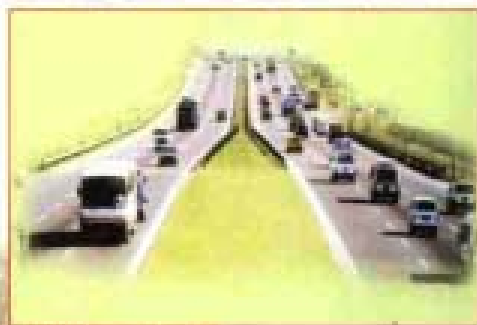




高等学校试用教材

道路通行 能力分析

陈宽民 严宝杰 主编
任福田 主审



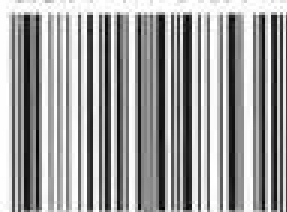
人民交通出版社

China Communications Press

组稿编辑 / 韩 敏 赵 蓬
文字编辑 / 蒋明耀 王 霞 岑 瑜
美术编辑 / 彭小秋

人民交通出版社网址: <http://www.ccpress.com.cn>

ISBN 7-114-04853-X



9 787114 048531 >

ISBN 7-114-04853-X

定价: 27.00 元

高等学校试用教材

Daolu Tongxing Nengli Fenxi

道路通行能力分析

陈宽民 严宝杰 主编
任福田 主审

人民交通出版社

内 容 提 要

本书为面向 21 世纪交通版高等学校试用教材。全书通过对国内外道路通行能力理论研究成果进行系统总结的基础上编写而成的,共十一章。主要内容有:绪论,双车道公路路段通行能力分析,多车道公路路段通行能力分析,高速公路路段通行能力分析,交织区通行能力分析,匝道及匝道连接点通行能力分析,收费站通行能力分析,无信号交叉口和环形交叉口通行能力分析,信号交叉口通行能力分析,城市道路通行能力分析,行人交通设施和自行车道通行能力分析。

本教材主要作为交通工程专业以及土木工程专业公路与城市道路专业方向本科教材,也可作为交通工程专业以及土木工程专业公路与城市道路专业方向研究生参考教材,同时可供从事道路交通规划与路网规划、道路决策、建设和管理等各个层次的技术人员和决策者参考使用。

图书在版编目(CIP)数据

道路通行能力分析/陈宽民,严宝杰主编. —北京:人民交通出版社, 2003. 10
ISBN 7-114-04853-X

I. 道… II. ①陈…②严… III. 交通通过能力-交通分析 IV. U491.1

中国版本图书馆 CIP 数据核字(2003)第 092900 号

高等学校试用教材 道路通行能力分析

陈宽民 严宝杰 主编
任福田 主审

正文设计:彭小秋 责任校对:刘高彤 责任印制:杨柏力

人民交通出版社出版发行

(100013 北京和平里东街 10 号 010-64216602)

各地新华书店经销

北京牛山世兴印刷厂印刷

开本:787×1092 1/16 印张:15.5 字数:365 千

2003 年 10 月第 4 版

2003 年 10 月第 1 版 第 1 次印刷

印数:0001~4000 册 定价:27.00 元

ISBN 7-114-04853-X

面向 21 世纪交通版

高等学校教材(公路与交通工程)编审委员会

主任委员:王秉纲(长安大学)

副主任委员:胡长顺(长安大学)

陈艾荣(同济大学)

王 炜(东南大学)

杜 颖(人民交通出版社)

委 员:周 伟(交通部交通科学研究院)

郑健龙(长沙交通学院)

张建仁(长沙交通学院)

刘小明(北京工业大学)

梁乃兴(重庆交通学院)

周志祥(重庆交通学院)

裴玉龙(哈尔滨工业大学)

黄 侨(哈尔滨工业大学)

钟 阳(哈尔滨工业大学)

黄晓明(东南大学)

叶见曙(东南大学)

赵明华(湖南大学)

郭忠印(同济大学)

杨晓光(同济大学)

王殿海(吉林大学)

徐 岳(长安大学)

符铎砂(华南理工大学)

秘 书 长:韩 敏(人民交通出版社)

总 序

当今世界,科学技术突飞猛进,全球经济一体化趋势进一步加强,科技对于经济增长的作用日益显著,教育在国家经济与社会发展中所处的地位日益重要。进入新世纪,面对国际国内经济与社会发展所出现的新特点,我国的高等教育迎来了良好的发展机遇,同时也面临着巨大的挑战,高等教育的发展处在一个前所未有的重要时期。其一,加入 WTO,中国经济已融入到世界经济的发展进程之中,国家间的竞争更趋激烈,竞争的焦点已更多地体现在高素质人才的竞争上,因此,高等教育所面临的是全球化条件下的综合竞争。其二,我国正处在由计划经济向社会主义市场经济过渡的重要历史时期,这一时期,我国经济结构调整将进一步深化,对外开放将进一步扩大,改革与实践必将提出许多过去不曾遇到的新问题,高等教育面临加速改革以适应国民经济进一步发展的需要。面对这样的形势与要求,党中央国务院提出扩大高等教育规模,着力提高高等教育的水平与质量。这是为中华民族自立于世界民族之林而采取的极其重大的战略步骤,同时,也是为国家未来的发展提供基础性的保证。

为适应高等教育改革与发展的需要,早在 1998 年 7 月,教育部就对高等学校本科专业目录进行了第四次全面修订。在新的专业目录中,土木工程专业扩大了涵盖面,原先的公路与城市道路工程,桥梁工程,隧道与地下工程等专业均纳入土木工程专业。本科专业目录的调整是为满足培养“宽口径”复合型人才的要求,对原有相关专业本科教学产生了积极的影响。这一调整是着眼于培养 21 世纪社会主义现代化建设人才的需要而进行的,面对新的变化,要求我们对人才的培养规格、培养模式、课程体系和内容都应作出适时调整,以适应要求。

根据形势的变化与高等教育所提出的新的要求,同时,也考虑到近些年来公路交通大发展所引发的需求,人民交通出版社通过对“八五”、“九五”期间的路桥及交通工程专业高校教材体系的分析,提出了组织编写一套面向 21 世纪的具有鲜明交通特色的高等学校教材的设想。这一设想,得到了原路桥教学指导委员会几乎所有成员学校的广泛响应与支持。2000 年 6 月,由人民交通出版社发起组织全国面向交通办学的 12 所高技的专家学者组成面向 21 世纪交通版高等学校教材(公路类)编审委员会,并召开第一次会议,会议决定着手组织编写土木工程专业具有交通特色的道路专业方向、桥梁专业方向以及交通工程专业教材。会议经过充分研讨,确定了包括基本知识技能培养层次、知识技能拓宽与提高层次以及教学辅助层次在内的约 130 种教材,范围涵盖本科与研究生用教材。会后,人民交通出版社开始了细致的教材编写组织工作,经过自由申报及专家推荐的方式,近 20 所高校的百余名教授承担约 130 种教材的主编工作。2001 年 6 月,教材编委会召开第二次会议,全面审定了各门教材主编院校提交的教学大纲,之后,编写工作全面展开。

面向 21 世纪交通版高等学校教材编写工作是在本科专业目录调整及交通大发展的背景下展开的。教材编写的基本思路是:(1)顺应高等教育改革的形势,专业基础课教学内容实现与土木工程专业打通,同时保留原专业的主干课程,既顺应向土木工程专业过渡的需要,又保持服务公路交通的特色,适应宽口径复合型人才培养的需要。(2)注重学生基本素质、基本能

力的培养,将教材区分为二个主层次与一个辅助层次,即基本知识技能培养层次与知识技能拓宽与提高层次,辅助层次为教学参考用书。工作的着力点放在基本知识技能培养层次教材的编写上。(3)目前,中国的经济发展存在地区间的不平衡,各高校之间的发展也不平衡,因此,教材的编写要充分考虑各校人才培养规格及教学需求多样性的要求,尽可能为各校教学的开展提供一个多层次、系统而全面的教材供给平台。(4)教材的编写在总结“八五”、“九五”工作经验的基础上,注意体现原创性内容,把握好技术发展与教学需要的关系,努力体现教育面向现代化、面向世界、面向未来的要求,着力提高学生的创新思维能力,使所编教材达到先进性与实用性兼备。(5)配合现代化教学手段的发展,积极配套相应的教学辅件,便利教学。

教材建设是教学改革的重要环节之一,全面做好教材建设工作,是提高教学质量的重要保证。本套教材是由人民交通出版社组织,由原全国高等学校路桥与交通工程教学指导委员会成员学校相互协作编写的一套具有交通出版社品牌的教材,教材力求反映交通科技发展的先进水平,力求符合高等教育的基本规律。各门教材的主编均通过自由申报与专家推荐相结合的方式确定,他们都是各校相关学科的骨干,在长期的教学与科研实践中积累了丰富的经验。由他们担纲主编,能够充分体现教材的先进性与实用性。本套教材预计在二年内完全出齐,随后,将根据情况的变化而适时更新。相信这批教材的出版,对于土木工程框架下道路工程、桥梁工程专业方向与交通工程专业教材的建设将起到有力的促进作用,同时,也使各校在教材选用方面具有更大的空间。需要指出的是,该批教材中研究生教材占有较大比例,研究生教材多具有较高的理论水平,因此,该套教材不仅对在校学生,同时对于在职学习人员及工程技术人员也具有很好的参考价值。

21 世纪初叶,是我国社会经济发展的重要时期,同时也是我国公路交通从紧张和制约状况实现全面改善的关键时期,公路基础设施的建设仍是今后一项重要而艰巨的任务,希望通过各相关院校及所有参编人员的共同努力,尽快使全套面向 21 世纪交通版高等学校教材(公路类)尽早面世,为我国交通事业的发展做出贡献。

面向 21 世纪交通版
高等学校教材(公路类)编审委员会
人民交通出版社
2001 年 12 月

前言

道路交通是国民经济的重要基础产业和新的经济“增长点”,是社会及经济快速、健康、持续发展的生命线,并在一定程度上标志着一个国家或地区社会经济的发展水平。而道路通行能力分析是道路设施合理规划、设计和运营管理的重要依据,即在道路交通规划与路网规划、建设及管理过程中,如何确定道路建设的合理规模及建设时间,如何科学地进行道路网规划、项目可行性研究、道路设施设计以及道路建设项目后评价,如何制定道路网的最优管理模式等,都需要以道路通行能力的研究成果为依据。

国外在道路通行能力研究领域取得了一系列研究成果,如美国从 20 世纪 40 年代起投入大量经费进行公路通行能力的研究,相继出版了《道路通行能力手册》(Highway Capacity Manual,简称 HCM)1950 年版、1965 年版、1985 年版、1985 年版 1994 修订版、1985 年版 1997 修订版、2000 年版。其他一些发达国家和发展中国家也以美国 HCM 为蓝本,结合各国具体的交通流特性,编写了各自的《道路通行能力手册》。由于我国对道路通行能力的研究起步较晚,且我国的交通组成、管理方式等方面与国外有着明显的差别,以往的道路通行能力指标体系多套用美国《道路通行能力手册》中的有关指标体系,这不适于我国道路交通的实际情况。因此,建立一套适合我国道路交通的通行能力分析和指标体系,以适应交通基础设施建设日益增长的需求,已刻不容缓。国家“九五”重点科技攻关项目“公路通行能力研究”正是在此背景下完成的。本书正是在充分吸取国内外近年来道路通行能力研究成果,在多年教学、科研与实践的基础上,经过广泛资料收集,根据理论联系实际、系统性与先进性并重、循序渐进、力求符合教学规律的原则进行编写的。全书共分十一章,主要内容包括绪论,双车道公路路段通行能力分析,多车道公路路段通行能力分析,高速公路路段通行能力分析,交织区通行能力分析,匝道及匝道连接点通行能力分析,收费站通行能力分析,无信号交叉口和环行交叉口通行能力分析,信号交叉口通行能力分析,城市道路通行能力分析,人行道和自行车道通行能力分析等。本教材内容包括了道路设施各个方面的通行能力分析成果,内容丰富,各教学单位可根据自身专业特点及要求对教学内容进行适当调整和删减。

本书第一、四、五、六、十章由陈宽民编写,第二、三、九、十一章由严宝杰编写,第七、八章由王建军编写。全书由长安大学陈宽民、严宝杰主编,北京工业大学任福田教授主审。

鉴于道路通行能力研究正处于不断发展和完善之中,且编写人员水平所限,错误和不当之处在所难免,敬请读者批评指正。

编者

2003 年 6 月

第一章 绪 论

现代化的道路建设具有严密的管理程序,从路网规划、道路建设项目可行性研究、道路设计、道路施工管理一直到工程交付使用后进行建设项目后评价以论证规划、设计、管理的正确性,这样一种全过程的一体化决策管理依据主要来自于交通需求预测和道路通行能力分析。随着我国高速公路实现零的突破以及近年来的飞速发展,对道路通行能力进行全面、系统的分析在我国目前的交通建设中显得尤为重要,同时也是我国公路和城市道路建设管理水平向现代化过渡的标志。当前我国正处于道路建设的黄金时期,全国各地都实施了积极的财政政策,把加快道路基础设施建设作为拉动内需、刺激经济增长的主要手段。如对公路的投资超过了历史上任何时期,截止到 2002 年底,我国公路总里程达 175.8 万公里,其中高速公路已达 2.52 万公里,居世界第二位。根据交通部“十五”计划和 2020 年长远规划,在未来的十多年间,我国公路里程还将大幅增加,预计建设资金在数万亿元。如果公路建设的标准、规模在总体决策上失误,将造成巨大的经济损失,因此合理确定公路建设的规模与标准是影响建设成本的关键。而确定公路建设规模与标准的重要依据之一便是公路通行能力。同样,城市道路通行能力研究对道路服务水平的确定、城市道路交通管理和控制等方面也起着重要的作用。

通行能力分析与交通量适应性分析,不仅可以确定道路建设的合理规模与标准,还可以为道路网规划、工程可行性研究、道路设计、道路建设后评价等方面提供更为科学的理论依据(图 1-1)。

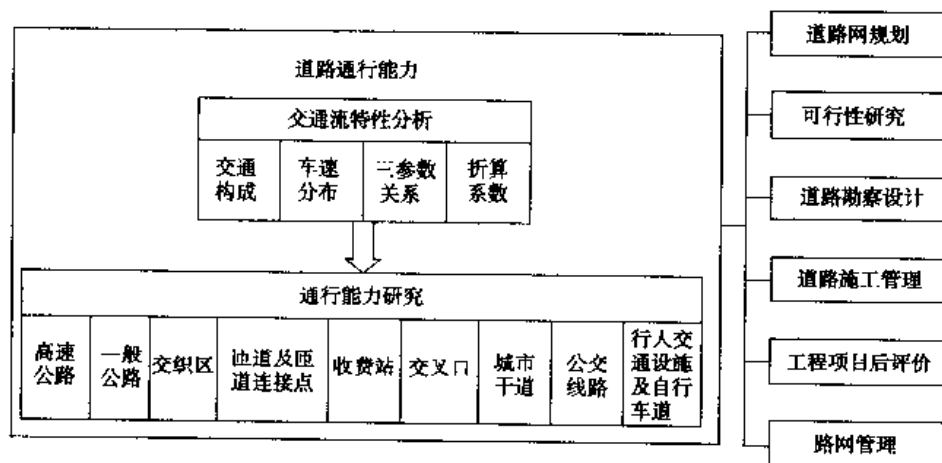


图 1-1 道路通行能力研究的意义及结构框图

第一节 通行能力

一、基本概念

1. 通行能力定义

通行能力是指道路设施所能疏导交通流的能力。即在一定的时段(通常取 15min 或 1h)和

正常的道路、交通、管制以及运行质量要求下,道路设施通过交通流质点的能力。通行能力实质上是道路负荷性能的一种量度,它既反映了道路疏通交通的最大能力,也反映了在规定特性前提下,道路所能承担车辆运行的极限值。通行能力一般以 veh/h(辆/小时)、pcu/h(当量标准小客车/小时)表示,基本单位是 pcu/h/ln(当量小客车/小时/车道)。

2. 通行能力与交通量

通行能力与交通量虽有相同之处,如它们都是指单位时间内通过道路某断面的交通体数量,表示的单位和方法相同等,但是,两者之间还是有着本质区别。交通量是道路上实际运行着的交通体的观测值,其数值具有动态性与随机性;而通行能力则是根据道路的几何特性、交通状况及规定运行特征所确定的最大流量,其数值具有相对的稳定性与规定性。在正常运行状况下,道路的交通量均小于通行能力,当交通量远远小于通行能力时,车流为自由流状态,车速高,驾驶自由度大;随着交通量的增加,车流的运行状态会逐渐恶化,当交通量接近或达到通行能力时,车流为强制流状态,将会出现车流拥挤、阻塞等现象。由此可见,在交通流状态分析中,交通流和通行能力二者缺一不可,通行能力反映了道路的容量(服务能力),交通量则反映了道路的负荷量(交通需求)。因此,常用交通量与通行能力的比值来表征道路的负荷程度(或利用率、饱和度)。

二、影响因素

道路通行能力影响因素主要有道路条件、交通条件、管制条件、环境和气候条件以及规定运行条件等。

1. 道路条件是指车道宽度、车道数、侧向净空、附加车道、几何线形、视距、坡度和设计车速等因素;

2. 交通条件是指车流中的车辆组成、车道分布、方向分布等因素;

3. 管制条件是指交通法规、控制方式、管理措施等;对于信号控制交叉口,信号相位配时、绿信比、周期长、进口车道数及车道划分等都是影响通行能力的主要因素;

4. 环境条件是指街道化程度、商业化程度、横向干扰、非交通占道、公交车站和停车位置等因素;

5. 气候条件是指风、雨、雪、雾、沙尘暴等恶劣天气对通行能力的影响;

6. 规定运行条件主要是指计算通行能力的限制条件,这些限制条件通常根据速度和行程时间、驾驶自由度、交通间断、舒适和方便性以及安全等因素来规定。其运行标准是针对不同的交通设施用服务水平来定义的。

另外,道路周围的地形、地物、景观、驾驶员技术等也对道路通行能力有一定的影响。

三、通行能力分类

1. 根据道路设施和交通体的不同,通行能力可分为机动车道通行能力、非机动车道通行能力和人行道(横道)通行能力;

2. 根据车辆运行状态的特征不同,通行能力可分为路段通行能力、交叉口通行能力、匝道和匝道连接点通行能力和交织路段通行能力;

3. 根据通行能力的性质和使用要求的不同,通行能力可分为基本通行能力、可能通行能力和实用通行能力,实用通行能力也称设计通行能力。

基本通行能力,是指道路和交通都处于理想条件下,由技术性能相同的一种标准车,以最

小的车头间距连续行驶的理想交通流,在单位时间内能通过道路断面的最大车辆数。也称理论通行能力,因为它是假定理想条件下的通行能力,实际上不可能达到。

可能通行能力,是指考虑到道路和交通条件的影响,并对基本通行能力进行修正后得到的通行能力,实际上是指道路所能承担的最大交通量。

设计通行能力,是指用来作为道路规划和设计标准而要求道路承担的通行能力。

四、通行能力分析的目的和作用

道路通行能力分析的目的:确定某道路设施在通常条件下能容纳的最大交通量;确定在保持与规定运行特性相适应的条件下,某道路设施所能容纳的最大交通量;设计与通行能力相适应的道路交通设施,通过对实际道路通行能力观测值的比较,评价道路系统,找出影响通行能力的因素,提出改善车流行驶状况的建议和措施,以期能达到所要求的最大交通量。

道路通行能力是道路交通特征的一个重要方面,也是一项重要指标。确定道路通行能力是道路交通规划、设计、管理与养护的需要,也是道路交通工程技术管理人员的一项重要任务,同时也是解决以下课题的基础和依据:

1. 通过道路通行能力和设计交通量的具体分析,可以正确地确定新建道路的等级、性质、规模、主要技术指标和线形几何要素;
2. 通过对现有道路通行能力的观测、分析、评定,并与现有交通量对比,可以确定现有道路系统或某一路段所存在的问题,针对问题提出改进的方案或措施,作为老路或旧街改建的主要依据;
3. 道路通行能力可以作为铁路、公路、水运、空运等各种交通运输方式的方案比选与采用的依据;
4. 根据道路某一路段通行能力的估算、路况及通行状况分析,可以提出某一地段线形改善的方案;
5. 道路通行能力可作为交通枢纽的规划、设计改建及交通设施配置的依据,如交叉口类型选择和信号设施的设计、装备等;
6. 道路通行能力可以作为城市街道网规划、公路网设计和方案比选的依据;
7. 道路通行能力可以作为交通管理、运营、行车组织及控制方式确定或方案选择的依据。

第二节 服务水平

一、服务水平的概念

服务水平是指道路使用者根据交通状态,从行车速度、舒适、方便、经济和安全等方面所能得到的服务程度。服务水平的实质是描述车流之间的运行条件及其驾驶员和旅客感觉的一种质量测定标准。因此,服务水平的评价指标是由多项定性或定量指标组成。

二、服务交通量

服务交通量是指在通常的道路条件、交通条件和管制条件下,并保持规定的服务水平时,道路的某一断面或均匀路段在单位时间内所能通过的最大小时交通量。在不同的服务水平下,服务交通量是不同的,服务水平高的道路行车速度快,驾驶自由广大,舒适与安全性好,但

其相应的服务交通量就小;反之,允许的服务交通量大,则服务水平低。值得注意的是,服务交通量不是一系列连续值,而是不同的服务水平条件允许通过的最大值。服务交通量规定了不同服务水平之间的流量界限。

三、评价指标

道路通行能力与其通行时运行质量要求有关,只有将这些要求用服务水平来衡量时,才能进行通行能力的分析。因此,为了清楚地表述服务水平的概念,对每种道路设施需要采用最能说明其运行质量的一项或几项运行参数来确定服务水平。在实际的交通工程工作中,道路通行能力和服务水平分析起着至关重要的作用。当新建或扩建交通设施时,确定双车道公路的路面宽度或高速公路的车道数、评价改建后的运行质量和服务水平,以及确定新的规划方案时,都需要进行设施的通行能力和服务水平分析。另外,通过运营状况评价为确定使用者费用、油耗,以及受到尾气、噪声污染等因素的影响分析提供基础数据。因此,不同设施必须用反映其交通流特征的衡量指标进行服务水平的评价分析。不同道路设施根据其运行质量要求所对应的服务水平评价指标见表 1-1。

不同设施服务水平的评价指标

表 1-1

设施类型		服务水平评价指标
高速公路	基本路段	密度(pcu/h/ln)、平均行程车速(km/h)、 V/C (饱和度)
	交织区	密度(pcu/h/ln)、 V/C (饱和度)
	匝道连接点	流率(pcu/h)、 V/C (饱和度)
一级公路等多车道公路		密度(pcu/h/ln)、平均行程车速(km/h)、 V/C (饱和度)
双车道公路		时间延误百分率(%)、平均行程车速(km/h)、 V/C (饱和度)
收费站		平均延误(s/辆)
无信号交叉口		平均延误(s/辆)
信号交叉口		平均每辆车停车延误(s/辆)
城市干道		平均行程车速(km/h)
公共交通		负载系数(客/座、人/h, pcu/h)
行人交通		空间($\text{m}^2/\text{行人}$)

四、服务水平分级

服务水平亦称服务等级,是用来衡量道路为驾驶员、乘客所提供的服务质量等级,其服务等级可以从自由运行、高速、舒适、方便、安全满意的最高水平到拥挤、受阻、停停开开、难以忍受的最低水平。各国等级划分不一,一般均根据本国的道路交通的具体条件划分为 3~6 个服务等级,日本分为三个等级,美国定为六个等级。

我国按照公路设施提供服务程度的不同,将服务水平划分为四级。各级服务水平的交通

流状况描述如下:

一级:交通量少、行驶车辆速度高、驾驶员能自由或较自由地选择行车速度,行驶车辆不受或基本不受交通流中其他车辆的影响,交通流处于自由流状态,被动延误少,为驾驶员和乘客提供的舒适便利程度高。

二级:行驶车辆受别的车辆或行人的干扰较大,驾驶员选择速度的自由度受到一定限制,交通流状态处于稳定流的中间范围,有拥挤感。到二级下限时,车辆间的相互干扰较大,开始出现车队,被动延误增加,为使用者提供的舒适便利程度下降。

三级:驾驶员选择车辆运行速度的自由度受到很大限制,行驶车辆受别的车辆或行人的干扰很大,交通流处于稳定流的下半部分,并已接近不稳定流范围,流量稍有增长,就会出现交通拥挤,服务水平显著下降。到三级下限时所受的限制已到驾驶员所允许的最低限度,但可通行的交通量尚未达到最大值。

四级:行驶车辆受别的车辆或行人的干扰非常大,交通流处于不稳定流状态,靠近下限时每小时可通行的交通量达到最大值,驾驶员已无自由选择速度的余地,车速降到一个低的但相对均匀的数值。这时交通量稍有增加,或交通流出现小的扰动,就会出现交通拥挤,服务水平显著下降。交通流变成强制状态,能通过的流量很不稳定,交通量与速度同时由大变小,直到零为止,而交通密度则随交通量的减小而增大。

高速公路、一级公路和双车道公路的服务水平分级表分别见表 1-2、表 1-3、表 1-4 所示。

高速公路的服务水平分级表

表 1-2

服务水平等级	密度 (pcu/km/ln)	计 算 行 车 速 度					
		120km/h			100km/h		
		速度 (km/h)	V/C	最大服务交通量 (pcu/h/ln)	速度 (km/h)	V/C	最大服务交通量 (pcu/h/ln)
一	≤ 7	≥ 109	0.34	750	≥ 92	0.30	650
二	≤ 18	≥ 90	0.74	1600	≥ 79	0.64	1400
三	≤ 25	≥ 78	0.88	1950	≥ 71	0.82	1800
四	≤ 42 > 42	≥ 53 < 53	1.00	2200	≥ 52 < 52	1.00	2200

服务水平等级	密度 (pcu/km/ln)	计算行车速度					
		80km/h			60km/h		
		速度 (km/h)	V/C	最大服务交通量 (pcu/h/ln)	速度 (km/h)	V/C	最大服务交通量 (pcu/h/ln)
一	≤ 7	≥ 74	0.25	500	≥ 56	0.22	400
二	≤ 18	≥ 66	0.58	1150	≥ 51	0.50	900
三	≤ 25	≥ 60	0.75	1500	≥ 47	0.67	1200
四	≤ 42 > 42	≥ 48 < 48	1.00	2000	≥ 43 < 43	1.00	1800

一级公路的服务水平分级表

表 1-3

服务水平等级	密度 (pcu/km/ln)	计 算 行 车 速 度								
		100km/h			80km/h			60km/h		
		速度 (km/h)	V/C	最大服务 交通量 (pcu/h/ln)	速度 (km/h)	V/C	最大服务 交通量 (pcu/h/ln)	速度 (km/h)	V/C	最大服务 交通量 (pcu/h/ln)
一	≤7	≥92	0.38	650	≥74	0.26	500	≥56	0.27	400
二	≤18	≥78	0.67	1400	≥65	0.60	1150	≥50	0.63	900
三	≤25	≥70	0.83	1750	≥60	0.76	1500	≥47	0.80	1150
四	≤42 >42	≥50 <50	1.00	2100	≥46 <46	1.00	1950	≥39 <39	1.00	1650

双车道公路的服务水平分级表

表 1-4

服务水平等级	延误率 (%)	平原地区			微丘地形			山岭重丘		
		速度 (km/h)	V/C	最大服务 交通量 (pcu/h/ln)	速度 (km/h)	V/C	最大服务 交通量 (pcu/h/ln)	速度 (km/h)	V/C	最大服务 交通量 (pcu/h/ln)
一	≤30	≥78	0.15	400	≥65	0.15	350	≥55	0.14	300
二	≤60	≥67	0.40	1000	≥56	0.38	900	≥48	0.37	800
三	≤80	≥59	0.64	1600	≥48	0.58	1350	≥42	0.54	1150
四	<100	≥48 <48	1.00	2500	≥40 <40	1.00	2300	≥37 <37	1.00	2100

注:①表 1-2、表 1-3、表 1-4 资料来源:国家重点科技攻关项目《公路通行能力研究》;

②表 1-2、表 1-3、表 1-4 中 V/C 是在理想条件下最大服务交通量与基本通行能力之比,基本通行能力是四级服务水平下的最大交通量。

通过确定的服务水平分级表,在公路规划、设计时选用合适的服务水平等级可以更为科学的确定公路的建设规模和技术标准,一般建议高速公路和一级公路采用二级服务水平进行设计,而二、三级双车道公路按三级服务水平设计。另一方面,通过确定的服务水平分级表,可对运营的公路服务状况进行分析评价。

第三节 车型分类及车辆折算系数

一、标准车型与车型分类

混合交通是我国公路交通流的一个重要特性。在一般公路上,机动车行驶受拖拉机、等慢速车以及自行车、行人等非机动车的干扰。即使在高速公路上,由于我国多数车辆生产厂家规模小、改装厂多,造成实际运行的车辆种类多,交通构成也远比西方发达国家复杂。考虑到综合运输规划时客、货运力分析的需要和路面设计时车辆轴载换算要求,因此在国道网交通量统计中,规定了 3 类 11 种车型,分别是 6 种汽车(即小客车、大客车、小货车、中型货车、大货车和拖挂车),大、小型拖拉机 2 种,以及畜力车、人力车和自行车 3 种非机动车。但是从通行能力

和适应交通量确定的角度考虑,这种以车辆的外形尺寸和客货特征为分类标准的划分方法,车辆种类较多,而且部分车型间动力性能差异不大,极易出现运行特性类似的车型,并增加了交通数据统计分析的工作量。因为对于通行能力分析而言,车辆分类的目的就是把在混有多种车型交通流中运行特征相似的车辆归为一类,以便确定各种运行车辆对标准车交通量的不同影响。因此,应以车辆运行特性(运行速度和总体标准差)作为车辆分类的首要标准,结合考虑车辆的轴距出现频率和结构特征,可将公路上的常见机动车分为微型车、小型车、大型车、中型车和特大型车五类,并根据公路上拖拉机运输将被农用货车替代且非机动车交通量所占比重持续下降这一变化趋势,将构成比例小于5%的人、畜力车与自行车等非机动车不再作为交通流中的独立车型,仅作为横向干扰考虑。经过对北京、广东、四川、河北、河南等省市干线公路的实地测算,新的车型分类不仅具有同种车型运行速度稳定的特征,而且不同车型之间的运行特性差异明显,交通组成稳定。按此原则,在通行能力分析计算过程中,将交通量统计中规定的11种车型合并为以下6种,见表1-5。

用于通行能力分析的公路车型分类

表 1-5

车型编号	代表车型	轴数与轴距	对 应 车 型
1	微型车	2 轴 ≤2.2m	摩托车、发动机排放量在 1L 以下的微型面包车和微型小轿车
2	小型车	2 轴 2.2~2.95m	小轿车、小于 1.5t 的轻型客货车及 12 座以下面包车
3	中型车	2 轴 2.95~4.6m	载重量在 1.5~5t 的轻型、中型货车和大于 12 座的大中型客车
4	大型车	2 轴 ≥4.6m 或 ≥3 轴	载重量 5~14t 的重型货车、半挂货车等大型货车与 >50 座的大型客车
5	特大型车	≥4 轴	载重量 >14t 的重型货车、全挂车与集装箱等特大型货车
6	拖拉机	≥3 轴	大、小型拖拉机(交通流中每小时大于 10 辆时考虑)

在通行能力分析时,针对交通组成与车辆运行特征在不同道路设施上的差异,以上车型需要进行相应的归并,以减少数据分析工作量。具体的高速公路、一般公路以及交叉口的车型分类规定见表1-6、表1-7、表1-8。

高速公路车型分类表

表 1-6

车型编号	代表车型	轴数与轴距	对 应 车 型
1	小型车	2 轴 <2.95m	微型面包车及其改装车、吉普车、客货两用车、小轿车、与载重量 ≤1.5t 的微型货车与小于 12 座的旅行车等
2	大中型车	2 轴 >2.95m	轻型货车与大、中型货车(1.5~10t)、以及大于 12 座的大中型客车等
3	特大型车	≥3 轴	大平板车、集装箱运输车、重型载货汽车(载重量 ≥10t)与全拖挂车等

一般公路车型分类表

表 1-7

车型编号	代表车型	轴数与轴距	对应车型
1	微型车	$\leq 2.2\text{m}$	摩托车、发动机排量在 1L 以下的微型小轿车
2	小型车	2.2 ~ 2.95 m	小轿车、小于 1.5t 的轻型客货车及 12 座以下面包车
3	中型车	$\geq 2.95\text{m}$	载重量在 1.5 ~ 10t 的中型货车、半挂货车与大于 12 座的大中型客车
4	大型车	≥ 3 轴	载重量 > 10t 的重型货车、全挂车与集装箱等特大型货车与大于 50 座的大型客车
5	拖拉机	—	大、小型拖拉机(交通流中每小时大于 10 辆时考虑)

交叉口车辆类型划分

表 1-8

车型	车 种	代号	轴数	轴距 1m	轴距 2m
小客车	微型车(包括三轮摩托车和小型客货车)	LV	2	1.6~2.39	—
	轻型车		2	2.4~2.99	—
			3	1.7~3.0	>1.8
中型车	中型车	MHV	2	3.0~4.49	—
大型车	大型车、 (卡车和客车)	LHV	2	4.5~7.0	—
			3	4.6~7.0	>5
			3	3.0~7.0	<1.8
拖挂车	拖挂车	TC	3,4,5,6	3.0~7.0	<1.8或>3.0
其他	大、小型拖拉机、其他慢行车辆		4		

全国干线公路网上的交调站资料显示：同 20 世纪 80 年代相比，我国公路交通组成比例发生了较大的变化。20 世纪七、八十年代，我国公路上行驶的车辆中，中型载重汽车占据了主导地位，但随着近 10 年来经济的快速持续增长，公路交通需求也逐年增加。在货运交通中“缺重少轻”的状况正在改变，为了增加载客（货）量，降低运输成本，近年来货车的外形尺寸与载重量逐渐加大，中型货车的比重下降，小型和大型货车的比例在增长。在交通部规划研究院所做的“公路交通量特性分析”中，对全国干线公路网交通调查数据做了车型组成的统计，结果表明：当前大部分国、省道上的车流中以小型车为主，占到了 31%，超过了中型车等其他车型在交通流中所占的比例，而且拖拉机比重与自行车等非机动车的交通量逐年下降，目前仅占总交通量 6.6%。据此推算：随着国道干线公路网的逐步完善，高

速公路通车里程的增加,特别是加入 WTO 后汽车产业政策与结构的调整,交通流中小型车和大型集装箱车的比重将会进一步增加,而拖拉机与非机动车交通量所占比重会继续下降。因此,将小型车作为通行能力分析的标准车型,这不仅与国际接轨,而且也符合今后的交通发展趋势。

二、折算系数

1. 车辆换算系数的概念及其特点

影响通行能力的因素主要有道路、交通和交通管理水平等几个方面。在一般公路上,交通条件对通行能力的影响较其他发达国家要突出一些,主要表现在交通构成复杂且各种车型之间动力性能相差较大,造成行驶速度相差悬殊,车辆间的相互干扰较大,降低了车辆运行质量和道路通行能力。因此,为了比较和量化各种车型对通行能力的影响,就需要对各车种的影响程度,即车辆折算系数,进行深入细致的分析。车辆折算系数(PCE)是用于将混合交通流中的各车型转化成标准车的当量值。作为通行能力研究的基础数据,其概念在 1965 年出版的美国《道路通行能力手册(HCM)》中首次提出,但没有明确给出是在哪一方面的当量,并且至今也仍没有统一的定义。各国对折算系数的分析方法也不尽一致,但普遍接受的原则是:车辆折算系数的分析应该考虑服务水平以及数据采集的难易程度。因此,在确定模型之前,首先要建立描述路段服务水平的有效衡量指标。服务水平的有效度量应是对交通流特性变化灵敏度较高的参数,以该参数作为车型换算的当量标准,能最大程度上保证交通流状况的一致性。

从我国实际的道路与交通特性出发,混合交通的双车道公路由于超车需求受对向交通流的限制,重型车或慢行车在交通流中的影响较其他多车道公路来说,相对大一些。如果超车机会很小,在任何一辆慢车后面被动跟驰都会形成排队行驶的现象。这种因排队而产生的延误是制约双车道公路通行能力的主要因素,同时也降低了双车道公路的服务质量。由于车辆运行是受双方向交通的影响,因此,速度和延误是反映交通流变化最敏感的两个参数。

而对于高速公路和一级公路等多车道公路,其超车不受限制,速度在一个相当大的流量范围内可保持不变。驾驶员的主要愿望是在与其他车辆保持一定安全距离的情况下,快速跟驰行驶,其车间距离与车流密度直接相关。在稳定流内,流量随密度的增加而增大。因此交通流密度是高速公路和一级公路服务水平的主要度量参数。

综上所述,按道路形式不同,车辆折算系数可按高速公路和双车道公路两大类进行考虑。对于双车道公路,采用基于速度和延误的线性回归模型,而高速公路与一级公路采用基于密度的线性回归模型。故车辆折算系数的具体含义是:在交通流中,某种车平均每增加或减少一辆对标准车小时平均运行速度(车流延误或密度)的影响值,与平均每增加或减少一辆标准车对标准车小时平均运行速度(车流延误或密度)影响值的比值,即为折算系数。

(1)车辆折算系数不是一个定值,它受道路几何条件、横向干扰、交通组成及交通量的大小和管理水平等诸多因素的影响,是随各种条件变动而变化的变量。

(2)总的来说,我国双车道公路上各种车型的折算系数差别不大,主要是由于各种车型都占有一定比例,它们之间相互影响,导致每种车型的性能都不能得到完全的发挥。

(3)中型车与大型车的折算系数值较离散,表明这两种车不仅外型尺寸不同,而且动力性能差别也较大。因此,大、中型车的折算系数只能采用适中值。

(4)交通流中随着某车型交通量的增加,则该车型对标准车的影响就会减少,因而折算系数的计算值也随之降低。

2. 车辆换算系数(PCE)的确定

PCE 的计算方法有很多种,从不同的观点和不同的角度出发得出的方法各不相同,而且,PCE 的值也有较大的差异。目前,许多手册给出的都是经验数据值。

PCE 的确定方法主要有三类:理论法、经验法和计算机模拟法,不同的 PCE 计算方法如图 1-2 所示。

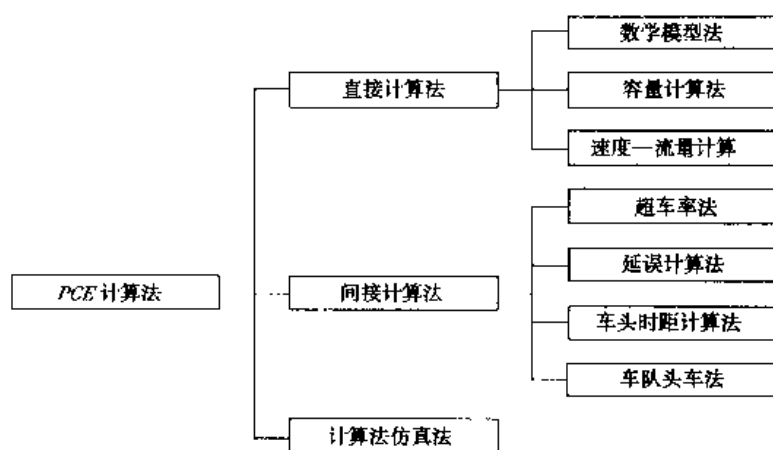


图 1-2 PCE 的计算方法总览

数学模拟法:考虑路段上车流的车速分布,并注意到它们的超车行为,将这个过程看成一个车辆的排队服务过程。服务台是允许超车的空隙。由此建立数学模型进行推导而得出 PCE 值的方法。

容量计算法:此方法通过在某服务水平下的容量中所含一定比例的载重车来计算值 PCE。此方法是相当困难的,主要是因为某服务水平的容量难以观测到。

速度—流量计算法:通过分析车流中速度和车流之间的关系,这里包括载重车比例,在不同载重车比例情况下通过比较等价车流,类比求出载重车在不同道路条件下的 PCE 值。

超车率法:根据在某一区间的超车率和观测该区间速度的分布值,在给定的服务水平下,保持所观测车的速度分布,其超车率即可定义为计算的 PCE 条件。

延误计算法:延误计算法是超车率法的进一步发展。这里,将延误时间和等待超车机会结合起来,这就是延误等价计算法。

车头时距法:在大流量的车流中,取得不同车型的车头时距,以及不同车型所占的时间间距为等价标准进行计算。

车队头车法:观测车流中的车队头车,考查载重车和小汽车作为头车的比例多少,以此作为等价标准计算 PCE。

计算机仿真法:通过数学分析或物理建模,在计算机上进行模拟计算。此方法可求算不同车型在各种情况下的 PCE 值。然而,这种方法不能脱离实际的试验与观测,它可以分析归纳理论与实际的差别,并可方便地对理论进行修改。

总之,由于折算系数分析的复杂性,导致了各种分析方法得出的结果有一定差异。所以最终的折算系数建议值不仅要参考各种分析结果,还应加入专家学者的判断。故最后用于通行

能力分析的一般公路和高速公路路段的折算系数推荐值见表 1-9、表 1-10。

一般公路路段折算系数的推荐值

表 1-9

公路类型	地形条件	V/C 比和流量(veh/h)	车辆折算系数(小型车为 1.0)			
			微型	中型	大型	拖拉机
双车道公路 (路面宽 < 14m)	平原区	< 0.2	1.0	1.2	1.5	2.0
		0.45	1.2	1.6	2.0	4.0
		0.7	1.4	1.5	2.0	4.0
		> 0.7	1.1	1.3	1.5	3.0
	丘陵区	< 0.2	1.0	2.0	3.0	4.0
		0.45	1.2	3.5	4.5	6.0
		0.7	1.5	3.0	4.0	5.0
		> 0.7	1.2	2.5	3.5	5.0
	山岭区	< 0.2	1.3	1.5	3.0	—
		0.45	1.5	4.0	6.0	—
		0.7	2.5	3.5	5.0	—
		> 0.7	1.3	1.6	3.0	—
一级公路 (单车道)	平原区	< 650	1.2	1.4	1.6	—
		1400	1.4	1.7	2.0	—
		1750	1.3	1.6	2.0	—
		> 1750	1.2	1.2	1.4	—
	丘陵区	< 500	1.3	1.6	2.5	—
		1150	1.7	2.5	4.0	—
		1500	1.8	2.0	3.0	—
		> 1500	1.5	1.5	1.8	—
	山岭区	< 400	1.8	2.0	3.0	—
		900	2.0	4.0	7.0	—
		1150	2.0	3.5	5.0	—
		> 1650	1.8	2.5	4.0	—

高速公路路段折算系数的推荐值

表 1-10

车型	流量 (veh/h/ln)	坡 度(%)						
		0	1	2	3	4	5	6
大中型车	< 1000	1.5	1.5	1.5	2.0	2.0	2.5	2.5
	1000	3.0	3.0	3.4	3.8	4.5	5.5	6.5
	> 1500	2.5	2.5	3.0	3.3	4.0	4.8	5.5
特大型车	< 1000	2.0	2.0	2.0	2.5	2.5	3.0	3.0
	1000	7.0	9.0	10.0	11.0	13.0	14.0	15.0
	> 1500	6.0	8.0	8.0	9.0	11.0	12.0	14.0

为了简化车辆折算系数在实际中的应用,下面给出一套用于公路规划等前期工作的适用于各类道路设施的统一车辆折算系数的推荐值,见表 1-11。

适用于各级公路的车辆折算系数推荐值

表 1-11

车 型	小型车	大中型车	特大型车
车辆折算系数	1.0	1.7	3.0

第四节 道路通行能力研究的发展方向

道路通行能力的研究最早始于美国,从 20 世纪 40 年代起,为了适应战后经济发展的需要,美国加快了全国公路网的建设。在建设过程中,针对公路的规划、设计、建设、养护及营运中出现的问题,开始了道路通行能力方面的研究,以求对公路的建设在合理、科学、规范的基础上进行。1950 年,美国交通工程师协会在道路通行能力研究成果的基础上,编写出版了《道路通行能力手册》(Highway Capacity Manual, 简称 HCM)第一版。随后,为实现州际公路网计划,高速公路大量修建,手册中的很多内容不适用于高速公路,因此由美国联邦公路局(FHWA)组织对高速公路的交通特性及其通行能力进行了大量的研究分析,并于 1965 年修订出版了第二版的《道路通行能力手册》。随后,1985 年第三版《道路通行能力手册》紧接着问世。但由于在方法上存在着缺陷,而且随着时间的推移,车辆拥有量、交通条例法规和交通行为均发生了变化,美国继续修改它的通行能力手册,1994 年又出版了 HCM 的修订版。而且一个名为《HCM2000》的新手册编制工作已完成。继美国之后,许多发达国家如英、法、德、日等国均根据本国实情组织专门研究队伍开展了这方面的实地调研,编制出各自的通行能力手册。20 世纪 80 年代至 90 年代初,印度、巴西、印度尼西亚、韩国、马来西亚等国家也各在其政府的支持下,对公路通行能力进行研究,编制出适合各国国情的通行能力手册。

与国外长时间的持续、深入研究相比,我国由于资金与人力所限对此研究起步较晚。在 20 世纪 80 年代前期,引用的基本上是美国通行能力手册,然而我国的交通环境、交通组成和车辆性能与国外有很大差别,最主要的就是混合交通问题,国外的许多模型和参数是在车种单一(小汽车占 70%左右)、环境不很复杂的情况下建立的。为此,交通部公路司曾于 1983 年立项由交通部公路科研所主持对“混合交通双车道公路路段通行能力”进行研究,该课题历时 4 年,有 8 省市共同参加,对我国混合交通双车道公路路段通行能力进行了较系统的研究,提出了一套比较合理的、实用的研究方法,确立了二、三、四级公路的设计通行能力与服务水平分级指标,研究成果纳入《公路工程技术标准》后,曾在我国公路建设决策中发挥了重要作用。长安大学(原西安公路学院,西安公路交通大学)对公路及城市道路与交叉口通行能力进行了广泛、深入的研究。与此同时,市政工程部门连同北京工业大学、东南大学、同济大学等一些大专院校,也先后对城市交叉口的通行能力进行了分析研究。1996 年,国家计委批准立项“国道主干线设计集成系统开发与研究”项目,并由交通部公路科研所、中交公路规划设计院、东南大学和北京工业大学四家联合河北、河南、北京、新疆、辽宁和广东等六省市科研设计单位组成联合攻关课题组进行“公路通行能力”专题研究。同时世界银行在我国国道贷款项目河北、河南两省高速公路建设中也拨出专项资金,用于编制河北、河南两省典型公路的通行能力指南。

随着计算机技术的迅猛发展,以计算机作为辅助工具,利用其可重复性、可持续性模拟交通运输状况进行道路通行能力分析研究,对于再现复杂交通环境条件下的车流运行特征,弥补

观测数据不足、解决交通流车速—流量关系曲线的外延问题都有着其他方法和手段无可比拟的优势。因此,通过计算机集成和优化,采用模拟预测和实施仿真系统进行分析研究将是道路通行能力研究的未来发展方向。

目前国际上较为流行的四套模拟软件分别是:美国的 HCM 系统,它与 1994 年版的 HCM 手册相配套,用于各种交通设施下的交通运行分析;澳大利亚 ARRB 开发的 SIDRA 系统,主要适用于各类交叉口运行分析;瑞典公路局的 CAPCAL 系统和荷兰公路局的 PTDESGN 软件,分别为交叉口和环岛的交通模拟模型。另外,我国公路部门也正在加紧研究和开发适合我国国情的相关模拟软件系统,力争使我国通行能力研究水平尽快与国际接轨。

第五节 道路通行能力分析方法及教学安排

一、道路通行能力分析方法

按照通行能力分析的目的和作用,道路通行能力大体上可分为两个层次进行分析:

1. 实际运行状况分析:其目的是在现有的或规划的交通需求下,确定交通流的运行状况,以及公路设施所能提供的服务水平等级,计算实际道路条件下的通行能力,以及在保持某一特定运行状况的前提下所能通过的最大服务流量。通过运行分析,可正确评价公路运行状况,为公路交通管理部门制定正确的交通管理措施提供依据,以保证公路处于良好的运行状况。

2. 规划和设计分析:其目的是确定公路设施的几何参数。在设计、规划阶段,计算在特定的运行状况条件下,承担给定交通量所需要的公路设施几何参数,如车道数、行车道宽度、平交类型等,并预测其他一些设计要素(如预留中央分隔带、调整路肩宽度、设置爬坡车道)对通行能力和运行特性的影响。相对于实际运行状况分析而言,由于规划设计分析交通资料仅有规划年的年平均日交通量(AADT),其他必要的分析参数则采用推荐的默认值,所以此分析是比较粗略的。

二、教材教学安排

道路通行能力分析是道路设施合理规划、设计和运营管理的重要依据。它涉及交通工程学、道路工程学、心理学、运输经济学、计算机模拟、系统工程等学科,交叉性较强。其中,系统分析方法在道路通行能力研究中起着关键的作用。本课程的先修课程为道路工程、交通工程学原理、道路与交通工程系统分析、交通流理论、交通调查与分析等,通过本课程的学习,可为进一步学好交通规划理论与方法、道路工程经济与管理、交通工程设施设计、交通管理与控制、道路交通安全等课程打下良好基础。本课程计划学时 40 学时,教学内容及学时分配见表 1-12。

教材教学内容及学时分配

表 1-12

教 学 内 容	学 时 数
第一章 绪论	4
第二章 双车道公路路段通行能力分析	4
第三章 多车道公路路段通行能力分析	4
第四章 高速公路路段通行能力分析	3

续上表

教 学 内 容	学 时 数
第五章 交织区通行能力分析	4
第六章 匝道及匝道连接点通行能力分析	4
第七章 收费站通行能力分析	3
第八章 无信号交叉口和环行交叉口通行能力分析	4
第九章 信号交叉口通行能力分析	4
第十章 城市道路通行能力分析	3
第十一章 行人交通设施和自行车道通行能力分析	3
总 计	40

各教学单位可根据自身专业特点对教学内容及学时数进行适当补充、调整和删减。

第二章 双车道公路路段通行能力分析

第一节 双车道公路交通特性分析

目前我国大多数干线及非干线公路均为双车道公路,同时双车道公路亦为我国公路网中最长、最普遍的一种公路形式。由于双车道公路交通特性的独特,车辆只能在对向车道有足够超车视距时才能有超车的可能,因而此类交通流又不同于其他的非间断流,一个方向上的正常车流会受另一方向上的车流影响,故研究其独有的交通流统计信息对通行能力的计算有重要的现实意义。由此我们首先进行双车道公路交通特性的分析。

交通工程学中的一个很重要的部分就是交通特性分析,它是进行合理的、科学的通行能力研究的前提和基础。交通特性分析即是要研究交通系统各个要素自身的特征,如驾驶员交通特性、车辆交通特性、道路交通特性等。

一、驾驶员交通特性

人、车、路组成了道路交通系统,人是系统的主要部分,而驾驶员的作用尤为重要。驾驶员的行为对整个系统的运行有着很大的影响,其行为特征的积累表现为系统的运行特征。驾驶员的交通特性影响其驾驶的能力和倾向,从而对整个交通系统的特性和行为产生影响。一般说来驾驶员的交通特性包括反应时间、判断能力、驾驶倾向性和稳定性。

1. 反应时间

反应时间是指驾驶员从感知信息,经过辨认、判断、采取动作并使动作发生效果这一过程需要的时间。其长短与以下四种因素有关:

- (1)刺激的种类和强度;
- (2)驾驶员的个人特性——素质、个性、年龄、性别、情绪等;
- (3)驾驶员的注意程度;
- (4)客观情况的复杂程度。

2. 驾驶倾向性

在交通工程心理学中研究的驾驶员的差异性除性别、年龄外,还包括气质等方面。为了表征这些差异,可把驾驶员分为冷静型(偏安全型)、一般和冲动型(偏兴奋型)三类,并利用驾驶员倾向性指标来描述驾驶员的这种区别,体现在对车头间距的把握和超车机会的评判选择上。驾驶员的驾驶倾向性又可采用反应使用系数来描述。反应使用系数是驾驶员进行某个驾驶动作时的实际反应时间与其制动反应时间的比值。

二、车辆交通特性

双车道公路上运行车辆的驾驶员根据自己的技能水平、车辆性能、交通状况、道路条件以及环境因素,综合决定车辆行驶方式,根据交通流状况随时调整自己的车速,保证车辆安全行

驶。另外,我国双车道公路多为机非混行道路,除了一般车辆在道路上的运行之外,慢车交通则是我国最具有特色的交通状况。故应从这两方面加以研究,降低交通延误,提高道路通行能力。

1. 一般车辆运行特性

(1) 自由行驶

当前车车速高于跟随车车速或前车与跟随车车头时距远大于最小车头时距时(即车头时距 $\geq 5s$ 时),认为跟随车在行驶中不受其他车的干扰,以驾驶员的期望速度行驶,此时车辆处于自由行驶状态。

(2) 跟驰

当前后两车车头时距处于最小车头时距附近,跟随车期望以高于前车车速行驶,但是受道路条件限制或其他车辆的干扰(主要是对向车流),不能进行超车时,不得不以低于驾驶员期望的速度行驶,跟随车处于跟驰状态。

(3) 超车

当车辆不受干扰影响或干扰影响解除后,跟随车期望超车而又有足够的超车间距时,跟随车进行超车。在此,又有三种情况:其一为某一快速行驶车辆追赶上在相同车道上行驶的慢车,条件许可,该快车不减速,变换车道,保持匀速或加速超越慢车,称为快速超车;其二为处于跟驰状态行驶受限的跟随车,在道路的某一点,视距满足且有安全的超车间距时,跟随车加速变换车道超越前车,称为加速超车;其三为正在执行快速超车或加速超车的车辆,超越的是一组慢车队时,对向无车或间距足够大时,超越车超越一辆以上慢车后返回本车道,称为多重超车。

(4) 停止超车

如果超车过程中对向车道出现车辆且超越车与对向车间距小于安全距离时,则超越车停止超车,急减速返回本车道,并以最小安全车头时距跟随前车,这发生于对超车距离估计不足或超车视距不足时。

2. 慢车运行特性

我国双车道公路上车辆组成除了有车速较高、操纵灵活的小客车外,更有普遍存在的慢行车,如大、小型拖拉机等。因而周密细致的研究慢车的交通特性更符合我国双车道公路的实际状况。其中慢车可认为是基本期望速度小于 35km/h 、轴距大于 1.5m 的大小拖拉机和畜力车。

(1) 慢车动力性能

车辆具有加速、爬坡、最高时速、滑行、制动等动力性能。评价车辆动力性能的主要指标有最高时速、最低稳定车速、所能克服的最大坡度、加速和滑行能力、制动性能等。针对慢车交通的实际情况,宜采用最高时速、最低稳定车速、所能克服的最大坡度作为慢车动力性能参数。

(2) 慢车运行特性

慢车动力性能决定了其运行特性,同时运行特性又受道路条件的影响。车速缓慢、上坡艰难、占道行驶、反应迟缓是慢车的运行特性。由于动力性能的限制,慢车的车速小于 35km/h ,且慢车多数又不是沿路侧行驶,而是占据正常车道,尤其是路肩状况较差时更甚。慢车灵活性比一般机动车差,加之驾驶者技术低,故慢车反应较迟缓。

三、道路交通特性

道路是汽车交通的基础、支撑物。道路必须符合其所服务对象的交通特性,满足或适应他

们的交通需求。

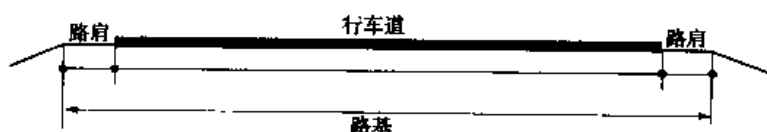
1. 道路宽度

就双车道公路而言,道路宽度即车行道宽度与硬路肩宽度之和。车道宽度主要取决于道路的技术等级、车辆的外形尺寸,确定车道宽度时须考虑车厢的宽度及不同速度下车辆横向摆动的幅度,使车辆行驶时车轮与路面边缘之间、并列的两行汽车间,均保持一定的距离,以保证车辆的安全行驶。硬路肩主要是为超车或紧急停车提供辅助车道。超车时,慢速车辆移至硬路肩,为快速车辆让出车道,使超车得以顺利完成,从而保证交通流的顺畅。

我国地形条件比较复杂,即使是同等级道路,也因地形、地物不同而在道路宽度上存在较大差异。交通部颁发的《公路工程技术标准》(JTJ 001—97)规定了双车道公路的基本横断面形式,如表 2-1 所示。

双车道公路横断面形式和几何数据

表 2-1



各部分宽度(m)		路 基	路 肩	行 车 道
二级公路	80km/h	12.0	1.5	9.0
	40km/h	8.5	0.75	7.0
三级公路	60km/h	8.5	0.75	7.0
	30km/h	7.5	0.75	6.0
四级公路	40km/h 或 20km/h(双车道)	7.0	0.5	6.0
	40km 或 20km/h(单车道)	6.5	1.5	3.5

2. 道路线形

道路线形与车辆行驶的安全、舒适、经济密切相关,车辆行驶是否安全、顺畅,驾驶员在视觉上、心理上反应是否良好,取决于良好的线形。道路线形分平面及纵断面线形。平面线形由直线、圆曲线和缓和曲线三部分组成,评价平面线形的两个重要指标是平曲线半径和曲率。纵断面一般使用直线和圆曲线,直线用于坡度相同的路段,圆曲线是插入变坡点的竖曲线。

在同一设计速度的路段,必须按照能够得到同样的行驶状态进行设计。平曲线受车辆性能差别的影响较小,但纵坡受到车辆性能的差别影响很大;小汽车受到坡度的影响较小,然而对多余马力较少的重型车来说,随着坡度的变陡,行驶速度明显下降,在陡坡路段行驶的速度降低,既妨碍了其他高速车辆的行驶,又使交通阻滞,进而成为降低道路通行能力的原因。并且,随着高速车辆和低速车辆速度差别的增大,超车需求增多,这也是造成交通事故的主要原因之一。

3. 视距

车辆在道路上行驶的速度是靠驾驶员对路况的正确判断而控制的,如果驾驶员看不清或看不远行进道上的路况,尽管道路的几何线形设计采用的标准很高,车辆仍难以安全、快速地行驶,这就涉及到视距问题。所谓视距,即驾驶员看到前面道路或路上障碍物时,汽车所能行驶的最短距离。有无足够的视距,对行车安全、车速以及行车能力等有显著影响。视距的计算取决于道路线形、车辆的制动性能、行驶速度和驾驶员克服障碍物时所采取的措施。

第二节 实际运行状况通行能力分析

一、运行状况分析目的

由于双车道公路上的交通是较为特殊的,车辆只能在对向车道有足够的超车视距时才能有变换车道和超车的可能,否则就只能连续保持跟驶行驶状态。考虑到此种交通流一个方向上的正常车流会受到另一方向车流的影响,因而从实际出发,分析其现实的道路及交通条件从而分析出其实际运行状况的通行能力便显得至关重要。

二、分析步骤

1. 利用观测数据确定平纵面线形、街道化程度、地形条件、横断面、路面状况等几何特征参数;
2. 确定车辆折算系数及横向干扰等级;
3. 由基本自由流速度及行车道宽度、地形条件、横向干扰、街道化程度对自由流速度的修正从而确定实际条件下的自由流速度;
4. 由基本通行能力及行车道宽度、方向分布、横向干扰、交通组成对通行能力的修正从而确定实际条件下的通行能力;
5. 分析交通运行状况。

具体步骤如框图 2-1 所示。

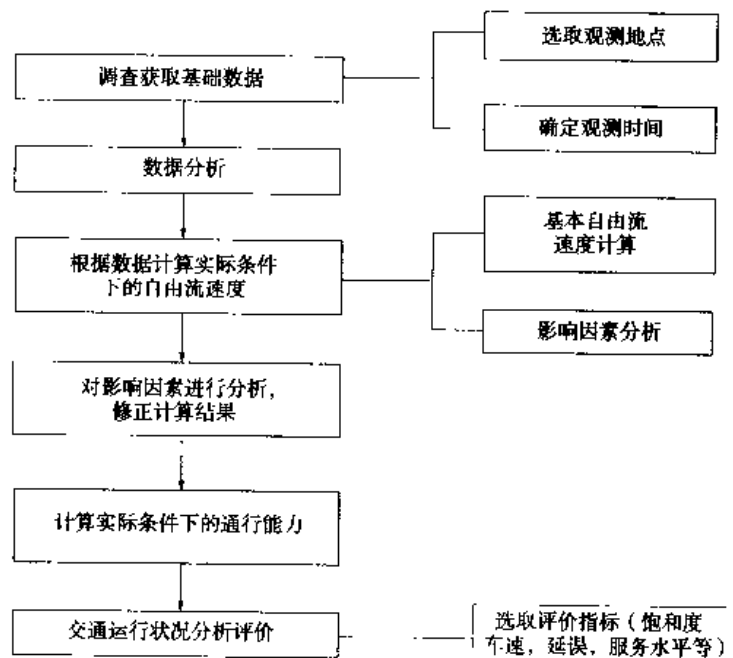


图 2-1 实际运行状况通行能力分析框图

三、基础数据调查与分析

1. 基础数据的调查获取

要研究双车道公路路段通行能力,首要的便是获取基础数据,数据的准确与否直接关系到

分析结果的偏差程度。其方法或为实地观测而设、或为利用计算机模拟模型、或是直接借鉴美国道路运输研究委员会(Transportation Research Board)编写的《道路通行能力手册》(Highway Capacity Manual, 简称 HCM)中已有的数据成果。但总的来说,都需以实地观测数据为基准。

根据研究的需要,进行公路通行能力分析需要取得以下数据:

- ①道路横断面和平、纵线形参数;
- ②街道化程度;
- ③横向干扰等级;
- ④5min 时段内的交通量、交通组成、运行速度和方向分布系数;
- ⑤给定条件下,不同车型的白流速度;
- ⑥给定交通量区段内各车型的平均运行时间、运行速度;
- ⑦超车数量与被超车数量;
- ⑧车头时距分布和跟车率;
- ⑨延误与饱和度。

为了获得这些分析数据,应结合国内外通行能力的研究方法与成果,详细研究数据分析要求,然后确定选点数量与要求、数据采集的技术方案和数据处理方法。凭借高效、准确的交通流采集仪对观测点的道路、交通状况进行了大量实地观测,可建立所有观测点的道路交通状况数据库。

(1)观测点的选取

观测点的选择必须以满足后期数据分析要求为依据,这样既可以减少观测时间,又可以降低由于调查点选择不当而导致分析失败的可能性。因此,可以采用正交试验设计方法安排观测点,获取需要的最小样本量,以期把野外观测和后期数据分析有机地结合起来,使之在满足统计分析建模的条件下,能节省大量的人力与财力。为此,须统筹考虑各种公路等级、地形条件、线性标准、交通组成、街道化程度、交通管理和驾驶员心理等因素。在这 7 种影响因素中,各因素可采用三类水平,具体安排如下:

公路等级:一级路(1),二级路(2),三级路(3);

地形条件:平原(1),丘陵(2),山区(3);

线性等级:好(1),一般(2),差(3);

交通组成(主要是大车比例):10%(1),30%(2),50%(3);

街道化程度:0%(1),30%(2),60%(3);

交通管理:好(1),一般(2),差(3);

驾驶员心理:冷静型(1),一般(2),冲动型(3)。

其中地形条件及横向干扰等级可见表 2-2 和表 2-3。

基本地形条件

表 2-2

地形条件	纵坡坡度(%)				平曲线半径(m)			
	一级	二级	三级	四级	一级	二级	三级	四级
平原区	<3	<3	<3	<3	>700	>400	>200	>100
丘陵区	<4	<5	<6	<6	>400	>250	>125	>60
山岭区	>4	>5	>6	>6	<400	<250	<125	<60

横向干扰等级

表 2-3

横向下扰	等级代码	典型状况描述
轻微	1	道路、交通状况基本符合标准条件
较轻	2	两侧为农田,有少量行人或自行车出行
中等	3	穿过村镇,支路上有车辆进出或路侧停车
严重	4	有大量慢速车或拖拉机混杂行驶
非常严重	5	路侧有摊商、集市、交通管理和交通秩序很差

同样,可确定在若干影响因素作用下,满足统计分析要求的观测点数量。根据正交设计步骤,满足通行能力分析的最小样本量列入表 2-4 中。此外,为减少后期分析中的异常点,保证通行能力分析的正确性。除自由流速度观测标定的路段外,所选择观测路段的交通应该比较繁忙,高峰小时交通量(或车速)与低峰小时交通量(或车速)相差较大,而且观测路段不宜短于 2km,路面使用质量应在中等以上,尤其是平整度应以影响正常运行速度最小为原则,以便找出车辆运行特性与流率的关系。

双车道公路路段选点数量表

表 2-4

考虑因素	变化值	选点数量	
		断面法	区间法
路面宽度	7~15m	125	—
路肩宽度	0~3m		—
地形	平原		—
	丘陵		10
	山区		10
街道化程度	低、中、高		8
横向干扰	低、中、高		—
封闭程度	混合、汽车专用		—
快慢分隔	分隔、不分隔		—

(2) 观测时间的确定

公路通行能力分析中关键的速度、密度和流量参数都是随机变量,为保证这些参数能够有足够的精度,必须保证一定的实测样本量。如果以实测速度作为必须保证精度的参数,理想条件下的最小观测样本量可以按照式(2-1)计算。

$$N \geq (Sc/E)^2 \quad (2-1)$$

式中: N ——样本量;

S ——样本标准差,假设速度标准差为 5~10km/h;

c ——常数,当置信度为 95%时, $c = 1.96$;

E ——容许误差,假设速度容许误差为 2km/h。

当地点速度的精度要求置信度为 95%,误差为 2km/h,标准差为 10km/h 时,应该采集 96

个样本量;按 5min 作为一个观测区间,则需要观测 8h。如果将误差降为 5km/h 时,需要至少采集 24 个样本量。因此,正常情况下每个观测点的观测时间均是从早到晚连续 6~8h。

(3) 常见的路段数据观测方法

①单断面观测法:它适用于线形平直、横向干扰少的平原区段,通过交通量自动采集仪和录像机可以连续收集到以下基础数据:超车率、速度、交通量、车头时距、道路横断面。设备布置方法如图 2-2 所示。

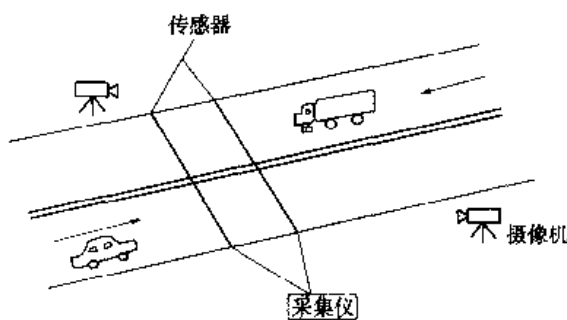


图 2-2 单断面观测法设备布置图

除了自动记录数据和连续录像外,还收集了每个观测点的道路几何尺寸和环境数据,包括:

- a. 地形条件、视距等级、公路等级、观测点位置;
- b. 道路横断面尺寸,包括路面宽度、路肩宽度、路缘带宽度等;
- c. 路面、路肩类型和使用状况;
- d. 路肩的作用,如用于车辆行驶、停靠车辆等;
- e. 观测点 200m 范围内的横向干扰状况,包括停靠车辆、慢车和非机动车、支路进出车辆、行人、牲畜等以及在观测期间发生的可能影响速度、流量的意外事件。

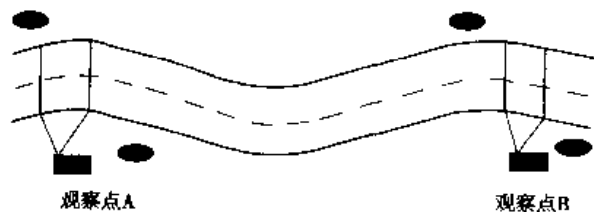


图 2-3 区间观测法现场布置示意图

②区间观测法:它可以看成是两单断面观测法的合成,路段一般在 2km 左右,多用在丘陵、重丘陵区或沿线横向干扰变化大的路段,调查平纵曲线和街道化程度对通行能力的影响。可收集路段进出口双向交通量;车辆行程时间和区间速度;横向干扰;调查路段进出口横断面形式;路段平、纵线形及超车数、超车率等数据。如图 2-3 所示。

此外,为了保证数据能正确反映道路在正常条件下的交通状况,野外数据调查应避免恶劣天气,同时对突发事件,如交通事故、人为障碍等作详细记录,为数据分析提供翔实可靠的第一手资料。

2. 基础数据分析

通过上述方法所获得的基础数据只是一些简单的数据信息,不能直接用于分析,还须进行处理。

(1)开发研制配套交通流统计分析软件。对各种原始数据文件记录进行处理分析,生成任一时间周期内的交通流量和交通组成,以及空间平均运行速度和速度分布曲线,其目的是为了减轻室内数据处理的工作量。

(2)为了满足后期数据统计分析的要求,还须建立标准化的数据库存储格式。在每一观测点不仅建立包含车型构成、车速和交通量以及自由流速度等指标的交通状况数据库,同时还须收集道路几何与环境数据,诸如地形状况、路面路肩宽度、公路等级及横向干扰状况(行车、临近设施进出口、行人和街道化程度),归纳后形成现场状况数据库。

(3)将该数据库与相关统计分析软件一起用于下一步数学模型分析,经过数据处理转换后,得到包括速度信息、车队信息以及流量信息及基本数据文件以利统计分析时使用。

通过基础数据调查与分析得出来的一系列后期数据便可有效地用于实际状况或规划设计阶段的通行能力的计算分析了。由此我们便可逐一介绍实际状况下的双车道公路路段通行能

力以及规划设计阶段双车道公路路段的通行能力。

四、实际条件下自由流速度的计算

自由流速度是指公路上不受其他车辆干扰,根据驾驶员主观意愿自由选择的行驶速度,它只用于双车道公路的分析。自由流速度作为确定不同等级公路车辆运行质量的重要指标,不仅是速度—流量模型的一个重要指标,而且是模拟模型中描述驾驶员行为特征的一个重要参数。根据实地观测的各种路宽(W)条件下的分车型自由流速度观测值列入表 2-5 中。

双车道公路各种车型自由流速度观测值(km/h)

表 2-5

道路类型	微型车	小客车	中型车	大型车
一级路($W=7m$)	44.8	56.4	49.5	47.9
二级路($W=9m$)	51.1	64.2	55.3	54.9
三级路($W=12m$)	58.6	75.1	60.8	60.4
四级路($W=14m$)	61.4	83.9	67.2	64.7

观测结果表明:由于我国双车道公路混合交通的现象十分严重,各车型的自由流速度不仅受车辆性能的影响,而且还受道路环境、路面宽度、驾驶员类型等多种因素的制约。这些因素综合作用的结果表现为:交通流整体运行质量不高,单车运行速度更是参差不齐,速度差梯度比较大,集中反应了我国交通运行状况与西方发达国家间的巨大差别。故实际条件下的自由流速度可由式(2-2)得出:

$$FV = FV_0 + FV_{CW} + FV_{TER} + FV_{FRIC} + FV_{REDEV} \quad (2-2)$$

式中: FV ——实际条件下小型车的自由流速度(km/h);

FV_0 ——小型车的基本自由流速度(km/h);

FV_{CW} ——行车道宽度对自由流速度影响的修正值(km/h);

FV_{TER} ——地形条件对自由流速度影响的修正值(km/h);

FV_{FRIC} ——横向干扰对自由流速度影响的修正值(km/h);

FV_{REDEV} ——街道化程度对自由流速度影响的修正值(km/h)。

1. 基本自由流速度 FV_0

为确定标准条件下的各等级公路自由流速度,首先需要对影响速度的各种原因进行分析。根据所观测的道路条件数据库与交通状况数据库,分别对同一等级道路进行小客车自由流速度与各种道路环境条件变量的统计分析。道路环境条件对自由流速度的影响公式如下:

$$FV_{car} = a + F_{CW} \times CW + F_{TER} \times TERRAIN + F_{SW} \times SW + F_{FRIC} \times FRIC \quad (2-3)$$

式中:

FV_{car} ——小客车自由流速度观测值(km/h);

a ——回归系数,可通过实际道路和交通状况观测数据经过统计分析得到;

CW ——路面宽度(m);

SW ——路肩宽度(m);

$TERRAIN$ ——地形等级;

$FRIC$ ——横向干扰等级,取值为 1 至 5 内的整数;

F_{CW} 、 F_{TER} 、 F_{SW} 、 F_{FRIC} ——各因素的影响系数。

根据已有数据,在确定了各道路等级的速度影响系数后,由下式确定小客车在标准条件的基本自由流速度 FV_0 :

$$FV_0 = FV_{\text{car}} + F_{\text{CW}} \times (CW_{\text{标准}} - CW) + F_{\text{ter}} \times (TERRAIN_{\text{标准}} - TERRAIN) + F_{\text{SW}} \times (SW_{\text{标准}} - SW) + F_{\text{FRIC}} \times (FRIC_{\text{标准}} - FRIC) \quad (2-4)$$

分析结果,可得出以下结论:

- ①自由流速度随着路面宽度增加而提高;
- ②双车道公路土路肩宽度对车辆运行速度的影响可以不予考虑;
- ③自由流速度随路侧横向干扰和街道化程度的加大而降低;其中路侧横向干扰对自由流速度有显著的影响,横向干扰等级每减少1级,速度大约降低5km/h;
- ④地形条件对自由流速度有很大影响,平原地区双车道公路的自由流速度要比山岭区的速度高出10km/h左右。

根据标准化后的统计结果,9m和7m宽没有横向干扰的双车道二、三级公路,其标准道路条件下小客车的基本自由流速度分别为85km/h和73km/h。

2. 自由流速度影响因素分析

通过建立自由流速度与各影响因素之间的统计分析,即可将每一观测点的自由流速度按路面宽度、横向干扰、地形条件和街道化程度等具体情况调整到标准条件下的自由流速度,以此确定以下各道路条件和环境因素对速度的影响。

(1)路面宽度

将每一观测点的自由流速度按横向干扰程度和地形条件等具体情况调整到标准的二级路上,即得到标准条件下的自由流速度,然后依据调整后的自由流速度与实际道路宽度一一对应的关系,画出各车型自由流速度与路面宽度之间的曲线。从图2-4中可以看出,小客车自由流速度随路面宽度的增加而加大,但加宽至12m后其自由流速度变化已不明显,表明双车道公路不能仅靠加宽路面宽度而提高自由流速度。路面宽度对小型车自由流速度的修正值 FV_{CW} 见表2-6。

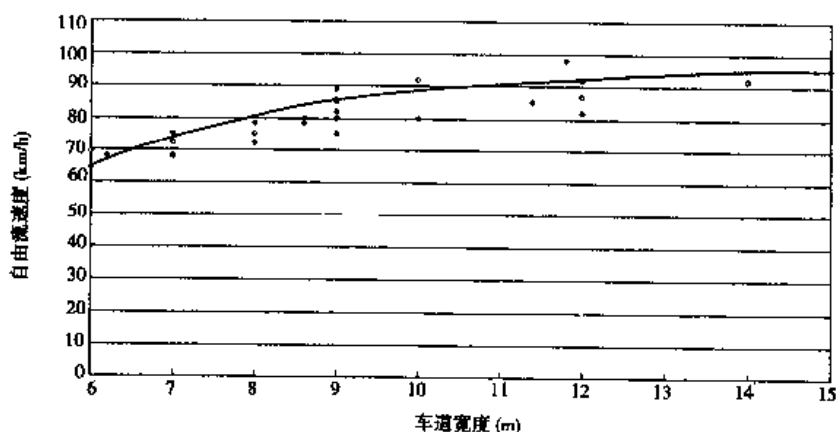


图 2-4 路面宽度影响

路面宽度对小型车自由流速度修正值

表 2-6

路面宽度(m)	速度修正值(km/h)	路面宽度(m)	速度修正值(km/h)
6	-20.0	10	2.0
7	-15.0	11	4.0
8	-8.0	12~15	6.0
9	0.0		

(2)地形条件

将每一观测点的自由流速度按路面宽度、横向干扰等具体情况调整到标准的二级路上,即得到标准条件下的自由流速度,然后依据调整后的自由流速度与实际地形条件等级的对应关系,画出自由流速度与地形条件之间的线性关系如图。从图 2-5 中可以看出:每级地形条件的影响人约为 5km/h 左右,即平原区的自由流速度分别比丘陵和山岭区高 5km/h 和 10km/h。其对小型车自由流速度修正值 FV_{TER} 见表 2-7。

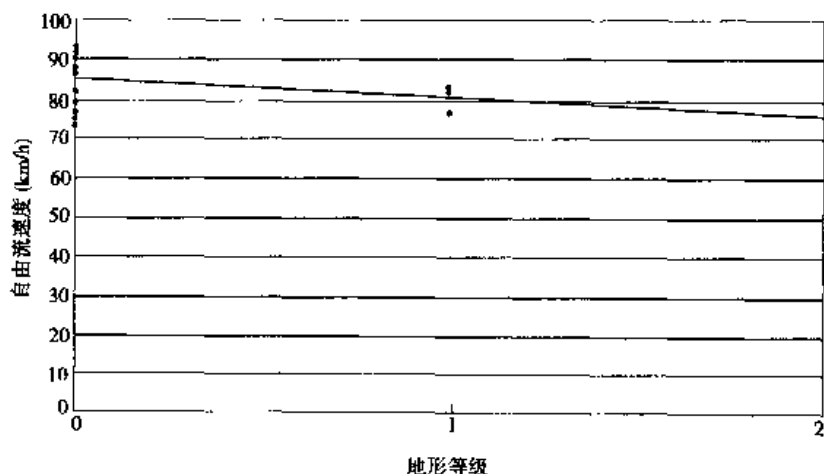


图 2-5 地形条件影响

地形条件对小型车自由流速度修正值

表 2-7

地形条件类型	速度修正值(km/h)	地形条件类型	速度修正值(km/h)
平原区	0.0	山岭区	-10.0
丘陵区	-5.0		

(3)横向干扰

从图 2-6 中可以看出,横向干扰对小客车自由流速度的影响相当严重,当横向干扰从轻微(1级)恶化到很严重(5级)时,小客车自由流速度下降 30% 左右。其对小型车自由流速度修正值 FV_{FRIC} 见表 2-8。

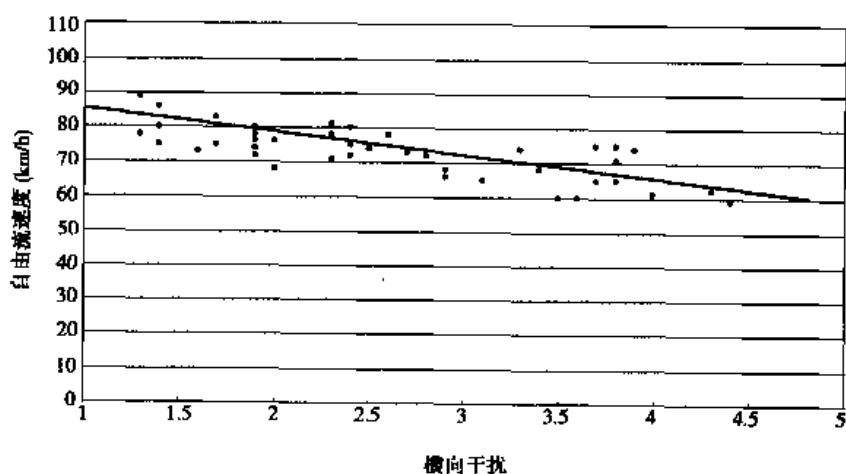


图 2-6 横向干扰影响

横向干扰对小型车自由流速度修正值

表 2-8

横向干扰等级	速度修正值(km/h)	横向干扰等级	速度修正值(km/h)
1	-4.0	4	-15.0
2	-8.0	5	-20.0
3	-12.0		

(4)街道化程度

街道化程度对小型车自由流速度的修正值 FV_{REDEV} 如表 2-9 所示。

街道化程度对小型车自由流速度修正值

表 2-9

街道化程度(%)	速度修正值(km/h)	街道化程度(%)	速度修正值(km/h)
20	-3.0	80	-10.0
40	-5.0	100	-13.0
60	-8.0		

五、实际条件下通行能力的计算

1. 双车道公路路段通行能力的分析是建立在二级路标准条件下的基本通行能力基础上的,如表 2-10 所示为二级公路标准条件,且一般规定二级公路基本通行能力 C_0 为 2500veh/h。

二级公路标准条件

表 2-10

项 目	标 准 条 件	项 目	标 准 条 件
路面宽度	9m	街道化程度	0
设计速度	80km/h	方向分布	50/50
路肩宽度	每侧 1.5m	行政等级	干线公路
会车视距	> 250m	平整度	对速度无影响
地形	平原微丘	交通秩序与交通管理	好
横向干扰	轻微		

由已知的基本通行能力,结合行车道宽度、方向分布、横向干扰及交通组成对通行能力的修正,我们可得双车道公路实际条件下的通行能力 C :

$$C = C_0 + f_{\text{CW}} + f_{\text{DIR}} + f_{\text{FRIC}} + f_{\text{HV}} \quad (2-5)$$

式中: C ——实际条件下的通行能力(pcu/h);

C_0 ——基本通行能力(pcu/h);

f_{CW} ——行车道宽度对通行能力的修正系数,见表 2-11;

f_{DIR} ——方向分布对通行能力的修正系数,见表 2-12;

f_{FRIC} ——横向干扰对通行能力的修正系数,见表 2-13;

f_{HV} ——交通组成对通行能力的修正系数。

行车道宽度对通行能力的修正系数

表 2-11

路面宽度 (m)	修正系数	路面宽度 (m)	修正系数
6	0.52	10	1.16
7	0.56	11	1.32
8	0.84	12 ~ 15	1.48
9	1.00		

方向分布对通行能力的修正系数

表 2-12

方向分布 (%)	修正系数	方向分布 (%)	修正系数
50/50	1.00	65/35	0.91
55/45	0.97	70/30	0.88
60/40	0.94		

横向干扰对通行能力的修正系数

表 2-13

横向干扰等级	修正系数	横向干扰等级	修正系数
1	0.91	4	0.65
2	0.83	5	0.57
3	0.74		

交通组成对通行能力的修正系数 f_{IV} 可由式(2-6)计算:

$$f_{IV} = \frac{1}{1 + \sum P_i (E_i - 1)} \quad (2-6)$$

式中: P ——车型 i 的交通量占总交通量的百分比;

E_i ——车型 i 的车辆折算系数,见表 2-14。

车辆折算系数

表 2-14

两轮摩托车	小型车	中型车	大型车	特大型车	小型拖拉机	大型拖拉机	自行车
0.6	0.8	1.0	1.5	2.5	1.7	3.5	0.2

2. 实际通行能力所能适应的年平均日交通量

实际通行能力所能适应的年平均当量交通量,可以根据所求得路段实际通行能力与小时交通量系数 HTF (通常取 0.09) 之比求出,公式为:

$$\text{具体路段的 } AADT = \text{实际通行能力} / HTF \quad (2-7)$$

六、路段交通运行状况分析

在以上基础数据的获取以及所求出的实际运行状况下的自由流速度和通行能力的基础上,可对路段的交通运行状况进行分析。分析可从路段饱和度、区间行驶速度、车辆运行时间、延误率以及服务水平等方面着手。

1. 路段饱和度

计算出双车道公路中总的交通流量值与实际状况下的道路通行能力的比值,即为所分析路段的饱和程度。饱和程度大,则说明路段上交通流量大于实际通行能力,道路超负荷运行;饱和程度小,则说明路段上交通流量比实际的通行能力小,道路还有承载能力,可供更多车辆行驶。

2. 服务水平衡量指标

选择衡量服务水平的主要指标,需根据不同形式公路车辆运行规律的差异,采取不同的指标。通常混合交通双车道公路车辆不成队列行驶,快车与慢车的横向行驶位置各不相同,常常互相交错,因此只能用平均运行速度和车辆延误作为衡量服务质量的主要指标。其中延误是指由于道路与环境条件、交通干扰以及交通管理与控制设施等驾驶员无法控制的因素所引起的行程时间损失,一般包括路段行车延误和交叉口延误。延误率是车辆通过单位长度路段的实际运行时间与车辆在理想条件下通过该路段所需时间(标准运行时间)之差值,可以反映出单位长度路段上延误的大小。

3. 服务水平分级指标

在混合交通双车道公路上,各种车辆常常交错混杂车辆不成队列行驶,。因而,采用延误率作为分级的主要指标,以速度作为辅助分级指标,这样就大大降低了人为因素的影响,保证了评价指标的客观性。根据延误率、速度及流量关系,可拟定双车道公路服务水平分级指标,分级标准同第一章表 1-4。

4. 交通运行状况评价

双车道公路的运行状况分析主要是用来评价已有公路在特定的道路交通条件下,其自由流速度、通行能力和交通运行状况。通过运行状况分析,可为交通管理人员制定管理措施、改变运行道路的交通条件提供依据,使交通运行状况达到期望的水平(如达到预期的通行能力和速度等),以提高公路运输效益。

第三节 规划和设计阶段通行能力分析

一、规划和设计阶段通行能力分析的目的

设计阶段通行能力是指设计中公路的一个组成部分在预计的道路、交通、控制及环境条件下,该组成部分一条车道或一车行道对有代表性的均匀路段上或一横断面上,在所选用的设计服务水平下,1h所能通过的车辆的数目,记为 C_D 。它不仅与道路条件和交通条件有关,还要考虑设计要求。

由于历史、经济原因,长期以来我国公路均为汽车与慢速机动车和非机动车混合行驶的交通,即此种混合交通的双车道公路仍在我国公路总里程中占很大比例。因而结合道路、交通条件以及设计要求,考虑双车道公路交通特点,分析设计阶段双车道公路路段的通行能力是必不可少的。

二、分析步骤

规划和设计阶段的通行能力分析与实际状况下的通行能力分析有相似之处,现具体说明如下:

1. 确定设计年限年平均日交通量 $AADT$ 、小时交通量系数 HTF (默认为 0.09)、方向分布系数 D (默认为 50/50) 及最大服务交通量 (表 1-4), 得设计小时交通量 $DDHV$, 根据实际条件确定行车道宽度;

2. 利用观测数据确定平纵面线形、街道化程度、地形条件、横断面、路面状况等几何特征参数及车辆折算系数、横向下扰等级;

3. 由基本自由流速度及行车道宽度、地形条件、横向干扰、街道化程度对自由流速度的修正从而确定规划设计阶段的预测自由流速度;

4. 由基本通行能力及行车道宽度、方向分布、横向干扰、交通组成对通行能力的修正从而确定实际条件下的通行能力;

5. 确定第 i 级服务水平最大服务交通量与基本通行能力之比 $(V/C)_i$;

6. 由实际条件下的通行能力及 $(V/C)_i$ 求得规划和设计阶段的通行能力;

7. 分析交通运行状况。

具体分析步骤如图 2-7 所示。

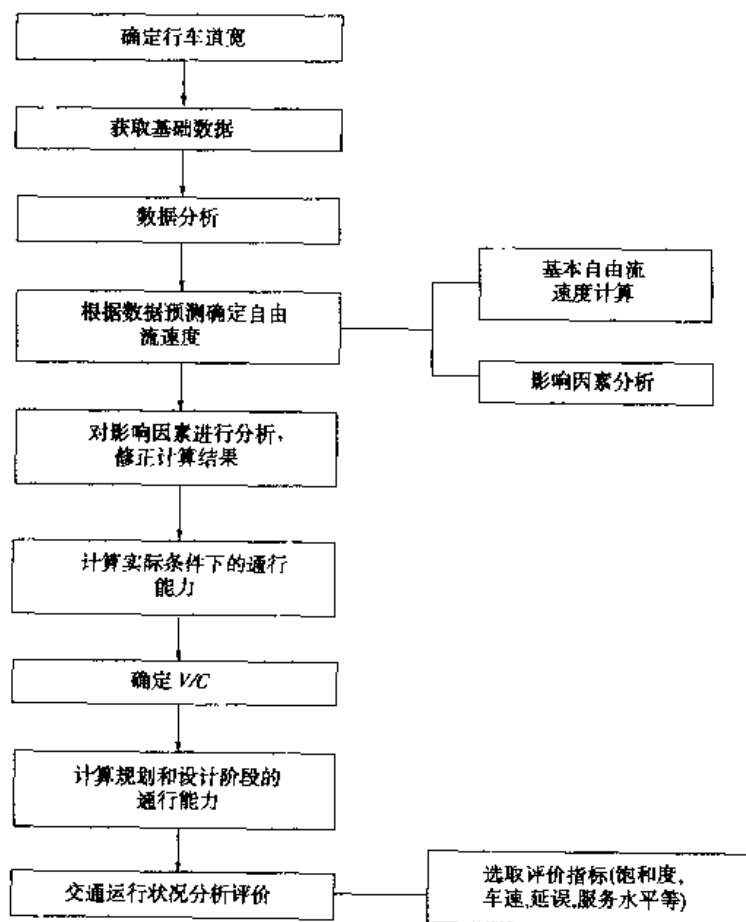


图 2-7 规划和设计阶段通行能力分析框图

三、分析方法

从以上分析步骤我们不难看出,其大部分工作都与实际条件下的通行能力计算所做的工作一致,故要计算规划和设计阶段的双车道公路路段通行能力,最重要的是确定第 i 级服务水平最大服务交通量与基本通行能力之比 $(V/C)_i$,将之与实际运行状况下的道路通行能力相乘即可得道路在规划和实际阶段的通行能力。

1. 车行道最大服务交通量

车行道最大服务交通量即指一、二、三级及四级上半段的该级服务水平最差时的服务交通量,常以 MSV_i 表示:

$$MSV_i = C_0 (V/C)_i \quad (2-8)$$

式中: MSV_i ——第 i 级服务水平的车行道最大服务交通量(pcu/h),见表 1-4;

C_0 ——基本通行能力(pcu/h),一般为 2500 pcu/h;

$(V/C)_i$ ——第 i 级服务水平最大服务交通量与基本通行能力之比,见表 2-15。

第 i 级服务水平最大服务交通量与基本通行能力之比

表 2-15

服务水平等级	第 i 级服务水平最大服务交通量与基本通行能力之比(V/C)		
	平原地区	微丘地区	山岭重丘
一	0.15	0.15	0.14
二	0.40	0.38	0.37
三	0.64	0.58	0.54
四	1.00	—	1.00

2. 规划和设计阶段路段通行能力

通过以上分析,规划和设计阶段通行能力 C_D 由下式得出:

$$C_D = MSV_i \times f_{CW} \times f_{DIR} \times f_{FRIC} \times f_{HV} \quad (2-9)$$

式中: C_D ——规划和设计阶段的通行能力(pcu/h);

f_{CW} 、 f_{DIR} 、 f_{FRIC} 、 f_{HV} 含义与第二节所示相同。

第四节 计算示例

【例 2-1】 设某公路交通量观测站观测得出交通量资料如表 2-16 所示。平均运行速度为 48.8km/h,85%位车速 54.5km/h,小于 7s 的车头间隔占全交通量 27%,小于 10s 车头间隔占 54.5%,行车道宽为 9m,对向车流量相当,二级公路,平纵面线形平缓顺直,有足够超车视距,路面状况良好,路面无划线,快慢车混行,沿线有较大村庄,较多工矿企业,对交通干扰较大。试分析该公路交通拥挤状况计算通行能力。

表 2-16

车型	小型车	中型车	大型车	拖挂车	小型拖拉机	大型拖拉机	两轮摩托	自行车
观测辆数	430	1120	518	582	252	178	500	6900

解:根据观测资料表,按车辆折算系数(表 2-14)折算出标准当量交通量如下:

$$Q = 430 \times 0.8 + 1120 \times 1.0 + 518 \times 1.5 + 582 \times 2.5 + 252 \times 1.7 + 178 \times 3.5 + 500 \times 0.6 + 6900 \times 0.2 = 6428 \text{ pcu/d}$$

又查表 2-11 ~ 表 2-13 分别可得各影响因素对通行能力的修正系数,从而得到实际通行能力为:

$$C = C_0 = f_{CW} \times f_{DIR} \times f_{FRIC} \times f_{HV} = 2500 \times 0.8 \times 1.00 \times 1.00 \times 0.65 \times 0.6 = 780 \text{ pcu/d}$$

其所能适应的年平均日交通量 ($HTF = 0.1$):

$$\text{具体路段 } AADT = 780 / 0.1 = 7800 \text{ pcu/d}$$

显然目前实际年平均日交通量为 6428 pcu/d, 尚未超过道路通行能力, 公路上交通流较平稳, 不会产生拥挤、阻塞、车速降低等现象。但由于有非机动车、拖拉机等慢速车辆对快车行驶干扰较大, 故应加强管理, 严格快慢车分道行驶、机动车与非机动车分道行驶制度。

[例 2-2] 表 2-17 为某省境内一双车道公路路段交通流观测值。试分析其道路通行能力及拥挤状况; 若此地区为平原区, 通过分析应该如何改善其通行能力?

