数主成分的多元分析方法。当问题涉及众多变量之间有一定的相关性,就会存在起支配作用的共同因素。其缺陷是没有考虑指标间的重要度差异,只是根据指标的实际数据得出,结果不受人为因素影响,不能反映指标之间重要度不同的问题。

对一个系统的综合评价,不存在最好的评价方法,只有相对合适的方法。上述各种方法都有其优点,也都有一定局限性。公路安保工程后评价各指标具有一定的模糊性,不能采用经典数学概念对其进行描述,例如,公众满意度只能采用满意、基本满意、不满意等模糊概念表达,层次分析——模糊综合评价采用隶属度表达事物具有某种属性的程度,能很好解决这一问题。

3　结语

通过综合考虑公路安保工程实施对各方面的影响,建立了其后评价指标体系,包括工程实施安全效果、经济效益、社会效益以及景观环境影响效果等指标。同时根据指标体系的特点,提出了应用层次分析——模糊评价法对其进行综合评价。

参考文献:

[1] American Association of State Highway and Transportation Official. A policy on Geometric Design of Highways and Streets[S]. AASHTO,2003.

[2] JTG/T B05 - 2004,公路项目安全性评价指南[S].

[3] 王建军,王参军. 公路建设项目后评价研究理论与方法研究[M]. 北京:人民交通出版社,2004.

[4] 李华成. 高等级公路交通安全评价体系研究[D]. 长春:吉林大学,2007.

(上接第 10 页)

4　结语

本文通过江顺大桥索塔横梁的设计与计算,对索塔横梁的一些关键性问题有以下几点体会:

(1)承载力计算时除考虑常规极端工况,还应考虑维修和养护引起的极端工况,提前做好设计,以降低后续维修和养护的难度。

(2)注意横梁弧线形构造对承载力的影响,提高抗扭能力,降低钢束径向力。

(3)建议在设计阶段减小下塔柱刚度,降低横梁预应力对下塔柱的影响,必要时可采用设置顶推力的方法改善下塔柱受力。

(4)建议在索塔施工到一定高度时分批张拉下横梁预应力,控制好下横梁根部和索塔根部受力,保证施工过程中横梁的结构安全。

(5)在运营态横梁应尽可能做足压应力储备,以降低其他不可预测因素对其正常使用的影响。

参考文献:

[1] 林元培. 斜拉桥[M]. 北京:人民交通出版社,2004.

[2] 叶见曙. 结构设计原理[M]. 北京:人民交通出版社,2010.

[3] 曾平喜,商哲儒. 金塘大桥主通航孔桥的索塔施工[M]. 公路,2009.

[4] 戴捷,张喜刚,吴国民. 苏通大桥主桥索塔设计[M]. 规划与设计.

[5] 项海帆. 桥梁概念设计[M]. 北京:人民交通出版社,2011.

肇花高速公路芙蓉嶂互通立交方案设计

许卫南
（广东省公路勘察规划设计院股份有限公司，广州 510507）

摘　要：分析影响芙蓉嶂互通立交建设的主要因素，提出几种不同的立交方案进行比较，并选取最佳施工图设计方案。

关键词：芙蓉嶂互通立交；方案；设计

1　工程概况

珠江三角洲外环高速公路黄岗至花山段（下简称“肇花高速”或“本项目”），是国家高速公路网布局中珠江三角洲环线高速公路的组成部分，是广州市区域高等级路网整体规划“四环十八射”中的第四环的一部分。本项目也是肇庆市、佛山市、广州市等城市间加强枢纽性交通的纽带，还是连接深圳——香港（口岸）——澳门（口岸）——珠海——中 山——江 门——佛 山——花 都——增城——东莞——深圳的高速通道。本项目的建成实现了快速、便捷地疏导港口交通和集散物资的目的，并准备建设的广乐高速公路、京珠高速、广清高速、新机场高速、广贺高速公路以及国道 G324、G321、G105、G106、G107 等公路交汇成网，对珠江三角洲的经济发展具有重要的意义。

芙蓉嶂互通立交主要是解决芙蓉大道及其附近区域交通流上下高速公路的问题。目前芙蓉大道现状为双向四车道，城市主干道，路基宽 24.5m，目前花都区已规划为双向八车道城市快速路，路幅宽 60m，设计速度 80km/h。

2　交通量预测

根据交通量预测，本互通 2032 年的匝道出入交通量为 12250 辆/日，其中主流向为花都区与肇庆、花山方向，交通量占 72.3%（见图 1）。

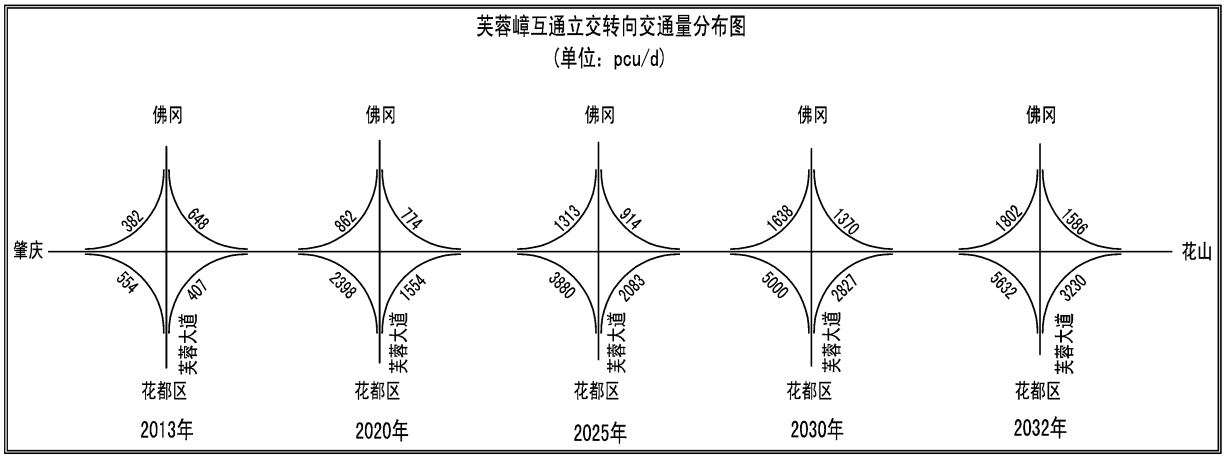


图 1　交通量分布图

3　立交布设的影响因素

芙蓉嶂互通立交位于广州市花都区的狮岭镇，互通区所在地经济发达、路网密集，受地方规划的限制，肇花高速公路主线在狮岭镇路段只能利用既有的山前旅游大道的走廊带设高架桥，骑在山前旅游大道上面，由于所在地区土地利用价值较高，征求地方政府时强烈要求立交占地要节

省,同时立交连接线、主线与被交道路间围成的三角用地要少,避免土地的浪费,节约用地对立交方案的选型方面起了主要的控制因素。

4　设计指导思想

4.1　技术指标

本项目采用平原微丘区高速公路标准,全封闭,全立交。根据主线计算行车速度 120km/h,但因主线平面指标难以达到 120km/h 立交范围极限值要求,本路段限速 100km/h 运行。匝道的计算行车速度为 40km/h,主线和被交路纵坡小于 2% 设计,匝道最大纵坡按 3.5% 控制,主线采用双向 6 车道高速公路标准,路基宽度 34.5m。各匝道原则上采用单向单车道匝道,路基宽 8.5m,当匝道长度大于 300m 时,采用单出、入口双车道匝道。

4.2　工程造价

高速公路投资非常大,设计时考虑在满足互通立交功能要求的前提下尽量减少立交匝道长度,占地面积,降低工程规模,减少工程造价。

4.3　地方意见

立交场地位于广州市花都区,周围经济发达,其土地开发价值较高,地方政府提出了立交场地占地面积要小。在方案设计过程中要重视这一地方意见,根据这意见有针对性的进行方案选型,立交在以后的实施过程中可以更加顺利。

5　方案设计

5.1　方案比选

根据地方意见,设计原则、地形、地物提出了四种方案进行比选

5.1.1　方案一:常规单喇叭立交方案

该方案为常规的 A 型单喇叭立交方案,通过设置连接线直接与被交道路芙蓉大道连接,其优点为仅设一个平交口和收费站,方便管理及各方向的行车明确顺畅;其缺点是占用耕地较大,特别连接线和主线所围成的三角部分面积较大,今后难以有效的加以开发利用,与地方意见不一致(图 2)。

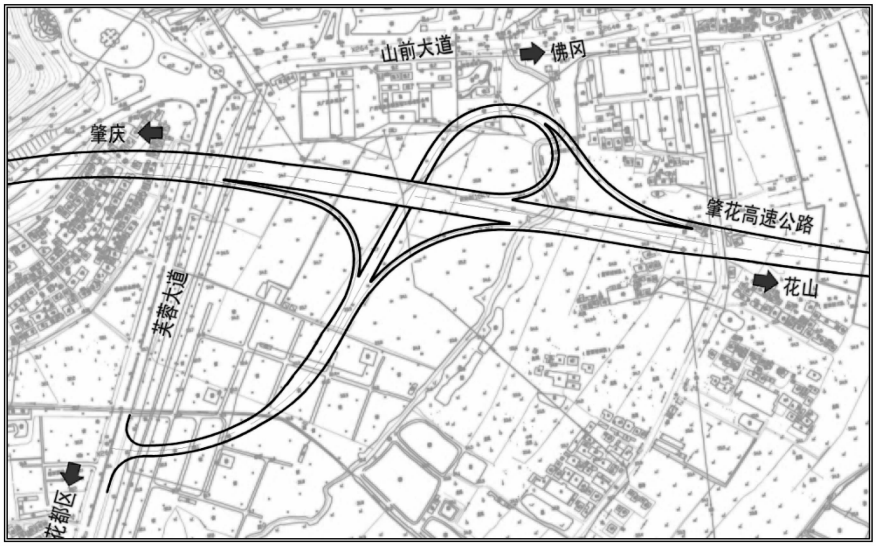


图 2　常规单喇叭立交方案

5.1.2　方案二:变异单喇叭立交方案

该方案为变异的单喇叭立交方案,即对方案一进行了变化,由于传统的单喇叭立交型式,连接线、被交道路、主线三者间所谓的三角用地占地面积比较大,加上立交位置的土地比较有价值,地方较为反对该型式立交方案。因此,现阶段对传统的单喇叭立交型式进行了变化,立交连接线靠近主线平行布设,肇庆至花都区或佛冈方向的匝道右转改为上跨立交连接线、下穿主线稍微绕行的左转匝道,这样大大减少了三角地占。该方案的

优点有:仅设一处平交口和收费站,有利于地方路的交通组织,一处收费站方便管理,占地也较为适中。缺点为肇庆至花都区方向为主交通流,存在一定的绕行(见图 3)。

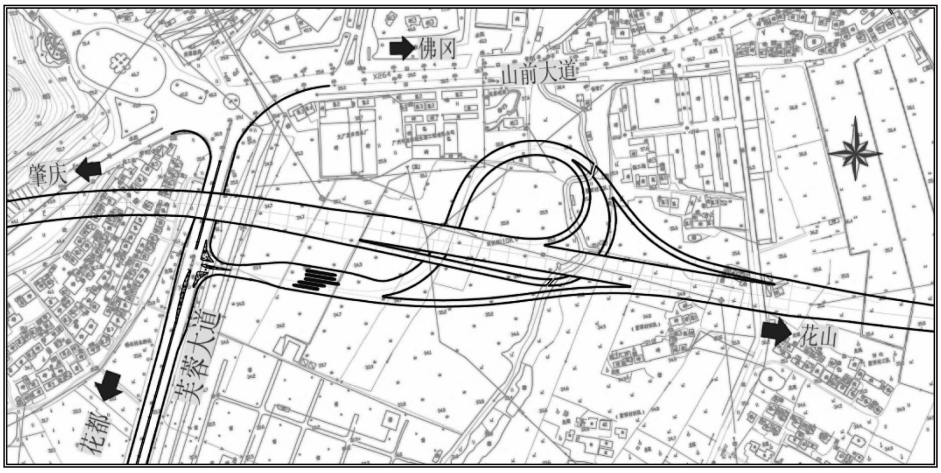


图 3　变异单喇叭立交方案

5.1.3　方案三:菱形立交方案

该方案为变异的菱形立交方案,为四条上下匝道,与东向进行转换的两条匝道与芙蓉大道相连接;与西向进行转换的两条匝道与山前大道相连接,其平交口采用渠化 T 型平交,匝道均下穿主线。该方案优点是平面线形顺适,匝道间紧贴布设,占用耕地很小,工程规模也较小。缺点是需要设置两处平交口,并且需要设两处收费站,不方便集中管理,设两处平交口对地方路交通有一定的影响;主交通流为花都区往返肇庆方向,即主交通流需要从芙蓉大道走到山前大道上来上下高速,绕行较多,同时三个平交口相邻,比较难标识,容易造成车辆误行(见图 4)。

