

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ





دانشکده مهندسی عمران  
رشته مهندسی عمران، گرایش راه و ترابری  
پایان نامه کارشناسی ارشد

# مطالعه و ارزیابی خرابی شیارشدگی روسازی انعطاف پذیر مبتنی بر روش قابلیت اعتماد

نگارنده: محسن غفاری فر

اساتید راهنما  
دکتر حسین قاسم زاده طهرانی  
دکتر فرنوش باسلیقه

شهریور ۱۳۹۷

دانشکده عمران

گروه راه و ترابری

پایان نامه کارشناسی ارشد آقای محسن غفاری فر به شماره دانشجویی: ۹۴۱۲۹۴۴

تحت عنوان:

مطالعه و ارزیابی خرابی شیارشدگی روسازی انعطاف پذیر مبتنی بر روش قابلیت اعتماد

**Study & evaluation of rutting failure in flexible Pavement based Reliability Method**

در تاریخ ۹۷/۰۶/۲۰ توسط کمیته تخصصی زیر جهت اخذ مدرک کارشناسی ارشد  
مورد ارزیابی و با درجه ..... مورد پذیرش قرار گرفت.

| امضاء | اساتید مشاور        | امضاء | اساتید راهنما              |
|-------|---------------------|-------|----------------------------|
|       | نام و نام خانوادگی: |       | دکتر حسین قاسم‌زاده طهرانی |
|       | نام و نام خانوادگی: |       | دکتر فرنوش باسلیقه         |

| امضاء | نماینده تحصیلات تکمیلی | امضاء | اساتید داور        |
|-------|------------------------|-------|--------------------|
|       | دکتر مهدی گلی          |       | دکتر ایمان آقایان  |
|       |                        |       | دکتر سید علی حسینی |
|       |                        |       |                    |



## تقدیم اثر

این اثر را تقدیم می‌دارم به:

مادر عزیزم که مهربانانه و خداکارانه مرا در تمام مراحل زندگی راهنمایی و ارشاد نموده و بحفظ ای از حمایت بنده دست برنداشته و همواره با صبر و شکیبایی مرا در راه پیچ و خم زندگی همراهی نموده است.

همچنین تقدیم به یگانه گل پر پر شده زندگی، پدرم، که از محاکش صلابت، از رفقارش محبت، از کردارش ایمان، از تلاشش پشتکار و از صبرش ایستادگی آموختم.

و خواهر و برادران عزیزم که در این راه مرا تحمل نمودند و با لطف بی‌دینشان، همواره امید و شکیبایی را در من چنیدن برابر نمودند.

## شکر و قدردانی

تا جهان بود، از سر آدم فراز      کس نبود از راه دانش بی نیاز  
مردمان بخرد اندر هر زمان      راه دانش را به هر گونه زبان  
کرد کردند و کرامی داشتند      تا به سنگ اندر همی بجا شدند  
دانش اندر دل چراغ روشن ست      وز همه بد بر تن تو جوشن ست

پاس و ستایش پروردگاری بهمانی را سزااست که قدرت اندیشیدن و عشق به آموختن را در وجود انسان با به ودیعه نهاد و توفیق عنایت فرمود تا اثری  
پیرامون علم مهندسی راه و ترابری تألیف نمایم.

شکر و سپاسگزاری بی حد خود را تقدیم می دارم به اساتید گران قدر و بزرگوارم جناب آقای دکتر حسین قاسم زاده طهرانی و جناب آقای  
دکتر فروش باسلطه که بیچ گاه ارشاد و راهنمایی های خود را از بنده دریغ نفرمودند و بی شک بدون کمک ایشان این مهم هرگز تحقق نمی یافت.  
همچنین بایستی از زحمات سایر اساتید و دوستان کرامی که در این راه بنده حقیر را راهنمایی و کمک کردند، شکر ویژه ای داشته باشم.  
با آرزوی پیروزی و سربلندی برای تمام محققین میهن عزیزمان ایران.

محسن غفاری فر

دانشجوی مقطع کارشناسی ارشد

رشته مهندسی عمران - راه و ترابری

## تعهدنامه

اینجانب محسن غفاری فر دانشجوی دوره کارشناسی ارشد رشته مهندسی عمران-راه و ترابری دانشکده مهندسی عمران دانشگاه صنعتی شاهرود نویسنده پایان نامه مطالعه و ارزیابی خرابی شیارشدگی روسازی انعطاف پذیر مبتنی بر روش قابلیت اعتماد تحت راهنمایی دکتر حسین قاسم زاده طهرانی به عنوان استاد راهنمای اول و دکتر فرنوش باسلیقه به عنوان استاد راهنمای دوم متعهد می شوم:

- تحقیقات در این پایان نامه / رساله توسط اینجانب انجام شده و از صحت و اصالت برخوردار است.
- در استفاده از نتایج پژوهش های محققان دیگر به مرجع مورد استفاده استناد شده است.
- مطالب مندرج در پایان نامه / رساله تاکنون توسط خود یا فرد دیگری برای دریافت هیچ نوع مدرکی یا امتیازی در هیچ جا ارائه نشده است.
- کلیه حقوق معنوی این اثر متعلق به دانشگاه صنعتی شاهرود می باشد و مقالات مستخرج با نام « دانشگاه صنعتی شاهرود » و یا « Shahrood university of Technology » به چاپ خواهد رسید.
- حقوق معنوی تمام افراد که در به دست آوردن نتایج اصلی پایان نامه / رساله تأثیرگذار بوده اند در مقالات مستخرج از پایان نامه / رساله رعایت شده است.
- در کلیه مراحل انجام این پایان نامه / رساله، در مواردی که از موجود زنده (یا بافت های آنها) استفاده شده است ضوابط و اصول اخلاقی رعایت شده است.
- در کلیه مراحل انجام این پایان نامه / رساله، در مواردی که به حوزه اطلاعات شخصی افراد دسترسی یافته یا استفاده شده است اصل رازداری، ضوابط و اصول اخلاقی انسانی رعایت شده است.

### تاریخ

### امضای دانشجو

#### مالکیت نتایج و حق و نشر

کلیه حقوق معنوی این اثر و محصولات آن (مقالات مستخرج، کتاب، برنامه های رایانه ای، نرم افزارها و تجهیزات ساخته شده است) متعلق به دانشگاه صنعتی شاهرود می باشد. این مطلب باید به نحوی مقتضی در تولیدات علمی مربوطه ذکر شود.

استفاده از اطلاعات و نتایج موجود در پایان نامه / رساله بدون ذکر مرجع مجاز نمی باشد.

## چکیده

بروز انواع خرابی‌ها در سیستم روسازی انعطاف‌پذیر، سهم عمده‌ای از هزینه‌های تعمیر و نگهداری را به خود اختصاص می‌دهد به‌طوری‌که طراحان روسازی برای عدم مواجهه با خرابی در سنین پایین روسازی، از خرابی‌ها به‌عنوان پاسخ روسازی به‌طور مستقیم در طراحی‌ها بهره می‌برند. چراکه اگر وقوع خرابی به علت طراحی ناصحیح باشد می‌توان روش طراحی را بهبود بخشید. اصولاً وقوع خرابی یک پدیده‌ی تصادفی است لذا بررسی پدیده‌ی تصادفی بایستی از طریق روش‌های احتمالی صورت گیرد. از این رو روش قابلیت اعتماد به‌عنوان روش جدیدی که در دهه‌های اخیر بیشتر آیین‌نامه‌های ساخت را تغییر داده است، محور اصلی این پژوهش قرار گرفت. با توجه به امکانات محدود این پژوهش، تنها خرابی شیارشدگی به‌منظور ارزیابی با روش‌های قابلیت اعتماد در نظر گرفته شد. در این پژوهش از برداشت‌های میدانی استفاده شد. بدین منظور یک محور انتخاب شد و با فرض ثابت بودن پارامترهای ورودی طراحی روسازی، همچون بار، شرایط جوی، شرایط ساخت و اجرا، شرایط زهکشی و جنس مصالح؛ عمق شیار به‌عنوان شاخص شدت شیارشدگی، در دو خط تندرو و کندرو و در قطعات با عمر روکش آسفالتی یک تا چهار سال برداشت شد. تحلیل‌ها در چهار مرحله صورت گرفت. تحلیل‌های آماره‌های توصیفی در مرحله‌ی اول، تحلیل برازش توزیع داده‌ها در مرحله‌ی دوم و در مرحله‌ی سوم پس از تعریف حالت‌های حدی، تحلیل قابلیت اعتماد صورت گرفت. دو حالت حدی بر اساس شدت متوسط و شدت بالای عمق شیار تعریف شد. نتایج تحلیل قابلیت اعتماد در تعیین زمان دقیق وقوع خرابی شیار مؤثر هستند. در مرحله‌ی آخر تحلیل این پژوهش، به بررسی عدم قطعیت در شاخص قابلیت اعتماد خرابی شیارشدگی با روش شبیه‌سازی مونت کارلو پرداخته شد. نتایج شبیه‌سازی نشان داد تحلیل‌های قابلیت اعتماد صورت گرفته صحیح می‌باشند. در انتهای پژوهش نیز یک مدل احتمالاتی معرفی شد که قابلیت پیش‌بینی رشد شیار در سال‌های آینده را دارد.

**واژه‌های کلیدی:** روسازی انعطاف‌پذیر، شیارشدگی، تحلیل قابلیت اعتماد، شبیه‌سازی مونت کارلو، مدل احتمالاتی.

# فهرست مطالب

## فصل ۱: کلیات

|                                            |    |
|--------------------------------------------|----|
| ۱                                          |    |
| ۱-۱- مقدمه                                 | ۲  |
| ۱-۲- عملکرد روسازی                         | ۳  |
| ۱-۳- بیان مسئله تحقیق                      | ۵  |
| ۱-۳-۱- روش قابلیت اعتماد                   | ۶  |
| ۱-۳-۲- فرآیند ساخت، طراحی و فاکتورهای لازم | ۷  |
| ۱-۳-۳- گام‌های اساسی در قابلیت اعتماد      | ۸  |
| ۱-۴- اهمیت و ضرورت انجام تحقیق             | ۹  |
| ۱-۵- نوآوری تحقیق                          | ۱۰ |
| ۱-۶- اهداف تحقیق                           | ۱۱ |
| ۱-۷- روش انجام تحقیق                       | ۱۱ |
| ۱-۸- مشکلات تحقیق                          | ۱۱ |
| ۱-۹- ساختار فصول پایان‌نامه                | ۱۲ |

## فصل ۲: مروری بر ادبیات موضوع

|                                                                     |    |
|---------------------------------------------------------------------|----|
| ۱۳                                                                  |    |
| ۲-۱- مقدمه                                                          | ۱۴ |
| ۲-۲- تعاریف، اصول و مبانی نظری                                      | ۱۴ |
| ۲-۲-۱- خرابی شیارشدگی آسفالت                                        | ۱۴ |
| ۲-۲-۲- نحوه اندازه‌گیری شیارافتادگی                                 | ۱۶ |
| ۲-۲-۳- روش طراحی آشتو AASHTO                                        | ۱۷ |
| ۲-۲-۴- عدم قطعیت                                                    | ۲۰ |
| ۲-۲-۵- مفهوم احتمال                                                 | ۲۰ |
| ۲-۲-۶- تابع حدی خرابی                                               | ۲۱ |
| ۲-۳- کاربرد قابلیت اعتماد در طراحی روسازی انعطاف‌پذیر به روش AASHTO | ۲۲ |
| ۲-۳-۲- مدل‌های پاسخ روسازی                                          | ۲۷ |
| ۲-۳-۳- پیش‌بینی عملکرد                                              | ۲۸ |
| ۲-۳-۴- قابلیت اعتماد تغییر شکل دائمی (شیارشدگی)                     | ۳۱ |
| ۲-۴- مروری بر ادبیات موضوع                                          | ۳۲ |

|         |                                                                                                                                     |
|---------|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| ۳۲..... | ۲-۴-۱- قابلیت اعتماد سیستم روسازی انعطاف پذیر برای راه‌های عربستان.....                                                             |
| ۳۴..... | ۲-۴-۲- بررسی تغییرپذیری ذاتی پارامترهای طراحی در مدل طراحی روسازی مبتنی بر قابلیت اعتماد.....                                       |
| ۴۱..... | ۲-۴-۳- قابلیت اعتماد سازه‌های روسازی با استفاده از مدل‌های مکانیکی-تجربی.....                                                       |
| ۴۳..... | ۲-۴-۴- قابلیت اعتماد مرتبط با برآورد مدول برجهندگی خاک در سطوح سلسله مراتبی مختلف طراحی روسازی.....                                 |
| ۴۵..... | ۲-۴-۵- ارزیابی آزمایشگاهی تغییرپذیری ساخت و عملکرد به‌وسیله روش‌های بوتسترپینگ و مونت کارلو برای پیش‌بینی عملکرد شیارشدگی.....      |
| ۴۶..... | ۲-۴-۶- بررسی تأثیر خطای برآورد ورودی‌های طراحی روسازی بر روی خطای پیش‌بینی عمر روسازی با بهره‌گیری از روش شبیه‌سازی مونت کارلو..... |
| ۴۹..... | ۲-۴-۷- حساسیت قابلیت اعتماد در طراحی مکانیکی-تجربی روسازی.....                                                                      |
| ۵۰..... | ۲-۴-۸- ارزیابی زوال عملکرد روسازی آسفالتی تحت چرخه ذوب و یخ در مناطق سرد مبتنی بر قابلیت اعتماد.....                                |
| ۵۲..... | ۲-۴-۹- روش طراحی مبتنی بر قابلیت اعتماد برای ترک خستگی در روسازی‌های آسفالتی.....                                                   |
| ۵۳..... | ۲-۴-۱۰- خلاصه مطالعات پیشین.....                                                                                                    |
| ۵۶..... | ۲-۵- نتیجه‌گیری.....                                                                                                                |

### فصل ۳: مبانی تئوری آمار و احتمالات

۵۷

|         |                                            |
|---------|--------------------------------------------|
| ۵۸..... | ۳-۱- مقدمه.....                            |
| ۵۸..... | ۳-۲- روش‌های آماری مورد استفاده.....       |
| ۵۸..... | ۳-۲-۱- مفاهیم پایه آماری.....              |
| ۶۰..... | ۳-۲-۲- مدل‌های احتمالاتی.....              |
| ۶۵..... | ۳-۲-۳- استنباط کلاسیک متغیرها.....         |
| ۶۶..... | ۳-۲-۴- مدل‌های توزیع احتمال.....           |
| ۶۷..... | ۳-۳- آزمون‌های نیکویی برازش.....           |
| ۶۹..... | ۳-۳-۱- آزمون چي تست (خی دو).....           |
| ۶۹..... | ۳-۳-۲- آزمون کولموگروف-اسمیرنوف (K-S)..... |
| ۷۰..... | ۳-۳-۳- آزمون اندرسون-دارلینگ.....          |
| ۷۲..... | ۳-۴- روش‌های احتمالاتی.....                |
| ۷۲..... | ۳-۴-۱- توابع حالت حدی.....                 |
| ۷۳..... | ۳-۴-۲- مسئله قابلیت اعتماد جزء.....        |
| ۷۴..... | ۳-۴-۴- توابع حالت حدی معادل.....           |
| ۷۵..... | ۳-۵- روش‌های قابلیت اعتماد.....            |

|         |                                                |
|---------|------------------------------------------------|
| ۷۶..... | ۳-۵-۱- روش های مرتبه اول                       |
| ۷۷..... | ۳-۵-۲- روش های مرتبه دوم                       |
| ۷۸..... | ۳-۵-۳- روش های نمونه گیری                      |
| ۸۰..... | ۳-۵-۴- شبکه های عصبی و رویه های پاسخ           |
| ۸۰..... | ۳-۶-۱- شبیه سازی مونت کارلو                    |
| ۸۰..... | ۳-۶-۲- تولید متغیرهای تصادفی در روش مونت کارلو |
| ۸۲..... | ۳-۷- جمع بندی                                  |

## فصل ۴: برداشت داده ها و تحلیل آماری آنها

|          |                                                                         |
|----------|-------------------------------------------------------------------------|
| ۸۴.....  | ۴-۱- مقدمه                                                              |
| ۸۴.....  | ۴-۲- روش جمع آوری داده ها                                               |
| ۸۴.....  | ۴-۲-۱- معرفی محل برداشت                                                 |
| ۸۶.....  | ۴-۲-۲- نحوه برداشت عمق شیار                                             |
| ۸۷.....  | ۴-۳- معرفی نرم افزار و نوع تحلیل ها                                     |
| ۸۹.....  | ۴-۴- تحلیل داده های عمق شیار                                            |
| ۸۹.....  | ۴-۴-۱- تحلیل آماره های توصیفی                                           |
| ۹۶.....  | ۴-۴-۲- تحلیل برازش توزیع داده ها (آزمون نیکویی برازش)                   |
| ۹۷.....  | ۴-۴-۳- برازش داده های عمق شیار خط تندرو                                 |
| ۱۱۲..... | ۴-۴-۴- خلاصه ی نتایج آزمون های نیکویی برازش برای خط تندرو               |
| ۱۱۳..... | ۴-۴-۵- برازش داده های عمق شیار خط کندرو                                 |
| ۱۲۵..... | ۴-۴-۶- خلاصه ی نتایج آزمون های نیکویی برازش برای خط کندرو               |
| ۱۲۶..... | ۴-۵- قابلیت اعتماد مسئله                                                |
| ۱۲۷..... | ۴-۵-۱- تعریف تابع حالت حدی                                              |
| ۱۲۸..... | ۴-۵-۲- محاسبه ی احتمال خرابی و قابلیت اعتماد مسئله                      |
| ۱۳۳..... | ۴-۵-۳- شاخص قابلیت اعتماد (شاخص ایمنی)                                  |
| ۱۳۴..... | ۴-۵-۴- خلاصه ی نتایج تحلیل قابلیت اعتماد                                |
| ۱۳۵..... | ۴-۵-۵- پیش بینی زمان وقوع گسیختگی                                       |
| ۱۳۹..... | ۴-۶- بررسی عدم قطعیت در شاخص قابلیت اعتماد، با روش شبیه سازی مونت کارلو |
| ۱۴۱..... | ۴-۷- مدل احتمالاتی برای پیش بینی رشد شیارشدگی                           |
| ۱۴۲..... | ۴-۷-۱- تعریف مدل های احتمالاتی                                          |
| ۱۴۴..... | ۴-۷-۲- تشکیل مدل احتمالاتی پیش بینی رشد شیارشدگی                        |

## فصل ۵: جمع بندی و پیشنهادها

۱۵۰ ..... ۱-۵- مقدمه

۱۵۰ ..... ۲-۵- نتایج

۱۵۲ ..... ۱-۲-۵- پیشنهاد ارائه تحقیق

۱۵۵ فصل ۶: مراجع

۱۵۹ فصل ۷: پیوست‌ها



# فهرست اشکال

|                                                                                                      |    |
|------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| شکل (۱-۱) منحنی عملکرد روسازی .....                                                                  | ۴  |
| شکل (۲-۱) فرم رتبه‌بندی انفرادی قابلیت سرویس‌دهی کنونی .....                                         | ۴  |
| شکل (۳-۱) منحنی عملکرد روسازی پس از یک مرحله بهسازی .....                                            | ۵  |
| شکل (۱-۲) تراکم یک‌بعدی یا فشار عمودی .....                                                          | ۱۵ |
| شکل (۲-۲) جابجایی جانبی یا حرکت پلاستیک دوبعدی .....                                                 | ۱۵ |
| شکل (۳-۲) اندازه‌گیری عمق شیار با استفاده از شاخص .....                                              | ۱۶ |
| شکل (۴-۲) تمام مراحل فرآیند طراحی روسازی‌های انعطاف‌پذیر .....                                       | ۱۸ |
| شکل (۵-۲) ارتباط بار و مقاومت در یک سیستم .....                                                      | ۲۱ |
| شکل (۶-۲) تغییر عمق شیار نسبت به زمان .....                                                          | ۲۴ |
| شکل (۷-۲) تغییرات سختی مخلوط نسبت به زمان .....                                                      | ۲۵ |
| شکل (۸-۲) تعیین قابلیت اعتماد مخلوط A .....                                                          | ۲۶ |
| شکل (۹-۲) تعیین قابلیت اعتماد مخلوط B .....                                                          | ۲۶ |
| شکل (۱۰-۲) تعیین قابلیت اعتماد مخلوط C .....                                                         | ۲۷ |
| شکل (۱۱-۲) درونیابی قابلیت اعتماد مخلوط D .....                                                      | ۲۷ |
| شکل (۱۲-۲) تغییر شکلهای دائمی تحت بارگذاری متناوب .....                                              | ۳۰ |
| شکل (۱۳-۲) چرخه مدل قابلیت اطمینان روسازی .....                                                      | ۳۵ |
| شکل (۱۴-۲) نمایش گرافیکی شاخص قابلیت اعتماد .....                                                    | ۳۷ |
| شکل (۱۵-۲) مقطع‌های مختلف روسازی و چگونگی بارگذاری فرضی در پژوهش .....                               | ۴۷ |
| شکل (۱۶-۲) برآورد احتمال ناحیه شکست یا غیرقابل قبول .....                                            | ۵۱ |
| شکل (۱-۳) دیاگرام تابع چگالی احتمال (PDF) .....                                                      | ۶۰ |
| شکل (۲-۳) دیاگرام تابع توزیع تجمعی (CDF) .....                                                       | ۶۱ |
| شکل (۳-۳) توابع چگالی احتمال با ضریب چولگی متفاوت .....                                              | ۶۴ |
| شکل (۱-۴) تجهیزات و لوازم ایمنی موردنیاز جهت برداشت عمق شیارها از محل دقیق مسیر چرخ اتومبیل‌ها ..... | ۸۵ |
| شکل (۲-۴) حضور پژوهشگر جهت برداشت عمق شیار همراه با تیم تعمیر و نگهداری راه .....                    | ۸۶ |
| شکل (۳-۴) دقت اندازه‌گیری عمق شیار یک‌هزارم متر .....                                                | ۸۷ |
| شکل (۴-۴) تحلیل آماره‌های توصیفی داده‌ها در نرم‌افزار Easyfit .....                                  | ۸۹ |
| شکل (۵-۴) تعریف متغیر تصادفی و نوع متغیر (پیوسته یا گسسته) در تحلیل آماره‌های توصیفی .....           | ۸۹ |
| شکل (۶-۴) تعریف ابزارهای موردنیاز پژوهش در تنظیمات نرم‌افزار Easyfit .....                           | ۹۶ |
| شکل (۷-۴) تحلیل برازش توزیع داده‌ها در نرم‌افزار Easyfit .....                                       | ۹۷ |
| شکل (۸-۴) برازش منحنی PDF توابع مختلف با نمودار هیستوگرام داده‌های خط تندرو با عمر روکش یک سال ..... | ۹۸ |

- شکل (۹-۴) برازش منحنی CDF توابع مختلف با نمودار بسامد تجمعی داده‌های خط تندرو با عمر روکش یکسال ..... ۹۸
- شکل (۱۰-۴) جدول خلاصه نتایج آزمون‌های نیکویی برازش برای داده عمق شیار خط تندرو با عمر روکش یکسال .... ۹۹
- شکل (۱۱-۴) منحنی PDF برازش شده‌ی تابع Johnsin SB بر روی داده‌های عمق شیار خط تندرو با عمر روکش یک سال ..... ۱۰۰
- شکل (۱۲-۴) برازش منحنی PDF توابع مختلف با نمودار هیستوگرام داده‌های خط تندرو با عمر روکش دو سال ..... ۱۰۱
- شکل (۱۳-۴) برازش منحنی CDF توابع مختلف با نمودار بسامد تجمعی داده‌های خط تندرو با عمر روکش دو سال .. ۱۰۲
- شکل (۱۴-۴) جدول خلاصه نتایج آزمون‌های نیکویی برازش برای داده عمق شیار خط تندرو با عمر روکش دو سال . ۱۰۳
- شکل (۱۵-۴) منحنی PDF برازش شده‌ی تابع Gamma بر روی داده‌های عمق شیار خط تندرو با عمر روکش دو سال ..... ۱۰۴
- شکل (۱۶-۴) برازش منحنی PDF توابع مختلف با نمودار هیستوگرام داده‌های خط تندرو با عمر روکش سه سال ..... ۱۰۵
- شکل (۱۷-۴) برازش منحنی CDF توابع مختلف با نمودار بسامد تجمعی داده‌های خط تندرو با عمر روکش سه سال... ۱۰۶
- شکل (۱۸-۴) جدول خلاصه نتایج آزمون‌های نیکویی برازش برای داده عمق شیار خط تندرو با عمر روکش سه سال .... ۱۰۷
- شکل (۱۹-۴) منحنی PDF برازش شده‌ی تابع Logistic بر روی داده‌های عمق شیار خط تندرو با عمر روکش سه سال ..... ۱۰۸
- شکل (۲۰-۴) برازش منحنی PDF توابع مختلف با نمودار هیستوگرام داده‌های خط تندرو با عمر روکش چهار سال ... ۱۰۹
- شکل (۲۱-۴) برازش منحنی CDF توابع مختلف با نمودار بسامد تجمعی داده‌های خط تندرو با عمر روکش چهار سال ..... ۱۱۰
- شکل (۲۲-۴) جدول خلاصه نتایج آزمون‌های نیکویی برازش برای داده عمق شیار خط تندرو با عمر روکش چهار سال ۱۱۱
- شکل (۲۳-۴) منحنی PDF برازش شده‌ی تابع Log-Logistic بر روی داده‌های عمق شیار خط تندرو با عمر روکش چهار سال ..... ۱۱۲
- شکل (۲۴-۴) برازش منحنی PDF توابع مختلف با نمودار هیستوگرام داده‌های خط کندرو با عمر روکش یکسال ..... ۱۱۴
- شکل (۲۵-۴) برازش منحنی CDF توابع مختلف با نمودار بسامد تجمعی داده‌های خط کندرو با عمر روکش یک سال ..... ۱۱۴
- شکل (۲۶-۴) جدول خلاصه نتایج آزمون‌های نیکویی برازش برای داده عمق شیار خط کندرو با عمر روکش یکسال. ۱۱۵
- شکل (۲۷-۴) منحنی PDF برازش شده‌ی تابع Gen. Extreme Value بر روی داده‌های عمق شیار خط کندرو با عمر روکش یک سال ..... ۱۱۶
- شکل (۲۸-۴) برازش منحنی PDF توابع مختلف با نمودار هیستوگرام داده‌های خط کندرو با عمر روکش دو سال ..... ۱۱۷
- شکل (۲۹-۴) برازش منحنی CDF توابع مختلف با نمودار بسامد تجمعی داده‌های خط کندرو با عمر روکش دو سال. ۱۱۷
- شکل (۳۰-۴) جدول خلاصه نتایج آزمون‌های نیکویی برازش برای داده عمق شیار خط کندرو با عمر روکش دو سال .. ۱۱۸
- شکل (۳۱-۴) منحنی PDF برازش شده‌ی تابع Dagum (4P) بر روی داده‌های عمق شیار خط کندرو با عمر روکش دو سال ..... ۱۱۹
- شکل (۳۲-۴) برازش منحنی PDF توابع مختلف با نمودار هیستوگرام داده‌های خط کندرو با عمر روکش سه سال ..... ۱۲۰
- شکل (۳۳-۴) برازش منحنی CDF توابع مختلف با نمودار بسامد تجمعی داده‌های خط کندرو با عمر روکش سه سال . ۱۲۰
- شکل (۳۴-۴) جدول خلاصه نتایج آزمون‌های نیکویی برازش برای داده عمق شیار خط کندرو با عمر روکش سه سال .. ۱۲۱

- شکل (۳۵-۴) منحنی PDF برازش شده‌ی تابع Gen. Logistic بر روی داده‌های عمق شیار خط کندرو با عمر روکش سه سال..... ۱۲۲
- شکل (۳۶-۴) برازش منحنی PDF توابع مختلف با نمودار هیستوگرام داده‌های خط کندرو با عمر روکش چهار سال... ۱۲۳
- شکل (۳۷-۴) برازش منحنی CDF توابع مختلف با نمودار بسامد تجمعی داده‌های خط کندرو با عمر روکش چهار سال..... ۱۲۳
- شکل (۳۸-۴) جدول خلاصه نتایج آزمونهای نیکویی برازش برای داده عمق شیار خط کندرو با عمر روکش چهار سال ۱۲۴
- شکل (۳۹-۴) منحنی PDF برازش شده‌ی تابع Gen. Logistic بر روی داده‌های عمق شیار خط کندرو با عمر روکش چهار سال..... ۱۲۵
- شکل (۴۰-۴) احتمال فراگذشت عمق شیار از ۱۳ میلیمتر در تابع روکش با عمر سه سال در خط تندرو..... ۱۲۸
- شکل (۴۱-۴) احتمال فراگذشت عمق شیار از ۱۳ میلیمتر در تابع روکش با عمر سه سال در خط کندرو..... ۱۲۹
- شکل (۴۲-۴) احتمال فراگذشت عمق شیار از ۱۳ میلیمتر در تابع روکش با عمر چهار سال در خط تندرو..... ۱۲۹
- شکل (۴۳-۴) احتمال فراگذشت عمق شیار از ۱۳ میلیمتر در تابع روکش با عمر چهار سال در خط کندرو..... ۱۳۰
- شکل (۴۴-۴) احتمال فراگذشت عمق شیار از ۲۵ میلیمتر در تابع روکش با عمر سه سال در خط تندرو..... ۱۳۱
- شکل (۴۵-۴) احتمال فراگذشت عمق شیار از ۲۵ میلیمتر در تابع روکش با عمر سه سال در خط کندرو..... ۱۳۱
- شکل (۴۶-۴) احتمال فراگذشت عمق شیار از ۲۵ میلیمتر در تابع روکش با عمر چهار سال در خط تندرو..... ۱۳۲
- شکل (۴۷-۴) احتمال فراگذشت عمق شیار از ۲۵ میلیمتر در تابع روکش با عمر چهار سال در خط کندرو..... ۱۳۲
- شکل (۴۸-۴) نمایش شاخص قابلیت اعتماد در تابع چگالی حالت حدی روکش با عمر چهار سال (خط تندرو)..... ۱۳۳
- شکل (۴۹-۴) رشد احتمال خرابی برای حالت حدی ۱۳ میلیمتر در خط تندرو..... ۱۳۵
- شکل (۵۰-۴) وجود ترکهای خستگی همراه با شیارشدگی در مسیر چرخ..... ۱۳۶
- شکل (۵۱-۴) رشد احتمال خرابی برای حالت حدی ۱۳ میلیمتر در خط کندرو..... ۱۳۷
- شکل (۵۲-۴) رشد احتمال خرابی برای حالت حدی ۲۵ میلیمتر در خط تندرو..... ۱۳۸
- شکل (۵۳-۴) رشد احتمال خرابی برای حالت حدی ۲۵ میلیمتر در خط کندرو..... ۱۳۸
- شکل (۵۴-۴) بازه با ۹۰٪ احتمال وقوع در تابع توزیع احتمال داده‌های عمق شیار خط کندرو با عمر روکش چهار سال ۱۴۳
- شکل (۵۵-۴) قرارگیری چهار نمودار تابع توزیع احتمال خط کندرو در کنار یکدیگر..... ۱۴۴
- شکل (۵۶-۴) ترسیم توابع چگالی احتمال برای داده‌های عمق شیار خط کندرو در کنار هم با مقیاس واحد..... ۱۴۵
- شکل (۵۷-۴) تعیین محدوده‌های احتمال وقوع بیشینه شیارشدگی ۹۰٪، ۸۰٪ و ۵۰٪ بر روی توابع توزیع احتمال..... ۱۴۶
- شکل (۵۸-۴) مدل اولیه توزیع احتمالات شیارشدگی خط کندرو..... ۱۴۶
- شکل (۵۹-۴) مدل احتمالاتی پیش‌بینی رشد خرابی شیارشدگی برای خط کندرو..... ۱۴۷
- شکل (۶۰-۴) مدل احتمالاتی پیش‌بینی رشد خرابی شیارشدگی برای خط کندرو..... ۱۴۷
- شکل (۱-۷) نمونه فرم برداشت عمق شیار..... ۱۶۰

## فهرست جداول

|                                                                                      |     |
|--------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| جدول (۱-۲) تغییرات ناحیه‌ای انحراف معیار پیش‌بینی عملکرد مصالح روسازی.....           | ۳۳  |
| جدول (۲-۲) شاخص‌های قابلیت اعتماد محاسبه‌شده‌ی ۱۳ مقطع روسازی .....                  | ۳۹  |
| جدول (۳-۲) خلاصه مقالات ارائه‌شده با محوریت قابلیت اعتماد.....                       | ۵۵  |
| جدول (۱-۴) آماره توصیفی داده‌های قطعه راه با عمر روکش یک سال.....                    | ۹۰  |
| جدول (۲-۴) آماره توصیفی داده‌های قطعه راه با عمر روکش دو سال.....                    | ۹۲  |
| جدول (۳-۴) آماره توصیفی داده‌های قطعه راه با عمر روکش سه سال.....                    | ۹۴  |
| جدول (۴-۴) آماره توصیفی داده‌های قطعه راه با عمر روکش چهار سال.....                  | ۹۵  |
| جدول (۵-۴) توابع چگالی احتمال خط تندرو حاصل از تحلیل نرمافزار Easy fit.....          | ۱۱۳ |
| جدول (۶-۴) توابع چگالی احتمال خط کندرو حاصل از تحلیل نرمافزار Easy fit.....          | ۱۲۶ |
| جدول (۷-۴) نتایج قابلیت اعتماد و احتمال خرابی برای خط تندرو و کندرو.....             | ۱۳۴ |
| جدول (۸-۴) تعداد نمونه‌ها لازم برای شبیه‌سازی مونت کارلو.....                        | ۱۴۰ |
| جدول (۹-۴) نتایج شبیه‌سازی مونت کارلو برای داده‌های خط تندرو با عمر روکش سه سال..... | ۱۴۱ |

# **فصل ۱:**

## **کلیات**

## ۱-۱- مقدمه

روسازی راه سازه‌ای است که بر روی آخرین لایه متراکم شده خاک زمین طبیعی موجود یا اصلاح شده، خاک‌ریزی‌ها، یا کف برش‌های خاکی و یا سنگی که به‌طور کلی بستر روسازی نامیده می‌شود، قرار می‌گیرد. روسازی معمولاً متشکل از قشرهای مختلف نظیر زیراساس، اساس و لایه‌های آسفالتی یا بتنی یا ترکیبی از آن‌هاست که هر یک تابع مشخصات فنی و دارای ضخامت معینی است. روسازی‌های انعطاف‌پذیر از قیر و مصالح دانه‌ای ساخته می‌شوند (نشریه شماره ۲۳۴). طراحی روسازی عبارت است از تعیین جنس مصالح و ضخامت لایه‌ها بر اساس درجه‌بندی راه، مقاومت خاک بستر، میزان ترافیک، شرایط آب‌وهوا، نوع مصالح در دسترس و عوامل اقتصادی. طراحی سازه‌های روسازی انعطاف‌پذیر به روش‌های مختلفی صورت می‌پذیرد. روش آشتو، روشی است که به بهبود و تکمیل روش مکانیستی-تجربی پرداخته است و در ضمن روشی است که آیین‌نامه روسازی آسفالتی راه‌های ایران البته با تغییراتی که با توجه به شرایط بومی و محیطی منطقه وجود دارد، مطابق آن نوشته شده است. متغیرهایی که در طراحی روسازی‌های انعطاف‌پذیر به روش آشتو به کار برده می‌شوند عبارت‌اند از: محدودیت زمانی (دوره عملکرد و دوره تحلیل)، ترافیک، قابلیت اطمینان<sup>۱</sup>، اثرات محیطی، قابلیت سرویس‌دهی، مدول برجه‌نگی مؤثر خاک بستر راه، عدد سازه‌ای (که به ضریب قشر رویه آسفالتی و لایه‌های اساس تثبیت‌شده و تثبیت نشده، ضریب قشر لایه زیراساس دانه‌ای و ضریب زهکشی بستگی دارد). عوامل و پارامترهای طراحی در روش آشتو بسیار حائز اهمیت هستند ولی علی‌رغم آنچه اغلب برداشت می‌شود، پارامترهای بار ترافیکی و ظرفیت باربری سازه‌ی روسازی کمیت‌های دقیق نیستند، بلکه آن‌ها متغیرهای تصادفی هستند و به همین دلیل، کاملاً مطمئن و قابل‌دستیابی نیستند. در نتیجه روسازی با احتمال ناچیز خرابی طراحی می‌شوند؛ لذا بایستی بر اساس روش‌های آماری معتبر به بررسی تغییرات تمام عوامل دخیل در طراحی پرداخت. از همین رو، هدف نگارندگان آیین‌نامه‌های طراحی، تعیین ارزش طرح برای کمترین و بیشترین میزان بهره‌برداری (نیروهای وارده) است که بدین ترتیب شرایط آیین‌نامه‌های قبل بهبود و تکامل می‌یابند تا معیار طرحی را دربر گیرند که بعضی از منابع عدم اطمینان در طرح را مورد توجه قرار می‌دهد. این نوع معیار اغلب به‌عنوان معیار طراحی بر اساس قابلیت اعتماد در نظر گرفته می‌شود. روش قابلیت اعتماد یکی از معتبرترین روش‌های آماری در ارزیابی تغییرات هر پارامتر است که در ادامه شرح داده می‌شود.

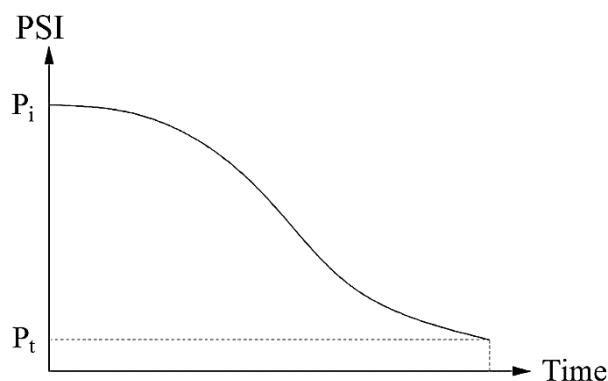
## ۱-۲- عملکرد روسازی

ارزیابی عملکرد روسازی یک بخش مهم از طراحی، تعمیر و نگهداری و مدیریت روسازی است که شامل ارزیابی خرابی، ناهمواری، اصطکاک، سازه روسازی، ترافیک، مصالح و زهکشی می‌شود. سیستم کیفیت یک روسازی (وضعیت روسازی) برحسب اینکه یک راه قابل استفاده است یا خیر، سنجیده می‌شود. با توجه این موضوع، آیین نامه آشتو وضعیت روسازی‌های مختلف را به وسیله گروهی از متخصصین مورد بازدید قرار داده است. به طور کلی عملکرد یک روسازی، برحسب دو نوع عملکرد وظیفه‌ای و سازه‌ای سنجیده می‌شود. عملکرد وظیفه‌ای عبارت است از چگونگی سرویس‌دهی روسازی به استفاده‌کنندگان از راه از نظر راحتی رانندگی که فقط مبتنی بر ناهمواری است. عملکرد سازه‌ای به شرایط فیزیکی روسازی مانند بروز ترک و گسیختگی در آن مربوط است و می‌تواند بر توانایی باربری سازه تأثیرگذار باشد که با استفاده از «شاخص قابلیت سرویس‌دهی کنونی<sup>۱</sup> (PSI)» مبتنی بر ناهمواری و وضعیت خرابی‌های روسازی است.

همانطور که گفته شد، ارزش PSI بستگی به میزان و سطح ناهمواری و وجود خرابی‌ها و گسیختگی (ناهمواری، شیارشدگی، ترک خوردگی و وصله) دارد. PSI اولیه بین ۴/۵ تا ۵ است. شکست (خرابی) یک قسمت از روسازی زمانی رخ می‌دهد که PSI از شاخص خدمت‌دهی نهایی Pt (معمولاً بین ۲ تا ۲/۵) عبور کند (Arfah, 1997). لذا می‌توان گفت شاخص قابلیت سرویس‌دهی کنونی (PSI) بیانگر وضعیت یک روسازی در زمان ارزیابی بوده و عملاً توانایی و قابلیت روسازی برای خدمت به استفاده‌کنندگان از آن را نشان می‌دهند. به عبارت دیگر؛ قابلیت یک قطعه مشخص روسازی برای سرویس دادن در سرعت زیاد، حجم زیاد و ترافیک مرکب در شرایط موجود. تغییرات شاخص سرویس‌دهی روسازی به صورت کاهشی است که این میزان کاهش بر اثر دو عامل عبور بار ترافیک و شرایط محیطی (تورم و یخبندان) به وجود می‌آید. روند کاهشی PSI در شکل (۱-۱) نمایش داده شده است. رتبه‌بندی انفرادی قابلیت سرویس‌دهی کنونی<sup>۲</sup>؛ یک رتبه‌بندی مستقل از قابلیت سرویس‌دهی کنونی یک قطعه مشخص از راه است.

<sup>۱</sup> . Present Serviceability Index (PSI)

<sup>۲</sup> . Individual Present Serviceability Index



شکل (۱-۱) منحنی عملکرد روسازی

همان‌طور که در شکل (۲-۱) نشان داده شده است رتبه‌بندی از ۰ تا ۵ است که همان فرم رتبه‌بندی استفاده شده در آزمایش بزرگ آشتو است. این فرم همچنین شامل یک قسمت برای ارزیاب است تا تعیین کند که آیا روسازی به عنوان یک راه اولیه قابل قبول است یا خیر. مشاهده شد که ۵۰ درصد قابل قبول بودن در حدود  $PSR=2/9$  اتفاق می‌افتد در حالی که ۵۰ درصد قابل قبول نبودن در  $PSR=2/5$  اتفاق می‌افتد. رتبه‌بندی قابلیت سرویس‌دهی کنونی (PSI)، میانگین رتبه‌بندی‌های انجام شده بر روی اعضای یک پانل مشخص است (Huang, 2004).

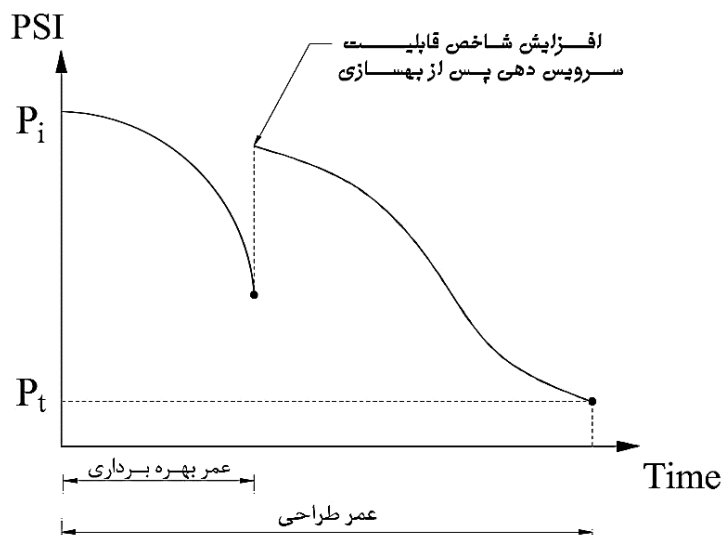
|            |                          |            |           |
|------------|--------------------------|------------|-----------|
| مورد قبول؟ |                          | 5          | عالی      |
|            |                          | 4          | خوب       |
| بله        | <input type="checkbox"/> | 3          | متوسط     |
| خیر        | <input type="checkbox"/> | 2          | ضعیف      |
| مردود      | <input type="checkbox"/> | 1          | خیلی ضعیف |
|            |                          | 0          |           |
| طبقه بندی  |                          | معرفی قطعه |           |
| خودرو      |                          | زمان       |           |
| داده       |                          | درجه بندی  |           |

شکل (۲-۱) فرم رتبه‌بندی انفرادی قابلیت سرویس‌دهی کنونی (Huang, 2004).

«شاخص عملکرد؛ خلاصه‌ای از PSI در طول یک بازه زمانی که مطابق شکل (۳-۱) با مساحت زیر منحنی PSI-Time بیان کرد.»



عمر روسازی در حالت کلی به دو بخش عمر بهره‌برداری (مفید) و عمر طراحی تقسیم می‌شود. عمر بهره‌برداری به زمان بین روز اول بازگشایی مسیر با سطح اولیه سرویس‌دهی ( $P_i$ ) تا روز بازسازی مسیر با سطح نهایی قابلیت سرویس‌دهی ( $P_t$ ) اطلاق می‌شود. عمر طراحی مدت‌زمانی است که روسازی برای آن طرح می‌شود و پس از آن کل روسازی باید از نوساخته شود.



شکل (۳-۱) منحنی عملکرد روسازی پس از یک مرحله بهسازی

### ۳-۱- بیان مسئله تحقیق

یکی از اساسی‌ترین اهداف مهندسی عمران در گرایش راه و ترابری، طراحی هندسی راه و روسازی جاده‌ای به صورت ایمن و باکیفیت مناسب می‌باشد؛ اما به دلیل وجود عدم قطعیت در طراحی، ساخت و اجرای روسازی که مسئله‌ای غیرقابل انکار است، می‌توان به یک طرح کاملاً مطمئن دست یافت، بلکه همواره طراحی‌ها با میزانی از احتمال خرابی همراه می‌باشند و نیاز به کاربرد روش‌های قابلیت اعتماد در بررسی عدم قطعیت‌های موجود بیش از پیش حس می‌شود. عدم قطعیت‌های موجود در مراحل ساخت و اجرای روسازی بسته به محیط‌های مختلف، تفاوت دارد که شناسایی و کاهش عدم قطعیت‌های آن خارج از توانایی‌های طراح می‌باشد؛ اما در بحث طراحی در هر مرحله از طرح می‌توان عدم قطعیت‌ها را شناسایی کاهش داد. در روش طراحی مکانیکی-تجربی آشتو (<sup>۱</sup>AASHTO) خرابی‌ها به عنوان پاسخ روسازی و مدل‌های پیش‌بینی خرابی از اهمیت بالایی برخوردارند؛ لذا در این پژوهش نیز سعی شده

<sup>۱</sup> . American Association of State Highway and Transportation Officials

است با به کارگیری یکی از روش‌های قابلیت اعتماد به بررسی شیارشدگی به عنوان یک پاسخ روسازی پرداخته شود و در این راستا از مدل‌های احتمالاتی جهت دستیابی به رفتار این خرابی در طی زمان استفاده شده است.

### ۱-۳-۱- روش قابلیت اعتماد

روش قابلیت اعتماد با بررسی رفتار تمام متغیرهای مداخله‌گر و تأثیر آن‌ها بر متغیرهای مستقل به پیش‌بینی رفتار آن‌ها می‌پردازد که در نهایت تغییرات متغیرهای پاسخ یا وابسته را عرضه می‌کند که به خودی خود باعث طراحی دقیق و سنجیده خواهد شد. هدف نهایی قابلیت اعتماد تصمیم‌گیری منطقی تحت شرایط عدم قطعیت است (Pham, 2004).

قابلیت اعتماد طراحی روسازی در طول یک دوره عملکردی، احتمال اینکه یک مقطع روسازی طراحی شده تحت ترافیک غالب و شرایط ساختاری، نقش رضایت بخشی را در طی دوره طراحی ایفا کند، تعریف می‌شود. قابلیت اعتماد اغلب همراه با مکمل آن یعنی احتمال خرابی شناخته می‌شود، به این معنی که یک سازه‌ی روسازی عملکرد مورد انتظار را انجام نخواهد داد.

در روش‌های پیشین طراحی، ساخت و همچنین برنامه‌های تعمیر و نگهداری روسازی همواره به دلیل وجود عدم قطعیت در پارامترهای اساسی نقص‌هایی وجود داشته است. روش قابلیت اعتماد به شناخت عدم قطعیت‌ها پرداخته و با ارائه راه‌حل‌های مناسب سعی بر کاهش عدم قطعیت و افزایش اطمینان به روسازی دارد. قابلیت اعتماد یک سازه روسازی را می‌توان به عنوان معیار ارزیابی منطقی در نظر گرفت. این معیار پایه‌ای مناسب برای ارائه تصمیمات در مورد طراحی، تغییرات، جایگزینی، بهسازی و بازسازی ارائه می‌دهد. برای یک سازه تک عضوی (مانند یک لایه از سیستم روسازی) زمانی که مقدار عددی بار بیش از ظرفیت باربری سازه باشد، می‌توان خرابی سازه را اعلام نمود؛ اما در بیشتر نمونه‌ها، یک سازه به صورت یک سیستم عناصر است و خرابی یک عنصر یا جزء لزوماً به معنای خرابی کل سیستم نیست. کاربرد قابلیت اعتماد را می‌توان در سه مرحله اساسی هر پروژه در نظر گرفت؛

۱. در مرحله طراحی: بررسی قابلیت اعتماد در انواع پارامترهای ورودی (متغیرهای مستقل) و در

انواع پارامترهای مداخله‌گر؛

۲. در مرحله اجرا: بررسی قابلیت اعتماد در بحث اجرای صحیح پروژه‌ها (به طور مثال اجرای صحیح

لایه‌های روسازی) و وجود امکانات و تجهیزات مناسب در کارگاه‌ها؛

۳. در مرحله تعمیر، نگهداری و بهسازی سازه‌ها: استفاده از روش‌های قابلیت اعتماد و جایگزین

شدن این روش‌ها به جای روش‌های سنتی و کلی‌نگر (روش‌های سنتی همچون بازرسی چشمی

و میدانی که خطاهای انسانی را در پی دارد و روش‌های کلی‌نگر همچون مدل‌های زنجیره مارکوف، مدل خانواده و .... که خرابی کل سیستم را در نظر می‌گیرند).  
به‌طور کلی می‌توان گفت، هرکجا که منابع عدم قطعیت وجود دارد، روش‌های قابلیت اعتماد کاربرد دارد. منابع عدم قطعیت را می‌توان به دسته‌های زیر تقسیم‌بندی کرد:

۱. عدم قطعیت در پارامترهای اصلی

۲. عدم قطعیت مدل

۳. عدم قطعیت در فرآیند ساخت

زمانی که یک عنصر به ظرفیت نهایی خود می‌رسد، بارها دوباره بین عناصر دیگر توزیع می‌شوند. قابلیت اعتماد سیستم، یک شیوه را برای ایجاد رابطه بین قابلیت اعتماد یک عنصر (یک جزء) و یک سیستم ارائه می‌دهد (شایانفر و همکاران، ۱۳۹۴).

در این زمینه و در حیطه گرایش راه و ترابری، می‌توان به تحقیقات آیین‌نامه انجمن راه و ترابری ایالات متحده (AASHTO) اشاره نمود. در پژوهشی که موسسه AASHTO صورت داده است، تمامی خرابی‌های سازه‌ای اعم از خرابی شیارشدگی، ترک‌های برودتی و حرارتی و ترک‌های خستگی در روسازی انعطاف‌پذیر با روش قابلیت اعتماد مورد مطالعه و بررسی قرار گرفته است. بررسی‌های AASHTO مربوط به تأثیر خرابی‌ها در روند طراحی روسازی انعطاف‌پذیر می‌باشد (AASHTO, 2004). در حالی که در این پژوهش با توجه به امکانات محدود، تنها خرابی شیارشدگی ارزیابی شد که نتایج آن علاوه بر روند طراحی روسازی در سیستم مدیریت روسازی نیز به کار برده می‌شود.

### ۱-۳-۲- فرآیند ساخت، طراحی و فاکتورهای لازم

فرآیند ساخت شامل تهیه نقشه‌ها، طراحی، اجرا و بهره‌برداری، استفاده و تخریب می‌باشد. هر یک از اجزاء این فرآیند دارای چندین عدم قطعیت می‌باشند. می‌توان این عدم قطعیت‌ها را بر اساس منشأ تولید به دودسته اصلی دسته‌بندی کرد: طبیعی و انسانی.

علل طبیعی ایجاد عدم قطعیت از بارهای مبهمی از قبیل بار ترافیکی، برف، یخ، رطوبت و فشار آب ناشی می‌شود. منبع دیگر ایجاد عدم قطعیت طبیعی، ناشی از رفتار مکانیکی مواد و مصالح استفاده‌شده در ساخت سازه روسازی (بدنه روسازی) است. به‌عنوان مثال مشخصات مصالح اساس تثبیت‌شده با سیمان از یک مخلوط به مخلوط دیگر و یا حتی در داخل یک مخلوط با هم تفاوت داشته باشند (AASHTO, 2004).

علل انسانی ایجاد عدم قطعیت ناشی از انحرافات خواسته یا ناخواسته از یک طرح بهینه ناشی می‌شوند. مثال‌هایی از این عدم قطعیت‌ها دراثنای فاز طراحی سازه شامل تقریب خطای محاسباتی، مشکلات ارتباطی، سهل‌انگاری‌ها، نقصان علمی و طمع می‌باشد. به‌طور مشابه دراثنای فاز اجرا عدم قطعیت‌ها ناشی از عدم کفایت مصالح، روش‌های اجرایی، ارتباطات بد یا تغییرات بدون تحلیل در سازه روسازی می‌باشد. دراثنای فاز بهره‌برداری و استفاده از روسازی نیز عدم قطعیت‌ها می‌تواند ناشی از بارگذاری‌های بیش‌ازحد و طولانی‌مدت (مثلاً به دلیل راه‌بندان در مسیر پرتدد کامیون‌ها، تریلرها و یدک‌کش‌ها)، استفاده نادرست از مسیر (برای مثال؛ واژگونی وسایل نقلیه سنگین و آسیب جدی به روسازی) و حتی یک کارشکنی و خرابکاری عمدی باشند. به دلیل وجود این عدم قطعیت‌ها، بارها و مقاومت‌ها متغیرهای تصادفی هستند. بهتر است که متغیرهای تصادفی را به‌صورت یک تابع از سه فاکتور زیر در نظر گرفت.

- فاکتور تغییرات فیزیکی: این فاکتور تغییرات بار و مقاومت را که به‌صورت ذاتی در کمیت‌های

در نظر گرفته‌شده وجود دارد بیان می‌نماید.

- فاکتور تغییرات آماری: این فاکتور عدم قطعیت بر خواسته از پارامترهای تخمینی متکی بر یک اندازه نمونه محدودشده را بیان می‌کند. در اکثر موقعیت‌ها تغییرات طبیعی (فاکتور تغییرات فیزیکی) شناخته‌شده است و با استفاده از داده‌های نمونه محدود شده به کمیت درآورده می‌شود؛ بنابراین اندازه نمونه بزرگ‌تر عدم قطعیت کوچک‌تری را با به‌کارگیری فاکتور تغییرات آماری ارائه می‌دهد.

- فاکتور تغییرات مدل: این فاکتور عدم قطعیت ناشی از فرضیات ساده کننده را بیان می‌کند، این فرضیات ساده کننده از قبیل شرایط مرزی ناشناخته و اثرات ناشناخته دیگر متغیرها می‌باشند. فاکتور تغییرات مدل را می‌توان به‌عنوان یک نسبت از مقاومت واقعی (نتایج آزمایشی) و مقاومتی که با به‌کارگیری مدل قابل پیش‌بینی می‌باشد به‌حساب آورد (شایانفر و همکاران، ۱۳۹۴).

### ۱-۳-۳- گام‌های اساسی در قابلیت اعتماد

در حل مسائل قابلیت اعتماد گام‌های زیر حائز اهمیت است:

#### • مدلسازی

- مدلسازی رفتار سازه (به‌عنوان مثال رفتار روسازی به‌صورت الاستوپلاستیک کامل فرض شود)
- تعیین متغیرهای تصادفی مدل سازه (ضخامت لایه‌ها، مدول برجهندگی هر لایه و ...)

