

文章编号: 1671-1637(2011)02-0090-07

高速公路出入口区域行车风险评价及车速控制

阎莹¹, 盛彦婷², 袁华智³, 刘浩学¹

(1 长安大学 汽车运输安全保障技术交通行业重点实验室, 陕西 西安 710064; 2 中国民航机场建设集团公司西北分公司, 陕西 西安 710075; 3 长安大学 杂志社, 陕西 西安 710064)

摘要: 分析了高速公路出入口区域交通流特性及事故原因, 以车辆临界减速度和不安全度为基础, 将危险程度由二维矢量转化为一维标量, 提出了以制动减速度和不安安全密度指数作为出入口区域行车风险评价指标, 建立了行车风险评价模型。根据安全风险管理规定与人机工程学原理, 确定了风险等级和评价标准; 基于大量试验数据, 提出了高速公路出入口区域主线行车控制标准建议值。分析结果表明: 不限速时, 整个出口区域行车风险处于中等; 限速为 $65 \text{ km} \cdot \text{h}^{-1}$ 时, 出口区域行车风险均降至低等, 出口区域平均风险值最小, 不安安全密度指数峰值从 0.112 减小到 0.064, 下降了 42.86%; 限速分别为 55 、 $50 \text{ km} \cdot \text{h}^{-1}$ 时, 出口区域行车风险反而增至高等, 不安安全密度指数峰值分别为 0.125 和 0.121。可见, 限速 $65 \text{ km} \cdot \text{h}^{-1}$ 的措施最有效。

关键词: 交通安全; 出入口区域; 行车风险; 制动减速度; 不安安全密度指数; 限速; 交通仿真

中图分类号: U491.255

文献标志码: A

Driving risk evaluation and speed control in passageway areas of freeway

YAN Ying¹, SHENG Yan-ting², YUAN Hua-zhi³, LIU Hao-xue¹

(1. Key Laboratory of Automobile Transportation Safety Technology of Ministry of Transport, Chang'an University, Xi'an 710064, Shaanxi, China; 2. Northwest Branch of China Airport Construction Group Corporation of CAAC, Xi'an 710075, Shaanxi, China; 3. Magazines Company, Chang'an University, Xi'an 710064, Shaanxi, China)

Abstract: The traffic flow characteristics and accident reasons in the passageway areas of freeway were analyzed. Based on vehicle critical deceleration and unsafe degree, risk level was changed from two dimensional vector to one dimensional scalar. Braking decelerations and unsafe density indexes were put forward as the driving risk evaluation indexes of passageway areas, and a driving risk evaluation model was established. According to safety risk management regulations and human-mechanism engineering theory, risk grades and evaluation standards were determined. On the basis of many experiment data, the suggested values of main line driving control standards in passageway areas of freeway were proposed. Analysis result shows that when speed is not limited, the driving risk of outlet area is middle. When speed is limited at $65 \text{ km} \cdot \text{h}^{-1}$, the driving risk of outlet area is low, and the average risk value is smallest. The peak value of unsafe density index reduces from 0.112 to 0.064, and decreases about 42.86%. When speeds are limited at 55 , $50 \text{ km} \cdot \text{h}^{-1}$, the risk of outlet area is high, and the peak values of unsafe density indexes rise to 0.125 and 0.121 respectively. Obviously, the limit measure of $65 \text{ km} \cdot \text{h}^{-1}$ is most effective. 5 tabs, 2 figs, 15 refs.

Key words: traffic safety; passageway areas; driving risk; braking deceleration; unsafe density

收稿日期: 2010-11-23

基金项目: 国家自然科学基金项目(50778023); 中央高校基本科研业务费专项资金项目(CHD2009JC122)

作者简介: 阎莹(1981-), 女, 陕西西安人, 长安大学讲师, 工学博士, 从事道路交通安全研究。

index; speed limit; traffic simulation

Author resume: YAN Ying (1981-), female, lecturer, PhD, +86-29-82334729, yanying2199@sohu.com.

