



Analysis of Uncertainties in Deterioration Process of Asphalt Pavements based on Roughness Index Using LTPP Data

N. Solatifar*

Department of Civil Engineering, Urmia University, Urmia, Iran

ABSTRACT: Pavement deterioration models are the most important components of any Pavement Management System (PMS). These models could predict pavement conditions at any time in its service life. Pavement deterioration is a very complicated and uncertain process. Probabilistic deterioration models in comparison with deterministic ones could take into account these uncertainties. One of the most important probabilistic pavement deterioration models is the trend curve model that is based on pavement roughness. In this research, roughness data of GPS-1 and GPS-2 pavement sections, which are in-service asphalt pavements respectively with granular base and stabilized base layers, have been extracted from the Long-Term Pavement Performance (LTPP) database. These data then were used for analyzing pavement deterioration uncertainties. For this purpose, Chi-square (χ^2) and Kolmogorov-Smirnov (K-S) statistical tests were used to determine the probability distribution of pavement future condition over its current condition ratio in different years. Results showed that lognormal distribution is more fitted with actual data in long-term pavement life. Having this distribution, the pavement deterioration model was developed based on the roughness index using the trend curve model. Utilizing the proposed model, the pavement management system could predict pavement future conditions taking into account uncertainties of the deterioration process and with optimal budget assignment, could maintain the network condition at a specified risk level. This could prevent any future risk regarding the pavement deterioration uncertainties.

Review History:

Received: Apr. 04, 2019

Revised: May. 17, 2019

Accepted: Jun. 10, 2019

Available Online: Jul. 04, 2019

Keywords:

Pavement Management System (PMS)

Pavement Deterioration

International Roughness Index (IRI)

Uncertainty

LTPP

1. Introduction

The development of reliable pavement deterioration prediction models is valuable for transportation policymakers and will lead to more economical highway management. Performance models are key components of any Pavement Management System (PMS) which may be utilized during maintenance and rehabilitation analysis and subsequently budget optimization to identify the cost-effectiveness of different rehabilitation alternatives [1]. Pavement roughness is the major factor influencing pavement riding quality. It can be directly related to pavement performance and road network costs, through such factors as dynamic pavement loading, vehicle operating costs, and vehicle fatigue [2]. AASHO Road Test indicated that about 95 percent of the information about pavement serviceability is contributed by surface roughness [3].

2. Pavement Deterioration Prediction

Pavement performance or deterioration prediction models can be either deterministic or probabilistic, depending on the method employed to simulate the deterioration or aging process. Deterministic models predict the condition based on

mathematical functions of observed or measured deterioration without taking into account the uncertainties associated with the deterioration process. On the other hand, probabilistic models consider uncertainties and predict the condition as the probability of occurrence in a range of possible outcomes [4]. Various models are introduced for pavement deterioration prediction which the most important of them are [3, 5-7]:

- * Empirical (Regression);
- * Survivor curve;
- * Markov chain;
- * Semi-Markov;
- * Bayesian;
- * Trend Curve; and,
- * Artificial Neural Network (ANN).

3. LTPP Program

The Long-Term Pavement Performance (LTPP) program was initiated in 1987 as a part of the Strategic Highway Research Program (SHRP). The main objective of LTPP is to establish a national long-term pavement database to support SHRP objectives and future needs [8]. The database includes information that has been systematically collected throughout

*Corresponding author's email: n.solatifar@urmia.ac.ir



the project for about 2,500 pavement sections for the past 30 years. Collected data includes construction information, pavement structure, material properties, maintenance and rehabilitation activities, pavement condition, pavement loading, as well as environmental condition information. LTPP database can be used to develop base deterioration prediction models for developing PMS in any state that can then be adjusted using agency-specific experience and/or data. In addition, LTPP data is a major source for calibrating Mechanistic-Empirical Pavement Design Guide (MEPDG) models [9].

The LTPP test sections are classified into some studies; General Pavement Studies (GPS) and Specific Pavement Studies (SPS) sections. A GPS test site typically would have one in-service test section, while an SPS test site would have multiple test sections incorporating a controlled set of experiment design and construction features [8].

4. Data Extraction

In this research, in-service flexible pavement sections from the LTPP database are adopted for analysis. When determining the data set for this analysis, all available information on GPS-1 and GPS-2 sections (GPS-1: asphalt pavement with granular base, GPS-2: asphalt pavement with stabilized base) are scrutinized in the LTPP Standard Data Release (SDR v.23) database [10]. As a result, sections with at least one IRI evaluation after its first inspection were considered in this analysis. The sections selected the cover the four representative regions of the United States according to LTPP [8].

5. Pavement Deterioration Modeling and Uncertainty Analysis

The trend curve model [7] was utilized for pavement deterioration modeling based on the IRI roughness index. This model is shown in Equation 1.

$$s = s^0 \exp(\xi\tau) \tag{1}$$

$$P_\eta(y) = \frac{1}{y\tau\sigma\sqrt{2\pi}} \exp\left(-\frac{(\ln(y)-\tau\mu)^2}{2(\tau\sigma)^2}\right) \tag{2}$$

where ξ is the deterioration parameter, s^0 is the initial pavement roughness, s is the final pavement roughness, and τ is the total period of prediction in years ($t > t_0$, $\tau = t - t_0$). In this model, the deterioration parameter, ξ , is considered as a random variable with a normal distribution ($\xi \sim N(\mu, \sigma^2)$). Hence, $\eta = s/s^0$ would have lognormal distribution with density function as stated in Equation 2:

where μ is the average value and σ is the standard deviation of deterioration parameter, ξ .

To determine the distribution of deterioration parameters on LTPP data, two statistical tests, i.e. Chi-square (χ^2) and Kolmogorov-Smirnov (K-S) were used. Results showed that lognormal distribution is very well fitted in long-term prediction with a 99.9% confidence level. In Fig. 1 and Fig. 2, final pavement roughness over initial roughness ratio during pavement life is shown based on developed deterioration model for GPS-1 and GPS-2 sections, respectively.

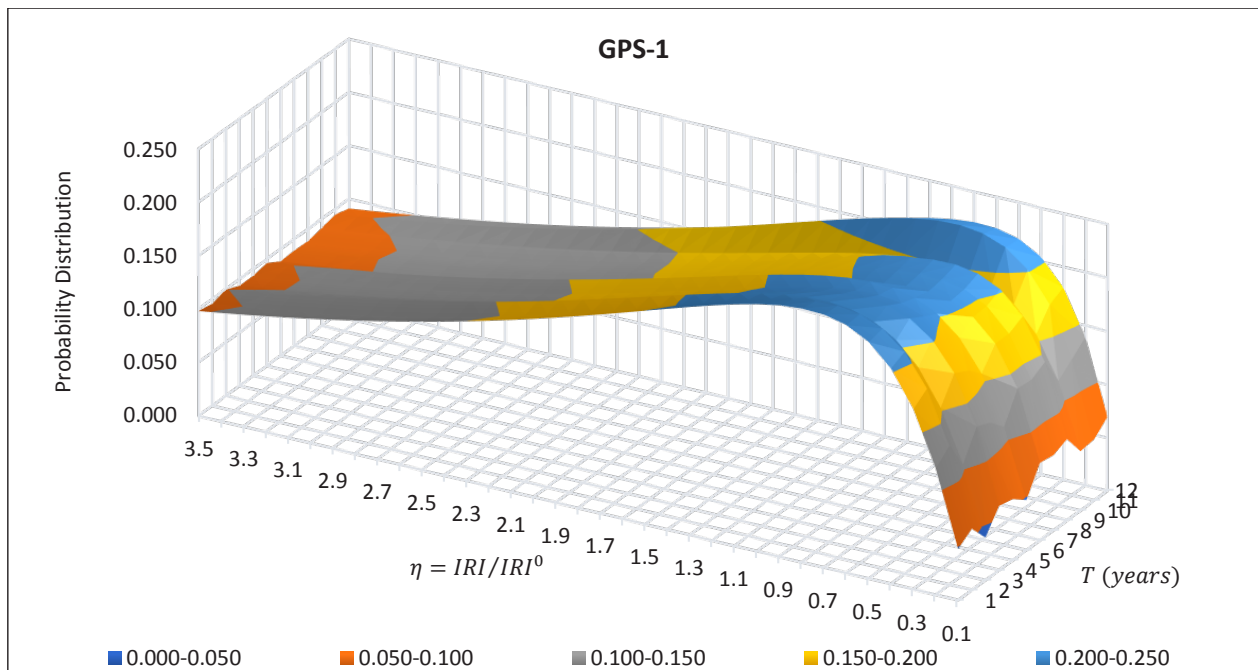


Fig. 1. Roughness deterioration model for GPS-1 pavement sections considering prediction uncertainties for different years

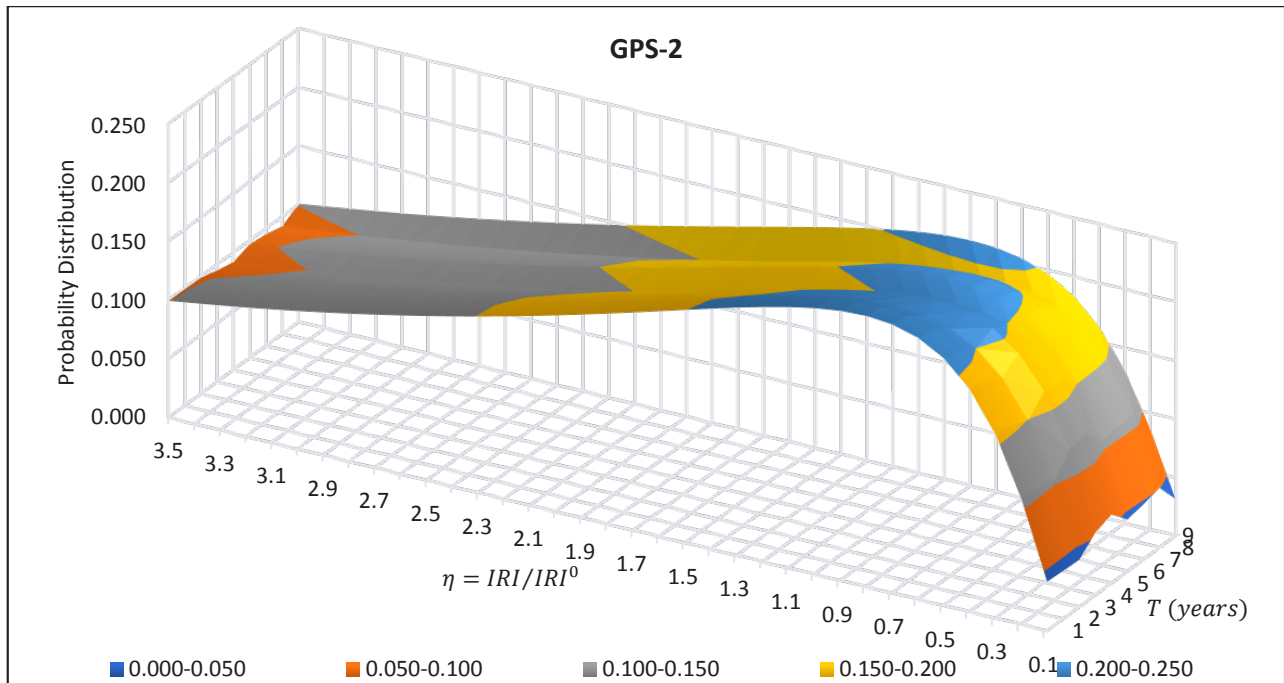


Fig. 2. Roughness deterioration model for GPS-2 pavement sections considering prediction uncertainties for different years

6. Conclusions

In this research, the trend curve model was utilized to predict roughness deterioration of GPS-1 and GPS-2 pavement sections from the LTPP database. This model could take into account prediction uncertainties. After applying Chi-square and Kolmogorov–Smirnov statistical tests, lognormal probability distribution was fitted in prediction distribution for long-term performance of pavement sections. Having this distribution, the pavement deterioration model based on the roughness index has been developed using the trend curve model. Using statistical parameters for different years, it is possible to predict pavement conditions at any time with desired uncertainty level. One of the most important benefits of considering uncertainties in the pavement deterioration process is the possibility of using risk models in pavement condition prediction and as a result, using these models in budget allocation in pavement network service life.