路段年平均日交通量 ($AADT$, veh/d) 表 2-17

路段名称	小型车	中型车	大型车	拖拉机	小型拖拉机	大型拖拉机	合 计		货车混入率 (%)
							绝对值 (veh/d)	折算值 (pcu/d)	
A-B	3199	4510	2785	1959	270	298	13021	17646	71
C-D	3904	3440	3816	2874	220	1197	15451	24036	66
E-F	3927	2371	1744	2020	30	932	14024	19492	65
G-H	2771	6175	1990	1230	84	212	12462	15337	75
平均值							13740	19128	69

解: 由表 2-14 查得车辆折算系数值。又由观测数据知, 货车混入率平均为 69%。最大年平均日交通量 C-D 段为 24036 pcu/d, 平均为 19128 pcu/d, 服务流率为 1196pcu/h, 由此可知该道路服务水平低于三级, 显然有些偏低, 有待改善和提高。因此, 该路段急需改造提高道路等级, 从而提高道路通行能力, 满足经济发展需求。

若其服务水平为三级, 根据美国《通行能力手册》及国内近年来研究成果。高峰小时系数 PHF 取 0.90, 高峰小时交通量占年平均日交通百分比 HTF 取 0.12, 高峰小时最大流量方向上交通量占总交通量百分比 D 取 0.55, 得定向设计小时交通量

$$DDHV = AADT \cdot HTF \cdot D = 24036 \times 0.12 \times 0.55 = 1586 \text{ pcu/h}$$

又根据题意, 此道路中型货车约占 70%, 可得每车道服务流率为 1050 pcu/h/ln, 从而得出车道数

$$N = DDHV / (1050 \cdot PHF) = 1586 / (1050 \times 0.9) = 1.7$$

即: 单向应为 2 车道, 双向 4 车道。故根据现有交通量状况及发展趋势, 宜采用四车道公路才能满足交通要求, 使快慢车各行其道, 从而改善和提高服务水平、运输效率, 为该区经济发展做出贡献。

思考题

1. 双车道公路具有哪些交通特性?
2. 计算双车道公路路段通行能力时需要考虑哪些因素的影响? 试分别予以说明。
3. 公路路段可以划分为哪几部分? 各有何特性?
4. 叙述自由流速度概念并分析其影响因素。

计 算 题

1. 现有一平原区双车道公路, 行车道宽 10m, 柔性路面, 两侧各有 1m 宽的硬化路肩。路

侧有少量行人和自行车,没有出入口,横向干扰等级为二级,对向车流量相当,其中小型车比例为 32%,微型车为 26%,中型车为 41%,大型车为 1%,无拖拉机行驶。试分析该公路交通状况,计算路段实际通行能力。

2. 设有一双车道公路,柔性路面,两侧各有 1.5m 宽的硬化路肩。其规划年限 $AADT$ 为 1000pcu/d,横向干扰等级为二级,取其设计小时交通系数为 0.09,对向车流量相当,将行车道宽初步定为 9m,小型车比例为 36.3%,微型车为 29.3%,中型车为 29.7%,大型车为 4.7%。试确定其通行能力大小。其行车道宽是否满足行车要求?如若不行,该如何改进?

第三章 多车道公路路段通行能力分析

本章所讨论的多车道公路路段通行能力分析,不同于双车道公路路段通行能力的分析。由于双车道公路和多车道公路的横断面设置不同,导致了两者在交通运行规律上的明显差异。主要体现在超车行为方面。多车道公路车辆经常由外侧车道驶入内侧车道或者由内侧通过外侧车道驶出,这种车道转移常常影响正常行驶的车辆,其中外侧车道受干扰最大。但是,多车道公路车辆超车时不影响对向车流的运行,车辆运行只受同方向车流的影响。故处于不同位置的车行道所受干扰不同,受影响的程度也不同。多车道公路通行能力的分析也不能把它归为高速公路类,因为它们或不设中央分隔带,或对于车辆的进出缺少全面控制,或两者兼而有之。

第一节 实际运行状况通行能力分析

鉴于我国道路交通流特性与发达国家有明显差异,因此,理论分析或西方普遍采用的《美国通行能力手册》不宜直接用于我国的通行能力与交通运行分析,只可用于对其研究方法的定性分析与定量方面的辅助研究。

所以,为了获得可以指导实际应用的分析结果,我国一般采用以实地观测数据为依据,以计算机模型为辅助,将观测与模拟相结合的综合分析方法,确定一般公路路段通行能力的统计分析模型。

一、分析步骤

1. 根据已知的路段基本数据、几何特征参数、交通流量和交通组成及横向干扰等数据,分析其公路特性及其交通特性;
2. 利用观测数据确定路面宽度、街道化程度、地形条件、横向干扰等多车道公路通行能力的影响因素对速度的影响,确定实际条件下的自由流速度;
3. 分析行车道宽度、横向干扰、交通组成对实际通行能力的影响,确定各影响因素的修正系数;
4. 计算实际条件下的通行能力;
5. 分析实际交通运行状况,包括实际运行速度和运行时间、服务水平等,评价交通运行状况。

分析步骤框图同图 2-3。

二、基础数据的调查与分析

1. 标准道路条件

影响公路通行能力的因素有很多方面,如道路等级、道路密度、道路横断面类型、线形标准、交通组成以及出入口数量与横向干扰情况等。为了研究结果的可比性,有必要建立道路通

行能力的标准条件。

根据我国现行部颁的《公路工程技术标准》，一级公路的标准道路条件见表 3-1。

一级公路主要技术指标表

表 3-1

计算行车速度(km/h)		100	60
车道数		4	4
行车道宽度(m)		2×7.5	2×7.0
路基宽度(m)	一般值	25.50	22.50
	变化值	24.00	20.00
极限最小半径(m)		400	125
停车视距(m)		160	75
最大纵坡(%)		4	6

在大多数通行能力分析中,一般都不是理想的标准条件。道路通行能力和服务水平的计算,必须包括一般条件的修正。对于一级公路,主要包括道路条件和交通条件的修正。

2. 多车道公路交通特性分析

交通特性分析是交通工程学的一个基本部分,是进行合理的、科学的通行能力研究的前提和基础。交通特性分析既要研究交通系统各个要素自身的特征,如驾驶员交通特性、车辆交通特性、道路交通特性等,又要研究这些要素之间的相关特性以及交通流的特性。

(1) 交通组成特性

根据近年来在一些地区实测的交通流数据整理分析,发现多车道一级公路具有以下交通组成特点:

①交通量大,车辆性能好,车速高。一级公路交通组成中以小客车为主,其次轻型车、中型车、大型车及微型车、摩托车数量较多。

②同 20 世纪 80 年代相比,我国公路交通组成比例发生了较大的变化。1970~1980 年间,我国公路基本上为二、三级公路,行驶的车辆中,中型载重汽车占据了主要部分。随着国民经济的发展,人民生活水平的迅速提高,对公路交通的需求已由货运第一逐渐转向客运第一。高速公路及一级公路的建设也进入了前所未有的发展时代。根据近年在广东、北京等省市进行的实地观测资料统计,目前我国大部分国、省道上的车流量以小客车为主。

(2) 速度特性

①地点速度与区间速度

由于速度观测与交通量观测同步进行,故可采用两种方法得到路段平均运行速度。一种方法是采用牌照法(录像回放记录)记录观测路段两端所通过的车型、车号(取后 3 或 4 位数)及通过的时间,然后根据同一车号的每辆车的行程时间及被观测路段的长度,利用下式计算:

$$v = L / (\sum_{i=1}^N T_i / N) \quad (3-1)$$

式中: v ——路段平均运行速度;

L ——路段长度;

T_i ——第 i 辆车的行程时间;

N ——观测的车辆数。

另一种计算方法是根据点速度与区间速度的相互关系式计算得到:

$$v_s = v_t - \sigma_t^2 / v_t \quad (3-2)$$

式中: v_s ——路段平均运行速度;

v_t ——地点速度;

σ_t ——地点速度均方差。

采用上述两种方法可得到各种车型的平均运行速度。对结果进行对比验证表明,上述两种方法得到的车辆平均运行速度仅相差 3%,说明以上两种方法是切实可行的。

通过对目前已建成一级公路车速的实际观测,结果表明,在我国已建成通车的一级公路上,车辆行驶自由度大,超车容易(多车道)。因此,决定车辆运行速度的主要因素是道路线形、车辆性能、通车路段的里程及车道数,而其交通组成及交通流量只居于次要位置。

②自由流速度

自由流速度作为确定不同等级公路车辆运行质量的重要指标,不仅与车辆营运费用密切相关,而且它还是道路通行能力研究的基础。对于有分隔带的多车道公路而言,只要考虑同向车流的相互影响。一般认为,当同向车流(同一车道)的车头时距大于 8s 时,道路上的车辆可以任意选择行驶速度,即行驶自由度较高。此时的交通流状况即为自由流状态。处于自由流状态的车辆的加权平均运行速度即为自由流速度。

从实测的速度统计结果来看,在多车道公路上,小客车 85% 位速度在 90km/h 附近波动, 15% 位速度在 65km/h 左右摆动, 50% 位车速在 85km/h 附近摆动。

(3)车头时距特性

车头时距是指连续两辆车通过一条车道或道路上同一点的时间差。它是前车的保险杠到后车的保险杠的距离。图 3-1 为广东省境内 107 国道松岗—公明段实测的车头时距分布图。该路为 6 车道一级公路。由图可见,内侧车道上的车头时距分布与中间车道类似,右侧车道(靠路肩车道)上的车头时距分布则显示出一个不同的模式,其分布较前两者离散的多,且其常见值的频率仅为其他车道的 1/5。这表明,靠近路肩车道的流量最低。这是因为,除了性能较差的车辆或满载的重型车辆外,一般的驾驶员均愿意使用中间车道和靠近中央分隔带的车道。

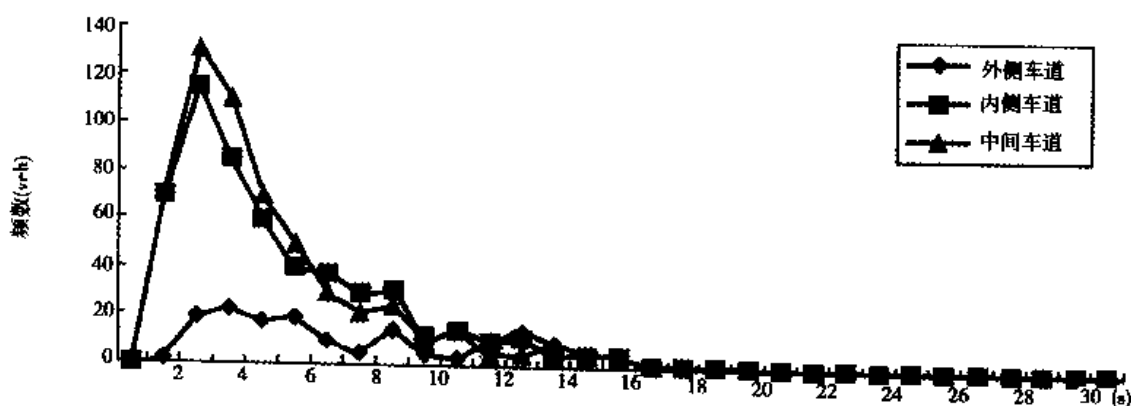


图 3-1 广东省境内 107 国道松岗—公明段实测车头时距分布图

(4)高峰小时系数

高峰小时内的高峰流率在道路服务水平分析中有着重要的意义,而 1h 内却可能出现很大的短期流率波动。

从图 3-2 中可以看出,最大的 5min 流率是 1182veh/h,最大的 15min 流率是 1016veh/h,而最大的小时交通量仅为 802 veh/h。如果设计用 5min 的高峰流率,就会导致在高峰小时的其余时间里通行能力有很大的富余,势必造成投资浪费;如果用高峰小时流量,则会导致高峰小时的大部分时间内出现交通拥挤,势必形成“瓶颈”路段,降低路段的通行能力。

若设计中选用不恰当的通行能力所引起的拥挤,只要发生几分钟,由于阻塞流量的动态特性,就需要花费很长时间来消散延误的交通流。因此,合理确定高峰小时系数非常重要。根据以上分析,选用高峰 15min 流率进行高峰小时系数计算是合适的。

高峰 15min 流率和该小时的全部小时交通量的关系用高峰小时系数(PHF)表示。

$PHF = \text{高峰小时交通量} / (4 \times \text{高峰 15min 流率})$

美国 HCM 提出,高峰小时系数值一般在 0.80~0.98 之间。较低值表示在高峰小时中流量较大的可变性,较高值表示流量变动不大。高峰小时系数超过 0.95 时,表示在高峰小时期间,流量受到了通行能力的约束。

3. 横向干扰对车辆运行速度的影响

(1) 横向干扰的权重分析

从目前的发展趋势来看,国道、省道上的人力车、畜力车和自行车的交通量较少,作为横向干扰来考虑。

按影响程度的不同可将路侧横向干扰影响因素分为:

- ①支路进出主路的车辆数(EEV);
- ②路侧停靠的机动车数量(PSV);
- ③路侧与横穿公路的行人数(PED);
- ④路侧非机动车数量(人力车、畜力车与自行车)(SMV);

另外,为简化通行能力分析过程中自变量的个数,可用一个横向干扰变量代替以上四个横向干扰事件,即:

$$FRIC = A \cdot EEV + B \cdot PSV + C \cdot PED + D \cdot SMV \quad (3-3)$$

首先,对同一等级公路小客车自由流速度与各种道路环境条件进行多元线性回归分析,其回归方程为:

$$FVPC = a + b \cdot RAC + c \cdot TRAF + d \cdot SW + e \cdot LU + f \cdot CW \quad (3-4)$$

式中:FVPC——小客车自由流观测速度;

RAC——线形等级(好=1,中=2,差=3);

TRAF——道路行政等级(国道=1,省道=2,地方道路=3);

CW——路面宽度;

SW——路肩宽度;

LU——街道化程度。

然后,根据所得回归系数,利用《公路工程技术标准》(JTJ 001—97)规定的标准值,将各种道路环境下的速度观测值 FVPC 转化为标准道路条件下的速度值,再利用标准条件下的速度

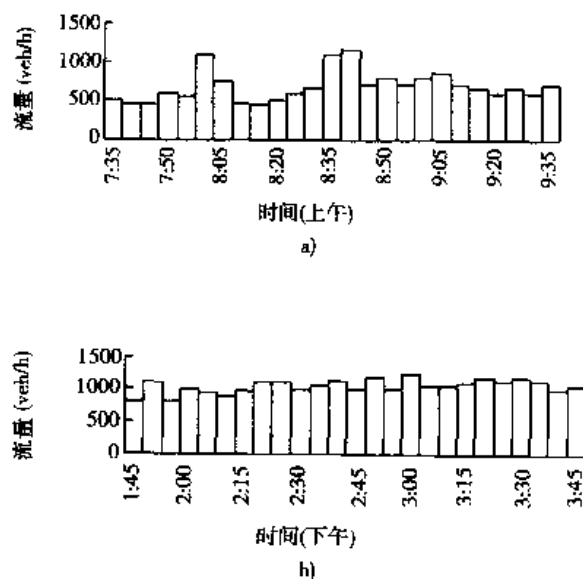


图 3-2 短期流量与小时流量关系图

调整值 FV 与各横向干扰事件进行多元线性回归分析,其公式为:

$$FV = a + (A \cdot EEV + B \cdot PSV + C \cdot PED + D \cdot SMV) \quad (3-5)$$

根据数据库中各横向干扰事件的数据,利用上述公式进行多元线性回归分析,即可得到各横向干扰事件对自由流速度的影响值:

$$\begin{aligned} \text{一级公路:} \quad A &= 4.346678 & B &= 2.776435 \\ C &= 0.543876 & D &= 0.523576 \end{aligned}$$

从上述结果可以看出,横向干扰的四个因素对一级公路的交通流速度有着不同程度的影响。在一级公路上,支路进出主路的车辆对交通流速度影响程度最大,其次是路侧停靠的机动车,而路侧与横穿公路的行人和路侧慢车的影响较小。其原因有二:其一,当车辆从支路进出主路时,驾驶员为了避免发生撞车事故而降低车速,致使交通流速度受到较大影响;其二,所观测的路段多为郊区国道和省道,观测点在野外,路侧与横穿公路的行人较少,故对交通流速度的影响较小。通过以上分析和野外实地观测,所得结论与实际较为符合。因此,为简化分析计算,各横向干扰事件的权重值规定为: $EEV = 1.0$, $PSV = 0.8$, $PED = 0.6$, $SMV = 0.4$ 。

(2) 街道化程度对运行速度的影响

当路侧街道化程度从无到完全街道化时,内侧车道、中间车道和外侧车道上的小客车速度分别下降约 18%、14%、20%。

(3) 出入口数量对运行车速的影响

一级公路所遇到的横向干扰主要是平面交叉路口的影响。从图 3-3 可以看出,在约 2km 路段内,随着出入口数量从 0 变化至 7,其运行速度从 86km/h 降至 48km/h,下降了约 40%。由此可见,出入口数量对车速的影响甚大。

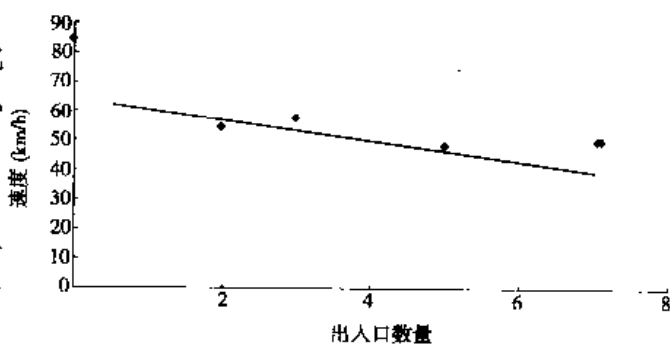


图 3-3 出入口数量与速度关系

通过以上分析,确定横向干扰对通行能力的修正系数见表 3-2。

横向干扰对通行能力的修正系数表

表 3-2

横向干扰	横向干扰等级	修正系数	典型情况描述
轻微	1	0.95	道路、交通状况基本符合标准条件
较轻	2	0.90	两侧为农田,有少量行人和自行车出行
中等	3	0.85	穿过村镇,支路上有车辆进出或路侧停车
严重	4	0.75	有大量慢速车或拖拉机混杂行驶

4. 道路横断面形式对速度的影响分析

按横断面形式分类,多车道一级公路可以分为有中央分隔带和无中央分隔带两种类型。车道数又有 4 车道和 6 车道两种主要类型。表 3-3 为各种断面形式下的小客车速度情况。分析该表可知,在相同的横向干扰情况下,有中央分隔带公路的内侧车道车速明显高于无分隔带公路内侧车道车速。前者平均为 85.6km/h,后者为 76.6km/h,车速下降 10% 左右。无机、非分隔带公路外侧车道车速较低。此外,横断面形式对速度的影响较横向干扰对车速的影响为小。车道对速度的影响也不甚明显。

不同断面形式的小客车速度表

表 3-3

路段编号	断面形式	机、非分隔	小客车平均速度(km/h)			横向干扰
			内侧车道	中间车道	外侧车道	
SVQ007	3/6D	无	54.5	47.2	40.2	高
SVQ008	2/4UD	有	78.9	—	59.1	低
SVQ009	2/4D	有	83.5	—	66.0	低
SVQ010	3/6D	有	81.4	72.8	71.5	低
SVQ011	3/6D	有	96.5	87.2	81.9	低
SVQ012	2/4UD	无	82.6	—	82.2	低
SVQ013	3/6D	有	79.9	69.8	50.7	中
SVQ017	3/6D	无	81.1	70.7	54.0	低
SVQ018	2/4D	无	63.3	—	54.4	中
SVQ021	2/4UD	无	52.5	—	49.2	高
SVQ022	3/6D	有	66.2	61.9	58.4	中
SVQ023	2/4UD	无	68.3	—	66.5	低
SVQ025	3/6D	有	76.4	72.2	69.0	无

注:表中“SVQ007”表示单断面观测第7号路段,“3/6D”表示双向六车道有中央分隔带,“2/4UD”表示双向四车道无中央分隔带,其余类推。

5. 大型车及两轮摩托车对速度的影响分析

(1)大型车对速度的影响分析

由于在多车道公路上,小客车主要分布在内侧车道和中间车道,因此,在此只讨论在相同横向干扰情况下大型车对速度的影响。从表 3-4 可以看出,一级公路大型车对车流速度的影响较大,其中小客车速度下降约 20%。

不同大型车混入率下的小客车速度表

表 3-4

路段编号	大型车比例(%)		小客车速度(km/h)		横向干扰
	内侧车道	中间车道	内侧车道	中间车道	
SVQ008	12.5		78.9		低
SVQ009	8.0		83.5		低
SVQ010	3.7	7.0	81.4	72.8	低
SVQ011	1.4	6.0	96.5	87.2	低
SVQ013	3.1	7.3	79.9	69.8	中
SVQ017	2.5	5.0	81.1	70.7	低
SVQ018	2.9		72.4		中
SVQ021	10.0		52.5		中
SVQ022	4.7	9.0	66.2	61.9	中
SVQ023	7.8		68.3		低
SVQ025	7.7	16.5	76.4	72.2	低

(2) 两轮摩托车对速度的影响分析

一般情况下,两轮摩托车均在外侧车道行驶。从表 3-5 可以看出,一级公路两轮摩托车对外侧车道车流速度影响较大,其中小客车下降约为 35%。

两轮摩托车对运行速度的影响表

表 3-5

路段编号	两轮摩托车比例(%)		小客车速度(km/h)		横向干扰
	内侧车道	外侧车道	内侧车道	外侧车道	
SVQ008	2.9	34.4	78.9	59.1	低
SVQ009	1.2	14.4	83.5	66.0	低
SVQ010	0	31.8	81.4	71.5	低
SVQ011	0	12.9	96.5	81.9	低
SVQ013	0	36.7	80.0	50.7	中
SVQ017	0	64.1	81.0	54.0	低
SVQ018	1.6	26.5	72.4	64.5	中
SVQ022	—	10.9	—	58.4	中
SVQ023	3.3	29.8	68.3	66.5	低
SVQ025	0	31.9	76.4	51.6	低

根据实际的或预测的交通组成以及各车型的车辆折算系数,按照下式计算交通组成的通行能力修正系数。

$$f_{HV} = 1 / [1 + \sum p_i (E_i - 1)] \quad (3-6)$$

式中: p_i ——车型 i 的交通量占总交通量的百分比;

E_i ——车型 i 的车辆折算系数。

6. 驾驶员总体特征

不是所有的驾驶人员都以相同效率使用多车道公路,驾驶员总体特征研究涉及面广。一般认为,在一级公路行驶的驾驶员均具备一般熟练程度和正常驾驶行为,故其对通行能力的影响可以忽略。

三、实际条件下通行能力计算

通过以上通行能力影响因素分析,可以发现,一级公路的通行能力受横向干扰的影响较大。其中,交叉口的影响最大,路侧行人与自行车等非机动车影响较小。不同车道的通行能力也不同。内侧车道较高,中间车道次之,外侧车道最小。大型车主要行驶在中间车道或外侧车道,两轮摩托车主要行驶在外侧车道。由于摩托车驾驶员行驶行为的不规范和不可预见性,故其对外侧车道和中间车道的通行能力也有一定的影响。此外,大型车的影响也不容忽视。

上述讨论的所有横向干扰综合起来,可以归结为与多车道公路所处环境有关,因此,可采用一个环境影响系数或横向干扰系数来评价其对多车道公路通行能力的影响程度。

多车道公路通行能力可按式计算

$$C = C_0 \times f_w \times f_{HV} \times f_e \times f_p \quad (3-7)$$

式中: f_w ——受限车道宽度和侧向净空影响修正系数;(一般当路面宽度为 3.75m 时,取 1.00, 为 3.50m 时,取 0.96);

f_{HV} ——重型车辆修正系数;

f_e ——横向干扰影响修正系数;

f_p ——驾驶员总体特征影响修正系数(通常取 1.00);

C_0 ——对应于设计车速的一条车道的基本通行能力;

C ——实际条件下的通行能力。

将式中的所有修正系数用一个总的修正系数统一起来,用符号 f_C 表示,称之为通行能力综合影响系数。即:

$$f_C = f_w \times f_{HV} \times f_e \times f_p \quad (3-8)$$

表 3-6、表 3-7 列出了不控制出入的多车道公路影响因素修正系数及各车道通行能力推荐值。

不控制出入多车道公路通行能力影响因素修正系数表

表 3-6

横向干扰	内侧车道	中间车道	外侧车道	备 注
一级	0.9~1	—	—	干扰较小
二级	0.8~0.9	0.8~0.9	—	干扰中等
三级	—	0.6~0.7	0.6~0.7	干扰较大
四级	—	—	0.5~0.6	干扰严重

注:横向干扰因素包括:路段是否穿过村镇,非机动车数量,路侧停车及纵横向行人数量,交通管理和运行秩序情况,进出主路交通量(交叉口数量)及两轮摩托车数量。

不控制出入多车道公路基本路段通行能力推荐值(pcu/h/ln)

表 3-7

车 道	内侧车道	中间车道	外侧车道	备 注
基本通行能力	2000	2000	2000	—
设计通行能力	1500	1300	1100	有中间带
	1300	—	1000	无中间带

四、路段交通运行状况分析

路段交通运行状况通常用服务水平来描述。

公路路段服务水平的划分与其车辆通行时运行质量有关,只有将这些要求用服务水平来衡量时,才能进行通行能力的分析。因此通行能力的分析计算必须与服务水平的分析计算同时进行。

公路服务质量归根到底反映在运行质量上。因此衡量服务水平的因素归纳起来主要有以下几个方面:

- ①驾驶员选择行驶速度的自由度、驾驶员的疲劳程度和心理紧张程度;
- ②交通流密度与车辆平均运行速度;
- ③汽车运行费用等经济因素;

④交通事故率。

由于上述诸因素相互间有不同程度的联系,因此,要从以上几个方面来综合分析服务质量是很困难的。选择衡量服务水平的主要指标,需根据不同形式公路车辆运行规律的差异,采用不同的指标。对于多车道一级公路来说,不仅以速度作为衡量服务水平的指标,还要考虑车辆间相互靠近的程度即车头时距的大小。只有当车头时距达到一定程度后,才不会影响驾驶员自由选择车速。因此,从车辆特征出发,宜选用车流密度、平均运行速度、交通流状态和最大服务流率作为衡量一级公路服务水平的主要指标。

从广义来看,一级公路各级服务水平下的运行状况描述如下:

一级服务水平:驾驶员能自由和较自由地选择期望的车速,行驶车辆受别的车辆或行人的干扰很小。交通流处于自由流及稳定流状态中的较好范围。超车要求小于超车能力,即超车容易,被动延误低。车流稳定,很少有刹车和成队列行驶的状态。

二级服务水平:行驶车辆受别的车辆或行人的干扰较大,驾驶员选择车速的自由度受到一定的限制。交通流状态处于稳定流的中间范围。有拥挤感,超车比较困难,驾驶员认为不太满意。到二级下限时,车辆间的相互干扰较大,开始出现车队,被动延误增加。车流基本稳定。刹车次数明显增加,但驾驶员仍能忍受。

三级服务水平:驾驶员选择车辆运行速度的自由度受到很大的限制。行驶车辆受别的车辆或行人的干扰很大。交通处在稳定交通流范围的较差部分,并已经接近不稳定流范围。流量稍有增加,就会出现交通拥挤。交通流中的车辆基本无法超车,多呈队列行驶。出现停车断流现象,车辆刹车频繁。到三级下限时,所受的限制已到了驾驶员所允许的最低限度。但可通行的交通量尚未达到最大值。

四级服务水平:交通流处于不稳定流状态。每小时可通行的交通量达到最大值,驾驶员已无自由选择车速的余地。车速降低到一个低的但相对均匀的数值。交通流变成强制状态。能通过的交通量很不稳定,从很大一直降到零。时常发生交通阻塞。

表 3-8 给出了理想条件下多车道不控制出入一级公路服务水平分级指标。

理想条件下多车道不控制出入一级公路服务水平分级指标表

表 3-8

服务水平等级	最大密度 (pcu/km/ln)	平均行程速度 (km/h)	V/C	最大服务流率 (pcu/h/ln)
一	≤ 12	≥ 75	0.50	1000
二	≤ 19	≥ 70	0.65	1300
三	≤ 26	≥ 60	0.80	1600
四	≤ 42	≥ 48	1.00	2000
	> 42	< 48	不稳定	不稳定

注:表中 C 为理想条件下,相应设计车速的公路基本路段通行能力,一级公路为 2000 veh/h/ln。

任何一条多车道公路都不可能出现理想条件下的单一小客车流,所以应根据实际的交通构成、比例等条件,将理想条件下的小客车车流密度转换成实际条件下相应的混合车流密度。

表 3-9 给出了不同货车混入率下的多车道公路混合车流的服务水平分级指标。

混合车流服务水平分级指标表

表 3-9

服务水平等级	10%混入率			15%混入率			20%混入率			25%混入率		
	密度	速度	SFL	密度	速度	SFL	密度	速度	SFL	密度	速度	SFL
一	≤ 11	82	1000	≤ 11	82	950	≤ 11	82	950	≤ 10	80	900
二	≤ 18	78	1450	≤ 18	78	1350	≤ 18	78	1300	≤ 16	75	1250
三	≤ 24	67	1700	≤ 24	67	1600	≤ 24	67	1550	≤ 22	65	1500
四	≤ 39	48	1850	≤ 39	48	1750	≤ 39	48	1700	≤ 35	48	1650
	> 40	不稳定		> 40	不稳定		> 40	不稳定		> 35	不稳定	
服务水平等级	30%混入率			50%混入率			70%混入率					
	密度	速度	SFL	密度	速度	SFL	密度	速度	SFL			
一	≤ 10	80	800	≤ 9	74	650	≤ 8	70	550			
二	≤ 16	78	1200	≤ 14	68	950	≤ 13	63	800			
三	≤ 22	65	1400	≤ 19	60	1150	≤ 18	57	1050			
四	≤ 35	48	1700	≤ 32	46	1500	≤ 29	44	1300			
	> 35	不稳定		> 32	不稳定		> 29	不稳定				

注:密度单位为中型车/公里/车道,速度单位为 km/h, SFL 表示每车道服务流率,单位为 veh/h。

第二节 规划和设计阶段通行能力分析

在规划和设计阶段,不控制出入多车道通行能力分析的目的是确定多车道公路上为了预计的交通组成和交通量提供所期望的服务水平而需要的车道数及车道宽度。通过通行能力的分析,还可以用来评估改变一些设计因素对交通运行状况产生的影响,如是否修建中央分隔带,是否拓宽路肩等。通过通行能力的分析,还可以评估公路网疏导交通流的适应程度。

在规划与设计阶段的通行能力分析与实际运行条件下的通行能力分析步骤略有不同。

一、分析步骤

1. 根据已知的年平均日交通量 $AADT$, 确定设计小时交通量 $DDHV$ (veh/h/ln);
2. 按照特定的公路技术等级和设计速度, 根据实际条件确定行车道宽度、路肩宽度等必要的路段几何参数, 计算所需车道数;
3. 根据预测的路段基本数据、几何特征参数、交通流量和交通组成及横向干扰分析公路特征及交通特征;
4. 就预测数据确定行车道宽度、地形条件、横向干扰、街道化程度对自由流速度的影响及修正系数;
5. 确定特定条件下的预测自由流速度;
6. 分析设计条件下的交通运行状况, 服务水平;
7. 通过以上分析, 评估设计因素对交通运行状况的影响, 是否需要进行调整, 如需调整,

重复上述过程。

二、分析方法

1. 已知年平均日交通量 $AADT$, 将其换算为单向设计小时交通量 $DDHV$ 。

$$DDHV = AADT \times HTF \times D \tag{3-9}$$

式中: HTF ——设计高峰小时交通量占 $AADT$ 的百分率, 称设计小时交通量系数;

D ——交通量分布系数, 即在交通流高峰方向车辆的百分率。

HTF 和 D 最好用当地或本身的相似公路上的值。如果没有, 则用全国有关的统计值。

HTF 系数取决于环境开发的类别和密度, D 系数取决于所考虑的公路路线类别。表 3-10、表 3-11 给出了 HTF 和 D 的一般平均值。

HTF 的一般平均值 表 3-10		D 的一般平均值 表 3-11	
环境类别	K 系数	线路类别	D 系数
市区	0.07—0.10	农村	0.65
郊区	0.10—0.15	郊区	0.60
农村	0.15—0.20	市区放射路	0.55
		市区环路	0.50

2. 计算每一方向所需车道数

$$N = DDHV / [C_0 \times (V/C)_i \times f_w \times f_{HV} \times f_p \times f_e] \tag{3-10}$$

式中: $(V/C)_i$ ——与服务水平相应的流量与通行能力之比的最大值。

$DDHV$ ——单向设计小时交通量。

其余符号意义同前。

设计计算 N 的一般结果将产生小数, 因为车道数必须是整数值, 设计者面临着减小还是增加计算值到最接近的整数的问题。这一决定有着重要的经济影响。虽然对这样的决定没有固定的经验准则, 分析家对可能的选择应做运行分析, 以便确定形成的服务水平和大致速度和密度, 就可以做出这样的决定——即必须针对所含的相对成本来衡量。

3. 运用公式 $C = C_0 \times f_w \times f_{HV} \times f_e \times f_p$ 分析规划和设计阶段的道路条件是否满足实际需要的通行能力。

4. 适当改变一些道路条件如行车道宽度, 重新分析道路通行能力, 寻求最优的设计方案。

第三节 计算示例

[例 3-1] 郊区一条未设中央分隔带的公路的运行分析。

图 3-4 给出的是平坦地形的郊区没有中央分隔带的多车道公路, 在两侧路肩距车行道边缘 0.60m 的位置有照明灯柱, 桥梁的扶垛以频繁的间隔位于道路的中央。路段车道宽度 3.75m。该路段的设计车速为 100km/h, 驾驶员主要由经常往返于两地者组成。

如果该路段高峰小时交通需求量为 2000pcu/h/ln, 有 15% 的载货汽车。高峰小时系数为 0.91, 那么该路段可指望的服务水平怎样?

解: 该题中因为桥梁的扶垛以频繁的间隔位于道路中央, 最保守的分析是考虑扶垛以及因

为这些扶垛是“时常发生”的,将用其最小情况,所以确定其横向干扰为三级。由表 3-5 查得影响修正系数为 0.6。

已知 $C_0 = 2000/0.91 = 2198 \text{ pcu/h}$, $N = 2$, $f_c = 0.6$ 。

由公式(3-7)计算得 $C = 2198 \times 0.6 = 1319 \text{ pcu/h/ln}$ 。

由表 3-6 可判断该公路属于三级服务水平,接近于二级。

[例 3-2] 郊区多车道公路的设计

设计的郊区多车道公路预期要运送定向设计小时交通量(DDHV)为 1800 pcu/h/ln , 具有 5% 的载货汽车, 高峰小时系数为 0.9, 驾驶员主要由经常往返于两地者组成。

公路位于一般丘陵地带, 目标是对 0.7 的 V/C 进行设计, 并且服务水平为三级, 但又接近服务水平的二级边界。

解: 为了解答该题, 假设以下的设计标准: (1) 车道宽度 3.75m; (2) 足够的路肩净空; (3) 有中央分隔带的公路; (4) 100 km/h 的设计车速。

已知 $C = 1800 \div 0.9 = 2000 \text{ pcu/h/ln}$, $V/C = 0.7$, $C_0 = 2000 \text{ pcu/h/ln}$ 。

初步认为该高速公路的横向干扰为二级。

查表 3-5 得 $f_c = 0.8$; 由式(3-9)得 $N = 1.8$ 车道。

所以每个方向要提供两个车道, 要修建一条四个车道的公路。

因为每个方向两个车道满足 0.7 目标的情况较多, 所以确定的实际答案将来是有益的。采用运行分析方法来完成这项工作:

$$V/C = 2000/2000/2/0.8 = 0.625$$

小于 0.7 的目标, 这在服务水平三级内, 产生一种好的运行。它比最先预期的最小值好得多。

设计通行能力为

$$C = 2000 \times 0.8 = 1600$$

若假设车道宽度为 3.5m, 其他假设不变, 此时, 分别查表得各修正系数, $f_w = 0.96$, $f_{HV} = 0.95$, $f_c = 0.90$ 。设计通行能力为 $C = 2000 \times 0.96 \times 0.95 \times 0.90 \times 1.00 = 1640 \text{ pcu/h/ln}$ 。由此可见改变行车道宽度对通行能力的影响不大, 故在实际设计中, 可采用 3.5m 的行车道宽度, 以节约投资。

思考题

1. 多车道公路路段的特点是什么?
2. 比较、分析实际运行状况与规划设计阶段对通行能力分析的思路的异同。
3. 对比分析双车道公路和多车道公路通行能力的影响因素, 二者有何差异, 原因在哪里?

计算题

通过定量分析, 计算车道宽度、横向干扰、大型车的混入率这三个因素对多车道通行能力的影响所占的比重各是多少?

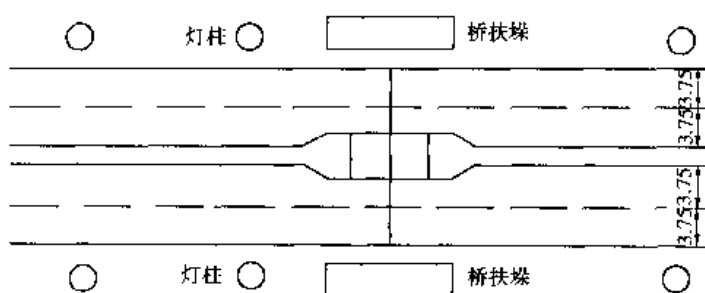


图 3-4 (尺寸单位:m)

第四章 高速公路路段通行能力分析

第一节 概 述

一、研究目的和意义

公路通行能力的研究,按其研究对象可划分为高速公路的通行能力、公路主干道的通行能力、信号交叉口的通行能力、公共交通的通行能力等。其中高速公路是在设计年限内能适应年平均昼夜交通量为 25000 ~ 55000pcu/d 的高等级公路,对国家的政治、经济具有重要作用。中华人民共和国交通部颁布的《公路工程技术标准》(JTJ 001—97)中对高速公路作了具体定义:高速公路是专供汽车分方向、分车道行驶并全部控制出入,全部立交的干线公路。高速公路是惟一一种能提供完全不间断交通流的公路设施类型。对交通流没有类似信号灯或停车管制的交叉口那样的外部干扰,车辆只有通过匝道才能完成进出设施的行为。匝道的设计一般考虑以下因素:车辆可以高速行驶进行分、合流,并最大程度上减少对主线交通的干扰。

高速公路通行能力是公路网规划、公路设计、交通运行和管理、公路工程项目可行性研究以及公路建设项目后评估的基础参数。另外,在实际的交通工程工作中,高速公路的通行能力和服务水平分析起着至关重要的作用,例如:新建或扩建交通设施需要确定车道宽和车道数,评价改建后的运行特性和服务水平,确定需要改造的交通设施和道路,进而确定道路使用者、油耗,以及受空气、噪声污染等因素的影响程度基本参数值。

通过高速公路通行能力研究,可为解决以下交通问题提供科学依据:

1. 建高速公路时,借助单车道通行能力,确定车道数和行车道宽度等公路几何要素;
2. 通过对现有高速公路通行能力分析,估算交通流运行参数和服务水平指标,评价运行特性和服务水平,针对高速公路中存在的问题提出改进方案或措施;
3. 通行能力分析计算程序中的运营状况和服务水平分析,为确定高速公路使用者的费用、油耗,以及受到废气、噪声污染等因素的影响程度提供了基本参数值。

二、高速公路基本路段

按照交通流运行特性的差异可将高速公路分为基本路段、交织区和匝道(包括匝道连接点)三个部分,其中高速公路基本路段是指不受匝道附近的合流、分流以及交织流影响的高速公路路段,是高速公路系统的重要组成部分(如图 4-1 所示)。高速公路基本路段通行能力可以定义为:在一定时间段(取 15min 或 1h)和通常的道路、交通及管制条件下,基本路段上某一断面所容许通过的单向单车道最大持续交通流。高速公路基本路段通行能力是针对单向车流单车道而言的。

1. 基本路段的标准条件

影响高速公路基本路段通行能力的因素很多,如道路等级、车道宽度、线形、技术标准、交

通组成以及路肩宽度和状况等。另外,我国道路交通状况和地形条件比较复杂,《公路工程技术标准》中给出的横断面形式也有多种,为了研究结果的可比性,建立高速公路道路通行能力分析的标准条件如下:

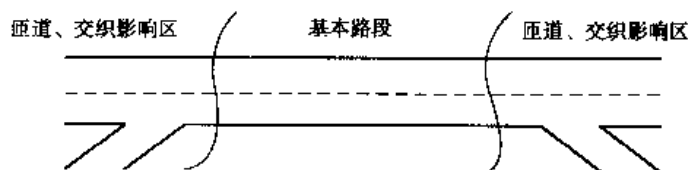


图 4-1 高速公路基本路段示意图

设计速度	120km/h
地形	平原微丘
路面宽度	2 × 7.5m
左侧路缘带宽度	0.75m
右侧路肩宽度	2.75m
行政等级	干线公路
平整度	对速度无影响
交通秩序和交通管理	好

2. 标准化交通条件

在分析高速公路基本路段三参数关系时有一项非常重要的工作:标准化道路和交通条件,使之满足理想条件。在选择观测点时,可以选择道路条件满足理想条件的地点,观测时间选择在正常的工作日,这样就只剩下标准化交通条件一项。然而,通常很难选择到交通流中没有大中型车和特大型车的地点。但是,可以从混合交通流中提取部分标准车流进行分析。速度、流量和密度三个参数在车辆相互跟驰状态下存在着比较稳定的相互关系。式(4-1)是以车头时距作为基础来计算流量的:

$$F = \frac{3600}{H_{av}} \quad (4-1)$$

式中: F ——流率(veh/h/ln 或 veh/h);

H_{av} ——平均车头时距(s/veh)。

在实测交通流中可以观测到 4 种车头时距(假定除标准车外其余车型均为大车),即:

P —— P :小客车跟随小客车;

P —— T :小客车跟随大客车;

T —— P :大客车跟随小客车;

T —— T :大客车跟随大客车。

这样,标准化交通流可用下列公式计算:

$$F_p = \frac{3600}{H_{avp}} \quad (4-2)$$

$$S_p = S_p \quad (4-3)$$

$$D_p = \frac{F_p}{S_p} \quad (4-4)$$

式中: F_p ——标准车流率(pcu/h/ln 或 pcu/h);

S_p ——小客车平均速度(km/h);

D_p ——车流密度(pcu/km/ln)。

高速公路交通流中小客车占到了绝大比例,从统计结果来看,一般在75%左右。因此,可采用另一种标准化交通流方法:在某一时间统计间隔内,用车辆折算系数分别与该统计间隔内的车辆数量相乘得到标准车数量,用标准车(小客车)的速度作为车流的速度:

$$F_p = \sum PCE_i \times N_i \quad (4-5)$$

式中: PCE_i ——第*i*种车型的车辆折算系数;

N_i ——第*i*种车型在统计时间段内的数量。

速度和密度的计算同式(4-3)和式(4-4)。

第二节 实际运行状况通行能力分析

对于已有的或设计中的高速公路基本路段进行通行能力分析,目的是在现有的或规划的交通需求下,确定交通流的运行状况和公路设施所能提供的服务水平等级,计算实际道路条件下的通行能力,以及在保持某一特定运行状况的前提下所能通过的最大服务流量。通过运行分析,可正确评价公路运行状况,为公路交通管理部门制定正确的交通管理措施提供依据,以保证公路处于良好的运行状况。

一、分析步骤

1. 路段基本数据

(1)划分高速公路路段

将高速公路沿其长度方向划分为具有相似特征的若干路段,然后分别对每个路段进行通行能力分析。每个分析路段的交通运行状况都不能受立交出入的影响,且整个分析路段上的交通特征和车行道特征都必须是基本一致的。当公路特性导致交通运行状况发生明显变化时,如公路分隔形式、地形条件不同时,则应划分路段;如果交通流或几何特征发生微小变化时,如流量变化小于 $\pm 10\%$,行车道宽度变化小于1.0m,特别是这些变化连续发生时,则不考虑划分路段。

(2)记录和整理道路的平面线形、纵断面线形、地形条件、横断面等几何特征参数及路面状况。

关于总的地形类别,简要描述如下;

平原地形 纵断和平面线形的任何组合都不会使大型车车速比小客车车速低得太多,纵坡一般不大于2%;

丘陵地形 纵断面和平面线形的部分组合会导致大型车车速降至小客车车速以下很多,但不致引起大型车在较长时间内以爬行速度运行,根据大型车车速下降的程度和是否需以爬行速度来运行,丘陵地形又可分为重丘地形及微丘地形;

山岭地形 纵断和平面的部分组合会导致大型车在相当长距离或常常以爬行速度运行。可按照表4-1的规定,根据平曲线半径(m)和纵坡坡度(%)确定路段所属的地形类别。

(3)确定设计小时交通量(pcu/h)和车辆折算系数

设计小时交通量可由下式计算得:

$$DDHV = AADT \times HIF \times D \quad (4-6)$$

式中:DDHV——单向设计小时交通量(pcu/h);

$AADT$ ——分析年份的年平均日交通量(pcu/d);

HIF ——小时交通系数,即小时交通量与年平均日交通量之比值,默认值为 0.09;

D ——方向分布系数(%),高速公路两个方向交通量之比。

高速公路路段基本地形条件

表 4-1

地形条件	平原区	丘陵区	山岭区
纵坡坡度(%)	<3	<4	>4
平曲线半径(m)	>1000	>700	<700

各车型的车辆折算系数可按其地形条件及交通量区间在表 4-2 中查得:

高速公路路段的车辆折算系数

表 4-2

车 型	流 量 (veh/h/ln)	坡 度						
		0%	1%	2%	3%	4%	5%	6%
大中车型	0	1.5	1.5	1.5	2.0	2.0	2.5	2.5
	1000	3.0	2.8	3.4	3.8	4.5	5.5	6.5
	1500	2.5	2.5	3.0	3.3	4.0	4.8	5.5
特大车型	0	2.0	2.0	2.0	2.5	2.5	3.0	3.0
	1000	7.0	9.0	10.0	11.0	13.0	14.0	15.0
	1500	6.0	8.0	8.0	9.0	11.0	12.0	14.0

2. 查出(和计算)修正系数 f_{HV} 、 f_{SW} 、 f_{CW} ,并确定实际条件下的道路通行能力。

3. 在前两步的基础上,确定区间速度、运行时间和服务水平等级;

4. 运行分析的结果可描述高速公路上可能的运行情况,但由于当地的驾驶习惯或当地其它不同于理想的条件的因素,实际情况与分析出来的运行情况就有所相差。

二、基础数据调查与分析

野外观测的数据是后期分析工作的第一手资料,其重要程度是不言而喻的。数据的准确和“正常”与否直接关系到分析结果的偏差程度。为了确定交通流的运行状况,得到车辆折算系数,需要有野外观测给出车型,并测定车头时距;为了寻找流量与地点速度(或行程速度)的关系,需要测定流量和车速。所以,通行能力研究的基本观测参数为:到达时间,速度,车头时距和车型。

一条车道的通行能力主要决定于车头时距或车头间距。车头时距可直接用秒表测量,而车头间距则需在高处进行摄影观测。由于后者整理工作量大,测量成本高,国内很少使用,而大都用测量车速及驾驶员随车行驶的反应时间推算车头间距。

路段车头时距必须考虑到车道分工及车道位置,对城市快速路来说,要考虑是小汽车专用车道、公共汽车专用车道还是混合行驶车道;是中间车道还是靠路边的外侧车道。如果外侧车道上还设置公共汽车停靠站,则必须调查公共汽车停靠站的通行能力。本章仅讨论高速公路基本路段的情况。

1. 调查地点选择

正确选择观测点的主要目的在于能够得到正确反映公路交通流特性的数据。根据观测数据的要求、观测点的横断面形式,需要选择具有代表性的观测点。按照选择条件的不同,高速公路基本路段的数据采集点可分为三类:

(1)理想条件的路段 选择与高速公路基本路段的理想道路、交通条件类似的路段进行观测,选择的主要标准是高速公路的横断面形式和交通组成。

(2)通行能力修正路段 影响高速公路基本路段通行能力的因素很多,主要考虑的影响因素包括行车道宽度、自由流速度和交通组成,所以在选择数据采集点时,主要针对这三个方面因素,分别选择了与理想条件存在较大差异的路段,以便对理想条件下的通行能力分别进行修正。

(3)修正方法的验证路段 由于从理想条件下通行能力到实际条件下通行能力采用的是对各影响因素进行修正的方法,缺乏对各因素综合影响的考虑,所以必须选择修正方法的验证路段,考虑各影响因素的综合作用,同时验证对每个影响因素分别进行修正的正确性。

目前我国高速公路的交通达到饱和状态的不多,而在服务水平研究中却需要接近通行能力点的数据,所以观测点样本中必须有高流率的观测点,以保证研究工作的顺利进行。另一方面,对于小流率的路段也需要选择,以供给服务水平研究中所需的速度信息。

数据的准确和“正常”与否直接关系到分析结果的偏差程度,为了能客观地获得公路的通行能力和服务水平标准,观测点的选择必须以数据后期分析要求为依据。这样既可以减少观测时间,又可以降低由于调查点选择不当而导致分析重复和失败的可能性,以节省宝贵的人力、物力和财力。因此,有必要在观测之前详细研究数据分析要求,然后确定观测点的选点要求及观测注意事项。

通行能力研究的目的是分析车道所能容许通过的最大流量。因此,所选择观测路段的交通应该比较繁忙,并且高峰小时交通量(或车速)与低峰小时交通量(或车速)相差较大,这样就可以找出车辆运行特性与流率的关系,并得到饱和流数据。特别是高速公路观测路段,以往的观测由于受我国经济发展的制约,加上交通管理上收费过多的影响,以至路段上车流量较小,从而难以得到饱和流量数据。反映在速度流量曲线上就是只能得到半边实测数据曲线,另半边曲线需通过预测和模拟完成。为了进行观测路段平均速度,所选观测路段不宜短于 2km。

车辆进出交通流通常会对正常交通流产生影响,使交通流产生较大波动,所以,观测点的位置应避免选在有车辆进出的地方,以保证交通流数据的正常。

由于观测仪器对驾驶员的正常驾驶也会造成影响,所以仪器的安放问题在观测点选择时应该一并考虑。另外,除了考虑数据要求外,还应该注意观测点的观测人员工作空间和观测车辆的停放等问题。

总而言之,所选观测点的交通流是正常流,其性质不应被外界所干扰(或少干扰),这样在后期分析中可以减少异常现象点,保证分析的精度。

对于高速公路基本路段,观测地点应在平坡直线路段,远离匝道和交叉口,并不受交叉口停车、车辆加减速、转换车道的影响,所选择的观测点应在图 4-2 标示的区间以外。

调查的车流应该是连续行驶的车队,当车队中混有各种车型时应分别调查各种车型的车头时距。由于车头时距与行驶车速关系极大,放在观测车头时距的同时,应测量被测车辆的地点车速。

2. 观测方法

为了获得所需要的数据,可采用两种观测方式,即单断面观测法和区段观测法。

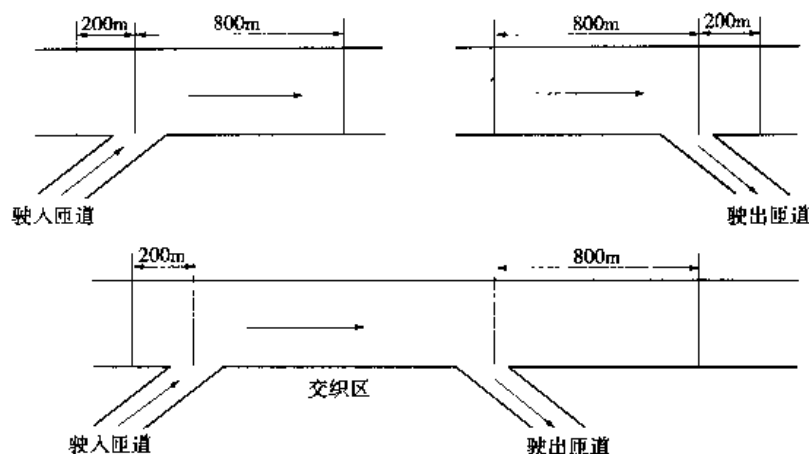


图 4-2 高速公路匝道及交织区示意图

3. 数据样本要求

根据数理统计原理要求,满足相应的置信区间,需要观测的车速样本量由式(4-7)估算:

$$n = \left(\frac{\sigma \times c}{E} \right)^2 \quad (4-7)$$

式中: n ——最少观测的样本量;

σ ——计算观测车速样本数量标准差,两车道取 $\sigma = 8.5\text{km/h}$,四车道取 $\sigma = 6.8\text{km/h}$,六车道取 $\sigma = 5.2\text{km/h}$;

c ——满足期望的置信水平对应常数(见表 4-1);

E ——计算车速允许误差,取决于平均车速的精度要求,一般为 $1.5 \sim 2\text{km/h}$ 。

从百分位车速的要求考虑,需要观测车速的最小样本量由下式确定:

$$n \geq \left(\frac{\sigma \times c}{E} \right)^2 \left(1 + \frac{r^2}{2} \right) \quad (4-8)$$

式中: r ——常数,平均车速取 0.00; 15% 位车速或 85% 车速取 1.04; 5% 位或 95% 位车速取 1.64。

如果样本标准差(这里指观测的速度标准差)定为 10km/h ,期望置信水平选择 95%,由表 4-3 知 c 应为 1.96, E 值设定为 2km/h ,则计算出来的样本量为 96。如果以观测间隔作为一个统计样本点,则观测时间为 $96 \times 15 \div 60 = 24\text{h}$ 。如果以 5min 的时间间隔作为一个统计样本点,则观测时间为 $96 \times 5 \div 60 = 8\text{h}$ 。这表明,只要一个观测点的连续观测时间满足 24h(15min 间隔)或 8h(5min 间隔),人机反应记录取样均能满足,就可以满足最小样本量的要求,使观测的数据具有代表性。

满足期望置信水平之对应常数 c

表 4-3

期望置信水平	c	期望置信水平	c
86.6	1.50	99.0	2.58
95.0	1.96	99.7	3.00

4. 资料整理和分析

(1) 断面观测数据处理方法

单车信息:根据“交通流采集仪”记录的数据资料,整理出通过观测断面的车辆信息,包括车辆通过的车道号、通过时间、车头时距、地点速度、车型、轴数和各轴间的轴距。

统计速度信息:根据单车信息中的地点速度,按照式(4-10)和式(4-11)分别计算各车型以及车辆总体的时间平均速度 v_t 和区间平均速度 v_s 。另外统计了自由流车辆和全部车辆的速度分布,其中,自由流车辆是指车头时距大于 8s 的车辆。

$$v_t = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N v_i \quad (4-9)$$

$$v_s = \frac{1}{\frac{1}{N} \sum_{i=1}^N \frac{1}{v_i}} \quad (4-10)$$

式中: v_t ——时间平均速度(km/h);

v_s ——区间平均速度(km/h);

N ——通过观测断面的车辆数;

v_i ——通过观测断面的地点速度(km/h)。

统计流量信息:按照固定的统计时间间隔,统计各时间段内各车型的数量、平均速度、平均密度,用于计算宏观车辆折算系数和建立交通流统计分析模型。另外,根据特殊要求,可统计各时间段内各车型的车头时距、车道占有率等参数。

统计车头时距:从 0~200km/h 将车辆速度按 5km/h 的步长划分为 40 个区间段,统计各速度区间内各车型的车头时距均值,用于车辆折算系数。

(2) 区间观测数据处理方法

区间观测数据主要是为了考察通行能力各影响因素的作用,验证修正系数的正确性。所以,首先利用录像资料,记录各单车的牌照,对比区间进口和出口的单车信息,统计各车型的区间速度。

三、实际条件下通行能力的计算

1. 基本通行能力

基本通行能力又称理论通行能力,是指在一定时间段(取 15min 或 1h)和理想的道路、交通及管制条件下,一条车道的一个断面所容许通过的最大持续交通流。

按车头时距计算,其计算公式为:

$$C_B = \frac{3600}{t} \quad (4-11)$$

式中: C_B ——一条车道的基本通行能力(pcu/h);

t ——最小安全车头时距(s)。

设计速度为 120km/h、100km/h、80km/h、60km/h 的高速公路基本路段的 C_B 分别为 2200pcu/h/ln、2200pcu/h/ln、2000pcu/h/ln 及 1800pcu/h/ln。

2. 实际条件下的通行能力

$$C = C_0 \times f_{CW} \times f_{SW} \times f_{HV} \quad (4-12)$$

式中: C ——实际条件下的通行能力(veh/h);

C_0 ——基本通行能力(pcu/h);

f_{CW} ——行车道宽度对通行能力的修正系数;

f_{SW} ——侧向净空对通行能力的修正系数;

f_{HV} ——交通组成对通行能力的修正系数。

3. 影响高速公路基本路段通行能力的因素及其修正系数

由于高速公路是全部控制出入、全立交的,因此受横向干扰的影响很小,故影响基本路段通行能力的主要因素为道路条件、交通条件和驾驶员条件。具体地说,包括道路几何条件(车道宽及侧向净宽)、交通组成(大型车混入率)、驾驶员状况等因素。

(1) 行车道宽度对通行能力的修正系数 f_{cw}

根据对道路宽度影响通行能力的实际观测认为,当车道宽度达到某一数值时其通过量能达到理论上的最大值,当车道宽度小于该值时,则通行能力降低。将行车道对通行能力的修正系数列于表 4-4。

高速公路行车道宽度对通行能力的修正系数 f_{cw}

表 4-4

设计速度 (km/h)	车道宽修正系数	通行能力修正系数	
		车道宽 3.75m	车道宽 3.5m
120		1.0	0.98
100		1.0	0.97
80		1.0	0.97
60		1.0	0.97

(2) 侧向净空对通行能力的修正系数 f_{sw}

侧向净空的影响包括左侧路缘带宽度和右侧路肩宽度的影响,根据实际调查表明左侧路缘带宽度和右侧路肩宽度小于某一数值时(理想条件规定的数值)会使驾驶员感到不安全,从而降速、偏离车道线,使旁侧车道利用率降低。故当左侧路缘带宽度和右侧路肩宽度不足时应予以修正,其修正系数列于表 4-5。

侧向净空对通行能力的修正系数 f_{sw}

表 4-5

通行能力修正系数				
左侧路缘带宽(m)		右侧路肩宽(m)		
0.25	0.5	1.0	1.5	2.0
0.98	0.99	0.98	0.99	1.00

(3) 交通组成对通行能力的修正系数 f_{HV}

在高速公路上,由于交通流中大中型车辆的动力性能不如小型车,故应对大中型车进行通行能力修正。其修正系数采用下式计算:

$$f_{HV} = \frac{1}{1 + P_{LHV}(PCE_{LHV} - 1) + P_{TC}(PCE_{TC} - 1)} \quad (4-13)$$

式中: P_{LHV} ——大中型车交通量占总交通量的百分比;

P_{TC} ——特大型车换算成小客车的车辆换算系数;

PCE_{LHV} ——大中型车折算系数;

PCE_{TC} ——特大型车折算系数。

四、路段交通运行状况分析

高速公路路段运行状况分析主要是评价已有高速公路在特定的道路、交通条件下的通行能力和交通运行状况。通过运行状况分析,可为交通管制人员制定管理措施,改变高速公路运行的部分道路、交通条件提供依据,使交通运行状况达到期望水平,如达到预期的通行能力和速度等,以提高高速公路运输效益。

1. 交通流饱和度的确定

根据计算得到的实际通行能力,计算不同方向单车道的流量 Q 与通行能力的比值,确定饱和度。

2. 实际运行速度的确定

根据图 4-4,按照下列步骤确定实际条件下的运行速度:

(1)根据单车道的交通流量 Q ,在图中横坐标(X 轴)上选取相应的流量值;

(2)从选取的流量值作平行于纵坐标(Y 轴)的直线,将直线延长到与代表该路段设计速度的速度—流量曲线相交;

(3)从交点出发,作 X 轴的平行线,直到它与图左边的 Y 轴相交,读取在该分析条件下小型车的实际运行速度。

3. 路段服务水平

(1)服务水平是指道路使用者从道路状况、交通条件、道路环境等方面可能得到的服务程度或服务 quality,如可提供的行车速度、舒适、方便、驾驶员的视野以及经济安全等方面所能得到的实际效果与服务程度。随着国民经济的迅速发展,物质生活水平的不断提高,交通方式的快捷通达,人们的时效观念也发生了深刻的变化。出行已不仅仅是因为工作的需要,还可能为了旅游、娱乐和休闲。因而,人们越来越注重出行的质量和效益。服务水平正是这样一种衡量出行质量和效益的指标,它代表着可以提供给道路使用者快速、舒适、便利和经济等指标水平的满意程度。因此,客观评价道路的服务质量在道路网规划及道路使用的后期评价中起着非常重要的作用。

(2)服务水平的衡量指标

选择衡量服务水平的主要指标,需根据不同形式公路车辆运行规律的差异,采取不同的指标。对于高速公路来说,其交通流是非间断流,从其速度—流量曲线上看,速度在自由流范围内是直线,这说明仅用速度作为衡量高速公路服务水平的指标是不够的,还必须考虑车辆间相互靠近的程度即车头间距的大小,只有当车头间距达到一定程度后,才不会影响驾驶员自由选择车速。尽管驾驶员关心的是速度,但是驾驶员是根据车辆之间的相互间距来调节的,所有这些均可以通过交通流的另一个重要参数密度表现出来。因此,从车辆特征出发,宜选用车流密度、平均运行速度、交通流状态(V/C 比)和最大服务流率作为衡量高速公路服务水平的主要指标。

(3)服务水平等级的确定

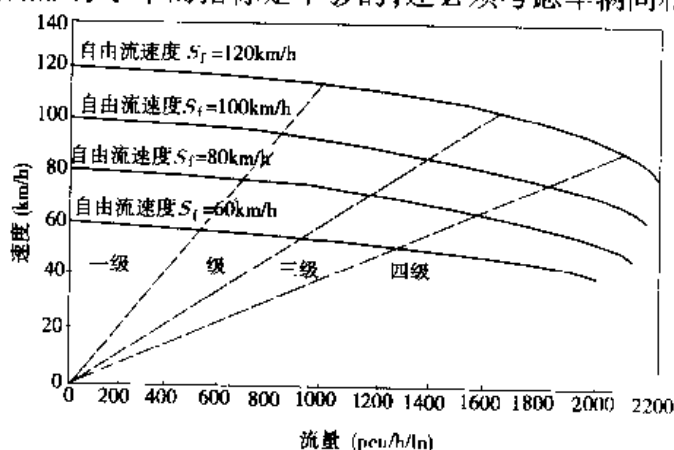


图 4-3 理想条件下速度—流量图服务水平分级

理想条件下高速公路服务水平根据观测曲线,如图 4-3 和图 4-4 及表 1-2 所示分级。根据服务水平等级表及实际条件下饱和度、平均运行速度、车流密度等可确定实际道路服务水平等级。根据服务水平等级可确定路段实际运行状况。

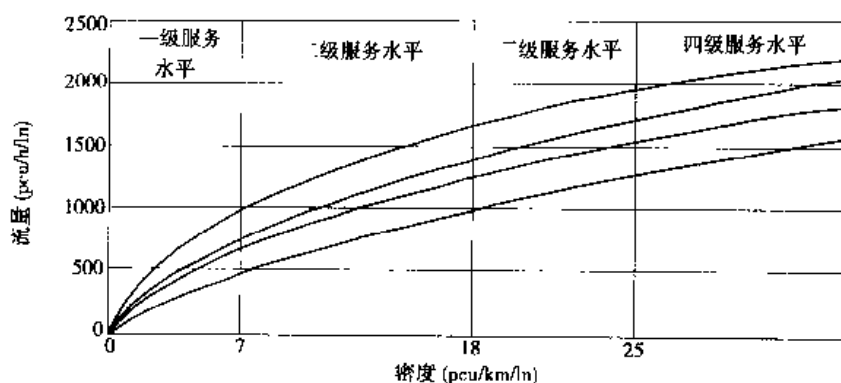


图 4-4 理想条件下密度—流量图服务水平分级

第三节 规划和设计阶段通行能力分析

高速公路规划和设计阶段通行能力分析的目的是确定公路设施的几何线形,在设计、规划阶段,计算在特定的运行状况条件下,承担给定交通量所需要的公路设施几何参数,如车道数、行车道宽度等,并预测其他一些设计要素(如预留中央分隔带、调整路肩宽度、设置爬坡车道)对通行能力和运行特性的影响。相对于设计分析而言,由于规划分析交通资料仅有规划年的年平均日交通量(AADT),其他必要的分析参数由分析人员假定或采用推荐的默认值,所以与设计分析相比,规划分析是比较粗略的。

一、分析步骤

1. 路段基本资料

- (1)选定设计标准,并以此为依据来确定车道宽度、侧向净空以及设计速度等;
- (2)预测远景设计年限的年平均日交通量 AADT;
- (3)定出交通特征,包括交通组成及驾驶员条件;
- (4)确定采用的服务水平及 V/C 的比值;
- (5)定出所有修正系数和车辆换算系数。

2. 分析步骤

- (1)计算单向设计小时交通量 DDHV

$$DDHV = AADT \times HTF \times D \quad (4-14)$$

HTF 和 D 最好用当地或本省的相似公路上的值,如果没有,则用全国有关的统计值。

- (2)计算高速公路每一方向所需的车道数

车道数由下列公式确定:

$$N = DDHV / (SFL \cdot PHF) \quad (4-15)$$

$$DDHV = AADT \cdot HTF \cdot D \quad (4-16)$$

式中: N ——车道数;

DDHV——定向设计小时交通量;

SFL ——每车道服务流率;

PHF ——高峰小时系数;

$AADT$ ——年平均日交通量;

HTF 、 D 符号意义同上。

说明:

①由于几何构造和(或)交通条件的变化,相邻路段的 N 值可能不同,甚至同一路段两个方向所需的 N 也可能不一样(特定上坡路段),故设计的分析计算要细致小心。

②考虑特定上坡路段的设计小时交通量超过其路段设计通行能力时,需考虑设置爬坡车道。

③注意计算出来的 N 常常是有小数的非整数,则必须决定是用较其大的整数还是较其小的整数。这是一个复杂的问题,不仅要看小数的值的大小,还要考虑经济和其他一些因素,并且在决定所采用的 N (整数)之前,还要进行运行分析,以便对服务水平作出比较。

④在最后确定车道数时,必须照顾到要符合基本车道数的要求。

(3)预测特定条件下路段的通行能力

$$C = C_0 \times f_{cw} \times f_{sw} \times f_{HV}$$

式中: C ——实际条件下的通行能力(pcu/h);

C_0 ——基本通行能力(pcu/h);

f_{cw} ——行车道宽度对通行能力的修正系数;

f_{sw} ——路肩宽度及侧向净空对通行能力的修正系数;

f_{HV} ——交通组成对通行能力的修正系数。

(4)评价交通运行状况

高速公路规划和分析主要是用来评价规划和设计特定的道路、交通条件对通行能力和交通运行状况的影响,通过参考交通量年均增长率以及路段的设计使用年限,评价规划年内交通流的饱和度,通过对服务水平的评价修改相关的设计参数,如公路横断面形式等,重新进行通行能力和交通运行状况的分析计算。这样,就可以在规划和设计阶段预测未来交通流的运行状况,通过适当地调整设计要素,避免出现瓶颈路段,使公路通行能力和运行条件尽量达到总体的一致,最大限度地发挥公路运输效益。由于高速公路投资大,所以早期的通行能力分析显得尤为重要。

对交通流的饱和度、运行速度和行程时间以及服务水平的确定同本章第二节第四部分。

二、确定路段基本通行能力的分析方法

1. 基于流量—车道占用率模型的通行能力分析

车道占用率是指在某一瞬间,已知路段上所有车辆的长度总和与该路段长度之比值,或者说,观测期间所有车辆在该路段上的占用时间与总观测时间的百分比率。

根据车道占用率的定义知,道路空间占用率与车流密度的关系为:

$$O = \frac{1}{1000} \bar{L} \times K \quad (4-17)$$

式中: O ——车道占用率;

$\bar{L}$ ——车辆平均长度(m/veh);

K ——车流密度(veh/km)。

根据 Greenshields 速度—密度线性模型可以推知,高速公路上的流量 Q 、速度 v 及密度 K 有着以下关系:

$$v = aK + b \quad (4-18)$$

$$Q = Kv = K(aK + b) = aK^2 + bK \quad (4-19)$$

综合式(4-18)和(4-19),则有:

$$Q = \frac{1000^2 a}{L^2} \times O^2 + \frac{1000b}{L} \times O \quad (4-20)$$

上述式中的 a 、 b 为相应变量的系数, Q 、 v 、 K 的单位分别为 veh/h、km/h 和 veh/km/ln。

下面以广深高速公路实测数据为例进行回归分析。得到公式(4-18)的回归系数为: $a = -1.26$, $b = 105.17$ 。若取车辆平均长度为 6.0m,将其代入公式(4-19)和(4-20)则有:

$$1.087 + 1.26 \times O \quad (4-21)$$

$$Q = -3500 \times O^2 + 17528 \times O \quad (4-22)$$

可见,流量和车道占用率之间的关系为抛物线关系(见图 4-5)。当车道占用率为零时,其流量也为零;车辆可以用最高速度行驶,随着道路行驶的车辆数增多,车流量增加,车辆之间相互影响增大,速度开始下降。当车道占用率持续增加,达到一定值时,车流量达到最大值,此时交通流处于饱和状态,也就是说,已达到道路的通行能力。如果车道占用率继续增加,则交通量将急剧下降,从而引起交通堵塞。

对式(4-22)微分求极值,并代入相应的系数,可得到每车道的最大交通容量即通行能力。即,当 $O = 17528 / (2 \times 35000) = 0.2504$ 时,其通行能力为:

$$C_{\text{app.}} = Q_{\text{max}} = -35000 \times 0.254^2 + 17528 \times 0.2504 = 2195 \text{ veh/h/ln}$$

2. 基于交通流统计分析模型的通行能力分析

交通流统计分析模型从分析交通流的宏观特性出发来建立速度、流量和密度三参数的关系。宏观特性是所有微观特性的总体表现,微观上,驾驶员总是根据自己的当前速度调整与前车的车头时距,也就是不断地根据速度调整微观意义上的密度——车头间距。从某种意义上讲,速度—密度关系是交通流三参数中最重要、最本质的关系。有两个原因决定了建立交通流统计分析模型时首先要建立速度—密度关系式:第一,速度—密度关系曲线是单调递减的,并且与速度—流量和流量—密度关系曲线相比具有更简单的数学表达形式;第

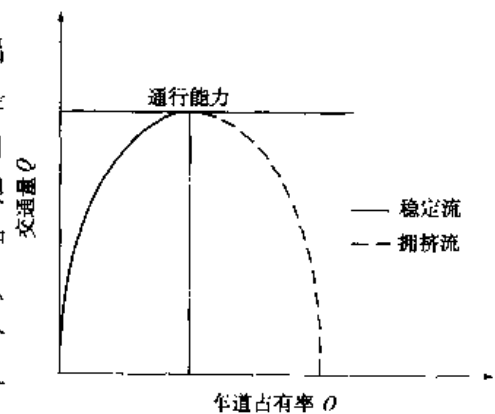


图 4-5 流量与车道占有率关系曲线

二,速度—密度曲线代表了公路上驾驶员和车辆之间最基本的相互作用。在交通流中,驾驶员更关注密度或与其他车辆的接近程度,并不断调整车速。流量是一种点的量度,驾驶员对流量并不敏感,所以也不会对驾驶员产生影响。

(1) 观测数据的分类

表 4-6 为通过统计所有理想道路条件下高速公路的实测数据得到的各高速公路中小型车所占比例及其自由流速度均值。从表中数据以及相应的地点、交通状况数据库可以看出,由于高速公路中交通条件不同,导致自由流速度的不同。自由流速度的影响因素包括:路段设计车速、路段内匝道的密度及进出匝道的车辆数、行车环境的复杂程度和路段最高限速。从国外研

究的经验看,不同自由流速度下的交通流,其变化规律也是不同的。因此,交通流统计分析模型也应根据不同自由流速度下的数据进行分析。表 4-6 按照不同的自由流速度均值,将理想道路条件下的高速公路分为 I、II、III 共 3 个等级进行分析。这 3 级的差异应该是由交通组成、驾驶员和车辆总体特性的差异造成的。

理想道路条件下的高速公路速度分级表 表 4-6

级别代码	观测点名称	比例(%)	比例均值(%)	自由流速度(km/h)	自由流速度均值(%)
I	SVQ006(CF)	78	76	83.8	80
	SVQ006(FG)	79		81.0	
	SVQ030(CF)	70		76.5	
	SVQ030(FG)	77		79.9	
II	SVQ004(CH)	71	75	104.9	106
	SVQ004(HG)	60		102.0	
	SVQ001(FK)	83		104.9	
	SVQ005(GS)	76		103.1	
	SVQ002(FK)	80		108.5	
	SVQ002(KF)	78		109.9	
	SVQ003(FK)	79		104.7	
	SVQ027(HP)	72		108.9	
	SVQ027(PH)	75		112.6	
III	SVQ028(SG)	76	74	121.9	122
	SVQ029(GS)	74		118.6	
	SVQ029(SG)	73		125.1	

(2)模型标定

标定速度—密度关系模型需要大流量样本点,在现有的观测点中只有第 I 类具有较大流量点,图 4-6、图 4-7 为 I 类高速公路速度—密度散点拟合曲线图。从图中可以发现,在密度较小时,速度随流量的增加变化较小。当密度继续增加时,速度逐渐减小。从总体上看,基本分为两个阶段:自由行驶阶段和相互影响阶段。为了确定两个阶段的分界线,对样本点数据进行回归分析。在相关系数最小时得分界点密度为 8veh/km/ln。图 4-6 中的直线回归相关系数非常小,表明速度与密度的关系在密度小于 8 时基本不相关,此时,回归方程的常数项为 78.8,即自由流速度为 78.8km/h。

当密度大于 8 时,采用模型、模型和模型分别拟合观测数据,结果表明模型拟合效果最好,

其相关性最高。因此,选用线性模型作为密度大于 8 时的拟合模型,如图 4-8 所示。

为了与自由流阶段的模型曲线相衔接,以保证模型的连续性,在计算过程中给模型加上制约条件,即:当密度等于 8 时,两条模型曲线的速度计算值相等。

按上述原理计算得到第 I 类高速公路的速度—密度关系模型:

$$v = \begin{cases} 78.8 & K \in [0, 8] \\ -1.022 \times K + 86.98 & K \in (8, K_j] \end{cases} \quad (4-23)$$

经典的速度、流量、密度三参数关系宏观模型为 $Q = Kv$, 由此可导出速度—流量和流量—密度关系表达式:

$$Q = \begin{cases} 78.8K & K \in [0, 8] \\ 85.11v - 0.98v^2 & K \in [8, K_j] \end{cases} \quad (4-24)$$

$$Q = \begin{cases} 78.8K & K \in [0, 8] \\ 86.98v - 1.022K^2 & K \in [8, K_j] \end{cases} \quad (4-25)$$

式中: Q ——流量;

v ——速度;

K ——密度。

模型曲线如图 4-8 和图 4-9。

用同样的方法可以分析 II、III 类高速公路,但这些高速公路的样本点中小时流率(按 5min 统计)超过 1000veh/h 的非常少,无法像第 I 类高速公路数据一样进行分段分析,但可以采用变通方法。首先,对小密度样本点进行逐级递增得到自由行驶与互相干扰的分界密度点,并得到自由流速度,然后运用有约束回归方法(约束条件为当密度值为分界点时,行驶速度等于自由流速度),确定速度与密度的线性关系模型。这样,可以得到 II、III 类高速公路的速度、流量、密度关系模型,如式(4-20)所示,其相应回归曲线如图 4-10~图 4-15 所示。