#### • مدلسازی بار

- ساده‌سازی نحوه اعمال بار بر سازه
- تعیین متغیرهای تصادفی بارگذاری

#### • تعریف معیار خرابی

- انتخاب پارامترهای بحرانی پاسخ سازه و حدود مجاز آنها (به‌عنوان مثال حداکثر عمق شیار)
- تعیین متغیرهای تصادفی مؤثر در معیار خرابی موردنظر

#### • انتخاب روش‌های تحلیلی

- ♦ ساده‌سازی اندرکنش بار-سازه (کنار گذاشتن تأثیرات دینامیکی)
- ♦ انتخاب روش تحلیلی برای به دست آوردن مقادیر پاسخ در معیارهای خرابی موردنظر (به‌عنوان مثال اگر رفتار لایه‌های روسازی الاستوپلاستیک و بارهای وارده به‌صورت استاتیکی فرض شوند، استفاده از برنامه‌های تحلیل استاتیکی غیرخطی برای به دست آوردن حداکثر عمق شیار مناسب خواهد بود)
- ♦ تعیین عدم قطعیت‌های مهم (به دلیل تخمین‌های موجود در روش تحلیلی، یک متغیر تصادفی اصلاحی به‌عنوان ضرایب بایاس موردنیاز است)

### ۴-۱- اهمیت و ضرورت انجام تحقیق

با توجه به وجود تفاوت‌های عمده و متعدد بین فناوری‌ها، مصالح، روش اجرا، فرهنگ استفاده مردم از تکنولوژی و ...، آیین‌نامه‌های موجود در راه و ترابری، پاسخ گوی تمام این رفتارها نیستند، به‌طور مثال استفاده‌کنندگان از جاده‌های کشور خود به دودسته خودروهای لوکس و خودروهای فرسوده می‌شود که وجود همین دودسته از استفاده‌کنندگان شرایط طراحی و ضوابط آیین‌نامه‌ای را تغییر می‌دهد. از همین رو نیاز به بازبینی آیین‌نامه طراحی روسازی‌های انعطاف‌پذیر ایران بر اساس مصالح، نیروی کار، روش‌های اجرا و ... بومی در ایران و تطبیق آیین‌نامه با شرایط محیطی هر منطقه از ایران، اهمیت بررسی عملکرد و بازدهی و ایمنی سازه‌ها بیش‌ازپیش می‌باشد.

از سویی دیگر، طراحی و ساخت راه‌ها در تمام کشورهای دنیا از جمله پروژه‌های ملی و پرهزینه است مخصوصاً در کشور ایران که بیش از ۹۹٪ روسازی جاده‌ها و حتی خیابان‌های درون‌شهری و معابر، روسازی انعطاف‌پذیر است که نتایج قبلی محققانی همچون M. Y. Shahin اثبات نموده که این نوع روسازی هزینه تعمیر و نگهداری بالایی دارند. لذا به‌کارگیری روش‌های قابلیت اعتماد در مراحل طراحی، ساخت، بهره‌برداری و تعمیر و نگهداری روسازی، به دلیل بررسی دقیق عوامل و پارامترهای

مستقل و مداخله‌گر در صرفه‌جویی و ذخیره هزینه‌ها، درنهایت حفظ سرمایه‌های ملی نقش مؤثری را ایفا می‌کند.

به‌طور خلاصه افزایش ایمنی راه‌ها به صورتی که کمترین هزینه را دربر داشته باشد، مهم‌ترین نیاز کشور است. نائل شدن به این دو هدف که ناسازگار هم هستند (افزایش کیفیت و ایمنی با صرفه‌جویی در هزینه) از ویژگی‌های روش‌های ارزیابی قابلیت اعتماد است. هدف از انجام این تحقیق ارائه روشی است که بتواند عملکرد روسازی را ارزیابی کند و با استفاده از روش قابلیت اعتماد برخی پارامترهای طراحی و یا پارامترهای ارزیابی کیفیت روسازی را با توجه به شرایط محیطی حاکم تغییر داده و روش جدید، ایمن و بهینه طراحی روسازی انعطاف‌پذیر را ارائه کند. از طرفی محاسبه احتمال خرابی روسازی از نکات مهم در مهندسی راه و ترابری می‌باشد و تأثیر بسزایی در طراحی روسازی بر اساس احتمال خرابی در آینده دارد، لذا روش‌های قابلیت اعتماد که در تشخیص احتمال خرابی روسازی (به‌طور خاص در این پایان‌نامه خرابی شیارشدگی) بسیار مؤثر است، به کار گرفته می‌شود. ارزیابی احتمال خرابی و تغییر در روند طراحی روسازی بر اساس روش‌های قابلیت اعتماد مزیت‌های زیر را به دنبال خواهد داشت:

۱. افزایش ایمنی در طراحی سازه روسازی با در نظر گرفتن تأثیر تمام عوامل
۲. پیش‌بینی دقیق احتمال خرابی و تأثیر در روند تعمیر و نگهداری روسازی
۳. منظور نمودن اثرهای شرایط ترافیکی و بارگذاری در طی زمان
۴. کاهش هزینه‌های ساخت و تعمیر و نگهداری

## ۱-۵- نوآوری تحقیق

تصمیم‌گیری در علم مهندسی بر دو نوع متعین<sup>۱</sup> و احتمالاتی<sup>۲</sup> است. شرایط کاملاً معین در هیچ مسئله مهندسی وجود ندارد ولی مهندسان با ضرایبی سعی بر چشم‌پوشی شرایط احتمالاتی دارند که این موضوع در آیین‌نامه‌های طراحی قدیمی مشاهده می‌شود. شرایط احتمالاتی را می‌توان با علومی همچون روش قابلیت اعتماد بررسی نمود. بررسی خرابی‌های روسازی (در این پژوهش منحصرأً خرابی شیارشدگی در نظر گرفته شد) با روش احتمالاتی قابلیت اعتماد، پژوهشی نوین می‌باشد که می‌توان از نتایج آن در سیستم مدیریت روسازی و روش طراحی روسازی استفاده کرد. همچنین نتایج این بررسی می‌تواند

<sup>۱</sup>. Deterministic

<sup>۲</sup>. Probabilistic

عملکرد روکش آسفالتی مورد استفاده در جاده‌ها را تعیین کند که نتایج ارزیابی عملکرد روکش آسفالتی می‌تواند در اصلاح طرح مخلوط آسفاتی گرم به صورت یک روند چرخه‌ای مؤثر باشد.

پیش‌بینی زمان دقیق خرابی شیار با استفاده از مقدار احتمال خرابی در طی سال‌های عمر بهره‌برداری روسازی یکی دیگر از خروجی‌های این پایان‌نامه است که در نوع خود روشی جدید در تشخیص زمان وقوع خرابی است.

ارائه مدل پیش‌بینی رفتار شیارشدگی نیز یکی از نوآوری‌های پایان‌نامه است که در سیستم مدیریت روسازی کاربرد فراوانی در تشخیص وقوع خرابی دارد.

## ۶-۱- اهداف تحقیق

در این پژوهش اهداف ذیل دنبال می‌شود:

۱. شناخت رفتار شیارشدگی در طول عمر بهره‌برداری روسازی با بررسی توزیع‌های احتمال حاکم بر خرابی شیارشدگی،
۲. تعیین زمان دقیق وقوع شیار شیارشدگی در سطوح شدت متوسط و بالا در روسازی،
۳. ارائه مدل‌های آماری برای پیش‌بینی رفتار شیارشدگی در روسازی‌های موجود،
۴. شناخت عدم قطعیت‌های موجود در خرابی شیارشدگی در عمر بهره‌برداری روسازی.

## ۷-۱- روش انجام تحقیق

در راستای انجام این پایان‌نامه مراحل زیر انجام می‌پذیرد.

۱. مطالعه کتابخانه‌ای پیرامون روش قابلیت اعتماد و مطالعه سوابق پیشین در زمینه‌ی این روش،
۲. جمع‌آوری داده‌های عمق شیار،
۳. مطالعه‌های آماری بر روی داده‌ها و یافتن نوع توزیع داده‌ها،
۴. تعریف تابع حالت حدی و استفاده از یکی از روش‌های قابلیت اعتماد،
۵. تحلیل مدل‌های ساخته‌شده روسازی با استفاده از روش‌های قابلیت اعتماد انتخابی
۶. ساخت مدل پیش‌بینی خرابی شیارشدگی

## ۸-۱- مشکلات تحقیق

در نبود دستگاه‌های پیشرفته‌ی عکس‌برداری از سطح جاده و دستگاه‌های اولتراسونیک که مشکلات

سطح جاده را با دقت بالایی ثبت می‌کنند، بایستی از تجهیزات ابتدایی و به‌صورت پیمایش مسیر، داده‌های خرابی راه را جمع‌آوری نمود؛ لذا جمع‌آوری داده‌های میدانی بزرگ‌ترین مشکل این تحقیق است که نیاز به مسدود کردن یکی از مسیرهای پرتردد دارد که هزینه‌ی بالایی را دربر خواهد داشت. این هزینه به دو دسته‌ی هزینه‌ی مستقیم و غیرمستقیم تقسیم می‌شود که هزینه‌ی مستقیم مربوط به تجهیزات ایمنی و انسداد راه است و هزینه‌ی غیرمستقیم که بر استفاده‌کنندگان از راه تأثیر می‌گذارد و شامل افزایش زمان سفر، تأخیر، کاهش سرعت، ایجاد صف و افزایش مصرف سوخت می‌شود.

## ۹-۱- ساختار فصول پایان‌نامه

این پایان‌نامه شامل پنج فصل است. در فصل اول به کلیات پرداخته شده و شامل ارائه مقدمه، اهمیت موضوع، نوآوری و ضرورت تحقیق و مبانی نظری تحقیق است. در فصل دوم به‌منظور تبیین مفاهیم مورداستفاده در این پژوهش، ابتدا به تعاریف و مبانی نظری پرداخته شد و سپس مروری بر تحقیقات گذشته انجام شد. در فصل سوم به مبانی تئوری آمار و احتمال پرداخته شده که ساختار اصلی تحلیل‌ها را شکل می‌دهد. در این فصل روش‌های تحلیل آماری به همراه روابط مورداستفاده در پژوهش مطرح شد.

فصل چهارم ابتدا به روش‌های جمع‌آوری داده و سپس به تحلیل‌های آماری ازجمله تحلیل آماره‌های توصیفی، تحلیل نیکویی برازش و تحلیل قابلیت اعتماد اختصاص دارد و نتایجی را دربر خواهد داشت که در قالب نمودارها و جداول ارائه می‌شود. در فصل پنجم نیز به نتیجه‌گیری و ارائه پیشنهادات پرداخته می‌شود.



## **فصل ۲:**

### **مروری بر ادبیات موضوع**

## ۲-۱- مقدمه

در این فصل که با عنوان «مروری بر ادبیات موضوع» معرفی می‌شود، اولین هدف تعریف اصطلاحات و مبانی نظری است که در پژوهش به کار گرفته شده است. همچنین در این فصل با اشاره و معرفی تحقیقات سایر پژوهشگران در سطح دنیا که پیرامون موضوع این پژوهش فعالیت نمودند، سعی به بررسی و طبقه‌بندی یافته‌های تحقیقات آنها و تعیین و شناسایی خلأهای تحقیقاتی شده است.

## ۲-۲- تعاریف، اصول و مبانی نظری

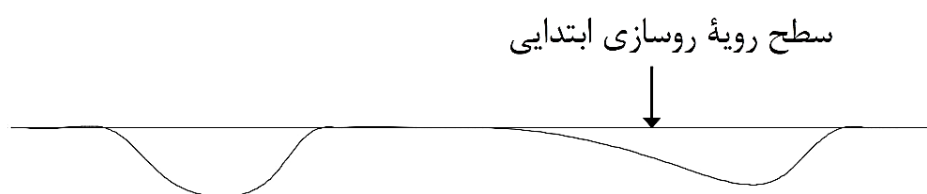
### ۲-۲-۱- خرابی شیارشدگی<sup>۱</sup> آسفالت

آگاهی از انواع خرابی برای طراحان بسیار مهم می‌باشد زیرا آن‌ها را در تشخیص علل وقوع این خرابی‌ها یاری می‌دهد و اگر خرابی به علت طراحی ناصحیح باشد می‌توان روش طراحی را بهبود بخشید. علاوه بر این ارزیابی خرابی روسازی یکی از بخش‌های مهم سیستم تعمیر و نگهداری روسازی و اتخاذ مؤثرترین راه‌کار جهت تعمیر و نگهداری است. یکی از الگوهای خرابی مرسوم در روسازی‌های آسفالتی شیارشدگی است که در سال‌های اولیه سرعت بیشتری دارد و به تدریج سرعت وقوع آن کاهش می‌یابد. خرابی شیارشدگی جزو خرابی‌های سازه‌ای و از دسته‌ی تغییر شکل‌ها می‌باشد. تغییر شکل در روسازی از انواع خرابی سازه‌ای می‌باشد که در اثر عواملی همچون بارگذاری ترافیکی بیش‌ازحد، خزش، تراکم، تحکیم، تورم و یا اثرات یخبندان ایجاد می‌شوند. مصرف بیش‌ازاندازه قیر، مصرف شن و ماسه گرد گوشه، استفاده بیش‌ازحد ریزدانه، ترافیک زیاد و شرایط جوی از عوامل مؤثر بر تشدید این نوع خرابی است. شیارشدگی، گودشدگی یا تورفتگی سطح روسازی در مسیر چرخ به سبب تغییر شکل‌های پلاستیک یا غیرالاستیک در یک یا همه لایه‌های روسازی و حتی بستر ایجاد می‌شود. این تغییر شکل‌های پلاستیک نتیجه نوعی از:

#### ۱- تراکم یک‌بعدی

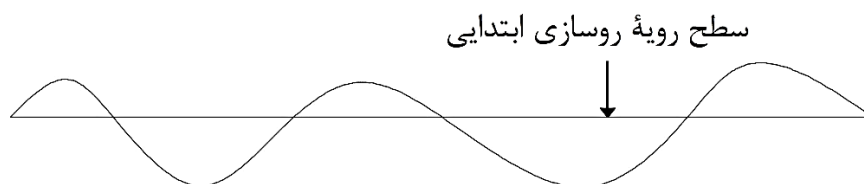
۲- حرکات جانبی یا جریان پلاستیک مواد و مصالح (HMA و سنگدانه‌های اساس و خاک بستر) به دلیل بارهای وارده از چرخ‌ها.

شدیدترین خرابی‌های شیارشدگی به حرکت جانبی و مقاومت برشی ناکافی هر لایه روسازی وابسته است تا به تراکم یک‌بعدی. شیارشدگی بر اساس آیین‌نامه آشتو به دو تعریف زیر دسته‌بندی شده است: تراکم یک‌بعدی یا فشار قائم؛ شیار ایجادشده به وسیله تراکم مصالح، یک فشار نزدیک به مرکز مسیر چرخ است که بدون تورفتگی کناره‌های چرخ ایجاد می‌گردد. شکل (۱-۲) این خرابی را نشان می‌دهد. تراکم تدریجی مصالح عموماً به دلیل خارج شدن هوای اضافی در اثر تراکم ناکافی هر لایه تثبیت‌شده و نشده است که باعث می‌شود لایه‌های زیرین وقتی که در معرض بار ترافیکی قرار می‌گیرند، به تدریج متراکم شوند. نتیجه این نوع از شیار معمولاً سطح شدت کم از شیارشدگی است.



شکل (۱-۲) تراکم یک‌بعدی یا فشار عمودی (AASHTO, 2004).

حرکت پلاستیک یا جریان جانبی؛ شیار ایجادشده به وسیله جریان جانبی (روبه بالا و روبه پایین) مصالح، یک فشار نزدیک به مرکز مسیر چرخ با تغییرات زیاد مقاومت برشی روی کناره‌های مرکز فشار است. در شکل (۲-۲) جزئیات خرابی مطرح شده است. نتیجه این نوع از شیار معمولاً سطح شدت بالایی از شیارشدگی است. حرکت پلاستیک یا جریان جانبی زمانی رخ خواهد داد که این مخلوط مقاومت برشی ناکافی و یا تنش برشی بزرگی تحت بار ترافیکی در مقطع عرضی روسازی خاص مورد استفاده قرار بگیرد. نتیجه چگالش بیش از حد لایه HMA به وسیله بارهای چرخ سنگین، رو زدن قیر است. پیش‌بینی و اندازه‌گیری این نوع از شیار در آزمایشگاه خیلی سخت است (AASHTO, 2004).



شکل (۲-۲) جابجایی جانبی یا حرکت پلاستیک دوبعدی (AASHTO, 2004).

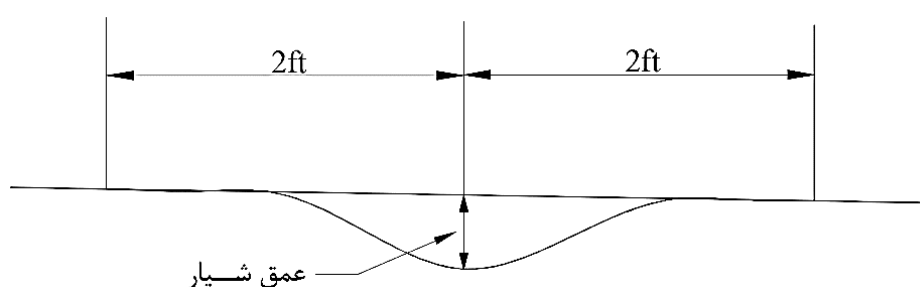
در خصوص اهمیت این نوع خرابی بایستی اشاره کرد که در طراحی روسازی آسفالتی هم به روش سنتی و هم به روش مکانیکی-تجربی، شیارشدگی یکی از پارامترهای اصلی می‌باشد. پروسه روش سنتی طراحی روسازی آسفالتی شامل کاهش کرنش‌های بالای لایه بستر برای جلوگیری از خرابی شیارشدگی

است. راهنمای طراحی روسازی مکانیکی-تجربی آشتو نیز نرم‌افزار طراحی ASHTOWare M-E برای ایالات متحده ارائه داده است که تغییر شکل‌های دائمی در لایه‌های مستعد شیار (بتن آسفالتی و لایه‌های دارای مصالح دانه‌ای تثبیت شده) و شیارشدگی تجمعی کل در روسازی را بررسی می‌کند (Roy et al, 2013).

## ۲-۲-۲- نحوه اندازه‌گیری شیارافتادگی

شیارشدگی را برحسب متر (فوت) مربع سطح رویه اندازه‌گیری می‌کنند و شدت آن به‌وسیله میانگین عمق شیار تعیین می‌شود. میانگین عمق شیار با گذاشتن یک شمشه‌ی شیار برای اندازه‌گیری عمق در امتداد طول شیار و گرفتن میانگین از اندازه‌گیری‌ها به دست می‌آورند. سطوح شدت شامل شدت کم با عمق شیار ۶ تا ۱۳ میلی‌متر، شدت متوسط با عمق شیار از ۱۳ تا ۲۵ میلی‌متر و شدت زیاد با عمق شیار بیش از ۲۵ میلی‌متر می‌باشد.

«در دستورالعمل آشتو پروفیل عرضی روسازی‌های انعطاف‌پذیر با یک شاخص، عمق شیار اندازه‌گیری می‌شود. همان‌طور که در شکل (۳-۲) نشان داده شده است، این شاخص برای تعیین اختلاف ارتفاع بین مسیر چرخ و خطی که دو نقطه به فاصله ۰/۶ متر (۲ ft) از مرکز مسیر چرخ در هر طرف و در جهت عرضی را به هم وصل می‌کند، مورد استفاده قرار می‌گیرد. اندازه‌گیری‌های عمق شیار در فواصل ۶/۱ متر (۲۰ ft) برای هر دو مسیر چرخ انجام‌شده و میانگین‌گیری می‌شود تا میانگین عمق شیار (RD) به دست آید (Huang, 2004).»



شکل (۳-۲) اندازه‌گیری عمق شیار با استفاده از شاخص (Huang, 2004).

## ۲-۳-۲- روش طراحی آشتو AASHTO

طرح سازه‌های روسازی‌های انعطاف‌پذیر جدید و بازسازی‌شده<sup>۱</sup>، به یک فرآیند پی‌درپی و متوالی توسط طراح نیاز دارد. طراح بایستی یک طرح آزمایشی را انتخاب کند و سپس جزئیات طرح را برای تعیین کردن معیارها و ضوابط مجاز عملکردی تحلیل کند. عملکرد روسازی انعطاف‌پذیر با اندازه‌گیری تغییر شکل‌های دائمی (شیارشدهگی)<sup>۲</sup> ترک‌های خستگی<sup>۳</sup> (اعم از ترک‌های بالای لایه پایینی و پایین لایه بالایی)، ترک‌های برودتی<sup>۴</sup> و ناهمواری (شاخص ناهمواری بین‌المللی<sup>۵</sup> IRI) گزارش می‌شود و در نهایت سطح قابلیت اعتماد برای هر شاخص عملکردی قابل اجرا انتخاب می‌شود. اگر این طرح آزمایشی راضی‌کننده نباشد (پایین‌تر از سطح قابلیت اعتماد موردنظر باشد)، ضوابط عملکردی طرح اصلاح شده و دوباره آنالیز می‌شود و این چرخه تا زمانی که طرح برای تمام ضوابط رضایت‌بخش باشد، ادامه دارد. تمام فرآیند چرخشی طراحی روسازی‌های آسفالتی در شکل (۲-۴) آمده است.

### ■ مدل‌های پاسخ روسازی

هدف از مدل پاسخ روسازی انعطاف‌پذیر، تعیین پاسخ سازه‌ای سیستم روسازی نسبت به بارهای ترافیکی و آثار محیطی است. خروجی‌های مدل پاسخ روسازی تنش‌ها، کرنش‌ها و تغییر مکان‌ها در لایه‌های روسازی هستند. متغیرهای پاسخ مهم به‌عنوان ورودی‌های مدل خرابی روسازی در روش طراحی مکانیکی-تجربی هستند. متغیرهای پاسخ مهم روسازی شامل موارد زیر است:

- کرنش افقی کششی در بالا و پایین لایه‌ی HMA (ترک‌های خستگی)
- تنش‌ها و کرنش‌های عمودی فشاری در لایه‌ی HMA (شیارشدهگی HMA)
- تنش‌ها و کرنش‌های عمودی فشاری در لایه‌های اساس و زیراساس
- تنش‌ها و کرنش‌های عمودی فشاری در بالای لایه‌ی بستر (برای شیارشدگی بستر)

هر متغیر پاسخ روسازی باید در محل بحرانی در لایه‌ای از روسازی که پارامتر در حداکثر مقدار خود باشد، ارزیابی شود. برای یک بارگذاری چرخ تکی (محور ساده)، محل بحرانی معمولاً می‌تواند با بازرسی

<sup>1</sup> . Guide for mechanistic-empirical design of new & rehabilitated Pavement Structures

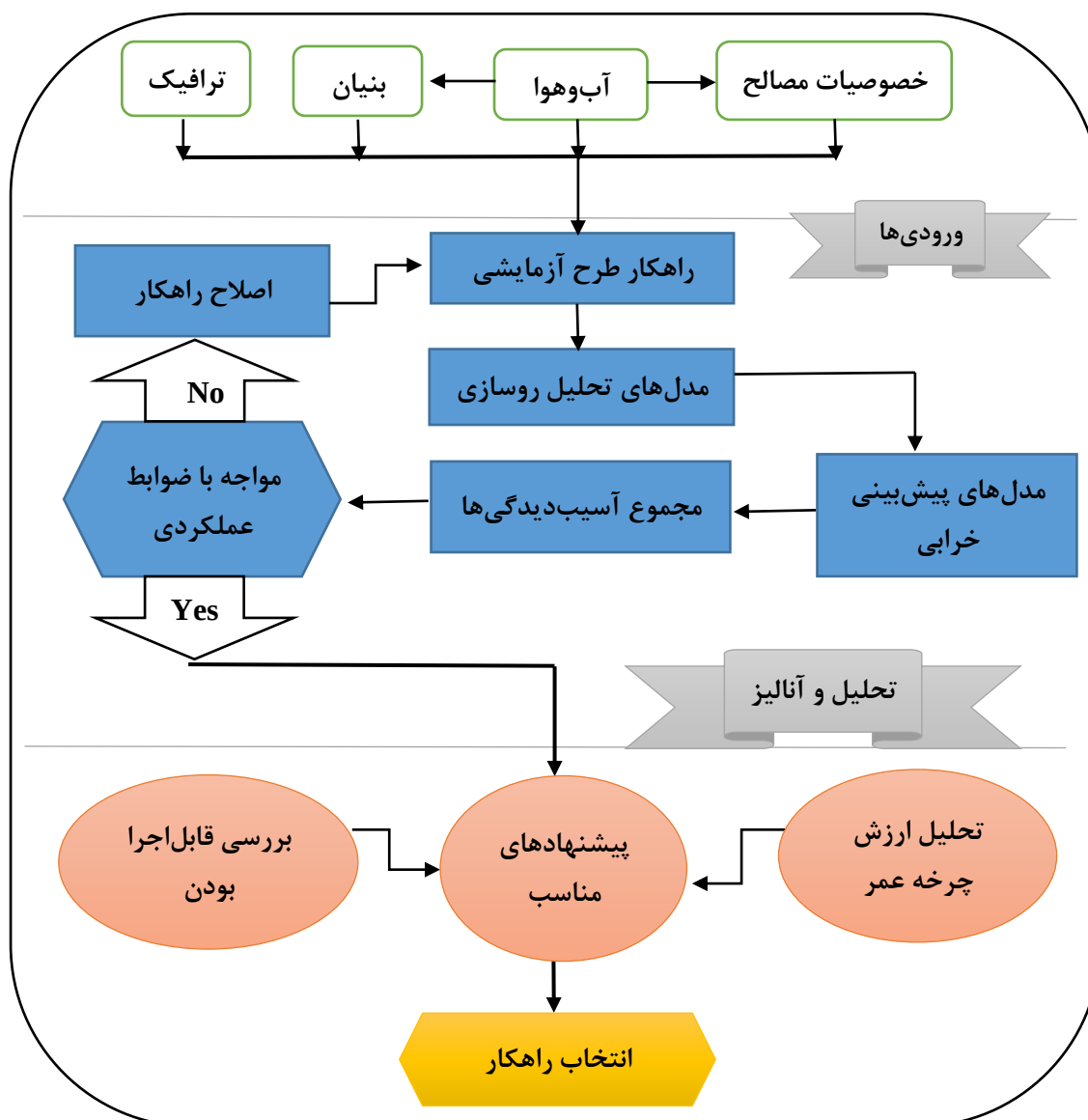
<sup>2</sup> . Rutting

<sup>3</sup> . Fatigue Cracking

<sup>4</sup> . Thermal Cracking

<sup>5</sup> . International Roughness Index

و بازبینی تعیین شود. روش تحلیل تئوری الاستیک چندلایه‌ای برای روسازی انعطاف‌پذیر در همه مصالح در سازه روسازی می‌تواند به‌طور واقع‌گرایانه‌ای برای تعیین پاسخ روسازی استفاده شود.



شکل (۲-۴) تمام مراحل فرآیند طراحی روسازی‌های انعطاف‌پذیر (AASHTO, 2004)

### ❑ خرابی‌های توسعه‌ای و آسیب‌های تجمعی

طرح آزمایشی با تقسیم‌بندی عمر نهایی طراحی به دوره‌های تحلیل کوتاه‌تر یا توسعه ترافیک ماه اول بازگشایی مسیر، برای بررسی کفایت تحلیل شده است. در هر دوره‌ی تحلیلی، همه فاکتورهایی که پاسخ‌های روسازی و آسیب‌های دائمی را متأثر می‌کند عبارت‌اند از: سطوح ترافیک، مدول‌های بتن آسفالتی، مدول اساس و زیراساس، مدول بستر. مقادیر کرنش و یا تنش بحرانی برای هر نوع خرابی در

هر دوره‌ی تحلیل تعیین‌شده است. این مقادیر کرنش و یا تنش بحرانی به خرابی‌های توسعه‌ای، هردو در اصطلاح مطلق (مانند شیار عمیق توسعه‌یافته) و در اصطلاح شاخص آسیب (مانند ترک‌های خستگی)، تبدیل‌شده است.

تغییر شکل دائمی یا شیارشدگی: یک شیار عبارت است از یک تورفتگی سطحی در مسیر عبور چرخ‌ها. هرچند در امتداد دیواره‌های شیار ممکن است روسازی کمی بالا آمده باشد، لیکن در بسیاری از موارد شیارها تنها پس از بارندگی هنگامی که با آب باران پرشده‌اند قابل تشخیص‌اند. شیارشدگی از تغییر شکل دائمی یکی از لایه‌ها یا بستر روسازی است که معمولاً به علت تراکم و جابجایی جانبی مصالح در اثر بار ترافیکی به وجود می‌آید. همچنین شیارشدگی می‌تواند به علت حرکت پلاستیک مخلوط آسفالتی در دماهای بالا و یا کمبود تراکم در زمان ساخت باشد. شیار با شدت زیاد می‌تواند به گسیختگی سازه‌ای و اساسی روسازی منجر گردد.

### □ قابلیت اعتماد طراحی

در طراحی مکانیکی-تجربی ورودی‌های کلیدی مورد مطالعه، چند خرابی مانند شیارشدگی، ترک‌های خستگی و ترک‌های برودتی برای روسازی‌های انعطاف‌پذیر مهم هستند؛ بنابراین پیش‌بینی این خرابی‌ها به‌عنوان متغیر تصادفی در طراحی قابلیت اعتماد مدنظر است. خاصیت توزیع این متغیرها برای همه برآوردهای ممکن، میانگین و مشتقات وابسته به آن، در برآورد قابلیت اعتماد مدنظر است. قابلیت اعتماد طراحی برای مدل‌های منحصربه‌فرد خرابی روسازی مبتنی بر خطای استاندارد در نتایج هر مدل منحصربه‌فرد کالیبره شده می‌باشد (Tanquist, 2001). این برآوردهای خطا شامل تغییرپذیری ورودی ترکیب‌شده، تغییرپذیری فرآیند ساخت و خطای مدل یا خطای محض است. سطح مطلوب قابلیت اعتماد همراه با سطح قابل قبول خرابی در پایان عمر طرح در تعیین شرایط عملکردی برای یک طرح روسازی، مشخص می‌شود. برای مثال، یک معیار ممکن است به عمق شیار ۲۵ میلی‌متر در قابلیت اطمینان ۹۰ درصد محدود شود.

### □ پارامترهای تحلیل تغییر شکل‌های دائمی (شیارشدگی) کلی

تغییر شکل‌های دائمی (شیارشدگی) غالباً در مسیر چرخ‌ها رخ می‌دهد. تغییر شکل‌های دائمی کلی در رویه حاصل از انباشته شدن تغییر شکل‌های دائمی در آسفالت و همه لایه‌های تثبیت نشده (اساس و زیراساس) در سیستم روسازی است. شیارشدگی یکی از اصلی‌ترین عوامل در کاهش همواری روسازی است. شیارشدگی همچنین می‌تواند باعث مشکلات اساسی (عملکردی) بشود. مشکلاتی مانند ۱-درست شدن گودال آب در سطح رویه و در نتیجه نفوذ آب به دیگر لایه‌های روسازی و ۲-برهم خوردن تعادل

برای خودروهایی که تغییر خط می‌دهند.

ملاک عملکردی برای تغییر شکل دائمی کلی در عبارت بیشترین عمق شیار در مسیر چرخ تعریف می‌شود. لذا در بررسی این خرابی، عمق بیشینه به عنوان پارامتر تحلیل معرفی می‌شود. بیشترین نمونه عمق شیار برای تغییر شکل دائمی کلی بین ۰/۳ تا ۰/۵ اینچ است (AASHTO, 2004).

## ۲-۲-۴- عدم قطعیت

به‌طور کلی عدم قطعیت‌ها را می‌توان به دو گروه تصادفی یا شانسی و شناختی تقسیم نمود. عدم قطعیت‌هایی که امکان کاهش عدم قطعیت با جمع‌آوری اطلاعات بیشتر یا مدل‌سازی دوباره وجود داشته باشد در گروه شناختی یا Epistemic قرار می‌گیرند و بالعکس اگر محاسب امکان کاهش عدم قطعیت را نداشته باشد، عدم قطعیت‌ها به‌عنوان شانسی یا Aleatory طبقه‌بندی می‌شوند.

### □ روش‌های بیان عدم قطعیت

سه روش کلی در بیان عدم قطعیت وجود دارد:

۱. احتمال؛ یک عدد بین صفر و یک است که صفر یعنی عدم وقوع و یک یعنی وقوع حتمی.
۲. آنتروپی<sup>۱</sup>؛ معیاری از قابل پیش‌بینی بودن یک پدیده است. هر چه آنتروپی بالاتر باشد پدیده کمتر قابل پیش‌بینی است و بالعکس.
۳. رویکرد فازی<sup>۲</sup>؛ بر اساس منطق فازی بیان می‌شود که وقوع مقدار حقیقی یک رویداد را بیان می‌کند.

تفاوت روش احتمال و فازی در کمی بودن اطلاعات در احتمال و کیفی بودن اطلاعات در رویکرد فازی است. متداول‌ترین روش بیان عدم قطعیت در روش قابلیت اعتماد، احتمال است که در این پژوهش نیز از آن استفاده شده است (Mahsuli, 2012).

## ۲-۲-۵- مفهوم احتمال

برای مفهوم احتمال دو مکتب فکری در بین کارشناسان آمار وجود دارد:

<sup>۱</sup>. Entropy

<sup>۲</sup>. Fuzzy Approach

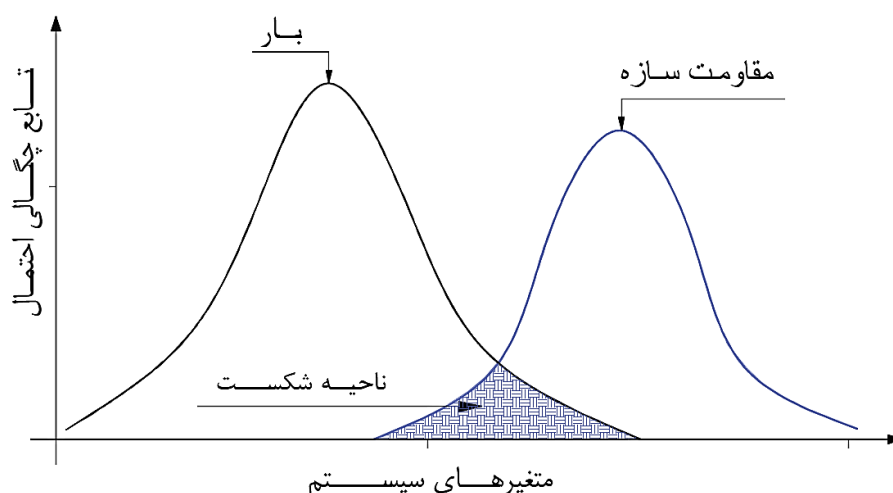


دیدگاه تکرر<sup>۱</sup>؛ احتمال، بیانگر تکرر نسبی وقوع یک پدیده است. این نظریه مربوط به آمار شناسان کلاسیک است که احتمال را یک مسئله‌ی تجربی و عینی می‌دانند.

دیدگاه بیزین<sup>۲</sup>؛ احتمال یعنی «درجه‌ی باور» به وقع یک پدیده است. در دیدگاه بیزین با مشاهده‌ی وقوع یک رویداد، تابع احتمال وقوع آن به‌روزرسانی می‌شود (بهبودیان، ۱۳۸۴).

## ۲-۲-۶- تابع حدی خرابی

مدل ایده‌آل مقاومت سازه و بار یک مدل مبتنی بر مفاهیم آمار و احتمالات برای نشان دادن چگونگی ارتباط و تداخل بار بر سازه می‌باشد. در این مدل مقادیر بار و مقاومت قطعی نیستند و همانطور که در شکل (۲-۵) مشاهده می‌شود، توابع چگالی بار و مقاومت بیانگر رفتار آنها خواهند بود. بر اساس این مدل، معیار خرابی و روش تحلیل، تابع  $g_x(x)$  که در آن بردار  $X$  نمایشگر مقدارهای متغیرهای تصادفی است تعریف می‌شود. در این تابع  $g_x(x) = 0$  معرف حالت حدی است و مجموعه‌ای است با مکان هندسی نقاطی که  $g_x(x) > 0$  نشانگر این است که سیستم در حالت ایمن قرار دارد و  $g_x(x) < 0$  نشانگر این است که سیستم به حالت خرابی رسیده است.



شکل (۲-۵) ارتباط بار و مقاومت در یک سیستم (شایانفر و همکاران، ۱۳۹۴).

<sup>۱</sup>. Frequentist

<sup>۲</sup>. Bayesian

رفتار سیستم سازه‌ای بر اساس مقدارهای متغیرهای تصادفی می‌تواند در یکی از دو ناحیه خرابی یا ایمن قرار داشته باشد. مدهای خرابی یا حالات حدی عبارت‌اند از (شایانفر و همکاران، ۱۳۹۴):

- ♦ حالت حدی نهایی ( $ULS^1$ ): به حداکثر ظرفیت باربری سازه مربوط است و با خرابی سازه یا بخشی از آن ارتباط دارد. این حالت می‌تواند به مواردی نظیر تشکیل مکانیزم گسیختگی و اضمحلال سازه یا روسازی منجر شود.
- ♦ حالت حدی خدمت‌رسانی یا سرویس ( $SLS^2$ ): به رفتار متعارف سازه، زوال تدریجی، آسایش کاربر و هزینه‌های نگهداری مربوط می‌شود. نظیر ناهمواری بیش‌ازحد، بروز ترک‌های عریض، شیارشدگی بیش‌ازحد و ...
- ♦ حالت حدی خستگی ( $FLS^3$ ): به کاهش مقاومت زیر بار تکرارشونده مرتبط است. این حالت حدی با افزایش آسیب و شکست ناگهانی تحت بارهای تکراری مرتبط است.

## ۲-۳- کاربرد قابلیت اعتماد در طراحی روسازی انعطاف‌پذیر به روش

### AASHTO

اصطلاح روسازی انعطاف‌پذیر اشاره به هر سیستم روسازی جدید، بازسازی‌شده یا بهسازی‌شده که یک مخلوط بتن آسفالتی برای رویه دارند، می‌کند. روش طراحی استفاده‌شده مبتنی بر رویکرد مکانیکی-تجربی به دنبال پیش‌بینی یک نوع از انواع خرابی زیر است:

- ترک خستگی آسفالت (بالا به پایین و پایین به بالا)
  - تغییر شکل دائمی (لایه HMA، لایه تثبیت نشده، بستر، کل سیستم)
  - ترک حرارتی HMA
  - ترک خستگی در لایه‌هایی که به‌طور شیمیایی تثبیت شده‌اند.
- در صورتی که طراح، با مقدار وسیعی از انواع خرابی‌های رایج در رویه آسفالتی روسازی مواجه شود، بایستی طراحی روسازی را اصلاح نماید تا در مسئله بروز خرابی‌های وسیع به طور عمده کاهش پیدا کند. این اصلاح می‌تواند شامل تغییر در تکنولوژی ساخت و خصوصیات مصالح باشد.

<sup>۱</sup>. Ultimate Limit State

<sup>۲</sup>. Service Limit State

<sup>۳</sup>. Fatigue Limit State

طراح باید مقاطع آزمایشی روسازی را تعیین کند و انواع مصالح لایه‌ها و ضخامت‌های لایه‌ها را برای مقطع روسازی آزمایشی تعیین کند تا آنالیز صورت گیرد. در تصمیم بعدی باید آب‌وهوای یک فصل را که نیاز دارد، تحلیل کند. اگر یک تحلیل فصلی انتخاب نشده باشد، در همه لایه‌ها به جز HMA مقدار  $E_i$  و  $\mu_i$  (مدول الاستیسیته و نسبت پواسون) در سراسر دوره تحلیل ثابت فرض می‌شود. با این حال بازهم اثرهای تغییرات فصلی در دما و پیرشدگی روی مقاومت مصالح بتن آسفالتی در نظر گرفته می‌شود. گزینه‌های زیر برای یک تحلیل فصلی در دسترس هستند:

- مدل‌های پیش‌بینی  $E_{ICM}^1$

- مقدارهای فصلی ماهانه

تصمیم مهم بعدی انتخاب معیارهای عملکردی طراحی برای هر نوع خرابی است. اطلاعات ویژه لازم برای معیارهای عملکردی طراحی بایستی مبتنی بر قطعیت و قابلیت اعتماد طراحی انتخاب شوند. در تحلیل قطعی، تنها دو قسمت از اطلاعات برای تحلیل روسازی نیاز است:

۱. مقدار بحرانی یا حدی برای خرابی و IRI (این مقدار در طراحی‌های مختلف بسته به سیاست

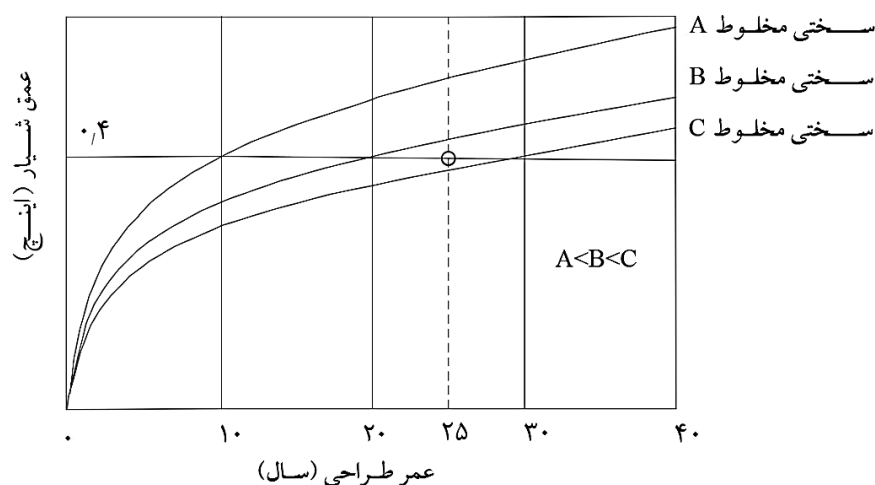
طراح متغیر است)،

۲. عمر طراحی.

برای مثال در خرابی شیارشدگی، معیار عملکردی مبتنی بر قطعیت می‌تواند این‌گونه بیان شود: «سطح شیارشدگی HMA طرح نباید از ۰/۴ اینچ در طی دوره ۲۵ ساله تجاوز کند». در این رابطه می‌توان به آزمایش طرح مخلوط HMA بهینه اشاره نمود. در این آزمایش سه مخلوط با سختی‌های متفاوت طراحی شدند و خرابی‌های مختلف به عنوان پاسخ آنها ارزیابی شد (AASHTO, 2004). «مدول سختی» یا به اختصار سختی، برای تعیین مشخصات مصالح به کار گرفته می‌شود. سختی یک اصطلاح کیفی به معنای مقاومت در برابر تغییر شکل می‌باشد که غالباً به جای اصلاحات «مدول الاستیسیته» و «مدول برجهندگی» به کار گرفته می‌شود. در واقع سختی تعیین کننده میزان کرنش یا تغییر مکان لایه‌های روسازی در حین بارگذاری یا باربرداری است (رفیعی و همکاران، ۱۳۸۹). این مدول با روش‌های مختلفی همچون، روش‌های آزمایشگاهی، آزمایش‌های مخرب در محل، روابط تجربی و آزمایش‌های غیر مخرب در محل بدست می‌آید (کاووسی و رفیعی، ۱۳۸۸).

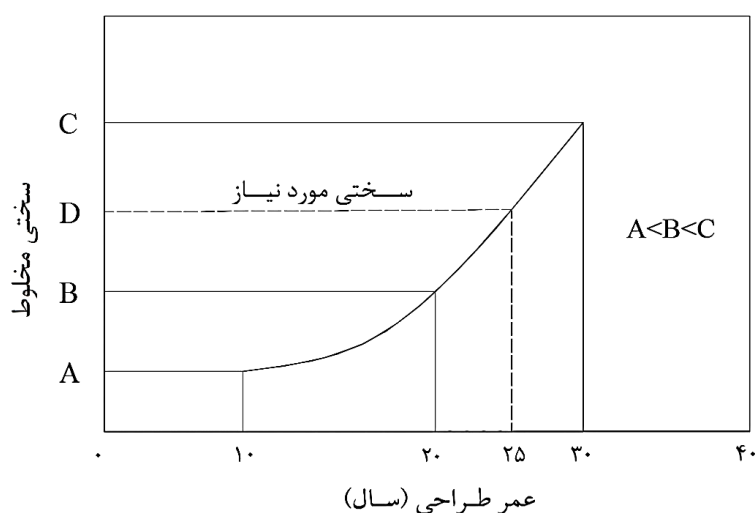
<sup>1</sup>. Enhanced Integrated Climatic Model

در مورد خرابی شیارشدگی، شکل (۶-۲) به طور خلاصه افزایش عمق شیار را به عنوان تابعی از زمان در سه مخلوط آسفالتی دارای مقدار سختی A، B و C هستند را نشان می دهد. مخلوط سخت تر در مقایسه با مخلوط نرم (روان) شیارشدگی کمتری را نتیجه می دهد. همان طور که در شکل مشاهده می شود، مخلوط A در ۱۰ سال به شیار ۰/۴ اینچ خواهد رسید، در حالی که مخلوط C پس از ۳۰ سال به همین مقدار شیارشدگی می رسد؛ بنابراین برای ملاک عملکردی معین ۰/۴ اینچ برای شیارشدگی بعد از ۲۵ سال، سختی بهینه در بین مخلوط A و C است.



شکل (۶-۲) تغییر عمق شیار نسبت به زمان (AASHTO, 2004).

شکل (۷-۲) نمودار «سختی مخلوط-عمر طراحی» برای عمق شیار ۰/۴ اینچ را نشان می دهد؛ با درون-یابی از منحنی حاصل شده می توان در عمر طراحی ۲۵ سال سختی بهینه را برای مخلوط D بدست آورد.



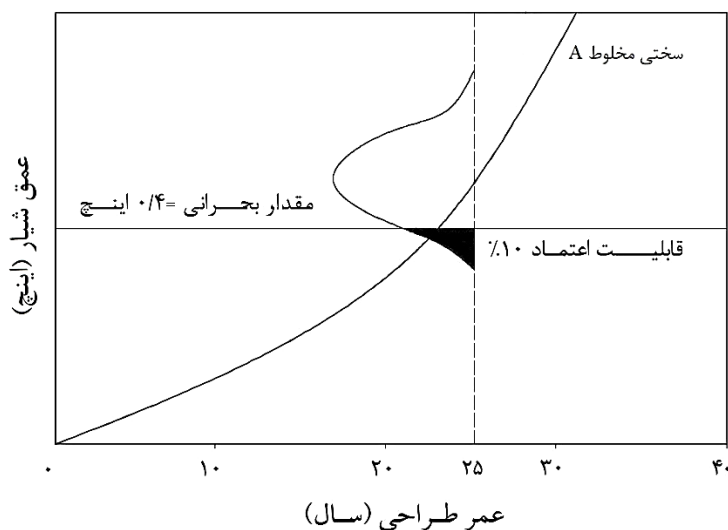
شکل (۷-۲) تغییرات سختی مخلوط نسبت به زمان (AASHTO, 2004).

در مقایسه با تحلیل قطعی، رویکرد قابلیت اعتماد به سه قسمت از اطلاعات نیاز دارد:

- ۱- مقدار بحرانی یا حدی برای خرابی و IRI، ۲- عمر طراحی، ۳- سطح قابلیت اعتماد مطلوب.

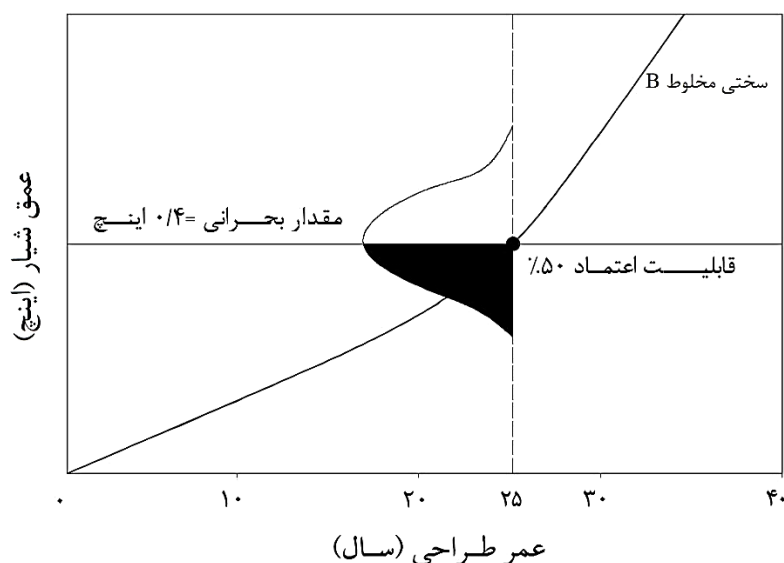
برای خرابی شیارشدگی، معیار عملکردی مبتنی بر قابلیت اعتماد می‌تواند این‌گونه بیان شود: «طراحی به‌گونه‌ای باشد که به احتمال ۹۰٪ مقدار شیارشدگی (عمق شیار) در طی یک دوره‌ی ۲۵ ساله کوچکتر یا مساوی ۰/۴ اینچ باشد».

شکل‌ها (۸-۲) تا (۱۱-۲)، به‌طور خلاصه نتایج تحلیل‌های قابلیت اعتماد را برای ۳ مخلوط نمونه مختلف نشان می‌دهند. مخلوط A نرم‌تر و بیشتر در معرض شیارشدگی است، درحالی‌که مخلوط C سخت و بنابراین کمتر در معرض شیارشدگی است. توزیع نرمال شیارشدگی بر روی هر قطعه تغییرات پیش-بینی عمق شیار را نشان می‌دهد. این تغییرپذیری در عمق شیار ممکن است منسوب به تغییرپذیری در سطوح ترافیک، خصوصیات مصالح، کیفیت ساخت و متغیرهای دیگر که در شیارشدگی شرکت دارد، باشد. همان‌طور که در شکل (۸-۲) نشان داده‌شده است، روان‌ترین مخلوط (مخلوط A) تنها ۱۰ درصد اطمینان را فراهم می‌کند که شیارشدگی کمتر از ۰/۴ اینچ در پایان ۲۵ سال خواهد بود.



شکل (۲-۸) تعیین قابلیت اعتماد مخلوط A (AASHTO, 2004).

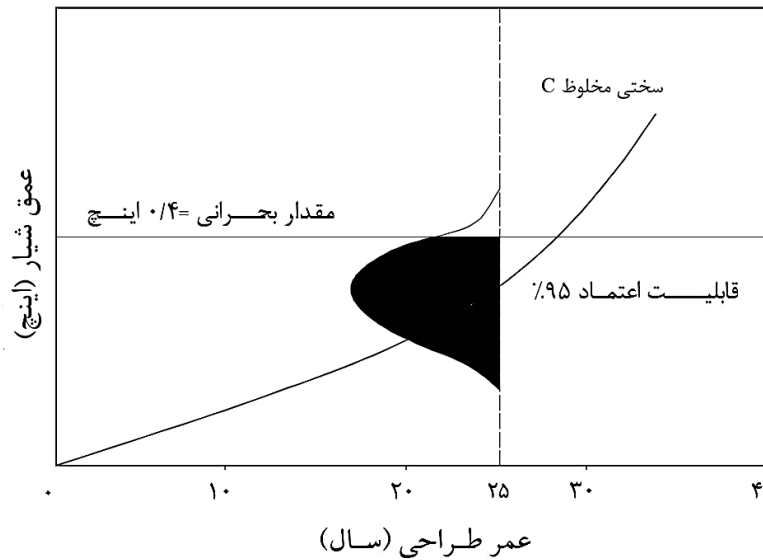
مخلوط B عملکرد متوسطی را تأمین می‌کند، در حالی که مخلوط C یک سطح قابلیت اعتماد ۹۵٪ را فراهم می‌کند که از ۹۰٪ ملاک مورد نیاز تجاوز می‌کند.



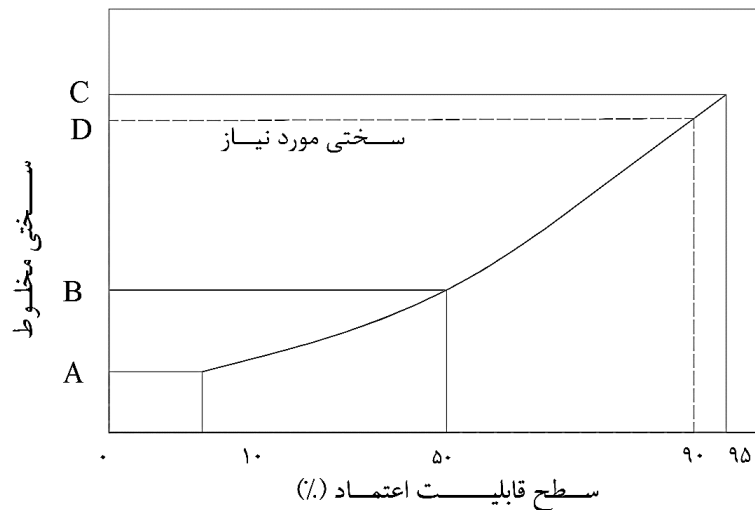
شکل (۲-۹) تعیین قابلیت اعتماد مخلوط B (AASHTO, 2004).

شکل (۲-۱۱) می‌تواند برای به دست آوردن سختی مورد نیاز (نقطه D) که کاملاً یک سطح قابلیت اعتماد ۹۰ درصدی را فراهم کرده است توسعه پیدا کند. به علاوه، شکل (۲-۱۰) نشان می‌دهد که منحنی سختی مخلوط C با مقدار عمق بحرانی در حدود یک عمر طراحی ۳۰ ساله متقاطع‌اند و در سال ۲۵ عمر طراحی یک سطح قابلیت اعتماد ۹۵ درصدی را فراهم می‌کند. سختی مخلوط B قابلیت اعتماد ۵۰ درصد را فراهم خواهد کرد که شیارشدگی روسازی در پایان ۲۵ سال از عمر طراحی کمتر

از ۰/۴ اینچ خواهد بود.



شکل (۲-۱۰) تعیین قابلیت اعتماد مخلوط C (AASHTO, 2004).



شکل (۲-۱۱) درون یابی قابلیت اعتماد مخلوط D (AASHTO, 2004).

## ۲-۳-۲- مدل های پاسخ روسازی

هدف مدل پاسخ روسازی تعیین پاسخ سازه ای سیستم روسازی تحت بار و تأثیرات محیطی است. تأثیرات محیطی می تواند به صورت مستقیم (مانند تنش های انبساط و یا انقباض حرارتی) یا به صورت غیرمستقیم به وسیله تأثیرات روی خصوصیات مواد (مانند تغییرات سختی اعمال شده دمایی و یا تأثیرات رطوبت) باشد. ورودی های مدل های پاسخ روسازی انعطاف پذیر شامل:

۱. پارامترهای هندسی مانند ضخامت لایه ها

۲. محیط‌زیست؛ الف) دما در مقابل عمق برای هر فصل، ب) رطوبت در مقابل عمق برای هر فصل

۳. خصوصیات مصالح؛ الف) خصوصیات الاستیک، ب) خصوصیات غیرخطی

۴. ترافیک؛ الف) طیف بارگذاری-به عبارتی دیگر تناوب انواع خودروها و انواع بارها در هر نوع خودرویی، ب) ناحیه و توزیع فشار انقباضی تایر خودرو

تنش‌ها، کرنش‌ها و تغییر مکان لایه‌های روسازی، خروجی‌های مدل پاسخ روسازی هستند. خواسته‌های مورد مطالعه متغیرهای پاسخ بحرانی مورد نیازند که به عنوان ورودی‌های مدل‌های خرابی روسازی در روش طراحی مکانیستی-تجربی هستند. به طور مثال متغیرهای پاسخ روسازی بحرانی شامل:

- کرنش افقی کششی در پایین لایه HMA (ترک‌های خستگی در HMA)
- تنش و کرنش عمودی فشاری در لایه HMA (شیارشده‌گی در HMA)
- تنش و کرنش عمودی فشاری در لایه‌های اساس و زیراساس (شیارشده‌گی لایه‌های غیر چسبنده)
- تنش و کرنش عمودی فشاری در بالای بستر (شیارشده‌گی بستر)

## ۲-۳-۳- پیش‌بینی عملکرد

طراحی و تحلیل یک سازه روسازی مشخص مبتنی بر تجمع آسیب‌ها به عنوان تابعی از زمان و ترافیک است. خرابی‌های اصلی مدنظر برای روسازی‌های انعطاف‌پذیر عبارت‌اند از: تغییر شکل دائمی (شیارشده‌گی)، ترک‌های خستگی (پایین به بالا و بالا به پایین)، ترک‌های حرارتی. به علاوه، همواری روسازی مبتنی بر خرابی‌های اصلی و دیگر فاکتورها پیش‌بینی شده است.

سال‌هاست که روش معمول در رویکرد طراحی روسازی مکانیکی-تجربی وابسته به تغییر شکل دائمی برای کرنش‌های عمودی بیش از حد بالای بستر است. فرض بر آن است که اگر روسازی به خوبی طراحی شده باشد و کیفیت مصالح روسازی بالای بستر به خوبی کنترل شده باشد، شیارشده‌گی می‌تواند به وسیله محدود کردن کرنش عمودی روی بستر تا سطوح قابل قبول کاهش پیدا کند. این رویکرد، رویکرد طراحی معروفی برای روسازی‌های انعطاف‌پذیری با فرض طراحی سازه‌ای آن صرفاً یک روش برای کاهش تنش‌های برشی در لایه بستر کنترل را بازتاب می‌کند. با این حال، با زمان و توسعه قابلیت‌ها و دانش فنی؛ برای تمام مهندسان طراح به خوبی شفاف شده است که تغییر شکل دائمی کلی در نتیجه‌ی رخ دادن شیارهای انباشته شده در تمام لایه‌های سیستم روسازی است.