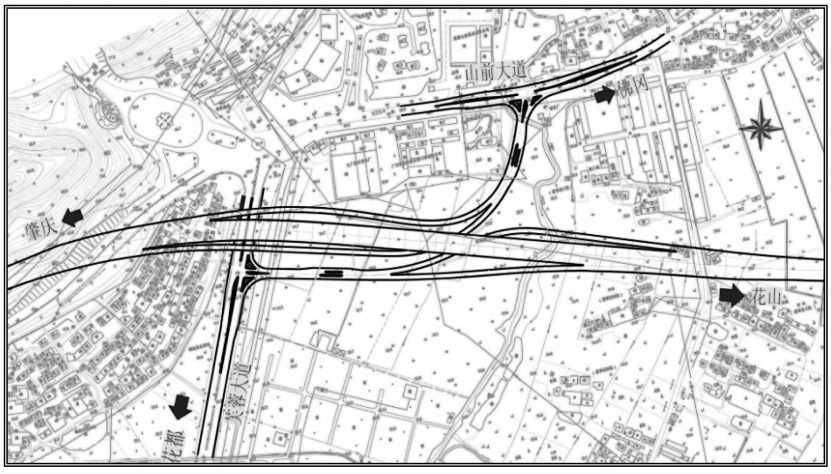


图 4　菱形立交方案

5.1.4　方案四:环形立交方案

该方案为环形立交方案,与山前大道相连接,匝道均下穿主线。本方案需设一个平交口;占用耕地面积也较为少。缺点是连接线较短仅 170m,没有条件设集中收费的收费站,这样需要分别在四个方向匝道上设收费站,不方便集中管理,且 ZS 匝道、SZ 匝道上收费广场纵面纵坡为 2%;主交通流为花都区往返肇庆和花山两个方向,即主交通流需要从芙蓉大道走到山前大道上来上下高速,有绕行较多,同时也加大了山前大道的交通压力(见图 5)。

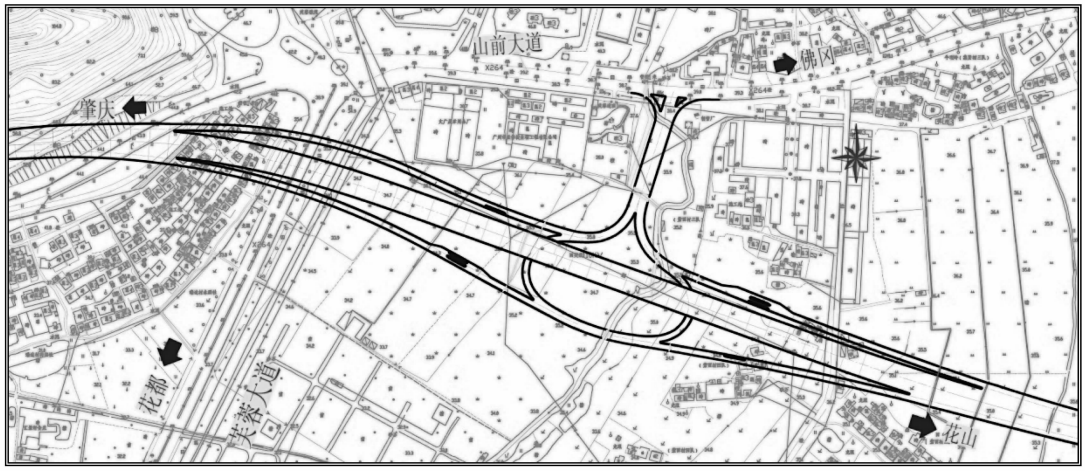


图 5　环形立交方案

5.2　方案确定

针对以上四个立交方案，综合各方案立交功能、通行能力、工程规模、节约占地等因素进行比选。方案一行车最为顺畅，工程规模也较小，但是其连接线、肇花主线与被交道路芙蓉大道围成的三角用地面积较大，造成大面积的土地难以开发利用，与地方意见不一致；方案三占地最小，但桥梁规模最大，设两处平交口和收费站，主交通流要绕行；方案四占地适中，桥梁规模也适中，但是收费站分别设于匝道上，更不方便管理，主交通流也需要绕行。方案二占地较方案三、四要大，但桥梁规模最小，仅设一个平交口和收费站，集中收费方便管理，主交通流也存在一定的绕行，但是与方案三、四相比绕行距离要短些，与方案一相比，其连接线、肇花主线与被交道路芙蓉大道围成的三角用地面积要小很多，避免了土地的浪费，特别是城区附近利用价值较高的土地，更加需要节约用地，与地方意见一致。因此芙蓉嶂互通立交推荐采用方案二作为施工图设计方案，即变异的 A 型单喇叭立交方案。

6　结语

互通立交的设置及方案比选是高速公路设计中的一项重要内容，方案设计时要根据交通量分布、被交道路等级、交叉口型式、周围地形地物、占地及工程造价等因素进行综合分析，对于服务性立交来说，需要进行细致的分析和比较，因为它不仅影响工程的总造价，而且是决定高速公路服务功能的重要因素。立交设计工作应做到因地制宜，拓展思路，节约用地，注重比选，综合考虑技术、经济、社会效益及多方面的因素，使立交的交通功能完善，具有较高的服务水平，满足用地、经济、环保、美观等要求。

参考文献：

[1] JTGB01 - 2003，公路工程技术标准.

[2] JTG D20 - 2006，公路路线设计规范.

[3] 涂一林，李煦. 关于高速公路互通式立交选型的探讨[J]. 科技资讯，2007(12).

高速公路立交改扩建工程设计方案研究

刘健汉
（广东省公路勘察规划设计院股份有限公司，广州 510507）

摘　要：随着高速公路部分区域路网的日趋完善，做为交通节点的已建高速公路互通式立交，由于交通量的增加，或者原有交叉各路的升级换代，或因新增道路而需要进行改扩建。论文介绍了立交改扩建工程的特点，并以单喇叭（T 型）互通立交改建为（十字型）枢纽立交的工程实例为基础，通过对设计过程中出现的问题、限制因素逐一提出解决方法，最后综合诸多因素进行比选后得出推荐方案，并由此引申互通立交改扩建工程的设计进行归纳总结，以期参考借鉴。

关键词：高速公路；改建工程；互通立交；枢纽立交

1　前言

互通式立体交叉是高速公路的重要组成部分，它是在高速公路与高速公路或高速公路与一般干线公路交叉处起交通转换作用的专用设施。现在，由于社会经济的飞速发展，高速公路路网发达地区原有的高速公路及互通立交已经无法满足交通量增长的需要，因交通量增长、新项目的建设对原有立交进行扩建、改建、增设延长线的项目日益增多。对已建的立交进行改造需要考虑到施工期间维持通车、尽量利用原有匝道、经济性合理性等诸多问题。因此，改、扩建工程中，立交方案的改扩建方案研究是整个设计的重要环节，其优劣对工程投资、技术等级、服务水平都产生直接影响。如果选择不当，不仅会永久影响立交自身功能和作用，而且影响到主线、被交路的运营乃至一定范围的社会效益。

2　改扩建立交工程的分类

立交改扩建工程从建设目的上可以分为功能性与需求性两类：

（1）功能性：此类改扩建工程是为在原有立交的基础上增加新的交通转换功能，多因新项目的建设、路网结构发生变化的需要，对原互通立交进行改造完成新的交通转换功能。

（2）需求性：此类改扩建是因为主线的规模扩建或立交本身转换交通量的增长，原有的设计标准不能满足现行规范、交通量转换的需求而进行的。

3　改、扩建的方式

（1）原位扩建：在现有互通的基础上，对互通立交匝道进行小规模的局部改造。其特点是保持原有位置和立交的方案性质基本不变，改变以匝道断面规模为主，线型变化一般出现在出入口位置。采用这种方式的社会影响小、造价低。常在公路主线全线进行扩建时被采用。

（2）原位改建：在现有互通的基础上，对互通立交的设计标准、形式进行改建。其特点是立交位置不变，但立交的基本形式会发生变化。采用这种形式可利用原有立交匝道路基、桥梁、用地范围，对周围环境影响较小，但改建方案多因位置不变的关系对原有交通产生影响。

（3）移位重建：寻找新的位置，建设一个能够取代原有立交功能或新建部分匝道与原立交组合的改建方式。采用此种方式基本不受原有立交的影响，但是有浪费了原有建设资源的可能。在路网结构发生变化，或在提出原位扩建、原位改建的方案均发现明显不足或不可行的情况下建议考虑。

根据已实践的扩建工程经验，功能性立交改扩建工程建议采用原位改建为与移位重建进行比选；需求性改扩建工程建议采用原位扩建和原位改建的方式进行比选，择优选择。

4　工程实例

4.1　项目概述

凌坑互通立交处于广东省惠东县凌坑，是凌坑至碧甲高速公路（下称本项目）的起点，也是广惠高速公路的终点。此处现有的凌坑互通是实现广惠高速公路与深汕西高速公路交通转换的单喇叭立交。在原有的单喇叭立交前设有凌坑主线收费站。

原凌坑互通立交是 B 型单喇叭立交，喇叭设置在深汕高速公路一侧。具体布置如图 1。

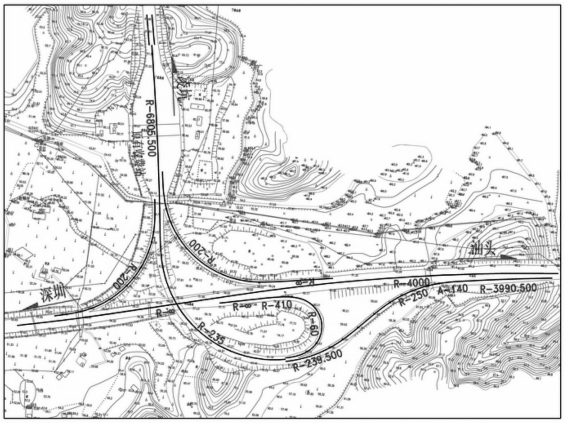


图 1　原凌坑立交

本项目通过改造后的凌坑立交实现与广惠高速及深汕西高速公路的交通流转换，属于路网结构发生变化的立交功能性改造。

从交通量示意图可以得出，该立交的主要交通流为广州至汕头的双向车流，其次为碧甲往返深圳的交通流；其余方向交通量均很小。

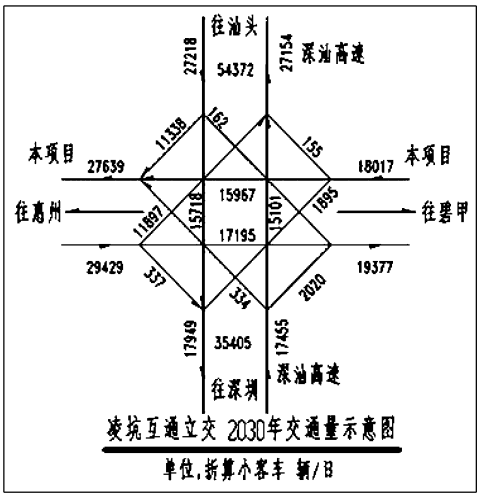


图 2　凌坑互通立交远景年交通量预测

图 3　项目地理位置图

结合路网进行分析由于汕头与碧甲方向的交通流转换能通过深汕高速与惠深沿海高速的新村（单喇叭）互通立交、惠深沿海与本项目设置的牛牯墩枢纽立交能更便捷地完成，笔者在本立交设计中取消碧甲往返汕头方向的匝道。

4.2　改建方式的比选

原位改建（图中红色线位）：本项目主线起点与广惠高速公路终点在直接对接，在原凌坑立交实施立交改造的方案。

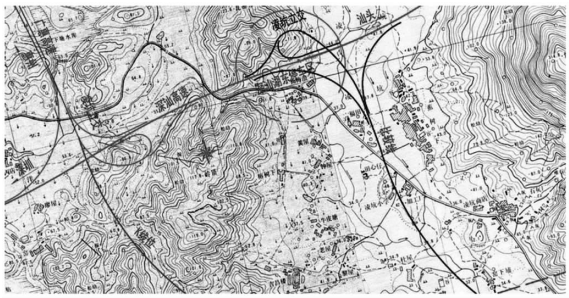


图 4　原位改建、移位重建示意图

该方案的优点是交通流连接顺畅，主线交通直接连接，安全性好，利于后期的营运管理方便，对深汕高速公路的影响小，对地方村庄影响小，拆迁工程量小，少占用耕地；缺点是需对现有的凌坑立交进行改造，立交工程量大且比较困难，对广惠高速的影响大。

移位重建（图中蓝色线位）：为尽量利用现有立交匝道，笔者在原立交位置约 1.5km 处，通过设置单喇叭或 Y 型立交连接深汕高速公路，与现有

的凌坑立交合成组合立交(两个立交间设置辅助车道)。

该方案的优点是保留现有的凌坑立交,对现有交通的影响最小;项目路线起点线形较好。缺点是路线方案与广惠高速不是直接对接,需通过深汕高速转换,深汕高速上存在交织段,对主线车流有较大影响,安全性差;往碧甲方向车辆需多绕行 0.6km。且路线穿过凌坑村,拆迁量很大,也把村庄进行了分割,而且需占用较多的耕地。

综合上述因素及地方政府的意见,采用原位改建的方式进行立交方案设计。

4.3　主线方案

结合凌坑收费站、凌坑单喇叭立交的现状、交通量预测及改造期间不能中断广惠与深汕西的交通流转换的情况,我们设计了 3 个主线方案:

(a)主线整体式设计方案(a 线):

