沥青路面结构层间接接触状况诊断新方法

陈长, 梁远路, 郭忠印, 李伊, 徐婷怡*, 刘黎萍, 孙立军

同济大学道路与交通工程教育部重点实验室, 上海 201804

* 联系人, E-mail: xutingyi@tongji.edu.cn

2020-02-15 收稿, 2020-04-11 修回, 2020-04-13 接受, 2020-04-14 网络版发表

国家重点研发计划(2018YFB1600100)、上海市教育委员会科技创新计划和国家自然科学基金(51678443)资助

摘要 沥青路面结构层间接接触状况的诊断对路面养护、罩面等维修决策具有重要意义,但目前尚缺乏定量的方法对沥青层和基层间的黏结状况进行准确判定. 本文针对沥青层-基层黏结问题,依托京哈线实际工程数据和案例,基于结构行为方程、桥渡原理以及力学仿真等理论方法和技术模型,建立了沥青路面结构层间接接触状况的无损诊断方法和诊断标准,并进行了案例分析.

关键词 沥青路面, 层间黏结, 无损诊断, 结构行为方程, 桥渡原理

沥青路面是一种多层连续体结构,其力学性能不仅取决于其各层材料的性能,也取决于其各层之间的黏附特性.良好的层间黏结可以使沥青路面的剪切变形更小,弹性恢复性能更强,永久变形更小^[1].较差的层间黏结可以导致路面滑移、路面分层和自上而下的裂缝,从而恶化驾驶环境和增加维修费用^[2].沥青路面的层间黏结问题可以影响其1/6~5/6的寿命^[3].因此,对沥青路面的层间黏结状况进行准确诊断,不仅有利于指导其设计,也有利于制定其养护和维修策略.

沥青路面的层间黏结问题存在于结构内部,难以直接观测,通常只能采用钻芯取样这种有损方式进行检测和评价,然而有损诊断方法存在破坏结构、抽样率低、结果离散等不足,较难满足大规模工程应用的需求^[4,5].目前也有一些诊断沥青路面结构层间接接触状况的无损检测方法,比如使用落锤式弯沉仪(falling weight deflectometer, FWD)、探地雷达和红外热成像. Guo等人^[6]发现沥青路面层间摩擦系数与弯沉盆参数之间具有良好的相关性,与沥青路面层间抗剪强度也存在一致性. Razali等人^[7]发现,在弯沉不遵循从中心

加载点向外逐渐减小规律的位置、弯沉偏大的位置,或者加载后达到最大弯沉时间偏长的位置,沥青层与基层之间存在空隙或裂缝的可能性大. Sudyka和Krysiński^[8]研究表明,只要沥青路面中广泛存在层间界面薄层,且层厚达到至少几毫米的程度,探地雷达回波就会返回不同于正常沥青路面单峰信号的双反射信号,进而利用界面薄层物质与结构层物质反射波速率的差值即可判断层间分离情况.但由于背景噪声很难去除,层间物质类型不同产生的返回信号差异和双反射信号的正负特征均很难准确判定^[9]. Vyas等人^[10]研究发现,特定时间具有更好层间黏结的沥青路表温度会更高,但该判别方法受层间介质类型的影响较大,无法确定层间介质类型和缺陷的深度等,仅能对结构浅层的情况进行判断.总体而言,目前对沥青路面层间黏结状况进行无损诊断的方法较少,且存在机理解释不足、应用条件受限、可靠性差的问题,也无法满足实际工程的需求.本文综合利用沥青路面结构参数、表观损坏、表面弯沉、服务的交通量、所处环境参数这些无损检测信息,采用沥青路面结构行为学方程、桥渡原

引用格式: 陈长, 梁远路, 郭忠印, 等. 沥青路面结构层间接接触状况诊断新方法. 科学通报, 2020, 65: 3318–3327

Chen Z, Liang Y L, Guo Z Y, et al. A novel technique for asphalt pavement interlayer contact condition diagnosis (in Chinese). Chin Sci Bull, 2020, 65: 3318–3327, doi: [10.1360/TB-2020-0136](https://doi.org/10.1360/TB-2020-0136)

理理论与仿真分析方法, 通过对比各路段的弯沉差异以及调整沥青路面层间连续情况, 使仿真结果与实测结果的差异最小, 以量化沥青路面的层间连续情况, 为沥青路面层间连续情况的诊断提供了新思路。