References

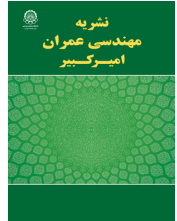
- [1] Bekheet, W., Helali, K., Halim, A. and Springer, J. (2005). “A Comprehensive Approach for the Development of Performance Models for Network-Level PMS Using LTPP Data”, Proceedings of 84th Annual Meeting of TRB, Washington, D.C.
- [2] Zhou, X. and Damnjanovic, I. D. (2011). “Optimal Hedging of Commodity Price Risks in Highway Contracts”, Proceedings of 90th Annual Meeting of TRB, Washington, D.C.
- [3] Haas, R., Hudson, W.R. and Zaniewski, J.P. (1994). “Modern Pavement Management”, Krieger, Malabor, Fla.
- [4] Porras-Alvarado, J.D., Zhang, Z. and Salazar, L.G.L. (2014). “Probabilistic Approach to Modeling Pavement Performance Using IRI Data”, Proceedings of 93rd Annual Meeting of TRB, Washington, D.C.
- [5] Shahin, M.Y. (2005). “Pavement Management for Airports, Roads, and Parking Lots”, Chapman & Hall, N.Y.
- [6] AASHTO. (2001). “AASHTO Pavement Management Guide”, American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, D.C.
- [7] Tsunokawa, K. and Schofer, J. (1994). “Trend Curve Optimal Control Model for Highway Pavement Maintenance: Case Study and Evaluation”, Transportation Research, Part A, Vol. 28, No. 2, pp. 151–166.
- [8] FHWA. (2009). “Long-Term Pavement Performance Information Management System: Pavement Performance Database User Reference Guide”, Publication No. FHWA-RD-03-088, Federal Highway Administration, Washington, D.C.
- [9] Solatifar, N., Behnia, C. and Aflaki, S. (2011). “A Review to Experiences of Different Countries in Implementing Long-Term Pavement Performance (LTPP) Program”, Proceedings of 6th National Congress on Civil Engineering, Semnan, Iran (in Persian).
- [10] FHWA. (2009). “Long-Term Pavement Performance (LTPP) Standard Data Release 23.0.”, Federal Highway Administration, <http://www.ltpm-products.com> (May. 19, 2011).

HOW TO CITE THIS ARTICLE:

N. Solatifar, *Analysis of Uncertainties in Deterioration Process of Asphalt Pavements based on Roughness Index Using LTPP Data*, Amirkabir J. Civil Eng., 53(4) (2021): 285-288.

DOI: [10.22060/ceej.2019.16072.6116](https://doi.org/10.22060/ceej.2019.16072.6116)





تحلیل عدم قطعیت فرآیند اضمحلال روسازی آسفالتی مبتنی بر شاخص ناهمواری با استفاده از داده‌های LTPP

نادر صولتی فر*

گروه مهندسی عمران، دانشگاه ارومیه، ارومیه، ایران

تاریخچه داوری:

دریافت: ۱۳۹۸/۰۱/۱۵

بازنگری: ۱۳۹۸/۰۲/۲۷

پذیرش: ۱۳۹۸/۰۳/۲۰

ارائه آنلاین: ۱۳۹۸/۰۴/۱۳

کلمات کلیدی:

سیستم مدیریت روسازی (PMS)

اضمحلال روسازی

شاخص ناهمواری بین‌المللی (IRI)

عدم قطعیت

LTPP

خلاصه: مدل‌های اضمحلال از اجزای مهم هر سیستم مدیریت روسازی (PMS) می‌باشند که امکان پیش‌بینی وضعیت روسازی را در زمان بهره‌برداری آن فراهم می‌کنند. اضمحلال روسازی فرآیندی بسیار پیچیده بوده و دارای عدم قطعیت زیادی است. مدل‌های احتمالاتی پیش‌بینی اضمحلال در مقایسه با مدل‌های قطعی امکان در نظر گرفتن این عدم قطعیت را دارا هستند. یکی از مهم‌ترین مدل‌های احتمالاتی پیش‌بینی اضمحلال، مدل منحنی روند است که مبتنی بر شاخص ناهمواری به عنوان یکی از مهم‌ترین شاخص‌های عملکردی روسازی می‌باشد. در این پژوهش از داده‌های ناهمواری روسازی قطعات ۱-GPS و ۲-GPS از پایگاه داده LTPP، که در واقع روسازی‌های آسفالتی در حال بهره‌برداری به ترتیب با اساس دانه‌ای و اساس تثبیت‌شده هستند، جهت تحلیل عدم قطعیت فرآیند اضمحلال روسازی استفاده شده است. برای این منظور از دو آزمون برازندگی مجذور کای (χ^2) و کولموگروف-اسمیرنوف (K-S) جهت تعیین توزیع احتمال وضعیت آینده روسازی نسبت به وضعیت فعلی آن در سال‌های مختلف استفاده شده و توزیع لاگ‌نرمال بیشترین مقدار همبستگی با توزیع واقعی داده‌ها را در بلندمدت ارائه کرده است. با داشتن این توزیع، مدل پیش‌بینی احتمالاتی اضمحلال روسازی مبتنی بر شاخص ناهمواری با استفاده از مدل منحنی روند توسعه یافته است. با بهره‌گیری از مدل توسعه داده شده، سیستم مدیریت روسازی می‌تواند وضعیت آینده روسازی را با ملاحظه عدم قطعیت فرآیند اضمحلال پیش‌بینی نماید و با تخصیص بودجه بهینه، وضعیت شبکه روسازی را در سطح ریسک معینی نگهداری کند و از تحمیل هزینه‌های گزاف ناشی از در نظر نگرفتن ریسک‌های احتمالی متاثر از عدم قطعیت وضعیت اضمحلال روسازی جلوگیری نماید.

۱- مقدمه

این امر منجر به افزایش هزینه‌های بهره‌برداری، افزایش حوادث رانندگی و کاهش اعتماد به خدمات حمل و نقل می‌شود. هنگامی که فعالیت‌های تعمیر و نگهداری به موقع انجام نشود، نیاز به بهسازی و حتی بازسازی گسترده‌ای خواهد بود که اغلب هزینه‌ای بیشتر از تعمیر و نگهداری ساده و کم هزینه‌ای که می‌توانست زودتر انجام شود، در بر خواهد داشت. مراقبت از شبکه موجود و نگهداری آن در شرایط مطلوب امر مهمی بوده و در تخصیص بودجه دارای اولویت می‌باشد. هدف اصلی و عمده هر سیستم مدیریت روسازی^۲ (PMS)، ارائه راه و روشی برای سازماندهی و انجام فعالیت‌های

راه‌ها به عنوان مهم‌ترین زیرساخت شبکه حمل و نقل جاده‌ای هر کشور، نقش قابل ملاحظه‌ای در جابجایی کالا و مسافر دارند. در این میان روسازی راه‌ها اساسی‌ترین جزء این سیستم بوده و سالانه بخش قابل توجهی از بودجه ملی هر کشور صرف توسعه، نگهداری و تعمیر روسازی شبکه راه‌ها می‌شود. بدون شک، بدون تعمیر و نگهداری کافی و به موقع شبکه روسازی، بزرگراه‌ها و معابر درون و برون شهری به شدت دچار اضمحلال^۱ و تخریب خواهد شد که

1 Deterioration

* نویسنده عهده‌دار مکاتبات: n.solatifar@urmia.ac.ir

2 Pavement Management System

حقوق مؤلفین به نویسندگان و حقوق ناشر به انتشارات دانشگاه امیرکبیر داده شده است. این مقاله تحت لایسنس آفرینندگی مردمی (Creative Commons License) در دسترس شما قرار گرفته است. برای جزئیات این لایسنس، از آدرس <https://www.creativecommons.org/licenses/by-nc/4.0/legalcode> دیدن فرمائید.



شبکه روسازی را می‌توان در سطح ریسک مشخصی مدیریت نمود و از تحمیل هزینه‌های گزاف ناشی از خرابی‌های پیش‌بینی نشده جلوگیری کرد. در واقع مطالعات قبلی نیز نشان می‌دهد رویکرد مدیریت مبتنی بر ریسک موثرتر از رویکرد مدیریت مبتنی بر عملکرد در برنامه‌ریزی فعالیت‌های تعمیر و نگهداری روسازی راه‌ها می‌باشد [۵ و ۶].

با توجه به اهمیت پیش‌بینی دقیق رفتار و اضمحلال روسازی در سال‌های بهره‌برداری در یک سیستم مدیریت روسازی، نیاز به تحلیل عدم قطعیت عملکرد روسازی و مدیریت ریسک ناشی از آن به شدت احساس می‌شود. از این رو هدف اصلی این پژوهش تحلیل عدم قطعیت فرآیند اضمحلال روسازی‌های آسفالتی با تعیین توزیع احتمال در مدل‌سازی این فرآیند می‌باشد که در نتیجه آن امکان مدیریت شبکه تحت ریسک مشخص فراهم می‌شود. مدل سازی فرآیند اضمحلال نیاز به اندازه‌گیری شاخص‌های وضعیت روسازی دارد که در این پژوهش از ناهمواری^۱ به عنوان یکی از مهم‌ترین شاخص‌های عملکردی روسازی بهره گرفته شده‌است. همبستگی بالا بین این شاخص و راحتی کاربران راه از یک سو و نیز تاثیر روند تغییرات آن بر وضعیت عملکردی روسازی از سوی دیگر، از دلایل انتخاب این شاخص جهت تحلیل عدم قطعیت اضمحلال روسازی در پژوهش حاضر بوده است.

۲- پیشینه پژوهش

۲-۱- پیش‌بینی اضمحلال روسازی

در یک سیستم مدیریت روسازی جامع، وجود مدل‌های پیش‌بینی اضمحلال روسازی ضروری است. در واقع این مدل‌ها مانند موتور محرکه برای سیستم مدیریت روسازی هستند. مدل‌های پیش‌بینی وضعیت روسازی هم در سطح شبکه و هم در سطح پروژه برای تحلیل وضعیت و تعیین نیازهای تعمیر و نگهداری استفاده می‌شوند. در سطح شبکه، استفاده از این مدل‌ها شامل تخمین وضعیت، برنامه‌ریزی بودجه، زمان بندی بازرسی و تعیین برنامه عملیاتی فعالیت‌ها است. در سطح پروژه مدل‌های پیش‌بینی برای انتخاب گزینه‌های مشخص تعمیر جهت مطابقت با وضعیت ترافیکی و آب و هوایی قابل انتظار، به کار می‌روند. مدل‌های پیش‌بینی اضمحلال مهم‌ترین

تعمیر و نگهداری و بازسازی به منظور تامین نیازهای فنی شبکه با استفاده بهینه از سرمایه‌های موجود تحت موثرترین روش است [۱]. روسازی آسفالتی بلافاصله پس از ساخت و آغاز بهره‌برداری تحت تاثیر عوامل مختلف شروع به اضمحلال نموده و قابلیت خدمت‌دهی آن با گذشت زمان کاهش می‌یابد. عوامل اضمحلال روسازی را می‌توان در دو دسته کلی عوامل متأثر از بارگذاری (بارهای ناشی از ترافیک عبوری) و عوامل متأثر از وضعیت محیطی (آب و هوا و وضعیت زهکشی) طبقه‌بندی نمود. علاوه بر این، سایر عوامل مرتبط با طرح و اجرای روسازی از جمله نوع مصالح، طراحی صحیح و روش و کیفیت اجرا نیز تاثیر قابل ملاحظه‌ای در روند اضمحلال و تسریع خرابی‌های روسازی دارد [۲].

