

# 山区崩积体条件下互通式立交设置分析

田引安

(中铁第一勘察设计院集团有限公司,陕西 西安 710043)

**摘要:**该文结合重庆石柱至黔江高速公路的复杂节点工程——石会互通式立交在实施过程中出现的主要匝道边坡失稳等病害情况,探讨在山区崩积体条件下立交方案选型的思路和方法。该互通所处位置地形、地质条件复杂,暴雨等极端天气较多,立交方案研究时充分结合客观条件及病害成因进行稳定性计算,尽量利用现状地形,绕避突出不良地质范围,灵活展线,立交线形指标需结合桥梁、路基防护等工程实际进行控制。综合考虑功能、安全、经济和适用等指标,确定最终设计方案。

**关键词:**山区崩积体;互通式立交;滑坡;稳定性分析;安全性

**中图分类号:**U412

**文献标志码:**A

## 0 引言

中国川渝地区因其独特的地质构造,在工程建设中经常面临复杂的地形地质条件,特别是在渝东北、渝东南片区,崩积体成为较平缓地带典型的不良地质,而在此类区域广泛分布有山区村舍、场镇,考虑到对拉动地方经济、带动沿线乡村振兴的显著作用,高速公路经过时一般需设互通式立交,以便与地方实现沟通<sup>[1]</sup>。受地形困难、地质复杂多变及极端天气等因素影响,即使该类互通式立交在前期设计时无论从选址、选型及几何指标等方面均做了综合考虑<sup>[2-5]</sup>,也难免在建设时出现边坡失稳、开裂等现象,这就需加强施工过程中的动态设计<sup>[6-7]</sup>,密切结合现场实施时的实际情况,将互通几何设计与路基及防护工程、桥涵工程及隧道工程紧密配合,得到安全环保、经济合理的最终方案<sup>[8-11]</sup>。

## 1 立交概况

石会互通式立交是重庆石柱至黔江高速公路最复杂的节点之一。该互通式立交位于黔江区石会镇以西约1.3 km处,主要服务于石会镇及周边地区,被

交路X794现状为四级公路,路面宽度6 m。互通式立交形式采用B形单喇叭,主线下穿,新建约2.7 km的连接线。该立交的主交通流向是石会与黔江方向,次交通流向是石会与石柱方向,远景交通量分别为1 300 pcu/d和298 pcu/d,石会互通立交原方案见图1。

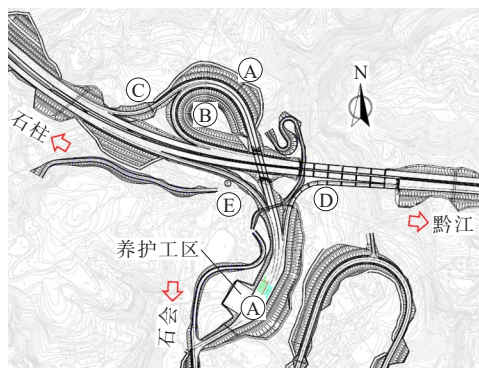


图1 石会互通原方案平面示意图

原方案主线挖方岩质边坡坡率1:0.75,10 m分级,2 m平台,锚杆框架护坡,20 m以下稳定边坡挂双网喷有机基材护坡;土质崩积体边坡坡率1:1.5,8 m分级,4 m平台,坡脚脚墙加固,拱形骨架护坡;匝道及连接线崩积体坡率1:1.25,8 m分级,2 m平台,坡脚脚墙加固,拱形骨架护坡。填方边坡高度≤8 m时,边坡坡率采用1:1.5;8 m<填方边坡高度≤

收稿日期:2022-08-05

基金项目:陕西省高校第二批“青年杰出人才支持计划”资助项目、陕西交院科研项目(编号:YJ18008)