1 技术模型

1.1 路表损坏状况

观测路表损坏状况是判定路面结构整体状况的基础, 但沥青路面损坏多样、肇因复杂, 如何准确定量评价是难题。目前对路表损坏状况的评价通常采用路面状况指数(pavement condition index, PCI)这一指标^[11,12]。评价结果精度不高是目前许多评价方法存在的主要问题。本研究采用孙立军等人^[13]建立的路面损坏评价模型对路表损坏状况进行评价, 如式(1)~(3)所示。它采用权函数准确模拟路面损坏评价过程中的专家心理, 具有较高精度。

$$PCI = 100 - \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^m DP_{ij} \times w_{ij} \quad (1)$$

$$w_{ij} = 3u_{ij}^3 - 5.5u_{ij}^2 + 3.5u_{ij} \quad (2)$$

$$u_{ij} = DP_{ij} / \sum_{ij=1}^m DP_{ij} \quad (3)$$

其中, DP_{ij} 为第*i*类损坏中的第*j*单项损坏类型的单项扣分值, w_{ij} 为第*i*类损坏中的第*j*单项损坏类型的权重, n 为单类损坏类型数, m 为某单类损坏所包含的单项损坏类型数, u_{ij} 是 DP_{ij} 占所有单项扣分值之和的比例。

1.2 路面性能演化

路面结构层间接触条件对路面性能的影响是十分隐性的。为了准确诊断不同程度的层间黏结状况, 需要根据观测的路表损坏状况追踪分析路面性能的演化过程, 并与理论模型进行比较。为了厘清路面使用性能的衰变过程, 不同国家、不同机构都开展了大量的研究, 试图建立具有普适性的演化模型。美国国家高速公路和交通运输官员协会(American Association of State Highway and Transportation Officials, AASHTO)建立了基于路面服务性能指数(pavement serviceability index, PSI)的衰变模型^[14], 该模型是其路面设计方法的基础, 在路面设计发展史上产生了深远的影响。但该模型的精度取决于对累计当量轴次(equivalent standard axle load, ESAL)的预测精度, 且在实际ESAL超过一定限值

时失效, 在使用时受到限制。加拿大安大略省建立了可考虑荷载和环境作用的路面使用性能衰减模型^[15], 该模型概念十分清楚, 逐渐演化成为一种S型曲线。美国南卡罗来纳州公路和公共运输部用S型曲线预测PSI^[16], 但实际的PSI序列发生轻微波动可以导致该模型的参数发生较大变化, 从而使其后期预测性能变异大。Shahin^[17]用另一种S型曲线预测PCI, 该曲线由3个参数控制, 拥有良好S的适应性, 但由于参数众多, 且没有明确的物理和工程含义, 要进一步建立参数与影响路面性能的因素之间的联系十分困难。另外, 这些模型所针对的问题不复杂, 模型精度较低, 难以满足科学分析的要求, 模型的严谨性、可推导性都有明显的不足。本研究采用孙立军等人建立的结构行为方程^[18]对路面使用性能的演化过程进行推演和分析, 如式(4)所示:

$$PCI = PCI_0 \left(1 - e^{-(\alpha/y)^\beta} \right) \quad (4)$$

其中, PCI_0 为初始PCI, α 为寿命因子, β 为模式因子。该方程有两个物理意义十分明确的参数, 确定这两个参数就能确定路面使用性能的衰变过程。如图1所示, 该方程始终过 $(\alpha, 63)$ 这个点, 所以 α 的大小反映沥青路面结构的寿命; β 由小变大时, 曲线由凹型经直线变为凸型或反S型, 决定路面性能衰变的模式。

路面的结构行为演化是受多物理场共同作用的结果, 就自身因素而言, 受结构组成和材料性能等因素的影响; 就外部因素而言, 受荷载和环境等因素的影响。因此, 可以通过建立这些影响因素与 α 和 β 的关系来可准确定量路面结构行为的演化, 如式(5)~(9)所示:

图1 (网络版彩色)结构行为方程示意图
Figure 1 (Color online) Structural behaviour function diagram

$$\alpha = K_{ra} K_{ma} \lambda \left(1 - \exp(-\eta / l_0)^\zeta \right), \quad (5)$$

$$\lambda = a_1 h^{b_1} \text{ESAL}^{c_1}, \quad (6)$$

$$\eta = a_2 h^{b_2} \text{ESAL}^{c_2}, \quad (7)$$

$$\zeta = a_3 h^{b_3} \text{ESAL}^{c_3}, \quad (8)$$

$$\beta = K_{rb} K_{mb} a_4 h^{b_4} \text{ESAL}^{c_4} l_0^d, \quad (9)$$

其中, a 、 b 、 c 、 d 为回归系数; h 为路面沥青层厚度, 单位为cm; l_0 为初始弯沉, 单位为0.01 mm; K_{ra} 、 K_{rb} 为环境影响系数; K_{ma} 、 K_{mb} 为沥青影响系数。

2 诊断原理及方法

2.1 资料和数据

所需资料包括: 路线基本信息(起止点桩号等)、初始建成通车时间、初始路面材料与结构、历次大修与中修时间、大中修材料与结构、历年PCI、历年交通量、年均气温与潮湿系数等。

根据资料, 首先将路线合理划分为若干个属性相近的路段区间, 然后分别利用多层弹性体系计算软件Bisar 3.0计算路表的初始弯沉 l_0 、历年最不利车道的ESAL、结构行为方程的环境参数 K_{ra} 与 K_{rb} 等。

2.2 层间完全连续情况下的PCI理论值

首先, 根据路表损坏状况和钻芯取样结果, 凭经验选取若干层间完全连续的路段区间。将上述所需资料和数据以及初始结构沥青层厚度等数据代入结构行为方程, 进行回归分析, 得到各路段区间每一年的 α 与 β 值。其次, 将第 i 年的 α_i 与 β_i 代入结构行为方程, 计算得到第 i 年的 PCI_i 。然后, 将 PCI_i 与第 $i+1$ 年的 α_{i+1} 与 β_{i+1} 代入结构行为方程, 反算得到在第 $i+1$ 年的衰变规律下, PCI衰变至 PCI_i 时的等效时 T , 再将第 $i+1$ 年的 α_{i+1} 与 β_{i+1} 以及 $i+1$ 代入结构行为方程, 计算得到第 $i+1$ 年的 PCI_{i+1} 。以此类推, 计算得到层间完全连续情况下每一年的PCI理论值。对于经历过大中修的路面, 则将大中修后的沥青层厚度和相关参数代入结构行为方程, 通过上述流程, 亦可计算得到大中修后层间完全连续情况下每一年的PCI理论值。

2.3 层间非完全连续情况下的PCI理论值

为了计算层间非完全连续情况下的PCI理论值, 一方面采用力学仿真, 计算得到路面结构在层间不同连

续情况下的疲劳方程参数沥青层底拉应变, 另一方面建立疲劳方程与结构行为方程的关系, 利用沥青层底拉应变计算得到结构行为方程中的关键参数, 从而利用结构行为方程计算层间非完全连续情况下的PCI理论值。其中, 建立疲劳方程与结构行为方程的关系是关键, 采用了孙立军等人创立的桥渡原理^[18]。

桥渡原理是一种从路面结构行为方程导出路面结构疲劳方程的新方法。该方法的关键点是根据结构行为方程优化得出具有相同损坏标准的路面结构, 如图2所示。以这个结构为桥梁, 建立结构疲劳方程, 如图3所示。(1) 按图2所示过程获得具有同样设计标准的路面结构 i , 每个路面结构 i 都可以看作是一个试验路面的观测结果, 可以回溯其累计轴载作用次数, 也可以根据结构行为方程和损坏标准重新计算其以累计轴次计的寿命; (2) 采用弹性多层体理论对路面结构 i 进行力学计算, 分析沥青层底面、路基顶面的应变和路面表面的弯沉; (3) 建立应变、弯沉与路面寿命之间的关系, 即路面疲劳方程, 如式(10)所示^[19]。