از آنجایی که روسازی از مصالح متنوع ساخته می‌شود، پیش‌بینی رفتار و نیز روند اضمحلال آن بسیار پیچیده است. این پیچیدگی مستلزم استفاده از تحلیل‌های عددی مانند روش اجزای محدود که خود نیازمند محاسبات قوی و پیچیده است، می‌باشد. پیشرفت فناوری در سال‌های اخیر باعث بهبود سرعت محاسبات شده که امکان پیش‌بینی زمان وقوع خرابی و نیز نرخ اضمحلال روسازی را فراهم می‌آورد [۳].

پیش‌بینی عملکرد روسازی نقش مهمی در کارآمدی سیستم مدیریت روسازی دارد. با شناخت روند و چگونگی کاهش خدمت روسازی می‌توان تمهیدات و منابع لازم را برای جلوگیری از تسریع فرآیند تخریب و اضمحلال، پیش‌بینی نمود. از اجزای مهم و کلیدی هر سیستم مدیریت روسازی، مدل‌های پیش‌بینی اضمحلال هستند. در واقع این مدل‌ها توصیفی ریاضی برای پیش‌بینی خرابی آینده روسازی بر اساس وضع موجود، عوامل ایجاد خرابی و تاثیر فعالیت‌های مختلف تعمیر و نگهداری در حفظ سطح عملکرد و وضع سازه‌ای آن می‌باشند. علاوه بر آن امکان مقایسه و تعیین بازدهی سیاست‌های مختلف تعمیر و نگهداری از دیگر موارد کاربرد مدل‌های اضمحلال می‌باشد [۴].

از سوی دیگر روند فرسایش و اضمحلال روسازی فرآیندی با عدم قطعیت بالایی است؛ چرا که برای مثال تنها دو عامل بار ترافیکی و شرایط محیطی خود تحت تاثیر عوامل غیرمشخص و غیرقابل پیش‌بینی هستند. با در نظر گرفتن اثر عدم قطعیت روی فرآیند اضمحلال و به تبع آن روی برنامه‌ریزی فعالیت‌های تعمیر و نگهداری، وضعیت

صورت زیر تشریح کرده‌اند:

* عدم در نظر گرفتن عدم قطعیت رفتار روسازی تحت بارهای ترافیکی و وضعیت محیطی متغیر؛
* نیاز به مجموعه داده‌های دقیق و کافی در توسعه این مدل‌ها؛ و
* نیاز به در نظر گرفتن همه متغیرهای موثر در اضمحلال روسازی در توسعه مدل.

برای پوشاندن این معایب، یک راه جایگزین استفاده از مدل‌های احتمالاتی است. این مدل‌ها وضعیت روسازی را به صورت یک متغیر تصادفی فرض کرده که امکان در نظر گرفتن عدم قطعیت مرتبط با اضمحلال روسازی را فراهم می‌آورد. مدل‌های احتمالاتی می‌توانند بدون هیچ گونه اطلاعات قبلی مورد استفاده قرار گیرند. در مجموع باید توجه داشت که با توجه به هدف و کاربرد، نوع مدل مورد استفاده انتخاب شود [۱۱].

روش‌های متعددی برای توسعه مدل‌های اضمحلال روسازی وجود دارد. مهم‌ترین روش‌های ارائه شده شامل مدل‌های تجربی^۹ (برازش^{۱۰})، مکانیستیک - تجربی^{۱۱}، منحنی بازمانده^{۱۲}، مارکوف^{۱۳}، شبه مارکوف^{۱۴}، بی‌زین^{۱۵}، منحنی روند^{۱۶} و شبکه‌های عصبی مصنوعی^{۱۷} می‌شود [۴، ۷، ۸، ۱۲ و ۱۳].

۲-۳- مدل‌های مبتنی بر شاخص ناهمواری

ناهمواری یکی از شاخص‌های مهم راحتی و ایمنی در مدیریت راه است. یک روسازی با ناهمواری زیاد باعث ناراحتی کاربران، لرزش و خرابی وسایل نقلیه، بروز حوادث رانندگی و افزایش هزینه کاربران راه می‌شود [۱۴]. ناهمواری به علت هزینه کم برداشت، همبستگی بالا با راحتی و هزینه کاربران راه و نیز بهترین ابزار اندازه‌گیری رفتار عملکردی بلندمدت روسازی به عنوان یکی از مهم‌ترین شاخص‌های مدل‌سازی اضمحلال روسازی مطرح شده است [۱۵]. از دیگر مزایای استفاده از این شاخص می‌توان به برداشت مستقیم و مکانیزه آن از

ورودی تحلیل هزینه چرخه عمر^۱ (LCCA) برای مقایسه اقتصادی گزینه‌های مختلف تعمیر و نگهداری در سطح پروژه هستند [۷].

هدف هر مدل پیش‌بینی اضمحلال روسازی، ایجاد رابطه‌ای منطقی بین وضعیت روسازی و هر یک از عوامل موثر بر آن در طی زمان بهره‌برداری و عمر روسازی است. برای مدل‌سازی اضمحلال روسازی باید مشخصات روسازی ارزیابی گردد. این مشخصات شامل ناهمواری، مقاومت لغزشی، ظرفیت سازه‌ای و خرابی‌های ظاهری می‌شود. جهت ارزیابی این مشخصات شاخص‌های مختلفی توسعه یافته است که برای مثال می‌توان شاخص ناهمواری بین‌المللی^۲ (IRI) برای اندازه‌گیری ناهمواری، عدد لغزشی^۳ (SN) برای اندازه‌گیری مقاومت لغزشی، شاخص وضعیت روسازی^۴ (PCI) و شاخص کیفیت روسازی^۵ (PQI) را نام برد [۸].

۲-۲- انواع مدل‌های اضمحلال روسازی

مدل‌های اضمحلال بر اساس چگونگی پیش‌بینی وضعیت آینده روسازی به دو گروه کلی قطعی^۶ و احتمالاتی^۷ تقسیم می‌شوند. در مدل‌های قطعی وضعیت آینده روسازی به صورت مقدار دقیق خدمت دهی یا شاخص وضعیت روسازی توسط اطلاعات گذشته آن مشخص می‌شود. در مدل‌های احتمالاتی، عملکرد روسازی توسط ارائه احتمال قرارگیری روسازی در وضعیت آینده پیش‌بینی می‌شود [۹].

در مدل‌های قطعی اضمحلال فرض می‌شود روسازی دارای الگوی از پیش تعریف شده‌ای است که می‌تواند طی رابطه‌ای بین وضعیت عملکردی روسازی و یک یا چند متغیر موثر بر آن مدل‌شود. این مدل‌ها نسبتاً ساده بوده و از آنها به صورت گسترده در سیستم‌های مدیریت روسازی استفاده می‌شود. انتخاب تعداد متغیرهای مدل‌های قطعی محدود نبوده و می‌تواند شامل تعداد زیادی متغیر باشد. در واقع در این گونه مدل‌ها نوعی ساده‌سازی صورت گرفته، چرا که عدم قطعیت موجود در فرآیند اضمحلال روسازی در نظر گرفته نمی‌شود. سیلوا^۸ و همکاران [۱۰] مهم‌ترین معایب مدل‌های قطعی را به

9 Empirical
10 Regression
11 Mechanistic-Empirical
12 Survivor Curve
13 Markov
14 Semi-Markov
15 Bayesian
16 Trend Curve
17 Artificial Neural Network

1 Life Cycle Cost Analysis
2 International Roughness Index
3 Skid Number
4 Pavement Condition Index
5 Pavement Quality Index
6 Deterministic
7 Probabilistic/Stochastic
8 Silva

پروفیل طولی راه بدون دخالت عوامل انسانی اشاره نمود.

ناهمواری مفهومی کیفی بوده و برای بررسی دقیق آن نیاز است که به وسیله شاخص های کمی تعریف گردد. شاخص ناهمواری بین المللی (IRI) به عنوان شاخص کلی و جامع از وضعیت ناهمواری روسازی در سال ۱۹۸۲ توسط بانک جهانی ارائه شد. IRI یک مدل ریاضی است که سیستم ربع اتومبیل^۱ را مدل می کند. پاسخ حاصل از اعمال این مدل به پروفیل ناهمواری طولی راه تصفیه شده و در نهایت IRI از تقسیم جابجایی های تجمعی قائم بر مسافت پیموده شده وسیله نقلیه حاصل می شود. نحوه تعیین این شاخص در استاندارد ASTM-E ۱۹۲۶ ارائه شده است [۷].

با توجه به اهمیت ناهمواری روسازی، بیشتر مدل های پیش بینی عملکرد و اضمحلال روسازی بر اساس این شاخص توسعه یافته اند. از مهم ترین مدل های توسعه یافته می توان به مدل های HDM^۲ بانک جهانی [۱۶]، مدل سانوکاوا^۳ و شوfer^۴ [۱۳]، مدل اُزی^۵ و لائوب^۶ [۱۷]، مدل های MEPDG^۷ [۱۸]، مدل پروزی^۸ و مدنت^۹ [۱۹]، مدل بکهیت^{۱۰} و همکاران [۴]، مدل کارگاه استادی^{۱۱} و همکاران [۲۰]، مدل خَطاک^{۱۲} و همکاران [۲۱] و مدل محمد جعفر^{۱۳} و همکاران [۲۲] اشاره کرد.

۲-۴- عدم قطعیت در فرآیند اضمحلال روسازی

اطلاعات وضعیت روسازی را می توان در دو گروه طبقه بندی کرد: اطلاعات از وضعیت کنونی، که با برداشت و بازرسی از روسازی به دست می آید (اطلاعات اندازه گیری)؛ و اطلاعات از وضعیت آینده که توسط مدل های پیش بینی وضعیت و اضمحلال روسازی تهیه می شوند (اطلاعات پیش بینی وضعیت). عدم قطعیت در برنامه ریزی تعمیر و نگهداری، هم شامل عدم قطعیت اطلاعات اندازه گیری و هم

شامل عدم قطعیت اطلاعات پیش بینی وضعیت است [۲۳].

مدل های زنجیره احتمال مارکوف، مدل بیزین و مدل منحنی روند از جمله مدل های احتمالاتی در نظر گیرنده عدم قطعیت اطلاعات پیش بینی وضعیت هستند. عدم قطعیت پیش بینی در این مدل ها، به صورت توزیع احتمال های وضعیت روسازی بر اساس مدل پیش-بینی مورد استفاده در آینده است. از سوی دیگر عدم قطعیت اطلاعات اندازه گیری وضعیت کنونی (برداشت داده) نیز موضوع مهمی است که در اغلب سیستم های مدیریت روسازی در نظر گرفته نشده است. مدنت [۲۳] با ارائه مدلی تحت عنوان "فرآیند تصمیم گیری مارکوف پنهان"^{۱۴} (LMDP)، "عدم قطعیت فرآیند اندازه گیری را نیز وارد برنامه ریزی تعمیر و نگهداری روسازی (سیستم های مدیریت زیرساخت ها) نموده است. در واقع LMDP مدل توسعه یافته ای مبتنی بر زنجیره احتمال مارکوف است. در این مدل، از آن جایی که اطلاعات برداشت شده خود قطعی نیستند، برای استفاده از فرآیند تصمیم گیری مارکوف از اطلاعات گذشته اندازه گیری برای تخمین احتمال های انتقالی مارکوف بهره گرفته شده است. از نارسایی های این مدل، عدم امکان در نظر گرفتن محدودیت های سطح شبکه مدیریت روسازی از جمله محدودیت بودجه است. در ادامه اسمیلوویتز^{۱۵} و مدنت [۲۴] با استفاده از روش برنامه ریزی خطی^{۱۶}، به ارائه مدل توسعه داده شده LMDP با ملاحظه محدودیت های شبکه در دو حالت افق برنامه ریزی محدود و نامحدود پرداخته اند.