0 引言

高速公路出入口区域是交通流合流、分流的特殊路段,车辆的加减速、变换车道等复杂的交通行为容易造成驾驶人判断操作失误,引起交通混乱,发生事故的可能性大大增加。一般情况下,高速公路出入口区域公里事故率是其他路段的4~6倍,属于事故多发路段,交通安全问题非常突出,交通工作者也一直致力于此方面的研究工作^[1-2]。在通行能力方面,Blumenfeld等从研究延误时间入手,运用理论模型来描述车流和可插入间隙特征,提出加速车道的延误理论^[3];江晓霞等指出在设计过程中应更多地从以人为本的角度出发,尽量规避不良线形因素,才能提高出入口区域通行能力^[4]。在立交变速车道方面,从20世纪70年代开始,美国相关部门研究发现高速公路出入口变速车道长度对安全问题有很大程度的影响^[5-6];Alexander对出入口互通式立交的几何设计与交通流特性进行研究,提出微观模拟模型和计算机程序^[7]。在安全评价与管理方面,Laval等采用汇入车辆延误作为安全评价指标建立出入口区域安全评价模型^[8];Hassan等研究了出入口线形组合对驾驶人和安全的影响^[9];熊烈强等对出入口交通流参数进行了微分分析^[10]。此外,交通控制方法在出入口安全领域也得到了应用,但在替代路径不多或容量有限的情况下,控制效果不明显对交通系统管理产生负面影响^[11-12];由于缺乏足够、可靠的事故数据,出入口区域的安全评价技术并不能预知潜在的危險,更不能用于实时的交通安全管理^[13]。

综上所述,目前国内外对于高速公路出入口区域的研究主要集中在通行能力、服务水平、变速车道长度以及安全评价指标等问题上,从交通流(多车)运营特征出发进行该区域交通安全性的研究较少,因此,针对高速公路出入口区域车辆行驶特征进行行车风险的微观分析是十分必要的。

出入口区域的影响因素极多,实地观测交通流数据可行性较小。基于以上考虑,本文在分析对行车风险影响较大的因素或因素组合的基础上,通过一定的代换方法,将危险程度由二维矢量转化为一维标量,提出行车风险评价的量化指标和量化模型,确定相应的行车风险分级;采用交通仿真技术模拟

高速公路出入口的微观交通流,计算不同道路交通条件组合下的行车风险,以期为行车风险的动态交通控制管理提供依据。

1 行车风险的提出

行车风险是指在特定的道路交通条件下,某段时间,某个路段上,车辆行驶发生事故的可能概率与可能严重程度。发生事故的可能性越大,事故可能的严重程度越高,则车辆在该段时间该路段上行驶的行车风险越大,反之行车风险越小。该风险因子能反映事故前遇到行车风险时驾驶人、车辆、交通环境的当前状态会导致事故发生的可能性,从而量化高速公路出入口这一特殊路段不同道路交通条件下行车风险。

2 行车风险评价指标与风险等级

通过对高速公路出入口事故形态及事故原因的分析发现,出入口区域行车风险主要是由于车辆突然变换车道或加减速所引起。国内外许多学者对微观交通安全进行了研究,分析道路几何设计、车辆运行特征、驾驶人的心理和生理反应、环境因素与交通安全的关系,考虑各种原因引起的车辆纵向行车危险性,相关的分析模型有:距离冲突发生的时间、安全系数、可接受风险系数、等效最小安全距离等模型。

以上评价指标都是基于车辆纵向行车安全性或是变换车道安全性,从理论上说,具有一定的理论依据。然而,上述指标均只考虑了事故发生的可能性,未考虑事故的严重程度,因此,并不能全面评价特定道路交通条件下的行车安全程度。基于以上考虑,本文提出用于出入口区域行车安全性微观评价的评价指标——制动减速度风险与不安全密度指数。

2.1 制动减速度

本文建模理论假设为:第 n 辆车(前车)在 t 时刻遇紧急情况制动停车,第 $n+1$ 辆车(后车)在 $t+\tau$ 时刻产生反应,为避免与前车发生追尾碰撞也必须制动停车,最后两车都停下时需要保持一定的安全间距。前车制动距离 $X_{n,t+\Delta t}$ 要大于等于后车制动距离 $X_{n+1,t+\tau}$ 加上停车时刻前后车安全间距 L (一般取3 m),即

$$X_{n,t+\Delta t} - L \geq X_{n+1,t+\tau} \quad (1)$$

$$V_{n+1}^2/2a_{n+1} - V_{n+1,t}(\tau + \theta) - V_{n,t}/2a_n + S_t - L \geq 0 \quad (2)$$

式中: Δt 与 T 分别为前车与后车的刹车时间(s); V_n 与 V_{n+1} 分别为前车与后车的速度($\text{m} \cdot \text{s}^{-1}$); $V_{n,t}$ 与 $V_{n+1,t}$ 分别为 t 时刻前车与后车的速度($\text{m} \cdot \text{s}^{-1}$); a_n 为前车的减速度($\text{m} \cdot \text{s}^{-2}$), 紧急制动情况下, 客车取 $7.4 \text{ m} \cdot \text{s}^{-2}$, 货车取 $5.5 \text{ m} \cdot \text{s}^{-2}$; a_{n+1} 为后车为确保安全跟车行驶所需要的最小制动减速度($\text{m} \cdot \text{s}^{-2}$), 称为安全制动减速度, a_{n+1} 越大, 驾驶人的操作越困难, 心理生理反应越强烈, 行车的危险性也就越大; S_t 为 t 时刻前后车瞬时间距(m); τ 为驾驶人的正常反应时间(s), 一般取 1 s; θ 为不灵敏的驾驶人反应滞后的时间(s)。