$$N = a \varepsilon^b. \quad (10)$$

对于层间非连续情况下PCI理论值的计算, 首先, 需要借助桥渡原理, 在结构行为方程中采用一个类似于递归的过程, 定量分析材料性能对路面使用性能的

图2 路面结构厚度优化
Figure 2 Pavement structure thickness optimization

图3 桥渡原理示意图
Figure 3 Bridging principles scheme

影响,从而建立结构行为方程中材料影响系数 K_{ma} 与疲劳方程中应变 ε 的定量关系,其基本原理如图4所示。 f_1 、 f_4 表示沥青混合料性能对路面性能的影响系数,分别对应结构行为方程中的 K_{ma} 和 $K_{m\beta}$,具体分析步骤如下: (1) 对于常规使用的沥青混合料,根据结构行为方程和桥渡原理,建立路面结构疲劳方程 $N_f = a_1 \varepsilon^{b_1}$; (2) 对于不同性质的沥青混合料,假定不同的 f_1 和 f_4 数值,采用桥渡法建立结构疲劳方程 $N'_f = a_2 \varepsilon^{b_2}$; (3) 令 $K = N'_f / N_f$,表示不同沥青混合料现场疲劳寿命之比, K 是无量纲变量; (4) 建立 K 与 f_1 、 f_4 的相关关系,即可分析材料性能对路面使用性能的影响。

假定不同的 f_1 、 f_4 数值,可以得到不同的 K 值。通过大量计算和回归得到的 f_1 、 f_4 与 K 的关系为: 随着 f_1 的改变, K 有明显的变化; 当 f_1 不变时, K 值受 f_4 的影响微乎其微,可以忽略不计。为应用方便,可将 f_4 (即 $K_{m\beta}$)统一取值为1(普通沥青混合料)或1.1(改性沥青混合料)。这样,疲劳寿命比与材料系数的关系就表现为 K 与 K_{ma} 之间的关系,如式(11)所示:

$$K_{ma} = 0.7907K^{0.6501} \quad (11)$$

其次,参考北京地区的现场疲劳方程,如式(12)所示^[18]:

$$N_f = 0.000000225\varepsilon^{-3.8828} \quad (12)$$

令 N_1 和 ε_1 为层间完全连续情况下的结构疲劳寿命和沥青层底应变; N_2 和 ε_2 为层间非完全连续情况下的结构疲劳寿命和沥青层底应变,则 K 和 K_{ma} 分别如式(13)和(14)所示:

$$K = \frac{N_1}{N_2} = \left(\frac{\varepsilon_1}{\varepsilon_2} \right)^{-3.8828} \quad (13)$$

图4 材料性能影响分析
Figure 4 Analysis of material performance impact

$$K_{ma} = 0.7907 \left[\left(\frac{\varepsilon_1}{\varepsilon_2} \right)^{-3.8828} \right]^{0.6501} \quad (14)$$

因结构行为方程中的 α 为寿命因子,可以反映结构的疲劳寿命,故可将 $1/K_{ma}$ 作为层间非完全连续情况下 α 的修正系数。

最后,利用Bisar 3.0,在层间完全连续情况下计算得到沥青层底拉应变 ε_1 ,同时在层间非完全连续情况下假定一个沥青层和半刚性基层之间的摩擦系数计算得到沥青层底拉应变 ε_2 ,将两者代入式(14)得到 α 修正系数和层间非完全连续情况下修正后的 α' ,然后根据结构行为方程,按2.2节的方法即可计算层间非完全连续情况下的PCI理论值。将该值与PCI实测值进行比较,并不断调整沥青层和半刚性基层之间的摩擦系数试算该值,直至该值与实测值相等,此时的沥青层和半刚性基层之间的摩擦系数即可反映结构层间黏结状况。整个过程的流程图如图5所示。

3 资料收集

3.1 项目概况

京哈线(G102)起点位于葫芦岛绥中县北邱河桥东,终点位于铁岭昌图县四平界。全长622.979 km,城管路段34.758 km,净长588.221 km,均为沥青路面,其中二级公路431.754 km,一级公路191.225 km。京哈线横穿葫芦岛、锦州、沈阳、铁岭四市,与京哈高速并行,基本为京哈高速公路的辅路。受高速计重收费、厂矿运输及沈山高速改扩建分流等因素影响,该路线整体交通量大,多数路段重载交通明显。项目主要针对K313.8~K924.2中即将改建的24个路段、共计206.2 km道路进行分析,推荐改建方案。