همچنین از آن جایی که تعیین مقدار شاخص ناهمواری بین المللی تحت تاثیر تغییرات اندازه گیری آن است، جیا^{۱۷} و همکاران [۲۵] تاثیر تغییرات در اندازه گیری این شاخص را روی عدم قطعیت ارزیابی روسازی در سطح شبکه بررسی کرده اند. در این پژوهش با استفاده از داده های خام LTPP روابط احتمالاتی برای بررسی تاثیر تغییرات IRI روی عملکرد روسازی در سطح شبکه توسعه یافته و سه عامل مرتبط با عدم قطعیت ارزیابی روسازی شامل حد قابل قبول عملکرد روسازی، تغییرات اندازه گیری IRI و نیز نحوه توزیع IRI در سطح یک شبکه روسازی مورد بررسی قرار گرفته است. نتایج نشان می دهد عدم قطعیت پیش بینی در قطعات روسازی با وضعیت

- 1 Quarter Car System (QCS)
- 2 Highway Development and Management
- 3 Tsunokawa
- 4 Schofer
- 5 Ozbay
- 6 Laub
- 7 Mechanistic-Empirical Pavement Design Guide
- 8 Prozzi
- 9 Madanat
- 10 Bekheet
- 11 Kargah-Ostadi
- 12 Khattak
- 13 Mohamed Jaafar

- 14 Latent Markov Decision Process
- 15 Smilowitz
- 16 Linear Programming
- 17 Jia

ارزیابی نموده و نقطه شروعی برای تولید روش های جدید طراحی و نیز مدل های پیش بینی وضعیت روسازی هستند که در واقع هسته سیستم های مدیریت روسازی و توسعه روش های طراحی مکانستیک روسازی را شامل می شوند [۲۸]. این پایگاه داده شامل دو دسته کلی مطالعات روسازی، مطالعات عام روسازی^۲ (GPS) و مطالعات خاص روسازی^۳ (SPS) می شود [۲۷].

برنامه‌ی مطالعات عام روسازی (GPS) مجموعه ای از مطالعاتی است که روی تعداد زیادی قطعات روسازی در حال خدمت در اکثر راه‌های در حال بهره‌برداری آمریکای شمالی برای توسعه یک بانک اطلاعاتی جامع تحلیل عملکرد روسازی انجام شده است. قطعات تحت مطالعه GPS حتی در روسازی هایی که ۱۵ سال قبل از شروع برنامه LTPP نیز ساخته شده اند، وجود دارد. اگر چه جزئیات اندازه گیری ها در سال های اولیه عمر این روسازی ها در دسترس نیست، اما این مطالعات پتانسیل توسعه نتایج آزمایش های جدید این قطعات را به نتایج قبلی دارند. مطالعات خاص روسازی (SPS)، شامل قطعات آزمایشی هستند که با هدف پژوهشی خاصی ساخته شده اند. پس از آن که قطعات مطالعاتی SPS مورد تعمیر قرار می گیرند، در زمره مطالعات GPS طبقه بندی می شوند. در جدول ۱ فهرست مطالعات GPS آمده است [۲۷].

۳- استخراج داده‌ها از پایگاه داده LTPP

با توجه به این که گستره این پژوهش محدود به نوع خاصی از روسازی آسفالتی نبوده و حالت کلی دارد، برای انتخاب نوع قطعات روسازی، از قطعات ۱- GPS (روسازی های آسفالتی با اساس دانه ای) و ۲- GPS (روسازی های آسفالتی با اساس تثبیت شده) به طور جداگانه استفاده شده است. در واقع می توان این دو نوع قطعه روسازی را نماینده اغلب روسازی های شبکه راه ها فرض کرد که نتایج حاصل از به کارگیری آنها قابلیت تعمیم به سایر روسازی های مشابه را دارد. به علت عمومی بودن مطالعه، از تفکیک داده های آب و هوایی مختلف صرف نظر گردیده و تمامی قطعات مربوط به روسازی های ۱- GPS و ۲- GPS به طور مجزا مورد تحلیل قرار گرفته است.

“خوب”، پایین بوده در حالی که این عدم قطعیت برای روسازی های با وضعیت “مناسب”، بسیار بالا می باشد. همچنین تغییرات اندازه گیری IRI بیشترین تاثیر را روی عدم قطعیت روسازی راه های ایالتی در مقایسه با سایر راه ها داشته است.

در پژوهشی دیگر تحلیل هزینه دوره عمر برای دو گزینه طراحی روسازی انجام شده است [۲۶]. در این پژوهش کیفیت داده ها و عدم قطعیت اندازه گیری در مقایسه دو گزینه طرح مورد توجه بوده و عدم قطعیت ناشی از پیش بینی وضعیت ناهمواری روسازی را در کل دوره عمر آن در نظر گرفته است. تحلیل عدم قطعیت با استفاده از روش شبیه سازی مونت کارلو انجام شده و شاخصی برای مقایسه گزینه ها توسعه یافته است.

۲-۵- برنامه عملکرد بلندمدت روسازی (LTPP)

با توجه به نیاز به یک پایگاه داده جامع و عدم وجود اطلاعات کافی مربوط به مشخصات روسازی راه های ایران (داده های ناهمواری طی سال های مختلف)، از پایگاه داده برنامه عملکرد بلندمدت روسازی (LTPP)^۱ مربوط به داده های عملکردی چندین ساله روسازی راه های آمریکای شمالی، جهت استخراج داده های مورد نیاز این پژوهش بهره گرفته شده است. این پایگاه داده بزرگ ترین منبع اطلاعات روسازی در جهان بوده که با هدف جمع آوری داده برای بررسی رفتار و عملکرد بلندمدت روسازی توسعه یافته است [۲۷].

مطالعات LTPP مجموعه ای از فعالیت های عملیاتی شامل جمع آوری و تحلیل داده ها از حدود ۲۵۰۰ قطعه از روسازی های در حال بهره برداری در ایالات متحده آمریکا و کانادا است. اصلی ترین هدف این جمع آوری و تحلیل داده ها، دانش و فهم عمیق چرایی و چگونگی فرسایش و اضمحلال روسازی تحت بارهای ترافیکی و شرایط محیطی است. جمع آوری و تحلیل داده ها از سال ۱۹۸۷ شروع شده و همچنان ادامه دارد [۲۷].

به طور کلی اطلاعاتی مانند بار ترافیک عبوری، شرایط محیطی، مصالح مورد استفاده و نوع روسازی و همچنین سیاست های مختلف تعمیر و نگهداری اعمال شده در کنار شرایط عملکردی روسازی در بازه های زمانی مختلف، پایگاه داده برنامه LTPP را تشکیل می دهند. داده های به دست آمده از LTPP روش های طراحی موجود را

2 General Pavement Studies

3 Specific Pavement Studies

1 Long-Term Pavement Performance

جدول ۱. فهرست مطالعات عام روسازی، GPS در برنامه LTPP [۲۷]

Table 1. List of General Pavement Studies (GPS) in the LTPP program [27]

عنوان آزمایش	شرح
GPS-1	روسازی آسفالتی با اساس دانه‌ای
GPS-2	روسازی آسفالتی با اساس تثبیت شده
GPS-3	روسازی بتنی غیرمسلح درزدار (JPCP)
GPS-4	روسازی بتنی مسلح درزدار (JRCP)
GPS-5	روسازی بتنی مسلح پیوسته (CRCP)
GPS-6A	روکش آسفالتی موجود روی روسازی آسفالتی
GPS-6B	روکش آسفالتی روی روسازی آسفالتی با استفاده از قیر خالص
GPS-6C	روکش آسفالتی روی روسازی آسفالتی با استفاده از قیر اصلاح شده
GPS-6D	روکش آسفالتی روی روسازی آسفالتی دارای روکش قبلی با استفاده از قیر خالص
GPS-6S	روکش آسفالتی روی روسازی آسفالتی با استفاده از قیر خالص یا اصلاح شده
GPS-7A	روکش آسفالتی موجود روی روسازی بتنی
GPS-7B	روکش آسفالتی روی روسازی بتنی با استفاده از قیر خالص
GPS-7C	روکش آسفالتی روی روسازی بتنی با استفاده از قیر اصلاح شده
GPS-7D	روکش آسفالتی روی روسازی بتنی دارای روکش قبلی با استفاده از قیر خالص
GPS-7F	روکش آسفالتی روی روسازی بتنی شکسته با استفاده از قیر خالص یا اصلاح شده
GPS-7R	تعمیر روسازی بتنی بدون روکش
GPS-7S	روکش دوم آسفالتی دارای ژئوتکستایل روی روسازی بتنی با روکش قبلی آسفالتی تراشیده شده
GPS-9	روکش بتنی ناپیوسته روی روسازی بتنی

برداشت های IRI در تاریخ های مختلف در طول ۱۸ سال می‌باشد. در ادامه با فرض تاریخ اولین برداشت به عنوان مبدا زمانی (زمان صفر)، عمر روسازی در برداشت های بعدی از تاریخ برداشت اولیه تعیین شده و در نهایت با محاسبه نسبت IRI های بعدی به IRI اولیه ($\eta = IRI/IRI_0$)، اطلاعات نهایی به صورت پارامتر η برای سال‌های مختلف عمر قطعات تهیه شده‌است. همچنین با توجه به این که تعداد داده های برداشت ناهمواری برای قطعات با عمر بالا کم می باشد، بنابراین از تحلیل داده های سال‌های با تعداد کمتر از ۳۰ داده صرف نظر شده‌است؛ در نهایت در تحلیل نهایی از داده های ۱۲ ساله قطعات ۱-GPS و از داده های نه ساله قطعات ۲-GPS استفاده شده‌است.