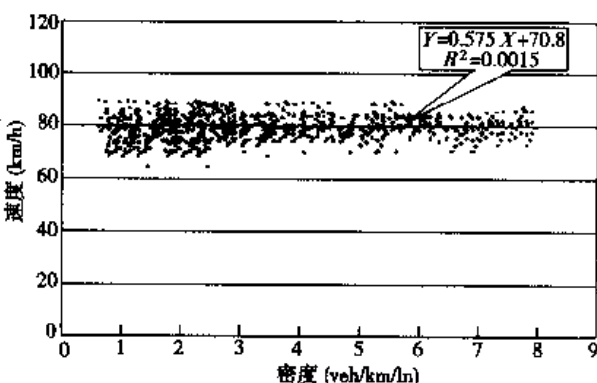


图 4-6 I 类高速公路自由流速度—密度散点关系

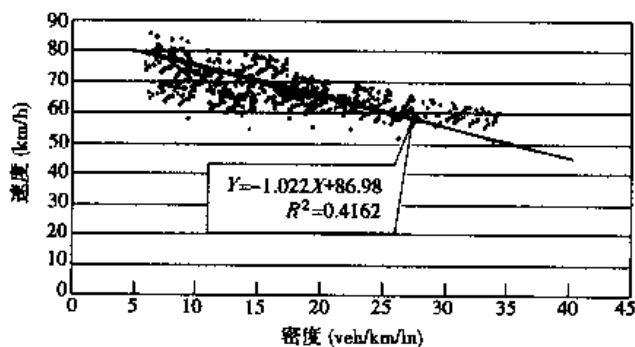


图 4-7 I 类高速公路相互影响阶段速度—密度散点图

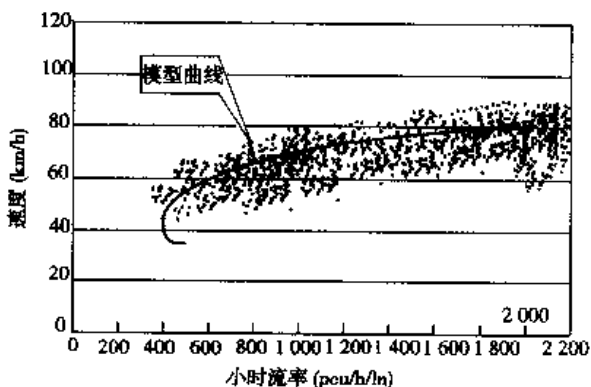


图 4-8 I 类高速公路流量—速度模型曲线

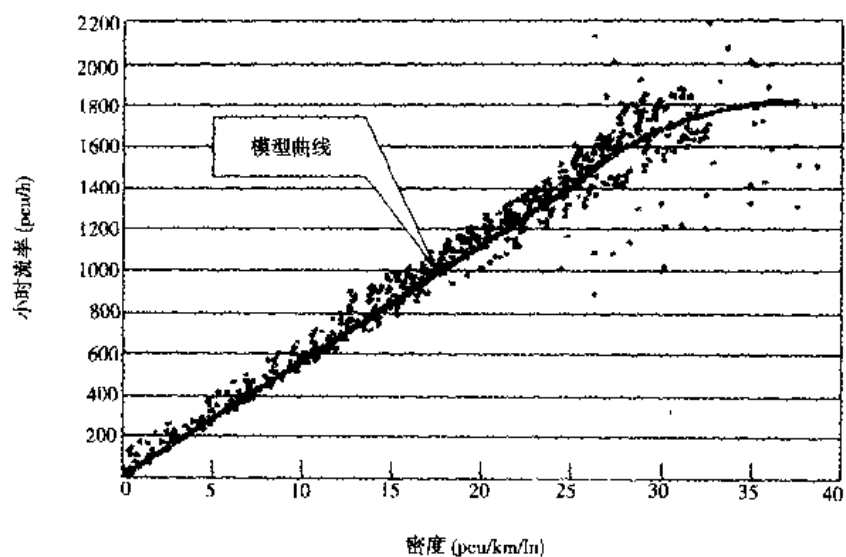


图 4-9 I 类高速公路流量—密度模型曲线

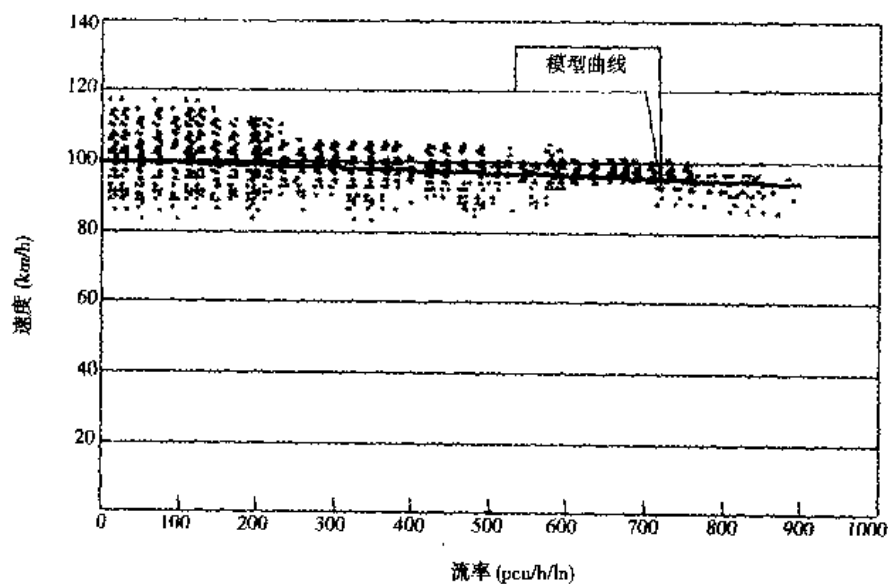


图 4-10 II 类高速公路速度—流量模型曲线

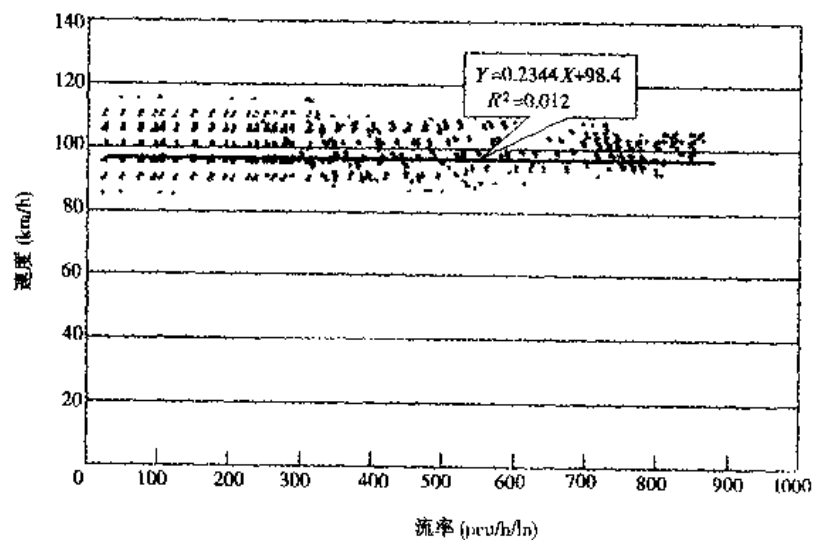


图 4-11 II 类高速公路自由流阶段速度—密度散点关系

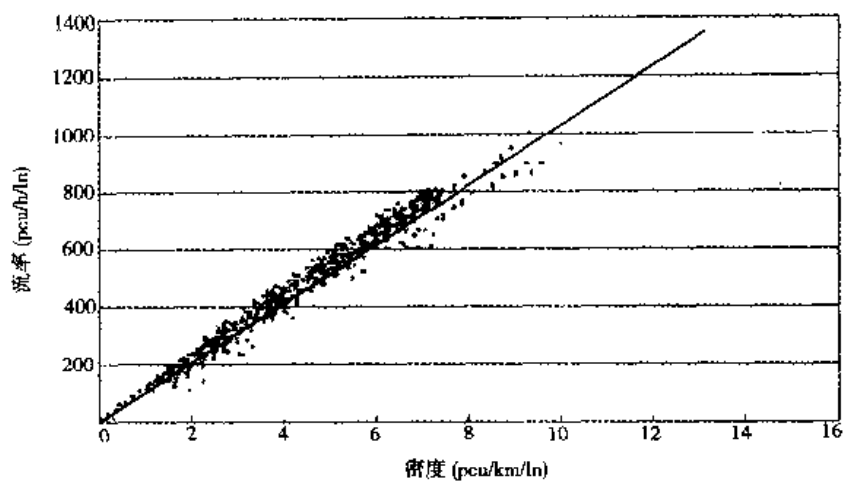


图 4-12 II类高速公路流量—密度模型曲线

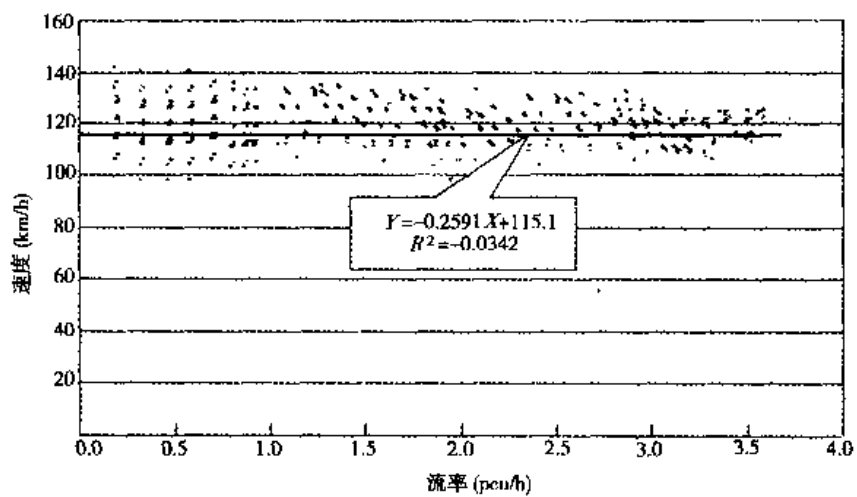


图 4-13 III类高速公路速度—密度散点关系

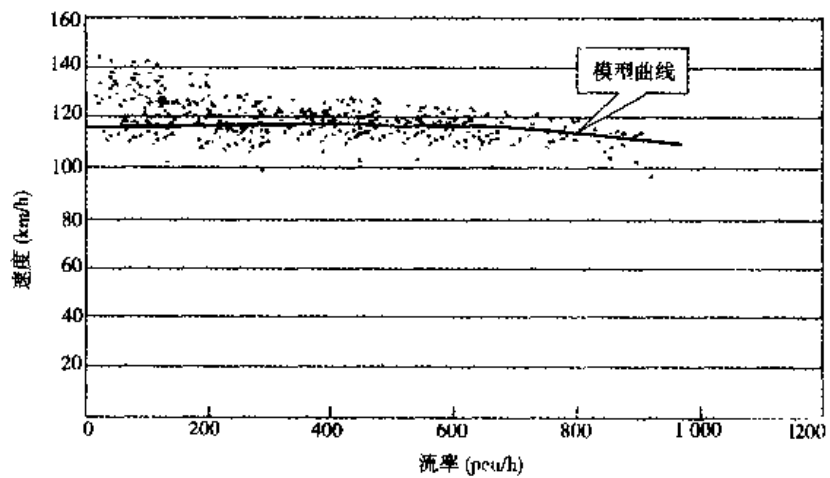


图 4-14 III类高速公路速度—流量模型曲线

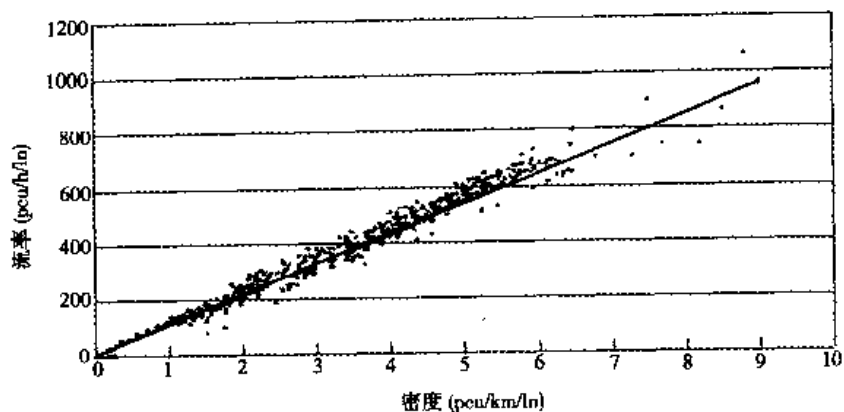


图 4-15 III类高速公路流量—密度模型曲线

速度—密度模型(II类):

$$v = \begin{cases} 98.4 & K \in [0, 4.8] \\ -1.34K + 104.85 & K \in (4.8, K_j] \end{cases} \quad (4-26)$$

速度—流量模型(II类):

$$Q = \begin{cases} 98.4K & K \in [0, 98.4] \\ 78.01v - 0.744v^2 & K \in (4.98, K_j] \end{cases} \quad (4-27)$$

流量—密度模型(II类):

$$Q = \begin{cases} 98.4K & K \in [0, 4.8] \\ 104.85K - 1.344K^2 & K \in (4.8, K_j] \end{cases} \quad (4-28)$$

速度—密度模型(III类):

$$Q = \begin{cases} 115.5 & K \in [0, 3.8] \\ -1.733K + 122.086 & K \in (3.8, K_j] \end{cases} \quad (4-29)$$

速度—流量模型(III类):

$$Q = \begin{cases} 115.5K & K \in [0, 3.8] \\ 70.45v - 0.577v^2 & K \in (3.8, K_j] \end{cases} \quad (4-30)$$

流量—密度模型(III类):

$$Q = \begin{cases} 115.5K & K \in [0, 3.8] \\ 122.08K - 1.733K^2 & K \in (3.8, K_j] \end{cases} \quad (4-31)$$

综合 I、II、III 类的高速公路的速度—流量关系,可以得到高速公路速度—流量统计模型,其关系如图 4-16 所示。

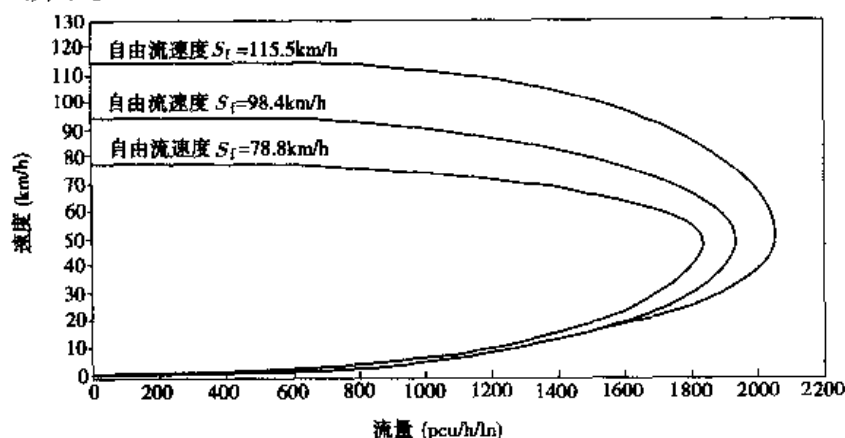


图 4-16 理想条件下的高速公路速度—流量统计关系曲线

为了更好地与《公路工程技术标准》以及《公路路线设计规范》中的标准速度相吻合,利用线性插值和二次函数插值的方法,将实测自由流速为 78.8km/h、98.4km/h 和 115.5km/h 的速度—流量关系中车辆处于相互影响状态时关系式的二次项系数和一次项系数分别进行内插、外推,得到如图 4-17~图 4-19 的插值图。为避免插值过程中出现过小的影响系数,导致计算机在计算过程出现过大的截取误差,将二次项系数扩大 1000 倍后再进行插值。

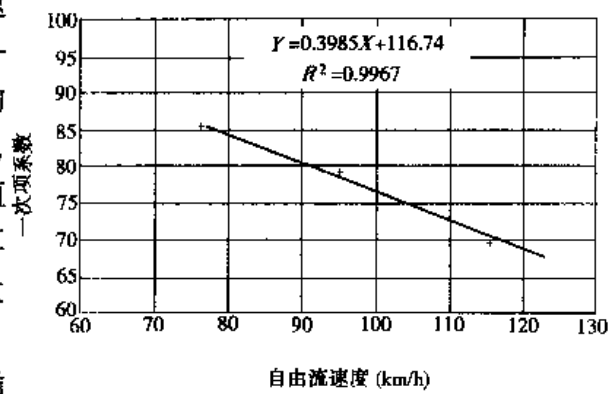


图 4-17 一次项系数线性插值

由图 4-17 可以看出,图中的插值线与三个插值点间还存在一些差距。尽管线性插值的相关性已经达到 0.9968,但由于进行插值分析的点仅有三个,所以,采用二次插值函数代替线性插值函数,进一步提高插值的准确性(图 4-18~图 4-19)。

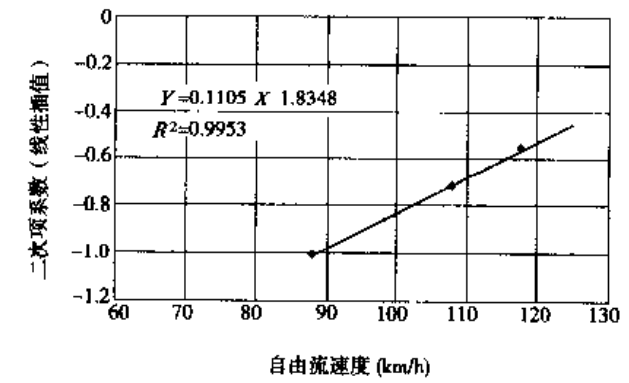


图 4-18 二次项系数线性插值

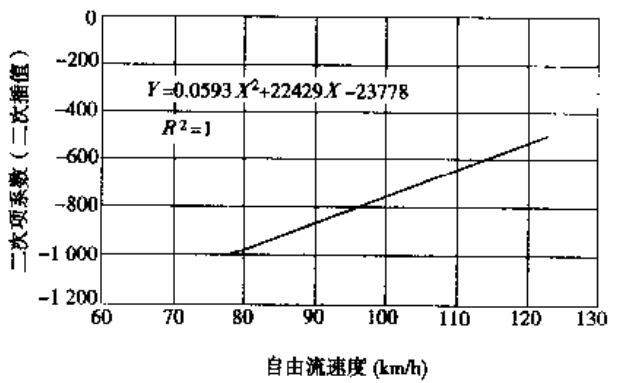


图 4-19 二次项系数二次曲线插值

采用线性插值和二次曲线插值,得到各标准速度对应的速度—流量关系模型参数,见表 4-7。这样,便得到理想条件下各标准速度相应的速度—流量关系曲线,如图 4-20 对流量关于速度微分取极值,计算得到各标准速度下的通行能力值列于表 4-8。

不同标准速度下的速度—流量模型参数 表 4-7

标准速度值 (km/h)	二次项系数	一次项系数	标准速度值 (km/h)	二次项系数	一次项系数
120	-0.54	68.9	80	-0.96	84.8
100	-0.72	76.9			

基于速度—流量关系的高速公路基本路段通行能力值 表 4-8

标准速度值 (km/h)	通行能力 (veh/h/ln)	临界密度 (veh/km)	临界速度 (km/h)	标准速度值 (km/h)	通行能力 (veh/h/ln)	临界密度 (veh/km)	临界速度 (km/h)
120	2200	34	64	80	1900	43	44
100	2100	40	53				

3. 基于突变理论的通行能力分析

交通流模型及其理论研究一直是交通工程界一个重要的研究课题。传统的交通流理论建立的交通流模型(如 Greenshields 线性模型, Underwood 指数模型, Drew 跟驰模型, May 钟形线模型等)均是建立在二维平面基础上的连续交通流三参数关系模型。但这些模型有时却难以解释某些实测交通流数据出现的非连续的“跳跃”式现象。而基于突变理论的交通流模型则能较好地三维空间角度予以解释。因此,近年来国内外一些学者讨论了突变理论尤其是尖点突变理论应用于交通流分析的可能性。

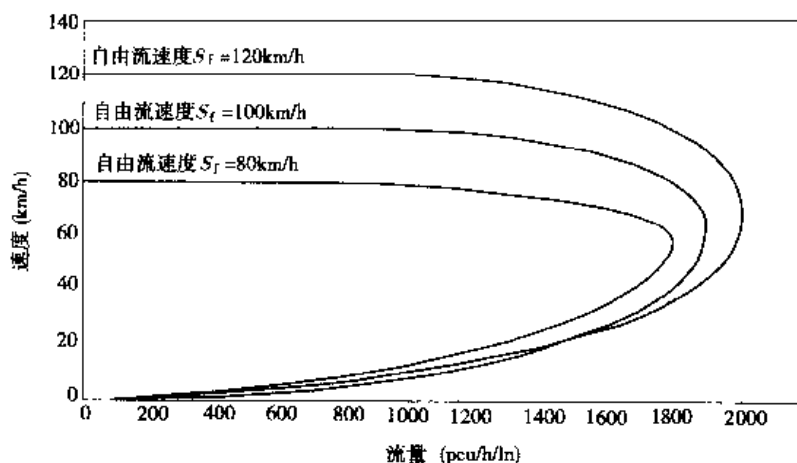


图 4-20 理想条件下的速度—流量关系曲线

本节试图从系统论的观点出发,通过对实测数据进行适当变换后,应用尖点突变理论来描述交通流参数之间的关系,并借此推算出公路通行能力和速度预测值。

(1) 突变理论原理和特性

法国数学家 Thom 于 1972 年发表的《结构稳定性和形态发生学——建模一般理论概要》奠定了突变理论(Catastrophe Theory)的基础。突变理论试图从数学方面讨论微分动力体系中状态发生跳跃性变化的现象,主要研究光滑动力体系中稳定平衡的分叉问题。

一个系统具有突变特性主要表现在下列 5 个方面:

① 突变性:采用理想延迟时,系统由一个消失的极小值跳跃到全局极小值或局部极小值,其位势的数值有一个不连续的变化;采用 Maxwell 约定时,位势的数值发生连续的变化,但其导数不连续。

② 分叉性:控制变量的有限变化会导致状态变量在平衡位置时数值的变化,在一般情况下控制变量的微小扰动可能只会引起状态变量初值和终值的微小变化,但在临界点附近控制变量的微小扰动可能会导致状态变量发生很大的变化,这种控制变量的扰动的不稳定性称为分叉性。

③ 不可达性:系统有一个不稳定的平衡位置,此处既可以连续又可以不连续,在数学上是不可微的。

④ 多模态:系统中可能有两个或多个不同的状态,也就是说系统的位势对于控制变量的某些范围可能有两个或多个极小值。尖点突变只具有双模态性,即具有两种不同的状态。

⑤ 滞后性:当系统遵循理想延迟约定时才存在滞后性,若系统遵循 Maxwell 约定时则不存在滞后现象。

(2) 用突变理论解释交通流特性

一个系统是否具有突变特性主要是看该系统有无突变特征。当我们把速度、流量和密度

(或车道占有率)作为一个系统来研究时,它就是一个具有突变特性的系统(图 4-21)。

从实测速度流量关系散点图 4-21 可以看出,一个流量值对应有两个速度值:其中一个位于非拥挤状态,另一个位于拥挤状态,这与尖点突变理论的双模态特征(Bimodality)相一致;从图 4-21 还可看出,多数情况下,交通流状态不是处于非拥挤流状态就是处于拥挤流状态,由非拥挤流状态向拥挤流状态或由拥挤流状态向非拥挤流状态过渡不是一个渐进过程,而是一种飞跃,一种突变。因此,交通流系统具有突变性(Catastrophe)。从实测数据散点图还可以发现,某些区域的点非常的少或根本就没有(出现空白)。

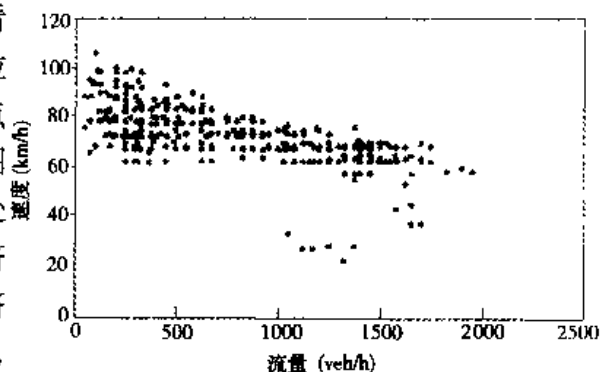


图 4-21 高速公路速度—流量散点图

从交通心理角度分析和经济利益驱动考虑,这是因为有一种时间利益在驱动司机不能在这些区域停留,即尽量减少延误和减少运行时间(除非出现机械故障)。于是在某些区域出现不可达域。因此,系统具有不可达性(Inaccessible behavior)。此外,当交通流系统达到通行能力时,系统处于临界平衡状态,但这种平衡状态是理想化的,只在瞬间存在,属于不稳定平衡,一旦遇到外界因素的扰动就可能破坏这种平衡。因此系统可能偏向拥挤状态也可能偏向非拥挤状态。这与突变理论的分叉特征相吻合,即系统具有分叉性(Divergence)。系统的滞后性(Hysteresis)只有在遵循理想延迟约定时才存在,若系统遵循 Maxwell 约定时则不存在。

综上所述,交通流具有突变特性,利用突变理论来解释交通流行为是可行的。

(3) 基于突变理论的交通流模型

当系统出现上述突变特性时,就可以建立一个突变理论模型来描述该系统。根据 Hall 等人提出的观点,突变理论的基本模型为:

$$\text{势函数: } W(X) = aX^4 + bYX^2 + cZX \quad (4-32)$$

$$\text{突变流形: } 4aX^3 + 2bX + cZ = 0 \quad (4-33)$$

$$\text{分叉集: } 8b^3Y^3 + 27ac^2Z^2 = 0 \quad (4-34)$$

其中, X 为状态变量; Y 、 Z 是控制变量。在交通流参数中,速度、流量和车道占有率分别对应于状态变量 X 、控制变量 Y 和 Z ; a 、 b 、 c 为参数。

研究发现,为满足 Maxwell 约定,尖点突变理论用于交通流分析须先进行一些变换。首次变换变量分配如下: X_0 = 速度; Y_0 = 流量; Z_0 = 车道占有率。

① 坐标平移

坐标轴平移的目的是为了划分非拥挤状态和拥挤状态。坐标变换如下:

$$X_1 = X_0 - v_m \quad (4-35)$$

$$Y_1 = Y_0 - Q_m \quad (4-36)$$

$$Z_1 = Z_0 - O_m \quad (4-37)$$

式中: v_m ——最大流量时最大车道占有率对应的最小速度;

Q_m ——最大流量值;

O_m ——最大流量时的最大车道占有率。

② 坐标旋转

坐标平移后,由于 $Y-Z$ 平面上的 Y 轴与 Maxwell 约定的垂直面(区分拥挤和非拥挤状态区域或尖点突变曲面上、下平面界限)重叠,因此,可将 Y 轴定义为区分非拥挤与拥挤状态的界限,使非拥挤区域和拥挤区域分别处于 Y 轴的两侧,这样就满足了尖点突变理论模型的基础理论——分叉理论的要求。因此有必要旋转 Y 轴和 Z 轴:

$$X_2 = X_1 \quad (4-38)$$

$$Y_2 = Y_1 \cos \theta - m Z_1 \sin \theta \quad (4-39)$$

$$Z_2 = Z_1 \sin \theta + m Z_1 \sin \theta \quad (4-40)$$

其中, $m = Q_m / O_m$ 为图形因子, θ 为旋转角度。

经数据处理变换后,突变流形方程可简化为:

$$X_2^3 + a Y_2 X_2 + b Z_2 = 0 \quad (4-41)$$

分叉集方程为:

$$4a^3 Y_2^3 + 27b^2 Z_2^2 = 0 \quad (4-42)$$

于是,可利用统计软件对上述突变模型进行标定,确定参数 a 、 b 的最佳值。根据标定好的模型,利用所观测到的经过变换的流量和车道占有率计算出 X_2 值,可以推算出预测速度,其大小为:

$$v_p = X_2 + v_m \quad (4-43)$$

为了检验尖点突变理论模型的好坏,下面给出三个检验参数:

$$\text{相关系数: } R^2 = \frac{[\sum_{i=1}^n (v_{io} - \bar{v}_o)(v_{ip} - \bar{v}_p)]^2}{\sum_{i=1}^n (v_{io} - \bar{v}_o)^2 \sum_{i=1}^n (v_{ip} - \bar{v}_p)^2} \quad (4-44)$$

$$\text{均差: } M = (v_{io} - v_{ip}) / n \quad (4-45)$$

$$\text{均方差: } D = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (v_{ip} - \bar{v}_p)^2} \quad (4-46)$$

式中: v_{io} ——观测速度;

$\bar{v}_o$ ——观测速度均值;

v_{ip} ——预测速度;

$\bar{v}_p$ ——预测速度均值。

(4) 实测数据分析

根据上述突变理论原理,对 1998 年测得的广佛高速公路交通流数据进行处理分析,由实测数据利用统计软件对上述突变理论模型进行标定(采用 5min 作为流量观测时段),结果见表 4-9。

基于突变理论的交通流数据

表 4-9

参 数	数 据	参 数	数 据
观测最大流量值	177pcu/ln/h	参数 a 、 b	2.12; 415.28
最大流量值时最大车道占有率	20.5%	相关系数	0.90
最大流量值时最大车道占有率对应的最小速度	58km/h	预测速度值	58km/h
图形因子	8.63	通行能力值	2150pcu/ln/h
旋转角度	-43°		

从表 4-9 可以看出,预测速度值和预测速度值之间具有的相关性(相关系数达到 0.90),证明突变理论模型解释交通流三参数关系的合理性和可行性。突变理论模型的尖点处的流量值就是通行能力,由广佛高速公路交通流数据计算得到的通行能力值为 2150pcu/h/ln,其相应预测速度值为 58km/h。

多种方法计算表明,高速公路路段通行能力值在 2100 ~ 2200pcu/h/ln 左右,要高于美国 HCM(《道路通行能力手册》)规定的 2000pcu/h/ln,但与美国、加拿大等国家最新的观测结果较为一致。国外有关专家通过对最近的观测结果分析后建议,高速公路的通行能力应较原建议值 2000 pcu/h/ln 高 200 ~ 300 pcu/h/ln 并认为随着车辆动力性能的不断提 高,道路设施的逐步完善,高速公路的通行能力标准宜作相应的调整。美国、加拿大、法国等西方国家已采纳这一建议。事实上,随着交通运输业的飞速发展,道路通行能力的标准一直在不断地进行调整,如早期版本的《HCM》将通行能力标准定为 1400pcu/h,1985 年版定为 2000pcu/h,1994 年版的又作了相应调整,定为 2200 ~ 2300pcu/h/ln。

第四节 计算示例

【例 4-1】对基本情况下的高速公路运行质量进行分析。

已知:一有四车道高速公路,平原地形,设计速度为 100km/h。实地勘察资料如下:分析路段长 2km,坡度为 0%;车道宽 2m × 3.75m,内侧路肩 0.75m,外侧路肩 2.7m;大中型车占 34%,特大型车占 1%,单向高峰小时交通量 $V_p = 568\text{veh/h}$ 。试分析其服务水平,问其达到可能通行能力之前还可增加多少交通量?

解:

(1)从表 4-4 及表 4-5 查(计算)得诸修正系数:

$$f_{CW} = 1.0 \quad f_{SW} = 1.0, f_{HV} = \frac{1}{1 + [0.34 \times (1.5 - 1) + 0.01 \times (2.0 - 1)]} = 0.85$$

(2)计算通行能力:

$$\begin{aligned} C &= C_0 \times f_{CW} \times f_{SW} \times f_{HV} \\ &= 2200 \times 1.0 \times 1.0 \times 0.85 \\ &= 1870\text{veh/h} \end{aligned}$$

(3)计算 V/C 比:

$$\begin{aligned} V/C &= V_p / C_0 \times f_{CW} \times f_{SW} \times f_{HV} \\ &= 568 / 1870 = 0.3 \end{aligned}$$

(4)由高速公路服务水平分级表 1-2 可知该路段服务水平处于一级状态;

(5)达到该通行能力前可增加的交通量:

$$V = 1870 - 568 = 1302\text{veh/h}$$

思 考 题

1. 高速公路的交通流特性同其他公路的有何区别? 其实际运行状况通行能力分析同其他公路有何区别?

2. 如何选择高速公路服务水平的衡量指标? 选定衡量指标后,如何确定高速公路的服务水平?

3. 路段基本通行能力的分析方法由那些? 各种方法的特点、使用范围是什么?

计 算 题

1. 已知:规划一条乡间高速公路,其远景设计年限平均日交通量 $AADT = 45000\text{veh/h}$,大型车占交通量的 30%,方向系数 $D = 0.6$,平原地形,设计小时交通量系数 $HIF = 0.12$,应规划成几车道高速公路。

2. 已知:要在乡间设计一条延伸的高速公路路段,设计速度 120km/h ,要求二级服务水平,单向设计交通量 $DDHV = 2400\text{veh/h}$,大型车占 30%,驾驶员技术熟练,遵纪守法,熟悉高速公路运行。试确定车道数 N 。

第五章 交织区通行能力分析

交织区在道路系统中占有重要的地位,对交织区的运行状态分析是道路交通分析的工作之一。良好的交织区设计和组织管理,有助于降低或消除交通流在交织区处可能产生的瓶颈影响,使道路上的车辆更加安全、高效地运行,从而提高整个道路系统的通行能力和服务水平。

我国的公路尤其是高等级公路,少有真正意义上的交织区或专门用于将交织交通和主要交通分离的集散车道,对道路交织区通行能力及其相关的研究工作也刚起步。本章在借鉴国外一些先进的分析方法基础上,结合我国具体情况,对交织区的通行能力进行了分析介绍,给出了一些分析方法和模型,并对这些方法在实际中的运用给出了具体应用实例。

第一节 概 述

一、交织概念及交织长度、宽度分析

1. 交织区定义

当交通流在相同行驶方向上,沿着一定长度道路,不借助于交通控制设施运行时,两股或多股交通流的交叉就叫交织。当一合流区后面紧接着一分流区,或当一条驶入匝道紧接着一驶出匝道,两者之间有辅助车道连接时,就构成了交织区,如图 5-1 所示:

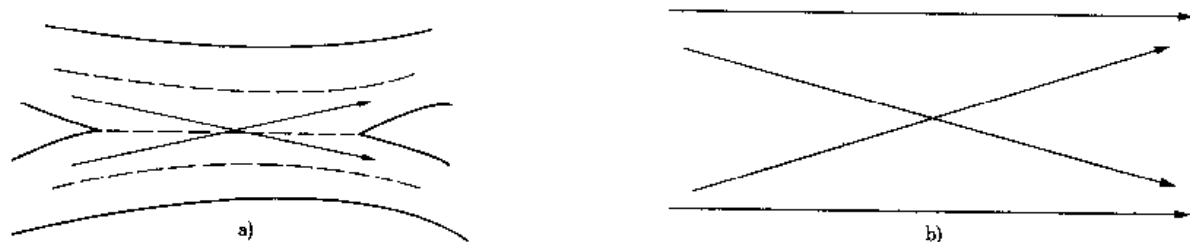


图 5-1 交织区的构成
a) 交织区示意图; b) 交织运行图

2. 交织长度和交织宽度

(1) 交织长度 驾驶员要实行车道交换以完成交织运行,这就要考虑提出一个新的几何参数——交织长度。交织长度是指交织区入口处三角端宽度为 0.6m 处到出口处三角端宽度为 3.6m 处之间的距离(如图 5-2)。交织路段限制了驾驶员必须进行所有车道交换需要的时间与空间。因此,当交织长度缩减时(其他所有因素为常量),则车道交换的强度和导致的紊流等级都要增加。

(2) 交织宽度 交织宽度是由交织区段的车道数来衡量的。这不仅由影响交织运行的车道数来量度,而且还由交织车辆和非交织车辆所使用这些车道的百分率来量度。

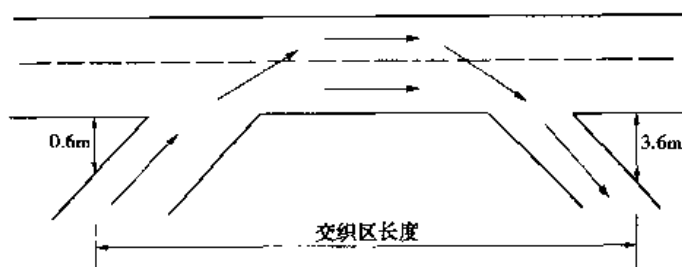


图 5-2 交织区长度示意图

二、交织区的构型划分

交织区可以分为简单交织区 and 多重交织区两类：简单交织区由一单个汇合点接着一单个分离点形成；多重交织区由一个汇合点接着有两个或两个以上分离点及汇合点接着一个分离点形成。多重交织区分析可借助简单交织区的分析方法。

本章主要对几种常见的交织构型进行说明，分别简称为 A 型、B 型和 C 型，这些构型是依据当交织车辆穿过交织路段时必须进行的车道交换最少次数来划分的。

1. A 类交织区

为了实现要求的运程，A 类交织区要求每个交织车辆进行一次车道交换，图 5-3 表明 A 类交织区的两种几何形式。

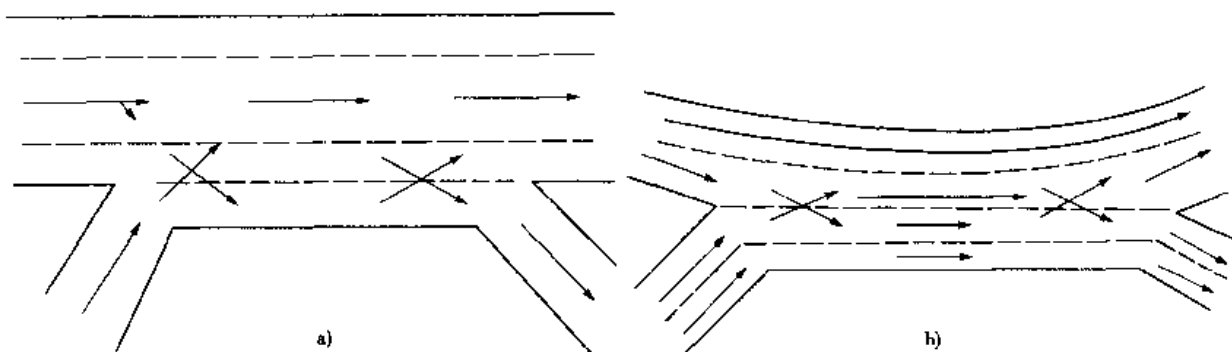


图 5-3 A 类交织区

a)道路一侧的交织；b)有路拱线的主要交织

a)图中，车辆驶入匝道后接着驶出匝道，两个匝道之间有连续的辅助车道，所有驶入匝道的车辆必须进行一次车道交换，才能从辅助车道出来进入高速公路的主线。而所有驶出匝道的车辆也必须进行一次车道交换，才能从高速公路进入辅助车道。应当注意的是，进入高速公路外侧车道的车道交换也可在此路段内进行，但这些不是交织运程的任务和要求，驶入匝道后面紧接着驶出匝道而没有辅助车道连接时，也不能作为交织区考虑。

b)图交织区的特征是具有三个或更多的入口和出口的多车道公路。b)图中所有交织车辆至少进行一次车道交换而与其交织方向无关，这种交织形式一般设置在普通公路上，高速公路上不存在，因为高速公路行驶方向是相互独立的。

a)图与 b)图的相似之处为两例都有路拱线，每个交织车辆必须进行的车道交换就是要横越这条路拱线。通常在交织段内交织车辆要占用临近路拱线的两条车道而受到限制，而在实际运行中，那些交织车辆则通常仍占用临近路拱线的两条车道。因此，临近路拱线的两条车道一般由交织与非交织车辆共用。交织区的构型对运行的最显著作用之一是当车辆穿过交织段时，限制了交织车辆可能占用的最大车道数。

2. B类交织区

B类交织区是最主要的交织路段,它在承受较大交织交通量时是非常有效的。与其他类型交织区相比,B类交织区有以下两个特征:

- (1)一组交织运行无须进行任何车道交换就可完成;
- (2)其他交织运行需要最多一次车道交换。图 5-4 是 B 类交织区的几种形式:

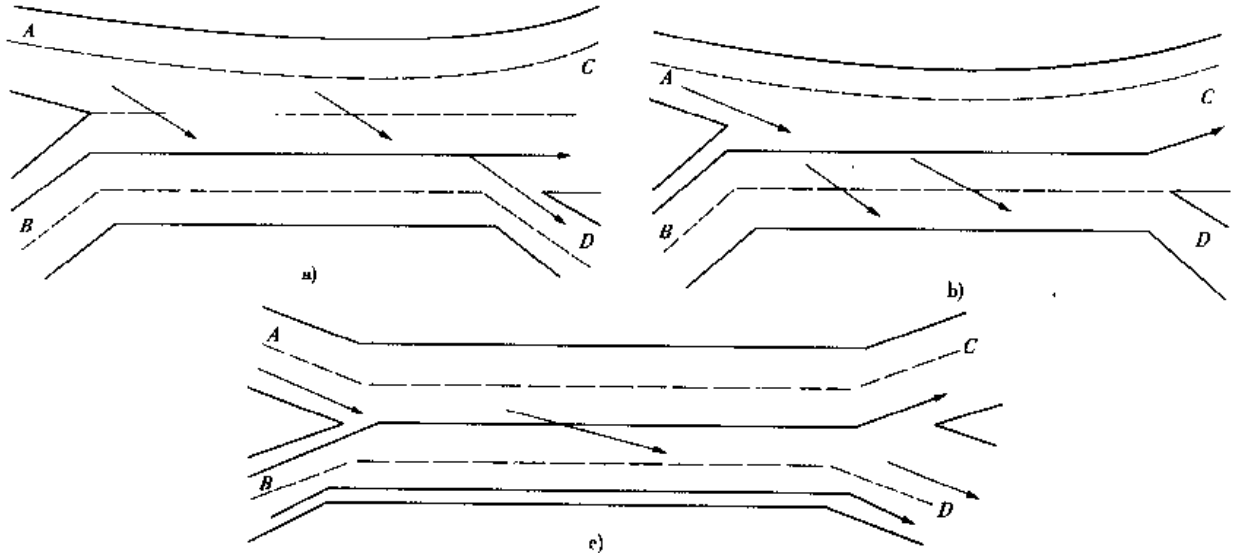


图 5-4 B类交织区

a)在出口端有车道调剂的主要交织;b)主要交织在入口端交汇;c)在出口端有车道调剂并在入口端有交汇的主要交织

在 a)图和 b)图所示的两例中,车辆从 B 端驶入到 C 端驶出,这一运行过程的完成没有进行任何车道交换,而车辆从 A 端到 D 端这一运行过程只需一次车道交换,在 a)图中,运程是在出口端提供一个分流车道来完成的,经此车道车辆可依据任何一个出口车道继续前进而无须进行车道交换。图 c)所示的形式是很少见的,这种形式只在车流的集散干道上用到。

3. C类交织区

C类交织区与 B类交织区类似,对交织运程之一提供了一条或多条直通车道。C类不同于 B类的特征如下:

- (1)有一种交织可无须进行车道交换就可以完成;
- (2)其他的交织运程需要进行两次或多次的车道交换。

图 5-5 是 C 类交织区的两种形式。a)图中,车辆由 B 到 C 这一运行过程不需车道交换,而

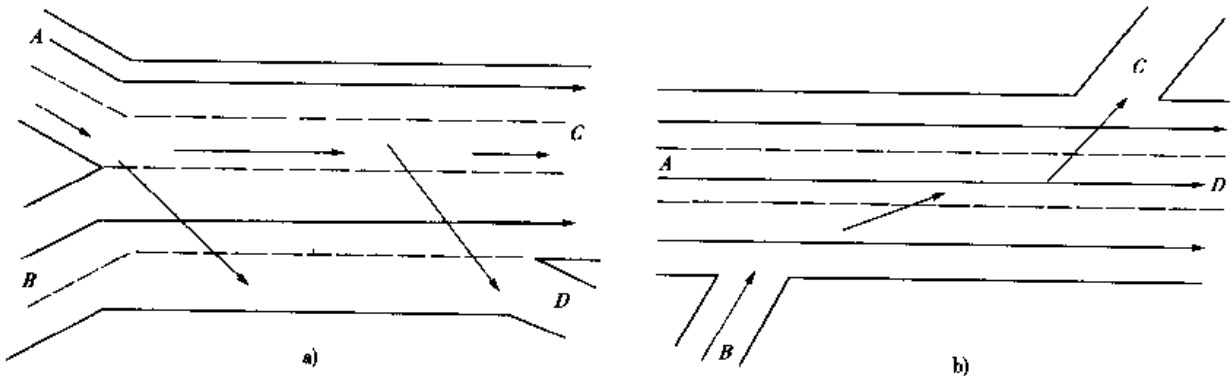


图 5-5 C类交织区

a)没有车道调剂或交汇的主要交织区;b)道路两侧的交织

由 A 到 D 这一过程需两次车道交换。这种交织是在出口端没有汇合车道和车道调剂而且也

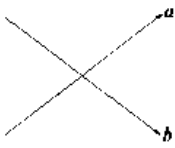
没有路拱线的情况下形成的。这类交织区段对直通车道方向是比较有效的,但是不能有效应付在其他方向上的大量交织交通量。

b)图表示一个道路两侧的交汇区。在这种情况下,从驶入匝道到驶出匝道的车辆要实现他们所期望的运程就必须穿过高速公路上的所有车道。实际中,涉及这类交织路段的运行情况是很少的,一般应设法避免采用。

交织构型由交织车辆在通过交织区段时所必须进行的最少车道变换数来区分的。构型与所需最少车道变换数的关系如下表 5-1 所示。

构型和车道变换最少次数的关系

表 5-1

交织车流图	交织车 a 所需车道变换数	交织车 b 所需车道变换数		
		0	1	≥ 2
	0	A	B	C
	1	B	A	-
	≥ 2	C	-	-

三、三种构型运行的特点

构型 A 路段中能被交织车辆使用的最大车道数是最受限制的。一般交织车辆将它们限制在邻接路拱线的两车道之中,故不论有用的车道数是多少,交织车辆一般最多用到 1.4 车道。

构型 B 路段对交织车辆使用车道方面没有大的约束,交织车量可以占据多达 3.5 车道。当交织交通量占总交通量的大部分时,这种形式的构造最为有效。

构型 C 路段由于有一交织流需要两条或两条以上的车道变换,这就约束了交织车辆去使用路段的外侧车道,因此,交织车辆能用的车道数不大于 3.0。有一例外就是双侧构造的交织车量可以使用全部车道而不受限制。

另外,构型 A 路段当交织路段长度增加时,交织车速变得很高,此时更容易发生约束运行。而构型 B 和构型 C 与此相反,增加路段长度对交织车速的影响比构型 A 路段小,不易发生约束运行。

第二节 分析方法

一、分析步骤

1. 交织区交通特性分析

从微观角度分析交织区的交通特性,就是对单个车辆在交通流中的操作特性进行分析,考察各种不同条件下的可能性,并且尽量模拟现实中车辆运行特点和过程,从而通过分析单个车辆的行为使交通流的整体得到阐释。

车辆跟驶特性描述了车流中车辆之间相互影响、跟驶行驶和形成连续交通流的特性。车辆的跟驶特性受众多因素的影响,如驾驶员心理、车辆性能以及交通特性和环境特性等。如果与公路基本路段上车辆的跟驶行为作比较,还存在不同的车辆运行主要目的。

交织区内交织车辆必须在交织区长度范围内完成车道交换,所以,交织车辆运行时往往不

是为追求最大的直行速度而保持和前导车之间的最小车头时距,而是在行进过程中寻找相邻车道车流中合适的可插入空档。交织车辆的这种特性导致了当与前车之间的车头时距增大时,也不急于加速紧跟,甚至在一定程度上反而因等候相邻车道中的可插入空档而减速,从而使原有车头时距继续加大。

交织区中的非交织车辆期望尽可能避免与交织车辆相互影响,而追求尽可能大的直行速度,因而非交织车辆与前导车之间的跟驶行为与公路基本路段上相似,有保持最小车头时距的趋势,但是由于总会受到交织车辆的影响,致使有效行驶空间损失,车头间距增大。

交换车道特性是交织区微观分析中必须考察的另一个问题。由于各车道交通流中的交织车辆需要转向期望的行驶方向,因此,必然进行车道交换操作。与基本路段相似,交织区内车辆的车道变换行为也有其不同特点。基本路段上,车辆在行驶过程中的车道交换一般出于超车目的,并且随时根据变换车道的可能性决定是否进行车道变换,具有可选择性;交织区内的车道变换时,由于该车道变换操作必须在交织区长度内完成,所以,受交织区长度的限制,交织车辆必须在交织区内行驶过程中找到变换车道的可能性并完成操作,否则,就只好在交织区内被迫减速等候。这种可能性的出现会造成交织区拥堵,甚至车辆之间的尾撞。一定条件下,驾驶员还有可能牺牲一定的安全水平而冒险进行车道变换。所以,交织区内的车道变换比基本路段上的操作约束性更强。

从宏观角度来讲,交织区运行就是车流之间的相互作用。在车流流动中,车头间距分别服从各自分布的两股车流从不同的进口方向驶入交织区,两股车流在前进的过程中,交织车辆随时判断相邻车道上另一股车流中是否存在有适合的车头间隔,根据判断结果决定是否进行车道变换,并选择适当的位置和时间,并在交织长度内完成操作。经过车道变换和车辆重新编队的两股车流,各自以一种新的车头时距分布的交通流通过各自希望的出口方向驶出交织区。

交通流进入交织区,宏观上表现为平均速度降低、平均车头时距增大和交通量减少。

从上述交织区运行特性的分析可知,交织区内交通运行的关键是交织车辆的车道变换。因为车道变换是构成交织运行的基本操作,造成车辆运行速度降低,车流运行紊乱,是交织区内的主要矛盾。正是由于需要进行车道变换,交织车辆才需寻找可插入空隙,进而影响本车道以及相邻车道的运行,并对非交织车辆造成影响。在微观上使交织区内的车辆跟驶和车道变换行为具有前述特征,同时在宏观上形成了两股交通流之间的相互作用。

所以,如果某一因素对交织区的交通运行具有重要影响作用,那么它也应该对车道变换环节具有重要影响。

2. 交织区的分析步骤

通过对交织运行特性的以上分析,本章提出的研究方法步骤如下:

(1)根据已知的道路条件和交通条件,对在交织区内非交织和交织车辆预测其平均行驶速度。对各种构型、非约束和约束运行都有规定的公式。

(2)描述交织与非交织车辆对现有车道均衡的使用公式,用以确定是约束还是非约束运行。

(3)关于各类交织构型的一些关键参数极限值的定义,超过该值则公式不能应用(这些参数的极限值参见表 5-7 的各种限制)。

(4)以交织和非交织车辆的平均行驶速度为根据的通行能力和服务水平标准的确定。

为了方便,表 5-2 给出了一些相关参数的度量单位,并对用于叙述的符号给出了明确的定义。

影响交织区段交织运行的参数表

表 5-2

参 数	定 义
L	交织区段长度 (m)
N	交织区段车道数(整数)
N_w	交织车辆所用的车道数(不一定是整数)
N_{nw}	非交织车辆所用的车道数(不一定是整数)
V	交织区段中的总交通量(pcu/h)
V_w	交织区段中的总交织交通量(pcu/h)
V_{w1}	两交织流中较大的交织交通量(pcu/h)
V_{w2}	两交织流中较小的交织交通量(pcu/h)
V_{nw}	交织区段中的总非交织交通量(pcu/h)
V/R	交通量比 V_w/V
R	交织比 V_{w2}/V_{w1}
S_w	交织区段中交织车辆的平均行驶速度(km/h)
S_{nw}	交织区段中非交织车辆的平均行驶速度(km/h)

二、交织运行的形式及类型的确定

1. 交织运行的形式

交织运行由于其性质决定必然会对交通产生扰乱。因此,一交织车辆比一非交织车辆需要占用车行道中更多的空间,交织车辆与非交织车辆相对的空间使用关系,由交织和非交织交通量的相对关系及交织车辆所必须进行的车道变换数来确定。

交织运行分为约束和非约束运行两种形式。在交织区中所有车辆一般总是在使所有交通流达到同样平均行驶速度的方式下来利用可使用的车道。但有些情况下,交织构造会限制交织车辆充分利用车道来达到上述平衡运行。此时交织车辆只利用了可供使用的车道中比期望少的一部分,而非交织车辆则利用了比期望多的一部分。在这种情况下,交织区的运行为约束运行;当交织构造不限制交织车辆去利用所期望使用的那部分车道时,交织运行就是非约束运行。

2. 运行类型的确定

前面已介绍过运行形式有约束和非约束两种。一个指定的交织段其运行状态究竟是处于约束运行还是非约束运行,这需通过对 N_w 和 $N_{w(max)}$ 的比较来确定。

当 $N_w \leq N_{w(max)}$ 时,是非约束运行;

当 $N_w > N_{w(max)}$ 时,是约束运行。

式中: N_w ——交织车辆为了取得均衡运行或非约束运行必须采用的车道数(不一定是整数)。

$N_{w(max)}$ ——对于指定构造性,交织车辆可采用的最大车道数(不一定是整数)。

N_w 的计算式以及 $N_{w(max)}$ 的值见表 5-3 所示。

N_w 的计算式以及 $N_{w(max)}$ 的值

表 5-3

构造类型	非约束运行时 N_w 的计算式	$N_{w(max)}$
A	$N_w = 1.21 N \times VR^{0.571} \times L^{0.234} / S_w^{0.438}$	1.4
B	$V_s = V \times [0.085 + 0.703 VR + (71.57/L) - 0.011 \times (S_{nw} - S_w)]$	3.5
C	$V_w = N \times [0.761 - 0.00036 L - 0.0031(S_{nw} - S_w) + 0.047 VR]$	3.0

注:以上二个公式中各个符号的意义同前。

三、速度预测和交织区通行能力确定

1. 交织区速度预测模型

交织车辆运行速度 S_w 和非交织车辆运行速度 S_{nw} 由下式确定:

$$S_w \text{ 或 } S_{nw} = 24.1 + 80.47 / [1 + a(0.3048)^d (1 + VR)^b (V/N)^c / L^d] \quad (5-1)$$

式中: a 、 b 、 c 、 d ——均为常数,其值见下表 5-4 所示。

交织车速和非交织车速常数 a 、 b 、 c 、 d 的值

表 5-4

构造形式	指 标	交织车速 S_w 的常数值				非交织车速 S_{nw} 的常数值			
		a	b	c	d	a	b	c	d
A	非约束	0.226	2.2	1.00	0.90	0.020	4.0	1.30	1.00
	约束	0.280	2.2	1.00	0.90	0.020	4.0	0.88	0.60
B	非约束	0.100	1.2	0.77	0.50	0.020	2.0	1.42	0.95
	约束	0.160	1.2	0.77	0.50	0.015	2.0	1.30	0.90
C	非约束	0.100	1.8	0.85	0.50	0.015	1.8	1.10	0.50
	约束	0.100	2.0	0.85	0.50	0.013	1.6	1.00	0.50

先以非约束形式计算 S_w 和 S_{nw} , 带入表 5-3 中相应公式计算 N_w 与该表中 $N_{w(max)}$ 比较, 确定约束或非约束, 若为约束, 则需重新计算约束运行的 S_w 和 S_{nw} 。并且, 计算过程中, 需要将交通量换算成理想条件下的小客车当量交通量。

2. 交织区通行能力确定

(1) 可能通行能力值的确定

交织区通行能力和交织区构型、车道数、交织区长度以及交织流量比有关, 因此, 交织区可能通行能力可用下式计算:

$$C_w = C_0 \times r_s \times r_N \times r_L r_{VR} \quad (5-2)$$

式中: C_w ——交织区通行能力(pcu/h);

C_0 ——一条车道的理论通行能力(pcu/h);

r_s ——交织区构型修正系数, 对 I 类区取 0.95, 对 II 类取 1.0;

r_N ——交织区内车道数修正系数, 对具有 2、3、4、5 车道的交织分别取 1.8、2.6、3.4 和 4;

r_L ——交织区长度修正系数, 用公式 $0.128 L_{n(L)} + 0.181$ 计算;

r_{VR} ——交织流量比修正系数, 按下表 5-5 交织流量比修正系数表确定, 中间值内插。

需要说明的是, 该式对交织区的研究仅仅限于理想条件, 对于实际道路和交通以及环境条

件发生变化时,上述通行能力应按下表进行修正。

交织流量比修正系数

表 5-5

VR	0	0.05	0.10	0.15	0.20	0.25	0.30	0.35	0.40	0.45
r_{VR}	1.000	0.980	0.971	0.966	0.959	0.942	0.909	0.853	0.768	0.647

(2)设计通行能力的确定

当设计需要时,设计通行能力分析计算可用如下方法:

①给出交织构型及 N 、 L 和交通辆各值;

②根据所采用的服务水平级别,从表 5-6 交织区服务水平表中查出最小平均交织行驶速度 S_w 及最小平均非交织行驶速度 S_{nw} ;

③从表 5-4 中查出非约束运行所需的常数 a 、 b 、 c 、 d 各值,分别计算出对应于 S_w 及 S_{nw} 的 V 值,取两个 V 值中最小者;

④从表 5-3 中取相应于已给定构型 N_w 计算式进行计算,得到 N_w 后与表中给出的该种形式的 $N_{w(max)}$ 相比,以决定运行是约束的还是非约束的。如果是非约束运行,则③所得的 V 值即为交织区的设计通行能力,分析计算就此结束。如果是约束运行,则取表 5-3 中对应的已给出构型的算式,此时取算式中的 N_w 等于相应的 $N_{w(max)}$,即可算出 S_w (形式 A)或 $(S_{nw} - S_w)$ (形式 B 或形式 C)。再进行第 5 步;

⑤对于构型 A,用第 4 步计算出的 S_w 代入式 5-1,并用表 5-4 中相应的非约束运行的 a 、 b 、 c 、 d 各常数值算出 v 值,并与第③步中得出的 V 值相比,取其小者为设计通行能力。计算就此结束。

对于构型 B 或构型 C,则②的 S_w 值,并根据④算出的 $(S_{nw} - S_w)$ 值算出 S_{nw} 。用此值代入式 5-1 并用表 5-4 中相应的非约束的 a 、 b 、 c 、 d 各常数算出 V 值,此 V 值即为设计通行能力。分析计算就此结束。

通过以上计算和前面的分析,可以得到如下结论:

①约束运行比起非约束运行,前者具有较低的交织速度和较高的非交织速度。在约束运行中,非交织速度与交织速度之间的差异变得很明显。

②B 类交织段在处理大的交织交通量时最有效,而且 B 类交织速度高于相等的 A 类或 C 类的交织区段速度。

③C 类交织区段内,由于有些交织车辆需要多次车道交换,当出现繁忙交织交通流时,交织和非交织的速度要降低。

④增加 VR 时交织车速受到的敏感性在形式 A 中最大,而在形式 B 中最小。这就说明了交织交通量在总交通量中比例大的交通流用 B 类路段更为有效。当该比例小时, A 类路段更为有效。

⑤交织速度受长度增加的敏感性在构型 A 中最大,在 B 及 C 中较小。因为车辆常常加速或减速通过构型 A,而 B、C 两种构型至少有一个交织交通流不需车道交换。

同时也要注意, A、B、C 三种构型大小各不相同。在 A 型交织区内,由于所有交织车辆必须穿过一条路拱线,交织和非交织交通流在这类路段中倾向于分开,其中交织车辆集中于与路拱线相邻的车道内,非交织车辆则主要在外侧的车道中。而在构型 B 和构型 C 中,若下车道内实质上是交织和非交织车辆的混合行驶。

这一差异使得 A 类交织段与 B 类及 C 类交织段表现有些不同。在具有相同的流量、交织

长度和车道数的情况下,A类交织段的速度要高于B类和C类交织段。这并非认为A类交织段总是优越,因为当约束运行情况下,构型A构造上所受到的限制程度比B及C构型要大得多。

四、服务水平分析

1. 服务水平标准

服务水平是指道路使用者从道路状况、交通条件、道路环境等方面可能得到的服务程度或服务质量,如可以提供的行车速度、行车舒适性、方便驾驶员的视野以及经济安全等方面所能得到的实际效果与服务程度。交织区的服务水平直接与交织和非交织车辆的平均行驶速度有关。对交织和非交织车辆分别规定某一级服务水平以反映其中存在于交通流组成速度中的一些重大差异以及出现的均衡运行等各种情况。下表5-6中分别给出了这些标准。

交织区服务水平标准

表 5-6

服务水平等级	最小平均交织速度(km/h)	最小平均非交织速度(km/h)
一	80	86
二	72	77
三	64	67
四	54 ^{1,2}	56 ^{1,2}

注:①四级服务水平下半部是强制流动状态,车速很不稳定,变化于0~56km/h之间;

②56km/h是计算时使用,与实地测速相比有一些差别,交织区内的速度对稳定交通流范围内的流率则是敏感的,这是由交织车辆及其车道变换产生的附加条件所引起的。

其中,一级服务水平代表不受限制的行驶,交织车辆对其他车流没有什么影响,交织是为了相互错开,只需略微调整车速即可平稳地完成。

二级服务水平代表交织过程中,合流的车辆需要调整速度,以插入相邻车道的间隙;分流的车辆不受任何明显的干扰。直通运行的车辆不会受到很大的影响,通常车流是流畅和稳定的。随着车流密度的进一步增大,交通流运行尽管还平稳,但已接近流量的微小变化导致运行质量上巨变的边缘,交织车辆必须调整速度才能顺利进行交织。在进口车流密集的情况下,可能会出现少数车辆排队,在分流区也可能出现一些减速现象。但总的来说,车辆的速度不会下降得太多。

三级服务水平下要顺利交织是有困难的。所有交织车辆必须经常调整他们的速度才能避免冲突,分流区附近的减速现象也很明显,由交织运行引起的紊乱,会影响到相邻几条车道。

四级服务水平,代表以通行能力运行,交织运动明显引起混乱,但尚未造成显著的整个断面车辆排队,所以交织还能继续。然而,进口排队明显,所有车辆都受到紊乱的影响,任何微小的突发事件都可能引起交织区堵塞。当车流密度超过临界密度后,全部车流是在走走停停中进行的,进口处受阻车队很长,车队每时每刻都发生很大变化,车辆运行极不稳定,随时可能出现崩溃。

2. 设计采用的服务水平

设计采用二级服务水平。当需要采取改进措施而有困难不得已时降低一级采用三级服务水平。

当交织流和非交织流中有一个或两个均低于设计采用的服务水平等级时,就需采取改进

措施。改进措施之一是改变交织构造形式。

3. 交织运行分析计算

交织运行分析计算的目的是求得一既有的或计划设计中的交织区段可能有的服务水平。对简单交织区,对现有或计划的交织区内服务水平的评定是采用以下步骤:

(1) 确定道路条件和交通条件

道路条件包括所有交织区的交织长度、车道数和构型种类。其他重要的道路特征是交织段的车道宽度、一般地带或坡度等条件。交通条件包括交通流中车辆的分布以及当交通流组成各具有不同高峰特征时的一种或几种高峰小时系数。

交织区进行分析应根据在考虑的小时内 15min 间隔的高峰小时流率,小时交通量必须以高峰小时交通系数进行校正。但交织区内 4 股交通流不可能在同一期间同时出现高峰。如有可能,交通流量应按 5min 间隔进行观测和记录,以便分析取得关键周期的一致。还应注意到,交织区内各组成交通流的运行不可能都有相同的高峰小时系数;如有可能,应对每股交通流及高峰小时流率特征分别加以考虑。

(2) 将所有交通量换算为在理想条件下的高峰流率

早期的速度和车道使用的算法是采用理想条件下高峰流率为根据的,所有组成的交通量必须换算为这一计算单位:

$$RF = V / (PHF \times f_{HV} \times f_w \times f_p) \quad (5-3)$$

$$PHF_t = \text{高峰小时交通量} / [(t \text{ 时段内统计的最高交通量}) \times 60/t]$$

式中: RF ——理想条件下高峰 15min 交通流率,以 pcu/h 计;

V ——通常条件下的小时交通量,以 pcu/h 计;

PHF ——高峰小时系数,

f_{HV} ——中型车辆校正系数;

f_w ——车道宽度和侧向净空;

f_p ——驾驶员总体特征校正系数。

(3) 绘制交织示意图

示意图中所有交通流应为理想条件下的高峰小时流率,以小客车/h 计,并列出现计算所需的参数及有关比值。

(4) 计算非约束的交织速度和非交织速度

从表 5-4 中选出用合适构型的平均行驶速度预测中的常数,计算 S_w 和 S_{nw} 。

(5) 对约束运行核查

采用步骤(4)算出的速度,估计交织车辆需要的车道数以实现非约束运行(采用表 5-3 中的方程式)。对比 N_w 和 $N_{w(max)}$ 的值以确定交织运行究竟是约束运行还是非约束运行:

若 $N_w \leq N_{w(max)}$ 的值,则运行是约束的,而步骤(4)中算出的速度也是正确的。

若 $N_w > N_{w(max)}$ 的值,则运行是非约束的。 S_w 和 S_{nw} 的值必须采用式(5-1),并给出合适构型的约束方程进行重算。

(6) 对交织区各项限制进行核查

对照下表 5-7 交织区公式上的各种限制表进行核查,以保证对速度预计规定的各项限制无任何一项超过。应用此表应注意:当交通量超过交织通行能力时,就可能出现运行的中断;当超过 VR 或 R 的限制值时,车速将低于式(5-1)计算出来的值;长度超过限制值时就不能以

交织段来进行分析计算而要用匝道运行方式来计算。

交织区公式上的各种限制

表 5-7

构 型	交织通行能力最大 V_w	最大 V/N	最大交通量比 VR		最大交织比 R	最大交织长度 L
A	1800(pcu/h)	1900(pcu/h/ln)	N	VR	0.5	610(m)
			2	1.00		
			3	0.45		
			4	0.35		
			5	0.22		
B	3000(pcu/h)	1900(pcu/h/ln)	0.80		0.50	760(m)
C	3000(pcu/h)	1900(pcu/h/ln)	0.50		0.40	760(m)

(7) 确定服务水平

S_w 和 S_{nw} 的计算值要与表 5-6 交织区服务水平表中的服务水平规定进行比较以确定通常的服务水平级别。

对于多重交织流服务水平的分析计算,可在简单交织区服务水平计算的基础上进行,先将多重交织区分析成为若干个简单交织区,从各个简单交织区的分析计算结果中,可以得到多重交织区的服务水平计算结果。

第三节 计算示例

【例 5-1】 匝道交织路段的运行分析。

交织区及其交通量示于图 5-6: 车道宽 3.75m, 平原地形, 两侧在 1.75m 内无侧向障碍物, 主线及匝道交通量中均有 30% 大型车。问该交织区在什么服务水平下运行?

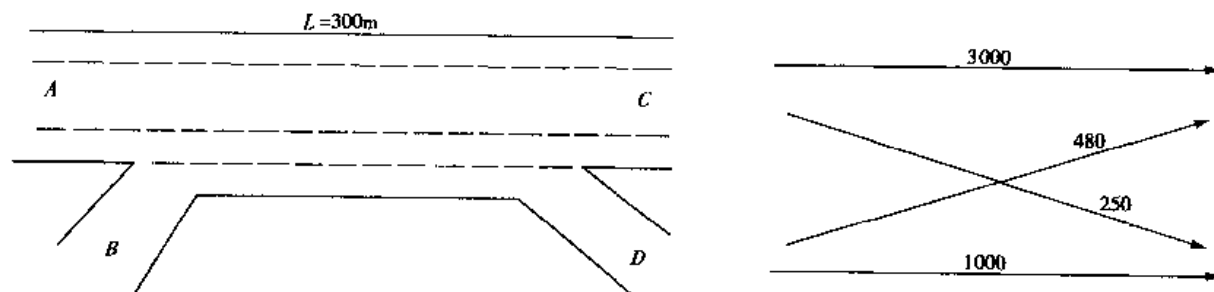


图 5-6 交织区及交通流图

解:

①道路及交通条件如上述及图 5-6 所示,这是构型 A 的简单交织段。

②将交通量换算成理想条件下的小客车交通量,仍用基本路段通行能力一节中所述的 f_w 、 f_{HV} 及 f_p 算法及 E_{HV} 的值。

由已知条件得:

$$\begin{aligned}
 f_w &= 1.00, f_p = 1.0, E_{HV} = 1.7 \\
 f_{HV} &= 1/[1 + P_{HV} \times (E_{HV} - 1)] \\
 &= 1/[1 + 0.3(1.7 - 1)] \\
 &= 0.83
 \end{aligned}$$

换算后:

$$V_{w1} = 480/[f_w \times f_{lv} \times f_p] = 480/[1.00 \times 0.83 \times 1.0] = 578\text{pcu/h}$$

$$V_{w2} = 250/[1.00 \times 0.83 \times 1.0] = 301\text{pcu/h}$$

$$V_w = V_{w1} + V_{w2} = 578 + 301 = 879\text{pcu/h}$$

$$V_{nw} = (3000 + 100)/[1.00 \times 0.83 \times 1.0] = 3735\text{pcu/h}$$

$$V = V_w + V_{nw} = 879 + 3735 = 4614\text{pcu/h}$$

③作交织图并列计算所需的参数

交织图见图 5-6, 参数如下:

$$VR = V_w/V = 879/4614 = 0.191$$

$$R = V_{w2}/V_w = 301/879 = 0.342$$

$$L = 300\text{m}$$

④计算非约束情况下的交织车速 S_w 及非交织车速 S_{nw}

$$S_w \text{ 或 } S_{nw} = 24.1 + \frac{80.47}{1 + a(0.3048)^d(1 + VR)^b(V/N)^c/L^d}$$

非约束情况下形式 A 的常数值如下:

	a	b	c	d
S_w	0.226	2.2	1.0	0.9
S_{nw}	0.020	4.0	1.3	1.0

计算得到 $S_w = 69.4\text{km/h}$ $S_{nw} = 81.9\text{km/h}$

⑤利用非约束情况下的 S_w 及 S_{nw} 计算交织车辆为达到非约束运行所需之车道数 N_w , 利用表 5-3 中的公式计算得到:

$$\begin{aligned} N_w &= 1.21N \times VR^{0.571} \times L^{0.234}/S_w^{0.438} \\ &= 1.21 \times 4 \times 0.191^{0.571} \times 300^{0.234}/69.4^{0.438} \\ &= 1.12 \end{aligned}$$

查表 5-3, 可知形式 A 可被交织车辆使用的最大车道数为 $N_{w(\max)} = 1.4$, 现 $N_w < N_{w(\max)}$, 故是非约束运行, 步骤 4 中计算所得的 S_w 及 S_{nw} 可用于分析。

⑥核查交织区段各限制值

$$V_w < 1800 \quad V/N < 1900 \quad VR < 0.35 \quad R < 0.5 \quad L < 610\text{m}$$

均未超过限制值。

⑦确定服务水平

查表 5-6 知, 交织车辆的运行属三级服务水平, 非交织车辆的运行属二级服务水平。

[例 5-2] 分析一多重交织区段上的运行质量。

已知: 图 5-7 是一多重交织区, 在高峰小时中的交通量如下:

$$A \rightarrow x = 900\text{pcu/h} \quad B \rightarrow x = 400\text{pcu/h} \quad A \rightarrow y = 1000\text{pcu/h}$$

所有几何条件均符合理想要求, 地形总是平原地形, 试分析交织区段的运行质量。

解:

①将一多重交织区段分解成两个简单交织区段, 对两个简单交织区段分别进行分析计算。

两个简单交织区段的交织图见图 5-7。从图 5-7 可以看出, 两个简单交织区段均属于构造形式 B。在第一段中, $A \rightarrow y$ 方向的交织流无需车道变换, 而 $B \rightarrow x$ 方向的交织流需一次车道变换。在第二段中交织流 $A \rightarrow y$ 及 $B \rightarrow x$ 无需车道变换, 而交织流 $C \rightarrow x$ 需一次车道变换。

需分别计算两简单交织区段的运行质量。

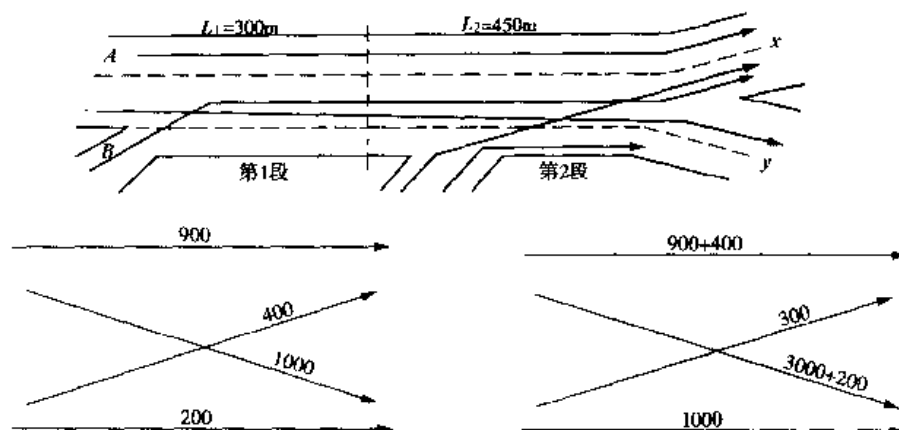


图 5-7 构造形式 B 的交织区及交织流图

对第 1 段 $R = 400/1400 = 0.286$, $VR = 1400/2500 = 0.560$

对第 2 段 $R = 300/1500 = 0.200$, $VR = 1500/2900 = 0.517$

②第一段运行质量的分析

第一步 计算非约束情况下的车速 S_w 及 S_{nw}

$$S_w = 24.1 + 80.47/[1 + 0.1(0.3048)^{0.5}(1 + 0.56)^{1.2}(2500/3)^{0.77}/300^{0.5}]$$

$$= 65.1\text{km/h}$$

$$S_{nw} = 24.1 + 80.47/[1 + 0.02(0.3048)^{0.95}(1 + 0.56)^{2.0}(2500/3)^{1.42}/300^{0.95}]$$

$$= 64.7\text{km/h}$$

第二步 求非约束运行交织车辆所需的车道数 N_w

$$N_w = N[0.085 + 0.703VR + (71.57/L) + 0.011(S_{nw} - S_w)]$$

$$= 3 \times [0.085 + 0.703 \times 0.56 + (71.57/300) - 0.011(64.7 - 65.1)] = 2.2$$

查表 5-3, $N_{w(\max)} = 3.5$, $N_w < N_{w(\max)}$ 故是非约束运行, 第一步所得的 S_w 及 S_{nw} 的值均可用。

第三步 核查限制值是否有被超过。经核查, 表 5-7 中的限制值均未被超过。

第四步 求运行质量, 从表 5-6 及 $S_w = 65.1\text{km/h}$, $S_{nw} = 64.7\text{km/h}$ 的值可知交织运行属三级服务水平, 非交织运行属四级服务水平上半段。

③第二段运行质量的分析

第一步 求非约束情况下的 S_w 及 S_{nw}

$$S_w = 24.1 + 80.47/[1 + 0.1(0.3048)^{0.5}(1 + 0.517)^{1.2}(2900/3)^{0.77}/450^{0.5}]$$

$$= 67.5\text{km/h}$$

$$S_{nw} = 24.1 + 80.47/[1 + 0.02(0.3048)^{0.95}(1 + 0.517)^{2.0}(2900/3)^{1.42}/450^{0.95}]$$

$$= 69.3\text{km/h}$$

第二步 非约束情况下交织车辆所需车道数 N_w 的计算

$$N_w = 3 \times [0.085 + 0.703 \times 0.517 + (71.57/450) - 0.011(69.3 - 67.5)] = 1.76(\text{车道})$$

查表 5-3, $N_{w(\max)} = 3.5$ 车道, $N_w < N_{w(\max)}$, 是非约束运行, 故第一步所得的 S_w 及 S_{nw} 均可应用。

第三步 核查限制值是否有被超过, 根据表 5-7, 所有限制值均未被超过。

第四步 求运行质量,从表 5-6 及以上 S_w 和 S_m 的值得知,交织车辆及非交织车辆均在三级服务水平下运行。

由于第一段非交织车辆在低于三级服务水平下运行,故需采取改进措施,再进行分析计算,使一、二两段及非交织车辆的运行质量均不低于三级。

思考题

1. 交织段、交织长度、宽度如何定义,以及交织区和交叉口的区别方法?
2. 交织段可分为三种构型,其各自的划分标准是什么?是否合理,试分析之。
3. 交织段的通行能力是如何定义的,其计算公式是否合理?
4. 交织区的分析方法是否合理?需要做哪些进一步的讨论?

计算题

1. 匝道交织段的分析。图 1 所示的交织段用于所指定的交通量。车道宽 3.75m,路段位于平原地带,没有侧向障碍物,为了方便起见,指定的所有交通量都采用理想条件下的高峰小时流率来表示,并以 pcu/h 表示,求服务水平为哪一级?

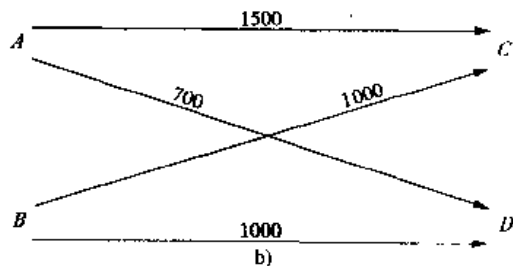
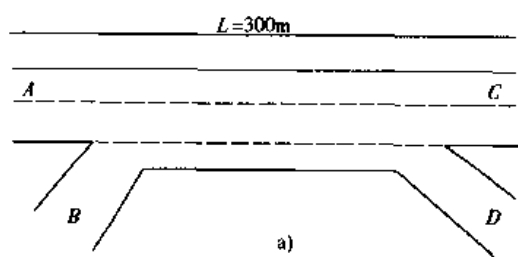


图 1 匝道交织段交通量分析

2. 约束运行。匝道交织段用于下列要求交通量: $A-C = 975\text{pcu/h}$, $A-D = 650\text{pcu/h}$, $B-C = 620\text{pcu/h}$, $B-D = 0\text{pcu/h}$, 交通包括 10% 的货车,是由每日经常来回的驾驶员组成。其中 PHF 为 0.85。车道宽 3.75m,没有侧向障碍物,位于一般丘陵地带。问这一路段所期望的服务水平是哪一级?

第六章 匝道及匝道连接点通行能力分析

匝道是专门连接两条公路之间的一段特殊道路段。本章将主要论述匝道与匝道连接点的通行能力分析,而后者可以近似地应用于分析除高速公路以外的其他类型的道路的匝道连接,如快速干道、多车道和双车道的匝道连接。

第一节 匝道通行能力分析

互通式立体交叉匝道的通行能力,由以下三个数字中的最小值决定:

- ①匝道与主线连接部分的通行能力;
- ②匝道本身的通行能力;
- ③匝道与被交道路连接部分的通行能力。

通常情况下,匝道出口和入口处的通行能力与匝道本身通行能力相比甚小,故匝道的通行能力主要受匝道出口或入口处通行能力的控制,并受正线的通行能力、车道数、设计交通量等的影响。

匝道与被交道路连接的方法有平交和立交两种。当采取平交时,其通行能力及服务水平分析通过模拟回归的方法进行分析;而当采用立交时,则同正线一样分别采用合流、分流区域进行分析。匝道本身也随位置不同而变化很大,其对通行能力的影响也来自各个方面,但在实际运行时,匝道本身很少产生运行上的困难,故很少有专门对匝道断面进行通行能力分析与评价的方法。而只在设计前用通行能力与设计交通量比较,从而确定拟选的车道数。

一、概 述

1. 匝道的定义

匝道是专门用于连接两条公路的特殊路段,多用于立交及封闭公路进出口处。匝道设立的目的是为了车辆的平面交叉,使车辆行驶顺适,进而提高车速,增大通行能力,减少发生交通事故的危险。根据匝道上交通流的运行特性不同,可以将匝道分为三部分,即:匝道与高速公路的连接点、匝道行车道以及匝道与普通公路的连接点。通常将匝道与高速公路的连接点设计成允许高速合流和分流运行,使其对高速公路上主线交通流产生的影响最小。大多数运行问题出现在匝道的起终点上。

匝道在高速公路系统中主要起连接作用,与高速公路基本路段相比有很多不同之处。主要体现在:

- (1)匝道的长度和宽度是有限的;
- (2)匝道的设计车速低于与之相连接公路的设计车速;
- (3)在不可能超车的单车道匝道上,货车和其他慢速车辆带来的不利影响比基本路段上严重得多;
- (4)匝道上车辆加减速现象频繁;

(5)在匝道与被交道路的连接处,会引起匝道上车辆排队。

2. 匝道的类型

立体交叉的类型有多种形式,作为立体交叉重要组成部分的匝道相应也有多种形式。但就匝道的设计目的和功能而言,无非是使进入立体交叉的车辆能完成左转或右转。因此,匝道有左转匝道和右转匝道两种最常用的形式。由于具体条件的限制,左转匝道还常采用一些特殊形式。因此,匝道大致可分为两大类:基本形式和特殊形式。

(1)匝道基本形式

①右转匝道

右转匝道基本形式如图 6-1a)所示。其特点是:车辆右出右进、方向明确、线形顺适,车速高、行程短,匝道曲率半径可采用较大值。

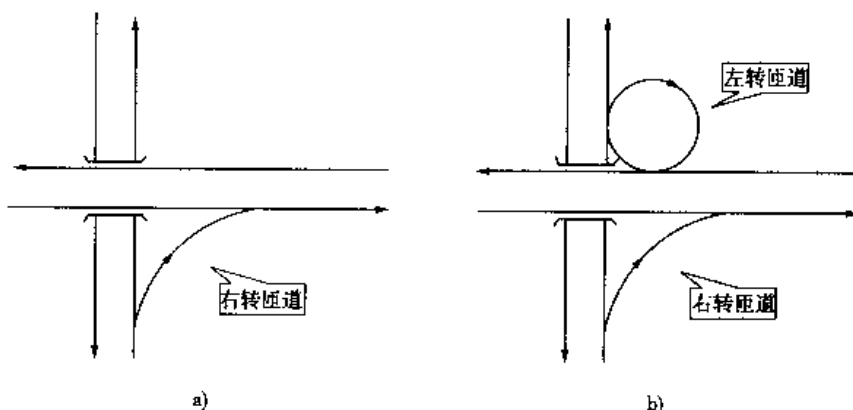


图 6-1 左、右转匝道
a)右转匝道;b)左转匝道

②左转匝道

左转匝道的基本形式如图 6-1b)所示。车辆驶过跨线桥或地道,从右侧分流,右转 270° ,再从右侧进入。此种匝道的特点是:车辆右出右进,符合驾驶习惯,如果线形设计合理,使曲率半径适应车速变化,车辆就可以行驶顺适。但右转 270° 使车辆绕行距离较长,为了减少占地,匝道曲率半径较小,所以车速较低,其通行能力也较小。

(2)特殊形式

由于地形、地物以及交通需求千差万别,交通流的特点也不尽相同,因此,左转匝道常采用一些特殊形式,以满足车辆运行需要。

①定向匝道

定向匝道随立体交叉的形式不同而不同,常用的有以下几种类型,如图 6-2 所示:

图 6-2a)为常用形式之一。车辆在立交前从左侧分流跨过对向车道,从左侧进入交叉线。此种形式线形简洁,出来行驶距离短,曲线半径较大,适应较高车速。而且定向匝道几乎和右转匝道并行,布线紧凑,占地相对较少。缺点是左出左入不符合驾驶员的习惯,桥跨结构物较多,车辆行使不安全,尽量少用为宜。

图 6-2b)或 6-2c)两种定向式匝道常为国外采用,其车辆从交叉线右侧分流,再从右侧进入。这种形式符合驾驶员的习惯,但跨线结构物较多,线形变化大且曲线半径小,对车速有一定限制。

②对角匝道

图 6-3 所示为对角匝道的两种形式。

图 6-3 所示的对角匝道从交叉线立交桥前(或后)右(或左)侧分流,向右(或左)转弯后直接从主线右侧进入主线。其特点是:交叉线上出口采用平面交叉往返车辆都可从此出口进入匝道通向主线。其优点是:匝道较为贴近主线,布线紧凑,占地较少,仅一座跨线桥,工程费用较少;线形简单,进入主线初曲线半径较大,便于车辆加速进入高速公路。其缺点是:交叉线上左转车流出口为平面交叉,且匝道转弯半径很小,严重限制车速。在高速公路和交通量较小的交叉线立交,可采用此形式。

③ 环形匝道

图 6-4 所示为环形匝道,它通过一个环形交叉分离相交车流。

目前在我国的高速公路上,比较常见的匝道形式是基本形式中的左转匝道和右转匝道,至于特殊形式中的定向匝道和对角匝道则在城市立交中出现得较多。因此,后面的通行能力分析主要针对匝道的基本形式。

匝道分类也可以按照匝道的车道数来划分,由于我国大部分高速公路上的互通立交交通量较小,所以匝道基本上都是单车道。也有的匝道宽度达到了规范上的双车道标准,但车道划线还是划分为单车道。

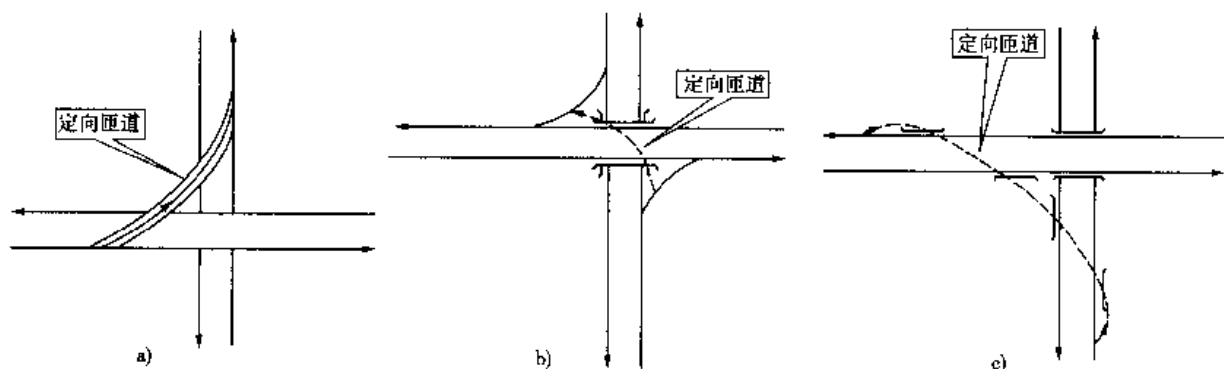


图 6-2 定向左转匝道的几种类型

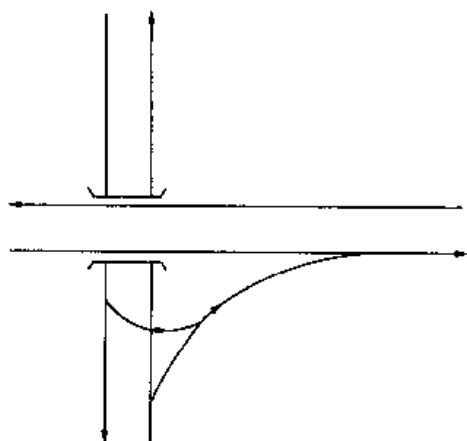


图 6-3 对角匝道

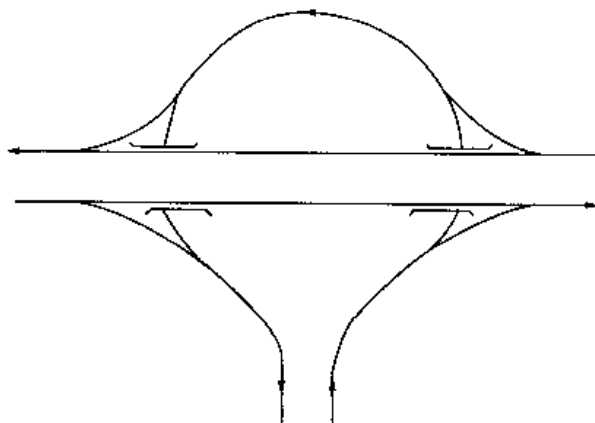


图 6-4 环形匝道

3. 车辆运行特征

匝道车辆运行方式包括车辆在匝道出入口的运行及车辆在匝道上的行驶。车辆在匝道出入口的运行有三种方式:

(1) 分流

交叉线上一个方向行驶车流因趋向变化需要分成两个方向车流的交通运行状态。如车辆

离开交叉线的情况。

(2)合流

有两个方向行驶的车流因去向变化需要合为一个方向车流的交通运行状态。如匝道车流进入交叉线。

(3)交织

两个方向行驶的车流因去向变化需要先合后分的交通运行状态。如环道车流进出交叉线。

目前我国修建的高速公路上匝道以基本形式中的右转和左转匝道为多。在这两种匝道中,车辆运行都属于分流和合流这两种形式。但由于匝道通行能力研究的重点放在匝道本身的通行能力上,所以分析车辆在匝道上的行驶特点较为重要。

匝道行驶的多样性及匝道上线性组合的多变性决定了匝道上车辆行驶状态的复杂性。车辆在匝道上的行驶状态与匝道所联系的道路情况、匝道线形以及交通情况有关。如相交道路等级、驶出道路上的交通量、驶入道路上的交通量、车型比例、匝道出入口的加减速辅助车道情况、驶出驶入道路的线形、匝道线性、匝道宽度和匝道位置及相邻匝道的间距等因素都影响着匝道上车辆的运行。由于匝道上各个组成部分线形、视距、纵坡等不同,车辆在匝道上的行驶也不是一个匀速的过程。例如,如果匝道入口处曲线半径较大,匝道车辆就能以较高车速进入匝道,但随着曲率半径的变小,车辆的行驶速度相应会变慢。

单向单车道匝道上一般情况下不允许超车,单向双车道匝道上可以超车。双向双车道匝道有两种:一种有分隔带,不允许超车;另一种没有分隔带,车辆运行类似于双车道公路。

二、通行能力分析

1. 匝道车流到达特征

匝道作为互通式立体交叉的一部分,主要起联系作用,因此匝道上的车辆到达分布很大程度上受其相邻交通设施的影响。例如,全封闭的高速公路车辆进出都要经过收费站,收费站的设置及收费服务水平直接影响着匝道的车辆到达率。如果匝道的入口端是高速公路,则匝道上的车辆到达就是高速公路的出口处车辆的到达分布。我们可以近似地认为匝道的车辆到达服从泊松分布,并且不受收费口和相邻交叉线的影响,即把匝道作为一个独立的交通设施来研究。

2. 匝道通行能力分析内容

(1)自由流速度(FV)

车辆在匝道上的自由流速反映了在可比条件下(如同样的长度、转角等)匝道的线形是否流畅,以及相同的行驶速度下乘客的乘坐舒适度。匝道自由流速度在理论上定义为驾驶员在特定匝道上不受其他车辆干扰时所采取的行车速度。这里的匝道自由流速度指车辆在匝道上行驶的最小速度,我们认为这个最小速度出现在匝道的最不利行驶处,即曲率半径最小处。

(2)通行能力(C)

