

广东公路勘察设计

(季刊)

2012年9月30日出版

2012年第7期

(总第147期)

内部资料 免费交流

登记证编号:粤内登字O第10427号

编辑委员会

主任:李江山

副主任:梁立农 王强

委员:谢伟强 彭向荣 张敬沛

陈潮锐 孙向东 张修杰

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: huhao2001@yahoo.com.cn

印刷单位:广州广卫印刷厂

封面:

目次

桥梁工程

- 大跨度钢管混凝土拱桥徐变性能研究 程会军(1)
- 预制T梁复合截面计算方法 万欢(6)
- 空间预应力束伸长量的简化计算方法 李刚(10)

道路工程

- 高速公路边沟设计研究 李维杰(14)
- 公路线形安全性评价系统开发与应用 李旭华(18)
- 广清高速公路改扩建气泡混合轻质土填筑设计
..... 廖文周(22)
- 浅谈互通立交设计中的运行速度及设计速度 冯心宜(25)

隧道工程

- 公路隧道明洞结构计算方法 谢卓雄(30)
- 二次衬砌钢筋保护层安全影响性数值模拟分析
..... 王超 聂玉文 李国安(34)
- 特长公路隧道正洞送排风口间短道流态数值分析研究
..... 温玉辉 谢永利 李宁军(38)

工程勘察

- 某高速公路K5+206~K5+385滑坡工程地质特征与
稳定性分析评价 刘晓锋(44)
- LIDAR系统在徐湛高速(湛江段)勘测中的应用
..... 王志明(49)

信息专栏

- 钢结构桥梁设计知识讲座报道 (52)
- 中南片区公路工程造价管理联络网第二十二届网会在
恩施市召开 (52)
- “高速公路下伏采空区地基稳定性评价研究”通过由
省交通运输厅组织的科技项目验收 (53)
- 第九届鲁粤辽湘路桥技术论坛报道 (54)
- 2012年高寒地区公路隧道建设技术专题研讨会报道 ... (54)

大跨度钢管混凝土拱桥徐变性能研究

程会军

(广东省公路勘察规划设计院股份有限公司, 广州 510507)

摘要: 基于有效弹性模量法, 并建立有限元模型, 计算分析了大跨度钢管混凝土拱桥徐变对其结构位移、内力重分布以及动力特性的影响。

关键词: 钢管混凝土拱桥; 徐变; 有效弹性模量法

大量的研究表明, 钢管混凝土拱桥徐变对结构的影响不容忽视, 文献^[1]分析了万县长江大桥混凝土收缩徐变的影响, 结论表明, 由于混凝土收缩徐变(时间效应)的影响, 3年的时间使拱顶挠度增加了37%, 钢管应力增加了39%~55%。目前关于大跨度钢管混凝土拱桥的徐变研究成果仍然较为有限, 本文以某大跨度钢管混凝土拱桥为例, 采用有效弹性模量法, 利用大型有限元分析软件 ANSYS, 分析研究钢管混凝土拱桥徐变对其结构位移、内力重分布、动力特性等影响。

1 工程概况

某桥为80m+368m+80m三跨连续自锚中承式钢管混凝土系杆拱桥, 桥面宽度为16.0m。边跨、主跨拱脚均固结于拱座, 边跨曲梁与边墩之间设置轴向活动盆式支座, 在两边跨端部之间设置钢铰线系杆, 通过边拱拱肋平衡主拱拱肋所产生的水平推力。

主拱拱肋采用中承式双肋悬链线无铰拱, 计算跨径356.00m, 计算矢高71.20m, 矢跨比1/5, 拱轴系数 $m=1.543$, 每片拱肋由4根 $\phi 1000 \times 18$ (22、28)mm的Q345qc钢管组成, 内灌C50砼作为弦杆。

吊杆标准间距为8.0m, 采用镀锌高强低松弛73 ϕ S7钢丝束, PE防护, $R_y^b=1670$ MPa, 采用加装有位移释放装置的OVM-LZM型冷铸镦头锚, 分别锚于主拱拱肋的平联钢管顶和钢横梁的下翼缘。

2 有效弹性模量计算方法

有效弹性模量法计算公式推导如下:

混凝土本构关系^[2]:

$$\varepsilon(t) = \frac{\sigma(\tau_0)}{E(\tau_0)} [1 + \phi(t, \tau_0)] + \int_{\tau_0}^t \frac{\partial \sigma(\tau)}{\partial \tau} \frac{1}{E(\tau)} [1 + \phi(t, \tau)] d\tau \quad (1)$$

式中 τ_0 —混凝土试件加载龄期(天);

t —观察徐变变形的时间(天);

σ —混凝土应力;

ε —混凝土徐变变形;

引入积分中值系数, 利用积分中值定理

$$\varepsilon(t) = \frac{\sigma(\tau_0)}{E(\tau_0)} [1 + \phi(t, \tau_0)] + \frac{\sigma(t) - \sigma(\tau_0)}{E(t)} [1 + \chi(t, \tau_0) \phi(t, \tau_0)] \quad (2)$$

进一步写成:

$$\begin{cases} \varepsilon(t) = \frac{\sigma(\tau_0)}{E(\tau_0)} [1 + \phi(t, \tau_0)] + \frac{\sigma(t) - \sigma(\tau_0)}{E_\phi(\tau)} \\ E_\phi(\tau) = \frac{E(\tau_0)}{[1 + \chi(t, \tau_0) \phi(t, \tau_0)]} \end{cases} \quad (3)$$

式中 $E_\phi(\tau)$ —换算弹性模量;

$\chi(t, \tau_0)$ —时效系数, 是与时间有关的函数, 实验得其取值范围为0.5~1.0, 若不考虑加荷时间, 一般可以取0.8^[3]。

徐变引起钢管混凝土截面应力重分布, 考虑徐变后混凝土的应力与应变仍然保持线性关系。当外加荷载一定时, 钢管和混凝土内力分配关系将变为:

$$\begin{cases} \sigma_c(t) = \overline{E}_c(t, \tau_0) \cdot \varepsilon(t) \\ \sigma_s(t) = E_s \cdot \varepsilon(t) \\ E_s \cdot A_s \cdot \varepsilon(t) + \overline{E}_c(t, \tau_0) \cdot A_c \cdot \varepsilon(t) = N \end{cases} \quad (4)$$

通过上式与“龄期调整的有效模量法”的混凝土徐变本构关系(3)联合求解,可以得到核心混凝土的徐变等效弹性模量:

$$\bar{E}_c(t, \tau_0) = \frac{E_c(\tau_0) \cdot A_c + [1 + \chi(t, \tau_0) \cdot \varphi(t, \tau_0) - \varphi(t, \tau_0)] \cdot E_s \cdot A_s}{[1 - \varphi(t, \tau_0) + 2 \cdot \chi(t, \tau_0) \cdot \varphi(t, \tau_0)] \cdot E_c(\tau_0) \cdot A_c + [1 + \chi(t, \tau_0) \cdot \varphi(t, \tau_0)] \cdot E_s \cdot A_s} \quad (5)$$

由(5)可知,在外荷载不变的情况下,核心混凝土的徐变等效弹性模量只与徐变分析的计算时刻、混凝土的加载龄期、加载初时刻混凝土的弹模、钢材的弹模以及截面面积有关,与轴力无关。核心混凝土的等效弹模表达式中既包含徐变系数,又包含混凝土的龄期调整系数,所以这种表达方式可以考虑核心混凝土加载龄期、应力历史对徐变的影响,计算精度相对较高。

“有效弹性模量法”计算流程如图 1^{[4][5]}所示。

3 大跨度钢管混凝土拱桥徐变影响分析

3.1 徐变对大跨度钢管混凝土拱桥位移的影响

根据徐变前期变化较快的特征,将前期时间段划分间隔小些,计算大桥成桥运营阶段的徐变。结果如图 2 所示。

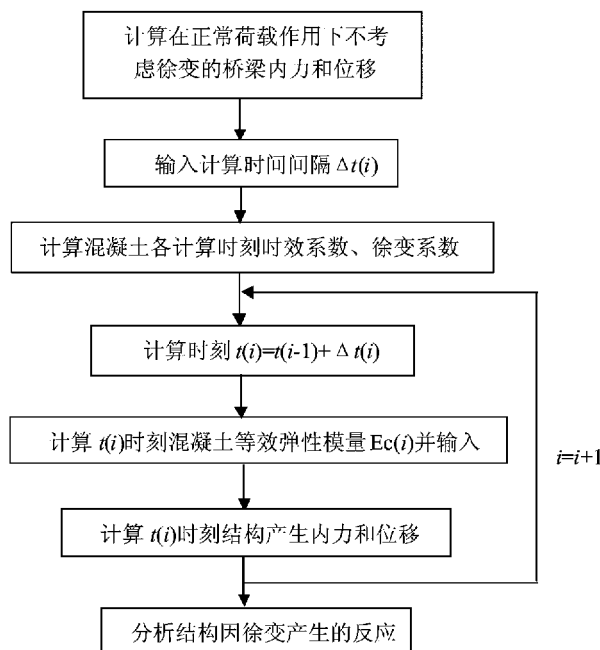


图 1 大跨度钢管混凝土拱桥徐变计算流程

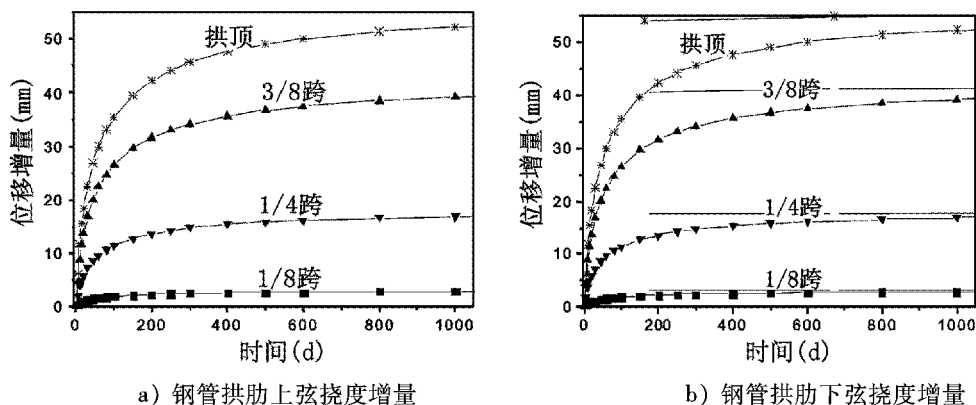


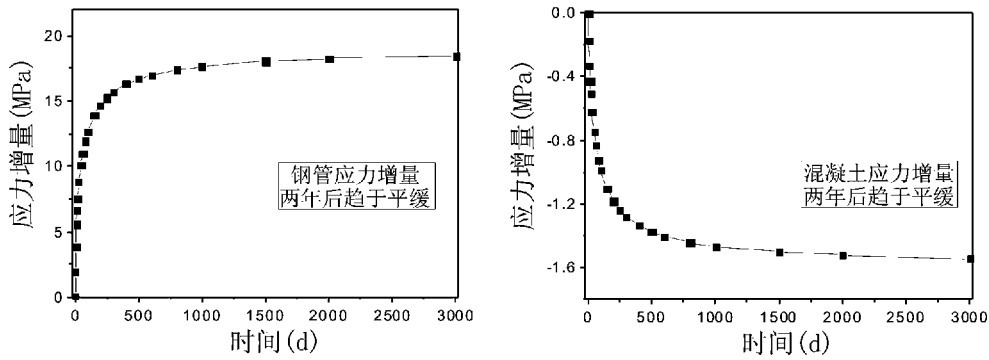
图 2 考虑徐变的弦管竖向位移变化图

由图 2 的分析结果看出,在徐变影响下,拱肋位移随着时间的增长有所增加,在成桥初期(前 3 个月)位移的增长速度较快,2 年后位移增长基本停止;同时徐变对拱肋的各个截面的位移影响不同,在拱脚到 1/4 跨处徐变的影响较小,2 年后最大位移增量也只有 16.2mm,对 1/4 跨到跨中拱顶范围内位移增量影响较大,2 年后拱顶处的最大位移增量为 50.1 mm,达到弹性变形的 17.6%;可见徐变对于拱肋位

移的影响由拱脚向跨中逐渐增大。

3.2 徐变引起的大跨度钢管混凝土拱桥内力重分布

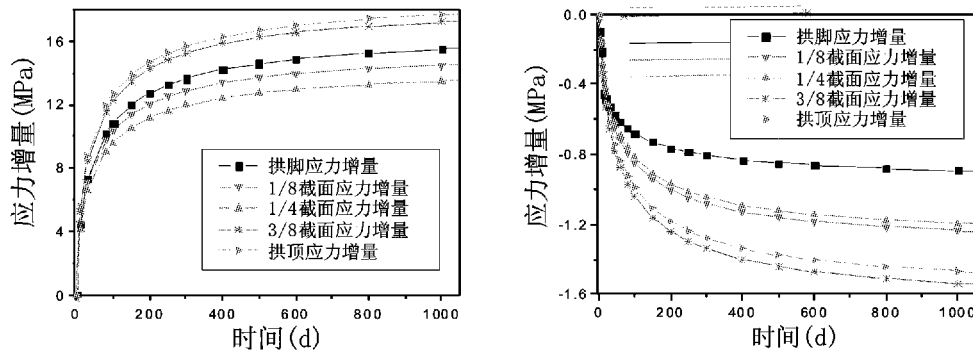
大跨度钢管混凝土拱桥核心混凝土的徐变不仅表现在使拱肋挠度的增加上,同时带来的不利影响还体现在使钢管混凝土截面内力重分布。大桥上游外侧上弦管的钢管及混凝土的应力变化情况,如图 3 所示。



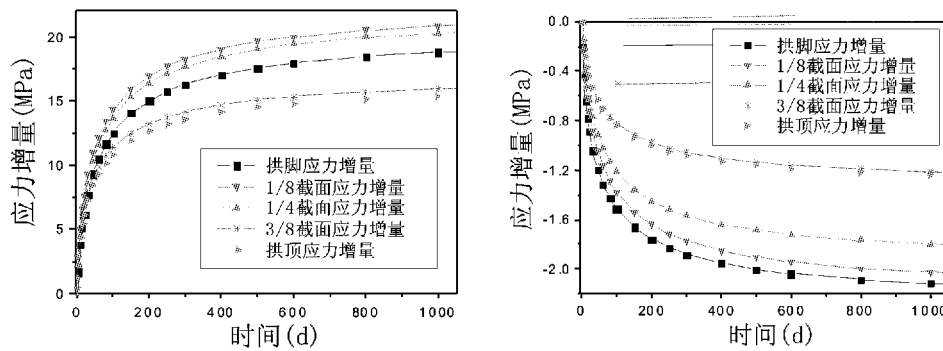
a) 拱顶上弦上翼缘钢管应力变化 b) 拱顶上弦上翼缘混凝土应力变化
 图 3 考虑徐变的拱顶上弦管上翼缘内力变化

由图 3 可见,徐变对钢管混凝土拱桥的影响表现为使钢管混凝土截面发生内力重分布,徐变使钢管应力随时间的增长不断增加,从而承受更多的压力,混凝土则逐渐卸载,压应力逐渐减小;

这种重分布的影响在成桥 2 年后基本趋于稳定。图 4 列出了拱肋外侧上弦管上翼缘应力变化情况,图 5 列出了拱肋外侧下弦管下翼缘应力变化情况。



a) 上弦钢管上翼缘应力变化 b) 上弦混凝土上翼缘应力变化
 图 4 徐变对拱肋上弦不同截面应力的影响



a) 下弦钢管下翼缘应力变化 b) 下弦混凝土下翼缘应力变化
 图 5 徐变对拱肋下弦不同截面应力的影响

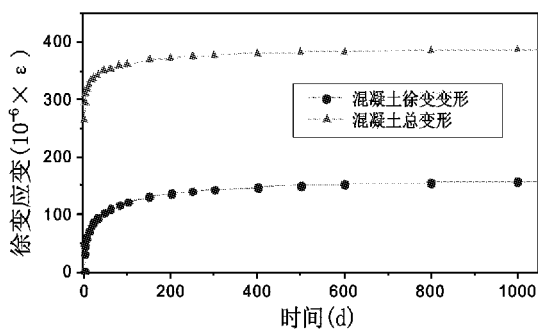
由图 4、5 可见,徐变对拱肋各个截面的影响不同,对上弦 1/4 跨至拱顶影响较大,对下弦拱脚到 1/4 跨处影响较大。分析其主要原因为,拱肋上

弦管 1/4 跨到拱顶应力稍大,下弦管拱脚到 1/4 跨处应力较大,徐变在应力大的截面处内力重分布的影响更大,在应力小的截面处影响要稍小。

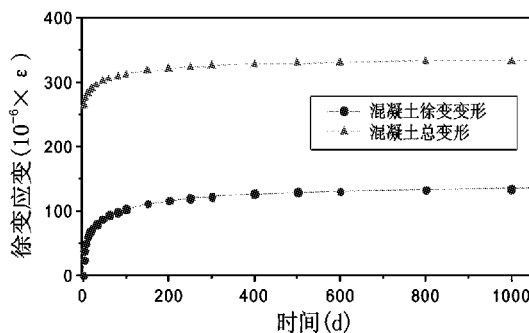
3.3 大跨度钢管混凝土拱桥徐变变形

钢管混凝土拱桥结构在长期荷载作用下,拱顶混凝土上弦的徐变量比下弦稍大,1000d核心混凝土的徐变量可达 $170\mu\epsilon$,徐变量达到混凝土

弹性变形量的 64.2%,占混凝土总变形的 39.1%,而且徐变变形还将随着时间的增长有所增加,不过此后的徐变变形已基本稳定,增长非常缓慢,如图6所示。



a) 拱顶上弦上翼缘混凝土徐变



b) 拱顶下弦下翼缘混凝土徐变

图6 徐变影响的大桥拱肋顶部混凝土变形

3.4 徐变对大跨度钢管混凝土拱桥自振频率的影响

在考虑混凝土徐变的 3500d(10 年左右)后,混凝土刚度减小,使得拱肋的刚度也减小,从而使大桥的自振频率降低,10 年后大桥的自振频率如表1所示。考虑徐变影响对振型序列没有影响,仅使结构的自振频率降低,与不考虑徐变的结构

自振频率相比降低幅度如表2所示。

由分析结果表明,在考虑徐变影响后的钢管混凝土拱桥的振型序列不发生变化,自振频率降低幅度在 6% ~ 9% 之间,可见随着钢管混凝土拱桥使用时间的不断增长,其稳定性能也会有所下降,应在桥梁使用一段时间后及时对桥梁进行检测评估,采取适当的措施维护。

表1 考虑混凝土徐变 10 年后大桥的自振频率

振型序列	频率 (Hz)	振型名称	说明
1	0.245	侧弯一阶对称	主拱肋对称侧向弯曲
2	0.295	整体对称侧弯	主拱肋、桥面系反向反对称侧向弯曲
3	0.388	竖弯一阶反对称	主拱肋、桥面系反对称竖向弯曲
4	0.473	侧弯一阶反对称	主拱肋反对称侧弯为主,桥面反对称扭转
5	0.636	竖弯一阶对称	主拱肋、桥面系同向对称竖向弯曲
6	0.763	侧弯二阶对称	主拱肋对称侧弯为主,桥面系对称扭转
7	0.764	桥面反对称侧弯	桥面系反对称侧弯为主,主拱反对称扭转
8	1.052	一阶反对称扭转	主拱肋、桥面系反对称扭转弯曲
9	1.089	竖弯二阶反对称	主拱肋、桥面系同向反对称竖向弯曲
10	1.237	一阶对称扭转	主拱肋、桥面系对称扭转弯曲

表 2 考虑混凝土徐变 10 年后与不考虑徐变的频率变化

振型序列	不考虑徐变的频率(Hz)	考虑徐变的频率(Hz)	降低幅度(%)
1	0.263	0.245	6.84
2	0.321	0.295	8.10
3	0.426	0.388	8.92
4	0.504	0.473	6.15
5	0.691	0.636	7.96
6	0.817	0.763	6.61
7	0.837	0.764	8.72
8	1.121	1.052	6.16
9	1.169	1.089	6.84
10	1.316	1.237	6.00

4 结论

选取“龄期调整的有效模量法”,利用 ANSYS 对大跨度钢管混凝土拱桥进行了有限元计算分析,得出其徐变特征如下:

(1)钢管拱内的核心混凝土徐变对拱肋各截面的影响由拱脚向跨中逐渐增大,且对 1/4 跨到拱顶影响较大;

(2)核心混凝土的徐变不改变整个结构体系沿拱跨的内力分布,主要表现为截面内力的重分布,徐变使钢管内核心混凝土的内力减少,钢管应力增加,这对钢管、混凝土协同工作不利。

(3)钢管混凝土拱桥结构在长期荷载作用下,拱顶混凝土上弦的徐变量比下弦稍大,且徐变变形还将随时间的增长有所增加,但后期徐变变形基本稳定。

(4)徐变使钢管混凝土拱桥振动频率有所降低,降低幅度在 10% 以内,但并不改变整个结构的振型。

参考文献:

- [1] 秦荣,谢肖礼. 收缩徐变对钢管混凝土拱桥影响的理论研究[M]. 桥梁建设, 2001,4:1~4.
- [2] Ghall A, Favre R. Concrete Structures. Stress and Deformation. New York. Chapman and Hall. 1986.
- [3] Z. P. Bazant, S. Baweja. Creep and Shrinkage Prediction Model for Analysis And Design of Concrete Structures - Model B3. Materials and Structures, . 1995. (28): 415 ~ 430.
- [4] 孙宝俊. 混凝土徐变理论的有效模量法[J]. 土木工程学报,1993(6):
- [5] 李传习,夏桂云. 大跨度桥梁结构计算理论[M]. 人民交通出版社,2002.