با توجه به فرآیند فوق، در مجموع از داده های ۲۲۸ قطعه ۱-GPS با ۱۲۶۸۸ داده ناهمواری مربوط به ۴۸ ایالت و ۱۴۵ قطعه ۲-GPS با ۷۱۰۱ داده ناهمواری مربوط به ۳۷ ایالت و در مجموع از تعداد ۳۷۳ قطعه با ۱۹۷۸۹ داده ناهمواری در پژوهش حاضر بهره گرفته شده‌است (کل قطعات ۱-GPS و ۲-GPS مربوط به نسخه ۲۳ پایگاه داده LTPP [۲۹]). در جدول ۲ تعداد قطعات مورد استفاده

داده های مورد استفاده، کد ایالت^۱ و کد شارپ^۲ برای شناسایی هر قطعه، تاریخ برداشت^۳، شماره ساخت^۴ یا روکش روسازی و مقدار IRI میانگین^۵ (میانگین IRI چرخ راست و چپ وسیله نقلیه برداشت) برای هر بار تکرار برداشت داده^۶ را شامل می شود. بعد از تهیه داده‌های خام اولیه، ابتدا با میانگین گیری از داده های مربوط به تکرارهای مختلف در یک برداشت ناهمواری، IRI نهایی مربوط به آن برداشت به دست آمده است. با توجه به این که هدف محاسبه نرخ اضمحلال روسازی صرفاً تحت تاثیر بارگذاری و شرایط محیطی بوده است، از این رو داده های بین دو فعالیت تعمیر و نگهداری اساسی (روکش) به عنوان داده های ورودی محاسبات در نظر گرفته شده‌است. بنابراین قطعه با شماره ساخت متفاوت، به صورت قطعه جدید مورد تحلیل قرار گرفته است. یعنی در این حالت یک قطعه با کد ایالت، کد شارپ و شماره ساخت شناخته می شود که دارای

- 1 State_Code
- 2 SHRP_ID
- 3 Profile_Date
- 4 Construction_Number
- 5 Average_IRI
- 6 Run_Number

جدول ۲. تعداد قطعات GPS-1 و GPS-2 دارای داده ناهمواری به تفکیک ایالت

Table 2. The number of GPS-1 and GPS-2 test sections with roughness data in each state

تعداد قطعات اولیه		کد ایالت	تعداد قطعات اولیه		کد ایالت	تعداد قطعات اولیه		کد ایالت	تعداد قطعات اولیه		کد ایالت
GPS-2	GPS-1		GPS-2	GPS-1		GPS-2	GPS-1		GPS-2	GPS-1	
-	۱۵	۵۳	۵	۱۲	۳۴	-	۳	۱۹	۸	۷	۱
۳	-	۵۴	۳	۵	۳۵	-	۸	۲۰	-	۱۳	۲
۲۳	۶	۵۶	۷	۲	۳۶	-	۵	۲۱	۷	۴۳	۴
۴	-	۷۲	۱۲	۲۷	۳۷	۲	-	۲۲	۷	-	۵
۴	۱۱	۸۱	۲	-	۳۸	-	۱۰	۲۳	۳۵	۱۴	۶
۲	۳	۸۲	۲۰	-	۴۰	۸	-	۲۴	۶	۱۰	۸
۹	۱۳	۸۳	۲	-	۴۱	-	۱۰	۲۵	-	۴	۹
۲	۲	۸۴	-	۱۰	۴۲	-	۹	۲۶	۳	-	۱۰
-	۴	۸۵	-	۶	۴۵	-	۲۵	۲۷	-	۱	۱۱
۲	۸	۸۷	۳	۷	۴۶	۲۸	-	۲۸	۶	۳۰	۱۲
۹	-	۸۸	۲۹	۲	۴۷	۴	۸	۲۹	۱۴	۸	۱۳
۳	-	۸۹	۳۵	۹۹	۴۸	۶	۹	۳۰	-	۴	۱۵
-	۱	۸۸	-	۵	۴۹	-	۹	۳۱	-	۱۶	۱۶
-	۷	۸۹	۶	۶	۵۰	۷	۵	۳۲	-	۲	۱۷
-	۱۳	۹۰	۱۴	۷	۵۱	-	۳	۳۳	۴	۵	۱۸

از چهار تابع تشکیل می شود: تابع اضمحلال روسازی^۱، تابع بهبود^۲ وضعیت روسازی، تابع هزینه کاربر^۳ و تابع هزینه سازمان^۴ مجری سیستم مدیریت روسازی. در این مدل اضمحلال روسازی بر حسب ناهمواری به صورت روندی پیوسته بین دو فعالیت اساسی (روکش) در نظر گرفته می شود. تابع اضمحلال روسازی، نسبت ناهمواری به ناهمواری اولیه را به صورت نمایی در طی زمان تعریف می کند (رابطه ۱).

$$s = s^0 \exp(\xi \tau) \quad (1)$$

که در آن ξ پارامتر اضمحلال، s^0 ناهمواری روسازی در ابتدای دوره (زمان صفر)، s ناهمواری در انتهای دوره و τ طول مدت زمان پیش‌بینی ($\tau = t - t_0$) بر حسب سال است. تابع بهبود در واقع میزان بهبود وضعیت روسازی پس از اعمال فعالیت تعمیر یا همان اجرای روکش است که به صورت کاهش ناهمواری بر حسب میزان ضخامت روکش بیان می شود (رابطه ۲).

$$G(w, s^1) = g_1 \sqrt{w} + g_2 s^1 + g_3 \quad (2)$$

- 1 Deterioration Function
- 2 Improvement Function
- 3 User Cost Rate Function
- 4 Agency Cost Function

از ایالت‌های مربوط، به تفکیک ارائه شده است. کدهای ایالت تخصیص داده شده و نیز مکان جغرافیایی هر قطعه در پایگاه داده مذکور قابل دسترسی است [۲۹]. بعد از اعمال اصلاحات لازم، در نهایت ۵۳۲ قطعه جدید با ۲۵۷۱ داده ناهمواری برای قطعات GPS-1 و ۳۴۴ قطعه جدید با ۱۴۱۴ داده ناهمواری برای قطعات GPS-2 به عنوان داده‌های ورودی این پژوهش مورد بهره برداری قرار گرفته است.

۴- مدل سازی اضمحلال روسازی

با بررسی مدل‌های توسعه یافته پیش‌بینی اضمحلال روسازی بر اساس شاخص ناهمواری، مدل منحنی روند با توجه به این که در عین سادگی می‌تواند عدم قطعیت فرآیند اضمحلال را در نظر بگیرد، برای مدل سازی ناهمواری در این پژوهش مورد استفاده قرار گرفته است. این مدل از روش‌های مدل سازی احتمالاتی اضمحلال روسازی به حساب می‌آید. منحنی روند توسط سانوکاوا و شوهر [۱۳] برای پیش‌بینی ناهمواری روسازی توسعه یافته است. برخلاف مدل مارکوف که وضعیت روسازی را به صورت گسسته و به حالت‌های مختلف تقسیم می‌کند، منحنی روند وضعیت پیوسته و به صورت توزیع احتمال برای روسازی در نظر می‌گیرد.

مدل منحنی روند همراه با برنامه ریزی تعمیر و نگهداری روسازی

احتمالی به صورت رابطه‌ی ۵ خواهد داشت.

$$P_{\eta}(y) = \frac{1}{y\tau\sigma\sqrt{2\pi}} \exp\left(-\frac{(\ln(y)-\tau\mu)^2}{2(\tau\sigma)^2}\right) \quad (5)$$

که در آن μ میانگین و σ انحراف معیار متغیر تصادفی ξ است.

۵- استخراج توزیع احتمال پارامتر اضمحلال

برای تعیین توزیع احتمال پارامتر اضمحلال روی داده‌های ناهمواری LTPP از دو آزمون برازندگی مجذور کای^۴ (χ^2) و کولموگروف - اسمیرنوف^۵ (K-S) که برای بررسی همبستگی توزیع واقعی با توزیع مفروض کاربرد دارند، استفاده شده‌است. هر کدام از این آزمون‌ها در صورت معتبر بودن برای اثبات همبستگی توزیع واقعی با توزیع مفروض کافی است. با این حال در این پژوهش با توجه به وجود اختلاف نتایج آزمون‌ها در برخی سال‌های اولیه پیش‌بینی وضعیت، از نتایج هر دو آزمون برای تحلیل عدم قطعیت فرآیند اضمحلال روسازی بهره گرفته شده‌است.

۵-۱- آزمون مجذور کای

آزمون مجذور کای روشی برای ارزیابی کمی اختلاف توزیع واقعی داده‌ها و توزیع ریاضی مفروض و نیز بین دو توزیع واقعی است. در

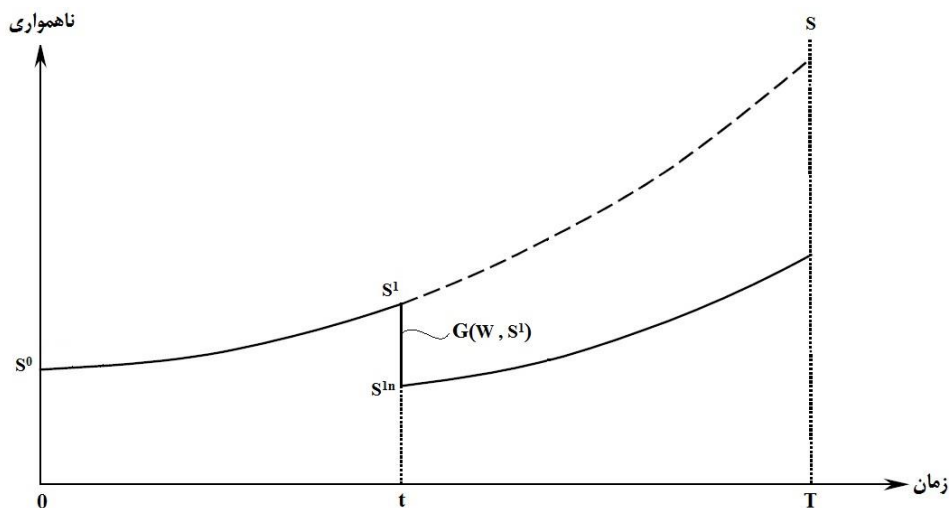
که در آن $G(w, s^1)$ میزان بهبود ناهمواری روسازی (کاهش ناهمواری به s^{1n}) در اثر اجرای w میلی‌متر روکش در روسازی با ناهمواری اولیه s^1 بر حسب QI ($QI = IRI \times 1.3$)، g_1 ، g_2 و g_3 مقادیر ثابت مدل هستند. تابع هزینه کاربر و تابع هزینه سازمان مجری نیز به صورت روابط ۳ و ۴ محاسبه می‌شود.

$$C(s^1) = c_1 s^1 + c_2 \quad (3)$$

$$M(w) = m_1 w + m_2 \quad (4)$$

که $C(s^1)$ هزینه کاربران راه با ناهمواری s^1 بر حسب QI ، و c_1 و c_2 مقادیر ثابت هستند. همچنین $M(w)$ هزینه سازمان مجری سیستم مدیریت روسازی در اثر اجرای w میلی‌متر روکش و m_1 و m_2 ثابت‌های مدل می‌باشند [۱۳]. شکل ۱ منحنی روند اضمحلال روسازی و چگونگی تاثیر اجرای روکش بر ناهمواری روسازی را نشان می‌دهد [۳۰].

این مدل بعدها توسط لی^۱ و مدن^۲ [۳۱]، اوپانگ^۳ و مدن^۲ [۳۲] و سیدشهادایی^۳ و همکاران [۶] جهت مدل‌سازی اضمحلال و تعیین سیاست‌های بهینه تعمیر و نگهداری روسازی مورد استفاده قرار گرفته است. در مدل منحنی روند، پارامتر اضمحلال ξ به صورت متغیر تصادفی با توزیع نرمال در نظر گرفته می‌شود ($\xi \sim N(\mu, \sigma^2)$) در این صورت $\eta = S/S^1$ دارای توزیع لاگ نرمال بوده که تابع چگالی



شکل ۱. نمودار شماتیک منحنی روند اضمحلال روسازی و تاثیر اجرای روکش بر بهبود وضعیت آن

Fig. 1. Schematic diagram of pavement deterioration curve and the effect of overlay executing on improving its condition

4 Chi-square

5 Kolmogorov-Smirnov

1 Li

2 Ouyang

3 Seyedshohadaie

با توزیع ریاضی مفروض، آزمون کولموگروف - اسمیرنوف است. این روش بر خلاف آزمون مجذور کای، محدودیت خاصی در حداقل تعداد نمونه‌های هر بازه از داده‌ها ندارد. کولموگروف - اسمیرنوف همچنین نسبت به مجذور کای، آزمون قوی تری به حساب می‌آید (قوی بودن در واقع به صورت احتمال رد فرضیه در صورت درست بودن فرضیه جایگزین تعریف می‌شود) [۳۵]. به همین دلیل نتایج این آزمون نسبت به نتایج آزمون مجذور کای برتری دارد.

کولموگروف - اسمیرنوف با مقایسه بزرگترین اختلاف منحنی توزیع احتمال داده‌های واقعی و توزیع تجمعی احتمال فرض شده با مقدار قابل انتظار آن، رد یا عدم رد فرضیه آزمون را مشخص می‌کند. اگر این اختلاف در سطح معنی داری مشخصی از مقدار قابل انتظار کوچک تر باشد، فرضیه آزمون را در آن سطح معنی داری نمی‌توان رد

$$D = \max|F(x_i) - S_n(x_i)| \quad (8)$$

کرد. مقدار حداکثر اختلاف توزیع تجمعی واقعی با توزیع مفروض از رابطه‌ی ۸ به دست می‌آید.