该方案主线以顺接广惠主线为基础,在原凌坑立交 B 匝道右侧跨越深汕高速。此方案无需对广惠主线进行改线设计。并在收费期结束之后保持广惠、深汕与本项目的行车顺畅。但由于顺接之后主线对原有凌坑立交主匝道的占用影响,基本无法利用原有凌坑立交的大部分匝道。

(b)主线整体式设计方案(b 线):

该方案主线以利用原凌坑立交为设计基础,主线设计在原凌坑单喇叭立交的 YB 匝道右侧跨越深汕高速。此方案需对广惠主线青山隧道出口至凌坑收费站路段(右线)进行改线设计。由于广惠主线青山隧道至凌坑收费站距离较短(仅有 1.7km),同时广惠主线为分离式路基设计,故改线难以在满足规范(立交范围内)规定指标的前提下与原广惠分离式路基顺接,因此本路线方案需要通过新建收费站进行车流转换使原广惠左线车流通过收费站汇入右线。在收费期结束之后会存在此路段须降速行驶的问题。

(c)主线分离式设计方案(c 线):

主线从原凌坑单喇叭 YB 匝道的左右两侧跨越深汕高速公路。但该方案由于需要绕原凌坑收费站(九进九出)外侧顺接原深汕主线,并且主线需要跨越原有立交匝道,桥梁工程量较大。

4.4　立交方案

主线的三个方案各有优缺点,因此对应三个主线方案,笔者提出了以下三个立交方案综合比选。

4.4.1　方案一

方案一是在 a 线的基础上设计的, A、D、C、E 四条匝道施工完成后可替代原凌坑单喇叭立交的功能,F、H 匝道能够满足新路网结构的功能要求。(其中原凌坑立交主匝道桥建设费用为 553 万,利用价值不高,拆除后重建费用不高。)

图 5　立交方案一(a 线)

方案一优点:节省用地,桥梁工程量相对其他方案较少,造价相对较低;主线与广惠顺接,考虑收费期结束收费站取消后能够提供高效舒适顺畅的交通转换;主流方向之一的惠州往汕头方向行车里程相对其他方案较短。

方案一缺点:除利用 YC 匝道部分外,其他匝道均为新建。在三个立交方案中,方案一施工期间,对深汕高速、原凌坑立交的交通运营影响最大。

4.4.2　方案二

本方案形式与方案一一致,但其设计基础是主线的 b 线方案。本方案利用原有立交 YA、YB、YD 三条匝道。改建后 YA、YB、YD 匝道的车流按原匝道线位及原广惠主线左线行驶,车流通过新建凌坑收费站后在收费站广场进行车流转换进入广惠改线路段。

改建后,原双向形式的 YB 匝道变为单向匝道,YB 匝道失去的一半转换功能由新增设的 C 匝道替代提供。C 匝道设计终点顺接入原 YC 匝道

线位,可起到减少征地的作用。

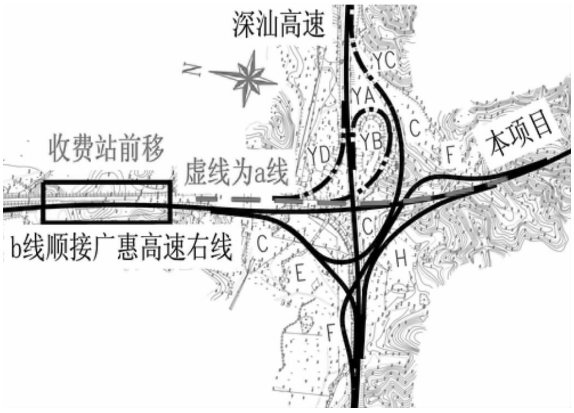


图 6　立交方案二(b 线)

方案二优点:完全利用了原单喇叭的 YA、YB、YD 匝道及 YC 接入深汕主线段线位;其余匝道线形流畅,布置紧凑,较好地结合实际地形和交通量预测结果,运用技术指标合理;无需设置施工便道。在三个方案中,造价最低。

方案二缺点:主线与广惠高速右线顺接,左侧车流需经过收费站汇入主线。当收费期结束后,广惠与本项目左侧车流平面无法顺接路段需要限速处理,通行能力在三个方案中最低。根据交通量预测,方案二改造后,YB 匝道(三车道)利用率不高。

4.4.3　方案三

本方案在 c 线基础上进行设计。考虑到主线收费站离本立交的距离很近,主线行车速度难以达到 100km/h,故设计左侧驶进本项目左线线匝道 c1,左侧驶离本项目右线匝道 c2。c1、c2 承担了顺接新主线与原立交 YB 匝道的转换功能。

该方案必须首先施工 D、E 匝道后再封闭原有 YD、YE 匝道进行 G 匝道施工。

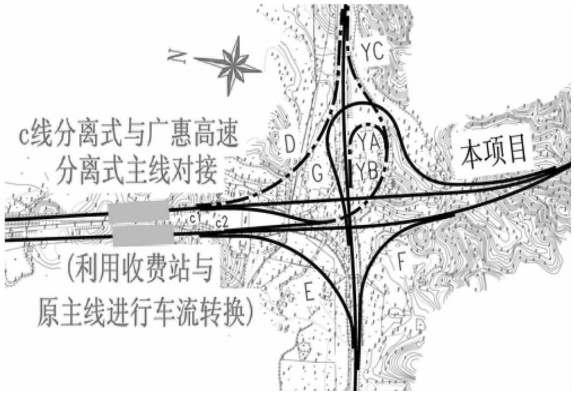


图 7　立交方案三(c 线)

本方案优点:在三个方案中方案三对原有立交的利用率最高;对原有交通影响最小,无需设置施工便道。

本方案缺点:需设计 2 座主线桥跨越深汕高速公路,增加了施工难度及工程量;存在左进及左出匝道,安全性相对较低;在本项目右线驾驶者需要辨别 3 个行车方向,容易导致误行;广惠改线段交通与原路线交通需要通过新建主线收费站进行转换;在三个方案中占地面积较大;造价最高。

综合上述:方案三利用了绝大部分原有立交的匝道,且对原有交通影响较小,但存在这左进左出、分流点聚集容易误行的问题,行车舒适性差;且主线设置在立交的最高层,桥梁规模最大,造价最高。方案二利用了原有立交三条立交匝道,但需要对广惠高速公路进行改线(854m),同时左侧车流平面无法顺接导致通行能力低,其造价亦高于方案一。

立交方案一及收虽然拆除了原有立交,但在主线与广惠高速公路左右线终点平纵顺接,匝道线型流畅,虽然对现有交通存在影响,但能保证施工期间不中断交通转化,总造价经济合理,是此次方案研究的推荐方案。

5　总结

由本文设计实例可以看出,立交改扩建工程,对“完全不利用原有匝道”的设计方案并不一定比“完全利用,局部利用”的方案更贵。同时立交是具有长期影响的工程项目,在改扩建时,不应只着眼于眼前的造价和施工组织便利,对于远期交通通行存在隐患的方案应予以放弃。

结合设计研究实例,笔者提出立交改扩建工程的设计要点:

(1)改扩建计要建立在交通量分析和路网分析的基础上,设计开始前需要明确立交改扩建的目的,立交在路网结构中的功能。

(2)选择合理的改扩建设计方式。

(3)在以上亮点的基础上展开多方案的技术、经济性综合比选。

某高速公路路基纵向裂缝成因分析及处理方案

何颖川
（广东省公路勘察规划设计院股份有限公司，广州 510507）

摘　要：某高速公路半填半挖路段为软土地基，不合理的软基处理方案造成差异沉降的产生，导致 60m 范围的路基产生纵向裂缝，经方案比选后，采用管桩复合地基处理方案，经工程实践表明，处理方案可行。

关键词：高速公路；纵向裂缝；差异沉降；成因；处理方案

1　工程的地形地质概况

某高速公路 K32 + 560 – K32 + 620 路段路基设计宽度为 26m，为半填半挖路段，左侧填方的填土高度为 4.6m，左幅为水田耕地，右幅为山丘，根据地质钻探资料显示，该路段左幅路基范围存在厚度不均匀的淤泥层，软土层底向路基左侧倾斜，坡脚处软土厚度约为 12.0m，路基中部软土厚度为 2.9m；软土物理力学性质：软土淤泥天然含水量为 56.9% ~ 59.8%，压缩系数 1.40MPa^{-1}，压缩模量 1.75MPa，直接快剪剪切指标 C = 9.9kPa，= 5.3 度，固结快剪剪切指标 C = 14.8kPa，= 8.8 度，空隙比为 1.5 ~ 1.7。固结系数 Cv 为 8.7×10^{-4}cm^2/s，渗透系数 Kv 为 4.3×10^{-6}cm/s。

2　设计过程及施工情况

在施工图设计阶段，由于缺乏地质钻探资料，故该路段未采取软基处理措施，仅描述为根据施工补勘资料进一步明确是否需要进行软基处理以及所采用的软基处理方案。经在 K32 + 576 路基横断面进行地质补钻，发现有倾斜软基后，补充了软基处理方案。根据补勘资料，软基基底横坡为 1∶2.8。

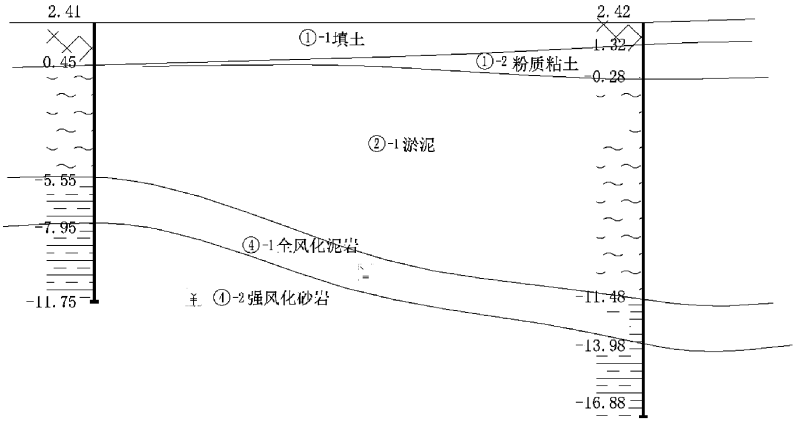


图 1

处理方案分别提出了袋装砂井、水泥搅拌桩以及管桩三种方案。由于项目工期较长，基于用时间换金钱的思路，在保证路基稳定性的前提下，采用袋装砂井 + 砂垫层 + 等载预压处理方案。袋装砂井正三角形布置，间距 1.1m，单根长度 14m，砂垫层厚度为 0.6m，铺设一层土工格栅，等载预压。经计算，路堤和地基的整体稳定性分析中采用推算的实际固结度的固结快剪指标，其稳定安全系数为 1.41，满足路基设计规范要求。由沉降计算结果得到，预计总沉降量达 1.6m，在预压期末，软土固结度达 85%，预计工后沉降小于 30cm，满足规范要求。

自 2007 年 9 月到 2008 年 11 月，施工单位严格按照标准控制填土速率，路基土填筑缓慢。

3　路基纵向裂缝的产生

2008 年 11 月，该段路基尚在欠载预压阶段，距等载预压填土高尚有 1.05m 填土高。现场在路基监测的作业期间发现路基多处纵向裂缝，走向大体一致，最大宽度约为 4cm。

路基纵向裂缝产生的信息报告后，引起施工、监理、业主及设计等单位的高度重视，各方技术人员及有关专家深入现场进行了仔细的勘踏，现场对 K32 + 568 路基横断面进行地质补钻，比照 K32 + 576 地质横断面，进一步摸清地质情况。由补勘资料可以看出，原地面坡脚附近的软基基底变陡，软基基底横坡达 1∶1.5。

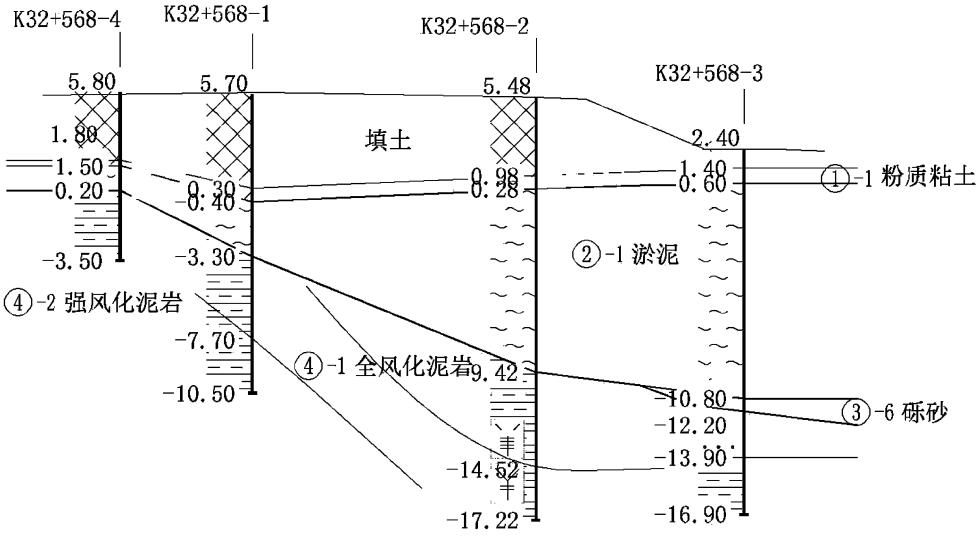


图 2

对路堤和地基的整体稳定性采用简化 Bishop 法采用推算的实际固结度的固结快剪指标进行计算，其稳定安全系数为 1.32；对路堤沿倾斜基底滑动的稳定性采用不平衡推力法进行计算，其稳定安全系数仅为 1.15；路基稳定性不满足规范要求。考虑到路基侧向位移及沉降速率均在监控范围内，有关专家及技术人员经研究讨论，决定增设路基监测断面，加强监测。