匝道通行能力定义为特定条件(一定时间、地点、交通、管制条件)下,匝道上某一断面能通过的最大小时交通量,分为基本通行能力、实际通行能力和设计通行能力。

(3)服务水平

选取饱和度作为服务水平分级的评价指标。饱和度定义为实际匝道交通量和通行能力的比值。

3. 匝道自由流速度分析

车辆在匝道上行驶的自由流速度与匝道的最小转弯半径、最小转弯半径处的超高横坡、行车道宽度、视距、匝道最大纵坡等影响因素有关；另外，驶入道路的等级及类别对驾驶员的影响也不容忽视。上述这些因素对自由流速度的影响通过对基本自由流速度的各种修正值或修正参数来体现。由于匝道形式、线形组合、纵坡等变化很大且组合方式非常多，因此对匝道上车辆行驶自由流速度的影响因素的分析计算主要采用结合路段已有成果和匝道实地观测进行综合分析的方法。经过对各种影响因素进行研究和比选，最终确定匝道半径、行车道宽度、视距、纵坡、分隔条件、驶入道路等六个修正系数。匝道上车辆行驶的自由流速度的计算公式为：

$$FV = (FV_0 + FFV_W + FFV_V + FFV_{SL} + FFV_{UD}) \times FFV_S \quad (6-1)$$

式中： FV ——自由流速度(km/h)；

FV_0 ——基本自由流速度(km/h)；

FFV_W ——行车道宽度修正系数(km/h)；

FFV_V ——视距修正系数(km/h)；

FFV_{SL} ——纵坡修正系数(km/h)；

FFV_S ——分隔条件修正系数(对双向匝道，是否有分隔带)；

FFV_{UD} ——驶入道路修正系数(km/h)；

(1)基本自由流速度 FV_0

基本自由流速度 FV_0 与匝道最小圆曲线半径有关，计算利用如下公式：

$$FV_0^2 = 127 \times R \times (i + \mu) \quad (6-2)$$

式中： FV_0 ——基本自由流速度(km/h)；

R ——匝道最小曲率半径(m)；

i ——匝道圆曲线内最大超高横坡度；

μ ——最大横向力系数。

相对于路段，匝道的曲率半径较小。表 6-1 给出规定的匝道圆曲线最小半径标准。

公路匝道圆曲线最小半径表

表 6-1

匝道计算车速(km/h)		80	60	50	40	35	30
圆曲线最小半径 (m)	一般值	280	150	100	60	40	30
	极限值	230	120	80	45	35	25

在计算自由流速度时采用的最大横向力系数 μ 的取值范围在 0.05 ~ 0.20 之间。如果 μ 值过大，汽车不仅不能连续稳定行驶，有时还需要减速。当 μ 超过一定的数值时，驾驶员就要注意采用增加汽车稳定性的措施，这一切都增加了驾驶员在弯道行驶中的紧张。对于乘客来讲， μ 值的增加，同样感到不舒适，乘客随 μ 的变化其心理反应如下：

当 $\mu < 0.10$ 时，不感到有曲线存在，很平稳；

当 $\mu = 0.15$ 时，稍感到有曲线存在，尚平稳；

当 $\mu = 0.20$ 时，已感到有曲线存在，稍感不稳定；

当 $\mu = 0.35$ 时，已感到有曲线存在，不平稳；

当 $\mu > 0.40$ 时，非常不平稳，有倾车危险感；

综上所述， μ 值的采用应考虑到行车的安全、经济与舒适，建议 μ 值采用 0.12。

(2) 行车道宽度修正系数 FFV_w

匝道通行能力分析将小型车的自由流速作为衡量交通运行状况的一个重要指标。故行车道宽度修正系数 FFV_w 主要是对小型车自由流速的修正。参考路段通行能力研究中有关行车道宽度对自由流速的修正,考虑到匝道的布设形式及行车特点,确定匝道的 FFV_w 取值如表 6-2 所示。

行车道宽度修正系数

表 6-2

匝道宽度	<6.00	6.50	7.00	7.50	>8.00
修正系数	-8	-3	0	2	5

注:此处行车道宽度指单向匝道宽度或双向匝道的单向部分宽度。

(3) 视距修正系数 FFV_v

匝道必须保证一定的视距,否则会由于车辆进出主线时车速过快,很容易发生事故。

确定匝道的最小停车视距如表 6-3 所示。

匝道最小停车视距

表 6-3

计算车速(km/h)	80	60	50	40	35	30
视距(m)	110(135)	75(100)	65(70)	45(45)	35	30

注:积雪冰冻地区应大于括号内的数值。

由于匝道一般长度较短,且依托线形良好、视距充分的高速公路主干线,因此,匝道的视距要求大多都能得到满足。对于极个别的匝道由于地形特殊或是线形特别而使视距无法满足,可视情况对自由流速进行酌减。考虑到一般驾驶员在视距不良时的反应,根据不同的视距环境对行车速度的折减试算,建议单向单车道匝道的视距修正值 FFV_v 取值如表 6-4 所示:

视距修正系数(停车视距)

表 6-4

视距 S (m)	速度折减值(km/h)	视距 S (m)	速度折减值(km/h)
$S > 135$	0	$S < 75$	-5
$75 \leq S \leq 135$	-3		

匝道一般为单向单车道,个别为单向双车道的应禁止超车,所以可采用停车视距。至于双向双车道匝道,满足分隔条件的采用停车视距,否则采用行车视距,行车视距为停车视距的 2 倍,修正如表 6-5 所示:

视距修正系数(行车视距)

表 6-5

视距 S (m)	速度折减值(km/h)	视距 S (m)	速度折减值(km/h)
$S > 270$	0	$S < 150$	-5
$150 \leq S \leq 270$	-3		

(4) 纵坡修正系数 FFV_{SL}

匝道连接了不同方向的主线,其所连接的主线之间往往存在高差,这在立体交叉中尤为突出。因此,势必造成某些匝道纵坡较大,特别是一些跨线桥纵坡大,使车辆上坡时不得不挂低档,因而使整个交通流速下降,降低了匝道的通行能力;反之,车辆下坡时为安全起见,也要控制车速,这对自由流速也产生影响。更为不利的是,匝道的圆曲线半径往往较小,因此车辆行驶时,需要不断的改变行车方向和更换排档,并且汽车发动机的有效功率除必须克服直线上行

所遇到的阻力外,还须克服因曲线产生的附加阻力。

由于纵坡及圆曲线的影响,汽车的牵引力损失掉一部分,因此汽车为保持爬坡能力就必须增大牵引力,换用低档,从而降低了车行速度。纵坡速度修正系数 FFV_{SL} 如表 6-6 所示:

纵坡速度折减值 (km/h)

表 6-6

坡长 (m)	上坡坡度 (%)					下坡坡度 (%)				
	< 3	3	4	5	6	< 3	3	4	5	6
≤ 500	0	0	-2.3	-5.4	-8.5	0	0	0	0	-0.3
500 ~ 1000	0	-0.3	-3.7	-7.7	-12.0	0	0	0	-0.3	-3.7
≥ 1000	0	-0.4	-4.6	-9.1	-13.7	0	0	0	-0.4	-4.6

(5) 分隔条件修正系数 FFV_S

绝大多数匝道均为单向单车道,不存在分隔带。一般出入高速公路主线的匝道路口间往往间隔有一定的距离,以消除出入车流对主线车流的影响。但是,如果由于有收费站或特殊地形等客观因素的限制,不得不将出、入两条匝道合二为一时,就产生了双向匝道。为了减少对向车流的横向干扰,从而提高双向匝道的自由流速,可设置分隔带。如不设分隔带,则双向匝道类似于一般双向双车道路段。分隔条件修正系数 FFV_S 只针对双向匝道而言,分有无分隔带两种情况来确定:

① 有分隔带时:在其他条件为理想时,分隔带的设置会使车辆以近于自由流速的速度行驶,故 FFV_S 取值为 1.00。

② 无分隔带时:在其他条件为理想时,匝道上的车辆将受到对向车流的干扰,速度减慢。 FFV_S 取值如表 6-7 所示:

分隔条件修正系数

表 6-7

对向干扰等级	FFV_S	对向干扰等级	FFV_S
有分隔带	1	无分隔带	0.9

(6) 驶入道路修正系数 FFV_{UD}

当车辆由高速公路驶入匝道时,由于驾驶员的惯性操作,刚开始仍会保持较高车速,逐渐过渡到与匝道相适应的速度。如果车辆连续由高等级公路驶入匝道,则势必会提高整个匝道上的车流速度,于是,引入驶入道路修正值 FFV_{UD} 来反映这种情况。由于匝道长度较短,所以驶入车辆会在较短的时间内减速,因此,从整个车流流速来看, FFV_{UD} 值不大,一般 FFV_{UD} 取值为 3 ~ 5 km/h。如果高速公路车速较快, FFV_{UD} 取值 5 km/h, 否则取 3 km/h, 具体取值如表 6-8 所示。

驶入道路修正系数

表 6-8

高等级公路技术等级	FFV_{UD} (km/h)	高等级公路技术等级	FFV_{UD} (km/h)
高速公路	5	一级公路	3

4. 匝道通行能力

(1) 匝道理论通行能力

理论通行能力定义为:在道路、交通、环境和气候均为理想条件时,由技术性能相同的一种标准车辆,以最小的车头间距连续行驶,在单位时间内通过道路的某一断面的最大车辆数。这

是一种理想状态下的通行能力。

匝道路段的理论通行能力计算建立在最小车头时距的基础上,计算公式如下:

$$C = \frac{3600}{h_{\min}} \quad (6-3)$$

式中: C ——理论通行能力(pcu/h);

$h_{\min}$ ——达到通行能力时相应的最小平均车头时距,可按下列公式计算:

$$h_{\min} = t + 3.6 \times \frac{S + L_0 + L_{veh}}{v} \quad (6-4)$$

式中: t ——驾驶员的最小反应时间,取为 1.2s;

v ——匝道设计车速(km/h);

L_0 ——安全距离(m),一般取 5~10m;

L_{veh} ——车身长度(m),一般取 5m(小型车);

S ——汽车的制动距离,

$$S = \frac{v_1^2}{254(\varphi + \psi)} \quad (6-5)$$

式中: v ——制动初速度(km/h);

φ ——路面与轮胎间的附着系数;

ψ ——道路阻力系数, $\psi = f + i$; f 为路面滚动阻力系数, i 为道路纵坡。

根据公式(6-5)计算的不同速度和纵坡的匝道理论通行能力如表 6-9 所示。

不同速度和纵坡下的匝道理论通行能力(单位:pcu/h)

表 6-9

速度(km/h)	坡 度(%)						
	+9	+6	+3	0	-3	-6	-9
10	720	719	717	716	714	712	710
15	923	920	917	913	909	905	900
20	1059	1054	1048	1041	1034	1027	1018
25	1147	1139	1130	1120	1110	110	1087
30	1200	1189	1179	1166	1154	1140	1124
35	1230	1217	1203	1188	1165	1156	1138
40	1242	1227	1211	1194	1176	1157	1136
45	1242	1225	1208	1188	1168	1147	1124

(2)实际运行状况通行能力

匝道通行能力定义为:在一定的道路交通状况和环境下,良好的天气情况下,单位时间内匝道的一条车道上能够通过的最大车辆数量,以辆/h 为单位。在研究高速公路的匝道通行能力时,标准车型为小型车(以小客车为代表),当有其他车型混入时,必须将其转换为等效的小型车(小客车)数量,即当量小客车单位。若地形条件和交通条件不同,匝道通行能力自然也就不同。影响基本路段通行能力的主要因素有道路状况、车辆性能、交通条件、交通管制、驾驶员

素质、环境和气候等。但就匝道而言,其长度较短,绝大多数均为单向单车道,车流运行状况较为单一,交通流量较高速公路主线要小得多。因此,对自由流速度有较大影响的匝道纵坡在车速较低条件下,其影响已变得不大。影响匝道实际通行能力的主要因素有两个:行车道宽度和大车混入率。匝道实际通行能力的计算公式如下:

$$C_{\text{实际}} = C_{\text{理论}} \times C_w \times f_{\text{HV}} \tag{6-6}$$

式中: $C_{\text{实际}}$ ——匝道单车道实际通行能力;

$C_{\text{理论}}$ ——匝道一条车道理论通行能力;

C_w ——行车道宽度修正系数;

f_{HV} ——大车混入率修正系数。

①大车混入率修正系数

首先确定各个交通量中大型车所占的百分率,然后利用下列公式计算大型车对交通量的影响系数 f_{HV} ,最后根据大型车百分率、车辆折算系数和 f_{HV} ,利用交通量转换表,计算出各个混合流量所相当的标准小客车流量。

$$f_{\text{HV}} = \frac{1}{[1 + P_{\text{HV}}(E_{\text{HV}} - 1) + P_{\text{MHV}}(E_{\text{MHV}} - 1)]} \tag{6-7}$$

式中: P_{HV} ——特大型车占总交通量的百分率;

E_{HV} ——特大型车车辆折算系数;

P_{MHV} ——大中型车占总交通量的百分率;

E_{MHV} ——大中型车的车辆折算系数。

一般情况下,匝道的 f_{HV} 值可以根据表 6-10 给出。

大型车对匝道通行能力的修正系数 f_{HV} 值 表 6-10

大型车混入率(%)	10	20	30	40	50	60	70	80
f_{HV}	0.88	0.81	0.77	0.74	0.72	0.71	0.704	0.70

②行车道修正系数

大部分匝道都是单向单车道形式,因此车行道宽度对匝道通行能力的影响很大。匝道行车道宽度修正系数 C_w 如表 6-11 所示:

匝道行车道宽度修正系数 表 6-11

匝道横断面类型	匝道横断面总宽度(m)	匝道行车道宽度修正系数
单向单车道 (含有分隔带的双向双车道)	5.50	0.79
	6.00	0.88
	6.50	0.95
	7.00	1.00
	7.50	1.03
单向双车道	8.00	0.95
	8.50	1.00
	9.00	1.05
	9.50	1.12
	10.00	1.20

注:对于双向匝道,只考虑单方向。

③车辆当量换算

由于匝道上各种车型的行驶速度相差不大,所以车辆换算主要考虑不同车型车辆的车头时距不同。由于匝道交通特点与路段类似,匝道通行能力分析的车辆当量值的确定类似路段通行能力中的车辆当量值,并考虑了匝道车速较低的交通特点,匝道各车型的换算系数如表 6-12。

匝道各车型的换算系数

表 6-12

匝道类型	交通量(辆/h)	小型车	中型车	大型车
单向单车道 (含有分隔双车道)	0	1.00	1.00	1.00
	750	1.00	1.20	1.30
	1500	1.00	1.50	2.00
双向双车道	0	1.00	1.05	1.05
	1500	1.00	1.15	1.20
	3000	1.00	1.40	1.80

(3)设计通行能力分析

①单车道匝道的通行能力

匝道设计速度 $v \leq 50\text{km/h}$, 为 1200pcu/h;

匝道设计速度 $v > 60\text{km/h}$, 为 1500pcu/h。

②双车道匝道的通行能力

双车道匝道只有在驶入或驶出匝道端部的车辆能以两列驶入或驶出主线的前提下,才可采用单车道匝道通行能力的两倍。

5. 服务水平分析

(1)服务水平分级指标

服务水平是指公路使用者根据交通流状况,在速度、舒适、方便、经济和安全等方面所能得到的服务程度。一般来说,服务水平和交通量有一定的关系,不同的服务水平允许通过的交通量不同。服务等级高的道路车速快,驾驶员开车的自由度大,舒适度与安全性好,但其相应的服务交通量就小;反之,允许的服务交通量大,则服务水平低。在考虑匝道服务水平时有多种选择,如行车速度和运行时间、车辆行驶的自由度(通畅性)、交通受阻或受干扰程度,以及行车延误和每公里停车次数等、行车安全性(事故率和经济损失等)、行车舒适度和乘客满意程度、经济性(行驶费用)等。但就匝道而言,难以全面综合和考虑上述诸因素,从评价指标数据获得难易程度和可操作性角度出发,选取饱和度作为匝道服务水平分级评价指标较为合适。

饱和度(DS)指实际流量和通行能力的比值。它是确定路段交通运行状况的重要参数,也是检验路段是否会发生交通拥挤的衡量标准,是评价路段服务水平最主要的指标之一。饱和度的计算公式如下:

$$DS = Q/C \quad (6-8)$$

式中:DS——饱和度;

Q——实际流量(换算为标准车流量:pcu/h);

C——通行能力(pcu/h)。

(2)服务水平分级标准

匝道服务水平等级是用来衡量匝道为驾驶员、乘客所提供的服务质量的等级,其质量范围可以从自由运行、高速、舒适、方便、完全满意的最高水平到拥挤、受阻、停停开开、难以忍受的最低水平。根据匝道车流量的饱和度指标来确定匝道服务水平等级如表 6-13 所示。

匝道服务水平划分等级

表 6-13

服务水平等级	饱和度 $DS(Q/C)$	通行能力 $C(\text{pcu/h})$
一	< 0.20	对特定匝道查表 6-12 并乘以饱和度所得数值
二	$0.20 \sim 0.50$	
三	$0.50 \sim 0.80$	
四	$0.80 \sim 1.00$	

各级服务水平简要描述如下:

一级服务水平:代表不受限制或受限较小的交通流,车流密度很小,车辆在通畅的条件下行驶,不存在或有较少的相互干扰,车流状态基本为自由通畅,车辆以近于自由的速度行驶。

二级服务水平:随着交通量的增大,汽车成队行驶,但相互间的车头时距比较大,车流状态为部分连续,但排队几率较小,车辆行驶速度仍很快,匝道上车辆对加减速车道及高速公路主线上的交通运行基本无影响。

三级服务水平:基本上处于平稳状态,但已接近流量上的微小变化导致运行质量的巨变的边缘,车辆间的车头时距进一步减小,如果车队中有慢车,后继车辆会受很大影响。车流状态为连续不断,车辆行驶速度明显下降,匝道上车辆对加减速车道及高速公路主线上的交通运行有一定的影响;

四级服务水平:车辆行驶速度进一步降低,排队长度超出了匝道的范围,交通量接近或达到通行能力。流量的少量变化将严重影响整个匝道的运行质量,相互间车头时距处于连续流的临界值,车流状态为饱和,匝道上车辆对加减速车道及高速公路主线上的交通运行有较大的影响,主线上行车速度有较大降低。

第二节 匝道连接点通行能力分析

匝道与高速公路的连接点是争夺交通需求空间的场所,上游高速公路需求量在合流区与驶入匝道的需求量相竞争。驶入匝道上游的高速公路车流是来自各个交通源的上游交通量集合而成的。在合流区,驶入匝道的车辆试图在相邻高速公路车道的交通流中找出口。由于大多数匝道位于道路的右侧,所以特别容易受到影响的高速公路车道是靠路肩的车道,这里用车道 1 表示。本文定义,从路肩到路中心的车道用数字 $1 \sim N$ 表示。

当驶入匝道的车流增加时,在高速公路车道中,驶入车辆影响高速公路各车道中的交通分布。当发生交通事故时,驾驶员常常在驶入匝道和 1 号车道之间变换交汇点。实际的交汇形式是变化的,但它将对主干道和匝道的排队长度产生严重的影响。

驶出匝道的基本作用是分流。驶出的车辆必然要占用靠近匝道的车道(或占用匝道出口),所以存在其他驾驶员把车辆在其他车道中重新分布的最后影响。当驶出匝道是双车道时,分流行驶的影响会波及到高速公路的几个车道。

一、分、合流部分通行能力分析

1. 匝道与高速公路连接处的主要形式

匝道与高速公路连接处的基本形式就匝道之间的相互影响来分,可以分为独立的分、合流点和非独立分、合流点。不论哪种形式,但其与相邻分、合流点之间的间距小至足以影响其交通运行时,就是非独立的分、合流点,此时,就要考虑相邻的分、合流点对其通行能力和服务水平的影响。通过实际观测以及参考国内外的研究成果,认为最小间距一般情况是:分流点上游980m范围内没有分、合流点;合流点上游610m范围内没有分、合流点。当分、合流点与相邻的分、合流点之间的间距大于对其交通运行产生影响的间距时,此分、合流点就是独立的分、合流点。对于独立的分、合流点可以单独进行通行能力和服务水平的计算和分析。

(1)独立式单车道驶入匝道 这种匝道之间没有相邻过近以致影响它运行的驶入匝道。当匝道间距超过1800m时,就认为它不在受影响的范围内了。此种匝道有时附设加速车道,有时采用直接嵌入方式,常见于交通量一般的高速公路入口。

(2)独立式单车道驶出匝道 这种匝道上下游1800m范围内没有影响其运行的驶入或驶出匝道。此种匝道有时附设减速车道,有时采用直接嵌入方式,常见于交通量一般的高速公路出口。

(3)相邻的单车道驶入匝道 两个相邻非常近以致互相影响其功能的连续驶入匝道。此种匝道形式见于城市附近高速公路,入口较为密集的区域。

(4)相邻的单车道驶出匝道 两个相邻非常近以致互相影响其功能的连续驶出匝道,此种匝道形式见于高速公路到达城市附近,出口较为密集的区域。

(5)驶入匝道后接驶出匝道 当驶入匝道和驶出匝道之间不存在附加车道时,按驶入驶出的顺序,且相邻较近以致于互相影响其功能的一种匝道形式。这种匝道在互通式立交桥上较为常见。

(6)驶出匝道后接驶入匝道 按驶出驶入顺序且相邻非常近以致互相影响其功能的一种匝道组合。这种顺序的匝道行驶起来就像是独立的,在高速公路服务区和互通式立交桥上较为常见。

(7)车道附加 单车道驶入匝道在匝道与高速公路连接处,形成一条附加的连续的高速公路车道。在四车道高速公路向六车道高速公路变化地点较为常见。

(8)车道消失 单车道驶出匝道在匝道与高速公路连接处,导致一条高速公路车道消失。常见于六车道高速公路向四车道高速公路变化地点。

(9)主要分流点 一条高速公路路段分成两条多车道高速公路或集散道路的分离点。就其形式,离开分流点的干道总数等于驶进分流点的车道数加1。

(10)主要合流点 两条多车道的高速公路或集散道路交汇成一条高速公路路段时的交汇点。

(11)双车道匝道 在匝道与高速公路连接处没有附加车道或车道消失的双车道驶入匝道或驶出匝道。常见于交通量较大的高速公路的出口和入口。

2. 车流运行特征

(1)分流点车流运行特征

基本上是通过交通分离出来的车辆必须先驶入与匝道相连接的1号车道上来。因此就是驾驶员在车行道之间调整车辆的分布百分率。在有双车道匝道的地方,车辆分离的影响会扩大到高速公路若干车道上。车辆分离过程首先是变换车道的过程,在车辆分离的影响区范围内,处于内侧车道准备离开高速公路的车辆必须逐步从内侧车道换向1号车道,驶出匝道交通量在驶出匝道上游在1号车道中不同范围内的百分率不同,分离流量在1车道百分率和距分

流点距离关系见表 6-14。

分离流量在 1 车道百分率和距分流点距离关系

表 6-14

距分流点距离(m)	1200	1050	900	750	600	450	300	150	0
分离流量在 1 号车道的百分率(%)	10	16	29	46	63	79	95	100	100

从表 6-14 可以看出在分流点影响区域内,分离车辆变换车道的概率大大增加。由于分离行为的存在,分离车流对高速公路车流的正常运行产生了较大的影响,尤其是对 1 号车道交通流正常产生的影响尤为严重。因此分析分流点的交通流运行必须考虑分流点上游高速公路单向总的交通流,同时也必须考虑上游 1 号车道交通流之间的相互影响。

(2)合流点车流运行特征

对于合流,从匝道来的车辆寻找临近主线上交通流中可用的间隙以便汇入。由于绝大部分匝道在主线的右侧,因此主线上右侧车道是主线车道中最直接受影响者。汇入的车流与过境车流之间是相互影响的,同时汇入车流对高速公路整个方向车流的运行具有相当的影响。一般情况下,合流后的车辆往往趋向于变换车道到行车速度较快的中间车道或内侧车道行车。在合流点影响范围内,变换车道的概率大大增加,合流交通流对合流点下游高速公路单向总交通流正常运行产生相当的影响。同时,由于汇入车辆汇入时车速较低,对合流点上游 1 号车道交通流运行产生较大的影响。从表 6-15 可以看出汇入交通量在 1 号车道的百分率与距合流点之间的距离两者之间的关系。因此,研究合流点交通流的运行必须考虑汇入流量与合流点上游主线交通量以及 1 号车道交通量之间的关系。

汇入流量在 1 号车道百分率和距合流点距离关系

表 6-15

距合流点距离(m)	0	150	300	450	600	750	900	1050	1200
汇入流量在 1 号车道的百分率(%)	100	100	60	30	19	14	11	10	10

3. 影响因素

因为合流和分流行驶出现在与匝道邻接的 1 号车道上,1 号车道上的交通量和其特征就成为分析计算中主要关心的因素。故本节中的大部分分析计算步骤集中在估算紧挨驶入匝道或驶出匝道上游 1 号车道的交通量。一般来说,1 号车道的交通量根据以下几个因素而变化:

- (1)匝道交通量 V_r ;
- (2)匝道上游高速公路单向交通量 V_l ;
- (3)与相邻上游和(或)下游匝道的距离 D_u, D_d ;
- (4)相邻上游和(或)下游匝道的交通量 V_u, V_d ;
- (5)匝道的类型(驶入匝道还是驶出匝道,连接处的车道数)。

相邻匝道的位置及相邻匝道上的交通量是决定 1 号车道交通量的关键因素,因为这些因素大大地影响了高速公路上车辆的车道分布。

4. 匝道与主线连接处需要分析计算的三个关键交通量

(1)合流交通量 V_m 用于驶入匝道,它是相互汇合的交通流的总交通量。对于一个单车道的右侧驶入匝道,其合流交通量是 1 号车道交通量与匝道交通量之和。

(2)分流交通量 V_d 用于驶出匝道,它是将要分离的交通流的总交通量。对于一个单车道的右侧驶出匝道,分流交通量等于紧接主匝道上游的 1 号车道的交通量。

(3)主线交通量 V_l 用于任何合流或分流的地点。它是匝道与主线连接处最大的主线单

向交通量,即驶入匝道下游或驶出匝道上主线单向行车道的交通量。

以上三个交通量是匝道与主线连接处的三个检验点交通量,如图 6-5 所示。

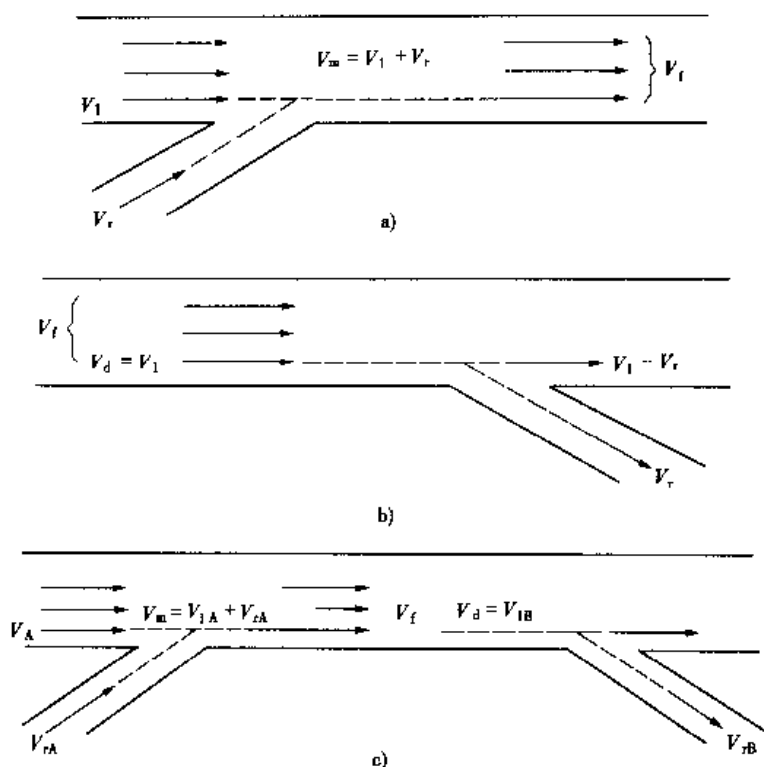


图 6-5 匝道与主线连接处检验点交通量示意图

a)在驶入匝道处的检验点交通量;b)在驶出匝道处的检验点交通量;c)在后接驶出匝道的驶入匝道处的检验点交通量

5. 1 号车道交通量计算

1 号车道交通量 V_1 是紧挨合流区或分离区上游右侧数起第 1 车道的交通量。它是计算 V_m 和 V_d 的基础,根据分、合流点形式的不同其计算公式也不同,下面是独立匝道和非独立匝道的计算图示。

下面给出了不同分、合流点形式的不同计算公式及图式。具体计算公式或近似方法的选择取决于:①与相邻匝道连接的匝道形式;②高速公路上的车道数;③涉及的匝道是成对匝道的第一个还是第二个。

(1)四车道高速公路单车道驶入匝道(图 6-6)交通量计算:

$$V_1 = 136 + 0.345 V_f - 0.115 V_r \quad (6-9)$$

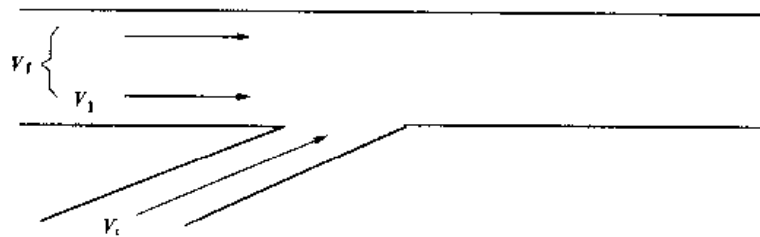


图 6-6 四车道高速公路单车道驶入匝道

使用条件:

- ①四车道高速公路或一级公路上的单车道驶入匝道(非环形),有或无加速车道。
- ②仅用于在上游 610m 内无相邻驶入匝道的情况。

③一般使用范围: $V_f = 360 \sim 3100 \text{ veh/h}$

$V_r = 50 \sim 1300 \text{ veh/h}$

(2) 四车道高速公路单车道驶出匝道(图 6-7)交通量计算:

$$V_1 = 165 + 0.345 V_f + 0.520 V_r \quad (6-10)$$

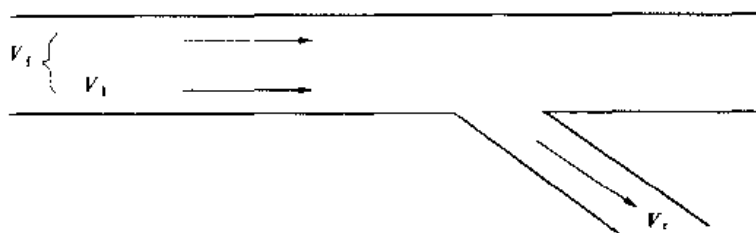


图 6-7 四车道高速公路单车道驶出匝道

使用条件:

①四车道高速公路或一级公路上的单车道驶出匝道,有或无减速车道。

②仅用于在上游 980m 内无相邻驶入匝道的情况。

③一般使用范围: $V_f = 360 \sim 3800 \text{ veh/h}$

$V_r = 50 \sim 1400 \text{ veh/h}$

(3) 四车道高速公路上游有相邻驶入匝道的单车道驶出匝道(图 6-8)交通量计算:

$$V_1 = 202 + 0.362 V_f + 0.496 V_r - 0.226 D_u + 0.096 V_u \quad (6-11)$$

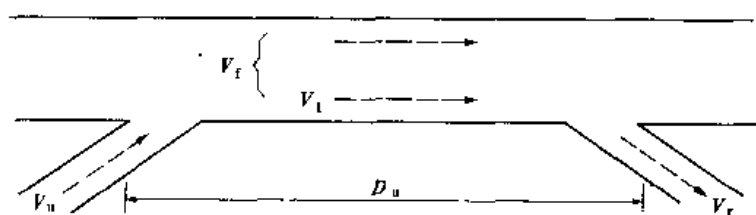


图 6-8 四车道高速公路上游有相邻驶入匝道的单车道驶出匝道

使用条件:

①四车道高速公路上一单车道驶出匝道在其上游 980m 以内有一相邻的驶入匝道,该驶出匝道有或无减速车道。

②一般使用范围: $V_f = 65 \sim 3800 \text{ veh/h}$

$V_r = 50 \sim 1450 \text{ veh/h}$

$V_u = 50 \sim 810 \text{ veh/h}$

$D_u = 210 \sim 980 \text{ m}$

(4) 四车道高速公路上游有相邻驶入匝道的单车道驶入匝道(图 6-9)交通量计算:

$$V_1 = 123 + 0.376 V_f - 0.142 V_r \quad (6-12)$$

使用条件:

①四车道高速公路或一级公路上,上游 120 ~ 610m 之间有相邻驶入匝道存在的单车道驶入匝道,此单车道驶入匝道有或无加速车道。

②当 $D_u \leq 120 \text{ m}$ 或者 $V_u \geq 900 \text{ veh/h}$ 时,计算结果不精确。

③一般使用范围: $V_f = 720 \sim 3300 \text{ veh/h}$

$V_r = 90 \sim 1400 \text{ veh/h}$

$$V_u = 90 \sim 900 \text{ veh/h}$$

$$D_u = 120 \sim 610 \text{ m}$$

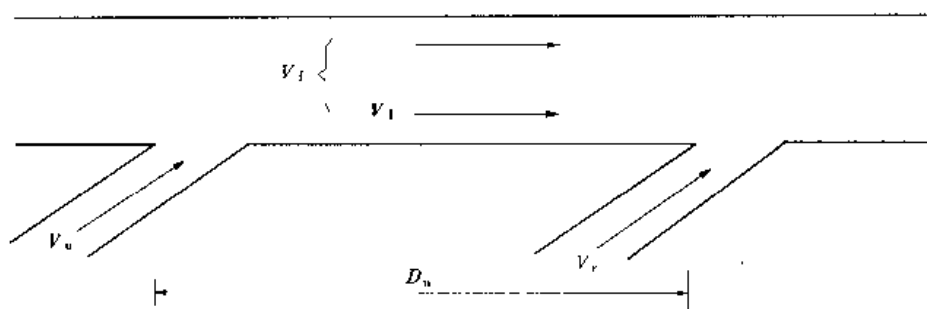


图 6-9 四车道高速公路上有相邻驶入匝道的单车道驶入匝道

(5) 六车道高速公路上游或下游有或无相邻驶出匝道的单车道驶入匝道(图 6-10)交通量计算:

$$V_l = -121 + 0.244 V_f - 0.085 V_u + 195.1 V_d / D_d \quad (6-13)$$

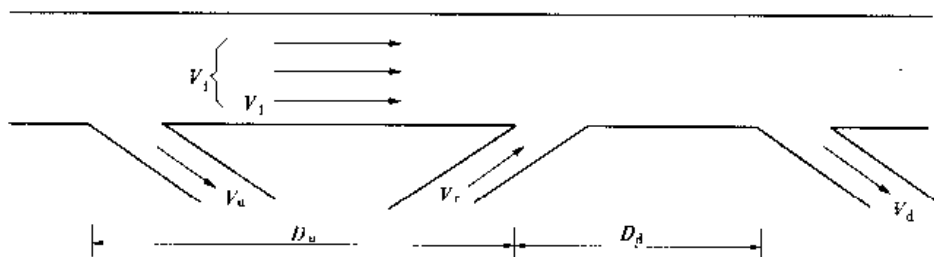


图 6-10 六车道高速公路上游或下游有或无相邻驶出匝道的单车道驶入匝道

使用条件:

① 六车道高速公路上一单车道驶入匝道,在其上游和(或)下游有或无相邻驶出匝道,该驶入匝道有或无加速车道。

② 如果在上游 800m 内无相邻驶出匝道,使用 $V_u = 45 \text{ veh/h}$ 。

③ 如果在下游 1700m 内没有相邻驶出匝道,并且 $V_f < 4500 \text{ veh/h}$,使用 $195.1 V_d / D_d = 5$ 。

④ 一般使用范围: $V_f = 2160 \sim 5600 \text{ veh/h}$ $V_u = 45 \sim 1000 \text{ veh/h}$

$V_d = 45 \sim 1200 \text{ veh/h}$ $V_r = 90 \sim 1540 \text{ veh/h}$

$D_u = 280 \sim 800 \text{ m}$ $D_d = 280 \sim 1700 \text{ m}$

(6) 六车道高速公路单车道驶出匝道(如图 6-11)交通量计算:

$$V_l = 94 + 0.231 V_f + 0.473 V_r + 65.5 V_u / D_u \quad (6-14)$$

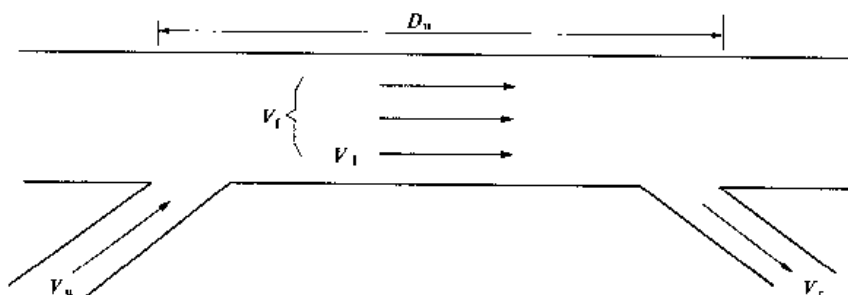


图 6-11 六车道高速公路单车道驶出匝道

使用条件:

①六车道高速公路上—单车道驶出匝道,在其上游有或无驶入匝道,该驶出匝道有或无减速车道。

②如果在上游 1700m 内无相邻驶出匝道,使用 $65.5 V_u / D_u = 2$ 。

③一般使用范围: $V_f = 1000 \sim 5600 \text{veh/h}$

$V_r = 20 \sim 1620 \text{veh/h}$

$V_u = 45 \sim 1100 \text{veh/h}$

$D_u = 280 \sim 1700 \text{m}$

(7)六车道高速公路单车道驶入匝道(图 6-12)交通量计算:

$$V_1 = 574 + 0.228 V_f - 0.194 V_r + 2.343 D_u + 0.274 V_u \quad (6-15)$$

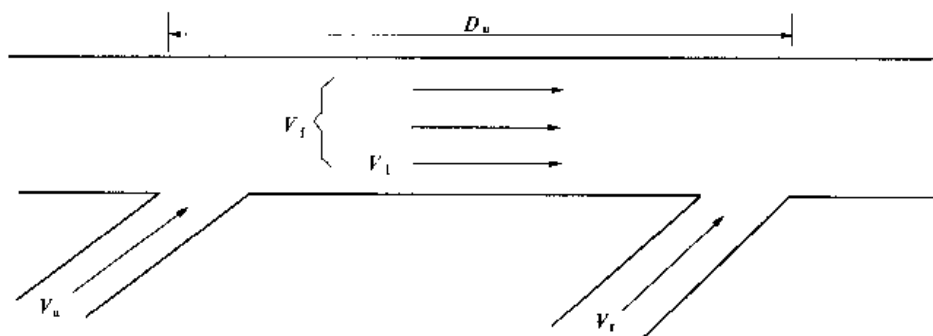


图 6-12 六车道高速公路单车道驶入匝道

使用条件:

①上游有相邻的驶入匝道的六车道高速公路上单车道驶入匝道,有或无加速车道。

②一般使用范围: $V_f = 1620 \sim 4900 \text{veh/h}$

$V_r = 90 \sim 1350 \text{veh/h}$

$V_u = 90 \sim 1260 \text{veh/h}$

$D_u = 150 \sim 300 \text{m}$

(8)六车道高速公路双车道驶入匝道(图 6-13)交通量计算:

$$\left. \begin{aligned} V_1 &= 54 + 0.070 V_f + 0.049 V_r \\ V_{1+A} &= -205 + 0.287 V_f + 0.575 V_r \end{aligned} \right\} \quad (6-16)$$

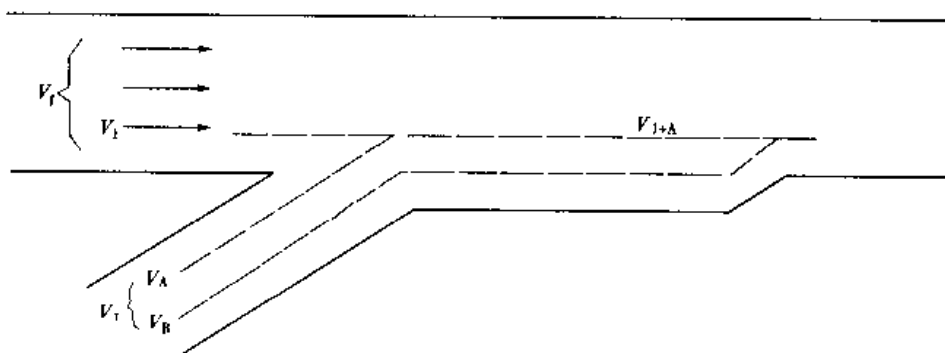


图 6-13 六车道高速公路双车道驶入匝道

使用条件:

①六车道高速公路上具有至少 240m 长加速车道的双车道驶入匝道。

②一般使用范围： $V_f = 540 \sim 2700\text{veh/h}$

$V_r = 1000 \sim 2700\text{veh/h}$

(9)六车道高速公路双车道驶出匝道(图 6-14)交通量计算

$$\left. \begin{aligned} V_{1+A} &= -158 + 0.035 V_f + 0.567 V_r \\ V_1 &= 18 + 0.060 V_f + 0.072 V_r \end{aligned} \right\} \quad (6-17)$$

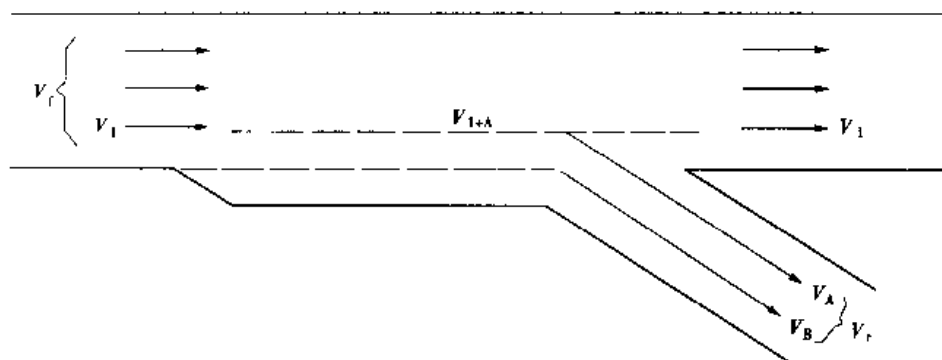


图 6-14 六车道高速公路双车道驶出匝道

使用条件：

①六车道高速公路上具有至少 210m 长减速车道的双车道驶出匝道。

②一般使用范围： $V_f = 1900 \sim 5400\text{veh/h}$

$V_r = 1000 \sim 2700\text{veh/h}$

计算公式中的每个公式都有注意事项和适用条件。应当认真对待这些事项和条件,特别是牵涉到近似方法的地方,应对近似的情况提供专门的说明。

6. 求 1 号车道交通量的近似方法

除以上计算式外的情况,可以用近似法求 V_1 。这主要用于 8 车道高速公路上的匝道,以及用于特殊几何构造。图 6-15 给出了 1 号车道内驶入和驶出匝道的车辆从各个不同距离进入或离开高速公路匝道的百分比,要求驶出 1 号车道的交通量必须分别考虑过境交通量及本匝道 1200m 内的每个匝道的交通量。匝道端部附近的 1 号车道余留的过境车辆百分表如表 6-16。

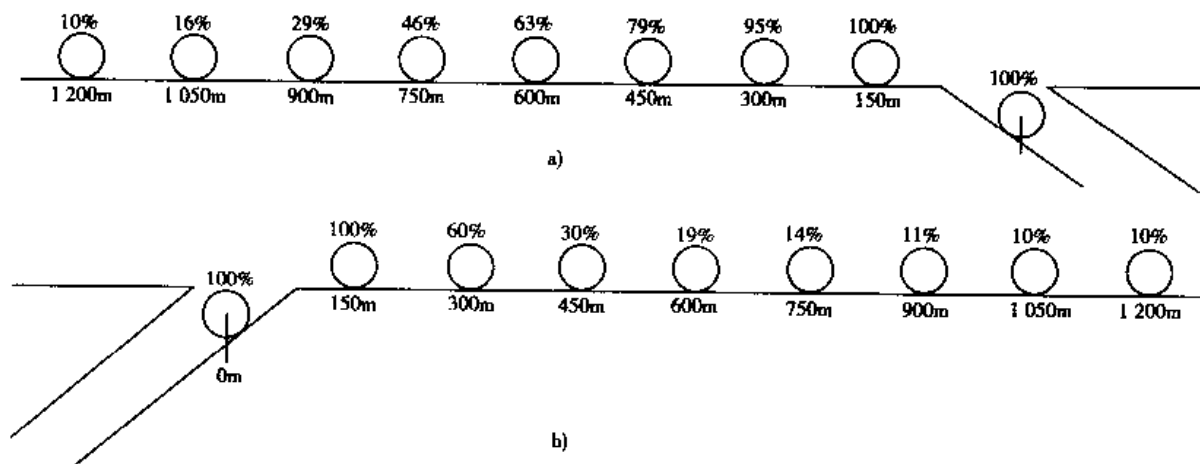


图 6-15 匝道交通量在 1 号车道中的百分率

a)驶出匝道交通量在车道 1 中距匝道不同距离处之百分率;b)驶入匝道交通量在车道 1 中距匝道不同距离处之百分率

在匝道端部附近 1 号车道中余留的过境车辆大致百分率表

表 6-16

单向总交通量 (veh/h)	余留在 1 车道中的过境车辆 (%)		
	8 车道高速公路	6 车道高速公路	4 车道高速公路
≥ 6500	10	—	—
6000 ~ 6499	10	—	—
5500 ~ 5999	10	—	—
5000 ~ 5499	9	—	—
4500 ~ 4999	9	18	—
4000 ~ 4499	8	14	—
3500 ~ 3999	8	10	—
3000 ~ 3499	8	6	40
2500 ~ 2999	8	6	35
2000 ~ 2499	8	6	30
1500 ~ 1999	8	6	25
≤ 1499	8	6	20

例如:估算图 6-16 中匝道 B 紧挨着的上游 1 号车道的交通量。

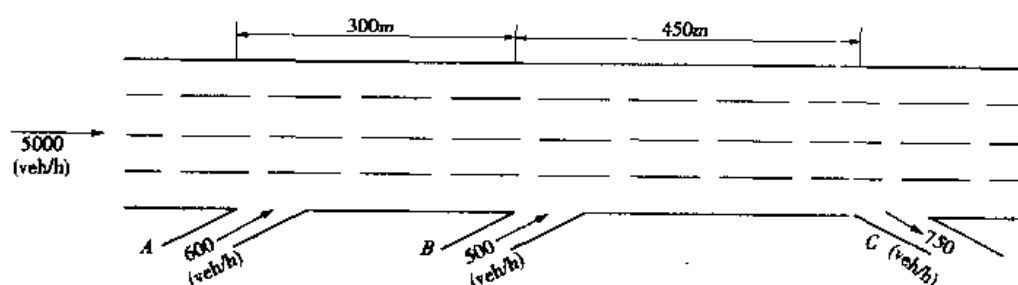


图 6-16 计算用图

在解答之前,需要决定高速公路上过境车辆交通量。为此,假设凡进入高速公路本路段的车辆不再离开。因此,在此例中可假设从匝道 C 驶出的 750veh/h 均来自于高速公路上的 5000veh/h 之中,所以,过境交通量为 $5000 - 750 = 4250\text{veh/h}$ 。

从表 6-16 看出,在过境交通量为 4250veh/h 的八车道高速公路上,其中 8% 分布在 1 号车道内。所以有

$$V_{1b}(\text{过境}) = 0.08 \times 4250 = 340\text{veh/h}$$

B 匝道在 A 匝道的下游 300m, A 匝道有 600 辆/h 驶入高速公路。图 6-15b) 表明驶入匝道车辆的 60% 将行驶在 1 号车道合流点下游 300m 内,所以

$$V_{1b}(\text{A 匝道}) = 0.60 \times 600 = 360\text{veh/h}$$

B 匝道下游 450m 是 C 匝道。该处有 750veh/h 驶出高速公路,图 6-15a) 表明驶出匝道的车辆 79% 行驶在车道 1 号距分流点 450m 上游段内。所以

$$V_{1b}(\text{C 车道}) = 0.79 \times 750 = 593\text{veh/h}$$

B 匝道上游的 1 号车道总交通量为:

$$V_{1b} = V_{1b}(\text{过境}) + V_{1b}(\text{匝道 A}) + V_{1b}(\text{匝道 C})$$

$$= 340 + 360 + 593 = 1293 \text{ veh/h}$$

估算结束。

7. 1 号车道内的大型车百分比

大型车在 1 号车道的交通量占单向行车道上大型车总交通量的百分率与主线单向交通量的关系是计算 1 号车道小客车当量交通量的重要关系之一。目前常用的关系图如图 6-17 所示。

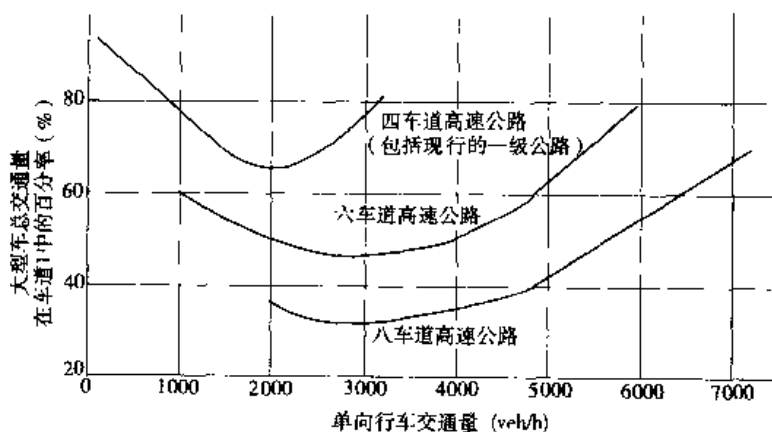


图 6-17 单向行车交通量(veh/h)

在适用图 6-17 的过程中如果求得的 1 号车道中的大型车交通量不小于 1 号车道的交通量,则仍用已得的交通量,不过其中全部为大型车。

二、分、合流点服务水平分析计算

1. 分、合流点服务水平划分

服务水平的标准是用各检查点的流率来划分的,对合流流率 V_m 、分流流率 V_d 和主线流率 V_f 。表 6-17 给出了流率检查点的服务水平标准。注意:标准是用流率这个概念描述的,计算时应把高峰小时的交通量换算成代表高峰 15min 流量的当量小时流率,再查表使用。

匝道与主线连接点处检验点服务水平标准

表 6-17

服务水平 级别	汇合交通量 (pcu/h)	分离交通量 (pcu/h)	不同计算行车速度(km/h)下的主线单向交通量(pcu/h)							
			120		100		80		60	
			4 车道	6 车道	4 车道	6 车道	4 车道	6 车道	4 车道	6 车道
一	≤ 1000	≤ 1050	≤ 2200	≤ 3300	≤ 2000	≤ 3000	—	—	—	—
二	≤ 1450	≤ 1500	≤ 3200	≤ 4600	≤ 2600	≤ 4200	≤ 2600	≤ 3900	≤ 2300	≤ 3450
三	≤ 1750	≤ 1800	≤ 3800	≤ 5700	≤ 3400	≤ 5100	≤ 3200	≤ 4800	≤ 2900	≤ 4350
四	≤ 2000	≤ 2000	≤ 4000	≤ 6000	≤ 4000	≤ 6000	≤ 3800	≤ 5700	≤ 3600	≤ 5400

各级服务水平简要描述如下:

一级服务水平:汇入车辆和分离车辆对主线上的过境车流影响很小。汇入时运行流畅,在插入过境交通流车辆间隙时仅需要很小的车速调整;分离运行不会产生很大的扰动。随着流

量的增加,汇入车辆插入1号车道过境车流间隙时需要调整他们的车速;分离出来的车辆仍然没有很大的扰动。主线上的过境车流受到的影响不大,交通流一般较为流畅和稳定。

二级服务水平:运行初期依然是稳定流,但其运行质量有所下降。1号车道和驶入匝道上车辆都必须调整他们的速度以便达到流畅地汇入,并且当驶入匝道上流量较大时还会有小的车队形成。在分离区车速也会有所降低,但不会出现排队现象。此时驶入车辆和驶出车辆所引起的扰动扩展的范围更大一些,并且这种扰动可能延伸到与1号车道相邻主线上的其他车道上去。高速公路上总的速度和密度不会有大的变化。

三级服务水平:运行车辆难以流畅地汇入,不论要汇入的车辆还是1号车道的过境车辆都必须不停地调整其车速避免在合流点发生冲突。分离区附近的车速降低得更多,汇入和分离行为所引起的扰动将影响若干主线车道。在大交通量的驶入匝道上,匝道车队可以变成对主线具有破坏性的因素。

四级服务水平:汇入行为产生大的扰动,但在主线上仍然没有形成车队,而在驶入匝道上则会形成一些车队。分离车辆的车速大大降低,并且在分离区会形成一些车队。所有车辆均受到扰乱的影响,主线上的过境车辆则企图到靠近中央的车道上行驶来避开扰乱。当达到过饱和状态后,所有的汇入基本上是停停走走地进行,驶入匝道上广泛形成排队,1号车道上的过境交通被破坏。许多扰乱是由于过境车辆改变车道以避免汇入和分离而产生的。高速公路分、合流点上游若干距离内会产生相当大的交通延误。交通流极不稳定,经常处于稍好的稳定流和强制流交替运行的状态。

2. 分、合流点服务水平计算

(1) 建立匝道几何构造尺寸及交通量

几何构造的建立(包括匝道的形式和位置)是计算交通量的基础。交通量是指匝道上及匝道附近的交通量。在初步考虑时,与所分析的匝道相距在1800m以内的相邻匝道时,常常成双进行分析。对此,在计算图式中有更详细的数值来说明什么情况下另一“相邻”匝道是隔离的,对所分析的匝道没有影响,什么情况下必须将相邻匝道对所分析的匝道的影响考虑进去。

(2) 计算1号车道的交通量

可以根据相应的计算图式来计算。

(3) 所有交通量(veh/h)换算成当量交通量(pcu/h)

1号车道交通量、匝道交通量和高速公路交通量都必须换算成当量交通量。

(4) 计算检查点交通量

①合流交通量 V_m : $V_m = V_r + V_l$

②分流交通量 V_d : $V_d = V_l$

③主线上总交通量 V_f : $V_f = V_m = V_{dA}$

(5) 确定各检查点的服务水平

对于一个分析过程来讲,是用检验点交通量 V_m 、 V_d 及 V_f 分别与服务水平标准表 6-17 中的标准进行比较,以得到三个检验点处的服务水平等级。

在许多情况下,合流、分流交通流和主线单向交通流在运行质量上是不平衡的,也就是说三个检验点没有相同的服务水平。在这种情况下,三者中服务水平最差者是控制因素,其所求得的服务水平不能被接受的一种或几种要素要进行改进。最令人满意的是匝道和主线连接处与高速公路整体在运行上达到平衡。

第三节 计算示例

【例 6-1】四车道高速公路独立的单车道驶入匝道,合流点服务水平计算。已知:如图 6-18 所示,一个四车道高速公路的单车道驶入匝道,其上、下游 1800m 范围内无相邻匝道,处于平原地区,主线设计速度为 120km/h,匝道上游主线单向交通量为 $V_f' = 2000\text{veh/h}$,大型车占 50%,驶入匝道交通量为 $V_r = 410\text{veh/h}$,大型车占 40%,问其运行状态处于哪一服务水平?

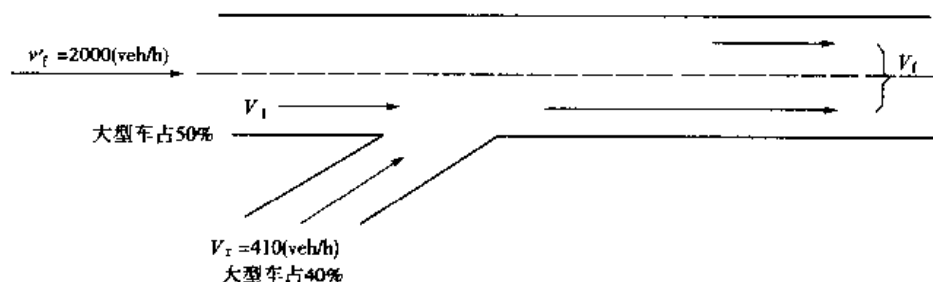


图 6-18 例 6-1 的几何构造及交通图

解:

(1) 根据已知条件,由于其 1800m 范围内没有相邻匝道,可以确定此驶入匝道惟一独立的四车道高速公路单车道驶入匝道,单独进行分析。

(2) 计算 1 车道的交通量,利用相应的计算公式:

$$\begin{aligned} V_1 &= 136 + 0.345V_f' - 0.115V_r \\ &= 136 + 0.345 \times 2000 - 0.115 \times 410 \\ &= 779 \text{ 辆/h} \end{aligned}$$

(3) 将所有以“veh/h”为单位的交通量转换为理想条件下以“pcu/h”为单位的当量交通量。由于目前高速公路交通流中特大型车的比例仅占 3% 左右,对整个交通流的流量的影响很小。这里可以将特大型车和大中型车合并成大型车一起综合考虑,此时 E_{HV} 区大中型车的折算系数 1.5。交通量具体转换见表 6-18:

交通量转换表

表 6-18

	交通量 (veh/h)	E_{HV}	大型百分率	f_{HV}	交通量 (pcu/h)
V_f'	2000	1.5	0.50	0.80	2500
V_r	410		0.40	0.74	554
V_1	779	1.5	0.82	0.71	1097

① V_f' 的 $f_{HV} = 1/[1 + P_{HV}(E_{HV} - 1)] = 1/[1 + 0.5 \times (1.5 - 1)] = 0.8$

② V_r 的 f_{HV} 通过查表 6-10 可以得到, f_{HV} 为 0.74。

③ 从图 6-17 可以查到,当四车道高速公路主线单向交通量为 2000veh/h 时,1 号车道中大型车占主线单向总大型车百分率为 0.64,1 号车道大型车交通量 = $2000 \times 0.50 \times 0.64 = 640\text{veh/h}$,1 号车道大型车百分率为 $640/779 = 0.82$ 。

④ V_1 的 $f_{HV} = 1/[1 + P_{HV}(E_{HV} - 1)] = 1/[1 + 0.82 \times (1.5 - 1)] = 0.71$

⑤ V_f' 的转换交通量 = $2000/0.8 = 2500\text{pcu/h}$

⑥ V_r 的转换交通量 = $410/0.74 = 554\text{pcu/h}$

⑦ V_l 的转换交通量 = $779/0.71 = 1097\text{pcu/h}$

(4) 计算检验点交通量: 汇合交通量 V_m , 主线单向最大交通量 V_f :

$$V_m = V_l + V_r = 1097 + 554 = 1651\text{pcu/h}$$

$$V_f = V_l' + V_r = 2500 + 554 = 3054\text{pcu/h}$$

(5) 确定服务水平

查表 6-17 对比, $V_l = 3054\text{pcu/h} < 3200\text{pcu/h}$, 属于二级服务水平, 但靠近三级服务水平。
 $V_m = 1651\text{pcu/h} < 1750\text{pcu/h}$, 属于三级服务水平, 但靠近四级服务水平。总体来说此独立的四车道高速公路单车道驶入匝道的合流点交通流运行状态处于三级服务水平, 但是相对而言, 汇合交通量所处的位置, 服务水平较差, 属于控制因素, 要设法加以改进。

[例 6-2] 已知如图 6-19 所示, 一个设计速度为 120km/h 的四车道高速公路上有一个驶出匝道, 在驶出匝道下游 300m 处有一个驶入匝道, 在驶出匝道上游 1000m 范围内无相邻的驶入匝道, 平原地形。驶出匝道上游高速公路单向总交通量 V_{fo}' 为 1600veh/h , 大型车占 50% ; 驶出匝道交通量 V_{ro} 为 100veh/h , 大型车占 40% ; 驶入匝道交通量 V_{ri} 为 200veh/h , 大型车占 60% 。问两匝道分、合流点交通流运行质量如何?

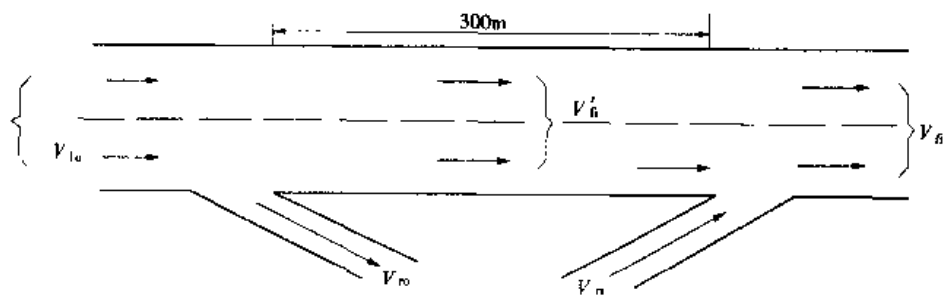


图 6-19 例 6-2 的几何构造和交通图

解: 驶出匝道上游 980m 范围内无相邻的驶出匝道, 驶入匝道上游 610m 范围内无相邻的驶入匝道, 因此这两个匝道分别按独立匝道进行分析。

(1) 驶出匝道分析

① 根据已知条件, 由于其上游 980m 范围内没有相邻驶入匝道, 可以确定此驶入匝道为一个独立的四车道高速公路单车道驶出匝道, 单独进行分析。

② 计算主线 1 车道交通量, 利用相应的计算公式:

$$\begin{aligned} V_{lo} &= 165 + 0.345 V_{fo}' + 0.520 V_{ro} \\ &= 165 + 0.345 \times 1600 + 0.520 \times 100 \\ &= 769\text{veh/h} \end{aligned}$$

③ 将所有以“veh/h”为单位的交通量转换为理想条件下以“pcu/h”为单位的当量交通量。交通量具体转换见表 6-19。

交通量转换表

表 6-19

	交通量 (veh/h)	E_{HV}	大型百分率	f_{HV}	交通量 (pcu/h)
V_{fo}'	1600	1.5	0.50	0.80	2000
V_{ro}	100		0.40	0.74	135
V_{lo}	769	1.5	0.70	0.74	1039

$$(a) V_{10}' \text{ 的 } f_{HV} = 1/[1 + P_{HV}(E_{HV} - 1)] = 1/[1 + 0.5 \times (1.5 - 1)] = 0.80$$

$$(b) V_m \text{ 的 } f_{HV} \text{ 通过查表 6-10 可以得到, } f_{HV} \text{ 为 } 0.74。$$

(c) 从图 6-17 可以查到, 当四车道高速公路主线单向交通量为 1600veh/h 时, 1 号车道中大型车占主线单向总大型车百分率为 0.67, 1 号车道大型车交通量 $JP_2 = 1600 \times 0.50 \times 0.67 = 536\text{veh/h}$, 1 号车道大型车百分率为 $536/769 = 0.70$ 。

$$(d) V_1 \text{ 的 } f_{HV} = 1/[1 + P_{HV}(E_{HV} - 1)] = 1/[1 + 0.70 \times (1.5 - 1)] = 0.74$$

$$(e) V_f' \text{ 的转换交通量} = 1600/0.8 = 2000\text{pcu/h}$$

$$(f) V_r \text{ 的转换交通量} = 100/0.74 = 134\text{pcu/h}$$

$$(g) V_1 \text{ 的转换交通量} = 769/0.74 = 1039\text{pcu/h}$$

④ 计算检验点交通量: 汇合交通量 V_m , 主线单向最大交通量 V_f

$$V_d = V_{10} = 1039\text{pcu/h}$$

$$V_{10} = V_{10}' = 2000\text{pcu/h}$$

⑤ 确定服务水平

查表 6-17 中对比, $V_{10} = 2000\text{pcu/h} < 2200\text{pcu/h}$, 属于一级服务水平。 $V_d = 1039\text{pcu/h} < 1050\text{pcu/h}$, 属于一级服务水平, 但靠近二级服务水平。总体来说此独立的四车道高速公路单车道驶入匝道的合流点交通流运行状态处于一级服务水平, 但是相对而言, 分离交通量所处的位置, 服务水平较低, 属于控制因素, 要设法加以改进。

(2) 驶入匝道分析

① 根据已知条件, 由于上游 610m 范围内没有相邻驶入匝道, 可以确定此驶入匝道为一个独立的四车道高速公路单车道驶入匝道, 单独进行分析。此时, 驶入匝道上游主线单向交通量 V_n' 为:

$$V_n' = V_{10}' - V_m = 1600 - 100 = 1500\text{veh/h}$$

$$\text{大型车百分率} = (1600 \times 0.5 - 100 \times 0.4)/1500 = 0.51$$

② 计算主线 1 号车道交通量, 利用相应的计算公式:

$$\begin{aligned} V_{11} &= 136 + 0.345 V_n' + 0.115 V_m \\ &= 136 + 0.345 \times 1500 + 0.115 \times 200 \\ &= 631\text{veh/h} \end{aligned}$$

③ 将所有以“veh/h”为单位的交通量转换为理想条件下以“pcu/h”为单位的当量交通量。交通量具体转换见表 6-20:

交通量转换表

表 6-20

	交通量(veh/h)	E_{HV}	大型百分率	f_{HV}	交通量(pcu/h)
V_n'	1500	1.5	0.51	0.80	2000
V_m	200		0.60	0.72	135
V_{11}	631	1.5	0.84	0.70	1039

$$(a) V_n' \text{ 的 } f_{HV} = 1/[1 + P_{HV}(E_{HV} - 1)] = 1/[1 + 0.51 \times (1.5 - 1)] = 0.80$$

$$(b) V_m \text{ 的 } f_{HV} \text{ 通过查表 6-10 可以得到, } f_{HV} \text{ 为 } 0.72。$$

(c) 从图 6-17 可以查到, 当四车道高速公路主线单向交通量为 1500veh/h 时, 1 号车道中大型车占主线单向总大型车百分率为 0.69, 1 号车道大型车交通量 $= 1500 \times 0.51 \times 0.69 =$

528veh/h, 1 号车道大型车百分率为 $528/631 = 0.84$ 。

(d) V_l 的 $f_{HV} = 1/[1 + P_{HV}(E_{HV} - 1)] = 1/[1 + 0.84 \times (1.5 - 1)] = 0.70$

(e) V_l' 的转换交通量 $= 1500/0.8 = 1875\text{pcu/h}$

(f) V_r 的转换交通量 $= 200/0.72 = 278\text{pcu/h}$

V_l 的转换交通量 $= 631/0.70 = 901\text{pcu/h}$

④计算检验点交通量: 汇合交通量 V_m , 主线单向最大交通量 V_l

$$V_m = V_{li} + V_{ri} = 901 + 278 = 1179(\text{pcu/h})$$

$$V_{li} = V_{li}' + V_n = 1875 + 278 = 2153(\text{pcu/h})$$

⑤确定服务水平: 查表 6-17 中对比, $V_{li} = 2153\text{pcu/h} < 2200\text{pcu/h}$, 属于一级服务水平, 但靠近二级服务水平。 $V_m = 1179\text{pcu/h} < 1450\text{pcu/h}$, 属于二级服务水平, 但靠近一级服务水平。总体来说, 此独立的四车道高速公路单车道驶入匝道的合流点交通流运行状态处于一级服务水平和二级服务水平交界处。

思考题

1. 简述匝道通行能力的分析内容及步骤。
2. 影响匝道通行能力的因素有哪些? 各表现在哪些方面?
3. 匝道上的自由流速受哪些因素的影响?
4. 匝道服务水平是如何定义的? 各服务水平分级的依据是什么? 服务水平的高低与交通量的大小有何关系?
5. 简述匝道与高速公路连接处的形式, 及各种类型匝道的 1 号车道的交通量计算公式及适用范围。

计算题

已知一条高速公路互通立交的匝道最小半径 $R = 150\text{m}$, 最大超高横坡 2%, 行车道宽 6m, 停车视距大于 135m, 纵坡为 1.9% 的下坡, 该高速公路位于平原区, 匝道类型属于单向单车道, 进入高速公路的匝道长 450m, 交通量为小车 250veh/h, 大中型车 100veh/h, 特大型车为 20veh/h, 试计算匝道自由流速度、通行能力与服务水平。

第七章 收费站通行能力分析

公路建设是耗资巨大的基础设施项目,只靠政府的投入是远远不够的,公路收费不仅是回收建设投资的手段,而且也有利于交通设施的日常经营及维修养护。随着越来越多的收费高速公路及其他一些收费公路的建设,收费站的规划设计对公路上交通运行的影响越来越得到了人们的重视。

目前世界上 10 万多公里的高速公路中大约有 25% 是用征收通行费偿还贷款的方法建成的,许多国家都取得了这方面的成功经验。我国在改革开放以前将近 30 年的时间里,公路建设方面的投资很少,国家主干线公路的基本建设主要依赖国家的投资,因此公路建设缓慢,公路等级偏低。改革开放以来,实行了集资、分级管理体制建设公路。在筹资方面,除贷款方式外,还引进了 BOT 模式、发行公路债券、股票等形式,公路收费必然成为公路建成后偿还资金的重要手段。我国实行贷款道路收费制度已有十几年的历史,这一制度的实施对我国公路尤其是高速公路建设的迅猛发展起到了极大的推动作用。建设收费道路必须建设相应的收费系统,收费系统最主要的组成部分是收费站。

收费站是指为收取对通行车辆规定的通行费用的设施,通常由收费广场、收费车道、收费岛、收费亭、地下通道、收费遮棚、收费监控楼和其他一些配套设施构成。收费站的大小和收费车道的多少对建设时期的土建投资以及运营时的收费人员的配置具有决定性的影响。由于我国目前常用的收费方式仍为停车收费,这样会对自由交通流产生很大的影响,造成相应的延误。如果交通需求大于收费广场的通行能力,收费广场将成为交通的“瓶颈”,从而导致等候车辆延误时间大大增加,等候车队不断向后延伸,降低收费广场的服务水平,减少收费道路经营者的收入,同时也将给环境造成极大的废气污染等问题。故收费广场的规划、设计与运营管理必须结合主线、匝道交通量进行整体考虑,尽量避免形成交通“瓶颈”,所以收费广场的通行能力为收费公路的规划、设计与运营管理提供了重要的基本数据。

我国关于收费站通行能力的研究尚处于起步阶段,在理论研究和实践经验方面尚落后于发达国家。我国收费站通行能力研究的主要目的是研究我国公路收费站交通的交通特点和交通特性,并将研究成果应用于公路收费站的规划、设计及运营管理中。

第一节 概 述

一、收费站的分类

收费站有很多种类,其分类基本上是按照设立的位置、收费制式和收费形式来划分。

1. 按设立的位置分类

依收费站所处的位置可分为主线收费站和匝道收费站。

(1) 主线收费站

主线收费站是指设在主线上的收费站。收费卡门设在高速公路主线上,一般位于高速公

路两端出入口,一级、二级公路每一收费路段的端口处或桥梁、隧道、高架路等设施的端口。由于主线上交通量较大,所以主线收费站一般有较多的收费车道。但是对于预期过高的交通量会造成收费广场太宽,而使道路占地不切合实际,造成征地困难问题。

(2) 匝道收费站

匝道收费站是指设置匝道上或联络线上的收费站。收费卡门设在互通式立交的进出匝道上。由于匝道上交通量一般较主线上少,所以相应的收费车道也较少。

2. 按收费公路的收费制式分类

收费制式是指收取道路通行费的位置。目前,世界各国的收费系统常采用的收费制式可分为全线均等收费制(简称均一式,亦称匝道栏栅式)、按路段均等收费制(简称开放式,亦称主线栏栅式)和按互通立交区段收费制(简称封闭式,亦称匝道封闭式)三种。也有些公路部门根据其道路情况采用两种或两种以上制式的混合型,如常采用的主线/匝道栏栅式(开放式与均一式混合)。

(1) 均一式

均一式是最简单的一种收费制式,收费站一般设置在高速公路的各个匝道出入口和主线两端出入口,用路者不论行驶里程多少,仅需经过一个收费站缴费。收费标准根据车型一个因素确定,与行驶里程无关,而且各个收费站都采取同一收费标准。这种收费制式可适用在公路里程比较短的高速公路上。如适合于城市高速公路和短途城市间的高速公路。

(2) 开放式

开放式收费系统的收费站建在高速公路主线上,一般每隔 30~50km 设置一个收费站,各个匝道出入口不再设收费站,这样车辆可以自由进出,不受控制,高速公路对外呈“开放”状态。每个收费站的收费标准和均一式一样,仅根据车型不同而变化,但各收费站的收费标准则因控制距离不等而有所区别,这方面和均一式不同。车辆通过收费站时需停车缴费,长途车辆因经过每个收费站而需多次缴费,体现了依行驶里程决定收费金额的原则。这种收费制式可适用在里程较短或互通立交稀少的高速公路以及收费桥梁、隧道和非封闭的道路。

(3) 封闭式

封闭式收费系统的收费站建在高速公路的所有出入口处,高速公路对外界呈“封闭”状态。目前封闭式收费系统也有采取“入口收费,出口验票”的办法。该方法可防止因某种原因在使用完收费公路后驾驶员闯卡不缴费的现象,也在一定程度上防止了收费人员贪污作弊问题的产生,适合于全人工的收费系统。这种收费制式可适用在道路里程较长、互通立交较多、以及车辆的行驶里程差距较大的封闭式道路。

(4) 混合式(主线/匝道栏栅式)

主线/匝道栏栅式收费系统是开放式和均一式的混合形式,在开放式收费公路的上(或下)匝道上增设收费站,通过每个收费站均收取固定的通行费。主线与匝道收费标准可能不同,且为了避免驾驶员在过短距离内在主线及匝道收费站连续缴费,距主线收费站上(下)游一定范围内的人(或出)口匝道,不再设收费站。这种收费制式可适用在距离长、互通立交间距大、长途行驶车辆较多的道路。

3. 按收费方式分类

收费方式是指收取过路费中的一系列操作过程,涉及到车型的分类、通行券、通行费的计算、付款方式和停车/不停车收费等因素。每种因素又有不同的形式,不同的形式组合成不同的收费方式,但它们之间存在着关联和制约作用。根据收费员对收费过程的参与程度,收费方

式可分为停车人工收费、停车半自动收费、停车自动收费和不停车自动收费。

(1) 停车人工收费

停车人工收费是指当车辆到达收费站停车后,收费过程全部由人工完成的方式,即人工判别车型,人工套用收费标准,人工收钱、找零、给票据。该方式需要用到较多的收费人员且收费程序单调繁琐,但所需设备简单、人工费便宜。而缺点是停车缴费时间长、差错率高、服务水平低,难以杜绝徇私舞弊、贪污等现象。

(2) 停车半自动收费

半自动收费方式是指收费过程由人工和机器共同完成,它通过使用计算机、电子收费设备、交通控制和显示设施代替人工收费方式操作的一部分工作。而停车半自动收费是当车辆到达收费站停下车后,车型可以自动检测,收费还是通过人工进行。这种方式的特点是使用了一些设备代替人工操作,降低了收费人员的劳动强度,将人工审计核算、人工财务统计报表转变为计算机数据管理,极大地减轻了收费人员的劳动强度,使收费公路的收费管理系统化和科学化。目前,我国收费站绝大部分采用此种收费方式。

(3) 停车自动收费

停车自动收费是指当车辆到达收费站时停下车后,收费过程由机器完成,即车型可以自动检测,收费通过磁卡记账缴费,审计核算等工作都通过计算机数据管理。但是该收费方式仍需要车辆在收费站前停下来办理收费手续,还是会造成一定的延误。

(4) 不停车自动收费

不停车自动收费(Electronic Toll Collection,简称 ETC)方式是全自动收费方式的一种,全自动收费方式是指收取通行费的全过程均由机器完成,操作人员不需直接介入,只需要对设备进行管理监督以及处理特别事件。其中,不停车自动收费是指利用电子、计算机与通信技术,使车辆不需停在收费站缴费,可以缓解因收费而造成的交通排队现象,是收费方式的发展方向。

二、车型分类及车辆折算系数

国内外所有的收费公路都毫无例外地对车辆加以分类,按类型收取不同的通行费,以保证通行费征收的相对合理性(车类间的公平性)。不同的国家、不同的地区、不同的道路,根据当地的车辆构成、交通量水平、收费目的、分类方法等实际情况,在类别划分上各有差别。因此,任何一条公路在收费前,对车型分类进行研究是必须的,同时,不同的车型分类方法对收费系统所需的软、硬件要求也不同。

车辆分类的主要目标就是要保证车类间收费的公平性,以体现出费用责任意义上的公平性和所得效益上的公平。费用责任意义上的公平概念要求道路使用者的通行费负担应该与道路使用者在使用收费道路的过程中所发生的费用成比例,发生的费用越大其承担的费用责任也应该越大。所得效益上的公平概念是指道路使用者的通行费应该与收费道路使用者所获得的效益成比例,即所获得的效益越大,其通行费负担也应该越大。

车型分类的标准主要是依据不同车辆行驶对收费道路路面的破坏程度、对道路建设投资的影响、对收费公路通行能力的影响程度以及车辆行驶收费道路所获得的效益情况。

车辆分类越细,则收费越趋合理,越有利于吸引交通量。但过细的分类不仅增加了对分类设备或收费人员的要求,种类繁多的收费费率对于先进付费方式来说,将带来车道处理能力的下降,进而降低了车道的通行能力。因此,现金付费的收费系统,车型类别一般取四类、五类或六类,这样可以在核定各收费站收费标准时留有取整的余地(5元或10元的整数倍),避免找

零带来的延误,同时也便于人工及机器进行分类以及对车型分类数据的分析。

目前我国绝大多数收费系统是以货车额定载重量和客车座位数来进行车辆分类的,如表 7-1 所示。

目前我国典型收费车辆分类表

表 7-1

车辆类型	车 辆 名 称	车辆判别参数	
		额定载重量 $m(t)$	座位数 N
1	小型货车	$m \leq 2.5$	
	小型客车(含摩托车)		$N \leq 19$
2	中型货车	$2.5 < m \leq 7$	
	中型客车		$20 \leq N \leq 39$
3	大型货车	$7 < m \leq 14$	
	大型客车		$N \geq 40$
4	大型货车	$14 < m \leq 39$	
5	特大型货车	$m \geq 40$	

这种分类方法对于人工判别较为简单,适用于人工收费系统以及无车辆自动分类装置的半自动收费系统。但由于座位数、额定载重量和车辆几何尺寸并不存在严格的对应关系,又因我国各种改装车辆多,车型多达千种,这就使得根据外形准确判断车辆额定载重量和座位数成为一个难题,由额定载重量和座位数引起的收费标准的争议,在实际运营中经常发生。另外,按额定载重量和客车座位数分类也含有不合理的成分,空车和满载车对路面破坏程度显然不一样,座位数并不能准确反映车辆的大小及对路面的破坏程度,例如:某些大型豪华客车车座少,但车身重,功率大且车身高,而某些客车本属于中型客车,但为了多载乘客,内部的座位设定较多,这样都会导致收费失当。

而在收费站通行能力研究的车型分类中,为了简化分析计算的工作量,同时,又为了体现不同车型的车辆经过收费站的行为特性的差异,所采用的分类原则是各车型的外形尺寸、动力性能、轴数等。具体的分类如下:

(1)小型车:包括两轮摩托车、微型面包车及其改装车、吉普车、客货两用车、小轿车、轻型货车(载重量 $< 3.5t$)、面包车等;

(2)大中型车:载货汽车($3.5t \leq$ 载重量 $< 8.0t$)、大客车、半拖挂、全拖挂等;

(3)特大型车:大平板车、集装箱运输车、重型载货汽车(载重量 $\geq 8.0t$)等。

考虑到拖挂车数量不多,而且不是目前我国汽车产业重点发展的车型,所以在研究时将拖挂车归入大型车中。

按照以上车型划分,公路收费站的车辆折算系数如下表 7-2 所示:

收费站车辆换算系数

表 7-2

收费形式	交费找零流量	出口验票流量	入口领卡流量
小时流量	0-70-140	0-280-340	0-1100-1150
小型车	1-1-1	1-1-1	1-1-1
大中型车	1.15-1.10-1.05	1.18-1.13-1.05	1.22-1.17-1.05
特大型车	1.45-1.30-1.10	1.50-1.33-1.10	1.55-1.38-1.10

注:当采用某种收费方式通过收费车道小时流量较小时,采用表中第一列数值,通过收费车道小时流量适中时,采用表中第二列数值,通过收费车道小时流量较大时,采用表中第三列数值。

三、收费站车辆排队理论

数学化描述交通流的具体特征是公路收费站通行能力研究的基础和前提,交通流特征的数字化描述的准确程度在很大程度上影响着收费站通行能力研究成果的有效性和适用性。最早应用于交通流理论的数学方法是概率论,其后又相继出现了跟驶理论、交通波理论(流体动力学模拟)和车辆排队理论。在收费站通行能力研究中,主要采用排队理论。随机到达收费站(广场)的车辆,排队后通过收费站的过程,就是数理统计中的排队理论问题。排队理论也称随机服务系统理论,是研究排队现象的一门科学。相继到达并按一定规则排队等候服务的车辆,正在收费车道接受服务的车辆和收费设施一起组成一个“车辆收费排队系统”。

以下将较为详细地介绍收费站车辆排队理论,它是进行收费站通行能力计算、服务水平分析的理论基础。

1. 基本概念

(1) 排队与排队系统

排队:指因顾客数量超过服务机构的容量,致使顾客得不到及时服务而等候的现象。这里顾客是指要求服务的人或者物,这里将要求通过收费站的车辆称为顾客。通常人们将等候服务的顾客,不包括正在接受服务的顾客称为排队。

排队系统:是等候服务的顾客、正在接受服务的顾客和服务机构的总称。

(2) 排队系统的三个组成部分

① 输入过程

指各种类型接受服务的顾客(车辆或行人等)到达过程的规律。一般考虑以下两个方面来描述输入过程:

顾客的总体(顾客源)是有限还是无限的。如经过收费站的车辆的总体可以是无限的。

顾客相继到达的时间间隔是随机的还是确定型的。如在收费站,车辆到达收费站的时刻是随机的。

在交通工程中常见的输入规律如下:

a. 泊松输入

泊松输入的密度函数为:

$$P_n(t) = \frac{(\lambda t)^n}{n!} \cdot e^{-\lambda t} \quad (7-1)$$

式中: $P_n(t)$ ——实际时间段 t 内有 n 辆车到达收费广场的概率;

λ ——车辆到达收费广场的平均到达率,也就是单位时间顾客到达的平均数。

顾客随机到达的时距规律服从泊松分布。这种输入容易处理,应用也最为广泛,记为 M 。

目前大部分研究都认为公路收费站车辆到达分布服从泊松分布(Poisson),即车辆到达过程为泊松过程。

泊松过程的定义为:

设随机过程 $\{X(t), t \in [0, \infty]\}$ 的无限状态空间是 $E = \{0, 1, 2, \dots\}$ 。若满足以下几个条件:

$X(t)$ 是平衡独立增量过程;

对任意时刻 a , 以及任意时间段 $t \geq 0$, 每一增量 $X(a+t) - X(a)$ 非负, 且服从参数为 λt 的泊松分布, 即有:

$$p\{X(a+t) - X(a) = k\} = \frac{(\lambda t)^k}{k!} e^{-\lambda t} (k = 0, 1, 2, \dots) \quad (7-2)$$

其中 $\lambda > 0$, 则称 $X(t)$ 是具有参数 λ 的泊松(Poisson)过程。

依据定义可知, 满足以下四个条件的输入为泊松输入:

条件 1: 平稳性 又称作输入是平稳的, 指相继到达的车辆时间间隔 τ 的分布以及其中所含的参数(如期望值、方差等)都与时间无关。输入的平稳性作如下描述:

设在区间 $[a, a+t]$ 内有 k 辆车到达的概率为 $V_{k(t)}$, 若 $V_{k(t)}$ 与时间起点 a 无关, 只与时间长度 t 、到达的车辆数 k 有关, 则称这种输入过程是平稳的。

条件 2: 无后效性 指在任意几个不相重叠的时间区间内, 各自到达的车辆数是相互独立的。前一个时段是否有车辆到达, 或到达多少辆都对下一个时段的车辆到达没有任何影响。

条件 3: 有限性 指在任意有限的时间区间内到达有限辆车的概率为 1。用数学语言描述就是:

$$\sum_{k=0}^{\infty} V_k(t) = 1 \quad (7-3)$$

条件 4: 单个性 又称普通性或普遍性, 指在 $[a, a+t]$ 中到达超过 1 辆车的概率 $\psi(t)$ 是关于区间长度 t 的高阶无穷小, 即:

$$\lim_{t \rightarrow 0} \frac{\psi(t)}{t} = 0 \quad (7-4)$$

对于以上四个条件, 不可能同时满足。可以说, 车辆到达在一天内并不是泊松过程, 但是在某个时段(如高峰小时)却与泊松过程有着相当程度的近似。这已满足我们研究的需要, 因为我们研究的是一个时段中车辆延误与通行能力。通过现场与微观分析, 可以发现车辆到达在收费站(某时段)符合以下条件:

- (a) 车辆到达是随机的;
- (b) 在任意小的时间段中车辆到达率与时间的长度成正比;
- (c) 任意小的时间段中车辆到达的概率, 不受以前到达的历史影响。

泊松分布一般适用于车流密度不大, 车流间相互影响微小, 其他外界干扰因素基本上不存在的情况。我国目前已建成的高速公路及大部分国省道由于交通量还没有达到饱和, 基本上都可以采用泊松分布来描述车辆到达。

b. 定长输入

顾客到达的时间间隔都是一定的, 为同一常数。如流水线上装配件, 定期运行的班车等, 记为 D 。

c. 爱尔朗输入

爱尔朗输入通常记为 ER 。以上讨论的泊松分布, 就其服务形式来讲是单服务台或并列多服务台的情况, 对串联排列的 k 个服务台, 每台服务时间互相独立, 服从相同的负指数分布(参数 ku), 那么一个顾客走完这 k 个服务台总共所需时间应服从爱尔朗分布。

设 $T_1, T_2, \dots, T_k$ 是 k 个相互独立的随机变量, 服从相同参数 ku 的负指数分布。那么一个顾客走完这 k 个服务台总共所需要的服务时间为:

$$T = T_1 + T_2 + \dots + T_k \quad (7-5)$$

其密度函数为:

$$f_T(t) = \frac{uk(ukt)^{k-1}}{(k-1)!} e^{-uk} \quad t > 0 \quad (7-6)$$

式中: $f_T(t)$ —— k 阶爱尔朗分布密度函数;

uk —— k 阶爱尔朗模型中 k 个串联服务台的分布密度参数;

k —— k 阶爱尔朗模型中的串联服务台数。

爱尔朗分布族提供更为广泛的模型类,比指数分布有更大的适应性。事实上当 $k=1$ 时,爱尔朗分布就化为负指数分布,这可以看成是完全随机的;当 k 增大时,爱尔朗分布的图形逐渐变为对称的;当 $k \geq 30$ 时爱尔朗分布近似于正态分布; $k \rightarrow \infty$ 时,爱尔朗分布化为确定型分布。所以说一般 k 阶爱尔朗分布可以看成是完全随机与完全确定的中间型,能对现实情况做出更好的描述。

(2) 排队规则

到达的顾客按什么规律接受服务,在交通工程中常见的有以下几种排队规律:

a. 等待制

顾客等待时,如所有服务台均被占用,顾客便排队等候服务,称为等待制。例如:汽车在通过信号灯时,若遇到红灯,汽车就在停车线后排队等候。

b. 损失制

顾客等待时,如所有服务台均被占用,顾客就随即离去,这样便失去许多顾客,故称为损失制。如打电话时遇到占线时,用户便搁置而去。

c. 混合制

这种机制介于损失制与等待制之间。包括两种情况:

(a) 排队长度有限制的服务系统。即当顾客到达时,若服务台都被占着,则顾客排队等候服务,但如果排队位置已满,顾客就离去。例如:汽车去停车场停放车辆,当停车场无空位时就离去。

(b) 当顾客到达时,如果服务台都被占着,则顾客排队等候服务,当顾客等了一段时间以后,仍未能得到服务,顾客就离开。例如:药品、电子元件等的过期失效均属于这一类系统。

对等待制和混合制排队规则又可以分为以下几种类型:

a. 先到先服务(FCFS):按顾客到达的先后次序给予服务。如先到交叉口的车辆先通过交叉口,这是最常见的情况。

b. 后到先服务(LCFS):后到达的顾客先得到服务。例如:乘用电梯的顾客常是后进电梯的先出去;仓库中堆放的货物,使用时总是先用堆在最上面的(即后堆上去的);情报系统中最后到达的情报往往是最有价值的,应优先采用等。

c. 优先服务(PR):即按事情的轻重缓急给予服务。例如:加急电报要先于普通电报拍发;重病号应先于轻病号得到服务;在铁路与公路的交叉口,火车拥有通过交叉口的优先权;在道路系统中的让路交叉口,主干路上的车辆具有通过交叉口的优先权等。

d. 随机服务(RSS):当一个顾客被服务完毕以后,服务台从排队的顾客中任意选一个给予服务。如人工电话总机接通电话就是如此。

③ 服务方式

指同一时刻的服务设施数量和为顾客提供服务的时间长度。服务设施可以是一个和多个,多个服务设施的排列可以是平行的,也可以是混合的。

收费站服务设施一般为多个,每次是单个服务。

通常服务时间服从一定的概率分布,常见的有:

a. 负指数分布

对各顾客的服务时间是相互独立的,且都服从负指数分布,记为 M 。如收费亭对车辆服务时间是随机的,一般服从负指数分布,其数学表达式为:

$$f(t) = \mu e^{-\mu t} \quad (7-7)$$

式中: $f(t)$ ——车辆服务时间的概率密度函数;

μ ——收费平均服务率,即单位时间内顾客接受服务完毕离去的平均数。

b. 定长分布

对顾客的服务时间都是相等的同一常数值,记为 D 。

c. 服务时间的一般分布

对顾客的服务时间是任意分布,记为 G 。

(3) 排队系统的实际表达模式

当一个实际交通问题作为排队问题求解时,先要确定它属于哪种类型,这就需要明确排队系统模型的表达方法,通常采用肯道尔符号来表示排队模型,其表达式为:

到达过程/服务过程/服务台数/系统容量/顾客源容量/排队规则

如 $M/M/1/K/\infty/FCFS$ 表示到达时间间隔为负指数分布,服务时间为负指数分布,服务台数为 1,系统容量为 k ,顾客总体为无限,排队规则为先到先服务的服务系统。

因为一般考虑的都是系统容量、顾客源都为无限及先到先服务的排队系统,上述形式中的后两项或后三项可以省略,只要写 $X/Y/Z/\infty$ 或 $X/Y/Z$ 就可以了。也就是说,除非另有说明,一般都取简化形式 $X/Y/Z$ 表示系统容量和顾客源都为无限,并采用先到先服务规则的排队系统。其中 X 为到达时间间隔的分布; Y 为服务时间的分布; Z 为服务台数。例如: $M/G/C$ 就表示到达时间间隔为负指数分布,服务时间为一般分布,服务台数为 C 台,系统容量、顾客源都为无限,先到先服务的排队系统。

2. 排队系统的主要运行指标及其相互关系

为了对服务系统做出恰当的评价,必须建立衡量服务系统的一系列运行指标。由于一般车辆到达时间间隔和收费站服务时间都是随机变量,因而必须对收费系统的运行状态进行各种概率的描述。收费系统通常依据的指标主要有排队长度、队长、排队时间与停留时间。

排队长度:系统中排队车辆个数期望值,单位(辆),以 L_q 表示。

队长:收费系统中车辆个数期望值,单位(辆),以 L 表示。

$$L = L_q + \text{正在被服务的车辆数}$$

排队时间:车辆在排队系统中排队时间期望值,单位(s),以 W_q 表示。

停留时间:车辆在收费系统中的平均停留时间,单位(s),以 W 表示。

$$W = W_q + \text{服务时间}$$

上述指标实际上反映了收费站系统工作状态的几个侧面,它们之间相互联系,是可以相互转换的,令 λ 表示单位时间内平均到达的车辆数, μ 表示单位时间内服务完毕离去的平均车辆数。那么 $1/\lambda$ 则表示相邻两辆车辆到达的平均时间间隔, $1/\mu$ 表示对每个车辆的平均服务时间。由此可以得到以下关系:

$$L = \lambda W \quad (7-8)$$

$$L_q = \lambda W_q \quad (7-9)$$

$$W = W_q + \frac{1}{\mu} \quad (7-10)$$

$$L = L_q + \frac{\lambda}{\mu} \quad (7-11)$$

我们称上述公式为李特勒(Little)公式,对所有排队系统均适用。

3. M/G/C 排队系统分析

为了适应更一般的情况(如未知收费站车辆服务时间分布),在公路收费站通行能力依据中,排队模型采用 M/G/C 模型,由于车辆进入排队系统后,车辆不能转换车道,故又可将 M/G/C 模型简化为 M/G/1 模型来考虑。

如果服务率 μ 不变,到达率为 λ ,有 C 个相同而并列的收费车道,每个收费车道的到达率就是 λ/C 。那么第 j 个收费车道平均占用车辆数为:

$$\rho_j = \frac{\lambda}{c\mu} \quad j = 1, 2, 3, \dots, c \quad (7-12)$$

整个服务系统的平均占用收费车道的车辆数则为:

$$\rho = \sum_{j=1}^c \rho_j = \frac{\lambda}{\mu} \quad (7-13)$$

M/G/1 模型的特征量为:

平均队长:

$$L = \rho + \frac{\rho^2 + \lambda^2 D[V]}{2(1-\rho)} = \lambda E[V] + \frac{\lambda^2 \{ (E[V])^2 + D[V] \}}{2(1-\lambda E[V])} = \lambda E[V] + L_q \quad (7-14)$$

平均停留时间:

$$W = E[V] + \frac{\lambda^2 \{ (E[V])^2 + D[V] \}}{2(1-\lambda E[V])} = E[V] + W_q \quad (7-15)$$

平均排队长:

$$L_q = \frac{\lambda^2 \{ (E[V])^2 + D[V] \}}{2(1-\lambda E[V])} \quad (7-16)$$

平均排队等候时间:

$$W_q = \frac{\lambda \{ (E[V])^2 + D[V] \}}{2(1-\lambda E[V])} = \lambda L_q \quad (7-17)$$

式中: ρ ——收费车道利用率;

λ ——车辆平均到达率(veh/s);

V ——服务时间(s);

$E[V]$ ——服务时间的数学期望值(s);

$D[V]$ ——服务时间的方差(s^2)。

由以上公式可以看出,只要知道 λ 、 $E[V]$ 和 $D[V]$,不论服务时间 V 呈何种分布都可以求出 M/G/1 系统的运行指标。

另外,系统中车辆数的平均值 L 不仅与车辆到达率 λ 和服务时间的期望值 $E[V]$ 有关,而且与服务时间的方差 $D[V]$ 有关,方差 $D[V]$ 越大, L 就越大。因此,要想改进系统的运行指标,除考虑服务时间的期望值 $E[V]$ 之外,还应该考虑改变方差 $D[V]$ 。表 7-3 是各种收费站

的调查平均服务时间及方差。

调查平均服务时间及方差

表 7-3

收费方式	平均服务时间(s)	方差(σ^2)
交费找零(小型车)	22	45
出口验票(小型车)	10	15
入口领卡	3	6

在实际应用 $M/G/1$ 模型时,如果有足够的车辆调查资料,则可以采用当地 $E[V]$ 和 $D[V]$,否则采用上述表值。

四、服务水平分级

1. 服务水平指标

收费站的服务水平是描述驾驶员与乘客对收费站内部交通流的运行条件感受的一种质量标准,也是公路使用者根据交通流状况,在速度、舒适、方便、经济和安全等方面所得到的服务程度。一般评价收费站服务水平等级的标准有收费时间、排队长度、车辆在收费站的延误时间。

收费时间与收费制式、收费设备以及收费人员的素质有关。对于特定的收费制式下的收费站其收费时间几乎是一个固定的值,对于收费站内交通流运行的影响是不变的,收费时间的长短可以用于不同类型收费服务质量的对比,对于特定收费站的交通条件质量的评价,收费时间则不是一个合适的参数。

收费站的平均排队长度是描述收费站内各种收费车道等待接受服务的平均车辆数。排队车辆的多少直接影响驾驶员和乘客对交通条件的感受,排队车辆多,驾驶员和乘客认为将要等待的时间长;排队车辆少,驾驶员和乘客认为将要等待的时间短。在收费站,排队车辆数是比较容易获得的数据,并且排队车辆数指标可操作性也比较强。

车辆在收费站的延误时间描述了由于收费站的存在,造成车辆在经过时产生延误,延误时间的长短直接反映车辆在经过收费站时其交通条件的好坏。从这方面来说,延误时间能够较好地评价收费站内交通条件和服务质量。对于不同类型的收费站,当延误相同的条件下,如果服务时间短,则单位时间内排队车辆数较多;如果服务时间长,则单位时间内排队车辆数相对较少。而驾驶员和乘客对交通条件的感受直接来源于排队的长度,这样造成在相同的延误下不同类型收费站的服务水平不一致。

从以上分析中可以看出,评价服务水平应考虑相当多的因素,其等级差别并不太好区分,因此,大部分评价方法都使用其中的最主要项目作为服务水平的确定指标。在公路收费站通行能力研究中,服务水平采用车辆通过收费站的延误和服务通行能力来衡量。

2. 分级标准

服务水平等级的划分具有重要的作用:首先,服务水平分析可以使设计者用公认的标准评价设计替代物;其次,服务水平分析可对各种设施运营效果的比较提供科学的基础;再次,服务水平分析可用来评价各种改进措施的运行效果,并做出合理的决策;最后,服务水平分析可向一般公众提供一个易于理解的并且是科学和整体的性能指标。

我国的服务水平一般划分四个等级,下面分别对各等级的运行特征进行描述:

一级服务水平:收费站内几乎没有形成排队,大部分车辆不用经过排队就可以直接进入收

费车道接受服务,一部分车辆只需要等待一个收费周期就可以接受服务,个别车辆需等待较长时间,驾驶员和乘客几乎没有感觉等待多长时间就通过收费站,感觉较为舒适和方便。

二级服务水平:收费站内已经形成排队,但是排队长度较短,大部分车辆需要等待 2~3 个收费周期才能通过收费站,个别车辆可能不用经过等待直接接受服务通过收费站,一部分车辆可能会等待较长的时间才能通过收费站,驾驶员和乘客能感觉到等待,但是时间较短,驾驶员和乘客可以理解并接受。

三级服务水平:收费站内排队长度较长,排队车辆较多,几乎所有车辆需要等待较长的时间才能通过收费站,个别车辆可能会等待更长时间才能通过收费站,驾驶员和乘客感觉到明显等待,且时间较长,部分驾驶员和乘客开始抱怨。

四级服务水平:收费站内形成很长的排队,所有的车辆必须等待较长的时间才能够通过收费站,有时会发生排队长度持续增长的情况,驾驶员和乘客感觉到明显不便,大部分驾驶员和乘客不能忍受这种长时间的等待。

下面将各不同等级的服务水平所对应的延误与通行能力列于表 7-4 和表 7-5:

收费站服务水平与延误 表 7-4

收费方式 \ 延误 (s)	服 务 水 平			
	一级	二级	三级	四级
交费找零	$D < 35$	$35 \leq D < 70$	$70 \leq D < 150$	$D \geq 150$
出口验票	$D < 35$	$35 \leq D < 70$	$70 \leq D < 150$	$D \geq 150$
入口领卡	$D < 35$	$35 \leq D < 70$	$70 \leq D < 150$	$D \geq 150$

收费站服务水平与通行能力 表 7-5

收费方式 \ 通行能力 (pcu/h)	服 务 水 平			
	一级	二级	三级	四级
交费找零	$C < 60$	$60 \leq C < 130$	$130 \leq C < 148$	$C \geq 148$
出口验票	$C < 290$	$290 \leq C < 325$	$325 \leq C < 345$	$C \geq 345$
入口领卡	$C < 1100$	$1100 \leq C < 1150$	$1150 \leq C < 1180$	$C \geq 1180$

第二节 实际运行状况通行能力分析

收费广场的通行能力是指在良好的天气条件,现行通常的道路条件、交通条件和收费手段下,车辆排队形成而且收费员始终处于繁忙状况时,单位时间内收费车道所能处理的最大车辆数。一般以 pcu/h 为单位。

一、分析方法

由于我国目前大多数收费站为停车人工收费,所以该方法适用于我国公路上的停车人工收费和停车半自动收费中的入口领卡、交费找零以及出口验票三种收费方式的服务水平评定。

1. 实际运行状况通行能力的分析的目的

实际运行状况通行能力的分析是对现有的收费站运行情况的评价,它可以确定服

务水平的等级、通行能力等指标,通过实际运行状况通行能力的分析可以找到收费站现存问题,并可针对问题提出有效的改进方法或措施。

2. 收费站的交通特性分析

车流在高速公路收费站的运行有独特之处,收费站的交通流特性分析是收费站延误分析和通行能力分析的基础。在通常情况下,车辆进入和离开收费站的过程可以描述为:车辆从主线路段或匝道接近收费站,进入收费广场时车辆减速,寻找排队长度较短的或没有排队的收费车道来交款和领票。如果所选择的收费车道上有排队等候的车辆,那么就在队尾排队等候服务,接受完服务后,加速离开收费广场进入主线或匝道。如果所选择的收费车道没有排队等候的车辆,那么就直接进入收费车道接受服务,然后加速离开收费广场进入主线或匝道。无论是单车还是车队通过收费站都要经历这样一个过程。根据以上描述,相继到达并按一定的排队规则等候服务的车辆,与正在收费车道接受服务的车辆和收费设施一起组成了一个“车辆收费排队系统”。一般情况下,减速进入收费广场和加速离开收费广场仅与车辆的加减速性能有关,与收费站提供的服务关系不大。而排队等候过程和接受服务过程与收费站提供的服务密切相关。研究排队等候和接受服务过程是进行延误分析和通行能力分析的基础。

(1) 车辆到达特性

在进行排队分析的工作中,车辆到达特性是其中一项非常重要的参数。在没有交通事故发生的情况下,主线上的车辆都会按正常情况到达主线收费广场,于是主线收费广场的车辆到达特性与上游路段的车辆到达特性是一致的,因此,可以通过研究收费广场上路段的车头时距特性来描述收费站的车辆到达特性。

(2) 收费时间统计特性

不同的收费方式、不同的收费设施、不同的收费员、不同的车辆其收费时间都是不同的,所有这些不同都可以归结为收费时间的不同,即车辆的服务时间与车辆的离开时间之和。

① 服务时间

目前,我国的公路收费以人工收费为主,所以这里只讨论人工收费找零的服务时间分布。描述车辆服务时间的概率分布有负指数分布、移位负指数分布、爱尔朗分布、伽马分布、正态分布等多种形式。根据调查,一般情况下车辆领卡或领验票的服务时间服从正态分布,而交费找零服务中包括两种服务动作:其一是无找零的收费动作,这种服务基本符合正态分布;其二是找零服务,服务时间不满足正态分布,因此收费站的服务时间是比较复杂的。

② 离开时间

车辆离开时间为车辆驶离收费站,后面的车到达并停驶为止。这样定义的主要原因是保证时间定义的连续性,简化分析工作。根据定义,不同车型的离开时间差异是明显的。

3. 车辆延误分析

车辆通过收费站的延误时间是进行收费站服务水平研究的重要依据之一。当车辆通过收费站时,其延误主要包括以下几个部分:

(1) 车辆进入收费站的减速时间:

$$t_1 = \frac{v_0}{3.6a_1} \quad (7-18)$$

(2) 车辆在收费站的平均停留时间:

$$W = E[V] + \frac{\lambda \{ (E[V])^2 + D[V] \}}{2(1 - \lambda E[V])} \quad (7-19)$$

(3) 车辆驶离收费站的加速时间:

$$t_2 = \frac{v_0}{3.6a_2} \quad (7-20)$$

式中: v_0 ——正常车流车速(km/h);

a_1 ——车辆的减速度(m/s^2);

a_2 ——车辆的加速度(m/s^2);

λ ——车辆的平均到达率(veh/s);

$E[V]$ ——服务时间的数学期望值(s);

$D[V]$ ——服务时间的方差(s^2);

收费影响路段的长度包括:

① 车辆减速通过的长度:

$$l_1 = \frac{1}{2} a_1 t_1^2 \quad (7-21)$$

② 系统中车辆队长:

$$l_2 = m \left[\lambda E[V] + \frac{\lambda^2 \{ (E[V])^2 + D[V] \}}{2(1 - \lambda E[V])} \right] \quad (7-22)$$

③ 车辆加速通过的长度:

$$l_3 = \frac{1}{2} a_2 t_2^2 \quad (7-23)$$

式中: m ——车队长度换算系数(m/veh)。

其余符号意义同前式。

公式中 m 的确定与收费站的车种组成比例有关,可以根据实测数据确定。其确定方法如下:

假设根据观测,某收费站的车种比例为特大型车占 k_1 ,大中型车占 k_2 ,小型车占 k_3 (这里只是按长度将车辆分为三种,亦可细分),特大型车的平均长度为 $b_1(m/veh)$,大中型车的平均长度为 $b_2(m/veh)$,小型车的平均长度为 $b_3(m/veh)$,则:

$$m = b_1 k_1 + b_2 k_2 + b_3 k_3 \quad (7-24)$$

此时,车辆的延误为:

$$\begin{aligned} d &= W + t_1 + t_2 - \frac{3.6(l_1 + l_2 + l_3)}{v_0} \\ &= \left(\frac{1}{\lambda} - \frac{3.6m}{v_0} \right) \left[\lambda E[V] + \frac{\lambda^2 \{ (E[V])^2 + D[V] \}}{2(1 - \lambda E[V])} \right] + \frac{v_0}{7.2} \left(\frac{1}{a_1} + \frac{1}{a_2} \right) \end{aligned} \quad (7-25)$$

根据实测值,可以利用以上公式计算延误 d ,然后通过延误确定收费站的服务水平等级。

二、分析步骤

分析步骤包含两部分内容:一部分是基础数据、条件的调查;另一部分是通过计算确定延误与服务水平。

1. 确定收费站条件

(1) 确定收费类型:一般我国主要为交费找零、出口验票、入口领卡三种收费类型。

(2) 收费车道数目。

2. 确定交通条件

(1)确定经过收费站的小时交通量。

(2)确定交通组成,即小型车、大中型车、特大型车各自所占的比例,各车型的平均车长等。

3. 确定服务水平等级及延误

将混合交通流按表 7-2 换算成标准车,再除以收费车道数目,得到一条收费车道的标准车交通量。根据该交通量确定平均到达率 λ ,将数据代入公式(7-25)中计算延误 d ,然后通过查表 7-4 确定服务水平等级。

第三节 规划和设计阶段通行能力分析

规划阶段和实际运行阶段在资料的获取及能够输入分析过程的资料数量和详细程度都与实际运行阶段有所不同。下面就基于延误分析的收费站通行能力分析方法讨论如下。具体理论分析过程见上节实际运行阶段通行能力分析,为避免重复在这里就不再单独论述。

一、分析方法

1. 分析目的

设定收费站收取通行费是回收高速公路投资的重要措施,但是必须在保证高速公路运输效率的前提下进行此项工作才有意义。在车辆运行较多的情况下,收费广场有可能成为一个“瓶颈”而影响公路上车辆的运行。因此,合理地设置收费广场收费车道数量是收费站设计的重要内容。

2. 数据要求

(1)交通量

在设计收费广场收费车道数时,流入收费站的交通量应采用与主线或匝道设计时同样的设计小时交通量。设计小时交通量($DDHV$)是采用一年中的第 30 位小时交通量,这样既可以避免堵塞,又较为经济。 $DDHV$ 可以由其对应的目标年的年平均日交通量求得。

$$DDHV = AADT \times HTF \times D \quad (7-26)$$

式中: HTF ——第 30 位小时交通量与 $AADT$ 的比;

D ——方向不均匀系数。

(2)服务时间

服务时间随收费方式和收费车辆类型面有所不同。在确定服务时间时,可以根据所采用的收费手段进行实地调查确定。一般认为服务时间指从接受服务的车辆停车后接受服务开始到车辆开动的一段时间。

(3)离去时间

通常指车辆驶离收费口,至后车到达并停驶为止的一段时间。

3. 设计规划阶段分析准则

设计规划阶段收费站的收费车道数量决定于通过的交通量、收费方式和服务标准。收费广场的通行能力应与相接高速公路的设计交通量相当。根据不同收费方式的车道通行能力可以估算收费车道数。

由于车辆到达以及服务时规律是随机的,因而,通常在确定收费车道数时,根据交通条件、收费类型与设计服务水平三要素,由前述排队理论可知在各种类型下的单通道的通行能力:

$$C = \frac{3600}{T_j + T_{Gj}} \quad (7-27)$$

式中: T_j ——对收费类型 j 标准车的服务时间;

T_{Gj} ——对收费类型 j 标准车的离去时间。

由运行分析调查资料汇总得表 7-5。

但应注意到如果有足够的当地资料则应以当地分析结果为准,否则,采用表 7-5 值。

则所需车道数由下式确定:

$$K = \frac{Q}{C} \quad (7-28)$$

式中: Q ——输入的时间小时交通量 (pcu/h);

C ——一条收费车道的通行能力。

二、分析步骤

1. 确定收费站条件:收费站条件是指所设计规划的收费站的类型。确定设计规划收费站的类型:

(1) 交费找零

(2) 出口验票

(3) 入口领卡

2. 确定交通条件:交通条件按相应道路的设计小时交通量 Q (pcu/h) 确定,一般不单独预测。

3. 确定设计服务水平:按收费站设计要求确定所需的设计服务水平,通常是由设计人员来确定。

4. 收费车道数计算

根据设计服务水平,查表 7-5,得到给定服务水平下的通行能力值 C 。用公式 $K = Q/C$ 确定满足该服务水平的收费车道数目。

第四节 计算示例

[例 7-1] 某高速公路收费广场,收费类型为交费找零,收费车道数为 3。调查得小时交通量为 200pcu/h,其中小型车有 130pcu/h,平均车长为 4m;大中型车有 50pcu/h,平均车长为 9m;特大型车有 20pcu/h,平均车长为 12m。已知:车辆减速进入收费站的减速度平均为 3m/s^2 ,车辆加速离开收费站的加速度平均为 2.5m/s^2 ,正常行驶时车速为 120km/h 。假设平均服务时间为 22s,服务时间的方差为 45s^2 。试评估该收费广场的服务水平等级。

解:(1) 将混合交通量换算成标准车交通量:

$$Q = 130 \times 1.0 + 50 \times 1.05 + 20 \times 1.10 = 205\text{pcu/h}$$

其中折算系数可以查表 7-2 得到。

(2) 确定每条收费车道的车流量,并计算平均到达率 λ :

$$\text{每条收费车道车流量} = 205/3 \approx 68\text{pcu/h}$$

$$\lambda = 68/3600 \approx 0.0189\text{pcu/s}$$

(3) 确定车辆的平均长度 m :

$$m = 4 \times \frac{130}{200} + 9 \times \frac{50}{200} + 12 \times \frac{20}{200} \approx 6m$$

(4)根据公式(7-25),将数据代入,计算延误 d 解得:

$$d \approx 34s$$

(5)查表 7-4,通过延误可以确定该收费广场的服务水平等级为一级服务水平。

思 考 题

1. 为什么在收费站的通行能力研究中要进行车型分类? 影响车型分类标准确定的因素有那些?

2. 排队论的基本原理是什么? 主要参数有那些,以及各参数之间的相互关系是什么?

计 算 题

某高速公路收费站,往南开发收费车道数有小型车 3 车道、其他类型车 1 车道、大客车与其他车共用 1 车道。此方向高峰小时交通量为 1350pcu/h,其中小型车占 70%,大货车占 19%,大客车占 5%,其他车占 6%,高峰小时系数 $PHF = 0.95$,假设小型车平均服务时间为 7.7s,大货车平均服务时间为 11.58s,试估计该收费站的服务水平。

第八章 无信号交叉口和环形交叉口通行能力分析

交叉口是道路网络的基本节点,也是网络交通流的瓶颈所在。在交叉口这个有限的空间内,汇集着几条道路各种不同流向的交通流,致使交叉口处的交通错综复杂。这不仅影响整个公路网络的安全与畅通,而且更影响整个公路网络的通行能力和运输效力的发挥。因此,道路交叉口的通行能力分析在公路网规划与评价、城市道路网规划与评价、交叉口类型选择、交叉口规划与设计占有举足轻重的地位。

相对于路段而言,道路交叉口由于车流转向而引起车流之间的冲突、交汇、分流等车流运行行为,使交叉口的交通特性比较复杂,因此其通行能力的确定比路段更为困难。

第一节 概 述

一、交叉口通行能力的概念

当两条或两条以上道路在同一平面相交称为平面交叉,即两条不同方向的车流通过平面路口时产生车流的交叉。平交路口可能通过两相交车流的最大交通量就是平面交叉口的通行能力。平面交叉口的通行能力不仅与交叉口的面积、形状、入口引道车道的条数、宽度、几何线性或物理条件有关,而且受相交车流通过交叉口的运行方式、交通管理措施等方面的影响,因此,在交叉口通行能力的分析过程中,要充分注意到各个因素对通行能力的相关关系。

平面交叉口可分为三大类,第一类为不加任何交通管制措施的交叉口;第二类为中央设岛的环形交叉口;第三类为设置色灯信号的交叉口。本章重点研究的是第一类和第二类交叉口。

交叉口通行能力的研究已进行了很长时间,现仍在继续和深入。各种方法、各种理论从各种角度阐述了交叉口通行能力的计算方案。目前,交叉口通行能力的计算在国际上并未完全统一,即使同一类型的交叉口,其计算方法也不一样,世界各国都有自己的一套计算方法,其中以美国的方法应用最为广泛。我国在吸收引进发达国家研究方法和计算方法的同时,也在尝试发展具有本身特点的通行能力计算方法,将我国的国情及道路交通状况、车辆状况考虑进来,使通行能力的计算更加符合实际情况。

通行能力计算方法从总体上可分为两大类,一类是理论法,另一类是经验法。理论法主要是假设目标条件,从理论上推算交叉口通行能力的方法,而经验法则完全是利用实际观测数据,分类分析通行能力与各类因素的关系,进而确定修正系数。

理论法条理清晰,易于解析分解,可以很精确地进行定量分析,但可能过于理想,不太符合实际;经验法就是从实践中得出的结论,它更方便于实际使用,但它的适应范围小,精度低,也不太适合于做精确分析。

理论法主要有间隙接受理论、车队分析法;经验法主要有延误分析法,综合计算法。一般情况下,间隙接受模型适合于主次分明的平面交叉口,车队分析法适用于主次不太分明的交叉口处,此种交叉口类似于国外的四路停车交叉口。

二、无信号交叉口车型分类及车辆折算系数

1. 通过交叉口的车辆类型的划分

在交叉口通行能力的研究中,对通过交叉口的车辆类型加以区分是非常必要的,有助于我们对问题的深入研究。在研究通过交叉口的车辆的特性过程中,既要区分出具有不同动力特性和外形尺寸的车型,还要从简化分析的原则出发,尽可能地减少车型种类。因此,根据车辆的轴数、轴距将车型划分为4种,具体同第一章表1-8所示。

通过交叉口的各种车型所占比例,对交叉口的特性影响很大,然而,各种车型所占比例与交叉口所在地区位置有关,与交叉口所处的道路性质有关。

另外,实际观测中还发现,车辆通过交叉口的平均速度亦不相同,由于交叉口本身的几何条件、交通条件的不同,车辆的性能不同,其通过交叉口的速度会有很大不同。

2. 通过交叉口的车辆的折算系数

根据上述车型分类原则,通过实际观测所得数据,用车头时距法计算的 PCE 如表8-1所示:

无信号交叉口各型车 PCE 值

表 8-1

车 型	小客车	中型车	大客车	托挂车
	LV	MHV	LHV	TC
PCE 值	1.00	1.56	3.05	3.56

注:本表中 PCE 值是从交叉口直行车辆推算而来,不适于转向车辆。

另外,坡度对车辆性能的影响是明显的,由于坡度的影响,车辆行车速度会降低,车辆的比功率也会下降。一般情况下,坡度条件下的车辆通过交叉口的速度是 $10 \sim 25\text{km/h}$ 。根据上述车辆分类,按 -4% 、 -2% 、 0% 、 2% 、 4% 的坡度值进行计算,得出各种车型在不同坡度下的 PCE 值如表8-2所示:

不同坡度下各种车型的 PCE 值

表 8-2

坡度 (%) \ 车 型	-4%	-2%	0%	2%	4%
小客车	0.99	1.00	1.00	1.00	1.00
轻型车	1.58	1.59	1.60	1.61	1.62
中型车	2.23	2.25	2.26	2.28	2.30
大型车	3.67	3.72	3.76	3.81	3.85
托挂车	3.36	3.40	3.43	3.47	3.51

第二节 无信号交叉口通行能力分析

一、无信号交叉口交通状况研究

1. 无信号交叉口的几何特点

据有关研究报告报导,无信号交叉口位于公路的相互连接处,它所在的地理位置及其自身的几何条件都对过往车辆的速度构成一定的影响。作为观测点的各地区无信号交叉口都具有以下特征。

(1)大部分公路无信号交叉口都是 2/2 相交(两相交道路均为二车道),其主路宽度为 9 ~ 15m,支路宽度为 9 ~ 12m;

(2)一部分公路无信号交叉口是 4/2 相交(两相交道路中,主路为四车道、支路为二车道),其主路宽度为 15 ~ 17m,支路宽度为 9 ~ 12m;

(3)无信号交叉口处都无明显的交通标志与交通标线;

(4)无信号交叉口处视距较好;

(5)行人、非机动车、拖拉机和慢行车辆等的干扰很大。

2. 无信号交叉口车辆组成和速度特征

通过交叉口的车辆由于受到交叉口几何条件及交通条件的影响而呈现不同的特征,其中最主要的运行特征是速度和延误。不同地区由于经济发展水平不同而导致车型种类的结构比例不同,此类因素对交叉口通行能力有着非常重要的影响。

(1)以 2/2 相交的公路无信号交叉口,其各个方向的车速都较低,一般主路为 20 ~ 40 km/h,支路为 20 ~ 30km/h。

(2)以 4/2 相交的公路无信号交叉口,主路车流的速度与支路车流的速度有一定的差别,一般主路车速为 40 ~ 50km/h,支路为 20 ~ 35km/h。

(3)4/4 相交(两相交道路均为四车道)公路无信号交叉口,主路车流的速度与支路车流的速度有较大差别,一般主路为 50 ~ 70km/h,支路为 30 ~ 40km/h。

(4)大部分交叉口具有明显的主路优先特征。这主要表现在主路车流量明显高于支路,车速明显快于支路;

(5)大部分交叉口的交通量都不大,主路平均流量为 350 ~ 800 辆/h,支路为 150 ~ 400 辆/h。

(6)交叉口大部分交通流中小型车占有较大比例,统计结果表明,轻型车所占比例为 40% ~ 55%,中型车所占比例为 20% ~ 35%,重型车所占比例为 8% ~ 15%,拖挂车所占比例为 0 ~ 10%。

3. 无信号交叉口车流运行特性

无信号交叉口的车流运行特性比较特别,它受无信号交叉口的类别影响较大。根据交叉口相交道路的等级,无信号交叉口的车流运行特性分成主、次道路相交及两条等级相当的道路相交形成的交叉口。对于主次两条道路相交的交叉口,不管是在次要道路进口道上采用停、让车标志,还是全无控制形式,主要道路上的车流一般来说都不太受影响,即多车道车流的车头时距分布符合负指数分布规律,而次要道路上的车流遵循停、让车次序利用主路的车头间隙穿过交叉口。如果主次路上都有左、右转车流,则一般各向车流遵循以下的优先规则通过交叉口,即:次要道路上的右转车流、主要道路上的左转车流、次要道路上的直行车流、次要道路上的左转车流。

下面以实测实例分析进一步说明其车流运行特性。图 8-1 为广东顺德市容奇镇一个有代表性的 T 形交叉口平面示意图。表 8-3 和表 8-4 为该 T 形交叉口的交通状况。

通过对此交叉口的车辆运行观测发现;

(1)次要道路的车辆左转穿过主要道路车队时,一般发生两次停车。第一次是与主要道路

上车队交叉时,第二次越过中间带与主要道路上车队合流时。

(2)当主要道路上交通流量较大时,次要道路上车辆在此交叉口冲突点处排队。数量一般不超过3辆。

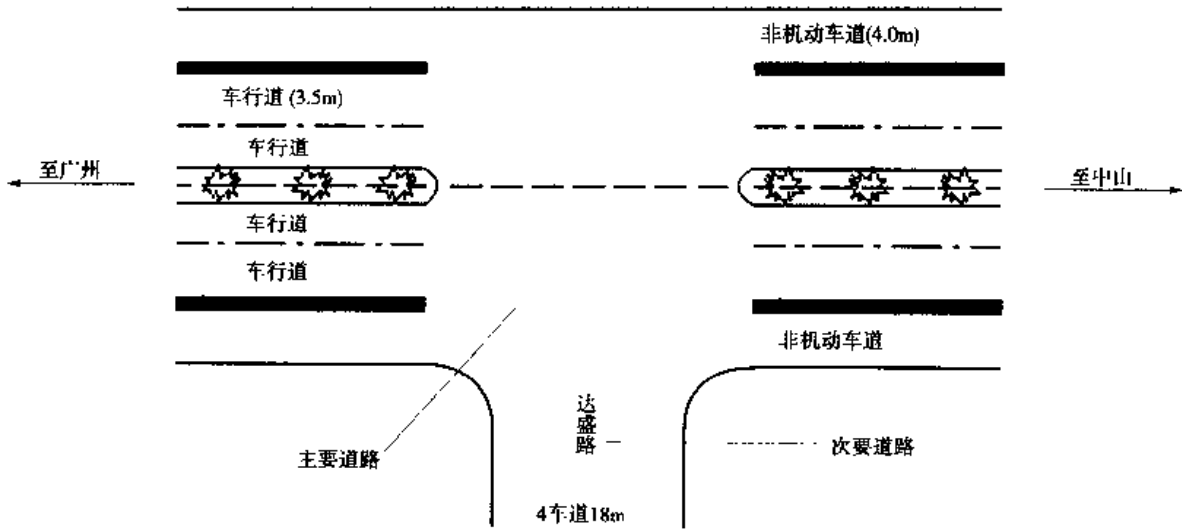


图 8-1 T形交叉口平面示意图

- (3)次要道路上右转车辆一般不发生停车现象,但车速降低较大。
- (4)主要道路上左转车辆通过交叉口一般仅发生停车一次。
- (5)主要道路上右转车辆通过交叉口车速降低较少。

T形交叉口主线交通量 (veh/h) 表 8-3

方 向 \ 车 型	摩托车	小型车	中型车	大型车	拖挂车	当量小型车
广州至中山	550	187	210	97	4	1117
中山至广州	450	160	210	154	6	1112

T形交叉口支线交通量 (veh/h) 表 8-4

方 向 \ 车 型	摩托车	小型车	中型车	大型车	拖挂车	当量小型车
主线方向到达盛路	无记录	40	25	17	0	106
达盛路至主线方向	无记录	40	31	15	0	112

分析主次路的交通量可知：

①主要道路上交通流量较大是造成次要道路上车辆停车的主要原因,而主要道路上有中间带使得次要道路穿越车辆在与主路车队合流前有足够的安全地带可以停车。

②次要道路上交通流量较少及次要道路车道数较多使得主路右转车流能自由进入次要道路。

对于两条等级相当的公路相交而成的交叉口,有的国家采用设置四路停车标志的方式进行管理。该方式是所有到达交叉口的车辆都要停车,要离去的车辆都要依照该道路的基本规则逆时针方向环形离开,“在右边的车辆”有优先通行权。这种方式管理的交叉口车流运行并不理想,整个交叉口车流运行服务水平较差,如果驾驶员稍微不遵循行驶权放行制度,则会造成交叉口的混乱和运行水平降低。

二、无信号交叉口交通特性分析

1. 车头时距及其分布

车头时距是交通流的重要参数,它是进行交通流模拟、应用间隙接受理论进行通行能力分析 & 交通控制方法选择的基本要素。

采用最早的车头时距分布模型是负指数分布模型。负指数分布的概率密度函数为:

$$f(t) = \lambda e^{-\lambda t} \quad (8-1)$$

式中: t ——车头时距, $t > 0$;

λ ——车流量, $\lambda = Q/3600$ (Q 为小时交通量)。

负指数分布有一个特点,就是车头时距越接近零其出现概率越大。这对于道路上车辆比较稀少,车辆可以自由超车的状态是符合的。但对于车流量比较大,运行受到一定限制的车流,负指数分布就不是太适合。为此,在负指数分布的基础上,对车头时距模型进行了修正。

负指数分布通常被修正为位移负指数分布。位移负指数分布的概率密度函数为:

$$f(t) = \begin{cases} \frac{1}{T - \Delta} e^{-\frac{t-\Delta}{T-\Delta}}, & t \geq \Delta \\ 0 & \text{其他} \end{cases} \quad (8-2)$$

式中: Δ ——最小车头时距, $\Delta > 0$;

T ——平均车头时距, $T = 3600/Q$ 。

从式(8-2)中看到,在位移负指数分布中假设车头时距不能小于一个最小值 Δ ,它解决了车头时距越接近零出现概率越大的问题。在式(8-2)中令 $\Delta = 0$ 即成为式(8-1)的负指数分布。

负指数分布另一种修正形式为爱尔朗(Erlang)分布。爱尔朗分布的概率密度函数为:

$$f(t) = \frac{\lambda (\lambda t)^{r-1}}{(r-1)!} e^{-\lambda t}, \quad r = 1, 2, 3, \dots \quad (8-3)$$

式中: r ——爱尔朗分布的阶;

λ/r ——车流量。

式(8-3)中, $r = 1$ 即为式 8-1,即一阶爱尔朗分布,也就是为负指数分布,因此爱尔朗分布是负指数分布的更一般的表达形式。

1975 年,科恩(Cowan)在位移负指数分布的基础上进一步提出了 M3 分布。研究表明,M3 分布是较适合的车头时距分布模型。M3 分布假定车流是由两部分组成的,一部分车辆以车队状态行驶,另一部分车辆按自由流状态行驶。当车辆按车队状态行驶时,车辆之间保持均一的车头时距 Δ 。当车辆按自由流状态行驶时,其车头时距大于 Δ 。若车辆以车队状态行驶的概率为 $1 - \alpha$,以自由流状态行驶的概率为 α 。则 M3 分布的概率密度函数为:

$$f(t) = \begin{cases} \lambda e^{-\lambda(t-\Delta)}, & t \geq \Delta \\ 0, & t < \Delta \end{cases} \quad (8-4)$$

式中: Δ ——最小车头时距;

λ ——衰减常量;

α ——自由车流的概率。

这几个参数之间的关系为:

$$\lambda = \frac{Q\alpha}{3600 - Q\Delta} \quad (8-5)$$

式中: Q ——主路车流量。

M3 分布对于不允许超车的单车道情况比较适合。它较为客观地描述了公路上运行车辆的状况。实际上,公路上的运行车辆由于性能不同,经常会出现超车现象,因此 M3 分布也不能全面地描述车辆的运动行为。

根据单车道车辆的实际运行情况,在 M3 分布的基础上进行了改进,建立了改进的 M3 分布,使其数学表达对车头时距的描述更为合理。改进的 M3 分布概率密度函数为:

$$f(t) = \begin{cases} \alpha_1, 0 \leq t < \Delta_1 \\ \alpha_2, \Delta_1 \leq t < \Delta_2 \\ \alpha_3 \lambda e^{-\lambda(t-\Delta_2)}, t \geq \Delta_2 \end{cases} \quad (8-6)$$

式中, Δ_1 为最小车头时距,当车辆处于超车状态时,车头时距服从 $[0, \Delta_1]$ 上的均匀分布,分布密度为 α_1 。当车辆处于车队行驶状态时,其概率密度满足 $[\Delta_1, \Delta_2]$ 上的均匀分布,分布密度为 α_2 。当车流处于自由流状态时,车头时距大于 Δ_2 。其分布密度服从位移负指数分布 $\alpha_3 \lambda e^{-\lambda(t-\Delta_2)}$ 。这几个参数间满足下述关系:

$$\alpha_3 = 1 - \alpha_1 \Delta_1 - \alpha_2 (\Delta_2 - \Delta_1) \quad (8-7)$$

$$\frac{1}{\lambda} = \frac{1}{\alpha_3} \left[\frac{1}{q} - (\alpha_1 \Delta_1^2 + \alpha_2 \Delta_2^2 - \alpha_2 \Delta_1^2) / 2 \right] - \Delta_2 \quad (8-8)$$

改进的 M3 分布的分布函数为:

$$F(t) = \begin{cases} \alpha_1 t & 0 \leq t < \Delta_1 \\ \alpha_1 \Delta_1 + \alpha_2 (t - \Delta_1), & \Delta_1 \leq t < \Delta_2 \\ 1 - \alpha_3 e^{-\lambda(t-\Delta_2)}, & t \geq \Delta_2 \end{cases} \quad (8-9)$$

在式(8-9)中,设 $\alpha_1 = 0, \Delta_2 = \Delta_1$, 式(8-9)即简化为式(8-4),因此改进的 M3 分布是 M3 分布的推广。

上述几种分布各有优点:负指数、移位负指数分布形式简单、计算方便;爱尔朗分布能更详细地描述不同车辆的到达状态;M3 分布及改进的 M3 分布进一步地将车辆的实际运行状态用数学方式表达出来,因而更准确,同样它也是负指数和移位负指数分布的更一般表达形式。

在交叉口处,由于安全原因、几何条件的限制、车辆交汇等因素的影响,车辆一般不会超车,因而交叉口前车辆的到达分布采用 M3 分布描述更合适。

对于多车道的道路路段,同向车辆间有超车现象,故车头时距的分布函数应适当修正。

2. 临界穿越间隙与车头时距 t_f 的确定

(1) 临界穿越间隙与车头时距 t_f 的基本概念

临界间隙或临界穿越间隙 t_c (Critical gap) 是指交叉口主路车流允许支路一等待穿越车辆通过主路的最小间隙,因此,临界间隙是指在主要车流中出现的驾驶员能接受的最小间隙。一般情况下,驾驶员会拒绝一些小于临界间隙的时间间隔而接受一个大于临界间隙的时间间隔。

车头时距 t_f , 也叫随车时距 (Following up time), 是指支路排队车辆连续通过交叉口时相邻两车之间的时间间隔。换句话说, t_f 即支路车流在无其他车辆冲突影响下以饱和车流通过交叉口的车头时距。

在位移负指数和 M3 分布中,曾引用一个位移值和最小的车头时距,在此,我们引入一个最小车头时距的概念 t_m (Move-up time), 它是指主路运行车流中两相邻车辆间的最小车头时距。

临界间隙与车头时距 t_f 是间隙接受理论的两个重要参数,两个参数值的大小对通行能力

的计算有很大的影响,因此,在一定的几何、交通条件下,正确测量两个参数是非常重要的。20世纪80年代,美国曾采用了德国在通行能力研究中的临界间隙和随车时距 t_c 、 t_l 的成果,但美国的研究人员发现,这些值对于美国的交通条件并不适合,后来他们根据美国的实际条件观测了交叉口处的临界间隙和随车时距值。中国的道路、车辆及交通状况与德国和美国有很大不同,尽管他们的测量方法很先进,仍然不能完全适合于我国道路的实际情况。必须进行基于中国国情的调查、观测,才能得出我国公路交叉口处临界间隙和随车时距的参考值。

(2) 临界间隙与随车时距的计算方法

① 临界间隙计算方法

实际上,临界间隙并不是一个常值,在同一个地方对不同的驾驶员或是同一个驾驶员在同一地点而在不同的时刻,其可接受的临界间隙都会发生变化。因此,无信号交叉处驾驶员可以接受的临界间隙是一个随机分布量,它有如下特性:

- 临界间隙是非负的;
- 理论模型中,取平均的临界间隙为临界间隙;
- 临界间隙具有标准差;
- 临界间隙值的分布并不一定是正态的,有可能是偏态的,它有一个偏态系数。

临界间隙的分布及其参数值不能直接测量获得,这主要是临界间隙不能直接测量,但拒绝间隙和接受间隙是可以测量到的。为了能估计出临界间隙值,必须尽可能地使用观测到的接受间隙和拒绝值来估计出临界间隙的分布及其参数值。同时,使用估计参数的方法必须具有一致性。

观测不饱和条件下的临界间隙是非常复杂的,这主要是因为临界间隙不能直接测量。在一般情况下,对于支路车辆驾驶员,可以假设其临界间隙是大于最大的拒绝间隙且小于接受间隙。这个假设与实际情况基本接近。大量的接受间隙数据可以用一个统计函数来描述,因此,临界间隙必定位于接受间隙分布曲线的左侧(如图8-2所示),即小于接受间隙。假定主路优先车流的车头时距是指数分布, t_a 、 t_c 是服从正态分布的。

阿什沃思(Ashworth)得出了如下的结论:

$$t_c = \bar{t}_a - V_p \cdot s_a^2 \quad (8-10)$$

式中: t_c ——支路车流的临界间隙(s);

t_a ——支路车流车辆接受主路车流间隔的平均值(s);

V_p ——主路的车流量(veh/s);

s_a^2 ——接受间隙的方差(s^2)。

② 随车时距的估算方法

随车时距的获取不像临界间隙那样困难,它可以直接观测到。在一个连续排队的车流中,利用同个间隙穿越交叉□车队的相邻两车之间的车头时距即为随车时距。在实际的观测中,为保证数据的精度和可靠性,至少应用 N 个观测数据,根据数理统计原理可得如下公式:

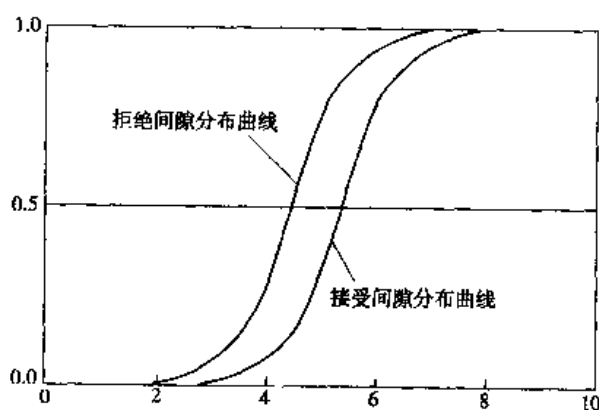


图8-2 Ashworth方法的基本原理

$$n_f = \alpha_f \frac{1}{r_f^2} \quad (8-11)$$

式中: n_f ——必要的数据观测个数;

r_f ——相对误差;

α_f ——置信概率的函数。

关于 α_f 的确定可以参照表 8-5, 例如:

随车时距表

表 8-5

S	90%	95%	99%
α_f	0.4	0.6	1.0

若取误差为 0.05, 则 $\alpha_f = 0.4$, 为保证此准确度至少应有 $n_f = 160$ 个观测值。

③临界间隙与随车时距的关系

临界间隙与随车时距有着一定的关系, 建立这个关系对于研究有很大的作用。我们知道, 随车时距是可以直接从现场观测得到, 通过临界间隙与随车时距的关系, 研究人员可以很方便地将临界间隙计算出来, 从而省去一笔很大的调查费用并节约了大量的调查时间, 而结果一样令人信服。

临界间隙与随车时距的关系可以通过随车时距与临界间隙之比来表达, 两者的比值具有相当的稳定性, 比值的均值在 0.50~0.60 之间波动, 若考虑其标准差, 两者的比值在 0.4~0.9 之间, 大部分都集中在 0.5~0.6 附近。具体结果如表 8-6 所示。

从计算结果看出, 车辆类型对其比值有一定的影响, 小车的比值相对较小, 大车的比值相对较大, 从这一点上说, 随车时距对车型的变化造成的影响并不大; 不同转向对其比值亦有影响, 左转车的比值较小, 右转车的比值较大, 这说明不同转向车辆的临界间隙有一定的变化, 左转、直行、右转的临界间隙依次增大; 从标准差看, 其数据具有相当的稳定性, 其标准差的变化很小, 最大幅度只有 0.19。具体结果如表 8-7 所示。

随车时距与临界间隙之比的均值

表 8-6

车辆类型	小客车	中型车	大型车	拖挂车
左转	0.45	0.46	0.50	0.60
直行	0.41	0.47	0.39	0.59
右转	0.55	0.60	0.65	0.67

随车时距与临界间隙之比的标准差

表 8-7

车辆类型	小客车	中型车	大型车	拖挂车
左转	0.06	0.06	0.09	0.13
直行	0.14	0.13	0.10	0.08
右转	0.19	0.07	0.06	0.10

④影响临界穿越间隙与随车时距的因素

通过回归和不同因素的详细分析可知影响临界间隙与随车时距的主要因素,它们是:

- 主路车流量和支路的车辆延误;
- 交叉口的几何特征,主要包括主路车道数和交叉口的类型;
- 主路的右转车流量所占比例;
- 支路进口道的坡度;
- 车辆转向角度的大小。

随着主路车流量的增加或支路车辆延误的增加,临界间隙和随车时距趋于减小,但临界间隙不可能小于随车时距或最小的可接受间隙值;随着主路车道数的增加及交叉口支路数的增加,临界间隙增加,因为它增加了穿越的难度。由于右转车流量与直行车流量相比冲突量少,因此,随着右转车流量增加,临界间隙变小;如果支路进口道有坡度,临界间隙会增大;交叉口的相交角度也影响临界间隙值,同直角与大角度冲突相比,小角度下相交的车辆运动(可以认为是合流)更方便容易,在此种情况下,临界间隙会变小。

⑤临界穿越间隙与随车时距的建议值

根据理论计算以及其他方法得出的参考值,考虑工程的实际需要,将数据经过整理后,临界间隙和随车时距的推荐值如表 8-8 和表 8-9 所示。这些数据适用于二车道与二车道相交无信号交叉口的情况。

t_c 的建议值(2/2 相交)(单位:s)

表 8-8

车辆类型	小客车	中型车	大型车	拖挂车
主路左转	5.0	6.0	7.0	7.0
支路左转	5.5	6.5	7.5	8.0
支路直行	5.0	6.0	7.0	7.0
支路右转	3.0	3.5	4.0	4.5

t_r 的建议值(单位:s)

表 8-9

车辆类型	小客车	中型车	大型车	拖挂车
主路左转	2.0	2.5	3.0	4.0
支路左转	2.5	3.0	3.5	4.0
支路直行	2.0	2.5	3.0	4.0
支路右转	1.6	2.5	2.5	3.0

对于两车道与四车道相交的交叉口,一般情况下,我国普通公路无信号交叉口没有明显的标志标线,且交通量一般不大,难以观测到车辆穿越四车道拥挤的情况。实际上,可以根据车辆穿越双车道的临界间隙值以及车辆穿越交叉口时的速度来计算车辆穿越四车道的临界间隙值,即将原临界值加上增加道路宽度所消耗的时间。

一般情况下,车辆的穿越速度为 20~25km/h,一个车道的标准宽度为 3.5m,这样,增加的时间近似取为 1s。因此,对于两车道与四车道相交的交叉口,其临界间隙推荐值如表 8-10 所示。

对于两车道与四车道相交情况下,车辆穿越交叉口的随车时距,由于车辆性能没有变化,其值保持不变。参见表 8-9。

t_c 的建议值(2/4 相交) (单位:s)

表 8-10

车辆类型	小客车	中型车	大型车	拖挂车
主路左转	6.0	7.0	8.0	8.0
支路左转	6.5	7.5	8.5	9.0
支路直行	6.0	7.0	8.0	8.0
支路右转	4.0	4.5	5.0	5.5

在通行能力的计算中,最小跟车时距也是一个非常重要的参数,它与随车时距一样,可以直接观测到,在此给出其相应的推荐值,见表 8-11 所示。

t_m 的建议值 (单位:s)

表 8-11

车辆类型	小客车	中型车	大型车	拖挂车
支路直行	2.0	2.5	3.0	3.0

3. 车辆在交叉口的延误

(1) 交叉口延误的基本概念

延误是指运行车辆不能以期望的速度运行而产生的时间损失。由于交叉口的存在,使得过往车辆产生延误。按国际通常的研究方法,在具有明显主路优先条件下的无信号交叉口处,假定主路的优先权不受其他车辆的影响而不产生延误,只计算支路车辆的延误。事实上,由于交叉口的存在,所有的车辆都会受到交叉口的影响而产生一定的延误,考虑所有车辆延误与车流量的关系,构成了延误分析的基本思想。

交叉口延误有两种描述方法:一是主路优先条件下的支路车辆延误,二是所有进入交叉口车辆的延误。以下分两部分讨论。

(2) 全部车辆延误的分析计算

车辆通过交叉口时,由于交叉口存在车辆交汇以及行人、视距、坡度等因素的影响,会使驾驶员产生一个安全预防的心理反应。这直接影响到车辆通过交叉口的速度。

延误就是指实际运行时间与理想条件下运行时间的差值。

交叉口的延误是由几何延误和交通延误组成的。几何延误是由交叉口的几何尺寸和交通控制条件引起的,即使车辆自由通过交叉口,也存在着这个延误。交通延误则是由交叉口车辆之间相互影响引起的,它可导致车辆排队或在冲突区降低速度。一般情况下,两种延误很难准确区分。

计算进入交叉口车辆延误的主要问题是确定车辆的理想通过时间,该数值因车、因人、因交叉口而异。在实际的计算过程中,设交叉口不存在时车辆通过此路段的时间为理想通过时间,有以下两种方法计算理想运行时间。

① 单车运行时间计算法

单车运行时间计算法利用观测到的每辆车在进口和出口的速度来计算各车辆的理想运行时间 TT_1 :

$$TT_1 = L_{in}/V_{in} + L_{out}/V_{out} \quad (8-12)$$

式中: V_{in} 、 V_{out} ——进口和出口断面观测点测定的单车运行点速度(在不受干扰情况下);

L_{in} 、 L_{out} ——进口和出口观测点距交叉口中心的距离。

单车延误 D_1 计算如下:

$$D_1 = TT_i - TT_1 \quad (8-13)$$

式中: TT_i ——第 i 辆车实际运行时间;

TT_1 ——车辆理想运行时间。

②车型平均运行时间计算法

某车型的理想运行时间是通过进口、出口观测到的每个时段内各车型的平均速度计算得到的,

$$TT_2 = L_{in}/V'_{in} + L_{out}/V'_{out} \quad (8-14)$$

式中: V'_{in} 、 V'_{out} ——进口和出口断面观测点观测到的某车型平均速度(在不受干扰情况下);

L_{in} 、 L_{out} ——进口和出口观测点距交叉口中心的距离。

因此,延误 D_2 计算如下:

$$D_2 = TT_i - TT_2 \quad (8-15)$$

式中: TT_i ——第 i 辆车实际运行时间;

TT_2 ——车辆理想运行时间。

(3)主路优先条件下的支路车辆延误

无信号交叉口中支路车辆通过交叉口的数量取决于具有优先等级车流的车头时距分布,若车头时距发生变化,其通行能力也会发生变化。

支路通行能力取决于主路车辆到达的次序,应用间隙接受理论并假设支路车辆到达模型和主路车辆的到达顺序,延误是可以估算的,延误是所有流量和驾驶员属性的函数。

通常有两种延误模型:稳态模型和时间相关模型。下面将分别说明这些相关的延误估计模型,它包括延误的定义及其计算公式。

延误通常是用排队理论模型计算的。车辆被假定都是垂直地停在停车线前,随时都可加速和减速。延误是由于车辆不能以正常的运行速度通过而造成的时间损失。

奎伯(Kimber)研究了延误规律和几何延误的情况。纯粹的几何延误是由于交叉口的几何条件引起的。几何延误主要包括以下三个方面:

- ①纯几何延误;
- ②由于出现其他车辆而产生的额外延误;
- ③由于停车或加减速造成的延误。

一些计算的几何延误被包含在排队延误中,图 8-3 是说明几何延误的一个例子。 t_1 和 t_2 是车辆理想穿越交叉口的时间,由于交叉口的存在,造成了速度的降低或停车等待,车辆的延误为 d_1 、 d_2 。

间隙理论中,若存在一个精确的可穿越间隙 t_c ,则只有一辆且只能有一辆车在某一时刻进入交叉口。若此时刻定为 t_1 点。若此时交叉口前没有排队,那么支路车辆在此刻到达并通过交叉口不引起延误,即支路车辆在 t_1 时刻到达交叉口停车线并以进入引道的速度驶入交叉口,如果到达的车辆提前或迟后于 t_1 时刻,都将造成一定的延误。图 8-3 表明了在接受间隙条件下无延误的车辆理想运行轨迹。实际上,进入交叉口的驾驶员都会由于交叉口而自动降低车速,由此产生三部分延误,减速延误 d_{dec} ,低于正常行驶速度穿越交叉口的延误 d_{neg} 和加速延误 d_{acc} 。

$$d_{geom} = d_{dec} + d_{neg} + d_{acc} \quad (8-16)$$

式中: d_{geom} ——几何延误;

d_{dec} ——由进口道减速到以安全速度通过交叉口引起的减速延误;

d_{neg} ——以安全速度通过交叉口冲突点而产生的延误;

d_{acc} ——从安全速度加速到离去速度而产生的加速延误。

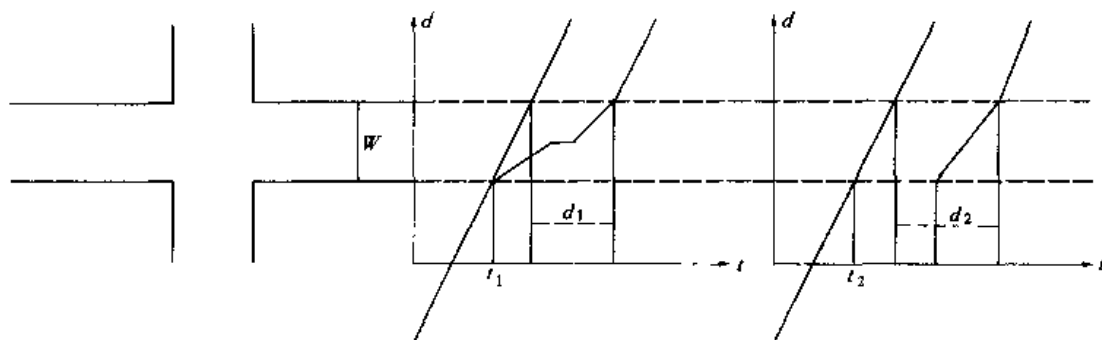


图 8-3 车辆通过交叉口的两种延误情况

安全通过速度取决于运行方式和临界间隙。安全通过速度是在主路有一个较长的间隙时支路车辆通过交叉口的最大速度。若一个间隙等于临界间隙且驾驶员在一个特定的时刻到达,就会出现“减速——通过——加速”这种驾驶行为。

不同的车辆到达类型存在着不同的几何延误。

排队延误是由于车辆在交叉口前的排队而产生的,为方便起见,排队延误可以通过实地观测(摄像和测量)来测定。

三、主路优先交叉口通行能力的分析方法:间隙分析法

在主路具有优先通行权的无信号平面交叉口处,支路驾驶员必须尊重主路的优先权利,即主路的车辆运行优先于将穿越交叉口的支路车辆,同时,支路车辆必须让行于主路的车辆。以此为前提,根据不同假设的间隙接受过程和理论,可以推出各种通行能力计算模型。

1. 两路车流的通行能力

为了弄清楚具有主路优先交叉口的运行特点,先对集中交叉口特点的简化的情况进行分析。

间隙接受方法实际上就是在两个相交的车流应用一个简单的排队模型,设主路的交通流量为 v_p ,支路的交通流量为 v_n ,主路的车流优先通过交叉口的冲突区,不产生延误,支路车流必须在交叉口前等待,只有当主路的车流间隙至少有一个 t_c 的间隔时,即 $h > t_c$ 时,允许支路一辆车通过,若支路车辆间隔 $h > t_c + t_f$ 允许两辆车通过,当 $h > t_c + nt_f$ 时允许 $n + 1$ 辆车通过。

设 $g(t)$ 为主路车流间隔为 t 时支路车流通过交叉口的数量, $f(t)$ 为主路车流间隙分布的概率密度函数, v_p 为主路的交通量,则支路通行能力为:

$$C_n = v_p \int_0^{\infty} f(t) g(t) dt \quad (8-17)$$

式中: C_n ——支路车流离开停车线穿越冲突区的最大可能交通量。

应用概率统计公式,两车流相交的最简单的交叉口通行能力可以方便地计算得出。

为讨论问题方便起见,一般情况下假定:

①临界间隙 t_c 和随车时距 t_f 的值为常量;

②主路优先车流的到达时距分布为负指数分布。

可穿越交叉口的间隙个数有两种表达形式,一种是离散型表达,一种是连续型表达。对于不同的表达,交叉口的通行能力计算式稍有不同。

在离散表达情况下,有:

$$g(t) = \sum_{n=0}^{\infty} n \cdot p_n(t) \quad (8-18)$$

式中: $p_n(t)$ 为在 t 时间间隔内有 n 辆支路车进入交叉口的概率。

在连续性表达条件下,有:

$$p_n = \begin{cases} 1, & t_c + (n-1)t_f < t < t_c + nt_f \\ 0, & \text{其他} \end{cases} \quad (8-19)$$

$$C_n = v_n \int_{t=0}^{\infty} f(t) g(t) dt \quad (8-20)$$

则有:

$$C_n = \frac{v_p e^{-v_p t_c}}{1 - e^{-v_p t_f}} \quad (8-21)$$

或

$$C_n = \frac{v_p e^{-v_p t_c} (t_c - t_f)}{e^{v_p t_f} - 1} \quad (8-22)$$

在连续性表达条件下,有:

$$g(t) = \begin{cases} 0, & t < t_0 \\ \frac{t - t_0}{t_f}, & t \geq t_0 \end{cases} \quad (8-23)$$

$$t_0 = t_c - \frac{t_f}{2} \quad (8-24)$$

$$C_n = v_p \int_{t=0}^{\infty} f(t) g(t) dt$$

则有:

$$C_n = \frac{1}{t_c} e^{-v_p t_c} \quad (8-25)$$

由离散型与连续型两种方法计算交叉口支路车辆的通行能力稍有不同,但差别不大,在实际应用中可以忽略其间的微小差别,可以认为两式是等同的。

2. 交叉口的通行能力

实际交叉口车辆运行并不像上述的那么简单,它是具有多个方向和多种车流的交叉口。因此,将理论上简单的模型应用到实际的交叉口计算中还需要有一定的条件。在实际应用中,根据交通规则,将不同车流及不同的运动方向进行划分并确定其优先等级水平,将不同的运动车流简化成简单的两路相交的车流计算,应用上述模型及公式得出各流向的可能通行能力。

(1) 交叉口处交通流的等级划分

实际交叉口的运行状态如图 8-4 所示。

在具有主路优先的条件下,交叉口的各运动方式的优先等级规定如下:

优先等级为 1 的车流具有绝对的优先权,它不需要让行其他的车流;

优先等级为 2 的车流必须让行优先等级为 1 的车流；
 优先等级为 3 的车流必须让行优先等级为 2 和 1 的车流；
 优先等级为 4 的车流必须让行优先等级为 3, 2 和 1 的车流。

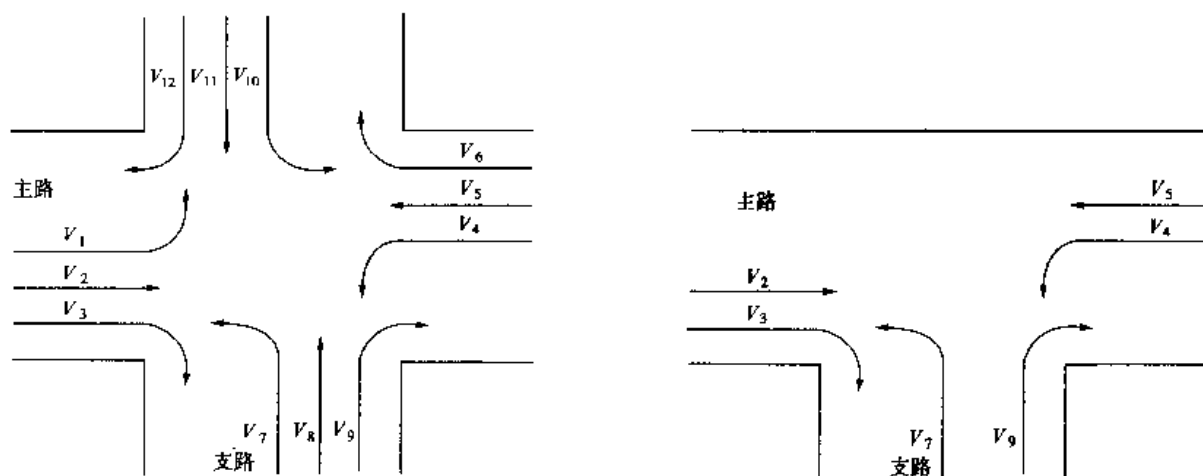


图 8-4 交叉口车辆的运行状态图

公路无信号交叉口处,各种车流的优先等级划分是这样的:

- 等级 1: 主路直行与右转, 即方向 2, 3, 5, 6;
- 等级 2: 主路左转与支路右转, 即方向 1, 4, 9, 12;
- 等级 3: 支路的直行, 即方向 8, 11;
- 等级 4: 支路左转, 即方向 7, 10。

(2) 冲突交通流

无信号交叉口车流的运动是非常复杂的, 每一流向都面临与其他不同运动方式的冲突。冲突交通量的大小, 直接影响到该流向的通行能力。

为说明冲突交通流与冲突交通量, 定义如下:

交叉口每一流向都面临与其他不同运动方式的冲突, 所有的流向冲突, 均称之为冲突交通流。而所有冲突交通流的车流量总和就是冲突交通量。

因此, 某流向车流与其冲突交通流就可以应用上一节的模型进行计算。

对于不同的交通流, 其最大可能通行能力可用本交通流和与其发生冲突的冲突交通量来计算。根据国外的经验, 主路右转车流对其他相关车流有一定的影响。为了保证计算准确, 对加入冲突的右转车流量增加一个修正系数, 如表 8-12 所示:

主要道路上的左转车辆与对向全部直行和右转车流相冲突;

次要道路上的直行车辆与主要道路上的所有车流均发生冲突;

次要道路上的左转车辆是最难驾驶的, 它面对的各种车流均是冲突车流。其冲突交通量是除次要道路上右转车辆和直行车辆外的所有车流。

不同行驶方式的冲突交通量

表 8-12

行驶方式	标号	冲突交通量	行驶方式	标号	冲突交通量
主路左转	1	$V_5 + V_6$	支路直行	8	$V_2 + 0.5V_3 + V_5 + V_6 + V_1 + V_4$
	4	$V_2 + V_3$		11	$V_5 + 0.5V_6 + V_2 + V_3 + V_1 + V_4$
支路右转	9	$V_2 + 0.5V_3$	支路左转	7	$V_2 + 0.5V_3 + V_5 + V_1 + V_4 + V_{11} + V_{12}$
	12	$V_5 + 0.5V_6$		10	$V_5 + 0.5V_6 + V_1 + V_4 + V_2 + V_8 + V_9$

注: 考虑到主路右转对支路右转交通流有影响, 因此增加一个加权系数。

在计算冲突交通量时,应根据交叉口的实际情况,认真考虑各种影响因素,在不同的条件下,应对不同情况进行修正。

(3)临界间隙和随车时距值

临界间隙和随车时距值采用前面的推荐值(如表 8-8 ~ 表 8-10 所示)。

(4)各流向的可能通行能力

各流向的可能通行能力应用式(8-25)来计算,主路流量对应冲突交通量,临界间隙值取推荐值,均采用小客车来计算。

对 2 车道与 2 车道相交,其不同流向交通流的可能通行能力如图 8-5 所示。

对 2 车道与 4 车道相交,其不同流向的可能通行能力见图 8-6。

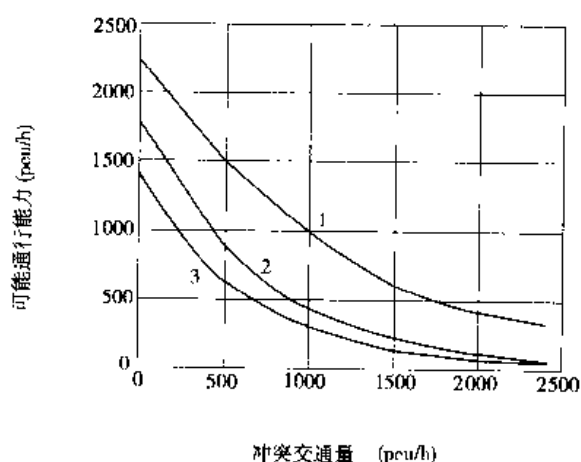


图 8-5 不同流向不同冲突交通流对应的可能通行能力
(2/2 相交)

1-支路右转;2-主路左转与支路直行;3-支路左转

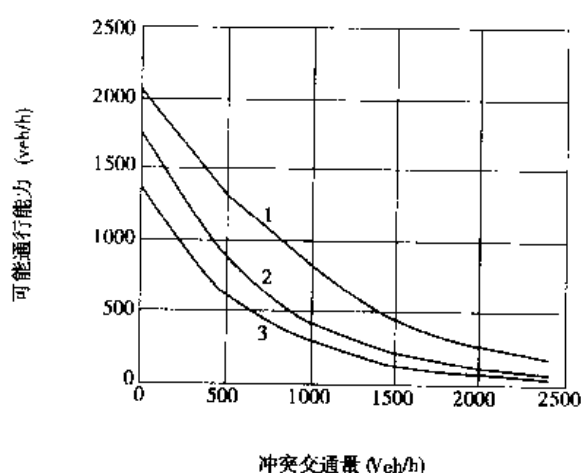


图 8-6 不同流向不同冲突交通流对应的可能通行能力
(2/4 相交)

1-支路右转;2-主路左转与支路直行;3-支路左转

(5)阻抗系数

阻抗是由哈德斯(Harders)(1968)最早提出的一个概念,之后由布里朗(Brilon)和格罗斯曼(Grossmann)作了重要的修正。阻抗就是优先等级高的车流对优先等级低的车流造成的影响,当优先权大的车流变得较为拥挤时,它可能妨碍优先权低的车流,并减少该车流的可能通行能力。

应用该模型计算通行能力时,总是假定第一优先等级的主路交通流不受次要道路各种车流的影响,也就是说,主路交通流的车辆在通过交叉口时不受其他因素的干扰而产生延误和降低速度。

对于第一优先等级车流,它不受任何的限制,它的最大通行能力受道路条件限制。

对于第二优先等级车流(包括主路左转和支路右转)必须让行于且只让行于主路的直行和右转车流,再没有来自支路的其他阻抗,因此,第二优先等级车流的通行能力等于其可能通行能力。第二优先等级车流的通行能力只受到第一优先等级车流的影响,它的可能通行能力可以直接将其简化为两路车流相交的情况使用上节公式进行计算。

$$C_{c,2} = C_{n,2} \quad (8-26)$$

对于 T 形交叉口:

$$C_{c,4} = C_{n,4} \quad C_{c,9} = C_{n,9} \quad (8-27)$$

对于十字形交叉口

$$\begin{aligned} C_{c,9} &= C_{n,9} & C_{c,12} &= C_{n,12} \\ C_{c,1} &= C_{n,1} & C_{c,4} &= C_{n,4} \end{aligned} \quad (8-28)$$

第三优先等级车流不仅要让行主路交通流,且与主路左转车流相冲突。所以对于第三优先等级车流来说,并非所有的可接受间隙都是有效的,因为这些间隙可能被主路左转车流占用。因此,第三优先等级车流受到主路左转车流的制约,它的影响大小取决于在可接受间隙的时段内主路左转车辆等待穿越的概率。对于第二优先等级每一流向车辆,设它进入交叉口时前面无排队的概率为 P ,其大小可由排队理论精确的表达为:

$$P_{0,2} = 1 - x \quad (8-29)$$

式中: $P_{0,2}$ ——第二优先等级车流进入交叉口无排队状态的概率;

x ——第二优先等级车流的饱和度, $x = V/C_n$;

C_n ——第二优先等级车流的通行能力。

第二优先等级车流对第三优先等级车流造成的阻抗是这样的,第二优先等级车流无排队的概率为 $P_{0,2}$,它只占总运行时间的一部分。根据交通规则,第三优先等级车流只有在 $P_{0,2}$ (即第二优先等级车流无车辆)时才能通过。设第二优先等级车流的通行能力为 $C_{n,3}$,则在此条件下,其实际的可能通行能力 $C_{c,3}$ 为:

$$C_{c,3} = P_{0,2} \cdot C_{n,3} \quad (8-30)$$

对于 T 形交叉口:

$$C_{c,7} = P_{0,4} \cdot C_{n,7} \quad (8-31)$$

对于十字形交叉口:

$$C_{c,8} = P_x \cdot C_{n,8} \quad (8-32)$$

$$C_{c,11} = P_x \cdot C_{n,11} \quad (8-33)$$

这里:

$$P_x = P_{0,1} \cdot P_{0,4} \quad (8-34)$$

对第四优先等级车流来说,由于第二优先等级车流与第三优先等级车流的相关性,很难直接将第二和第三优先等级车流无排队的概率计算出来。因此,必须使用经验关系式。格罗斯曼通过数值模拟给出了一条经验曲线,见图 8-7,它说明了第二和第三优先等级车流的相关统计修正系数。

$$p_{z,i} = 0.65p_{y,i} - \frac{p_{y,i}}{p_{y,i} + 3} + 0.6\sqrt{p_{y,i}} \quad (8-35)$$

其中, $i = 8$ 或 11 ; $p_{y,i} = p_x \cdot p_{0,i}$ 。

第四优先等级车流的最大通行能力为:

$$C_{c,7} = (p_{z,11} \cdot p_{0,11}) \cdot C_{n,7} \quad (8-36)$$

$$C_{c,10} = (p_{z,8} \cdot p_{0,9}) \cdot C_{n,10} \quad (8-37)$$

四、自由通行交叉口通行能力的分析计算方法:车队分析法

经典的通行能力分析计算方法都是建立在间隙理论基础上的,即假设主路车流有优先通行权,无任何延误,次路车流只能利用主路车流的可接受间隙横穿。但实际上,多数交叉口的相交车流中,很难区分主次,也不存在主路车流优先的问题,这主要是相交道路的车流量相差不多,或者是无明显的让行标志。因此,直接使用间隙理论的假设条件与实际情况有较大出入。

人。根据研究观测发现,在无控交叉口,当交通量较大时,如高峰小时或接近高峰小时,车流通过交叉口具有明显的车队特征,即车流以车队形式交替穿插通过。尽管交通量较小时有单辆车辆通行现象,但也可认为此时车队长度为1。因此,无控交叉口通行能力及延误可采用车队理论进行分析。

车队分析法认为,车辆通过交叉口时具有车队特征,即当一路车流通行时,另一辆到达车辆需要排队。当正在通行的一路车流中(设为A车流)出现可接受间隙时,另一路车流(设为B车流)边横穿,并通过一队车辆,直到B车队中出现可横穿的空档,A路车流再横穿。这样循环往复,A、B两车流以车队形式交替穿行。设A、B两车流分别通过一个车队所需时间为 T_A 、 T_B ,把A、B两路各通过一个车队当作一个小周期,则周期长度为 $T = T_A + T_B$ 。

这里的车队是广义的,它可以是以相同的车头时距或以不同的车头时距通过的一组车辆,也可以是单辆车辆(此时车队长度为1)。车流要以车队形式通过交叉口,必须满足如下条件:

在一路车流通行期间(T_A 或 T_B),另一路上必须有一辆以上的车辆到达,并等候通过。这通常的交通状况下,这个条件是可以满足的。

通过交叉口的车队有两部分组成;先通过部分受延误的车辆,以饱和流率通过,称为饱和流部分,随之通过部分为不受延误的车辆,以非饱和率通过,称之为随机流部分。若已知饱和流、随机流车队车辆的期望值分别为 N_A 、 N_B ,和相应的通行时间 T_S 、 T_U ,则:

$$N_A = N_{SA} + N_{UA} \quad (8-38)$$

$$N_B = N_{SB} + N_{UB} \quad (8-39)$$

$$T_A = T_{SA} + T_{UA} \quad (8-40)$$

$$T_B = T_{SB} + T_{UB} \quad (8-41)$$

式中: N_A 、 N_B ——分别为A、B路车流中一个车队的期望值。

当A、B两车流以车队形式通过时,两相交道路的通行能力可按每小时通过车队数及车队长度计算,即:

$$Q_A = N_A 3600 / T = 3600 N_A / (T_A + T_B) \quad (8-42)$$

$$Q_B = 3600 / (T_A + T_B) \quad (8-43)$$

交叉口总的通行能力为:

$$Q = Q_A + Q_B = 3600 (N_A + N_B) / (T_A + T_B) \quad (8-44)$$

五、无信号交叉口的延误分析

1. 延误与车流量的关系

在研究中发现,通过交叉口的车流量大小与车辆的平均延误相关,延误会随着车流量的增加而迅速增大,并呈非线性增长。因此,利用延误与车辆之间的这种关系可以推算交叉口的车流量以及通行能力,并利用延误取定交叉口的服务水平,从而确定不同服务水平下的适应交通量。

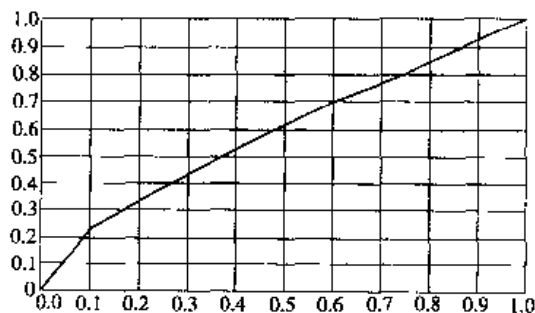


图 8-7 第四优先等级车流通行能力计算修正系数

建立交叉口车辆平均延误与流量的关系曲线是其他工作的基础,也是后续分析的关键。获得平均延误与流量的关系曲线有三种途径,即:现场观测法、数学模型法、计算机模拟法。

(1)数学模型法

数学模型法是通过建立交叉口平均车辆延误与交通负荷的关系模型,来确定各类交叉口的延误—流量关系曲线。目前,用于信号交叉口及无控交叉口延误分析的模型较多,如韦伯斯特(Webster)模型、HCM模型及同轴转换模型,但这些数学模型中仍有许多参数需要现场调查来确定。

(2)实地观测法

通过道路交叉口现场观测获得各类道路交叉口的延误—流量曲线是一种最基本的方法。该方法通过在道路交叉口布设气压式交通流数据采集仪及摄像机。采集车辆通过交叉口进口及出口时的通过时间、车速、车型及车牌号、经过车号配对识别及软件运算、可确定各类交叉口的延误—流量曲线以及同类交叉口在不同交通条件、不同道路条件下的延误—流量曲线族。

通过在一些交叉口的实地观测所得的数据来看,延误与车流量是符合指数类关系的。从数据与拟合线的相关系数说明,其离散程度很大,这主要是各交叉口的条件不同,另外其他相互的干扰因素混在其中不能将其分离出来。实际很难将交叉口的各种车流的各种条件都观测出来,必须借助于理论分析。

(3)计算机模拟法

计算机模拟法是通过计算机自动产生于交通流量具有同样分布特征的伪随机数,并经伪随机数的排序形成随机变量,通过数值计算机逻辑检验,来模拟车辆在通过交叉口时的各种行驶行为及其产生的排队与延误,由此形成延误流量曲线。用计算机模拟法建立的延误—流量关系曲线比数学模型要真实得多。但模拟模型中仍有许多参数需要通过现场观测来确定。在交叉口难以进行大量观测,主要由于交叉口的各种因素太多。少量数据的离散性很大,难以得到可靠的参数间的相关关系,所得到的延误与流量的关系图,其相关系数都很小,难以对两者的关系充分说明。因此,在基本的数学模型建立后,可进行计算机仿真,使用大量的模拟数据得出各种因素的影响系数。

2.具有主路优先交叉口车辆的延误

在具有主路优先的交叉口处,假设主路车辆的运行不受限制,而主要考虑支路车辆的延误。通过排队理论和经验法可以得出不同的延误模型,它们都与其本身的流量有关,这些模型主要有:

(1)Harders模型

Harders(1968)得出了计算平均延误的另一种方式,它不是按照严格的排队理论推导的,但它比严格的公式要简单实用。作为一种初步的近似解,用它来计算非优先车流的延误是非常实用的。公式如下:

$$d = \frac{1 - e^{-(v_p t_c - v_n t_f)}}{C_n - V_n} + t_f \quad (8-45)$$

(2)M/G/1 排队模型

$$d = \frac{1}{C_n} \left(1 + \frac{x}{1+x} C \right) \quad (8-46)$$

式中:

$$C = \frac{1 + C_w^2}{2}$$

如车辆进入交叉口排队服从定长服务,即每辆车在第一车位都花费相同的时间,则: $C_w = 0$, $C = 0.5$,这是一个 $M/D/1$ 排队形式。

如车辆进入交叉口排队服从随机服务,即每辆车在第一排队车位花费的时间服从指数分布,则: $C_w = 1$, $C = 1.0$,这是一个 $M/M/1$ 排队形式。

(3) HCM 推荐方法

运用时间相关解法和使用坐标转方法,可近似得出下式:

$$d = \frac{1}{C_n} + \frac{T}{4} \left[(x - 1) + \sqrt{(x - 1)^2 + \frac{8x}{C_n T}} \right] \quad (8-47)$$

用此式估计平均延误取决于初始队长、运行时间、饱和度、稳态方程系数,这个方程是一个近似解,但它能用来估算非饱和条件和不同队长情况下的平均延误。本质上,通行能力的大小已经在各个方面反映了道路条件、交通条件、环境条件对车流的影响,因此,可以说它是一个非常综合的参数,说明影响通行能力的因素对延误有同样的影响。

(4) 经验模型

Kyte(1991)直接建立了一个延误与储备通行能力的经验关系:

$$d = \beta_1 e^{(-\beta_2)(C_n - V_n)} \quad (8-48)$$

式中: β_1, β_2 ——回归系数,根据各观测点的数据进行拟合统计分析,近似得出 $\beta_1 = 55.74$, $\beta_2 = 0.0014$;

$C_n - V_n$ ——支路的储备通行能力(veh/h)。

3. 具有自由通行交叉口车辆的延误

无明显优先交叉口处,车辆的运行呈现车队的特征,因而其延误的计算另有特点。

在相互交替通过交叉口的每一车队中,随机部分不产生延误,而饱和和流部分车辆均产生延误。受延误车辆的比例为:

$$A \text{ 路} \quad r_A = N_{SA}/N_A$$

$$B \text{ 路} \quad r_B = N_{SB}/N_B$$

式中: N_{SA}, N_{SB} ——A, B 车队的饱和车流量;

N_A, N_B ——A, B 车队在一个循环的总车流量。

在无控交叉口,当两路车流以车队形式通过时,其通行方式与信号交叉口相仿,故可以用类似于求信号交叉口延误的方法分析无控交叉口延误,通常采用修正的韦伯斯特(webster)延误模型,其形式为:

$$\bar{d} = 0.9(d_1 + d_2) \quad (8-49)$$

$$d_1 = \frac{T_c(1 - \lambda)^2}{2(1 - \lambda \cdot x)} \quad (8-50)$$

$$d_2 = \frac{x^2}{2q(1 - x)} \quad (8-51)$$

式中: $\lambda = 1 - \gamma/T_c$, $x = \gamma/\lambda$, $\gamma = q/Q_S$;

γ ——红灯时间;

T_c ——周期长度。

应用上述模型的参数对应是:计算 A 路车辆的平均延误时,取 $\gamma = T_B$, $T_c = T_A + T_B$, $q = q_A$, $Q_S = Q_{SA}$;对于 B 路车辆,取 $\gamma = T_A$, $T_c = T_A + T_B$, $q = q_B$, $Q_S = Q_{SB}$ 。

模型中, d_1 是车辆均匀到达的平均延误,用 May 模型求得, d_2 是车辆随机到达而导致的

附加平均延误,根据定长服务时间的 M/D/1 排队模型求得。

六、无信号交叉口的服务水平

服务水平是指道路使用者从道路状况、交通条件、道路环境等方面可能得到的服务程度或服务量。不同的服务水平就意味着不同的道路、交通条件以及经济安全等因素。

不同的服务水平允许通过的交通量不同,服务水平高的道路车速快,驾驶员开车的自由度大,舒适性与安全性好,但相应的通过量小;反之,允许的服务交通量大,则服务水平低。

评价服务水平应考虑相当多的因素,其等级差别并不容易区分,因此,大部分评价方法都使用其中的最主要项目作为服务水平的确定指标。

目前,国际上常用车辆在交叉口处的延误来描述交叉口处交通设施对车辆的服务水平。根据交叉口实际通行能力及交通量确定交叉口车辆的平均延误,由服务水平与延误的对应关系确定交叉口的整体服务水平。

在交叉口通行能力的分析中,使用车辆的平均延误作为服务水平的划分指标是合理的、可行的。美国《道路通行能力手册》(HCM,1994 版)给出了无信号交叉口在具有主路优先条件下支路车辆的平均延误作为划分服务水平的标准如表 8-13 所示:

美国无信号交叉口服务水平划分标准

表 8-13

服务水平	平均停车延误(s)	服务水平	平均停车延误(s)
A	≤ 5.0	D	20.1 ~ 30.0
B	5.1 ~ 10.0	E	30.1 ~ 45.0
C	10.1 ~ 20.0	F	> 45.0

根据我国的情况,适应我国国情的交叉口服务水平划分标准如表 8-14 所示:

适用于我国公路无信号交叉口服务水平的划分标准

表 8-14

服务水平等级	平均停车延误(s)	交通状况描述
一级	≤ 15.0	车流畅行,略有阻力
二级	15.1 ~ 30.0	车流运行正常,有一定延误
三级	30.1 ~ 50.0	车流能正常运行,但延误较大
四级	> 50.0	车流处于拥挤状态,延误很大

在相同道路条件及交通组成下,当交叉口交通量很小时,延误较小,随着交通量的增大,延误的增长很快,当交通量达到一定程度后,延误急剧增长,服务水平急剧下降,交通量也会停止增长或下降。

在道路规划与设计中,不能以车流的最大流量为计算值,而应考虑车流的通行效率。在评价道路交叉口使用状况以及各种规划设计中一般采用车流在正常运行条件下的服务通行能力,即 C 级服务水平下的通行能力作为一个最合适的道路交通量。