预制 T 梁复合截面计算方法

万 欢

(广东省公路勘察规划设计院股份有限公司, 广州 510507)

摘 要: 本文通过对比试算, 探讨并验证了采用双层单元法对存在现浇整体化层的预制结构进行计算的可行性, 为预制梁计算提供了一个新的计算方法和思路。

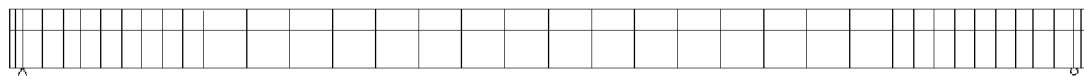
关键词: 预制 T 梁; 单层单元法; 双层单元法; 平截面假定; 复合截面

近年来, 随着我国高速公路桥梁建设的快速发展, 预制梁桥被越来越广泛的采用, 然而预制梁桥由预制和现浇部分不同步浇筑形成, 断面受力形式较为复杂, 以往计算时往往不考虑现浇层作为计算截面的一部分, 这种计算方法虽然简单, 但明显过于保守。鉴于以上原因, 本文对预制梁如何考虑现浇层参与截面共同受力进行计算的尝试。

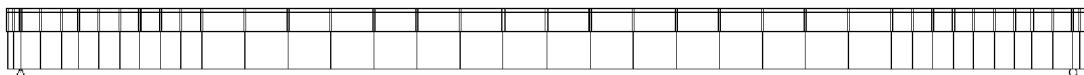
1 计算模型及主要参数

计算采用 50m 简支 T 梁, 梁高取 (2.5 + 0.1)m, 其中 0.1m 为现浇层。采用以下两种计算模型进行分析:

1、单层单元计算模型(共 39 个节点, 38 个梁单元):

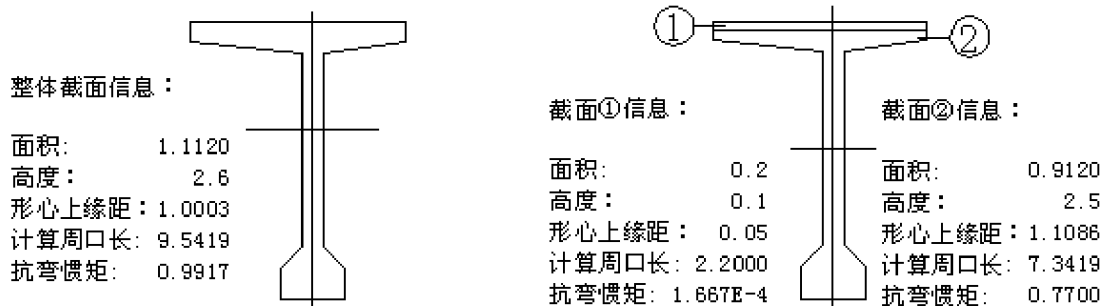


2、双层单元计算模型(共 78 个节点, 上下两层各 38 个梁单元, 上下层单元节点之间采用刚臂梁单元进行连接, 以确保上下层单元协同受力):



为方便结果对比, 对结构进行以下处理和简化:

A、结构截面采用单一断面形式, 详细信息如下图:



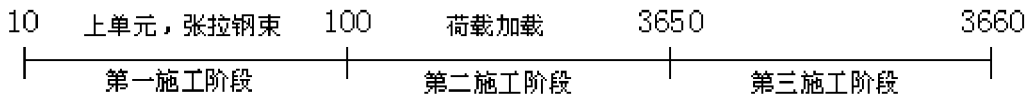
单层单元模型计算截面信息

双层单元模型计算截面信息

B、双层单元模型计算时, 不考虑上下层单元龄期差, 即两层单元同时参加工作, 否则两种模

型计算下的结果没有可比性。上下层单元通过刚臂连接, 刚臂 EI、EA 取大值。

C、两种计算模型采用相同钢束线形及数量。布荷载作用于结构之上。计算分为三个施工阶段,描述如下:



2 计算结果对比分析

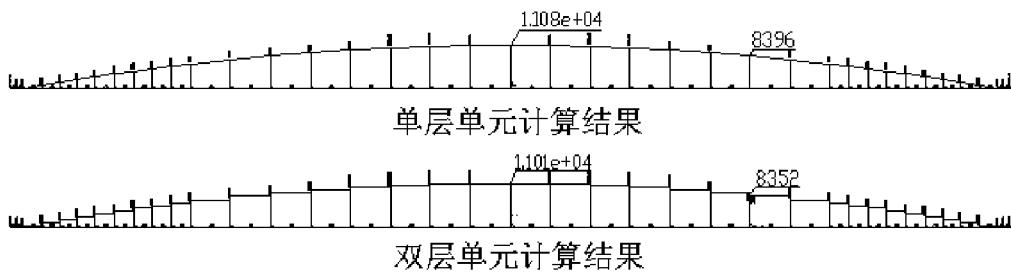
为了便于观察在不同荷载条件下两种计算模型结果差异,以下分别给出不同荷载条件下的对比结果。

1、恒载作用下:

即第一施工阶段不张拉钢束,同时也不考虑砼收缩徐变的影响。

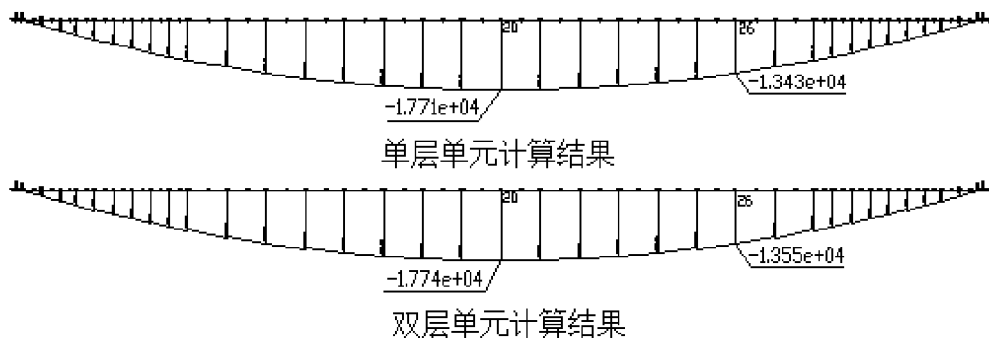
①施工末态应力结果比较:

a)截面上缘应力(KPa):



采用双层单元计算模型跨中上缘应力误差为: $(11080 - 11010)/11080 = 0.63\%$ 。

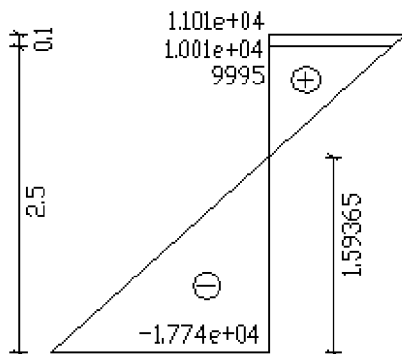
b)截面下缘应力(KPa):



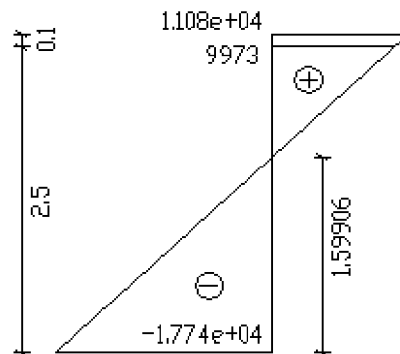
采用双层单元计算模型跨中下缘应力误差为: $(17740 - 17710)/17710 = 0.17\%$ 。

两种计算模型下,在恒载作用下计算出的应

力结果非常吻合。下面验证双层单元计算是否符合平截面假定,取双层单元跨中处四点应力在截面高度上标记出截面应力分布(单位:KPa):



双层单元梁高截面应力分布



双层单元梁高截面应力分布

从双层计算模型截面应力图上看,上层单元下缘和下层单元上缘的应力值是非常接近的,相差不到 0.6%,说明这种计算模型下得到的截面应力在高度方向上是连续的。同时截面应力分

布同单层模型计算得出的截面应力分布是基本吻合的,说明采用结构离散为双层单元进行计算是符合平截面的基本假定。

②施工末态结构变位比较:

表 1 跨中节点位移值比较 (单位:cm)

施工阶段	第一施工阶段	第二施工阶段	第三施工阶段
单层单元模型	-6.236	-7.961	-7.961
双层单元模型	-6.246	-7.974	-7.974
差值百分比	0.16%	0.16%	0.16%

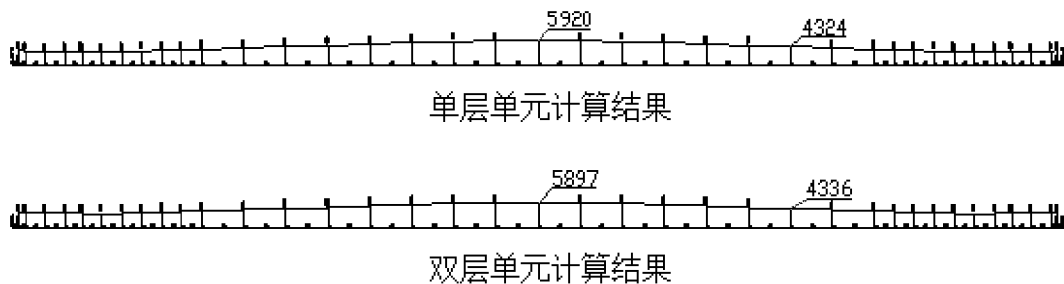
从表中可以看出,两种计算模型下结构在恒载作用下的变位也是吻合的,说明两种模型计算得出的结构刚度是相同的。

张拉预应力钢束,但仍不考虑砼收缩徐变的影响。

①施工末态应力结果比较:

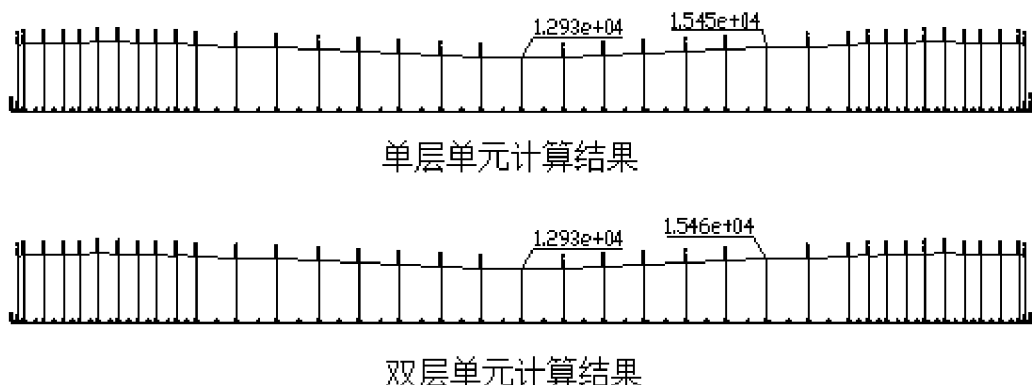
2、考虑预应力作用下:

a)截面上缘应力(KPa):



采用双层单元计算模型跨中上缘应力误差为: $(5920 - 5897) / 5920 = 0.39\%$ 。

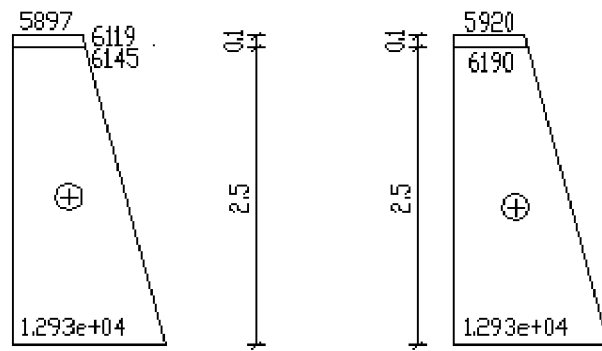
b)截面下缘应力(KPa):



对比可见采用双层单元计算模型跨中下缘应力误差也在 0.06% 以下。

模型计算出的应力结果也非常吻合。下面验证考虑预应力作用下双层单元计算是否也符合平截面假定(单位:KPa)。

以上对比说明考虑预应力作用下两种计算



双层单元梁高截面应力分布

双层单元梁高截面应力分布

从双层计算模型截面应力图上看,上层单元下缘和下层单元上缘的应力值是非常接近的,相差仅0.42%,即截面应力在高度方向上是连续的。同单层模型计算得出的截面应力

分布是吻合的,说明考虑预应力影响采用结构离散为双层单元进行计算是符合平截面的基本假定。

③施工末态结构变位比较:

表2 跨中节点位移值比较 (单位:cm)

施工阶段	第一施工阶段	第二施工阶段	第三施工阶段
单层计算模型	4.895	3.162	3.162
双层计算模型	4.902	3.166	3.166
差值百分比	0.14%	0.13%	0.13%

从表中可以看出,两种计算模型在考虑预应力作用下的结构变位也是吻合的。

3 主要结论

通过上文的计算结果对比分析,可以发现无论是恒载还是预应力作用下,采用双层单元法对复合截面进行计算是可行的。

空间预应力束伸长量的简化计算方法

李刚

(广东省公路勘察规划设计院股份有限公司, 广州 510507)

摘要: 本文结合实际工程,对曲线形梁桥空间预应力束的伸长量计算进行探讨。并针对目前空间预应力束伸长量计算中的不足之处,在同时考虑竖弯和平弯产生预应力损失的基础上,提出一种简化计算方法,方便有效,计算精度能满足设计要求。

关键词: 空间预应力束;伸长量;预应力损失

在进行预应力混凝土连续梁桥的设计时,需要提供预应力束的伸长量,以指导施工。对直线形梁桥而言,钢束伸长量可以直接从程序(以 Midas 为例)中直接获得。对于曲线形梁桥,一种做法是从 Midas 中提取结果,然后再根据实际束长和模型束长按比例调整;另一种做法是将曲线形钢束展开成直线形钢束,再按理论公式进行手动计算。

对于第一种做法,如果建模准确,对圆曲线形梁桥是可行的(注意此时 Midas 建模时应选择曲线布束),但对其他情况,如缓和曲线,由于程序没有办法计算由平弯引起的预应力损失,因而得到伸长量偏大。而第二种做法,由于将曲线形钢束展开成直线形,同样忽略了因平弯产生的预应力损失,也存在相同的问题。

目前很少有文献探讨空间预应力束的伸长量计算,很多还是停留在直线形预应力束的讨论^{[1]~[4]}。当然也有文献^{[5],[7]}涉及了这个问题,但其方法需编制相关程序,否则计算较为繁琐。鉴于以上问题,本文针对空间预应力束,在同时考虑竖弯和平弯产生的预应力损失的基础上,提出一种计算伸长量的简化方法,以期对相关的设计工作有所裨益。

1 预应力束伸长量计算的公式推导

计算伸长量时,需要考虑预应力钢束与孔道壁之间的摩擦引起的预应力损失,它可以表

示为:

$$\sigma_{ll} = \sigma_{con} [1 - e^{-(\mu\theta + kl)}] \quad (1.1)$$

式中各参数的含义参见《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG D62 - 2004)。

那么有效预应力 σ_{eff} 为:

$$\sigma_{eff} = \sigma_{con} - \sigma_{con} [1 - e^{-(\mu\theta + kl)}] = \sigma_{con} e^{-(\mu\theta + kl)} \quad (1.2)$$

则 dl 微段内的钢束伸长量可以表示为:

$$d\Delta l = \frac{\sigma_{eff} A_y dl}{E_y A_y} = \frac{\sigma_{eff} dl}{E_y} = \frac{\sigma_{con} e^{-(\mu\theta + kl)}}{E_y} dl \quad (1.3)$$

总的伸长量 Δl 为:

$$\Delta l = \int_0^L \frac{\sigma_{con} e^{-(\mu\theta + kl)}}{E_y} dl \quad (1.4)$$

式中 L 为钢束总长。

上式中,由于存在两个变量 θ 和 L ,不方便使用。为简化计算,钢束曲线近似按圆曲线考虑,那么此时 θ 和 L 呈线性关系(实际上公式 1.1 的推导也引入了这个假定,可以参见文献^[6]中的推导过程),则 1.4 式可以简化为:

$$\begin{aligned} \Delta l &= \int_0^L \frac{\sigma_{con} e^{-(\mu\theta + kl)}}{E_y} dl = \int_0^L \frac{\sigma_{con} e^{-kl(1+t)}}{E_y} dl \\ &= \frac{\sigma_{con}}{E_y} \left[\frac{1 - e^{-kl(1+t)}}{k(1+t)} \right] = \frac{\sigma_{con} L}{E_y} \left[\frac{1 - e^{-(kl + \mu\theta)}}{kl + \mu\theta} \right] \quad (1.5) \end{aligned}$$

式中假设 $\mu\theta = t \cdot kl$ 。注意上式最后表达式中的 L 与 θ 是指钢束总长和总的包角。

实际工程中的预应力束型常用导线点表示,因此可以分段计算 θ 和 L ,累积后再按式(1.5)计算,或者表示为:

$$\Delta l = \frac{\sigma_{con} L}{E_y} \left[\frac{1 - e^{-\sum (kL + \mu\theta)}}{\sum (kL + \mu\theta)} \right] \quad (1.6)$$

虽然上述推导是在钢束线形完全为圆曲线的前提下进行的,但是在很多直线形梁桥的实际工程中,通过与程序计算结果对比,发现按公式(1.6)得到的结果是足够准确的。

对于空间预应力束,公式(1.6)同样适用,此时 θ 角的含义应该是曲线的空间包角^[7]。如何比较方便的得到空间包角,这就是计算空间预应力束伸长量的关键。

2 空间预应力束几何特性

曲线形梁桥的钢束由于同时存在平弯和竖弯,因此其线形一般难以用函数式表达。为了简化分析,假定钢束在平面上的投影(平曲线)为圆弧(见图 1),则曲线上任意一点 A 的空间位置可以用矢量 $r = (x_i, y_i, z_i)$ 表示为^[8]:

$$\begin{cases} x_i = R \sin \frac{t}{R} \\ y_i = y(t) \\ z_i = R \cos \frac{t}{R} \end{cases} \quad (2.1)$$

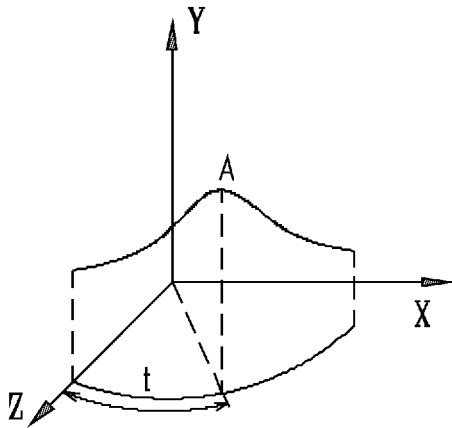


图 1 空间预应力束曲线示意图

式中 t 是从起点到计算点的空间曲线在水平面内的投影长度, $y(t)$ 是曲线的竖坐标。直角坐标系中空间曲线 r 的曲率计算公式为:

$$k = \frac{\sqrt{r'^2 \cdot r''^2 - (r' \cdot r'')^2}}{|r'|^3} \quad (2.2)$$

公式中的撇号表示对 r 的各阶导数,将公式

(2.1)代入上式,得:

$$k = \frac{\sqrt{\frac{1}{R^2} + \left[\frac{y'(t)}{R}\right]^2 + y''(t)^2}}{[1 + y'(t)^2]^{3/2}} \quad (2.3)$$

曲线空间包角 θ 的计算公式为:

$$\theta(t) = \int_0^t k dt = \int_0^t \frac{\sqrt{\frac{1}{R^2} + \left[\frac{y'(t)}{R}\right]^2 + y''(t)^2}}{[1 + y'(t)^2]^{3/2}} dt \quad (2.4)$$

考虑到实际桥梁预应力钢筋的斜率 $y'(t)$ 通常不大,远小于 1,因此上式可简化为:

$$\begin{aligned} \theta(t) &= \int_0^t \sqrt{\frac{1}{R^2} + \left[\frac{y''(t)}{R}\right]^2} dt \\ &= \int_0^t \sqrt{\left(\frac{dt}{R}\right)^2 + [y''(t) dt]^2} \end{aligned} \quad (2.5)$$

上式中根号内的两项具有非常明显的几何意义, dt/R 是空间曲线微段在水平面内的包角,记为 $d\theta_H$; $y''(t) dt$ 是该微段在竖平面内的转角,记为 $d\theta_V$ 。于是,曲线梁预应力钢筋空间转角的实用表达式为:

$$\theta(t) = \sum_i \sqrt{\Delta\theta_{H_i}^2 + \Delta\theta_{V_i}^2} \quad (2.6)$$

虽然上式是从特殊情况推导出来的,也同样适用于其他情况。实际上,上式也可以从另外一种思路得到。由于因孔道弯曲而引起的预应力摩阻损失在某一分断内可以表示为:

$$\Delta\sigma = \mu N \quad (2.7)$$

式中 N 表示该分段内钢束对孔道壁的径向压力,可以分解为水平分力 N_H 和竖向分力 N_V ,根据勾股定理及径向压力与钢束张拉力的关系,可得:

$$\begin{aligned} T\Delta\theta &= N = \sqrt{N_H^2 + N_V^2} = \sqrt{(T\Delta\theta_H)^2 + (T\Delta\theta_V)^2} \\ &= T\sqrt{\Delta\theta_H^2 + \Delta\theta_V^2} \end{aligned} \quad (2.8)$$

$$\text{即: } \Delta\theta = \sqrt{\Delta\theta_H^2 + \Delta\theta_V^2} \quad (2.9)$$

上式中 $\Delta\theta$ 表示该分段内钢束曲线的包角, $\Delta\theta_H$ 和 $\Delta\theta_V$ 则分别表示该分段内钢束曲线在水平面内和竖平面内的包角,因此公式(2.9)等价于公式(2.6)。

3 空间预应力束伸长量计算实例

通过前面的讨论,我们可以将钢束沿竖曲线

按直线段和曲线段分成若干分段,对每一个分段,结合相对应的平曲线,根据公式(2.9)分别计算其空间包角。对于直线段,很显然只需考虑平曲线的包角即可。常见的曲线梁一般都属于圆曲线或者缓和曲线。对于缓和曲线,计算其平曲线包角时,对每一个分段,由于长度不大,可以用一段圆弧去逼近,这样的处理方法产生的误差很小。按公式(2.6)计算出总的空间包角,再代入公式(1.6)即可得到总的伸长量。

本文没有讨论钢束总长的求解,因为按照钢束导线点坐标及圆弧段弯曲半径正确放样以后(注意应将曲线形展开为直线形),在 AutoCAD 中可以方便的得到钢束总长度,这对目前的设计工作而言是比较容易的事情。

下面采用以上介绍的方法,对一个实际工

程中的曲线形预应力混凝土连续箱梁,计算其钢束伸长量,然后与 Midas 的计算结果进行对比。

由于钢束在计算伸长量之前,各导线点的坐标以及各曲线段起终点坐标等几何特性已经得到,因此可以通过编制 Excel 表格,方便高效的得到各个计算参数,进而求出钢束总伸长量。需要注意的是,钢束的张拉方式直接影响计算结果,对单端张拉,公式(1.6)中的 θ 和 L 为钢束总包角及总长;对两端张拉,由于很多情况下钢束都接近对称布置,公式(1.6)中的 θ 和 L 可取钢束总包角及总长的一半。

具体编制过程本文省略,以下仅给出最后的计算结果,见表1。

表1 某曲线桥梁钢束伸长量计算值一览表

位置	钢束编号	第一施工梁段				第二施工梁段				第三施工梁段			
		钢束长度(m)	计算伸长量(mm)	程序伸长量(mm)	差值(mm)	钢束长度(m)	计算伸长量(mm)	程序伸长量(mm)	差值(mm)	钢束长度(m)	计算伸长量(mm)	程序伸长量(mm)	差值(mm)
左腹板	N1	46.927	247.6	248.0	-0.5	43.02	223.1	226.5	-3.4	13.5	80.6	82.5	-1.8
	N2	46.966	241.4	244.9	-3.5	43.043	222.2	225.3	-3.1	13.454	82.2	82.8	-0.6
	N3	47.139	230.6	238.1	-7.5	43.024	213.6	216.4	-2.7	13.398	82.5	83.1	-0.6
	N4	46.65	275.5	290.2	-14.7	42.731	254.2	266.6	-12.4	13.38	84.0	85.4	-1.4
	N5	46.65	275.5	290.2	-14.7	42.731	254.2	266.6	-12.4	13.38	84.0	85.4	-1.4
右腹板	N1	49.229	258.7	260.2	-1.6	45.557	235.2	239.8	-4.6	14.34	85.5	87.6	-2.1
	N2	49.268	252.2	256.5	-4.3	45.58	234.3	238.3	-4.0	14.294	87.2	88.0	-0.7
	N3	49.441	241.0	248.8	-7.8	45.561	225.3	228.6	-3.3	14.238	87.5	88.3	-0.8
	N4	48.952	287.9	304.5	-16.6	45.268	268.1	282.4	-14.4	14.22	89.2	90.7	-1.6
	N5	48.952	287.9	304.5	-16.6	45.268	268.1	282.4	-14.4	14.22	89.2	90.7	-1.6

表中所示伸长量均为原始伸长量的90%,扣除了10%的预张拉伸长值。其中 Midas 的计算结果已经按实际束长按比例调整。

从表中数据可以发现,根据本文方法计算得到的钢束伸长量与 Midas 给出的结果很接近,

而且大体上符合下列规律:钢束长度越小,两种方法得到的伸长量差值越小;竖弯越大,差值也越小。根据前面的分析,这是很容易理解的:本文的计算方法考虑了平弯产生的预应力损失,而 Midas 程序则没有,钢束长度越小,那么平弯

曲线包角越小,由平弯引起的预应力损失也越小,因而计算值更接近 Midas 的结果;钢束竖弯越大,那么平曲线包角占总包角的比值也越小,差值也自然越小。可以看到,表中伸长量差值最大的是底板束和顶板束(N4、N5),其都只有平弯而没有竖弯。

由此可见,按照本文的计算方法得到的钢束伸长量,与 Midas 程序计算结果比较接近,同时由于考虑了平弯引起的预应力损失,因此其计算结果要比 Midas 程序计算值更加合理。

4 结论

本文针对目前曲线梁桥钢束伸长量计算中的不足之处,考虑钢束沿曲线梁布置的平弯产生的预应力损失,比较准确的计算了空间钢束的伸长量。为了简化计算,本文在推导计算公式时引入了一些假设,在保证工程精度的基础上大大方便了计算,并编制了相关 Excel 表格,使得整个计算过程准确、高效。

通过对实际工程的验证和比较,本文方法方便可行,能够有效解决空间预应力束伸长量

计算的问题,相信能对相关的设计工程有所帮助。

参考文献:

- [1] 兰旭珍. 预应力钢绞线伸长量计算方法探讨[J]. 西部探矿工程, 2006(4): 244 ~ 245.
- [2] 江星. 预应力钢绞束伸长量的计算与分析[J]. 中国市政工程, 2006(12): 68 ~ 69.
- [3] 刘绪明. 后张法预应力筋理论伸长量精确计算方法探讨[J]. 山西建筑, 2004, 30(14): 35 ~ 36.
- [4] 周联英, 杨斌, 王薇. 预应力筋理论伸长量两种计算方法及比较[J]. 中国民航学院学报, 2004(6): 117 ~ 119.
- [5] 肖军, 徐秀芳. 任意空间预应力束引伸量实用 CAD 电算求解法[J]. 盐城工学院学报, 2005, 18(2): 28 ~ 31.
- [6] 李国平. 预应力混凝土结构设计原理[M]. 北京: 人民交通出版社, 2000.
- [7] 肖汝诚. 桥梁结构分析及程序系统[M]. 北京: 人民交通出版社, 2002.
- [8] 孙广华. 曲线桥梁计算[M]. 北京: 人民交通出版社, 1995.