从监测数据来看，至 2009 年 2 月，路基沉降及侧向位移并未出现收敛的趋势，而路基纵向裂缝则有贯通发展的趋势，最大宽度约为 9cm。尽管侧向位移及沉降速率均在监控范围内，但鉴于雨季即将来临，有关专家及技术人员经研究分析，果断决定对裂缝路段采取治理措施。

4　路基纵向裂缝产生的原因分析

该路段半填半挖路段，而且软土横向为倾斜分布，路基基底为左软右硬。从监测数据可以看出，路基最大累计沉降量已达 767.0mm。而处于挖方段的右幅路基，不发生沉降。由于路基的沉降主要是由软基的主固结引起的，所以左右路基之间就发生了高度为 767.0mm 的错动，其之间的路基土不能适应如此过大的变形，导致纵向裂缝的产生。半软半硬的地质条件以及采用沉降量大的软基处理方法造成了差异沉降的产生，差异沉降是路基裂缝产生的最直接的原因。

软基固结沉降，一般伴随的有强度的增长。对于均匀沉降的路基来说，固结沉降的产生，令强度增加，有利于路基的稳定性。但是对于半填半挖路基来说，软基固结沉降的却未必有利于路基的稳定性。这是因为软基固结在半填半挖路段表现为差异沉降，使左右路基之间发生错动，严重时使路基土发生剪切破坏，形成纵向裂缝，削弱了填方抗滑动能力，若固结带来的地基土强

度增长的抗滑能力增加效果,小于差异沉降引起的抗滑能力削弱效果,此时的软基固结沉降则不利于路基的稳定性。虽然从监测数据看来,侧向位移及沉降速率均在监控范围内,但由于路基沉降及侧向位移并未出现收敛的趋势,说明差异沉降将进一步加大,裂缝也将会继续加大,具有潜在不稳定的因素存在。路基裂缝的出现以及发展往往是发生路基失稳滑塌事故的先兆。在软土地基填筑路堤,滑塌事故的发生并不鲜见。即将到来的雨季,必将使路基的稳定性受到严重影响,所以在雨季来临前,处置裂缝路段是必要的,果断做出对裂缝路段进行处置的决定是正确的。

5　路基裂缝处理方案

通过地质资料、监测数据的分析,在专家专题会议上提出了若干处理方案,通过技术、经济的比较进行选定。

5.1　处理方案的选择

(1)方案一:反压护道

对原有填方裂缝区域范围内并向路基稳定部分扩宽 2m 范围的路基土全部进行挖除,分台阶开挖,台阶宽度不小于 1m,清理深度至该范围砂垫层;路基左侧设反压护道,宽度为 25m,高度 2.0m,反压护道基底采用袋装砂井处理,其填土与路基土同时填筑。

(2)方案二:左幅路基改为桥梁

对出现裂缝路段采用桥梁方案,即 K32 + 520 – K32 + 625 路段左幅前后两座通道桥连为一体。

(3)方案三:复合地基

对潜在滑动的区域范围内路基土方进行挖除,清理范围与方案一相同,挖除后对路基基底进行复合地基处理,复合地基方案选择,分别提出来水泥搅拌桩、C 袖阀管注浆、FG 桩以及管桩四种方案。水泥搅拌桩造价低,但成桩质量难以保证,桩身强度低,抗剪切能力弱,路基在在施工期间的计算沉降量达 35cm,路基差异沉降较大。CFG 桩造价较低,但检测困难,成桩质量难以保证,且抗剪切能力较弱,路基在在施工期间的计算沉降量达 25cm,路基差异沉降较大。袖阀管注浆成桩质量较好,但是工艺较为复杂,造价较高,且抗剪切能力较弱,路基在在施工期间的计算沉降量达 27cm,路基差异沉降较大。管桩造价高,但由于是预制构件,桩身质量好,施工技术成熟,成桩质量有保证,路基在在施工期间的计算沉降量在 15cm 以内,路基差异沉降小。因此选择管桩复合地基作为该路段软基的复合地基处理方案。管桩直径为 40cm,采用正三角形布置,间距为 2.2m,管桩顶设置托板,托板顶面铺设 30cm 厚碎石褥垫层,碎石层的上下面分别设置钢塑土工格栅。

5.2　处理方案的比较

方案一:处理技术要求较为简单,安全可靠,而且能有效加快后续路基填筑的施工进度,处理费用少,但需补征地,且征地面积较大,相应征地费用较多。方案一增加的处理费用约 125 万。

方案二:方案技术成熟,安全可靠,不需要补征地,但方案需增加约 560 万处理费用,造价高,因此该方案只作为参考方案。

方案三:处理技术要求较为简单,管桩复合地基可有效减少沉降量,同时也无需进行补征地,但管桩处理的费用较高。方案三增加的处理费用约 160 万。

5.3　处理方案的确定

专家组在初期倾向于采用方案一,但是充分考虑了方案一反压平台及补征地所可能造成的社会不良影响后,通过对几种处理方案的进一步研讨论证、方案优化。最终确定采用基于方案三的优化方案:开挖深度至原地面标高以上 1m,左侧坡脚 3 排管桩按三角形布置,桩间距 2.0m 桩顶采用系梁连接,发挥约束侧向位移、提高抗滑能力的作用;坡脚以内的其余范围,同样采用管桩处理,按正方形布置,间距 2.5m,桩顶设托板,该区域的管桩处理起到减少沉降的作用。

6　处理效果

对该段软基采用管桩复合地基进行处理后，路基填筑严格按照标准进行填土速率控制，根据监测结果，未发生路基失稳报警。该路段目前已通车，路基使用情况良好。

7　结语

从该路段的裂缝产生的原因分析、处理方案比选以及处理效果来看，可以得出以下几点结论供参考：

（1）对于半填半挖的软基路段，软基通常具有基底倾斜、厚度不均的特点。路基经过半填半挖的软基路段，需要加强地质勘察，建议地质钻孔按照纵向 20m 一个地质横断面进行加密布置，横断面布设 3 到 4 个孔，加密孔可以采用简易方法进行勘探，以了解原地面坡脚到路堤坡脚及其外侧的软土基底的空间分布及软土厚度的空间分布特性。

（2）对于基底倾斜路基的软基处理方案，应十分注重稳定性验算，需重视原地面坡脚附近的软基基底变陡的空间分布特点，对路堤的堤身稳定性、路堤和地基的整体稳定性、路堤沿斜坡地基或软弱层滑动的稳定性分别进行计算。

（3）软基基底倾斜路基稳定性验算，必须以避免差异沉降发生作为前提，若预期发生差异沉降，稳定性计算应考虑对路基及地基的强度进行折减。

（4）对于半填半挖路基，差异沉降较为敏感，其软基处理方案不但要考虑工后沉降，而是首先考虑工前沉降的可接受程度，在半填半挖路段，软基设计方案应优先考虑减少沉降的处理方案，降低出现差异沉降而导致路基失稳的风险。

（5）采用排水固结方案进行半填半挖路段软基处理，可能产生差异沉降而形成裂缝，出现路基失稳情况，软基处理难以获得令人满意的效果。

（6）对于半填半挖路段软基采用管桩复合地基处理方案可行。

参考文献：

［1］JTG D30－2004，公路路基设计规范［M］.

［2］JTG F10－2006，公路路基施工技术规范［M］.

粤东强震区公路隧道抗震设计分析

温玉辉
（广东省公路勘察规划设计院股份有限公司，广州 510507）

摘　要：依托粤东地区某高速公路项目隧道设计，结合粤东地区地震设防烈度高及地形地貌等特点，本文对地震对公路隧道影响和作用的机理进行了简要分析，介绍了目前公路隧道抗震设计采用的主要设计方法和措施及其在本项目的应用，对相关设计关键点进行了探讨和分析，提出了公路隧道抗震设计的理解和体会。相关结论可供公路隧道抗震设计参考。

关键词：隧道工程；抗震设计；计算；构造措施

传统观点认为“隧道属于地下结构，在地震时可以随着地基的运动而运动”，除特殊情况外，地震对隧道影响很小。然而这种观点已被 20 世纪以来的数次大地震所否定。“大量的震害调查表明：地震对浅埋隧道、偏压隧道、断层带段洞身、明洞以及隧道洞口段影响较大。例如，1995 年的阪神地震中，至少有近百座隧道处在地震的影响范围，其中的 10 座隧道受到严重破坏而必须修复和加固。1999 年台湾集集地震后，台湾中部距发震断层 25km 范围内的 44 座受损隧道中，严重受损者达 25%，中等受损者 25%。”[1]。因此，地下结构的震害问题日益受到世界各国地震工作者的高度重视，特别是日本阪神大地震后，由于神户市地铁结构发生严重破坏，引起众多地震学者的关注，使地下结构震害研究出现了前所未有的热潮，也相应获得了一系列研究成果[2-3]。

粤东沿海潮州、揭阳、汕头和汕尾等四个地级市行政区根据现行《中国地震动参数区划图》（GB18306－2001）的划分，地震动反应谱特征周期为 0.35s，地震动峰值加速度为 0.15～0.20g，其地震基本烈度为 VII～VIII 度，处于相对高烈度地震区。根据“十二五”规划，广东省高速公路建设重心将向粤东西北转移，粤东高速公路建设项目将越来越多，在该区域内进行公路隧道建设时，应特别重视其抗震方面的要求。

综上，本文依托粤东地区汕湛高速公路汕头至揭西段高速公路项目隧道设计，结合粤东地区地震设防烈度高及地形地貌等特点，对地震对公路隧道影响和作用的机理进行了简要分析，介绍了目前公路隧道抗震设计采用的主要设计方法和措施及其在本项目的应用，对相关设计关键点进行了探讨和分析，提出了公路隧道抗震设计的理解和体会。

1　隧道地震破坏形式及机理

1.1　隧道地震破坏形式

根据相关文献资料[2-5]，针对公路隧道的特点，公路隧道震害的主要表现形式总结如下：

（1）衬砌的剪切移位。当隧道建在断层破碎带上时，常常会发生这种形式的破坏；

（2）边坡破坏造成的隧道坍塌；

（3）衬砌开裂。在地震中，衬砌开裂是最常发生的现象。这种形式的衬砌破坏又可分为纵向裂损、横向裂损、斜向裂损、斜向裂损进一步发展所致的环向裂损、底板裂损以及沿着孔口如电缆槽、车行横洞或人行横洞发生的裂损；

（4）边墙变形。显著的边墙向内变形造成的隧道破坏。这种变形可以造成边墙衬砌的大量开裂，甚至导致边墙的倒塌。

“通过对地下结构震害表现形式及具体发生条件的研究，人们将因地震造成的地下结构破坏

分为两种类型:一种是由于围岩变位而在地下结构中产生强制变形所引起的破坏,如衬砌的剪切移位;另一种是结构在地震惯性力作用下而产生的破坏。其中,第一种类型的破坏多数发生在岩性变化较大、断层破碎带、浅埋地段或隧道结构刚度远大于地层刚度的围岩中;第二种类型的破坏多数发生在洞口附近,这时地震惯性力的作用表现的比较明显。有时,在隧道洞口附近和浅埋地段可能还会受到上述双重类型的破坏作用。”

1.2　隧道地震破坏影响因素

根据国内学者[1]收集的汶川地震重灾区都汶公路隧道的现场调研资料,隧道震害影响因素主要有如下七种:

(1)震中距的影响

地震震级为衡量一次地震释放能量大小的尺度,一次地震对隧道的影响程度除了震级以外,主要还与震中距和震源深度有关。总体而言,距离地震震中越近的隧道震害越强烈。

(2)地震波传播方向的影响

隧道的震动变形方式和震害受地震波入射方向的影响较大。一般而言,地震波平行于隧道轴线或是斜交于隧道轴线传播引起隧道轴向拉伸、压缩变形和弯曲变形;垂直或是近于垂直隧道洞轴线传播的地震波会引起隧道环形变形。

(3)断裂带的影响

隧址区域断裂带越发育,地震影响越剧烈。

(4)基覆界面的影响

震害调查发现,在隧道进出口浅埋段覆盖层与基岩交界面(带)附近,由于围岩性质差异很大,在地震面波瑞利波的作用下,这一部位常出现环状破裂带或环状裂缝,是震害极易发生部位。

(5)地应力的影响

处于高地应力状态的隧道在地震过程中,断层的错动和强烈的振动使岩体中的高地应力得以释放,进而在隧道中出现与地应力释放相关的破裂迹象。这种强烈振动促使高地应力释放造成的震害严重。强烈的地震波和振动触发的高地应力瞬间释放叠加在一起,将促使隧道仰拱和底板多处强烈隆起并折断。

(6)洞口边坡岩体质量及围岩质量的影响

洞口边坡的地质条件对隧道洞门地带的震害影响很大。隧道洞内的震害一般多发生在围岩质量差和地层条件有较大变化的部位。松散堆积物和破碎软弱围岩由于其力学性质较差,阻尼比较大,它们对衬砌结构的约束差、动应力大,因此,隧道所受的破坏也就大。相反,岩体坚硬且较为均匀的围岩即使地震中的烈度较大,隧道结构也住往会较为安全。