作者简介:田引安,男,大学本科,高级工程师.E-mail:88404303@qq.com

20 m 时,其上部 8.0 m 高度范围内边坡坡度采用 1:1.5,在 8 m 高变坡处设 2 m 宽平台,平台设 4% 向外横坡,8 m 以下部分边坡坡度采用 1:1.75;填方边坡高度 > 20 m,8 m 高变坡处设 2 m 宽平台,平台设向外 4% 横坡,8 m 以下采用 1:1.75 坡率,坡高 12 m,12 m 处设置 2~10 m 宽反压护道、外倾 4% 的边坡平台;20 m 以下按 1:2 坡率、最大坡高 10 m 控制,高度大于 8 m 边坡采用拱形骨架护坡,根据地形需要设置支挡措施。

## 2 区域地形、地质条件

工程区分布地层主要为第四系全新统人工填土层、崩坡积层及龙马溪组页岩等。马溪组页岩中部普遍含铁质重晶石结核,上部局部夹粉砂岩,顶部常为含泥质石英粉砂岩。第四系崩坡积体( $Q_4^{col+dl}$ )主要分布于干溪沟东西两侧的山体一带,分布的面积较大。崩坡积层上部一般为松散的碎、块石土夹粉质黏土为主,呈灰黄色、灰色,碎、块石主要由粉砂岩、泥质粉砂岩,页岩等组成,中下部主要由崩塌形成的碎裂的岩块体组成。从地面调查及钻孔岩芯分析,这些碎裂的岩块体多呈较破碎-破碎状,大部分保留了原岩的层状构造,但岩石中层倾角变化较大,岩芯中的岩层面倾角在  $0\sim 60^\circ$  之间都有出现,与沟底处大面积出露的、稳定的区域岩层倾角  $3^\circ\sim 5^\circ$  之间存在很大差别。

工程区地下水主要以碎石层及粉质黏土夹块碎石内部的上层滞水为主,无基岩风化带裂隙地下水,无统一的地下水位。桥位区沟谷地带地下水较丰富,斜坡地带地下水贫乏。

## 3 过程控制及变更成因分析

### 3.1 实施过程控制方案

按原方案进行前期实施时,发现 A 匝道 AK0+260~AK0+350 填方路基段及连接线 LK1+400~LK1+500、LK1+750~LK1+900 挖方段发生开裂变形。

A 匝道变形区域,原始为缓坡,局部存在水田,县道 X794 下部在进行 A 匝道场坪施工,A 匝道 AK0+000~AK0+350 段区域已经进行部分回填,大致已

形成两个平台,其中北侧平台标高约 568 m,南侧平台标高约 563 m,回填高度 3~8 m。变形最高点位于 A 匝道填方区域,高程约 569.00 m,裂缝低点位于下部水田,相对高差 19 m;A 匝道填方下部相距 15~50 m,为连接线挖方段,已按照便道形式开挖 3~12 m 深,开挖边坡无固定坡率,坡面较陡且多处滑塌伴有出水点。连接线 LK1+400~LK1+500 段变形区,设计为挖方通过,最大边坡高度约 11 m,边坡坡率 1:1.25,8 m 分级;已开挖到设计高程,开挖边坡坡脚有灰色软弱黏土夹层,变形范围扩展到左侧挖方边坡坡顶外约 50 m。互通匝道变形区施工现场情况见图 2。