将 $\tau + \theta$ 作为跟车驾驶人的反应时间是偏安全的计算方法, Gipps 通过研究证明, 如果 $\theta = \tau/2$ 以及未低估驾驶人愿意采取的刹车强度的前提下, 以安全速度和间距行驶的车辆将能保持安全的运行状态, 故取 $\theta = \tau/2^{[14-15]}$, 因此, 整理式(1)、(2), 可得

$$a_{n+1} = \frac{V_{n+1}^2}{3\tau V_{n+1} + V_n^2/a_n - 2(S_t - L)} \quad (3)$$

考虑任意长度路段车流的情况下, 同一车道每一组前后车可看作为一组行驶和跟驰车辆, 可根据前车紧急制动减速度算出后车的安全制动减速度, 因此, 每一辆车均可算出一个减速度, 对应得到每辆车的跟驰行车风险, 将所有车辆的跟驰行车风险累加, 便可得到该路段的跟驰行车风险。

2.2 不安全密度指数

国外一些学者基于交通流微观仿真技术提出了不安全指数的概念, 主要基于以下 2 个判断: 前车辆是否制动减速; 当跟驰车辆的反应时间等于标准反应时间, 且前车以最大减速度制动时, 是否会发生碰撞^[2]。所谓标准反应时间, 是指经过标定的驾驶人的平均反应时间^[8]。这一指标假设前行车辆与跟驰车辆发生纵向碰撞, 描述行车危险发生的可能性与严重程度主要考虑了 3 个参数。

(1) 碰撞时刻前车与后车的速度差为 Δv , 用来表示第 1 次碰撞的严重程度(碰撞能量)。

(2) 跟驰车辆在碰撞时的速度为 V_{c2} , 用来表示事故发生第 2 次碰撞的严重程度(第 1 次碰撞后与其他车辆或横向障碍物碰撞的潜在危险)。

(3) 前车的减速度, 用来表示危险状况的存在。

根据车辆动力学原理, 可计算碰撞时刻跟驰车辆的速度 V_{c2} 以及两车速度差 Δv , 假定前后车可能发生 4 种情形的碰撞, 每种情形下不安全指数的计

算如下。在标准反应时间内碰撞, 后车行驶状态不变, 前车制动未停止, 解方程为

$$V_{n+1}t_1 + \frac{1}{2}a_{n+1}t_1^2 = V_{n+1}t_1 + \frac{1}{2}a_{n,\max}t_1^2 + L_1 \quad (4)$$

当 $t_1 < t_0$ 时, 可得

$$U = V_{c2} \Delta v \frac{a_n}{a_{n,\max}} = V_{c2} (V_{c2} - V_{c1}) \frac{a_n}{a_{n,\max}} \quad (5)$$

$$V_{c2} = V_{n+1} + a_{n+1}t_1 \quad (6)$$

$$V_{c1} = V_n + a_{n,\max}t_1 \quad (7)$$

式中: U 为不安全指数($\text{m}^2 \cdot \text{s}^{-2}$); V_{c1} 为碰撞时刻前车的速度($\text{m} \cdot \text{s}^{-1}$); $a_{n,\max}$ 为前车最大制动减速度($\text{m} \cdot \text{s}^{-2}$); L_1 为前车与后车车头间距(m); t_0 为标准反应时间(s); t_1 为实际反应时间(s)。

在标准反应时间内碰撞, 后车行驶状态不变, 前车停止, 解方程为

$$V_{n+1}t_1 + \frac{1}{2}a_{n+1}t_1^2 = L_1 + \frac{V_n^2}{2a_{n,\max}} \quad (8)$$

当 $t_1 < t_0$ 时, 可得

$$U = V_{c2} \Delta v \frac{a_n}{a_{n,\max}} = V_{c2}^2 \frac{a_n}{a_{n,\max}} \quad (9)$$

V_{c2} 按式(6)计算。

在标准反应时间后碰撞, 后车和前车均制动未停止, 解方程为

$$V_{n+1}t_0 + \frac{1}{2}a_{n+1}t_0^2 + (V_{n+1} + a_{n+1}t_0)t_1 + \frac{1}{2}a_{n+1,\max}t_1^2 =$$