七、交叉口实际通行能力及影响因素分析

1. 交叉口适应交通量

在一定的通行能力水平下,应用车辆平均延误与车流量的关系,在三级服务水平(延误为

45s)下,不同方法计算的交叉口一车道车流的适应交通量。如表 8-15:

不同模型计算的交叉口一车道车流的适应交通量(pcu/h)

表 8-15

基本通行能力	200	600	1000	1400
间隙理论法	80	420	850	1280
M/G/I 排队法	120	470	870	1300
HCM 推荐法	100	450	870	1300
经验法	130	480	920	1310

使用车队模型在相同条件下计算所得的通行能力为 1340pcu/h,与其他方法计算所得值基本相当。几种方法的结果基本相似,最终确定作为标准使用的车道适应交通量标准如表 8-16 所示:

作为参照标准的交叉口一车道车流的适应交通量(pcu/h)

表 8-16

基本通行能力	200	600	1000	1400
适应交通量	100	450	900	1300

使用表 8-16 结果和上述模型,可得出不同型式交叉口的基本通行能力,如表 8-17 所示。方便起见,不同交叉口均用一个三位数代码 XAB 来表达,其中 X 表示交叉口类型,十字型交叉记为 4,T 字型交叉记为 3;A 表示交叉口主路车道数;B 表示交叉口支路车道数。如:十字型 2/2 相交,记为 422;T 字型 2/2 相交,记为 322。

不同类型交叉口的基本交通量(pcu/h)

表 8-17

交叉口类型	422	442	322	342
基本交通量	2600	3100	2000	2500

应用本节方法可对交叉口进行评估和设计。评估时将交叉口实际车辆运行数据代入计算得出不同车流流向的平均延误,确定交叉口对通过车辆的服务水平等级。设计时根据适用年交通量大小和服务水平确定交叉口规模及各进口道引道数。

2. 交叉口类型及其特征

由于我国实际的交叉口主要为十字交叉和 T 形交叉,因此,本书主要针对这两类交叉口进行分析,它们的标准几何特征如表 8-18 所示:

交叉口的标准几何特征

表 8-18

交叉口类型	道路优先等级		道路宽度		行车道数		交通标志 (Y/N)
	主路	支路	主路	支路	主路	支路	
422	1/2	2/3	9-15	9-12	2	2	N
442	1/2	2/3	15-17	9-12	4	2	N
322	1/2	2/3	9-15	9-12	2	2	N
342	1/2	2/3	15-17	9-12	4	2	N

3. 交叉口基本通行能力

理想条件下,交叉口的基本通行能力即为服务水平为三级时的交叉口适应交通量,此值是

根据间隙接受理论得出的。

通过计算机模拟计算得出的不同交叉口基本通行能力与理论计算值稍有不同,但其值差别不大。实际交叉口观测过程中,交通量达到交叉口通行能力的情况几乎没有,根据实际观测值的趋势分析,此计算值是基本正确的。两者比较如表 8-19:

不同类型交叉口的基本通行能力比较(pcu/h)

表 8-19

交叉口类型	422	442	322	342
间隙理论计算值	2600	3100	2000	2500
计算模拟值	2508	3277	2103	2775

通过比较,得出不同交叉口的基本通行能力如表 8-20:

不同类型交叉口的基本通行能力(pcu/h)

表 8-20

交叉口类型	422	442	322	342
基本通行能力	2600	3100	2000	2500

确定了基本通行能力 C_0 后,不同交叉口的实际通行能力 C 为:

$$C = C_0 \prod F_i$$

式中: C ——交叉口的实际通行能力;

C_0 ——交叉口的基本通行能力;

F_i ——第 i 种影响因素的修正系数。

4. 影响因素分析

(1) 主支路流量不平衡影响系数(见表 8-21)

交叉口的各路车流对交叉口的通行能力有着不同的影响,一般情况下主路和支路两路车流处于平衡时,通行能力最大,不平衡时,通行能力有所下降。

主支路流量不平衡影响系数 F_{EQ} 与主支路流量比 x 的关系为:

$$F_{EQ} = 1 - 0.32 \ln x \quad (8-52)$$

主支路流量不平衡修正系数 F_{EQ}

表 8-21

主支路流量比	1.0	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	1.6	1.7	1.8
修正系数 F_{EQ}	1.00	0.97	0.94	0.92	0.89	0.87	0.85	0.83	0.81
主支路流量比	1.9	2.0	2.1	2.2	2.3	2.4	2.5	2.6	2.7
修正系数 F_{EQ}	0.79	0.78	0.76	0.75	0.73	0.72	0.71	0.69	0.68
主支路流量比	2.8	2.9	3.0	3.1	3.2	3.3	3.4	3.5	3.6
修正系数 F_{EQ}	0.67	0.66	0.65	0.64	0.63	0.62	0.61	0.60	0.59

(2) 大型车混入率修正系数(见表 8-22)

大型车和拖挂车的动力性能较差,但体积较大、车速较低,对交叉口的通行能力有一定的影响。随着大型车比例的增加,由于通过一辆大型车相当于通过若干辆小客车,交叉口通行能力有所增加。但从对通行能力影响的总体趋势上看,其影响幅度不大。

大型车混入率修正系数 F_{LA} 与大型车比例 x 的关系为:

$$F_{LA} = 1 + 0.02x \quad (8-53)$$

大型车混入率修正系数 F_{LA}

表 8-22

大型车比例	0.05	0.1	0.15	0.2	0.25	0.3	0.35	0.4	0.45
修正系数 F_{LA}	1.01	1.02	1.03	1.04	1.05	1.06	1.07	1.08	1.09

(3) 左转修正系数(见表 8-23)

左转向对交叉口通行能力有很大影响,左转车影响修正系数 F_{LT} 与左转车比例 x 的关系为:

$$F_{LT} = 1 - 0.40x \quad (8-54)$$

左转车影响修正系数 F_{LT}

表 8-23

左转车比例	0.05	0.1	0.15	0.2	0.25	0.3	0.35	0.4	0.45
修正系数 F_{LT}	0.98	0.96	0.94	0.92	0.9	0.88	0.86	0.84	0.82

(4) 右转修正系数(见表 8-24)

右转向对交叉口通行能力有一定影响,其影响修正系数 F_{RT} 与右转车比例 x 的关系为:

$$F_{RT} = 1 + 0.1x \quad (8-55)$$

右转车影响修正系数 F_{RT}

表 8-24

右转车比例	0.05	0.1	0.15	0.2	0.25	0.3	0.35	0.4	0.45
修正系数 F_{RT}	1.01	1.01	1.02	1.02	1.03	1.03	1.04	1.04	1.05

(5) 横向干扰修正系数(见表 8-25)

横向干扰对交叉口通行能力影响很大,根据不同地区交叉口的不同情况,考虑行人、非机动车以及慢行机动车辆等对机动车速度造成的影响,对交叉口通行能力进行修正。根据实际观测情况,横向干扰修正系数 F_{FR} 如下表所示:

横向干扰修正系数 F_{FR}

表 8-25

横向干扰系数等级	相应地区及非机动车、慢行车的的影响	修正系数
低	乡村:路边有少许建筑物和出行 慢行车小于 1%	0.95 ~ 1.00
中	居住区:如村庄小镇 慢行车小于 4%	0.80 ~ 0.95
高	商业区:如城镇的小集市面上 慢行车小于 7%	0.6 ~ 0.80

(6) 实际通行能力

实际通行能力 C 即为基本通行能力 C_0 与各个影响系数的连乘积:

$$C = C_0 \prod F_i = C_0 \times F_{EQ} \times F_{LA} \times F_{LT} \times F_{RT} \times F_{FR} \quad (8-56)$$

5. 交叉口实际延误与服务水平分析

验算证明,交叉口通行能力与交叉口总平均延误呈非线性关系。随着通行能力增加,延误快速增长,可将其描述为指数类型模式。延误与实际通行能力的关系用指数关系来拟合,其相关系数为 0.75。

延误与交叉口车流量饱和度的关系为:

当饱和度 x 小于 0.75 时,延误计算式为: $d = 0.36 \exp(4.28x)$;

当饱和度 x 大于 0.75 时,延误计算式为: $d = 0.36 \exp(4.28x) \times F_D$ 。其中 F_D 为修正系数,其值 $F_D = 1.7$ 。

6. 计算示例

无信号交叉口通行能力通过确定不同影响因素的修正系数,最终确定其实际通行能力。计算步骤如下:

(1)确定交叉口类型及基本通行能力;

(2)确定交叉口各流向交通量、各类车型数量以及总的交通量;

对交叉口进行实地观测,获取现场数据。将观测得到的交叉口各入口不同方向的交通量统计分析,按不同车型的当量车折减系数,将其折算为当量车值,作为下一步的计算基础。

(3)确定各影响因素的修正系数,计算交叉口的实际通行能力。

交叉口有不同的十二种流向,对每一个流向,计算汇总其当量车值,计算或查表确定各影响因素的修正系数,最后计算确定交叉口的实际通行能力。

(4)确定交叉口的延误及服务水平。

根据计算得到的交叉口实际通行能力和观测得到的交叉口实际交通量,查表或计算得出相应的延误,并确定交叉口的服务水平。

交叉口不同服务水平等级的确定,可以评价交叉口的运行状况。据此评价指标的优劣,对交叉口整体运行的效能可以做出评价。

[例 8-1] 某城市附近有一国道与其环城路相交的交叉口,是一个典型的二路与二路相交的交叉口,其日交通量为 7000~9000veh/d,交叉口处的道路条件一般,有一进口道处还有一定的弯角。试确定该交叉口的服务水平,评价其运行状况。

解:由实际观测知,该交叉口类型为 422 型,查表知其基本交通量为 2600pcu/h。

此交叉口距城市较远,其横向干扰水平不大,但附近有一家工厂,因此在上下班期间会出现较大的干扰,但它们的影响时间不长,因此定义其横向干扰水平为中等。

现场没有大型的建筑物,驾驶员的视野良好,一条引道在很远的地方有一点坡度,考虑其距交叉口有相当的距离,可认为车辆不受其影响。

根据观测统计,车辆的组成为轻型车与重型车之比为 0.44:0.56,其相应的 PCE 系数为 1:3.5。

根据此交叉口所记录的各方向车流量及车型比例,计算其当量交通量;根据以上数据及交叉口情况选取的通行能力影响因素修正系数如表 8-26:

交叉口通行能力影响因素修正系数确定

表 8-26

主支路流量不平衡修正系数 F_{EQ}		大型车影响修正系数 F_{LA}	
主路流量	754	大型车流量	252
支路流量	453	总混合交通量	574
主支路流量比	1.7	大型车比率	0.44
修正系数 F_{EQ}	0.83	修正系数 F_{LA}	1.09
左转车流影响修正系数 F_{LT}		右转车流影响修正系数 F_{RT}	
左转车流量	213	右转车流量	211
总交通量	1204	总交通量	1204
左转车比率	0.18	右转车比率	0.18
修正系数 F_{LT}	0.93	修正系数 F_{RT}	1.02
横向干扰影响等级	中等	横向干扰修正系数 F_{RT}	0.90

则该交叉口实际通行能力 C 为:

$$\begin{aligned} C &= C_0 \times F_{EQ} \times F_{LA} \times F_{LT} \times F_{RT} \times F_{FR} \\ &= 2600 \times 0.83 \times 1.09 \times 0.93 \times 1.02 \times 0.90 \\ &= 2008 \text{pcu/h} \end{aligned}$$

由实际通行能力和观测得到的交叉口车流量可计算饱和度,并由饱和度计算其延误,最后查表计算交叉口服务水平并对其交通状况进行评价。计算结果如表 8-27:

延误与服务水平计算

表 8-27

交叉口车流量 V	实际通行能力 C	饱和度 $x = V/C$	平均延误 $d(s)$	服务水平
1204	2008	0.6	5	一级

由以上计算结果可看出,此交叉口的运行状况良好,平均延误只有 5s 左右,整体水平处于一级服务水平。

第三节 环行交叉口通行能力分析

环行交叉口是自行调节的交叉口。这种交叉口是中央设置中心岛,使进入交叉口的所有车辆均按同一方向绕岛行驶。车辆行驶过程一般为合流、交织、分流,避免了车辆的交叉行驶。

环行交叉口具有很明显的主、支路特征。当环行车流与进环车流相交时,环行车流可不受干扰自由通行,只有当环行上的车流出现较大的间隙时,进环上的车流才能进入交叉口。国内外在研究环行交叉口通行能力时,都以进环车辆能够进入交叉口的最大流量作为交叉口的通行能力。以间隙—接受理论为基础,分析在各种道路和交通条件下进环车辆的通行能力是目前普遍采用的方法。

环形交叉口通行能力研究的主要目的是估算环形交叉口能适应的最大交通量;其另一个目的是用来估算环形交叉口在规定的运行质量条件下设施交通的最大交通量。它是公路交叉口规划、设计及管理等方面的基本参数。

环形交叉口的通行能力规定为在一定时段和通常道路、交通、管制条件下,能合情合理地期望车辆通过车道或道路均匀断面的最大小时交通量。通行能力定义还假设要良好的气候条件和路面条件。

一、分析步骤

环形交叉口的分析步骤如下:

弄清环形交叉口上车流运行的实际情况,找出与实际情况相符的理论模式,这是环形交叉口通行能力的计算的前提。

标定交通流参数。交通流参数主要研究车头时距分布及可穿插间隙研究,车头时距的分布反映了车辆的到达规律;可插间隙及随车时距决定了车辆可以进行穿插或交织的能力。

二、环行交叉口类型及基本通行能力的确定

1. 分类

环行交叉口按中心岛直径可分三类:

(1)常规环行交叉口(如图 8-8 所示)。

中心直径大于 25m, 交织段比较长, 进口引道不拓宽成喇叭形。我国现有的环交叉口均属此类。

(2) 小型环行交叉口(如图 8-9 所示)。中心岛直径为 4~25m, 引道进口加宽, 作成喇叭形, 便于车辆进入交叉口。

(3) 微型环行交叉口(如图 8-10 所示)。中心岛直径一般小于 4m, 中心岛不一定成圆形, 也不一定做成一个。可以用白漆画成圆圈, 不用凸起这种环行交叉口, 实际上是渠化交叉口。

2. 常规环行交叉口的通行能力计算

常规环行交叉口的通行能力计算, 各国均有独特的公式, 其中较著名的和使用较广泛的公式有:

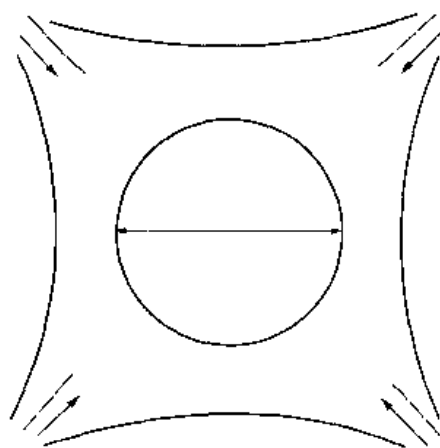


图 8-8 常规环形交叉口

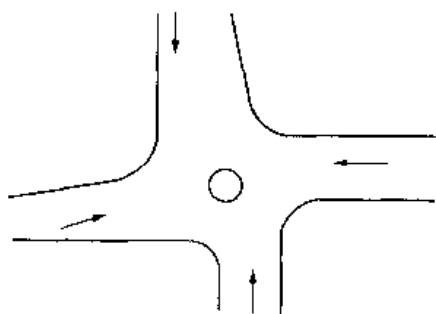


图 8-9 小型环形交叉口

沃尔卓普(wardrop)公式

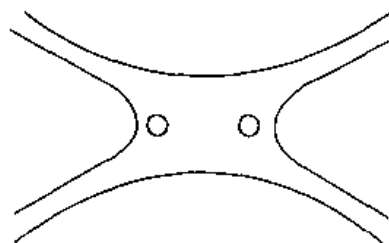


图 8-10 剪刀式微型环形交叉口

$$Q_M = \frac{354 \cdot w \cdot \left(1 + \frac{e}{w}\right) \cdot \left(1 - \frac{p}{3}\right)}{\left(1 + \frac{w}{e}\right)} \quad (8-57)$$

式中: Q_M ——交织段上的最大通行能力 (veh/h);

l ——交织段的长度(m);

w ——交织段的宽度(m);

e ——环行交叉口引道的平均宽度(m), $e = \frac{1}{2} \times (e_1 + e_2)$;

e_1 ——入口引道长度(m);

e_2 ——环道突出部分宽度(m);

p ——交织段内进行交织车辆与全部车辆之比, 百分率计。

上述常规环行交叉口几何参数如图 8-11 所示。

上公式适用于下列条件:

a. 引道上没有因故暂停的车辆;

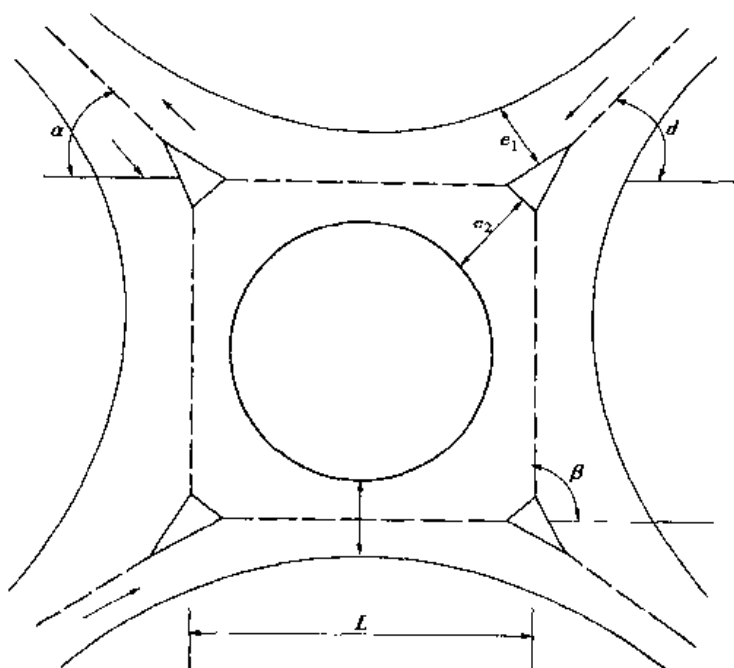


图 8-11 大型环形交叉口计算式

- b. 引道位于平坦地区, 纵坡不大于 4%;
c. 各参数应在下列范围:

$$\begin{aligned}w &= 6.1 \sim 18.0\text{m}; \\e/w &= 0.4 \sim 1.0; \\w/e &= 0.12 \sim 0.4; \\e_1/e_2 &= 0.34 \sim 1.41; \\p &= 0.4 \sim 1.0;\end{aligned}$$

驶入角不宜大于 30°;

驶出角应小于 60°;

交织段内角不应大于 95°。

(2) 英国环境部使用公式

英国道路实施左行规则, 通过对环行交叉研究, 1966 年对环行交叉口实行了左侧优先的行驶法规, 即规定行驶右环道上的车辆可以优先通行进入环道的车辆可以优先通行, 进入环道的车辆让路给环道上的车辆等候间隙驶进环道。这样, wardrop 公式不适用, 所以应采用以下公式计算:

$$Q = \frac{160w \left(1 + \frac{e}{w}\right)}{1 + \frac{w}{l}} \quad (8-58)$$

式中, Q 为交织段通行能力, 其中载货车占全部车辆的 15%, 如重车超过 15% 时要进行修正, 用于设计通行能力时要乘以 85%。

其他各参数意义与数值同前。

(3) 环形交叉口间隙接受理论模型

① 进环车道为一条时的通行能力

当环形交叉口的环形车道为一条时, 进环车道多为一条。这种环形交叉口的间隙接受理论模型可从两股交通流相互作用时的排队模型中推导出来见图 8-12:

由于在这种环形车道上的车辆无法超车, 故可认为车辆的车头时距服从移位负指数分布。当环形车道车流较大时, 部分环形车流会以最小行车时距 t_m (s) 结队行使。设 α 表示车头时距大于 t_m 的自由流的比例, 环行车流量为 q (pcu/s), 环形车流的车头时距大于和等于 t_m 的概率分别为 α 和 $1 - \alpha$ 。则环形车流具有公式 (8-47) 所示的分布形式。设 t_f 为进环车流的随车时距, 即当环形车流的车头时距较大时, 允许

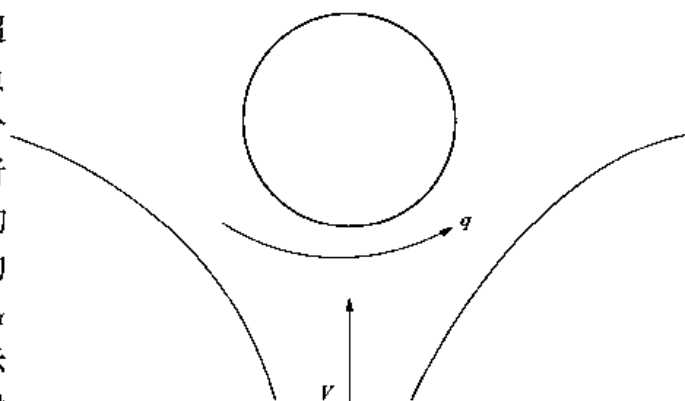


图 8-12 环形交叉口计算式

两辆以上汽车进入时, 进口车道上排队进入环形交叉口时的相邻两车的车头时距。

当 $t_c < h < t_c + t_f$ 时, 允许一辆汽车进入交叉口; 当 $t_c + (k - 1)t_f < h < t_c + t_f$ 时, 允许 k 辆车进入交叉口。设环形车流出现 $t_c + (k - 1)t_f < h < t_c + t_f$ 的概率为 P_k , 则

$$\begin{aligned} p_k &= p[h \geq t_c + (k-1)t_l] - p[h \geq t_c + kt_l] \\ &= \alpha e^{-\lambda[t_c + (k-1)t_l - t_m]} - \alpha e^{-\lambda[t_c + kt_l - t_m]} \end{aligned} \quad (8-59)$$

设进环车辆的通行能力为 C_e , 则:

$$C_e = 3600 \sum_{k=1}^{\infty} p_k k q = 3600 \frac{\alpha q e^{-\lambda(t_c - t_m)}}{1 - e^{-\lambda t_l}} \quad (8-60)$$

②进环车道为两条时的通行能力

当进口车道和环形车道均为两条。两条进口车辆进入交叉口时,左侧车流需与外侧环形车流穿插并与内侧环形车流合流;而右侧车流只需与外侧环形车流合流。设 C_{e1} 和 C_{e2} 分别为左、右两侧进口车道能够进入交叉口的车辆数,则:

$$C_e = C_{e1} + C_{e2} \quad (8-61)$$

式中, C_{e1} 和 C_{e2} 分别为左、右两侧进口车到能够进入交叉口的车辆数。 C_{e2} 的计算方法与进环车道为一条时计算方法相同。

当左侧车辆进入交叉口时,可把环形车流假设成一当量车流与原车流具有如下对应关系:

当量车流车头时距大于 t_m 时,服从移位负指数分布,当量车头时距小于 t_m 时服从均匀分布;

当量交通量等于两车道交通量之和,即:

$$q = q_1 + q_2$$

式中, q_1 、 q_2 分别为内、外侧环形车流的流量;

当量车流车头时距小于 t_m 的概率为

$$p(t \leq t_m) = \frac{t_m}{h},$$

式中, h 为两环形车流平均车头时距的均值,即 $\bar{h} = \frac{1}{2} \left(\frac{1}{q_1} + \frac{1}{q_2} \right)$; $p(t \leq t_m) + p(t > t_m) = 1$

基于以上假设,可推出当量车流车头时距具有所示的分布形式。

$$f(t) = \begin{cases} \frac{2q_1 q_2}{q_1 + q_2} & (0 \leq t \leq t_m) \\ \lambda \left(1 - \frac{2q_1 q_2}{q_1 + q_2} t_m \right) e^{-\lambda(t-t_m)} & (t_m < t) \end{cases} \quad (8-62)$$

式中:

$$\lambda = \lambda_1 + \lambda_2 = \frac{\alpha_1 q_1}{1 - t_m q_1} + \frac{\alpha_2 q_2}{1 - t_m q_2}$$

与公式(8-61)的推导相同,可得出左侧车道的通行能力公式如下:

$$C_{e1} = 3600 \frac{q e^{-\lambda(t_c - t_m)}}{1 - e^{-\lambda t_l}} \left(1 - \frac{2q_1 q_2}{q_1 + q_2} \right) \quad (8-63)$$

进环车辆总的通行能力公式如下:

$$C_e = 3600 \frac{q e^{-\lambda(t_c - t_m)}}{1 - e^{-\lambda t_l}} \left(1 - \frac{2q_1 q_2}{q_1 + q_2} \right) + 3600 \frac{\alpha_2 q_2 e^{-\lambda(t_c - t_m)}}{1 - e^{-\lambda_2 t_l}} \quad (8-64)$$

3. 小型环形交叉口通行能力计算

小型环交的特点是环道较宽,进出口做成喇叭形,对进入环道的车辆提供较多的车道,车流运行已不存在交织现象。在所有进口引道都呈饱和状态条件下,经过实验,得到如下公式:

$$Q = k(\sum w + \sqrt{A}) \quad (8-65)$$

式中: Q ——环行实用通行能力,该值乘以 0.8 为设计通行能力(pcu/h);

$\sum w$ ——所有引道基本宽度的总和(m);

A ——引道拓宽增加面积(m^2), $A = \sum a$;

k ——系数(pcu/h·m),三路交叉, $k = 70$;四路交叉, $k = 50$;五路交叉, $k = 45$ 。

三、各影响因素修正系数确定

以上得到的是基本通行能力,即是在一种理想状态下所能达到的最大通行能力。实际中,交叉口通行能力会受到许多因素的影响,要结合实际交叉口的情况进行修正,修正后的通行能力,即实际通行能力。

交叉口的横向干扰系数、进口车流的转向比例和进口车流的流量比会直接影响到环行交叉口的实际通行能力。

1. 横向干扰系数

横向干扰系数 FSF 的影响可根据观测饱和流量和相应的干扰系数对比得出,如表 8-28 所示:

横 向 干 扰 系 数		表 8-28
横向干扰等级	相应的地理类型	修正系数
低	乡村,路边有少许建筑物和交通量	1
中	居住区	0.96
高	商业区	0.92

2. 左转修正系数

左转车流的修正系数可通过下列两式模拟运算

$$C_{cl} = 3600 \frac{qe^{-\lambda(t_{s-1,m})}}{1 - e^{-\lambda t}} \frac{2q_1q_2}{(1 - q_1 + q_2)} \quad (8-66)$$

$$c_e = 3600 \frac{qe^{-\lambda(t_{s-1,m})}}{1 - e^{-\lambda t}} \left(1 - \frac{2q_1q_2}{q_1 + q_2}\right) + 3600 \frac{a_2q_2e^{-\lambda_2(t_s-t_m)}}{1 - e^{-\lambda_2 t}} \quad (8-67)$$

用回归方法得出:

$$F_{LT} = 1.14 - 0.92P_{LT} \quad (8-68)$$

式中: P_{LT} ——左转向率。

3. 右转修正系数

同上原理可以得到右转修正系数: F_{RT}

$$F_{RT} = 0.76 + 1.6 \times P_{RT} \quad (8-69)$$

式中: P_{RT} ——右转向率。

4. 流量比修正系数 F_M

在实际交通中,各进口车道的流量不会完全相等,其中,两条连接道路的流量较大(相当于无信号交叉口的支路),另两条连接道路的流量较小(相当于无信号交叉口的支路)。流量比即大流量与小流量之比,对不同流量比,运用前面计算环形交叉口的基本通行能力的方法即可算出不同流量比下总的通行能力,对结果进行回归分析即可得到流量比修正系数 F_M 。

$$F_M = 0.88 + 0.11 \times P_M \quad (8-70)$$

四、实际通行能力

无论是进口车道的通行能力还是交叉口的基本通行能力,都可以用下式对其进行修正,得到相应的实际通行能力。

$$\text{实际通行能力} = \text{基本通行能力} \times F_{SF} \times F_{LT} \times F_{RT} \times F_M \quad (8-71)$$

五、延误及服务水平确定

环形交叉口的延误可定义为几何延误(DT)和交通延误(DG)。几何延误为由交叉口几何形状引起的额外运行时间,包括车辆在转向过程中的加减速引起的延误。对于一定形状的交叉口,可认为几何延误为常数。不同环岛直径的几何延误见表 8-29。

不同环岛直径的几何延误

表 8-29

环岛直径(m)	< 20	> 20
几何延误(s)	6	8

交通延误也称排队延误,指入环车辆在进入交叉口过程中的减速、停车、等待、加速而引起的额外运行时间。这里主要介绍排队延误。假设只有两股车流——一股为享有优先权的环形车流,另一股为进口车道车流,它必须给环形车流让路。环形交通流的流率为 q (pcu/s),进口车道上的交通流率为 V_n (pcu/s)。

1. 稳态条件下的交通延误模型

当进环车辆已稳态方式到达时,以间隙接受理论为基础,每辆车的平均延误可以用一个通式来表示:

$$DT = \frac{D_{\min}}{1-x} = \frac{C_n}{C_n - q_n} D_{\min} \quad (8-72)$$

式中: x ——进环车流的饱和度 (V_n/C_n);

$D_{\min}$ ——Adams 延误(s)。

若进环车道上的车队长度时几何分布,则:

$$D_{\min} = \frac{e^{\lambda(t_c - t_m)}}{\alpha q} - t_c - \frac{1}{\lambda} + \frac{\lambda t_m^2 - 2t_m + 2\alpha t_m}{2(\lambda t_m + \alpha)} \quad (8-73)$$

环形车流量对进口车道上车辆的延误有显著影响,按式(8-72)、式(8-73)计算环形车流量分别为 200、300、400、500、600、700、800 (pcu/h) 时,进环车流的交通延误随交通量的变化情况,结果见图 8-13。从图中可以看到,在不同的环形交通量下,当入环交通量达到一临界值,延误会急剧上升。

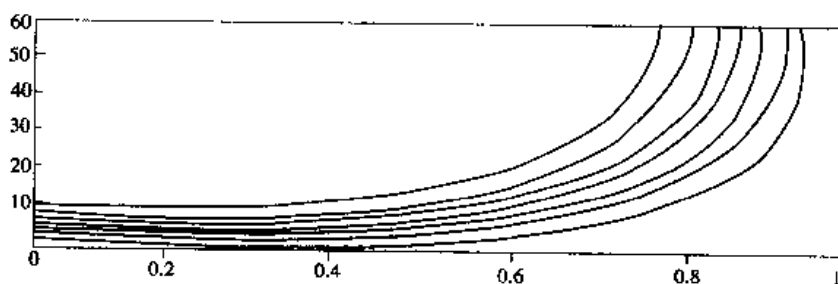


图 8-13 不同环形车流量下交通延误变化曲线

环形车流越大,临界值越小,延误随交通量的变化越显著,图中所取参数值为:临界间隙 5s,最小时距为 2s,随车时距为 2s。

图 8-14 所列结果为环形车流量为 800 辆/h,平均排队长度不同的情况下,入环车辆延误随交通量的变化值,由图可知,当车队平均长度不同时,平均延误的差异较大。

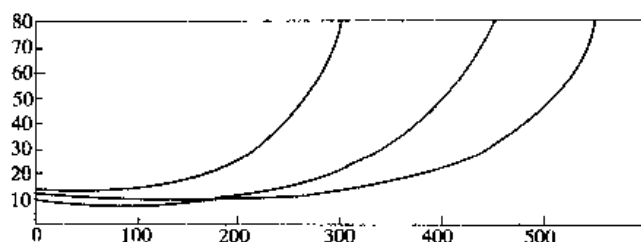


图 8-14 车队长对交通延误的影响

2. 非稳态条件下交通延误的时间相关模型

根据国外经验,常规的排队理论适用于稳态条件下,这些方法只有在饱和度小于 1,时间段足够长的情况下才能得到满意效果。在实践中,Morse(1962)发现只有当观测时间 T 满足下面的公式,稳态条件下的排队理论的计算结果才具有可信性:

$$T > \frac{1}{\sqrt{C_n} - \sqrt{q_n}} \quad (8-74)$$

上式只有在时间段 T (单位:s)内 C_n 和 q_n 基本保持不变才有效,如果观测时间不满足公式(8-74)就应运用时间相关模型。

从公式(8-72)可以看出,当进环车流量随时间历程变化时,车辆延误在某一时间段内是不稳定的,这就给延误的计算带来不方便之处。为了使公式(8-72)能够用于计算非稳态条件下的延误,可把某一段时间段(如 1h)划分为若干连续的时间间隔(如 5min 或 15min),并假定在每一段时间间隔中,进环车流为一稳定值,用公式(8-74)计算出某一时间段内的延误,再用饱和流率对某一时间段内的延误进行加权运算即可得出整个时间段内的平均交通延误

$$\bar{D} = \frac{\sum_{i=1}^n x_i d_i}{\sum_{i=1}^n x_i} \quad (8-75)$$

式中: d_i ——第 i 个时间间隔中的延误;

x_i ——第 i 个式渐渐各种车辆的饱和度;

n ——时间间隔数。

3. 环形交叉口延误

环形交叉口延误等于交通延误与几何延误之和。即

$$D = DT + DG$$

式中: DT ——交通延误;

DG ——几何延误。

六、环形交叉口服务水平的确定

服务水平是指道路使用者从道路状况,交通条件,道路环境等方面可能得到的服务程度或服务素质,不同服务水平意味着不同的道路、交通条件以及经济安全等因素。适用于我国公路

的环形交叉口服务水平的划分标准同本章第二节表 8-15 无信号交叉口服务水平的划分标准。

下面以 422 型环形交叉口为例来说明环形交叉口服务通行能力的确定方法。422 型环形交叉口总的通行能力为 2700pcu/h, 对应各环形车流量为 660pcu/h, 根据式(8-72)、式(8-73)即可计算出交通延误与对应饱和度的曲线, 见图 8-15。

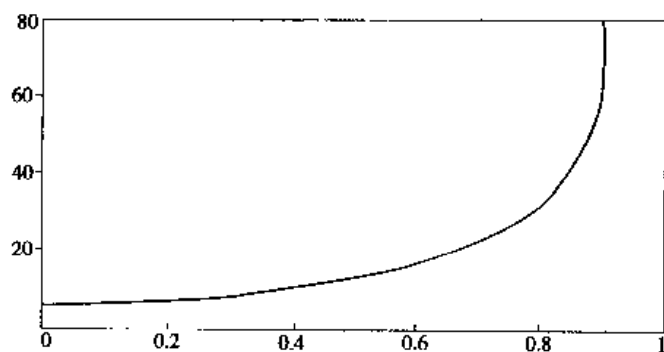


图 8-15 环形交叉口延误与饱和度的关系

由 422 型环形交叉口延误预饱和的关系及上面服务水平划分标准可得服务水平条件下的饱和度及相应的服务通行能力, 如表 8-30 所示。

环形交叉口服务通行能力 (pcu/h)

表 8-30

交叉口类型	服 务 水 平			
	一级	二级	三级	四级
422	900	2000	2300	2700
442, 422	1100	2400	2800	3300
444	1200	2700	3000	3600

注: 交叉口类型表示方法同上。环形交叉口总通行能力为 2700pcu/h, 对应各环形车流量为 600pcu/h。

七、环形交叉口实际通行能力

对表 8-30 中的服务通行能力应结合实际交叉口的情况进行修正, 修正后的通行能力即为实际通行能力。

1. 横向干扰系数

根据表 8-31 即可确定横向干扰系数 F_{SF} 。

横 向 干 扰 系 数

表 8-31

横向干扰等级	相应的地理类型	修正系数
低	乡村: 路边有少许建筑物和交通量	1.0
中	居住区	0.96
高	商业区	0.92

2. 左转修正系数

根据实际的左转率用公式(8-68)得出:

$$F_{LT} = 1.14 - 0.92P_{LT} \quad (8-76)$$

式中: P_{LT} ——左转向率。

3. 右转修正系数

根据实际右转车流比例,即可按下式计算右转系数 F_{RT} ,

$$F_{RT} = 0.76 + 1.6P_{RT} \quad (8-77)$$

式中: P_{RT} ——右转向率。

4. 流量比修正系数

在实际交通流中,各进口车道的流量不会完全相同,其中,两条连接道路的流量较大(相当于无信号交叉口的干路),另两条连接道路的流量较小(相当于无信号交叉口的支路)。流量比 P_M 即小流量与大流量之比。对不同的流量比,运用前面计算环交总的通行能力的方法即可计算出不同流量下总的通行能力,对计算结果进行回归即可确定流量比修正系数 F_M 。回归结果公式(8-78):

$$F_M = 0.88 + 0.12P_M \quad (8-78)$$

第四节 信号控制环形交叉口的通行能力

近些年来,我国城市道路上的交通量随城市经济的迅速发展而急剧增长。一些城市主干道上现有的环形交叉口由于通行能力不足,经常出现拥挤、混乱及堵塞现象,往往是各车辆争相驶进交叉口,却很难顺畅驶出。面对这种状况,交通管理部门一时不可能改变结构形式,而是设置信号灯控制,以期缓解交通运行和秩序。下面主要分析设置信号灯后环交的设计通行能力,并通过计算示例将设置信号灯后环交的设计通行能力与不设信号灯时的通行能力作一比较,以观其改善效果。

一、设计通行能力

1. 交叉口形式确定

环形交叉口可用于城市道路的 Y 形、X 形、十字形及复合形等交叉口,但最常用的是四路相交的十字交叉口。如图 8-16 所示是信号灯控制交叉口形式。途中信号灯有入口灯和环道灯之分。入口灯面对进口道停车线前的人环车辆,环道灯则面对环道上绕行的左转车。

2. 进口道各车道设计通行能力

交叉口通行能力是指单位时间内各相交进口道的最大车辆数。确定信号环形交叉口设计通行能力,只需确定各进口道的通行能力。而进口道的通行能力是由各车道通行能力构成,只要分析进口道各车辆的通行能力即可。

二、一条右转弯设计通行能力的确定

在信号环交口上,右转车不受信号灯影响,在有专用右转车道的条件下,它的最大通行能力为:

$$C_R = 3600/t_R$$

式中: t_R ——右转车最小车头时距(s)。

若已知进口右转车的比例 β_R ,则可按下式计算右转车道的通行能力:

$$C_R = C_1 \times \beta_R \quad (8-79)$$

式中: C_1 ——进口车辆的通行能力(veh/h)。

三、一条直行车道的设计通行能力

C 的大小与信号相位、周期、红绿灯时间等参数有关。设图 8-16 为两相信号控制,信号周

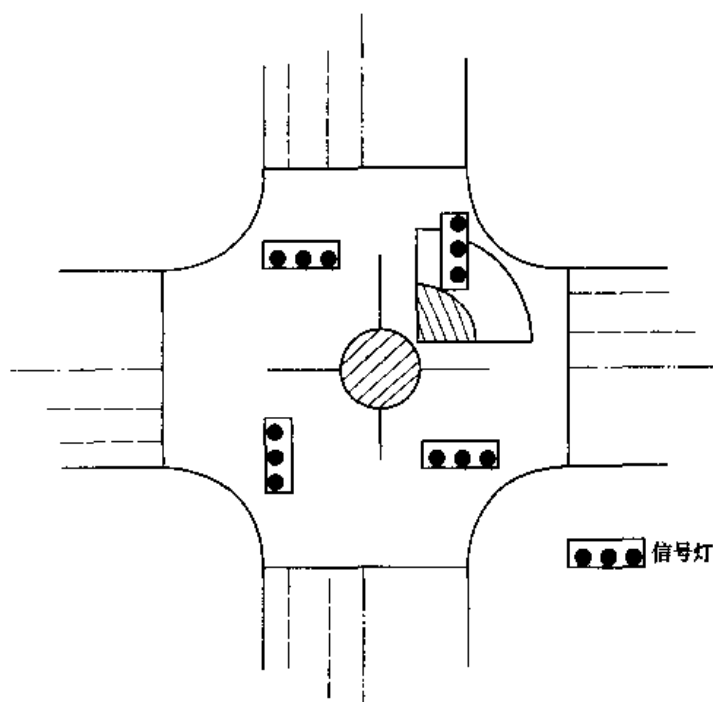


图 8-16 信号环形交叉口示意图

期为 T 、红、绿、黄灯的周期为 T_R 、 T_G 、 T_Y ，即 $T = T_R + T_G + T_Y$ ，则一条直行车道的通行能力为：

$$C_s = 3600 \phi_s [(T_G - T_f)/T_s + 1]/T \quad (8-80)$$

式中： T_f ——绿灯亮后，第一车起动并通过停车线的时间(s)；

T_s ——直行车连续通过停车线的最小车头时距(s)；

ϕ_s ——修正系数，根据车辆通行的不均匀性及非机动车、行人等对汽车的干扰程度确定。

当环形交叉口处的自行车、行人从空间上与机动车分离时， ϕ_s 可近似取 1.0。

四、一条直左车道的设计通行能力

左转车通过信号灯控制环形交叉口时，既受本向进口人口信号影响，又受半环处环道上信号灯的影响。在直、左车道中，因左转车受半环处红灯停车的影响，通过进口车线时花的时间比直行车要长，这就对后面的车辆造成影响。设影响参数 α ，则

$$\alpha = T_L/T_S - 1 \quad (8-81)$$

式中： T_L ——左转车连续通过停车线的平均间隔时间(s)；

T_S ——直行车连续通过停车线的平均间隔时间(s)。

设一条直、左车道中左转车所占比例为 β_L ，则一条直、左车道的设计通行能力为：

$$C_{SL} = C_S(1 - \alpha\beta_L) \quad (8-82)$$

用上式计算 N_{SL} 时， β_L 受与本向进口道相对应的环道半环处停车线前左转车排队扇区容量的影响，如图 8-15 所示阴影部分，排队扇区容量是由排队扇区的车道数、每条车道的长度 L 及排队车辆平均占有车道长度 $L_{\text{车}}$ 决定。

$$M = (\sum L_i)/L_{\text{车}} \quad (8-83)$$

对照式(8-79)和式(8-80)，如果进口道只有一条直、左车道，则：

$$C_{SL}\beta_L \leq M$$

即:

$$\beta_L \leq M/C_{SL} \quad (8-84)$$

如果进口道有 n 条直、左车道,且各条直、左车道的 β_L 相同,则:

$$n \cdot C_{SL} \cdot \beta_L \leq M$$

亦即:

$$\beta_L \leq M/nC_{SL} \quad (8-85)$$

五、两种环形交叉口通行能力比较的计算示例

1. 无信号环形交叉口通行能力计算

设十字环形交叉口环道上的车道数为 3 条,每个进口的车道都为 3 条,进口道各车道的分工为一条右转车道,两条直、左车道。则按照穿插理论,在各进口道各车流为 $Q_{\text{左}} = Q_{\text{右}} = \frac{1}{2}Q_{\text{直}}$ 的条件下,环形交叉口总的通行能力为:

$$C_{\text{总}} = 4C_{\text{交}} = 4 \times 3600/t_{\text{交}} \quad (8-86)$$

式中: $C_{\text{交}}$ ——环形道上靠环岛处绕行车道的通行能力(veh/h);

$t_{\text{交}}$ ——绕行车道上车流中前后两车的平均车头时距。

以小汽车为标准计算时 $t_{\text{交}}$ 可取 2.5s。将 $t_{\text{交}} = 2.5\text{s}$ 代入式(8-83)得:

$$C_{\text{总}} = 4C_{\text{交}} = 4 \times 3600/2.5 = 5760\text{veh/h}$$

2. 有信号控制环形交叉口的通行能力计算

设环形交叉口的形式与上面相同,即环道车道数 3 条,各进口道车道数都为 3 条车道,分工为一条右转车道,两条直、左车道。取信号灯周期的常用时间 T 为 100s,灯色组成为 $T = t_{\text{红}} + t_{\text{绿}} + t_{\text{黄}} = 50\text{s} + 47\text{s} + 3\text{s}$;取 $t_{\text{首}} = 2.3\text{s}$, $t_{\text{直}} = 2.44\text{s}$ 。在每进口道各项车流组成 $Q_{\text{右}} = Q_{\text{左}} = 0.5Q_{\text{直}}$ 的条件下,可算得各进口道右转车和左转车的比例为 25%,即 $\beta_{\text{右}}/\beta_{\text{左}} = 25\%$,据此可算得一条直、左车道中左转车的比例为 $\beta_{\text{左}} = 1/3$ 。在上述条件和参数取值确定后得:

$$C_{\text{直}} = \frac{3600}{100} \left(\frac{47 - 2.3}{2.44} + 1 \right) = 695.5\text{veh/h}$$

$$C_{\text{直、左}} = C_{\text{直}}(1 - \alpha\beta'_{\text{左}})$$

式中: α 值根据实测平均值取为 0.28,则:

$$C_{\text{直、左}} = 695.5(1 - 0.28 \times 1/3) = 630.6\text{veh/h}$$

每个进口道的通行能力为:

$$C_{\text{进}} = 2C_{\text{直、左}} + C_{\text{右}} = 2C_{\text{直、左}} + C_{\text{进}} \times \beta_{\text{右}}$$

即

$$C_{\text{进}} = \frac{2C_{\text{直、左}}}{1 - \beta_{\text{右}}} = \frac{2 \times 630.6}{1 - 0.25} = 1661.6\text{veh/h}$$

交叉口总的通行能力为:

$$C_{\text{总}} = 4C_{\text{进}} = 4 \times 1661.6 = 6726.3\text{veh/h}$$

此时交叉口每进口到 1h 内左转车的数量为:

$$C_{\text{总}} = C_{\text{进}} \times \beta_{\text{左}} = 1661.6 \times 25\% = 415.4\text{veh/h}$$

每信号周期内左转车数为 $C_{\text{左}} = 415.4 \times 100/3600 = 11.5 \approx 12\text{veh}$,即左转车在环道上排队扇区的容量 M 应大于等于 12veh。

两种环形交叉口的设计通行能力比较:

由计算结果可知,在环形车道数、进口道车道数、进口道各车道分工及进口道左、直、由车流比例相同的条件下,设置信号灯后环形交叉口的通行能力比不设信号灯时更大。而且,环形交叉口设置信号灯后,如果交叉口面积较大,还可以通过增加环道和进口道车道数大幅度提高交叉口的通行能力。但不设信号灯的环形交叉口,因受环内车流交织现象的影响,在环道上车道数达到一定条数后,再增加车道数,对改善交叉口的通行能力并无多大效果。

综上所述,城市两条主要道路相交的环形交叉口,当个路口进入交叉口的流量达到或超过常规环形交叉口的通行能力时,可通过设置信号灯控制来提高环形交叉口的通行能力。而且,当交叉口的面积越大,这种采用信号灯控制来改善通行能力的效果越明显。但当环形交叉口环道上的车道数小于3时,则不宜采用信号灯控制。

思考题

1. 无信号交叉口的车流运行特性?
2. 临界间隙法的理论依据及其计算步骤?
3. 无信号交叉口服务水平的概念及其确定方法?
4. 环形交叉口的类型有哪几种?其各自的通行能力怎样计算?
5. 如何计算环形交叉口的延误?并根据延误确定其服务水平?

计算题

1. 某市附近有一T形交叉口,是一个二路与二路相交的T形交叉口,其日交通量约为7000veh/d左右,交叉口的道路条件良好,进口道没有坡度,支路与主路交角约 80° 左右。实地观测知,该交叉口位于市郊,其横向干扰不大,车型单一。车流的轻型车与重型车比例为0.60:0.40,其相应的PCE系数按1:3.5计算。交叉口没有大的建筑物,视野良好。根据以上条件,确定交叉口的服务水平,并进行交通状况评价。

2. 某市附近有一环形交叉口,是典型的422型环形交叉口。环岛直径为9m,其交通量约为1247veh/h左右,其中南北方向的车流量为440veh/h,东西方向的车流量约为807veh/h。交叉口的几何条件与道路条件一般,四个转角边缘不是完全对称。实地观测知,该交叉口周围没有大型的建筑物,对驾驶员的视线不构成障碍,视野良好。因为周围是加油站和饭店,偶尔有车辆和行人出入,但总体来说,其干扰不大。根据观测统计,各车流的比例为0.40:0.30:0.25:0.05。pcu系数为1.2。试确定交叉口的服务水平,并进行交通状况评价。

第九章 信号交叉口通行能力分析

城市道路交叉口的通行能力,决定并约束了整个城市路网的通行能力。从当前的情况来看,交叉口往往是整个城市路网的瓶颈,成为路网规划、建设、改造和交通治理的重点。当交叉口的交通流量不大时,交叉口的通行秩序可以由交通主体的自组织来维持。但是,当交通量超过某一限度时,作为交叉口的一种交通组织管理方式,可通过设置外在的交通信号加以指挥,使得交叉口能够正常运营。信号交叉口是交通系统中最为复杂的环节,对它的分析要考虑诸多因素。本章在描述交通信号、交通信号控制的基本方式、交通信号设置的一般依据和方法及交叉口的几何特征的基础上,详细介绍了国外和国内计算信号交叉口通行能力的几种方法。

第一节 交通信号

一、交通信号

在道路上用来传递具有法定意义指挥交通流通行或停止的光、声、手势等,都是交通信号。

交通信号是在空间上无法实现分离原则的地方,主要在平面交叉口上,用来在时间上给交通流分配通行权的一种交通指挥措施。道路上常用的交通信号有灯光信号和手势信号。灯光信号通过交通信号灯的灯色来指挥交通;手势信号则由交通管理人员通过法定的手势动作姿势或指挥棒的指向来指挥交通。交通信号灯用轮流显示不同灯色来指挥交通的通行或停止。手势信号现在仅在交通信号灯出现故障或在无交通信号灯的地方使用。

交通信号灯的种类有:①普通非闪灯,即常见的红、黄、绿三色信号灯。②箭头信号灯,在灯头上加上一个指示方向的箭头,可有左、右、直三个方向。它是专门为分离各种不同方向的交通流,并对其提供专门通行时间的信号灯。这种信号灯,当然只设在设有专用车道的交叉口上使用才能有效。③闪烁灯,普通红、黄、绿或绿色箭头灯,在起亮时,按一定的频率闪烁,以补充其他灯色所不能表达的交通指挥意义。我国有些城市,安装了附有随灯色显示时间倒计时的一种信号灯,可以告诉驾驶员,正在显示的色灯所余留的时间,随时掌握自己的驾驶动作。

二、信号灯的涵义

国际上规定的各种信号灯的涵义如下:

1. 非闪灯含义

(1)绿灯 表示车辆可以通行,在平面交叉口,面对绿灯的车辆可以直行、左转或右转,左右转弯车辆必须让合法通行的其他车辆和人行横道线内的行人先行。但是如果在该绿灯所允许的通行方向上,交通非常拥挤,以至进入进口的车辆在色灯改变之后还是通不过,这时,即使亮绿灯,车辆也不得通行。

(2)红灯 表示不允许车辆通行,面对红灯的车辆不能超过停车线。

(3)黄灯 表示即将亮红灯,车辆应该停止。除非黄灯刚亮时,已经接近停车线、无法安全

制动的车辆。

2. 闪灯

(1)红灯闪 警告车辆不能通行;

(2)黄灯闪或者两个黄灯交替闪 表示车辆可以通行,但必须特别小心。

3. 箭头灯

(1)绿色箭头灯 表示车辆只允许沿箭头所指的方向通行。

(2)红色或黄色箭头 表示仅对箭头所指方向起红灯或黄灯的作用。

4. 其他专用于自行车和行人的信号灯

红灯停止,绿灯可以通行。

我国《交通管理条例》对信号灯的定義基本与国际规定一致,另外还有一条是:右转弯车辆和T形交叉口右边无人行道的直行车辆,遇黄灯或红灯时,在不妨碍被放行的车辆和行人通行的情况下,可以通行。这条规定当然只在不用箭头灯时才适用。

三、交通信号的控制方式

根据所采用的控制装置的不同,交通信号一般有三种控制方式:

1. 预定周期式信号。这种信号的周期长、相位、绿灯时间、转换间隔等都是事先确定的。信号通过规定的周期运行,每个周期的周期长和相位都恒定不变。依靠所提供的设备,可用几种预定配时方案,每一种都在一天规定的时间中交替使用。

2. 半感应式信号。这种信号保证主干路总保持绿灯直到设在次干路上的监测器探到有车辆到达。这时信号经过一个适当的转换间隔后,立刻为次干路显示绿灯,该绿灯将维持到次干路上的车辆全部通过路口或持续到预定的最大绿灯时间为止。在绿波信号系统中,分配给次干路的绿灯时间必须限制在预定的时间内。该系统的周期长和绿灯时间可根据需要随时进行调整。当次干路没有车辆时,主干路总是保持绿灯,事实上分配到次干路的绿灯时间可充分利用,所有“多余的”绿灯时间则都分配给主干路。

3. 全感应式信号。该信号的所有相位全由传动监测器来控制。一般每个相位都要规定最小与最大绿灯时间。这种控制方式的周期长度和绿灯时间可根据需要作很大的变动。周期中的某些相位是可以任意选择使用的,当监测器未测出交通量时,该时刻的相位可自动取消。

目前,许多信号系统都实现了计算机控制,使用计算机系统控制的独立交叉口,其信号一般采用预定周期式控制。有些城市还部分地实现了交通信号的线或面的联动控制,在这样的系统中,计算机充当了主控机和监视器的角色。此时,信号的联动不仅对提高单个信号交叉口的通行能力和服务水平有很大作用,而且还对提高整条道路或整个路网的通行能力发挥着极其重要的作用。

四、交通信号灯设置的依据

一般,当交通量发展到超过交叉口自组织所能处理的能力时,才在这种交叉口上加设交通信号。由于停车或让路标志交叉口和采用信号灯控制的交叉口各有利弊,各有其适用的条件。所以,信号灯设置得合理、正确,就能够发挥交通信号灯的效益;设置不当时,非但浪费设备及安装费用,且还会对交通造成不良后果。实践表明,设置不当的信号控制,不但消除了原有停车或让路标志交叉口的优点,而且使得交通事故和停车延误增加。

设置交通控制信号虽然有一些理论分析的依据,但尚未有公认的有效方法,加上世界各国

的交通条件各有差异,所以各国制定依据的具体数据各不相同,他们考虑各自的交通实际情况后制定出各自的依据。美国《统一交通实施细则》所制定的依据较为详细,现介绍如下:

1. 设置交通信号需做的调查工作

- (1)车辆与行人的交通量;
- (2)进口道上的车辆行驶速度;
- (3)交叉口的平面布置;
- (4)交通事故及冲突记录;
- (5)可穿越临界空档;
- (6)延误。

把调查结果,同《统一交通实施细则》所规定设置信号灯依据的最小值比较,确定设置交通信号是否合理。

2. 美国设置信号灯的依据:

(1)最小车流量依据:

主、次道路上同一日第8小时(一天内各小时交通量按从大到小排列的第8位小时)的交通量达到表9-1中所列的最小交通量,即为符合此依据。

最小车流量依据

表 9-1

进口普通车道数		主要道路车辆数(pcu/h) (双向进口道的总和)		次要车道车辆数(pcu/h) (单向中流量较高者)	
主要道路	次要道路	市 区	郊 区	市 区	郊 区
1	1	500	350	150	105
≥2	1	600	420	150	105
≥2	≥2	600	420	200	140
1	≥2	500	350	200	140

(2)中断主要道路连续车流的最小流量依据:

交叉口上,主要道路交通量甚大时,次要道路车辆要穿过主要道路会发生困难。因此常用信号灯使主要道路车流产生中断,使次要道路车辆通过。以此为出发点的最小车流量依据如表9-2所示。最小车流也以主次车道上同一日第8位小时交通量为依据。

中断主要道路连续车流的最小流量依据

表 9-2

进口普通车道数		主要道路车辆数(pcu/h) (双向进口道的总和)		次要车道车辆数(pcu/h) (单向中流量较高者)	
主要道路	次要道路	市 区	郊 区	市 区	郊 区
1	1	750	525	75	52
≥2	1	900	650	75	52
≥2	≥2	900	630	100	70
1	≥2	750	525	100	70

(3)最小过街行人流量依据:

它是设置人行信号灯的依据。行人过街数量大时,为确保行人安全,应考虑设置人行横道信号灯。最小过街行人流量也以同一日第8小时的车流量和过街行人流量为准。郊区按列表数字的70%计算。如表9-3所示。

最小行人流量依据

表 9-3

主要道路车流量(pcu/h)(双向进口道总和)		人行道上行人的最高流量 (人/h)
有中央分隔带	无中央分隔带	
1000	600	150

(4)学童过街依据。学童往返学校通过主要道路的地方,特别是在学校附近的人行横道,要考虑装设人行横道信号灯。此依据可认为是安装人行横道的一种特殊情况。

(5)交通事故记录依据

若加强管理以减少事故的努力未能见效,一年中发生 5 次或更多人身伤害或财产损失在 100 美元以上的交通事故,这类事故可通过使用交通信号控制来避免,而车辆交通量不少于第 1、2、3 条依据规定的 80%,信号装置不至于严重干扰车流的连续通行,可考虑设置信号灯。

(6)其他依据

在上述各条依据没有一条符合的情况下,但在第 1、2、3 条依据中有两条或更多条满足规定值的 80%或 80%以上时,也可考虑设置信号灯。

按此依据设置信号灯之前,应充分考虑可以减少延误和交通不便的其他弥补性措施。如上述几条流量数据,都与交叉口进口数量有关,通过迁移路边存车处或展宽车道增加车道条数,可能比装信号灯更为实用。总之,在论证设置信号灯依据时,应考虑任何类似增加进口道的方案。

3. 我国设置交通信号灯的规定

国家技术监督局 1994 年 1 月发布 GB 14886—94“道路交通信号灯安装规范”作出如下规定(如表 9-4 所示):

1994 年我国规定的路口设置信号灯的流量标准表

表 9-4

路宽 交通量		主道路交通量(veh/h)		支道路交通量(veh/h)	
		高峰小时	12h	高峰小时	12h
主要路宽 (m)	< 10	750	8000	350	3800
		800	9000	270	2100
		1200	13000	190	2000
	> 10	900	10000	390	4100
		1000	12000	300	2800
		1400	15000	210	2200
		1800	20000	150	1500

注:①国家技术监督局 1994-01-29 批准,1994-09-01 实施;

②表中流量以小客车计算,其他车辆折算为小客车,轻货车为 1,3~5t 货车为 2,大于 5t 货车、中小公共汽车为 2.5,大型公共汽车为 5,自行车为 0.2,摩托车为 0.5,12h 交通量为 7 时至 19 时流量;

③主道路:进入路口流量大的道路,支道路:进入路口流量小的道路。

(1)进入同一路口高峰小时及 12h 交通流量超过表 9-4 所列数值及有特别要求的路口可以设置机动车道信号灯。

(2)当道路有机动车与非机动车分道线且路宽大于 15m 时,应设置非机动车道信号灯;

(3)设置机动车道信号灯路口,当人行横道的行人高峰小时流量超过 500 人次时,应设置人行横道信号灯;

(4)实行分车道控制的路口应设置车道信号灯;

(5)路口间距大于 500m,高峰小时流量超过 750 辆及 12h 流量超过 8000 辆的路段上,当人

行横道上行人高峰小时流量超过 500 人次时,可设置人行横道灯信号。

五、信号灯对于减少交叉口交错点的作用

交叉口是两条以上道路相交的区域。车流经过交叉口时,形成了汇合点、冲突点和分离点(统称交错点),以往的事故统计及交通管理经验表明,交错点是交通事故发生及影响交叉口通行能力的焦点所在。因此,在考虑了设置信号交叉口的依据后,满足条件的交叉口可设置交通控制信号,以减少交叉口交错来达到改善交叉口通行条件从而减少交通事故的发生,提高交叉口通行能力的目的。下面的图 9-1、图 9-2 和图 9-3,分别描述了车流在典型交叉口有、无信号灯的情况下行驶轨迹交错情况。通过比较可以看出信号灯对于减少交叉口各种交错点(汇合点、冲突点、分离点)的作用。表 9-5 则具体列出了交叉口有、无信号条件下的交错点数目的对比:

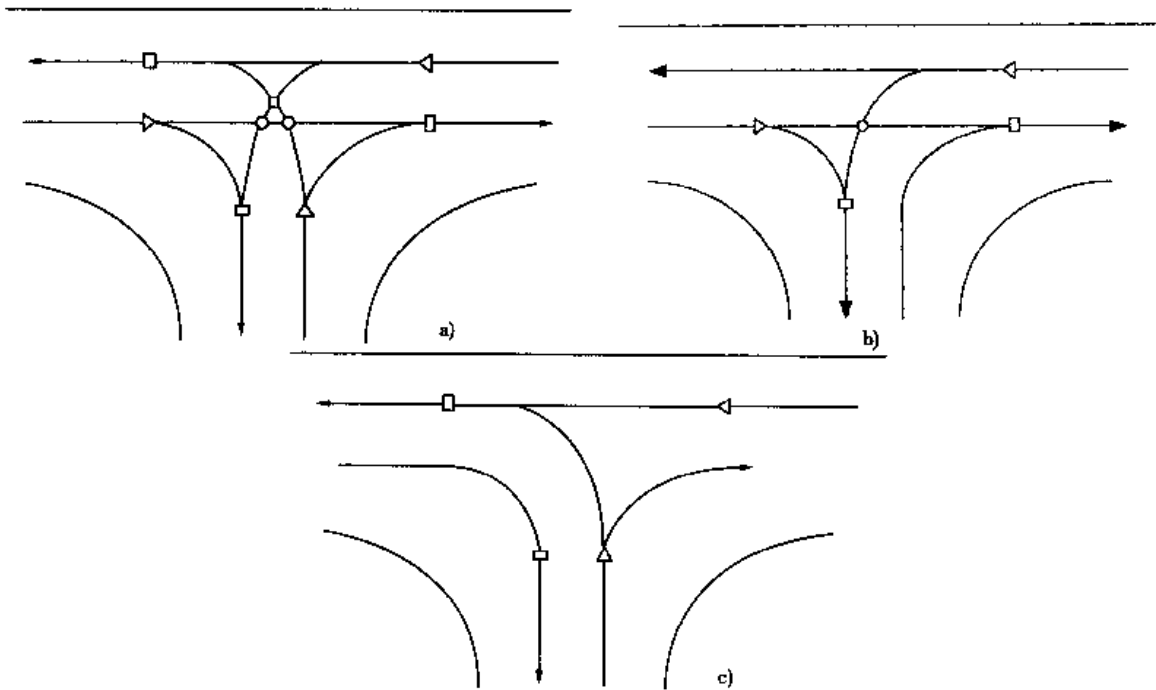


图 9-1 三条路交叉口(T形交叉口)

a)无信号 T 形交叉口冲突点情况;b)有信号 T 形交叉口冲突点情况;c)有信号 T 形交叉口冲突点情况

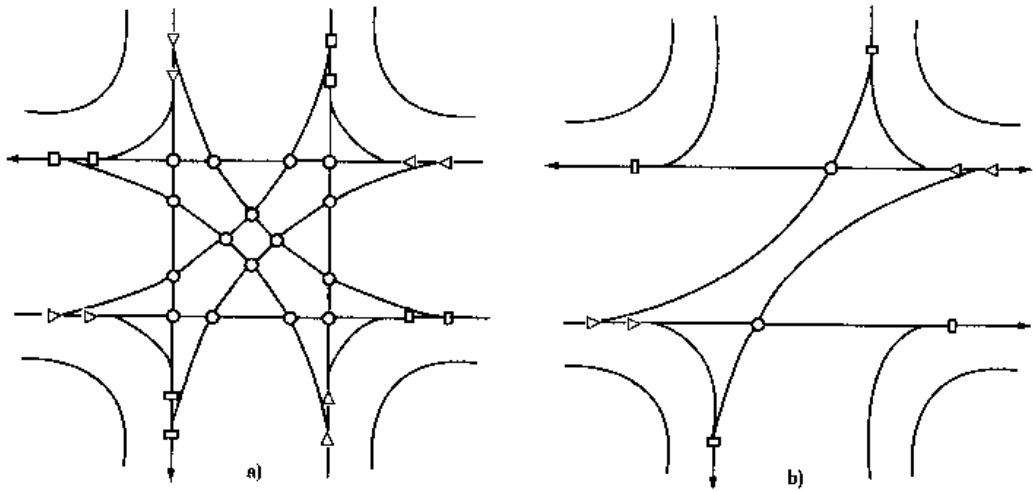


图 9-2 四条路交叉口(“十”字形交叉)

a)无信号交叉口冲突点情况;b)有信号交叉口冲突点情况

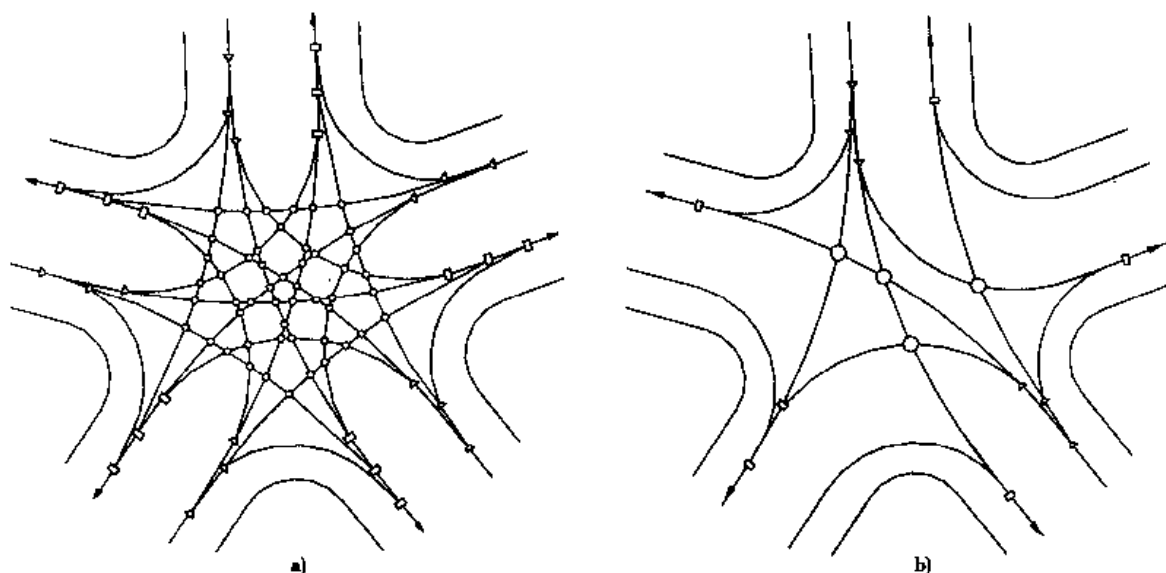


图 9-3 五条路交叉口

a) 无信号交叉口冲突点情况; b) 有信号交叉口冲突点情况

信号灯减少平面交叉口交错点效果

表 9-5

项 目	无信号控制			有信号控制		
	相交道路条数			相交道路条数		
	3 条	4 条	5 条	3 条	4 条	5 条
△分叉点	3	8	15	2 或 1	4	6
□汇合点	3	8	15	2 或 1	4	6
○左转车流冲突点	3	12	45	1 或 0	2	4
◇直行车流冲突点	0	4	5	0	0	0
交错点总数	9	32	80	5 或 2	10	16

第二节 信号交叉口通行能力及服务水平分析

一、信号交叉口的通行能力

信号交叉口的通行能力首先是对每一引道规定的。它是在一定的交通、车行道和信号设计条件下,某一指定入口引道单位时间内所能通过的最大交通流量。因为交叉口很少发生所有流向在同一天同一时刻达到饱和的情况,所以交叉口单个流向的通行能力往往比整个交叉口的通行能力更重要。然而,我们在研究交叉口的通行能力时,特别在规划设计阶段,考虑的是整个交叉口的通行能力,以使其能够满足所有流向到来的车辆都能实现继续直行或转换方向的要求。因此规定,信号交叉口的通行能力是基于各入口引道通行能力基础上的所有入口断面的通行能力之和。

在分析信号交叉口通行能力时,又可把它分为规划设计通行能力和实际运行状况通行能力。前者由于在规划设计阶段,不考虑信号设置的细节,只是概略性地评价交叉口通行能力。对于一组已知需求流量和几何设计的交叉口,能够提供通行能力是否足够的基本估计。这种

分析是初步的和粗略的。后者是对正在运营的某一具体交叉口进行分析,要考虑交通、车行道和信号设计的诸多细节,而且一般和交叉口的服务水平一起考虑,以评价该交叉口的各项性能,提出治理或改造的建议。由于交通信号强制使车流由连续交通流变成间断流,并按照预定的相位和绿灯时间分配给不同方向车流通行权,这就使得各个方向车流的有效通行时间减少,因此个引道通行能力也随之下降(与路段上车流连续运行作比较而言)。国内外有多种用来分析和计算信号交叉口通行能力的方法。本章将对几种常用的方法进行介绍。

二、信号交叉口的服务水平

服务水平是描述交通流内的运行条件及驾驶员与乘客对其感受质量的标准。一般用下列因素描述:速度和行驶时间、驾驶自由度、交通延误、间断、舒适、方便、安全等。由于服务水平的描述参数很多,但对每种服务设施,最能说明其运行质量的是一项或几项参数。这种为确定各设施服务水平而选择的参数,称为效率度量(评价指标),表示用它们就可以很好地描述该类型设施运营质量。交叉口是交通延误发生的主要场所,国内外常用平均延误时间作为评价信号交叉口的交通服务水平。根据国际上的标准,我国信号交叉口服务水平一般分为三级,如表 9-6 所示。美国《通行能力手册》规定的信号交叉口服务水平如表 9-7 所示。

信号化路口的服务水平以延误时间为标准

表 9-6

交叉口服务水平	相当于美国交通服务水平	信号化路口的交通服务水平(s)	信号化路口高峰小时服务水平(s)	色灯信号周期长度(s)
-	A ~ C	< 30	< 30	< 70
-	D ~ E	30 ~ 180	30 ~ 360	70 ~ 100
-	F	> 180	> 360	> 100

美国《通行能力手册》规定的信号交叉口服务水平

表 9-7

服务水平	平均停车延误(s)	服务水平	平均停车延误(s)
A	≤ 5	D	25.1 ~ 40
B	5.1 ~ 15	E	40.1 ~ 60
C	15.1 ~ 25	F	> 60

北京市市政设计院建议为四级,同时考虑排队长度,损失时间与驾驶员感受等,提供了参考数值,如表 9-8 所示:

北京市市政设计院建议的服务水平

表 9-8

服务水平	一	二	三	四
路口交通负荷系数 V/C	≤ 0.5	0.6 ~ 0.9	0.8 ~ 1.0	1
车辆通过路口平均损失时间(s)	≤ 30	30 ~ 40	40 ~ 50	50
红灯平均阻车长度(s)	≤ 50	≤ 100	≤ 150	> 150
乘客与驾驶员在路口的感受	舒适通畅	接近饱和	常呈混乱	阻塞

三、信号交叉口通行能力影响因素分析

前已述及,影响信号交叉口通行能力的主要因素有三个,它们是:①车行道条件,即交叉口的基本几何特征;②信号设计条件,即信号灯配时的各项参数;③交通条件,即交叉口交通流的各项特性。下面将对这三各因素进行深入分析:

1. 车行道条件,包括交叉口形式、车道数、车道宽度、坡度和车道功能划分(包括停放车道)

(1)交叉口形式。城市道路中,常见的信号交叉口为“T”形交叉口和“十”字形交叉口。如图 9-4a)所示,一般出现在不同等级道路的衔接处,如城市主干路与次干路相交处。当城市路网结构为棋盘形时,会形成较多的“十”字形交叉口,如图 9-4b)所示。当交叉口相交道路大于两条时,一般用渠化交通或者立体交叉加以解决。

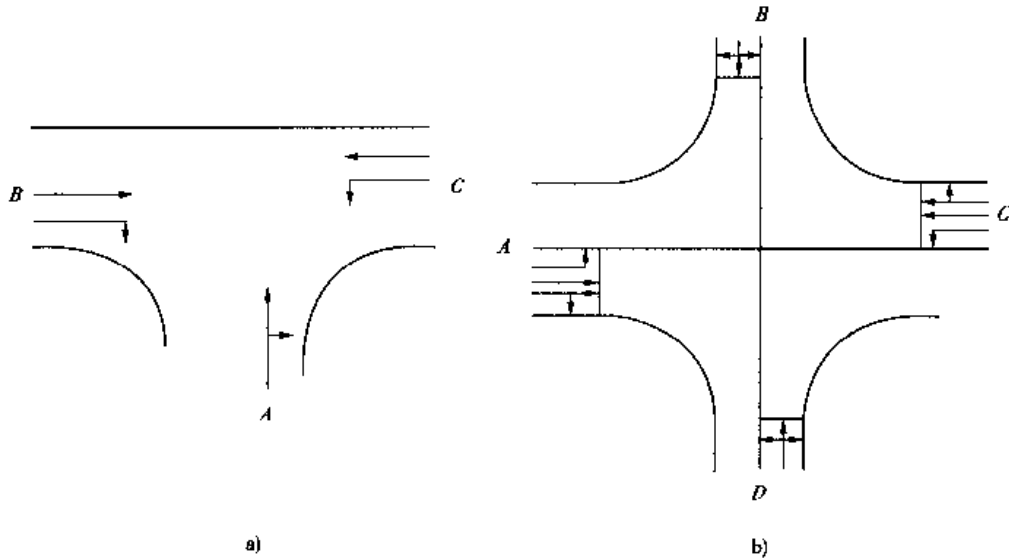


图 9-4 典型信号控制交叉口

(2)入口断面的车道数、各个方向的专用车道数。交叉口的车道数一般要比路段上多一条,而且进行交叉口拓宽处理。为了分离各方向的车流,常进行车道功能的划分,设置左、右转专用车道。如图 9-5,常见的交叉口入口横断面车道有下列几种布置方式:

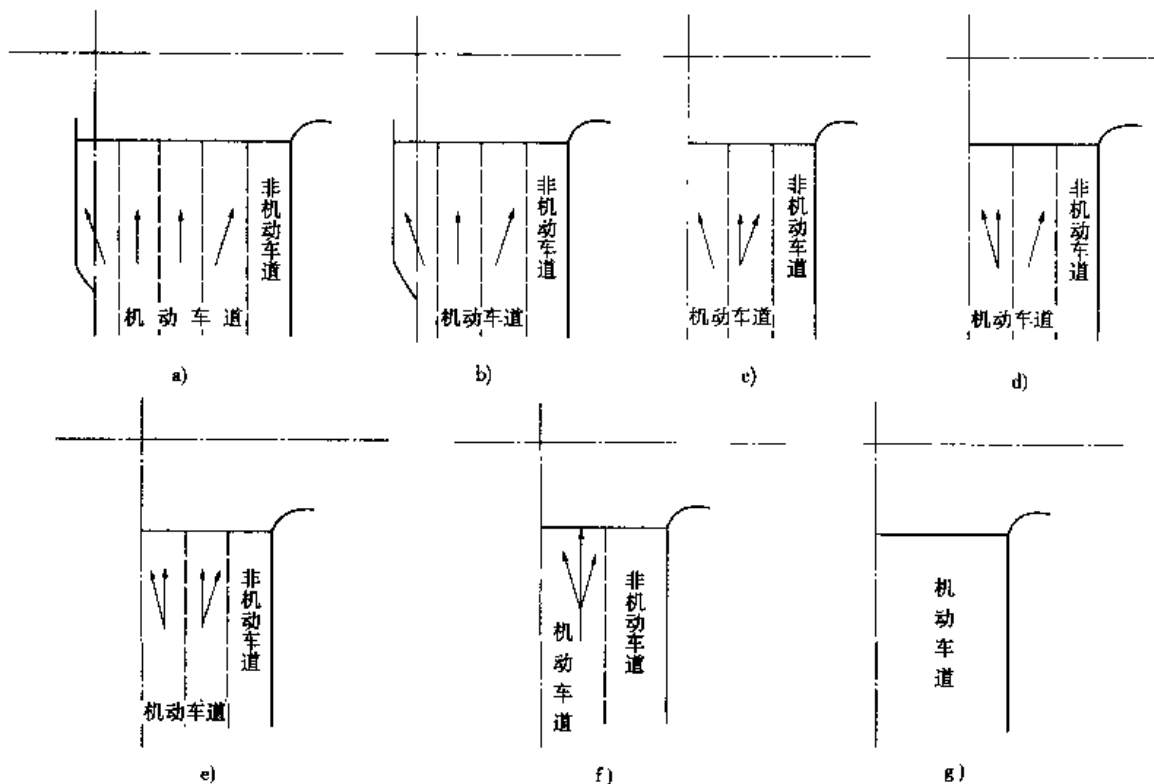


图 9-5 交叉口车道布置及划分形式

a) 直行车辆很多,且左、右转也有一定数量时,设两条直行车道和左、右转各一条专用车道;

b) 左、中、右方向车流均匀,各设一条专用车道;

c) 左转车多而右转车少时,设一条左转专用车道,直行和右转共用一条车道;

d) 右转车多而左转车少时,设一条右转专用车道,直行和左转共用一条车道;

e) 左右转车辆都很少时,分别与直行车合用一条车道;

f) 行车道宽度较窄,不设专用车道,只划快慢车道分界线,机动车道不分直行,左转和右转,共用一条车道;

g) 行车道很窄时,不划快慢车道。

(3) 入口车道宽度和坡度。标准的机动车道宽度为 3.75m,当入口断面车道宽度小于此值时,会增加各种车流之间的摩阻,从而减小车道的通行能力,因此在计算信号交叉口通行能力时,应该根据实际车道宽度,进行折减。入口车道纵坡度对交叉口通行能力也有较大影响。由于在进行平交口规划设计时,对纵坡度已经有所限制,而且城市交叉口地势一般都较平坦,所以一般可认为纵坡度值为 0,当纵坡度较大时,则应该对通行能力进行折减。

2. 交通信号设计条件

现代交通信号在配时上有多种方法,从最简单的双相位预定周期式到多相位感应式。信号的各项配时参数,对交叉口的通行能力有非常大的影响。比如,信号的周期过长会导致停车延误增加,过短又会导致一周期内的车辆不能完全通过,形成二次停车的恶性循环,两者都会使交叉口的实际通行能力减小。下面具体介绍信号配时的各项参数及其组合表现形式(即相位方案):

(1) 信号配时参数

周期——信号显示的一个完整循环过程;

周期长度——信号完成一个周期所需总时间,它是决定单点控制定时信号交通效益的关键控制参数,是信号配时设计的主要对象用 T_c 表示,单位为 s;

相位——在一个或几个间隔期间,分配给任何获得通行权方向上车流的通行时间;

间隔——所有信号显示持续不变的时间;

转换间隔——相位之间出现的黄灯加上红灯间隔,以使冲突车流在放行之前,能够为交叉口清除车辆提供时间,用 Y 表示,单位为 s;

绿灯时间——绿灯相位所持续时间,用 G_i 表示(指第 i 相位);

损失时间——未能供车辆有效利用的时间,它包括:转换间隔时间,(当交叉口的车辆已清除时),每次绿灯开始时,前排车辆起动延误时间;

有效绿灯时间——在给定的相位中,获得通行权的车流所能够有效利用的时间。它等于绿灯时间加上转换间隔时间再减去损失时间,用 g_i 表示(对 i 相位),单位为 s;

绿信比——有效绿灯时间与周期长之比,用百分比表示,亦即一个周期内可用于车辆通行时间的比例。用 $\lambda_i = g_i / T_c$ 表示(对 i 相位);

有效红灯时间——有效地禁止车辆行驶所持续的时间,它等于周期长减去规定相位的有效绿灯时间,用 r_i 表示,单位为 s;

有些国家,还应用全红时间,其全红时间约占周期长的 2%,用以清除交叉口内的车辆。

(2)信号相位方案

信号相位方案,是对信号轮流给某些方向的车辆或行人分配通行权顺序。即相位是在一个周期内,安排了若干种控制状态(每一种控制状态对某一方向的车辆或者行人配给通行权),并合理地安排了这些控制状态的显示顺序。信号控制机按设定的显示方案,轮流对各方向的车流分配通行权。把每一种控制状态,即对各进口道不同方向所显示的不同色灯的组合,称为一个信号相位。

信号配时方案一般用信号配时图表达。如图 9-6 所示是一种最基本的两相位信号配时图。

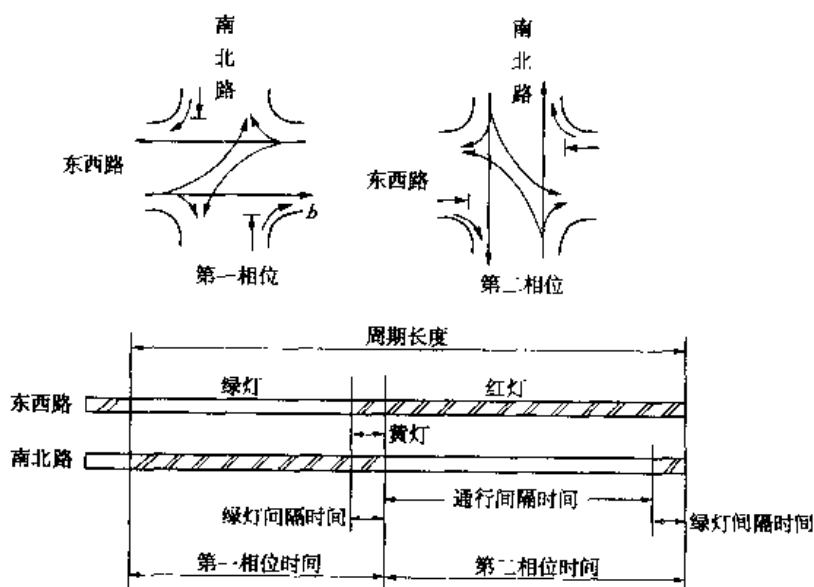


图 9-6 两相位信号配时图

图中第一相位,对不同方向显示的色灯组合是:东西向道路放绿灯,南北向道路放红灯。控制状态是给东西向车流以通行权,南北向车流不准通行,但南北向右转车辆不受限制,在周期内任何时段均可通行。第二相位改东西向道路放红灯,南北向道路放绿灯,即给南北向车流以通行权,但东西向右转车辆不受限制,在周期内任何时段均可通行。

信号控制一般采用两相位配时方案。在东西两侧进口道左转车都相当多的情况下,而交叉口进口道上又设有左转专用车道时,可以考虑采用三相位信号配时方案。如图 9-7 所示:

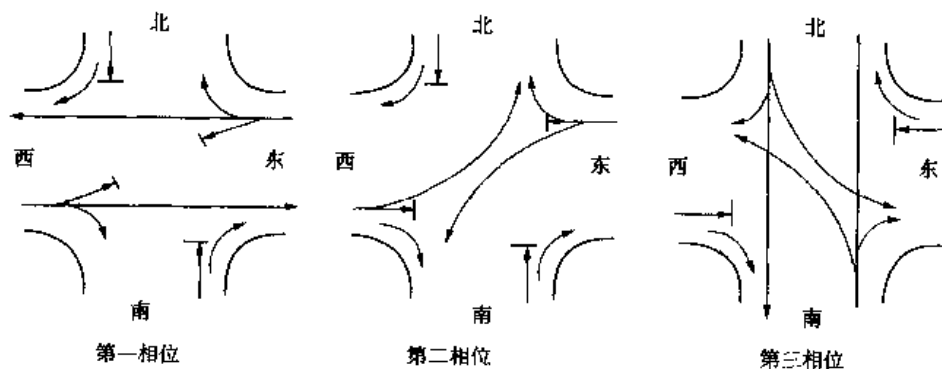


图 9-7 三相位信号控制方案

三相位配时方案中,专用左转相位需要用绿色左转箭头。三相位配时方案各进口道不同方向的信号灯色组合为:对东向南和西向北左转车放绿色左转箭头灯,东、西及南、北直行车辆均放红灯;另外两个相位就是基本的两相位信号组合。这三个相位按照图 9-7 顺序排列就是一个三相位的配时控制方案。

若只是西侧进口道左转车辆较多,则可选用另一种单侧左转相位。这种相位的信号组合是对西侧进口道放绿灯,其他方向均放红灯。控制状态是西侧左、直、右车辆有通行权,其他各向车辆均不准通行;再加上两个基本的两相位信号,就形成另一种三相位配时方案。若这个单侧左转相位放在东西通车相位之前,称之为前导左转相或早启左转相;若是在东西相之后,则称为延迟左转相或迟断左转相。也有人把这种相位看成单独的相位,而把它看成是东西相位的早启或迟断的一个附加信号时段。

现代信号控制机配合箭头灯具,仅对机动车就可安排八个相位(图 9-8)。如要加上为行人或自行车配的专用相位,那配时方案的形式就更多了。根据交叉口交通流向流量的特征,视设计需要,选择合适的相位,并作不同秩序的安排,就可形成多种多样的信号配时方案。

合理选择与组合相位,是决定控制定时信号交叉口交通效率的主要因素之一。

3. 交通条件

包括每条引道的交通量,流向(左转、直行、右转)车辆的分布,每一流向内的车型分布,在交叉口范围内公共汽车停靠的位置和作用,行人过街流量,交叉口范围内停放车等情况。

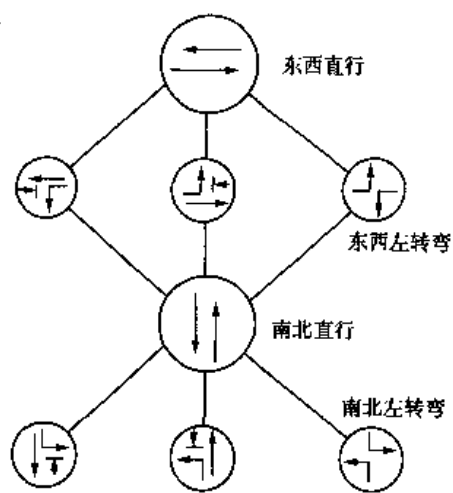


图 9-8 八相位信号控制方案

(1)引道交通量:指高峰小时交通量。在规划设计阶段时,一般根据历史交通量预测一个值。对现状信号交叉口评价时,对其进行交通量调查后获得。交通量的大小决定了比如左转车辆的可利用对向直行交通的可插间隙,从而影响左转通行能力等。

(2)流向车辆的分布:指某一引道车流内各方向车流组成的百分比。如果各方向车流组成与信号灯各方向的时间分配存在较大矛盾,那么将使得某一方向的车流形成滞留,从而影响其他方向车流的通行,减小交叉口的通信能力。

(3)流向内的车型分布:由于各种车型的机动性能,几何尺寸的不同,导致它们的时空消耗存在差别。比如起动时间的不同影响了起动延误、车头时距等参数。在自行车等非机动车很多的情况下,机非混行严重,通行能力形成很大折减。在实际计算时,我们一般根据各种车型的机动性能和几何尺寸,把各种车型折算为某一标准车型。

(4)交叉口范围内公共汽车停靠的位置和作用及交叉口范围内停放车情况:一般在进行公交车停靠位置的选址时,应该充分估计其对交叉口通行能力的影响。交叉口范围内的公共汽车停靠位置及其他停放车情况直接挤占了交叉口的空间,增加通行车辆的摩阻,从而减小信号交叉口的通行能力。在计算时,要考虑折减系数。