سیستم پیش‌بینی شیارشده‌گی برای ارزیابی تغییر شکل‌های دائمی در میان همه لایه‌های در معرض شیار (لایه آسفالتی و همه لایه‌ها با مصالح غیر چسبنده) در روسازی در طی دوره تحلیل بدین صورت



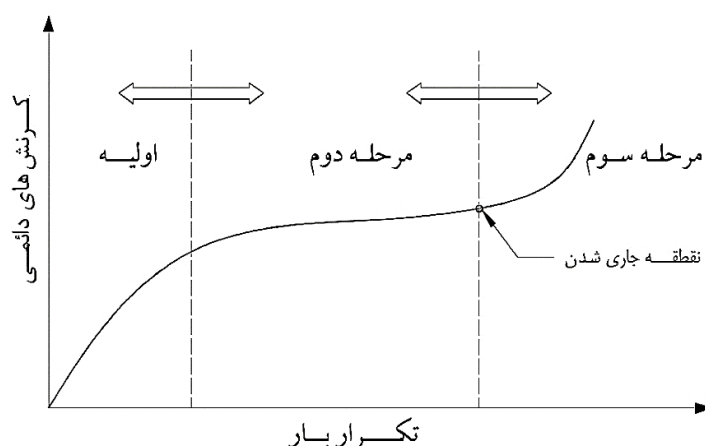
است که عمق‌های شیار لایه‌ی منحصربه‌فرد برای هر لایه به‌عنوان یک تابع از زمان و تکرار ترافیک پیش‌بینی‌شده است. یکی از هدف‌های اصلی توسعه یافتن سیستم‌های خرد تغییر شکل دائمی در راهنمای طراحی، ضمانت طراحی مخلوط‌های آسفالتی که در ارتباطی مشخص با روش‌های طراحی سازه‌ای است، می‌باشد.

برای راهنمای طراحی، یک سیستم پیش‌بینی شیارشدگی برای ارزیابی تغییر شکل‌های دائمی در میان همه لایه‌های در معرض شیار (عموماً لایه آسفالتی و همه لایه‌ها با مصالح غیر مقید) در روسازی در طی دوره تحلیل در دسترس است. عمق‌های شیار لایه منحصربه‌فرد برای هر لایه به‌عنوان یک تابع از زمان و تکرار ترافیک پیش‌بینی‌شده است.

صرف‌نظر از در نظر گرفتن نوع مصالح، عموماً سه سطح مجزا برای رفتار تغییر شکل دائمی مصالح روسازی تحت یک مجموعه مشخص مصالح، بار و شرایط محیطی، وجود دارد. شکل (۲-۱۲) به‌طور خلاصه سه مرحله می‌تواند به شرح زیر باشد:

- مرحله یکم (اصلی): سطح ابتدایی شیارشدگی، با نرخ افزایش تغییر شکل پلاستیک، به‌طور برجسته‌ای وابسته به تغییرات حجمی است.
- مرحله دوم: نرخ کوچکی از ارائه‌ی شیارشدگی یک نرخ ثابت تغییر شیارشدگی که همچنان وابسته به تغییرات حجمی است، اگرچه تغییرات برشی در نرخ رشد، افزایش داشته.
- سومین مرحله: سطح بالای شیارشدگی به‌طور برجسته‌ای وابسته به تغییر شکل‌های پلاستیک (برشی) تحت شرایط تغییر حجم.

رویکرد فعلی در راهنمای طراحی مبنی بر آسیب‌های افزایشی است. آسیب یا شیارشدگی برای هر مرحله برحسب عمق متوسط هر زیرلایه در سیستم روسازی برآورد شده است. برای برآورد تغییر شکل‌های هر زیرلایه‌ی منحصربه‌فرد، سیستم؛ نوع لایه، به‌کارگیری مدل مشابه با نوع مصالح زیرلایه و محاسبه کرنش تجمعی پلاستیک در پایان هر مرحله را بررسی می‌کند (AASHTO, 2004).



شکل (۱۲-۲) تغییر شکل های دائمی تحت بارگذاری متناوب (AASHTO, 2004).

تغییر شکل دائمی کلی برای یک دوره ی مشخص برابر با جمع تغییر شکل های دائمی هر لایه منحصر به فرد است که به بیان ریاضی عبارت است از:

$$RD = \sum_{i=1}^{n_{sublayer}} \varepsilon_p^i h^i \quad (1-2)$$

که در آن:

$RD$  تغییر شکل دائمی روسازی،

$n_{sublayer}$  تعداد زیر لایه ها،

$\varepsilon_p^i$  کرنش پلاستیک کل در زیر لایه ی  $i$  و  $h^i$  ضخامت زیر لایه ی  $i$  می باشد.

رابطه ی پیش بینی شیارشدگی در مخلوط آسفالتی مبنی بر یک تحلیل آماری کالیبره شده میدانی برای آزمایش های تغییر شکل دائمی تحت بار تکراری آزمایشگاهی است. این شکل مدل آزمایشگاهی به صورت زیر است:

$$\frac{\varepsilon_p}{\varepsilon_r} = \alpha_1 T^{\alpha_2} N^{\alpha_3} \quad (2-2)$$

که در آن:

$\varepsilon_p$  کرنش پلاستیک تجمعی در  $N$  بار تکرار بار،

$\varepsilon_r$  کرنش برجهندگی مصالح آسفالت به عنوان تابعی از خصوصیات مخلوط، دما و نرخ زمان بارگذاری،

$N$  تعداد تکرار بار،  $T$  دما (درجه فارنهایت) و  $a_i$  ضریب رگرسیون غیرخطی.

تا زمانی که روابط آماری براساس آزمایش بارگذاری پی در پی روی مخلوط آسفالتی ارزیابی می شود، معقول است که؛ ضرایب کالیبره شده ی میدانی ( $\beta_{ri}$ ) برای معین کردن مدل نهایی خرابی میدانی،

استفاده شود. معادله نهایی شیارشدگی آسفالت در راهنمای طراحی به صورت زیر است (AASHTO, 2004):

$$\frac{\varepsilon_p}{\varepsilon_r} = \beta_{r1} \alpha_1 T^{\alpha_2 \beta_{r2}} N^{\alpha_3 \beta_{r3}} \quad (3-2)$$

### ۴-۳-۲- قابلیت اعتماد تغییر شکل دائمی (شیارشدگی)

قابلیت اعتماد طراحی، به وسیله تعیین پیش‌بینی شیارشدگی در سطح قابلیت اعتماد موردنظر از رابطه زیر حاصل می‌شود:

$$RD_P = \sum_i (RD_i) + \left( \sqrt{Se_{RDAC}^2 + Se_{RDGB}^2 + Se_{RDSG}^2} \right) * Z_p \quad (4-2)$$

که در آن:

$RD_P$ : شیارشدگی پیش‌بینی شده با قابلیت اعتماد سطح  $P$ ، به اینچ،

$RD_i$ : شیارشدگی ارزیابی شده مبنی بر میانگین ورودی‌ها (متناظر با ۵۰ درصد قابلیت اعتماد)، به اینچ،

$Z_p$ : انحراف از معیار استاندارد،

$Se_{RD_i}$ : خطای استاندارد شیارشدگی در سطح میانگین شیار،

$i$ : نوع لایه، آسفالت گرم (لایه رویه آسفالتی)، اساس، زیراساس یا بستر می‌باشد.

$$Se_{RDAC} = 0.1587 RD_{AC}^{0.4579} \quad (5-2)$$

$$Se_{RDGB} = 0.1169 RD_{GB}^{0.5303} \quad (6-2)$$

$$Se_{RDSG} = 0.1724 RD_{SG}^{0.5516} \quad (7-2)$$

شیارشدگی لایه‌های مختلف روسازی پس از طراحی و ساخت یک روسازی کامل از طریق اندازه‌گیری

عمق شیار در محیط آزمایشگاه در طی آزمایش‌هایی همچون بار چرخ ویل‌تراک<sup>۱</sup> بدست می‌آید (AASHTO, 2004). همچنین مدل‌های معتبری همچون مدل اجزاء محدود قابلیت برآورد شیارشدگی در لایه‌های اساس، زیراساس و بستر را دارند (طاهرخانی و خبره، ۱۳۹۶). اگر شیارشدگی پیش‌بینی شده بزرگتر از میزان موردنیاز طراحی باشد، طرح آزمایشی باید برای افزایش ظرفیت سازه‌ای و کیفیت مصالح استفاده‌شده در تمام لایه‌ها اصلاح شود. پارامترهای طراحی متفاوت برخورد متفاوتی بر روی پیش‌بینی عملکرد متفاوت دارند (AASHTO, 2004).

## ۲-۴- مروری بر ادبیات موضوع

### ۲-۴-۱- قابلیت اعتماد سیستم روسازی انعطاف‌پذیر برای راه‌های عربستان

Arafah مفاهیم قابلیت اطمینان برگرفته از نسخه سال‌های ۱۹۸۶ و ۱۹۹۳ راهنمای AASHTO که برای طراحی سازه‌های روسازی می‌باشد را به کار برده است. قابلیت اطمینان طراحی روسازی در طول یک دوره عملکردی، احتمال اینکه یک مقطع روسازی طراحی‌شده تحت ترافیک غالب و شرایط ساختاری، نقش رضایت بخشی را در طی دوره طراحی ایفا کند، تعریف می‌شود. هدف از این مطالعه صحت‌سنجی تغییرپذیری در روسازی و ویژگی‌های ترافیک برای روسازی‌های انعطاف‌پذیر و برای تعیین انحراف استاندارد کلی (So) برای مناطق مختلف در عربستان سعودی است. او با در نظر گرفتن شرایط محلی، تجربه ساخت‌وساز و ترافیک به روش ارزیابی انحراف استاندارد فرآیند طراحی روسازی انعطاف‌پذیر در عربستان سعودی پرداخته است که شامل استفاده از تجزیه و تحلیل واریانس مرتبه اول به عنوان یک روش برای تعیین انحراف کلی استاندارد است. مطالعه‌ی او شامل سه مرحله اصلی است: ۱- تعیین تغییرپذیری در پارامترهای مقاومت روسازی، ۲- تعیین تغییرپذیری در ویژگی‌های بار ترافیکی، ۳- تعیین انحراف استاندارد روش.

روش بررسی پارامترهای مصالح (Mr و SN) مبنی بر رویکرد خصوصیات مواد در محل با استفاده از آزمایش خمش غیرمخرب با دستگاه افت‌وخیز سنج ضربه‌ای (FWD) صورت می‌گیرد. برداشت‌ها از ۱۳ بزرگراه واقع در ۴ ناحیه عربستان سعودی انجام شده است. تعداد ۳۹۰ قطعه انتخاب‌شده که این قطعات

<sup>۱</sup>. wheel Track

به گروه‌های مشابه از لحاظ سطوح ساختاری طبقه‌بندی شد. در تجزیه و تحلیل داده‌های Mr و SN برای هر قطعه روسازی پارامترهای آماری روسازی همچون میانگین، انحراف استاندارد و ضریب تغییرات<sup>۱</sup> یا C.O.V محاسبه شد.

آماره‌های پارامترهای روسازی به منظور برآورد انحراف معیار پیش‌بینی عملکرد مصالح روسازی، SN، بر اساس مراحل زیر استفاده شد:

۱. تعیین قطعات روسازی دارای عدد سازه‌ای متوسط، SN، در محدوده ۲-۴، ۴-۶ و ۶-۸،
۲. محاسبه واریانس عملکرد پیش‌بینی شده روسازی ( $S^{2,Nrf}$ ) با استفاده از تجزیه و تحلیل واریانس مرتبه اول،
۳. محاسبه واریانس عملکرد پیش‌بینی شده روسازی ( $S^{2,Nrf}$ ) با اضافه کردن واریانس مصالح غیرچسبنده مدل AASHTO.

جدول (۱-۲) تغییرات ناحیه‌ای انحراف معیار پیش‌بینی عملکرد مصالح روسازی (Arafah, 1997).

| SN  | ناحیه ۱ | ناحیه ۲ | ناحیه ۳ | ناحیه ۴ | AASHTO |
|-----|---------|---------|---------|---------|--------|
| ۲-۴ | ۰/۷۴    | ۰/۶۹    | ۰/۶۶    | ۰/۷۴    | ۰/۴۴   |
| ۴-۶ | ۰/۶۴    | ۰/۵۶    | ۰/۵۵    | *       | ۰/۴۴   |
| ۶-۸ | ۰/۵۳    | ۰/۵۶    | ۰/۶۳    | *       | ۰/۴۴   |

جدول (۱-۲) خلاصه‌ای از تغییرات ناحیه‌ای مقدار انحراف معیار SN برای سطوح SN مختلف، همراه با مقدار توصیه شده توسط راهنمای طراحی AASHTO را ارائه می‌کند.

مقادیر میانگین مدول برجهندگی بستر بیشتر از مقادیری است که از آزمایش راه AASHTO به دست آمده است. اگرچه که تنوع محاسبات در مدول برجهندگی بستر بزرگ‌تر از تنوع محاسباتی که از آزمایش راه AASHTO به دست آمده است. مثلاً در روسازی ضخیم ( $4 \leq SN$ ) تنوع نسبتاً کمتری را در مقایسه با تنوع و گزارش شده در آزمایش راه AASHTO دارد. این نکته برای روسازی نازک ( $4 < SN$ ) صدق نمی‌کند. یا C.O.V برای Mr بین ۹/۷٪ تا ۵۱/۳٪ به دست آمد، در حالی که مقدار معمول در

<sup>۱</sup>. Coefficient of Variation

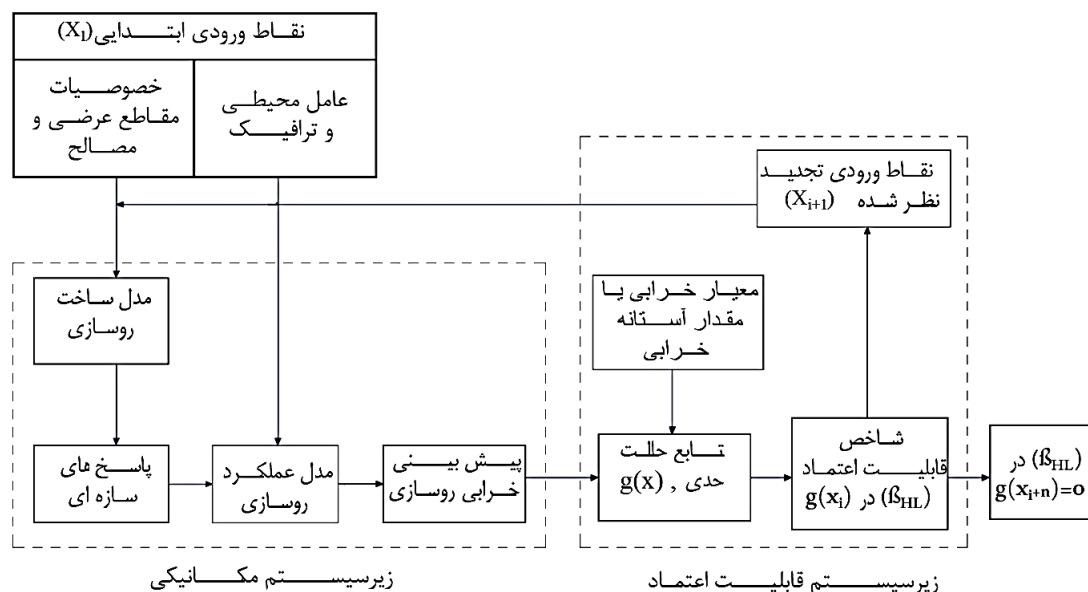
آزمایش راه AASHTO ۱۵٪ است که نشان می‌دهد که  $M_r$  محاسبه شده دارای مقداری بیشتر از  $M_r$  به دست آمده در آزمایش راه AASHTO است، اگرچه نوسان  $M_r$  محاسبه شده نیز بزرگ‌تر از  $M_r$  به دست آمده از آزمایش راه AASHTO است. C.O.V برای SN بین ۵/۵٪ تا ۲۲/۹٪ به دست آمد، در حالی که مقدار معمول در آزمایش راه AASHTO ۱۰/۴٪ است. نتایج نشان می‌دهد که روسازی پر ضخامت ( $4 \leq SN$ ) دارای تغییرپذیری نسبتاً کمتری نسبت به تغییرپذیری گزارش شده در آزمایش راه AASHTO دارد، در حالی که روسازی کم ضخامت ( $4 < SN$ ) نسبتاً تغییرپذیری بیشتری در مقایسه با مقداری که در آزمایش راه AASHTO گزارش شده است، ارائه می‌دهد (Arafah, 1997).

Arafah در پژوهش خود با استفاده از ساده‌ترین مفاهیم قابلیت اعتماد به بررسی ضرایب پیشنهادی آیین‌نامه AASHTO پرداخت که نتایج این پژوهش نشان داد استفاده از آیین‌نامه آشتو در طراحی روسازی برای کشور عربستان مناسب نیست و با خطاهای بزرگی همراه است. در مقاله‌های بعد به استفاده گسترده‌تر از روش‌های قابلیت اعتماد اشاره می‌شود.

## ۲-۴-۲- بررسی تغییرپذیری ذاتی پارامترهای طراحی در مدل طراحی روسازی مبتنی بر قابلیت اعتماد

Kim & Buch در پژوهش خود با استفاده از روش ارزیابی قابلیت اطمینان، به تعیین خصوصیات دقیق تغییرپذیری ورودی‌های طراحی و ضرایب ایمنی طراحی روسازی پرداختند. آنها منابع عدم قطعیت مؤثر بر عملکرد روسازی را به چهار دسته تقسیم‌بندی کردند؛ ۱- تغییرات مکانی خصوصیات اساسی مصالح از یک نقطه به نقطه دیگر است، ۲- عدم دقت در اندازه‌گیری پارامترهای مؤثر بر عملکرد روسازی، ۳- نامنظم بودن مدل (مدل‌هایی که مقادیر محافظه کارانه‌ای را ارائه می‌کند) تحلیل روسازی با یک عبارت ساده ریاضی بیان شود، ۴- خطای آماری با توجه به عدم تناسب معادله رگرسیون.

منابع اول و دوم را می‌توان در عدم قطعیت پارامترهای طراحی که باعث تغییر در توزیع احتمال تابع عملکرد می‌شود و منابع سوم و چهارم را می‌توان در خطاهای سیستماتیک که باعث تغییر در مکان احتمالی توزیع احتمال تابع عملکرد است، ترکیب کرد. مدل قابلیت اطمینان در پژوهش آنها شامل یک زیرسیستم مکانیکی برای پیش‌بینی عملکرد روسازی و یک زیرسیستم قابلیت اطمینان برای تحلیل تابع حالت حدی است. یک چرخه تکراری شامل این زیرسیستم‌ها در شکل (۲-۱۲) ارائه شده است.



شکل (۲-۱۳) چرخه مدل قابلیت اطمینان روسازی (Kim & Buch, 2003).

مدل ساخت روسازی اشاره به روش طراحی و ساخت روسازی دارد که در هر منطقه بنا به شرایط آب و هوایی و مصالح موجود در محل متفاوت می باشد. همچنین مدل عملکردی روسازی به روش های ارزیابی روسازی همچون PCI، MCI و PSI اشاره دارد. با توجه به تغییرپذیری پارامترهای ورودی طراحی، زیرسیستم مکانیکی مجموعه ای از خرابی های پیش بینی شده روسازی (مقدار و شدت خرابی - ها با استفاده از مدل های مختلف پیش بینی بدست می آیند که به دلیل پرهیز از شلوغی از آوردن روابط این مدل ها خودداری شده است) را به وسیله تغییر خصوصیات مقطع عرضی تولید می کنند. قابلیت اطمینان طراحی روسازی به عنوان احتمال این که ظرفیت بار ترافیکی روسازی بیش از بارگذاری ترافیک تجمعی در روسازی باشد و یا مقدار خرابی انباشته شده در طول عمر موردنظر از یک سطح مشخص تجاوز نکند، تعریف شده است. از نظر عمق شیار، این تعریف به صورت ذیل ارائه شده است.

$$SM_{rut} = RD_{max} - RD_{predict} \quad (۲-۸)$$

که در آن:

$SM_{rut}$ ؛ حاشیه امنیت بین حداکثر مجاز و عمق شیار پیش بینی شده،

$RD_{max}$ ؛ حداکثر عمق شیار مجاز در دوره طراحی،

$RD_{predict}$ ؛ عمق شیار پیش بینی شده در طراحی (Kim & Buch, 2003).

در رابطه ی بالا، منفی شدن مقدار  $SM_{rut}$  به معنای تجاوز از حالت حدی است. از آنجاکه عدم قطعیت

در پارامترهای ورودی اصلی روسازی مانند مدول لایه‌ها، ضخامت لایه‌ها، حجم ترافیک و غیره وجود دارد، تعریف هر پارامتر به‌عنوان یک متغیر تصادفی با میانگین و انحراف استاندارد یا توزیع احتمال کامل آن معقول است. هنگامی که اطلاعات آماری برای هر متغیر تصادفی به دست آمد، می‌توان میانگین و انحراف از استاندارد تابع عملکرد روسازی که در این مطالعه، به‌عنوان  $SM_{rut}$  در نظر گرفته شد را محاسبه کند. احتمال شکست،  $Pr(f)$  را می‌توان با ساخت یک تابع چگالی احتمال (PDF) در تابع عملکرد (به‌عنوان مثال  $SM_{rut}$ ) و محاسبه سطح زیر منحنی که کمتر از مقدار حالت معین است، تعیین کرد. متناوباً، قابلیت اطمینان تابع عملکرد می‌تواند توسط یک شاخص قابلیت اطمینان ( $\beta_{HL}$ ) که کوتاه‌ترین فاصله بین نقطه طراحی در سطح شکست و نقطه شروع (منشأ) یک فضای طبیعی استاندارد است، مشخص شود.

با استفاده از این خرابی‌های پیش‌بینی‌شده، زیرسیستم قابلیت اطمینان از تخمین قابلیت اطمینان مقطع روسازی که در اصطلاح به شاخص قابلیت اطمینان عنوان می‌شود و نقاط طراحی تجدیدنظر شده را که به نمایندگی سطح شکست شرایط حالت حدی (به‌عنوان مثال  $SM_{rut} = 0$ ) نزدیک‌تر است، تولید می‌کند. اجرای تکراری زیرسیستم‌ها را تا زمانی که نقاط طراحی تجدیدنظر شده به سطح شکست و همگرایی شاخص قابلیت اطمینان  $\beta_{HL}$  برسد، ادامه داده می‌شود. شکل (۲-۱۳) تعریف  $\beta_{HL}$  را به‌صورت گرافیکی نشان می‌دهد. برای متغیرهای تصادفی نرمال، احتمال شکست،  $Pr(f)$ ، با استفاده از رابطه تقریبی زیر تخمین زده می‌شود (Kim & Buch, 2003):

$$Pr(f) = \Phi(-\beta_{HL}) = \int_{-\infty}^{-\beta} g(z) dz \quad (۲-۹)$$

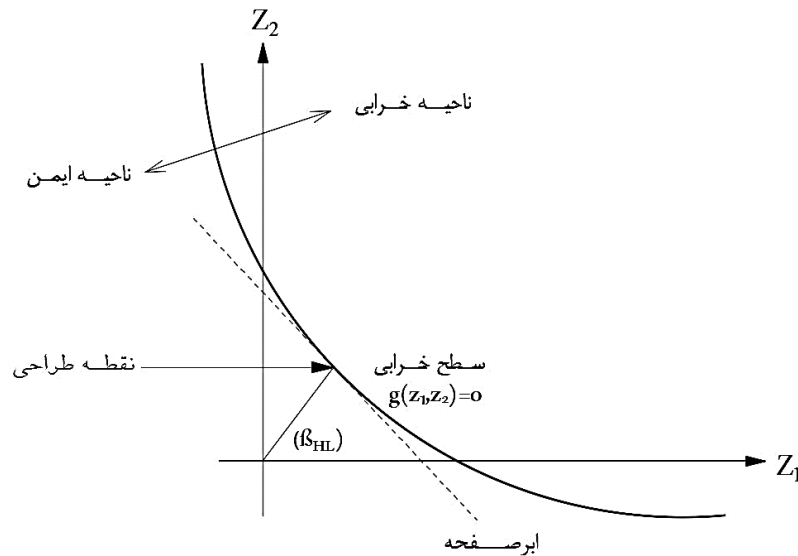
که در آن:

$\Phi(-\beta_{HL})$ ؛ سطح زیر PDF متغیر نرمال استاندارد از  $-\infty$  تا  $-\beta$ ، و

$g(z)$ ؛ PDF عملکرد روسازی.

قابلیت اطمینان عملکرد روسازی هم‌اکنون می‌تواند به‌عنوان  $1 - Pr(f)$  بیان کرد





شکل (۲-۱۴) نمایش گرافیکی شاخص قابلیت اعتماد (Kim & Buch, 2003).

به منظور تعیین تأثیر خطاهای سیستماتیک روش طراحی، مفهوم  $P$ , professional factor، به عنوان نسبت نمونه‌ای اندازه‌گیری شده به عملکرد روسازی پیش‌بینی شده، تعریف می‌شود.  $P$ ، نشان‌دهنده‌ی عدم قطعیت فرضیات مورد استفاده در مدل‌های طراحی شده است. برای معیار خرابی شیارشدگی، تابع حالت حدی مدل ترکیبی  $P$  می‌تواند به شرح زیر بیان شود:

$$SM_{rut} = RD_{max} - P \cdot RD_{Predict} \quad (۱۰-۲)$$

که در آن:

$$P = \frac{RD_{measure}}{RD_{Predict}} \quad (۱۱-۲)$$

$RD_{measure}$ : عمق شیار اندازه‌گیری شده

$RD_{Predict}$ : عمق شیار پیش‌بینی شده توسط تابع انتقال

Kim & Buch، ۱۳ مقطع روسازی که با استفاده از پروتکل AASHTO 93 طراحی شده بودند را مورد بررسی قرار دادند. پارامترهای ورودی عبارت‌اند از: مدول  $AC^1$  (۳۱۰۳-۲۰۶۹ MPa) و مدول برجهنگی بستر (۷۶-۱۲ MPa)، ضخامت اساس و زیراساس به ترتیب برابر ۲۰۳ و ۴۰۶ میلی‌متر و

<sup>۱</sup>. Asphalt Concrete

مدول اساس و زیراساس نیز به ترتیب برابر ۲۷۶ و ۱۰۳ مگاپاسکال مقدار ثابت دارند. حجم ترافیک همه‌ی مقطع‌ها از ۵، ۱۰، ۱۳ و ۱۸/۵ میلیون ESALs با قابلیت اطمینان ۹۰٪ و انحراف استاندارد کلی  $S_0$  برابر ۰/۴۲ و  $\Delta PSI$  طراحی ۱/۷ ثابت بود. مدل پیش‌بینی شیار مورد استفاده که برای این مثال ارائه شده است در معادله زیر خلاصه می‌شود:

$$RD = (-0.016H_{AC} + 0.033 \ln(SD) + 0.011T_{annual} - 0.01 \ln(KV)) \cdot (-2.703 + 0.657(\epsilon_{V.base})^{0.097} + 0.271(\epsilon_{V.SG})^{0.883} 0.258 \ln(N) - 0.034 \ln\left(\frac{E_{AC}}{E_{SG}}\right)) \quad (12-2)$$

که در آن:

RD: میانگین عمیق شیار در طول یک قطعه مسیر چرخ مشخص (اینچ)،

$H_{AC}$ : ضخامت بتن آسفالتی (اینچ)،

SD: انحراف از معیار ضخامت بتن آسفالتی (اینچ)،

KV: گرانیروی حرکتی یا کندروانی قیر (centistoke)،

N: حجم ترافیک تجمعی (ESAL)،

$T_{annual}$ : دمای محیطی سالانه (درجه فارنهایت)،

$\epsilon_{V.base}$ : کرنش فشاری عمودی در بالای لایه اساس ( $10^{-3}$ )،

$\epsilon_{V.SG}$ : کرنش فشاری عمودی در بالای بستر ( $10^{-3}$ )

$E_{SG}$ : مدول برجهندگی بستر (psi)

$E_{AC}$ : مدول برجهندگی بتن آسفالتی (psi) در دمای مرجع ۲۰ درجه سانتی‌گراد.

عمق شیار ۱۲/۷ میلی‌متر به عنوان حالت حدی در مطالعه آنها در نظر گرفته شد. کرنش و تغییر شکل‌های وارده بر روسازی با استفاده از نرم‌افزار MICHPAVE محاسبه شد. شاخص‌های قابلیت اطمینان محاسبه شده برای ۱۳ مقطع روسازی با استفاده از  $FORM^1$ ، در جدول (۲-۲) به طور خلاصه ارائه شده است.

<sup>1</sup>. First Order Reliability Methods

جدول (۲-۲) شاخص‌های قابلیت اعتماد محاسبه‌شده‌ی ۱۳ مقطع روسازی (Kim & Buch, 2003).

| شماره مقطع | شاخص قابلیت اعتماد | شماره مقطع | شاخص قابلیت اعتماد |
|------------|--------------------|------------|--------------------|
| ۱          | ۲/۱۵۱              | ۸          | ۱/۶۹۴              |
| ۲          | ۰/۵۷۴              | ۹          | ۰/۲۹۵              |
| ۳          | ۰/۰۰۷              | ۱۰         | ۰/۳۲۳              |
| ۴          | ۰/۷۱۸              | ۱۱         | ۰/۳۱۸              |
| ۵          | ۰/۳۷۹              | ۱۲         | ۱/۱۰۲              |
| ۶          | ۱/۱۴۹              | ۱۳         | ۰/۶۱۵              |
| ۷          | ۲/۰۳۷              | -          | -                  |

تفاوت شاخص‌های قابلیت اطمینان ۱۳ قطعه، نشان می‌دهد که روش AASHTO موجود که مبنی بر رابطه تجربی بین عناصر کلیدی عملکرد روسازی است، محاسبه درستی برای تغییرپذیری ذاتی پارامترهای طراحی از نظر معیار خرابی مکانیکی مانند شیارشدگی روسازی را ندارد؛ چراکه آشتو این تغییر پذیری در قطعات مختلف را در طراحی‌ها لحاظ نمی‌کند. لذا نیاز به توسعه قالب طراحی روسازی بر اساس قابلیت اطمینان عملکردی<sup>۱</sup> (RBD) است.

طراحی روسازی مبتنی بر قابلیت اطمینان باید تضمین کند که احتمال خرابی روسازی پایین‌تر از سطح هدف موردنظر است. این مفهوم برای عمق شیار روسازی به‌عنوان معیار طراحی عملکرد به‌صورت است:

$$Pr(SM_{rut} < 0) \leq P_T \quad (۱۳-۲)$$

که در آن  $P_T$  احتمال خرابی قابل قبول است. در این مطالعه، روند طراحی روسازی انعطاف‌پذیر M-E مبتنی بر قابلیت اطمینان عملی که شامل استفاده از فرمت طراحی ضرایب بار و مقاومت (LRFD) که یک فرم متداول جهانی از فلسفه طراحی حالت حدی است، می‌باشد. مفهوم اساسی رویکرد مبتنی بر قابلیت اطمینان که به طراحی‌های روسازی مکانیکی-تجربی اعمال شد را می‌توان به شرح زیر بیان کرد:

<sup>۱</sup>.Reliability Based Design

$$D_{threshold} \geq \gamma_{overall} f_R(q_1, q_2, \dots, q_n) \quad (۱۴-۲)$$

که در آن؛

$D_{threshold}$ : مقدار آستانه خرابی روسازی،

$\gamma_{overall}$ : منعکس کننده ضریب ایمنی کل قابلیت اعتماد هدف مشخص،

$f_R$ : عملکرد روسازی پیش‌بینی شده از نظر خرابی روسازی که می‌تواند با شاخص‌هایی همچون PCI مطرح شود،

$q_i$ : پارامترهای روش طراحی روسازی.

$\gamma_{overall}$  برای به دست آوردن شاخص قابلیت اطمینان هدف،  $\beta_{target}$  می‌تواند به شرح زیر تعیین شود؛

$$\gamma_{overall} = \frac{f_R(\phi_1 q_1, \phi_2 q_2, \dots, \gamma_{n-1} q_{n-1}, \gamma_n q_n)}{f_R(q_1 q_2, \dots, q_{n-1}, q_n)} \quad (۱۵-۲)$$

که در آن  $\phi_i$  یا  $\gamma_j$  ضریب ایمنی جزئی از هر متغیر برای کاهش یا افزایش مقدار آن است. برای مقدار مشخص  $\beta_{target}$ ،  $\phi_i$  و  $\gamma_j$  می‌تواند از طریق رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$\phi_i = \frac{X_i^*}{n_{X_i}} = \left( \frac{m_{X_i}^N + a_{X_i}^* \beta_{target} \sigma_{X_i}^N}{n_{X_i}} \right) \quad (۱۶-۲)$$

$$\gamma_j = \frac{X_j^*}{n_{X_j}} = \left( \frac{m_{X_j}^N + a_{X_j}^* \beta_{target} \sigma_{X_j}^N}{n_{X_j}} \right) \quad (۱۷-۲)$$

در بالا:

$m_{X_i}^N$ : مقادیر میانگین نرمال معادل متغیر طراحی  $X_i$

$\sigma_{X_i}^N$ : انحراف استاندارد نرمال معادل متغیر طراحی  $X_i$

$n_{X_i}$ : مقدار اسمی متغیر طراحی  $X_i$

$a_{X_i}^*$ : کسینوس جهت‌دار مرتبط با نقطه شکست متغیر طراحی  $X_i$

به‌کارگیری فرمت RBD برای یک مدل پیش‌بینی شیار که در بخش قبلی معرفی شد، به‌عنوان تابع اصلی حالت حدی می‌تواند به‌صورت زیر نوشته شود:

$$RD_{threshold} \geq \gamma_{overall} \cdot [P \cdot f_R(H_{AC}, E_{AC}, E_{Base}, E_{SG}, N)] \quad (۱۸-۲)$$

که در آن:

$$Y_{overall} = \frac{\gamma_R P \cdot f_R(\phi_{HC} H_{AC}, \phi_{E_{AC}} E_{AC}, \phi_{E_{Base}} E_{Base}, \phi_{E_{SB}} E_{SB}, \phi_{E_{SG}} E_{SG}, \gamma_N N)}{f_R(H_{AC}, E_{AC}, E_{Base}, E_{SG}, N)} \quad (19-2)$$

$$P = \frac{RD_{measure}}{RD_{predict}} = \frac{RD_{measure}}{f_R(T_{AC}, E_{AC}, E_{Base}, E_{SG}, N)} \quad (20-2)$$

ماتریس عاملی یک راه ساده اما مؤثر برای ارتباط ویژگی‌های طراحی با شرایط محل را فراهم می‌کند. سه متغیر طراحی عمده‌ی حجم ترافیک، ضخامت AC و مدول برجهندگی بستر که مؤثرترین عوامل بر قابلیت اطمینان برای پیش‌بینی عمق شیار روسازی در ماتریس گنجانده شدند (Kim & Buch, 2003). در مقایسه نتایج طراحی روش‌های AASHTO و RBD، ۱۳ مقطع روسازی با روش RBD دوباره طراحی شد که در آن ضخامت AC تغییر یافت به‌طوری‌که مقاطع به‌دست‌آمده متناسب با حجم ترافیک طراحی و عمق شیار آستانه در قابلیت اطمینان هدف منطبق شد. قابلیت اطمینان هدف ۹۰٪ ( $\beta_{target} = 1/28$ ) به هر دو روش طراحی اختصاص داده شد. روش RBD با قابلیت اطمینان هدف ۹۰٪ ضخامت‌های نزدیک به هم را طراحی نموده است درحالی‌که در روش AASHTO نوسان ضخامت بسیار زیاد است. شاخص‌های قابلیت اطمینان برای قسمت‌های روسازی تعیین‌شده توسط هر دو روش با استفاده از FORM که در معادله (۱۰-۲) به‌عنوان تابع حالت حدی به کار گرفته شده بود، محاسبه شد.

مقایسه شاخص‌های قابلیت اطمینان معین نشان می‌دهد که شاخص‌های قابلیت اطمینان مقاطع عرضی روش RBD نزدیک به شاخص قابلیت اطمینان هدف می‌باشد درحالی‌که روش AASHTO به‌طور کلی طرح‌هایی با قابلیت اطمینان یکنواخت برای معیار خرابی مکانیکی تولید می‌کند. فرمت پیشنهاد RBD با به‌کارگیری معیار شکست مکانیکی واقعی قادر به تولید نتایج طراحی با قابلیت اطمینان یکسان است. (Kim & Buch, 2003).

## ۲-۴-۳- قابلیت اعتماد سازه‌های روسازی با استفاده از مدل‌های مکانیکی-

### تجربی

در سال ۲۰۰۵ در پژوهشی مشابه Prozzi و همکارانش با استفاده از مفاهیم قابلیت اعتماد مدل‌های طراحی مکانیکی-تجربی راهنمای طراحی آشتو را تحلیل نمودند. این پژوهش با هدف توسعه و ارزیابی یک روش مناسب برای تعیین قابلیت اعتماد و نشان دادن برخی جنبه‌های مهم که غالباً نادیده گرفته

شدند، صورت گرفت. آنها معادله‌های طراحی آشتو را بررسی کردند که قابلیت اعتماد پارامترهای دخیل در معادله ارزیابی شد. با استفاده از تکنیک شبیه‌سازی مونت کارلو عملکرد سازه روسازی که با راهنمای آشتو سال ۱۹۹۳ طراحی شده بود را با قابلیت اعتماد سطوح مختلف تحت حجم‌های مختلف ترافیک ارزیابی نمودند و آثار محیطی، مقاومت سازه‌ای و حجم ترافیک روی قابلیت اعتماد و عملکرد روسازی مطرح شد.

مدل‌های بار به کار گرفته‌شده وابسته به توزیع بارها به وسیله طیف‌های بار اندازه‌گیری شده در محل است. آنها مدل عملکرد روسازی یا مدل تعیین شاخص قابلیت سرویس‌دهی کنونی، PSI که مطابق رابطه (۲-۲۱) و همچنین مدل طراحی آشتو که مطابق رابطه (۲-۲۲) می‌باشد، بررسی نمودند.

$$PSI = 5.03 - 1.91 \log(1 + \overline{SV}) - 0.01\sqrt{C + P} - 1.38\overline{RD}^2 \quad (2-21)$$

که در آن؛

$\overline{SV}$ : میانگین تغییرات شیب،

P: طول ترک‌ها

C: مساحت چاله‌ها

$\overline{RD}$ : میانگین عمق شیار

$$\log W_{t18} = Z_R S_0 + 9.36 \log(SN + 1) - 0.2 + \frac{\log\left(\frac{4.2 - P_t}{4.2 - 1.5}\right)}{0.4 + \frac{1094}{(SN + 1)^{5.19}}} + 2.32 \log(M_R) - 8.07 \quad (2-22)$$

که در آن؛

$W_{t18}$ : تعداد بار معادل محور تکی ۸۰ کیلو نیوتن اعمال‌شده در زمان t،

$P_t$ : شاخص نهایی سرویس‌دهی،

SN: عدد سازه‌ای روسازی،

$M_R$ : مدول برجهندگی خاک بستر راه.

برای پارامترهای ورودی معادله‌ها بالا، با استفاده از شبیه‌ساز مونت کارلو برای یک دوره‌ی ۱۰ ساله در سطوح متفاوت قابلیت اعتماد طراحی ۵۰٪، ۸۰٪ و ۹۰٪ برای پارامترهای ورودی روابط بالا که روابطی اثبات شده هستند، داده‌های تصادفی تولید کردند. نتایج تحلیل قابلیت اعتماد نشان داد که استفاده از تکنیک شبیه‌سازی در مدل عملکرد غیرخطی، کاهش خطای استاندارد را پیشنهاد می‌کند که قابلیت

اعتمادها برای مقادیر انحراف استاندارد پیشنهاد شده توسط آشتو بزرگتر بودند. در حقیقت آنها با استفاده از شبیه سازی نشان دادند که نتایج آشتو دارای خطاهای استاندارد است که نیاز به اصلاح بازبینی دارد. یکی دیگر از خروجی های مفید این پژوهش کمی کردن تأثیر نسبی روی قابلیت اعتماد متغیرهای مشخص بارگذاری مانند ظرفیت، نیز می باشد (Prozzi et al, 2005).

## ۲-۴-۴- قابلیت اعتماد مرتبط با برآورد مدول برجهندگی خاک در سطوح سلسله مراتبی مختلف طراحی روسازی

در سال ۲۰۱۱ میلادی، Daniel Rosnbalm در پژوهش خود در قالب پایان نامه کارشناسی ارشد در دانشگاه ایالتی آریزونا<sup>۱</sup> به ارزیابی تصادفی مدل آب و هوای تجمعی پیشرفته<sup>۲</sup> (EICM) پرداخته است. در راهنمای طراحی روسازی مکانیکی-تجربی<sup>۳</sup>، MEPDG، سطوح سلسله مراتبی به زیرمجموعه های مختلف ابزار آنالیز تقسیم بندی شده اند. MEPDG دو گزینه طراحی را به مهندس می دهد که هم ساخت یک ساختار روسازی جدید و هم بهسازی ساختار روسازی را شامل می شود. با این وجود، تجزیه و تحلیل مصالح منتخب، مقاومت مصالح تثبیت نشده اساس و یا زیراساس و بستر مورد نیاز است. مقاومت مصالح تثبیت نشده توسط مدل توسعه یافته آب و هوا یا EICM تعیین می شود. EICM، مدول برجهندگی برای مصالح تثبیت نشده در یک سطح سلسله مراتبی مشخص و در حالت تعادل، با استفاده از مدل های مختلف، محاسبه می کند. سطوح سلسله مراتبی که EICM پیشنهاد داده است، شامل موارد زیر می باشد:

سطح ۱ - تست های آزمایشگاهی گسترده برای تمام خواص خاک

سطح ۲ - تست های آزمایشگاهی بر خواص اساسی خاک و با استفاده از مفروضات/روابط مهندسی و

سطح ۳ - فرضیات مهندسی/مقادیر پیش فرض (NCHRP 2004).

با این حال، EICM تنها از مجموعه راه حل های قطعی برای به دست آوردن مدول برجهندگی مصالح تثبیت نشده در حالت تعادل استفاده می کند. راه حل قطعی در تغییرپذیری ذاتی آب و هوا برای منطقه طراحی یا تغییرپذیری ذاتی مصالح تثبیت نشده پیوستگی ندارد. بدون پیوستگی، تغییرپذیری ذاتی آب و هوا یا تغییرپذیری ذاتی مصالح تثبیت نشده ی مرتبط با یک سطح سلسله مراتبی مشخص از

<sup>۱</sup>. ARIZONA STATE UNIVERSITY

<sup>۲</sup>. Enhanced Integrated Climatic Model

<sup>۳</sup>. Mechanistic-Empirical Pavement Design Guide Program

طراحی، به‌طور بالقوه می‌تواند به شکست نابهنگام ساختار روسازی و یا ضخامت ساختار روسازی که بیش پیش‌بینی شده است، سوق دهد؛ لذا راه‌حل‌های تصادفی مطرح خواهد شد. برای این منظور یک ارزیابی تصادفی از EICM نیاز است که طراحی را به سمت استفاده از مفهوم قابلیت اطمینان برای مصالح تثبیت‌نشده سوق دهد. ارزیابی تصادفی EICM با بهره‌گیری از مدل‌های قطعی و به‌کارگیری روش تصادفی به‌طوری است که نتیجه پایانی مدول برجهندگی مصالح تثبیت‌نشده‌ی در تعادل، یک میانگین و واریانس مرتبط با آن را دارند. با این وجود، برای به دست آوردن میانگین و واریانس مرتبط با مدول برجهندگی در حالت تعادل، به آزمایش تصادفی از مدل‌های زیر در EICM نیاز است:

شاخص رطوبت Thornthwaite، رطوبت (ماتریس) جانبی، منحنی مشخصه آب خاک، درجه اشباع، اشباع بهینه، عوامل زیست‌محیطی و مدول برجهندگی مصالح تثبیت‌نشده در شرایط بهینه. به‌طور کلی، این ارزیابی تصادفی با در نظر گرفتن معادلات جبری در EICM و استفاده از روش‌های تصادفی همچون بسط سری تیلور مرتبه اول، برآورد Rosenblueth و شبیه‌سازی مونت کارلو برای به دست آوردن میانگین و واریانس مربوط به پارامتر طراحی نهایی مدول برجهندگی در شرایط تعادل انجام شده است. همچنین از تجزیه و تحلیل‌های آماری مختلف برای تعیین کاربرد سطوح سلسله مراتبی که در طراحی مصالح روسازی تثبیت‌نشده و منطقه آب‌وهوایی معتبر هستند و تأثیری بر طراحی نهایی مدول برجهندگی در حالت تعادل دارند، به کار گرفته است. پس از اینکه ارزیابی تصادفی EICM کامل شد، مفهوم قابلیت اطمینان را می‌توان بر طراحی روسازی با استفاده از واریانس و میانگین مرتبط با مدول برجهندگی مصالح تثبیت‌نشده در حالت بهینه اعمال نمود. پس از تعیین مناطق آب و هوایی و سطوح سلسله مراتبی که معتبر هستند، قابلیت اطمینان برای مدول برجهندگی در حالت تعادل استفاده شد. در نهایت، مفهوم طراحی بر اساس عدد سازه‌ای (SN) که توسط AASHTO که به‌منظور نشان دادن پیامدهای واقعی سطوح سلسله مراتبی طراحی و تغییرپذیری مرتبط با اثرات زیست‌محیطی و ویژگی‌های خاک در طراحی سازه روسازی مطرح شده است، به کار گرفته شد. راه‌حل‌های تصادفی به‌عنوان بخشی از کار این پایان‌نامه با مفهوم طراحی SN که در ۵ نوع خاک با مدول برجهندگی مختلف در شرایط تراکم بهینه به‌منظور ارزیابی تغییرپذیری مرتبط با مدول برجهندگی در شرایط تعادل، توسعه پیدا کرد. این خاک‌ها که در پنج منطقه آب‌وهوایی مختلف اعم از خشک تا شرایط بسیار مرطوب تقسیم‌بندی شده بودند، مورد ارزیابی قرار گرفتند. تجزیه و تحلیل نشان داد که با استفاده از پارامترهای ورودی دقیق‌تر به‌دست‌آمده از تست‌های آزمایشگاهی (سطح سلسله مراتبی ۱) به‌جای تجزیه و تحلیل سطح ۳ به‌طور بالقوه می‌تواند برای اداره دولتی حمل‌ونقل تا حدود ۱۰/۱۲ اینچ آسفالت در مناطق خشک و نیمه‌خشک



صرفه جویی کند (Rosenbalm, 2011).

## ۲-۴-۵- ارزیابی آزمایشگاهی تغییرپذیری ساخت و عملکرد به وسیله روش های

### بوتس ترپینگ و مونت کارلو برای پیش بینی عملکرد شیارشدگی

همانطور که پیش تر بدان اشاره شد، روش های قابلیت اعتماد در بررسی خرابی ها به صورت تکی نیز قابل استفاده هستند. در سال ۲۰۱۱، Coleri و همکارانش با استفاده از روش های تحلیل قابلیت اعتماد به بررسی پیش بینی عملکرد شیارشدگی پرداختند که در نوع خود یک نوآوری محسوب می شود. در این رویکرد، قابلیت اعتماد می تواند به وسیله در نظر گرفتن تغییرپذیری در نتایج تست آزمایشگاه، ضخامت و سختی لایه ها و عملکرد اندازه گرفته شده روسازی در محل، ارزیابی شود. آنها تست های مختلف آزمایشگاهی برای ارزیابی عملکرد عمق شیارشدگی روسازی بتن آسفالتی در محل ارائه کردند. از جمله این آزمون ها می توان به تست های سه محوره بار تکراری و تست برشی ساده پی در پی در ارتفاع ثابت (RSST-CH) اشاره کرد که برای ارزیابی عملکرد شیارشدگی خیلی رایج بوده و می توان در مقابل آزمایش چرخ متحرک (Wheel tracking) در نظر گرفت. آنها از آزمون RSST-CH برای ارزیابی عملکرد آزمایشگاهی مخلوط بتن آسفالتی استفاده کردند. این آزمون تغییر شکل مصالح بتن آسفالتی را تحت برش با تمرکز روی تنش برشی در صفحات قائم اندازه می گیرد. در حالی که آزمون سه محوره بار تکراری ترکیبی از اثرات تنش برشی و تنش نرمال را اندازه می گیرد.

آنها اثرات تغییرپذیری پارامترهای طراحی ورودی، روی پیش بینی عملکرد با استفاده از محاسبه توزیع ضرایب کالیبراسیون مشخص کردند. پس از به دست آمدن تابع توزیع پارامترها، از آنها برای پیش بینی عملکرد شیارشدگی و ارزیابی قابلیت اعتماد قطعه های راه استفاده کردند. در این مسیر عمق های شیار برای سطوح قابلیت اعتماد مختلف می تواند بدون نیاز به اجرای محاسبات قوی کامپیوتری با نرم افزار طراحی، پیش بینی شود. نتایج نشان داد که توزیع ضرایب کالیبراسیون به وسیله اندازه گیری عمق شیار تعیین شده است بسیار شبیه تابع توزیع ضرایب کالیبره شده متغیرهای سختی و ضخامت است. لذا تغییرات در عملکرد روسازی می تواند به طور مؤثری به وسیله استفاده از تغییرات در ضخامت و سختی برای آزمون شبیه ساز خودروهای سنگین (HVS)<sup>۱</sup>، پیش بینی شود چرا که تغییرات در ضخامت و سختی، ضرایب اصلی را ارائه می دهد که تغییرات عمق های شیار برداشت شده را کنترل می کند. آنها از آزمون

<sup>۱</sup> . Heavy Vehicle Simulator

HVS که اثرات دما، خصوصیات مصالح سطح بار و سرعت را در نظر می‌گیرد، برای توسعه ارزیابی شیارشدگی لایه‌های آسفالتی استفاده کردند. تأثیر تغییرپذیری نتایج تست آزمایشگاه بر روی توزیع‌های ضریب کالیبراسیون در مقایسه با اثرات تغییرات سختی و ضخامت ناچیز بود. به‌هرحال رویکرد قابلیت اعتماد ارائه شده در پژوهش آنها، استفاده از نتایج یک آزمون آزمایشگاهی ویژه و مدل‌های شیارشدگی به‌کاربرده شده برای طراحی در کالیفرنیا را توسعه داد که می‌تواند به‌صورت روش کار عمومی در هر نرم‌افزار طراحی روسازی و برای هر نوع خرابی اعمال شود (Coleri et al, 2011).

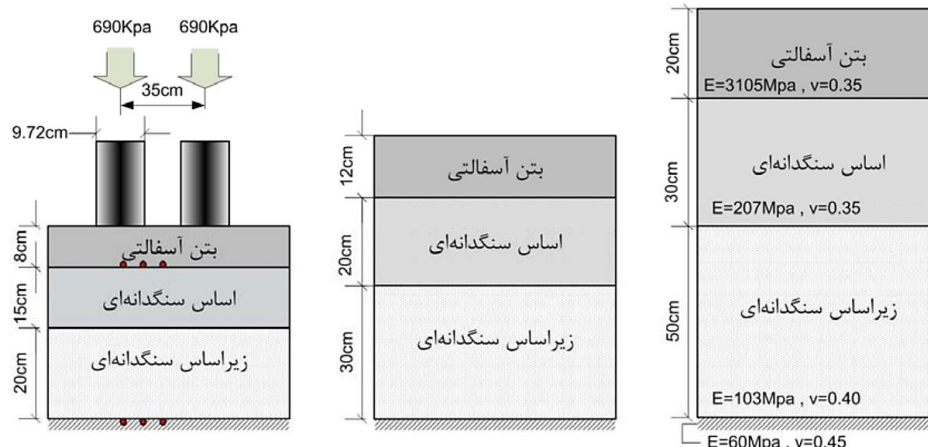
## ۲-۴-۶- بررسی تأثیر خطای بر آورد ورودی‌های طراحی روسازی بر روی خطای

### پیش‌بینی عمر روسازی با بهره‌گیری از روش شبیه‌سازی مونت کارلو

قابلیت اعتماد زیرمجموعه‌های فراوانی دارد به‌طوری‌که بررسی عدم قطعیت‌های مختلف در فرآیند طراحی، ساخت و نگهداری سیستم روسازی به قابلیت اعتماد مربوط است و در ضمن برخی روش‌های آماری مانند شبیه‌سازی مونت کارلو و روش‌های نمونه‌برداری نقش مکمل در روش قابلیت اعتماد را ایفا می‌کنند.

قاسم‌زاده و غنی‌زاده، عدم قطعیت پارامترهای ورودی در طرح روسازی به روش مکانیکی-تجربی مانند ویژگی‌های لایه‌های روسازی (ضخامت، ضریب کشسانی، ضریب پواسون و ...)، بارگذاری (وزن محور، مختصات چرخ‌ها، شمار تکرار و ...) و همچنین سازوکارهای گوناگون خرابی برای مصالح مختلف را موردبررسی قرار دادند. پرواضح است که به حقیقت پیوستن همه فرض‌ها در طراحی روسازی برای مطالعه‌ی عملکرد آن در سال‌های مختلف بهره‌برداری به دلیل وجود خطا در پیش‌بینی ترافیک خودروهای گوناگون، وجود عدم قطعیت در ویژگی‌های مصالح با توجه به هزینه بسیار زیاد برخی از این آزمایش‌ها و همچنین خطاها و محدودیت‌ها در مرحله اجرایی، امکان‌پذیر نیست. لذا قاسم‌زاده و همکارش به تحلیل حساسیت و بررسی اثر خطاهای عامل‌های ورودی طراحی روسازی بر روی خطای پیش‌بینی عملکردی و عمر خستگی و شیارشدگی روسازی پرداختند و درنهایت قابلیت اطمینان طرح را واریسی کردند. آنها با توجه به محاسبات پیچیده‌ی موردنیاز در روش‌های مکانیکی-تجربی برای تحلیل و پیش‌بینی عمر روسازی، برای تعیین تأثیر خطای عامل‌های مختلف طراحی روسازی (ضریب کشسانی، ضریب پواسون، ضخامت لایه‌ها و فشار چرخ) بر روی خطای پیش‌بینی عمر خستگی و شیارشدگی روسازی از روش شبیه‌سازی مونت کارلو استفاده کردند و اثرهای هر یک از عامل‌ها را ارائه دادند. آنها سه مقطع روسازی با ظرفیت سازه‌ای بالا، متوسط و پایین، درجه اهمیت هر یک از عامل‌های ورودی بر روی قابلیت اطمینان عمر خستگی و شیارشدگی را مشخص نمودند. ویژگی‌های متوسط در نظر گرفته

شده برای مصالح روسازی و همچنین روش بارگذاری در شکل (۲-۱۴) نمایش داده شده است. بارگذاری در آزمایشگاه با استفاده از یک محور ۸/۲ تنی استاندارد با چرخ زوج انجام شده است و برای تعیین کرنش‌های بحرانی، پاسخ‌ها در سه نقطه‌ی تار پایین لایه‌ی بتن آسفالتی و سه نقطه بالای لایه‌ی خاک بستر (نقطه‌های مرکز چرخ، لبه چرخ و فاصله بین دو چرخ)، مانند شکل، محاسبه کردند تا بیشترین مقدار از بین این سه مقدار برای برآورد عمر خستگی و شیارشدگی روسازی مورد استفاده قرار گیرد.



شکل (۲-۱۵) مقطع‌های مختلف روسازی (به ترتیب از چپ به راست مقطع ۱ و ۲ و ۳) و چگونگی بارگذاری فرضی در پژوهش (قاسم‌زاده و غنی زاده، ۱۳۹۱).

برای پیش‌بینی عمر خستگی و شیارشدگی روسازی از رابطه‌های زیر استفاده کردند:

$$N_f = 0.0796(\varepsilon_t)^{-3.291}(E_{AC})^{-0.854} \quad (2-23)$$

$$N_R = 1.365 \times 10^{-9}(\varepsilon_c)^{-4.477} \quad (2-24)$$

در رابطه‌های بالا که برگرفته از روابط انستیتو آسفالت می‌باشند:

$N_f$  و  $N_R$ : به ترتیب عبارت‌اند از تعداد عبور مجاز وابسته به عمر خستگی و شیارشدگی،

$\varepsilon_t$ : بیشترین کرنش کششی تار پایین لایه بتن آسفالتی،

$\varepsilon_c$ : بیشترین کرنش فشاری روی خاک بستر،

$E_{AC}$ : ضریب کشسانی بتن آسفالتی برحسب پوند بر اینچ مربع می‌باشد.