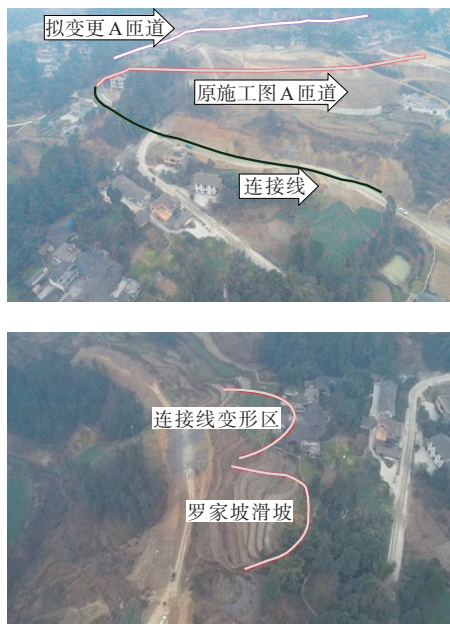


图 2 互通匝道变形区施工现场

### 3.2 成因分析

A 匝道变形开裂区位于 AK0+260~AK0+350 段填方路基范围,滑坡整体形态呈“簸箕”状,变形区前缘高程约 550 m,变形区后缘高程约 569 m,相对高差约 19 m,平均坡度为  $13^\circ$ ,变形区横宽约 100 m,纵长约 110 m,面积约  $1.1\times 10^4\text{ m}^2$ ,潜在滑体平均厚度 8 m,潜在滑坡体积约  $8.8\times 10^4\text{ m}^3$ ,主滑方向约 SE99°,为中型土质滑坡。A 匝道滑坡处于基本稳定状态,属于滑坡蠕变阶段。互通变形区不良地质分布见图 3。

分析 A 匝道变形主要与以下几个因素有关:

(1) 崩坡积体内部分布有 1~2 层黏土含量较高的粉质黏土层,该层为相对隔水层,受水浸泡后强度极低,为滑坡滑动形成了物质基础。

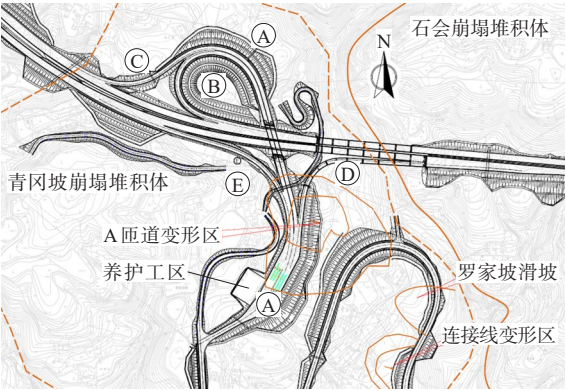


图3 互通变形区不良地质示意图

(2) A匝道填方及A匝道下方侧连接线的开挖,为滑动趋势的形成提供了动力基础。

(3) 崩坡积体内部汇集了分布不均的上层滞水,使其中黏粒含量较高的粉质黏土层抗剪强度急剧降

低,并在A匝道填方及下方侧连接线开挖的共同作用下,形成了滑动之势。

根据现场开挖坡面及补充地勘揭示,互通区堆积体的内部成分分布极度不均匀,物理力学性质差异较大,性质不均,区域性存在多层软弱黏土夹层,富水严重,土体松散。区域崩塌堆积体整体处于稳定状态,表层堆积体内部及沟谷边缘可能出现失稳滑塌,为了保证道路及周围居民安全,需要对互通变形区域进行综合处置和变更设计。

4 滑坡稳定性评价

根据勘察及试验分析,区域内岩土物理力学性质设计参数建议值如表1所示。

表1 地勘岩土物理力学性质设计参数建议值

岩(土)层	天然重度/ (kN·m <sup>-3</sup> )	抗压强度标准值 R <sub>c</sub> /MPa		天然(饱和)抗剪		天然抗 拉强度	承载力基 本容许值	基底摩 擦系数	水平抗力系 数比例系数/ (MN·m <sup>-4</sup> )	岩体水平 抗力系数
		天然	饱和	c/MPa	φ/(°)	μ/MPa	f <sub>sd</sub> /MPa	f		
人工填土	20.0*(20.5*)				综合35*(32*)					
碎石层	20.0*(20.5*)			12*(8*)	30*(28*)		0.35*	0.45*	80	
碎石层(黏土含量较多段落)	20.2(20.5*)			(16)	(9.0)		0.1*		8	
粉质黏土夹碎石①	22.3(22.5*)			27.5(19.0)	15.6(13.0)		0.14*	0.25*	20	
粉质黏土夹碎石②	22.1(22.5*)			49.3(24.7)	22.57(18.13)		0.24*	0.40*	50	
角砾层	21.6(22.0*)			33.9(19.2)	22.20(17.60)		0.20*	0.35*	40	
强风化岩	26.0						0.30*	0.40*		
中风化岩	26.5	13.7	8.8	0.79	30.73	0.17	0.80	0.50*		140