(7)隧道埋深与结构形式的影响

研究表明,埋深大于 50m 时地下结构破坏程度明显减小,300m 以上埋深的地下结构没有严重的破坏。都汶公路隧道的震害与埋深关系的初步分析表明,在硬质岩隧道埋深大于 50m 时震害程度为中等 ~ 轻微,埋深大于 100m 后隧道几乎没有震害或震害轻微;在软质岩隧道中,由于受断层、地应力以及围岩质量的交叉影响,埋深与震害关系的规律性不是十分明显。

1.3　隧道地震破坏机理

根据上述分析并结合国内相关学者[2]研究成果可知,“隧道震害形态的差异与地震强度、震源距、地震波的特性、地震力的作用方向、地质条件、衬砌条件、隧道与围岩的相对刚度、施工方法、施工的难易程度以及施工过程中是否出现坍方等有密切关系。根据以往隧道结构在地震中所表现的行为可知,地震的主要或次要效应均可使隧道结构遭受破坏。这些效应包括两个方面:

(1)围岩失稳,主要指围岩的变形、差异位移、震害和液化;

(2)地震惯性力,主要指强烈的地层运动在结构中所产生的惯性力所造成的破坏。

因此,围岩失稳和地震惯性力作用是隧道结构震害的两种主要原因。

对于同一程度的大地摇动而言,如果仅论及结构的惯性力,地下结构要比地面结构安全的多。这是因为地下结构处于周围地层的约束之

中,并与地层一起运动。因而,地下结构在地震运动过程中,仅仅按照其相对于地层的质量密度和刚度分担一部分地震变形和荷载,而不像地面结构那样,承担全部的惯性力。

就隧道结构的横截面而言,在岩石地层中,由于地下结构的质量密度和岩石相比并没有显著差异,所以,地下结构洞身遭受地震惯性力破坏的发生概率较低,而处于地层约束较弱的洞口及浅埋地段,破坏发生的概率一般较高。洞身结构之所以有惯性力破坏的现象发生,主要是由于地下结构与地层之间出现了较大的空隙而削弱了地层的约束作用,因而实际上相当于提高了衬砌结构的相对质量密度,造成其分担的地震惯性力超过了极限。”

2　隧道抗震设防原则及重点设防部位

隧道结构抗震设计及研究方法一般借鉴地上结构。隧道结构与地上的建筑结构都是承受一定荷载的结构体系,所不同的只是隧道结构受到的约束比地上结构更多一些。因此,两者的抗震设计理念没有明显的本质区别。隧道结构的抗震设计也可采用“小震不坏,中震可修,大震不倒”的抗震原则。结合相关研究结论可知隧道结构必须重视如下部位的抗震设计:

(1)隧道洞门和洞口边仰坡抗震设计;

(2)浅埋偏压段明洞(暗洞)结构抗震设计;

(3)断层破碎带处暗洞结构的抗震设计;

(4)人行、车行横洞与正洞交叉处异性结构、紧急停车带隧道与正洞交接处(断面突变处)的抗震设计;

(5)围岩软硬交接处、围岩质量突变地带的暗洞结构抗震设计;

(6)高地应力集中段暗洞结构的抗震设计。

3　依托项目隧址区工程条件

3.1　隧址区地震条件

粤东地区新构造运动较频繁,地震活动在本区也相当频繁,为地震多发地区,是中国东南沿海地震带的一部分。地震区内,地震的空间分布与断裂构造密切相关,地震震中往往发生在规模巨大的北东向断裂与活动强烈的北西向断裂交接部位。历史上曾发生两次 7 ~ 7.3 级和多次 7 ~ 6.25 级地震,其中 1600 年、1918 年先后在南澳岛附近海域发生 7 级和 7.3 级强震,其极震区的地震烈度分别为 9、10 度。在揭阳、潮安历史上也分别发生 6 ~ 6.75 级地震,破坏性极大。1641 年及 1895 年在炮台附近分别发生过 5.75 级和 6 级地震,潮州发生过 6.75 级地震。

根据《汕湛高速公路汕头至揭西段工程场地地震安全性评价报告》,拟建的汕(头)湛(江)高速公路汕头至揭西段起点 ~ K15 + 350 路段一般场地条件的地震动峰值加速度归档到 0.20g 区,地震基本烈度为Ⅷ度;K15 + 350 ~ K35 + 209.78 一般场地条件的地震动峰值加速度归档到 0.15g 区,地震基本烈度为Ⅶ度;地震动峰值加速度 0.20g ~ 0.15g 区分界点位于 K15 + 350。全线地震动参数值划分见图 1 以及表 1。

图 1　区域地震动峰值加速度区划图

表 1　项目区内地震动峰值加速度表

范围	地震基本烈度	动峰值加速度	地震反应谱特征周期(s)
起点 ~ K15 + 350	Ⅷ	0.20g	0.35
K15 + 350 ~ 5 + 209.78	Ⅶ	0.15g	0.35

3.2　隧址区工程地质条件

汕湛高速公路汕头至揭西段(第 1 合同段)

共设置隧道 3 座：长隧道两座，中隧道一座，单洞累计总长为 7174m。均采用左、右线隧道分离布设。隧址区地质概况如下：

（1）隧址区地处低山丘陵地貌，地形起伏大，地表植被较发育；

（2）隧道围岩主要由坡残积土、全～强风化岩及中～微风化花岗岩构成；

（3）隧道洞口仰坡主要由砂质粘性土及全～强风化岩组成，进出洞口处坡度较大，洞口仰坡、边坡稳定性一般，出洞口处坡度较大，且位于岩堆密集分布处，对仰坡、边坡稳定性影响较大；

（4）隧道区地表水不发育，地下水主要为孔隙水及基岩裂隙水；

（5）不良地质现象在隧道区主要是危岩与岩堆，隧道所在山体多见危岩体分布。此外，根据钻探揭露和附近取土场揭示，在全、强风化花岗岩中多见大小不一的中、微风化花岗岩孤石。

图 2　隧道口孤石分布图

4　依托项目隧道抗震设计

综上分析并结合本项目自身特点，经过参考国内相关成熟隧道抗震措施，本项目隧道抗震设计基本思路如下：对隧道端墙式洞门结构、明洞段、暗洞浅埋段及洞身深埋段进行结构受力验算；在保证其满足地震受力的基础上，对隧道结构局部关键部位增加抗震构造措施予以进一步提高其抗震性能。

根据《公路工程抗震设计规范》（JTJ004－89）及《公路隧道设计细则》（JTG/TD70－2010）要求，高速公路隧道设计基准期为 100 年，按“规定的本地区地震动参数提高一级后进行抗震设计”。采取的主要措施如下：

（1）隧道洞口段抗震设防地段长度不小于 30m；

（2）洞门墙、挡墙以及翼墙等建筑材料均采用 C25 钢筋混凝土；

（3）隧道削竹式洞门结构突出仰坡面之外大于 3m，且洞门衬砌端部外侧环框高度为 30cm；

（4）围岩较差地段的衬砌向围岩较好地段延伸 10m；

（5）洞门端墙、翼墙均配设钢筋及连接筋；

（6）端墙式洞门洞口均设明洞，以防滚石、掉块，保证行车安全。

4.1　隧道结构抗震验算

抗震验算基本原则：

（1）对于处于一般场地条件下的设计基准期为 50 年的公路隧道，可直接采用现行《中国地震动参数区划图》（GB18306）中所规定的“本地区地震动参数”进行抗震设计；

（2）对于处于一般场地条件下的设计基准期为 100 年的公路隧道，可将现行《中国地震动参数区划图》（GB18306－2001）中所规定的“本地区地震动参数”提高一级后进行抗震设计。

在正常工况的基础上，引入“地震角 θ”的概念通过对围岩的计算摩擦角进行修正，进而对侧土压力系数 λ 的修正调整。根据相关规范要求，设防烈度为 8 度以上的隧道结构应同时考虑水平和竖向地震作用。

在具体计算时应注意如下三个问题：

（1）浅埋公路隧道暗洞结构和明洞结构洞顶土柱产生的水平地震力问题。由于现行浅埋公路隧道结构外部土体荷载一般均是基于刚性土体极限平衡理论推导求得，即假定拱顶土体块为刚体。《公路隧道设计细则》（JTG/TD70－2010）在考虑洞顶土柱产生的水平地震力时，也是将其当做刚体考虑并假定其均匀分布于拱部（相关符号定义同现行《公路隧道设计细则》（JTG/TD70

－2010)，下同)：

$$F_{hi} = C_i C_z K_h Q \quad (1)$$

在具体验算时，应考虑如下问题：第一，地震实际作用验算的单向性，即在同一时间水平方向上只验算一个方向的地震作用；第二，围岩(填土)介质与结构衬砌之间不可能存在拉应力即拱顶土柱受水平地震作用时，其对拱部衬砌的作用结果必然是一侧受压，另一侧脱空分离，所以实际上不存在该水平荷载同时作用于隧道结构拱部两侧的情况。偏保守计，该项荷载应只能分布于隧道的单侧拱部。若拱顶土体比较松散，可视为“散体”、土体之间的粘聚力为零，则建议仅考虑单侧拱部土体质量所产生的水平地震力。

(2)浅埋公路隧道暗洞结构和明洞结构边墙两侧地震附加土压力增(减)量的问题。现行《公路隧道设计细则》(JTG/TD70－2010)仅考虑了水平地震作用下引起的内、外侧土体产生的地震荷载增(减)量，但同时规定设防烈度为 8 度以上的隧道结构应同时考虑水平和竖向地震作用，竖向地震作用与重力作用方向一致时，起到类似“地面超载”的作用，此时显然应考虑这部分“超载”引起的额外内、外侧土体产生的地震荷载增量。

基于上述论述，从偏保守的角度出发，在考虑水平地震作用指向埋深较浅侧，竖向地震作用与重力作用方向一致时，相关土压力荷载计算公式建议采用如下：

覆土较薄侧：

$$\Delta e_{1i} = q_{1i}\lambda_1 + C_i C_z K_v q_{1i}\lambda_i + C_i C_z (1 + K_v) q_{1i}(\lambda_1' - \lambda_1) \quad (2)$$

覆土较厚侧：

$$\Delta e_{2i} = q_{2i}\lambda_2 + C_i C_z K_v q_{2i}\lambda_2 + C_i C_z (1 + K_v) q_{2i}(\lambda_2' - \lambda_2) \quad (3)$$

(3)水压力问题。如果隧址区地下常水位较高，则应考虑水压力，必要时还应考虑地震动水压力问题。此时也涉及到“水土分算”和“水土合算”问题，相关围岩(填土)介质的物理力学参数指标(c，φ)应由勘察单位按相应规范要求做试验提供，“地震角 θ”取值也对应按浸水条件下取值。

4.2　隧道抗震构造措施

“囿于人类对地震的认识实际上尚处于一个非常初步的阶段，目前学者们对隧道地震响应的机理和规律了解并不深入，抗震计算仍不足以用来指导结构设计，隧道抗震设计中的经验性因素仍占据主导地位。”因此基于“概念设计”的隧道抗震构造措施应更多的应用在隧道结构设计中。

4.2.1　削竹式洞门抗震构造措施

①严格控制洞口边、仰坡高度小于 20m，边、仰坡防护采用三维网喷播植草，充分利用植物根系稳固松散的边坡。确保削竹式洞门正面回填土坡的稳定，条件允许时适当放缓坡率；

②要求削竹式洞门结构突出仰坡面之外一定距离，抗震设防烈度 8 度及其以下不宜小于 2m，抗震设防烈度 8 度以上不宜小于 3m；

③洞门衬砌端部外侧宜设环框，环框高度不宜小于 0.3m。

4.2.2　端墙式洞门抗震构造措施

①严格控制洞口边、仰坡高度小于 20m，边、仰坡防护采用三维网喷播植草，充分利用植物根系稳固松散的边坡。端墙洞门采用仰斜式，平面及立面布置应简洁对称；

②在抗震设防烈度 8 度及其以上地区，洞门端墙与衬砌之间，端墙与翼墙或挡土墙之间应加设短钢筋或设置榫头等抗震连接措施，端墙嵌入两侧边坡的深度应适当加大；

③洞门端墙、翼墙及其他挡土墙后的空隙要保证回填密实，填料可采用浆砌片石并设置完善的排水设施，防止堵塞墙后地下水或墙背积水；

④洞门端墙与靠近洞门不小于 3m 范围内的翼墙、挡土墙及洞口衬砌应同时连续施工，连接为整体；

⑤洞门基础应牢固可靠，承载力应满足洞门抗震验算，否则应进行地基加固处理；

⑥洞口段应设置一定长度的明洞防止落石或仰坡坍塌；

⑦洞门墙较长时或地基条件有明显变化处应设置抗震缝。

4.2.3　洞内抗震构造措施

①软弱围岩地段隧道衬砌应采用带仰拱的曲墙式衬砌:在隧道底板设置仰拱以减小隧道底板结构受较大的地应力而起鼓;

②明暗交界处,软硬岩交界处及断层破碎带段,宜结合沉降缝、伸缩缝综合设置抗震缝。对于地震动峰值加速度为 0.2g ~ 0.4g 的地区,抗震缝的纵向间距可取 10 ~ 15m;