3.2 路况现状及数据采集

经现场踏勘,京哈线的主要病害类型有横向裂缝、龟裂、修补、纵向裂缝、车辙、唧浆等,其中横纵裂缝、车辙、龟裂病害较普遍。从病害分布情况看,绥中、葫芦岛及锦州段下行方向病害较重,以龟裂、车辙及横缝为主,沈阳和铁岭段上行方向病害较重,以龟裂和唧浆为主。

统计2013~2017年各路段PCI和路面行驶质量指数(ride quality index, RQI),如图6(a)和(b)所示。

根据路面调查结果,同时结合现场情况,在坑槽、

图 5 层间非完全连续情况下PCI理论值计算流程图

Figure 5 Calculation flowchart for theoretical PCI when interlayer continuation condition is partial

裂缝、车辙、唧浆、修补以及无病害路段或病害路段临近的完好处取芯,记录各层结构的厚度,同时观察各结构完好情况以及各结构层之间的黏结情况。现场共

取59个芯样,其中32个芯样在病害处取芯,便于直观了解病害发展情况和层位,27个芯样位于无病害路段或病害路段对应的完好处,芯样直径为150 mm。根据京

图 6 K313.8~K325.2段PCI和RQI. (a) PCI; (b) RQI

Figure 6 PCI and RQI of K313.8~K325.2 section. (a) PCI; (b) RQI

哈线结构多样的特点,针对同一种病害分别选取1~2处不同的结构类型进行取芯,观察病害发展趋势及层间黏结情况。结合本项目的工程特点及实际情况,对钻取的芯样进行劈裂及单轴贯入试验。从取芯结果看,除个别路段外,面层均较完整,厚度基本为9~12 cm,除部分上基层顶部松散外,基层相对较完整,但多数面层与基层层间分离。

对各路段中心点弯沉进行FWD检测,计算各路段平均弯沉,并对各路段中弯沉过大区间进行标记。

从现场直观来看,京哈线车流量很大,客、货车数量相当,其中大货、拖挂车所占比例较大,重载情况较为严重。通过交通量观测点收集近年来交通量资料,根据平均轴载换算系数将年平均日交通量(annual average daily traffic, AADT)转化为ESAL并进行统计分析可知,2012~2014年ESAL整体趋于平稳,有小幅上升;2015、2016年ESAL上升明显,尤其是2016年,ESAL大幅增长。根据AADT及车型比例分析可知,ESAL的增长主要是AADT增长和特大货比例上升共同作用的结果。ESAL的增长对道路承载能力提出较高要求,改建方案设计中需重点考虑重超载车辆对路面结构寿命的影响。

将温度和湿度作为路面的主要环境参数。以沿线各地历年年平均气温来表征温度条件。与规范一致,采

用潮湿系数作为湿度指标。由于缺乏实测数据,因此根据《中国自然地理图集》^[20]以及《1951~1980中国平均气温资料》^[21]查得潮湿系数。

4 案例分析

采用上述方法,对京哈线K313.8~K325.2路段中的两种结构进行分析。该路段路面在2005年进行大修,在2013年进行中修,目前该路段路面结构如表1所示。

根据路面结构行为方程和路段内交通量、沥青层厚度、环境参数、材料参数等数据,对该路段内各公里的历年PCI进行预测,并与实测PCI进行对比。结果发现,在中修时间和措施、大修时间和措施以及交通量等因素均相同的情况下,存在两种情况:一种是部分公里的历年PCI实测结果与预测结果接近,符合正常的衰变规律,如图7(a)所示;另一种是部分公里的历年PCI实测结果与预测结果相差甚大,不符合正常的衰变规律,且中修后性能衰变较快,如图7(b)所示。为此,需要分析原因。

首先,对比各公里的弯沉,如表2所示。可以看出,虽然部分公里的弯沉较大,例如K317~K318,但其PCI的衰变较慢;而部分公里的弯沉较小,例如K323~K324,但其PCI的衰变较快。因此,弯沉大小不是造成路面损

表1 路面结构现状

Table 1 Present pavement structure

结构序号	起止桩号	现状结构
结构1	K313.8/K321	1 cm橡胶沥青碎石封层+3 cm AC-10型SBS改性沥青混凝土+4 cm中粒式沥青混凝土(AC-16I)+20 cm水泥稳定砂砾+20 cm天然砂砾(K314~K321白+黑)
结构2	K321/K325.2	1 cm橡胶沥青碎石封层+3 cm AC-10型SBS改性沥青混凝土+4 cm中粒式沥青混凝土(AC-16I)+20 cm水泥稳定砂砾+20 cm天然砂砾