注:带“\*”为经验值;括号内为饱和值。

(1) 反算参数,根据施工现场调查情况,计算滑面为A-A剖面3组主要裂缝到下部便道开挖边坡软弱层滑面和连接线LK1+400~LK1+500挖方边坡变形上部裂缝至开挖坡脚软弱滑面,A-A剖面参数如表2所示。

计算工况:自重+暴雨。变形区内软弱滑面参数取值通过现场边坡稳定性状态反算结果:天然重度20.0 kN/m<sup>3</sup>(经验值),饱和重度20.50 kN/m<sup>3</sup>(经验值),稳定系数取0.99~1.02,反算出软弱滑面内聚力为10 kPa,综合内摩擦角取6°。

(2) A-A剖面,现状沿深层软弱滑面(角砾层顶面)分界面的整体稳定性计算。

表2 A-A剖面参数

岩(土)层	重度/(kN·m <sup>-3</sup> )	c/kPa	φ/(°)
风化层	24.3	10.0	25.0
页岩	26.0	788.0	30.0
路基填料	20.5	0.0	30.0
碎石土	21.0	16.0	9.0
粉质黏土夹碎石①	20.5	19.0	13.0
角砾	21.6	19.2	17.6
粉黏土夹碎石②	22.1	24.7	18.3

计算工况:自重+暴雨。其余各层参数取值采用表1推荐值,钻孔揭示软弱段采用反算参数。根据计算,现状崩坡积体整体处于稳定状态,评价结论



见表 3。

表 3 A-A 剖面稳定性评价

计算剖面	稳定系数	安全系数	剩余下滑力/ ( $\text{kN} \cdot \text{m}^{-1}$ )	稳定性状态
剖面 A-A	1.211	1.20	-105	稳定

(3) A 匝道填到设计高程(工后), A-A 剖面浅层软弱滑面和深层软弱滑面(角砾层顶面)计算。计算工况:自重+暴雨+道路荷载。软弱段计算参数根据反算值,加固区域(填方路肩至坡脚 5 m)参数为反算值摩擦角的两倍取  $12.5^\circ$ ,评价结论见表 4。

表 4 A-A 剖面工后稳定性评价

计算剖面	稳定系数	安全系数	剩余下滑力/ ( $\text{kN} \cdot \text{m}^{-1}$ )	稳定性状态
剖面 A-A 浅	0.91	1.20		不稳定
剖面 A-A 深	1.07	1.20	1 459	欠稳定
剖面 A-A 加固	1.21	1.20	-48	稳定

根据以上计算结果,浅层软弱层滑面不稳定,深层软弱层滑面欠稳定。

(4) B-B 剖面稳定性检算。B-B 剖面参数见表 5。

表 5 B-B 剖面参数

岩(土)层	重度/( $\text{kN} \cdot \text{m}^{-3}$ )	$c/\text{kPa}$	$\varphi/(^\circ)$
风化层	24.3	10.0	25.0
页岩	26.0	788.0	30.0
路基填料	20.5	0.0	30.0
碎石土	21.0	16.0	9.0
黏性土夹碎石	20.5	10.0	9.0
粉质黏土夹碎石①	20.5	19.0	13.0
角砾	21.6	19.2	17.6
粉黏土夹碎石②	22.1	24.7	18.3