高速公路边沟设计研究

李维杰

(广东省公路勘察规划设计院股份有限公司, 广州 510507)

摘要:边沟由于设计、施工简单等因素往往被忽视,如边沟形式的选择,断面尺寸的确定存在着“传统化”和“标准化”现象。本文结合工程实例进行的研究,在对边沟断面形式和尺寸选择进行合理性分析基础上,选取具体工程典型路段进行了边沟水力计算。研究表明,对于高速公路,应选用合理的边沟形式,在满足实际需求的情况下,可适当减小断面尺寸,以减少开挖量,节省工程投资。

关键词:道路排水;边沟;高速公路;水力计算

在高速公路的建设中,由于边沟的设计、施工较为简单,往往容易被忽视,边沟形式的选择,断面尺寸的确定通常存在着“传统化”和“标准化”的现象。

随社会经济和公路事业的发展,公路建设与环境保护、边沟形式与路容景观、公路建设投资与社会效益之间的协调与关系促使工程技术人员对边沟形式以及有效断面尺寸作进一步的研究和探讨。

本文旨在对边沟设计进行合理性分析的基础上,选取实际工程的典型路段进行边沟水力计算,作定量分析,从而对边沟形式和断面尺寸的选择提出合理的依据与方法。

1 边沟设计合理性分析

1.1 高速公路边沟断面形式选择的不合理性

目前高速公路边沟形式、断面尺寸的选择,存在的问题归纳起来主要体现在如下几方面:

(1)由于边沟设计、施工简单,排水明确,未加予重视,存在“传统化”、“通用化”及“标准化”的现象;

(2)形式单一(矩形、梯形),未结合公路等级、沿途条件、路容景观等进行综合性分析^[2];

(3)重视了整齐平顺的边沟有利于路容景观和排水效果的作用,但忽视了“明沟效应”,给行车安全带来隐患^[2,3];

(4)未考虑地区差异,缺乏对地理条件、降

雨量、地质、边坡型式、路线指标等设计因素与边沟关系的综合分析和研究,从而使边沟形式大小单一;

(5)边沟断面尺寸普遍偏大,未作定量分析计算。

(6)仅从工程使用角度进行边沟排水设计,没有将排水、环境美化、景观等进行综合考虑^[4]。

这些问题影响了高速公路的整体美观性,并给工程造成了很大的浪费。

1.2 高速公路边沟断面形式的选择

1.2.1 边沟形式比选

边沟形式多样,且各有优缺点,在形式比选中,须从设计、施工条件、适用范围、工程造价等几方面综合考虑。在工程实践中应结合公路等级、防护形式、路容景观等要求综合分析,根据路段实际情况合理选择边沟断面形式,发挥边沟排水主要功能的同时,体现其辅助作用,以达“一物多能”,“一物多用”的目的。

边沟按分类方法的不同可分为不同的类别,且各有适用条件。近年来,为了避免“明沟效应”,且能增加路容景观,有效利用边沟空间,方便高等级公路,特别是山岭区高速公路运营故障车辆停靠安全,除了传统的矩形、梯形边沟外,新发展的边沟形式有盖板边沟、暗埋式边沟、生态浅碟型边沟等,以适应和满足公路安全、景观等发展的需要^[2,3]。

传统矩形、梯形边沟优点是过水断面大,流

量大,排水能力强;缺点是占地最多,圪工量较大,景观效果差,土路肩需设防撞栏,以防治失控车辆陷入沟中。

带盖板矩形边沟优点是排水顺捷;土路肩可不设防撞栏,能使失控车辆安全逾越;可兼做碎落台,减少开挖和征地,边坡落物对排水影响不大。缺点是景观效果稍差,型式单调,整体协调效果不好;圪工量较大。

暗埋式矩形边沟优点是边沟结合覆土绿化,与地形协调效果好,宽展、平缓的边沟给人以开

阔感,可减轻驾驶人的紧张心理;排水能力较好;土路肩可不设防撞栏,能使失控车辆安全逾越;可兼做碎落台,边坡落物对排水影响不大。缺点是施工工艺复杂,造价较高;后期养护工作量较大,且较困难。

生态浅碟型边沟的优点是沟内植草,景观效果好;施工方便,造价低;能使失控车辆安全逾越;平缓的边沟可兼碎落台用,减少开挖和征地。但缺点是排水能力差,边坡落物会影响排水能力,不适合于汇水面积较大、排水距离较长的路段。

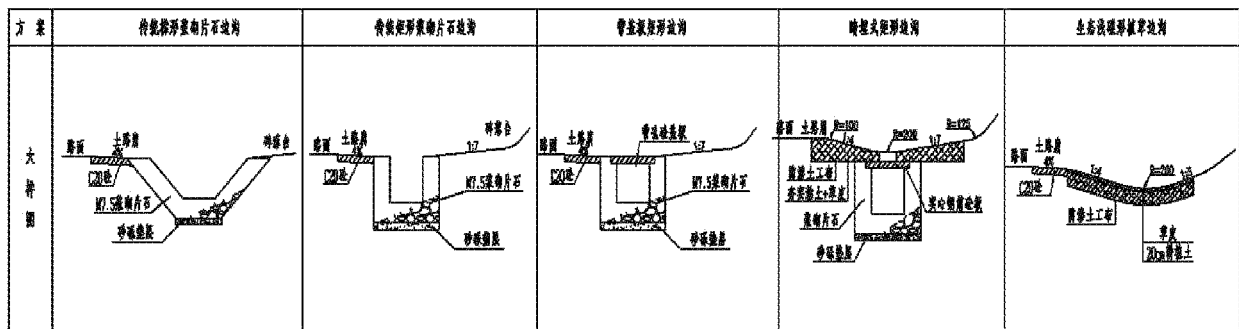


图 1 各类型边沟示意图

1.2.2 高速公路边沟断面形式选择的几点建议

(1)从拟建生态公路、增强路容景观、加大公路绿化率角度出发,高速公路汇水面积较小、排水距离较短的路段以及隧道进出口、停车区等边缘,可采用浅碟型生态边沟(土沟+隔渗层+草皮)或暗埋式边沟等,但应加强养护,草皮修剪,并制定配套的养护章程;

(2)对于计算行车速度 $\geq 60\text{km/h}$ 的高速公路,为避免“明沟效应”,建议采用隐藏式边沟,如盖板边沟、暗埋式边沟等;

(3)而对于在降雨量大的地区,边沟流量大,过水断面相应较大时,可采用传统矩形、梯形边沟,但需设防撞栏,以防治失控车辆陷入沟中。

总之,高速公路边沟断面形式的选择,应在考虑各影响因素的基础上,综合分析,合理选择,以提高道路通行能力或运营安全。

1.3 边沟断面尺寸的确定

在边沟设计过程中,应注意以下几方面:在确定了设计流量和设计流速等设计参数后,边沟的

几何断面形状和尺寸的设计应满足设计参数的要求,不能产生冲刷和淤积。边沟长度宜短不宜长,以使水流不过于汇集,做到及时疏散,就近分流^[4]。

根据《公路排水设计规范》(JTJ018-97)以及相关的水文水力计算,建议高等级公路边沟断面可适当减小,按边沟的容许流量,清淤养护的最小空间要求控制,合理采用边沟断面尺寸,以节省工程投资^[5]。

边沟断面尺寸确定应遵循以下原则:

(1)根据道路等级、沿线气候条件、自然环境,特别是植被现状、水土流失情况等,拟定总体思路和原则;

(2)详细调查落实沿途历年的降雨强度和历时、坡面坡度以及路线平纵线形、路基断面形式等,为设计计算提供详尽客观的计算参数;

(3)查询各种断面的容许流量、流速、冲刷以及淤积资料,以确保计算结果的可靠性;

(4)综合考虑施工运营中的各种不利因素,以

及路床地下水状况,在充分考虑各种不利因素的情况下,适当留有余地。

2 边沟水力计算过程分析

现按照《公路排水设计规范》(JTJ 018 - 97)的规定,通过计算设计径流量反算各种边沟的最大排水距离(即出水口距离),为确定边沟型式的选取提供参考。

以广东某高速公路工程为实例,该公路路基为整体式路基,路基宽度 24.5m,选用沥青砼路面,路面和路肩(半幅)横向排水的宽度为 11.25m,路面横坡为 2%,路线最小纵坡为 3‰,拟采用的边沟型式为浅碟型生态边沟和带盖板矩形边沟。下面以浅碟型生态边沟为例(见图 2),分析边沟水力计算的过程。

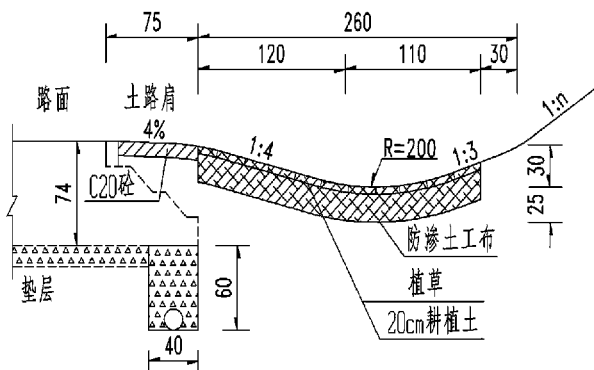


图 2 浅碟型生态边沟示意图

(1) 降雨历时

降雨历时取设计控制点的汇流历时,其值为汇水区最远点到边沟出水口处的坡面汇流历时与沟内的沟管汇流历时之和^[1]。现假设降雨历时为 5min。

(2) 边沟内平均流速计算

浅碟型生态边沟的过水能力按浅三角形过水断面计算,边沟过水断面面积 $A = 0.5 \times 0.24 \times 2.2 = 0.264\text{m}^2$

$$\text{边沟水力半径 } R = A/p = \frac{0.5 \times 2.6}{\sqrt{1+4^2} + \sqrt{1+3^2}} =$$

0.18m (p 为过水断面湿周)

当边沟纵坡为 0.3‰ 时,沟内平均流速为

• 16 •

$$v = n^{-1} R^{2/3} I^{1/2} = 0.05^{-1} \times 0.18^{2/3} \times 0.003^{1/2} = 0.35\text{m/s}$$

(n 为沟壁粗糙系数; I 为水力坡度,可选取沟底纵坡)

(3) 汇水面积和平均径流系数

设出水口间距为 l ,两个出水口之间的汇水面积由两部分组成:一部分为路面范围的汇水面积 $F_1 = 11.25 \times l$,沥青路面径流系数取 $\Psi_1 = 0.95$;另外一部分为路堑坡面的汇水面积 $F_2 = (8 \times 1.5 + 2.6 + 1.5) \times l = 16.1 \times l$ (8 为第一级边坡高度,1.5 为第一级边坡坡率,2.6 为碎落台和边沟的宽度,1.5 为平台截水沟范围外平台宽度),边坡坡面径流系数取 $\Psi_2 = 0.65$ 。那么,总的汇水面积 F 以及平均径流系数 Ψ 为

$$\text{总的汇水面积为 } F = 27.35 \times l \times 10^{-6} \text{km}^2$$

$$\text{平均径流系数为 } \Psi = (0.95 \times F_1 + 0.65 \times F_2) / (27.35 \times l) = 0.790$$

(4) 设计重现期及降雨强度

根据《公路排水设计规范》(JTJ018 - 97)的规定,高速公路路界内坡面排水设计重现期为 15 年。

按公路所在地区,查《公路排水设计规范》(JTJ018 - 97),5 年设计重现期 10min 降雨历时的降雨强度为 $q_{5,10} = 2.8\text{mm/min}$,15 年设计重现期时的重现期转换系数为 $c_p = 1.27$,60min 降雨强度转换系数为 $c_{60} = 0.5$,5min 降雨历时转换系数为 $c_5 = 1.25$ 。因此,暴雨强度为

$$q = c_p \times c_5 \times q_{5,10} = 1.27 \times 1.25 \times 2.8 = 4.445 \text{mm/min}。$$

(5) 沟底纵坡为 0.3‰ 时的最大排水距离计算

根据《公路排水设计规范》(JTJ018 - 97),设计径流量为

$$Q = 16.67 \Psi q F = 16.67 \times 0.79 \times 4.445 \times 27.35 \times l \times 10^{-6} \text{m}^3/\text{s}$$

当路线纵坡为 3‰ 时,边沟的泄水能力为

$$Q_c = Av = 0.264 \times 0.35 = 0.092\text{m}^3/\text{s}$$

边沟泄水能力必须大于其设计径流量,即 $Q_c > Q$
 $0.092 > 16.67 \times 0.79 \times 4.445 \times 27.35 \times l \times 10^{-6}$

那么,当路线纵坡为 3‰ 时,浅碟形边沟最长排水距离 l (出水口最大间距) 为

$$l = 0.092 / (16.67 \times 0.79 \times 4.445 \times 27.35 \times 10^{-6}) = 58\text{m}$$

(6) 检验汇流历时假设

因为汇流历时由两部分组成,一部分是沥青路面汇流历时,另外一部分是路堑坡面汇流历时,两部分各自同时发生,因此,汇流历时应取二者中的大者^[1]。

① 沥青路面汇流历时

沥青路面的粗度系数为 $m_1 = 0.013$ [查《公路排水设计规范》(JTJ018-97)表 8.1.3],路面横坡为 $i_s = 0.02$,坡面流长度为 $L_s = 11.25\text{m}$,可计算得到沥青路面汇流历时为

$$t_1 = 1.445 \times \left(\frac{m_1 \times L_s}{\sqrt{i_s}} \right)^{0.467} = 1.445 \times \left(\frac{0.013 \times 11.25}{\sqrt{0.02}} \right)^{0.467} = 1.47\text{min}$$

② 路堑坡面汇流历时

路堑边坡的地表粗度系数为 $m_1 = 0.04$ [查《公路排水设计规范》(JTJ018-97)表 8.1.3],坡面横坡为 $i_s = 0.667$,坡高 8m,坡面流长度为 $L_s = (14.42 + 2.6 + 1.5) = 18.52\text{m}$ (14.42 为第一级边坡长度,2.6 为碎落台和边沟的宽度,1.5 为平台截水沟范围外平台宽度),可计算得到路堑边坡坡面汇流历时

$$t_1 = 1.445 \times \left(\frac{m_1 \times L_s}{\sqrt{i_s}} \right)^{0.467} = 1.445 \times \left(\frac{0.04 \times 18.52}{\sqrt{0.667}} \right)^{0.467} = 1.38\text{min}$$

③ 沟内汇流历时

根据前面计算结果,沟内平均流速 $v = 0.35\text{m/s}$,假设出水口间距(急流槽间距) l_i 为 60m 时,可得到沟内汇流历时为 $t_2 = l_i / (60 \times v) = 60 / (60 \times 0.35) = 2.86\text{min}$ 。

④ 检验汇流历时假设

由于沥青路面汇流历时 > 路堑坡面汇流历时,因此,取 $t_1 = 1.47\text{min}$ 。由此,可得到总汇流历时为 $t = t_1 + t_2 = 1.47 + 2.86 = 4.33\text{min} < 5\text{min}$ (假设降雨历时),满足要求。

(7) 不同路线纵坡时的最大排水距离

当路线纵坡为不同数值时,按照上述计算过程对浅碟型生态边沟最大排水距离进行计算,结果列于表 1。

表 1 浅碟型生态边沟最大排水距离

路线纵坡(%)	泄水能力(m ³ /s)	出水口间距(m)
0.3%	0.092	58
0.5%	0.119	74
0.7%	0.141	88
1.0%	0.168	105
1.5%	0.206	129
2.0%	0.238	149
2.5%	0.266	166

从表 1 可知,随着路线纵坡的增大,边沟的最大排水距离也在增大。因此,在边沟设计选型时,应根据路线纵坡以及出水口间距进行综合确定。

3 结语

高速公路边沟在断面形式选择、尺寸确定时,应结合各种要求、影响因素及沿线条件进行综合考虑。通过选取典型路段进行边沟水力计算,可以发现边沟的排水能力受沟底纵坡以及排水距离的影响,设计中应根据该两项因素进行边沟类型以及尺寸的选择。在排水能力满足设计要求的前期下,应适当减小边沟断面尺寸,以降低高速公路的工程造价。

参考文献:

[1] JTJ 018-97,公路排水设计规范[S].
 [2] 吴华金,陈加洪,房锐.山区高速公路边沟断面形式选择与研究[J].云南交通科技,2003,19(2):32-36.
 [3] 吴华金,陈加洪,周志明.高等级公路边沟设计[J].云南交通科技,2003,19(2):29-31.
 [4] 钱国超.高速公路边沟排水与美化设计[J].公路,2003(4):67-69.
 [5] 吴华金,陈加洪,赵志武.高速公路坡面排水意见和建议[J].云南交通科技,2003,19(2):37-40.

公路线形安全性评价系统开发与应用

李旭华

(广东省公路勘察规划设计院股份有限公司, 广州 510507)

摘要: 本文讨论基于《公路项目安全性评价指南》(JTG/T B05-2004)理论与评价方法,利用 Visual Studio .NET 2002 和 Object ARX 二次开发技术对公路线形安全评价系统进行了设计与实现,并通过本系统在具体工程项目设计中的应用,验证了本系统的实用性和可靠性。

关键词: 公路;路线;安全评价;运行速度; Object ARX; 系统

随着我国公路建设的发展,公路交通安全问题也日益严峻,得到越来越多的关注。统计数据和研究资料表明道路因素是引发交通事故的直接或间接原因。在设计阶段改善道路条件,尤其是改善道路线形条件,对于减少交通事故率,降低事故的严重性具有重要意义。

安全的公路线形必须满足运行速度协调性与连续性,连续性设计是指公路的几何条件既不违背驾驶员的期望,也不违背驾驶员安全地操作和驾驶汽车的能力。《公路项目安全性评价指南》(JTG/T B05-2004)对线形连续性的评价标准如下^[1]:

$|\Delta V_{85}| < 10\text{km/h}$, 运行速度协调性好,线形连续;

$10\text{km/h} \leq |\Delta V_{85}| \leq 20\text{km/h}$, 运行速度协调性较好,线形连续较好。条件允许时宜适当调整相邻路段技术指标,使运行速度的差值小于或等于 10km/h ;

$|\Delta V_{85}| > 20\text{km/h}$, 运行速度协调性不良,线形连续性差。相邻路段需要重新调整平、纵面设计。

安全的公路路线还必须满足设计速度与运行速度协调性,对于同一路段设计速度与运行速度的差值大于 20km/h 时,需对平面线形、视距、纵断面线形、横断面、合成坡度、超高和平纵面线形组合等进行运行速度下的安全性验算。

车辆的运行速度计算是安全性评价中一项重要的基础工作,它是相邻路段运行速度协调

性、设计速度与运行速度协调性的检验标准。运行速度计算分析路段划分情况较多且有组合情况,每条公路进行分析时如采用手工计算比较费时费力且容易出错;且公路线形安全性评价内容较多,人工进行评价工作量大,因此有必要系统研究利用计算机进行运行速度计算、路线安全性评价以及相关的运行速度断面图绘制、运行速度计算表输出等内容。

目前市场上公路线形安全性评价的商业软件主要有西安立德公路工程咨询有限公司的“纬地 V85”,武汉金思路科技发展有限公司的“金思路运行速度计算系统 JSL-V85”,这两个软件功能均比较强大,但是价格比较昂贵,且它们都是基于自己公司道路软件的数据接口。对于那些未用纬地道路、金思路道路软件的单位与规模不大的设计单位,本文提供了一个开放的开发流程与思路供其设计人员参考。

1 系统功能与总体设计

1.1 系统设计目标

公路线形安全性评价系统需要直接读取公路几何设计信息,自动进行路段单元划分,运行速度分析测算,以图形化方式显示小客车及大货车的正反向运行速度。该系统提供用户人工干预路段单元划分,以 Excel 表格和 AutoCAD 图形方式直接输出运行速度结点表格、运行速度结点变化图和速度变化梯度图等成果。该系统为道

路设计人员提供一个操作方便、评价准确可靠的集成系统,减少路线设计中不合理的线形布设,为具体路线安全评价工作提供友好的界面。

1.2 系统功能需求与工作流程

系统功能需求:输出符合《公路工程基本建设项目设计文件编制办法》的运行速度计算表、运行速度纵断面图;评价路线线形平面、视距、纵断面线形、横断面、合成坡度、超高和平纵面线形组合等是否符合安全要求进行评价;路线平纵横数据需要支持其他道路软件数据导入功能;运行速度分段可以由用户进行人工干预等。具体工作流程如图 1 所示。

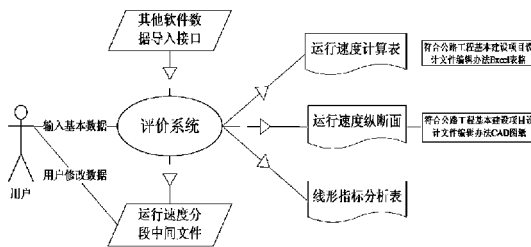


图 1 软件工作流程图

1.3 系统总体设计

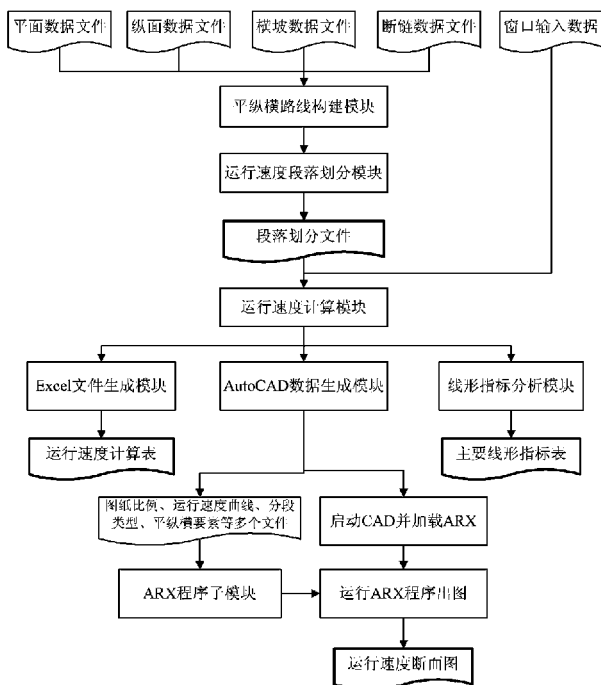


图 2 系统总流程图

系统主要分为平纵横路线构建、运行速度段落划分、运行速度计算分析、AutoCAD 数据生

成与 ARX 子程序、Excel 输出及线形指标分析等六大部分。

平纵横路线构建主要是公路线形几何模型构建,为运行速度段落划分提供几何数据;运行速度段落划分是将线形划分成若干个分析单元并输出分段数据文件,便于运行速度计算模块调用;运行速度计算分析就是计算出各个路段的运行速度,为运行速度曲线图与表准备数据;AutoCAD 数据生成与 ARX 子程序就是用于绘制运行速度曲线图;Excel 输出就是生成运行速度曲线表;线形指标分析模块是根据计算出来的各路段运行速度,对平面线形进行安全性验算。

1.4 系统开发环境^[2]

操作系统选择 Microsoft 开发的 Windows XP, AutoCAD 版本选择目前较为广泛使用的 2004 及以上版本, Excel 版本选择 2000 及以上版本,开发语言选择 VC++, 编译环境选择 Visual Studio. NET 2002。