سه مقطع آورده شده در شکل (۲-۱۴) با هدف بررسی قابلیت اطمینان طراحی در روسازی‌های با ظرفیت‌های سازه‌ای مختلف در نظر گرفته شده‌اند. با توجه به معیارهای خستگی و شیارشدگی انستیتو

آسفالت و تحلیل مکانیکی این سه مقطع، عمر خستگی این سه مقطع به ترتیب برابر با ۲۷۰,۰۰۰، ۸۸۰,۰۰۰ و ۶,۴۰۰,۰۰۰ و عمر شیارشدگی این سه مقطع به ترتیب برابر با ۵۰,۰۰۰,۰۰۰، ۵,۰۰۰,۰۰۰ و ۳۳۰,۰۰۰ عبور محور ۸/۲ تنی استاندارد تعیین می‌شود. آنها تأثیر خطای هر یک از عامل‌های ورودی طراحی را به صورت جداگانه بر روی خطای پیش‌بینی عمر خستگی و شیارشدگی روسازی، شبیه‌سازی و هر یک از مقطع‌ها با توجه به عامل‌های نشان داده شده بررسی کردند. در این حالت به علت تک عاملی بودن مسئله و نبود پیچیدگی زیاد، شبیه‌سازی به شمار ۱۰۰۰ مرتبه انجام شد. همچنین، برای اطمینان از شکل صحیح تابع چگالی احتمال ورودی موردنظر (ضریب کشسانی، ضخامت، ضریب پواسون یا فشار چرخ) مقدارهای اتفاقی تولید شده از شبیه‌سازی موردبررسی قرار گرفتند.

در این پژوهش نتایج کسب شده عبارتند از؛ در ساختارهای ضخیم‌تر روسازی تأثیر خطای حاصل از برآورد ضریب کشسانی لایه آسفالتی بر روی خطای برآورد عمر خستگی و شیارشدگی بیشتر از ساختارهای ضعیف‌تر روسازی است. در مورد خطای ضریب کشسانی دیگر لایه‌ها (اساس، زیراساس و خاک بستر) هر چه ساختار روسازی ضعیف‌تر باشد، این تأثیر بیشتر است. همچنین دیده می‌شود که خطای ضریب کشسانی لایه‌های بتن آسفالتی رویه و اساس بیشتر از عمر شیارشدگی بر روی برآورد دقیق عمر خستگی روسازی اثر می‌گذارد. در صورتی که خطای ضریب کشسانی لایه‌های زیراساس و خاک بستر بیشتر از عمر خستگی بر روی برآورد دقیق عمر شیارشدگی تأثیر دارد. بنابراین، برای واریسی دقیق عمر خستگی باید ضریب کشسانی لایه‌های بالایی و برای واریسی دقیق عمر شیارشدگی باید ضریب کشسانی لایه‌های پایینی به طور دقیق تعیین و واریسی شوند. اجرای دقیق ضخامت لایه آسفالت رویه در برآورد دقیق عمر خستگی و شیارشدگی روسازی از بالاترین درجه اهمیت برخوردار است. همچنین، دیده می‌شود که با توجه به ساختار روسازی درجه اهمیت ورودی‌های مختلف متفاوت خواهد بود. درباره خطای تعیین فشار چرخ، برخلاف روند معمول در مطالعات طراحی، در روسازی‌های با آمدودش کمتر که دارای ضخامت کمتری می‌باشند باید بارگذاری با دقت بیشتری برآورد شود. زیرا، این روسازی‌ها حساسیت بیشتری به تغییرات فشار چرخ دارند. افزون بر این، دیده می‌شود که از بین عامل‌های ورودی طراحی روسازی، ضخامت آسفالت رویه مهم‌ترین عامل در واریسی عمر خستگی و عمر شیارشدگی روسازی است که باید به دقت اجرا شود. در رابطه با تعیین تأثیر خطای عامل‌های ورودی طراحی روسازی بر روی خطای پیش‌بینی عمر روسازی نیز می‌توان بر پایه مجموعه‌ای شبیه‌سازی محدود برای چندین مقطع مختلف روسازی و بر پایه بارگذاری و مقاومت فرضی خاک بستر رابطه‌هایی را بدست آورد که با دقت بالا ضریب تغییرات عامل‌های ورودی مانند ضریب کشسانی و ضخامت لایه‌های مختلف را به ضریب

تغییرات عمر خستگی و شیارشدگی وابسته می‌کنند (قاسم‌زاده و غنی زاده، ۱۳۹۱).

## ۲-۴-۷- حساسیت قابلیت اعتماد در طراحی مکانیکی-تجربی روسازی

با گسترش تکنولوژی نرم‌افزارهای طراحی بسیاری در زمینه‌ی طراحی روسازی ارائه شدند. Edmunds و همکارانش در پژوهشی که در سال ۲۰۱۴ انجام شد، به ارزیابی حساسیت پیش‌بینی خرابی‌های روسازی برای پارامترهای ورودی مختلف در نرم‌افزار طراحی روسازی ME<sup>۱</sup> (در کانادا مورد استفاده کاربران زیادی است)، با روش قابلیت اعتماد پرداختند. قابلیت اعتماد ورودی از ۶۰٪ تا ۹۰٪ با دامنه‌ی افزایش ۱۰ درصدی تغییر می‌کرد و سایر ورودی‌ها نیز ثابت در نظر گرفته شد. افزایش قابلیت اعتماد طراحی به‌طور ذاتی ضریب ایمنی طراحی را افزایش می‌دهد. روش طراحی روسازی MEPDG<sup>۲</sup> در مقایسه با سایر روش‌ها نیاز زیادی به اطلاعات جامع در مورد اقلیم، مصالح و ترافیک دارد که ورودی‌های روش طراحی هستند. خروجی‌های پیش‌بینی عملکرد روسازی به‌دست‌آمده از طراحی روسازی ME شامل شیارشدگی، شاخص ناهمواری و ترک‌ها می‌باشد. در حقیقت آنها با ثابت نگه‌داشتن همه ورودی‌های طراحی و افزایش قابلیت اعتماد طراحی، تغییرات پیش‌بینی خرابی در نواحی اقلیمی مختلف را بررسی نمودند. آنها تحقیقاتشان را بر روی شیارشدگی، ترک‌های خستگی و ترک‌های حرارتی به‌عنوان پاسخ روسازی، متمرکز کردند. آنها چهار سناریو برای هر ایستگاه آب‌وهوایی تعریف کردند. اجرای آزمایشی طرح برای چند ایستگاه آب‌وهوایی از سراسر کانادا کامل شد.

نتایج تحقیق آنها نشان داد که با افزایش قابلیت اعتماد از ۶۰ تا ۹۰ درصد برای ترک‌های خستگی، خرابی‌های پیش‌بینی‌شده عموماً ۳ برابر می‌شود. در ایستگاه‌های آب‌وهوایی باوجود ترک‌خوردگی‌های حرارتی قابل توجه، افزایش قابلیت اعتماد بیش از دامنه تغییرات، عموماً پیش‌بینی ترک‌های حرارتی را ۵۰ درصد افزایش می‌داد. در مورد شیارشدگی، به‌استثناء ایستگاه‌های گرم‌تر، افزایش قابلیت اعتماد باعث افزایش ۲۳ تا ۳۳ درصدی یا افزایش ۲ تا ۴ میلی‌متری خرابی‌ها پیش‌بینی‌شده می‌شد. همچنین در مورد ناهمواری‌ها، مشخص شد که پیش‌بینی‌های ناهمواری وابسته به پیش‌بینی دیگر خرابی‌ها و ضریب محل است و به‌طور قابل توجهی با افزایش قابلیت اعتماد از ۶۰ تا ۹۰ درصد، به‌صورت همسان و تقریباً حدود ۲۵ تا ۲۶ درصد در تمامی ایستگاه‌ها افزایش می‌یابد (Edmunds et al, 2014).

<sup>۱</sup>. Mechanistic-Empirical

<sup>۲</sup>. Mechanistic-Empirical Pavement Design Guide

## ۲-۴-۸- ارزیابی زوال عملکرد روسازی آسفالتی تحت چرخه ذوب و یخ در

### مناطق سرد مبتنی بر قابلیت اعتماد

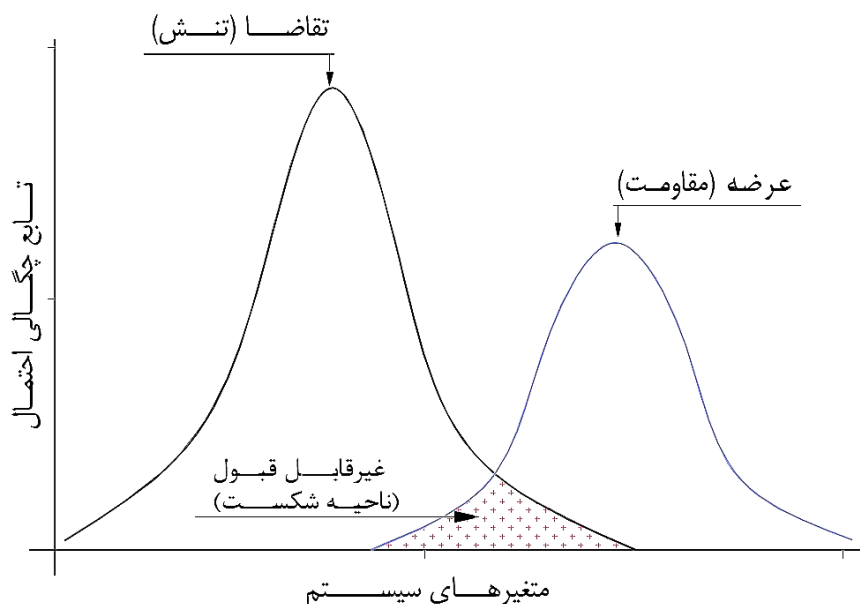
ازجمله کاربردهای فراوان روش قابلیت اعتماد، بررسی عملکرد روسازی در کل و بررسی خرابی‌های روسازی به صورت جزئی می‌باشد. در همین زمینه Wei Si و همکارانش در پژوهشی که در سال ۲۰۱۴ انجام دادند؛ با استفاده از روش قابلیت اعتماد به بررسی زوال عملکرد روسازی انعطاف‌پذیر تحت سیکل ذوب و یخ در نواحی سردسیر پرداختند. مدل‌های خرابی نقش بحرانی در طراحی و مدیریت زیرساخت‌های حمل‌ونقل دارند. مدل‌های معمول تنها ضریب بارگذاری و عدم قطعیت‌های نسبی آنها را در نظر می‌گیرند و ضرایب محیطی و آب‌وهوا در نظر گرفته نمی‌شود و یا به عنوان پارامترهای قطعی تلقی می‌شوند. ترک‌های حرارتی و خرابی‌های رطوبتی ازجمله خرابی‌های اصلی نواحی سردسیر است که آسیب‌های اولیه آنها قابل توجه‌تر از نواحی معمولی است.

آنها با استفاده از آزمایش چرخه ذوب‌ویخ، مقاومت رطوبتی مخلوط آسفالتی و ضریب آب‌وهوای سرد را بررسی کردند، همچنین مقاومت فشاری و مدول برجهندگی روسازی را مطالعه نمودند. آزمون چرخه ذوب‌ویخ برای تحلیل تأثیر دما و رطوبت بر بتن آسفالتی مناسب است. در طی آزمایش چرخه‌های ذوب‌ویخ، دمای محیط‌زیست از مثبت به منفی مکرراً تغییر می‌کند، و نمونه‌ها تنش حرارتی تکراری و فشار رطوبت را تحمل می‌کند. زوال بتن آسفالتی می‌تواند در طی این آزمون فراهم شود.

آنها برای تحلیل توابع قابلیت اعتماد روسازی با عدم قطعیت‌های گوناگون از روش قابلیت اعتماد استفاده نمودند. درواقع آنها روش قابلیت اعتماد را برای تحلیل معادله‌ی طراحی روسازی آسفالتی AASHTO مبنی بر تغییرات ویژگی‌های تراکم بتن آسفالتی تحت چرخه‌ی ذوب‌ویخ اعمال نمودند. قابلیت اعتماد یک معیار عملکردی مهم برای شرایط (عملکردی) ساختار روسازی و قابلیت اعتماد مبتنی بر روش‌هایی که قابلیت تطبیق با عدم قطعیت‌ها در ارزیابی را دارند، است. بیشتر عدم قطعیت‌ها زمانی که ویژگی‌های تراکم بتن آسفالتی تحت چرخه‌های ذوب‌ویخ قرار دارد در ارزیابی ساختار روسازی رخ خواهد داد. مدل‌های قابلیت اعتماد مدل‌های احتمالاتی هستند که احتمال خرابی در یک سیستم مشخص را پیش‌بینی می‌کند.

تابع حالت حدی به طور نمونه برای روسازی‌های انعطاف‌پذیر به عنوان تفاضل بارهای وارده و مقاومت روسازی تعریف می‌شود. معیاری طراحی و اجرای روسازی مقاومت اجزای روسازی در برابر بارهای معین تا قبل از شکست است. بارهای وارد شده تقاضا و مقاومت روسازی به عنوان عرضه (ظرفیت) در نظر

گرفته می‌شوند. اگر یک تعریف مناسب برای رویداد خرابی و نتیجه خرابی وجود داشته باشد، مدل‌های قابلیت اعتماد می‌تواند به‌طور مؤثری برای پیش‌بینی عملکرد و عمر روسازی استفاده شود. مدل‌های قابلیت اعتماد فقط دو شرایط یا حالت را تشخیص می‌دهد: یک حالت اصلی و یک حالت شکست. چرخه ذوب‌ویخ، مستقیماً بر روی حالت‌های مدل قابلیت اعتماد تأثیر می‌گذارد. آنها در این تحلیل با استفاده از روش‌های قابلیت اعتماد، افت مدول برجهندگی بتن آسفالتی تحت چرخه‌های ذوب‌ویخ و تأثیر چرخه‌ی ذوب‌ویخ بر رفتار ظرفیت سازه‌ای بتن آسفالتی با تعدادی بار محور تکی ۸ تنی (Kip ۱۸) بررسی کردند. نتایج تحلیل آنها نشان داد که مدول برجهندگی مخلوط بتن آسفالتی تحت چرخه‌ی ذوب‌ویخ کاهش و در نتیجه ظرفیت سازه روسازی کاهش می‌یابد.



شکل (۲-۱۶) برآورد احتمال ناحیه شکست یا غیرقابل قبول (W. Si et al, 2014).

همچنین نتایج نشان می‌دهند که روش قابلیت اعتماد برای عدم قطعیت‌های مناسب در پارامترهای روسازی توانا است. آنالیز حساسیت نشان داد که چرخه ذوب و یخ اثری قابل توجهی بر روی ارزیابی قابلیت اعتماد، به‌خصوص با ضریب تغییرات بزرگ دارد. ضریب تغییرات بزرگ‌تر، قابلیت اعتماد را کاهش می‌دهد. نتایج تحلیل قابلیت اعتماد نشان می‌دهد که کاهش در تغییرپذیری چرخه ذوب‌ویخ می‌تواند افزایش قابل توجهی در برآورد قابلیت اعتماد دارد. به‌عنوان مثال یک نتیجه، چرخه ذوب‌ویخ با عدم قطعیت به ظرفیت بارگذاری روسازی آسیب می‌زند، که نباید در مهندسی واقعی اهمال شود. این مقاله همچنین برخی از دستور عمل‌های شبیه‌سازی مدل عملکرد روسازی را ارائه می‌کند (W. Si et al, 2014).

## ۲-۴-۹- روش طراحی مبتنی بر قابلیت اعتماد برای ترک خستگی در روسازی-های آسفالتی

Birgisson و Dinegdae در پژوهشی به بررسی ترک خستگی بالا به پایین با روش قابلیت اعتماد پرداخت. باری که موجب ترک خستگی بالا به پایین می‌شود، اخیراً به‌عنوان یک پدیده‌ی اصلی خرابی در روسازی آسفالتی شناخته‌شده است. این مود خرابی در بسیاری از مناطق دنیا مشاهده می‌شود و حتی در برخی از نواحی به‌عنوان خرابی رایج گزارش شده است. فاکتورهای اصلی که به‌عنوان دلایل بالقوه ترک خستگی بالا به پایین شناسایی شده‌اند، اصولاً مربوط به سخت شده مخلوط در طول زمان، مقاومت ترک‌خوردگی مخلوط و سختی لایه‌های تثبیت نشده مانند اساس و زیراساس، می‌باشد. مدل‌های تحلیل مکانیکی تجربی، مدل‌هایی مبتنی بر مکانیک شکست مخلوط آسفالت گرم (HMA-FM)<sup>۱</sup> هستند که می‌توانند زمان شروع ترک‌خوردگی و نرخ توسعه خرابی (نرخ رشد ترک) را پیش‌بینی کنند. همچنین این مدل‌ها می‌توانند ظرفیت HMA را در یک پیش‌بینی قابل قبول نشان دهند. باین‌حال در این روش‌ها اثر سخت شدگی در طول زمان و بهبود آن را به‌طور مناسبی در نظر گرفته نشده است. علاوه بر این، این مدل‌ها اثر ساختار درونی<sup>۲</sup> مخلوط را در دوره‌ی عملکرد روسازی در نظر نمی‌گیرند. یک مشکل دیگر مدل‌های مکانیکی تجربی، ابزار تحلیل آنهاست که برای استفاده در روش‌های طراحی روسازی مناسب نیستند (Dinegdae, 2015).

هدف آنها در پژوهشی که به انجام رسانده‌اند، مطالعه و توسعه‌ی یک چهارچوب طراحی کالیبره شده قابلیت اعتماد در فرمت طراحی ضرایب مقاومت بار (LRFD) است که می‌تواند قطعات روسازی را طراحی کند که در برابر ترک‌های خستگی بالا به پایین مقاوم باشد. بدین منظور ساختار درونی مخلوط آسفالتی که بر اساس ریز مدل‌هایی که برای رسیدن به

<sup>۱</sup>. Hot Mix Asphalt Fracture Mechanics

<sup>۲</sup>. morphology



HMA-FM با هم ترکیب شده بودند، بسط داده شد تا اثر پیرشدگی<sup>۱</sup> و فرسایش<sup>۲</sup> بر روی مقاومت ترک خوردگی و توان بهسازی را مشخص سازد. این ریز مدل های توسعه یافته توسط Birgisson و Dinegdae به صورت تجربی به کار گرفته شدند که نتایج نشان داد که بین ساختار درونی مخلوط آسفالتی و مقاومت ترک خوردگی رابطه ای وجود دارد. لذا آنها مدل ترک خوردگی فلوریدا<sup>۳</sup> که یک مدل پیش بینی شروع ترک خوردگی می باشد را ابتدا با استفاده از مدل های آزمایشگاهی کالیبره کرد و سپس با نتایج برداشت های میدانی به آن اعتبار بخشید.

نتایج نشان داد که مدل کالیبره شده با عملکرد میدانی مشاهده شده سازگاری خوبی دارد. در ادامه آنها برای ارائه چهارچوب طراحی مبتنی بر LRFD، یک معادله ای حالت حدی ساده ولی کارآمد را بر اساس نتایج آزمایشگاهی و میدانی خود تعریف کرد و با استفاده از روش رویه های پاسخ<sup>۴</sup>، روش FORM<sup>۵</sup> و روش شبیه سازی مونت کارلو که از روش های قابلیت اعتماد می باشند، قابلیت اعتماد و ضرایب ایمنی جزئی همبسته را محاسبه کرد. بدین ترتیب ضرایب جزئی بار و مقاومت در روش LRFD پیشنهادی آنها به روزرسانی شد. همچنین نتایج نشان داد که روش LRFD پیشنهادی برای مدل ترک خوردگی فلوریدا در قابلیت اعتماد یکنواخت طراحی که تغییر پذیری ذاتی ورودی های طراحی را محاسبه می کند، موفقیت آمیز بوده است. (Dinegdae & Birgisson, 2017).

## ۲-۴-۱۰- خلاصه مطالعات پیشین

خلاصه ای مقالات بررسی شده در این فصل که در خصوص کاربردهای روش های قابلیت اعتماد در طراحی، اجرا، تعمیر و نگهداری روسازی انعطاف پذیر (روسازی آسفالتی) است، در جدول (۲-۳) آمده است. این جدول شامل نام پژوهشگران به همراه سال ثبت تحقیق و خلاصه ای از روش ها و نتایج تحقیقشان

<sup>۱</sup> . aging

<sup>۲</sup> . degradation

<sup>۳</sup> . Florida Cracking Model

<sup>۴</sup> . Response Surfaces

<sup>۵</sup> . First Order Reliability Method

می‌باشد.

جدول (۲-۳) خلاصه مقالات ارائه‌شده با محوریت قابلیت اعتماد

| سال         | محققان               | عنوان                                                                                                        | خلاصه مقاله                                                                                                                                                                                                                                             |
|-------------|----------------------|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| ۱۹۹۷        | Arafah               | قابلیت اعتماد سیستم روسازی انعطاف‌پذیر برای راه‌های عربستان سعودی                                            | با استفاده از مفاهیم ساده‌ی قابلیت اعتماد به بررسی عدم تناسب طراحی AASHTO با شرایط کشور عربستان پرداخت. او از برداشت‌های میدانی با دستگاه FWD پارامترهای مصالح Mr و SN را تحلیل کرد.                                                                    |
| ۲۰۰۳        | Kim & Buch           | بررسی تغییرپذیری ذاتی پارامترهای طراحی در مدل طراحی روسازی مبتنی بر قابلیت اعتماد                            | ابتدا شیارشدگی ۱۳ مقطع روسازی با استفاده از روش FORM بررسی کردند. سپس روند طراحی LRFD را برای روسازی آسفالتی ارائه دادند و ضرایب ایمنی بار و مقاومت را پیشنهاد دادند.                                                                                   |
| ۲۰۰۵        | Prozzi et al         | قابلیت اعتماد سازه‌های روسازی با استفاده از مدل‌های مکانیکی-تجربی                                            | برای بررسی مدل PSI با استفاده از شبیه‌ساز مونت‌کارلو برای ورودی-های مدل در یک دوره‌ی ۱۰ ساله در سطوح متفاوت قابلیت اعتماد طراحی ۵۰٪، ۸۰٪ و ۹۰٪ داده‌های تصادفی تولید کردند.                                                                             |
| ۲۰۱۱        | Rosenbalm            | قابلیت اعتماد مرتبط با برآورد مدول برجهندگی خاک در سطوح سلسله‌مراتبی مختلف طراحی                             | EICM با استفاده از روش‌های FORM، برآورد Rosenblueth و شبیه‌سازی مونت‌کارلو ارزیابی شد و میانگین و واریانس مربوط به پارامتر طراحی نهایی مدول برجهندگی حاصل گشت.                                                                                          |
| ۲۰۱۱        | Coleri et al         | ارزیابی آزمایشگاهی تغییرپذیری ساخت و عملکرد به‌وسیله روش-های بوتس‌ترپینگ و مونت‌کارلو برای پیش‌بینی شیارشدگی | با استفاده از نتایج آزمایشگاهی برای ارزیابی عملکرد عمق شیار روسازی اثرات تغییرپذیری پارامترهای ورودی طراحی، روی پیش‌بینی عملکرد را مشخص کردند. از تابع توزیع پارامترها برای پیش‌بینی عملکرد شیار و ارزیابی قابلیت اعتماد قطعه‌های راه استفاده کردند.    |
| ۱۳۹۱ (۲۰۱۳) | قاسم‌زاده و غنی‌زاده | بررسی تأثیر خطای برآورد ورودی-های طراحی روسازی بر روی خطای پیش‌بینی عمر روسازی                               | برای بررسی عدم قطعیت پارامترهای ورودی در طرح روسازی سه مقطع روسازی با ظرفیت‌های مختلف را در آزمایشگاه تحت آزمایش بارگذاری قرار دادند. کرنش‌های بحرانی را بررسی کردند. نتایج را با روش مونت‌کارلو بسط دادند تا خطای برآورد خرابی را محاسبه کنند.         |
| ۲۰۱۴        | Edmunds et al        | حساسیت قابلیت اعتماد در طراحی مکانیکی-تجربی روسازی                                                           | با استفاده از نرم‌افزار ME، به بررسی حساسیت قابلیت اعتماد طرح با تغییر مقدار آن از ۶۰ تا ۹۰٪ پرداختند. بدین منظور پاسخ‌های روسازی (شیارشدگی، ترک خستگی و حرارتی) را بررسی نمودند.                                                                       |
| ۲۰۱۴        | Si et al             | ارزیابی زوال عملکرد روسازی آسفالتی تحت چرخه ذوب و یخ در مناطق سرد مبتنی بر قابلیت اعتماد                     | با استفاده از آزمایش چرخه ذوب‌ویخ، مقاومت رطوبتی مخلوط آسفالتی و ضریب آب‌وهوای سرد را بررسی کردند. سپس با ساختن مدل بار و مقاومت به ارزیابی قابلیت اعتماد سیستم روسازی پرداختند. همچنین ضرایب محیطی و آب‌وهوایی را در مدل‌های خرابی اعمال نمودند.       |
| ۲۰۱۷        | Dinegdae & Birgisson | قابلیت اعتماد مبتنی بر روش طراحی روسازی‌های انعطاف‌پذیر                                                      | با استفاده از روش‌های FORM، رویه‌های پاسخ و شبیه‌سازی مونت‌کارلو به بررسی مدل‌های پیش‌بینی ترک خستگی پرداختند. نتایج آنها علاوه بر کالیبره کردن مدل‌های پیش‌بینی خرابی، باعث شد روش طراحی LRFD برای روسازی ارائه دهند که در برابر ترک خستگی مقاوم باشد. |

## ۲-۵- نتیجه‌گیری

قابلیت اعتماد شاخه‌ها و زیرمجموعه‌های بسیاری دارد که هرکدام از روش‌های آن بنا به نیاز یک پروژه به کار گرفته می‌شود. در تحقیقات پژوهشگران قبلی مشخص شد که می‌توان از بررسی یک خرابی به صورت جزء تا بررسی کل سیستم روسازی از روش‌های ساده‌ای همچون ارزیابی واریانس و انحراف معیار تا روش‌های پیچیده‌تری مانند روش مرتبه اول و دوم اعتماد. قابلیت اعتماد بهره برد. این روش‌ها مبتنی بر علم آمار و احتمال است و بیانگر این است که مفاهیم آماری نقش زیادی در بیان قابلیت اعتماد دارند.

از آنجایی که نقطه مقابل قابلیت اعتماد، عدم قطعیت است؛ می‌توان این‌گونه بیان کرد که وجود عدم قطعیت در هر پارامتری با استفاده از روش‌های قابلیت اعتماد قابل ارزیابی و بررسی است. بدین ترتیب با توجه به اینکه شیارشدگی یکی از اساسی‌ترین خرابی‌های موجود در روسازی انعطاف‌پذیر یا آسفالتی است و هم در طراحی به روش مکانیکی-تجربی و هم در عملکرد روسازی نقش تعیین‌کننده‌ای دارد، هدف این مطالعه قرار داده شد و ارزیابی تغییرات و عدم قطعیت‌های موجود در آن با روش‌های قابلیت اعتماد که در فصل سوم شرح داده می‌شود صورت می‌پذیرد.

## **فصل ٣:**

# **مبانی تئوری آمار و احتمالات**

### ۳-۱- مقدمه

در این فصل به روش‌های مورد استفاده در پژوهش پرداخته شده است. در ابتدا مفاهیم پایه آماری مطرح شده و سپس روش‌های احتمالاتی و قابلیت اعتماد شرح داده شده است. در برخی موارد به سایر روش‌هایی که مورد نظر پژوهش نیست هم اشاره شد که صرفاً جهت نشان دادن تمایز روش مورد نظر پژوهش با سایر روش‌ها است تا علت انتخاب روش تحقیق مشخص شود. در هر بخش سعی شده که روابط اصلی و مهم بیان شود و از پرداختن به جزئیات پرهیز شود.

### ۳-۲- روش‌های آماری مورد استفاده

#### ۳-۲-۱- مفاهیم پایه آماری

##### □ فضای نمونه و پیشامد

به مجموعه تمام نتایج ممکن یک آزمایش یا برداشت فضای نمونه گفته می‌شود و معمولاً با  $S$  نمایش داده می‌شود. هریک از زیرمجموعه‌های فضای نمونه یک پیشامد می‌باشد.

##### □ متغیرهای تصادفی

هر تابعی که از فضای نمونه یک آزمایش تصادفی ( $S$ ) به مجموعه اعداد حقیقی ( $R$ ) تعریف شود یک متغیر تصادفی محسوب می‌گردد. متغیرهای تصادفی بر دو نوع پیوسته<sup>۱</sup> و گسسته<sup>۲</sup> هستند. اگر در یک فضای نمونه، تعدادی نقاط نمونه متناهی و یا قابل شمارش باشند، متغیرهای تصادفی در این فضای نمونه گسسته است. اگر در یک فضای نمونه، تعداد نقاط نمونه نامتناهی باشند، متغیرهای تصادفی این فضای نمونه پیوسته است.

##### □ فرضیه احتمال

بحث احتمال معمولاً با تئوری مجموعه‌ها یکسان می‌باشد. احتمال وقوع پیشامد  $A$  را با نماد  $P(A)$  نشان می‌دهند. فرضیه اول: احتمال وقوع هر پیشامد مانند  $A$ ، بین صفر و یک است.

<sup>۱</sup>. Continuous Random Variables

<sup>۲</sup>. Discrete Random Variables

$$0 \leq P(A) \leq 1 \quad (۱-۳)$$

فرضیه دوم: این فرضیه نشان می‌دهد که احتمال وقوع یک رویداد مرتبط با تمام فضای نمونه ۱ و احتمال وقوع یک رویداد مرتبط با مجموعه تهی ۰ می‌باشد.

$$P(S) = 1 \quad \text{و} \quad P(\emptyset) = 0 \quad (۲-۳)$$

فرضیه سوم: برای  $n$  رویداد غیرمشتک یا مجزا (پیشامدهای دوبه‌دو ناسازگار)  $A_1, A_2, \dots, A_n$  رابطه زیر برقرار است.

$$P\left(\bigcup_{i=1}^n A_i\right) = \sum_{i=1}^n P(A_i) \quad (۳-۳)$$

که در اینجا  $P(\bigcup_{i=1}^n A_i)$  نشان‌دهنده احتمال جرم تمام رویدادهای  $A_1, A_2, \dots, A_n$  است. به عبارت دیگر نشان‌دهنده احتمال رخ دادن  $A_1$  یا  $A_2$  ... یا  $A_n$  می‌باشد (بهبودیان، ۱۳۸۴).

### □ توابع احتمال

هر تابعی که بتوان به کمک آن مقادیر احتمال وقوع یک متغیر تصادفی را محاسبه کرد، تابع احتمال می‌باشد. اگر تابع احتمال مربوط به یک متغیر تصادفی گسسته باشد آن تابع جرم احتمال<sup>۱</sup> (PMF) و اگر مربوط به یک متغیر تصادفی پیوسته باشد، تابع چگالی احتمال<sup>۲</sup> (PDF) نام دارد. در این پژوهش داده‌های عمق شیار از نوع پیوسته است یعنی در یک بازه‌ی مشخص احتمال وقوع هر عمق شیاری وجود دارد؛ لذا از توابع چگالی احتمال (PDF) استفاده شده است.

### □ مد و میانه<sup>۳</sup>

مد در متغیر گسسته مقداری از متغیر تصادفی است که بیشتر از همه روی می‌دهد و در متغیر تصادفی پیوسته مقدار بیشینه تابع توزیع است (بهبودیان، ۱۳۸۴).

<sup>۱</sup> . Probability Mass Function

<sup>۲</sup> . Probability Density Function

<sup>۳</sup> . median

میانه در متغیر تصادفی پیوسته مقداری از متغیر تصادفی است که؛

$$P(X < x) = \frac{1}{2}$$

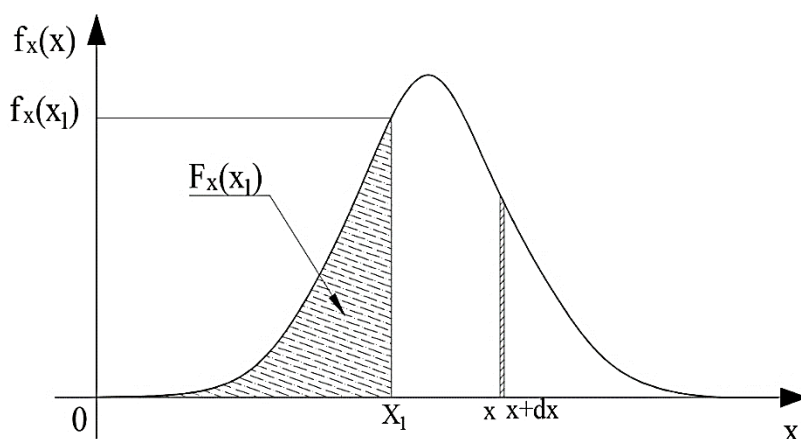
### ۳-۲-۲- مدل‌های احتمالاتی

مدل‌های احتمالاتی هم برحسب نوع متغیر بر دو دسته پیوسته و گسسته هستند. در این پژوهش مدل‌های پیوسته دارای اهمیت هستند به همین دلیل از پرداختن به مدل‌های گسسته و خواص آن پرهیز شده است.

#### □ توابع چگالی احتمال و خواص آن

تابع چگالی احتمال (PDF) با رابطه (۴-۳) بیان می‌شود.

$$f_x(x)dx \equiv P(x \leq X \leq x + dx) \quad (۴-۳)$$



شکل (۱-۳) دیاگرام تابع چگالی احتمال (PDF)

مجموع تمام تابع‌های احتمالات مرتبط با مقدار کمتر یا مساوی  $x$ ، تابع توزیع تجمعی (CDF)<sup>۱</sup> نام دارد. این تابع برای هر دو متغیر تصادفی پیوسته و گسسته یکسان است. همچنین این تابع یک تابع اکیداً صعودی بوده و مقدار آن بین صفر یک قرار دارد.

$$0 \leq F_x(x) \leq 1$$

<sup>۱</sup>. Cumulative Distribution Function



اگر  $x_1 < x_2$  آنگاه  $F_x(x_1) \leq F_x(x_2)$

$$F_x(-\infty) = 0 \quad (۵-۳)$$

$$F_x(\infty) = 1$$

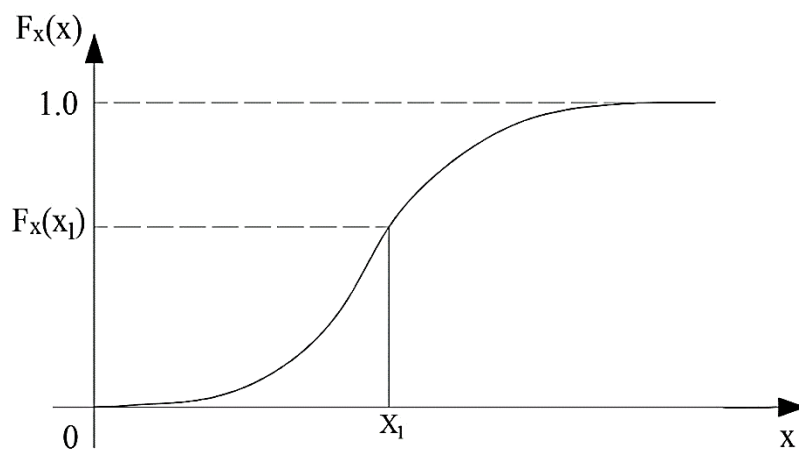
CDF برای متغیرهای تصادفی پیوسته به صورت زیر تعریف می‌شود.

$$F_x(x) = \int_{-\infty}^x f_x(x) dx = P(X \leq x) \quad (۶-۳)$$

لذا ارتباط بین PDF و CDF را می‌توان به صورت زیر بیان کرد:

$$f_x(x) = \frac{d}{dx} F_x(x) \quad (۷-۳)$$

روابط بیان شده برای PDF و CDF به صورت گرافیکی در شکل‌های (۱-۳) و (۲-۳) می‌توان مشاهده کرد؛



شکل (۲-۳) دیاگرام تابع توزیع تجمعی (CDF)

#### □ احتمال مکمل (CCDF)<sup>۱</sup>

احتمال اینکه مقادیر بیشتر از متغیر تصادفی  $X$  رخ بدهد که اصطلاحاً احتمال فراگذشت هم به آن

<sup>۱</sup> . Complementary Cumulative Distribution Function

می‌گویند. این احتمال را با  $G_x$  نمایش می‌دهند و برای متغیرهای پیوسته برابر است با:

$$G_x(x) = 1 - F_x = P(X > x) \quad (۸-۳)$$

### □ میانگین و امید ریاضی

مقدار لنگر اول یا میانگین متغیر  $X$  با  $\mu_x$  نشان داده می‌شود. این مقدار میانگین برای یک متغیر تصادفی پیوسته به صورت زیر تعریف می‌شود:

$$\mu_x = \int_{-\infty}^{+\infty} x \cdot f_x(x) dx \quad (۹-۳)$$

امید ریاضی  $X$  عبارت است از میانگین مورد انتظار از نتایج آزمایش در بی‌نهایت بار تکرار. این پارامتر با نماد  $E(X)$  نشان داده می‌شود و برابر با مقدار میانگین متغیر است.

$$E(X) = \mu_x \quad (۱۰-۳)$$

همچنین امکان تعیین مقدار امید ریاضی  $X^n$  وجود دارد. این امید ریاضی لنگر  $n$ ام  $x$  نامیده می‌شود و برای متغیرهای پیوسته برابر است با:

$$E(X^n) = \int_{-\infty}^{+\infty} x^n \cdot f_x(x) dx \quad (۱۱-۳)$$

### □ واریانس، انحراف معیار، ضریب پراکندگی و خطای استاندارد<sup>۱</sup>

لنگر مرکزی اول یا واریانس  $X$  که اغلب به صورت  $\sigma_x^2$  نشان داده می‌شود و برای متغیرهای تصادفی پیوسته برابر است با:

$$\sigma_x^2 = \int_{-\infty}^{+\infty} (x - \mu_x)^2 f(x) dx \quad (۱۲-۳)$$

انحراف معیار  $X$  به عنوان ریشه دوم مثبت واریانس تعریف می‌شود (Montgomery, 2013).

<sup>۱</sup>. Standard Error

$$S_x = \sigma_x = \sqrt{\sigma_x^2} \quad (13-3)$$

ضریب بدون بعد واریانس یا ضریب تغییرات، C.O.V<sup>۱</sup>، که با  $\delta_x$  نیز نشان داده می شود از تقسیم انحراف معیار به میانگین تعریف می شود:

$$\delta_x = C.O.V = \frac{\sigma_x}{\mu_x} \quad (14-3)$$

هر چه  $\delta_x$  بیشتر باشد ریسک وقوع یک رویداد افزایش می یابد. می توان گفت با کاهش ضریب پراکندگی عدم قطعیت در تابع چگالی احتمال (PDF) مورد نظر کاهش می یابد (Mahsuli, 2012). اگرچه میانگین نمونه ای برابر با  $m$  باشد، خطای استاندارد (SE) نشان می دهد که با چه دقتی میانگین نمونه با میانگین حقیقی جامعه برابر خواهد بود. به عبارت دیگر SE دقت نمونه گیری را مشخص می کند. خطای استاندارد به صورت زیر بیان می شود:

$$SE_x = \frac{S_x}{\sqrt{N}} \quad (15-3)$$

که در رابطه بالا؛  $S_x$  انحراف معیار  $X$  و  $N$  بیانگر تعداد نمونه ها است. پس از محاسبه خطای استاندارد، طبق نظریه احتمالات می توان گفت میانگین جمعیت احتمالاً در محدوده ی چه دامنه ای از میانگین نمونه قرار دارد. طبق نظریه احتمالات در ۹۵ درصد نمونه ها، میانگین جمعیت در محدوده ی  $\pm 2$  واحد خطای استاندارد از میانگین نمونه قرار دارد (Montgomery, 2013).

### □ ضریب چولگی یا کجی<sup>۲</sup> و ضریب کرتوسیس<sup>۳</sup>

از دیگر پارامترهای مهم می توان به ضریب چولگی اشاره کرد که معمولاً با  $\gamma_x$  نمایش داده می شود و برای توابع پیوسته برابر است با:

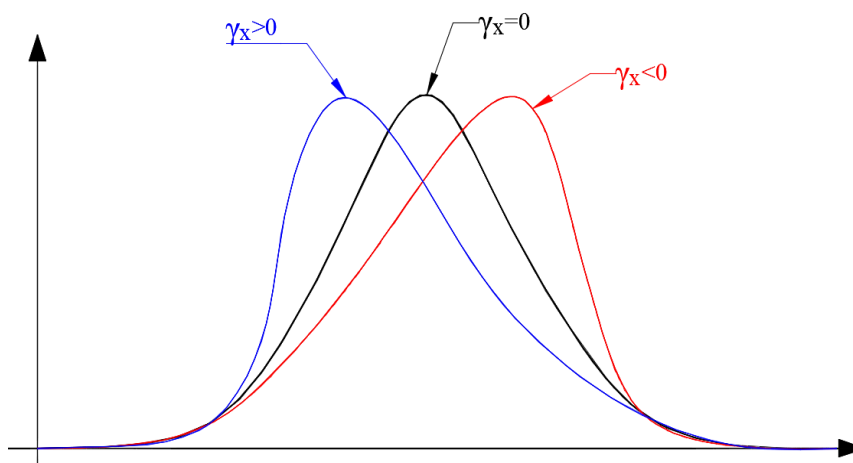
<sup>۱</sup> . Coefficient Of Variation

<sup>۲</sup> . Skewness Coefficient

<sup>۳</sup> . Kurtosis Coefficient

$$\gamma_x = \frac{E[(x - \mu_x)^3]}{\sigma_x^3} = \frac{\int_{-\infty}^{+\infty} (x - \mu_x)^3 f(x) dx}{\sigma_x^3} \quad (۱۶-۳)$$

مقدار ضریب چولگی که نشان‌دهنده انحراف قله منحنی به چپ یا راست است، می‌تواند مثبت یا منفی باشد. این انحراف در تشخیص نرمال بودن PDF مؤثر است.



شکل (۳-۳) توابع چگالی احتمال با ضریب چولگی متفاوت

پارامتر دیگری که حائز اهمیت است، ضریب کرتوسیس،  $k_x$ ، می‌باشد. این ضریب معیاری از مسطح بودن تابع توزیع احتمال و نشان‌دهنده نرمال بودن نوع توزیع است. مقدار این پارامتر برای توزیع نرمال برابر ۳ است و از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$k_x = \frac{E[(x - \mu_x)^4]}{\sigma_x^4} = \frac{\int_{-\infty}^{+\infty} (x - \mu_x)^4 f(x) dx}{\sigma_x^4} \quad (۱۷-۳)$$

اگر ضریب کرتوسیس از ۳ کمتر باشد منحنی نسبت به منحنی معادل توزیع نرمال مسطح‌تر است و اگر این ضریب از ۳ بزرگ‌تر باشد، منحنی نوک‌تیز تر از منحنی نرمال خواهد بود (Montgomery, 2013).

### □ قانون جمع احتمال برای متغیرهای تصادفی پیوسته

$$P(A) = \int_{-\infty}^{+\infty} P(A|x) \cdot f(x) dx \quad (۱۸-۳)$$

که در رابطه فوق؛  $A$  بیانگر یک رویداد مشخص مثلاً شدت زیاد خرابی عمق شیار،  $x$  متغیر تصادفی پیوسته مانند عمق شیار در یک قطعه روسازی و  $P(A|x)$  بیان‌کننده احتمال وقوع رویداد  $A$  به شرط  $x$  که می‌توان به صورت احتمال وقوع شدت خرابی زیاد به شرط وقوع عمق شیار مشخص تعبیر کرد. حال برای یافتن تابع چگالی احتمال یک متغیر تصادفی با استفاده قانون جمع احتمال وجود خواهد

داشت:

$$f(x) = \sum_{i=1}^N f(x|E_i) \cdot P(E_i) \quad (۱۹-۳)$$

$P(E_i)$  احتمال رویدادهایی است که فضای نمونه را افراز کرده‌اند.  $N$  تعداد تمام رویدادهای  $E_i$  است. حالت سوم قانون جمع احتمال متصور این است که اگر تابع توزیع احتمال شرطی یک متغیر تصادفی پیوسته به شرط یک متغیر تصادفی دیگر به علاوه تابع توزیع احتمال متغیر تصادفی دوم در اختیار باشد، تابع توزیع احتمال متغیر اول قابل محاسبه است (Mahsuli, 2012):

$$f(x) = \int_{-\infty}^{+\infty} f(x|y) \cdot f(y) dy \quad (۲۰-۳)$$

### ۳-۲-۳- استنباط کلاسیک متغیرها

هدف این استنباط برآورد پارامترهای تابع توزیع احتمال یک متغیر یا یک مجموعه‌ای از چندین متغیر است. منظور از کلاسیک این است که تمامی مفاهیم این مبحث به آمار کلاسیک مربوط می‌شود. در روش کلاسیک اصطلاحاً برآوردهای نقطه‌ای برای پارامترهای متغیرها حساب می‌شود. به این معنا که در یک مجموعه عظیم از داده‌ها یک دسته خاص به صورت تصادفی انتخاب می‌شود و برای دسته‌ی منتخب داده‌ها پارامترهایی مانند انحراف معیار محاسبه می‌شود که این انحراف معیار محاسبه شده در حقیقت میانگین انحراف معیار کل است که در صورت کسب داده‌های جدید این مقدار محاسبه شده تغییر خواهد کرد.

لذا خود پارامترهای موردنیاز پروژه (میانگین، واریانس، انحراف معیار و ...) که محاسبه خواهند شد، دارای عدم قطعیت هستند، پس آنها هم یک متغیر تصادفی هستند. استنباط کلاسیک این عدم قطعیت را به رسمیت می‌شناسد اما به دنبال کاهش این عدم قطعیت نیست و فقط آن را به صورت بازه‌های اطمینان بیان می‌کند (Mahsuli, 2012).

### □ شیوه نمایش داده‌ها در استنباط کلاسیک

در این نوع استنباط معمولاً سه شیوه برای نمایش داده‌ها وجود دارد.

۱. نمودار هیستوگرام؛ در این نمودار متغیرها به دسته‌هایی تقسیم شده‌اند که محور افقی برآمد متغیر تصادفی و محور قائم فراوانی متغیر تصادفی را نشان داده می‌شود. این دسته‌ها باید به گونه‌ای انتخاب شود که تغییرات متغیرهای تصادفی قابل مشاهده باشد. اگر دسته‌ها خیلی

کوچک باشند امکان دارد داده‌ای در برخی دسته‌ها قرار نگیرد و فراوانی آن دسته صفر شود و اگر دسته‌ها بیش از حد بزرگ باشند، فراوانی دسته‌ها چند نقطه محدود را نمایش می‌دهند.

۲. نمودار بسامد<sup>۱</sup>؛ این نمودار استانداردشده‌ی هیستوگرام است به‌طوری‌که سطح زیر منحنی نمودار مقداری برابر یک دارد. این نرمال‌سازی با تقسیم فراوانی هر دسته به تعداد کل داده‌ها ضرب در طول دسته به دست می‌آید. نمودار بسامد مشابه با PDF است.

۳. نمودار بسامد تجمعی<sup>۲</sup>؛ در این نمودار محور افقی برآمد متغیر تصادفی و محور قائم فراوانی تجمعی نرمال شده به تعداد داده‌ها است. این نمودار هم متناظر با CDF است (Mahsuli, 2012).

دو نمودار بسامد و بسامد تجمعی در برازش داده‌ها استفاده می‌شوند. یعنی اختلاف نمودارها با توابع متناظر خود محاسبه می‌شود و تابعی که کمترین اختلاف را دارد، به‌اصطلاح برازش شده‌ی داده‌های موردنظر است. این محاسبات تحت آزمون‌های استاندارد تعریف می‌شود که در ادامه بدان اشاره می‌شود.

### ۳-۲-۴- مدل‌های توزیع احتمال

#### □ مدل‌های توزیع گسسته متداول

این مدل‌ها مربوط به متغیرهای تصادفی گسسته است. از آنجایی که می‌توان پاسخ روستازی به بارهای وارده را به‌صورت گسسته (خرابی و عدم خرابی) در نظر گرفت، در اینجا فقط به معرفی برخی از مدل‌های توزیع گسسته بسنده می‌شود.

مدل‌های توزیع یکنواخت، توزیع برنولی<sup>۳</sup>، توزیع دوجمله‌ای<sup>۴</sup>، توزیع هندسی و توزیع پواسون<sup>۵</sup> از معروف‌ترین و پرکاربردترین مدل‌های توزیع گسسته هستند.

---

<sup>۱</sup>. Frequency Diagram

<sup>۲</sup>. Cumulative Frequency Diagram

<sup>۳</sup>. Bernoulli Distribution

<sup>۴</sup>. Binomial Distribution

<sup>۵</sup>. Poisson Distribution

### □ مدل‌های توزیع پیوسته متداول

مدل‌هایی که مربوط به متغیرهای تصادفی پیوسته است و در این پژوهش نیز بیشتر مورد استفاده قرار می‌گیرند. داده‌های عمق شیار ممکن از نوع متغیر تصادفی پیوسته می‌باشد و نوع توزیع آنها از مدل‌های توزیع پیوسته تبعیت می‌کند. مدل‌هایی همچون؛ توزیع نرمال، لگ نرمال، مقادیر حدی<sup>۱</sup>، فرشت<sup>۲</sup> و ... .

### □ مدل یک متغیره

به توزیع احتمال این مدل‌ها را اصطلاحاً توزیع حاشیه‌ای می‌نامند. روابط مربوط به پارامترهای این نوع مدل‌ها قبلاً بیان شده است. انواع مدل‌های توزیع گسسته و پیوسته معرفی شده در بالا می‌توانند به صورت یک متغیره و چند متغیره بکار روند.

### □ مدل توزیع چند متغیره

این مدل‌ها عدم قطعیت در چند متغیر را به طور همزمان در یک تابع چگالی احتمال بیان می‌کنند. PDF برای دو متغیر  $x$  و  $y$  به صورت زیر تعریف می‌شود (Mahsuli, 2012):

$$f_x(x, y) d_x d_y = P(x < X \leq x + d_x \cap y < Y \leq y + d_y) \quad (21-3)$$

## ۳-۳- آزمون‌های نیکویی برازش<sup>۳</sup>

آزمون‌های نیکویی برازش (GOF) سازگاری نمونه را با توزیع مشخصی بررسی می‌کند. در علوم طبیعی آزمون‌های GOF معمولاً به شناخت خطاهای سیستمی ناشناخته در نتایج تجربی کمک می‌کنند. در آزمایش‌های تجربی پس از ترسیم نمودارهای توزیع داده، معمولاً شکل‌های توزیع در گراف‌های ترسیمی آرایشی نامشخص دارند که بررسی کمی و کیفی داده‌ها را با مشکل روبه‌رو می‌کند. لذا بهره‌گیری از آزمون‌های نیکویی برازش به شناخت رفتار تولیدکننده داده کمک می‌کند و اطلاعات با درصد معناداری بالایی را از نحوه توزیع داده‌ها در اختیار می‌گذارد. برخی از این آزمون‌ها همانند آزمون چی

<sup>۱</sup>. The Extreme Value Distribution

<sup>۲</sup>. Freshet Distribution

<sup>۳</sup>. Goodness Of Fit Tests

تست، کولموگروف-اسمیرنوف و خانواده کرامر-ون میسر<sup>۱</sup> محدود به توزیع‌های یک متغیره هستند و برخی روش‌های دیگر می‌تواند برای توزیع‌های چند متغیره استفاده شود (Bohm & Zech, 2002). یک مسئله مهم برای برازش داده‌ها توسط یک توزیع، آزمون نیکویی برازش است. برای این منظور، آزمون‌های بر مبنای توزیع تجربی اختلاف بین تابع توزیع تحت فرض صفر و تابع توزیع تجربی را اندازه می‌گیرند. این آزمون‌ها به دو خانواده کلی کرامر و کولموگروف تقسیم می‌شوند. خانواده کرامر شامل آماره‌های کرامر-ون میسر، واتسون<sup>۲</sup>، اندرسون-دارلینگ<sup>۳</sup> و خانواده کولموگروف شامل آماره‌های  $D^+$ ،  $D^-$ ، کولموگروف-اسمیرنوف و کیوپر<sup>۴</sup> است (Maghami & Iranpanah, 2012).

آزمون‌های نیکویی برازش این فرض را که آیا نمونه تصادفی  $X_1, X_2, \dots, X_n$  از جامعه‌ای با تابع توزیع  $F(0)$  آمده‌اند، می‌آزماید؛

$$H_0: X_1, X_2, \dots, X_n \sim F_X(0)$$

در حقیقت این آزمون‌ها اختلاف توزیع داده‌های موجود را با توزیع تابع موردنظر می‌سنجد و در یک سطح معنادار مشخصی (P-Value) فرض صفر قبول یا رد می‌شود؛ بنابراین بهترین توزیع به‌وسیله‌ی مقایسه تمام توزیع‌های مبتنی بر روش‌های آزمون نیکویی برازش انتخاب می‌شود (بهبودیان، ۱۳۸۴). همانطور که در بالا بدان اشاره شد آزمون‌های متنوعی در روش نیکویی برازش موجود است و هر کدام از این آزمون‌ها مزایا و معایب مختص به خود را دارند و نمی‌توان به‌سادگی یک آزمون را بر سایر آزمون‌ها ترجیح داد؛ لذا بنا به سوابق گذشته و محدوده‌ی کاربرد هر آزمون، سه آزمون چی تست<sup>۵</sup>، آزمون کولموگروف-اسمیرنوف<sup>۶</sup> و آزمون اندرسون-دارلینگ در این پژوهش مورد استفاده قرار گرفت تا مناسب‌ترین تابع چگالی یا تابع توزیع احتمال هر روش تعیین گردد. آزمون چی تست آزمون جامع و پرکاربردی است و آزمون کولموگروف-اسمیرنوف همان‌طور که در ادامه بدان اشاره خواهد شد، به‌نوعی مکمل

<sup>۱</sup> . Cramer-Von Mises

<sup>۲</sup> . Watson Test

<sup>۳</sup> . Anderson-Darling Test

<sup>۴</sup> . Kuiper Test

<sup>۵</sup> . Chi-squared Test

<sup>۶</sup> . Kolmogorov-Smirnov Test



آزمون چي تست بوده و استفاده‌ی هم‌زمان دو آزمون نتایج معتبرتری را ارائه می‌کند. همچنین دو آزمون کولموگروف-اسمیرنوف و آزمون اندرسون-دارلینگ هرکدام به‌نوعی ضعف‌های یکدیگر را می‌پوشانند. نتایج به‌دست‌آمده از پژوهش محققان بسیاری، استفاده‌ی هم‌زمان از هر سه آزمون برای انتخاب متناسب‌ترین تابع توزیع را پیشنهاد می‌کند. پس از اجرای این سه آزمون، نتیجه مطلوب از امتیازبندی هر سه روش به دست می‌آید.

### ۳-۳-۱- آزمون چي تست<sup>۱</sup> (خی دو)

آزمون نیکویی برازش چي تست یا آزمون کای مربعی (خی دو) که در سال ۱۹۹۰ توسط پیرسن معرفی شد، یک آزمون آماری برای مقایسه داده‌های مشاهده‌شده با یک تابع توزیع است. در این آزمون داده‌های مشاهده‌شده به چند دسته تقسیم‌بندی شده و آزمون آماری از رابطه (۳-۲۲) برآورد می‌شود.

$$\chi^2 = \sum_{i=1}^{NC} \frac{(f_i - \hat{f}_i)^2}{\hat{f}_i} \quad (۳-۲۲)$$

در رابطه بالا؛

$NC$ ؛ نشان‌دهنده‌ی تعداد کل دسته‌ها است.

$f$ ؛ اشاره به تعداد فراوانی نمونه‌های مشاهده‌شده (اندازه‌گیری شده) در دسته  $i$  دارد

$\hat{f}$ ؛ نشان‌دهنده‌ی فراوانی دسته‌ی  $i$  در نتیجه محاسبه به‌وسیله تابع توزیع فرضی است.