计算工况:自重+暴雨。现状浅层反算参数与 A-A 剖面 and 连接线挖方段吻合,软弱滑面内聚力取  $10 \text{ kPa}$ ,综合内摩擦角取  $6^\circ$ 。深层软弱面检算根据钻孔软弱滑面内聚力取  $10 \text{ kPa}$ ,综合内摩擦角取  $6^\circ$ ,其余取土层参数,计算结果与 A-A 剖面一致,稳定性评价结论见表 6。

表 6 B-B 剖面工后稳定性评价

计算剖面	稳定系数	安全系数	稳定性状态
剖面 B-B 现状	1.15	1.20	欠稳定
剖面 B-B 填后	0.98	1.20	不稳定

## 5 A 匝道变形区方案研究及比选

### 5.1 方案研究

根据现场开挖揭示地质情况及补充专项地质勘察成果,结合立交已实施工程情况,对立交 A 匝道变形区分别提出原位加固处理、原位路改桥和调整 A 匝道线位 3 个方案进行综合比较分析研究<sup>[12-15]</sup>,具体方案分述如下:

#### (1) 方案 1(A 匝道原位加固处理方案)

该方案总体思路是保持原设计方案平面、纵断面及收费站位置不变,对存在变形、滑移及欠稳定高填方段进行原地加固处理。由于该区域崩坡积体厚约  $35 \text{ m}$ ,且内部分布有 2~3 层工程性质较差的粉质黏土层,加上 A 匝道以高填方形式通过,地基加固难度大。经综合比较,并通过计算分析,提出对填方基底及坡脚外  $5 \text{ m}$  范围内崩坡积体采取注浆加固处理的方案。A 匝道原位路基加固方案平面如图 4 所示。

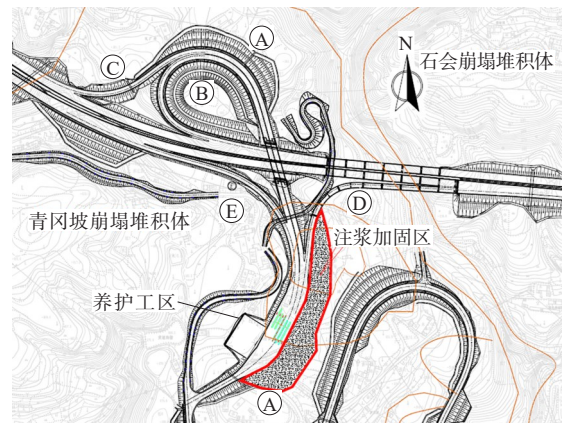


图 4 A 匝道原位路基加固方案平面示意图(方案 1)

#### (2) 方案 2(A 匝道原位路改桥方案)

为尽可能减少对变形区的扰动,对 A 匝道变形区采取“前移收费站+清除变形区路基填方并以桥梁形式通过”的方案,将原方案收费站位置向连接线大里程方向移动约  $250 \text{ m}$  至低填区域,在原高填方位置缩减横断面宽度,并设置 8 孔  $30 \text{ m}$  桥梁通过。A 匝道原位路改桥方案平面如图 5 所示。

#### (3) 方案 3(调整 A 匝道线位方案)

相对于原方案,A 匝道线位向西侧偏移  $100 \text{ m}$  左右,将 A 匝道变形区路基及收费站广场调整至变形

区上方相对稳定地层上,以低填浅挖方式通过。同时,保持B、C匝道平纵面线形不变,调整D、E匝道与A匝道顺接,互通范围内各项技术标准与原设计方案相同。调整A匝道线位方案平面如图6所示。