③严禁衬砌背后存在空洞,对衬砌背后的空洞应压注水泥砂浆进行充填;

④对隧道超挖部分进行回填,对欠挖部分进行局部扩挖,以减小了隧道结构的局部应力集中;

⑤当隧道穿越发震断裂带时,衬砌断面应适当放大;

⑥支护钢架宜形成整体结构,而非每榀钢架单独发挥支护作用,以增强整体支护能力;

⑦围岩较差地段的衬砌向围岩较好地段延伸 10m。

4.3　隧道洞口区域孤石处理

本项目隧道口区域存在较大范围的孤石及滚石,由于隧道施工采用爆破施工及发生地震时会对山体造成扰动,进而导致分布于洞口的石群发生震动,失稳,滑移,不仅存在诱发滚石灾害的可能性,并且会对高速公路安全运营造成不利影响,因此需对存在安全隐患的石群进行防治措施。

(1)隧道洞口至明暗分界开挖范围内危石处理

由于洞口至明暗分界需要进行明挖,故此范围内的危石必须进行清理,在施工中可根据实际情况采用人工打钎法、爆破法、静态破碎法、劈裂机劈裂法等方法进行清理。

(2)影响隧道洞口安全的地表危石的处理方法

①对于体积较小,威胁较大的孤石滚石直接进行清除;

②结合现场实际情况,对体积较大不易清除的滚石采用刚性防护与柔性防护、主动防护与被动防护相结合,分别从滚石发生的源头、路径和终点进行综合整治。柔性防护措施主要为柔性金属网和柔性被覆系统,而刚性防护措施主要为挡石墙和挡石墩;

③隧道施工过程中及运营通车后应加强孤石滚石的位移监测,一旦发现异常,应立即采取相应设防措施。

5　对现行公路隧道抗震设计的探讨

随着国家进一步加大对高速公路等基础设施的投资建设力度,高速公路已经向山区、地震高烈度区延伸,公路隧道作为山区高速公路的重要构造物,其抗震设计应引起公路建设者的足够重视。结合依托项目的公路隧道设计和思考,对现行公路隧道设计提出如下建议和探讨:

(1)应高度重视“隧道抗震概念设计”。借鉴建筑结构抗震概念设计的成果,并结合隧道自身的特点,隧道抗震概念设计应主要包含如下两部分内容:

①场地选择:强震区公路隧道应高度重视路线平纵设计并坚持“地质选线”原则。根据国内外学者大量的研究结果,由断层所引起造成地层的错动和位移以及由边坡破坏造成的隧道坍塌是隧道震害的主要原因之一。因此,隧道选址时,应进行详细的地质勘察,尽量避开断层带及岩体破碎带。尤其是对于地震高发区,在条件允许的情况下,可选择适当增加工程投资及增加隧道长度以避开断层带。对于浅埋隧道应尽量避免偏压作用、尽量保证洞口地段与等高线垂直正交、控制边仰坡高度小于 20m,以防地震时造成的滑坡损毁隧道结构。这样就要求隧道设计人员应介入路线设计参与选线工作,尤其是地形、地质条件复杂区域的选线对隧道设计更为关键。

②抗震构造措施:囿于目前对隧道地震响应的机理和规律了解并不深入,抗震计算仍不足以用来指导结构设计。隧道抗震设计中的经验性因素仍占据主导地位,因此抗震构造措施应引起更多的重视。

(2)目前规范要求按静力法进行公路隧道抗震设计计算,将地震作用作为静力计算的荷载分项,为简便性,忽略了较多地震作用的影响因素,因此计算结果与实际出入较大,不能真实反映隧道的地震响应机理,只能作为结构设计验算的手段之一。介于此,目前地震工程研究界更倾向于采用拟静力分析方法和动力分析法进行相关地下结构的计算。

动力分析在已知地震波输入、岩土体及结构的一些参数的情况下能够较好地反映出隧道结构在地震过程中的内力及变形的状态和趋势,能较清楚地显示隧道结构的地震响应规律。但动力分析在地震动输入问题上存在较大的不确定性,人工边界的设置也很难与实际情况一致,如何选取合适的动力本构模型也是一个较为复杂的问题。因此,动力分析虽然是隧道抗震设计发展的趋势,但离实际应用需求还有较大的差距。

故建议在条件允许的情况下,采用拟静力分析方法与动力分析相结合的隧道抗震设计方法。

6　总结

(1)依托粤东地区某高速公路隧道设计,结合粤东地区地震设防烈度高及地形地貌等特点,本文对地震对公路隧道影响和作用的机理进行了简要分析,介绍了目前公路隧道抗震设计采用的主要设计方法和措施及其在本项目的应用。

(2)对相关公路隧道结构抗震设计关键点进行了探讨和分析,提出了对公路隧道抗震设计新的理解和体会,相关结论可供公路隧道抗震设计参考。

(3)结合现状,隧道抗震设计方法应采用拟静力分析方法与动力分析相结合,建议公路隧道相关设计规范修编时纳入拟静力分析方法。

参考文献:

[1] 李天斌. 汶川特大地震中山岭隧道变形破坏特征及影响因素分析[J]. 工程地质学报报,2008,16(6):742 ~ 750.

[2] 王秀英等. 地下结构灾害类型及机理研究[J]. 中国安全科学学报,2003,13(11):55 ~ 58.

[3] 潘昌实. 隧道及地下结构物抗震问题的研究概况[J]. 世界隧道,1996(5):7 ~ 16.

[4] 周德培. 强震区隧道洞口段的动力特性研究[J]. 地震工程与工程振动,1998,18(1):124 ~ 130.

[5] 郑永来等. 地下结构抗震[M]. 上海:同济大学出版社,2005.

[6] 陈庆. 隧道抗震设计方法探析[J]. 西部探矿工程,2011 (11):187 ~ 189.

[7] JTJ004 - 89,公路工程抗震设计规范[S]. 北京:人民交通出版社,2000.

[8] JTG/TD70 - 2010,公路隧道设计细则[S]. 北京:人民交通出版社,2010.

[9] 汕湛高速公路汕揭段施工图设计文件[R]. 广州:广东省公路勘察规划设计院股份有限公司,2012.

基于层次分析法的公路网规划综合评价过程研究

吴蕴华
（广东省公路勘察规划设计院股份有限公司，广州 510507）

摘　要：公路网规划方案应从方案对经济、社会、技术及环境等方面的影响进行效果评价，是一个多层次、多目标的综合评价体系。本文结合某市公路网规划方案综合评价实例，演示通过运用层次分析法（AHP）构建公路网规划综合评价指标体系，确定各层指标权重，以对公路网规划的实施效果进行量化评价的计算过程。

关键词：公路网规划；综合评价；层次分析法

公路网规划的影响对象涉及到社会、经济、环境、人文等多个方面，影响范围较广，要评价公路网规划方案的实施效果，需要考虑以上各方面的相互影响。对于这种多因素，多目标的评价工作，需要运用系统工程的理论与技术方法，从多方面、多层次对规划方案进行量化分析和综合评价，以量化的指标来度量规划方案的实施效果，为公路网规划方案的优化提供科学依据。

公路网规划的总目标是发挥公路网最大的经济效益、社会效益和环境效益，公路网规划方案的综合评价必须紧紧围绕这个目标。运用系统工程层次分析法把这个总目标进行结构，可以大致分解为结构性能评价、运行质量评价、经济效益评价、社会影响评价四个准则层，再把这四个准则进一步分解，形成如评判结构性能的由路网密度、等级水平、路网连通度等基本指标组成的措施层，最终建立一整套可量化的综合评价指标体系，并通过层次分析法的分析原理，得出评价路网规划方案的量化指标。

本文以某市公路网规划方案综合评价为实例，演示通过运用层次分析法（AHP）构建公路网规划综合评价指标体系，确定各层指标权重，以对公路网规划的实施效果进行量化评价的计算过程。

1　评价体系的建立

公路网规划综合评价体系包括四个子评价体系，即：结构性能子体系、运行质量子体系、经济效益子体系和社会影响子体系，按照以上四个评价子体系方面所包括的具体指标，建立综合评价体系如图 1 所示。

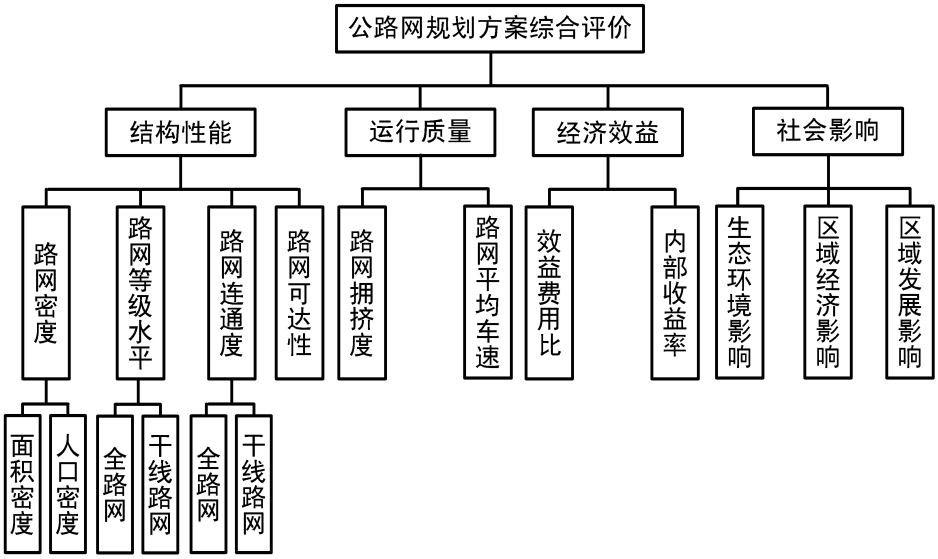


图 1　公路网规划综合评价指标体系结构图

2　评价指标构成

2.1　结构性能指标

2.1.1　公路网规模与密度

规划年末，全市公路网总里程达到10000km，公路密度达到129km/km^2；干线公路里程达到2500km，干线公路密度达到32km/km^2。

2.1.2　公路网技术等级结构

（1）干线公路网等级结构

规划末年干线公路网以二级及二级以上公路为主体，干线路网的平均技术等级从评价基年的2.2提高到1.4。

（2）全路网等级结构

规划末年，某市公路网平均技术等级由评价基年的3.7提高至3.3。

2.1.3　公路网连通度

评价基年年某市全路网连通度为1.6，路网布局各节点大部分为树状。到规划期末，连通度达到2.34，路网布局基本为“方格网+对角线”状。

评价基年某市干线公路网连通度为1.8，干线路网布局介于树状与方格网状之间。到规划期末，干线路网连通度达到2.8，介于“方格网+对角线”状和“三角网”状之间。

2.2　结构性能指标

2.2.1　干线公路网拥挤度

公路网拥挤度是指公路网流量与公路网容量的比值，用来表示公路拥挤或利用程度的指标，反映整个路网适应负荷的能力。公路的拥挤度越高，服务水平越低，反之则服务水平越高。

某市规划末年干线路网拥挤度为0.7，服务水平约为C级，基本适应公路运输需求。

2.2.2　干线公路平均车速

干线公路平均车速为各路段车速的加权平均值，规划末年干线路网的平均车速约为60km/h，比评价基年提高了近50%。

2.3　经济效益指标

公路建设对整个国民经济产生可以量化的直接经济效益，包括节约运输时间、降低运输成本、减少交通事故损失和节约燃油消耗等方面的效益。

规划方案投入的总费用是指为完成规划项目的建设、管理和运营所付出的经济代价，主要包括公路建设费用，公路网大修、保养、管理等费用。

规划方案的主要经济指标包括：净现值（*NPV*）、效益费用比（*BCR*）、内部收益率（*IRR*）和投资回收期（*N*）。规划方案的经济评价方法采用考虑资金时间价值的动态评价方法，按照效益与费用计算口径对应一致的原则，采用“有无”对比法对上述的几个经济效益指标进行计算。

2.4　社会效益指标

2.4.1　生态环境影响

某市公路网规划规划方案与该市生态与环境功能区划相协调，与环境保护与生态建设、市域城镇体系发展、水资源综合利用及旅游发展等相关专项规划和大气及声环境功能区划基本相协调。

2.4.2　区域经济影响及社会发展影响

公路网规划的实施对区域经济和社会的发展将产生积极而深远的影响。这种影响很难用货币计量，也难以定量评价。主要分几个方面对路网规划方案的区域经济影响进行论述：旅游开发效益；对产业的促进作用；促进资源开发；综合运输合理化效益；改善投资环境。

3　评价判别标准

应用专家选择评判法定义判别标准为Ⅰ级、Ⅱ级、Ⅲ级、Ⅳ级、Ⅴ级等五个等级，各个等级相应对应分值范围0.9～1.0、0.8～0.9、0.7～0.8、0.6～0.7、0～0.6，结合指标量化结果值，做出相应的水平评价。各评价指标判别标准表见表1。