در این آزمون، تعداد نمونه‌های موجود در هر دسته بایستی حداقل ۵ باشد.  $\chi^2$  توزیع چي تست با (NC-NP-1) درجه‌ی آزادی می‌باشد که NP تعداد پارامترهای برآورد شده است. آماره‌ی بالا مقدار توزیع چي تست را با یک سطح قابل قبول و درجه‌ی آزادی مشخص مقایسه می‌کند. اگر مقدار محاسبه‌شده  $\chi^2$  در معادله‌ی بالا کمتر از مقدار توزیع چي تست باشد، فرض پیروی داده‌ها از توزیع فرضی پذیرفته می‌شود و بالعکس (Basaligheh & keihani, 2015).

### ۳-۳-۲- آزمون کولموگروف-اسمیرنوف<sup>۲</sup> (K-S)

آزمون مشهور کولموگروف-اسمیرنوف نیز برای تصمیم‌گیری اینکه نمونه‌ای از یک جامعه، از توزیع

<sup>۱</sup>. Chi-squared Test

<sup>۲</sup>. Kolmogorov-Smirnov Test

ویژه‌ای تبعیت می‌کند یا خیر، مورد استفاده قرار می‌گیرد. یکی از مزیت‌های این آزمون عینی بودن آن است یعنی برای اعتبار آن مانند آزمون چپ تست به برآورد تعداد کافی و مشخصی از نمونه احتیاجی نیست لذا هنگامی که تعداد نمونه‌های هر دسته کمتر از ۵ باشد، بهتر است آزمون K-S استفاده شود. آماره این آزمون بر اساس ماکزیمم فاصله بین دو منحنی توزیع تجمعی داده‌های مشاهده شده و یک توزیع مشخصی استوار است. این آزمون تنها برای توابع پیوسته است و گرایش به حساسیت در مرکز آن، بیشتر از دنباله‌هاست. این آزمون آماری به واسطه‌ی معادله (۲۳-۳) تعیین می‌شود.

$$D = \max |F(x) - \hat{F}(x)| \quad (23-3)$$

در رابطه بالا؛

$F$  نشان‌دهنده‌ی فراوانی تجمعی نسبی و  $\hat{F}$  نشان‌دهنده‌ی فراوانی تجمعی نسبی مورد انتظار است. مراحل ذیل در اجرای این آزمون مطرح می‌شوند:

۱. فراوانی تجمعی نسبی یک نمونه برای سطح‌های (دسته‌ها) مختلف اندازه‌گیری می‌شود.
۲. فراوانی تجمعی نسبی برای دسته‌های مختلف از طریق تابع توزیع فرضی به دست می‌آید.
۳. مقدار قدر مطلق تفاضل دو فراوانی بالا برای هر دسته محاسبه می‌شود.
۴. بیشترین مقدار تفاضل به دست آمده از مرحله سوم به عنوان مقدار آماره‌ی آزمون،  $D$ ، تعریف می‌شود.
۵. با در نظر گرفتن  $\alpha$  به عنوان خطای مجاز و استفاده‌ی جداول مربوط به مشتقات روش کولموگروف-اسمیرنوف،  $D\alpha$  به دست می‌آید.
۶. اگر مقدار  $D$  بیش از  $D\alpha$  باشد، تابع توزیع فرضی قبول شده و اگر نتیجه عکس باشد تابع توزیع فرضی رد می‌شود (Basaligheh & keihani, 2015).

### ۳-۳-۳- آزمون اندرسون-دارلینگ<sup>۱</sup>

یکی دیگر از آزمون‌های شناخته شده از دسته آزمون‌های نیکویی برازش، آزمون اندرسون-دارلینگ است که در این پژوهش نیز استفاده شد. این آزمون روشی دیگر برای تعیین تناسب یک تابع توزیع احتمال با مجموعه‌ای از داده‌های مشخص است. تابع‌های  $F_0(x)$  و  $F_n(x)$  به ترتیب بیانگر تابع توزیع تجربی و

<sup>۱</sup>. Anderson-Darling Test

تابع موردنظر مبتنی بر تعداد  $n$  مشاهده، در نظر بگیرید. نیکویی برازش در حقیقت مقایسه  $F_n(x)$  با  $F_0(x)$  می‌باشد. برای دستیابی به این مهم  $W_n^2$  طبق رابطه (۲۴-۳) محاسبه می‌شود:

$$\begin{aligned} W_n^2 &= n \int_{-\infty}^{\infty} [F_n(x) - F^0(x)]^2 \psi[F^0(x)] dF^0(x) \\ &= n \int_{-\infty}^{\infty} [F_n(x) - F^0(x)]^2 \psi[F^0(x)] f^0(x) dx \end{aligned} \quad (24-3)$$

که در آن  $f^0(x)$  چگالی  $F^0(x)$ ،  $\psi(u)$  تابع وزن است که مقداری مثبت دارد و طبق رابطه (۲۵-۳) محاسبه می‌شود:

$$\psi(u) = \frac{1}{u(1-u)} \quad (25-3)$$

که در آن  $u = F^0(x)$  است؛ بنابراین برای مقدار  $x$  طبق رابطه (۲۶-۳) وجود دارد:

$$\sqrt{n} \frac{F_n(x) - F^0(x)}{\sqrt{F^0(x)[1 - F^0(x)]}} \quad (26-3)$$

میانگین مقدار صفر و واریانس ۱، وقتی است که فرض صفر درست باشد. آماره اندرسون-دارلینگ طبق رابطه (۲۷-۳) می‌باشد:

$$A_n^2 = \int_{-\infty}^{\infty} \frac{[F_n(x) - F^0(x)]^2}{F^0(x)[1 - F^0(x)]} dF^0(x) \quad (27-3)$$

رابطه بالا می‌تواند به صورت معادله (۲۸-۳) بازنویسی شود:

$$A_n^2 = -n - \frac{1}{n} \sum_{j=1}^n (2j-1) [\log u_{(j)} + \log(1 - u_{(n-j+1)})] \quad (28-3)$$

که  $u_{(j)} = F^0(x_j)$  و  $x_1 < x_2 < \dots < x_n$  نمونه‌های مرتب شده‌اند.

اندرسون و دارلینگ، توزیع حدی  $A_n^2$  را برای تابع وزن رابطه (۲۶-۳) تعریف نمودند. ۵ درصد نقاط معنادار توزیع حدی برابر ۲/۴۹۲ و یک درصد نقاط برابر ۳/۸۸۰ است. میانگین مقادیر توزیع حدی برابر ۱ و واریانس آن برابر  $\frac{2(\pi^2-9)}{3}$  است (Anderson, 2010).

### ۳-۴- روش‌های احتمالاتی<sup>۱</sup>

پیامد خرابی را با مدل‌های احتمالاتی که در بخش قبل بدان اشاره شد، می‌توان پیش‌بینی کرد. در این مدل‌ها عدم قطعیت با متغیرهای تصادفی به‌عنوان ورودی مدل بیان می‌شود و خروجی آنها یک کمیت فیزیکی قابل‌اندازه‌گیری است. هدف روش‌های احتمالاتی محاسبه‌ی وقوع رویداد می‌باشد که در تحلیل تصمیم‌گیری استفاده می‌شود. برای محاسبه این مدل‌ها از روش‌های احتمالاتی استفاده می‌شود. روش قابلیت اعتماد نیز یکی از روش‌های احتمالاتی است که محور اصلی این پژوهش می‌باشد. در تعریفی دیگر قابلیت اعتماد، بیان مکمل احتمال شکست می‌باشد.

$$R = 1 - P_f \quad (۲۹-۳)$$

دو جزء اصلی یک تحلیل قابلیت اعتماد؛ متغیرهای تصادفی و توابع حالت حدی هستند. متغیرهای تصادفی عدم قطعیت در مسئله را بیان می‌کنند و تابع حالت حدی رویداد شکست را تعریف می‌کنند. اگر مسئله قابلیت اعتماد یک تابع حالت حدی داشته باشد، مسئله قابلیت اعتماد جزء<sup>۲</sup> نامیده می‌شود و اگر بیش از یک تابع حالت حدی داشته باشد، مسئله قابلیت اعتماد سیستم نامیده می‌شود.

### ۳-۴-۲- توابع حالت حدی

تابع حالت حدی در تحلیل قابلیت اعتماد کلاسیک رویدادی را بیان می‌کند که تقاضای روی سیستم یا روی جزء از ظرفیت آن بیشتر باشد که در این حالت شکست رخ می‌دهد. اما در تحلیل قابلیت اعتماد مدرن، شکست یک رویداد صفر و یک نیست و می‌تواند یک بازه‌ی خرابی را معرفی کند. لذا می‌توان چندین حالت حدی تعریف نمود و فراگذشت از حالت‌های مختلف خرابی به دست آورد. بر اساس مدل ایده‌آل مقاومت سازه و بار، معیار خرابی و روش تحلیل، تابع  $g_x(x)$  که در آن بردار  $X$  نمایشگر مقدارهای متغیرهای تصادفی است تعریف می‌شود. در این تابع  $g_x(x) = 0$  معرف حالت حدی است و مجموعه‌ای است با مکان هندسی نقاطی که :

<sup>۱</sup> . Probabilistic Methods

<sup>۲</sup> . Component Reliability Problem

$$g_x(x) < 0 \Rightarrow \text{خرابی (شکست)} \quad (30-3)$$

$$g_x(x) > 0 \Rightarrow \text{ایمن} \quad (31-3)$$

$$g_x(x) = 0 \Rightarrow \text{حدی حالت مقدار} \quad (32-3)$$

در تعریفی جامع‌تر، تابع حالت حدی آنچه را بیان می‌کند که مهندس طراح آن را به‌عنوان شکست تعریف کرده است. رفتار سیستم بر اساس مقدارهای متغیرهای تصادفی می‌تواند در یکی از دو ناحیه خرابی یا ایمن قرار داشته باشد. مدهای خرابی یا حالات حدی عبارت‌اند از:

♦ حالت حدی نهایی (ULSs): به حداکثر ظرفیت باربری سازه مربوط است و با خرابی سازه یا بخشی از آن ارتباط دارد. این حالت می‌تواند به مواردی نظیر تشکیل مکانیزم گسیختگی و اضمحلال سازه یا روسازی منجر شود.

♦ حالت حدی خدمت‌رسانی یا سرویس (SLSs): به رفتار متعارف سازه، زوال تدریجی، آسایش کاربر و هزینه‌های نگهداری مربوط می‌شود. نظیر ناهمواری بیش‌ازحد، بروز ترک‌های عریض، شیارشدگی بیش‌ازحد و ...

♦ حالت حدی خستگی (FLSs): به کاهش مقاومت زیر بار تکرارشونده مرتبط است. این حالت حدی با افزایش آسیب و شکست ناگهانی تحت بارهای تکراری مرتبط است.

### ۳-۴-۳- مسئله قابلیت اعتماد جزء

پس از تشکیل تابع حدی خرابی به محاسبه احتمال خرابی عضو موردنظر در حالت حدی  $g_x(x)$  پرداخته می‌شود. همانطور که گفته شد خرابی در جایی تعریف می‌شود که تابع حالت حدی  $g_x(x)$  منفی شود. در این تابع  $x$  برداری از متغیرهای پایه است که عدم قطعیت‌های موجود در مسئله را بیان می‌کند. برای محاسبه‌ی احتمال خرابی نیاز به حل انتگرال چندگانه زیر می‌باشد؛

$$P_f = P(g_x \leq 0) = \int_{g_x(x) < 0} \dots \int \dots \iint f_x(x) dx \quad (33-3)$$

تعداد انتگرال‌های بالا به تعداد متغیرهای تصادفی است.  $f_x(x)$  تابع توزیع احتمال ادغام‌شده‌ی متغیرهای تصادفی است. به‌طور کلی  $f_x(x)$  می‌تواند هر شکل دلخواهی داشته باشد (بسته به نوع

توزیع تابع متغیرهای تصادفی و همبستگی بین متغیرهایش). از سوی دیگر معمولاً در مسائل واقعی اولاً تابع حدی  $g_x(x)$  نامنظم و غیرخطی بوده و ثانیاً  $P_f$  مقدار بسیار کوچکی دارد و لذا حل ریاضی دقیق مسئله فوق غیرممکن است، چراکه حل تحلیلی این انتگرال وجود ندارد و تنها از روش‌های عددی می‌توان این رابطه را محاسبه نمود. لذا بایستی با روش‌های مختلف قابلیت اعتماد و روش‌های تقریبی به کمک شبیه‌سازی‌ها (همچون شبیه‌سازی مونت کارلو) به حل انتگرال بالا پرداخت (نظری و همکاران، ۱۳۹۵).

### ۳-۴-۴- توابع حالت حدی معادل<sup>۱</sup>

یک قابلیت یکسان می‌تواند توسط توابع حالت حدی مختلف ولی معادل بیان شود. در توابع حالت حدی معادل، فرم توابع فرق خواهد کرد ولی عملاً یک رویداد شکست را بیان می‌کند. همه‌ی این توابع حدی معادل یک اشتراک در  $g_x(x) = 0$  دارند. برخی توابع حدی معادل در ذیل آمده است.

$$g = R - S \quad (34-3)$$

$$g = 1 - \frac{S}{R} \quad (35-3)$$

$$g = \ln \frac{R}{S} \quad (36-3)$$

که در روابط بالا؛  $R$  تابع توزیع احتمال ظرفیت یا مقاومت و  $S$  تابع توزیع احتمال تقاضا یا بار است. حال اگر هر یک از روش‌های قابلیت اعتماد برای تحلیل انتخاب شود، بایستی برای تمام توابع حالت حدی معادل احتمال شکست یکسان باشد. همانطور که عنوان شد، حالت حدی یک حاشیه‌ای از ایمنی بین مقاومت و بار است. این حاشیه‌ی ایمنی را شاخص ایمنی<sup>۲</sup> یا شاخص قابلیت اعتماد،  $\beta$ ، تعریف می‌شود.

### □ تعریف عمومی شاخص ایمنی (قابلیت اعتماد)

<sup>۱</sup>. Equivalent Limit-State Functions

<sup>۲</sup>. Safety Index

شاخص ایمنی فاصله‌ی حاشیه میانگین ایمنی از  $g(x) = 0$  را نشان می‌دهد. به عبارت دیگر شاخص ایمنی به عنوان کوتاه‌ترین فاصله بین مرکز متغیرهای تصادفی اصلاح شده تا خط  $g(x) = 0$  تعریف می‌شود. این تعریف در سال ۱۹۷۴ توسط Haosfer و Lind معرفی شد (Nowak & Collins, 2014). ایده‌ی اصلی محاسبه شاخص ایمنی، فاصله از محل اندازه‌گیری  $\mu_g$  تا سطح حالت حدی است که یک اندازه‌گیری خوب از قابلیت اعتماد را مهیا می‌کند. شاخص قابلیت اعتماد به صورت زیر محاسبه می‌شود:

$$\beta = \frac{\mu_{\tilde{g}}}{\sigma_{\tilde{g}}} = \frac{\mu_R - \mu_S}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2 - 2\rho_{RS}\sigma_R\sigma_S}} \quad (37-3)$$

که در رابطه بالا؛

$\beta$ ؛ شاخص قابلیت اعتماد،

$\mu_{\tilde{g}}$  و  $\sigma_{\tilde{g}}$ ؛ به ترتیب میانگین و انحراف معیار تابع حالت حدی تقریبی،

$\mu_R$  و  $\sigma_R$ ؛ میانگین و انحراف استاندارد مقاومت یا ظرفیت،

$\mu_S$  و  $\sigma_S$ ؛ میانگین و انحراف استاندارد تقاضا یا بار،

$\rho_{RS}$ ؛ ضریب همبستگی بار و مقاومت.

که اگرچه توابع توزیع بار و مقاومت مستقل باشند، رابطه به شکل زیر تغییر خواهد کرد.

$$\beta = \frac{\mu_{\tilde{g}}}{\sigma_{\tilde{g}}} = \frac{\mu_R - \mu_S}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}} \quad (38-3)$$

شاخص ایمنی همچنین به عنوان معکوس ضریب تغییرات بیان می‌شود. هنگامی که R و S مستقل باشند،

$\beta$  معکوس ضریب تغییرات تابع  $g(x)$  می‌باشد. فاصله در واحدهای عدم اطمینان مقیاس شده با

پارامترهای  $\sigma_{\tilde{g}}$  اندازه‌گیری می‌شود.

### ۳-۵- روش‌های قابلیت اعتماد

تحلیل قابلیت اعتماد، احتمال گسیختگی (خرابی یا شکست) سازه را با تعیین تجاوز از حالت حدی، مشخص می‌کند. پرواضح است که عبارت شکست یا خرابی در میان گروه‌های مختلف تعاریف متفاوتی دارد و تعیین‌کننده حالت‌های حدی است که قبلاً توضیح داده شده است. انواع روش‌های قابلیت اعتماد به شرح ذیل هستند؛

۱. روش لنگر دوم مرتبه اول<sup>۱</sup> (FOSM)،
۲. روش قابلیت اعتماد مرتبه اول<sup>۲</sup> (FORM)،
۳. روش لنگر دوم مرتبه دوم<sup>۳</sup> (SOSM)،
۴. روش قابلیت اعتماد مرتبه دوم<sup>۴</sup> (SORM)،
۵. روش‌های نمونه‌گیری<sup>۵</sup>،
۶. شبکه‌های عصبی و رویه‌های پاسخ<sup>۶</sup>،
۷. روش‌های اجزاء محدود تصادفی<sup>۷</sup>.

### ۳-۵-۱- روش‌های مرتبه اول

دو روش FOSM و FORM از روش‌های مرتبه‌ی اول می‌باشند. با توجه به اینکه روش FOSM یک روش بسط نقطه‌ای در نقطه میانگین می‌باشد و لنگر دوم بالاترین مرتبه‌ی نتیجه‌ی آماری به کار گرفته شده در این تحلیل می‌باشد، به این روش نام لنگر دوم مرتبه اول مقدار میانگین (MVFOSM) نیز اطلاق می‌شود. این روش یک روش مرتبه‌ی اول است و از بسط مرتبه‌ی اول سری تیلور جهت خطی‌سازی تابع حالت حدی (تابع حالت حدی در میانگین تقریب خطی زده می‌شود) استفاده می‌کند که به دلیل استفاده از تقریب خطی هزینه محاسباتی بسیار پایینی دارد. با این حال این روش جهت مقادیر کوچک احتمال خرابی ( $P_f < 10^{-5}$ ) یا پاسخ‌های به شدت غیرخطی قابل قبول نمی‌باشد. از طرفی این روش برای توابع حالت حدی معادل، احتمال شکست‌های مختلفی ارائه می‌کند که به این مشکل اصطلاحاً مشکل تغییرناپذیری می‌گویند. در روش FOSM به دلیل اینکه از اطلاعات لنگر دوم

---

<sup>۱</sup>. First Order Second Moment

<sup>۲</sup>. First Order Reliability Method

<sup>۳</sup>. Second Order Second Moment

<sup>۴</sup>. Second Order Reliability Method

<sup>۵</sup>. Sampling

<sup>۶</sup>. Neural Networks & Response Surfaces

<sup>۷</sup>. Random Finite Element Methods



(میانگین، انحراف معیار و ضریب همبستگی) استفاده می‌کند و اطلاعات تابع توزیع احتمال را در نظر نمی‌گیرد یک نقص در روش محسوب می‌شود (Mahsuli, 2012). روش FORM نیز یک روش مرتبه‌ی اول است که یک تقریب خطی از تابع حالت حدی دارد منتهی در این روش مشکل تغییرناپذیری رفع شده است. در این روش، تابع حالت حدی در خط  $g_x(x) = 0$  تقریب خطی زده می‌شود. هزینه‌ی محاسباتی این روش نسبت به FOSM بسیار بالاتر است و همچنین ممکن است که جواب آن همگرا نباشد. در صورت واگرا شدن جواب در این روش، نیاز به ادغام روش‌های بهینه‌سازی<sup>۱</sup> دارد که بتواند بر روی خط  $g_x(x) = 0$  نزدیکترین فاصله به نقطه‌ی میانگین را پیدا کند.

### ۳-۵-۲- روش‌های مرتبه دوم

معمولاً روش FORM هنگامی کارایی مناسب دارد که سطح حالت حدی تنها یک نقطه با مینیمم فاصله تا مبدأ داشته باشد و تابع در همسایگی نقطه طراحی تقریباً خطی باشد. با این وجود، اگر سطح شکست انحنای بزرگ (به شدت غیرخطی) داشته باشد احتمال شکست محاسبه‌شده توسط روش FORM با استفاده از شاخص قابلیت اعتماد  $\beta$  اغلب نتایج نادرست و کم‌دقتی را ارائه می‌کند. برای رفع این مشکل سری تیلور مرتبه دوم (و دیگر چندجمله‌ای‌ها) به کاربرده شدند و روش‌های SOSM و SORM به وجود آمدند.

در روش SOSM، با وجود افزایش قابل ملاحظه‌ی بار محاسباتی به جهت اضافه شدن یک عبارت مرتبه‌ی دوم (بسط مرتبه دوم سری تیلور)، تنها تغییرات ناچیزی در دقت این روش حاصل می‌شود. لذا جواب‌ها در این روش با روش FOSM تفاوت زیادی ندارد. در روش SORM نیز تابع حالت حدی در خط  $g_x(x) = 0$  با یک تقریب مرتبه دوم تخمین زده می‌شود. به عبارت دیگر احتمال خرابی با یک سهمی یا ابر سهمی تخمین زده می‌شود. افزایش هزینه، زمان و دقت محاسبات از ویژگی‌های این روش است. این روش مناسب توابع حالت حدی به شدت غیرخطی است. از طرفی اگرچه پاسخ برخی توابع حالت حدی واگرا باشد، می‌توان از مرتبه‌های بالاتر قابلیت اعتماد، موسوم به HORM<sup>۲</sup> استفاده کرد از بسط‌های مرتبه‌ی بالا بهره می‌برد.

<sup>۱</sup>. Optimization

<sup>۲</sup>. Higher Order Reliability Methods

### ۳-۵-۳- روش‌های نمونه‌گیری

در حالت کلی، انجام مطالعات سیستم‌های سازه‌ای (روسازی نیز به عنوان یک سازه می‌توان در نظر گرفت) عموماً دارای محدودیت‌های اصلی از قبیل منابع مالی، زمان، مکان و ... جهت انجام مطالعات، تحلیل‌ها، مدلسازی‌ها، آزمایشات، تجهیزات و ... می‌باشند. هزینه‌های نسبتاً بالای کارهای آزمایشگاهی و منابع و امکانات مالی، مکانی و زمانی محدود، باعث توسعه‌ی روش‌های عددی گردید که تا حد امکان به تولید داده‌های نزدیک به واقعیت منجر شود (شایانفر و همکاران، ۱۳۹۴).

روش‌های نمونه‌برداری از مهم‌ترین، ساده‌ترین، پرهزینه‌ترین، و پردق‌ترین تکنیک‌های حل مسائل قابلیت اعتماد است. این روش‌ها اعداد تصادفی  $x_1, x_2, \dots, x_n$  را بر اساس تابع توزیع احتمال تولید می‌کند و با جایگذاری در تابع حالت حدی، احتمال شکست را بررسی می‌کنند. این تولید داده بایستی به تعداد کافی انجام شود تا جواب خرابی همگرا شود. از مهم‌ترین روش‌های نمونه‌گیری می‌توان به تکنیک شبیه‌سازی مونت کارلو، نمونه‌برداری بااهمیت و نمونه‌برداری لاتین هاپیرکیوب<sup>۱</sup> (LHS) اشاره کرد.

مزیت اصلی روش‌های نمونه‌برداری بهره‌گیری مستقیم از نتایج آزمایش‌ها به‌منظور دستیابی به پاسخ‌های ریاضی یا اطلاعات احتمالاتی جهت مطالعه سیستم‌هایی می‌باشد که در آن‌ها امکان حل معادله‌های حاکم بر سیستم با بهره‌گیری از روش‌های شناخته‌شده میسر نمی‌باشد.

#### □ نمونه‌برداری مونت کارلو<sup>۲</sup>

ساده‌ترین روش نمونه‌برداری، روش مونت کارلو حول میانگین است. روش شبیه‌سازی مونت کارلو (MCS) تحت عنوان یک روش نمونه‌برداری تصادفی ساده یا یک روش آزمون آماری<sup>۳</sup> شناخته می‌شود که امکان شناسایی متغیرهای تصادفی بر مبنای مجموعه‌های نمونه‌برداری که به‌صورت تصادفی تولیدشده‌اند را فراهم می‌نماید. روش مونت کارلو اغلب در سه حالت استفاده می‌شود؛

♦ برای حل مسائل پیچیده که راه‌حل‌های فرم بسته یا غیرممکن و یا بسیار دشوار دارد، استفاده می‌شود. به‌عنوان مثال، مسائل احتمالاتی شامل مدل‌های اجزاء محدود غیرخطی پیچیده را

<sup>۱</sup>. Latin Square

<sup>۲</sup>. Monte Carlo Sampling

<sup>۳</sup>. Statistical Trial Method

می‌توان با استفاده از شبیه‌سازی مونت‌کارلو حل کرد، به شرطی که سیستم‌های محاسباتی لازم در دسترس باشد و اطلاعات ورودی موردنیاز شناخته‌شده در دسترس باشد.

♦ برای حل مسائل پیچیده به فرم بسته (حداقل به صورت تقریبی) می‌تواند مورد استفاده قرار بگیرد اگر که بسیاری از مفروضات را ساده‌سازی نمود. با استفاده از شبیه‌سازی مونت‌کارلو، می‌توان مسئله اصلی را بدون این فرضیات مورد مطالعه قرار داد و نتایج واقعی‌تر را می‌توان به دست آورد.

♦ برای بررسی نتایج دیگر روش‌های حل مورد استفاده قرار می‌گیرد (Nowak & Collins, 2014).

این روش می‌تواند به طور مستقل به عنوان یک روش قابلیت اعتماد بیان شود و در برخی موارد نیز می‌تواند به عنوان مکمل دیگر روش‌های قابلیت اعتماد به کار برده شود. در بخش آخر به طور مفصل در مورد این روش بحث خواهد شد.

### ■ نمونه‌برداری بااهمیت

یکی از بهترین روش‌های نمونه‌گیری نیز، روش نمونه‌برداری بااهمیت است. این روش از جمله روش‌های کاهش واریانس می‌باشد. به طور کلی، روش‌های کاهش واریانس دو هدف اصلی را دنبال می‌کنند که عبارت‌اند از: کاهش بار محاسباتی اجرای یک نمونه و افزایش دقت به ازای تعداد مشابهی از اجراهای شبیه‌سازی. در تحلیل قابلیت اعتماد، در صورتی که احتمال خرابی به نسبت کوچک باشد، بهره‌گیری از روش مونت‌کارلو مستقیم کارآمد نخواهد بود. به عنوان مثال برای احتمال خرابی به کوچکی  $10^{-5}$ ، در روش مونت‌کارلو نیاز به تکرار حداقل یک میلیون شبیه‌سازی است. که این منجر به توسعه‌ی روش‌های گوناگون کاهش واریانس همچون نمونه‌برداری بااهمیت، روش نمونه‌برداری نظام‌مند<sup>۱</sup>، نمونه‌برداری لایه-ای، روش LHS، نمونه‌برداری دوبخشی و سایر روش‌های دیگر، شد.

روش نمونه‌برداری بااهمیت یک روش شبیه‌سازی مونت‌کارلوی اصلاح‌شده است که به منظور دستیابی به کارایی بیش‌تر و کاهش زمان محاسباتی ارائه شده است. در این روش، نمونه‌برداری به جای پخش شدن یکنواخت در سرتاسر توزیع، در قسمت انتهایی توزیع صورت می‌پذیرد که این امر باهدف تضمین واقع‌شدن خرابی‌های شبیه‌سازی شده‌ی کافی می‌باشد (شایانفر و همکاران، ۱۳۹۴).

<sup>۱</sup>. Systematic Sampling Method

### ۳-۵-۴- شبکه‌های عصبی و رویه‌های پاسخ

این روش‌ها یک روش مستقل نیستند. رویه‌های پاسخ نسبت به شبکه عصبی روش ساده‌تری است که تابع حالت حدی را با یک تابع Polynomial چند متغیری برازش می‌کند. کار رویه‌ی پاسخ و شبکه عصبی کاملاً با هم متفاوت است.

شبکه عصبی تابع حالت حدی را با یک تابع ساده تخمین می‌زند و حل مسئله قابلیت اعتماد را ساده‌سازی می‌کند. بدین ترتیب ابتدا با استفاده از یکسری برآمدهای از پیش تعیین‌شده خرابی مدنظر محاسبه می‌شود و اطلاعات به شبکه عصبی فراخوانی شده و سپس به شبکه عصبی آموزش داده می‌شود که در صورت مشاهده‌ی برآمد جدید، خرابی محاسبه شود. در این روش هزینه محاسباتی حالت حدی کاهش چشم‌گیری خواهد داشت (فیروزی بویاغچی، ۱۳۸۹).

### ۳-۶- شبیه‌سازی مونت کارلو

فرآیند محاسباتی مربوط به روش MCS بسیار ساده است و به‌صورت زیر بیان می‌شود:

۱. یک نوع توزیع برای متغیر تصادفی انتخاب کنید (برازش توابع چگالی احتمال برای متغیرهای تصادفی موجود).

۲. یک مجموعه‌ی نمونه‌برداری از توزیع مذکور تولید نمایید.

۳. شبیه‌سازی‌های لازم را بر اساس مجموعه‌ی نمونه‌برداری تولیدشده انجام دهید.

در ادامه قرار گرفتن یا عدم قرار گرفتن نمونه‌های شبیه‌سازی‌شده در فضای شکست بررسی می‌شود. به‌منظور تضمین همگرایی نتیجه آماری حاصل، شبیه‌سازی چندین بار تکرار می‌شود. مقدار نمونه‌ها در هر شبیه‌سازی می‌تواند به‌صورت دیجیتال تولید و تحلیل شود. اصلی‌ترین و ساده‌ترین فرمولی که احتمال شکست در این روش را بیان می‌کند رابطه (۳-۳۹) است.

$$P_f = \frac{N_{g<0}}{N_t} \quad (3-39)$$

$N_{g<0}$ ؛ تعداد دفعاتی که جواب متغیرهای تولیدشده در تابع حالت حدی کمتر از صفر می‌باشد.

$N_t$ ؛ تعداد کل دفعات که متغیرهای تصادفی (شایانفر و همکاران، ۱۳۹۴).

### ۳-۶-۲- تولید متغیرهای تصادفی در روش مونت کارلو

یک مشخصه‌ی کلیدی روش نمونه‌برداری مونت کارلو تولید یک سری از مقدارهای مربوط به یک یا چند

متغیر تصادفی با توزیع‌های احتمالاتی مشخص می‌باشد. متداول‌ترین رویکرد تولید داده‌ها، روش تبدیل معکوس<sup>۱</sup> می‌باشد. فرض می‌گردد که  $F_X(x_i)$  نشان‌دهنده‌ی تابع توزیع تجمعی (CDF) متغیر تصادفی  $x_i$  باشد. بنا به تعریف، مقدار عددی  $F_X(x_i)$  برابر با یک مقدار معین در بازه‌ی  $[0 و ۱]$  می‌باشد. با فرض اینکه  $v_i$  عدد تصادفی تولیدشده با توزیع احتمال یکنواخت باشد ( $0 \leq v_i \leq 1$ )، با بهره‌گیری از روش تبدیل معکوس  $v_i$  به صورت زیر برابر  $F_X(x_i)$  خواهد بود؛

$$F_X(x_i) = v_i \text{ or } x_i = F_X^{-1}(v_i) \quad (40-3)$$

تعداد نمونه‌ها در برآورد مقدار میانگین، انحراف معیار و احتمال خرابی یک متغیر تصادفی اهمیت زیادی دارد. در آنالیز مونت کارلو هر چه تعداد نمونه‌ها بیشتر باشد، دقت پاسخ به دست‌آمده بیشتر خواهد شد (شایانفر و همکاران، ۱۳۹۴).

برای افزایش دقت در این روش، اگر فرض بر این باشد که یک شبیه‌سازی کامل صورت گرفته و  $P_f$  محاسبه شده است. نکته این است که احتمال محاسبه شده  $P_f$  به نوبه‌ی خود یک تخمین نمونه‌ای است و لذا دیده می‌شود که مقدار محاسبه شده از یک مثال به مثال دیگر متفاوت است. بنابراین می‌توان خود احتمال تخمین زده شده را به عنوان یک متغیر تصادفی در نظر گرفت که دارای مقدار میانگین، انحراف معیار و ضریب تغییرات مخصوص به خود است. فرض شود که  $P_{true}$  مقدار احتمال تئوری صحیح باشد که قرار است با محاسبه  $P_f$  آن را تخمین زد. می‌توان نشان داد که امید ریاضی، واریانس و ضریب تغییرات احتمال  $P_f$  تخمین زده شده به صورت روابط زیر قابل محاسبه هستند؛

$$E[P_f] = P_{true} \quad (41-3)$$

$$\sigma_{P_f}^2 = \frac{1}{N} [P_{true}(1 - P_{true})] \quad (42-3)$$

$$V_{P_f} = \sqrt{\frac{1 - P_{true}}{N(P_{true})}} \quad (43-3)$$

در روابط بالا  $E[P_f]$  امید ریاضی،  $\sigma_{P_f}^2$  واریانس و  $V_{P_f}$  ضریب تغییرات احتمال  $P_f$  می‌باشند.

<sup>۱</sup> . Inverse Transform Method

مشاهده می‌شود که عدم قطعیت موجود در تخمین تابع همچنان که تعداد کل شبیه‌سازی‌های  $N$  افزایش پیدا می‌کند، تقلیل می‌یابد. این افزایش شبیه‌سازی‌ها تا حدی ادامه می‌کند که در چند شبیه‌سازی نهایی، جواب  $P_f$  همگرا باشد. بدین ترتیب این روابط یک روش را ارائه می‌نماید که بتوان با استفاده از آن تعیین نمود که چه تعداد شبیه‌سازی لازم می‌باشد تا بتوان یک احتمال را تخمین زد و به‌علاوه عدم قطعیت را در یک تخمین محدود نمود. رابطه‌ی نهایی برای تعداد شبیه‌سازی لازم را به‌صورت زیر می‌توان بیان کرد (Nowak & Collins, 2014):

$$N = \frac{1 - P_{true}}{V_{P_f}^2(P_{true})} \quad (۴۴-۳)$$

### ۳-۷- جمع‌بندی

مطالب بیان‌شده در این فصل عمدتاً در روند انجام پژوهش پیشرو به کار گرفته می‌شوند. از طرفی برخی روش‌های عنوان‌شده که امکان استفاده از آن‌ها در پژوهش ممکن نیست، تنها برای نشان دادن تمایز روش‌های انتخابی با آن‌ها مطرح شده‌اند. در موارد مطرح‌شده، مفاهیم آماری پایه جزء لاینفک روش‌های آماری است و به‌صورت دائم و مکرر از آنها استفاده می‌شود. با توجه به فرم داده‌ها و توابع حالت حدی، بیشتر روش‌های قابلیت اعتماد نام‌برده شده کاربردی ندارند و صرفاً جهت معرفی عنوان شده‌اند.

## **فصل ۴:**

### **برداشت داده‌ها و تحلیل آماری آنها**

#### ۴-۱- مقدمه

در این فصل ابتدا نحوه‌ی برداشت داده‌های موردنیاز پژوهش شرح داده شده است. پس از آن با توجه به روش‌های آماری که در فصل سوم بدان اشاره شد، به تحلیل داده‌ها پرداخته می‌شود. ارزیابی و بررسی خرابی شیارشدگی و چگونگی روند رشد آن نیاز به بررسی‌های آزمایشگاهی و میدانی دارد و درنهایت مقایسه نتایج و اعتبار بخشیدن به مدل نهایی، روند توسعه خرابی را ارائه می‌دهد. این فرآیند به‌طور کلی نیاز به هزینه و زمان بالایی دارد، چراکه داده‌های خرابی شیارشدگی بایستی در طی چند سال متوالی استخراج شود. از این رو به دلیل نبود امکانات آزمایشگاهی و همچنین نبود زمان کافی در پژوهش پیشرو، استخراج داده‌های عمق شیار از یک محور راه با خصوصیات مصالح، اقلیم و ترافیک مشابه مدنظر قرار گرفت. به دلیل نبود مدل آزمایشگاهی بایستی با استفاده از آنالیزهای آماری داده‌های خرابی شیارشدگی را بررسی کرد. یکی از بهترین و معتبرترین روش‌های آماری، روش قابلیت اعتماد می‌باشد که در فصل دوم به‌طور مفصل شرح داده شد. هدف این فصل تحلیل تغییرات شیار شدگی با روش‌های قابلیت اعتماد و درنهایت ارائه مدل پیش‌بینی شیارشدگی است.

#### ۴-۲- روش جمع‌آوری داده‌ها

همانطور که در فصل دوم اشاره شد، شدت شیارشدگی را به‌وسیله میانگین عمق شیار تعیین می‌شود که در این پژوهش نیز ملاک بررسی شدت شیار است و میانگین عمق شیارها جمع‌آوری شد. لازم به ذکر است، بنا به فرضیات اصلی پژوهش، یعنی ثابت در نظر گرفتن ورودی‌های مهم همچون ویژگی مصالح، اقلیم و آب‌وهوا، ترافیک و ضخامت لایه‌های روسازی، می‌بایست یک محور را انتخاب کرد تا تمامی این پارامترها در تمام سناریوهای پژوهش، تا حد ممکن یکسان باشند (خصوصیات مصالح و ضخامت لایه‌ها به دلیل خطای نیروی انسانی و ماشین‌آلات کاملاً یکسان نخواهند بود).

#### ۴-۲-۱- معرفی محل برداشت

در این پژوهش محور نیشابور-بینالود واقع در استان خراسان رضوی، به‌عنوان محور مورد مطالعه انتخاب شد. این مسیر، یک راه اصلی جداشده طبقه‌بندی می‌شود. تراش و روکش آسفالتی یک روش تعمیر در مدیریت روسازی است که در جهت رفع بسیاری از انواع خرابی اتخاذ می‌شود. روسازی که در این پژوهش مورد مطالعه قرار گرفت برای عمر ۲۵ سال طراحی شده است که با مشاهده‌ی برخی خرابی‌ها با شدت‌های



مختلف در تعدادی از قطعات روسازی، عملیات تراش و روکش در آن انجام شده است. لذا می‌توان گفت که انتخاب این محور دو دلیل اصلی داشت؛

۱. وجود روسازی‌هایی با عمر روکش یک تا چهار سال،
  ۲. حضور تیم تعمیر و نگهداری راه به جهت تعمیرات سالانه و روکش مجدد برخی قطعات.
- زمان برداشت داده‌ها حدود هفت روز به طول انجامید که مستلزم هماهنگی و همراهی تیم تعمیر و نگهداری راه بود به‌طوری‌که پژوهشگر برای استفاده از تجهیزات ایمنی و انسداد راه، همزمان با تیم تعمیرات و قبل از شروع فعالیت آنها در محل حاضر و برداشت داده‌ها را شروع می‌کرد. بدین ترتیب علاوه بر تأمین ایمنی پژوهشگر، در بخش اعظمی از هزینه‌های پژوهش نیز صرفه‌جویی شد.
- مسیر رفت‌و برگشت، هر کدام دارای دو (خط کندرو و تندرو) به عرض ۳/۶۵ متر و شانه‌هایی به عرض ۲ متر در طرفین هر مسیر می‌باشد. به دلیل تغییرات جهت بارگذاری و همچنین تغییرات سرعت در قوس‌های افقی و قوس‌های قائم، بایستی قطعاتی از مسیر که مستقیم هستند انتخاب شود لذا مسیرهای برداشت عمق شیار، تماماً مسیر مستقیم و بدون قوس‌های افقی و قائم بود. یکی دیگر از دلایل انتخاب این مسیر، وجود تیم تعمیر و نگهداری راه در مسیر بود. بدین ترتیب پژوهشگر همراه با تیم تعمیر و نگهداری، قبل از شروع عملیات اقدام به برداشت می‌نمود.



شکل (۴-۱) تجهیزات و لوازم ایمنی موردنیاز جهت برداشت عمق شیارها از محل دقیق مسیر چرخ اتومبیل‌ها

#### ۴-۲-۲- نحوه برداشت عمق شیار

در این پژوهش عمق شیارشدگی‌ها مطابق با دستور عمل ASTM-D 5340 موردبررسی قرار گرفت. شیارشدگی را برحسب مترمربع سطح رویه اندازه‌گیری کرده و شدت آن با توجه به میانگین عمق شیار تعیین می‌شود. میانگین عمق شیار با گذاشتن یک شمشه‌ی شیار برای اندازه‌گیری عمق در امتداد طول شیار (مسیر عبور چرخ وسایل نقلیه) و گرفتن میانگین از اندازه‌گیری‌ها به دست می‌آورند. بدین ترتیب ابزار برداشت عمق شیار یک شمشه ۱/۵ متری و یک خط‌کش شفاف با نوک تراشیده شده جهت برداشت دقیق نقطه‌ای است. با توجه به تجهیزات موجود، دقت اندازه‌گیری حدود ۰/۵ میلی‌متر بود (ASTM-D 5340).

سطوح شدت عمق شیار و اقدامات لازم جهت تعمیر روسازی به شرح ذیل می‌باشد (Shahin, 2005):

- الف- شدت کم با عمق شیار ۶ تا ۱۳ میلی‌متر؛ بدون اقدام، تراش و روکش.
- ب- شدت متوسط با عمق شیار از ۱۳ تا ۲۵ میلی‌متر؛ وصله‌ی سطحی یا عمیق، تراش و روکش.
- ج- شدت زیاد با عمق شیار بیش از ۲۵ میلی‌متر؛ وصله‌ی سطحی یا عمیق، تراش و روکش.



شکل (۴-۲) حضور پژوهشگر جهت برداشت عمق شیار همراه با تیم تعمیر و نگهداری راه

نمونه‌ها از محور موردنظر، با چهار عمر روکش آسفالتی یک‌ساله، دوساله، سه‌ساله و چهارساله برداشت شد. برداشت‌ها از هر دو خط عبوری انجام شد به‌طوری‌که برای هر عمر روکش دو قطعه به‌صورت تصادفی و به طول ۲۰۰ متر انتخاب شد. بدین‌صورت در هر قطعه، عمق شیار در ۴۰۰ نقطه اندازه‌گیری

شد. برای افزایش دقت کار، فاصله‌های برداشت نزدیک به هم و در حدود یک متر بود. همچنین در هر نقطه برداشت چندین عمق قرائت می‌شد و در انتها مقدار متوسط آنها به عنوان عمق شیار نقطه موردنظر گزارش می‌شد. شکل (۲-۴) مربوط به زمان برداشت عمق شیار و شکل (۳-۴) مربوط به تجهیزات برداشت عمق شیار و دقت اندازه‌گیری است.



شکل (۳-۴) دقت اندازه‌گیری عمق شیار یک‌هزارم متر

داده‌های عمق شیار در فرم‌های آماده‌شده از قبل، توسط پژوهشگر وارد می‌شد. این فرم‌ها در پیوست پایان‌نامه آمده است.

### ۳-۴- معرفی نرم‌افزار و نوع تحلیل‌ها

همانطور که در فصل سوم مطرح شد؛ قطعه‌های راه که برداشت عمق شیار در آن انجام شد، طول‌های یکسان ۲۰۰ متری داشته و عمق‌ها در فواصل منظم یک متر و از مسیر هر دو چرخ برداشت شدند که به این ترتیب عمق ۴۰۰ نقطه از هر قطعه برداشت شده است. داده‌های عمق شیار برای چهار عمر روکش یک تا چهار ساله می‌باشد و هر قطعه دارای یک خط تندرو و کندرو است که در مجموع عمق شیار ۳۲۰۰ نقطه برداشت شده است.

دو نوع تحلیل آماری مدنظر این پژوهش است؛ آماره‌های توصیفی و برازش توزیع داده‌ها. تحلیل اول که آماره‌های توصیفی است، معمولاً در تمامی نرم‌افزارهای آماری همچون؛ SPSS، MiniTAB، Excel و سایر نرم‌افزارهای موجود، وجود دارد و می‌توان جهت بالا بردن دقت و کاهش زمان محاسبات

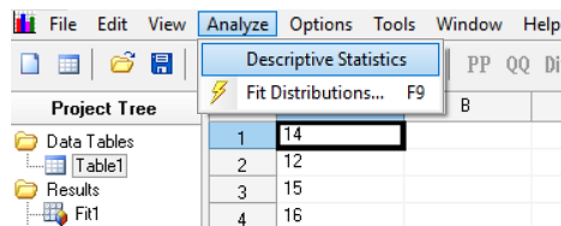
از این نرم‌افزارها استفاده کرد. اما تحلیل دوم که مربوط به برازش توزیع داده‌ها است، در تمامی نرم‌افزارهای آماری یافت نمی‌شود. این نوع تحلیل از روش‌های نیکویی برازش که در فصل سوم بدان اشاره شد، پیروی می‌کند. چهار نرم‌افزار معتبر آماری SPSS، MiniTAB، MATLAB و Easyfit قابلیت انجام این نوع تحلیل را دارند اما هرکدام مزایا و معایب خود را دارد. برای مثال در نرم‌افزار MiniTAB تنها آزمون کای مربعی یا چي تست و آزمون کولموگروف-اسمرینوف وجود دارد. این در حالی است که نرم‌افزار SPSS علاوه بر دو آزمون ذکرشده دارای آزمون ون-میسز هم می‌باشد. نرم‌افزار MATLAB نیز در آزمون‌های نیکویی برازش محدود است. همانطور که در فصل سوم مطرح شد، تحلیل‌های سه آزمون چي تست، کولموگروف-اسمرینوف و اندرسون-دارلینگ مدنظر پژوهش است و استفاده از این نرم‌افزارها به دلیل محدودیت‌های موجود مناسب نمی‌باشد. اما مسئله مهم‌تری که در سه نرم‌افزار نام برده شده مطرح می‌شود، تعداد محدود توابع چگالی احتمال است که در نرم‌افزارها تعریف شده است. در این خصوص نرم‌افزار EasyFit که باهدف برازش داده‌ها ساخته شده است، قابلیت‌های بالایی دارد. این نرم‌افزار از هر سه آزمون مدنظر پژوهش پشتیبانی می‌کند. لذا آخرین نسخه‌ی نرم‌افزار که نسخه‌ی Easyfit 5.5 می‌باشد استفاده شد. Easyfit نرم‌افزار مخصوصی است که برای ارائه تجزیه و تحلیل‌های قابل اطمینان از داده‌ها و انتخاب بهترین مدل، طراحی شده است. این نرم‌افزار بهترین توزیع احتمال متناسب با داده‌ها را در زمان بسیار پایین برازش می‌کند. همچنین Easyfit از بیش از ۶۰ نوع توزیع پیوسته و یا گسسته پشتیبانی می‌کند و دارای امکاناتی پیش‌فرض به‌صورت خودکار است که سرعت کار تجزیه و تحلیل‌ها را افزایش می‌دهد. همچنین وجود تنظیمات تخمین احتمالاتی بیشینه دقت این نرم‌افزار را بالا می‌برد. این تنظیمات طبق نیاز کاربر قابل تغییر است، به‌طوری‌که در این پژوهش مطابق با حجم داده‌ها تعداد ۱۰۰۰ تکرار برای تکرار بیشینه محاسبات و دقت  $e^{-3}$  (طبق مطالعات گذشته معمولاً تعداد ۱۰۰ تکرار و دقت  $e^{-2}$  برای رسیدن به جواب دقیق، کافی است) انتخاب شد. از دیگر ویژگی‌های کلیدی این نرم‌افزار می‌توان به موارد ذیل اشاره نمود:

- ♦ رسم گراف‌ها و نمودارهای تعاملی،
- ♦ قابلیت استفاده هم‌زمان از سه آزمون نیکویی برازش،
- ♦ تولید اعداد تصادفی،
- ♦ پشتیبانی از فایل‌های سایر نرم‌افزارهای آماری همچون Excel و SPSS،
- ♦ بهره‌مندی از راهنمای کامل آماری به‌عنوان سیستم کمکی نرم‌افزار.

## ۴-۴- تحلیل داده‌های عمق شیار

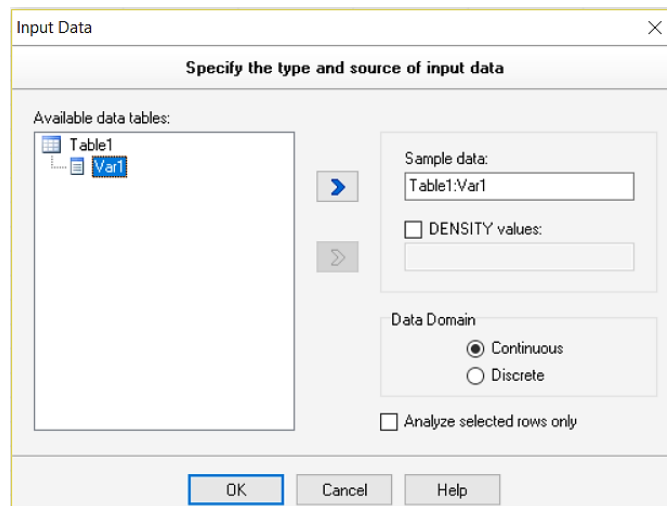
### ۴-۴-۱- تحلیل آماره‌های توصیفی

پس از ورود داده‌ها به نرم‌افزار EasyFit در گام اول، تحلیل آماره‌های توصیفی داده‌ها صورت گرفت. این تحلیل در بخش Analyze→Descriptive Statistics نرم‌افزار صورت می‌گیرد. روند انجام این تحلیل در شکل (۴-۴) نشان داده شده است.



شکل (۴-۴) تحلیل آماره‌های توصیفی داده‌ها در نرم‌افزار Easyfit

پس از انتخاب تحلیل آماره‌های توصیفی، پنجره‌ای جهت ورود اطلاعات تکمیلی در خصوص داده‌ها، باز می‌شود. در این مرحله بایستی توجه نمود که داده‌های عمق شیار از نوع پیوسته هستند و همانطور که در شکل (۴-۵) مشاهده می‌شود، گزینه‌ی Continuous در پنجره باز شده باید فعال باشد تا نتایج تحلیل با خطا همراه نباشد.



شکل (۴-۵) تعریف متغیر تصادفی و نوع متغیر (پیوسته یا گسسته) در تحلیل آماره‌های توصیفی

نتایج به‌صورت مجزا برای هر عمر روکش در جدول‌های (۴-۱) تا (۴-۴) آورده شد. در این تحلیل، اطلاعات کلی مانند میانگین، واریانس، انحراف معیار، ضریب تغییرات، خطای استاندارد، چولگی و ضریب کرتوسیس بررسی شد.

### □ تحلیل توصیفی داده‌های عمق شیار برای عمر روکش یک سال

نتایج تحلیل توصیفی داده‌های عمق شیار برای خط تندرو و کندرو با عمر روکش یک سال در جدول (۱-۴) مشاهده می‌شود.

جدول (۱-۴) آماره توصیفی داده‌های قطعه راه با عمر روکش یک سال

| خط کندرو                   |             | خط تندرو                   |             |
|----------------------------|-------------|----------------------------|-------------|
| نوع آماره                  | مقدار آماره | نوع آماره                  | مقدار آماره |
| تعداد نمونه‌ها             | ۴۰۰         | تعداد نمونه‌ها             | ۴۰۰         |
| بازه تغییرات (میلی‌متر)    | ۹           | بازه تغییرات               | ۷/۵         |
| عمق بیشینه (میلی‌متر)      | ۹           | عمق بیشینه (میلی‌متر)      | ۸           |
| چارک اول (Q <sub>1</sub> ) | ۱/۸         | چارک اول (Q <sub>1</sub> ) | ۱           |
| میانه (میلی‌متر)           | ۲/۵         | میانه (میلی‌متر)           | ۲           |
| چارک سوم (Q <sub>3</sub> ) | ۳/۵         | چارک سوم (Q <sub>3</sub> ) | ۳           |
| ۹۰٪ (میلی‌متر)             | ۴/۵         | ۹۰٪ (میلی‌متر)             | ۴           |
| ۹۵٪ (میلی‌متر)             | ۵/۵         | ۹۵٪ (میلی‌متر)             | ۵           |
| تعداد دسته‌ها              | ۹           | تعداد دسته‌ها              | ۹           |
| میانگین (میلی‌متر)         | ۲/۷۶۷       | میانگین                    | ۲/۲۶۱       |
| واریانس                    | ۲/۲۴۴       | واریانس                    | ۲/۰۶۴       |
| انحراف معیار               | ۱/۴۹۸       | انحراف معیار               | ۱/۴۳۷       |
| ضریب تغییرات               | ۰/۵۴۱۴      | ضریب تغییرات               | ۰/۶۳۵۴      |
| خطای استاندارد             | ۰/۰۷۵       | خطای استاندارد             | ۰/۰۷۲       |
| ضریب کجی یا چولگی          | ۱/۱۸۸       | ضریب کجی یا چولگی          | ۱/۰۲۶       |
| ضریب کرتوسیس               | ۲/۰۹۹       | ضریب کرتوسیس               | ۰/۷۵۵۲      |

تعداد دسته‌ها در هر مجموعه‌ای از داده، به صورت خودکار توسط نرم‌افزار انتخاب می‌شود. تعداد این دسته‌ها به نحوی انتخاب می‌شود که تغییرات داده‌ها قابل تشخیص باشد؛ یعنی

تعداد دسته‌ها نه به اندازه‌ای کوچک هستند که تغییرات داده به صورت نویز دیده شوند و نه به اندازه‌ای بزرگ هستند که تغییرات قابل تشخیص نباشند. این تنظیمات به صورت پیش فرض در نرم‌افزار اعمال شده است.

مفهوم چارک اول و سوم مشابه میانه است با این تفاوت که احتمال وقوع چارک اول و عمق‌های کمتر از آن، ۲۵٪ و احتمال وقوع چارک دوم و عمق‌های کمتر از آن ۷۵٪ است. همچنین پارامتر ۹۰٪ و ۹۵٪ نیز بیانگر عمق شیار است که متغیرهای کوچکتر مساوی آن، احتمال وقوعشان به ترتیب ۹۰ و ۹۵ درصد است.

خطای استاندارد همانطور که در فصل سوم اشاره شد، دقت نمونه‌گیری را مشخص می‌کند. هرچه تعداد نمونه‌ها بیشتر باشد، خطای استاندارد کاهش پیدا کرده و دقت نمونه‌برداری بالا می‌رود. این مقدار در هر دو خط تقریباً مشابه گزارش شده است. برای مثال میانگین حقیقی جامعه (کل سطح جاده با عمر روکش یک سال) برای خط کندرو در سطح معناداری ۹۵٪ برابر  $(2,767 \pm 2 \times 10^7)$  می‌باشد.

اطلاعات جدول بالا نشان می‌دهد که مقدار میانگین‌ها در هر دو خط در بازه‌ی ۲ تا ۳ میلی‌متر می‌باشد و از آنجایی که در بازه ۶ تا ۱۳ میلی‌متر قرار نگرفته‌اند. همچنین ۹۵٪ داده‌ها در هر دو خط عمقی کمتر از ۶ میلی‌متر را دارند؛ لذا می‌توان گفت در سال اول روکش شیارشدگی در اکثر نقاط رخ نمی‌دهد و تنها در قسمت‌هایی از آن شیارشدگی با شدت کم مشاهده می‌شود.

مقدار واریانس داده‌ها در هر دو خط نزدیک به میانگین‌هایشان است که نشان می‌دهد تمرکز عمق شیار در محدوده‌ی مقدار میانگین‌ها می‌باشد.

ضریب کجی در هر دو خط بزرگتر از صفر است که بیانگر انحراف قله منحنی توزیع داده‌ها به سمت چپ محور تقارن می‌باشد. هرچه این مقدار نزدیک به صفر باشد، منحنی توزیع داده‌ها متقارن‌تر خواهد بود و بلعکس. ضریب کورتوسیس در هر دو خط کمتر از ۳ گزارش شده است که بیانگر مسطح بودن منحنی توزیع داده‌ها نسبت به توزیع نرمال است. مسطح بودن منحنی توزیع داده‌ها در خط تندرو بیشتر خواهد بود چرا که ضریب کورتوسیس آن نسبت خط کندرو کوچکتر است. به عبارت دیگر اختلاف ضریب کورتوسیس نسبت به عدد ۳ در خط تندرو بیشتر از خط کندرو است.

### ■ تحلیل توصیفی داده‌های عمق شیار برای عمر روکش دو سال

نتایج تحلیل توصیفی داده‌های عمق شیار برای خط تندرو و کندرو با عمر روکش دو سال در جدول (۴-۲) مشاهده می‌شود.