(5)吸引的人流量:城市道路交叉口附近一般都是商业、娱乐中心或办公地点,吸引的人流量很大。人流对交叉口通行能力影响很大,据交通心理分析,交通信号对各种不同性格、教育背景的人群具有不同约束力,而且随其出行目的有较大改变。在必要时,要设置行人过街信号灯,以保证行人安全。

第三节 信号交叉口通行能力的计算

信号交叉口的通行能力是人们进行道路规划、改造和交通治理的一个重要依据。国内外学者,已经在信号交叉口通行能力研究方面求得了很多成果。有许多方法得到了广泛的推广和运用。本节介绍几种普遍运用的方法。

一、计算步骤

各种方法所考虑的方面及所依托的原理虽然不同,但其计算步骤是基本相同的,一般如下:

步骤 1——计算资料的准备

(1)交叉口的平面布局

交叉口的形式多种多样,对平交口而言,有如 T 形交叉口,十字形交叉口等,其进口道的宽度及划分方式的确定,应确定各进口道中机动车道的条数,直行车同左、右车道的关系。

(2)交通流量

根据实测资料和规划的要求,确定高峰小时流量,划分为东西向和南北向,确定转弯车辆比重,车流组成,信号灯配时。

步骤 2——计算参数的确定

(1)根据实际情况选择适当的计算方法。

(2)确定该种计算方法的各个参数。

步骤 3——通行能力的计算

(1)计算各个进口道的设计通行能力。

(2)验算该进口道的设计通行能力。

(3)计算交叉口的设计通行能力,即等于各个进口道设计通行能力之和。

二、国外的通行能力计算方法

1. 美国 HCM(Highway Capacity Manual)方法

(1)饱和流率模型

饱和流率是假定引道在全绿灯条件下,即绿信比 g/c 为 1.0 的情况下,所能通过的最大流量。在实际计算中,先选用理想的饱和流率,一般取 1800 veh/绿灯小时。然后对该值做各种修正。其修正计算公式如下:

$$S = S_0 \times N \times f_w \times f_{HV} \times f_g \times f_p \times f_{bb} \times f_a \times f_{RT} \times f_{LT} \quad (9-1)$$

式中: S ——所讨论车道组的饱和流率,是指在通常条件下,车道组中所有车道;

S_0 ——每车道理想条件下的饱和率,一般取 1800veh/绿灯小时/ln;

N ——车道组中的车道组;

f_w ——车道宽度校正系数;

f_{HV} ——交通流中重型车辆校正系数;

f_g ——引道坡度校正系数;

f_p ——临近车道停车情况及该车道停车次数校正系数;

f_{bb} ——公共汽车停在交叉口范围内阻塞影响作用校正系数;

f_a ——地区类型校正系数;

f_{RT} ——车道组中右转车校正系数;

f_{LT} ——车道组中左转车校正系数。

(2) 通行能力分析模型

信号交叉口的通行能力是以饱和流量或饱和流率为基础进行分析的。交叉口总通行能力通过对各进口单车道组通过能力求和获得。每一个车道组通行能力依据其车道功能不同按下式计算:

$$C_i = S_i \lambda_i \quad (9-2)$$

$$\lambda_i = (g/T_c)_i \quad (9-3)$$

式中: C_i ——车道组 i 或引道 i 的通行能力;

λ_i ——绿信比(有效绿灯时间/周期时间);

S_i ——车道组 i 或引道 i 的饱和流率(辆/绿灯小时)。

信号交叉口通行能力分析中使用的指标是饱和度。饱和度是针对每一车道(车道组)而言的,采用下式计算:

$$\begin{aligned} X_i &= (V/C)_i = V_i / [S_i (g/T_c)_i] \\ &= (V_i / S_i) / \lambda_i \end{aligned} \quad (9-4)$$

式中: X_i ——第 i 个车道或车道组的饱和度;

V_i ——第 i 个车道或车道组的交通量。

其他符号意义同前。

整个交叉口的通行能力则采用 V/C 极限比 X_c ,按下式计算确定:

$$X_c = \sum (V_i / S_i) \times [T_c / (T_c - L)] \quad (9-5)$$

式中: X_c ——交叉口 V/C 极限比;

$\sum (V_i / S_i)$ ——所有临界车道组或引道流量比的总和;

L ——每周期总损失时间。

该比率表示在临界车道组中车辆利用系数的有效通行能力部分。或者该比率超过 1.0,则说明有一个或多个临界车道组过饱和。这表明,交叉口的设计,周期长、相位设计和信号配时不适合现状的和规划的要求。若比率小于 1.0,则说明交叉口的设计、周期长、相位设计和信号配时足以适应所有临界交通流而没有超过通行能力的限度。同时,也说明所假定的时间的分配是合理的。若信号配时不妥,即使临界的 V/C 小于 1.0,某些方向上的流量也可超过通行能力。

(3) 延误计算

在服务水平计算中,对每一车道组估算每辆车的平均延误,并估计各引道和整个交叉口每辆车的平均停车延误。计算方法如下:

①假定车道组是随机到达产生的延误,可用下式计算每一车道组的延误。

$$d = 0.38 T_c \frac{(1 - g/T_c)^2}{[1 - (g/T_c)(X)]} + 173 X^2 [(X - 1) + \sqrt{(X - 1)^2 + 16X/C}] \quad (9-6)$$

式中: d ——车道组每辆车平均延误(s/veh);

T_c ——周期长(s);

g/T_c ——车道组的绿信比,有效绿灯时间与周期长之比;

X ——车道组的 V/C 之比;

C ——车道组的通行能力。

式中前一项表示均匀延误,即假定车道组的到达在时间上是均匀分布所产生的延误;后一项表示超过均匀到达的基础上,随时到达的增量延误以及由于周期实效引起的附加延误。

②信号相位联动校正系数:

上面得到的延误估算是适合于假定车辆是在随机条件下到达。然而,在许多情况下,车辆到达不是随机的,而是由信号联动及其他因素决定的。因此,常引入信号相位联动校正系数。由上式计算出的延误乘表 9-9 中的相位联动系数,则得到修正的平均停车延误估算时间。

相位联动校正系数 PF

表 9-9

信号类型	车道组类型	V/C 极限比 (x)	到达类型				
			1	2	3	4	5
预定周期式	直行,右转	≤ 0.6	1.85	1.35	1.00	0.72	0.53
		0.8	1.50	1.22	1.00	0.82	0.67
		1.0	1.40	1.18	1.00	0.90	0.82
感应式	直行,右转	≤ 0.6	1.54	1.08	0.85	0.62	0.40
		0.8	1.25	0.98	0.85	0.71	0.50
		1.0	1.16	0.94	0.85	0.78	0.61
半感应式	主要街道 直行,右转	0.6	1.85	1.35	1.00	0.72	0.42
		0.8	1.50	1.22	1.00	0.82	0.53
		1.0	1.40	1.18	1.00	0.90	0.65
半感应式	次要街道 直行,右转	0.6	1.48	1.18	1.00	0.86	0.70
		0.8	1.20	1.07	1.00	0.98	0.89
		1.0	1.12	1.04	1.00	1.00	1.00
	全部左转	总和	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

③集合延误的估算:

使用上述延误估算公式可以得到每个车道组每辆车的平均停车延误,集合这些值后,可得到交叉口一个引道及整个交叉口的平均延误。通常采用加权平均,用车道的流量加权计算车道组延误。公式如下:

$$d_A = \sum_i d_i V_i / \sum_i V_i \quad (9-7)$$

式中: d_A ——引道 A 的延误(s/veh);

d_i ——引道 A 上车道组 i 的延误(s/veh);

V_i ——车道组 i 的流量(veh/h)。

进一步将各引道延误加权平均,得到交叉口的平均延误:

$$d_I = \sum_A d_A V_A / \sum_A V_A \quad (9-8)$$

式中: d_I ——交叉口每辆车的平均延误,s/veh;

V_A ——引道 A 的流量,veh/h。

2. 英国的 TRRL 法

英国的 TRRL(Transport and Road Research Lab)对信号交叉口车辆延误进行过深入的调查

分析和研究,并由韦伯斯特(Webster)建立了延误模型,提出了信号配时和通行能力计算方法。

(1)饱和流量

TRRL通过观测和试验得到不准停放车辆的饱和流量为:

$$\begin{aligned} S &= 525 W \quad \text{pcu/h} \\ W &\geq 5.5\text{m} \end{aligned} \quad (9-9)$$

式中: W ——进口道宽度(m)。

(2)延误计算

$$d = \frac{T_c(1-\lambda)^2}{2(1-\lambda x)} + \frac{x^2}{2q(1-x)} - 0.65 \left(\frac{T_c}{q^2} \right)^{\frac{1}{3}} x^{(2+5x)} \quad (9-10)$$

式中: d ——每辆车的延误(s);

T_c ——周期长(s);

λ ——绿信比;

q ——进口道实际到达的交通流量;

x ——饱和度。

(3)最佳周期时间

当韦伯斯特(Webster)延误为最小时,可得到定时信号最佳周期时间:

$$T_{c0} = \frac{1.5 T_{CL} + 5}{1 - Y} \quad (9-11)$$

式中: T_{c0} ——最佳周期时间(s);

T_{CL} ——每个周期的总损失时间(s);

Y ——组成周期的全部信号相的最大流量比 $y = q/s$ 值之和,即:

$$Y = \sum \max(y_1, y_2, \dots, y_i, \dots) \quad (9-12)$$

每个周期总损失时间按下式计算:

$$T_{CL} = \sum t_1 + \sum (t_i - t_y) \quad (9-13)$$

式中: t_1 ——起动损失时间(s);

t_i ——绿灯间隔时间(s);

t_y ——黄灯时间(s)。

(4)信号配时

根据确定的周期时间,可得每周期的有效绿灯时间:

$$T_e = t_{c0} - t_{CL} \quad (9-14)$$

把有效绿灯时间 T_e 在所有信号相之间按各相位的 $y_{\max}$ 值之比进行分配,得各相位的有效绿灯时间 t_g ,然后算得各相位的实际显示绿灯时间:

$$t_{g0} = t_g - t_y + t_1 \quad (9-15)$$

(5)通行能力

在信号交叉口,车辆只能在有效绿灯时间内通过交叉口,因此信号灯交叉口进口道上的通行能力为:

$$C = \frac{S \cdot t_g}{t_c} = \lambda \cdot S \quad (9-16)$$

3. 澳大利亚 ARRB 方法

该法由澳大利亚 ARRB(Austrasia Road Research Board)的 Akcelik 对韦伯斯特(Webster)延误公式进行了改进后提出的。

在韦伯斯特(Webster)延误公式中,当饱和度 $x \rightarrow 1$ 时,延误 $d \rightarrow \infty$,即 x 愈趋近于 1,计算得到的延误愈不准确,更无法计算超饱和交通情况下的延误。于是,Akcelik 在考虑了超饱和交通情况后,将延误公式改进为:

$$D = \frac{qT_c(1-\lambda)^2}{2(1-Y)} + xN_0 \quad (9-17)$$

式中: D ——总延误(s);

N_0 ——平均溢流排队车辆数;

其他符号意义同前。

考虑停车等因素后,其最佳周期时间按下式计算:

$$T_{opt} = \frac{(1.4+k)t_{CL}+6}{1-Y} \quad (9-18)$$

式中: k ——停车损失参数,可按不同优化要求,取不同的值。

其他符号意义同前。

要求油耗最小时, $k=0.4$;消费最小时, $k=0.2$;仅要求延误最小时, $k=0$ 。

三、国内的计算方法

1. 中国《城市道路设计规范》推荐的方法

1) 十字形交叉口的设计通行能力

十字形交叉口设计通行能力等于各进道口设计通行能力之和,如图 9-9 所示。

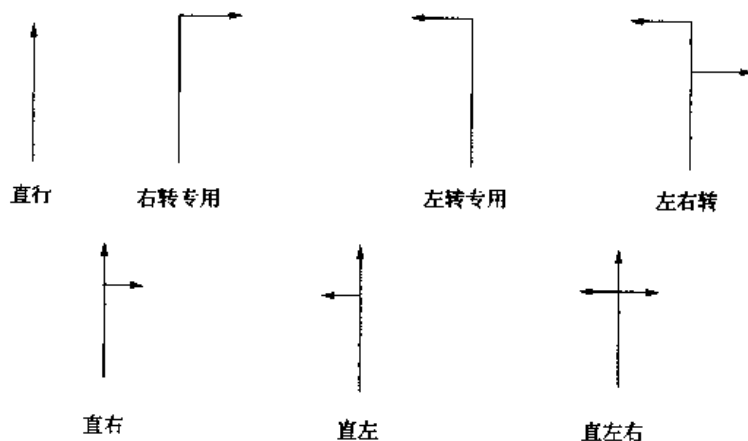


图 9-9 十字形交叉口的车道功能区分

(1) 进道口设计通行能力

进道口设计通行能力等于各车道设计通行能力之和。

① 一条直行车道的设计通行能力计算公式

$$C_s = \frac{3600}{T_c} \left(\frac{t_g - t_0}{t_i} + 1 \right) \varphi \quad (9-19)$$

式中: C_s ——一条直行车道的设计通行能力(pcu/h);

T_c ——信号灯周期(s);

t_g ——信号每周期内的绿灯时间(s);

t_0 ——绿灯亮后,第一辆车启动,通过停车线的时间(s)可采用 2.3s;

t_i ——直行或右行车辆通过停车线的平均时间(s/pcu);

φ ——折减系数,可用 0.9。

车辆平均通过停车线的时间 t_i 与车辆组成、车辆性能、驾驶员条件有关,设计时可采用本地区调查数据。如无调查数据,直行车队可参考下列数值取用:

小型车组成的车队, $t_i = 2.5\text{s}$;

大型车组成的车队, $t_i = 3.5\text{s}$;

拖挂车组成的车队, $t_i = 7.5\text{s}$ 。

混合车组成的车队,按表 9-10 选用。为计算方便,将拖挂车划归大型车。

混合车队的 t_i

表 9-10

大车:小车	2:8	3:7	4:6	5:5	6:4	7:3	8:2
$t_i(\text{s})$	2.65	2.95	3.12	3.26	3.30	3.34	3.42

②直右车道设计通行能力计算公式

$$C_{sy} = C_s \quad (9-20)$$

式中: C_{sy} ——一条右转车道的设计通行能力(pcu/h)。

③直左车道设计通行能力计算公式

$$C_{sl} = C_s(1 - \beta'_l/2) \quad (9-21)$$

式中: β'_l ——直左车道中左转车所占比例。

④直左右车道设计通行能力计算公式

$$C_{slr} = C_{sl} \quad (9-22)$$

式中: C_{slr} ——一条左右车道的设计通行能力(pcu/h)。

前已提及,进口道的设计通行能力等于各进口车道设计通行能力之和。此外,也可以根据本进口车辆左、右转比例计算。

①进口设有专用左转与专用右转车道时,进口道设计通过能力按下式计算:

$$C_{elr} = \sum C_s / (1 - \beta_l - \beta_r) \quad (9-23)$$

式中: C_{elr} ——设有专用左转与右转车道时,本面进口道的设计通行能力(pcu/h);

$\sum C_s$ ——本面直行车道设计通行能力之和(pcu/h);

β_l, β_r ——分别为左、右转车占本面进口道车辆的比例。

专用左转车道的设计通行能力为

$$C_l = C_{elr}\beta_l \quad (9-24)$$

专用右转车道的设计通行能力为

$$C_r = C_{elr}\beta_r \quad (9-25)$$

②进口道设有专用左转车道而未设有专用右转车道时,进口道的设计通行能力按下式计算:

$$C_{el} = (\sum C_s + C_{sl}) / (1 - \beta_l) \quad (9-26)$$

式中: C_{el} ——设有专用右转车道时,本面进口道的设计通行能力(pcu/h);

$\sum C_s$ ——本面直行车道设计通行能力之和(pcu/h);

C_{sr} ——本面直右车道设计通行能力(pcu/h)。

专用左转车道的设计通行能力为:

$$C_l = C_{sl}\beta_l \quad (9-27)$$

③进口道设有专用右转车道而未设有专用左转车道时,进口道的设计通行能力按下式计算:

$$C_{er} = (\sum C_s + C_{sl}) / (1 - \beta_r) \quad (9-28)$$

式中: C_{er} ——设有专用右转车道时,本面进口道的设计通行能力(pcu/h);

$\sum C_s$ ——本面直行车道设计通行能力之和(pcu/h);

C_{sl} ——本面直左车道的设计通行能力(pcu/h)。

专用右转车道的设计通行能力为:

$$C_r = C_{er}\beta_r \quad (9-29)$$

(2)设计通行能力的折减

在一个信号周期内,对面到达的左转车超过 3~4pcu 时,左转车通过交叉口将影响本面直行车。因此,应折减本面各直行车道(包括直行、直左、直右、直左右车道)的设计通行能力。

当 $C_{le} > C'_{le}$ 时,本面进口道折减后的设计通行能力为:

$$C'_e = C_e - n_s(C_{le} - C'_{le}) \quad (9-30)$$

式中: C'_e ——折减后本面进口道的通行能力(pcu/h);

C_e ——本面进口道的设计通行能力(pcu/h);

n_s ——本面各种直行车道数;

C_{le} ——本面进口道左转车的设计通过能力(pcu/h);

$$C_{le} = C_e\beta_l \quad (9-31)$$

C'_{le} ——不折减本面各种直行车道设计通行能力的对面左转车数(pcu/h),当交叉口小时为 $3n$,大时为 $4n$, n 为每小时信号周期数。

2)T形交叉口的设计通行能力

(1)图 9-10 所示 T 形交叉口的设计通行能力

该交叉口的设计通行能力为 A、B、C 各进口道通行能力之和应验算 C 进口道左转车对 B 进口道通行能力的折减。

具体计算如下:

①A 进口道的设计通行能力,用式(9-19)计算;

②B 进口道的设计通行能力,用式(9-20)计算;

③C 为进口道为直左车道,其设计通过能力用式(9-21)计算。

当 C 进口道每个信号周期的左转车超过 3~4pcu 时,用式(9-30)折减 B 进口道的设计通行能力。

(2)图 9-11 所示 T 形交叉口的设计通行能力

该交叉口的设计通行能力等于 A、B、C 各进口道设计通行能力和。应验算对 C 进口道左转车对 B 进口道设计通行能力的折减。

具体计算如下:

①A 进口道的设计通行能力,用式(9-19)计算;

②B 进口道的车道布置为设专用右转车道,而未设专用左转,其设计通行能力可用式(9-

28)计算,式中分子只有 C;

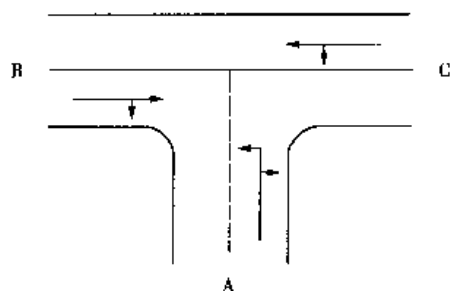


图 9-10 通行能力典型计算图式

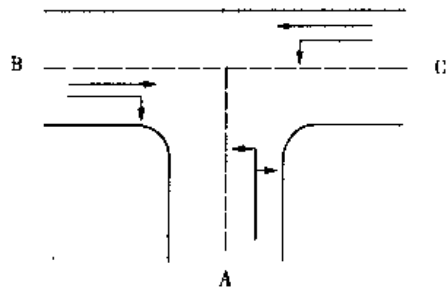


图 9-11 通行能力典型计算图式二

③当 C 进口道每个信号周期的左转车超过 3~4pcu 时。左转车对 B 进口的直行车有影响,应用式(9-30)折减 B 进口道的设计通行能力。

2. 停车线法介绍

该计算方法由北京市政设计院提出。它是以进口处车道的停车线作为基准面,认为凡是通过该面的车辆就已通过交叉口,所以称为停车线法。其计算方法如下:

1) 一条直行车道的通行能力

$$C_s = \frac{3600}{T_c} \times \frac{t_g - t_{\text{损}}}{t_l} \quad (9-32)$$

式中: C_s ——一条直行车道通行能力(pcu/h);

T_c ——信号灯周期(s);

t_g ——信号每周期内的绿灯时间(s);

$t_{\text{损}}$ ——一个周期内的绿灯损失时间,包括启动,加速时间,通常在绿灯前的黄灯时间已经做好准备,待绿灯一亮即可开动,故一般只计算加速时间损失。而加速时间损

失可用 $t_{\text{加}} = \frac{v}{2a}$ 计算,平均取 2.3s;

v ——直行车辆通过交叉口的平均车速(m/s),一般采用 13km/h;

a ——平均起动加速度(m/s²);

t_l ——前后两车辆通过停车线的平均时间(s/pcu)。

2) 一条右转车道的通行能力(pcu/h)

$$C_r = \frac{3600}{t_r} \quad (9-33)$$

式中: C_r ——一条右转车道的通行能力(pcu/h);

t_r ——前后两右转弯车辆连续驶过停车线断面的间隔时间(s/pcu)。

根据观测,大、小车各占一半时,平均值均为 4.5s,单纯为小汽车时其均值为 3~3.6s,在没有过街行人和自行车阻滞情况下一条右转车道的通行能力达 1000~1200pcu/h,实际上由于过街行人和自行车的影响变化很大,一般视具体情况进行分析。

3) 一条左转车道的通行能力

(1) 设左转车辆专用信号时,一条左转专用车道

当进入交叉口的左转弯车辆较多时,为保证交叉口具有较大的通行能力,一般需要设置左

转专用信号显示,此时一条左转车道通行能力为

$$C_l = \frac{3600}{T_c} \times \frac{t_l - \frac{v_l}{2a}}{t_0} \quad (9-34)$$

式中: C_l ——一条左转专用车道的通行能力(pcu/h);

t_l ——一个信号周期内左转显示的时间(s);

v_l ——左转车辆通过交叉口的行车速度(m/s);

t_0 ——左转车辆连续通过交叉口的平均车头时距(s)。

(2) 不设专用车辆信号时一条左转车道的通行能力

根据我国交通规则,绿灯时允许车辆直行或右转,不妨碍直行车行驶的条件下准许车辆左转。黄灯亮时就不允许车辆左转、掉头或右转,但已越过停车线的车辆可以继续前进。因此实现左转有三条可能:

① 利用初绿时间通过

左转车超前驶过与直行车冲突的地点,其条件为左转车至冲突点处较对向直行车到冲突点处为近,使左转车有可能超前通过该点而不致碰撞,如每周期内利用时间通过 n_1 辆车,则每小时可通过左转车为 $n_1 \frac{3600}{T_c}$ 辆。

② 利用对向直行车的可插车间隙通过

在对向直行车交通量不大的情况下,左转车利用其可插车间隙通过,其允许通过的车辆数视对向直行车可提供的插车间隙数。如每周期可通过 n_2 辆。 n_2 按下列方法确定,根据实测,左转车穿越直行车所需的可插车间隙为 8s 左右,直行车头时距约为 3.5~4s,故可插车的间隙为直行车头时距的 2 倍,则每个周期可能通过的左转车辆 n_2 最多等于一条直行车道一个周期的直行通行能力 C_s 减去每个周期实际到达的直行车 C'_s 并除以 2,即:

$$n_2 = \frac{C_s - C'_s}{2} \quad (\text{pcu}/T_c) \quad (9-35)$$

③ 利用黄灯时间通过

左转车辆至冲突点前排队等候,待黄灯出现,左转车迅速起动,则每周期可能通过的左转车由下式决定:

$$n_3 = \frac{t_y - t_{\text{损}}}{t_0} \quad (\text{pcu}/T_c) \quad (9-36)$$

式中: $t_{\text{损}} = V/2a$, 意义同前;

t_y ——一个周期内开放的黄灯时间(s);

t_0 ——左转车辆连续通过交叉口的车头时距;

a ——机动车平均起动加速度。

则总共可通过的左转车流量为:

$$C_l = \frac{3600}{T_c} \times (n_1 + n_2 + n_3) \quad (\text{pcu}/h) \quad (9-37)$$

交叉口某一个入口的通行能力,应是左转、右转和直行车道的通行能力之和,它必须大于交通量的需求。整个交叉口的通行能力则为各个入口通行能力的总和。采用停车线法计算信号交叉口的通行能力,需先假定信号周期及配时。一般情况下,根据交通量的大小,周期长可在 45~120s 之间选择,当周期长未达上限时,若计算的通行能力不能满足交通量,可延长周期

后再进行计算。为避免交叉口延误过大,周期长不可大于 180s。

3. 冲突点法介绍

上述停车线法是以停车线断面为考虑的出发点,研究信号配时及通行能力的估算。根据对有信号控制交叉口实际交通运行状态的分析,可以发现,对信号交叉口通行能力真正起作用的地点是在交叉口中的冲突点上,而不是在停车线上,特别是在两相位信号控制的交叉口上。所以,我国学者根据对车辆通过信号交叉口的实际运行状态的分析,提出了计算车辆通过冲突点的信号交叉口通行能力分析的方法——冲突点法。

在定时式信号灯的灯色时间都已配定的情况下,各向车辆通过交叉口一个冲突点的各类间隔时间的总和:

$$G = t_{lh} + (n_{l0} - 1)h_1 + \tau_2 + \sum_{s=1}^{k-1} (n_s - 1)h_1 + \sum_{l=1}^g (n_l - 1) + g \cdot \tau - t_{sl} \quad (9-38)$$

式中: n_s 、 n_l ——分别为紧接运行通过冲突点的直行车、左转车数;

n_{l0} ——绿灯初期通过的左转车数;

t_{lh} 、 t_{sl} ——分别为左转头车、直行尾车从停车线行驶到冲突点所需时间(包括驾驶员反应时间);

h_1 ——一条车流紧接运行通过冲突点时的安全车头时距。混合交通的情况下,如用小汽车折算单位计算其流量时,则 h_1 取小汽车的安全车头时距;如直接用混合交通的流量,则 h_1 取混合交通的计算车头时距,此时需假设左转车同直行车在组成比例上相近,左转车车头时距同直行车车头时距相等;

τ —— $\tau = \tau_1 + \tau_2$, 直行车流中能穿越左转车的“可穿越空档”的时间长, τ_1 为前档, τ_2 为后档;

G ——绿灯时长;

g ——直行车流中,一个绿灯时长内出现的“可穿越空档”的次数。

可穿越空档数 g , 可根据直行车的流量,按空档的概率分布算得。由于绿灯初期驶出的直行车辆,均系红灯时到达。停积在停车线上的特征车辆,这批车辆必以最小安全车头时距通过冲突点,基本上属于定长分布,所以可穿越空档必须从绿灯期间到达的车流中求得。因此,应先根据直行车流量,算出绿灯期间到达的车辆数,然后在按空档分布从中计算可穿越空档数。

对向进口道有专用左转车道时,车辆通过一个冲突点的通行能力按下式计算:

$$n_N = \frac{G - g(\tau - 2h_1) + 2h_1 - \tau_2 - t_{lh} + t_{sl}}{h_1} \quad (9-39)$$

设 $\tau_2 = h_1$, 则上式可近似地简化为:

$$n_N = \frac{G - g(\tau - 2h_1) - (h_{lh} - t_{sh})}{h_1} + 1 \quad (9-40)$$

对向进口道没有专用左转车道时,各向车辆通过交叉口一个冲突点的各类间隔时间总和变为:

$$G = t_{sh} + \sum (n_s - 1)h_1 + \sum (n_l - 1)h_1 + g \cdot \tau - t_{sl} \quad (9-41)$$

式中: t_{sh} ——直行车从停车线驶到冲突点所需时间(包括驾驶员反应时间)。

对向进口道没有专用车右转车道时,车辆通过一个冲突点的通过能力计算公式:

$$n_S = \frac{G - g(\tau - 2h_1) - (t_{sh} - t_{sl})}{h_1} + 1 \quad (9-42)$$

进口道有两条直行车道时,停车线上就有两条并排的直行车流驶出,对向左转穿越两条直

行车流所需时距更长。设在两条直行车流中能穿越左转车的穿越时距,相当于在一条直行车流中穿越时距的两倍,则此时车辆通过交叉口一个冲突点的通行能力为:

对向进口车道有专用左转车道时:

$$n_W = \frac{G - g(2\tau - 3h_1) - (t_{lh} - t_{st})}{h_2} + 2 \quad (9-43)$$

对向进口车道没有专用左转车道时:

$$n_E = \frac{G - g(2\tau - 3h_1) - (t_{sh} - t_{st})}{h_2} + 2 \quad (9-44)$$

式中: h_2 ——有两条并排直行车流时,相当于一条车流的等价车头时距。

上述式(9-40)、式(9-42)、式(9-43)、式(9-44)四式,可统一成如下形式:

$$n = \frac{G - \alpha_m - \beta}{h_m} + m \quad (9-45)$$

式中: m ——进口道直行车道的条数;

α_m ——由穿越空档所致的损失时间,一条直行车道时 $\alpha_m = \alpha_1 = g(\tau - 2h_1)$;二条直行车道时, $\alpha_m = \alpha_2 = g(2\tau - 3h_2)$;

β ——有、无专用左转车道时的得、失时间,有专用左转车道时, $\beta = t_{lh} - t_{st}$,无专用左转车道时, $\beta = t_{sh} - t_{st}$ 。

当相对两肢的道路于交通情况均相近时,

$$n_N = n_S, \quad n_E = n_W$$

当相对两肢的道路于交通情况各异时,则需分别计算出通过各冲突点的通行能力,然后计算整个交叉口一个周期的通行能力。

在未设有左转专用车道的进口道上,左转车混在直行车中占据了该车流中直行车的位置,用式(9-44)算得通过冲突点的直行车通过能力中,尚应扣除这部分左转车的实际到达数(或设计到达数)。

在右转专用车道的进口道上,用上述公式算得直行车及左转车的通行能力,尚应加计该部分右转车的实际到达数(或设计到达数)。

整个交叉口一个周期的通行能力:

$$\sum n = n_N + n_S + n_E + n_W + \sum n_R \quad (9-46)$$

式中: $\sum n_R$ ——通过右转专用车道的右转车实际到达数(或设计到达数)。

整个交叉口 1h 的通行能力:

$$C = \frac{3600}{T_c} \sum n \quad (\text{pcu/h}) \quad (9-47)$$

式中: T_c ——周期长(s)。

第四节 计算示例

[例 9-1] 计算图 9-12 所示 T 形交叉口的设计通行能力。已知:每个信号周期 BC 方向 $t_R = 40\text{s}$, A 方向 $t_R = 25\text{s}$,黄灯时间各为 5s,左右转车辆各占本面的 15%, $t_0 = 2.3\text{s}$, $\varphi = 0.9$ 。

解:(1)求 A 面的设计通行能力

因 A 面左、右转车辆,在绿灯放行时不受任何干扰,通过停车线的设计通行能力相当于直行方向的设计通行能力,采用下式计算:

$$\begin{aligned} C_s &= \frac{3600}{T_c} [(t_g - t_0)/t_i + 1] \varphi \\ &= \frac{3600}{(40 + 24 + 2 \times 5)} [(25 - 2.3)/2.5 + 1] \times 0.9 \\ &= 435 \text{pcu/h} \end{aligned}$$

(2)求 B 面的设计通行能力

$$\begin{aligned} C_s &= \frac{3600}{T_c} [(t_g - t_0)/t_i + 1] \cdot \varphi \\ &= \frac{3600}{(40 + 25 + 2 \times 5)} \times [(40 - 2.3)/2.5 + 1] \times 0.9 = 695 \text{pcu/h} \\ C_{er} &= C_s / (1 - \beta) = 695 / (1 - 0.15) = 818 \text{pcu/h} \end{aligned}$$

(3)求 C 面的设计通行能力

根据信号灯管制规定,C 进口道直行车辆可不受红灯信号制约。但交叉口设计通行能力受交通特性的制约,一般随机到达交叉口直行车道的车流 C 面与 B 面大致相等,因此,C 面的直行车流量可等于 B 面的直行车流量。

$$C_{el} = C_s / (1 - \beta_1) = 695 / (1 - 0.15) = 818 \text{pcu/h}$$

(4)验算 C

验算 C 面左转弯车是否超过每个周期 3~4pcu,如超过则需要折减 B 面的设计通行能力。

$$C_{le} = C_{el} \cdot \beta_1 = 818 \times 0.15 = 123 \text{pcu/h}$$

$$C'_{le} = 3n = 3 \times 3600 / (40 + 25 + 2 \times 5) = 144 \text{pcu/h}$$

$$C_{le} < C'_{le}$$

不必折减 B 面直行车道的设计通行能力。

(5)总通行能力

该 T 形交叉口总通行能力为: $435 + 818 + 818 = 2017 \text{pcu/h}$

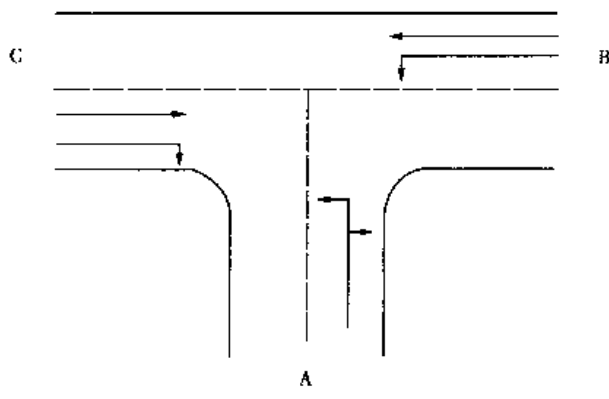


图 9-12 T 形交叉口通行能力计算图

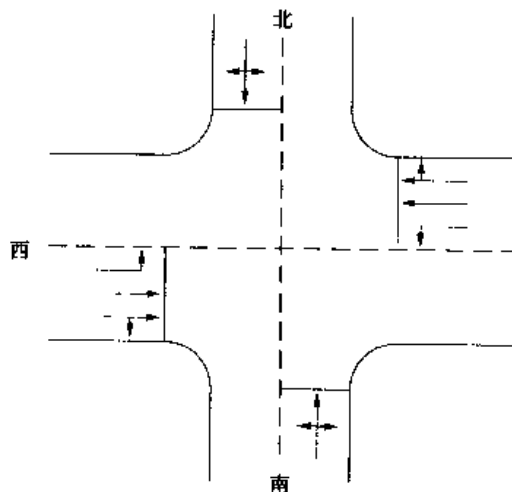


图 9-13 交叉口通行能力计算图

【例 9-2】已知某交叉口设计如图 9-13, 东西干道一个方向有三条车道, 南北路一个方向有一条车道。信号灯管制交通。信号配时: 周期 $T_c = 120\text{s}$, 绿灯 $t_g = 52\text{s}$ 。车种比例 大车: 小车为 2:8, 东西方向左转弯车占该进口交通量的 15%。求交叉口的设计通行能力?

解: 先计算东西方向干道。东进口有三条车道, 区分为专用左转、直行和直右三种车道。

(1) 行车道的设计通行能力, 用公式 (9-19)。

$$C_s = \frac{3600}{T_c} \times \left(\frac{t_g - t_0}{t_i} + 1 \right) \cdot \varphi$$

取 $t_0 = 2.3\text{s}$, $\varphi = 0.9$ 。

根据车种比例为 2:8, 查表 9-8, 得 $t_i = 2.65$ 。将已知参数代入, 则

$$C_s = \frac{3600}{120} \times \left(\frac{52 - 2.3}{2.65} + 1 \right) \times 0.9 = 533 \text{ pcu/h}$$

(2) 计算直右车道的设计通行能力, 用公式(9-20)。

$$C_{sr} = C_s = 533 \text{ pcu/h}$$

(3) 东进口属于设有专用左转车道而未设右转专用车道类型, 其通行能力用公式(9-26)计算:

$$\begin{aligned} C_{el} &= (\sum C_s + C_{sr}) / (1 - \beta_l) \\ &= (533 + 533) / (1 - 0.15) = 1254 \text{ pcu/h} \end{aligned}$$

(4) 该进口专用左转车道的设计通行能力, 用公式(9-27)计算:

$$\begin{aligned} C_l &= C_{el} \beta_l \\ &= 1254 \times 0.15 \\ &= 188 \text{ pcu/h} \end{aligned}$$

(5) 验算是否需要折减。

当 $C_{le} > C'_{le}$, 应当折减。

不影响对面直行车量行驶的左转交通量 C'_{le} 等于 $4n$, n 为 1h 内周期的个数, 因为 $T_c = 120\text{s}$

所以 $n = 3600/120 = 30$

有 $C'_{le} = 4 \times 30 = 120 \text{ pcu/h}$

进口设计左转交通量 $C_{le} = C_l = 188 \text{ pcu/h}$

本题情况, $C_{le} > C'_{le}$, 需按公式(9-30)折减

$$\begin{aligned} C'_e &= C_e - n_s(C_{le} - C'_{le}) \\ &= 1254 - 2 \times (188 - 120) \\ &= 1118 \text{ pcu/h} \end{aligned}$$

(6) 西进口设计通行能力同东进口。

(7) 南进口设计通行能力:

该进口只有直、左、右混行车道, 其设计通行能力按式(9-21)计算。

$$\begin{aligned} C_{slr} &= C_{sl} = C_s(1 - \beta'/2) \\ &= 533 \times (1 - 0.15 \times 0.5) = 493 \text{ pcu/h} \end{aligned}$$

(8) 验算南进口的左转是否影响对面直行车, 因为南北进口车道划分相同, 即验算北进口左转车是否影响南进口的直行

设计左转交通量 $C_l = 493 \times 0.15 = 74 \text{ pcu/h}$

设计右转交通量 $C_r < C'_{le} = 120 \text{ pcu/h}$, 故不应向对面直行车。

(9) 交叉口的设计通行能力:

交叉口的设计能力等于四个进口设计通行能力之和。

东进口折减后的设计通行能力为 1118pcu/h。

西进口同东进口,为 1118pcu/h。

南进口和北进口都为 493pcu/h。

故该交叉口的设计通行能力为:

$$C = 1118 \times 2 + 493 \times 2 \\ = 3222 \text{pcu/h}$$

[例 9-3] 验算某交叉口的通行能力:

1. 计算资料

(1)交叉口的平面布局

本交叉口为畸形十字交叉,四条进口道的宽度及划分方式都不相同(图 9-14);

南进口道只有一条机动车道,直行车同左、右转车混合使用;

北进口道有两条机动车道,一条直行同右转合用,一条专用左转车道;

东进口道有两条机动车道,一条直行同右转合用,,一条直行同左转合用;

西进口道有四条机动车道,一条左转专用,两条直行,一条右转专用。

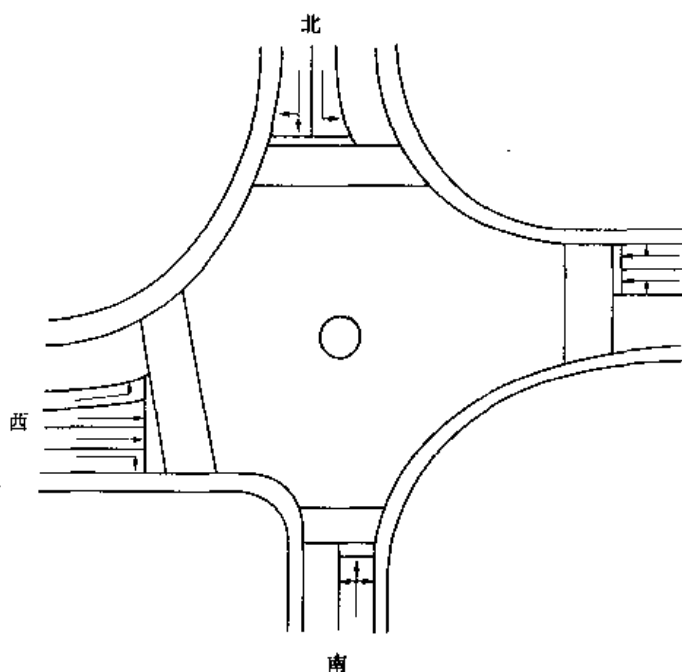


图 9-14 交叉口平面图

各进口道直行车及左转车从停车线到冲突点的行使距离也各不相同(表 9-11)。

各进口从停车线到冲突点距离(m)

表 9-11

	南	北	东	西		南	北	东	西
直行车	74.5	65.0	53.1	42.6	左转车	24.0	11.8	31.0	23.0

(2)交通流量:根据实际资料,可归纳为:

高峰小时流量为 1640 pcu/h。其中,
东西向:541 + 471 = 1012pcu/h ,占 62% ;
南北向:301 + 327 = 628pcu/h ,占 38% 。

转弯车辆比重:

左转车:北 - 东约 20% ,其他方向各约 10% ;
右转车:南 - 东约 20% ,北 - 西约 5% ,其他方向约 10% 。

车流组成:

东西向:
长车(公共汽车)20% ;
中车(货运卡车,大型客车)30% ;
小车(小型货车,小汽车等)50% ;
南北向:
长车(无轨电车)30% ;
中车: 25% ;
小车:45% 。

(3)信号灯配时,配时相同:

两相位信号灯,配时相同:

绿灯时间 39s,黄灯时间 3s,红灯时间 42s,周期时间 84s。

2. 计算参数的确定

(1) 各进口道高峰小时各向流量每周期计算到达数(表 9-12):

进口道各向流量每周期到达的计算表

表 9-12

进口道		南			北			东			西		
车流驶向		左	直	右	左	直	右	左	直	右	左	直	右
高峰小时流量(辆/时)		31	221	49	70	243	14	41	432	68	32	400	39
平均计算	周期时间内 (辆/周)	0.7	5.2	0.1	1.6	5.7	0.3	1	10.1	0.6	0.7	9.3	0.9
	绿灯时间内 (辆/周)	0.3	2.4	0.5	0.7	2.6	0.2	0.4	4.7	0.7	0.3	4.3	0.4
以 90% 置信 计算每周 期到达量	周期时间内 (辆/周)	≤ 2		≤ 2	≤ 3		≤ 1	≤ 2		≤ 3	≤ 2		≤ 2
	红灯时间内 (辆/周)	≤ 1		≤ 1	≤ 2		≤ 1	≤ 1		≤ 2	≤ 1		≤ 1
	绿灯时间内 (辆/周)	≤ 1		≤ 1	≤ 2		≤ 1	≤ 1		≤ 2	≤ 1		≤ 1
	黄灯时间内 (辆/周)	0		0	0		0	0		0	0		0

(2) 车头时距 h : 根据自行车及行人一般干扰条件下的观测数据:

一条车流混合车种的计算车头时距:

$$h_1 = 5.8a_1 + 4.0a_2 + 2.4a_3$$

式中: a_1, a_2, a_3 分别为长车, 中车, 小车一小时流量占总流量的比例。

因南北向, 东西向车流组成不同, 故分别算得:

$$\text{南北向: } h_1 = 5.8 \times 0.3 + 4.0 \times 0.25 + 2.4 \times 0.45 = 3.82s$$

$$\text{东西向: } h_1 = 5.8 \times 0.2 + 4.0 \times 0.3 + 2.4 \times 0.5 = 3.56s$$

两条车流混合车种相当于一条车流的等价车头时距:

$$h_2 = 2.5s \text{ (实测)}$$

(3) 可穿越空档时距 τ :

$$\text{南北向 } \tau = 8.3s,$$

$$\text{东西向 } \tau = 8.1s;$$

(4) 可穿越空档数 g :

$$\text{南北向 } g = 2$$

$$\text{东西向一条直线车流时 } g = 2$$

$$\text{两条直线车流时 } g = 1$$

(5) 各向车辆从停车线到达冲突点的运行时间(表 9-13):

各向车辆从停车线到达冲突点的运行时间(s)

表 9-13

		南	北	东	西			南	北	东	西
直行车	t_{sb}	18.2	14.9	13.9	13.2	左转车	t_{lb}	7.7	4.1	8.4	7.0
	t_{sa}	12.8	11.2	9.1	7.3		t_{la}	5.6	2.8	7.2	5.3

3. 通行能力的计算

四条进口道的道路与交通情况均不一致, 故必须用公式:

$$n = \frac{G - \alpha_m - \beta}{h_m} + m$$

分别计算各个冲突点的通行能力。

(1) 通过冲突点 N 的通过能力 n_N :

计算图式如图 9-15。

南进口道只有一条直行道, $m = 1$ 。

$$\alpha_m = \alpha_1 = g(\tau - 2h_1) = 2 \times (8.3 - 2 \times 3.82) = 1.32$$

北进口道有专用左转车道

$$\beta = t_{lh}^N - t_{sl}^N = 4.1 - 12.8 = -8.7$$

$$n_N = \frac{39 - 1.32 + 8.7}{3.82} + 1 = 13$$

南进口道没有左转专用车道, 左转车混合在直行车流中, 直行车流中上应扣除占位的左转车数, 故实际

$$n_N = 13 - 2 = 11$$

(2) 通过冲突点 S 的通行能力 n_S :

计算图式如图 9-16。

计算:

北进口道有一条直行车道, $m = 1, \alpha_m = \alpha_1 = 1.32$

南进口道没有左转专用车道

$$\beta = t_{sh}^N - t_{sl}^N = 14.9 - 11.2 = 3.7$$

$$n_S = \frac{39 - 1.32 - 3.7}{3.82} + 1 = 10$$

(3) 通过冲突点 W 的通行能力 n_W :

计算图式如图 9-17。

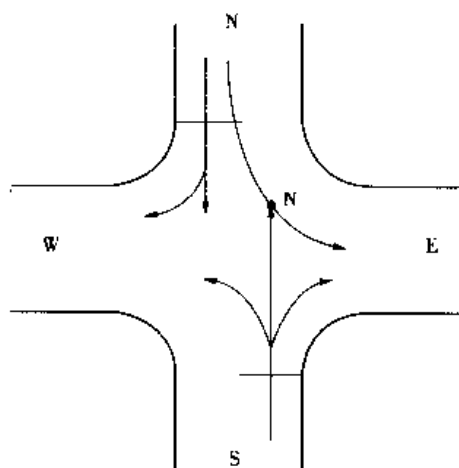


图 9-15 通过冲突点 N 的通行能力计算

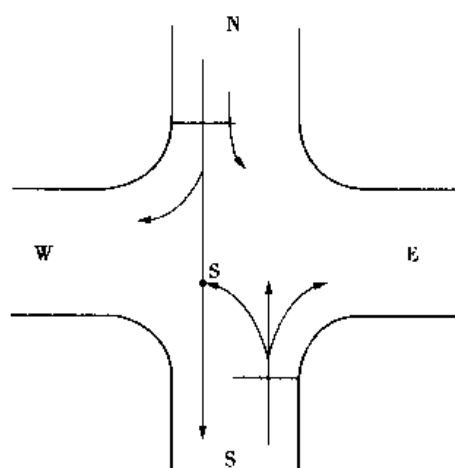


图 9-16 通过冲突点 S 的通行能力

东进口道有二条直行车道, $m = 2$,

$$\alpha_m = \alpha_2 = g(2\tau - 3h_2) = 2 \times 8.1 - 3 \times 2.5 = 8.7$$

西进口道有左转专用车道

$$\beta = t_{lh}^W - t_{sl}^E = 7.0 - 9.1 = -2.1$$

$$n_W = \frac{39 - 8.7 + 2.1}{2.5} + 2 = 15$$

东进口道没有左转专用车道, 直行车流中上应扣除占位的左转车数, 故实际

$$n_W = 15 - 2 = 13$$

(4)通过冲突点 E 的通行能力 n_E :

计算图式如图 9-18。

西进口道有二条直行车道, $m = 2, \alpha_m = \alpha_2 = 8.7$

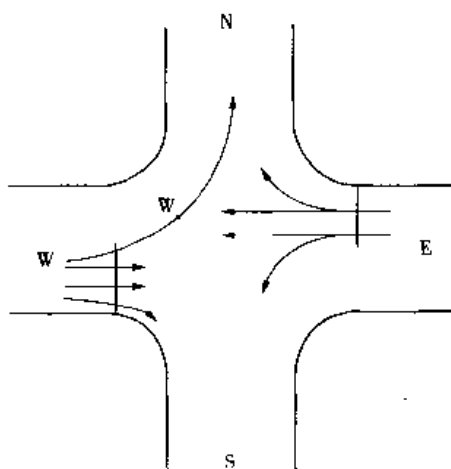


图 9-17 通过冲突点 W 的通行能力计算

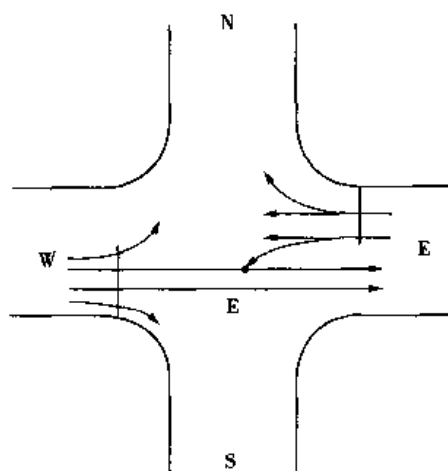


图 9-18 通过冲突点 E 的通行能力计算

东进口道没有左转专用车道

$$\beta = t_{sk}^W - t_{sk}^W = 13.2 - 7.3 = 5.9$$

$$n_E = \frac{39 - 8.7 + 5.9}{2.5} + 2 = 12$$

(5)整个交叉口的通行能力:

$$\sum n = n_N + n_S + n_W + n_E + \sum n_{右}$$

$\sum n_{右} = 2$ (仅西进口道有专用右转车道)

$$\sum n = 11 + 10 + 13 + 12 + 2 = 48$$

$$C = \frac{3600}{T_c} \sum n = \frac{3600}{84} \times 48 = 2060 \text{ pcu/h}$$

思考题

1. 简述平面交叉口设置信号灯的依据。
2. 试分析影响信号交叉口通行能力的各种因素。
3. 简述规划和设计阶段通行能力分析的步骤和方法。
4. 评述计算平面交叉口通行能力的“停车线法”原理和内容。
5. 评述计算平面交叉口通行能力的“冲突点法”原理和内容。

计算题

1. 有两条双车道道路正交的平面交叉口,其交通信号机采用三相位固定周期,周期时间 $T_c = 60\text{s}$,其中黄灯时间为 $2 \times 3\text{s}$,红、绿灯信号时间相等,各进口引道的车辆右转率为 20%,左转率为 10%,大车:小车 = 2:8,无公共汽车停靠站,过街行人不多,其影响可忽略不计。求交叉口的设计通行能力。

2. 某市有一个两条道路 AB 和 CD 相交的交叉口。车行道尺寸见图 1(慢车道未示出)。

在 AB 道路的进口均有公共汽车停靠站,其交通量为 40pcu/h 左转车占 25%;在 CD 道路上直行交通量为 250pcu/h,左转车占 30%,右转车占 20%,行人过街不致影响交通。该交叉口采用二相固定式交通信号机,已知 $G_{AB} = 50s$, $G_{CD} = 42s$ (G 为绿灯时间),黄灯时间为 24s,求交叉口的设计通行能力。

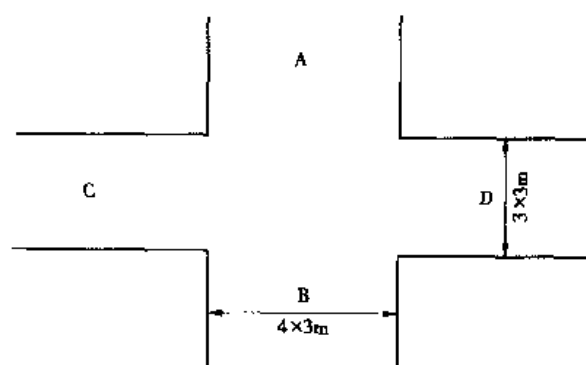


图 1

第十章 城市道路通行能力分析

第一节 城市干道通行能力

一、城市干道交通流特征

位于城市外围的城镇间道路一般都称为公路,包括:

①高速公路:主要联系城市与城市的快速交通通道;

②一般公路:除了作为城市与城市间的常速通道外,主要作为中心城与郊区城镇、农村集镇的联系通道,兼作高速公路间的联系通道。

城市道路就是城市城区内的道路。城市道路既是城市的骨架,又要满足不同性质交通流的功能要求。作为城市交通的主要设施、通道,首先应该满足交通的功能要求,又要起到组织城市和城市用地的作用。为了使城市各交通区之间有“方便、迅速、安全、经济”的交通联系,城市道路系统由交通性和生活性两种道路组成,按道路在城市中的地位、作用、交通性质、交通速度及交通流量等指标,可将道路分为快速路、主干路、次干路及支路4类。快速路与主干路属交通性道路;次干路兼有交通性和生活性两重功能并以交通功能为主;支路一般为生活性道路,在居住区、商业区、工业区内起着广泛联系的作用。

①快速路:又称城市快速干道,是城市中为联系城市各组团的中、长距离快速机动车交通服务的道路,属全市性交通主干道。快速路布置有四条以上的行车道,全部采用立体交叉控制车辆出入,一般布置在城市组团之间的绿化分割带中,成为城市组团的分界。快速路是大城市交通运输的主要动脉,同时也是城市与高速公路的联系通道。

②主干路:又称城市主干道,是城市中主要的常速交通道路,主要为相邻组团之间和与市中心区的中距离运输服务,是联系城市各组团及与城市对外交通枢纽联系的主要通道。主干路在城市道路网其骨架作用,大城市的主干路多以交通功能为主,除可分为以货运和客运为主的交通性主干道外,也有少量主干路可以成为城市主要的生活性景观大道。

③次干路:是城市各组团内的主要干道。次干路联系主干路,并与主干路组成城市干道网,在交通上主要起集散交通的作用。同时,由于次干路沿路常布置公共建筑和住宅,又兼具生活性服务功能。

④支路:又称城市一般道路或地方性道路,是城市一般街坊道路,在交通上起汇集性作用,是直接为用地服务并以生活性服务功能为主的道路。

四类道路的交通功能关系如表 10-1 所示:

在城市干道上运行的车辆受下列三个主要因素的影响:①干道环境;②车辆之间的相互作用;③交通信号的功能效果。这些因素决定了干道的通行能力和服务水平。

干道环境包括道路的线形特征和沿线土地的使用性质、车道数和车道宽度、中间分隔带的类型、交叉口的间距都是环境因素;另外,如停车的有无、行人活动的水平、速度限制、城市的人

口等,也都是环境因素。干道环境会限制驾驶人员的愿望速度(也就是驾驶人员在已知环境条件下期望的最大速度)。在城市干道路段上,所有驾驶人员的平均愿望速度,也称为自由流速度。

城市道路交通功能关系表

表 10-1

类别	位置	交 通 特 征						
快速路	组团间	交通性 ↓ 生活性	货运为主	高速	隔离性大	交叉口间距大	机动车流量大	无自行车、步行流量
主干路	组团间		↓	↓	↓	↓	↓	↓
次干路	组团内		客运	低速	不需隔离	交叉口间距小	机动车流量小	自行车、步行流量大
支路	组团内							

车辆之间的相互作用是由交通密度、卡车和公共汽车所占的比例及转弯车辆造成的。这种相互作用会影响交叉口上车辆的运行,在信号交叉口之间的路段上,这种相互作用影响较小。很少有驾驶人员能达到其愿望速度。大多数时间内,其他车辆的存在限制了运行中的车辆速度,因为每个驾驶人员的愿望速度是不同的,或者因为闹市区车辆从停车后启动加速,还没有达到所期望的速度。因此,在一定长度道路上运行的车辆平均速度(或行驶速度),通常是比驾驶人员所希望的速度要低,这主要是由于交叉口车辆影响的缘故,因此,在干道区段上,所有车辆的“平均行驶速度”一般比该区段上自由流速度要低。

交通信号迫使车辆停车,并且停留一定的时间,然后以车队的形式放行。由交通信号引起的车辆延误与车速改变,大大降低了城市干道的通行能力和交通流的质量。每辆车的平均停车时间,或“平均停车延误”主要取决于干道各信号交叉口信号联动情况、绿信比、绿灯时车辆抵达的比例和交通量。整个干道路段上的车辆行程速度(包括由于交叉口影响而损失的时间和其他停车所造成的延误)一般比相应的行驶车速低。同样,在路段上的所有车辆的平均行程速度比平均行驶速度要低,除非车辆不停车。

二、基本通行能力的确定

1. 一条车道的基本通行能力

基本通行能力,是指道路和交通都处于理想条件下,由技术性能相同的一种标准车,以最小的车头间距连续行驶的理想交通流,在单位时间内通过道路断面的最大车辆数。也称为理论通行能力,因为它是假定理想条件下的通行能力,实际上不可能达到。

在一条车道连续行驶的车流中,跟随运行的前后相邻两车的间隔距离,即从前车的前端到后车的前端的间隔距离,叫车头间隔。车头间隔可用距离或行车时间来表示,用距离来表示车头间隔的称为车头间距(m);用行车时间来表示车头间隔的称为车头时距(s)。路段上一条车道的通行能力,可按车头间距和车头时距两种方法来计算。其计算公式为:

$$C_0 = 3600/h_t \text{ 或 } C_0 = 1000v/L \quad (10-1)$$

式中: C_0 ——一条车道的基本通行能力(veh/h);

h_t ——饱和连续车流的平均车头时距(s);

v ——行驶速度(km/h);

L ——连续车流的车头间距(m)。

连续车流条件下的车头间距 L ,可采用下式计算:

$$L = L_0 + L_1 + U + I \cdot v^2 \quad (10-2)$$

式中: L_0 ——停车时的车辆安全车间距(m);

L_1 ——车辆的本身长度(m);

v ——行驶车速(km/h);

I ——与车重、路面阻力系数、粘着系数及坡度有关的系数;

U ——驾驶员在反应时间内车辆行驶的距离(m), $U = v \cdot T$, $T = 1.2s$ 左右。

根据有关研究, I 可以按表 10-2 取值。

参数 I 与坡度的关系

表 10-2

坡度(%)	5	4	3	2	1	0	-1	-2	-3	-4	-5
$I \times 10^3$	50	51	52	53	53	54	55	56	57	58	59

在通常的城市道路设计范围内(坡度 $\leq |4\%|$), 其 I 值近似为 0.054, 取 $L_0 = 2m$, $L_1 = 5m$, 则一条车道的理论通行能力(pcu/h)如表 10-3 所示。

按车头间距计算的一条车道的理论通行能力

表 10-3

v (km/h)	20	30	35	40	50	60
L (m)	14.32	19.08	21.82	24.78	31.31	38.67
C_0 (pcu/h)	1406	1572	1604	1614	1597	1552

我国对一条车道的理论通行能力也进行过专门的研究。《城市道路设计规范》建议的一条车道路论通行能力(pcu/h), 如表 10-4 所示。

《城市道路设计规范》建议的一条车道路论通行能力

表 10-4

v (km/h)	20	30	40	50	60
C_0 (pcu/h)	1380	1550	1640	1690	1730

通过对城市道路饱和连续车流条件下的车头时距进行观测, 观测结果及计算的理论通行能力如表 10-5 所示(车速范围 15 ~ 60km/h)。

按车头时距计算的理论通行能力

表 10-5

车 型	小客车(二轮卡车)	大客车	卡车	通道车
h_t (s)	2.671	3.696	3.371	4.804
C_0 (pcu/h)	1348	974	1068	749

由国内外的研究成果, 我们认为对于一条车道的理论通行能力, 取 1500pcu/h 是比较合理的。

2. 多车道的基本通行能力

由于基本通行能力计算时不考虑道路和交通条件的影响, 因此多车道的基本通行能力可按式计算:

$$C = n \cdot C_0$$

式中: n ——车道数;

C —— n 条车道的基本通行能力;

C_0 ——一条车道的基本通行能力。

三、可能通行能力的确定

必须指出, 按上述方法和公式计算的通行能力值是理想化的结果。事实上各个路段上的

车速是随着道路纵坡、弯道以及车辆和行人的不同干扰程度而变化的。因此,各个路段的通行能力是不相同的。对整条道路来说,它的通行能力则被最不利地段上的通行能力所限制。此外,各条车道的不同行车状况和交叉口绿灯等也影响道路路段的通行能力。可能通行能力是指考虑到道路和交通条件的影响,并对基本通行能力进行修正后得到的通行能力,实际上是指道路所能承担的最大交通量。

1. 多车道对路段通行能力的影响

在一些城市主干道上,同一行驶方向的车道数往往不止一条,在多车道的情况下,同向行驶的车辆由于超车、绕越、停车等原因影响另一条车道的通行能力。一般越靠近路中心线的车道,其影响越小,因此,在无分隔带的同向车道上,靠近路中心线的车道通行能力为最大;靠近侧石的车道,其通行能力为最小。其影响用折减系数 $\alpha_{\text{条}}$ 来表示。

据观测,自路中心线起第一条车道的折减系数 $\alpha_{\text{条}}$ 假设为 1.00,其余车道的折减系数依次为:第二条车道为 0.80~0.89;第三条车道为 0.65~0.78;第四条车道为 0.50~0.65;第五条车道为 0.40~0.52;

由以上的折减系数可以看出,当设计的车道数越多,则靠路边的车道数其折减系数越小,例如自路中心线起算的第四条和第五条车道,其通行能力经折减后,仅为第一条车道通行能力的一半。因此,设计过多的车道对于增加道路通行能力的作用是不大的;相反,会造成交通过分集中和交通混乱,给交通组织管理工作带来困难。在一般的中小城市,主干道最多以设计四条车道(双向,不包括非机动车道宽度在内)为宜,大城市和特大城市的主干道最多以设计六条机动车道为好;如仍满足不了交通量发展的要求,则应从改善道路网、修建平行道路、调整交通组织、合理改善城市布局等方面来解决,以疏散该道路的交通负荷。

2. 交叉口对路段通行能力的影响

在城市里,纵横交叉的道路形成了许多交叉口,交叉口对道路通行能力的影响较大,尤其是当交叉口的间距较小时。在影响通行能力的许多因素中(例如快慢车混合行驶、快车超车、公共交通工具停靠时进出车道、行人过街等),交叉口是主要的影响因素,它对通行能力往往起控制作用。因为,在有交通管制的交叉口上,车辆遇到红灯就要减速、停车,然后又要启动、加速行驶。即使碰巧没有遇到红灯或是在没有交通管制的交叉口上,车辆也要减速通行。所以,车辆在通过交叉口时,实际的行程时间比没有交叉口的路段的行程时间要多,其实际平均车速也大为降低,通行能力下降。

交叉口对通行能力的影响,用交叉口通行能力折减系数 $\alpha_{\text{交}}$ 来表示,

$$\alpha_{\text{交}} = \frac{\text{交叉口之间无阻的行程时间(s)}}{\text{交叉口之间实际的行程时间(s)}}$$

$\alpha_{\text{交}}$ 的值可按交叉口的以下两种不同交通管制的情况进行计算。

(1)当路段上的行驶车辆受到交叉口信号灯的红灯停候影响时(如图 10-1 所示),则,

$$\alpha_{\text{交1}} = \frac{t_{AB}}{t_1 + t_2 + t_3 + \Delta} = \frac{\frac{l}{v}}{\frac{v}{a} + \frac{l_2}{v} + \frac{v}{b} + \Delta}$$

上式经整理可得:

$$\alpha_{\text{交1}} = \frac{\frac{l}{v}}{\frac{l}{v} + \frac{v}{2a} + \frac{v}{2b} + \Delta} \quad (10-3)$$

式中: l ——交叉口之间的距离(m);

v ——路段上的行车速度(m/s);

a ——启动时的平均加速度(m/s^2);据观测资料:小型汽车 $a = 0.60 \sim 0.67 \text{m/s}^2$,大型卡车及大型客车 $a = 0.42 \sim 0.46 \text{m/s}^2$,铰接公共车辆 $a = 0.43 \sim 0.49 \text{m/s}^2$,以中型卡车为主的各车型混合行驶的平均值 $a = 0.50 \text{m/s}^2$;

b ——制动时的平均减速度(m/s^2),据观测资料:小型汽车 $b = 1.66 \text{m/s}^2$,大型汽车 $b = 1.30 \text{m/s}^2$,各车型混合行驶的平均值 $b = 1.5 \text{m/s}^2$;

Δ ——车辆在交叉口上的停候时间(s),可取红灯时间的一半,一般 $\Delta = 15 \sim 20 \text{s}$ 。

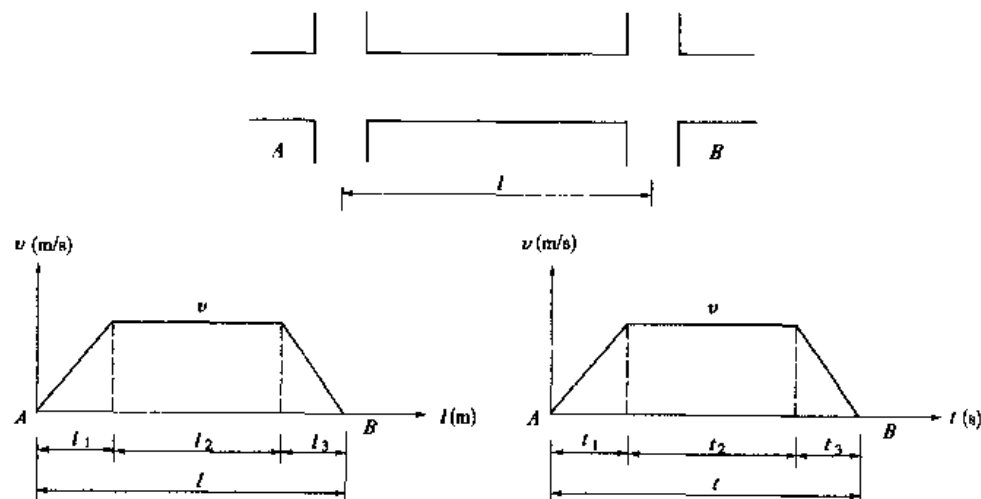


图 10-1 $\alpha_{\text{交}}$ 计算图示之一

图中: l_1 ——经过交叉口停车等候的车辆绿灯后加速通过交叉口行至正常速度时经过的距离(m);

l_2 ——车辆通过交叉口正常行驶至下一交叉口遇红灯开始减速时经过的距离(m);

l_3 ——车辆行至交叉口遇红灯开始减速至停车经过的距离(m);

t_1 ——车辆在距离 l_1 内所用的时间(s);

t_2 ——车辆在距离 l_2 内所用的时间(s);

t_3 ——车辆在距离 l_3 内所用的时间(s);

l —— l_1 、 l_2 、 l_3 之和;

t —— t_1 、 t_2 、 t_3 之和。

公式(10-3)的图解形式如图 10-2 所示,计算的结果如表 10-6 所示。

交叉口折减系数 $\alpha_{\text{交1}}$ 值 ($a = 0.50 \text{m/s}^2$, $b = 1.5 \text{m/s}^2$, $\Delta = 15 \text{s}$)

表 10-6

车 速		交叉口之间 m 的距离(m)											
$v(\text{km/h})$	$v(\text{m/s})$	100	200	300	400	500	600	700	800	900	1000	1100	1200
20	5.56	0.45	0.62	0.71	0.76	0.80	0.83	0.85	0.87	0.88	0.89	0.90	0.91
25	6.94	0.37	0.54	0.64	0.70	0.75	0.78	0.81	0.83	0.84	0.86	0.87	0.88
30	8.33	0.31	0.48	0.58	0.65	0.70	0.73	0.76	0.79	0.81	0.82	0.83	0.85
35	9.72	0.27	0.42	0.52	0.60	0.65	0.69	0.72	0.75	0.77	0.79	0.80	0.82
40	11.11	0.23	0.38	0.48	0.55	0.60	0.64	0.68	0.71	0.73	0.75	0.77	0.78
45	12.50	0.20	0.34	0.43	0.50	0.56	0.60	0.64	0.67	0.69	0.72	0.74	0.75
50	13.88	0.18	0.30	0.39	0.46	0.52	0.56	0.60	0.63	0.66	0.68	0.70	0.72

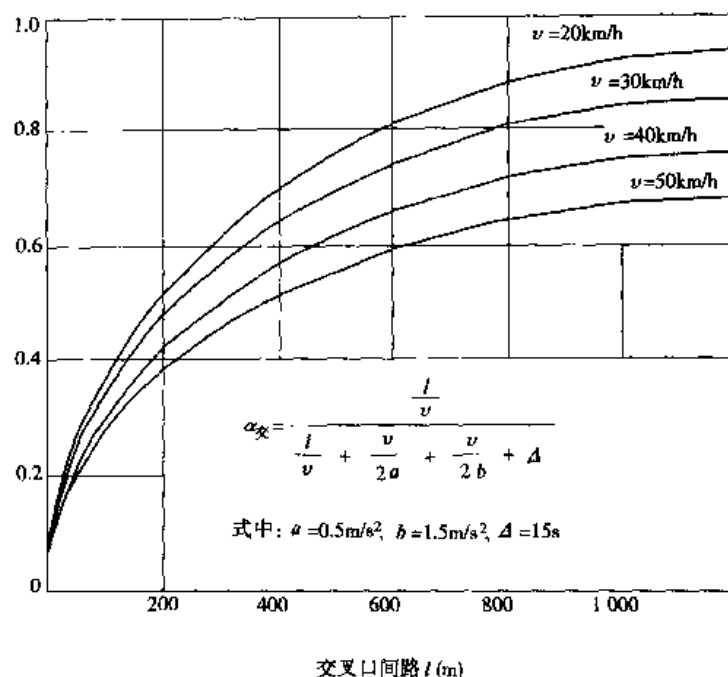


图 10-2 公式(10-3)的图解

当汽车以同样车速 v 在不同交叉口间距的路段上行驶时(假定 a 、 b 、 Δ 的数值不变),则交叉口间距 l 越小, α_x 值也越小,即折减后的通行能力 $C \cdot \alpha_x$ 值也越小;反之,交叉口间距越大,则通行能力也越大。所以,从提高城市道路的通行能力来讲,交叉口的间距不宜太小,但从方便居民出行的要求来说,交叉口的间距又不宜太大,一般认为交叉口的间距 $l = 800 \sim 1000 \text{ m}$ 较合适。此外,当汽车在同样的交叉口间距的路段上行驶时,车速越大,其通行能力的折减也越大,因此,对于一些高速道路必须修建立体交叉,并严格控制出入,否则,其通行能力是无法提高的。

(2)当路段上的行驶车辆不受交叉口信号灯的红灯停候影响时,或交叉口上不设红绿灯时(如图 10-3 所示):

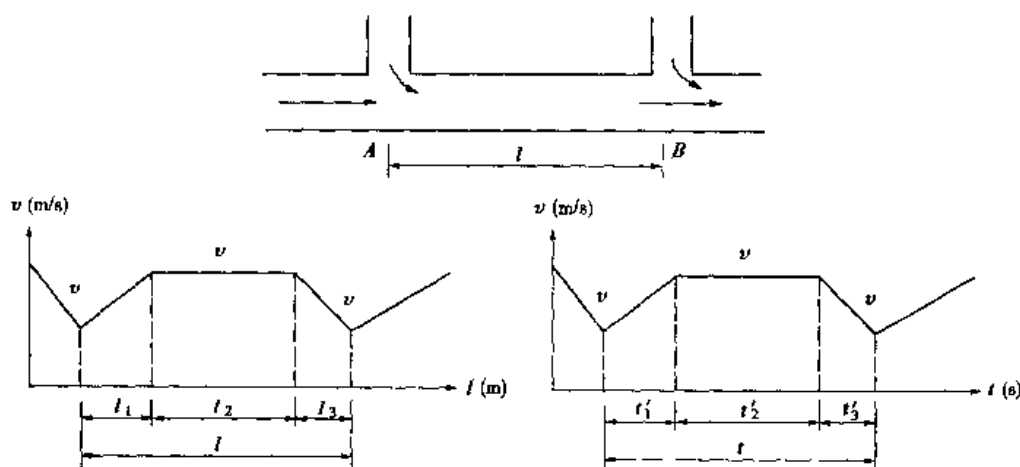


图 10-3 α_x 计算图示之二

图中: l_1 ——减速经过交叉口后的车辆又加速至正常速度时经过的距离(m);

l_2 ——车辆通过交叉口正常行驶至下一交叉口开始减速时经过的距离(m);

l_3 ——车辆行至交叉口开始减速至通过交叉口又开始加速时经过的距离(m);

t'_1 ——车辆在距离 l_1 内所用的时间(s);

t'_2 ——车辆在距离 l_2 内所用的时间(s);

t'_3 ——车辆在距离 l_3 内所用的时间(s);

l, t 符号意义同前。

在这种情况下,通过交叉口的行驶车辆仅受到交叉口上汇合点和分叉点车流的影响而减速,无需停车等候,故 $\Delta = 0$ 。

设车辆到达交叉口 A 和 B 时的速度分别为 v_A 和 v_B ,则

$$\alpha_{交2} = \frac{t_{AB}}{t'_1 + t'_2 + t'_3} = \frac{\frac{l}{v}}{\frac{l}{v} + \frac{v}{2a} \left(1 - \frac{v_A}{v}\right)^2 + \frac{v}{2b} \left(1 - \frac{v_B}{v}\right)^2}$$

$$\text{令 } \beta_1 = \left(1 - \frac{v_A}{v}\right)^2, \beta_2 = \left(1 - \frac{v_B}{v}\right)^2 \text{ 则:}$$

$$\alpha_{交2} = \frac{\frac{l}{v}}{\frac{l}{v} + \beta_1 \frac{v}{2a} + \beta_2 \frac{v}{2b}} \quad (10-4)$$

把式(10-3)和式(10-4)合二为一,即得交叉口折减系数 $\alpha_{交}$ 的通用计算公式:

$$\alpha_{交} = \frac{\frac{l}{v}}{\frac{l}{v} + \beta_1 \frac{v}{2a} + \beta_2 \frac{v}{2b} + \Delta} \quad (10-5)$$

式中: l ——交叉口之间的距离(m);

v ——路段上的行车速度(m/s);

a ——启动时的平均加速度(m/s^2),其值见前;

b ——制动时的平均减速度(m/s^2),其值见前;

β_1 和 β_2 ——系数,其数值取决于 $\frac{v_A}{v}$ 及 $\frac{v_B}{v}$ 的比值(表 10-7),其中:

β_1 及 β_2 值

表 10-7

$\frac{v_A \text{ 或 } v_B}{v}$	0	0.50	0.55	0.60	0.65	0.70	0.75	0.85
$\beta_1 \text{ 或 } \beta_2$								
$\beta_1 = \left(1 - \frac{v_A}{v}\right)^2$ 或 $\beta_2 = \left(1 - \frac{v_B}{v}\right)^2$	1	0.25	0.20	0.16	0.12	0.09	0.06	0.04

$$\beta_1 = \left(1 - \frac{v_A}{v}\right)^2, \beta_2 = \left(1 - \frac{v_B}{v}\right)^2;$$

式中: v_A ——车辆到达交叉口 A 时的车速(m/s);

v_B ——车辆到达交叉口 B 时的车速(m/s);

Δ ——车辆在交叉口上的停候时间(s),当 v_A (或 v_B) = 0 时,则 Δ 为红灯时间的一半,一般 $\Delta = 15 \sim 20s$,当 v_A (或 v_B) $\neq 0$ 时,则 $\Delta = 0$ 。

3. 行人过街等因素对路段通行能力的影响

关于行人过街对路段通行能力的影响,它与行人过街的密度有关,据北京市的观测,当双向过街人数达到 500 人次/h 时,其折减系数可取 $\alpha_{人} = 0.63$ 。快车超车影响的折减系数,与小汽车的交通量所占的比重有关。铁路道口影响的折减系数,与每小时道口封闭的次数及每次封闭的时间长短有关。在设计时,可参考有关资料或通过实际调查,观测求得。

4. 车道宽度对路段通行能力的影响

道路的通行能力 C 是车道宽度 b 的函数。车道的宽度达不到要求,必然影响车速,车速的降低则意味着通行能力的减小。车道宽度对道路的通行能力和行车的舒适影响很大。从保证通行能力的角度考虑,必需的车道宽度 $b_{min} = 3.50\text{m}$ 。当车道宽度 $b \geq 3.50\text{m}$ 时,不影响通行能力;如 $b < 3.50\text{m}$ 时,则车速下降,通行能力减小。因此,达不到 3.50m 宽的车道,其通行能力应按表 10-8 中的数值进行折减。

根据车道宽度 b 的通行能力折减系数 $\alpha_{车道}$

表 10-8

车道宽度 $b(\text{m})$	通行能力折减系数 $\alpha_{车道}$	车道宽度 $b(\text{m})$	通行能力折减系数 $\alpha_{车道}$
3.50	1.00	3.00	0.85
3.25	0.94	2.75	0.77

考虑上述影响的折减系数,则路段上一条车道的通行能力为:

$$C_{路段} = C_0(\alpha_{条} \cdot \alpha_{交} \cdot \alpha_{人} \cdot \alpha_{综} \cdot \alpha_{车道}) \quad (\text{veh/h})$$

式中: $\alpha_{综}$ ——有快车和铁道口等影响的综合折减系数;其余符号意义同前。

目前,由于 $\alpha_{人}$, $\alpha_{综}$ 影响因素较复杂,尚难正确计算,通常忽略不计,因而上式可简化为:

$$C_{路段} = C_0(\alpha_{条} \cdot \alpha_{交} \cdot \alpha_{车道}) \quad (\text{veh/h})$$

在特殊情况下,如一定要考虑 $\alpha_{人}$ 、 $\alpha_{综}$ 等因素的影响,可通过现场观测确定。

由于影响车道通行能力的因素很多,一条车道究竟实际能通过多少车辆,迄今还不能用一个简易公式就能把所有的各种因素加以普遍概括。目前,除了应用上述理论公式结合实际观测的参数进行计算外,也可通过实际观测或用类比的方法约估而得。城市道路各种车型混合行使的一条车道的通行能力约为 500veh/h。

多车道的可能通行能力,可根据求得的每条车道的可能通行能力的相加而得。

四、服务水平分级

所谓服务水平是指道路使用者根据交通状态,从速度、舒适度、方便、经济和安全等方面所能得到的服务程度。影响服务水平的因素很多,如 V/C (即饱和度)、平均车速、交叉口延误、安全性、经济性及便利性等。

对于城市道路来说,衡量交通服务质量的主要指标为路段、交叉口的拥挤程度(即 V/C),平均车速,延误(交叉口)。

在本章中,我们参考美国 HCM 的规定,以干道上所有直行车辆的平均行程速度来评价城市干道的服务水平,平均行程速度是由干道路段上的行程和交叉口的入口延误计算而得。对于城市干道来说,不合适的信号配时、交叉口间距和过多的交通量等因素将大大地降低干道的服务水平。

美国 HCM 将城市干道服务水平分为 A 至 F 六级,各级服务水平的一般描述如下:

服务水平 A 级:在干道上行驶的车辆通常都以该干道自由流速度的 90% 行驶。当车辆以平均行程速度自由行驶时完全不受阻碍。信号交叉口处的停车延误为最小。

服务水平 B 级:车辆在干道上行驶基本不受阻碍,其平均行程速度约为该级干道自由流速度的 70%。有少量的停车延误,但不令人厌烦。

服务水平 C 级:车辆平均行程速度为干道上自由流速度的 50%,稳定车流,有一定的延误,但司机可以接受。

服务水平 D 级:车辆平均行程速度为干道上自由流速度的 40% ~ 50%,接近不稳定车流,有较大延误,但司机还能忍受。

服务水平 E 级:车辆平均行程速度为干道上自由流速度的 1/3,不稳定车流,交通拥挤,延误很大,司机无法忍受。

服务水平 F 级:车辆平均行程速度低于干道上自由流速度的 1/3,强制车流,交通严重阻塞,车辆时停时开。

表 10-9 是美国 HCM 给出的城市干道服务水平分类表。

美国 HCM 干道服务水平分类

表 10-9

干道等级	I	II	III
自由流速度的范围(km/h)	64 ~ 56	56 ~ 48	56 ~ 40
典型的自由流速度(km/h)	64	52.8	43.2
服务水平	平均行程速度(km/h)		
A	≥ 56.0	≥ 48.0	≥ 40.0
B	≥ 44.8	≥ 38.4	≥ 30.4
C	≥ 35.2	≥ 28.8	≥ 20.8
D	≥ 27.2	≥ 22.4	≥ 14.4
E	≥ 20.8	≥ 16.0	≥ 11.2
F	≤ 20.8	≤ 16.0	≤ 11.2

五、分析程序

对于城市干道服务水平的确定,可采用以下程序进行:

1. 确定所考虑的干道的位置与长度;
2. 按照干道分类,结合自由流速度的测定,确定干道等级;
3. 为了评价,将干道分成区段,每个区段由一个或几个干道路段组成;
4. 计算每个路段的干道运行时间,并以区段汇总;
5. 将每个交叉口上需要的资料列表,并计算所考虑的每个交叉口的入口延误;
6. 按区段计算整个设施的平均行程速度。
7. 参考表 10-9 干道服务水平分类表,评定服务水平。

在双向干道上,该方法必须应用两次(即:每个方向一次)。下面详述以上每个步骤:

步骤一:确定所考虑的干线道路。作为其他步骤的开端,它要求我们确定所考虑干道的位置和长度,主要工作是对该干道有关的物理的、信号的和其他交通资料进行整理,并且考虑干道的规模是否满足要求,或是否应考虑增加区间。

步骤二:确定干道等级和自由流速度。“自由流速度”是在交通量很小的远离信号交叉口

的干道区间上,驾驶员不受其他车辆的干扰或交通信号限制时的行车速度。平均自由流速度应接近已知设施和使用这些设施时驾驶员的“愿望速度”。自由流速度可用测试汽车,或从远离交叉口处用点速度观察的方法进行测定。

美国 HCM 根据干道的功能和设计类别规定有 I、II、III 三种干道等级,对于每一干道等级来说,还需考虑自由流速度范围。确定干道等级必须先按功能类别再按设计类别分类,如表 10-10。

根据功能和设计类别确定的干道等级

表 10-10

设计种类	功能类别	
	主要干道	次要干道
典型的郊区设计和控制	I	II
中间设计	II	III
典型的市区设计	III	III

注:本章所用规定范围:干道等级 自由流速度(km/h)

I 56—72

II 48—56

首先考虑的是干道的功能类别:即它是主要干道,还是次要干道。“主要干道”为都市区的重要活动中心之间和进出该地区的主要部分的交通服务。它还将主要交通始发点与高速公路相连。对于小城市(人口小于 5 万)而言,它的重要性主要表现在为过境交通提供服务。“次要干道”是连接和延长主要干道体系的设施。虽然它的主要功能仍是为车辆的运行服务,但它在较低等级地执行这种功能,并把重点放在地方通道上,这方面与主要干道不同。次要干道体系为中等长度的行程服务,行程分布的区域比主要干道服务的区域要小。

在干道的功能分类中,还要按其设计类别进行分类。设计类别有“典型的郊区设计”、“中间设计”和“典型的市区设计”三种。

典型的郊区设计指的是具有部分和几乎全部人口控制、有分隔的左转弯车道和不准停车的干道。它可能是分隔的或不分隔的多车道或具有路肩的双车道设施。信号交叉口按每公里 1 个或 3 个信号布置,或按更大的距离布置。路边发展密度低,速度限制一般为 64~72km/h。

中间设计指的是具有部分人口控制的干道。它可能是分离的多车道或未分离的单向道路,或双车道道路。它可能有某些独立的或连续的左转弯车道,某些部分允许停车。路边发展密度较高。一般来说每公里有 2~5 个信号,速度限制为 48~64km/h。

典型的市区设计指的是对人口支路很少控制或不控制的干道,是没有分隔带的双车道或多车道的单向或双向道路。通常允许停车。一般没有分隔的左转弯车道,并且有行人干扰。每公里一般有 5~8 个信号,路边是密集的商业和住宅区。速度限制为 40~56km/h。

除上述规定外,在确定干道功能和设计类别时,可以参考表 10-11。

美国 HCM 干道分类辅助表

表 10-11

标 准	功能种类	
	主 要 干 道	次 要 干 线
机动性功能	很重要	重要
人口功能	很不重要	次要
连接点	高速公路、重要活动中心,主要交通发生地	主要干道

标 准	功 能 种 类		
	主 要 干 道	次 要 干 道	
占优势的服务行程	在上述各点之间比较长距离的出行以及进入、离开、穿过城市的过境交通	在较小的地区内中等距离的出行	
标准	设计 种 类		
	郊区设计	中间地区设计	市区设计
出入控制	从部分到几乎全部	部分	很少或不控制
干道形式	有分隔的多车道、不分隔或具有路肩的双车道	有分隔或不分隔的多车道、单向双车道	不分隔单向车道、双向双车道或多车道
停车	不准停车	局部可停车	允许停车
专用左转弯车道	是	有些	无
信号数/km	1~2.5	2.5~5	5~7.5
速度限制	64~72km/h	48~64km/h	40~56km/h
行人干扰	无	无	有些
路边发展	低密度	中等密度	高密度

在确定干道的功能和设计类别时,有时存在一定的困难,在这种情况下测定或估计“自由流速度”将有助于解决这一问题。因为每种干道都有其自由流速度的特性范围。一旦功能和设计类别已经确定,干道等级就可以参照表 10-9 来确定。

步骤三:将干道分成区段。干道的基本单元是路段,它是从一个信号交叉口到下一个信号交叉口之间的单向距离。

如果两个或几个连续路段的干道等级、路段长度、速度限制及一般的土地使用和活动是相似的,就可以将它们合并为一个区段。在连续的各路段长度相差 20% 或更大的情况下,这些路段不能合并成一个区段,而应划分为不同的区段。当确定了区段后,在下一步求每公里的行程时间时,应使用平均路段长度。

步骤四:计算干道行驶时间。车辆在一个区段或整个干道上所消耗的总时间有两个主要组成部分:干道的运行时间和交叉口入口延误时间。计算干道上某一区段的运行时间时,必须知道下述各值:干道等级;路段长度(km);自由流速度(km/h)。

通过查阅表 10-12 并计算就能求得区段运行时间。如果所研究的区段包含几个路段,在运用表 10-12 查阅每公里的行驶时间时,应使用平均路段长度,然后再乘以区段长度。

每公里路段行驶时间(s)

表 10-12

干道等级		I			II		III		
自由流速度 (km/h)	平均路段 长度(km)	72	64	56	56	48	56	48	40
0.08		-	-	-	-	-	-	141.875	165.625
0.16		-	-	-	90.625	96.875	103.125	112.5	137.5
0.24		-	-	-	84.375	88.125	87.5	93.75	112.5

续上表

干道等级	I			II		III		
自由流速度 (km/h)	72	64	56	56	48	56	48	40
平均路段 长度(km)								
0.32	118.75	71.875	78.125	80	83.75	81.25	87.5	103.125
0.40	65	68.75	74.375	75	79.375	76.25	82.5	95.625
0.48	61.875	63.75	68.75	-	-	-	-	-
0.64	58.75	60	65.625	-	-	-	-	-
0.80	55	58.125	64.375	-	-	-	-	-
1.60	50	56.25	64.375	-	-	-	-	-

关于表 10-12 的几点说明:

(1)最好有一个估计的自由流速度。如果没有则假定:干道等级 I(自由流速度 64km/h)、干道等级 II(自由流速度 56km/h)、干道等级 III(自由流速度 48km/h)。