4　评判

采用专家选择软件对以上所选指标确立权重，对某市的公路网规划方案不同实施阶段进行分级评价，得出结果见表2。

表 1　各评价指标判别标准表

指标名称	分级及分值标准设置情况				
	Ⅰ级 0.9～1.0	Ⅱ级 0.8～0.9	Ⅲ级 0.7～0.8	Ⅳ级 0.6～0.7	Ⅴ级 0～0.6
面积密度/(km/100km^2)	>2.5	2.0～2.5	1.5～2.0	1.0～1.5	<1.0
人口密度/(km/万人)	>2.0	1.0～2.0	0.65～1.0	0.4～0.65	<0.4
路网等级水平	<1.0	1.0～2.0	2.0～3.0	3.0～4.0	>4.0
全路网连通度	>2.0	1.5～2.0	1.0～1.5	0.8～1.0	<0.8
干线路网连通度	>2.8	1.8～2.8	1.5～1.8	1.0～1.5	<1.0
干线路网可达性/min	<15	15～30	30～60	60～120	>120
饱和度	0.8～0.9	0.7～0.8 或 0.9～1.0	0.6～0.7 或 1.0～1.1	0.5～0.6	<0.5 或 >1.1
平均车速/(km/h)	>80	60～80	50～60	40～50	<40
效益费用比	>1.5	1.4～1.5	1.2～1.4	1.0～1.2	<1.0
内部收益率/(%)	>15	14～15	12～14	10～12	<10
环境影响	好	较好	一般	较差	差
区域经济效益	好	较好	一般	较差	差
区域发展效益	好	较好	一般	较差	差

表 2　评判结果表

序号	评价指标	现状	近期	中期	远期
1	技术评价	0.58	0.60	0.64	0.71
1.1	路网密度	0.13	0.17	0.18	0.20
1.1.1	面积密度	0.21	0.26	0.29	0.32
1.1.2	人口密度	0.06	0.07	0.07	0.07
1.2	路网等级水平	0.70	0.74	0.76	0.77
1.2.1	全路网	0.63	0.65	0.66	0.67
1.2.2	干线路网	0.78	0.83	0.85	0.86
1.3	连通度	0.81	0.86	0.90	1.00
1.3.1	全路网	0.83	0.88	0.92	1.00
1.3.2	干线路网	0.80	0.85	0.87	1.00
1.4	路网可达性	0.77	0.80	0.87	0.90
2	运行质量	0.56	0.56	0.62	0.74
2.1	饱和度	0.52	0.45	0.53	0.67
2.2	平均车速	0.60	0.66	0.70	0.80
3	经济评价	0.14	0.20	0.30	0.89
3.1	效益费用比	0.29	0.39	0.54	0.79
3.2	内部收益率	0.00	0.02	0.07	1.00
4	社会影响	0.78	0.83	0.88	0.98
4.1	环境影响	0.75	0.80	0.85	0.95
4.2	区域经济效益	0.80	0.85	0.90	1.00
4.3	区域发展效益	0.80	0.85	0.90	1.00
综合评价		0.52	0.55	0.61	0.83

经过对规划方案现状、近期、中期、远期的综合评价,得出规划方案各实施期的综合评判得分。从评判得分可以看出,路网各项指标均呈现较好增长趋势,评判结果较好,说明该规划方案是合理的。

参考文献:

[1] 吴涛,瞿尔仁,陈志忠,张乾坤,甄晓霞. 公路网规划方案综合评价方法[J]. 合肥工业大学学报(自然科学版),2002,(6):389－393.

[2] 胡文友,李爱军,段拥军,李旭宏. 公路网规划方案综合评价实用方法研究[J]. 公路交通科技,2001,(6):106－108.

[3] 吴涛. 公路网规划综合评价及相关问题研究[D]. 合肥:合肥工业大学土木建筑工程学院,2002.

广东某下沉式立交基坑涌水量及降水方案的研究分析

苏海亮
（广东省公路勘察规划设计院股份有限公司，广州 510507）

摘　要：在下沉式立交施工中，往往涉及到基坑涌水量的问题，在基坑涌水量计算过程中，渗透系数是很重要的水文地质参数，对于降水方案的选择、工程质量安全及工程造价等有较大影响. 结合广东某高速实例，论述了如何利用现场降水井的抽水试验确定渗透系数，如何利用工程水文地质条件确定基坑涌水量，以便优化设计参数，确定降水的方案

关键词：下沉式立交；基坑；渗透系数；抽水试验；降水方案；涌水量分析

1　工程概况

广东某高速公路广州段全长 30.0km，划分为 14 个土建合同段，第 10 合同段起止里程为 K21 + 100.0 ~ K22 + 650.0，长 1550m，主要构造物为钟村下沉式立交，起点端由路基与第 9 合同段的祈福下沉式立交相接，终点端由路基与第 11 合同段的屏山高架桥相接。

2　地形地貌

下沉式立交位于钟村镇南侧，大夫山森林公园北侧，沿东西走向，基本与 Y873 乡道重合，地处珠江三角洲平原与剥蚀台地边缘过渡地带，地形较平坦，地面标高约 8.0 ~ 9.0m。

3　地质构造

路线经过地区在区域地质上属珠江三角洲断陷区，北界为近东西向高要—惠来大断裂，西界为北东向广从断裂。区内与项目关系较密切的近场断裂还有白坭 - 沙湾断裂、化龙 - 黄阁断裂、大良 - 市桥断裂、市桥断裂。

4　地层岩性

岩土层由第四系覆盖层和基底岩层组成。第四系覆盖层受基底地形起伏的影响，厚度约为 4.00 ~ 16.20m，厚度变化较大，主要由粘性土及局部分布的砂土组成。分布有二层软土。第一层软土由淤泥及淤泥质亚粘土组成，零星分布，呈流塑状。第二层软土为淤泥质亚粘土，呈流塑状，零星分布。基底岩层由侏罗系中统红色碎屑沉积岩及震旦系变质岩构成。

5　水文地质条件

项目区范围沿 Y873 乡道南侧有一条宽约 9m 的水渠流经，主要为沿途的排污水汇流渠。水质差，污染较重，有臭味，水深约 0.5 ~ 1.0m，雨季流量较大。附近大夫山森林公园内距离金山大道南侧约 30m 有一口较大的水塘，面积约有数十亩。

本项目采用明挖法，实施下沉式立交工程时需对地表水渠填塘改渠。下面主要对与下沉式立交关系较密切的地下水作评述。

5.1　地下水位

据钻孔揭露，项目区地下水水位埋藏较浅，稳定水位（钻孔混合水位）埋深为 0.50 ~ 3.80m，标高为 5.45 ~ 7.38m，平均水位标高为 6.67m。

地下水位的变化与地下水的赋存形式及排泄、补给方式关系密切，每年的 5 ~ 10 月为雨季，大气降水丰沛，水位会明显抬升，而在冬季

因降水减少地下水位随之下降。

5.2　地下水赋存类型

按地下水的赋存方式可划分为两种类型，分别为赋存于第四系松散层中的孔隙水及赋存于基底岩石中的层状基岩裂隙水。

孔隙水主要赋存于第四系砂层中，部分分布于第四系较松散的土层如淤泥、人工填土、坡残积粘性土，其中砂层分布较零星，厚度亦不很大，地下水富水程度中等，而其余松散土层含水贫乏，透水性较差。

层状基岩裂隙水主要赋存于侏罗系中统粉砂岩、粗砂岩的强风化带和中风化带中，由于岩石风化裂隙大部分被风化物如泥质所充填，故其富水性不大，且极不均匀。岩体大部分完整，地下水赋存条件较差。

5.3　地下水的补给与排泄

本项目地处南亚热带，属亚热带季风性气候。降水量大于蒸发量，人工生活用水、地表水及侧向迳流、大气降水是地下水的主要补给来源，每年 4 ~ 9 月份是地下水补给期，10 月 ~ 次年 3 月为地下水消耗期和排泄期。地层条件是地下水赋存的条件和基础。根据钻探揭露，场地内的地下水主要为第四系砂层中赋存的孔隙水，其它第四系土层及基岩的地下水贫乏。第四系孔隙水的富水性受补给源、补给路径及补给量的影响明显，基岩裂隙水主要靠第四系孔隙水的越流及侧向迳流补给；地下水以地表蒸发和侧向迳流为主要的排泄方式。当隧道基坑开挖改变迳流条件，水渠水及鱼塘水将成为地下水的补给来源。

6　抽水试验及岩土层渗透系数

6.1　抽水试验成果

下沉式立交范围内零星分布一定厚度的中细砂层，为相对的含水层，现场在砂层分布较集中的地段对其中的主要含水砂层进行了稳定流抽水试验，取得了主要含水层粉砂及中砂的渗透系数等水文参数。具体试验成果如表 1。

6.2　岩土层的渗透系数

根据渗透系数按下表标准将岩土层划分为不透水 ~ 强透水地层（表 2）。

表 1　稳定流抽水试验成果一览表

编号	含水层	稳定水位/m	降深次数	实测平均涌水量/L	水位埋深/m	影响半径 R/m	孔径 r/m	含水层厚度 M/m	涌水量 Q/(m^3/d)	渗透系数 K/(cm/s)
01	粉砂	2.4	第一次	10.12	5.2	37.5	0.35	3.7	2.91	2.43E－04
		2.4	第二次	19.48	7.2	37.5	0.35	3.7	5.61	2.66E－04
02	中砂	2.75	第一次	67.93	6.5	150	0.35	3.1	19.56	1.33E－03
		2.75	第二次	52.27	4.7	150	0.35	3.1	15.05	2.78E－03

表 2　岩土层的渗透性分级

类别	特强透水	强透水	中等透水	弱透水	微透水	不透水
K 值/(cm/s)	$>2.31\times10^{-1}$	$1.16\times10^{-2}\sim2.31\times10^{-1}$	$1.16\times10^{-3}\sim1.16\times10^{-2}$	$1.16\times10^{-5}\sim1.16\times10^{-3}$	$1.16\times10^{-6}\sim1.16\times10^{-5}$	$<1.16\times10^{-6}$

根据本次抽水资料和室内渗透试验结果，勘察范围内淤泥及淤泥质粉质粘土、冲积和坡残积粉质粘土、透水性弱，为微 ~ 不透水层，可视为相对隔水层；粉土、砂层分布较零星，厚度不大，分布范围不广，富水性弱 ~ 强，属弱 ~ 强透水层；基岩全、强、弱风化岩层，厚度较大，分布广泛，属于微 ~ 弱透水地层，富水性亦较差。各岩土层的富水性和渗透系数分述如下：

1、覆盖层

(1)人工填土(Q^{ml}):含素填土和杂填土,地层号为 1 - 1。地下水以孔隙水形式赋存,主要受大气降水补给影响,局部以包气带滞水形式存在。在公路范围外的填土孔隙度大,透水性强,含上层滞水或潜水文地质。建议渗透系数采用 $K = 1.4 \times 10^{-4}$cm/s,为弱透水含水地层。

(2)冲积层(Q_4^{al}):

细砂:地层号为 2 - 4。地下水以孔隙水形式赋存,受人工生活用水、大气降水和地表水补给。富水性中等,建议渗透系数 $K = 4.5 \times 10^{-4}$cm/s。为弱透水含水层。

中砂:地层号为 2 - 5。地下水以孔隙水形式赋存,受人工生活用水、大气降水和地表水补给,富水性中等,建议渗透系数采用 2.5×10^{-3}cm/s,为中等透水含水地层。

(3)海陆交互层(Q_4^{mc}):

细砂:地层编号为 3 - 4。地下水以孔隙水形式赋存,受大气降水和侧向迳流补给。富水性中等,建议渗透系数 $K = 5 \times 10^{-4}$cm/s。为弱透水含水层。

(4)冲积层(Q_4^{al}):

粉土:地层编号为 4 - 2。地下水以孔隙水形式赋存,受大气降水和侧向迳流补给。富水性弱,建议渗透系数 $K = 6.3 \times 10^{-5}$cm/s,为弱透水地层。

细砂:地层编号为 4 - 4。地下水以孔隙水形式赋存,受大气降水和侧向迳流补给。富水性中等,建议渗透系数 $K = 5 \times 10^{-4}$cm/s。为弱透水含水层。

中砂:地层编号为 4 - 5。地下水以孔隙水形式赋存,受大气降水和侧向迳流补给。富水性强,建议渗透系数 $K = 2.5 \times 10^{-3}$cm/s。为中等透水含水层。

(5)海陆交互层(Q_4^{mc}):

粉砂:地层编号为 5 - 4。地下水以孔隙水形式赋存,受地表水补给和侧向迳流补给。富水性弱,建议渗透系数 $K = 2.4 \times 10^{-4}$cm/s。为弱透水含水层。

(6)残积层(Q^{el}):

粉质粘土:地层编号为 8 - 3 - 2。地下水以孔隙水形式赋存,受侧向迳流补给。富水性弱,建议渗透系数 $K = 6.4 \times 10^{-5}$cm/s。为微透水地层。

7　条形基坑涌水量预测

7.1　明挖条形基坑(隧道)涌水量预测模型

明挖基坑涌水量预测模型按国家标准《地下铁道、轻轨交通岩土工程勘察规范》(GB50307 - 1999)8.5.8 - 2 条潜水计算公式:

$$Q = \frac{LK(2H - S)S}{R} + \frac{1.366K(2H - S)S}{\lg R - \lg \frac{B}{2}}$$

式中:Q:条形基坑涌水量,(m^3/d);

K:渗透系数,(m/d);

H:含水层水头高度,(m);

S:水位降深,(m);

R:影响半径($R = 2S\sqrt{HK}$),(m);