جدول (۲-۴) آماره توصیفی داده‌های قطعه راه با عمر روکش دو سال

| خط کندرو                |             | خط تندرو                |             |
|-------------------------|-------------|-------------------------|-------------|
| نوع آماره               | مقدار آماره | نوع آماره               | مقدار آماره |
| تعداد نمونه‌ها          | ۴۰۰         | تعداد نمونه‌ها          | ۴۰۰         |
| بازه تغییرات (میلی‌متر) | ۹           | بازه تغییرات (میلی‌متر) | ۹           |
| عمق بیشینه (میلی‌متر)   | ۱۵          | عمق بیشینه (میلی‌متر)   | ۱۲          |
| چارک اول (Q1)           | ۳/۵         | چارک اول (Q1)           | ۲/۵         |
| میانه (میلی‌متر)        | ۵/۵         | میانه (میلی‌متر)        | ۳/۵         |
| چارک سوم (Q3)           | ۵           | چارک سوم (Q3)           | ۵           |
| ۹۰٪ (میلی‌متر)          | ۶/۵         | ۹۰٪ (میلی‌متر)          | ۵/۵         |
| ۹۵٪ (میلی‌متر)          | ۷/۵         | ۹۵٪ (میلی‌متر)          | ۶/۴۷۵       |
| تعداد دسته‌ها           | ۱۴          | تعداد دسته‌ها           | ۱۱          |
| میانگین (میلی‌متر)      | ۴/۶۱        | میانگین (میلی‌متر)      | ۳/۷۶۱       |
| واریانس                 | ۳/۵۱۶       | واریانس                 | ۲/۵۹۱       |
| انحراف معیار            | ۱/۸۷۵       | انحراف معیار            | ۱/۶۱        |
| ضریب تغییرات            | ۰/۴۰۶۸      | ضریب تغییرات            | ۰/۴۲۷۹      |
| خطای استاندارد          | ۰/۰۹۳۸      | خطای استاندارد          | ۰/۰۸۰۵      |
| ضریب کجی یا چولگی       | ۱/۶۴        | ضریب کجی یا چولگی       | ۱/۲۰۷       |
| ضریب کرتوسیس            | ۶/۴۹۳       | ضریب کرتوسیس            | ۲/۹۵۳       |

بازه‌ی تغییرات عمق شیار در هر دو خط، ۹ میلی‌متر است و نسبت به سال اول تغییر زیادی نداشته است اما مقدار بیشینه عمق شیار افزایش داشته است. مقدار عمق بیشینه شیار در خط تندرو و کندرو به ترتیب ۱۲ و ۱۵ میلی‌متر است اما به دلیل اینکه ۷۵٪ داده‌ها کمتر از ۵ میلی‌متر هستند می‌توان گفت در عمر روکش دو سال نیز شدت خرابی در هر دو خط کندرو و تندرو در بازه‌ی خرابی با شدت کم (بین ۶ تا ۱۳ میلی‌متر است) قرار نمی‌گیرد ولیکن در برخی نقاط (حدوداً ۱۰٪ داده‌ها برای هر دو خط) نیز شیار با شدت کم مشاهده می‌شود.



ضریب کجی در هر دو خط بزرگتر از صفر است که بیانگر انحراف قله منحنی توزیع داده‌ها به سمت چپ محور تقارن می‌باشد. هرچه این مقدار نزدیک به صفر باشد، منحنی توزیع داده‌ها متقارن‌تر خواهد بود.

ضریب کرتوسیس که نشان‌دهنده‌ی نرمال بودن نوع توزیع است اطلاعاتی را از نوع تابع توزیع احتمال ارائه می‌کند. مقدار ضریب کرتوسیس داده‌های خط کندرو که برابر ۶/۴۹۳ است، نشان از نوک‌تیز بودن منحنی توزیع و برای داده‌های خط تندرو که نزدیک به ۳ است، نشان از شبیه بودن به منحنی نرمال است.

ضریب تغییرات در هر دو خط تندرو و کندرو نسبت به سال اول کاهش پیدا کرده است. این به معنای تمرکز داده‌ها در هر دسته می‌باشد که کاهش عدم قطعیت در هر دسته را بازگو می‌کند.

### □ تحلیل توصیفی داده‌های عمق شیار برای عمر روکش سه سال

نتایج تحلیل توصیفی داده‌های عمق شیار عمر روکش سه سال در جدول (۳-۴) مشاهده می‌شود. افزایش چشمگیر میانگین عمق شیار در سال سوم روکش در هر دو خط تندرو و کندرو، نشان از رشد خرابی شیارشدگی است. این خرابی که در سال دوم در بازه شدت خرابی کم هم قرار نمی‌گرفت، به یکباره در طی سال دوم تا سوم روکش شروع به رشد فزاینده‌ای می‌کند. به‌طوری‌که میانگین‌ها در هر دو خط از ۱۳ میلی‌متر فراتر رفته‌اند. می‌توان گفت که شدت خرابی در عمر روکش سه سال متوسط است.

از طرفی تفاوت بین خط تندرو و کندرو نیز از میانگین (حدود ۳ میلی‌متر میانگین عمق شیار در و بازه تغییرات عمق شیار مشخص است. میانگین عمق شیار در خط کندرو نسبت به خط تندرو به مقدار قابل توجهی بیشتر است که تأثیر عبور خودروهای سنگین با وزن بیشتر و سرعت کمتر (زمان بارگذاری بیشتر) در اینجا به‌وضوح ملاحظه می‌شود.

ضریب کجی در هر دو خط بزرگتر از صفر است که بیانگر انحراف قله منحنی توزیع داده‌ها به سمت چپ محور تقارن می‌باشد. هرچه این مقدار نزدیک به صفر باشد، منحنی توزیع داده‌ها متقارن‌تر خواهد بود. این مقدار د خط تندرو نسبت به خط کندور کمتر است لذا پیش‌بینی می‌شود که منحنی توزیع داده‌های خط تندرو تقریباً متقارن باشد.

ضریب کرتوسیس که نشان‌دهنده‌ی نرمال بودن نوع توزیع است اطلاعاتی را از نوع تابع توزیع احتمال ارائه می‌کند. مقدار ضریب کرتوسیس داده‌های خط کندرو و تندور کمتر از ۳ گزارش شده‌اند که نشان‌دهنده‌ی مسطح بودن منحنی توزیع نسبت به منحنی نرمال می‌باشد.

جدول (۳-۴) آماره توصیفی داده‌های قطعه راه با عمر روکش سه سال

| خط کندرو                |             | خط تندرو                |             |
|-------------------------|-------------|-------------------------|-------------|
| نوع آماره               | مقدار آماره | نوع آماره               | مقدار آماره |
| تعداد نمونه‌ها          | ۴۰۰         | تعداد نمونه‌ها          | ۴۰۰         |
| بازه تغییرات (میلی‌متر) | ۳۰          | بازه تغییرات (میلی‌متر) | ۲۷          |
| عمق بیشینه (میلی‌متر)   | ۳۴          | عمق بیشینه (میلی‌متر)   | ۲۸          |
| چارک اول (Q1)           | ۱۳          | چارک اول (Q1)           | ۱۰          |
| میانه (میلی‌متر)        | ۱۵          | میانه (میلی‌متر)        | ۱۳          |
| چارک سوم (Q3)           | ۱۸          | چارک سوم (Q3)           | ۱۶          |
| ۹۰٪ (میلی‌متر)          | ۲۳          | ۹۰٪ (میلی‌متر)          | ۱۹          |
| ۹۵٪ (میلی‌متر)          | ۲۶٫۹۵       | ۹۵٪ (میلی‌متر)          | ۲۱          |
| تعداد دسته‌ها           | ۱۰          | تعداد دسته‌ها           | ۹           |
| میانگین (میلی‌متر)      | ۱۵٫۸۷       | میانگین (میلی‌متر)      | ۱۳٫۰۶       |
| واریانس                 | ۲۷٫۶۴       | واریانس                 | ۲۲٫۵۲       |
| انحراف معیار            | ۵٫۲۵۷       | انحراف معیار            | ۴٫۷۴۵       |
| ضریب تغییرات            | ۰٫۳۳۱۴      | ضریب تغییرات            | ۰٫۳۶۳۴      |
| خطای استاندارد          | ۰٫۲۶۲۹      | خطای استاندارد          | ۰٫۲۳۷۳      |
| ضریب کجی یا چولگی       | ۰٫۸۷۶۱      | ضریب کجی یا چولگی       | ۰٫۱۷۷۵      |
| ضریب کرتوسیس            | ۱٫۳۵        | ضریب کرتوسیس            | ۰٫۱۷۸۱      |

### □ تحلیل توصیفی داده‌های عمق شیار برای عمر روکش چهار سال

نتایج تحلیل توصیفی داده‌های عمق شیار برای خط تندرو و کندرو با عمر روکش دو سال در جدول (۴-۴) مشاهده می‌شود.

جدول (۴-۴) آماره توصیفی داده‌های قطعه راه با عمر روکش چهار سال

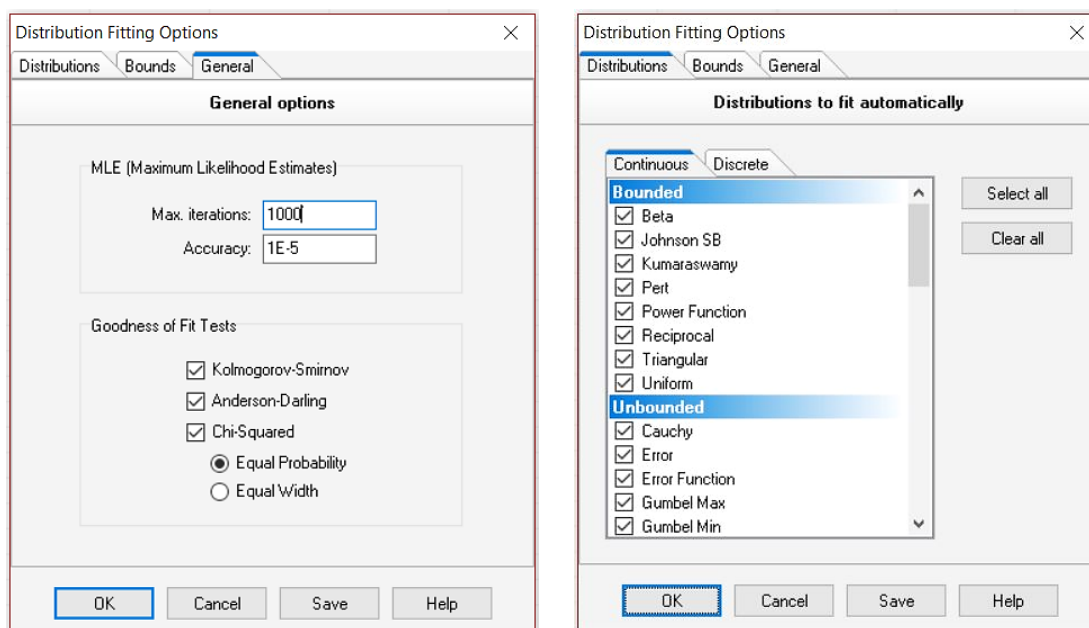
| خط کندرو                |             | خط تندرو                |             |
|-------------------------|-------------|-------------------------|-------------|
| نوع آماره               | مقدار آماره | نوع آماره               | مقدار آماره |
| تعداد نمونه‌ها          | ۴۰۰         | تعداد نمونه‌ها          | ۴۰۰         |
| بازه تغییرات (میلی‌متر) | ۳۳٫۵        | بازه تغییرات (میلی‌متر) | ۲۶٫۵        |
| عمق بیشینه (میلی‌متر)   | ۳۹          | عمق بیشینه (میلی‌متر)   | ۳۱          |
| چارک اول (Q1)           | ۱۳          | چارک اول (Q1)           | ۱۲          |
| میانه (میلی‌متر)        | ۱۷٫۵        | میانه (میلی‌متر)        | ۱۴٫۵        |
| چارک سوم (Q3)           | ۲۲          | چارک سوم (Q3)           | ۱۸          |
| ۹۰٪ (میلی‌متر)          | ۲۶          | ۹۰٪ (میلی‌متر)          | ۲۴٫۴۵       |
| ۹۵٪ (میلی‌متر)          | ۳۰          | ۹۵٪ (میلی‌متر)          | ۲۶٫۴۷       |
| تعداد دسته‌ها           | ۹           | تعداد دسته‌ها           | ۹           |
| میانگین (میلی‌متر)      | ۱۸٫۲۴       | میانگین (میلی‌متر)      | ۱۵٫۳۴       |
| واریانس                 | ۳۴٫۹۶       | واریانس                 | ۳۰٫۶۳       |
| انحراف معیار            | ۵٫۹۱۳       | انحراف معیار            | ۵٫۵۳۵       |
| ضریب تغییرات            | ۰٫۳۲۲۴      | ضریب تغییرات            | ۰٫۳۶۱       |
| خطای استاندارد          | ۰٫۲۹۵۶      | خطای استاندارد          | ۰٫۲۷۶۷      |
| ضریب کجی یا چولگی       | ۰٫۸۰۲۳      | ضریب کجی یا چولگی       | ۰٫۶۵۱       |
| ضریب کرتوسیس            | ۰٫۵۸۲۹      | ضریب کرتوسیس            | ۰٫۵۸۹۴      |

در روکش با عمر چهار سال از شدت رشد کاسته شده است. میانگین عمق شیار در هر دو خط در بازه‌ی ۱۳ تا ۲۵ میلی‌متر قرار دارد (۹۰ درصد داده‌ها کمتر از ۲۵ میلی‌متر می‌باشد) که نشان از شدت متوسط شیارشدگی است. ضریب کجی در هر دو خط بزرگتر از صفر است که بیانگر انحراف قله منحنی توزیع داده‌ها به سمت چپ محور تقارن می‌باشد. ضریب کرتوسیس در هر دو خط کمتر از ۳ گزارش شده است که بیانگر مسطح بودن منحنی توزیع داده‌ها نسبت به توزیع نرمال است. منحنی توزیع داده‌ها در خط تندرو مسطح‌تر خواهد بود چرا که ضریب کرتوسیس آن نسبت به خط کندرو کوچکتر است.

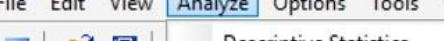
عمق‌های بیشینه در هر دو خط و در سال سوم و چهارم، از شدت خرابی بالا در برخی از قسمت‌های روسازی خبر می‌دهند. اما مقدار این شدت از خرابی به چه میزان است؟ جواب این سؤال را بایستی در تحلیل‌های قابلیت اعتماد جستجو کرد.

#### ۴-۴-۲- تحلیل برازش توزیع داده‌ها (آزمون نیکویی برازش)

در بخش دوم تحلیل داده‌ها، به بررسی تناسب شکل توزیع داده‌ها با سایر توابع چگالی احتمال شناخته‌شده پرداخته می‌شود. این نوع تحلیل که به آزمون نیکویی برازش معروف است با استفاده از نرم‌افزار Easyfit انجام شد. در حقیقت پس از ترسیم نمودارهای بسامد (هیستوگرام) و بسامد تجمعی توسط نرم‌افزار، به ترتیب با توابع PDF و CDF توابع چگالی احتمال معروف که در نرم‌افزار تعریف شده‌اند، مقایسه انجام می‌شود. تابع چگالی احتمالی که PDF و CDF آن کمترین اختلاف یا بیشترین شباهت را به ترتیب با نمودارهای بسامد و بسامد تجمعی داشته باشد به‌عنوان مناسب‌ترین تابع توزیع معرفی می‌شود. همانطور که در فصل سوم مطرح شد، سه آزمون کای مربعی، کولموگروف-اسمیرنوف و آزمون اندرسون-دارلینگ موردنیاز این پژوهش می‌باشد که نرم‌افزار Easyfit از هر سه آزمون پشتیبانی می‌کند. برای اجرای تحلیل بایستی در تنظیمات نرم‌افزار، نوع آزمون‌ها، توابع چگالی احتمال، قیدها و برخی دیگر از تنظیمات همچون دقت و تعداد تکرار اجرای برنامه، را وارد کرد. این تنظیمات در بخش Options → Fitting صورت می‌گیرد که در با انتخاب آن پنجره‌ای با سه سربرگ باز شده و این اطلاعات را می‌خواهد. این مراحل در شکل (۴-۶) مشاهده می‌شود.



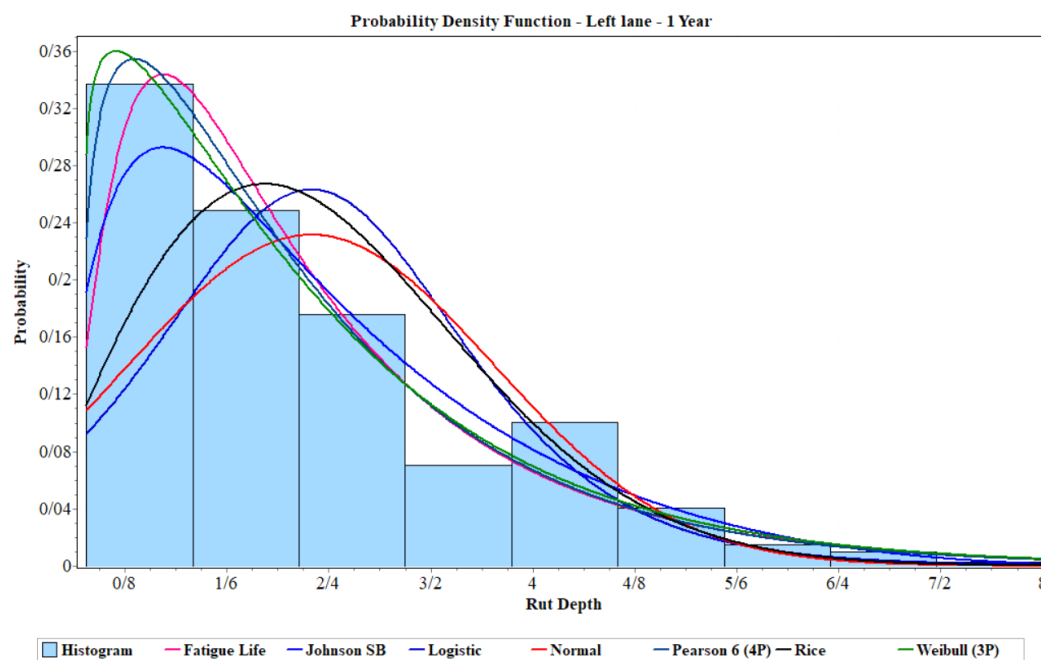
شکل (۴-۶) تعریف ابزارهای موردنیاز پژوهش در تنظیمات نرم‌افزار Easyfit



The screenshot shows the Minitab software interface. The 'Analyze' menu is open, and 'Fit Distributions...' is selected. The 'Project Tree' on the left shows a folder named 'Data Tables' containing a table named 'Table1'. The main window displays a data table with two rows. The first row has a value of 1.3, and the second row has a value of 1.

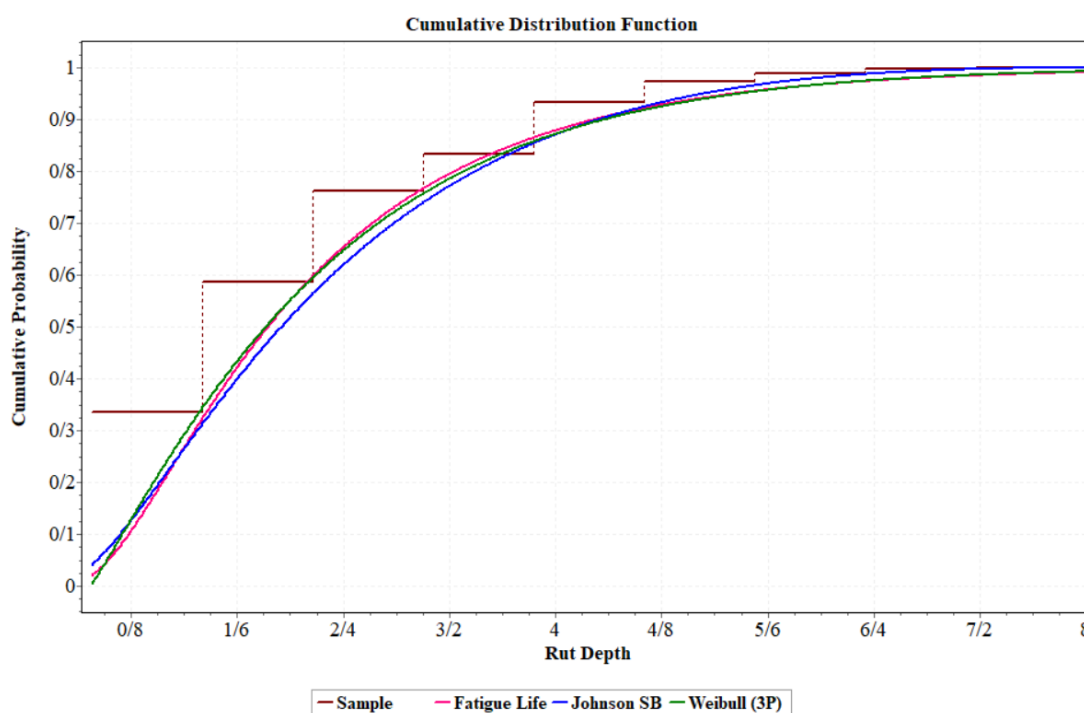
|   |     |
|---|-----|
| 1 | 1.3 |
| 2 | 1   |

توابعی که در شکل (۴-۸) مشاهده می‌شود، در بین ۶۳ تابع موجود در نرم‌افزار، در مناسب‌ترین حالت برازش قرار دارند. نمودار PDF برخی از توابع در مقابل هیستوگرام داده‌ها به‌طور مناسبی برازش نشده است ولی در رتبه‌های بالای نرم‌افزار قرار می‌گیرد. این رویداد به دلیل تناسب برازش نمودار CDF تابع با نمودار بسامد تجمعی داده‌ها رخ می‌دهد.



شکل (۴-۸) برازش منحنی PDF توابع مختلف با نمودار هیستوگرام داده‌های خط تندرو با عمر روکش یک سال

در بین توابعی که در شکل مشخص است، نمودارهای توابع چگالی احتمال Fatigue Life، Johnson SB و Weibull (3P) برازش بهتری را نسبت به سایر توابع نشان می‌دهند. بررسی بهترین برازش را می‌توان با نمودارهای CDF کنترل کرد. شکل (۴-۹) نمودار CDF توابع چگالی احتمال Fatigue Life، Johnson SB و Weibull (3P) را بر روی نمودار بسامد تجمعی داده‌های عمق شیار نشان می‌دهد.



شکل (۴-۹) برازش منحنی CDF توابع مختلف با نمودار بسامد تجمعی داده‌های خط تندرو با عمر روکش یک سال

در بین سه CDFهای توابع مشخص شده در شکل بالا، انتخاب بهترین تابع توزیع کمی مشکل است؛ چراکه منحنی‌های هر سه تابع تقریباً منطبق هستند. در همین راستا برای انتخاب بهترین تابع توزیع احتمال، علاوه بر نمودارهای فوق، می‌توان از روش امتیازدهی بر اساس آزمون‌های نیکویی برازش استفاده نمود.

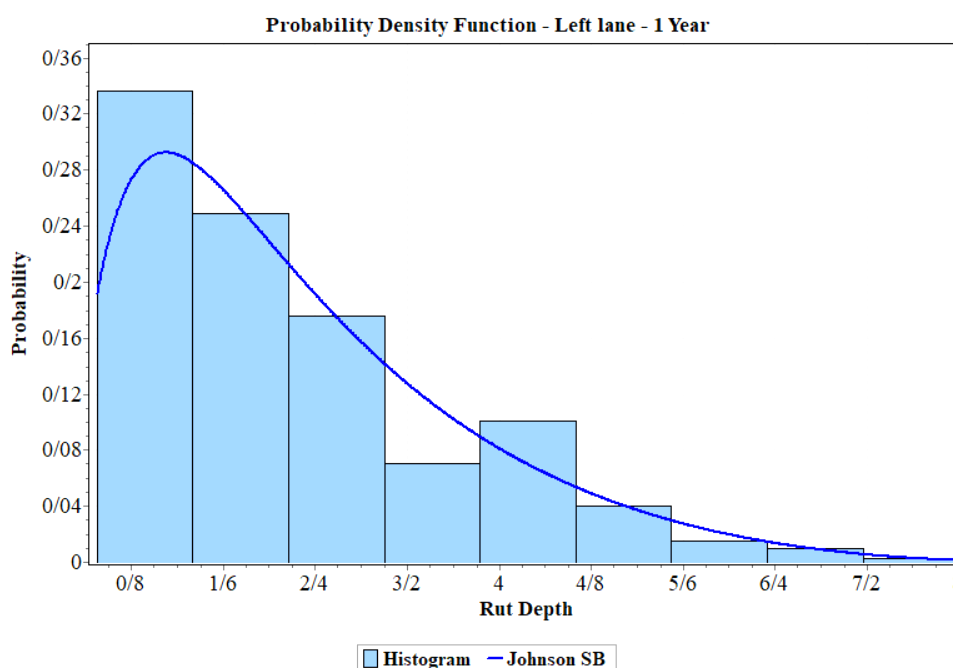
Goodness of Fit - Summary

| #  | Distribution       | Kolmogorov Smirnov |      | Anderson Darling |      | Chi-Squared |      |
|----|--------------------|--------------------|------|------------------|------|-------------|------|
|    |                    | Statistic          | Rank | Statistic        | Rank | Statistic   | Rank |
| 31 | Johnson SB         | 0/0837             | 1    | 2/522            | 1    | 28/71       | 1    |
| 25 | Gen. Pareto        | 0/0867             | 2    | 3/3              | 2    | 49/25       | 3    |
| 60 | Wakeby             | 0/0893             | 3    | 87/18            | 55   | N/A         |      |
| 62 | Weibull (3P)       | 0/0912             | 4    | 4/315            | 15   | 92/72       | 31   |
| 3  | Burr (4P)          | 0/0924             | 5    | 4/449            | 17   | 86/44       | 25   |
| 50 | Pert               | 0/0955             | 6    | 25/55            | 42   | 48/33       | 2    |
| 15 | Fatigue Life       | 0/096              | 7    | 3/358            | 3    | 76/38       | 20   |
| 16 | Fatigue Life (3P)  | 0/097              | 8    | 3/455            | 4    | 76/27       | 19   |
| 49 | Pearson 6 (4P)     | 0/0981             | 9    | 4/092            | 13   | 86/22       | 24   |
| 30 | Inv. Gaussian (3P) | 0/0995             | 10   | 3/632            | 7    | 76/66       | 21   |
| 41 | Lognormal (3P)     | 0/0998             | 11   | 3/802            | 11   | 77/61       | 22   |
| 40 | Lognormal          | 0/101              | 12   | 3/764            | 8    | 75/16       | 18   |
| 38 | Log-Pearson 3      | 0/1018             | 13   | 3/56             | 6    | 70/37       | 13   |
| 19 | Gamma              | 0/1021             | 14   | 3/504            | 5    | 68/91       | 8    |
| 48 | Pearson 6          | 0/1053             | 15   | 3/773            | 9    | 67/11       | 6    |
| 37 | Log-Logistic (3P)  | 0/1058             | 16   | 4/544            | 20   | 69/88       | 11   |
| 47 | Pearson 5 (3P)     | 0/1067             | 17   | 4/226            | 14   | 73/43       | 17   |
| 7  | Dagum              | 0/1082             | 18   | 4/401            | 16   | 69/47       | 9    |
| 22 | Gen. Gamma         | 0/1082             | 19   | 3/785            | 10   | 68/2        | 7    |
| 42 | Nakagami           | 0/1084             | 20   | 5/274            | 23   | 88/43       | 26   |
| 18 | Frechet (3P)       | 0/1085             | 21   | 4/458            | 18   | 71/28       | 15   |
| 21 | Gen. Extreme Value | 0/1089             | 22   | 4/472            | 19   | 72/22       | 16   |
| 2  | Burr               | 0/1095             | 23   | 4/072            | 12   | 71/06       | 14   |
| 46 | Pearson 5          | 0/1132             | 24   | 5/913            | 24   | 82/4        | 23   |
| 36 | Log-Logistic       | 0/114              | 25   | 5/114            | 22   | 70/08       | 12   |

شکل (۴-۱۰) جدول خلاصه نتایج آزمون‌های نیکویی برازش برای داده عمق شیار تندرو با عمر روکش یکسال

برای امتیازدهی، از جدول خلاصه تحلیل نیکویی برازش که نرم‌افزار ارائه می‌دهد استفاده می‌شود. در این جدول رتبه‌بندی توابع چگالی احتمال بر اساس آزمون‌های موجود به همراه مقدار آماره آن آمده

است. بدیهی است که هرچه مقدار آماره‌ی تابع چگالی احتمال در آزمون موردنظر کمتر باشد، برازش مناسبی صورت گرفته و تابع رتبه‌ی بهتری در آن آزمون خواهد داشت. شکل (۴-۱۰) جدول خلاصه‌ی نتایج آزمون‌های نیکویی برازش برای داده‌های عمق شیار خط تندرو با عمر روکش یکسال را نشان می‌دهد. در این جدول مقدار آماره و رتبه‌ی کسب شده‌ی توابع در آزمون‌ها مشاهده می‌شود. هرچه مقدار آماره و رتبه‌ی کسب شده‌ی هر تابع در آزمون‌ها کمتر باشد، تناسب تابع با داده‌ها بیشتر خواهد بود. در جدول بالا تابع چگالی احتمال Johnson SB در هر سه آزمون کمترین مقدار آماره را دارا است و این تابع رتبه یک را در این برازش کسب کرده است. نتایج سه آزمون تقریباً مشابه هستند و فقط در برخی توابع اختلاف‌هایی با یکدیگر دارند. در این قطعه، به‌طور قطعی می‌توان تابع Johnson SB را برای شکل توزیع داده‌ها در نظر گرفت. رابطه‌ی این تابع به همراه پارامترهای برازش شده‌ی آن جزو خروجی‌های نرم‌افزار خواهد بود. شکل (۴-۱۱) این تابع را نشان می‌دهد.

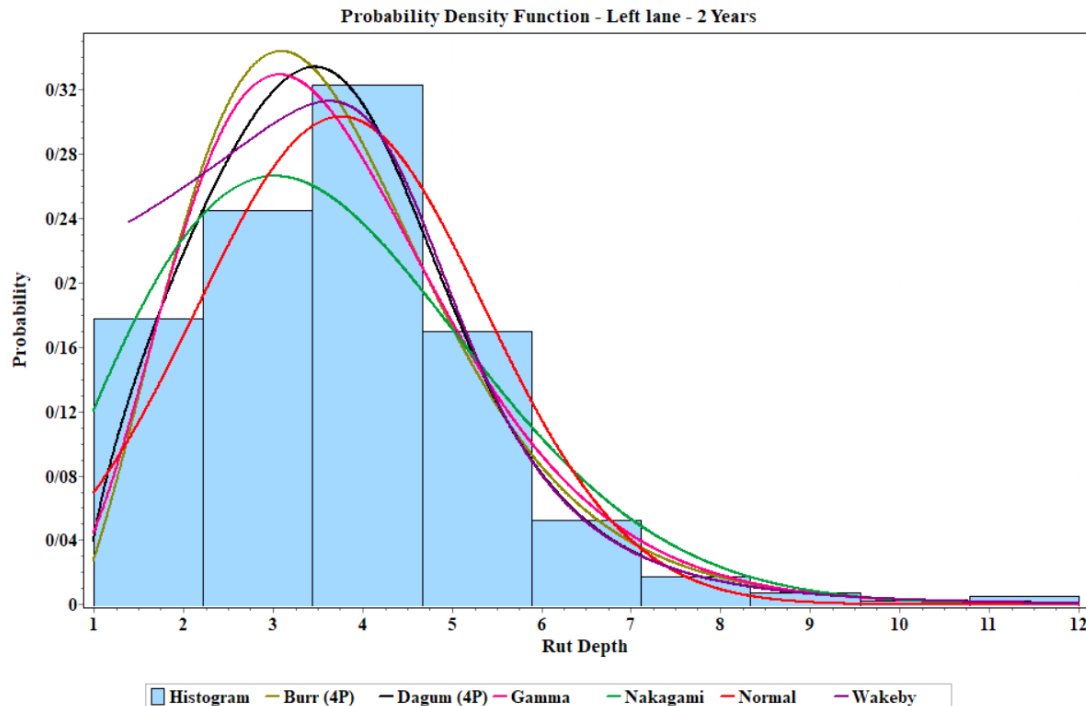


شکل (۴-۱۱) منحنی PDF برازش شده‌ی تابع Johnson SB بر روی داده‌های عمق شیار خط تندرو با عمر روکش یک سال

### □ برازش داده‌های عمق شیار خط تندرو با عمر روکش دو سال

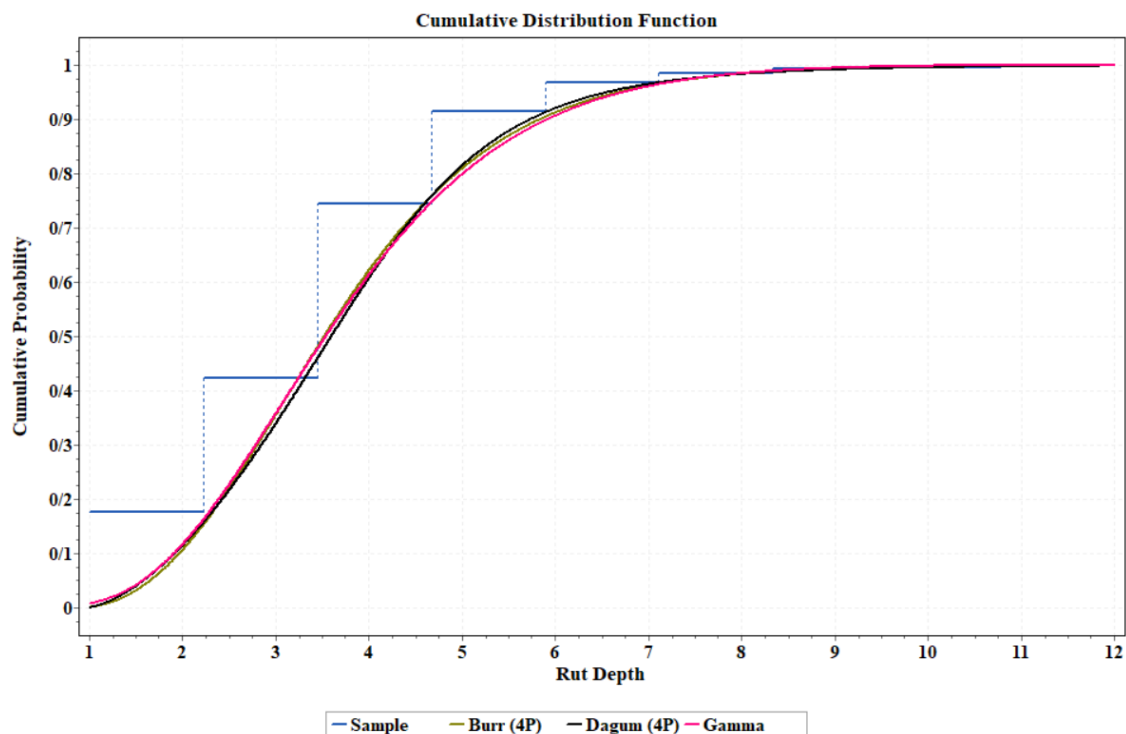
تحلیل‌های برازش توزیع داده‌ها برای روسازی با عمر روکش دو سال همانند قبل صورت گرفت و نتایج آن در شکل‌ها (۴-۱۲) تا (۴-۱۵) آمده است.





شکل (۴-۱۲) برازش منحنی PDF توابع مختلف با نمودار هیستوگرام داده‌های خط تندرو با عمر روکش دو سال

در شکل بالا نیز نمودار ۶ تابع چگالی احتمال که رتبه‌های بهتری نسبت به سایر توابع داشتند، مشاهده می‌شود. نمودار سه تابع Burr (4P)، Dagum (4P) و Gamma به‌طور بهتری با نمودار هیستوگرام داده‌ها تناسب دارند. این تناسب در نمودار CDF توابع چگالی احتمال، به‌وضوح قابل‌درک است. از طرفی توابع چگالی احتمالی وجود دارند که نمودار PDF آن منطبق بر هیستوگرام داده‌ها نیست ولی رتبه‌ی خوبی در تحلیل کسب می‌کنند و توسط نرم‌افزار معرفی می‌شوند. به‌طور مثال در داده‌های خط تندرو با عمر روکش دو سال، همان‌طور که در شکل بالا مشاهده می‌شود، تابع چگالی احتمال Wakeby رتبه‌ی خوبی کسب کرده است، اما نمودار PDF آن با هیستوگرام داده‌ها تناسب ندارد. این خطا احتمالاً به این دلیل رخ می‌دهد که روش آزمون کولموگروف-اسمیرنوف، پیدا کردن کمترین اختلاف توابع چگالی با نمودار بسامد تجمعی داده‌ها است و به PDF تابع حساسیتی ندارد. لذا در برخی توابع جواب آزمون با خطا همراه است. در این مورد نیز بهتر است تصمیم‌گیری برای انتخاب توزیع مناسب، با بررسی جدول خلاصه تحلیل نیکویی برازش صورت گیرد.



شکل (۴-۱۳) برازش منحنی CDF توابع مختلف با نمودار بسامد تجمعی داده‌های خط تندرو با عمر روکش دو سال

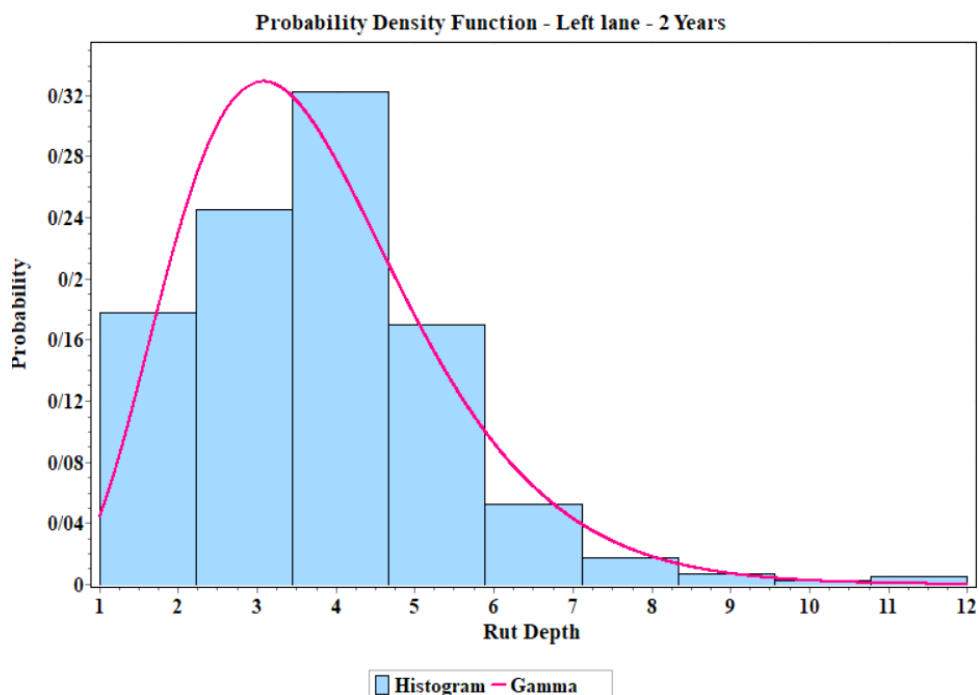
همانطور که در شکل بالا مشاهده می‌شود، در این قطعه نیز توابع چگالی احتمال Burr (4P)، Dagum (4P) و Gamma تفاوت اندکی با یکدیگر دارند و تشخیص مناسب‌ترین تابع دشوار است. لذا ملاک تصمیم‌گیری برای بهترین توزیع جدول خلاصه تحلیل نیکویی برازش است. این بررسی بر اساس میانگین‌گیری بین رتبه‌های کسب‌شده از هر آزمون صورت می‌گیرد و هر تابع چگالی احتمال که میانگین رتبه‌ی آن بهتر بود (رتبه‌ی کمتری داشت) به‌عنوان تابع توزیع داده‌ها انتخاب می‌شود. همچنین می‌توان از آماره‌های هر آزمون برای تابع‌های چگالی احتمال مختلف میانگین‌گیری کرد و تابعی که دارای کمترین میانگین باشد، به‌عنوان متناسب‌ترین تابع توزیع انتخاب شود.

## Goodness of Fit - Summary

| #  | Distribution       | Kolmogorov Smirnov |      | Anderson Darling |      | Chi-Squared |      |
|----|--------------------|--------------------|------|------------------|------|-------------|------|
|    |                    | Statistic          | Rank | Statistic        | Rank | Statistic   | Rank |
| 19 | Gamma              | 0/0686             | 1    | 2/728            | 3    | 43/52       | 10   |
| 62 | Wakeby             | 0/0698             | 2    | 18/25            | 47   | N/A         |      |
| 3  | Burr (4P)          | 0/0741             | 3    | 2/735            | 4    | 46/83       | 26   |
| 22 | Gen. Gamma         | 0/0745             | 4    | 2/718            | 2    | 44/25       | 12   |
| 64 | Weibull (3P)       | 0/0766             | 5    | 2/907            | 12   | 31/31       | 3    |
| 32 | Kumaraswamy        | 0/0766             | 6    | 2/908            | 13   | 31/31       | 2    |
| 20 | Gamma (3P)         | 0/0772             | 7    | 2/802            | 5    | 50/73       | 29   |
| 8  | Dagum (4P)         | 0/0777             | 8    | 2/688            | 1    | 101/9       | 43   |
| 1  | Beta               | 0/0781             | 9    | 2/816            | 6    | 50/85       | 30   |
| 56 | Rayleigh (2P)      | 0/0784             | 10   | 3/015            | 20   | 101/7       | 42   |
| 23 | Gen. Gamma (4P)    | 0/0786             | 11   | 2/843            | 7    | 46/47       | 25   |
| 21 | Gen. Extreme Value | 0/0788             | 12   | 2/871            | 9    | 43/73       | 11   |
| 50 | Pearson 6 (4P)     | 0/0791             | 13   | 2/863            | 8    | 46/43       | 24   |
| 49 | Pearson 6          | 0/0791             | 14   | 2/908            | 14   | 45/77       | 18   |
| 39 | Log-Pearson 3      | 0/0793             | 15   | 2/897            | 11   | 46/03       | 22   |
| 16 | Fatigue Life (3P)  | 0/0805             | 16   | 2/93             | 15   | 46/06       | 23   |
| 30 | Inv. Gaussian (3P) | 0/0805             | 17   | 2/939            | 16   | 46/01       | 21   |
| 26 | Gumbel Max         | 0/0811             | 18   | 2/999            | 19   | 44/68       | 16   |
| 42 | Lognormal (3P)     | 0/0814             | 19   | 2/986            | 17   | 45/79       | 19   |
| 48 | Pearson 5 (3P)     | 0/0824             | 20   | 3/035            | 21   | 45/36       | 17   |
| 31 | Johnson SU         | 0/0826             | 21   | 3/105            | 22   | 44/51       | 15   |
| 10 | Erlang (3P)        | 0/0839             | 22   | 2/876            | 10   | 50/64       | 28   |
| 2  | Burr               | 0/0841             | 23   | 2/988            | 18   | 43/05       | 8    |
| 38 | Log-Logistic (3P)  | 0/0891             | 24   | 3/578            | 27   | 44/48       | 13   |
| 7  | Dagum              | 0/0903             | 25   | 3/315            | 23   | 43/24       | 9    |

شکل (۴-۱۴) جدول خلاصه نتایج آزمون‌های نیکویی برازش برای داده عمق شیار تندرو با عمر روکش دو سال

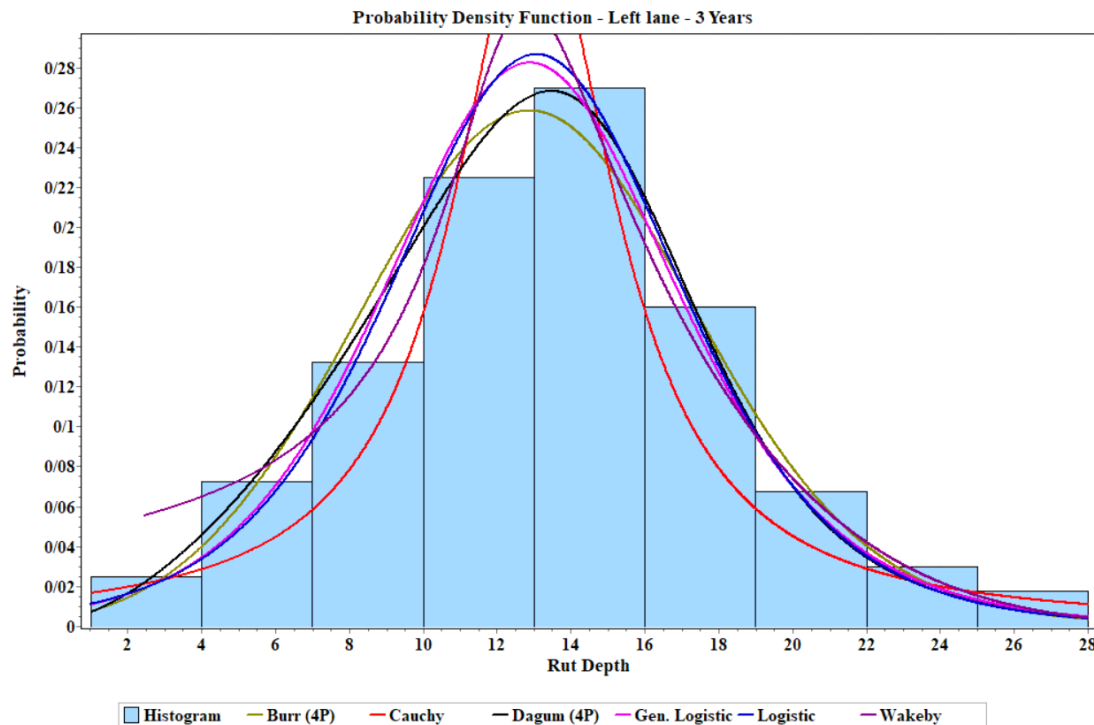
با ملاحظه‌ی جدول بالا، مشخص شد که به دلیل عدم حساسیت آزمون کولموگروف-اسمیرنوف به PDF توابع چگالی، تابع چگالی احتمال Wakeby تنها در این آزمون رتبه‌ی خوبی کسب کرده است. این در حالی است که این تابع چگالی در آزمون چي تست رد شده است و در آزمون اندرسون-دارلینگ نیز رتبه‌ی پایینی دارد. در جدول بالا تنها چهار تابعی که با کادر قرمز رنگ مشخص شده‌اند در بین دیگر توابع دارای میانگین رتبه‌ی بهتری هستند. در این بین نیز تابع Gamma دارای کمترین مقدار میانگین آماره و رتبه است و به عنوان متناسب‌ترین برازش انتخاب می‌شود. نمودار PDF تابع Gamma که برازش بر روی نمودار هیستوگرام داده‌ها برازش شده است، در شکل زیر مشاهده می‌شود.



شکل (۴-۱۵) منحنی PDF برازش شده‌ی تابع Gamma بر روی داده‌های عمق شیار خط تندرو با عمر روکش دو سال

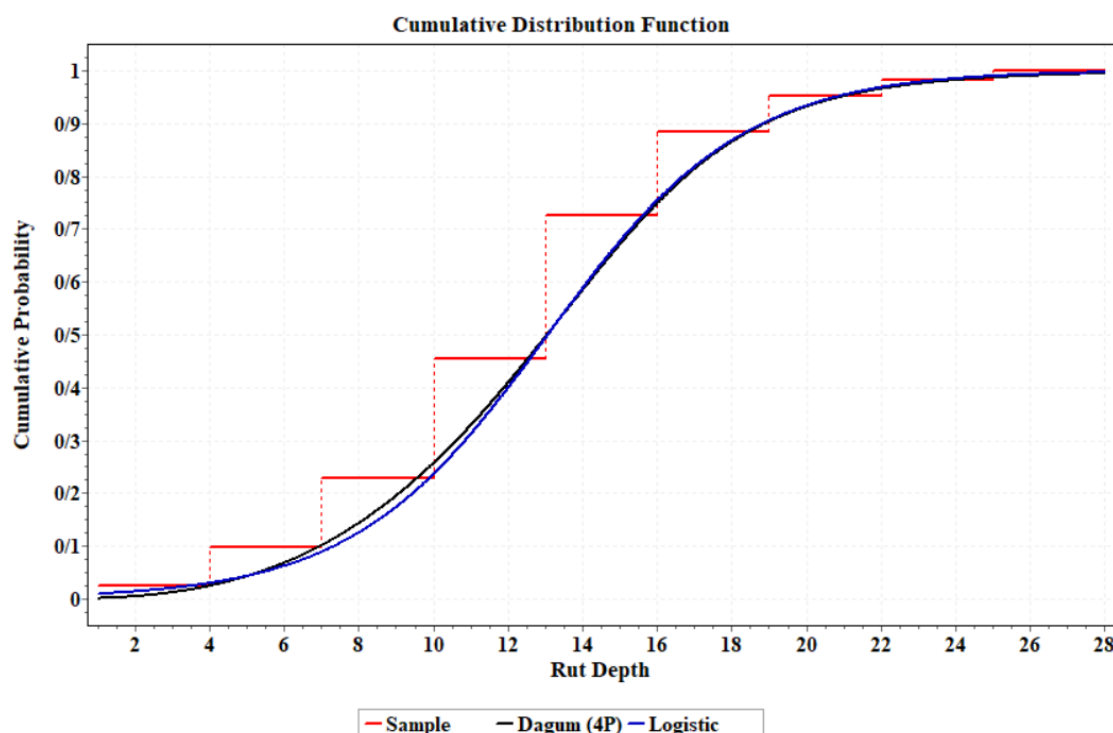
#### □ برازش داده‌های عمق شیار خط تندرو با عمر روکش سه سال

با بررسی نتایج تحلیل نوع اول (آماره‌های توصیفی) مشخص شد که از سال سوم عمر روکش اطلاعات خروجی این تحلیل تغییرات قابل توجهی داشتند. از مهم‌ترین دلایل این تغییرات، افزایش طول بازه‌ی عمق شیار و رشد فزاینده‌ی میانگین عمق شیار بود. طبیعتاً این تغییرات در روند تحلیل برازش توزیع داده‌های عمق شیار تأثیرگذار است. نتایج این تحلیل در شکل‌های (۴-۱۶) تا (۴-۱۹) آمده است.



شکل (۴-۱۶) برازش منحنی PDF توابع مختلف با نمودار هیستوگرام داده‌های خط تندرو با عمر روکش سه سال

با جابجایی میانگین داده‌ها به سمت مرکز بازه‌ی تغییرات، شکل نمودارهای توابع شبیه به نمودار تابع نرمال خواهد بود (اگرچه فرم توزیع داده‌ها نزدیک به منحنی تابع چگالی احتمال نرمال باشد، می‌توان استدلال کرد که در سال‌های آتی نیز تابع چگالی احتمال نرمال بر توزیع داده‌های عمق شیار حاکم است، لذا می‌توان از خواص این تابع در پیش‌بینی عمق شیار در سال‌های آتی استفاده کرد). در شکل بالا، از ۶ تابع چگالی احتمالی که مشاهده می‌شود، سه تابع Logistic، Wakeby و Dagum (4P) رتبه‌های اول را به ترتیب در آزمون‌های چپ تست، کولموگروف-اسمیرنوف و اندرسون-دارلینگ کسب نمودند و سایر توابع نیز رتبه‌های خوبی دارند؛ اما درواقع نمودار هیستوگرام نشان می‌دهد که توابع Logistic، Gen. Logistic و Dagum (4P) تناسب بیشتری با توزیع داده‌ها دارند. مشخص است که به‌مانند حالت قبل در روکش با عمر دو سال، به دلیل عدم حساسیت آزمون کولموگروف-اسمیرنوف به نمودار PDF، نمودار PDF تابع Wakeby با نمودار هیستوگرام داده‌ها تناسب خوبی ندارد. در شکل بعد نمودار بسامد تجمعی داده‌های عمق شیار به همراه نمودار CDF دو تابع Logistic و Dagum (4P) که تناسب بهتری داشتند آورده شده است (به دلیل تطبیق نمودارهای توابع Logistic و Gen. Logistic تنها نمودار یکی از این دو تابع آورده شد).



شکل (۴-۱۷) برازش منحنی CDF توابع مختلف با نمودار بسامد تجمعی داده‌های خط تندرو با عمر روکش سه سال

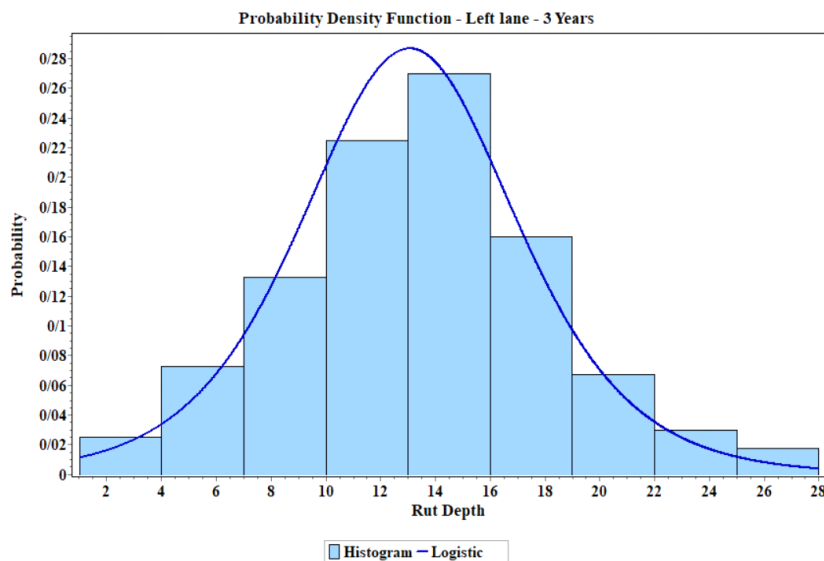
همانطور که در شکل مشخص است، رفتار منحنی‌های CDF دو تابع چگالی احتمال معرفی شده، شباهت زیادی دارند و نمی‌توان بر اساس این نمودار تصمیم‌گیری کرد. این نمودار صرفاً برای تأیید عملکرد صحیح نرم‌افزار، آورده شده است. تصمیم‌گیری برای این که کدام تابع چگالی احتمال بیشترین تناسب را با داده‌های عمق شیار خط تندرو با عمر روکش سه سال دارد، مطابق حالت‌های قبل بر اساس جدول خلاصه‌ی تحلیل نیکویی برازش صورت می‌گیرد. بدین ترتیب بایستی بین رتبه‌هایی که توابع چگالی احتمال مختلف در سه آزمون کسب کرده‌اند، میانگین‌گیری شود. همانطور که در جدول شکل (۴-۱۸) مشاهده می‌شود، رتبه توابع مختلف در دو آزمون چپ تست و کولموگروف-اسمیرنوف نزدیک به هم هستند، چراکه تعاریف این دو آزمون نشان می‌دهد که آزمون کولموگروف-اسمیرنوف به‌نوعی مکمل آزمون چپ تست بود و در مواقعی که آزمون چپ تست از برازش صحیح ناتوان است، این آزمون نتایج قابل قبولی را ارائه می‌کند. همچنین در جدول شکل (۴-۱۸) مشخص شد؛ تابع Wakeby که منحنی PDF آن تناسب خوبی با نمودار هیستوگرام داده‌ها نداشت، در آزمون چپ تست قابل قبول نبوده و در آزمون اندرسون-دارلینگ نیز رتبه‌ی بالایی کسب کرده است که میانگین رتبه‌ی تابع در بین آزمون‌ها بالا می‌برد. لذا غیرقابل قبول بودن این تابع چگالی احتمال توسط جدول ذیل نیز اثبات شد.