$$L_1 + V_{n+1}t_0 + \frac{1}{2}a_{n+1,\max}t_0^2 + (V_n + a_{n,\max}t_0)t_1 +$$

$$\frac{1}{2}a_{n,\max}t_1^2 \quad (10)$$

当 $t_1 > t_0$ 时, U 按式(5)计算, 此时

$$V_{c2} = V_{n+1} + a_{n+1}t_0 + a_{n+1,\max}t_1 \quad (11)$$

$$V_{c1} = V_n + a_{n,\max}t_0 + a_{n,\max}t_1 \quad (12)$$

式中: $a_{n+1,\max}$ 为后车最大制动减速度($\text{m} \cdot \text{s}^{-2}$)。

在标准反应时间后碰撞, 后车制动未停止, 前车停止, 解方程为

$$V_{n+1}t_0 + \frac{1}{2}a_{n+1}t_0^2 + (V_{n+1} + a_{n+1}t_0)t_1 + \frac{1}{2}a_{n+1,\max}t_1^2 =$$

$$L_1 + \frac{V_n^2}{2a_{n,\max}} \quad (13)$$

当 $t_1 > t_0$ 时, U 与 V_{c2} 分别按式(9)与式(11)计算。

不安全指数只是描述了某一时刻特定路段区域内前后车辆之间的行车风险性, 无法描述整个道路交通流的不安全度, 为此, 本文引入不安全密度指数 u_d 。将整个路段分成若干个小路段, 每一小路段某一时刻行车安全水平采用这一时刻不安全密度指数来表征, 不安全密度指数 u_d 越小, 行车危险性越小。

某一时间段各路段不安全密度指数 u_d 可取这一时间段各时刻平均值。根据以上定义, 在微观仿真模型路网中, 每一路段和每一时间段的不安全密度指数 u_d 为

$$u_d = \frac{f \sum_{s=1}^s \sum_{n=1}^N U_{n,s}}{T_d L_d} \tag{14}$$

式中: L_d 为计算 u_d 的路段长度(m); T_d 为计算 u_d 的时间段(s); N 为路段车辆总数; s 为仿真步调数; f 为仿真时间步长(s); $U_{n,s}$ 为仿真步调 s 中车辆 n 的不安全指数($m^2 \cdot s^{-2}$)。

2.3 行车风险分级

行车风险是不可能完全消除的, 如何将风险控制在一个可以接受的范围是风险评价所要解决的问题之一。根据安全风险管理规定、安全系统工程原理和人机工程学原理, 将不同行车风险进行分级, 具体描述见表 1。

表 1 行车风险等级
Tab. 1 Driving risk grades

风险等级	风险描述	风险接受原则	风险控制对策
1	弱风险	完全可以接受	对策 A: 车间距提示
2	低风险	有条件接受	对策 B: 注意车速
3	中风险	不希望出现	对策 C: 限速和限距
4	高风险	完全不能接受	对策 D: 禁止超速和变道

3 仿真试验

考虑到交通量、速度等参数对高速公路出入口区域行车安全的影响较为复杂, 很难用简单的函数描述其影响规律, 因此, 本文进行大量的仿真试验, 直接基于试验数据, 通过定性分析, 提出控制标准建议值。

3.1 试验方案设计

根据对仿真交通流的直接观测和系统信息, 将试验方案中的最小交通量设为 $1\,600\text{ veh} \cdot \text{h}^{-1}$, 最大交通量设为 $3\,600\text{ veh} \cdot \text{h}^{-1}$; 渐变路段长度为 50 m, 减速车道长度为 110 m; 出口区域分流前主线交通量为 $2\,400\text{ veh} \cdot \text{h}^{-1}$, 分流后主线交通量为 $2\,000\text{ veh} \cdot \text{h}^{-1}$, 匝道交通量为 $400\text{ veh} \cdot \text{h}^{-1}$; 入口区域分流前主线单向双车道交通量为 $1\,300\text{ veh} \cdot \text{h}^{-1}$, 匝道交通量为 $300\text{ veh} \cdot \text{h}^{-1}$; 主线设计车速为 $100\text{ km} \cdot \text{h}^{-1}$, 匝道设计车速为 $40\text{ km} \cdot \text{h}^{-1}$; 加速车道长度为 180 m, 渐变断长度为 70 m; 分流前与合流后的主线交通量均设为 $1\,600 \sim 3\,600\text{ veh} \cdot \text{h}^{-1}$, 以 $200\text{ veh} \cdot \text{h}^{-1}$ 为间隔, 共设为 11 种情形; 主线与匝道交通量之比为 5 : 1; 车速设为 $20 \sim 120\text{ km} \cdot \text{h}^{-1}$, 以 $10\text{ km} \cdot \text{h}^{-1}$ 为间隔, 共设为 12 种情形; 设定交通流组成仅为小型车与大型车 2 种车型, 且 2 种车型比例为 7 : 3。

3.2 试验数据

出入口区域主线车速分别设定为 80、100、 $120\text{ km} \cdot \text{h}^{-1}$, 每种情形重复试验 5 次, 以不安全密度指数 u_d 作为评价指标, 计算每种情形下的风险值。出入口区域车速、交通量及不安全密度指数的三维曲面见图 1。当车速为 $100\text{ km} \cdot \text{h}^{-1}$ 时, 出入口区域不安全密度指数 u_d 见表 2。