图7 不同路段的预测结果与实测结果对比。(a) 预测与实测相符;(b) 预测与实测不符

Figure 7 Contrast between predicted and actual results. (a) Case when predicted results are consistent with actual results; (b) case when predicted results are inconsistent with actual results

表2 弯沉对比

Table 2 Deflection comparison

序号	桩号	弯沉 (0.01 mm)	PCI衰变是否 符合规律
1	K313~K314	13.39	是
2	K314~K315	16.67	是
3	K315~K316	16.33	否
4	K316~K317	29.52	否
5	K317~K318	69.36	是
6	K318~K319	25.53	是
7	K319~K320	24.65	是
8	K320~K321	25.86	是
9	K321~K322	41.68	否
10	K322~K323	30.94	否
11	K323~K324	11.61	否
12	K324~K325	14.85	否

伤变化的主要原因。

其次,考虑沥青层与基层之间的黏结失效问题。对于结构1和结构2,改变沥青层与基层之间连续状态,利用Bisar力学计算软件进行仿真分析,沥青层底拉应变从连续时的24增大到部分滑动时的258,变化较大。以K315~K316和K316~K317两个路段为例,采用2.3节的方法,不断调整沥青层与基层之间连续状态,对这两个路段的历年PCI进行重新预测,得到修正PCI,并与实测PCI进行对比。当K315~K316沥青层与基层之间为75%连续状态时,以及当K316~K317沥青层与基层之间为90%连续状态时,修正的PCI与历年实测的PCI相接近,如图8所示。

上述分析结果表明,路面性能对层间黏结十分敏感。在产生滑动的沥青层上罩面,不能产生很好的效果,沥青路面性能仍然衰变较快。因此,在制订京哈线改建方案时,不再建议简单加罩的方案。综合沥青层厚度设计和基层需要维修的情况判定,本研究建议的京哈线K313.8~K325.2段的改建方案为:4 cm AC-13型SBS改性沥青混凝土+6 cm AC20型SBS改性沥青混凝土+13 cm ATB25+原基层,其中弯沉过大的路段需要先挖除基层,再采用冷再生回补^[22]。

通过对其他多个路段进行类似分析发现,在中等交通条件下,当沥青层与基层之间处于70%连续状态时,结构已非常脆弱;当处于70%以下连续状态时,结构层间几乎等于没有黏结;而当处于85%以上连续状

图8 修正的预测结果。(a) K315~K316段重新预测结果;(b) K316~K317段重新预测结果
Figure 8 Revised prediction results. (a) Recalibrated results for K315~K316 section; (b) recalibrated results for K316~K317 section

表3 沥青路面结构层间接触状况诊断标准

Table 3 Diagnosis standard for interlayer contact condition of asphalt pavement structure

沥青层-基层连续状态	层间接触状况
[0, 70%]	完全分离
(70%, 85%]	部分黏结
(85%, 100%]	完全连续

态时,结构层间几乎等于完全连续。由此可得到中等交通条件下沥青路面结构层间接触状况的诊断标准,如表3所示。利用上述方法无损诊断得到沥青层与基层之间的连续状态,再根据表3的标准即可判定层间接触状况。

5 总结与展望

本文利用沥青路面结构行为方程和桥渡原理等核心理论和技术模型,通过现场观测与理论计算结果的对比分析,建立了沥青路面结构沥青层-基层间黏结状况的诊断新方法。一方面,利用沥青路面结构行为方程计算层间完全连续情况下的PCI理论值;另一方面,采用力学仿真得到层间不同连续情况下的疲劳方程参数沥青层底拉应变,并利用桥渡原理建立疲劳方程与结

构行为方程的关系,利用疲劳方程参数沥青层底拉应变计算得到结构行为方程中的关键参数,从而利用结构行为方程计算层间非完全连续情况下的PCI理论值。实际应用中,先通过比较实测PCI值与层间完全连续情况下的PCI理论值定性判定层间连续情况,然后通过不断调整沥青层-基层间的摩擦系数试算层间非完全连续情况下的PCI理论值,直至该值与实测PCI值相等,即可得到沥青层-基层间黏结状况的定量结果。本文还依托京哈线改建工程进行了案例分析,结果显示,该方法