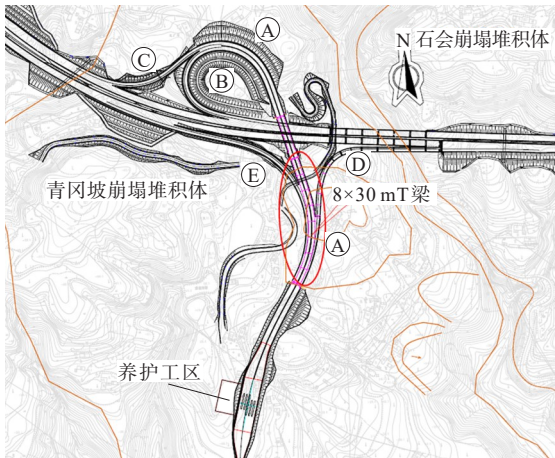


图5 A匝道原位路改桥方案平面示意图(方案2)

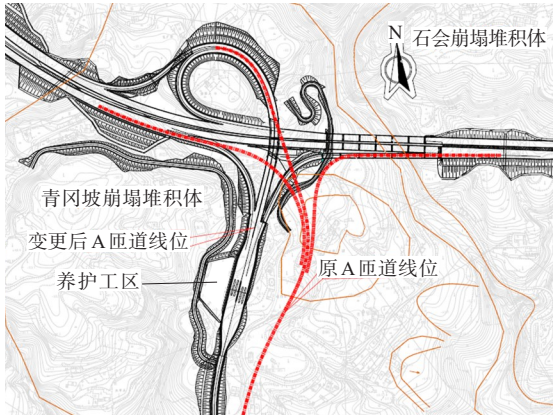


图6 调整A匝道线位方案平面示意图(方案3)

5.2 方案比选

各方案优缺点比较分析具体见表7。

经从安全、经济、已实施工程利用、征地拆迁、施工难易程度等方面综合比较分析后,将方案3(调整A匝道线位方案)作为推荐方案。

表7 A匝道变形区方案比选

方案	优点	缺点	推荐意见
方案1(A匝道原位加固处理方案)	无废弃工程,已完工工程和占地可以完全利用	① 变形地基处理难度大;② 注浆加固质量不易保证;② 工程造价高	
方案2(A匝道原位路改桥方案)	征地拆迁较少,地基处理面积小	① 桥梁增加较多,且在变形区以桥梁形式通过,安全风险大;② 工程造价较高	
方案3(调整A匝道线位方案)	① A匝道及收费站改移至地质地层较好位置,且降低了A匝道纵断面高度,避免了高填深挖;② 对崩塌积体扰动小;③ 施工简单,安全风险可控;④ 造价低	① 既有工程浪费较多;② 征地拆迁增加较多	推荐

6 排水疏导方案

鉴于附近挖方土质边坡开挖后有上层滞水影响,为保证边坡稳定性,变更设计对此段边坡增设仰斜式排水管加强排水设计,并加强坡脚挡墙设置,稳固坡脚。

在互通区开挖后有水的坡面设置仰斜式排水管,排除崩坡积体层内上层滞水,排水孔钻孔直径为110 mm,排水管直径为100 mm,采用带孔PVC塑料管,长度按20 m计。互通内主线及匝道崩坡积体挖方段路床开挖后如果有渗水,则在路床范围增设纵、横向排水盲沟,加强排水疏干路床,增强基底强度。纵向盲沟设置于一侧边沟底部,横向盲沟根据渗水量10~15 m间距设置,纵、横向盲沟以一定的排水坡

度连通,并设引沟尽快排离路基本体。

7 结语

该文通过对石柱至黔江高速石会互通式立交方案系统性研究和论证,可为同类条件下互通式立交、服务区乃至主线方案设计提供借鉴和参考。目前,该互通式立交已顺利实施完成,全线实现通车。

参考文献:

[1] 冯平.渝西枢纽互通式立交设计探讨[J].铁道标准设计, 2015,59(4):38-41.  
[2] 吴雅峰,许春虎,陈昊.考虑位移的加固护岸板桩桩侧土压力计算方法研究[J].重庆交通大学学报(自然科学版), 2018,37(4):53-58,86.  
[3] 刘兆惠,虞春滨,王超,等.雾天环境对高速公路车辆跟