关于与 AutoCAD 的衔接问题研究,拟 AutoCAD 采用二次开发技术,目前 AutoCAD 提供的二次开发主要有 AutoLISP、VBA、ObjectARX。ObjectARX 是 AutoCAD 系统的第三代开发技术,具有功能强大、面向对象、运行速度快的特点。

2 系统功能模块设计

2.1 平纵横路线构建模块^[3]

平纵横路线构建主要是对路线的平面、纵断面、超高、断链等数据文件进行几何模型构造。

公路线形平面设计中几何模型很多,本系统仅采用了导线法和积木法对公路线形进行了模型建立,理论上讲这两种方法可以满足任意公路线形设计。

2.2 运行速度段落划分模块^[1]

运行速度计算段落划分依据根据《公路项目安全性评价指南》附录 B(1) 曲线半径和纵

坡坡度的大小将整条路线划分为直线段、纵坡段、平曲线段和弯坡组合段等若干个分析单元。

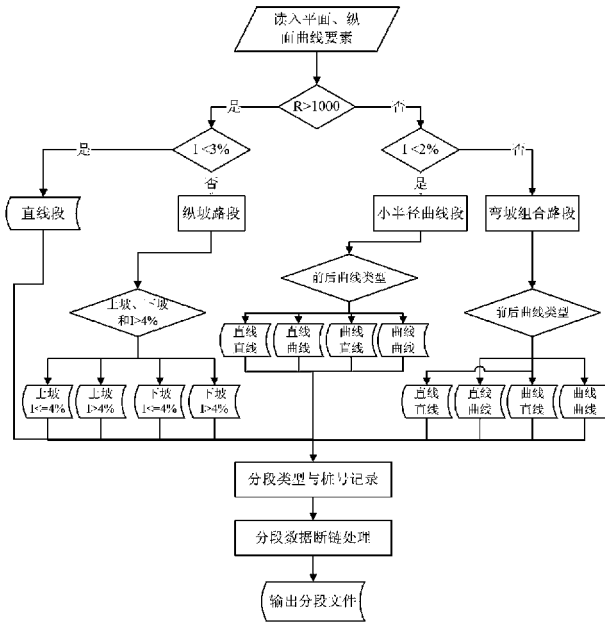


图3 段落的划分模块流程图

2.3 运行速度计算模块

运行速度计算分析主要读入运行速度分段文件,根据不同的段落来选定不同的计算公式,循环计算出小汽车正反向、货车正反向的运行速度,并将数据文件保存到四个二维数组当中,便于下一个模块调用。

2.4 Excel 文件生成模块

首先读入运行速度数组数据并进行转换处理,接着初始化 OLE 启动服务,打开 Excel 模板文件:运行速度表模板. xlt,根据交通部颁发的各阶段公路工程设计编制办法的格式将小汽车正向运行速度计算表、小汽车反向运行速度计算表、大货车正向运行速度计算表、大货车反向运行速度计算表,输出到 Excel 表格当中。

2.5 AutoCAD 数据生成模块与 ARX 子程序

考虑到本系统的 AutoCAD 图纸绘制模块采用 ObjectARX 二次开发技术,因此 AutoCAD 图纸输出分为两个步骤:首先必须由主程序的 AutoCAD 数据生成模块输出各类数据文件,包

括图纸比例,小汽车、货车运行速度曲线,分段类型数据,纵断面曲线要素,平面曲线要素等;第二步自动启动 AutoCAD,加载并运行 Object-ARX 子程序,由 ARX 程序完成各类数据的读入,并将各类数据绘制到 CAD 的图纸当中。

2.6 线形指标分析模块^[4]

线形指标分析模块主要对路线设计划分为平面线形、视距、纵断面线形、横断面、合成坡度、超高、平纵面线形组合等七个检查单元,分别进行基于设计速度的路线设计方法下规范要求指标与基于运行速度模型下的指标验算,并提出道路线形安全性检查验算结果。

3 系统实现

3.1 本系统文件组成

道路线形安全评价系统文件组成: Road-SafetySys. exe 文件为程序主文件;线形指标表模板. xlt 和运行速度表模板. xlt 为 Excel 表格输出模板文件; RoadSafetySys. HLP 为用户帮助文件; DrawSpeedLine. arx 为 ObjectARX 文件,在 AutoCAD 中加载并运行命令可以进行运行速度断面图的输出。



图4 道路线形安全评价系统成果文件

3.2 RoadSafetySys. exe 主程序界面

RoadSafetySys. exe 主程序主要分为:系统文件设置区,原始数据导入区,初始化选项区,表格输出选项区、CAD 图纸输出选项区、计算输出按钮区等。

3.3 原始平纵面设计数据的输入

原始数据的导入,本系统支持我国常用 RoadCAD2002 和纬地道路 5.8 以上版本数据文件的导入,同时用户也可以根据本系统的数据格式要求人工输入。



图5 主程序窗口界面

3.4 主要输出的文件成果^[5]

1、单击主程序的“计算出表”按钮,程序自动启动 Excel 程序并加载运行速度表模板文件,同时生成:小客车正向运行速度计算表,小客车反向运行速度计算表,大货车正向运行速度计算表,大货车反向运行速度计算表四个表单。

图6 运行速度计算表

2、单击主程序的“绘制 CAD 图纸”按钮,程序自动启动 AutoCAD 程序并加载通过注册表的方式自动加载 DrawSpeedLine. arx,接着在 AutoCAD 命令行输入“DSL”命令,即可进行运行速度纵断面图绘制。

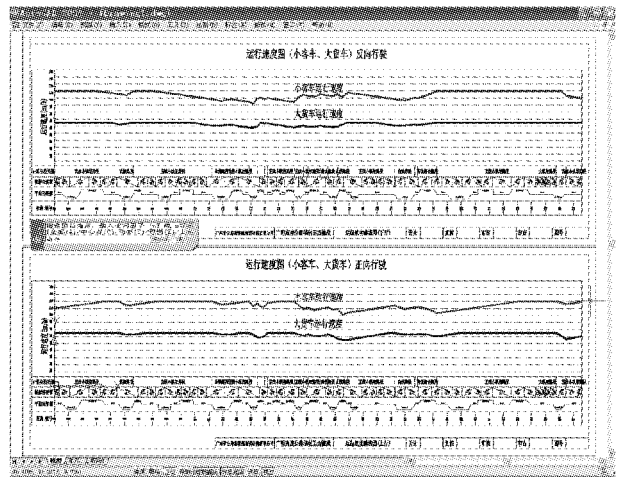


图7 运行速度纵断面图

4 工程验证

笔者通过本系统进行了广明高速公路陈村至西樵段初步设计、大庆至广州高速公路粤境连平至从化段初步设计等项目的路线安全性评价,认为本系统界面非常友好,用户使用方便,计算结果准确符合《公路项目安全性评价指南》的要求,输出运行速度计算表、运行速度纵断面图均符合《公路工程基本建设项目设计文件编制办法》的要求,大大提高了设计人员对道路线形的安全评价效率。

参考文献:

[1] JTG/T B05 - 2004,公路项目安全性评价指南[S]. 北京:人民交通出版社,2004:36 - 38.

[2] Charles McAuley. AutoCAD 2000 ObjectARX 编程指南[M]. 李世国 潘建忠 平雪良. 北京:机械工业出版社,2000:1 - 2.

[3] 符铎. 公路计算机辅助设计[M]. 北京:人民交通出版社,2001:89 - 130.

[4] JTG D20 - 2006,公路路线设计规范[S]. 北京:人民交通出版社,2006:28 - 35.

[5] 交公路发[2007]358号. 公路工程基本建设项目设计文件编制办法[S]. 北京:人民交通出版社,2007:11 - 12.

广清高速公路改扩建 气泡混合轻质土填筑设计

廖文周

(广东省公路勘察规划设计院股份有限公司, 广州 510507)

摘要:为解决征地难、局部路段填土压实困难以及软基路段新老路基拼接产生的差异沉降较大等问题,广清高速公路扩建工程采用气泡混合轻质土填筑体对路堤进行加宽。文章对广清高速公路扩建工程中气泡混合轻质土填筑技术的设计要点及相关设计细节进行了介绍及探讨,以期为今后气泡混合轻质土填筑技术的应用与推广提供参考。

关键词: 气泡混合轻质土;路基拼接;改扩建工程

气泡混合轻质土是在原料土中按照一定的比例添加固化剂、水和预先制作的气泡群,经充分混合、搅拌后所形成的轻型填土材料。它的主要特性是容重小(一般为 $1/3 \sim 1/2$)、固化前流动性好、固化后强度高、自立性好,且施工方便,作为道路拓宽填料不仅可以降低基底荷载压力、减少新老路堤的差异沉降及路堤附近建筑物的附加沉降破坏、降低公路运营后的维修养护费用,而且可直立填筑从而节省大量的用地、减少征地拆迁,此外,它还具有施工工期短、不需要机械振捣、碾压和易于养生的特点。目前,气泡混合轻质土填土技术已成功应用于广东省广佛、佛开高速公路扩建等工程项目中。该技术也为广清高速公路改扩建工程中软基路段新老路基拼接产生的差异沉降大、征地拆迁难、填土施工质量难以保证等问题路段,提供了一种新的解决途径。

1 工程概况

广州(庆丰)至清远(北江)高速公路改扩建工程A-09合同段(RK44+324.152~K60+450)主要由原广清北段高速公路组成,采用高速公路标准,设计速度为100km/h,行车道为双向八车道,整体式路基标准宽度41m,分离式路基总宽度为13(左侧新建路基)+12.75(左侧老

路基)+12.75(右侧老路基)+13m(右侧新建路基)。整体式路基路段填方加宽采用整体拼接方式与老路衔接。

工程所在地的软土土质类型主要为第四系河漫滩相或沼泽相淤泥、淤泥质土、泥炭土,多具含水量高,孔隙比大、高压缩性和低力学强度等特点,软土底部埋深均不大于12m,厚度分布不一,多为薄层软土,最厚约为10.2m。本合同段内路基填土高度一般为4~8m。

本工程采用的气泡混合轻质土拓宽路堤方案,主要应用于征地拆迁难、桥头等特殊部位。

2 轻质土加宽路堤设计要点

气泡混合轻质土加宽路堤设计应充分利用其良好的轻质性、自立性、完整性,充分发挥其可有效降低路堤基底压力,从而降低软土地基总沉降及不均匀沉降等技术优势。具体设计内容如下:

2.1 气泡混合轻质土加宽路堤断面设计

气泡混合轻质土加宽路堤断面设计包括:填筑宽度、高度、长度等;气泡混合轻质土与老路堤间的衔接坡比、衔接形式;路堤顶面纵横坡调节台阶。本次加宽设计中,一般路段的断面按梯形填筑,按1:1的坡率沿老路开挖台阶(如图1)。

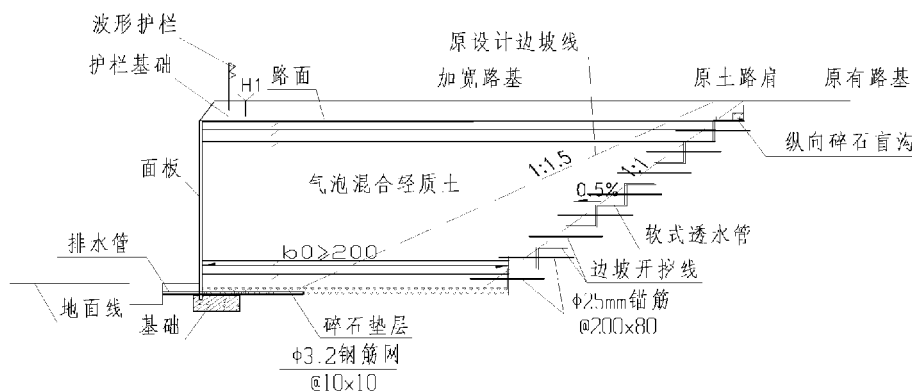


图1 气泡混合轻质土一般构造图

2.2 容重和无侧限抗压强度设计

气泡混合轻质土的容重通常分为搅拌后的湿容重、硬化后的湿容重和干燥容重,设计中通常采用搅拌后的湿容重,该值可由原料土、固化材料、水、气泡量的配比,在 $5.1 \sim 10\text{kN/m}^3$ 的范围内进行调整。根据本项目中软土地基承载能力低的特点,本次要求气泡混合轻质土的设计容重不超过 6.5kN/m^3 。

气泡混合轻质土填土作为永久性构造物,固化后要有自立性,能承受其上部构造的重力及施工荷载,并满足作为附属设施(防撞栏)基础的需要,此外,还应满足运营后的荷载要求。因此,设计的无侧限抗压强度要与填土体中产生的应力相适应,并应考虑必要的安全系数。本次设计中要求:路槽底以下80cm范围内不小于 1.2MPa ,其他区域不小于 0.8MPa ;对桥头10m范围内的无侧限抗压强度要求从上至下均不小于 1.2MPa 。

2.3 配合比设计

气泡混合轻质土的配合比根据设计强度、湿容重、流动性等要求进行选择。首先参考已有的配合比,然后在对施工现场所用材料进行试验的基础上确定施工配合比。

2.4 填筑体自身强度验算

通过填筑体强度分析,确保填筑体在自重和外部荷载的作用下,满足施工和使用中的安全要求。验算主要包括以下四个方面:①满足

路堤各部位路用CBR要求的无侧限抗压强度;②能够支撑交通荷载的填筑体顶面强度;③满足填筑体固化自立所必要的强度;④满足施工荷载作用下填筑体的稳定强度。

2.5 外部稳定性验算

当土压力等外力作用于气泡混合轻质土填筑体上,填筑体自重、断面或地基支持力不足时就会发生倾覆、滑动、下沉等破坏。即使地基承载力足够,如果地基内部存在软弱结构层,或填筑体设置在斜陡坡上,也常会发生大范围的滑坡或下沉破坏。因此,进行填筑体外部稳定性分析时,须作抗滑、抗倾覆及地基承载力验算,必要时还应对既有填土和地基的整体稳定性进行分析。

3 设计细节

3.1 面板设计

为防止气泡混合轻质土发生风化、保护轻质填土构造体,设计中,在气泡混合轻质土横向直立面上设置防护用面板。面板尺寸拟定时,考虑气泡混合轻质土一次填筑时产生的侧压力和风荷载,对板身的应力大小以及其结构的倾覆、滑动、支撑力等方面进行分析。此外,由于本次扩建工程中采用的是预制面板,面板设计时还考虑预留吊装孔以便施工。面板下设置C25现浇砼基础为其提供足够的支持。为了减少地基不均匀沉降的影响,面板每10m设计一

道沉降缝,缝宽1cm,全断面填塞沥青模板或夹板。

3.2 金属网设置

相关试验研究表明,金属网补强对控制气泡轻质土中裂缝的发展有明显的效果。为防止气泡混合轻质土早期破坏,本次设计在气泡混合轻质土填土内部应力集中的地方(如护栏底部)及填土的端部等处设置 $\phi 3.2\text{mm}$ 焊接金属网。金属网在填土的上部、下部及端部每隔0.5m铺设一层,各铺设两层。接长时横断面方向搭接0.3m,纵断面方向搭接0.2m。铺设时要求安装牢靠,方能达到良好的效果。

3.3 抗滑措施

路基拼接时,应防止填筑体的横向滑动。本次设计考虑将老路路基坡面清表后开挖成台阶状,台阶宽度为1.0m,并提出最下一层平台的宽度不小于2.0m。此外,在开挖的台阶上打入水平向的 $\phi 25\text{mm}$ 地锚钢筋,以提高抗滑效果,增强气泡混合轻质土的稳定性。

3.4 防、排水设计

在轻质填土体顶部设置一层防渗土工膜,以阻止顶部水分进入气泡混合轻质填土体中。在路面面层以下、新老路基结合部位设置纵向排水盲沟,并通过设置 $\phi 15\text{cm}$ 软式透水管及每隔5m设置的 $\phi 10\text{PVC}$ 排水管等横向排水结构

物进行排水。PVC管须延伸至边坡以外,营运期间应加强养护,如水流量过大造成边坡冲刷严重时,应将管接长至排水沟处。

4 结语

气泡混合轻质土具有良好的路用性能及施工便捷等优点,在高速公路改扩建工程中对减少新老路基的差异沉降有良好的效果。该技术对软基路段新老路基拼接产生的差异沉降大、征地拆迁难、填土施工质量难以保证等问题路段,提供了一种新的解决途径。随着该技术的进一步发展,气泡混合轻质土的路堤设计技术也将不断的优化,以适应我国大规模公路建设的需要。

参考文献:

- [1] JTG D30-2006,公路路基设计规范[S].
- [2] 广州(庆丰)至清远(北江)高速公路改扩建工程初步设计第二合同段两阶段施工图设计[R].广东省公路勘察规划设计院有限公司,2009.10.
- [3] 陈忠平. 气泡混合轻质填土新技术[M]. 人民交通出版社,2004.10.
- [4] 龚晓南. 高等级公路地基处理设计指南[M]. 人民交通出版社,2005.11.
- [5] 黄金荣,黄健,徐永福. 新型路堤填筑技术[M]. 上海交通大学出版社,2010.3.

浅谈互通立交设计中的运行速度及设计速度

冯心宜

(广东省公路勘察规划设计院股份有限公司, 广州 510507)

摘要: 本文介绍了互通立交设计过程中匝道范围车辆加速运行、减速运行的运行速度计算方法,以及各匝道平面线形理论设计速度的计算方法,并通过运行速度与设计速度的协调性分析,判断互通立交匝道线形设计的安全性。

关键词: 互通立交;匝道;设计速度;运行速度

在高速公路的运营过程中,路线设计指标与车辆实际行驶速度所要求的线形指标之间的脱节,往往是造成交通事故的主要原因。因此目前我国的高速公路几何线形设计理念,已逐渐由以设计速度为指导过渡到以道路的实际运行速度为指导,通过对初拟线形的车辆运行速度进行预测,判断道路的设计指标是否满足要求,并以此对线形指标进行优化调整。

互通立交作为高速公路的重要组成部分,目前设计中对其匝道范围的设计速度与运行速度之间的协调性,研究相对较少。因此本文希望通过高速公路互通立交匝道范围设计速度与运行速度计算方法的分析,探讨匝道线形设计的安全性。

1 互通立交匝道范围的运行速度计算

1.1 匝道范围车辆运行速度的变化情况

在立交匝道范围,车辆实际运行速度将随着匝道的构造型式、线形指标的变化而变化:

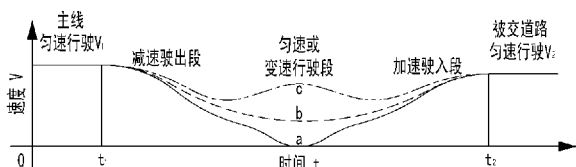


图 1 立交匝道范围的运行速度变化 $V \sim t$ 曲线

从图中曲线可看出,车辆在匝道范围将经历先减速、后加速两个过程,在此过程中,只要匝道的线形指标与运行速度的可能变化情况相适应,

则线形设计良好,车辆运行安全。

1.2 匝道范围车辆的减速运行

当车辆由主线出口的减速车道终点驶入匝道范围时,无论匝道的线形指标如何,车辆都将经历从主线较高运行速度变化到匝道较低运行速度的过程,也就是说,匝道范围车辆的减速均为被动减速,无法随驾驶员的主观意识随意进行。

当匝道线形指标变化均衡合理时,事故率较低;而当匝道的线形指标存在突变,导致车辆的运行速度变化不及线形指标变化时,将容易造成驾驶员操作失误,引发交通事故。

因此,为验算线形指标的合理性,需对车辆的减速运行过程进行计算,公式如下:

$$V_a = \sqrt{V_0^2 - 2as}$$

将速度单位换算成(km/h)后,公式转变为:

$$V_a = \sqrt{V_0^2 - 25.92as}$$

(1) 车辆制动加速度的确定及修正:参考相关资料,对处平坡段或上坡段的减速车辆,制动加速度可取 2.0m/s^2 ;当车辆处于下坡段时,制动器产生的部分制动加速度将用于克服坡度,此时实际制动加速度应为 $(2.0 - i \cdot g)\text{m/s}^2$ 。

(2) 车辆进入匝道范围时的初速度:实践证明,当主线的设计速度越高,出口车辆的运行速度越低于主线车速;主线设计速度越低,出口车辆的运行速度越接近于主线车速。车辆进入匝道范围的初速度取值可见表 1。

(3) 根据以上论述,可计算得出下表:

表1 匝道范围减速与行程关系表(单位:km/h)

匝道纵坡	主线设计速度	出口初速度	减速运行后的末速度		
			50m	100m	150m
0/上坡	120	84	66.81	43.27	0.00
	100	80	61.71	34.87	0.00
	80	72	50.91	0.00	0.00
2%	120	84	68.69	48.79	6.48
	100	80	63.73	41.52	0.00
	80	72	53.35	22.54	0.00
4%	120	84	70.51	53.74	28.36
	100	80	65.70	47.24	12.17
	80	72	55.68	31.88	0.00

表2 满足安全汇流的匝道加速长度计算表

匝道纵坡	初速度(km/h)	汇流速度(km/h)	实际加速度(m/s ²)	所需加速长度(m)
0/上坡	0	50	1.00	96.45
	40	60	1.00	77.16
	50	70	1.00	92.59
2%	0	50	0.80	119.96
	40	60	0.80	95.97
	50	70	0.80	115.16
4%	0	50	0.61	158.64
	40	60	0.61	126.91
	50	70	0.61	152.29

1.3 匝道范围车辆的加速运行

车辆在驶出匝道范围线形条件最紧张的路段后(一般为匝道平曲线半径最小路段),车辆将逐渐开始加速,并以一定的运行速度汇入主线。

而加速过程的运行速度研究,主要是验算车辆在经过速度最低点后,在特定的加速度及加速长度范围内,是否能在到达主线入口时,将车辆加速至安全的汇流速度。匝道范围加速运行曲线计算公式与减速过程类似,详见下式:

$$V_a = \sqrt{V_0^2 - 25.92as}$$

(1)匝道加速运行过程的加速度:本文中对于加速过程的加速度取 1.0m/s²;对于上坡加速段则应相应修正为(1.0 - i · g)m/s²。

(2)车辆在匝道上开始加速时的初速度:对于存在收费站的匝道,其加速过程应从收费站处算起,初速度为0;若匝道上不存在收费站,则可考虑由小半径平曲线的终点开始算起,并以曲线的设计速度作为初速度。

(3)车辆的安全汇流速度:对于环圈匝道,安全汇流速度可取 50km/h;对于一般立交的定向半定向匝道,取 60km/h;对于枢纽立交的定向半定向匝道,取 70km/h。

(4)满足安全汇流的匝道加速长度如下表:

2 匝道各平面线元的理论设计速度

根据前文分析,匝道上车辆的实际运行速度是不断变化的,只要运行速度的变化进程与匝道各部分线形指标的取值变化相适应,则能保证运行安全。以下对匝道范围不同线元安全运行的理论设计速度进行分析。

2.1 圆曲线的理论设计速度计算

车辆以一定的速度在匝道圆曲线上行驶时,将产生一定的离心力,其中部分离心力由匝道的超高横坡抵消,剩余部分为横向力,主要由轮胎与路面间的摩阻力承担,如下式所示:

$$\frac{V^2}{R} = g \cdot (u + i)$$

将速度转换为(km/h)后,公式将转变为:

$$V = \sqrt{127(u + i) \cdot R}$$

(1)横向力系数的取值:横向力系数的大小,直接影响司乘人员的舒适度,本文对横向力系数最大值取 0.15。

(2)匝道最大超高值的确定:参考广东省多个高速公路项目的运营经验,充分考虑大型载重车辆超高、超载等因素影响,最大超高值取 6.0%。

此时平曲线理论设计速度计算公式可转换为:

$$V = \sqrt{26.67R}$$

2.2 回旋线的理论设计速度计算

影响回旋线上车辆运行速度的最大因素是司乘人员的舒适性。汽车行驶在回旋线上,其离心加速度将随回旋线曲率的变化而变化;若变化过快,将使司乘人员产生不舒适感;离心加速度的变化可用离心加速度变化率表示:

$$a_s = \frac{a}{t} = \frac{V^2}{R} \cdot \frac{V}{L_s} = \frac{V^3}{A^2}$$

本文对离心加速度变化率的取值取 1.0 m/s³。将速度转换为(km/h)后,公式将转变为:

$$V = 3.6A^{\frac{2}{3}}$$

2.3 直线的理论设计速度计算

由于直线本身并非匝道范围车辆运行速度的控制因素,因此其理论设计速度可取 84km/h (主线设计速度 120km/h 时的匝道最大初速度)。由此也可判断,当匝道范围出现直线时,可能诱使驾驶员提前加速,因此直线宜出现在主线出入口路段,不应将直线段设置在匝道平面线形的中间路段。