可准确判定沥青路面层间的连续情况,沥青层-基层间黏结状况的诊断标准也被建立起来。该方法对制订有效的结构维修方案具有很强的指导意义。

后续可进一步研究确定层间连续情况与路面性能之间的定量关系,避免试算,提高分析效率以适应大规模工程应用。同时,针对不同的交通等级,可建立不同的层间接触状况诊断标准。另外,本文的研究思路对沥青路面结构内部其他方面的损伤判定研究具有参考意义。

参考文献

- 1 Boulangé L, Sterczynska F. Study of interfacial interactions between bitumen and various aggregates used in road construction. *J Adhes Sci Technol*, 2012, 26: 163–173
- 2 Vaitkus A, Žilionienė D, Paulauskaitė S, et al. Research and assessment of asphalt layers bonding. *Baltic J Road Bridge Eng*, 2011, 6: 210–218
- 3 Khweir K, Fordyce D. Influence of layer bonding on the prediction of pavement life. In: *Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Transport*. London: Thomas Telford Ltd, 2003, 156: 73–83
- 4 Rahman A, Ai C, Xin C, et al. State-of-the-art review of interface bond testing devices for pavement layers: Toward the standardization procedure. *J Adhes Sci Technol*, 2017, 31: 109–126
- 5 Mohammad L N, Bae A, Elseifi M A, et al. Interface shear strength characteristics of emulsified tack coats. *J Assoc Asphalt Pav Technol*, 2009, 78: 249–278
- 6 Guo C, Wang F, Zhong Y. Assessing pavement interfacial bonding condition. *Constr Build Mater*, 2016, 124: 85–94
- 7 Razali M, Mahmood N A C, Hashim K A, et al. The falling weight deflectometer (FWD) for characterization bonding state of subgrade. In: *Advances in Civil Engineering and Science Technology*. New York: AIP Publishing, 2018, 2020: 020022
- 8 Sudyka J, Krysiński L. Radar technique application in structural analysis and identification of interlayer bonding. *J Pavement Res Technol*, 2011, 4: 176–184
- 9 Jol H M. *Ground Penetrating Radar Theory and Applications*. Amsterdam: Elsevier, 2008
- 10 Vyas V, Patil V J, Singh A P, et al. Application of infrared thermography for debonding detection in asphalt pavements. *J Civil Struct Health Monit*, 2019, 9: 325–337
- 11 Research Institute of Highway Ministry of Transport. Highway Performance Assessment Standards (in Chinese), 2018 [交通运输部公路科学研究院. 公路技术状况评定标准, 2018]
- 12 Beijing Municipal Bridge Maintenance Management Group Co. Ltd, Nantong Yingxiong Construction Group Co. Ltd. Technical Code of Maintenance for Urban Road (in Chinese), 2016 [北京市政路桥管理养护集团有限公司, 南通英雄建设集团有限公司. 城镇道路养护技术规范, 2016]
- 13 Sun L J. *Transportation Infrastructure Management System: Theory and Practice* (in Chinese). Beijing: China Communications Press, 2009 [孙立军. 道路与机场设施管理学. 北京: 人民交通出版社, 2009]
- 14 AASHTO. *AASHTO Guide for Design of Pavement Structures*. Washington: American Association of State Highway and Transportation Officials, 1993
- 15 Cook W D, Kazakov A. Pavement performance prediction and risk modeling in rehabilitation budget planning: A Markovian approach. In: *Proceedings of the Second North American Conference on Managing Pavements*. Ottawa: Transportation Association of Canada, 1987, 2: 63–75
- 16 Pierce C E, Baus R L, Wang D A. Calibrating Pavement Performance Prediction Models for Interstate and Primary Highway Systems in South Carolina. Technical Report, South Carolina Department of Transportation. 2002
- 17 Shahin M Y. *Pavement Management for Airports, Roads, and Parking Lots*. New York: Springer Publishing Company, 2005
- 18 Sun L J. *Asphalt Pavement Structural Behaviour* (in Chinese). 2nd ed. Shanghai: Tongji University Press, 2013 [孙立军. 沥青路面结构行为学.