که در آن $F(x_i)$ توزیع تجمعی مفروض، $S_n(x_i)$ توزیع تجمعی واقعی داده‌ها و D حداکثر اختلاف این دو توزیع می‌باشد.

با انتخاب سطح اطمینان α و استخراج مقدار قابل انتظار D_α از جدول مربوط، در صورت کوچک بودن حداکثر اختلاف توزیع تجمعی واقعی با توزیع تجمعی مفروض از مقدار قابل انتظار ($D < D_\alpha$) فرضیه

$$D_{\alpha=99.9} = \frac{1.95}{\sqrt{n}} \quad (9)$$

آزمون در آن سطح اطمینان رد نمی‌شود. رابطه‌ی ۹ برای سطح اطمینان ۹۹/۹٪ برای تعداد داده بیشتر از ۵۰ ارائه شده‌است.

که در آن $D(\alpha = 99.9)$ مقدار اختلاف قابل انتظار در سطح اطمینان ۹۹/۹ درصد و n تعداد نمونه است [۳۴ و ۳۵].

۳-۵- نتایج آزمون‌های برازندگی بر روی داده‌های LTTP

تحلیل برازندگی توزیع آماری داده‌های قطعات ۱- GPS و ۲- GPS به تفکیک برای سال‌های مختلف با توزیع مفروض لاگ نرمال بر اساس آزمون‌های مجذور کای و کولموگروف - اسمیرنوف با انتخاب سطح اطمینان ۹۹/۹ درصد انجام گرفته‌است. دلیل انتخاب توزیع لاگ نرمال برای این آزمون‌ها، فرض توزیع نرمال برای پارامتر اضمحلال

این روش با انتخاب سطح معنی داری^۱ و درجه آزادی^۲ مقدار مجذور کای از جدول مربوط به دست می‌آید. برای توزیع ریاضی مفروض

$$\chi^2_{CALC} = \sum_{i=1}^K \frac{(O_i - E_i)^2}{E_i} \quad (6)$$

نیز، یک مقدار مجذور کای (χ^2_{CALC}) از رابطه‌ی ۶ محاسبه می‌شود. که در آن χ^2_{CALC} مقدار مجذور کای محاسبه شده، O_i فراوانی داده‌های مشاهده شده در بازه E_i ، I_i فراوانی داده‌های مورد انتظار از توزیع ریاضی مفروض در بازه I_i و K تعداد بازه‌ها است.

با بررسی این رابطه می‌توان گفت اگر فراوانی‌های مشاهده شده با مقادیر مورد انتظار دقیقاً برابر باشند، مقدار مجذور کای محاسبه شده برابر صفر بوده که این امر نشانگر انطباق کامل دو توزیع خواهد بود. مقدار بسیار بزرگ برای مجذور کای محاسبه شده بیانگر اختلاف زیاد بین توزیع‌ها است. اگر مجذور کای محاسبه شده از مقدار استخراج شده از جدول با توجه به سطح معنی داری و درجه آزادی کوچک‌تر باشد، نشان می‌دهد که آن توزیع جهت شبیه‌سازی توزیع واقعی مناسب است. در حالی که بزرگ‌تر شدن آن از مقدار مجذور کای جدول، عدم تناسب توزیع ریاضی مفروض را با توزیع واقعی بیان می‌کند. منظور از سطح معنی داری، در واقع همان احتمال توزیع مجذور کای بوده که نشانگر احتمال وقوع حالت‌های نقض فرضیه اولیه آزمون است [۳۳ و ۳۴]. به طور کلی با انتخاب سطح معنی داری ۰/۰۵ و کمتر، می‌توان گفت توزیع آماری واقعی داده‌ها با توزیع مفروض دارای تفاوت معنی داری نیست. درجه‌ی آزادی نیز از

$$v = K - 1 - m \quad (7)$$

رابطه‌ی ۷ محاسبه می‌شود.

که در آن v تعداد درجات آزادی، K تعداد بازه‌های تحت آزمون و m تعداد پارامترهای تخمین زده شده در مدل توزیع ریاضی مفروض است. مقدار m برای توزیع لاگ نرمال با توجه به وجود دو پارامتر میانگین و انحراف معیار در مدل ریاضی این توزیع، برابر دو می‌باشد.

۵-۲- آزمون کولموگروف - اسمیرنوف (K-S)

روش دیگر برای ارزیابی کمی همبستگی توزیع واقعی داده‌ها

-
- 1 Significance Level
 - 2 Degree of Freedom

است، بنابراین فرضیه توزیع لاگ نرمال برای اضمحلال روسازی در سطح اطمینان ۹۹/۹ درصد رد نمی‌شود.

۶- تحلیل عدم قطعیت در مدل نهایی اضمحلال

مدل نهایی اضمحلال روسازی بر اساس شاخص ناهمواری به صورت رابطه ۱ همان مدل منحنی روند خواهد بود که آماره‌های میانگین و انحراف معیار پارامتر اضمحلال آن به ترتیب برای قطعات روسازی ۱-GPS و ۲-GPS در جدول ۶ و جدول ۷ ارائه شده‌است. با جایگذاری آماره‌های میانگین و انحراف معیار سال مورد نظر از این دو جدول در پارامتر اضمحلال مدل منحنی روند، پیش‌بینی ناهمواری روسازی در سال مورد نظر نسبت به سال صفر به صورت توزیع احتمال لاگ‌نرمال محاسبه می‌شود. با داشتن این توزیع، سیستم مدیریت روسازی می‌تواند وضعیت آینده روسازی را با ملاحظه عدم قطعیت فرآیند اضمحلال پیش‌بینی نماید. در شکل ۳ و شکل ۴ نسبت ناهمواری روسازی به ناهمواری اولیه به صورت توزیع احتمال لاگ‌نرمال مطابق مدل توسعه یافته بر حسب زمان به ترتیب برای قطعات روسازی ۱-GPS و ۲-GPS ارائه شده‌است.

۷- نتیجه‌گیری

در این پژوهش از مدل منحنی روند به عنوان مدلی که عدم قطعیت فرآیند اضمحلال را به صورت ساده در نظر می‌گیرد، برای مدل‌سازی اضمحلال روسازی‌های آسفالتی قطعات ۱-GPS و ۲-GPS از پایگاه داده برنامه LTPP استفاده شده‌است. مدل‌سازی

در مدل منحنی روند است که با توجه به نمایی بودن تابع مدل، فرض توزیع لاگ‌نرمال باید برای داده‌های نسبت ناهمواری به ناهمواری اولیه بررسی شود. نمونه‌ای از نتایج آزمون‌ها برای قطعات ۱-GPS در سال هفتم در جدول ۳ و جدول ۴ به ترتیب برای آزمون‌های مجذور کای و کولموگروف - اسمیرنوف آمده‌است. همچنین منحنی توزیع تجمعی احتمال برای آزمون کولموگروف - اسمیرنوف داده‌های فوق نیز در شکل ۲ ارائه شده‌است.

نتایج نهایی دو آزمون برازندگی مجذور کای و کولموگروف - اسمیرنوف برای همه سالهای مورد تحلیل برای قطعات روسازی ۱-GPS و ۲-GPS در جدول ۵ آمده‌است. همان طوری که مشاهده می‌شود فرض توزیع لاگ نرمال را در سطح اطمینان ۹۹/۹ درصد برای اضمحلال روسازی قطعات ۱-GPS توسط آزمون مجذور کای تا سال پنجم رد (به استثنای سال سوم) و برای سال‌های بعد نمی‌توان رد کرد. همچنین بر اساس نتایج آزمون کولموگروف - اسمیرنوف نیز، این فرضیه را در سطح اطمینان ۹۹/۹ درصد تا سال پنجم رد و پس از آن نمی‌توان رد کرد. برای اضمحلال روسازی قطعات ۲-GPS آزمون مجذور کای در سطح معنی‌داری فوق فرضیه توزیع لاگ‌نرمال را در سال‌های اول و سوم رد، اما برای بقیه سال‌ها نمی‌تواند رد کند. همچنین نتایج آزمون کولموگروف - اسمیرنوف نیز در آن سطح اطمینان، این فرضیه را تا سال چهارم رد و پس از آن نمی‌تواند رد کند. در مجموع با توجه به این که افق برنامه ریزی در فعالیت‌های تعمیر و نگهداری اساسی روسازی (روکش) معمولاً بالای پنج سال

جدول ۳. نمونه‌ای از تحلیل آزمون مجذور کای برای داده‌های قطعات ۱-GPS در سال هفتم (بررسی توزیع مفروض لاگ‌نرمال)

Table 3. Example of Chi-square test analysis results for GPS-1 test sections data in year 7 (Investigation of the assumed Log-normal distribution)

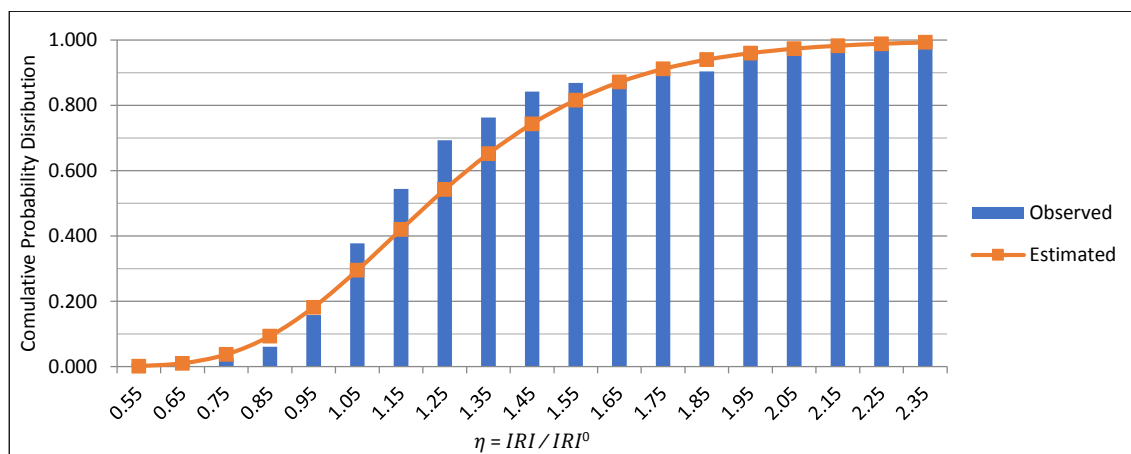
شماره بازه	کران پایین	کران بالا	فرآوانی مشاهده (O _i)	درصد فرآوانی مشاهده (P _i)	چگالی احتمال در کران پایین	چگالی احتمال در کران بالا	درصد فرآوانی تخمینی (P ₀)	فرآوانی تخمینی (E _i)	(O _i - E _i) ² /E _i
۱	۰/۹	۱/۰	۱۱	٪۱۲	۰/۵۳۹	۱/۶۴۱	٪۱۱	۱۰	۰/۱۷
۲	۱/۰	۱/۱	۲۵	٪۲۸	۱/۶۴۱	۲/۵۷۲	٪۲۱	۱۹	۲/۰۸
۳	۱/۱	۱/۲	۱۹	٪۲۱	۲/۵۷۲	۲/۴۴۱	٪۲۵	۲۲	۰/۴۹
۴	۱/۲	۱/۳	۱۷	٪۱۹	۲/۴۴۱	۱/۵۷۵	٪۲۰	۱۸	۰/۰۴
۵	۱/۳	۱/۴	۸	٪۹	۱/۵۷۵	۰/۷۵۳	٪۱۲	۱۰	۰/۵۴
۶	۱/۴	۱/۵	۹	٪۱۰	۰/۷۵۳	۰/۲۸۴	٪۵	۵	۴/۱۷
جمع			۸۹	٪۱۰۰			٪۹۴	۸۴	۷/۵۰
									۷/۵۰
									۱۶/۲۷