3 匝道平面线形与运行速度协调性分析

根据前文中的计算,可以将减速曲线、加速曲线与理论设计速度进行叠加对比,分析设计速度与运行速度之间的协调性。

以下以几种实际工程中易出现安全隐患的典型立交匝道运行速度验算为例,对匝道平面线

形设计与运行速度协调性进行分析。

3.1 B 型喇叭立交的内环出口匝道

如图 2 所示为某 B 型喇叭立交初拟平纵线形,主线设计速度为 100km/h,内环匝道平曲线最小半径为 60m、设计速度为 40km/h。由于 B 型喇叭立交的内环匝道半径较小,且距离出口楔形端较近,因此应对其减速行程进行计算,确保车辆在进入内环匝道时的运行速度能满足设计速度要求。

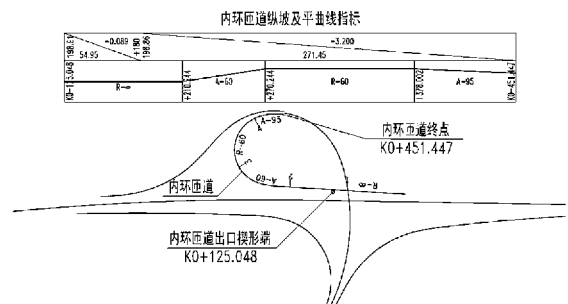


图 2 某 B 型喇叭立交匝道初拟线形

如图 3 所示,在初拟的平面线形条件下,车辆以 80km/h 的速度从出口楔形端驶出,到达第一段回旋线 A = 60m 时,车速已降至 47.35km/h,车辆一共只需运行约 136m 的距离即可在保证舒适性的前提下安全停稳车辆,路段的实际运行速度均小于平面线元的理论设计速度,车辆能在保证舒适性的前提下,安全地驶入内环匝道,设计安全性良好。

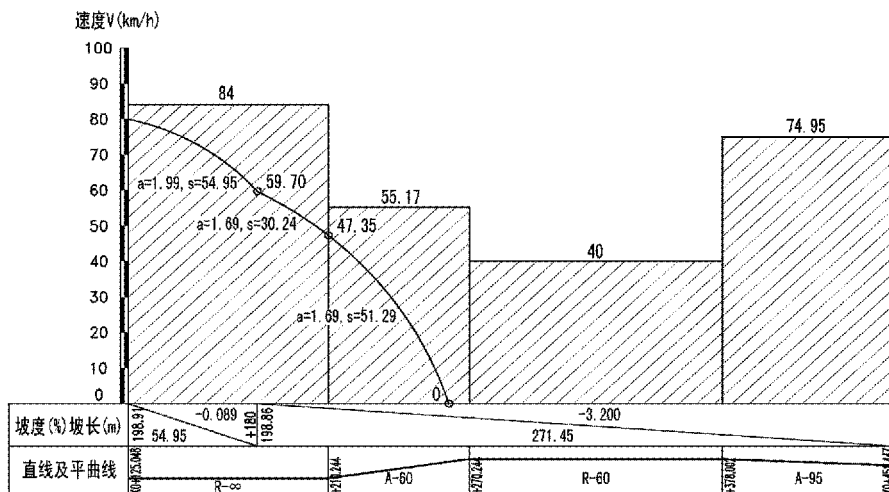


图 3 内环出口匝道减速曲线图

3.2 与收费站相连的喇叭立交右转出口匝道、右转入口匝道以及内环入口匝道

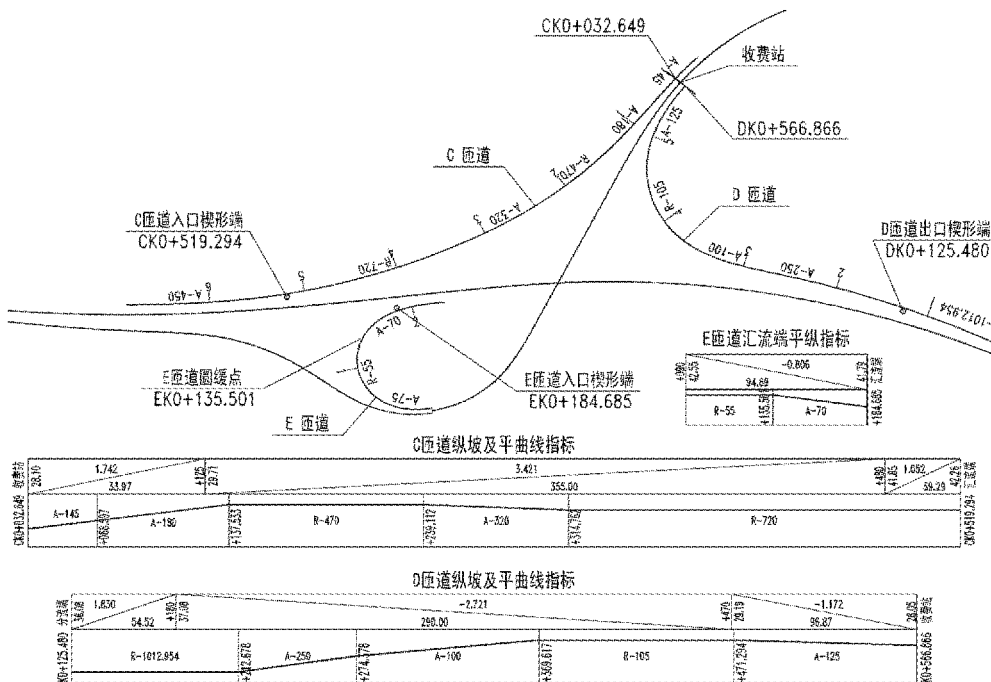


图 4 某 A 型喇叭立交匝道初拟线形

如图 4 所示为某主线设计速度 100km/h 的 A 型喇叭立交初拟线形, C 匝道设计速度为 60km/h, D 匝道设计速度为 50km/h。由于两处右转匝道与收费站相连且长度相对较短, 为保证驶出主线车辆能在收费站处安全停车, 由收费站驶出车辆能安全的汇入主线, 需对匝道的加减速运行情况进行验算。

如图 5 所示, C 匝道的实际运行速度均小于线元的理论设计速度, 车辆在满足舒适性的前提下, 仅需进行 183m 的加速, 即可把运行速度提高至 60km/h; 仅需 345m 的加速, 即可将运行速度提高至 80km/h; 驾驶员在匝道中的加速操作有较大自由度, 设计安全性良好。

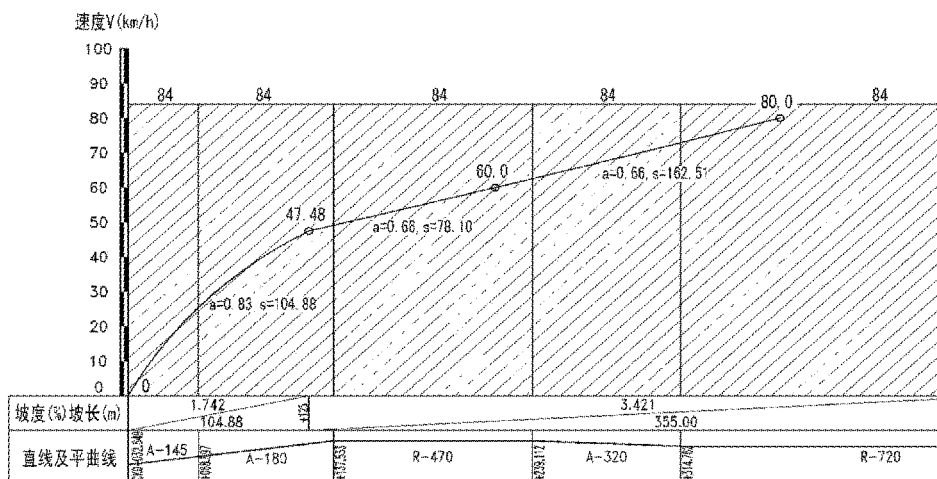


图 5 C 匝道加速曲线图

如图 6 所示, 在本立交匝道的线形条件下, 车辆以 80km/h 的速度从主线驶出, 只需 134m 的

距离即可在保证舒适性的前提下安全停稳车辆, 车辆有较大的减速自由度, 能保证行车安全。

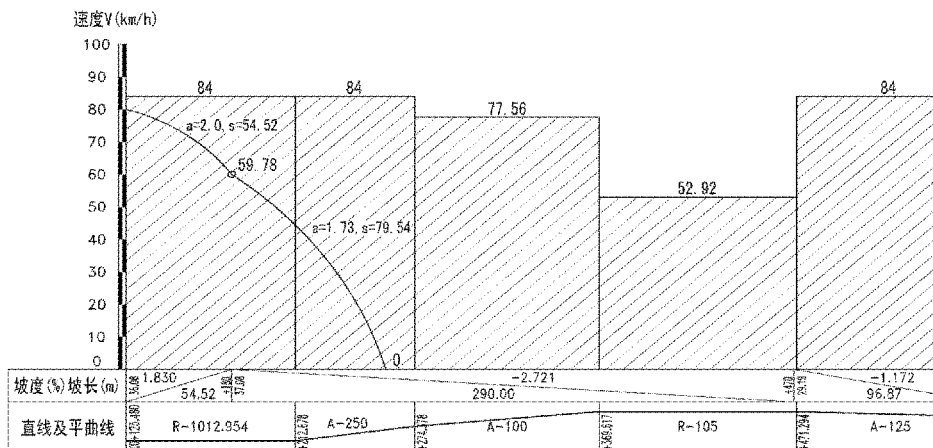


图6 D匝道减速曲线图

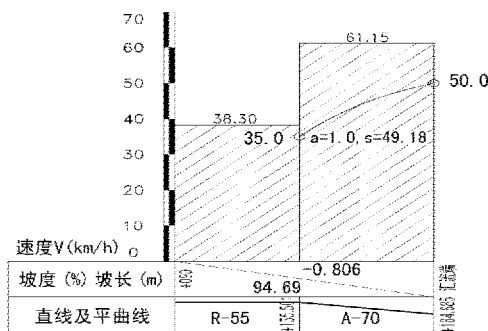


图7 E匝道加速曲线图

如图7所示,对于内环入口的E匝道,其最小平曲线半径为55m,匝道设计速度为35km/h。由于E匝道的内环部分半径较小,限制了车辆的安全运行车速,同时内环匝道距离主线入口楔形端较近,因此应对其加速运行过程进行验算,确保车辆能以安全的速度汇入主线。

经验算,车辆从圆曲线终点开始加速后,在到达汇流端时,运行速度能达到50km/h,满足内环匝道汇流最低安全速度的要求,设计安全性良好。

4 结语

本文通过对不同匝道、不同路段的车辆可能运行速度进行计算,确定匝道范围的减速及加速

运行速度变化情况,并以此作为匝道线形指标安全性检验的基础;若线元指标的理论设计速度不能满足运行速度的要求,则进行调整,从而确保设计速度与运行速度间的协调。

由于在互通立交实际运营中,车辆的实际运行速度不仅受道路线形条件的影响,同时还将受驾驶员的操作能力及行驶习惯、车辆的加速及减速性能、立交所在区域的气候及环境等等因素的影响,其实际运行特性将各不相同。因此在互通立交设计阶段,应充分考虑以上各相关因素,对各线形设计指标留出一定的安全富余度,最大限度保证互通立交范围的运行安全。

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] 乔翔,蒯惠茹.公路立交规划与设计实务[M].北京:人民交通出版社,2001.
- [4] 日本道路公团.日本高速公路设计要领—几何设计·休息设施[M].交通部工程管理司译制组译.西安:陕西旅游出版社,1991.
- [5] 杨少伟.道路立体交叉规划与设计[M].北京:人民交通出版社,2000.
- [6] 冯心宜.高速公路互通立交安全性评价[D].广州:华南理工大学,2010.

公路隧道明洞结构计算方法

谢卓雄

(广东省公路勘察规划设计院股份有限公司, 广州 510507)

摘要: 随着公路隧道的飞速发展,特别是近年来人们越来越重视公路环保设计,明洞结构的运用也越趋频繁。虽然明洞结构在目前设计中使用较多,但是对其结构计算分析方法的论述仍较少,本文将结合工程实例详细论述公路隧道明洞结构的计算方法,为工程设计提供参考。

关键词: 明洞; 结构计算方法; 荷载结构模式

随着近年公路隧道的飞速发展以及公路环保意识的加强,明洞结构使用越趋频繁。

明洞结构形式较多,不同的结构形式有着不同计算建模特点,但其总体计算方法分析方法是相似的,本文将以工程实例为基础以一般明洞为例详细描述明洞结构有关的计算方法,为工程分析提供参考。

1 结构建模

公路隧道明洞结构的一般形式如图 1 所示。由于明洞结构在施做过程中一般采用先开挖后施做隧道结构最后回填覆土的方法,因此其结构受力方式与一般的地面结构受力方式较为相似,多采用荷载结构模式进行计算。在建模时一般采用平面梁单元模拟结构,采用地基弹簧模拟地基土及侧墙浆砌片石等抗力作用,建模相对简单如图 2。

2 荷载计算

具体荷载的计算方法详见有关规范及论文,这里就不再赘述了,重点讨论荷载工况的组合及截面验算的问题。

2.1 荷载组合工况及截面验算方法

荷载组合工况一般应由验算的极限状态决定,目前在结构设计领域中,大多数工程结构都以采用概率极限状态设计法,以可靠度指标度量结构构件的可靠度,并采用分项系数的计算方式

进行设计。由于公路隧道因建设时间尚短,样本及专题研究成果积累不足,目前尚不具备采用极限状态设计法设计的条件,因此在公路隧规中并没有对如何验算结构极限状态的方法给出具体的荷载取值方法以及荷载和抗力的有关分项系数。取而代之是采用两种不同的计算方法,等价验算结构截面的强度和变形。

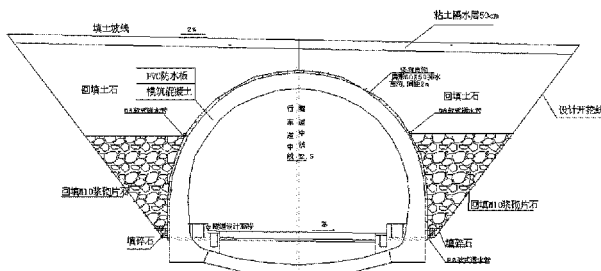


图 1 明洞结构断面图

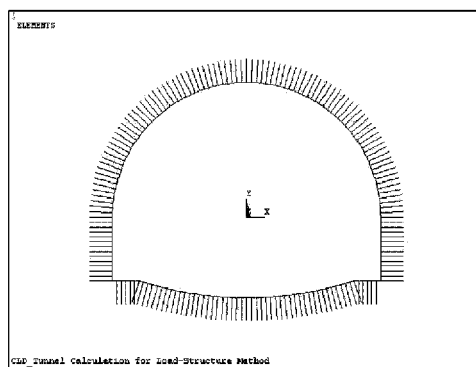


图 2 明洞结构计算模型图

对于结构强度,公路隧道规范规定采用破损阶段法验算构件截面强度。对于结构抗裂验算,则采用以可靠度为基础的极限状态设计

法^{[1],[2],[3]}。

由于上述公式来源于两种不同的结构设计方法,因此对于具体的荷载计算方法,特别是荷载工况确定时就存在一定的困难。首先在破损阶段,设计法中不存在荷载效应的有关概念,但是在正常使用极限状态中需要使用荷载效应的标准组合、准永久组合、频遇组合等,这些效应的计算都需要根据荷载性质确定荷载的代表值及有关的组合系数。作者通过对有关规范及计算方法进行分析后认为,根据《公路隧道规范》(JTG D70 - 2004)计算出的土压力值在正常使用极限状态计算中应作为荷载标准值使用。原因有四点:

(1)覆土压力属于永久荷载,其荷载代表值应为标准值;

(2)公路隧规中使用的计算明洞结构荷载的有关公式及截面验算方法,均源于铁路隧道规范,在该规范中就明洞荷载的计算方法,无论极限状态法或者破损阶段法都是一致,因此应为标准值;

(3)虽然铁路隧道规范建立了铁路隧道结构的极限状态设计法,但是由于缺乏对活载的研究,因此并没有给出不同荷载的分项系数,只是笼统给出一个总体分项系数,对比破损阶段法和极限状态法,取标准值能合理统一两种计

算方法;

(4)式 5 最初是源于建工有关规范的,其中 σ_s 应根据短期效应组合(频遇组合)计算,但是由于缺乏对活载研究,因此铁路隧规直接使用标准值荷载计算出的内力进行验算,同时也应注意到由于隧道活载较少,因而铁路隧规的这种做法主要是考虑永久荷载作用的结果,因为在频遇组合中永久荷载也是使用标准值计算荷载效应的。因此只有当其计算出的土压力值同时也作为标准值时,才能使公路隧规使用式 5 进行裂缝计算所得到的结构配筋,才不会与使用破损阶段法计算所得到的结构配筋相差太远。

一般的结构分析中通常应进行三种荷载工况的计算:(1)持久状况;(2)短期状况;(3)偶然状况。对于持久状况应同时验算承载力极限状态和正常使用极限状态;对于短期状况应主要验算其承载力极限状态,必要时才验算正常使用状态;而偶然状况应验算承载力极限状态。实际计算工况应根据不同的状况以及极限状态进行荷载组合及有关分项系数的确定。目前公路隧规给定的荷载组合工况有以下几种。

针对表 1 有三点应注意:

(1)表 1 中并没有给出所有可能的荷载组合情况,只是给出了大体荷载组合的方式和方法;

表 1 荷载计算工况表^[1]

设计状况	验算目的	计算方法	荷载组合
持久状态	截面承载力	破损阶段法	结构自重 + 附加恒载 + 围岩压力(覆土压力等)
			结构自重 + 附加恒载 + 围岩压力(覆土压力等) + 公路荷载
	正常使用状态	荷载长期效应组合	结构自重 + 附加恒载 + 围岩压力(覆土压力等) + 混凝土收缩徐变力
			结构自重 + 附加恒载 + 围岩压力(覆土压力等) + 公路荷载
正常使用状态	荷载短期效应组合	结构自重 + 附加恒载 + 围岩压力(覆土压力等) + 混凝土收缩徐变力 + 温度荷载	
短期状况	截面承载力	破损阶段法	结构自重 + 附加恒载 + 围岩压力(覆土压力等) + 施工荷载 + 温度荷载
偶然状况	截面承载力	破损阶段法	结构自重 + 附加恒载 + 围岩压力(覆土压力等) + 地震荷载
			结构自重 + 附加恒载 + 围岩压力(覆土压力等) + 落石冲击力

(2) 截面承载力验算时使用了破损阶段法, 因此在荷载组合时并没有给定活载相关组合系数, 活载越多, 荷载总体效应就必然越大, 如此可能使结构在多活载共同作用下的配筋结果完全脱离了实际情况, 使计算结果过分保守, 这或者也是规范没有给出多种活载同时作用的原因, 这个问题是破损结构设计法的内在问题, 使用单一的安全系数无法保证结构在多种荷载共同作用下获得一个统一的可靠度指标。因而作者认为在验算多活载共同作用下的截面强度时对活载应考虑折减, 但折减系数的取值应慎重。

(3) 截面正常使用极限状态验算时需要使用荷载长期效应组合以及短期效应组合, 对于活载的有关系数无论是铁路隧规还是公路隧规都没有给出有关的系数, 因此为了可以合理的计算截面的裂缝发展情况, 应根据荷载的实际情况按有关规范进行取值, 如《建筑荷载设计规范》、《桥梁通用设计规范》等。

3 工程实例

某隧道位于重丘山岭区, 隧道两端洞口均采用削竹式洞门, 明洞长度较大, 最大值为 30m。

根据后期绿化需要对隧道明洞段拟采用高填土, 最大填土高度为 5m, 结构断面图如下。

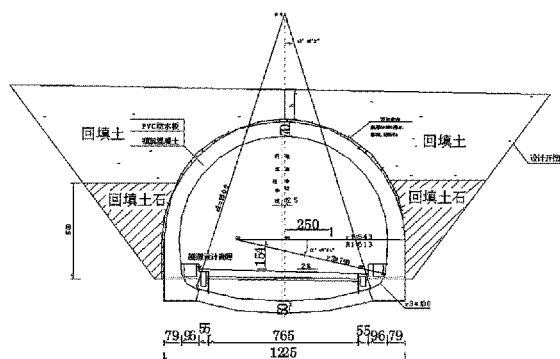


图 3 明洞结构断面图

3.1 荷载工况

本次计算的明洞结构从长期运营的角度上看, 除了覆土压力以外没有其它荷载, 故在持久状况下只计算土压力的作用; 在施工过程中由于覆土及碾压均采用人工及小型机械施工, 其荷载相对于覆土压力可以忽略, 因此本次计算可不进行短期状况计算; 另外考虑到隧道所处地区地震烈度为 6 度, 烈度不高, 故偶然状况只计算落石荷载, 具体计算工况如表 2。

表 2 计算工况表

设计状况	验算目的	计算方法	荷载组合
持久状态	截面承载力	破损阶段法	工况 1: 结构自重 + 覆土压力等 + 混凝土收缩徐变力
			工况 2: 结构自重 + 覆土压力等 + 混凝土收缩徐变力
	正常使用状态	荷载长期效应组合	工况 1: 结构自重 + 覆土压力等 + 混凝土收缩徐变力
			工况 2: 结构自重 + 覆土压力等 + 混凝土收缩徐变力
	正常使用状态	荷载短期效应组合	工况 3: 结构自重 + 覆土压力等 + 混凝土收缩徐变力 + 温度荷载(内侧升温)
			工况 4: 结构自重 + 覆土压力等 + 混凝土收缩徐变力 + 温度荷载(外侧升温)
偶然状况	截面承载力	破损阶段法	工况 5: 结构自重 + 覆土压力等 + 落石冲击力

注: 由于工况 1 和工况 2 中荷载均为永久荷载, 故通过破损阶段法和荷载长期效应组合验算时可以使用相同工况。

3.3 计算结果分析

各工况弯矩、轴力图如下。

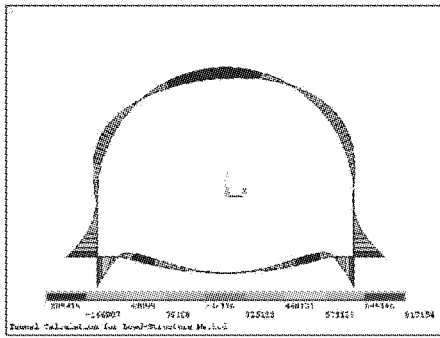


图4 工况1弯矩图(N·m)

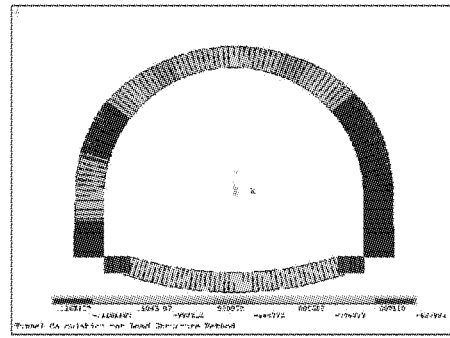


图5 工况1轴力图(N)

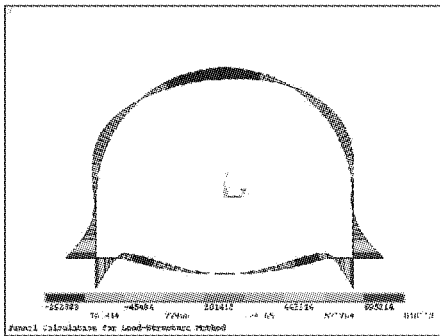


图6 工况5弯矩图(N·m)

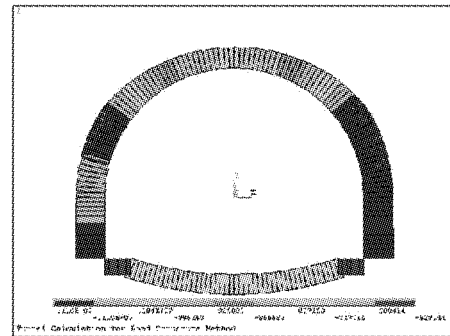


图7 工况5轴力图(N·m)

从各工况的内力分布情况可得如下结论:

(1)比较工况1和工况2的内力可以明显的发现,虽然隧道衬砌受到围岩约束,属于超静定结构,但是一般说只有当衬砌向外变形才会受到约束,因此混凝土收缩、徐变在衬砌环向产生的内力很小,基本可以忽略不计。

(2)衬砌断面的内外温差所产生的温度应力,对隧道内力分布有明显的影响,但对衬砌不同的部位影响有所差异,由于隧道衬砌拱顶是结果最为敏感的部位,且一般围内侧受拉,故当外侧温度高于内侧温度时为最不利,这样的情况一

般多出现在冬季;

(3)在不存在洞顶围岩崩塌的情况下,落石荷载对结构受力的影响是不大,正如本例计算所见落石重10kN,约为 0.4m^3 ,但对结构所造成的影响仅约为1%。

参考文献:

- [1] JTG D70-2004,公路隧道设计规范[S].
- [2] TB 10003-2001,铁路隧道设计规范[S].
- [3] 铁路工程设计技术手册.隧道分册:P146-172.