DOI:10.14048/j.issn.1671-2579.2023.06.054

# 复杂环境下互通综合体研究

彭勇,杨伟,张涛

(四川省交通勘察设计研究院有限公司,四川 成都 610017)

**摘要:**山区地形地质环境复杂,互通服务区等设施对场地要求较高,在复杂地形地质条件下方案拟定非常困难。该文以峨汉高速金河口互通综合体为例,从桥隧分布和地形条件两方面分析综合体选址的合理性,结合主线线位研究,通过减短隧道、增长明线为综合体布设争取条件,根据地形、交通组织和实施难度研究综合体方案比选,确定推荐方案。从车辆行驶、驾驶识别和功能服务完善匝道布局等方面,促进互通服务区综合体适应山区高速复杂的地形地质环境、高桥隧比特点,满足衔接地方、服务交通的功能需求。

**关键词:**高速互通;复杂环境;综合体;选型评价

**中图分类号:**U412

**文献标志码:**A

## 0 引言

随着中国经济的发展,高速公路建设逐渐向山区纵深推进,受地形、地质条件等制约,山区高速公路建设难度越来越大,工程投资越来越高<sup>[1]</sup>。互通作为高速公路上的主要控制点,有时还需与服务区等合并设置<sup>[2-3]</sup>,在场地受限时如何巧妙布局、控制投资、实现服务功能最大化,已成为目前山区高速公路设计中的难点问题。本文通过对峨汉高速金河口互

通综合体深入分析,从主线选择、服务功能和施工难度等方面考虑,综合选出最佳方案。

## 1 工程概况

峨汉高速公路起于峨眉山市国家高速公路网成渝地区环线乐山至雅安段的峨眉连接线,途经峨边县、金口河区、甘洛县,止于汉源县京昆国家高速公路雅安至西昌段。它直接连接大小凉山,是小凉山地区群众翘首以盼的便捷大通道,是一条民族团结

- 驰安全的影响[J].重庆交通大学学报(自然科学版),2019,38(9):88-94.
- [4] 梁海文.特定复杂条件下枢纽互通式立交方案研究[J].中外公路,2018,38(4):333-336.
- [5] 李锐.变异形互通式立交布设控制因素分析[J].西安科技大学学报,2017,37(3):431-437.
- [6] 江晓霞,袁宏伟.高速公路互通立交安全性设计研究[J].公路,2006,51(4):167-171.
- [7] 麻丁一,艾长发.复杂山区高速公路选线的思路和体会[J].中外公路,2008,28(4):1-4.
- [8] 谭卫平.单喇叭形互通立交设计几个技术细节探讨[J].中外公路,2022,42(2):256-258.
- [9] 王永清.互通式立交通行能力的研究[J].公路工程,2008,33(5):165-167,180.
- [10] 崔志伟,孙家骊,高辰生.互通式立交减速车道及分流点的探讨[J].重庆交通大学学报(自然科学版),2007,26(S1):82-85.
- [11] 胡甜,孙天垠,易学斌.京雄高速公路酒庄复合式枢纽互通方案研究[J].中外公路,2022,42(2):252-255.
- [12] 赵胜林,许刚,袁晓寅.山区高速公路路线设计基本思路及选线方法的研究[J].公路交通科技(应用技术版),2011,7(1):38-43.
- [13] 王浩,孟祥海,关志强.山区高速公路几何线形与事故率关系研究[J].公路工程,2011,36(4):89-92,135.
- [14] 中国公路工程咨询集团有限公司.公路立体交叉设计细则:JTG/T D21—2014[S].北京:人民交通出版社,2014.
- [15] 杨少伟.道路勘测设计[M].2版.北京:人民交通出版社,2007.

收稿日期:2023-11-23(修改稿)

作者简介:彭勇,男,大学本科,正高级工程师.E-mail:25031282@qq.com