نتیجه آزمون: عدم رد فرضیه آزمون (توزیع لاگ‌نرمال)

جدول ۴. نمونه‌ای از تحلیل آزمون کولموگروف – اسمیرنوف برای داده‌های قطعات GPS-1 در سال هفتم (بررسی توزیع مفروض لاگ‌نرمال)

Table 4. Example of Kolmogorov–Smirnov test analysis results for GPS-1 test sections data in year 7 (Assessment of the assumed Log-normal distribution)

D	D	Sn(x)	F(x)	نقطه میانی	فراوانی (O _i)	کران بالا	کران پایین
۰/۰۰۷	۰/۰۰۷	۰/۰۰۹	۰/۰۰۲	۰/۵۵	۱	۰/۶	۰/۵
۰/۰۰۷	۰/۰۰۷	۰/۰۱۸	۰/۰۱۰	۰/۶۵	۱	۰/۷	۰/۶
۰/۰۱۱	-۰/۰۱۱	۰/۰۲۶	۰/۰۳۷	۰/۷۵	۱	۰/۸	۰/۷
۰/۰۳۲	-۰/۰۳۲	۰/۰۶۱	۰/۰۹۳	۰/۸۵	۴	۰/۹	۰/۸
۰/۰۲۴	-۰/۰۲۴	۰/۱۵۸	۰/۱۸۲	۰/۹۵	۱۱	۱/۰	۰/۹
۰/۰۸۲	۰/۰۸۲	۰/۳۷۷	۰/۲۹۵	۱/۰۵	۲۵	۱/۱	۱/۰
۰/۱۲۴	۰/۱۲۴	۰/۵۴۴	۰/۴۲۰	۱/۱۵	۱۹	۱/۲	۱/۱
۰/۱۵۱	۰/۱۵۱	۰/۶۹۳	۰/۵۴۲	۱/۲۵	۱۷	۱/۳	۱/۲
۰/۱۱۲	۰/۱۱۲	۰/۷۶۳	۰/۶۵۲	۱/۳۵	۸	۱/۴	۱/۳
۰/۰۹۹	۰/۰۹۹	۰/۸۴۲	۰/۷۴۳	۱/۴۵	۹	۱/۵	۱/۴
۰/۰۵۲	۰/۰۵۲	۰/۸۶۸	۰/۸۱۶	۱/۵۵	۳	۱/۶	۱/۵
۰/۰۰۶	۰/۰۰۶	۰/۸۷۷	۰/۸۷۱	۱/۶۵	۱	۱/۷	۱/۶
۰/۰۱۷	-۰/۰۱۷	۰/۸۹۵	۰/۹۱۱	۱/۷۵	۲	۱/۸	۱/۷
۰/۰۳۶	-۰/۰۳۶	۰/۹۰۴	۰/۹۴۰	۱/۸۵	۱	۱/۹	۱/۸
۰/۰۰۵	۰/۰۰۵	۰/۹۶۵	۰/۹۶۰	۱/۹۵	۷	۲/۰	۱/۹
۰/۰۰۸	-۰/۰۰۸	۰/۹۶۵	۰/۹۷۳	۲/۰۵	۰	۲/۱	۲/۰
۰/۰۱۸	-۰/۰۱۸	۰/۹۶۵	۰/۹۸۳	۲/۱۵	۰	۲/۲	۲/۱
۰/۰۱۵	-۰/۰۱۵	۰/۹۷۴	۰/۹۸۹	۲/۲۵	۱	۲/۳	۲/۲
۰/۰۰۷	۰/۰۰۷	۱/۰۰۰	۰/۹۹۳	۲/۳۵	۳	۲/۴	۲/۳
۰/۱۵۱	D_{max}						
۰/۱۸۳	$D_{\alpha=99.9}$						
نتیجه آزمون: عدم رد فرضیه آزمون (توزیع لاگ‌نرمال)							



شکل ۲. مقایسه توزیع احتمال داده‌های مشاهده و تخمینی (آزمون K-S) برای داده‌های GPS-1 در سال هفتم (توزیع مفروض لاگ‌نرمال)

Fig. 2. Comparison of probability distribution of observation and estimation data points (K-S Test) for GPS-1 data in year 7 (Assumed Log-normal distribution)

جدول ۵. نتایج آزمون‌های برازندگی مجذور کای و کولموگروف - اسمیرنف برای فرض توزیع لاگ‌نرمال

Table 5. Results of Chi-square and Kolmogorov-Smirnov tests for assuming a log-normal distribution

قطعات				عمر قطعه (سال)
* GPS-2		GPS-1		
K - S	χ^2	K - S	χ^2	
رد	رد	رد	رد	اول
رد	عدم رد	رد	رد	دوم
رد	رد	رد	عدم رد	سوم
رد	عدم رد	رد	رد	چهارم
عدم رد	عدم رد	رد	رد	پنجم
عدم رد	عدم رد	عدم رد	عدم رد	ششم
عدم رد	عدم رد	عدم رد	عدم رد	هفتم
عدم رد	عدم رد	عدم رد	عدم رد	هشتم
عدم رد	عدم رد	عدم رد	عدم رد	نهم
-	-	عدم رد	عدم رد	دهم
-	-	عدم رد	عدم رد	یازدهم
-	-	عدم رد	عدم رد	دوازدهم

* برای قطعات GPS-2 از داده‌های نه سال استفاده شده است.

جدول ۶. آماره‌های تابع توزیع پارامتر اضمحلال مدل منحنی روند ناهمواری در سال‌های مختلف برای قطعات GPS-1

Table 6. Statistics results of the deterioration parameter distribution function of the roughness trend curve model in different years for the GPS-1 test sections

آماره	سال											
	۱۲	۱۱	۱۰	۹	۸	۷	۶	۵	۴	۳	۲	۱
میانگین	۰/۰۱۱	۰/۰۰۸	۰/۰۲۲	۰/۰۲۰	۰/۰۲۳	۰/۰۲۹	۰/۰۲۲	۰/۰۲۷	۰/۰۲۶	۰/۰۲۷	۰/۰۲۴	۰/۰۳۱
انحراف معیار	۰/۰۱۸	۰/۰۱۶	۰/۰۲۲	۰/۰۲۸	۰/۰۳۰	۰/۰۳۶	۰/۰۲۷	۰/۰۳۸	۰/۰۴۷	۰/۰۴۱	۰/۰۸۰	۰/۱۳۰

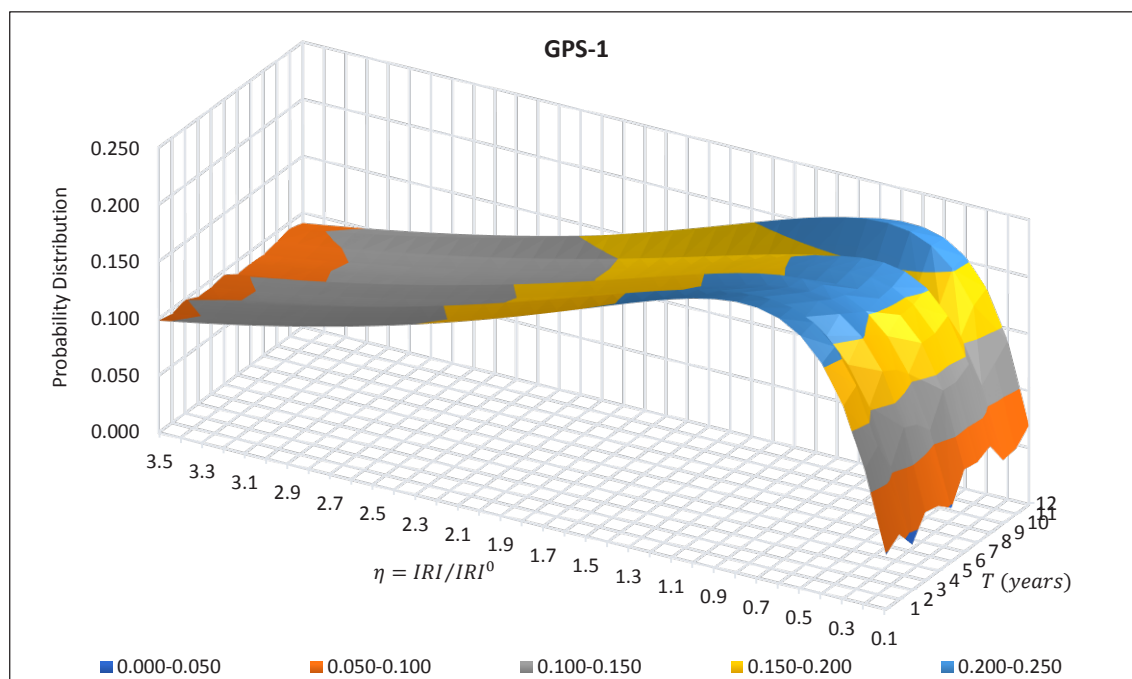
جدول ۷. آماره‌های تابع توزیع پارامتر اضمحلال مدل منحنی روند ناهمواری در سال‌های مختلف برای قطعات GPS-2

Table 7. Statistics results of the deterioration parameter distribution function of the roughness trend curve model in different years for the GPS-2 test sections

آماره	سال								
	۹	۸	۷	۶	۵	۴	۳	۲	۱
میانگین	۰/۰۱۷	۰/۰۲۹	۰/۰۲۵	۰/۰۲۴	۰/۰۳۷	۰/۰۳۲	۰/۰۳۷	۰/۰۳۵	۰/۰۵۷
انحراف معیار	۰/۰۱۳	۰/۰۲۷	۰/۰۲۶	۰/۰۲۷	۰/۰۴۳	۰/۰۴۵	۰/۰۴۵	۰/۰۶۲	۰/۱۲۱

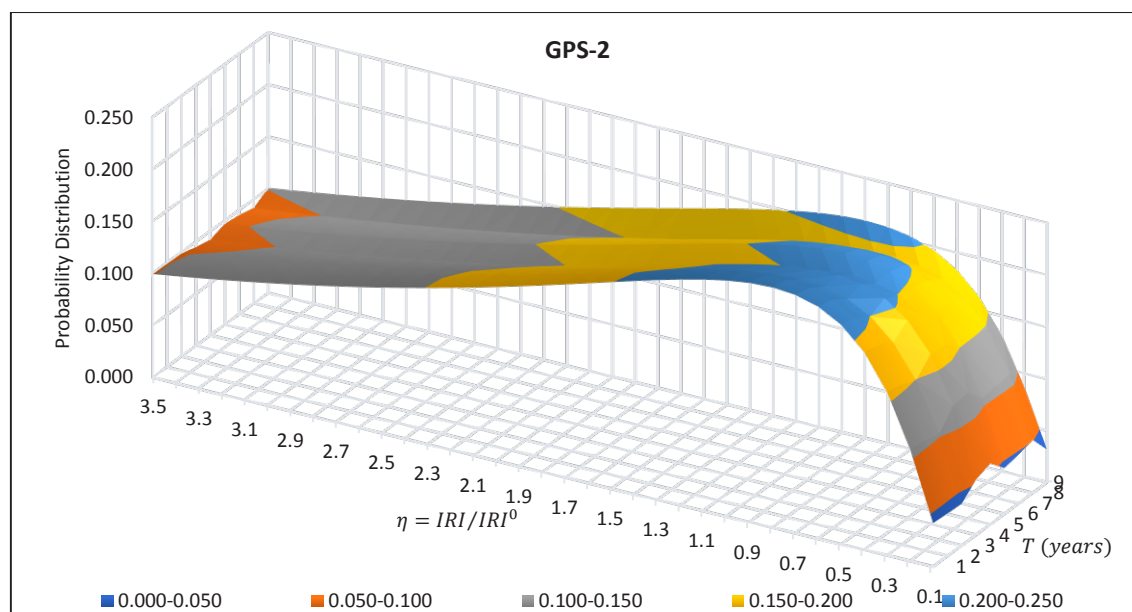
احتمال داده‌های ناهمواری آینده روسازی نسبت به ناهمواری فعلی در سطح اطمینان ۹۹/۹ درصد در سال‌های مختلف برنامه‌ریزی بلندمدت انتخاب شده است. با داشتن این توزیع، مدل پیش‌بینی اضمحلال روسازی مبتنی بر شاخص ناهمواری بر اساس مدل منحنی روند توسعه یافته است. با توجه به آماره‌های توزیع آماری به دست آمده در سال‌های مختلف برای پارامتر اضمحلال در مدل پیش‌بینی وضعیت