3.3 主线行车控制标准

本文采用线性插值法, 根据表 1 对行车风险等级的描述, 确定出入口区域对应各相邻风险等级间的临界值。各种交通条件下, 出入口区域主线行车车速和交通量控制标准建议值分别见表 3、4, “—”表示为不论控制值取何值, 均不能将行车风险控制在该危险等级内。

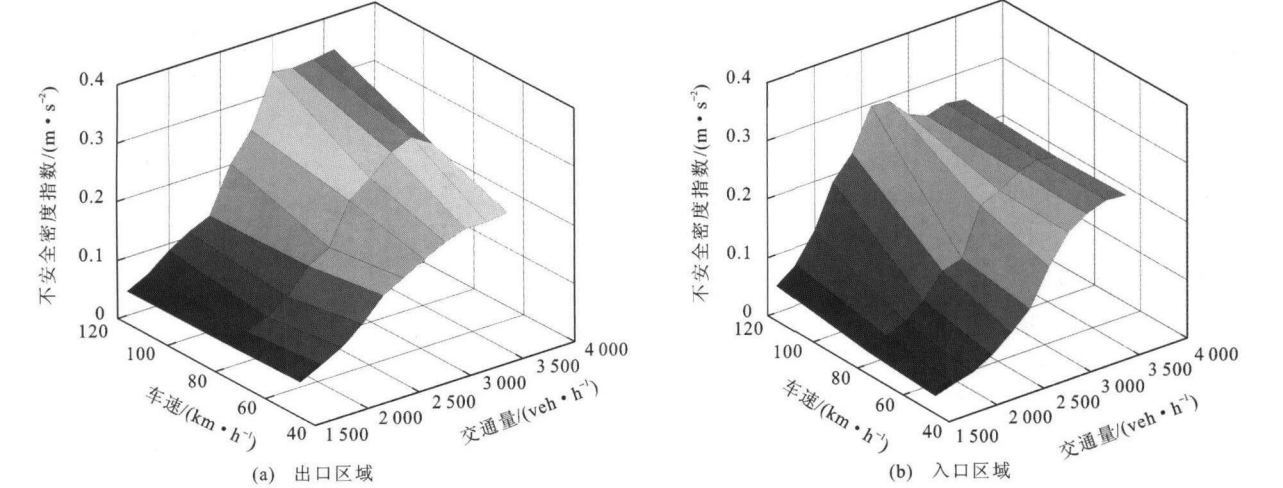


图 1 车速-交通量-不安全密度指数三维曲面

Fig. 1 Three-dimensional surfaces of speeds, traffic volumes and unsafe density indexes

表 2 不安全密度指数

Tab. 2 Unsafe density indexes

m ° s⁻²

交通量/(veh ° h ⁻¹)	试验编号									
	出口区域					入口区域				
	1	2	3	4	5	1	2	3	4	5
1 600	0. 043	0. 032	0. 039	0. 035	0. 053	0. 037	0. 031	0. 042	0. 034	0. 025
1 800	0. 056	0. 045	0. 078	0. 044	0. 054	0. 048	0. 061	0. 077	0. 048	0. 040
2 000	0. 081	0. 070	0. 086	0. 072	0. 077	0. 061	0. 120	0. 079	0. 076	0. 083
2 200	0. 077	0. 108	0. 082	0. 108	0. 120	0. 137	0. 105	0. 151	0. 147	0. 123
2 400	0. 139	0. 137	0. 122	0. 104	0. 134	0. 149	0. 193	0. 173	0. 163	0. 177
2 600	0. 183	0. 163	0. 160	0. 187	0. 185	0. 213	0. 213	0. 208	0. 242	0. 174
2 800	0. 187	0. 216	0. 239	0. 289	0. 236	0. 227	0. 248	0. 249	0. 258	0. 263
3 000	0. 295	0. 273	0. 259	0. 290	0. 346	0. 235	0. 199	0. 243	0. 251	0. 264
3 200	0. 316	0. 347	0. 298	0. 296	0. 269	0. 243	0. 248	0. 254	0. 230	0. 240
3 400	0. 342	0. 280	0. 281	0. 325	0. 346	0. 236	0. 261	0. 268	0. 235	0. 262
3 600	0. 354	0. 289	0. 250	0. 330	0. 310	0. 226	0. 265	0. 258	0. 236	0. 245