## Goodness of Fit - Summary

| #  | Distribution       | Kolmogorov Smirnov |      | Anderson Darling |      | Chi-Squared |      |
|----|--------------------|--------------------|------|------------------|------|-------------|------|
|    |                    | Statistic          | Rank | Statistic        | Rank | Statistic   | Rank |
| 62 | Wakeby             | 0/048              | 1    | 12/41            | 41   | N/A         |      |
| 40 | Logistic           | 0/0535             | 2    | 0/8941           | 7    | 7/629       | 1    |
| 28 | Hypersecant        | 0/0539             | 3    | 1/353            | 22   | 18/04       | 4    |
| 24 | Gen. Logistic      | 0/0589             | 4    | 0/7964           | 4    | 19/84       | 6    |
| 8  | Dagum (4P)         | 0/0598             | 5    | 0/7058           | 1    | 19/75       | 5    |
| 38 | Log-Logistic (3P)  | 0/0603             | 6    | 0/7936           | 3    | 19/89       | 7    |
| 11 | Error              | 0/0606             | 7    | 0/8307           | 5    | 23/46       | 10   |
| 7  | Dagum              | 0/062              | 8    | 0/7445           | 2    | 24/96       | 12   |
| 44 | Normal             | 0/0638             | 9    | 0/9836           | 15   | 24/51       | 11   |
| 30 | Inv. Gaussian (3P) | 0/0642             | 10   | 1/095            | 16   | 31/43       | 25   |
| 3  | Burr (4P)          | 0/0683             | 11   | 0/8477           | 6    | 25/32       | 15   |
| 33 | Laplace            | 0/0693             | 12   | 2/708            | 25   | 20/07       | 8    |
| 4  | Cauchy             | 0/0708             | 13   | 4/258            | 31   | 27/12       | 22   |
| 31 | Johnson SU         | 0/0711             | 14   | 0/9205           | 8    | 25/33       | 21   |
| 1  | Beta               | 0/0718             | 15   | 0/9744           | 12   | 25/32       | 17   |
| 21 | Gen. Extreme Value | 0/0719             | 16   | 1/18             | 18   | 29/64       | 24   |
| 16 | Fatigue Life (3P)  | 0/0719             | 17   | 0/9743           | 11   | 25/32       | 18   |
| 50 | Pearson 6 (4P)     | 0/0719             | 18   | 0/9717           | 9    | 25/32       | 20   |
| 42 | Lognormal (3P)     | 0/0719             | 19   | 0/9729           | 10   | 25/32       | 19   |
| 20 | Gamma (3P)         | 0/0719             | 20   | 0/9765           | 13   | 25/32       | 16   |
| 23 | Gen. Gamma (4P)    | 0/0721             | 21   | 0/9793           | 14   | 25/32       | 14   |
| 32 | Kumaraswamy        | 0/073              | 22   | 1/286            | 21   | 35/64       | 28   |
| 64 | Weibull (3P)       | 0/073              | 23   | 1/286            | 20   | 35/64       | 27   |
| 53 | Phased Bi-Weibull  | 0/0734             | 24   | 3/756            | 28   | 35/84       | 29   |
| 2  | Burr               | 0/0791             | 25   | 1/256            | 19   | 25/3        | 13   |

شکل (۴-۱۸) جدول خلاصه نتایج آزمون‌های نیکویی برازش برای داده عمق شیار خط تندرو با عمر روکش سه‌سال

جدول بالا نشان داد که تابع‌های Logistic و Dagum (4P) که در نمودارهای PDF و CDF برازش مناسبی داشتند، دارای کمترین میانگین رتبه در بین سایر توابع هستند. بدین ترتیب تابع Logistic که میانگین رتبه و آماره‌ی آن از تابع Dagum (4P) کمی بهتر است، به‌عنوان تابع چگالی احتمال داده‌های عمق شیار خط تندرو با عمر روکش سه سال انتخاب شد. همچنین قرار گرفتن تابع توزیع نرمال بین رتبه‌های میانی نشان از شباهت نسبی توزیع داده‌ها به توزیع نرمال است. شکل (۴-۱۹) برازش منحنی PDF تابع Logistic را به‌تنهایی بر روی نمودار هیستوگرام نشان می‌دهد.



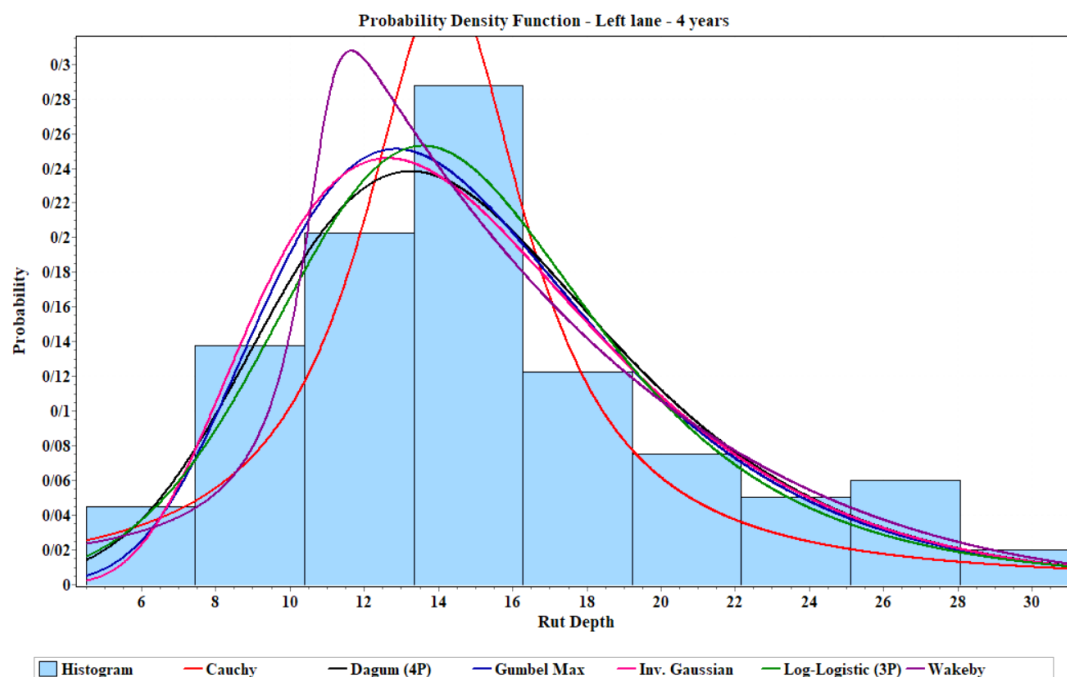
شکل (۴-۱۹) منحنی PDF برازش شده‌ی تابع Logistic بر روی داده‌های عمق شیار خط تندرو با عمر روکش سه سال

با افزایش بازه‌ی تغییرات عمق شیار و تمرکز داده‌ها در مرکز بازه، شکل منحنی تابع توزیع متقارن شده و نوک منحنی هم به وسط متمایل شده است (مقدار ضریب چولگی نزدیک به صفر بود). افزایش بازه‌ی تغییرات عمق شیار مسئله‌ی قابل توجهی است که در سال سوم رخ داده است. بیشترین بازه‌ی تغییرات عمق شیار در سال اول و دوم (در خط تندرو) ۹ میلی‌متر بوده است درحالی‌که در سال سوم به یکباره طول بازه‌ی تغییرات به ۲۷ میلی‌متر رسید. این تغییرپذیری در عمق شیار ممکن است منسوب به تغییرپذیری در سطوح ترافیک، خصوصیات مصالح، کیفیت ساخت و اجرا و سایر متغیرهای دیگر که در شیارشدگی شرکت دارند، باشد. خصوصیت بارز توابع چگالی احتمال این است که مساحت زیر نمودار PDF تابع برابر ۱ می‌باشد لذا مقادیر  $f(x)$  برای هر دسته از داده‌ها بایستی بین ۰ تا ۱ باشد. در تابع چگالی احتمال برای عمر روکش یک و دوساله به دلیل وجود دامنه‌ی نوسان کوتاه عمق‌های شیار، تعداد طول دسته‌های نمودار هیستوگرام کوتاه‌تر بوده و مقدار احتمال رخداد برخی دسته‌ها از ۰/۳ بیشتر است. این در حالی است که در عمر روکش سه و چهار سال با افزایش دامنه عمق شیار، تعداد دسته‌های نمودار هیستوگرام افزایش یافته و طبیعتاً توزیع احتمال رخداد در همه دسته‌ها باعث کاهش مقدار بیشینه احتمال شده به‌طوری‌که مقدار احتمال رخداد در تمام دسته‌ها کمتر از ۰/۳ است. این تغییرات بر منحنی‌ها نیز تأثیرگذار است به‌طوری‌که در سال سوم مشاهده شد که از تیزی منحنی تابع توزیع کاسته و ملایم‌تر شد.

□ برازش داده‌های عمق شیار خط تندرو با عمر روکش چهار سال



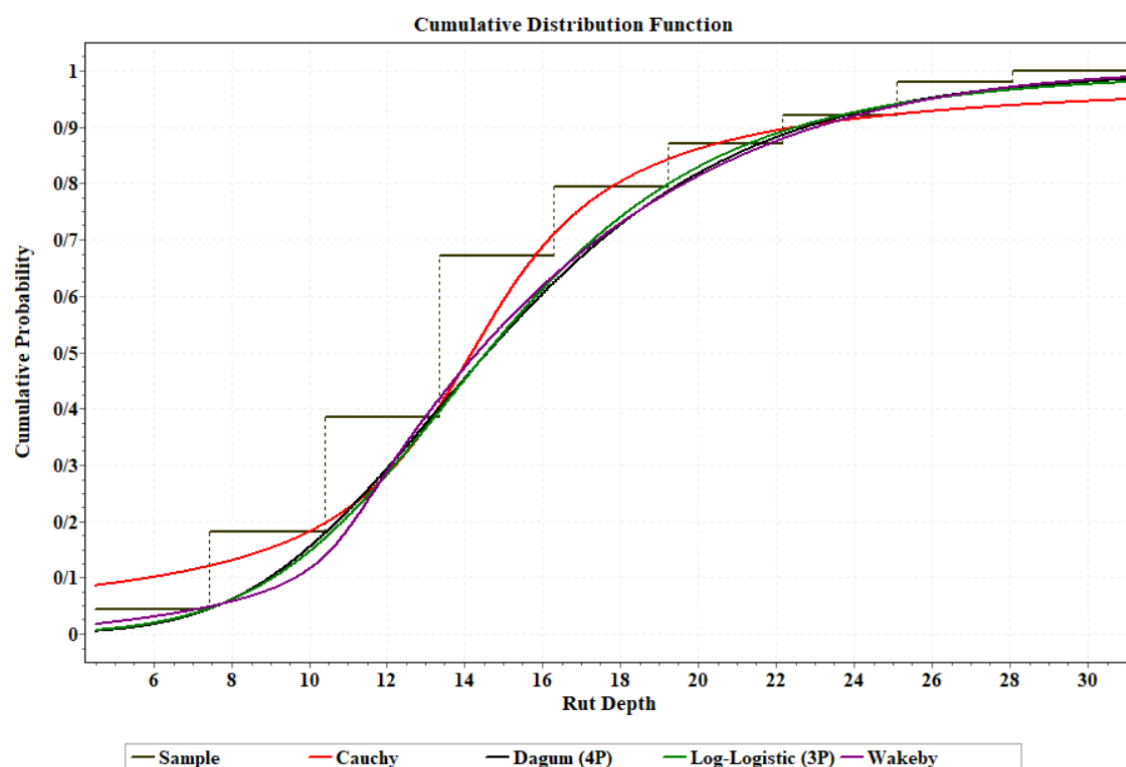
تحلیل برازش توزیع داده‌های روسازی خط تندرو با عمر روکش چهار سال مطابق حالت‌های قبل توسط نرم‌افزار انجام شد که نتایج آن در شکل‌های (۴-۲۰) تا (۴-۲۳) آمده است. شدت رشد شیار که در سال سوم عمر روکش بسیار زیاد بود، در سال چهارم عمر روکش کاهش پیدا کرد. مهم‌ترین تغییر در سال چهارم عمر روکش، رشد میانگین عمق شیار است. از طرفی بازه‌ی تغییرات، تغییر کمی (تقریباً ثابت) داشته است و که باعث می‌شود شکل منحنی متقارن باشد. این تقارن، منحنی‌ها را به سمت توزیع نرمال سوق می‌دهد. می‌توان حدس زد تابع چگالی احتمال نرمال در آزمون‌های نیکویی برازش برای داده‌های عمق شیار در عمرهای بالاتر از چهار سال، رتبه‌ی خوبی کسب کند. شکل (۴-۲۰) نمودار شش تابع چگالی احتمال برازش شده با نمودار هیستوگرام داده‌های عمق شیار خط تندرو با عمر روکش چهار سال را نشان می‌دهد.



شکل (۴-۲۰) برازش منحنی PDF توابع مختلف با نمودار هیستوگرام داده‌های خط تندرو با عمر روکش چهار سال

تعداد محدودی از نمودار توابعی که در آزمون‌های نیکویی برازش رتبه‌های خوبی کسب نموده‌اند، در شکل مشاهده می‌شوند. در مورد توابع Cauchy و Wakeby می‌توان گفت که این توابع تنها در آزمون کولموگروف-اسمیرنوف رتبه‌های خوبی کسب کردند و به همین خاطر نمودارهای PDF آنها با نمودار هیستوگرام داده‌ها تناسب ندارند. اما با کمی دقت در شکل بالا، می‌توان گفت که نمودار دو تابع چگالی احتمال Gumbel Max و Inv. Gaussian با وجود تناسب نسبتاً خوبی که با داده‌ها دارند، اما نوک قله منحنی‌هایشان از بیشینه‌ی نمودار هیستوگرام فاصله دارد که دقت تناسب آن کم می‌کند. از طرفی دو

تابع چگالی احتمال Log-Logistic (3P) و Dagum (4P) برازش مناسبی با نحوه‌ی توزیع داده‌ها دارند. در این بین نیز می‌توان تابع Log-Logistic (3P) را به دلیل کم بودن فاصله قله‌ی منحنی تابع با بیشینه‌ی داده‌ها، نسبت به تابع Dagum (4P)، به‌عنوان تابع هدف انتخاب نمود. این مسئله را می‌توان در نمودار بسامد تجمعی یا فراوانی تجمعی داده‌های عمق شیار نیز بررسی کرد.



شکل (۴-۲۱) برازش منحنی CDF توابع مختلف با نمودار بسامد تجمعی داده‌های خط تندرو با عمر روکش چهار سال

در این شکل نیز منحنی CDF دو تابع چگالی احتمال Log-Logistic (3P) و Dagum (4P) برازش مناسبی با نمودار بسامد تجمعی داده‌های عمق شیار دارند. تابع Cauchy اینجا هم نوسانات زیادی دارد ولی تابع Wakeby تناسب بهتری دارا است. انتخاب متناسب-ترین تابع چگالی احتمال با بررسی برازش توابع در جدول خلاصه‌ی نتایج آزمون‌های نیکویی برازش به‌طور دقیق‌تری صورت می‌گیرد. این جدل در شکل (۴-۲۲) مشاهده می‌شود.

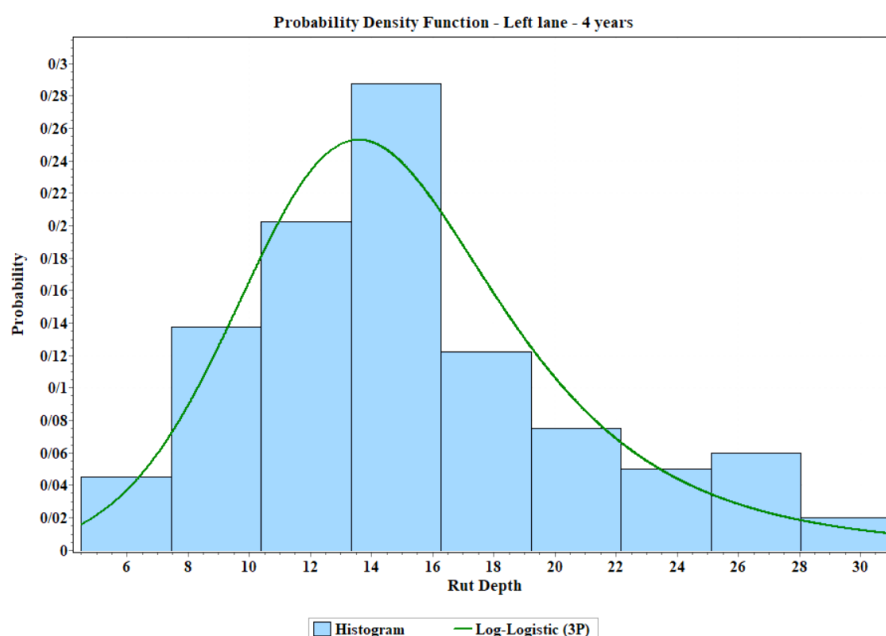
Goodness of Fit - Summary

| #  | Distribution       | Kolmogorov Smirnov |      | Anderson Darling |      | Chi-Squared |      |
|----|--------------------|--------------------|------|------------------|------|-------------|------|
|    |                    | Statistic          | Rank | Statistic        | Rank | Statistic   | Rank |
| 38 | Log-Logistic (3P)  | 0/084              | 2    | 1/862            | 1    | 63/23       | 21   |
| 7  | Dagum              | 0/0856             | 3    | 1/89             | 2    | 63/27       | 22   |
| 24 | Gen. Logistic      | 0/09               | 11   | 2/046            | 3    | 63/69       | 25   |
| 8  | Dagum (4P)         | 0/0875             | 9    | 2/065            | 4    | 68/48       | 34   |
| 2  | Burr               | 0/0908             | 13   | 2/07             | 5    | 63/78       | 26   |
| 37 | Log-Logistic       | 0/088              | 10   | 2/107            | 6    | 25/29       | 1    |
| 21 | Gen. Extreme Value | 0/0868             | 7    | 2/224            | 7    | 71/28       | 38   |
| 48 | Pearson 5 (3P)     | 0/0937             | 14   | 2/311            | 8    | 69/01       | 36   |
| 18 | Frechet (3P)       | 0/0865             | 5    | 2/321            | 9    | 65/74       | 27   |
| 42 | Lognormal (3P)     | 0/094              | 15   | 2/349            | 10   | 71/46       | 39   |
| 16 | Fatigue Life (3P)  | 0/0945             | 16   | 2/394            | 11   | 71/56       | 40   |
| 62 | Wakeby             | 0/087              | 8    | 2/468            | 12   | 87/44       | 48   |
| 20 | Gamma (3P)         | 0/0959             | 18   | 2/486            | 13   | 77/21       | 41   |
| 49 | Pearson 6          | 0/0961             | 19   | 2/489            | 14   | 77/22       | 43   |
| 22 | Gen. Gamma         | 0/0961             | 20   | 2/489            | 15   | 77/22       | 42   |
| 19 | Gamma              | 0/0961             | 21   | 2/489            | 16   | 77/22       | 44   |
| 50 | Pearson 6 (4P)     | 0/0961             | 22   | 2/49             | 17   | 77/23       | 45   |
| 39 | Log-Pearson 3      | 0/097              | 24   | 2/555            | 18   | 66/46       | 30   |
| 23 | Gen. Gamma (4P)    | 0/0971             | 25   | 2/563            | 19   | 66/47       | 31   |
| 3  | Burr (4P)          | 0/0977             | 26   | 2/582            | 20   | 68/26       | 33   |
| 26 | Gumbel Max         | 0/0812             | 1    | 2/597            | 21   | 68/72       | 35   |
| 1  | Beta               | 0/0986             | 28   | 2/666            | 22   | 66/49       | 32   |
| 41 | Lognormal          | 0/0957             | 17   | 2/666            | 23   | 33/82       | 3    |

شکل (۴-۲۲) جدول خلاصه نتایج آزمون‌های نیکویی برازش برای داده عمق شیار خط تندرو با عمر روکش چهارسال

در شکل بالا مشاهده می‌شود که نتایج رتبه‌های آزمون کولموگروف-اسمیرنوف و آزمون اندرسون-دارلینگ به یکدیگر نزدیک هستند درحالی‌که آزمون چي تست با اختلاف زیادی رتبه را بیان می‌کند. به‌طور مثال و تابع‌های Log-Logistic (3P)، Dagum، و Dagum (4P) که در نمودارها نیز مشخص بودند، برازش بسیار مناسبی با داده‌ها داشتند اما در آزمون چي تست رتبه‌های بالایی دارند. اصولاً در شرایطی که تعداد داده‌ها کم باشد و فاصله تقسیم‌بندی آن‌ها در آنالیز کوچک باشد، آزمون چي تست با خطاهای بزرگی همراه خواهد بود. از طرفی به‌جز رتبه‌ی توابع Gumbel Max و Cauchy، در سایر توابع نتایج دو آزمون کولموگروف-اسمیرنوف و اندرسون-دارلینگ یکدیگر را تأیید می‌کنند؛ بنابراین در ادامه برای تصمیم‌گیری نتایج دو آزمون کولموگروف-اسمیرنوف و اندرسون-دارلینگ معتبر

هستند. با میانگین‌گیری از بین نتایج این دو آزمون، مشخص شد که تابع Log-Logistic (3P) بهترین برازش را برای توزیع داده‌های عمق شیار خط تندرو با عمر روکش چهار سال را دارد. نمودار PDF برازش شده‌ی این تابع بر روی هیستوگرام داده‌ها در شکل (۴-۲۳) آمده است.



شکل (۴-۲۳) منحنی PDF برازش شده‌ی تابع Log-Logistic بر روی داده‌های عمق شیار خط تندرو با عمر روکش چهار سال

#### ۴-۴-۴- خلاصه‌ی نتایج آزمون‌های نیکویی برازش برای خط تندرو

خلاصه‌ی تمامی مطالب قسمت قبل در جدول (۴-۵) آمده است. پس از مشخص شدن تابع چگالی احتمال هر قطعه در خط تندرو، رابطه‌ی تابع به همراه پارامترهای تابع مهم‌ترین خروجی نرم‌افزار Easyfit خواهند بود. توابع توزیع احتمال ذکرشده در جدول، توابع معروفی هستند و پارامترهای آنها متناسب با نوع توزیع داده‌ها تغییر می‌کند. این پارامترها مختص داده‌های این پژوهش است، به‌طوری‌که با اضافه شدن یک دسته داده‌ی جدید امکان تغییر در مقادیر پارامترهای توابع توزیع وجود دارد (بدین ترتیب یک عدم قطعیت دیگر در حل مسئله ایجاد می‌شود که در ادامه به بررسی این عدم قطعیت نیز پرداخته می‌شود). مقدار این پارامترها در ستون آخر جدول بالا مشاهده می‌شود.

جدول (۴-۵) توابع چگالی احتمال خط تندرو حاصل از تحلیل نرم‌افزار Easy fit

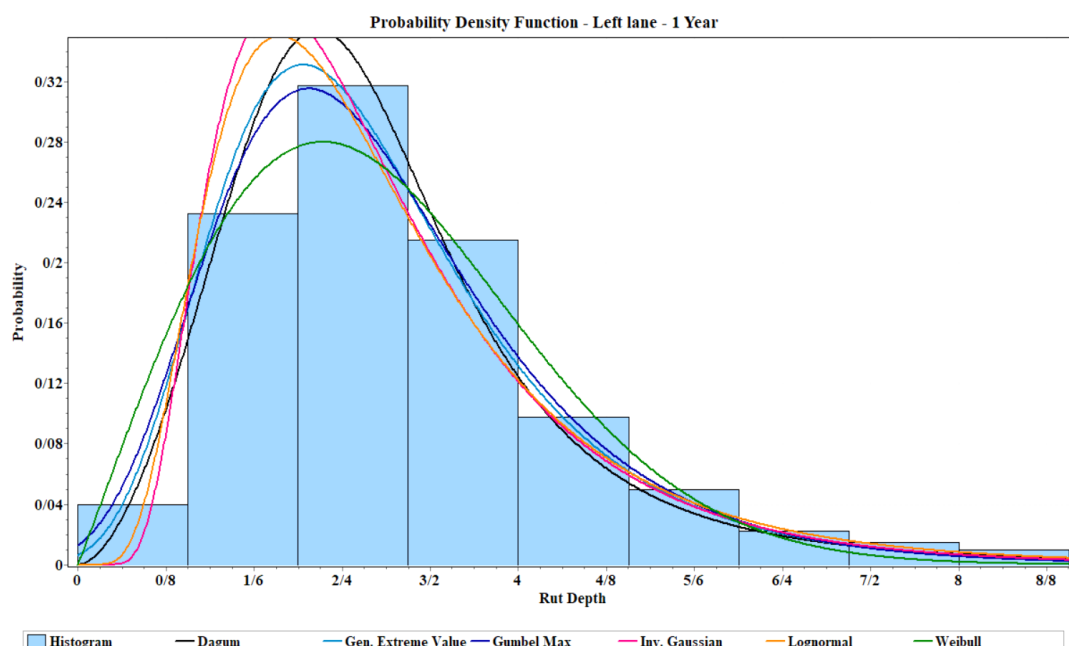
| پارامترهای تابع                                                     | رابطه تابع توزیع احتمال                                                                                                                                                   | تابع توزیع احتمال<br>عمق شیار در خط<br>تندرو | عمر روکش<br>آسفالتی |
|---------------------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----------------------------------------------|---------------------|
| $\gamma=4,184$<br>$\delta=1,055$<br>$\lambda=9,342$<br>$\xi=0,0706$ | $f(x) = \frac{\delta}{\lambda\sqrt{2\pi} z(1-z)} \exp\left(-\frac{1}{2}\left(\gamma + \delta \ln\left(\frac{z}{1-z}\right)\right)^2\right)$ $z = \frac{x - \xi}{\lambda}$ | Johnson SB                                   | یک‌ساله             |
| $\alpha=5,462$<br>$\beta=0,6887$<br>$\gamma=0$                      | $f(x) = \frac{(x-\gamma)^{\alpha-1}}{\beta^{\alpha} \Gamma(\alpha)} \exp\left(-\left(\frac{x-\gamma}{\beta}\right)\right)$                                                | Gamma                                        | دو‌ساله             |
| $\sigma=2,616$<br>$\mu=13,06$                                       | $f(x) = \frac{\exp(-z)}{\sigma(1 + \exp(-z))^2}$ $z = \frac{x - \mu}{\sigma}$                                                                                             | Logistic                                     | سه‌ساله             |
| $\alpha=9,508$<br>$\beta=4,088$<br>$\gamma=4,184$                   | $f(x) = \frac{\alpha}{\beta} \left(\frac{x-\gamma}{\beta}\right)^{\alpha-1} \left(1 + \left(\frac{x-\gamma}{\beta}\right)^{\alpha}\right)^{-2}$                           | Log Logistic (3P)                            | چهار‌ساله           |

#### ۴-۴-۵- برازش داده‌های عمق شیار خط کندرو

پس از انجام تحلیل برازش توزیع داده‌های خط کندرو، نتایج آن مشابه خط تندرو در قالب نمودارهای PDF و CDF توابع چگالی احتمال که فرم شکلی آنها متناسب با توزیع داده‌ها است، به همراه جدول خلاصه نتایج آزمون‌های نیکویی برازش برای هر قطعه آورده شد.

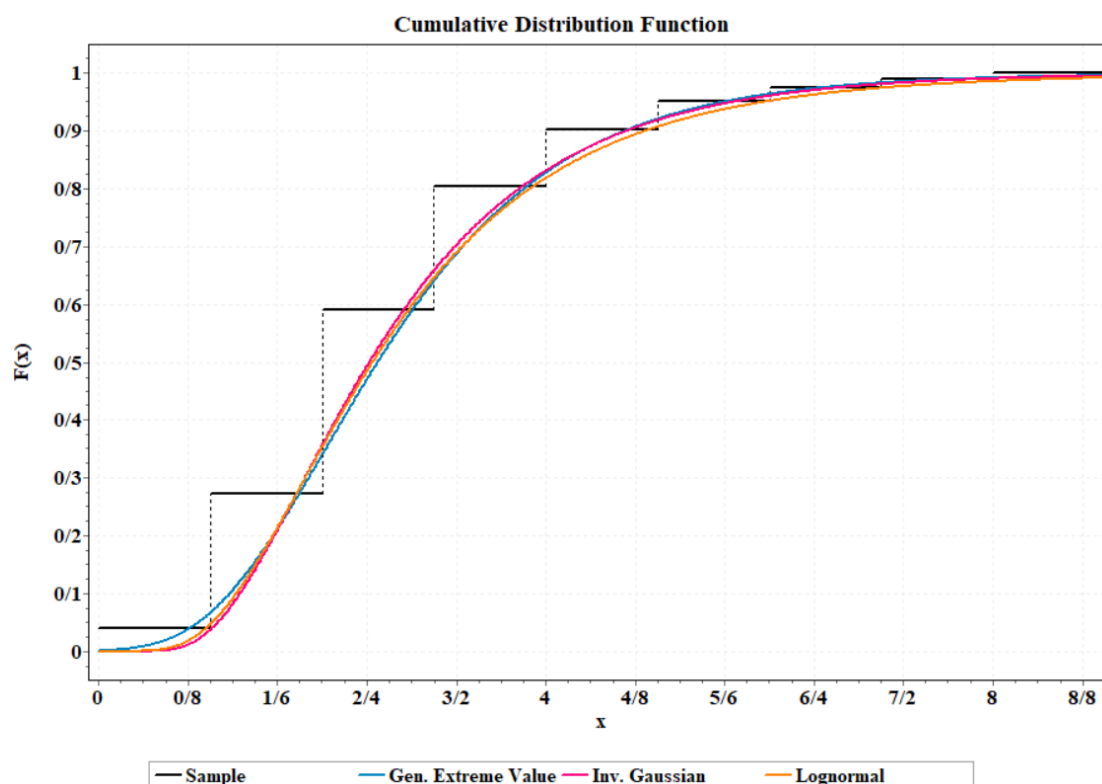
#### ■ برازش داده‌های عمق شیار خط کندرو با عمر روکش یک سال

در شکل (۴-۲۴) نمودار PDF شش تابع چگالی احتمال که رتبه‌های بهتری نسبت به سایر توابع در آزمون‌ها کسب کرده‌اند، به همراه نمودار هیستوگرام داده‌ها ارائه شده است. پرواضح است که در بین منحنی‌های نشان داده‌شده در این شکل، منحنی توابع چگالی احتمال Gumbel Max و Gen. Extreme Value تناسب خوبی با نمودار هیستوگرام دارند.



شکل (۲۴-۴) برازش منحنی PDF توابع مختلف با نمودار هیستوگرام داده‌های خط کندرو با عمر روکش یک سال

شکل (۲۵-۴) منحنی CDF سه تابع چگالی احتمال از بین توابع شکل بالا را برای مقایسه نشان می‌دهد.



شکل (۲۵-۴) برازش منحنی CDF توابع مختلف با نمودار بسامد تجمعی داده‌های خط کندرو با عمر روکش یک سال

معمولاً تفاوت توابع چگالی احتمال برازش شده، در مقایسه‌ی منحنی PDF آنها با نمودار هیستوگرام

داده‌ها مشهود است. درحالی‌که در منحنی CDF توابع، اختلاف‌ها اندک هستند. لذا از آوردن تعداد زیاد منحنی توابع مختلف در نمودار بسامد تجمعی داده‌ها خودداری می‌شود چراکه به دلیل کم بودن اختلاف‌ها، منحنی توابع مختلف بر روی هم قرار گرفته و تشخیص آنها از یکدیگر سخت می‌شود. تصمیم‌گیری در خصوص انتخاب بهترین تابع توزیع احتمال از طریق میانگین‌گیری از آماره‌ها و رتبه‌های گزارش‌شده‌ی توابع که در آزمون‌های نیکویی برازش کسب نموده‌اند، انجام می‌شود. با این روش از خصوصیت تمامی آزمون‌ها استفاده خواهد شد و بر اعتبار تصمیم افزوده می‌شود.

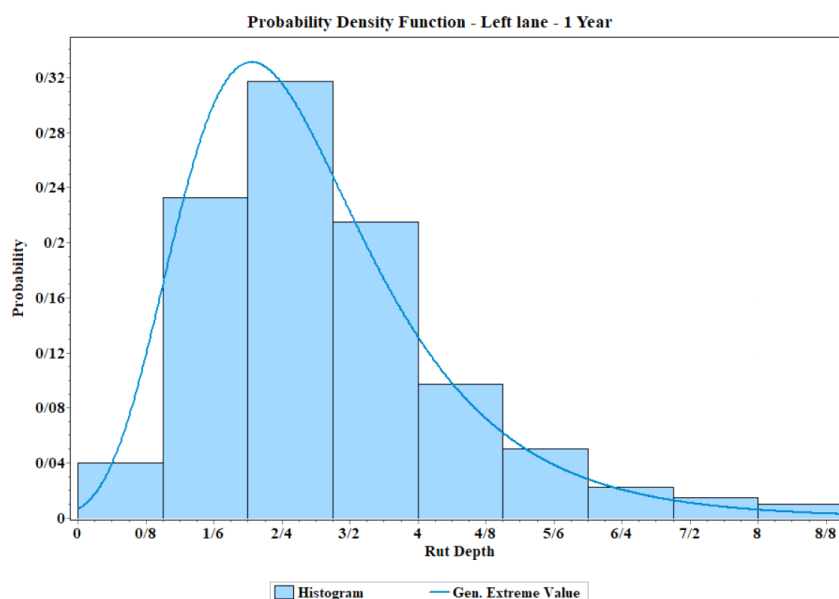
Goodness of Fit - Summary

| #  | Distribution       | Kolmogorov Smirnov |      | Anderson Darling |      | Chi-Squared |      |
|----|--------------------|--------------------|------|------------------|------|-------------|------|
|    |                    | Statistic          | Rank | Statistic        | Rank | Statistic   | Rank |
| 21 | Gen. Extreme Value | 0/0846             | 5    | 2/283            | 1    | 41/9        | 9    |
| 26 | Gumbel Max         | 0/0864             | 6    | 2/387            | 2    | 43/35       | 12   |
| 24 | Gen. Logistic      | 0/102              | 18   | 2/504            | 3    | 70/01       | 31   |
| 31 | Johnson SB         | 0/0823             | 3    | 2/809            | 4    | 41/21       | 10   |
| 38 | Logistic           | 0/1601             | 38   | 7/827            | 5    | 60/47       | 16   |
| 28 | Hypersecant        | 0/1679             | 42   | 8/422            | 6    | 69/15       | 27   |
| 42 | Normal             | 0/1507             | 37   | 8/485            | 7    | 81/29       | 36   |
| 48 | Pert               | 0/1362             | 35   | 9/447            | 8    | 92/93       | 39   |
| 11 | Error              | 0/1812             | 44   | 9/703            | 9    | 71/05       | 32   |
| 33 | Laplace            | 0/1913             | 45   | 11/24            | 10   | 225/6       | 47   |
| 4  | Cauchy             | 0/1297             | 34   | 11/69            | 11   | 146/2       | 43   |
| 47 | Pearson 6          | 0/0928             | 11   | 12/0             | 12   | 63/75       | 24   |
| 46 | Pearson 6          | 0/0928             | 12   | 12/0             | 13   | 63/75       | 23   |
| 22 | Gen. Gamma         | 0/0927             | 10   | 12/02            | 14   | 63/66       | 22   |
| 3  | Burr               | 0/1032             | 19   | 12/04            | 15   | 69/56       | 29   |
| 2  | Burr               | 0/1032             | 20   | 12/04            | 16   | 69/56       | 28   |
| 20 | Gamma              | 0/0885             | 7    | 12/04            | 17   | 42/95       | 11   |
| 19 | Gamma              | 0/0996             | 15   | 12/16            | 18   | 63/49       | 21   |
| 23 | Gen. Gamma         | 0/1003             | 16   | 12/19            | 19   | 63/49       | 20   |
| 7  | Dagum              | 0/1059             | 23   | 12/21            | 20   | 67/29       | 25   |
| 8  | Dagum              | 0/1059             | 24   | 12/21            | 21   | 67/29       | 26   |
| 36 | Log-Logistic       | 0/0984             | 14   | 12/54            | 22   | 69/68       | 30   |
| 40 | Lognormal          | 0/081              | 1    | 12/62            | 23   | 40/68       | 6    |
| 39 | Lognormal          | 0/081              | 2    | 12/62            | 24   | 40/68       | 5    |
| 60 | Weibull            | 0/1039             | 21   | 13/04            | 25   | 39/63       | 1    |

شکل (۴-۲۶) جدول خلاصه نتایج آزمون‌های نیکویی برازش برای داده عمق شیار خط کندرو با عمر روکش یک‌سال

اولین مسئله‌ای که در جدول بالا به چشم می‌خورد، تکرار برخی توابع مانند lognormal و Dagum

است. اصل این توابع معمولاً دو یا سه پارامتری هستند که با گسترش علم آمار و احتمال در طول زمان، یک یا دو پارامتر دیگر به آنها افزوده شده است. مثلاً تابع چگالی احتمال lognormal دو پارامتری ( $\mu$  و  $\sigma$ ) است که پس از توسعه‌ی آن، تابع چگالی احتمال lognormal (3P) معرفی شد که سه پارامتر ( $\mu$ ،  $\sigma$  و  $\gamma$ ) دارد. داده‌های این قطعه‌طوری توزیع شده‌اند که معمولاً پارامترهای اضافی که منجر به معرفی یک تابع چگالی جدید می‌شد، صفر شوند. به همین دلیل نرم‌افزار با صفر شدن پارامتر دیگر (بی‌اثر شدن پارامتر) به صورت خودکار هر دو تابع را یکی در نظر می‌گیرد. اما برای انتخاب بهترین تابع توزیع احتمال، بایستی از بین رتبه‌های برتر هر آزمون میانگین‌گیری کرد. در جدول بالا توابعی که بهترین عملکرد را داشته‌اند با کادر قرمز رنگی مشخص شده‌اند. در بین آنها تابع چگالی احتمال Gen. Extreme Value میانگین کمتری را دارد. این تابع که منحنی PDF آن بر نمودار هیستوگرام برازش خوبی داشت، به عنوان بهترین توزیع برای داده‌های عمق شیار خط کندرو با عمر روکش یک سال انتخاب شد. نمودار این تابع بر روی هیستوگرام داده‌ها در شکل (۴-۲۷) آمده است.

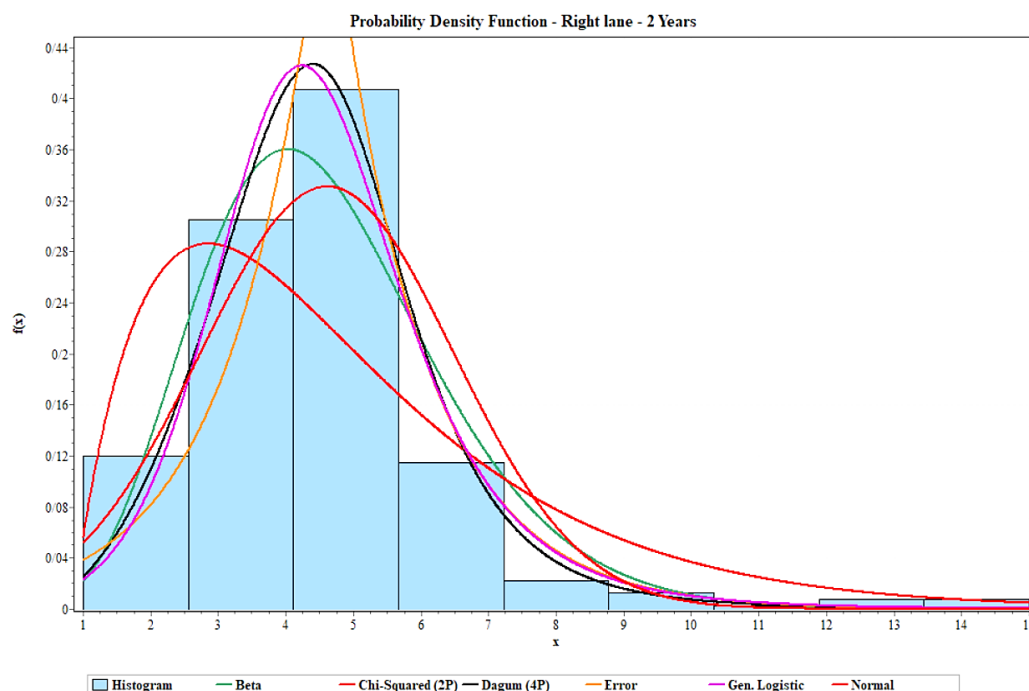


شکل (۴-۲۷) منحنی PDF برازش شده‌ی تابع Gen. Extreme Value بر روی داده‌های عمق شیار خط کندرو با عمر روکش یک سال

#### □ برازش داده‌های عمق شیار خط کندرو با عمر روکش دو سال

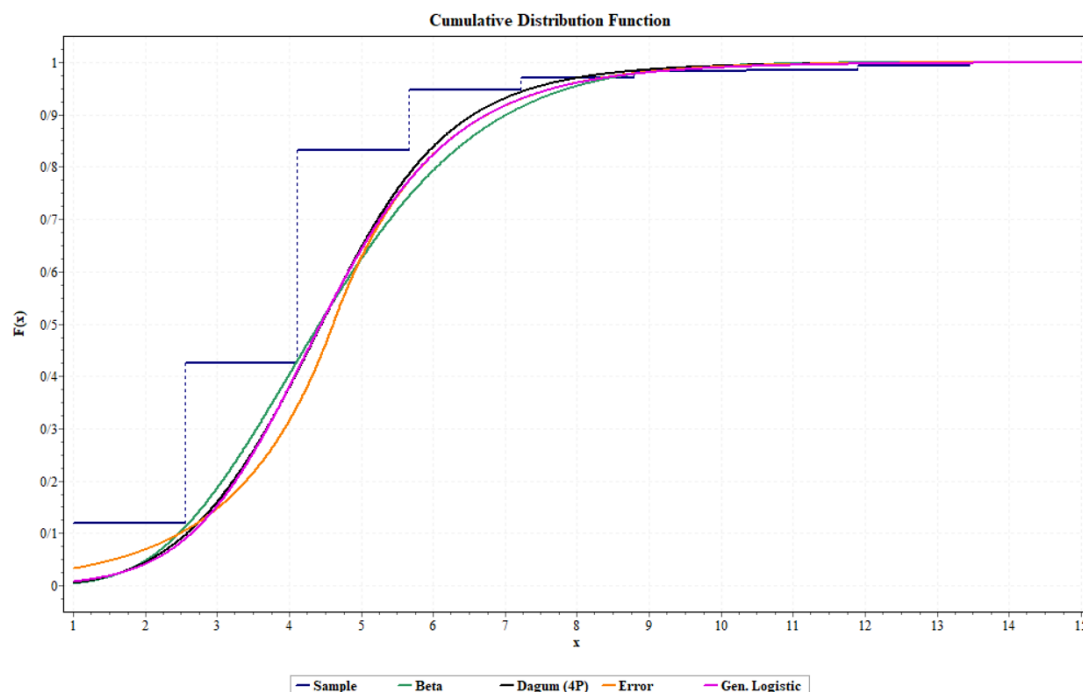
از بین توابع چگالی احتمال که رتبه‌ی خوبی داشتند، نمودار PDF شش تابع انتخاب شد و برازش منحنی‌هایشان بر روی نمودار هیستوگرام در شکل (۴-۲۸) آورده شد.





شکل (۴-۲۸) برازش منحنی PDF توابع مختلف با نمودار هیستوگرام داده‌های خط کندرو با عمر روکش دو سال

همانطور که در شکل بالا مشاهده می‌شود دو تابع Dagum (4P) و Gen. Logistic تناسب بهتری با نمودار هیستوگرام داده‌ها دارند. این تناسب را می‌توان در نمودار بسامد تجمعی داده‌ها نیز بررسی کرد.



شکل (۴-۲۹) برازش منحنی CDF توابع مختلف با نمودار بسامد تجمعی داده‌های خط کندرو با عمر روکش دو سال

در این شکل، با حذف نمودارهای دو تابع Chi-Squared (2P) و Normal که تناسب نسبتاً ضعیفی را

با نمودار هیستوگرام داده‌ها داشتند، می‌توان به‌طور دقیق‌تر تناسب سایر توابع را بررسی نمود. در این شکل مشخص است که دو تابع Error و Beta انحراف‌هایی در برازش با نمودار بسامد تجمعی داده‌ها دارند که بازهم برتری دو تابع Dagum (4P) و Gen. Logistic را بیان می‌کند. برای تصمیم‌گیری نهایی به جدول خلاصه نتایج آزمون‌های نیکویی برازش رجوع می‌شود.

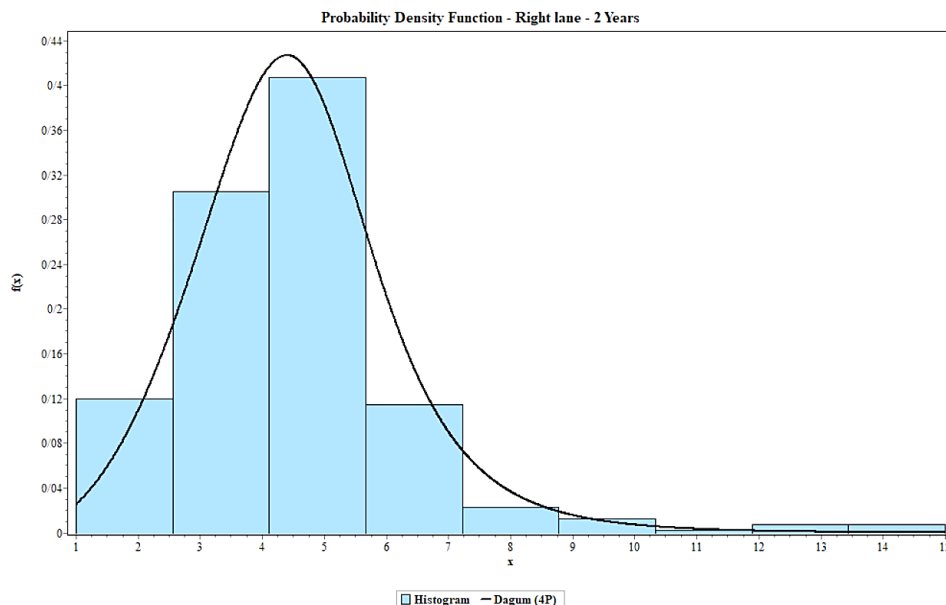
Goodness of Fit - Summary

| #  | Distribution       | Kolmogorov Smirnov |      | Anderson Darling |      | Chi-Squared |      |
|----|--------------------|--------------------|------|------------------|------|-------------|------|
|    |                    | Statistic          | Rank | Statistic        | Rank | Statistic   | Rank |
| 38 | Log-Logistic (3P)  | 0/1111             | 1    | 4/162            | 4    | 65/88       | 21   |
| 3  | Burr (4P)          | 0/1112             | 2    | 4/16             | 3    | 65/88       | 22   |
| 8  | Dagum (4P)         | 0/1121             | 3    | 3/934            | 1    | 69/74       | 26   |
| 24 | Gen. Logistic      | 0/1132             | 4    | 4/302            | 5    | 65/92       | 23   |
| 53 | Phased Bi-Weibull  | 0/1133             | 5    | 20/77            | 39   | 88/39       | 33   |
| 7  | Dagum              | 0/1136             | 6    | 3/994            | 2    | 69/01       | 25   |
| 4  | Cauchy             | 0/1176             | 7    | 5/556            | 10   | 90/38       | 34   |
| 62 | Wakeby             | 0/1271             | 8    | 33/94            | 48   | N/A         |      |
| 2  | Burr               | 0/1273             | 9    | 5/277            | 8    | 65/81       | 20   |
| 33 | Laplace            | 0/1276             | 10   | 4/454            | 6    | 23/52       | 2    |
| 11 | Error              | 0/1276             | 11   | 4/454            | 7    | 23/52       | 1    |
| 21 | Gen. Extreme Value | 0/1293             | 12   | 6/317            | 11   | 64/91       | 15   |
| 20 | Gamma (3P)         | 0/1351             | 13   | 7/018            | 18   | 64/87       | 8    |
| 16 | Fatigue Life (3P)  | 0/1356             | 14   | 6/836            | 16   | 64/87       | 10   |
| 1  | Beta               | 0/1365             | 15   | 7/153            | 20   | 64/87       | 7    |
| 10 | Erlang (3P)        | 0/1367             | 16   | 7/027            | 19   | 64/87       | 11   |
| 42 | Lognormal (3P)     | 0/1368             | 17   | 6/701            | 14   | 64/87       | 12   |
| 23 | Gen. Gamma (4P)    | 0/1369             | 18   | 6/792            | 15   | 64/87       | 9    |
| 48 | Pearson 5 (3P)     | 0/1373             | 19   | 6/582            | 13   | 64/88       | 14   |
| 50 | Pearson 6 (4P)     | 0/1373             | 20   | 6/582            | 12   | 64/88       | 13   |
| 22 | Gen. Gamma         | 0/1484             | 21   | 7/933            | 23   | 64/83       | 4    |
| 39 | Log-Pearson 3      | 0/1509             | 22   | 31/52            | 45   | N/A         |      |
| 49 | Pearson 6          | 0/1513             | 23   | 8/076            | 24   | 64/84       | 5    |
| 64 | Weibull (3P)       | 0/1513             | 24   | 10/35            | 32   | 82/35       | 31   |
| 19 | Gamma              | 0/152              | 25   | 8/363            | 26   | 64/84       | 6    |

شکل (۴-۳۰) جدول خلاصه نتایج آزمون‌های نیکویی برازش برای داده عمق شیار خط کندرو با عمر روکش دو سال

با دقت در جدول فوق، مشاهده می‌شود که نتایج دو آزمون کولموگروف-اسمیرنوف و اندرسون دارلینگ نزدیک به هم هستند و از طرفی نتایج آزمون چپ تست تقریباً اطلاعاتی دور از واقعیت نشان

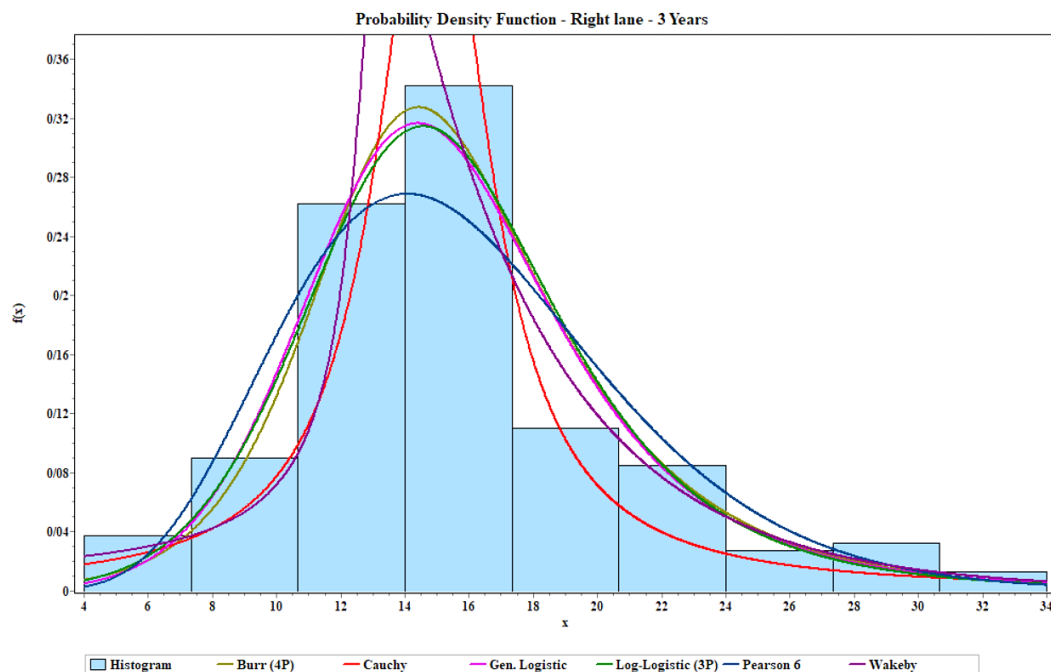
می‌دهد. برای مثال تابع چگالی احتمال Laplace رتبه‌ی یک را در آزمون چپ تست کسب نموده درحالی‌که در شکل (۴-۲۸) مشخص بود؛ منحنی PDF آن تناسب ضعیفی با نمودار هیستوگرام داده‌ها داشت. این اتفاق نشان از بروز یک خطا در آزمون چپ تست است. با بررسی بیشتر مشخص شد به در دسته‌های انتهایی نمودار هیستوگرام داده‌ها که با مرکزیت دسته ۱۱، ۱۲/۵ و ۱۴/۵ هستند، تعداد داده‌ها کمتر از ۵ عدد است. یعنی در بین ۴۰۰ داده، احتمال وقوع کمتر از ۰/۰۱۲۵ است. این مسئله در شکل (۴-۲۸) قابل مشاهده است. همانطور که در فصل سوم اشاره شد؛ هنگامی که تعداد نمونه‌های هر دسته کمتر از ۵ باشد، نتایج آزمون چپ تست با خطا همراه است. در این موارد بهتر است از نتایج دو آزمون کولموگروف-اسمیرنوف و اندرسون-دارلینگ استفاده نمود. بدین ترتیب با میانگین‌گیری از این دو آزمون مشخص شد که تابع چگالی احتمال Dagum (4P) کمترین میانگین رتبه و آماره را دارد. نمودارهای PDF و CDF این تابع نیز تناسب با توزیع داده‌ها را نشان داده بودند. نمودار این تابع بر روی هیستوگرام داده‌ها در شکل (۴-۳۱) آمده است.



شکل (۴-۳۱) منحنی PDF برازش شده‌ی تابع Dagum (4P) بر روی داده‌های عمق شیار خط کندرو با عمر روکش دو سال

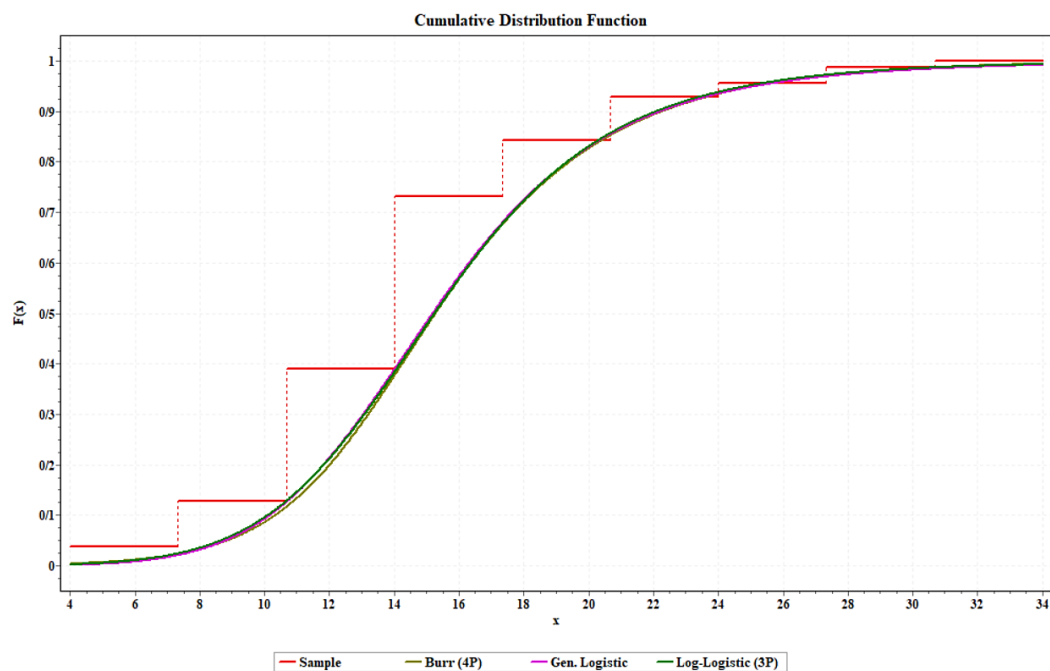
### □ برازش داده‌های عمق شیار خط کندرو با عمر روکش سه سال

از بین توابع چگالی احتمال که رتبه‌ی خوبی داشتند، نمودار PDF شش شش تابع انتخاب شد و برازش منحنی‌هایشان بر روی نمودار هیستوگرام در شکل (۴-۳۲) آورده شد.



شکل (۳۲-۴) برازش منحنی PDF توابع مختلف با نمودار هیستوگرام داده‌های خط کندرو با عمر روکش سه سال

در نمودار توابع شکل بالا، سه تابع Burr (4P)، Gen. Logistic و Log-Logistic برازش بهتری با هیستوگرام داده‌ها دارند. اختلاف بین این سه تابع بسیار کم است، به‌طوری‌که هرکدام از آنها جواب‌های قابل قبولی ارائه می‌کنند. این تناسب را در منحنی CDF این توابع می‌توان بررسی کرد.



شکل (۳۳-۴) برازش منحنی CDF توابع مختلف با نمودار بسامد تجمعی داده‌های خط کندرو با عمر روکش سه سال

همانطور که پیش‌بینی می‌شد، اختلاف سه تابع چگالی احتمال نام‌برده بسیار کم بود، به‌طوری‌که منحنی

CDF آنها تقریباً بر هم منطبق هستند. در این شرایط به راحتی نمی‌توان در خصوص انتخاب بهترین تابع توزیع برای داده‌ها تصمیم گرفت، لذا مطابق معمول به نتایج جدول خلاصه‌ی آزمون‌های نیکویی برازش استناد می‌شود.