مبتنی بر شاخص ناهمواری بین‌المللی (IRI) بوده است. برای تحلیل عدم قطعیت فرآیند اضمحلال روسازی، از دو آزمون برازندگی مجذور کای (χ^2) و کولموگروف - اسمیرنف (K-S) جهت انطباق توزیع احتمال پارامتر اضمحلال مدل منحنی روند با توزیع مفروض ریاضی استفاده شده است. بر اساس نتایج این آزمون‌ها، توزیع لاگ‌نرمال به عنوان توزیع



شکل ۳. مدل اضمحلال ناهمواری قطعات روسازی GPS-1 با ارائه عدم قطعیت برای سال‌های مختلف

Fig. 3. Roughness deterioration model for GPS-1 pavement sections considering prediction uncertainties for different years



شکل ۴. مدل اضمحلال ناهمواری قطعات روسازی GPS-2 با ارائه عدم قطعیت برای سال‌های مختلف

Fig. 4. Roughness deterioration model for GPS-2 pavement sections considering prediction uncertainties for different years

شبکه است. در واقع با استفاده از این ابزار کاربر یا مدیر شبکه روسازی می‌تواند با تخصیص بودجه بهینه، وضعیت شبکه روسازی را در سطح ریسک معینی نگهداری کند و از تحمیل هزینه‌های گزاف ناشی از در نظر نگرفتن ریسک‌های احتمالی متاثر از عدم قطعیت وضعیت اضمحلال روسازی جلوگیری نماید.

ناهمواری، کاربر می‌تواند با در نظر گرفتن سطح عدم قطعیت مورد نظر خود در آن سال، وضعیت اضمحلال روسازی را پیش‌بینی نماید. یکی از مهم‌ترین کاربردهای در نظر گرفتن این عدم قطعیت، امکان بهره‌گیری از مدل‌های تحلیل ریسک در پیش‌بینی وضعیت روسازی و در نهایت در تخصیص منابع در سال‌های بهره‌برداری از

- (1994). "Modern Pavement Management", Krieger, Malabor, Fla.
- [9] Durango, P. and Madanat, S. (2002). "Optimal Maintenance and Repair Policies in Infrastructure Management Under Uncertain Facility Deterioration Rates: An Adaptive Control Approach", Transportation Research, Part A, Vol. 36, No. 9, pp. 763-778.
- [10] Silva, F., Dam, T.V., Bulleit, W. and Ylitalo, R. (2000). "Proposed Pavement Performance Models for Local Government Agencies in Michigan" Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board, Vol. 1699, pp. 81-86.
- [11] Porras-Alvarado, J.D., Zhang, Z. and Salazar, L.G.L. (2014). "Probabilistic Approach to Modeling Pavement Performance Using IRI Data", Proceedings of 93rd Annual Meeting of TRB, Washington, D.C.
- [12] AASHTO. (2010). "AASHTO Pavement Management Guide", American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, D.C.
- [13] Tsunokawa, K. and Schofer, J. (1994). "Trend Curve Optimal Control Model for Highway Pavement Maintenance: Case Study and Evaluation", Transportation Research, Part A, Vol. 28, No. 2, pp. 151-166.
- [14] Garber, N.J. and Hoel, L.A. (1996). "Traffic and Highway Engineering", 2nd Edition, Thomson Publishing Inc, PWS.
- [15] Martin, T. (1996). "A Review of Existing Pavement Performance Relationships", ARRB Transport, Research: 60, Vermont South, Victoria, Australia.
- [16] Zaabar, I. and Chatti, K. (2010). "Calibration of HDM-4 Models for Estimating the Effect of Pavement Roughness on Fuel Consumption for U. S. Conditions", Transportation Research Record: Journal of

با توجه به برتری رویکرد مدیریت مبتنی بر ریسک نسبت به رویکرد مدیریت مبتنی بر عملکرد روسازی، بهره‌گیری از این روش به مدیران و برنامه‌ریزان تعمیر و نگهداری راه‌ها این امکان را می‌دهد که بتوانند سیاست‌های بهینه تعمیر و نگهداری روسازی را تحت سطح معینی از ریسک (حداکثر ناهمواری در قطعات شبکه) و در سطح اطمینان مشخص وضع نمایند.

مراجع

- [1] Haas, R., Hudson, W.R. and Falls, L.C. (2015). "Pavement Asset Management", Scrivener Publishing with John Wiley & Sons.
- [2] Carnahan, J.V., Davis, W.J., Shahin, M.Y., Keane, P.L., and Wu, M.I. (1987). "Optimal Maintenance Decisions for Pavement Management", Journal of Transportation Engineering, Vol. 113, No. 5, pp. 554-572.
- [3] Kim, Y.R. (2009). "Modeling of Asphalt Concrete", ASCE press, McGraw-Hill.
- [4] Bekheet, W., Helali, K., Halim, A. and Springer, J. (2005). "A Comprehensive Approach for the Development of Performance Models for Network-Level PMS Using LTPP Data", Proceedings of 84th Annual Meeting of TRB, Washington, D.C.
- [5] Alberti, S. and Fiori, F. (2019). "Integrating Risk Assessment into Pavement Management Systems", Journal of Infrastructure Systems, Vol. 25, No. 1, pp. 1-21. doi: [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)IS.1943-555X.0000472](https://doi.org/10.1061/(ASCE)IS.1943-555X.0000472)
- [6] Seyedshohadaie, S.R., Damjanovic, I.D. and Butenko, S. (2010). "Risk-Based Maintenance and Rehabilitation Decisions for Transportation Infrastructure Networks", Transportation Research, Part A, Vol. 44, No. 4, pp. 236-248.
- [7] Shahin, M.Y. (2005). "Pavement Management for Airports, Roads, and Parking Lots", Chapman & Hall, N.Y.
- [8] Haas, R., Hudson, W.R. and Zaniewski, J.P.

- C, Vol. 1, No. 1, pp. 77-88.
- [24] Smilowitz, K. and Madanat, S. (2000). "Optimal Inspection and Maintenance Policies for Infrastructure Networks", Computer Aided Civil Infrastructure Engineering, Vol. 15, No. 1, pp. 5-13.
- [25] Jia, X., Huang, B., Zhu, D., Dong, Q. and Woods, M. (2018). "Influence of Measurement Variability of International Roughness Index on Uncertainty of Network-Level Pavement Evaluation", Journal of Transportation Engineering, Part B: Pavements, Vol. 144, No. 2, doi: <https://doi.org/10.1061/JPEODX.0000034>
- [26] Noshadravan, A., Wildnauer, M., Gregory, J. and Kirchain, R. (2013). "Comparative Pavement Life Cycle Assessment with Parameter Uncertainty", Transportation Research, Part D, Vol. 25, Dec 2013, pp. 131-138. doi: <https://doi.org/10.1016/j.trd.2013.10.002>
- [27] FHWA. (2009). "Long-Term Pavement Performance Information Management System: Pavement Performance Database User Reference Guide", Publication No. FHWA-RD-03-088, Federal Highway Administration, Washington, D.C.
- [28] Solatifar, N., Behnia, C. and Aflaki, S. (2011). "A Review to Experiences of Different Countries in Implementing Long-Term Pavement Performance (LTPP) Program", Proceedings of 6th National Congress on Civil Engineering, Semnan, Iran (in Persian).
- [29] FHWA. (2009). "Long-Term Pavement Performance (LTPP) Standard Data Release 23.0.", Federal Highway Administration, <<http://www.ltp-product.com>> (May. 19, 2011).
- [30] Solatifar, N., Aflaki, S. and Behnia, C. (2013). "A Comprehensive Review of the Transportation Research Board, No. 2155, pp. 105-116.
- [17] Ozbay, K. and Laub, R. (2001). "Models for Pavement Deterioration Using LTPP", Report no. FHWA-NJ-1999-030, Federal Highway Administration, Washington, D.C.
- [18] ARA. (2004). "Guide for Mechanistic-Empirical Design of New and Rehabilitated Pavement Structures", NCHRP 1-37A, National Cooperative Highway Research Program, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C.
- [19] Prozzi, J. and Madanat, S. (2004). "Development of Pavement Performance Models by Combining Experimental and Field Data", Journal of Infrastructure Systems, Vol. 10, No. 1, pp. 9-22.
- [20] Kargah-Ostadi, N., Stoffels, S. and Tabatabaee, N. (2010). "Network-Level Pavement Roughness Prediction Model for Rehabilitation Recommendations", Proceedings of 89th Annual Meeting of TRB, Washington, D.C.
- [21] Khattak, M.J., Nur, M.A., Bhuyan, M.R.-U.K. and Gaspard, K. (2013). "International Roughness Index Models for HMA Overlay Treatment of Flexible and Composite Pavements for Louisiana", Proceedings of 92nd Annual Meeting of TRB, Washington, D.C.
- [22] Mohamed Jaafar, Z.F., Uddin, W. and Najjar, Y. (2016). "Asphalt Pavement Roughness Modeling Using the Artificial Neural Network and Linear Regression Approaches for LTPP Southern U.S. States", Proceedings of 95th Annual Meeting of TRB, Washington, D.C.
- [23] Madanat, S. (1993). "Optimal Infrastructure Management Decisions Under Uncertainty", Transportation Research, Part

- Transportation Research, Part A, Vol. 38, No. 5, pp. 347–365.
- [33] May, A.D. (1990). “Traffic Flow Fundamentals”, Prentice Hall, New Jersey.
- [34] Kanji, G.K. (2006). “100 Statistical Tests”, 3rd edition, Sage publications, London.
- [35] Selezneva, O., Darter, M., Zollinger, D. and Shoukry, S. (2003). “Characterization of Transverse Cracking Spatial Variability Using LTPP Data for CRCP Design”, Proceedings of 82th Annual Meeting of TRB, Washington, D.C.
- Deterministic and Stochastic Pavement Deterioration Prediction Models”, National Conference on Transportation Infrastructures, Tehran, Iran (in Persian).
- [31] Li, Y. and Madanat, S. (2002). “A Steady-State Solution for the Optimal Pavement Resurfacing Problem”, Transportation Research, Part A, Vol. 36, No. 5, pp. 347–365.
- [32] Ouyang, Y. and Madanat, S. (2004). “Optimal Scheduling of Rehabilitation Activities for Multiple Pavement Facilities: Exact and Approximate Solutions”,

برای ارجاع به این مقاله از عبارت زیر استفاده کنید:

N. Solatifar, Analysis of Uncertainties in Deterioration Process of Asphalt Pavements based on Roughness Index Using LTPP Data, Amirkabir J. Civil Eng., 53(4) (2021): 1259-1274.

DOI: [10.22060/ceej.2019.16072.6116](https://doi.org/10.22060/ceej.2019.16072.6116)