表 3 车速控制标准建议值

Tab. 3 Suggested values of speed control standard

km ° h⁻¹

主线交通量/(veh ° h ⁻¹)	风险等级							
	出口车速				入口车速			
	1	2	3	4	1	2	3	4
1 600	120	120	120	120	110	120	120	120
1 800	120	120	120	120	90	120	120	120
2 000	105	120	120	120	80	115	120	120
2 200	55	120	120	120	30	115	120	120
2 400	25	120	120	120	20	100	120	120
2 600	20	100	120	120	—	80	120	120
2 800	20	70	115	120	—	45	115	120
3 000	—	45	100	120	—	30	110	120
3 200	—	45	85	90	—	30	95	100
3 400	—	40	80	90	—	25	80	100
3 600	—	35	80	90	—	20	80	90

表 4 交通量控制标准建议值

Tab. 4 Suggested values of traffic volume control standard

veh ° h⁻¹

主线车速/(km ° h ⁻¹)	风险等级							
	出口交通量				入口交通量			
	1	2	3	4	1	2	3	4
80	2 130	2 790	3 600	3 600	2 000	2 630	3 600	3 600
100	2 090	2 590	3 000	3 200	1 720	2 410	3 170	3 400
120	1 920	2 550	2 900	3 000	1 440	2 290	2 660	3 000

4 应用实例

在沪蓉国道主干线湖北省宜昌至恩施方向野山关出口路段进行实例应用。假定天气状况、道路环境、路面性能等均良好,模拟路段长度为 1.3 km,其中路段起点至分流点长度为 1.0 km,分流点至路段终点长度为 300 m,路段起点桩号为 K0+000,分流点

桩号为 K1+000,终点桩号为 K1+300。选取路段为主线双向四车道,设计车速为80 km ° h⁻¹,车道宽度为 3.75 m;匝道为单车道,设计车速为 40 km ° h⁻¹,车道宽度为 3.5 m;模拟交通量设为2 000 veh ° h⁻¹,并假定出口匝道交通量为400 veh ° h⁻¹,小车与货车的比例为 7 : 3。

根据路段设计车速的不同,拟定限速为 50 ~

70 km · h⁻¹, 车速间隔取为 5 km · h⁻¹, 假定车辆初速度为 80 km · h⁻¹, 计算出减速至限速值时车辆所需制动距离, 以及确定限速位置^[14 15]。在此基础上, 结合原有交通标志布设, 拟定分流车辆的限速标志布设方案。以不安全密度指数 u_d 作为安全评价指标, 仿真时间步长为 1 s, 时间段长度为 1 800 s, 路段长度为 50 m。将整个路段分成 26 小段, 每种限速措施均做 5 组仿真试验, 取计算的平均值作为各路段的 u_d 。

表 5 u_d 的计算结果

Tab. 5 Calculation result of u_d m · s⁻²

路段/ m			0 ~ 50	50 ~ 100	100 ~ 150	150 ~ 200	200 ~ 250	250 ~ 300	300 ~ 350	350 ~ 400	400 ~ 450
$u_d/$ (m ° s ⁻²)	不限速		0. 024	0. 023	0. 026	0. 026	0. 025	0. 027	0. 031	0. 029	0. 031
	$\left. \begin{array}{c} \text{限速/} \\ \text{km ° h}^{-1} \end{array} \right\}$	70	0. 020	0. 024	0. 023	0. 022	0. 025	0. 027	0. 031	0. 030	0. 035
		65	0. 025	0. 022	0. 027	0. 027	0. 027	0. 029	0. 031	0. 030	0. 033
		60	0. 020	0. 024	0. 023	0. 022	0. 025	0. 027	0. 031	0. 030	0. 035
		55	0. 020	0. 024	0. 023	0. 022	0. 025	0. 027	0. 031	0. 030	0. 035
		50	0. 020	0. 024	0. 023	0. 022	0. 025	0. 027	0. 031	0. 030	0. 035
路段/ m			450 ~ 500	500 ~ 550	550 ~ 600	600 ~ 650	650 ~ 700	700 ~ 750	750 ~ 800	800 ~ 850	850 ~ 900
$u_d/$ (m ° s ⁻²)	不限速		0. 028	0. 031	0. 031	0. 032	0. 038	0. 043	0. 066	0. 077	0. 112
	$\left. \begin{array}{c} \text{限速/} \\ \text{km ° h}^{-1} \end{array} \right\}$	70	0. 033	0. 033	0. 029	0. 029	0. 035	0. 037	0. 039	0. 069	0. 052
		65	0. 030	0. 032	0. 032	0. 033	0. 037	0. 043	0. 064	0. 060	0. 054
		60	0. 033	0. 033	0. 029	0. 029	0. 035	0. 037	0. 039	0. 070	0. 060
		55	0. 033	0. 033	0. 029	0. 029	0. 035	0. 037	0. 039	0. 071	0. 068
		50	0. 033	0. 033	0. 029	0. 029	0. 035	0. 037	0. 039	0. 072	0. 068
路段/ m			900 ~ 950	950 ~ 1 000	1 000 ~ 1 050	1 050 ~ 1 100	1 100 ~ 1 150	1 150 ~ 1 200	1 200 ~ 1 250	1 250 ~ 1 300	
$u_d/$ (m ° s ⁻²)	不限速		0. 055	0. 014	0. 026	0. 022	0. 020	0. 020	0. 021	0. 024	
	$\left. \begin{array}{c} \text{限速/} \\ \text{km ° h}^{-1} \end{array} \right\}$	70	0. 070	0. 046	0. 015	0. 034	0. 021	0. 018	0. 021	0. 020	
		65	0. 036	0. 044	0. 032	0. 022	0. 023	0. 024	0. 023	0. 024	
		60	0. 107	0. 064	0. 012	0. 026	0. 020	0. 018	0. 018	0. 019	
		55	0. 125	0. 072	0. 012	0. 024	0. 020	0. 018	0. 019	0. 019	
		50	0. 121	0. 076	0. 010	0. 022	0. 019	0. 019	0. 019	0. 019	