第2版. 上海: 同济大学出版社, 2013]

- 19 Monismith C L. Fatigue characteristics of asphalt paving mixtures and their use in pavement design. In: Proceedings of the 18th Paving Conference. Albuquerque: University of New Mexico, 1981. 1–43
- 20 Liu M G. Atlas of Physical Geography of China (in Chinese). 3rd ed. Beijing: China Cartographic Publishing House, 2010 [刘明光. 中国自然地理图集. 第3版. 北京: 中国地图出版社, 2010]
- 21 Climatological Information Section of Beijing Meteorological Center of National Weather Service. 1951–1980 Chinese Average Temperature Data (in Chinese). Beijing: China Meteorological Press, 1985 [国家气象局北京气象中心气候资料室. 1951–1980中国平均气温资料. 北京: 气象出版社, 1985]
- 22 Sun L J, Liu L P, Li Y, et al. G102 Jingha Highway Reconstruction Scheme Proposals. Technical Report, Tongji University. 2018 [孙立军, 刘黎萍, 李伊, 等. G102京哈线改建方案建议. 技术报告, 同济大学. 2018]

Summary for “沥青路面结构层间接触状况诊断新方法”

A novel technique for asphalt pavement interlayer contact condition diagnosis

Zhang Chen, Yuanlu Liang, Zhongyin Guo, Yi Li, Tingyi Xu^{*}, Liping Liu & Lijun Sun

Key Laboratory of Road and Traffic Engineering, Ministry of Education, Tongji University, Shanghai 201804, China

^{*} Corresponding author, E-mail: xutingyi@tongji.edu.cn

Asphalt pavement is a multi-layer continuous structure with an interlayer bonding condition that can greatly influence its bearing capacity and must be monitored over the whole service length. Hence, proper maintenance and rehabilitation measures are taken and better feedback can be made for the design. Nevertheless, asphalt pavement interlayer bonding condition plays a hidden role and is difficult to quantify unless applying damage discovery techniques like drilling core process. The original structure is destroyed by the damage detection approaches, the results also suffer from low coverage rate and high dispersion, therefore, actual engineering demands are not satisfied. Here, some recent methods are briefly presented based on asphalt pavement interlayer bonding condition non-destructive diagnosis and their restrictions are discussed. Moreover, a new technique is provided with the merits of utilizing only mechanical simulation and overall superficial distresses condition evaluation index with high accuracy. This simulation procedure adopts bridging principles to build a connection between asphalt pavement superficial distresses and asphalt pavement micro mechanic parameters. It uses a structure behavior equation capable of identifying four typical deterioration modes and has specific physical meaning parameters to predict asphalt pavement overall superficial distresses. The established model allows the asphalt pavement interlayer bonding acting as a hypothetical input variable. The known input variables include easily obtainable design parameters of the asphalt pavement structure, historical superficial distresses, surface deflection, traffic load, and environmental factors, however, the output is the predicted asphalt pavement overall superficial distresses condition. The asphalt pavement interlayer bonding condition is defined by contrasting the theoretical asphalt pavement overall superficial distresses conditions between its complete bonding condition and discontinuous bonding condition to a certain degree. Examples in parts of the Jingha highway show that great discrepancies exist between theoretical asphalt pavement overall superficial distress in the condition of complete interlayer bonding and actual asphalt pavement overall superficial distress. The actual asphalt pavement sections in overall superficial conditions are deteriorated much faster than normal ones. By setting the asphalt pavement interlayer bonding continuations as 75% and 90% for K315–K316 section and K316–K317 section, respectively, the revised and predicted overall superficial distresses of the theoretical asphalt pavement are consistent with the real ones. The hypothetical values are then chosen as the diagnosed quantitative asphalt pavement interlayer bonding continuations and are proven to be correct through drilling core sample results. The analyses in other sections show that middle traffic volume asphalt pavement structure is quite weak when its interlayer bonding continuation is 70%, and under this value, its bearing capacity is almost equivalent to the situation when its interlayer bonding continuation is 0%; when its interlayer bonding continuation is 85% or more, its bearing capacity is almost equivalent to the situation where its interlayer bonding continuation is 100%. This proposed non-destructive diagnosis method for asphalt pavement interlayer bonding condition is effective and shows good application prospects in road engineering.

asphalt pavement structure, interlayer bonding, non-destructive diagnosis, structure behavior equation, bridging principles

doi: [10.1360/TB-2020-0136](https://doi.org/10.1360/TB-2020-0136)