(2)对于 I 级干道上很长路段(大于或等于 1.6km)来说,可以使用自由流速度计算每 km 的运行时间。

(3)如果 I 级干道有一个小于 0.32km 长的路段,则需要作如下工作:①如果仍作为个别路段,要重新评定其等级②使用 0.32km 数值。

(4)同样,路段长大于 0.40km 的 II 级和 III 级干道,首先应重新评价其等级是否恰当。如有必要,上述值可以外插。

步骤五:交叉口数据列表并计算延误时间。为了计算干道或区段速度,就需要计算各个交叉口的延误。由于干道功能主要是为直行交通服务的,所以应使用包含直行交通占用的车道组来表示干道的特征。

需要计算的交叉口总的入口延误与交叉口停车延误有下列关系:

总的入口延误 = $1.3 \times (\text{交叉口停车延误}) + \text{二阶项}$

式中“二阶项”是对入口延误影响的修正系数,它不同于停车延误带来的影响,若停车延误本身的各种估计准确,则这个修正项就可忽略。因此,交叉口入口延误可用下式计算:

$$D = 1.3d \quad (10-6)$$

式中: D ——交叉口入口延误(s/veh);

d ——交叉口停车延误(s/veh)。

交叉口的随机停车延误方程式为:

$$d = \frac{0.38c(1 - g/T_c)^2}{1 - (g/T_c) \cdot X} + 173X^2[(X - 1) + \sqrt{(X - 1)^2 + 16X/T_c}] \quad (10-7)$$

式中: d ——指该车道组每辆车的平均停车延误(s/veh);

T_c ——信号周期长(s);

g/T_c ——该车道组的绿信比,即有效绿灯时间与周期长度之比;

X ——该车道组的 Q/C 的值(Q 交通量、 C 为车道组的通行能力)。

步骤六:计算平均行程速度。平均行程速度是按区段和整个干道计算的。计算时可通过下式进行:

$$\text{干道速度} = \frac{3600 \times \text{长度}}{\text{每公里的行驶时间} \times \text{长度} + \text{总的交叉口入口延误}} \quad (10-7)$$

式中,干道速度是指干道或区段的平均行程速度(km/h);长度是指干道或区段长度(km);每公里的行驶时间是指在干道或区段上所有路段的每公里总的运行时间(s)。总的交叉口入口延误等于在规定的干道或区段上,所有交叉口的总的入口延误(s)。3600是指以 km/h 为单位的一个换算系数。

在特殊情况下,由于人行横道或其他类似原因造成车辆规则性停车,可能有不寻常的阻隔延误。这些可作为上述方程式分母中的第三项。

步骤七:评定服务水平。对于每个干道等级都有一组明确的服务水平值,这是根据不同的驾驶员对不同干道等级的不同期望而确定的。表 10-9 表示三种干道等级的干道服务水平的定义。服务水平因干道等级而异:干道等级愈低(即等级数越大),则在这种设施上驾驶时,驾驶人员的期望就愈低,与已知服务水平相关的速度也就愈低。

在确定服务水平时,应考虑道路等级的自由流速度和交叉口服务水平两个方面。一般来说,干道的服务水平取决于整个干道上直行车辆的顺畅和有效的行驶。因此,希望每个路段的延误比相应的交叉口的服务水平的延误要小。

因此,当提高道路等级时,对干道改造的前后评价中,必须注意这些情况:如果改建的结果是从 II 级升到 I 级,尽管平均速度和其他方面有所改进,服务水平仍有可能不变(甚至可能在技术上降低),因为期望值较高。

六、计算示例

[例 10-1] 已知某干道,为分隔式多车道,其功能为主要干道,具有有效的入口控制,不准停车,信号间距约为 0.48km,信号是定周期式。路边发展较小,每个方向有两条车道,观测的自由流速度为 62.5km/h。

有关交叉口和南行干道路段的详细资料见表 10-13 和表 10-14,南行方向绿波良好,试确定路段和整个设施的干道服务水平(不要将这些路段合并起来计算)。

解:根据前面所述的步骤进行计算,在某些应用中,不必每一步都计算,为方便起见也可更改步骤次序。

表 10-13

路段	周期长 c	绿信比 g/T_c	Q/C 比 X	车道组通行能力 C	随机停车延误 (s)	车队抵达形式	绿波校正系数 PF	估算的停车延误	交叉口入口延误
1	70	0.60	0.583	1800		理想	0.53		
2	70	0.60	0.611	1800		理想	0.53		
3	70	0.60	0.611	1800		理想	0.53		
4	70	0.60	0.611	1800		理想	0.53		
5	70	0.60	0.597	1800		理想	0.53		
6	70	0.60	0.583	1800		理想	0.53		
7	70	0.60	0.583	1800		理想	0.53		

注:理想是指密集车队在绿灯开始时抵达的情况,是最有利的车队抵达形式;

绿波校正系数:在车队抵达形式为理想状况,对应 Q/C 值所取的一个参数值,用于计算估算的停车延误值;

估算的停车延误 = 随机停车延误 $\times$ 绿波校正系数。

表 10-14

路段	长度 (km)	干道 等级	自由流速度 (km/h)	区段	运行时间 (s)	交叉口入 口延误 (s)	其他 延误 (s)	区段总 时间	区段总 长度	干道 速度	干道 服务 水平
1	0.32		62.5	1							
2	0.32		62.5	2							
3	0.48		62.5	3							
4	0.48		62.5	4							
5	0.48		62.5	5							
6	0.64		62.5	6							
7	0.64		62.5	7							

步骤一:确立所考虑的干道。

步骤二:确定干道等级。已知功能类别为主要干道,参考表 10-11 并注意以下几点:分隔式多车道、有效的入口控制、不准停车、路边发展较小、在 3.36km 内有 7 个信号(2.1 个信号/km)。这种设计显然是郊区设计。

根据主要干道的功能类别和郊区设计类别,查表 10-10 可确定该设施为 I 级干道。

步骤三:确定干道区段。因为题示已规定,不要把路段合计起来,故本步骤可以省略。

步骤四:计算运行时间。

以路段 1 为例。对于 I 级干道,路段长 0.32km,查表 10-12 可知:自由流速度为 64km/h,每公里的运行时间为 71.875s;自由流速度为 56km/h,每公里的运行时间为 78.125s;

对于自由流速度为 62.5km/h,可通过内插求得每公里运行时间 73.125s。因此在 0.32km 路段上的运行时间为 $73.125 \times 0.32 = 23.4$ s。计算结果表示在表 10-16 中。

步骤五:计算交叉口延误。

首先计算随机抵达延误,然后将它填入表 10-15 中。

交叉口计算结果表示在表 10-15 中,并转到表 10-16 的干道计算单上。

表 10-15

路段	周期长 c (s)	绿信比 g/T_c	Q/C 比 X	车道组通 行能力 C	随机停车 延误(s)	车队抵 达形式	绿波校正 系数 PF	估算的停车 延误	交叉口入口 延误
1	70	0.60	0.583		6.9	理想	0.53	3.66	4.76
2	70	0.60	0.611		7.2	理想	0.53	3.80	4.94
3	70	0.60	0.611		7.2	理想	0.53	3.80	4.94
4	70	0.60	0.611		7.2	理想	0.53	3.80	4.94
5	70	0.60	0.597		7.0	理想	0.53	3.76	4.85
6	70	0.60	0.583		6.9	理想	0.53	3.66	4.76
7	70	0.60	0.583		6.9	理想	0.53	3.66	4.76

注:交叉口入口延误 = 估算的停车延误 $\times 1.3$ 。

步骤六:计算平均行程速度。由步骤 4 求得的运行时间和步骤 5 求得的交叉口延误时间,即可进行计算。平均行程速度 = $\frac{3600 \times \text{总的长度之和}}{\text{总的时间之和}} = \frac{3600 \times 3.36}{253.1} = 47.8 \text{ km/h}$

表 10-16

路段	长度 (km)	干道等级	自由流速度 (km/h)	区段	运行时间 (s)	交叉口入口延误 (s)	其他延误 (s)	区段时间总和	区段长度总和	干道速度 (km/h)	干道服务水平
1	0.32	I	62.5	1	23.4	4.76		28.2	0.32	40.8	C
2	0.32	I	62.5	2	23.4	4.94		28.3	0.32	40.6	C
3	0.48	I	62.5	3	31.1	4.94		36.0	0.48	48	B
4	0.48	I	62.5	4	31.1	4.94		36.0	0.48	48	B
5	0.48	I	62.5	5	31.1	4.85		35.9	0.48	48.2	B
6	0.64	I	62.5	6	39.5	4.76		44.3	0.64	52	B
7	0.64	I	62.5	7	39.5	4.76		44.3	0.64	52	B

步骤七:评定服务水平。所有的工作完成后,确定服务水平是比较容易的。只需参考表 10-9,将平均行程速度与相应干道等级的服务水平相比较。服务水平等级评定结果见表 10-16。

第二节 公共交通线路的通行能力

一、公共交通

公共交通是指城市空间内地面的、地下的与地上架空的,按规定线路行驶,有固定线路和停靠站,行车间隔小,客流量大,随上随下为大众服务的客运交通。城市公共交通通常布设在城市行政辖区和临近地区,为本市居民和外来人口服务。公共交通体系包括定时定线行驶的公共汽车、无轨电车、有轨电车、轻轨、地铁以及定线和不定线行驶的小公共汽车、出租车和客运轮渡等交通工具及其配套设施。各种公共交通工具之间相互配合,以不同的速度、运载能力、舒适程度和价格为乘客服务。与公共交通相对立的就是我们通常所说的私人个体交通,如小汽车、摩托车、自行车等交通。

在城市交通中,以人均占用道路面积而言,私人个体交通方式要比公共交通方式大 10 倍以上。个体交通越多,城市道路交通越紧张,公共交通就越受其干扰和影响,难以发展和生存,这种现象已在我国许多大、中城市普遍出现。

在经济发达国家大城市,由于私人小汽车迅猛增长,交通量大,给城市交通造成很大的压力,主要体现在交通阻塞、行车困难、能源紧张、环境污染等。在发展中国家,非机动车交通面广量大,同样也给交通造成很大的压力。因此,在改善城市交通状况,世界各大城市都在研究大力发展公共交通的政策措施和用途,提倡“以人为本”、“公交优先”的原则。

二、公共汽车停靠站与交通线路的通行能力

公共汽车交通线路的通行能力受沿线各停靠站通行能力的制约,其中通行能力最小的停靠站,是控制线路通行能力的站点。停靠站的通行能力取决于车辆占用停靠站的时间长短。

因此,公共汽车停靠站的通行能力为:

$$C_{\text{站}} = 3600/t \quad (10-8)$$

式中: $C_{\text{站}}$ ——公共汽车停靠站的通行能力(veh/h);

t ——车辆占用停靠站的总时间(s)。

公共汽车在站停靠时间与车辆性能、车辆结构、上下车乘客的多少,车站秩序等因素有关。一般可按下式估算:

$$t = t_1 + t_2 + t_3 + t_4 \quad (10-9)$$

式中: t_1 ——车辆进站停车用时间(s), $t_1 = \sqrt{\frac{2l}{b}}$, 其中 l 为车辆驶入停车站时, 车辆之间的最少间隔, 取值等于车辆长度(m), b 为进站时刹车减速度, 一般取 $b = 1.5\text{m/s}^2$;

t_2 ——车辆开门和关门时间, 为 $3 \sim 4\text{s}$;

t_3 ——乘客上下车占用时间(s), $t_3 = \frac{\Omega k t_0}{n_d}$, 其中, Ω 为公共汽车容量, k 为上下车乘客占车容量的比例, 一般取 $k = 0.25 \sim 0.35$; t_0 为每位乘客上车或下车所用时间(s), 平均约为 2s , n_d 为乘客上下车用的车门数;

t_4 ——车辆启动和离开车站时间, $t_4 = \sqrt{\frac{2l}{a}}$, 其中, a 为车辆离开停靠站时的加速度, 可取 $a = 1.0\text{m/s}^2$; l 为车辆长度。

将上述各值代入式(10-8), 简化得到:

$$C_{\text{站}} = \frac{3600}{t} = \frac{3600}{2.57\sqrt{l} + \frac{\Omega k t_0}{n_d} + 4} \quad (10-10)$$

按式(10-10)可计算公共汽车停靠站的通行能力。由此我们可以确定公共汽车交通线路的通行能力 $C_{\text{线}}$:

$$C_{\text{线}} = \min[C_{\text{站}}] \quad (10-11)$$

公共汽车交通线路的设计通行能力等于该计算值乘以 0.8 。

【例 10-2】 一条公共汽车线路, 配备 BK661 铰接公交汽车。该车身长 17m , 额定容量 195 人, 3 个车门, 计算线路的设计通行能力。

解: 由于线路车型单一, 因此线路的通行能力就是停靠站的通行能力。

$$C_{\text{线}} = C_{\text{站}} = \frac{3600}{2.57\sqrt{17} + \frac{0.4 \times 2 \times 195}{3} + 4} = 53\text{veh/h}$$

设计通行能力为 $53 \times 0.8 = 42\text{veh/h}$ 。

公共汽车交通的客运能力: 公共汽车线路的客运能力等于线路的通行能力乘以汽车的额定客容量。对上述例题而言:

公共汽车线路的客运能力 $= 53 \times 195 = 10335$ 人/h

该线路设计客运能力 $= 42 \times 195 = 8190$ 人/h

三、提高公共交通线路通行能力的措施

从通行能力计算公式来看, 通行能力大小与客流分布、运营管理情况、车辆特性有关系。

客流沿线各站分布比较均匀,通行能力大;客流集中某几个站,通行能力小。此外,可考虑如下几点:

1. 维持好站点秩序,缩短乘客上下车时间。
2. 增加车门个数,加大车门宽度,降低车辆底盘高度,减少踏步阶数。
3. 改善车辆动力性能,提高驾驶员驾驶技术,缩短车辆进出站时间。
4. 在一条较长的街道上,同时开设几条公共汽车线,在同一站点将几路公共汽车沿车行方向分开设置停靠站位,提高通行能力。

四、轻轨、地铁交通的客运能力

各种公共交通系统的技术特征,首先是客运能力(即一条线路上单方向在 1h 内所能运送的最大断面客流量)是各不相同的,所以,根据远期(规划年)预测客流量选择相应客运能力的公共交通系统,或让客运能力略大于预测客流量的公共交通系统是最经济合理的。

轻轨的客运能力在大多数情况下是由车站的通行能力控制的。一般而言,客运能力取决于车厢尺寸、列车长度、服务水平决定的站立乘客数和列车间的时间间隔(发车频率)。

最小列车间隔时距是在站停车时间、列车长度、加速率、减速率和控制系统的函数。

最小列车间隔时距可用列车行车时距图估算,也可用理论公式近似计算。然而最常用的方法是根据实际经验、车辆停车时间和信号控制系统估算列车最小列车间隔时距。

根据最小列车间隔时距,可以计算每小时通过的列车数、车厢数。车厢数乘以每节车厢载客人数,即得客运通行能力值。

在街道上运行的轻轨列车的车厢数,一般不超过 3 节车厢。在街道以外运行的轻轨列车编组可多于 3 节车厢。

根据我国目前采用的公共电汽车车辆、地铁甲型车和乙型车、轻轨的四轴车、六轴车、八轴车和日本单轨车辆尺寸,结合我国的具体情况计算出车辆定员数,再根据列车不同的编组辆数和不同的行车间隔,经计算得出各交通系统的客运能力如表 10-17 ~ 表 10-26 所示。

公共电汽车客运能力

表 10-17

2.5m 宽铰接车 长度(m)	定额人数 (人)	1h 单向客运能力(人)				备 注
		1 min *	2 min	3 min	4 min	
15.5	135	8100	4050	2700	2025	立席 8 人/m ²
17.0	165	9900	4950	3300	2475	
18.0	180	10800	5400	3600	2700	

注:“*”指行车间隔,以下各表意义相同。

地铁甲型车(车体宽 2.8m,长 19.0m)客运能力

表 10-18

列车编组 车辆数(辆)	一列车定员数	1h 单向客运能力(人)				备 注
		1.5 min	2 min	2.5 min	3 min	
4	956	38240	28680	22944	19120	立席 6 人/m ²
6	1450	58000	43500	34800	29000	
8	1944	77760	58320	46656	38880	

地铁乙型车(车体宽 3.0m,长 22.0m)客运能力

表 10-19

一列车编组 车辆数(辆)	一列车 定员数	1h 单向客运能力(人)				备 注
		1.5min	2min	2.5min	3min	
4	1222	48880	36660	29328	24440	立席 6 人/m ²
6	1850	74000	55500	44400	37000	
8	2478	99120	74340	59472	49560	

轻轨四轴车(香港轻轨——车体宽 2.65m,长 19.4m)客运能力

表 10-20

一列车编组 车辆数(辆)	一列车 定员数	1h 单向客运能力(人)				备 注
		1.5 min	2min	2.5min	3min	
2	380	15200	11400	9120	7600	立席 6 人/m ²
4	760	30400	22800	18240	15200	
6	1140	45600	34200	27360	22800	

轻轨六轴单铰接车(车体宽 2.60m,长 21.3m)客运能力

表 10-21

一列车编组 车辆数(辆)	一列车 定员数	1h 单向客运能力(人)				备 注
		1.5 min	2 min	2.5 min	3 min	
2	486	19440	14580	11664	9720	立席 6 人/m ²
4	1024	40960	30720	24576	20480	
6	1562	62480	46860	37488	31240	

轻轨八轴双铰接车(车体宽 2.60m,长 28.8m)客运能力

表 10-22

一列车编组 车辆数(辆)	一列车 定员数	1h 单向客运能力(人)				备 注
		1.5 min	2 min	2.5 min	3 min	
2	662	26480	19860	15888	13240	立席 6 人/m ²
3	1008	40320	30240	24192	20160	
4	1354	54160	40620	32496	27080	

跨坐式单轨大型车辆[车体宽 2.98m,长 14.8m(有司机室)、13.9m]客运能力

表 10-23

一列车编组 车辆数(辆)	一列车 定员数	1h 单向客运能力(人)				备 注
		3min	4min	5min	6min	
2	334	6680	5010	4008	3340	立席 6 人/m ²
4	694	13880	10410	8328	6940	
6	1054	21080	15810	12648	10540	

跨坐式单轨标准型车辆[车体宽 2.98m,长 13.7m(有司机室)、13.0m]客运能力

表 10-24

一列车编组 车辆数(辆)	一列车 定员数	1h 单向客运能力(人)				备 注
		3 min	4 min	5 min	6 min	
2	290	5800	4350	3480	2900	立席 6 人/m ²
4	610	12200	9150	7320	6100	
6	930	18600	13950	11168	9300	

悬挂式单轨大型车辆[车体宽 2.66m,长 16.8m(有司机室)、16.5m]客运能力 表 10-25

一列车编组 车辆数(辆)	一列车 定员数	1h单向客运能力(人)				备 注
		3 min	4 min	5 min	6 min	
2	286	5720	4290	3432	2860	立席 6 人/m ²
4	600	12000	9000	7200	6000	
6	914	18280	13710	10968	9140	

悬挂式单轨中型车辆[车体宽 2.51m,长 13.3m(有司机室)、13.0m]客运能力 表 10-26

一列车编组 车辆数(辆)	一列车 定员数	1h单向客运能力(人)				备 注
		3 min	4 min	5 min	6 min	
2	206	4120	3090	2472	2060	立席 6 人/m ²
4	436	8720	6540	5232	4360	
6	666	13320	9990	7992	6660	

从上述表格中可以看出,公共电汽车的单向最大客运能力为 10800 人/h,此时的最大行车密度已达 60 对/h,也就是每分钟要发一趟车,在这种情况下,要让线路维持正常的行车秩序是很困难的。所以,当网线远期单向断面预测客流量低于 8000 人/h,选用常规的公共电、汽车系统比较稳妥可行,并可不必考虑选择其他快速轨道交通方式;地铁行车间隔为 2min,即行车密度为 30 对/h,甲型车单向客运能力为(2.9~5.83)万人/h、乙型车单向客运能力为(3.7~7.43)万人/h。由于地铁工程造价昂贵,运营成本高,客运量太小会造成严重亏损,所以,当网线远期单向最大断面预测客流量超过 40000 人次/h 时,选用快速、大容量的地铁交通系统比较合理;轻轨交通在行车密度与地铁相同的情况下,即每小时 30 对时,单向客运能力为(1.1~4.7)万人/h,所以,当网线近期单向最大断面预测客流量超过 8000 人次/h,而远期单向最大断面预测客流量不超过 40000 人次/h 时,且有条件设较多的地上线时,一般选择轻轨交通系统比较适宜;单轨交通由于道岔转换时间较长,一般需要 10s,从而延长了列车的折返时间,因此,列车运行间隔一般需要 3min,但它与常规公共电、汽车相比仍属于大运量的快速轨道交通系统,单向运送能力一般为 5500~21000 人/h,所以,当远期网线单向最大断面预测客流量不超过 2 万人/h。而近期客流量大于 5000 人/h,可以考虑选用单轨交通系统。

缩小列车行车间隔增加行车密度是提高城市交通客运能力最经济合理的办法。在同样运量的情况下,缩小列车行车间隔可减少列车编组车辆数,这样可减小车站站台长度和车站规模,从而降低了工程造价。对于高架线路来说,由于车辆体积小了,更有利于城市景观的处理。所以,在快速轨道交通规划时,一定要充分考虑这些因素。缩小列车行车间隔是可以做到的,莫斯科地铁最大行车密度已达 45 对/h,行车间隔已缩小到 80s;香港地铁对信号等设备进行技术改造后,其行车密度由 30 对/h 提高到 32 对/h,单向提高客运能力 5000 人/h。

思 考 题

1. 简述城市道路通行能力的定义、作用。城市道路通行能力可以分为那几类?分类的依据是什么?各是如何定义的?
2. 城市道路的服务水平是如何定义的?服务水平的分级是按什么指标划分的?

3. 公共交通与公共汽车交通线路通行能力的概念。提高公共交通线路通行能力的措施有哪些? 地铁、轻轨交通的客运能力有哪些特征?

计 算 题

已知某干道,为分隔式多车道,其功能为主要干道,具有有效的入口控制,不准停车,信号间距约为 0.48km,信号是定周期式。路边发展较小,每个方向有两条车道,观测的自由流速度为 62.5km/h。有关交叉口和北行干道路段的详细资料见表 10-27 和表 10-28,北行方向绿波很差,试确定路段和整个设施的干道服务水平(不要将这些路段合并起来计算,计算结果见表 10-29)。

表 10-27

路段	周期长 C	绿信比 g/T_c	Q/C 比 X	车道组 通行能力 C	随机停 车延误 (s)	车队抵 达形式	绿波校 正系数 PF	估算的停 车延误	交叉口入 口延误
1	70	0.60	0.417	1800		较差	1.35		
2	70	0.60	0.417	1800		较差	1.35		
3	70	0.60	0.417	1800		较差	1.35		
4	70	0.60	0.361	1800		较差	1.35		
5	70	0.60	0.361	1800		较差	1.35		
6	70	0.60	0.306	1800		较差	1.35		
7	70	0.60	0.306	1800		较差	1.35		

注:较差是指密集车队在红灯中期可以到达较差口的情况,是较为不利的车队抵达形式;

绿波校正系数:在车队抵达形式为较差状况,对应 Q/C 值所取的一个参数值,用于计算估算的停车延误值;

估算的停车延误 = 随机停车延误 $\times$ 绿波校正系数。

表 10-28

路段	长度 (km)	干道 等级	自由流速度 (km/h)	区段	运行 时间 (s)	交叉口入 口延误 (s)	其他 延误 (s)	区段总 时间	区段总 长度	干道 速度	干道服 务水平
1	0.32		62.5	1							
2	0.32		62.5	2							
3	0.48		62.5	3							
4	0.48		62.5	4							
5	0.48		62.5	5							
6	0.64		62.5	6							
7	0.64		62.5	7							

表 10-29

路段	长度 (km)	车道 等级	自由流度 (km/h)	区段	运行时间 (s)	交叉口人 口延误 (s)	其他延误 (s)	区段时间 总和	区段长 度总和	干道速度 (km/h)	干道服 务水平
1	0.32	1	62.5	1	23.4	10.1		33.5	0.32	34.4	D
2	0.32	1	62.5	2	23.4	10.1		33.5	0.32	34.4	D
3	0.48	1	62.5	3	31.1	10.1		41.2	0.48	41.9	C
4	0.48	1	62.5	4	31.1	9.6		40.7	0.48	42.4	C
5	0.48	1	62.5	5	31.1	9.6		40.7	0.48	42.4	C
6	0.64	1	62.5	6	39.5	9.1		48.6	0.64	47.4	B
7	0.64	1	62.5	7	39.5	9.1		48.6	0.64	47.4	B

第十一章 行人交通设施和自行车道通行能力分析

行人交通设施和自行车道作为城市道路不可分割的一部分,在现代城市化进程中发挥着越来越大的作用,尤其是在人口众多、经济还欠发达的我国,自行车出行尚是许多人日常生活中不可缺少的一部分,而步行则是所有各种出行方式中必不可少的组成部分。因此,在城市人口与日俱增和城市交通压力不断加大的今天,研究行人交通设施和自行车道通行能力,可以为城市道路规划,解决城市交通拥堵,合理利用城市资源等提供理论依据。

本章将分别对行人交通设施和自行车道通行的基本特点、行人交通设施和自行车道通行能力确定的基本原理、方法进行详细地论述,并对行人交通设施和自行车道的服务水平进行等级划分。

第一节 行人交通设施通行能力及服务水平

行人交通设施包括人行道、人行横道、人行天桥、人行地道、电动扶梯及机场电(自)动步道等,它们是供行人步行或代步的主要设施。步行是人类最基本、最古老的和最现实的交通出行方式,无论人们采用何种交通工具、何种出行方式,到达何种出行目的地,其起点和终点始终离不开步行。

我国是一个人口大国,许多城市中心区房屋密集、人口集中,市中心区干道两侧的人行道上经常被拥挤的人群满满的塞住,有不少路段连自行车道也经常被行人占用,以致自行车骑上机动车道。有不少的观测资料表明,我国城市步行交通在总出行量中占约40%,中等城市约50%,小城市则多达60%以上。因此,研究行人交通设施通行能力对于解决城市的交通问题具有十分重要的意义,而且也是发展以人为本的现代化交通所必须考虑的因素之一。

目前,我国步行交通中存在的主要问题有:

- ①行人交通设施不健全,人车干扰严重;
- ②缺乏全面系统的行人交通设施规划设计;
- ③车流密集,行人过街难;
- ④交通管理力度不够,步行困难,行人交通违章现象严重。

这些问题直接关系到广大人民群众的生活和社会秩序的稳定。要解决好这些问题,一方面要深入研究我国行人交通的规律和特性;另一方面,要结合我国的现状,树立系统工程的思想,全面考虑影响交通的因素。然后要应用先进的管理理念和管理手段进行管理,以适应社会的发展和广大人民群众的需求。

一、行人交通流基本特性

1. 单个行人交通技术特性

(1) 步行交通的基本特点

- ①步行是以步行者自身体力为动力的出行方式,一般只能做近距离和低速行走;

- ②步行者没有任何保护装置,是交通弱者,容易受到伤害;
- ③步行所占空间很少,通达性很高,几乎任何处均可到达;
- ④步行受个人意志支配,可以自由选择步行路线和步行位置,并不严格执行“右侧通行”规则;
- ⑤步行速差较小。

(2)行人步数频率与步幅

步数为步行者在单位时间内两脚着地的次数,一般以每分钟移动的次数为计量单位,每分钟行走步数变化于 80~150 次之间,常用值为 120 次。

步幅为步行者两脚先后着地,脚跟至脚跟或脚尖至脚尖之间的距离,通常用 m 来表示。一般来说,妇女、老年人和儿童的步幅较小,而男性、中青年人的步幅较大。根据大量的观测资料表明,一般身体高步幅大、下坡步幅大、精神愉快步幅大,而身矮、上坡、精神不振则步幅小。通常为了取得可用的数据,常采用扩大样本,增加观测值取其综合平均值。

(3)行人步速特征

步速特征为行人单位时间内行进的距离,一般用 m/s、m/min、km/h 表示。各类步行速度的平均值,一般变化于 0.8~1.8m/s 之间,而我国行人步速变化范围为 0.7~1.7m/s 之间(平均)。

(4)步行出行高峰小时特征

居民步行出行在一天的 24h 内出行量变化很大,因此形成的道路断面流量或交叉口的步行过街流量也是变化的,但每个城市或街道口在一天的 24h 内各有其自身的变化规律,根据每天 24h 或白天 12h(7:00~19:00)的观测统计,可以发现在早上或中午与晚上某 1~2h 或 0.5h 出现最大的小时流量,我们称之为高峰小时流量。所谓步行出行高峰小时特征,系指高峰小时的出行时间、时长、高峰小时步行出行量占全天总的步行出行量的比重。这一特征对于行人通行能力分析,日常交通管理都具有重要的意义。

步行出行高峰小时的出现大致有以下几种类型。双峰型,即只有早高峰与晚高峰,中午峰值则不明显,如特大城市,上班路程远,中午往往回不了家,即早出晚归型,如北京市的早晚高峰就很突出;三峰型,即早、中、晚各有一个峰值,上午的下班和下午的上班时间交错相连续形成一个平峰,及早、晚峰值较高较陡,时间较短,只有 1h,而中午时间却很长,有 2~3h 的平缓峰值,如徐州市的观测值则呈现这种状况;四峰型,即除早、晚高峰之外,上午下班和下午上班又各出现一次人流的小高峰,如南京、郑州、株洲的步行出行分布均呈这种形式,步行者早上上班,中午下班回家,下午上班,晚上回家形成四个人流峰值。另外在一些风景区或旅游区行人出行还呈现出一种单峰型分布,即全天的出行只有一个高峰。图 11-1 所示为郑州市一日的步行出行分布图。

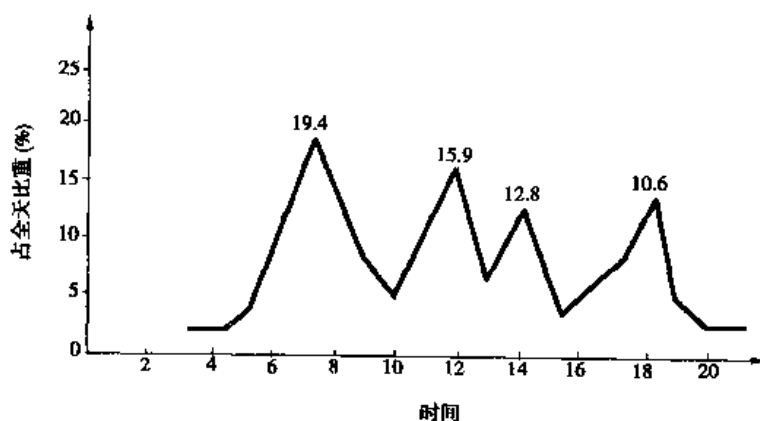


图 11-1 郑州市步行一日出行分布图

2. 群体行人交通技术特性

(1) 基本参数

① 行人交通量 V_p

单位时间单位宽度内通过人行道(带)某一断面的人数。其单位采用人/(h·m)、人/(min·m)、人/(s·m)。

② 行人密度 D_p

单位步行空间中的行人数量,人/m²。行人密度的倒数即为人均步行面积 A ,m²/人,即:

$$A = 1/D_p \quad (11-1)$$

③ 行人流平均速度 S_p

某一时刻一段步行道范围内,所有行人步速的平均值,其单位采用 m/min 或 m/s。

(2) 行人流量、行人密度及人流平均速度之间的基本关系

$$V_p = S_p \times D_p = V_p/A \quad (11-2)$$

据观测,行人步速随密度降低,随人均步行面积而提高,其关系为:

$$V_p = a - b/A \quad (11-3)$$

式中: a 、 b 为待定系数,由影响步速的因素如行人出行目的、人行坡道等决定。其取值范围为 $a = 81 \sim 96$, $b = 27 \sim 32$ 。

综合式(11-1)、式(11-2)、式(11-3),则有:

$$V_p = \frac{a}{A} - \frac{b}{A^2} = \frac{aA - b}{A^2} \quad (11-4)$$

$$S_p = \frac{a \pm \sqrt{a^2 - 4b}}{2} \quad (11-5)$$

二、行人交通流基本原理

行人交通流分析的基本原理和车流一样,速度、流量和密度之间的基本关系和车流是一样的。当行人交通流的流量和密度从自由流变化到拥挤情况时,流量和速度就变得毫无规律,并且很快下降。由于街道的各种设施,如绿化的树木花草、电话亭、停车计时器、灯柱、垃圾罐、标志标杆等压缩了人行道的有效宽度,以及信号灯引起人流的间断,也会使人行道上的人流受到影响。信号灯的周期也会使行人在人行横道处排队等待,从而降低了行人的循环通行能力,并使过街的行人集中成为密集的人群。

1. 行人交通流有关的专用名词

行人通行能力分析中应用了一些熟悉的交通专用名词和在我国《通行能力手册》中没有用到的专用名词,下面列举了以后要用到的专用名词及它们的定义:

(1) 行人速度

是指行人步行的平均速度,单位以 m/s, km/h, m/min 表示;

(2) 流率

指单位时间内通过某一点的人数,以 15min 或每 min 的人数表示。“某一点”指人行道的横断面上垂直中线的某一视线,单位宽度、单位时间内通过某一点的最大行人数量,及人行道的通行能力。

(3) 单位宽度流量

指单位人行道有效宽度内行人的平均流量,以人/(h·m)、人/(min·m)、人/(s·m)为单位统

计计算。

(4) 人群

指共同步行的一组人群。通常是由信号灯或其他因素作用形成的。

(5) 行人密度

是指在人行道上或有行人排队处,在单位道路面积上行人的平均数。单位以人/m²表示。

(6) 行人空间

是指在人行道 L 或有行人排队处,提供给每位行人的平均面积,常以每位行人占用平方米计算(m²/人),它是行人密度的倒数。

(7) 人行道净宽

指有效地用于行人行走的那一部分人行道的宽度。由于步行者要避开路缘石、沿街边墙、商店橱窗或电线柱、邮筒等,因此,实际用于行人的人行道宽度较名义上的宽度为窄。

2. 行人密度、速度和流量之间的关系

(1) 行人速度—密度关系

行人的速度、密度和流量之间的基本关系与车流相同,当流量和密度增加,行人速度降低。当密度增加,行人所占的空间面积减少,给予单个行人的活动程度降低,行人的平均速度也就降低。图 11-2 表明了各种行人类型的速度与密度之间的关系,用密度描述人流并以每平方米人数为单位时,其数值一般在 5.0 以下。

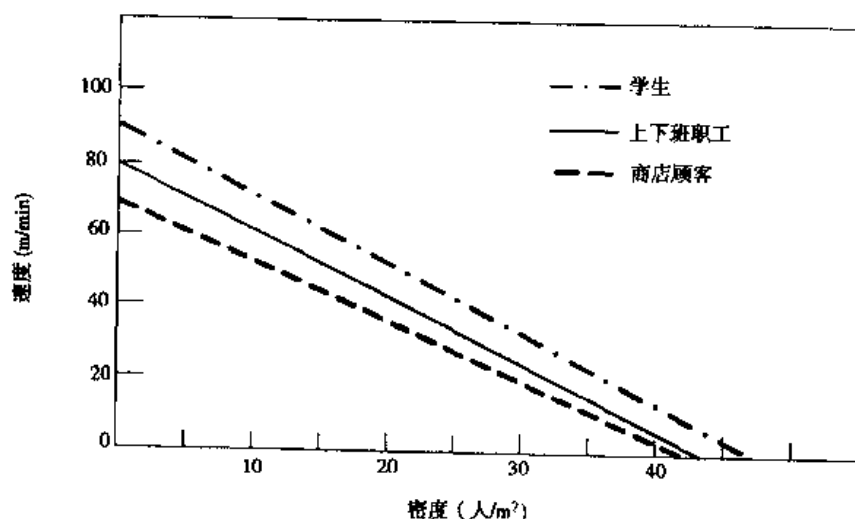


图 11-2 行人速度和密度的关系

(2) 行人流量、速度和密度之间的关系

行人的速度、密度和流量之间的基本关系与车流相同,即:

$$\text{流量} = \text{速度} \times \text{密度}$$

$$V = S \times D \quad (11-6)$$

其中,流量 V 以人/(min·m)表示,速度 S 以 m/min 表示,密度 D 以人/m²表示。

另一种更为有效的表示方式,用密度的倒数——空间来表示:

$$\text{流量} = \text{速度} / \text{面积}$$

$$V = S / M \quad (11-7)$$

流量与面积的基本关系见图 11-3 所示:

最大流量的条件是有意义的,因为它代表了人行道的通行能力,从图 11-3 中可以看出,最

大流量的观测值,在很小的密度范围内下降,即在平均行人面积 $0.45 \sim 0.81\text{m}^2/\text{人}$ 的范围内变化。即使这些观测值外限表明在这个密度时发生最大流量,然而实际流量可以认为比其他流量要高,当平均行人面积 $0.45\text{m}^2/\text{人}$ 以下时,流量急剧下降,当平均行人面积下降到 $0.18 \sim 0.36\text{m}^2/\text{人}$ 的最小空间时,整个行人交通几乎停止流动。

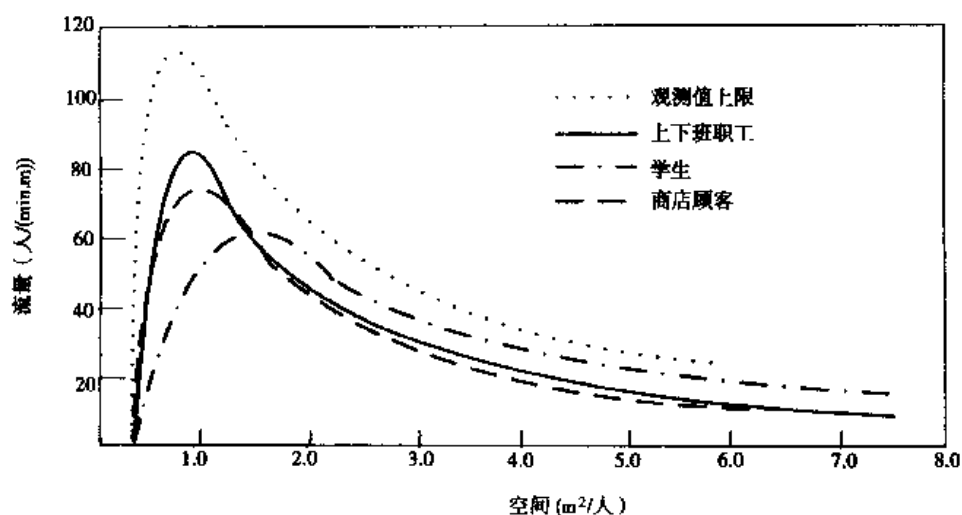


图 11-3 行人流量和面积的关系

这些关系表明,行人交通能够利用同车辆交通分析类似的服务水平的概念来做定性评价。当流量接近通行能力时,平均每个行人需要 $0.45 \sim 0.81\text{m}^2$ 的空间。然而,在这个流量水平时,其有限的可用面积限制了行人的速度和这个人流内的自由行动。

(3) 速度—流量关系

速度和流量之间的关系可以用图 11-4 来表示。这里的曲线同车流曲线一样,表明了当人行道上有少量行人时(低流量水平),其空间可以使行人选择较高的步行速度。当流量增加时,由于行人之间的相互影响,速度下降。当到达产生拥挤的临界水平时,行人运动变得更加困难,流量和速度都会下降。相对来说,学生步行速度较上下班职工及商店顾客步行速度高,但最大流量相对较小。

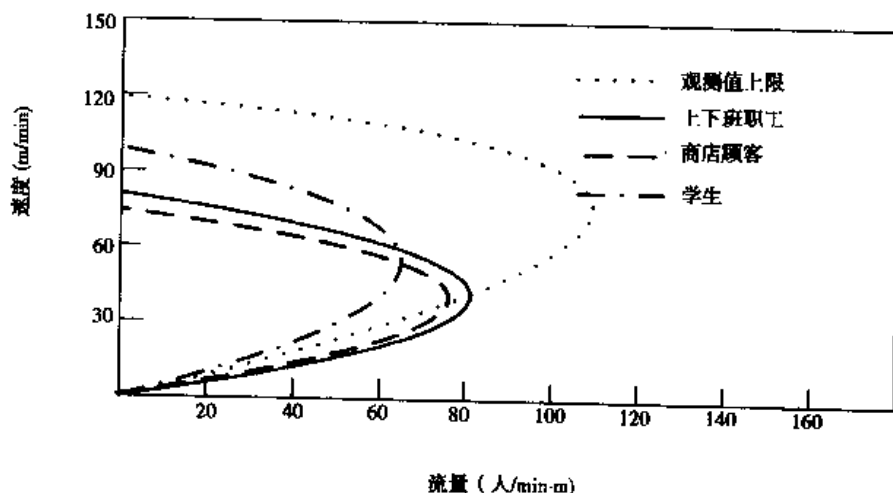


图 11-4 行人速度和流量之间的关系

(4)速度—空间关系

图 11-5 进一步证明了步行速度与可利用空间之间的关系,并提出了一些可以用于制定服务水平标准的分界点。

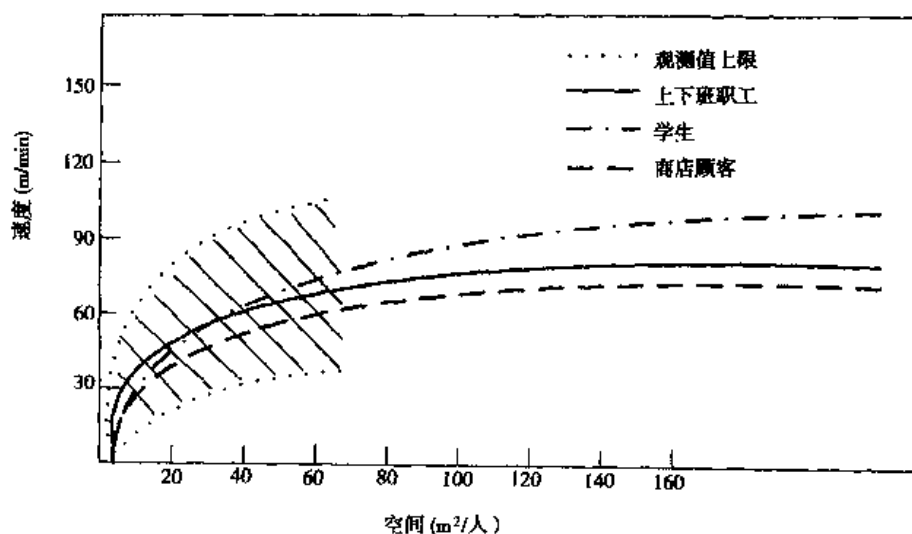


图 11-5 步行速度与可利用空间之间的关系

图 11-5 所示观测值外限表明当行人平均面积为 $1.35\text{m}^2/\text{人}$ 时,即使平均步速最慢的人也不能达到所希望的速度。速度较快的人,只有平均空间是 $3.6\text{m}^2/\text{人}$ 或更高时,才能达到所希望的 $32\text{m}/\text{min}$ 的速度。所以 $1.35 \sim 3.6\text{m}^2/\text{人}$ 是确定服务水平的界限。

3. 行人空间需求

行人空间可以分为静态空间和动态空间。

(1)行人静态空间需求

行人静态空间主要指行人的身体在等候绿灯过街时,在静止状态下所占的空间范围。身体前胸后背方向的厚度和两肩的宽度是行人交通设施空间设计中所必需的基本尺寸。

从大量的人体参数研究中得出的有关身体尺寸的结论,对穿着男衣的男性工人的调查得出:95%的人肩宽不会超过 57.9cm ,肩厚不会超过 33cm 。因此很多的设施设计中常取身材较为宽大的男性身体椭圆为例。

另外,对于拥挤状况下行人占用空间的当量面积大致可划分为四类,如表 11-1 所示。

行人占用静态空间分级表

表 11-1

类 别	接触区域	不接触区域	个人舒适区域	可行动区域
指 标				
当量直径(m)/面积(m^2)	23.05/0.28	45.7/0.66	53.3/0.93	60.9/1.21

(2)行人动态空间需求

行人的动态空间需求可分为步幅区域、放置(两脚区域)、感应区域、行人视觉区域及避让反映区域等。根据国内已有的调查资料,男性平均步幅为 0.67m 。女性平均步幅为 0.61m 。观测所得的平均步幅为 0.64m 。感应区域不像步幅那样容易测得,它在很大程度上受人的知觉、心理和安全等因素的影响。

步行者以常速行走时,也会在自己面前预留一个可见区域,以保证有足够的反应时间,以便采取避让行为。这个区域通常通过反应时间与正常的速度相乘而得出,大约为 $0.48 \sim$

0.60m。

(3)心理缓冲区间

行人空间的感受对通行能力的影响较大。一般来说,人们对私人空间都比较重视。步行者所选择的个人空间通常与他们的“领地感”、社会地位、文化、教育程度、民族、习惯及自身形象等都有关系。除了在某些特殊的难以避让的场合下,如在公共汽车上或商场进、出口的电梯上等,一般情况下,行人会利用一切机会,争取个人空间,避免与他人身体接触。

当强调舒适时,缓冲区域变化幅度会更大。在实验中,男性与女性都选择与异性分开较大的距离,女性的身体缓冲区域面积范围在 $0.37 \sim 0.46\text{m}^2$,而男性身体缓冲区域面积范围在 $0.74 \sim 0.84\text{m}^2$ 。根据国内的观测分析认为,在较拥挤的环境中,女性趋向于要求比男性更大的缓冲区间,而男子对于难于避免的碰撞似乎会有更大的忍受力和耐心。

三、行人交通设施通行能力确定

1. 基本原理

人行道通行能力是用以分析各行人设施到达或接近其通行能力时的通行质量状况,以及在规定的运行质量及服务水平要求下,交通设施所能适应的最大交通量。

人行道通行能力通常可以作如下定义:在良好的天气与道路条件下,行人以某一速度均行走时,于单位时间内可能通过某一点或某一断面的最大行人数量,一般以每小时通过1m宽道路的行人数量 $[\text{人}/(\text{h}\cdot\text{m})]$,或每分钟通过1m宽道路的行人数量 $[\text{人}/(\text{s}\cdot\text{m})]$ 来表示。在通行能力分析中,也常用15min的流量作为稳定人流存在的最短时间间隔。

2. 行人交通设施理论通行能力分类及计算步骤

根据我国城市道路设计规范的规定和有关条文说明,行人交通设施的通行能力可以分为人行道、人行横道、人行过街道、人行天桥(地道)及车站码头等几种类别。其通行能力又可以分为:基本通行能力、可能通行能力、设计通行能力三类。

通行能力可以按以下步骤计算:

- (1)确定采用的步速;
- (2)确定一条步行带采用的宽度(横向间距);
- (3)确定行人正常步速情况下,前后行人间距;
- (4)按通行能力基本原理进行计算。

3. 行人步行速度确定

(1)人行道上行人步行速度确定

行人在人行道上的平均速度一般为 $0.55 \sim 1.7\text{m/s}$,多数行人平均为 $0.9 \sim 1.2\text{m/s}$ 。计算中一般采用 1.0m/s 。

(2)行人过街速度的确定

行人过街速度一般的平均值为 $0.9 \sim 1.4\text{m/s}$,计算中一般采用 $1 \sim 1.2\text{m/s}$ 。

(3)行人过天桥或地道台阶时步行速度的确定

根据调查,行人上台阶的步行速度(以水平方向计算)的平均值为 $0.54 \sim 0.94\text{m/s}$;行人下台阶的步行速度(以水平方向计算)的平均值为 $0.54 \sim 0.90\text{m/s}$ 。一般采用 $0.52 \sim 0.80\text{m/s}$ 。

4. 基本通行能力的确定

(1)人行道:

$$C_{bw} = \frac{3600v_p}{S_p \times b_p} \quad (11-8)$$

式中: C_{bw} ——1m宽人行道的的基本通行能力,单位为人/(h·m);

v_p ——人行道行人步行速度,一般采用 1m/s;

S_p ——行人行走时纵向间距,采用 1m;

b_p ——一条步行带上每个行人占用的横向宽度,采用 0.75m。

将前面确定的数值代入式(11-8),可得:

$$C_{bw} = 4800 \text{ 人}/(\text{h} \cdot \text{m})$$

(2)人行横道:

$$C_{bc} = \frac{3600v_{pc}}{s_p \times b_p} \times t_{gh} \quad (11-9)$$

式中: C_{bc} ——单位宽度人行横道的基本通行能力,人/(t_{gh} ·m);

v_{pc} ——行人过街步行速度,一般采用 1~1.2m/s;

t_{gh} ——允许行人过街时的信号绿灯时间(h)。

将上述数值代入式(11-9),可得:

$$C_{bc} = 4800 \sim 5700 \text{ 人}/(t_{gh} \cdot \text{m})$$

取平均值为:5300 人/(t_{gh} ·m)。

(3)人行天桥、人行地道:

由于行人上、下台阶采用的速度相差不大,故可以采用同样的数据。

$$C_{bg} = \frac{3600v_{bg}}{s_p \times b_p} \quad (11-10)$$

式中: C_{bg} ——单位宽度人行天桥(地道)的基本通行能力;

v_{bg} ——行人过天桥(地道)步行速度,一般采用 0.54~0.94m/s;

将上述数值代入式(11-10),可得:

$$C_{bg} = 2000 \sim 3800 \text{ 人}/(\text{h} \cdot \text{m})$$

取平均值为:3120 人/(h·m)。

(4)车站码头的人行天桥与人行地道:

$$C_{bs} = \frac{3600v_{ps}}{s_p \times b_t} \quad (11-11)$$

式中: C_{bs} ——车站码头的人行天桥与人行地道的基本通行能力,单位为人/(h·m);

v_{ps} ——车站码头的行人步行速度,一般采用 0.5~0.8m/s;

b_t ——车站码头的人行天桥与人行地道的上、下台阶横向宽度,采用 0.9m。

将上述数值代入式(11-11),可得:

$$C_{bs} = 2000 \sim 3200 \text{ 人}/(\text{h} \cdot \text{m})$$

取平均值为:2600 人/(h·m)。

5. 可能通行能力的确定

基本通行能力是在理想条件下计算所得,实际上行人交通设施的横向干扰不同,老年、中年、残疾人的速度各不相同,携带物品不同,各地区季节、气候和天气状况不同,道路周围的环境、景物不同,商店橱窗对行人的吸引力不同等等,许多因素对行人的速度均有很大影响,同

时,在设计人行道路时还要留有余地。

我国《城市道路设计规范》采用 0.5~0.7 的综合折减系数。由于车站、码头的人行天桥、人行地道受外界的干扰较小,可以采用 0.7,其余的建议采用 0.5。可能通行能力可以通过下面公式计算得到:

$$\text{可能通行能力} = \text{基本通行能力} \times \text{综合折减系数}$$

6. 设计通行能力计算

考虑到行人设施所处的地位和不同的服务水平的要求,《城市道路设计规范》做出如下规定:

(1)全市性车站、码头、商场、剧院、影院、体育场馆、公园、展览馆及市中心区等行人密集的人行道、人行横道、人行天桥、人行地道等设施的设计通行能力的折减系数采用 0.75。

(2)大商场、商店、公共文化中心及小区中心等行人较多的地方的人行道、人行横道、人行天桥、人行地道等设施的设计通行能力的折减系数采用 0.8。

(3)区域性文化中心地带的行人较多的人行道、人行横道、人行天桥、人行地道等设施的设计通行能力的折减系数采用 0.85。

(4)支路、住宅区周围的人行道及人行横道人行道的的设计通行能力的折减系数采用 0.90。

将上述区段的人行道、人行横道、人行天桥、人行地道等设施的可能通行能力乘以上述的对应折减系数就可得出设计通行能力,如表 11-2 所示。

人行道、人行横道、人行天桥、人行地道的设计通行能力

表 11-2

折减系数	0.75	0.80	0.85	0.90
类 别				
人行道[人/(h·m)]	1800	1900	2000	2100
人行横道[人/(t ₀ ·m)]	2000	2100	2300	2400
人行天桥、人行地道[人/(h·m)]	(1400)1800	(1540)1900	(1640)2000	
车站码头的人行天桥、人行地道[人/(h·m)]	1400			

注:①车站、码头的人行天桥、人行地道的一条步行带宽度应采用 0.9m,其余均采用 0.75m;

②圆括号中数据为按照《城市道路设计规范》中规定的参数计算所的数值。

四、行人交通设施服务水平的确定

1. 基本原理

行人交通设施服务水平常规定为描述行人步行所感受到的一种服务质量标准。一般用人均占用道路空间面积、可以达到的步行速度、步行者步行自由程度、超越他人与横穿人流的可能行与安全舒适程度等作为评价人行道服务水平的标准。

行人交通设施服务水平与通行能力互为依存、密切相关。从严格意义上讲,没有无通行能力的服务水平,也没有无服务水平或服务质量的通行能力。即一定的服务水平必然对应着一定的通行能力,一定的通行能力也必然对应着某种服务水平。因此通行能力与服务水平互为依存。前者反映人行道数量方面的量度,后者反映人行道质量方面的亮度,两者存在密切的关系。

2. 影响行人交通设施服务水平的因素

行人交通设施的服务水平与道路条件、交通条件、服务设施、管理水平、交通环境等因素有着密切的关系,而这些因素的实际状况与改善条件又同社会经济发展和投资水平相联系。

事实上,除了这些影响通行能力的因素会影响到服务水平,还有许多客观因素是通过影响行人的感觉而使行人领会到服务水平的,主要包括系统的舒适、便利、安全、可靠和经济等方面的因素。

(1)舒适因素包括天气防护、气候控制、公共交通站棚以及其他行人舒适设施等;

(2)便利因素包括步行距离、捷径、坡度、人行匝道、方向标志、导游图以及其他使行人出行变得各方便和简单的设施。

(3)安全因素是将行人和机动车交通分割的状况。平面上,将行人布置在林荫道或其他无车辆的地区,在立面上,设置下跨或下穿立交。交通控制设施也能为行人和车辆提供时间差

(4)可靠因素包括照明、开辟视线及街道活动的类型和程度。

(5)经济方面与道路使用者成本、旅行延误和部分方便程度有关,并且由于行人客观因素的影响,也关系到道路周边房屋租金及零售业的发展。

这些附加的因素,对于行人对整个街道环境质量的感觉有着重要的影响。

3. 行人交通设施服务水平的确定

高水平的服务标准必定有相应的经济基础来支撑,因此不同发展水平的国家所制定的人行道服务标准与指标以不尽相同,即使美国、日本、德国等经济发达的国家之间和它们各自在不同时期制订的服务水平标准也有很大的差别。如美国 A 级标准的行人空间占用面积同日本 A 级标准行人空间占用面积相差达 3.7 倍之多,美国 1971 年同 1985 年制定的标准也相差很大。

由于各国的国情不同,人行道行人服务水平的标准也应有所不同,所以我们制定人行道行人服务水平的标准,也要从本国的实际状况、交通需要、经济基础和行人交通发展趋势出发,按照科学、实用、简明、可行与适当超前的原则确定我国人行道服务水平与技术指标。

考虑到我国的实际状况和行人交通特点:街道上行人多、人行道窄、障碍物多的情况,如果标准定的太高,建设费用必将增加,造成实现困难;若分的过细,从反映特性上不易明确划分,实施时也难于掌握。在从实际观测资料来看,我国的行人交通有步行速度低、速度差小、分布范围小等显著特点,因此建议将我国行人交通设施行人服务水平分为五个技术等级,详细划分和指标如表 11-3 所示。

行人交通设施服务水平等级划分

表 11-3

技术等级	等级划分技术指标						
	行人占用面积 (m ² /人)	横向 间距 (m)	纵向 间距 (m)	步行 速度 (m/s)	通行能力 [人/(h·m)]	运行状态	行人自由度
A	>3.0	1.0	3.0	1.2	1400	可以完全自由活动	有足够的空间供行人选择速度及超越他人,亦可横向穿越与选择行走路线
B	2~3	0.9	2.4	1.1	1830	处于准自由状态,偶尔有降速	可以较自由地选择步行速度、超越他人,反向与横穿要适当减速
C	1.2~2	0.8	1.8	1.0	2500	个人尚舒适,部分行人行动受约束	选择步速与超越他人受限,反向与横穿常发生冲突,有时要变更步速和行走线路
D	0.5~1.2	0.7	1.4	0.8	2940	行走不便,大部分处于受约束状态	正常步速受限,有时要调整步幅、速度与线路,超越、反向、横穿均有困难,有时产生阻塞或中断
E	<0.5	0.6	1.0	0.6	3600	完全处于排队前进,个人无行动自由	所有步行速度、方向均受限制。经常发生阻塞、中断,反向与横穿绝不可能

注:通行能力计算是根据公式: $C = \frac{3600v}{b \times l}$ 计算得来的,其中, v 表示行人速度, b 表示横向间距, l 表示纵向间距。

第二节 自行车道通行能力及服务水平

我国现阶段道路上的非机动车辆主要是自行车,据有关统计资料表明,自行车交通约占95%以上。在许多城市,自行车仍然是主要的交通工具和城市交通的重要组成部分。而且随着城市体制的改革,经济的不断发展,城市交通将进一步发展,自行车交通在一定时期内仍将有所增长。此外,自行车已经成为一些城市交通拥挤和混乱的重要原因之一。所以,研究道路上的自行车交通特性、运动规律和通行能力,可以为城市规划、街道网规划和设计提供理论依据和计算方法,在自行车专用道系统设计和城市交通管理等方面有着重要的作用。

一、自行车交通的基本特点

自行车自身的特点决定了它具有与其它交通工具不同的特点:

1. 自行车的速度特性

自行车的行车速度与道路条件、交通状况、骑车人的离心力、心情、意志、天气和环境等因素都有密切关系。

不同国家对自行车速度的规定有很大的差异。美国规定的自行车道路设计速度为20mile/h(相当于32.18km/h);坡度大于7%的下坡路段采用30mile/h(相当于48km/h);坡度大于3%的上坡路段采用15mile/h(相当于24 km/h)。澳大利亚规定街道上的自行车的正常行使速度为7.0km/h,并以此为依据设计转弯半径和车道宽度。

目前,我国对自行车道路设计速度尚无明确规定,《交通工程手册》建议独立专用自行车道设计时速采用30km/h,有分隔带的专用自行车道采用30km/h,完全混行的自行车道采用10km/h,此建议值偏高。

根据北京市的观测数据表明,对于有分隔带的主干道上行驶的自行车,其平均速度为16.28km/h。对于无分割设施的主要街道,其平均速度为14.21km/h。对于通过交叉口停车线的自行车,其平均速度为4.06km/h,在密度最大时的平均速度仅为3.57km/h。南京市的观测数据表明,自行车的速度变化范围在5~40km/h之间,在街道上的变化范围为5~25km/h。

2. 自行车交通流的密度特性

一般自行车的外形尺寸为:长约1.9m,宽约0.6m,骑车时高度约2.5m,在路段上一般占道面积为4~10m²,但在交叉口停车线前拥挤堵塞时,其密度很大,观测的密度平均值为0.63辆/m²。在不同的速度下动态所需的道路面积如表11-4所示。

自行车不同的速度下所需的道路面积

表 11-4

速度(km/h)	占用道路面积(m ²)	速度(km/h)	占用道路面积(m ²)
10	5.2	15	10.3
12	6.2	20	12.1

同公交车运行时每人所占道路面积相比,自行车行驶时所占道路面积约为公交车的7~12倍。

3. 自行车的爬坡性能

影响自行车爬坡能力的主要因素是骑车人的体力和耐力,当然,还与车辆的特性有关。日本的资料认为骑无变速档的普通自行车上坡时可爬7%~8%的坡度,有三个变速档的自行车

可爬 12% 的坡度,自行车赛车选手可以爬 25% 的坡度。我国学术界认为,自行车道的最大纵坡度不宜超过 5%,在极限坡度内每增减 1% 的坡度,其速度修正系数应为 2%。纵坡度小于 2.5% 时,对骑车者影响甚微。

据观测,纵坡度为 1% 时,青、壮年骑车者上坡速度为 10~15km/h;纵坡度为 2% 时,上坡速度约为 7~12km/h;纵坡度为 3% 时,上坡速度约为 5km/h。

4. 自行车交通流的其他特性

(1) 摇摆性

自行车车体小,转向灵活,无固定行驶轨道,易造成蛇形骑行,而偏离原行驶车道线,特别是青少年,年轻气盛,骑车的摇摆幅度大。

(2) 集群性

有些骑车者喜欢结伴而行,一边骑行,一边聊天。因此,自行车交通流往往不像机动车交通流那样严格保持有规则的队列行驶,这是自行车交通流一个重要特征。

(3) 单行性

与集群性相反,有一些骑车者不喜欢在陌生人中间骑行,也不愿跟随别人之后,往往冲到前面单个人骑行,或滞后一段单行,其中女性尤为显著。

(4) 多变性

由于自行车机动灵活,易于加减速度,特别是对于放学的学生或上下班职工等群体性自行车流容易出现互相追逐,你追我赶的随机现象。

二、自行车道通行能力确定

1. 自行车道的理论通行能力

(1) 按自行车行驶原理计算自行车道的通行能力

根据交通流原理,一条自行车道的最大通行能力,可以按前后车之间的安全净空进行计算:

$$L = \frac{\bar{v}t}{3.6} + \frac{\bar{v}^2}{254(\phi \pm i)} + l_{\text{车}} + l_0 = \frac{\bar{v}t}{3.6} + \beta \bar{v}^2 + l_{\text{车}} + l_0 \quad (11-12)$$

式中: L ——安全净空;

$\bar{v}$ ——车速,大约在 10~20km/h 之间;

t ——反应时间(s),一般为 0.5~1.0s 之间,取平均值 0.7s。则 $\bar{v}t/3.6 = 0.194\bar{v}$;

ϕ ——轮胎与路面之间的粘着系数,在 0.3~0.6 之间,这里可取平均值 0.5;

i ——道路纵坡度,平原区城市可取 0;

$l_{\text{车}}$ ——自行车的车身长度,常用 1.9m;

l_0 ——安全车距,一般在 0~1m 之间;

β ——制动系数,其中, $\beta = \frac{1}{254(\phi \pm i)} = 0.0079$ 。

则其理论通行能力计算值 C 为:

$$C = \frac{1000\bar{v}}{l_0 + 1.9 + 0.194\bar{v} + 0.0079\bar{v}^2} = \frac{1000\bar{v}}{L} \quad (11-13)$$

求最大值,令 $x = 1000\bar{v}$, $y = l_0 + 1.9 + 0.194\bar{v} + 0.0079\bar{v}^2$ 。

由式(11-13),两边同时对 $\bar{v}$ 求导,可得:

$$\frac{dC}{dv} = \frac{y\left(\frac{dx}{dv}\right) - x\left(\frac{dy}{dv}\right)}{y^2} = \frac{1000y - x(0.194 + 0.0158\bar{v})}{y^2}$$

设 $dC/dv = 0$, 可以求得 $\bar{v}$ 的最大值, 即:

$$1000y - x(0.194 + 0.0158\bar{v}) = l_0 + 1.9 + 0.194\bar{v} + 0.0079\bar{v}^2 = 0$$

当 $l_0 = 0.5$ 时, 通行能力最大时的车速为: $\bar{v} = \left(\frac{2.4}{0.0079}\right)^{\frac{1}{2}} = 17.43\text{km/h}$

最大通行能力为: $C = 2119$ 辆/h;

当 $l_0 = 1.0$ 时, 通行能力最大时的车速为: $\bar{v} = \left(\frac{2.9}{0.0079}\right)^{\frac{1}{2}} = 19.16\text{km/h}$

最大通行能力为: $C = 2012$ 辆/h;

当 $l_0 = 0$ 时, 通行能力最大时的车速为: $\bar{v} = \left(\frac{1.9}{0.0079}\right)^{\frac{1}{2}} = 15.15\text{km/h}$

最大通行能力为: $C = 2280$ 辆/h。

可以以此类推计算理论通行能力的结果, 汇总于表 11-5:

一条自行车道的理论通行能力

表 11-5

$\bar{v}$ (km/h)	$\frac{\bar{v}}{3.6}$	$\beta = \frac{1}{254 \times 0.5}$	$\beta \bar{v}^2$	$L = l_0 + 1.9 + 0.194 + 0.0079\bar{v}^2$			$N = \frac{1000\bar{v}^2}{L}$			备注
				$l_0 = 0$	$l_0 = 0.5$	$l_0 = 1$	$l_0 = 0$	$l_0 = 0.5$	$l_0 = 1$	
5	0.97	0.0079	0.20	3.07	3.57	4.07	1629	1400	1229	$i = 0$ $t = 0.7$ $\varphi = 0.5$ $l_{\varphi} = 1.9$
10	1.94	0.0079	0.79	4.63	5.13	5.63	2160	1949	1776	
15	2.91	0.0079	1.78	6.59	7.09	7.59	2276	2116	1976	
20	3.88	0.0079	3.16	8.94	9.44	9.94	2237	2119	2012	
25	4.85	0.0079	4.93	11.68	12.18	12.68	2140	2052	1972	
30	5.82	0.0079	7.11	14.83	15.33	15.83	2023	1957	1895	

(2)按车头时距原理计算自行车道的通行能力

按此原理, 只要测得正常条件下连续行驶的自行车流中前后两辆自行车的最小车头时间间隔值 t_i 及可用下面算式计算其通行能力:

$$C = 3600/t_i \quad (11-14)$$

式中: t_i ——连续行驶车流中两辆自行车的纵向最小时间间隔(s)。

根据南京市与北京市大量实际观测资料表明, t_i 最小值分别为 1.24s 和 1.2s, 平均最大值分别为 2.41s 和 2.37s, 总的平均值为 1.8s。将 t_i 的最小值、最大值及平均值的分别代入式 (11-14), 得 $C = 1500 \sim 3000$ 辆/h, 取平均为 2000 辆/h。

同按上述车头间距原理计算所得的数值相比, 其数值相差较大, 其原因是实际行驶时车辆并不是串列排队骑行, 而是交织骑行, 同时往往保留足够的安全间距, 另外也因前车行驶中不能立即停下, 也有一定的制动距离, 所以实际上两车之间的时间间距要较理论计算上的保持时距为小。在交叉口受阻时, 车速很慢, 这是车头间距仅为 2.2 ~ 2.5m, 车辆之间的净距只有 0.2 ~ 0.5m, 在停车时车辆相互穿插, 车道利用率很高, 密度可以达到 0.54 辆/ m^2 。

2. 实际通行能力

(1)短时间最大通过量

最大通过量是选择路段高峰时期某一段时间内密集车流,观测其通过断面的最大交通量,可以按一下算式计算:

$$C_{\max} = \frac{C'_t}{B - 0.5} \times \frac{3600}{t'} \quad (11-15)$$

式中: $C_{\max}$ ——自行车单车道最大通过量(辆/h);

B ——自行车道的宽度;

t' ——密集车流通过观测断面的某一段时间断(s);

C'_t —— t 时段内通过观测断面的自行车数量。

每条自行车道的宽度定为 1m,但考虑到路线两侧的下水道进水口,需保留一定的安全间隙,每侧应减去 0.25m,即 $B - 0.5m$ 。

(2)实际可能的通行能力(或称平均通过量)

实际可能的通过量采用的不是高峰小时最密集的短时间通过量,而是长时间车辆连续通过断面的自行车数量(此时,车流不会过分拥挤和密集)除以统计时间,再换算为单车道的通过量,称为路段平均通过量,以下表示:

$$C_{\text{可}} = \frac{C_t}{B - 0.5} \times \frac{3600}{t} \quad (11-16)$$

式中: $C_{\text{可}}$ ——每米宽度内自行车连续 1h 内通过断面的数量,实际为 1h 内连续车流的平均通过量(辆/h);

B ——自行车道的宽度;

t ——连续车流的通过时间;

C_t —— t 时间内通过观测断面的自行车数量,是确定自行车路段通行能力重要的参数,受道路、交通及气候等条件的影响较大,因此,有条件的城市或设计单位应自行测定,并选择符合实际的值。

3. 设计通行能力的计算

(1)长路段设计通行能力

$$C_{\text{长}} = N_{\text{可}} \cdot f_1 \quad (11-17)$$

式中: $C_{\text{长}}$ ——长路段(一般人为 5km 左右)每米宽自行车道(一条车道)的设计通行能力(辆/h),它不考虑交叉口或其它横向干扰的影响;

f_1 ——考虑到街道的性质、重要性和使用要求而规定的街道等级系数,根据城市道路设计规范编写组的研究,快速路、主干路的 f_1 定为 0.8,次干路和支路的 f_1 定为 0.9。

(2)短路段设计通行能力(即实际城市街道的路段通行能力)

据南京、北京、福州等城市对 C_t 值的测定(见表 11-6),将实际城市街道的路段通行能力分为有分隔带和无分隔带两种,无分隔带 C_t 为 0.51 辆/(s·m),有分隔带路段的 C_t 为 0.58 辆/(s·m)。

考虑到城市街道的路段通行能力与交叉口间隔、行人过街道及红绿灯周期的关系很大,其通行能力往往控制了路段通行能力,故设计城市街道自行车道通行能力时,应考虑路口、红绿灯等因素的影响。北京等地的观测分析认为路口等因素综合影响的折减系数 f_2 平均值为 0.55,故得出有交叉口路段上自行车道设计的通行能力公式为:

$$C_{\text{设}} = f_1 \cdot f_2 \cdot C_{\text{可}} = f_1 \cdot f_2 \cdot \frac{C_1}{B - 0.5} \cdot \frac{3600}{t} \quad (11-18)$$

单位时间通过观测断面的自行车数量 C_1 的观测数据

表 11-6

城市名称	隔离带情况	非机动车有效宽度(m)	观察数量(辆)	平均车速(km/h)	每 5s 通过自行车辆数(辆)	通过的自行车辆数[辆/(s·m)]
北京	无	3.9	12433	14.23	9.85	0.51
北京	有	5.5	8678	16.28	17.91	0.65
南京	有	3.3	1551	14.28	9.39	0.57
福州	有	6.5	3096	13.44	14.50	0.45
无锡	有	3.2	2975	12.05	10.52	0.66
平均值	无		12433	14.23		0.51
	有		16300	14.01		0.58

注:①无分隔带的 $C_{\text{可}} = 0.51 \times 3600 = 1836$ 辆/(h·m),可取 1800 辆/(h·m);

②有分隔带的 $C_{\text{可}} = 0.58 \times 3600 = 2088$ 辆/(h·m),可取 2100 辆/(h·m);

③非机动车有效宽度采用 $(B - 0.5)\text{m}$, B 为自行车道的宽度。

将 f_1 、 f_2 分别代入,则得:

无分隔带的快速路、主干路的路段设计通行能力为:

$$C_{\text{设}} = 0.8 \times 0.55 \times 0.51 \times 3600 = 808, \text{ 取 } 800 \text{ 辆}/(\text{h} \cdot \text{m})$$

次干路、支路为:

$$C_{\text{设}} = 0.9 \times 0.55 \times 0.51 \times 3600 = 908, \text{ 取 } 900 \text{ 辆}/(\text{h} \cdot \text{m})$$

有分隔带的快速路、主干路的路段设计通行能力为:

$$C_{\text{设}} = 0.8 \times 0.55 \times 0.58 \times 3600 = 919, \text{ 取 } 900 \text{ 辆}/(\text{h} \cdot \text{m})$$

次干路、支路为:

$$C_{\text{设}} = 0.9 \times 0.55 \times 0.58 \times 3600 = 1034, \text{ 取 } 1000 \text{ 辆}/(\text{h} \cdot \text{m})$$

(3)信号交叉口的自行车道设计通行能力

对信号交叉口停车断面自行车通过量的研究表明,红灯后放行的前一段时间车辆比较密集,以后就逐渐减小,根据以 5s 为计时单位进行的大量观测资料, Q_1 为全部放行时间(绿灯时间)平均通过量, Q_2 为每次放行前 20s 的通过量, Q_3 为每次放行时间段内最密集的 5s 内的通过量,将此三项数值汇于表 11-7。

交叉口上自行车放行特征交通量统计表

表 11-7

交叉口	观测断面宽度(m)	Q_1 [辆/(5s·m)]	Q_2 [辆/(5s·m)]	Q_3 [辆/(5s·m)]
西单	8.00	2.214	3.285	3.630
东单	3.75	2.006	3.210	3.400
崇文门	6.50	2.282	2.880	3.150
东四	5.00	1.907	2.780	3.270
双井	6.00	2.990	3.360	3.730
甘家口	4.50	2.332	2.803	3.330
地安门	3.20	2.264	3.037	3.800
珠市口	3.80	2.796	3.138	3.320
平均值		2.336	3.066	3.459

采用整个放行时间平均通过量 Q_1 作为路口设计通行能力似乎偏低,因为有时 20s 以后的车辆似乎很少,甚至没有什么车连通过。采用最为密集的 5s 内的通过量 Q_3 ,则过于密集、拥挤,可能会给行车安全造成不利,且毫无余地,故亦不易选作设计通行能力。而前 20s 的通过量虽前半段密集,后半段稀疏,平均来看还算属于正常,故以此时段的通过量作为交叉口的设计通行能力,可能较为安全、适中。从表 11-7 中知,8 个路口 Q_2 的数值在 2.8~3.3 之间,平均值为 3.066 辆/(5s·m),换算为单条自行车道为 $\frac{3.066 \times 3600}{5} = 2208$ 辆/(h·m),可取 2200 辆/(h·m)是绿灯时间的通行能力。对于具体路口引道,必须乘以绿信比,例如信号周期为 60s,而绿灯时间为 30s,则通行能力为 $2200 \times 30/60 = 1100$ 辆/(h·m);如绿信比为 25/60,则可得 $2200 \times 25/60 = 917$ 辆/(h·m)。

(4)美国自行车道设计通行能力

美国在《自行车道规划标准指导原则》、《道路通行能力手册》和《公路与城市道路几何设计》中认为自行车道的通行能力对于气候条件、纵坡大小、路障等有较高的敏感性,但他们对自行车通行能力的研究和掌握的资料尚显不足,所以只提出了一个变化的范围。有时指通行能力,有时指最大通过的车辆数量,也没有制定明确的服务水平标准。现将其采用的自行车通行能力列于表 11-8。

美国自行车设施单项和双向的最大流量

表 11-8

设施类型	车道数	调查到的自行车交通量范围(辆/h)	备 注
单项自行车道或自行车专用道	1	1700~2530	在美国自行车道规划标准指导原则中成为通行能力
	2	2000~5000	
	3	3500~5000	
双向自行车专用道	1	850~1000	
	2	500~2000	
	3	1700~5000	
	4	4000~10000	

三、自行车道服务水平的确定

1. 服务水平指标选定

对于自行车道服务水平标准,如果级别分的太多,各指标的定性定量难以掌握,太少又不能反映自行车交通运行现实状况的差异。因此建议按五级划分,对路段与交叉口分别考虑,指标亦有不同。

对路段的服务水平建议用骑行速度、占用道路面积、交通量负荷与车流状况等指标。对交叉口服务水平标准增加停车延误时间和路口停车率两个指标,而删去车流状况指标,其目的是力图简明实用,并便于测定,同时也考虑这些资料获取的可能性。

通常情况下,我们常用以下指标来描述自行车道的服务水平:

(1) 交通量负荷系数 X

定义为所评定路段高峰小时自行车交通量与该路段通行能力的比值。

$$X = V/C \quad (11-19)$$

式中: V ——路段上高峰小时自行车交通量(辆/h);

C ——路段上自行车的通行能力(辆/h)。

X 的值愈大,表明道路的负荷愈重;反之,则愈轻,运行条件好。

根据现在一些城市的交通调查资料,城市主干线上、交叉口上的交通负荷较重,一般此值超过 0.5,有些路段和交叉口甚至接近或达到 1.0,因此,可以将 0.5 作为一级服务水平的一个指标,而将 1.0 作为最不利的五级服务水平的一个指标。

(2) 速度比例系数 Y

定义为在某种服务水平条件下自行车骑车速度 $v_{\text{实}}$ 与自由状态(理想状态)下骑车人实际选择的舒适理想的车速 v_{max} 之比。

$$Y = v_{\text{实}} / v_{\text{max}} \quad (11-20)$$

式中: $v_{\text{实}}$ ——某种服务水平条件下的实际骑行速度(km/h);

v_{max} ——理想条件下骑行者所选择的骑行速度(km/h)。

在路段上速度比例系数变化于 0.3~0.8 左右,而在交叉口处则情况较差,一般约为 0.2~0.6 左右,为了更直观和简明的表达,服务水平标准中采用了运行速度。

(3) 密度饱和系数 q

在某种服务水平条件下实际行车密度 $q_{\text{实}}$ 与最大行车密度 q_{max} 之间的比值。

$$q = q_{\text{实}} / q_{\text{max}} \quad (11-21)$$

式中: $q_{\text{实}}$ ——某种服务水平条件下的实际行车密度(辆/m²);

q_{max} ——最大的行车密度(辆/m²)。

这个从 0 到 1 的无量纲系数表示自行车实际运行时所占有的空间的大小,越小则自行车可占用的空间就越大,骑车的自由度也就越大,骑车人越感到舒适轻松快慰。

(4) 车流状况

是指在某种服务水平条件下车辆可以自由行动的程度,如加减速、超车转向等,即运行时所处的状态。一般用自由运行、基本自由运行、稳定运行、接近(准)稳定运行和束缚(受限)运行等表示。

(5) 延误时间

主要是指车辆在通过路口处于受阻情况下等待绿灯开放的时间延误,另外还包括过停车线后在路口的二次延误。

(6) 停车率

这项指标主要说明通过路口时等候的车辆数占全部流量的百分率。停车率达表示路口通过难,停车率小表示容易通过。

2. 建议的路段与交叉口的服务水平

建议的自行车道路段交通服务水平共分五个等级,如表 11-9 所示。

建议的自行车道路段交通服务水平标准

表 11-9

等级 指标	一	二	三	四	五
骑行速度(km/h)	> 25	25 ~ 20	20 ~ 15	15 ~ 10	10 ~ 5
占用道路面积(m ² /辆)	> 9.0	9 ~ 7	7 ~ 5	5 ~ 3	< 3
交通负荷系数	< 0.4	0.4 ~ 0.55	0.55 ~ 0.7	0.7 ~ 0.85	> 0.85
车流状况	自由运行	基本自由运行	车流稳定运行	非稳定流运行受限	间断式束缚交通流
适用条件与运行状态描述	在公路上或独立的自行车道上,骑行舒适无干扰,可以自由选择速度和超车,行人亦可穿越	在独立自行车道路或专用自行车道上,很少干扰,骑车人尚舒适,但稍有约束,可以超车,行人亦可穿越	在独立自行车道路或专用自行车道上,常有干扰,速度受限,不能变更骑车线路,可以维持安全车速,行人横穿难	在物体隔离设施的自行车专用道上,车流密集,干扰多速度低,行人横穿车道已不可能	在仅有划线混行道上,车流密集、干扰严重、车速很低,一车如果倒下,后面跟车倒,行人不能横穿

建议的自行车道交叉口交通服务水平也分为五个等级,如表 11-10 所示。

建议的自行车道交叉口处交通服务水平标准

表 11-10

等级 指标	一	二	三	四	五
过交叉口骑行速度(km/h)	> 16	16 ~ 13	13 ~ 9	9 ~ 6	6 ~ 4
停车延误时间(s)	< 30	30 ~ 40	40 ~ 60	60 ~ 90	> 90
交通负荷系数	< 0.5	0.5 ~ 0.7	0.7 ~ 0.8	0.8 ~ 0.9	0.9 ~ 1.0
路口停车率(%)	< 20	20 ~ 30	30 ~ 40	40 ~ 50	> 50
占用道路面积(m ² /辆)	8	8 ~ 6	6 ~ 4	4 ~ 2	> 2
适用条件与运行状态描述	车辆有较大的自由度,过交叉口方便,基本上是在本相位内通过	车辆自由度较小,过交叉口尚易,大部分车辆在本相位内通过	车辆成队列前进,过交叉口需要较长时间等待,部分车辆要等到下一个周期才能通过	车辆前进速度极低,骑车者随时准备下车推车前进,大部分车辆要等到下一个周期才能通过	自行车首尾相接,拥挤严重,大部分人下车推行,有时停止等候绿灯,部分车辆要等到下一个周期才能通过,甚至还通不过

四、自行车道的设置标准

汽车、自行车、行人等各种交通方式均有各自的特性。从道路安全畅通、行车与步行舒适

要求等要求考虑,最好各行其道,往往由于经济或用地与工程等方面的考虑,在交通量不大的情况下,常常共同使用一个断面或一条车道,当某一方式达到一定的数量之后,矛盾就日益激化,于是采用标志、标线或在路面上划线或设置隔离墩,将道路划分为几个部分。一部分用于行人,一部分用于骑自行车,一部分用于通行汽车,就是说将多种通行方式共同行驶的混合交通流予以合理地分离,以保证各种交通方式能安全顺畅地通行。国外的研究人员均认为分离的基准应该以汽车和自行车的流量的大小为依据,当然也要考虑到城市的用地和经济等因素。据现有的研究成果,分离的基准大致如下:

1. 自行车与汽车分离的标准

日本、欧美等国家的自行车规划设计及有关标准中列举有一些条款,现将收集到的条款规定列于表 11-11。从表中可见,各个国家规定的标准很不一致,而且相差很大,甚至有些规定中所列数据相互矛盾。

部分国家建立自行车道的标准水平

表 11-11

国 别	设置自行车道的标准
荷兰	1. 自行车交通量大于 500 辆/天; 2. 汽车交通量 170 辆/天,自行车交通量 400 辆/天以上,宽度为 6m 的道路
丹麦	1. 主要道路自行车交通量大于 300 辆/天; 2. 一般道路自行车交通量大于 500 辆/天,汽车交通量 300 辆/天
瑞士	1. 汽车交通量 700 辆/天以上并有一定的自行车交通量; 2. 汽车交通量每小时为 400~700 辆,自行车每日流量在 50 辆以上; 3. 汽车交通量不大,但每日自行车每日流量大于 500 辆
挪威	1. 自行车交通量大于 800 辆/天; 2. 汽车交通量大于 300 辆/天,自行车交通量大于 500 辆/天
德国	1. 日通行汽车 2000 辆以上和自行车交通量 200 的路段; 2. 每小时自行车通过量大于 100 量时
日本	1. 自行车行驶平均时速 17~18km,日交通量达 500~700 辆,汽车时速 50km 以上的路段; 2. 汽车日交通量 2000 辆以上,自行车交通量 700 以上
美国	1. 最外侧车道线的汽车交通量 500 辆/天以上; 2. 外侧车道线的汽车交通量 1000 辆/天以上且有 85%时速 65km 以上,其中大型车混入率在 5%以上

我们建议交通量具备下列条件之一的路段要设置专门的自行车道:

- (1) 自行车交通量超过 1000 辆/天;
- (2) 汽车交通量超过 1000 辆/天;
- (3) 自行车与机动车混合交通量超过 2200 辆/天。

2. 自行车与行人分离的标准

我国的交通习惯是将自行车道与汽车道放在同一断面上考虑,而不像日本、欧美等国家将自行车道与行人放在一起,所以这个问题并不突出,但随着自行车道上的拥挤,有些城市利用人行道通行自行车,特别是早晚两个高峰时间。如南京、杭州、郑州、沈阳、长春等城市已经允许部分人行道让自行车通行,因此也必然要产生一个自行车与行人分离与混合的行驶条件的问题。

日本在自行车道规范中认为,自行车交通与行人交通的总量超过 3000 辆/天时,就应将行

人与自行车分开。我们可以参考或借用这些数据。

思 考 题

1. 我国现在的行人交通有什么特点？存在哪些问题？
2. 行人密度、速度和流量之间存在那些关系？
3. 影响人行道服务水平的因素有那些？
4. 我国现在的自行车交通有什么特点？存在哪些问题？
5. 研究自行车交通流的基本原理是什么？
6. 影响自行车道通行能力的因素有那些？
7. 影响自行车道服务水平的因素有那些？

参考文献

- 1 刘建军. 交通工程学基础. 北京: 人民交通出版社, 1995
- 2 交通部公路科学研究所. 公路通行能力研究报告. 2000
- 3 徐吉谦. 交通工程总论. 北京: 人民交通出版社, 2002
- 4 李作敏. 交通工程学. 北京: 人民交通出版社, 2002
- 5 沈志云. 交通运输工程学. 北京: 人民交通出版社, 1999
- 6 张起森, 张亚平. 道路通行能力分析. 北京: 人民交通出版社, 2002
- 7 任福田等译. 道路通行能力手册(美国交通研究委员会专题报告 209 号). 北京: 中国建筑工业出版社, 1991
- 8 交通部公路科学研究所. 公路通行能力研究——一般公路通行能力研究分报告, 2000
- 9 杨少伟. 道路立体交叉规划与设计. 北京: 人民交通出版社, 2000
- 10 威廉·瑞来, 康纳德·开普里. 道路与交叉口的通行能力. 中国公路学会交通工程学会, 1987
- 11 王炜. 交通工程学. 南京: 东南大学出版社, 2000
- 12 交通部公路科学研究所. 公路通行能力研究——公路通行能力指南, 2000
- 13 中国公路学会《交通工程手册》编委会. 交通工程手册. 北京: 人民交通出版社, 1998.
- 14 乔翔, 蔺惠如. 公路立交规划及设计实务. 人民交通出版社, 2001
- 15 高速公路丛书编委会. 高速公路立交工程. 人民交通出版社, 2001
- 16 王伯惠. 道路立交工程. 北京: 人民交通出版社, 2000
- 17 《运筹学》教材编写组. 运筹学. 北京: 清华大学出版社, 1990
- 18 姚祖康. 道路与交通工程系统分析. 北京: 人民交通出版社, 1996
- 19 刘伟铭, 王哲人, 郑西涛等. 高速公路收费系统理论与方法. 北京: 人民交通出版社, 2000
- 20 高速公路丛书编委会. 高速公路交通工程及沿线设施. 北京: 人民交通出版社, 1999
- 21 刘伟铭. 高速公路系统控制方法. 北京: 人民交通出版社, 1998
- 22 王炜, 高海龙. 公路交叉口通行能力分析. 北京: 科学出版社, 2001
- 23 王炜, 邓卫等. 公路通行能力研究. 交叉口通行能力研究分报告, 2000
- 24 沈建武, 吴瑞麟. 城市交通分析与道路设计. 武汉: 武汉测绘科技大学出版社, 1998
- 25 陆化普. 城市交通现代化管理. 北京: 人民交通出版社, 1998
- 26 郑祖武. 现代城市交通. 北京: 人民交通出版社, 1998
- 27 杨佩昆, 张树升. 交通管理与控制. 北京: 人民交通出版社, 1995
- 28 周荣沾. 城市道路设计. 北京: 人民交通出版社, 1999
- 29 张雨化. 道路勘测设计. 北京: 人民交通出版社, 1997
- 30 施仲衡. 地下铁道设计与施工. 西安: 陕西科学技术出版社, 1997
- 31 王炜. 城市交通规划. 南京: 东南大学出版社, 1999
- 32 文国玮. 城市交通与道路系统规划. 北京: 清华大学出版社, 2001
- 33 中华人民共和国行业标准. 公路工程技术标准(JTJ 001—97). 北京: 人民交通出版社, 1998
- 34 严宝杰. 交通调查与分析. 北京: 人民交通出版社, 1994