由表 5 可知, 不限速时, 主线模拟路段不安全密度指数最大值出现在分流点前 100 m 至 150 m 路段; 除限速为 65 km · h⁻¹ 时不安全密度指数最大值出现在分流点前 200 m 至 250 m 路段外, 其他限速条件下不安全密度指数最大值均出现在 50 m 至 100 m 路段; 并非所有限速措施都能降低不安全密度指数最大值, 限速分别为 55、50 km · h⁻¹ 时, 不安全密度指数峰值反而增大, 分别为 0. 125 和 0. 121。

从表 5 中可看出, 在分流点前大约 300 m 至分流点的路段, 不安全密度指数明显高于其他路段, 且出现峰值, 不安全密度指数值越大, 表明行车的危险性越大, 因此该路段为安全隐患最大的危险区域。不限速时, 整个路段出口区域行车风险处于中风险区; 限速为 65、70 km · h⁻¹ 时, 行车风险均有一定程度的下降, 降至低风险区, 因此, 这 2 种限速措施均有效。将

通过对不同交通控制条件下交通流状况的仿真试验数据分析, 评价相应的行车风险性和不同改善措施的有效性, 不同限速措施下路段 u_d 计算结果见表 5, 0 ~ 50、…、1 250 ~ 1 300 分别对应于 K0+000 ~ 050、…、K1+250 ~ 300。根据计算结果, 设定高风险、中风险、低风险和弱风险对应的 u_d 区间分别为大于 0. 12、0. 08 ~ 0. 12、0. 04 ~ 0. 08、0 ~ 0. 04 m · s⁻², 其中低风险和弱风险区域认为是风险可接受区域。

风险较大区域各路段不安全密度指数均值作为该区域的平均风险, 进一步比较不限速与限速为 65 km · h⁻¹ 的状况。当限速为 65 km · h⁻¹ 时, 危险区域平均风险值最小, 不安全密度指数峰值从不限速时的 0. 112 减小到限速时的 0. 064, 下降了 42. 86%, 同时采取这一限速措施后, 危险区域的大部分其他路段不安全密度指数值均有降低, 大大降低了整个区域行车风险。根据前述的风险分级, 采取限速措施后的行车风险等级降低效果见图 2, 从中可以看出, 采用限速值为 65 km · h⁻¹ 的限速方案效果最佳。

5 结 语

(1) 相对于高速公路出入口区域传统的事故后安全评价方法, 本文从高速公路出入口微观交通流的运行特性出发, 根据人、车等交通因素的事故前状

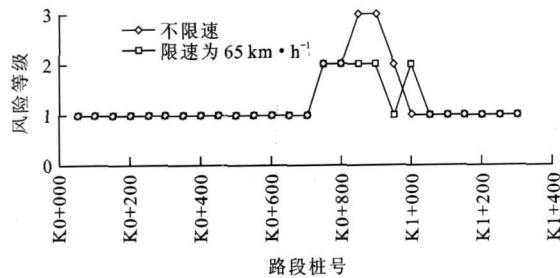


图 2 行车风险等级比较

Fig. 2 Comparison of driving risk grades

态提出行车风险的评价指标和量化模型, 确定了行车风险分级的状态描述。

(2) 基于交通仿真技术, 通过各种试验条件参数的设定和行车风险的计算, 针对道路不同的交通流量和设计车速提出了确保不同安全等级的车速和流量控制建议值; 以野山关出口区域工程为例, 采用微观交通仿真软件 Vissim 模拟了路段交通流状况, 根据计算得到的不同路段的安全评价指标—不安全密度指数, 进行了行车风险分析和改善效果分析, 从而为采取不同限速措施提供了理论依据。