二次衬砌钢筋保护层安全影响性数值模拟分析

王超, 聂玉文, 李国安

(广东省公路勘察规划设计院股份有限公司, 广州 510507)

摘要: 本文从理论上分析了公路隧道二次衬砌钢筋保护层过厚或过薄可能产生的不利影响, 并通过数值计算分析了二次衬砌安全系数和裂缝宽度随着保护层厚度的变化而产生的影响。分析结果表明: 两种级别围岩的二次衬砌安全系数均随着保护层厚度的增加而减小, 裂缝宽度随着保护层厚度的增加而变宽, 且IV级围岩比V级围岩更易受影响, 同时拱部更易受保护层厚度的增加而向不利于结构安全的方向发展。

关键词: 保护层厚度; 安全系数; 裂缝; 数值分析

在公路隧道设计中, 对于隧道围岩较差区段, 其二次衬砌一般设置为钢筋混凝土。在实际施工过程中二次衬砌保护层通常不能按设计要求施做, 对结构安全性产生了不利的影响。保护层厚度过薄, 不但会导致钢筋提早生锈而加快锈蚀发展速度, 而且会使钢筋周围的混凝土由于钢筋的粘结滑移所引起的裂缝很容易发展到构件表面, 形成沿钢筋纵向的裂缝。同时, 保护层厚度过薄, 还会使混凝土结构由于混凝土自收缩而造成沿钢筋方向的纵向裂缝或形成裂缝薄弱面, 裂缝薄弱面虽未产生真正的裂缝, 但已经形成了混凝土抗拉薄弱区, 在后续的受力过程中很容易产生裂缝, 从而进一步加快钢筋的锈蚀和由于粘结滑移造成的裂缝的形成。但保护层厚度过厚, 构件自重增加, 有效截面减小, 承载力也随之下降, 同时构件裂缝宽度也将增加^[1]。因此, 为了对实际施工中出现的不同的钢筋保护层厚度做出安全评价, 有必要采用数值模拟的方法进行分析。

目前, 国内外专家进行了一些相关方面的研究。比如徐岳^[2]等通过 ANSYS 有限元软件研究了混凝土在自收缩作用下钢筋保护层厚度的合理厚度; 蒋东红^[3]等研究了保护层厚度的控制措施; 张启明^[4]通过混凝土实验板研究了钢筋直径和钢筋间距对测试钢筋保护层厚度的影响规律; MAKHLOUFHM^[5]等研究了保护层厚度对使用

荷载作用下钢筋混凝土梁最大弯曲裂缝宽度的影响。但以上的研究和分析仅是对板或者梁进行了研究, 但是对于隧道这样的地下结构均没有提及。因此, 研究二次衬砌钢筋混凝土在不同的保护层厚度作用下其安全系数和裂缝的发展情况, 对实际的设计及施工都有较好的指导意义。

1 计算模型及参数

1.1 数值分析的目的及手段

本文通过 MIDAS/GTS 大型有限元软件, 对某大跨三车道隧道不同围岩级别的二次衬砌钢筋混凝土进行模拟, 通过计算确定其弯矩及轴力, 再通过后处理计算确定在设计配筋量的条件下, 不同保护层厚度对二次衬砌断面典型样点安全系数及裂缝的影响, 从而确定其安全影响性。

1.2 计算方法的选用

本文采用荷载—结构法, 并结合《公路隧道设计细则》(JTG/T D70 - 2010) 中对于荷载承担比例的建议值, 对隧道二次衬砌进行计算评价^[6]。

荷载结构法着眼于地层的荷载作用, 衬砌结构应能安全可靠地承受地层压力等荷载, 采用这种计算模型, 计算方法简单, 工作量小, 具有明确的安全系数评价方法, 《公路隧道设计规范》(JTG/T D70 - 2004) 中 9.2.1 规定: 隧道中的整体式衬砌、浅埋隧道中的整体或复合式衬砌及明

洞衬砌等应采用荷载—结构法计算。深埋隧道中复合式衬砌的二次衬砌也可采用荷载—结构法计算。

1.3 数值模型的建立

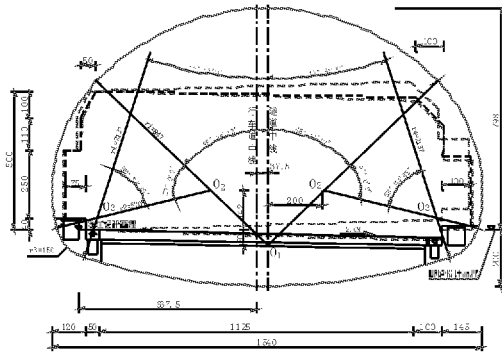


图1 隧道内轮廓图

本文对某三车道隧道V、IV级围岩二次衬砌进行了分析,各衬砌类型二次衬砌设计及计算参数见表1所示,隧道内轮廓图见图1所示;二次采用弹性梁单元模拟,计算模型见图2所示。

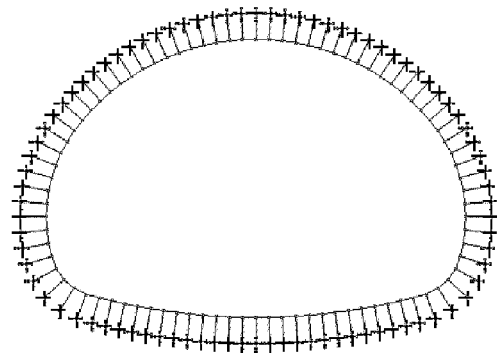


图2 计算模型图

表1 计算模型参数

围岩级别	二次衬砌厚度 (cm)	设计配筋量	容重 γ (kN/m ³)	弹性模量 E (MPa)	计算摩擦角 ϕ (度)	弹性抗力系数 k (MP/m)
V	60	6 25	19	29500	35	200
IV	50	5 22	22	29500	25	400

1.4 荷载计算

在结构计算过程中,对支护结构之上可能出

现的荷载,按破损阶段法对二次衬砌进行了验算,具体计算工况如表2下:

表2 荷载计算工况

工况	计算方法	荷载组合
1	破损阶段法	结构自重 + 围岩压力 + 混凝土收缩徐变
2		结构自重 + 围岩压力 + 混凝土收缩徐变 + 温度荷载

2 计算结果及分析

通过隧道荷载计算公式及隧道地质纵断面可知,V级围岩深、浅埋临界分界埋深为其最不利荷载深度,而IV级围岩均为深埋段落,故本文对V级围岩深、浅埋临界埋深及IV级围岩深埋段进行了数值分析,具体荷载计算公式见《公路隧道设计细则》(JTG/T D70 - 2010)。

2.1 V级围岩二衬钢筋保护层影响结果分析

V级围岩二次衬砌内力计算结果见图3~图4所示;二次衬砌钢筋保护层对安全系数及裂缝

影响性见图5~图8所示。

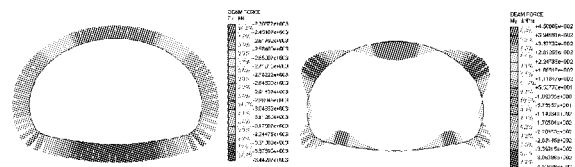


图3 V级围岩工况1轴力、弯矩

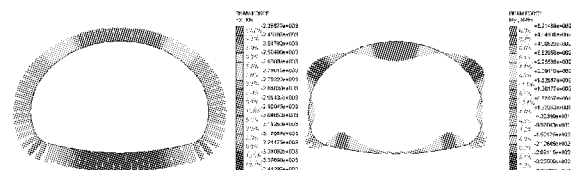


图4 V级围岩工况2轴力、弯矩

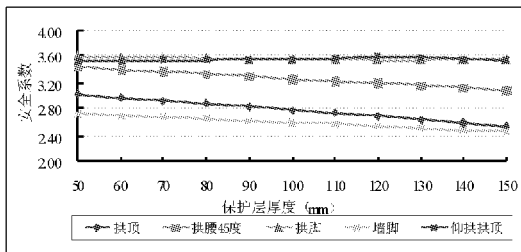


图5 V级围岩工况1安全系数

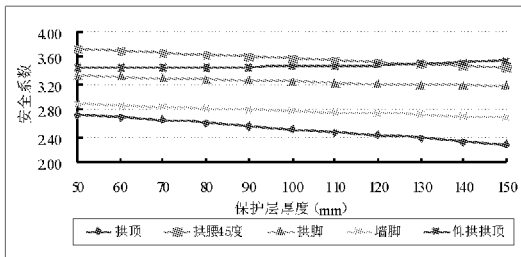


图6 V级围岩工况2安全系数

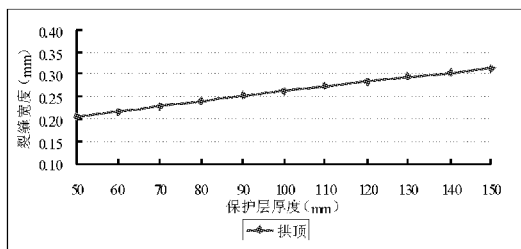


图7 V级围岩工况2裂缝

通过图3~图4可知:由于V级围岩二次衬砌所受内力较大,故二次衬砌各典型样点处安全系数较小。在工况1条件下,二次衬砌各样点均为小偏心受压;在工况2条件下,除拱顶外,其余各样点均为小偏心受压。

通过图5~图7可知:V级围岩二次衬砌在工况1、2条件下,各样点处安全系数随着保护层厚度的增加而减小,且拱部的敏感度更高;拱顶处的裂缝宽度随着保护层厚度的增加而急剧增大。如在工况2条件下,当保护层厚度由50mm增至150mm时,拱顶安全系数由2.72减小至2.28,减幅为19.3%;拱顶裂缝宽度由0.20mm增至0.31mm,增幅达55.0%。

2.2 IV级围岩二衬钢筋保护层影响结果分析

IV级围岩二次衬砌内力计算结果见图8~图9所示;二次衬砌钢筋保护层对安全系数及裂缝影响性见图10~图13所示。

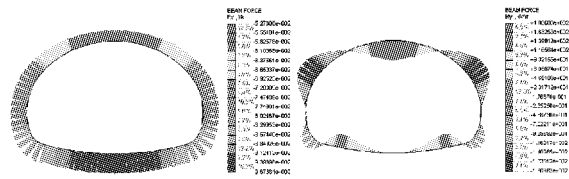


图8 IV级围岩工况1轴力、弯矩

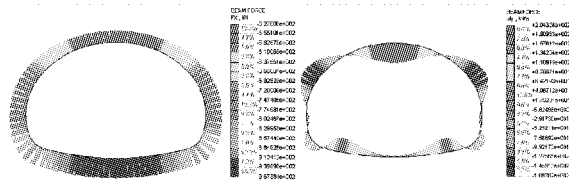


图9 IV级围岩工况2轴力、弯矩

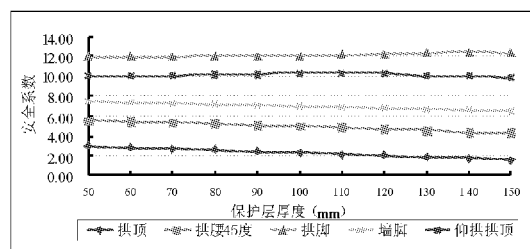


图10 IV级围岩工况1安全系数

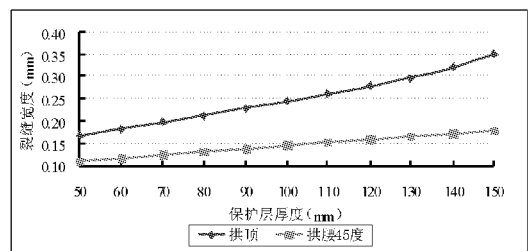


图11 IV级围岩工况1裂缝

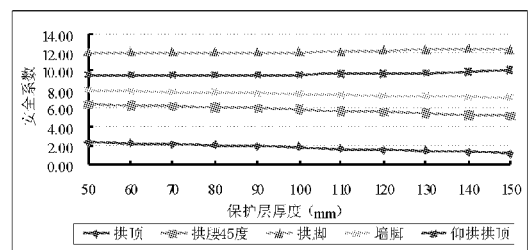


图12 IV级围岩工况2安全系数

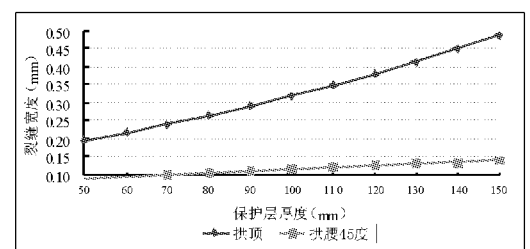


图13 IV级围岩工况2裂缝

通过图8~图9可知:Ⅳ级围岩二次衬砌所受内力不大,二次衬砌各典型样点处安全系数分布不均。且在工况1、2条件下,除拱顶与拱腰45度外,其余各样点均为小偏心受压。

通过图10~图13可知:Ⅳ级围岩二次衬砌在工况1、2条件下,各样点处安全系数随着保护层厚度的增加而减小,且拱部的敏感度更高;拱顶处的裂缝宽度随着保护层厚度的增加而急剧增大。如在工况1条件下,当保护层厚度由50mm增至150mm时,拱顶安全系数由2.96减小至1.55,减幅为91.0%,且后者安全系数已不满足规范要求;拱顶裂缝宽度由0.17mm增至0.35mm,增幅达105.9%,后者亦远超出规范要求的0.2mm。

3 结论

(1)现场施工的不确定性往往造成二次衬砌保护层厚度的不均匀,保护层过薄或过厚都会对结构的耐久性和受力产生不利的影响。

(2)由于Ⅴ级围岩二次衬砌所受内力较大,其安全系数较小,在永久荷载作用下,衬砌各样点均为小偏心受压,同时在温度应力作用下,拱顶变为大偏心受压;Ⅳ级围岩二次衬砌受力不大,故其安全系数分布不均。

(3)总的来说,两种类型围岩二次衬砌的安全系数均随着保护层厚度的增加而减小,裂缝宽度随着保护层厚度的增加而变宽,且Ⅳ级围岩比Ⅴ级围岩更易受影响。

(4)从受影响部位来说,二次衬砌拱部更易随保护层厚度的增加向不利于结构受力的方向发展。

参考文献:

- [1] 杨建江, 郭学亮. 混凝土保护层厚度的控制[J]. 低温建筑技术, 2006(5):89-91.
- [2] 徐岳, 唐先习. 基于混凝土自收缩的钢筋保护层厚度数值分析[J]. 广西大学学报:自然科学版, 2010, 35(1):6-11.
- [3] 蒋东红. 钢筋砼结构中钢筋保护层厚度控制的研讨[J]. 广西大学学报:自然科学版, 2003, 28(3):277-280.
- [4] 张启明. 钢筋保护层厚度的测试及主要影响因素分析[J]. 河南科学, 2010, 28(3):277-280.
- [5] MAKHLOUFHM, MALHASFA. Effect of thick concrete cover on the maximum flexural crack width under service load[J]. ACI Structural Journal, 1996, 93(3):257-265.
- [6] 中华人民共和国行业标准. 公路隧道设计规范(JTJ D70-2004)[S]. 北京:人民交通出版社, 2004:74.

特长公路隧道正洞送排风口间短道流态数值分析研究

温玉辉¹, 谢永利², 李宁军²

(1. 广东省公路勘察规划设计院股份有限公司, 广州 510507; 2. 长安大学, 公路学院, 陕西西安 710064)

摘要: 结合特长公路隧道竖井送排通风系统设计方案, 运用了 CFD(计算流体动力学)方法对隧道正洞送排风口间短道流态进行三维数值分析, 以确定出短道流态的影响因素并给出确保短道流态满足设计要求的土建设计方法和运营风量调控措施, 结论可供相关通风工程设计参考。

关键词: 隧道工程; 计算流体动力学; 通风; 数值分析

采用竖井送排式纵向通风方式进行通风时, 送排风口间不允许出现回流。因此就存在如何合理确定送风口与排风口之间距离的问题。根据直观的经验, 送排风口之间的距离(即所谓的“短道长度”)理论上应该是越小越好, 从而可保证汽车以规定的速度, 用最少的时间穿过短道。但从严禁短道内出现回流的角度出发, 短道长度应该越长越好, 从而可增加沿程阻力以阻止气体的回流, 这样在实际通风工程设计和施工中就出现矛盾。

现行《公路隧道通风照明设计规范》借鉴了国外经验, 规定短道的长度不得小于 50m, 可知该规定没有足够的理论依据作支撑。

结合特长公路隧道实际工程情况, 本文采用 CFD(计算流体动力学)方法对可能影响短道流态的因素进行仿真计算, 以期确定出短道流态的各个具体影响因素, 并确定较佳短道结构形式以指导实际公路隧道通风工程设计和施工。

1 有限元模型

计算流体动力学程序采用国际上通用的 CFDdesign, 该程序可以进行多维流体运动模拟, 可以采用多种湍流计算模型如标准 $k-\epsilon$ 模型, RNG $k\epsilon$ 计算模型等。该程序通过建立流体运动的质量、动量以及能量守恒方程, 引入相关参数

进行求解偏微分方程。从而求出流体的压力场和速度场。

1.1 湍流模型

公路隧道通风场中流体流速一般小于 $50\text{m}\cdot\text{s}^{-1}$ 。考虑到公路隧道通风系统的庞大性以及实际工程对计算精度的要求, 计算中进行了如下假定:

- ①流体是连续介质;
- ②流体运动各向同性;
- ③流体不可压缩。

流体运动控制方程采用了“时间平均”的连续性方程和动量方程:

$$\nabla \cdot u = 0 \tag{1}$$

$$\rho u \cdot \nabla u = -\nabla p + \nabla \cdot [(\mu + \mu_t)(\nabla u + \nabla u^T)] \tag{2}$$

公式中 ρ 是流体密度, u 是流体流速, μ 是粘滞系数, μ_t 是涡流粘度系数。

CFD 模拟中采用标准 $k-\epsilon$ 湍流模型对以上方程进行封闭求解。采用湍流动能 k 以及湍流动能散耗率 ϵ 来确定涡流粘度系数, 计算公式如下:

$$\mu_t = c_\mu \rho \frac{k^2}{\epsilon} \tag{3}$$

湍流动能 k 和湍流动能散耗率 ϵ 由以下输运方程控制:

$$\rho u \cdot \nabla k = \nabla \cdot \left[\left[\mu + \left(\frac{\mu_t}{\sigma_k} \right) \right] \nabla k \right] + \mu_t P(u) - \rho \epsilon \tag{4}$$

$$\rho u \cdot \nabla \varepsilon = \nabla \cdot \left\{ \left[\mu + \left(\frac{\mu_t}{\sigma_\varepsilon} \right) \right] \nabla \varepsilon \right\} + C_1 \left(\frac{\varepsilon}{k} \right) \mu_t P(u) - C_2 \rho \left(\frac{\varepsilon^2}{k} \right) \quad (5)$$

公式中 $P(u)$ 定义如下:

$$P(u) = \nabla u : (\nabla u + \nabla u^T)$$

以上公式中 C_1 、 C_2 、 C_μ 及 σ_k 和 σ_ε 取值如下:

表 1 参数取值表

C_1	C_2	C_μ	σ_k	σ_ε
1.44	1.92	0.09	1	1.3

壁面处采用壁面函数进行处理:

$$U^+ = \frac{1}{k} \log y^+ + B \quad (6)$$

其中 U^+ 、 y^+ 定义如下

$$U^+ = U_t / \sqrt{\tau_w / \rho} \quad (7)$$

$$y^+ = \delta / \sqrt{\tau_w / \rho} / \nu \quad (8)$$

公式中 U_t 为切向速度; k 和 B 为无量纲常数; τ_w 为壁面切应力; δ 为边界层厚度; ν 为动粘滞系数。

边界条件中 k 、 ε 计算公式如下:

$$K = \frac{1}{2} I^2 u^2 \quad (9)$$

$$\varepsilon = C_\mu \frac{K^{1.5}}{\delta_s} \quad (10)$$

公式中 I 为湍流强度系数(通常取值 0.05); δ_s 为湍流尺度(通常取值 0.001)。

根据以上给定的方程并结合一定的边界条件,CFD 程序通过迭代计算求解控制方程,从而最终给出计算模型流场和压力场的分布情况。

1.2 CFD 有限元求解过程

完成一个完整的有限元分析需以下三个步骤:

①预处理。在预处理中必须完成几何模型的建立,网格的划分以及边界条件的给定;

②求解分析。选择一定的数学计算模型对给定边界条件求解平衡方程;

③后处理。得出所需的计算结果并以文档或

云图的形式给出进行进一步的分析。

2 送排风口间短道流态数值分析

2.1 模型和参数

仿真计算中主要考虑以下四个因素对短道流态的影响:①排风道与隧道正洞轴线夹角 θ 值;②送风方向与隧道正洞轴线夹角 β 值;③送排风口距离 L ;④竖井送排流量比 ϕ 。

CFD 模拟计算中, θ 采用 30° 、 45° 、 60° 和 90° 分别进行计算; β 采用 0° 、 10° 、 30° 分别进行计算;送排风口距离 L 采用 25m、35m、40m、45m、50m、55m 和 60m 分别进行计算;竖井送排流量比 ϕ 取值范围在 0.60 ~ 2.10 之间. 建立三维模型见图 1。

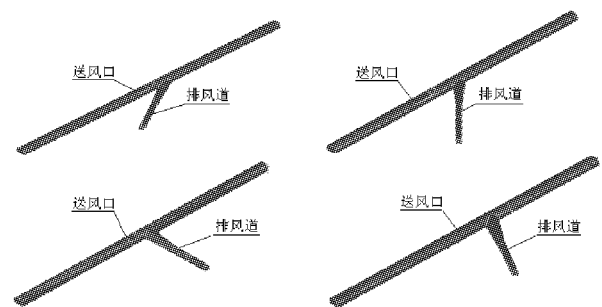


图 1 三维模型图

几何参数:

隧道断面面积: 70m^2 ;

计算模型长度: 300m ;

排风方向与隧道轴线夹角 θ 取值: 30° 、 45° 、 60° 以及 90° ;

联络排风道面积: 27.58m^2 ;

送风口面积: 12.8m^2 ;

联络排风道长度: 50m ;

渐变段长度: 35m ;

空气密度: $\rho = 1.2047\text{kg} \cdot \text{m}^{-3}$ 。

2.2 排风道与隧道正洞轴线夹角 θ 对短道流态影响分析

相对于隧道正洞,排风道实际上起的是分流作用。从节约能源的角度出发,排风道土建结构形式应该是有利于上游污染气体的排出。而如何确定较佳排风道土建结构形式则是通风系统

局部优化需要解决的问题。根据实际情况,在保证排风道入口断面不大于隧道正洞断面面积时,可知对排风道通风能力影响最大是排风道与隧道主体夹角 θ 。

根据以上建立的 1:1 的三维模型, θ 具体取值 30° 、 45° 、 60° 以及 90° 。在相同工况下,对所建立的三维模型分别进行计算。计算平面示意图 2。