L:条形基坑长度,(m);

B:条形基坑宽度,(m)。

7.2　明挖条形基坑(隧道)涌水量预测

下沉式立交在不同地段开挖,经过不同地层,其涌水量是不同的,根据所划分的岩土工程分段按左右线下沉式立交分别估算基坑涌水量(见表 3)。

据上述计算结果,基坑开挖除局部分布的细中砂层处有较大的涌水量外,其余地段均在粘性土及人工填土中开挖,涌水量较小。表中涌水量未考虑雨季地表水向基坑内汇集和人工生活用水涌入水量,且抽水试验在非雨季进行,故下沉式立交实际最大涌水量应较 2946.6 m^3/d 大;由于下沉式立交区含水体属非连续分布,同时考虑明挖基坑会采取相应的隔水措施,故条形基坑涌水量在施工过程中呈衰减趋势,直至干作业环境。

表 3　基坑涌水量计算表

分布里程	主要含水层	水头高度 H/m	水位降深 S/m	渗透系数 K /(cm/s)	影响半径 R/m	基坑长度 L/m	基坑宽度 B/m	$\frac{LK(2H-S)S}{R}$	$\frac{1.366K(2H-S)S}{\lg R-\lg\frac{B}{2}}$	估算涌水量 Q/(m^3/d)
K21 +298 ~ K21 +510	2 -5 中砂	5.3	5.3	0.0025	35.9	105.6	16.5	178.6	129.9	308.5
K21 +510 ~ K21 +690	1 素填土	8.3	8.3	0.00014	16.6	180	16.5	90.2	37.4	127.6
K21 +690 ~ K21 +984	5 -4 粉砂 2 -4 细砂	8.9	8.9	0.00045	33.1	294	16.5	273.4	69.7	343.2
K21 +984 ~ K22 +095	8 -3 -2k 粉质粘土	7.7	7.7	0.000064	10.0	111	16.5	36.2	52.3	88.5
K22 +095 ~ K22 +287	4 -5 中砂	7.5	7.5	0.0025	60.4	192	16.5	386.4	192.0	578.4
K22 +287 ~ K22 +428	1 素填土	6.3	6.3	0.00014	11.0	141	16.5	61.5	52.5	114.0
K22 +428 ~ K22 +559	1 素填土	4.5	4.5	0.00014	6.6	65.65	16.5	24.2	-35.5	0.0
左线小计										1560.2
K21 +298 ~ K21 +547	1 素填土	5.9	5.9	0.00014	10.0	124.1	16.5	52.4	70.0	122.4
K21 +547 ~ K21 +745	1 素填土	8.3	8.3	0.00014	16.6	198	16.5	99.2	37.4	136.6
K21 +745 ~ K22 +002	3 -4 细砂 4 -4 细砂	8.3	8.3	0.0005	31.4	257	16.5	243.3	70.0	313.3
K22 +002 ~ K22 +105	2 -4 细砂	7.9	7.9	0.00045	27.7	103	16.5	90.3	63.0	153.3
K22 +105 ~ K22 +320	4 -5 中砂	7.9	7.9	0.0025	65.3	215	16.5	444.1	205.0	649.1
K22 +320 ~ K22 +443	3 -4 细砂	6.5	6.5	0.00005	6.9	123	16.5	32.6	-31.8	0.8
K22 +443 ~ K22 +559	1 素填土	11.1	11.1	11.1	11.1	11.1	11.1	11.1	11.1	11.1
右线小计										1386.5
左右线合计										2946.6

说明:两端上升段的基坑计算长度均取实际长度的 1/2。

8　降水方案分析

基坑降水的方法很多,如:明沟排水法、预排水法和堵截法。基坑降水工程要根据具体水文地质条件选择适合的基坑降水的方案。设计基坑降水方案的基本原则是技术的可行性与较低的经济成本。

8.1　明沟排水

明沟排水又称集水坑排水。这种方法适用于基坑不深,地下水位高出基坑底面不多,且坑壁土层不易产生流沙、管涌或坍塌的情况。

8.2　预排水法(井点降水)

井点降水,是人工降低地下水位的一种方法。故又称“井点降水法”在基坑开挖前,在基坑四周埋设一定数量的滤水管(井),利用抽水设备抽水使所挖的土始终保持干燥状态的方法。所采用的井点类型有:轻型井点、喷射井点、电渗井点、管井井点、深井井点等。

一般该方法用于地下水位比较高的施工环境中,是土方工程、地基与基础工程施工中的一项重要技术措施,能疏干基土中的水分、促使土体固结,提高地基强度,同时可以减少土坡土体侧向位移与沉降,稳定边坡,消除流砂,减少基底

土的隆起,使位于天然地下水以下的地基与基础工程施工能避免地下水的影响。

8.3　堵截法

堵截法是通过堵、截、灌、排等手段,将地下水对工程的影响降到最低。常用的有板桩截水、稀浆槽截水、冷冻截水、渗透灌浆、喷射灌浆等。

根据勘察成果,本项目下沉式立交基坑底部主要位于残积粉质粘土及全风化砂岩上,局部位于松散的粉细砂层上,基坑封底截水在残积土及全风化岩段可设置集水沟,集中抽水后在基底砌筑基底防水层即可,而在在松散砂层部位可采取高压旋喷或注浆等方法在基坑底以下一定位置形成足够强度的水泥土截水底板,以平衡地下水的浮托力,防止基坑坑底失稳和涌水,并可作为暗撑,提高基坑支护结构的稳定性及强度,建议本阶段按《建筑基坑支护工程技术规程》(DBJ/T15 - 20 - 97)进行基坑封底截水设计。

9　结论

(1)通过对下沉式立交进行“钻探、标准贯入试验、钻孔抽水试验及取样进行室内试验”等多种勘察手段,查明了地基的地质结构、工程地质及水文地质条件,准确地提供了工程和基础设计、施工必需的地质参数。

(2)渗透系数 K 值是很重要的水文地质参数,过大或过小都会对降水效果产生直接影响,K 值过大,据此计算的涌水量势必过大,虽达到降水目的,但投入的设备浪费,增加了工程投资;若 K 过小,据此计算的涌水量势必过小,设计降深也过小,投入的设备不足,难以达到降水目的,影响降水效果。

(3)工程实践证明基坑降水方案的设计应根据具体的水文地质条件,开挖深基坑时,可采用几种降水方法联合使用,以达到最佳布置,取得最好的降水效果。

参考文献:

[1] 广东省某高速公路工程地质勘察报告[R]. 施工图设计阶段.

[2] JTG C10 - 2007,公路勘测规范[S]. 北京:人民交通出版社,2007.

[3] 常士镖. 工程地质手册[M]. 北京:中国建筑出版社,1988.

沥青路面再生技术交流会报道

为了进一步贯彻“经济、节约、环保”的公路建设理念,推动交通行业的节能减排,广东省公路学会于 2014 年 6 月 27 日在广东省广惠高速公路有限公司管理中心组织召开了沥青路面再生技术交流会。我院部分技术人员由王强副总工程师带队参加了本次交流会。交流会包括学术报告会和现场参观两部分内容,学术报告会上相关与会专家主要就以下几部分内容作了学术报告:

1、高比例 RAP 厂拌热再生沥青混合料在广惠高速公路的应用;

2、乳化沥青厂拌冷再生技术及应用介绍;

3、就地热再生技术在机荷高速公路路面维修的应用。

学术报告会

报告结束后,与会代表集体参观了石湾热再生拌和站以及采用热再生施工的沥青路面现状。

现场参观

通过本次交流会,大家认识到沥青路面再生技术有利于沥青铣刨料的再利用,有效减少废弃量,降低路面造价,是未来路面技术发展的一大方向,但由于多种原因沥青路面再生技术目前在我国的应用尚处于较低水平,尚需要政策、财政上给予一定的引导和支持。但随着技术的日益成熟,沥青路面再生的经济效益和可操作性将会逐步提高。

(陈星光　报道)

全国数字高速公路发展论坛报道

2014 年 7 月 22 日,由中国公路学会主办的“2014 全国数字高速公路发展论坛”在大连市举行。

会议围绕大数据时代高速公路数字化、信息化建设与应用展开了研讨和交流。会上主讲专家们对国内外智能交通的发展现状进行了介绍,交流和探讨数字高速公路的建设、应用以及有关技术问题,并就智慧交通发展与展望、数字高速公路建设与应用经验、大数据与高速公路应用探讨、智慧高速公路的建设与应用实践、高速公路数字化信息平台整体解决方案等方面开展专题报告。

辽宁省高速公路管理局副局长郭刚,以沈阳绕城高速的建设为例,重点介绍了数字信息化高

速公路的建设经验技术应用。中咨泰克朱岳总工就“车辆定位和移动通信技术应用”方面做了专题报告,分析了目前车辆定位和移动通信的技术现状和发展,并就人与车、车与道路交通信息发布技术做了探讨。西安公路研究院的报告主题是“大数据在高速公路应用探讨”,重点介绍了何谓大数据、大数据的应用方向、大数据平台搭建等方面内容。

会议上专家们一致认为数字化、智慧化高速公路是未来的发展趋势,智慧高速公路的发展需要行业各方共同推进,进一步提升信息技术在交通运输管理的效能,加强交通信息数据的分析和挖掘。

(黄宇东　报道)

2014 第一期生产建设项目水土保持方案编制甲级资质技术人员培训报道

2014 年 8 月 14 日至 18 日,中国水土保持学会在浙江省杭州市举办生产建设项目水土保持方案编制甲级资质技术人员培训。

随着我国水土保持法制建设的加强和对生态环境的重视,水土保持工作逐渐得到了全社会的重视。随着西部大开发战略的实施,我国开发建设项目的数量急剧增加,如何较好地防止开发建设活动带来的水土流失已成为各级政府工作的重点和难点。水土保持方案作为开发建设项目立项的必备要件,在控制水土流失方面发挥了很大的作用。本次培训主要针对如何编制生产建设项目水土保持方案展开。

本次培训共有六位专家、教授进行授课,培训内容丰富。水保司的沈雪健介绍了水土保持政策法律法规及政策规定。北京市水利规划院的孟岩教高介绍了生产建设项目投资概(估)算文件的组成内容、编制依据以及编制方法。北京林业大学的贺康宁教授讲授了各项水土保持措施的设计方法,包括拦渣工程设计、防洪排导工程设计、斜坡防护设计、土地整治设计、降水蓄渗工程设计、防风固沙工程设计、临时防护工程设计等,并联系实际案例分析。水利部水保监测中心的李智广教高在总结我国生产建设项目水土保持监测实践成果的基础上介绍了水土保持监测的先进技术和方法,分析了水土保持监测技术和方法的发展趋势。水利部水保监测中心的姜德文教高讲授了生产建设项目水土流失防治标准。最后由水利部水保监测中心的赵永军教高参考近几年水土保持方案实例,全面而详细地介绍了当前水土保持方案编制的技术、方法和经验。

本次培训内容丰富,各位专家、教授的授课内容丰富、深入浅出,毫无保留的把自己在学习和工作中的经验与大家分享,对于今后从事生产建设项目水土保持方案的编制工作具有指导重要作用。

(段宝萍　报道)

全国桥梁工程美学学术论坛报道

2014 年 8 月 20 日至 21 日，由中国公路学会主办的“全国桥梁工程美学学术论坛”在北京市举行。

会议围绕桥梁结构工程的美学概念及景观设计展开了研讨和交流。会上主讲专家们对国内外桥梁结构及桥梁美学发展现状及发展历史进行了介绍，交流和探讨如何能在满足桥梁功能和经济、适用的前提下，在桥梁结构设计里融入适度的美学理念。

美国工程院院士、中国工程院外籍院士邓文中，以自身参与的多座国内外著名桥梁为例，就“桥梁结构与美观的协调”做了专题报告，重点介绍桥梁结构与景观性协调的关系；香港土木工程署原署长刘正国博士的报告主题是“香港桥梁的美学设计思想”，介绍了香港桥梁工程及桥梁美学的发展历程；公规院副总经理兼总工徐国平就“公规院 60 年桥梁美学设计历程”做了专题报告，重点介绍公规院 60 年来的多座重大桥梁结构的设计过程；清华大学建筑学院副教授周榕的报告主题是“从建筑学的视角看中国桥梁设计”，其主要从建筑美学的角度来分析桥梁结构设计的理念；同济大学陈艾荣教授就“桥梁结构找型：来自拓扑优化的精灵”做了专题报告，重点介绍利用数学拓扑优化理论来研究桥梁结构设计及美学分析；天津城建集团总工程师韩振勇的报告主题是“城市桥梁景观设计理念”，以天津市几座典型桥梁为例，重点介绍桥梁建设“定制化”模式的发展趋势；湖南省交通规划设计院副院长胡建华，以其主持设计的湖南矮寨大桥为例，就“矮寨大桥美学解构与感悟”做了专题报告，重点介绍矮寨大桥的结构设计及美学设计的理念；东南大学交通学院副院长丁建明教授报告的主题是“城市景观桥梁创新设计”，重点介绍城市景观桥梁的概念设计及美学设计。

会议上专家们一致认为桥梁设计师应该在满足安全和实用的前提下，设计出最美的桥。一座美观的桥梁应该是自然、简洁、原创、协调的，桥梁应当与自然及周边环境完美的协调融合在一起。

（马玉全　报道）