(3) 试验结果表明: 限速措施对于分流点前不安全密度指数的最大值出现的位置有较大影响, 并非所有的限速措施都能降低行车风险, 不当的限速反而增大了行车危险; 限速为 $65\text{ km} \cdot \text{h}^{-1}$ 时, 出口危险区域平均风险值最小, 不安全密度指数下降了 42.86%, 整个区域行车风险也有所降低, 因此, 建议在保持该出口区域原有交通标志的情况下, 在分流点前 150 m (桩号 K0+850) 处增设一限速值为 $65\text{ km} \cdot \text{h}^{-1}$ 的分流车辆限速标志牌, 能较好改善该区域的交通安全状况。

参 考 文 献 :

References :

[1] 蒋 锐. 高速公路基本路段交通安全分析[D]. 福州: 福建农林大学, 2005.
JIANG Rui. Studies on the safety of basic freeway section[D]. Fuzhou: Fujian Agriculture and Forestry University, 2005. (in Chinese)

[2] 梁 夏, 郭忠印, 方守恩. 道路线形与道路安全性关系的统计分析[J]. 同济大学学报, 2002, 30(2): 203-206.
LIANG Xia, GUO Zhong-yin, FANG Shou-en. Statistic analyses of relations between road alignment and road safety[J]. Journal of Tongji University, 2002, 30(2): 203-206. (in Chinese)

[3] 宋成举. 高速公路出入口匝道行车安全性分析和评价研究[D]. 哈尔滨: 哈尔滨工业大学, 2007.
SONG Cheng-ju. Analysis and evaluation on the vehicle operation safety of freeway entrance and exit ramp[D]. Harbin: Harbin Institute of Technology, 2007. (in Chinese)

[4] 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(4): 167-171.

JIANG Xiao-xia, YUAN Hong-wei. A study on design for interchange safety of expressway[J]. Highway, 2006(4): 167-171. (in Chinese)

[5] CHANG T H. Effect of vehicles' suspension on highway horizontal curve design[J]. Journal of transportation engineering, 2001, 127(1): 88-91.

[6] FHWA. Design consistency module(DCM) engineer's manual: interactive highway safety design model[R]. Washington DC: FHWA, 2003.

[7] ALEXANDER S. Modeling the traffic behavior at grade-separated interchanges[J]. Traffic Engineering and Control, 1985, 26(9): 410-415.

[8] LAVAL J A, DAGANZO C F. Lane-changing in traffic streams[J]. Transportation Research Part B: Methodological, 2006, 40(3): 251-264.

[9] HASSAN Y, EASA S M. Modeling of required preview sight distance[J]. Journal of Transportation Engineering, 2000, 126(1): 13-20.

[10] 熊烈强, 殷燕芳, 王 富, 等. 匝道连接处交通流动力学的理论、模型及其应用[J]. 武汉理工大学学报: 交通科学与工程版, 2006, 30(2): 261-264.
XIONG Lie-qiang, YIN Yan-fang, WANG Fu, et al. Theory, models and application about traffic dynamic on ramp junction of expressway[J]. Journal of Wuhan University of Technology: Transportation Science and Engineering, 2006, 30(2): 261-264. (in Chinese)

[11] ZHANG M, KIM T, NIE Xiao-jian, et al. Evaluation of on-ramp control algorithms[R]. Berkeley: PATH Center for ATMS Research of University of California, 2001.

[12] EASA S M. Distributing super elevation to maximize highway design consistency[J]. Journal of Transportation Engineering, 2003, 129(2): 127-133.

[13] 卓 曦, 张 宁, 钱振东. 大型公建对向机动车出入口间距计算及优选[J]. 交通运输工程学报, 2010, 10(4): 71-78.
ZHUO Xi, ZHANG Ning, QIAN Zhen-dong. Spacing calculation and selection on opposite vehicle access of large public building[J]. Journal of Traffic and Transportation Engineering, 2010, 10(4): 71-78. (in Chinese)

[14] 程国柱, 裴玉龙, 池利兵. 基于汽车行驶广义费用最小的高速公路最高车速限制方法[J]. 吉林大学学报: 工学版, 2009, 39(4): 900-905.
CHENG Guo-zhu, PEI Yu-long, CHI Li-bin. Method of setting maximum speed limit based on minimum generalized running cost of vehicle[J]. Journal of Jilin University: Engineering and Technology Edition, 2009, 39(4): 900-905. (in Chinese)

[15] 徐秋实, 任福田, 孙小端, 等. 高速公路互通式立交加速车道长度的研究[J]. 北京工业大学学报, 2007, 33(3): 298-301.
XU Qiu-shi, REN Fu-tian, SUN Xiao-duan, et al. Research on the length of acceleration lane at freeway interchange[J]. Journal of Beijing University of Technology, 2007, 33(3): 298-301. (in Chinese)