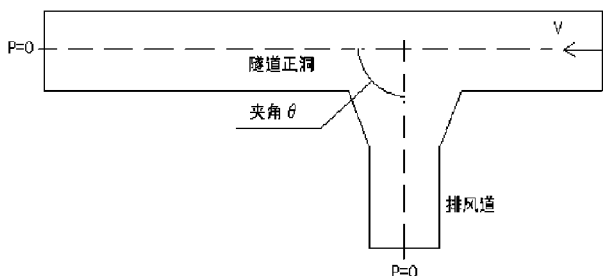


图 2 计算示意图

计算参数:

上游隧道入口风速: $7\text{m} \cdot \text{s}^{-1}$;

下游隧道口与排风口相对压强设置为 0。

计算中采用标准 $k-\varepsilon$ 湍流模型,对三维模型网格划分进行如下控制:

- ①加密进出口区域以及正洞与排风道联结区域;
- ②对其他几何模型区域适当加大网格。

对有限元离散方程的求解采用 SIMPLE 算法进行求解,通过控制迭代计算残差在一定范围以满足计算精度要求。评价排风道与隧道主体夹角 θ 大小优劣时采用“回流判断系数 κ ”作为评定回流指标。

回流判断系数 κ 定义如

$$k = \frac{Q_{\text{排风口断面}}}{Q_{\text{上游隧道口}}} \times 100\% \quad (11)$$

通过 CFD 进行了四组仿真计算,计算结果以 θ 与所定义的回流判断系数曲线关系图给出。具体见下图 3。

对计算结果进行分析可知当 θ 取值在 $45^\circ - 60^\circ$ 之间时,最有利于上游污染气体的排出。在后续仿真研究中, θ 取值 60° 。

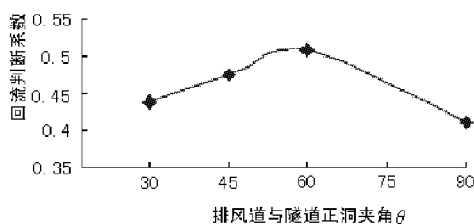


图 3 夹角 θ —回流判断系数关系图

2.3 送风方向与隧道主体轴线的夹角 β 对短道流态影响分析

对送风方向与隧道主体轴线的夹角 β 进行三维模型仿真分析时, β 具体取值为 0° 、 10° 和 30° 。分别在相同工况下,进行了运营通风仿真计算。计算平面示意图 4。

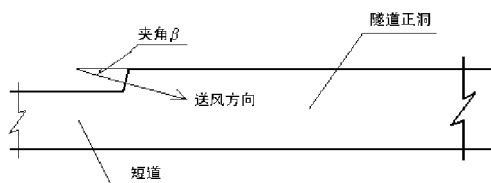


图 4 计算示意图

对计算结果以及云图、速度矢量图进行分析发现,当 β 取值为 0° 时,在送风口前方接近路面区域的 80m 范围内出现狭长的回流区。随着夹角 β 增大,回流区域范围减小。当 β 取值为 30° 时,回流区域范围达到最小,但此时在送风口前端接近路面的局部范围内气体流速很大,这对行车安全是不利的。

综合以上计算结果,可认为送风方向与隧道主体轴线的夹角 β 应该大于 0° ,但同时又不能过大。综合比较各种因素并考虑到通风系统投入实际运营后,存在有通风压影响,而这种通风压的影响将有利于减少回流区域范围。后续仿真计算中,送风方向与隧道主体轴线的夹角 β 值取 10° 。

2.4 送排风口距离 L 和竖井送排流量比 Φ 对短道流态影响分析

在以上分析的基础上,送排风口距离 L 分别取 25m 、 35m 、 40m 、 45m 、 50m 、 55m 以及 60m 。竖井送排流量比 ϕ 取值分别为 0.55 、 0.70 、 0.93 、 1.39 以及 2.78 。根据以上数据一共建立 7 组模

型,进行了 35 组计算。计算平面示意图 5。

计算参数:

送风口风速: $30\text{m} \cdot \text{s}^{-1}$;

排风道风速分别取值: $5\text{m} \cdot \text{s}^{-1}$ 、 $10\text{m} \cdot \text{s}^{-1}$ 、 $15\text{m} \cdot \text{s}^{-1}$ 、 $20\text{m} \cdot \text{s}^{-1}$ 、 $25\text{m} \cdot \text{s}^{-1}$;

上、下游隧道进出口相对压强设置为 0;

短道长度分别取值:25m、35m、40m、45m、50m、55m 以及 60m。

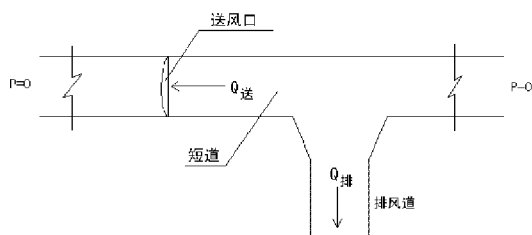


图 5 计算示意图

通过计算可进一步确定出不同送排风口距离 L 下,不同工况的回流判断系数 k 。

计算结果见图 6 以及图 7。

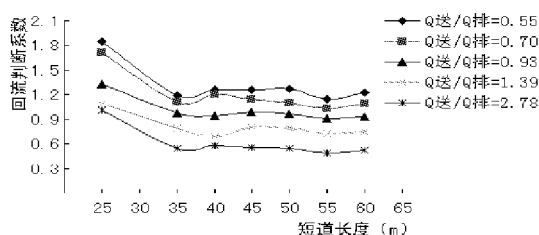


图 6 短道长度—回流判断系数关系图

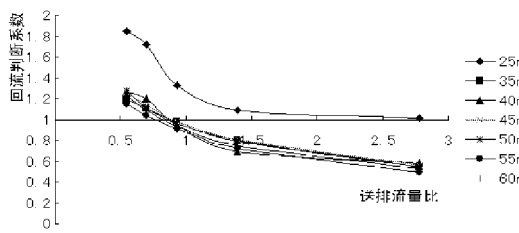


图 7 送排流量比—回流判断系数关系图

根据回流判断系数 k 的定义可知当回流判断系数 k 小于 1 时,短道内没有出现回流现象;当回流判断系数 k 大于 1 时,短道内出现回流现象。

对以上计算结果分析可得出如下结论:

(1)短道内的流态非常复杂,究其主要原因是因为隧道主体内压力场的复杂性;而流场性态变化则是压力场变化的直接体现。短道出现回

流的根本原因是因为隧道下游的压力大于上游隧道压力值,而且富余的压力值必须足够克服短道沿程阻力以及局部阻力(如汇流阻力);

(2)将排风道与隧道主体夹角 θ 设为小于 90° 后,显然加大了汇流阻力即如果短道内出现回流,则在给定土建结构形式下,所需的富余压力值更大;

(3)通过大量计算表明,当短道长度取 25m 时,在给定的 5 种工况下,短道内均出现回流现象;当短道长度取值大于 25m 时,则短道长度取值对短道流态没有直接明显影响;

(4)送排流量比 ϕ 取值大小对短道流态有直接影响:送排流量比 ϕ 越大,短道出现回流的可能性越小;反之,送排流量比 ϕ 越小,短道出现回流的可能性越大;经过大量计算表明:当送排流量比 ϕ 取值大于 0.93 后,短道内一般不容易出现回流现象。

3 短道流态影响因子方差分析

以上对可能影响短道流态的 4 个不同因子:送风方向与隧道主体夹角 β 、排风方向与隧道主体夹角 θ 、送排风口距离 L 以及送排流量比 ϕ 进行了单独分析并得出一系列有益通风设计的结论。

但必须注意到,隧道通风系统是在许多因素共同作用下运行的。从数学的角度,各个因素分别对通风系统存在影响;同时各个因素的交互作用对通风系统也应该存在着影响。而这种交互作用的影响有可能是占主导地位即交互作用影响对通风系统流态可能起决定性作用。

因此可在以上大量计算的基础上,采集一定量的数据进行正交分析以期得出对通风系统设计有进一步指导意义的结论。但考虑到短道流态影响因子有 4 个,同时每一个因子又具有多种水平,比如送排风口距离 L 就有 7 个水平之多。如果对这些因子进行理论上的方差分析,则其计算公式将相当复杂,同时计算量也将是巨大的。为此可根据“正交试验设计”思想进行方差计算

试验设计,计算中送风方向与隧道主体夹角 β 分别取 0° 以及 10° ,排风方向与隧道主体夹角 θ 分别取 60° 以及 90° ,送排风口距离分别取 35m 以及 60m。根据 CFD 计算结果,采集分析数据见表 2。

表 2 分析数据

夹角 β	夹角 θ	短道距离 L	送排流量比 ϕ	回流判断系数 k
0	60	35	1.39	0.7878
0	60	35	0.7	1.1596
0	60	60	1.39	0.7837
0	60	60	0.7	1.0266
0	90	35	1.39	0.7306
0	90	35	0.7	1.0885
0	90	60	1.39	0.7403
0	90	60	0.7	1.0913
10	60	35	1.39	0.8000
10	60	35	0.7	1.1075
10	60	60	1.39	0.7347
10	60	60	0.7	1.1095
10	90	35	1.39	0.8249
10	90	35	0.7	1.2073
10	90	60	1.39	0.7508
10	90	60	0.7	1.0893

根据收集的数据可知共有 4 个影响因子,每个因子有 2 个水平。根据“正交试验设计”的思想进行正交表头设计。正交作用的放法拟采用 $L_{16}(2^{15})$ 二列间交互作用表。各个影响因子采用如下英文字母表征:

- A:送风方向与隧道主体夹角 β ;
- B:排风方向与隧道主体夹角 θ ;
- C:送排风口距离 L ;
- D:送排流量比 ϕ 。

则 AB 表征送风方向与隧道主体夹角 β 与排风方向与隧道主体夹角 θ 交互作用对短道流

态的影响;

AC 表征送风方向与隧道主体夹角 β 与送排风口距离 L 交互作用对短道流态的影响;

BC 表征排风方向与隧道主体夹角 θ 与送排风口距离 L 交互作用对短道流态的影响;

AD 表征送风方向与隧道主体夹角 β 与送排流量比 ϕ 交互作用对短道流态的影响;

BD 表征排风方向与隧道主体夹角 θ 与送排流量比 ϕ 交互作用对短道流态的影响;

CD 表征送排风口距离 L 与送排流量比 ϕ 交互作用对短道流态的影响。

根据计算可知 F 服从自由度为 $(1,11)$ 的 F 分布。给定 $\alpha = 0.05$ 即置信度为 95%,则可查表得 $F_{\alpha}(1,11) = 4.84$ 。则最终所得计算结果见下表 3。

表 3 正交计算结果

来源	离差	自由度	均方离差	F 值
A	0.00291	1	$S_A^2 = Q_A/1$	0.142
B	1.14E-05	1	$S_B^2 = Q_B/1$	0.002
C	0.00903	1	$S_C^2 = Q_C/1$	0.441
D	0.46474	1	$S_D^2 = Q_D/1$	22.66
AB	0.00324	1	$S_{AB}^2 = Q_{AB}/1$	0.158
AC	0.00107	1	$S_{AC}^2 = Q_{AC}/1$	0.052
AD	0.11597	1	$S_{AD}^2 = Q_{AD}/1$	5.655
BC	2.74E-05	1	$S_{BC}^2 = Q_{BC}/1$	0.002
BD	0.00110	1	$S_{BD}^2 = Q_{BD}/1$	0.054
CD	0.00079	1	$S_{CD}^2 = Q_{CD}/1$	0.039
误差	0.22558	11	$S_E^2 = Q_E/1$	
总和	0.82447	21		

计算结果分析如下:

(1)从计算结果可发现, $F_D > 4.84$,同时 $F_{AD} > 4.84$;说明送排流量比 ϕ 以及送风方向与隧道主体夹角 β 与送排流量比 ϕ 两个因子的交互作用对计算结果即短道回流有显著影响;

(2)单独就四个独立影响因子而言,根据计

算结果,其影响大小依次分别为:因子 D 即送排流量比 ϕ 影响最大;其次为 C 即送排风口间的距离 L 影响次之但是不显著;随之为 A 即送风方向与隧道主体夹角 β ,同样其影响也不显著;对计算结果影响最小的是因子 B 即排风方向与隧道主体夹角 θ ;

(3)在各个因子的交互作用中,可知因子 A 与因子 B 的交互作用是相对比较明显的;即送风方向与隧道主体夹角 β 与排风方向与隧道主体夹角 θ 的交互作用对计算结果也存在一定影响;

(4)因此在通风系统设计中,必须注意调节送排流量比 ϕ (实际上就是必须合理确定通风竖井的位置);同时对送排风口距离 L 也应该适当予以重视。根据计算结果,从保守的角度出发送排风口距离 L 取值大于50m是合适的。

4 结语

(1)本文采用计算流体动力学(CFD)方法对特长公路隧道送排风口间短道流态进行三维数值仿真计算,确定出影响短道流态的各个因素。同时采用了正交分析方法对各个因素的交互作用进行了数学分析,得出的结论及相关设计参数可供长大公路隧道通风设计参考。

(2)本文对短道流态分析是在开放边界条

件基础上进行的。而实际隧道运营中短道边界条件是变化的,今后应加强在变化边界条件下短道流态分析的研究工作。

(3)随着计算机技术的发展,对长大公路隧道通风系统整体研究将是今后研究的重点。通过对整体的仿真研究,将有利于分析确定公路隧道通风系统风流场和压力场的特性。

参考文献:

- [1] 长安大学课题组. 秦岭终南山特长公路隧道运营通风研究报告[R]. 2004.
- [2] 长安大学课题组. 长大公路隧道通风仿真试验技术的研究[R]. 2004.
- [3] 温玉辉. 特长公路隧道纵向通风系统 CFD 三维仿真分析[D]. 西安, 长安大学. 2004.
- [4] 公路隧道通风照明设计规范 JTJ026.1 - 1999 [S].
- [5] Blue Ridge Numeric Company. CFDDesign3.1 tutorial manual[R]. 1998.
- [6] D. Pelletier, E. Turgeon, D. Lacasse. Adaptively, sensitivity, and Uncertainty: Towards Standards Good Practice of CFD [J]. AIAA, 2003(10): 1925 - 1933.
- [7] 吕康成. 公路隧道运营设施[M]. 北京: 人民交通出版社, 1999.
- [8] 汪荣鑫. 数理统计[M]. 西安: 西安交通大学出版社, 1994.

某高速公路 K5 + 206 ~ K5 + 385 滑坡工程地质特征与稳定性分析评价

刘晓锋

(广东省公路勘察规划设计院股份有限公司, 广州 510507)

摘要: 针对大型滑坡在高速公路路线方案优化布置及选择的重要性, 本文介绍了某高速公路 K5 + 206 ~ K5 + 385 滑坡工程地质特征, 并采用定性、定量两种方法对滑坡进行稳定性分析评价, 提出对该滑坡进行绕避, 如无法绕避则应采取适宜的工程措施进行加固处治的合理建议。

关键词: 滑坡; 工程地质特征; 稳定性; 分析; 评价

某高速公路是包头至茂名国家高速公路的重要组成部分, 在初步设计阶段发现 K5 + 206 ~ K5 + 385 段右侧丘陵山体存在大型滑坡。为了高速公路路线方案优化布置及合理选择, 查明该滑坡工程地质特征、分析评价其稳定性显得十分重要。勘察采用工程地质调绘、高密度电法、钻探、现场原位测试和室内试验等手段, 查明了滑坡的工程地质特征。

1 工程地质条件

1.1 地形地貌

K5 + 206 ~ K5 + 385 滑坡位于丘陵地貌区, 地形起伏大, 地面标高约 192.97 ~ 300.01m, 高差达 107m。距离路线右线约 146m 处为一山区河流朱砂河, 河宽约 18m, 勘察期间, 水位标高约 188m, 洪水水位最高约 195m。滑坡地貌明显, 地形上陡下缓, 呈矩形圈椅状, 坡面局部见马刀树, 见多条与等高线平行的高约 1m 的陡坎——滑坡错落台阶。滑坡舌端部已改造为水田。

1.2 地层岩性

滑坡所在山体地层岩性主要为坡残积粉质粘土、寒武系混合岩 (ϵ_3) 全~中风化层。坡残积粘性土中高液限土局部分布。

1.3 水文地质

勘察区地下水类型主要为孔隙水及基岩裂

隙水, 钻孔地下稳定水位埋深约 4.28 ~ 20.63m, 水位标高约 202.3 ~ 234.65m。

2 滑坡工程地质特征

2.1 滑坡形态

该滑坡平面位置相应高速公路里程为右线 K5 + 206 ~ K5 + 385, 左 70m ~ 右 136m, 沿滑动方向滑动面整体上大致呈弧状或弓状, 后段较顺直, 滑坡后缘距右线轴线右侧约 136m, 高程约 271.33m, 前缘距右线轴线左侧约 70m, 高程约 193m, 前后缘高差约 78m。滑坡前缘宽度约 97m, 后缘宽度约 156m, 顺主滑方向长约 206m, 滑体最大厚度约 12.5m。根据已圈定的滑坡范围及滑体平均厚度估算滑体体积约为 30.3 万方, 为大型滑坡。

K5 + 342.5 ~ K5 + 364 段右 136m 滑坡后缘局部存在张裂缝, 宽约 0.2m, 延伸长度约 5m, 已被坡积土体充填, 见蕨类植物覆盖。

2.2 滑体岩土特征

坡脚滑坡舌部位揭露滑动带土体, 层顶埋深 6.6 ~ 8.8m, 厚度 1 ~ 2.3m, 该土层与上部及下部土层比较, 含水量较高, 强度较低, 力学性质较差, 土质不均匀, 并见未腐化的植物根茎, 结构紊乱。滑动面主要为坡残积土层与全风化层分界面, 埋深约 6.4 ~ 12.5m, 按滑动带埋藏深度分属

中层滑坡。

组成滑坡体的岩土主要为原坡残积粉质粘土层,多呈灰黄色、棕红色、褐红色,稍湿~

很湿,可塑状,切面粗糙,粘性差,土质不均一,夹少量砂粒及石英质碎石颗粒,局部见炭质结核。

表1 滑坡体土层物理力学性质指标统计表(76g锥)

统计项目	基本物理性指标					液塑限				直接快剪		固结试验	
	含水率	湿密度	土粒比重	孔隙比	饱和度	液限	塑限	塑性指数	液性指数	粘聚力	内摩擦角	压缩系数	压缩模量
	W	ρ	G_s	e	S_r	W_L	W_P	I_p	I_L	c_q	ϕ_q	a_v	E_s
	%	g/cm^3	—	%	—	kPa	度	MPa^{-1}	MPa				
最大值	36.9	1.96	2.82	1.086	95.0	55.8	34.0	24.3	0.58	21.0	29.3	0.607	5.14
最小值	19.7	1.66	2.68	0.742	68.8	36.0	21.8	8.1	-0.30	10.0	14.9	0.344	3.16
平均值	27.2	1.80	2.71	0.910	81.3	42.6	26.7	15.9	0.11	14.7	24.1	0.478	4.02
个数	28	29	29	28	29	22	22	22	22	9	15	21	21
标准差										3.7	3.99		
变异系数										0.3	0.17		
修正系数										0.8	0.92		
标准值										12.4	22.3		

2.3 滑坡变形破坏与成因分析

根据对当地村民的走访调查资料,1985年,当地连日暴雨发生山洪,朱砂河水暴涨,K5+300右侧丘陵地层受持续强降雨影响,发生失稳滑动,滑坡体冲出至距右线轴线左70m处,同时,滑床前缘大量地下水涌出。调绘揭示,右线左侧30m~70m为滑坡舌,已被人工改造,地表多为水田。

从总体上来看,造成滑坡的成因主要有以下两点:

(1)坡体岩土性质、坡体结构是形成滑坡的重要物质基础。坡体地层——寒武系混合岩,矿物成分以长石、云母、石英为主,具条带状构造,矿物定向排列明显,节理裂隙发育,抗风化能力差。岩体风化强烈,坡残积土层及全~强风化岩厚度大,约24.1~29.9m,石英含量高,手搓易散,风化后土体高岭土等粘土矿物含量高,遇水

后软化严重,抗剪强度下降剧烈。上覆坡残积土层结构较松散,易渗水,利于雨水向下渗透,下伏寒武系混合岩全风化层结构相对致密,相对隔水,雨水易通过坡残积土层下渗在相对隔水层——全风化岩层顶面积聚,从而形成顺向不利软弱带或软弱面,使其具备了滑动的物质条件。

(2)连续暴雨是滑坡产生的直接诱因。大量的雨水降低了土体强度,尤其是形成了顺向不利软弱带或软弱面,同时土体自重增加,导致下滑力大于抗滑力,从而产生并形成滑坡。

3 滑坡稳定性分析评价

3.1 定性分析评价

滑坡后壁下部滑坡裂缝被坡积土体充填,以及滑坡台阶均被蕨类植物覆盖,部分较大松树呈马刀状,反映了该滑坡自1985年发生滑动以来,目前处于基本稳定状态。

3.2 定量分析评价

3.2.1 计算方法

根据《岩土工程勘察规范》推荐的滑坡稳定性计算公式计算本滑坡的稳定系数。

$$F_s = \frac{\sum_{i=1}^{n-1} \left(R_i \prod_{j=i}^{n-1} \psi_j \right) + R_n}{\sum_{i=1}^{n-1} \left(T_i \prod_{j=i}^{n-1} \psi_j \right) + T_n} \quad (1)$$

其中

$$\psi_j = \cos(\theta_j - \theta_{j+1}) - \sin(\theta_j - \theta_{j+1}) \tan \phi_{j+1}$$

$$\prod_{j=i}^{n-1} \psi_j = \psi_i \psi_{i+1} \psi_{i+2} \dots \psi_{n-1}$$

$$R_i = (N_i - u_i) \tan \phi_i + c_i L_i$$

$$N_i = w_i \cos \theta_i$$

$$T_i = w_i \sin \theta_i$$

式中： F_s —稳定系数；

ψ —滑坡推力传递系数；

w_i —第 i 块段滑体所受的重力(kN/m)；

R_i —作用于第 i 块段的抗滑力(kN/m)；

T_i —作用于第 i 块段的滑动分力(kN/m)；

c_i —第 i 块段土的粘聚力(kPa)；

i —第 i 块段土的内摩擦角(°)；

θ_i —第 i 块段滑动面倾角(°)；

L_i —第 i 块段滑动面长度(m)。

滑坡推力采用《建筑地基基础设计规范》(GB50007-2002)推荐的计算公式计算,计算公式为:

$$E_i = kw_i \sin \theta_i + \Psi_{i-1} - w_i \cos \theta_i \tan \phi_i - c_i L_i \quad (2)$$

式中： E_i —第 i 块剩余下滑力(kN/m)；

E_{i-1} —第 $i-1$ 块剩余下滑力(kN/m)；

k —滑坡推力安全系数,考虑到拟建公路的等级及滑坡发生后的破坏性大小,取 1.25；

其余参数同前。

若所得某条块的滑坡推力为负值时,说明自该条块以上的滑体是稳定的,并考虑其对下一条块的推力为零。

3.2.2 滑坡稳定性计算

选取滑坡主剖面(RK5+320 横断面)计算稳定性,计算分块见图 1。

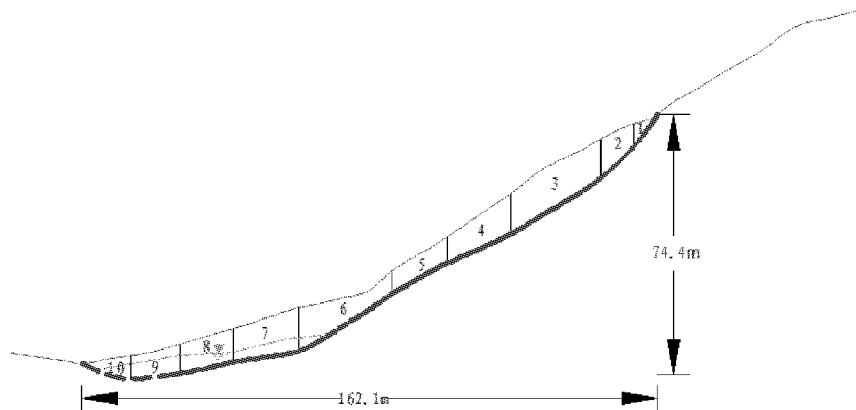


图 1 计算分块图

根据《公路路基设计规范》(JTG D30-2004),分别计算正常工况(天然状态)和非正常工况 I(饱水状态)下滑坡稳定性及滑坡推力。利用极限平衡法进行滑坡稳定性计算一般要提供滑坡土体的重度,滑动面的粘聚力和内摩擦角。该滑坡为土质滑坡,滑体土土质比较均匀,天然状态下滑体土的重度参考土工试验成果取 18kN/m³;饱水状态下滑体土的重度取 20kN/m³,

地下水位以下取有效重度。

滑面强度参数取值根据滑坡体土体室内试验值及反算综合考虑。由于该滑坡目前处于基本稳定状态,天然状态下稳定系数应在 1.01-1.06 之间,根据土工试验成果并结合经验给定滑坡舌段滑动面的抗剪强度 c 值为 11.4kPa,其余段滑动面的抗剪强度 c 值为 12.4kPa,反算滑动面的 ϕ 值。在 1.01-1.06 之间给不同的稳定系数

反算,反算结果如表2。

根据试验结果及经验,滑动面强度参数取值如下:正常工况(天然状态)滑坡舌段 $c = 11.4 \text{ kPa}$, $\phi = 11.7^\circ$,其余段 $c = 12.4 \text{ kPa}$, $\phi = 22.0^\circ$;非正常工况 I (饱水状态)滑坡舌段 $c = 11 \text{ kPa}$, $\phi = 11^\circ$,其余段 $c = 12 \text{ kPa}$, $\phi = 19^\circ$ 。

运用公式1和公式2分别计算正常工况(天然状态)和非正常工况 I (饱水状态)下滑坡稳定性及滑坡推力。滑坡稳定系数及滑坡推力计算结果见表3和表4。

由表3和表4可见,天然状态下,最终滑坡推力 $E_1 = 1999 \text{ kN/m}$,稳定系数为1.03,处于基本稳定状态;饱水状态下最终滑坡推力 $E_2 = 3365 \text{ kN/}$

m,稳定系数为0.90,说明在持续强降雨饱水的前提下,可能失稳。

4 结语

(1) K5+206~K5+385 滑坡为暴雨诱发的中层大型滑坡,目前在自然状态下处于基本稳定状态,但在持续强降雨饱水的前提下,可能失稳。

(2) 该滑坡滑向与路线正交,路线以路堤方式从老滑坡滑坡舌通过,老滑坡受地震、暴雨及后缘侧壁崩塌等不良因素影响失稳将会对高速公路造成严重破坏,危及运营安全。建议对该滑坡进行绕避,如无法绕避则应采取适宜的工程措施进行加固处治。

表2 滑动面参数反算结果表

稳定系数 k	1.01	1.02	1.03	1.04	1.05	1.06
滑坡舌段 ϕ°	11.22	11.45	11.71	11.91	12.11	12.30
其余段 ϕ°	21.53	21.74	21.92	22.13	22.34	22.58

表3 滑坡稳定系数及滑坡推力计算表(天然状态下)

块号	滑块重量	滑面长	滑面倾角	粘聚力	内摩擦角	下滑力	抗滑力	传递系数	滑坡推力安全系数	滑坡推力	稳定系数
	Q_i	L_i	θ_i	C_i	ϕ_i	T_i	R_i	ψ_i	k	E_i	
	(kN/m)	(m)	($^\circ$)	(kPa)	($^\circ$)	(kN/m)	(kN/m)	-	-	(kN/m)	F_s
1	369	11.1	53	12.4	22	295	227	0.92	1.25	141	1.03
2	1495.8	12.8	44	12.4	22	1039	593	0.89	1.25	836	
3	5571	30	32	12.4	22	2952	2281	0.94	1.25	2157	
4	3079.8	19.7	25	12.4	22	1302	1372	1.00	1.25	2289	
5	1920.6	17.6	28	12.4	22	902	903	1.00	1.25	2513	
6	3721.2	31	31	12.4	22	1917	1673	0.86	1.25	3236	
7	3124.6	18.8	10	11.4	11.7	543	852	1.00	1.25	2607	
8	1952.2	15.3	12	11.4	11.7	406	570	1.00	1.25	2545	
9	1321	14	6	11.4	11.7	138	432	0.99	1.25	2286	
10	752.8	14.5	18	11.4	11.7	0	546		1	1999	

表4 滑坡稳定系数及滑坡推力计算表(饱水状态下)

块号	滑块重量	滑面长	滑面倾角	粘聚力	内摩擦角	下滑力	抗滑力	传递系数	滑坡推力安全系数	滑坡推力	稳定系数
	Q_i	L_i	θ_i	C_i	ϕ_i	T_i	R_i	ψ_i	k	E_i	
	(kN/m)	(m)	(°)	(kPa)	(°)	(kN/m)	(kN/m)	-	-	(kN/m)	F_s
1	410	11.1	53	12	19	327	218	0.93	1.25	191	0.90
2	1662	12.8	44	12	19	1155	565	0.91	1.25	1056	
3	6190	30	32	12	19	3280	2168	0.95	1.25	2890	
4	3422	19.7	25	12	19	1446	1304	1.00	1.25	3251	
5	2134	17.6	28	12	19	1002	860	1.00	1.25	3643	
6	4115	31	31	12	19	2119	1587	0.86	1.25	4706	
7	3398	18.8	10	11	11	590	857	1.00	1.25	3946	
8	2103	15.3	12	11	11	437	568	1.00	1.25	3924	
9	1394	14	6	11	11	146	423	0.99	1.25	3683	
10	810	14.5	18	11	11	0	560		1	3365	

参考文献:

- [1] JTG C20-2011, 公路工程地质勘察规范[S].
 [2] GB 50021-2001(2009年版), 岩土工程勘察规范[S].

- [3] 常士骝, 张苏民, 等. 工程地质手册(第四版)[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2007.
 [4] GB50007-2002, 建筑地基基础设计规范[S].
 [5] JTG D30-2004, 公路路基设计规范[S].

LIDAR 系统在徐湛高速(湛江段)勘测中的应用

王志明

(广东省公路勘察规划设计院股份有限公司, 广州 510507)

摘要: 激光雷达测量(LIDAR)作为航测法的一种发展既继承了传统航测法的优点,又使测图精度得到了提高。本文对激光雷达测图技术进行了简单阐述并对利用激光雷达在徐湛高速所测 1:2000 地形图进行了精度分析。

关键词: LIDAR 系统; 滤波; 内插; 精度

LIDAR 系统(Light detection and ranging)是一种集全球定位系统(GPS)、惯性导航系统(INS)、激光扫描仪、数码相机等光谱成像设备与一身的系统。LIDAR 系统应用多光束返回采集高程,数据密度可达到常规摄影测量的三倍,其高程数据精度不受航高限制,比常规摄影测量更具优越性。可提供理想的数字高程模型 DEM。激光雷达的应用使测图工作既节省了人力物力,也提高了效率。

1 方法实施

激光高程点处理过程可以将其归结为三个步骤:(1)原始数据的获取;(2)地面点三维数据的计算和转换;(3)数据处理。

1.1 原始数据获取

在扫描过程中激光扫描仪发射激光脉冲,并接受到由探测目标反射回来的脉冲信号,从而得到探测目标的距离、坡度、粗糙度和反射率等信号。数码相机对地面进行拍摄得到地面影像。其扫描方式按照光束在地面上的形状和轨迹间隔可分为平行扫描方式、“之”字形扫描方式和近椭圆扫描方式,如图 1。

在激光扫描获取原始数据过程中,激光的扫描方式直接影响到激光数据的点云密度。当方式合适其点云密度旁向可达 0.3m 以下,航向间距可达 0.8m 以下。在实际操作中应根据情况选择适合的扫描方式和各项参数,这样在经过后期的滤波和内插计算之后,就可以得到足够密的点云数据。

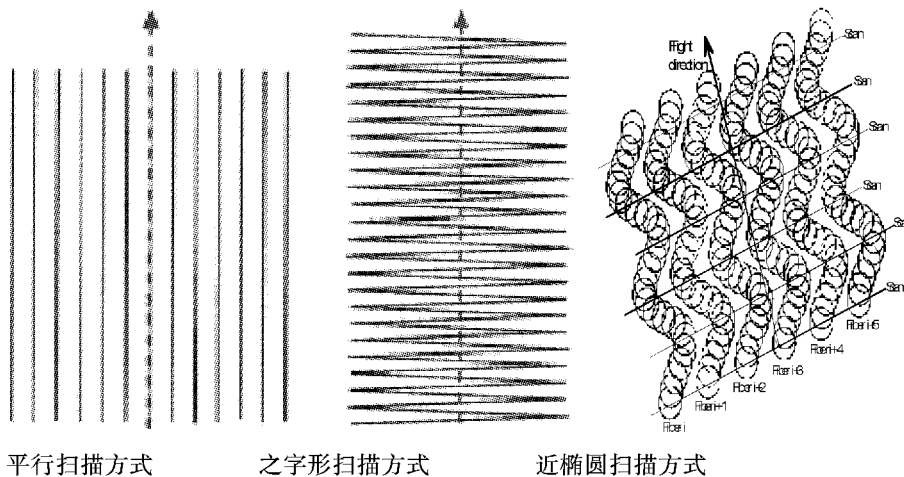


图 1

与此同时,全球定位系统(GPS)、惯性导航系统(INS)就负责实时的获取扫描仪和数码相机的位置(X、Y、H)和方位(滚动角、俯仰角、航偏角)。最终得到两类数据:一类就是有所得到的目标物的距离、坡度、粗糙度和反射率等信号以及拍摄的地面影像。另一类是由GPS和INS所得到的用于定位定向的系统参数。

在数据计算的过程中,还需要定标数据。定标数据是需要测图范围内选择参考区,参考区需要事先选好,参考区一般选在较为平坦且易于观测的地方。宽阔路面、平地,开阔草地,学校操场等地较为合适。在参考区进行扫描并在其中取得足够的地面测量监测信息(真实点坐标),与激光雷达数据结合起来就可求出定标数据。用以数据质量的控制和数据改正。

1.2 地面点三维数据的计算和转换

将以上所得到的定标数据、系统安置参数、激光扫描数据和POS数据三种数据信息集合在一起,就可以将激光点在WGS84坐标系下三维坐标计算出来。在实际的应用中,一般还需要将目标点的WGS84坐标转换成局部坐标下的坐标。转换过程,一般选择分布在测区四周能将测区覆盖的点作为参考点,利用参考点算出转换参数,可将目标点坐标进行转换。经过转换之后,我们就可得到具有三维坐标的原始激光点数据。

1.3 数据处理

为了得到真实的地面数据,还需要对这些数据进行滤波处理,将数据分成地面点和非地面点数据。滤波过程中所选用的滤波算法对滤波结果的影响较大。往往因为滤波算法选择不当,使得过滤的力度过小,将非地面点数据当作地面点;或是滤波力度过大,将一些地面上的特征点当成非地面点滤除。

滤波之后定会产生一些没有点的区域或是点密度相对较少的区域,就需要利用内插对空白区域进行填补。内插实质就是数学上的二元函数逼近,即先利用已知点构设好数学曲面,

然后将待定点的平面坐标带入函数中,求出待定点在这张曲面上的高程。DEM内插一般可分为分块内插、移动内插和剖分内插3种,较为常用的是剖分内插。

滤波和内插算法的好坏会影响处理后的数据精度。如果所选择算法合适,在不同的实地情况下,其平面的精度可达0.15~1.00m,其高程精度可达到0.1m以下。经过滤波和内插处理后的数据就可以用来生成DEM和对正射影像进行纠正。实际操作中为了将精度进一步提高还需要对一些特殊地区进行进调绘和补测。

2 精度分析

在徐湛高速湛江段的实际测量中,我们应用了激光雷达进行1:2000地形图的测量,为了保证测图精度,对激光雷达数据进行了检查。在工程前后,分别选择了房屋建筑物、道路设施、自然地貌等区域进行检查。

在工程的前期采用激光扫描数码摄影测量方法进行了试验,分别利用新技术和按传统全站仪测记法成图1.0km²。试验结果表明,采用新技术成图,一般地物平面位置精度可达到要求,等高线的高程中误差可达到要求,建筑物平面位置精度达不到1:2000地形图的要求,如果要达到精度要求,必须对于测区内主要地物采用全野外实测、实量。

中间检查过程针对在整个测区120km左右的范围内,每隔大约15km检查一些铁路、电杆、田埂、路边线、涵洞等明显的地物点,比较野外实测点与根据正射影像绘制的数字线划图之间的点位位置差值,和野外实测的高程值与通过原始激光点在同样的位置内插出来的高程值之间的差值。精度统计结果表明,重要地物的点位位置中误差为0.7m,小于限值1.2m,等高线的高程中误差为0.3m,小于限值1.0m。实验结果的点位中误差和高程中误差均小于相应限差。

后期验收过程同样对道路、房屋建筑、自然地貌等有代表意义的点进行了精度检查。在平面点位检查中对道路共检查了154个检查点,将全部较差当作误差予以统计,道路的位置中误差为0.9m,小于限值1.2m。对房屋建筑检查共检查了400个检查点,将全部较差当作误差予以统计,房角的位置中误差为1.2m,等于限值1.2m。对田埂、陡坎、地类界等自然地貌检查总点数为247个。如果将绝对值大于3.2m的较差当作粗差予以剔除,一般地物的点位中误差为1.2m;如果将全部较差当作误差予以统计,点位中误差为1.4m,均小于限值1.6m。在对高程精度进行检查中,野外实测总点数1145个。精度统计结果表明,如果将绝对值大于2m的较差当作粗差予以剔除,高程中误差为0.5m;如果将全部较差当作误差予以统计,等高线的高程中误差为0.7m,均小于限值1.0m。由中桩放样高程点、等级控制点和高程散点检查,由激光高程点制作的数字地表模型精度能达到0.5m,而本次数字地形图的高程注记点、绘制等高线的高程点均由激光高程点过滤而来,因而,也可以间接反映等高线的高程中误差小于限值1.0m。

经过以上精度检查可得出:

(1)激光扫描数码航测系统的高程测量精度较高。对所检查所有的5201个点进行统计分析如表1。

由表中可看出误差绝对值小于0.6m的点占有所有点的94.9%,可得出等高线的高程中误差能达到0.6m,大于平原区1:2000地形图的三分之一基本等高距(1m)0.33m,但小于微丘区1:2000地形图二分之一等高距(2m)1.0m。

激光扫描精度的均匀性和高穿透性,能达到微丘区、重丘区和山岭区的高程精度要求,因而,利用激光扫描进行山区地形图测量具有优势。

(2)激光扫描数码航测系统的平面测量精度相对来说较差,在绘图过程如果采用激光点对建、构筑物平面位置进行纠正,其精度勉强能达到1:2000地形图的要求。如果要进一步提高平面精度,有必要进行外业调绘和补测。

(3)在实际的测量过程中,还是要有选择性的对植被茂密和测量困难地区适当进行实地测量,以对激光数据进行进一步的纠正。

表1 统计分析表

误差 a 区间(m)	点数	比例(%)
$0 \leq a < \pm 0.1$	1182	22.8
$\pm 0.1 \leq a < \pm 0.2$	1630	31.3
$\pm 0.2 \leq a < \pm 0.3$	1292	24.8
$\pm 0.3 \leq a < \pm 0.4$	548	10.5
$\pm 0.4 \leq a < \pm 0.5$	183	3.5
$\pm 0.5 \leq a < \pm 0.6$	103	2
$\pm 0.6 \leq a < \pm 2$	255	4.9
$\pm 2 \leq a$	8	0.2

参考文献:

- [1] 舒宁. 激光成像[M]. 武汉大学出版社.
- [2] JTG/TC10-2007,公路勘测细则[S].
- [3] 马洪超 姚春静. 徕卡机载激光雷达的数据获取和处理[J]. 武汉大学遥感信息工程学院.
- [4] 韩富江,刘学军,潘胜玲. DEM内插方法与可视性分析结果的相似性研究[J]. 南京师范大学虚拟地理环境教育部重点实验室.

钢结构桥梁设计知识讲座报道

2012年6月25日至26日,公司特邀国内顶级钢结构桥梁专家史永吉教授莅临我公司,进行“钢结构桥梁设计知识”专题讲座。本次讲座在公司二号楼9楼会议室举行,梁立农总工程师、王景奇副总工程师、万志勇主任工程师等30余名从事桥梁设计工作的专业技术人员参加了讲座。

史永吉教授是中国铁科院铁建所研究员,主要从事栓焊钢梁,大跨度悬索桥和斜拉桥、钢桥制造,车桥动力相互作用及减振等技术方面的研究。在为期一天半的讲座中,史教授着重讲述了以下几个主题:(1)H. M. 大桥钢箱梁正交异性钢桥面板裂纹类别及其成因初步分析;(2)钢桥面板的设计、制造、安装与疲劳;(3)复合结构技术的发展及其在桥梁上的应用。围绕钢结构桥梁设计相关技术,针对每一个主题,史教授都做了细致深入的分析讲解,他通过演算、对比分析、举例等授课方式,着重对相关技术的难点进行层层剖析,讲解十分精彩,启人深思。

本次讲座作为公司专业技术类培训之一,参与讲座的同事纷纷对其专业性和有效性给予了很高的评价,大家都十分珍惜与专家面对面作技术交流的机会。通过本次讲座,参加人员拓宽了知识面、加强了对钢结构桥梁设计有关技术的认识,对其今后开展相关方面的设计工作有积极作用。



(简玉 ■ 报道)

中南片区公路工程工程造价管理联络网 第二十二届网会在恩施市召开

2012年8月16日至18日,中南片区公路工程工程造价管理联络网第二十二届网会在湖北省恩施市召开。本次网会旨在交流全国交通运输工程造价工作改革、创新、发展的经验和成果,分析研究行业发展新思想。

会议的主要内容有:

- 1、交通运输部造价管理人员介绍造价管理的最新动态;
- 2、网长单位做年度工作报告;
- 3、各省站长座谈,交流各省造价管理工作的经验,介绍造价工作的改革所取得的成果;

4、介绍沪蓉西高速公路建设情况及造价控制情况;

- 5、宣读网会优秀论文、表彰联络网积极分子;
- 6、现场考察沪蓉西高速公路项目。

通过参加本次网会,参加人员了解了交通运输部关于造价管理的最新动态,听取了各省的经验介绍,特别是通过对沪蓉西高速公路的考察,深刻体会了造价管理工作的重要性。

沪蓉西高速公路虽然公里数不长,但是相对于一般的山区高速公路来说,其独特的地势及地质的原因,使它拥有以下几个特点及难点:(1)它

最大的桥梁跨径为单孔跨径 900m; (2) 它特长隧道很多, 最长的隧道长 8423m, 沿途地质极为复杂, 有溶洞、暗河、泥浆层等; (3) 最高的桥梁墩高 178m; (4) 因为所在的山区地势极为复杂, 很多机械及材料无法运进山里, 部分地方只能靠骡马及人背运水泥、钢筋等材料。

由该项目的特殊性, 决定项目的设计、造价控制及施工都具有极大的挑战性。就拿墩高 178m 来说, 常规项目墩的混凝土大约 600 - 800 元/m³, 但是考虑了 178m 高的砼泵送的特殊设备及泵送

费用, 经分析后砼单价达到了 1500 元/m³, 价格翻了一番。且因部分材料只能靠骡马及人背运, 材料价格的计算也不同于常规项目, 材料的费用也远高于常规项目。还有隧道的特殊地质处理, 需考虑特殊处理的费用。

通过本次会议, 笔者学到了很多, 也深刻体会到, 随着新的设计理念和施工方法的推出, 造价管理工作将面临新的挑战。

(练红 报道)

“高速公路下伏采空区地基稳定性评价研究” 通过由省交通运输厅组织的科技项目验收

“高速公路下伏采空区地基稳定性评价研究”为广东省交通运输厅 2010 年科技计划项目, 项目编号 2010 - 02 - 003, 主要承担单位为广东省公路勘察规划设计院股份有限公司, 合作单位为广东交通职业技术学院, 项目研究的起止时间为 2010 年 3 月至 2012 年 6 月。省交通运输厅于 2012 年 8 月 22 日在广州市组织召开了本项目的验收会议, 参加会议的有省交通运输厅有关领导、验收组专家、项目完成单位代表等。

“高速公路下伏采空区地基稳定性评价研究”项目取得了以下研究成果:

1、提出了高速公路下伏采空区勘察方法。即通过地质测绘大概确定采空区部位及范围, 然后针对性地选用两到三种物探方法进行探测。根据调查和物探资料的综合分析结果, 布设钻孔进行验证和控制, 最后综合分析勘察资料, 确定采空区范围、形状和岩土的物理力学参数, 建立采空区三维地质模型。

2、提出采空区地基稳定性评价方法, 即采用以工程力学法定量分析为主, 工程类比法定性分析为辅的方法。

3、首次总结得出了顶板厚度与土柱高度、煤柱宽度与安全系数关系, 绘制了单一洞室“顶板

岩层厚度与土柱高度关系曲线图”和复合洞室“煤柱宽度与安全系数关系曲线”, 可以较快地对地基稳定性做出判断。



4、对采空区地基稳定性进行了分析, 对项目下伏采空区地基稳定性进行了分区, 提出了采空区处理措施。

经项目评审会议讨论, 验收组专家们一致同意本项目通过验收, 并认为: “本课题研究既有一定的实用价值, 又为相关规范的制定提供参考依据, 其成果的应用将产生较好的社会效益和经济效益。本课题成果对今后高速公路下伏采空区的勘察、评价及处治有指导意义, 建议结合工程实践进行深入研究。”

(胡浩 报道)

第九届鲁粤辽湘路桥技术论坛报道

2012年8月21日至22日,第九届鲁粤辽湘路桥技术论坛在山东省青岛市举行。山东省交通运输厅副厅长范正金、处长王其峰,山东省公路局副局长张西斌,山东省公路学会秘书长张国森,广东省公路学会秘书长谭羨群,湖南省公路学会秘书长吕丹,辽宁省公路学会理事长孙秋玉等领导出席了论坛开幕式。

本届论坛以“路桥(隧)低碳养护新材料、新工艺、新设备”为主题,进行交流。论坛上,举办方邀请了多位专家进行专题讲座以供参加人员学习、探讨,如:

(1)交通运输部公路科学研究所总工程师黄颂昌作了题为“低碳公路建养技术”的专题讲座,他重点阐述了“低碳”的相关概念,对“低碳公路的评价体系”和“碳排放量计算体系”作了详细的介绍,提出公路养护应注重预防性养护以提高公路的使用寿命;

(2)山东省高速路桥养护有限公司副总经理李振海作“沥青混凝土路面再生技术与

应用”专题讲座;

(3)广东冠生土木工程有限责任公司总工程师谢学钦作“新型绿色混凝土技术及其在工程中的应用”专题讲座;

(4)辽宁交通科学研究院高级工程师南雪峰作“辽宁省高速公路养护技术的研究与应用”专题讲座;

(5)长沙理工大学李传习院长作“低扣塔架设钢管混凝土拱桥的合理施工程序与方法”专题讲座。

本届论坛就低碳养护等内容,对路桥建设者在设计阶段、建设阶段及公路养护阶段的工作,提出了新的要求:要求设计过程中应有前瞻性、科学性、面向低碳提高公路的寿命;要求建设阶段应对施工技术革新、质量控制及低碳技术的应用和碳排放进行有效开展和评估;要求养护阶段应采取有针对性的预防性养护措施,等。

(邝清娴 报道)

2012年高寒地区公路隧道建设技术专题研讨会报道

为了总结交流我国高寒地区公路隧道建设技术领域近年创新、发展的成果和经验,推动我国公路隧道建设技术进步,中国公路学会隧道工程分会于2012年8月24日至25日,在青海省西宁市召开了“2012年高寒地区公路隧道建设技术专题研讨会”。会议邀请了高等专科院校、科研单位、建设单位、设计单位、施工单位等从事公路隧道研究、设计、施工的工作者参加,与会人员计200多人。

本次专题研讨会主要围绕高寒地区公路隧道建设技术的交流与探讨展开,十多位相关专

业的专家、学者在研讨会上作了专题报告。国际岩石力学学会原主席樱井春辅先生也应大会主办方邀请出席会议,并作了关于隧道结构安全率及在高寒地区修建隧道的专题报告。会后,大会主办方组织参加人员现场参观了青海省省道西久公路上的拉脊山隧道工程。

通过参加本次专题研讨会,笔者对近年来公路隧道创新、发展的成果和经验有了更深入一步的认识,受益匪浅。

(梁淦波 报道)