Goodness of Fit - Summary

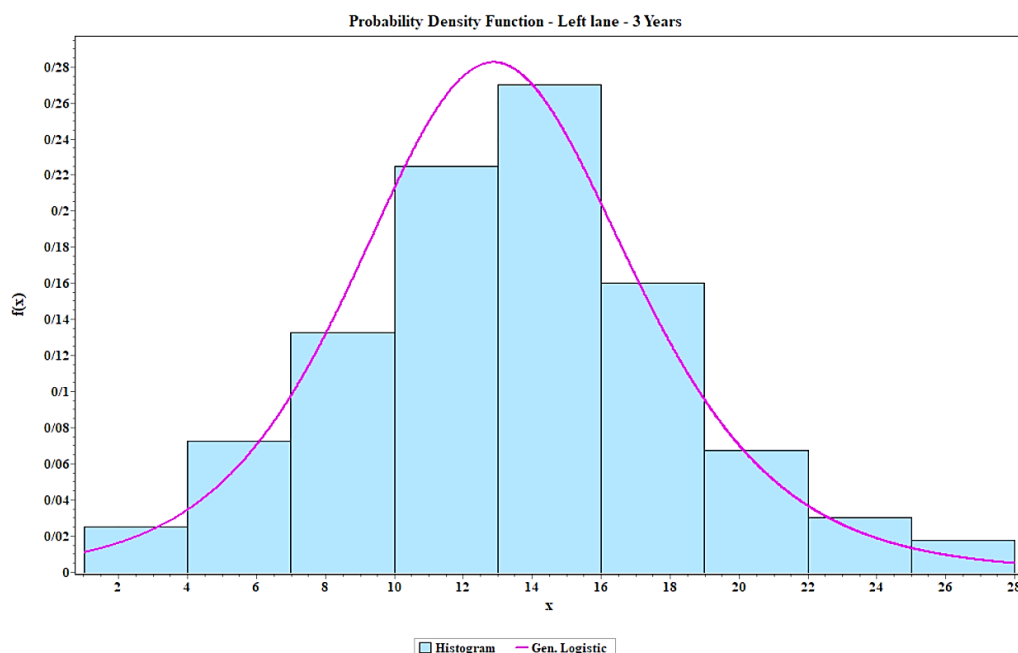
| #  | Distribution       | Kolmogorov Smirnov |      | Anderson Darling |      | Chi-Squared |      |
|----|--------------------|--------------------|------|------------------|------|-------------|------|
|    |                    | Statistic          | Rank | Statistic        | Rank | Statistic   | Rank |
| 62 | Wakeby             | 0/0949             | 1    | 4/501            | 5    | 80/37       | 15   |
| 4  | Cauchy             | 0/1057             | 2    | 5/052            | 8    | 80/45       | 16   |
| 24 | Gen. Logistic      | 0/1088             | 3    | 2/4              | 1    | 64/1        | 8    |
| 7  | Dagum              | 0/1115             | 4    | 4/55             | 6    | 64/29       | 10   |
| 8  | Dagum (4P)         | 0/1126             | 5    | 4/488            | 4    | 64/31       | 11   |
| 2  | Burr               | 0/1126             | 6    | 4/782            | 7    | 64/17       | 9    |
| 38 | Log-Logistic (3P)  | 0/1137             | 7    | 4/468            | 3    | 64/31       | 12   |
| 3  | Burr (4P)          | 0/1147             | 8    | 4/121            | 2    | 59/45       | 7    |
| 21 | Gen. Extreme Value | 0/1228             | 9    | 6/322            | 12   | 39/77       | 1    |
| 49 | Pearson 6          | 0/1266             | 10   | 6/647            | 17   | 54/48       | 4    |
| 50 | Pearson 6 (4P)     | 0/1278             | 11   | 6/263            | 11   | 54/55       | 6    |
| 48 | Pearson 5 (3P)     | 0/1279             | 12   | 6/263            | 10   | 54/55       | 5    |
| 19 | Gamma              | 0/1283             | 13   | 6/779            | 21   | 54/47       | 3    |
| 22 | Gen. Gamma         | 0/1286             | 14   | 6/695            | 19   | 134/9       | 32   |
| 42 | Lognormal (3P)     | 0/1294             | 15   | 6/373            | 13   | 135/0       | 37   |
| 31 | Johnson SB         | 0/1296             | 16   | 6/543            | 16   | 80/36       | 14   |
| 23 | Gen. Gamma (4P)    | 0/1303             | 17   | 6/457            | 14   | 135/0       | 36   |
| 26 | Gumbel Max         | 0/1307             | 18   | 6/755            | 20   | 80/61       | 17   |
| 1  | Beta               | 0/1311             | 19   | 6/8              | 22   | 135/0       | 34   |
| 16 | Fatigue Life (3P)  | 0/1311             | 20   | 6/495            | 15   | 135/0       | 35   |
| 37 | Log-Logistic       | 0/132              | 21   | 5/692            | 9    | 95/01       | 22   |
| 20 | Gamma (3P)         | 0/1335             | 22   | 6/669            | 18   | 134/9       | 33   |
| 29 | Inv. Gaussian      | 0/1346             | 23   | 7/147            | 24   | 44/4        | 2    |
| 39 | Log-Pearson 3      | 0/1399             | 24   | 7/245            | 26   | 134/7       | 30   |
| 18 | Frechet (3P)       | 0/1402             | 25   | 7/173            | 25   | 104/6       | 25   |

شکل (۴-۳۴) جدول خلاصه نتایج آزمون‌های نیکویی برازش برای داده عمق شیار کندرو با عمر روکش سه سال

جدول خلاصه‌ی آزمون‌های نیکویی برازش نشان می‌دهد که توزیع داده‌ها به نحوی است که در برخی از توابع چگالی احتمال، آزمون‌ها یکدیگر را تأیید می‌کنند و در برخی دیگر از توابع، یکدیگر را نقض می‌کنند. برای مثال دو تابع چگالی احتمال Wakeby و Cauchy که در شکل (۴-۳۲) تناسب خوبی

با داده‌ها نداشتند، در آزمون‌های کولموگروف-اسمیرنوف و اندرسون دارلینگ رتبه‌های خوبی دارند. از طرفی در برخی توابع دیگر مانند Burr و Burr (4P) که در شکل (۴-۳۲) تناسب خوبی با داده‌ها داشتند، نتایج هر سه آزمون مشابه است و یکدیگر را تأیید می‌کنند. به همین دلیل می‌توان گفت نتایج هر سه آزمون صحیح بوده و تفاوت نتایج در برخی توابع، به نوع تابع چگالی احتمال و نحوه‌ی توزیع داده‌ها بازمی‌گردد. لذا انتخاب بهترین توزیع برای داده‌ها منوط به میانگین‌گیری از رتبه یا آماره‌ی هر سه آزمون است.

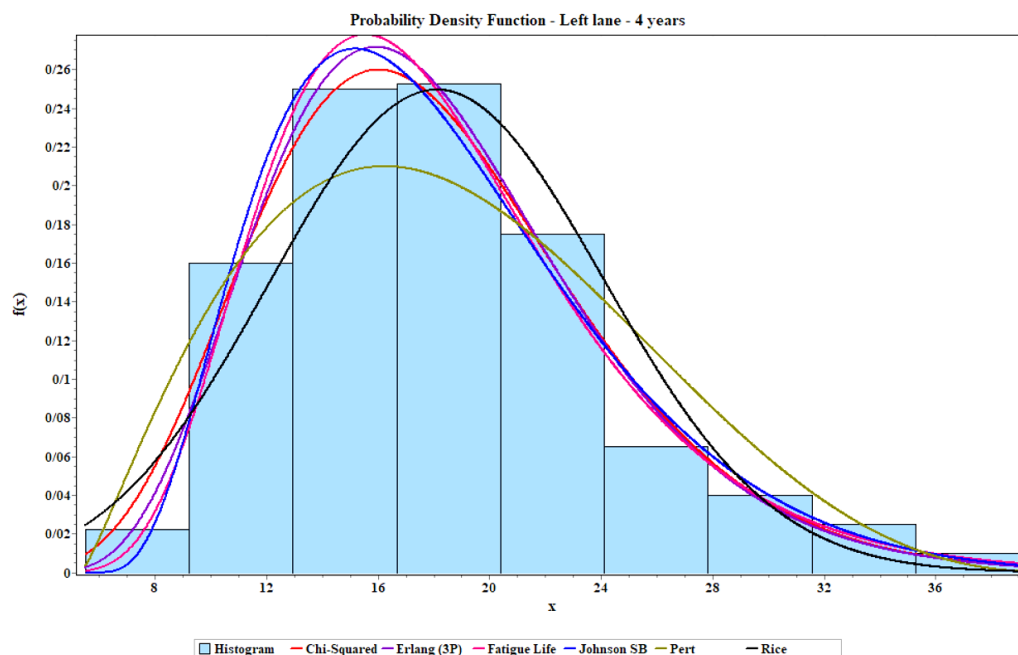
جدول بالا نشان داد که تابع چگالی احتمال Gen-Logistic بهترین توزیع را برای داده‌های عمق شیار خط کندرو با عمر روکش سه سال، بیان می‌کند. نمودار این تابع بر روی هیستوگرام داده‌ها در شکل (۴-۳۵) آمده است.



شکل (۴-۳۵) منحنی PDF برازش شده‌ی تابع Gen. Logistic بر روی داده‌های عمق شیار خط کندرو با عمر روکش سه سال

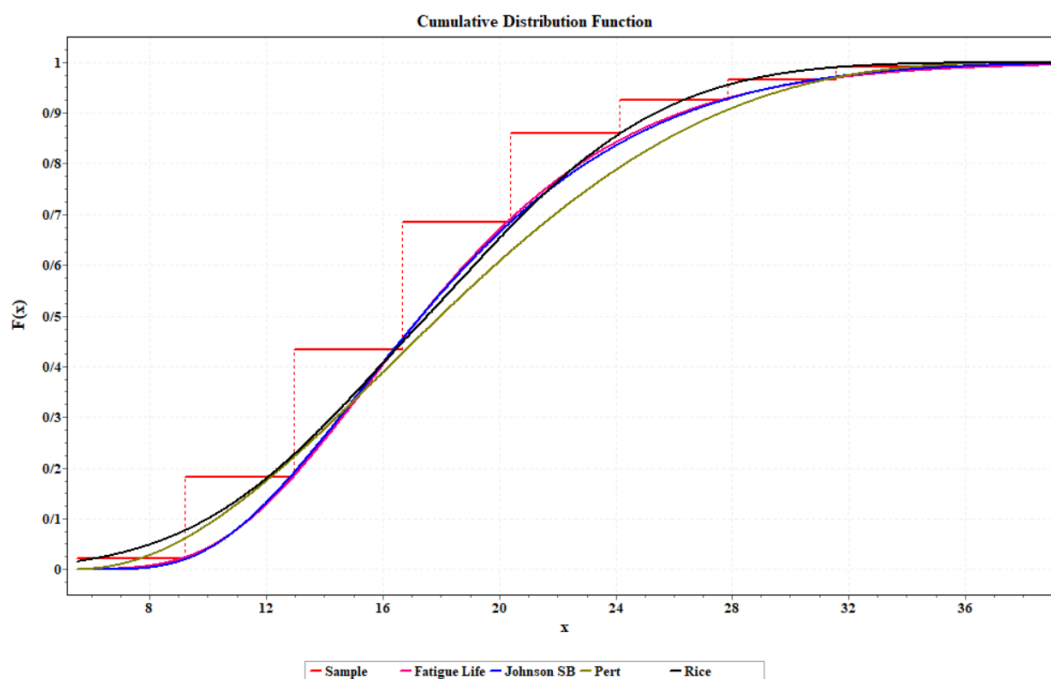
#### □ برازش داده‌های عمق شیار خط کندرو با عمر روکش چهار سال

از بین توابع چگالی احتمال که رتبه‌ی خوبی داشتند، نمودار PDF شش تابع انتخاب شد و برازش منحنی‌هایشان بر روی نمودار هیستوگرام در شکل (۴-۳۶) آورده شد.



شکل (۳۶-۴) برازش منحنی PDF توابع مختلف با نمودار هیستوگرام داده‌های خط کندرو با عمر روکش چهار سال

همانطور که در شکل بالا مشاهده می‌شود، به جز توابع Rice و Pert سایر توابع چگالی احتمال، تناسب خوبی دارند. شکل (۳۷-۴) نمودار CDF این توابع که بر روی نمودار بسامد تجمعی داده‌ها برازش شده‌اند را نشان می‌دهد.



شکل (۳۷-۴) برازش منحنی CDF توابع مختلف با نمودار بسامد تجمعی داده‌های خط کندرو با عمر روکش چهار سال

شکل (ب-۳۷-۴) نشان داد که دو تابع Fatigue Life و Johnson SB با اختلاف اندکی که باهم دارند،

در تناسب بسیار خوبی با نمودار بسامد تجمعی داده‌ها دارند، لذا تصمیم‌گیری نهایی بر اساس جدول خلاصه‌ی نتایج آزمون‌های نیکویی برازش صورت می‌گیرد.

Goodness of Fit - Summary

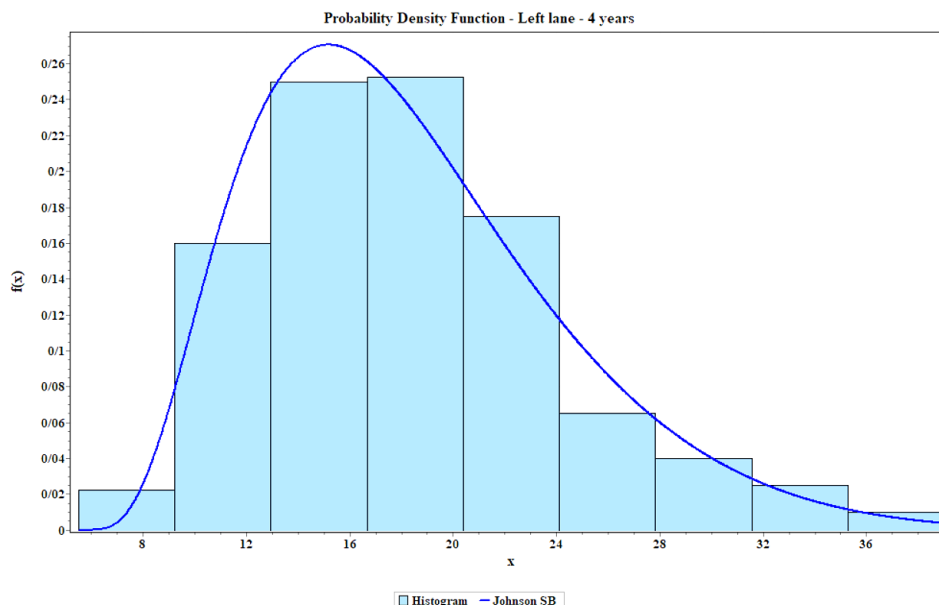
| #  | Distribution       | Kolmogorov Smirnov |      | Anderson Darling |      | Chi-Squared |      |
|----|--------------------|--------------------|------|------------------|------|-------------|------|
|    |                    | Statistic          | Rank | Statistic        | Rank | Statistic   | Rank |
| 31 | Johnson SB         | 0/0581             | 1    | 1/264            | 6    | 30/18       | 2    |
| 62 | Wakeby             | 0/0593             | 2    | 28/45            | 51   | N/A         |      |
| 10 | Erlang (3P)        | 0/0593             | 3    | 1/393            | 18   | 29/28       | 1    |
| 19 | Gamma              | 0/0625             | 4    | 1/652            | 22   | 52/76       | 31   |
| 15 | Fatigue Life       | 0/0641             | 5    | 1/191            | 1    | 30/87       | 3    |
| 36 | Log-Gamma          | 0/0652             | 6    | 1/347            | 16   | 45/45       | 22   |
| 47 | Pearson 5          | 0/0655             | 7    | 1/514            | 21   | 48/4        | 25   |
| 1  | Beta               | 0/0659             | 8    | 1/385            | 17   | 37/14       | 6    |
| 23 | Gen. Gamma (4P)    | 0/0659             | 9    | 1/33             | 15   | 37/17       | 7    |
| 25 | Gen. Pareto        | 0/066              | 10   | 51/09            | 53   | N/A         |      |
| 20 | Gamma (3P)         | 0/0664             | 11   | 1/396            | 19   | 37/14       | 5    |
| 41 | Lognormal          | 0/0671             | 12   | 1/219            | 2    | 38/12       | 15   |
| 6  | Chi-Squared (2P)   | 0/0673             | 13   | 2/534            | 30   | 51/88       | 30   |
| 39 | Log-Pearson 3      | 0/0678             | 14   | 1/291            | 7    | 38/04       | 12   |
| 16 | Fatigue Life (3P)  | 0/0678             | 15   | 1/3              | 9    | 38/02       | 10   |
| 30 | Inv. Gaussian (3P) | 0/0679             | 16   | 1/304            | 11   | 38/0        | 9    |
| 18 | Frechet (3P)       | 0/068              | 17   | 1/234            | 3    | 58/73       | 36   |
| 5  | Chi-Squared        | 0/0681             | 18   | 1/883            | 27   | 44/25       | 21   |
| 22 | Gen. Gamma         | 0/0686             | 19   | 1/705            | 23   | 37/27       | 8    |
| 49 | Pearson 6          | 0/0691             | 20   | 1/3              | 10   | 38/08       | 14   |
| 42 | Lognormal (3P)     | 0/0691             | 21   | 1/304            | 12   | 38/08       | 13   |
| 29 | Inv. Gaussian      | 0/0697             | 22   | 1/237            | 4    | 38/02       | 11   |
| 21 | Gen. Extreme Value | 0/0699             | 23   | 1/262            | 5    | 38/16       | 18   |
| 50 | Pearson 6 (4P)     | 0/0705             | 24   | 1/315            | 13   | 38/14       | 16   |
| 48 | Pearson 5 (3P)     | 0/0705             | 25   | 1/315            | 14   | 38/14       | 17   |

شکل (۴-۳۸) جدول خلاصه نتایج آزمون‌های نیکویی برازش برای داده عمق شیار خط کندرو با عمر روکش چهارسال

دو تابع چگالی احتمال Johnson SB و Fatigue Life که در نمودارها برازش خوبی را ارائه کردند، در جدول خلاصه‌ی نتایج کمترین رتبه‌ها را در هر سه آزمون دارند. با میانگین‌گیری از رتبه‌های این دو آزمون، تابع چگالی احتمال Johnson SB با اختلاف کمی، برتری نسبی داشت. لذا این تابع برای بیان توزیع داده‌های عمق شیار خط کندرو با عمر روکش چهارسال برگزیده شد. نمودار این تابع بر روی



هیستوگرام داده‌ها در شکل (۴-۳۹) آمده است.



شکل (۴-۳۹) منحنی PDF برازش شده‌ی تابع Gen. Logistic بر روی داده‌های عمق شیار خط کندرو با عمر روکش چهار سال

#### ۴-۴-۶- خلاصه‌ی نتایج آزمون‌های نیکویی برازش برای خط کندرو

خلاصه‌ی تمامی مطالب قسمت قبل در جدول (۴-۶) آمده است. پس از مشخص شدن تابع چگالی احتمال هر قطعه در خط کندرو، رابطه‌ی تابع به همراه پارامترهای تابع مهم‌ترین خروجی نرم‌افزار Easyfit خواهند بود. توابع توزیع احتمال ذکرشده در جدول، توابع معروفی هستند و پارامترهای آن‌ها متناسب با نوع توزیع داده‌ها تغییر می‌کند. این پارامترها مختص داده‌های این پژوهش است، به‌طوری‌که با اضافه شدن یک دسته داده‌ی جدید امکان تغییر در مقادیر پارامترهای توابع توزیع وجود دارد (بدین ترتیب یک عدم قطعیت دیگر در حل مسئله ایجاد می‌شود که در ادامه به بررسی این عدم قطعیت نیز پرداخته می‌شود). مقدار این پارامترها در ستون آخر جدول بالا مشاهده می‌شود.

مسئله‌ی مهمی که در تغییرات شکل منحنی توابع احتمال در طول چهار سال رخ می‌دهد، متقارن شدن توزیع داده‌ها است. این تقارن، منحنی‌ها را به سمت توزیع نرمال سوق می‌دهد. می‌توان حدس زد که توزیع داده‌های عمق شیار در عمر روکش بالاتر از چهار سال از تابع چگالی احتمال نرمال تبعیت کند.

جدول (۴-۶) توابع چگالی احتمال خط کندرو حاصل از تحلیل نرم افزار Easy fit

| پارامترهای تابع                                                    | رابطه تابع توزیع احتمال                                                                                                                                                   | تابع توزیع احتمال<br>عمق شیار در خط<br>کندرو | عمر روکش<br>آسفالتی |
|--------------------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----------------------------------------------|---------------------|
| $k=۰,۰۳۶۶$<br>$\sigma=۱,۱۱۳$<br>$\mu=۲,۰۸۳$                        | $f(x) = \frac{1}{\sigma} \exp(-(1+kz)^{-\frac{1}{k}})(1+kz)^{1-1/k}$ $z = \frac{x - \mu}{\sigma}$                                                                         | Gen. Extreme Value                           | یک ساله             |
| $k=۰,۴۹۲$<br>$\alpha=۶,۸۰۲$<br>$\beta=۵,۴۴۲$<br>$\gamma=۰,۱۶۵۳$    | $f(x) = \frac{ak \left(\frac{x-\gamma}{\beta}\right)^{\alpha k-1}}{\beta \left(1 + \left(\frac{x-\gamma}{\beta}\right)^{\alpha}\right)^{k+1}}$                            | Dagum (4P)                                   | دو ساله             |
| $k=۰,۱۵$<br>$\sigma=۲,۶۹۲$<br>$\mu=۱۵,۱۸$                          | $f(x) = \frac{(1+kz)^{-1-1/k}}{\sigma(1+(1+kz)^{-1/k})^2}$ $z = \frac{x - \mu}{\sigma}$                                                                                   | Gen. Logistic                                | سه ساله             |
| $\gamma=۲,۰۳۹$<br>$\delta=۱,۶۱۷$<br>$\lambda=۵۵,۲۳$<br>$\xi=۵,۱۲۶$ | $f(x) = \frac{\delta}{\lambda\sqrt{2\pi} z(1-z)} \exp\left(-\frac{1}{2}\left(\gamma + \delta \ln\left(\frac{z}{1-z}\right)\right)^2\right)$ $z = \frac{x - \xi}{\lambda}$ | Johnson SB                                   | چهار ساله           |

#### ۴-۵- قابلیت اعتماد مسئله

پس از مشخص شدن تابع توزیع احتمال داده‌های عمق شیار، بایستی تابع توزیع بدست آمده را به کل جامعه تعمیم داد. این توابع برای قطعات ۲۰۰ متری معرفی شده‌اند که می‌توان در قسمت Tools→StatAssist همین توابع را به صورت تعمیم داده شده به کل مسیر، مشاهده کرد.

نوبت به مسئله قابلیت اعتماد می‌رسد. قبل از تعریف مسئله قابلیت اعتماد، بایستی یک یا چند حالت حدی تعریف شود. این حالات حدی بستگی به قضاوت مهندسی دارد و می‌تواند شامل محدودیت‌های آیین‌نامه‌ای و یا محدودیت‌های هزینه‌ای هر پروژه باشد. پس از تعریف حالت حدی مسئله قابلیت اعتماد که در نقطه‌ی مقابل آن خرابی قرار دارد، مطرح می‌شود و با تشکیل تابع خرابی به محاسبه‌ی احتمال خرابی پرداخته می‌شود.

#### ۴-۵-۱- تعریف تابع حالت حدی

با توجه به انواع تابع حالت حدی، در این پژوهش حالت حدی خدمت‌رسانی یا سرویس (SLSS) در نظر گرفته شد. چراکه خرابی شیارشدگی در سطوح اولیه باعث کاهش کیفیت روسازی خواهد شد و سرویس‌دهی روسازی را دچار مشکل می‌کند که نیاز است قبل از رسیدن به حالت حدی نهایی که در شدت‌های بالاتر شیارشدگی رخ می‌دهد، برنامه تعمیرات اجرا شود. بدین منظور یک سطح از خرابی در نظر گرفته شد که در سیستم تعمیر و نگهداری راه جزو خرابی متوسط (۱۳ تا ۲۵ میلی‌متر) قرار دارد و نیاز به تعمیرات در این سطح از خرابی وجود دارد. لذا عمق ۱۳ میلی‌متر می‌تواند معیار خوبی برای ارزیابی شیار باشد چراکه با تجاوز عمق شیار از ۱۳ میلی‌متر، روسازی نیاز به تعمیر دارد. از طرفی عمق ۲۵ میلی‌متر مرز بین شدت متوسط و شدت زیاد شیارشدگی است که می‌تواند معیار مناسبی برای ارزیابی سطح سرویس باشد. بدین ترتیب معیار سنجش با تعریف دو تابع حالت حدی خرابی، عمق شیار ۱۳ و ۲۵ میلی‌متر در نظر گرفته شد. دو حالت حدی اینگونه بیان می‌شود:

الف- سطح سرویس‌دهی بایستی دارای ۹۰٪ احتمال اینکه سطح شیارشدگی از ۱۳ میلی‌متر تجاوز ننماید باشد. ب- سطح سرویس‌دهی بایستی دارای ۹۰٪ احتمال اینکه سطح شیارشدگی از ۲۵ میلی‌متر تجاوز ننماید باشد.

سطح قابلیت اعتماد ۹۰٪ به‌طور معمول می‌تواند در بررسی خرابی‌ها و ترافیک در راه‌های اصلی در نظر گرفته شود (Thom, 2014). تابع حالت حدی بایستی با توجه به رابطه‌ی (۳-۳۳) بیان شود.

$$g = R - S$$

این رابطه بر اساس ظرفیت و تقاضا (به ترتیب R و S) می‌باشد. در این پژوهش یک مرتبه با تعیین عمق ۱۳ میلی‌متر و یک مرتبه با تعیین عمق ۲۵ میلی‌متر به‌عنوان ظرفیت، رفتار متغیر تصادفی x که بیانگر عمق شیار است به‌عنوان تقاضا بررسی خواهد شد. درنهایت با توجه به نیاز پژوهش، فرم رابطه بالا به شکل ذیل تغییر پیدا می‌کند؛

$$g(x)_i = 13 - f(x)_i \quad (1-4)$$

$$g(x)_i = 25 - f(x)_i \quad (2-4)$$

که در رابطه‌ی بالا؛  $g(x)_i$  تابع حالت حدی برای سال  $t$ ام و  $f(x)_i$  تابع چگالی احتمال سال  $t$ ام. روابط بالا نشان می‌دهد که احتمال اینکه عمق شیار بیش از ۱۳ و ۲۵ میلی‌متر باشد، چقدر است.

#### ۴-۵-۲- محاسبه‌ی احتمال خرابی و قابلیت اعتماد مسئله

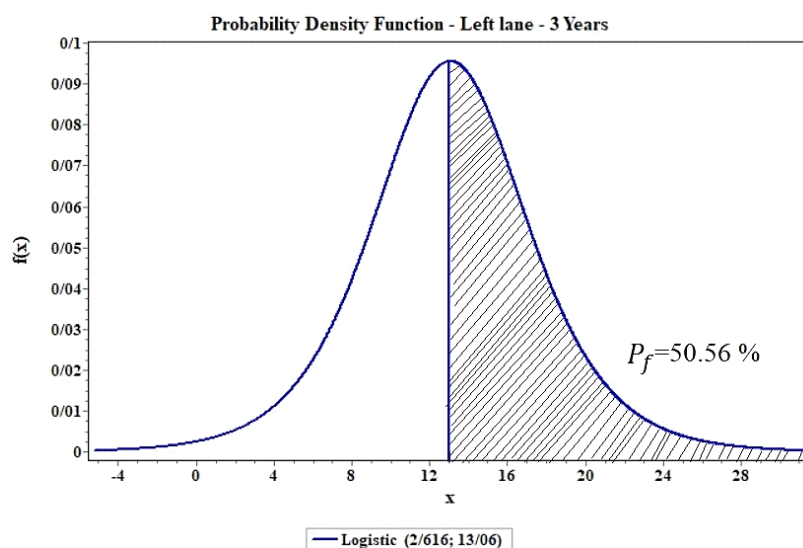
پس از تشکیل تابع حالت حدی، از رابطه‌ی (۳-۳۲) می‌توان احتمال رویداد فراگذشت از عمق‌های ۱۳ و ۲۵ میلی‌متر را محاسبه کرد.

$$P_f = P(g(x)_i \leq 0) = \int_{g_x(x) < 0} f_x(x) dx$$

به دلیل تک متغیره بودن انتگرال فوق (فقط متغیر  $x$  که بیانگر عمق شیار است)، نیازی به استفاده از روش‌های FORM و SORM نیست و می‌توان از روش حل تحلیلی مقدار احتمال خرابی را محاسبه کرد. پس از محاسبه احتمال، مقادیر آن به‌صورت گرافیکی برای خط تندرو و کندرو در شکل‌های (۴-۴۰) تا (۴-۴۹) آمده است.

#### □ حالت حدی اول؛ ۹۰ درصد قابلیت اعتماد برای شیار کمتر از ۱۳ میلی‌متر

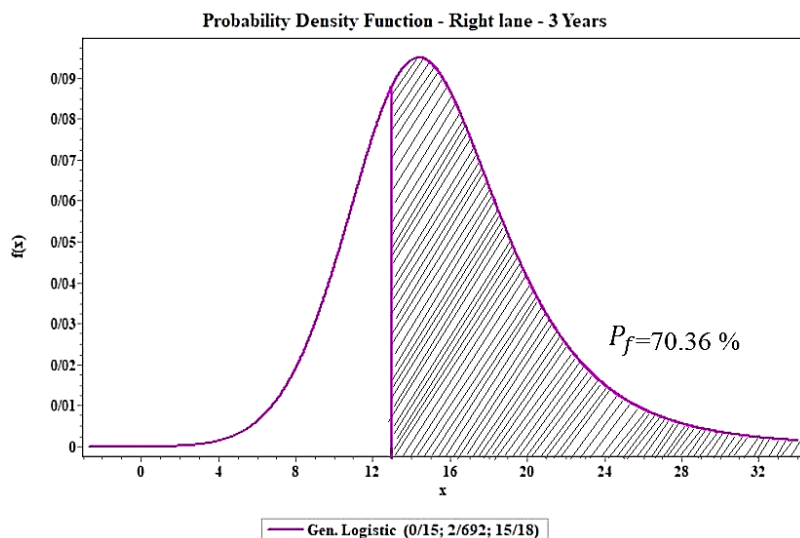
در خط تندرو در سال‌های اول و دوم احتمال فراگذشت از عمق ۱۳ میلی‌متر صفر و در خط کندرو نیز تقریباً صفر است، یعنی قابلیت اعتماد سرویس‌دهی در این دوره‌ها طبق رابطه‌ی (۳-۲۸) برای هر دو حالت حدی برابر ۱۰۰٪ است. فراگذشت از عمق‌های موردنظر در سال سوم به بعد رخ خواهد داد. شکل‌های (۴-۴۰) و (۴-۴۱) احتمال خرابی را در روکش با عمر سه سال نشان می‌دهد.



شکل (۴-۴۰) احتمال فراگذشت عمق شیار از ۱۳ میلی‌متر در تابع روکش با عمر سه سال در خط تندرو

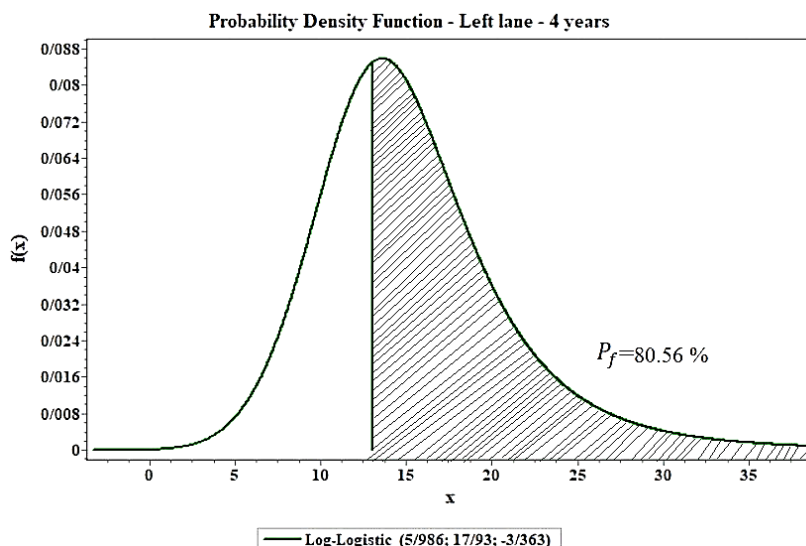
به دلیل تک متغیره بودن مسئله، تابع حالت حدی برای  $g(x) = 0$  یک نقطه مشخص می‌کند که درواقع احتمال رخداد عمق ۱۳ میلی‌متر همان نقطه حالت حدی یا مرزی است. لذا خطی که دو قسمت هاشور خورده و بدون هاشور را جدا می‌سازد، مرز بین خرابی و ایمنی است. احتمال فرا گذشت شیار از عمق

۱۳ میلی‌متر برابر با مساحت سطح هاشور خورده است.



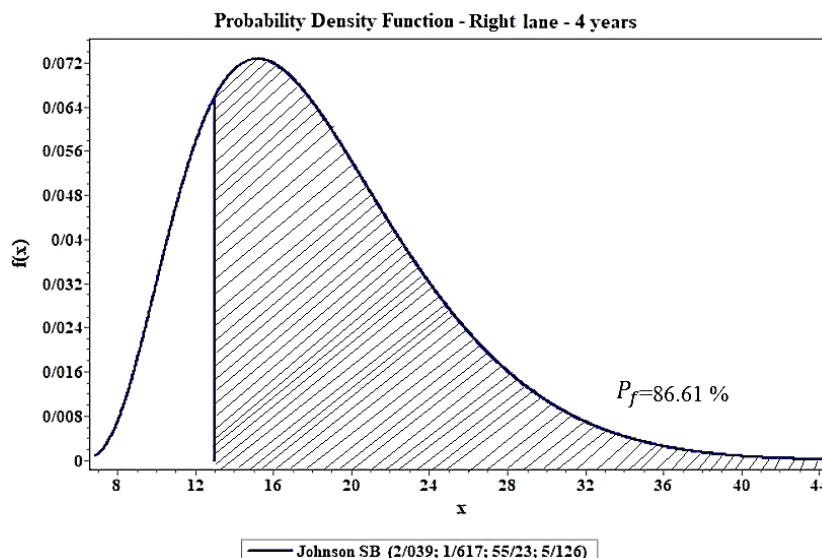
شکل (۴-۴) احتمال فراگذشت عمق شیار از ۱۳ میلی‌متر در تابع روکش با عمر سه سال در خط کندرو

همانطور که در شکل‌های بالا مشاهده می‌شود، احتمال تجاوز عمق شیار از ۱۳ میلی‌متر در روکش با عمر سه سال برای خط تندرو و کندرو به ترتیب برابر ۵۰٫۵۶٪ و ۷۰٫۳۶٪ می‌باشد. این بدین معناست که اگر عمق‌های کمتر از ۱۳ میلی‌متر به عنوان سطح قابل قبول سرویس‌دهی در نظر گرفته شود، می‌توان گفت که کیفیت روکش مورد استفاده در این قطعه متناسب با میزان بار ترافیکی عبوری نیست.



شکل (۴-۴) احتمال فراگذشت عمق شیار از ۱۳ میلی‌متر در تابع روکش با عمر چهار سال در خط تندرو

احتمال خرابی برای روکش با عمر چهار سال در شکل‌های (۴-۴) و (۴-۳) آمده است.



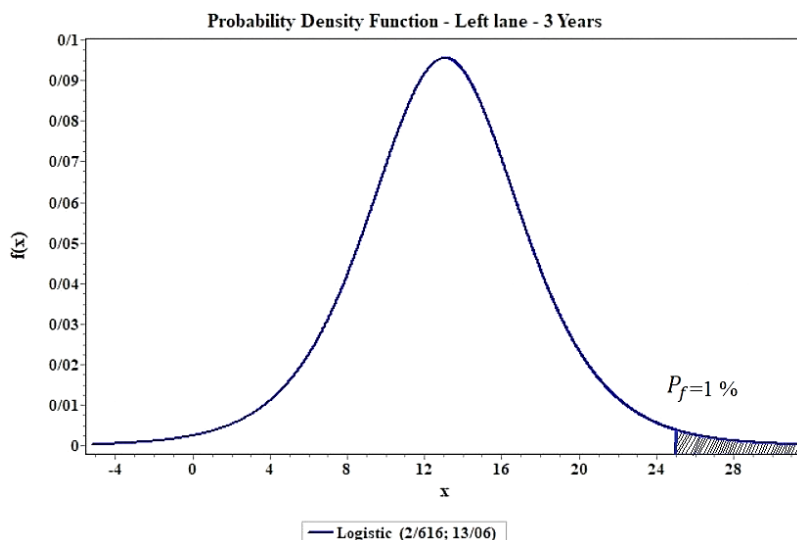
شکل (۴-۴۳) احتمال فراگذشت عمق شیار از ۱۳ میلی‌متر در تابع روکش با عمر چهار سال در خط کندرو

احتمال تجاوز عمق شیار از ۱۳ میلی‌متر در روکش با عمر چهار سال برای خط تندرو و کندرو به ترتیب برابر ۸۰/۵۶٪ و ۸۶/۶۱٪ می‌باشد. اگر حالت حدی اینگونه بیان شود؛ «سطح سرویس‌دهی بایستی دارای ۹۰٪ احتمال اینکه سطح شیارشدگی از ۱۳ میلی‌متر تجاوز ننماید باشد»، با توجه به بیش از ۵۰ درصد احتمال فراگذشت از حالت حدی در سال سوم و چهارم، توصیه می‌شود که کیفیت طراحی، ساخت و اجرای روسازی ارتقاء یابد. چراکه پس از سال دوم روکش بایستی برنامه‌ی تعمیرات و بهسازی در دستور کار قرار گیرد. با محاسبه‌ی احتمال خرابی در سال‌های اول و دوم، می‌توان شروع گسیختگی (احتمال ۹۰٪ فراگذشت از عمق ۱۳ میلی‌متر) را پیش‌بینی کرد.

با کاهش قابلیت اعتماد حالت حدی از ۹۰٪ و یا افزایش عمق بحرانی از ۱۳ میلی‌متر می‌توان برنامه‌ی تعمیرات و نگهداری را اقتصادی‌تر دنبال کرد. از این‌رو به دلیل اینکه عمق ۲۵ میلی‌متر مرز بین شدت خرابی متوسط و زیاد است، می‌توان حالت حدی را بر روی این عمق تعریف نمود. در ادامه حالت حدی دوم بررسی شده است.

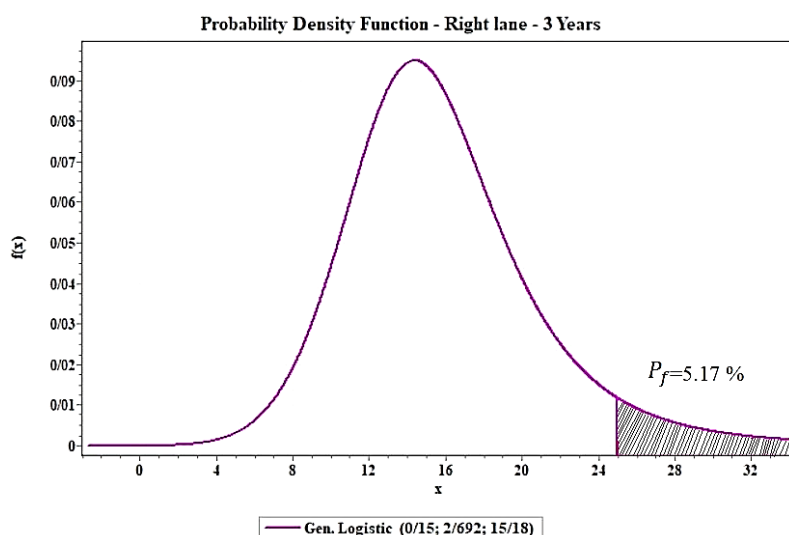
#### □ حالت حدی دوم؛ ۹۰ درصد قابلیت اعتماد برای شیار کمتر از ۲۵ میلی‌متر

عمق شیار ۲۵ میلی‌متر شرایط بهتری در طی چهار سال دارد، به‌طوری‌که نتایج نشان می‌دهد که روسازی برای ارائه سطح سرویس قابل قبول در شرایط حدی، بیش از ۹۰٪ قابلیت اعتماد را دارا است. احتمال خرابی برای روکش با عمر سه سال در شکل‌های (۴-۴۴) و (۴-۴۵) آمده است.



شکل (۴-۴) احتمال فراگذشت عمق شیار از ۲۵ میلی‌متر در تابع روکش با عمر سه سال در خط تندرو

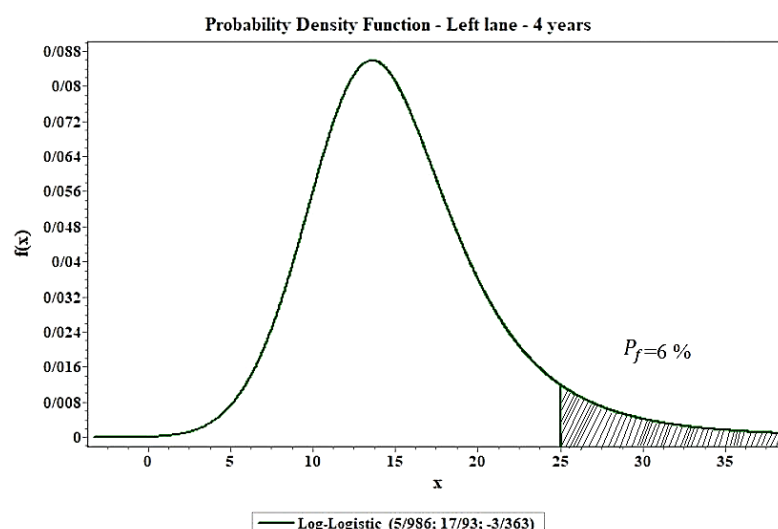
احتمال تجاوز عمق شیار از ۲۵ میلی‌متر در روکش با عمر سه سال برای خط تندرو برابر ۱٪ می‌باشد. این بدین معناست که اگر عمق‌های کمتر از ۲۵ میلی‌متر به عنوان سطح قابل قبول سرویس‌دهی در نظر گرفته شود، می‌توان گفت که کیفیت روکش مورد استفاده در این قطعه متناسب با میزان بار ترافیکی عبوری است. برآورد احتمال خرابی حالت حدی منوط به محاسبه‌ی مساحت زیر نمودار فراگذشت از حالت حدی است که در سال سوم این احتمال برابر یک درصد است، یعنی در سال سوم برای خط تندرو ۹۹٪ قابلیت اعتماد برای ارائه سطح سرویس قابل قبول مطابق تعریف حالت حدی خواهد داشت.



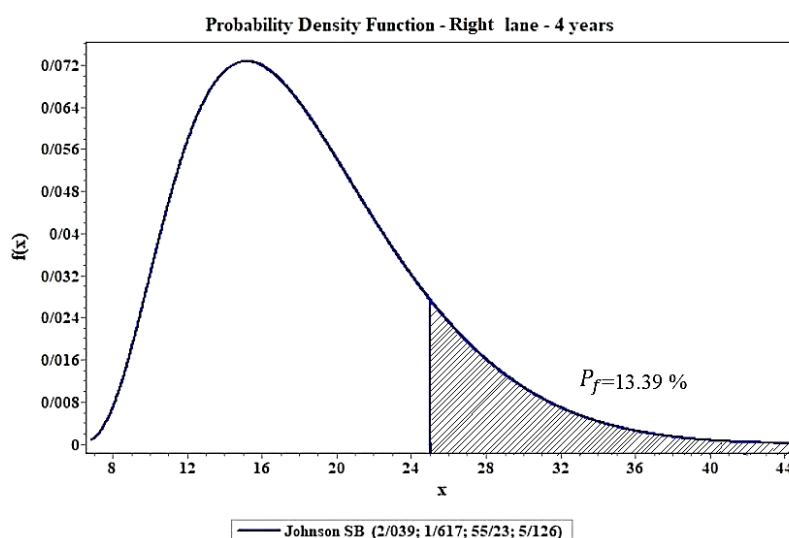
شکل (۴-۵) احتمال فراگذشت عمق شیار از ۲۵ میلی‌متر در تابع روکش با عمر سه سال در خط کندرو

احتمال تجاوز عمق شیار از ۲۵ میلی‌متر در روکش با عمر سه سال برای خط کندرو برابر ۵/۱۷٪ می‌باشد. به عبارت دیگر در سال سوم برای خط کندرو ۹۴/۸۳٪ قابلیت اعتماد برای ارائه سطح

سرویس قابل قبول مطابق تعریف حالت حدی خواهد داشت. شکل‌های (۴-۴۶) و (۴-۴۷) احتمال رخداد خرابی در روکش با چهار سال به ترتیب برای خط تندرو و کندرو را بیان می‌کند.



شکل (۴-۴۶) احتمال فراگذشت عمق شیار از ۲۵ میلی‌متر در تابع روکش با عمر چهار سال در خط تندرو



شکل (۴-۴۷) احتمال فراگذشت عمق شیار از ۲۵ میلی‌متر در تابع روکش با عمر چهار سال در خط کندرو

احتمال خرابی در روکش با عمر چهار سال در خط تندرو و کندرو به ترتیب برابر ۶٪ و ۱۳٫۳۹٪ می‌باشد. نتایج نشان می‌دهد که اگرچه حالت حدی دوم مدنظر مهندس طراح باشد، سیستم روسازی برای خط تندرو قابلیت اعتماد کافی را تا سال چهارم فراهم می‌کند. اما در خط کندرو قابلیت اعتماد ۹۰٪ در ماه‌های آخر سال سوم رخ خواهد داد به‌طوری‌که با گذشت زمان و با تأثیر بار ترافیکی و اثرات محیطی، احتمال خرابی افزایش و در نقطه‌ی مقابل آن قابلیت اعتماد کاهش می‌یابد تا جایی که در سال چهارم قابلیت اعتماد روسازی به ۸۶٫۶۱٪ می‌رسد.



### ۴-۵-۳- شاخص قابلیت اعتماد (شاخص ایمنی)

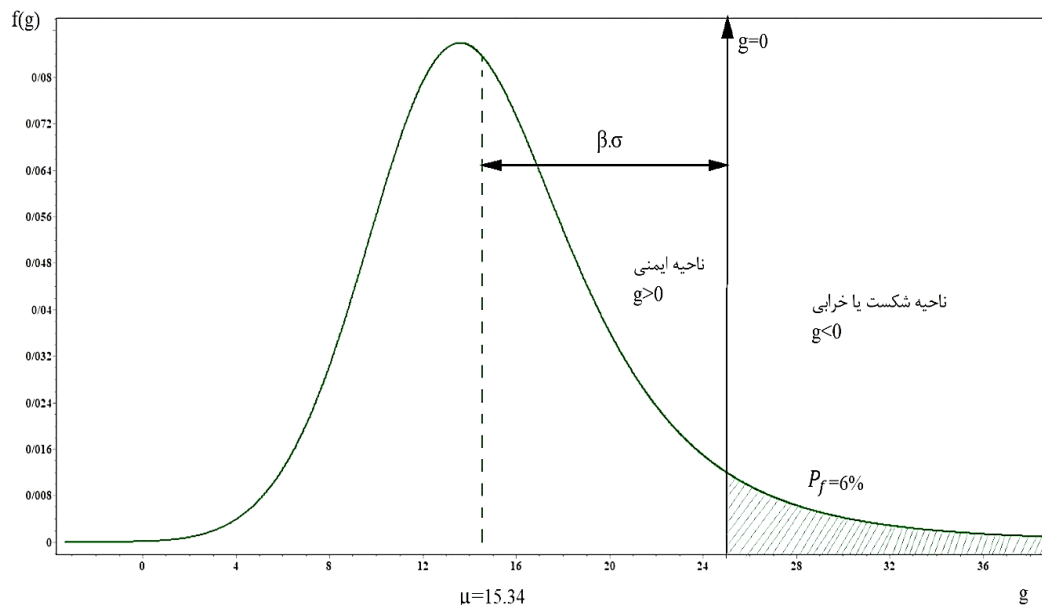
مقدار احتمال معمولاً با درصد و یا با اعداد اعشاری بازه‌ی ۰ تا ۱ بیان می‌شود که اغلب باعث می‌شود احتمال قابل درک نباشد و بررسی احتمال عمده‌تاً مشکل باشد. بنابراین برای درک بهتر احتمال، از مفهوم شاخص ایمنی که یک کمیت فیزیکی است، استفاده می‌شود. شاخص ایمنی یا قابلیت اعتماد از رابطه‌ی (۳-۳۷) قابل محاسبه است؛

$$\beta = \frac{\mu_g}{\sigma_g} = \frac{\mu_R - \mu_S}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}}$$

منتهی در رابطه‌ی بالا، تقاضا و ظرفیت به فرم حالت حدی تعریف‌شده در پژوهش، تغییر می‌کند و عمق ۲۵ میلی‌متر به عنوان ظرفیت، و متغیر عمق شیار به عنوان تقاضا معرفی می‌شود. میانگین ظرفیت که یک عدد ثابت می‌باشد، خود ۲۵ میلی‌متر و واریانس و انحراف معیار آن صفر است. به طور مثال مقدار شاخص ایمنی برای عمر روکش چهار ساله در خط تندرو برابر است با:

$$\beta = \frac{\mu_g}{\sigma_g} = \frac{\mu_R - \mu_S}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}} = \frac{25 - 15.34}{\sqrt{0 + 30.63}} = 1.75$$

شاخص ایمنی  $\beta$  که در بالا محاسبه شده است به صورت گرافیکی در شکل (۴-۴۸) قابل مشاهده است.



شکل (۴-۴۸) نمایش شاخص قابلیت اعتماد در تابع چگالی حالت حدی روکش با عمر چهار سال (خط تندرو)

همانطور که مشاهده می‌شود، شاخص ایمنی از جنس فاصله است می‌توان مفهوم خرابی را اینگونه

بیان کرد؛ هر چه مقدار شاخص ایمنی بیشتر باشد (فاصله حالت حدی از میانگین تابع حالت حدی بیشتر باشد) ایمنی افزایش می‌یابد و طبیعتاً احتمال خرابی کاهش می‌یابد.

#### ۴-۵-۴- خلاصه‌ی نتایج تحلیل قابلیت اعتماد

نتایج احتمال خرابی، قابلیت اعتماد و شاخص ایمنی برای هر دو خط تندرو و کندرو به‌طور خلاصه در جدول زیر آمده است. همانطور که قبلاً اشاره شد نقطه‌ی مقابل خرابی، قابلیت اعتماد است که با افزایش احتمال خرابی، قابلیت اعتماد سیستم روسازی کاهش می‌یابد.

جدول (۷-۴) نتایج قابلیت اعتماد و احتمال خرابی برای خط تندرو و کندرو

| خط تندرو    |                           |               |            |                        |               |            |
|-------------|---------------------------|---------------|------------|------------------------|---------------|------------|
| عمر<br>روکش | برای حالت حدی ۱۳ میلی‌متر |               |            | حالت حدی ۲۵ میلی‌متر   |               |            |
|             | احتمال خرابی              | قابلیت اعتماد | شاخص ایمنی | احتمال خرابی           | قابلیت اعتماد | شاخص ایمنی |
| یک سال      | ۰                         | ٪ ۱۰۰         | ۷٫۲۳       | ۰                      | ٪ ۱۰۰         | ۱۵٫۵۸      |
| دو سال      | ۰                         | ٪ ۱۰۰         | ۵٫۷۴       | ۰                      | ٪ ۱۰۰         | ۱۳٫۲       |
| سه سال      | ۰٫۵۰۵۶                    | ٪ ۴۹٫۴۴       | -۰٫۰۱۳     | ۰٫۰۱۰۳                 | ٪ ۹۸٫۹۷       | ۲٫۵۲       |
| چهار سال    | ۰٫۵۳۳۲                    | ٪ ۳۶٫۶۸       | -۰٫۴۲      | ۰٫۰۶۰۳                 | ٪ ۹۳٫۹۷       | ۱٫۷۵       |
| خط کندرو    |                           |               |            |                        |               |            |
| یک سال      | $۲٫۲۹۴ \times ۱۰^{-۴}$    | ٪ ۹۹٫۹۸       | ۶٫۸۷       | ۰                      | ٪ ۱۰۰         | ۱۴٫۹۲      |
| دو سال      | ۰٫۰۰۱۲                    | ٪ ۹۹٫۸۸       | ۴٫۴۸       | $۱٫۴۷۳ \times ۱۰^{-۵}$ | ٪ ۱۰۰         | ۱۰٫۸۷      |
| سه سال      | ۰٫۷۰۳۶                    | ٪ ۲۹٫۶۴       | -۰٫۵۵      | ۰٫۰۵۱۷                 | ٪ ۹۴٫۸۳       | ۱٫۷۴       |
| چهار سال    | ۰٫۸۰۵۶                    | ٪ ۱۹٫۴۴       | -۰٫۸۹      | ۰٫۱۳۳۹                 | ٪ ۸۶٫۶۱       | ۱٫۱۴       |

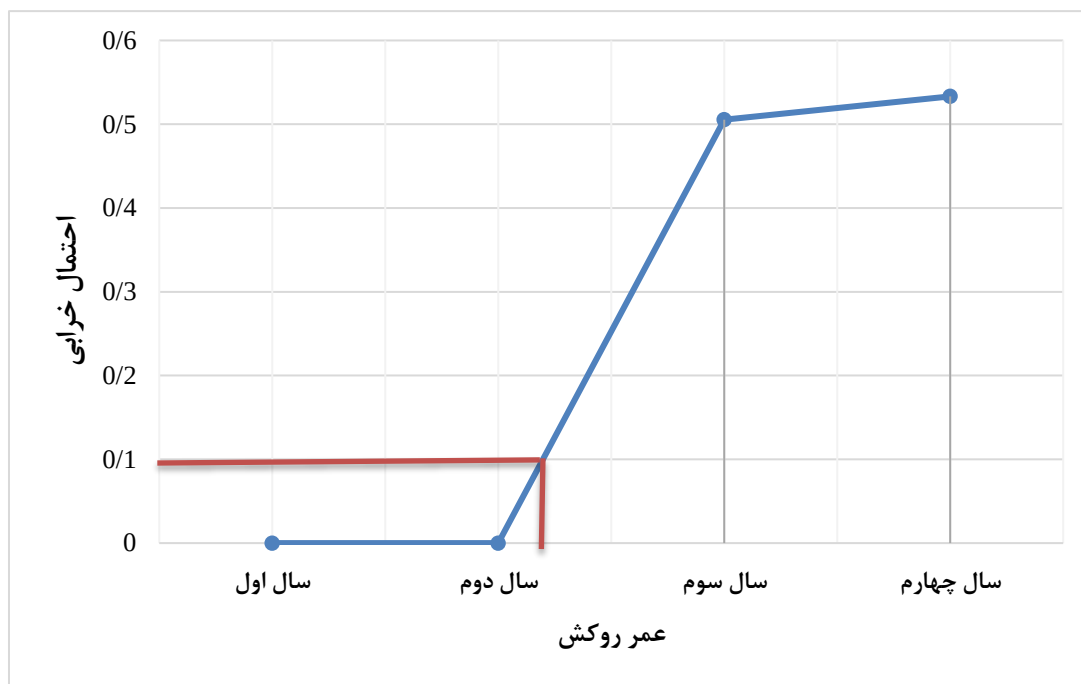
در جدول بالا مشاهده می‌شود، احتمال خرابی برای حالت حدی اول در هر دو خط تندرو و کندرو؛ عمر روکش قبل از رسیدن به سال سوم بیش از ۱۰ درصد می‌رسد. همچنین برای حالت حدی دوم، فراگذشت از حالت حدی تنها در خط کندرو اتفاق می‌افتد و این اتفاق

قبل از رسیدن عمر روکش به چهار سال رخ می‌دهد. زمان رسیدن به حالت حدی (گسیختگی) را می‌توان از طریق نمودار احتمال خرابی-عمر روکش به دست آورد.

#### ۴-۵-۵- پیش‌بینی زمان وقوع گسیختگی

##### □ حالت حدی اول

با ترسیم نمودار احتمال خرابی-عمر روکش که رشد خرابی در سال‌های اول تا چهارم را نشان می‌دهد، می‌توان زمان وقوع گسیختگی (رسیدن به حالت حدی) را به دست آورد. اطلاع از زمان وقوع گسیختگی در تصمیمات برنامه‌های تعمیر و نگهداری بسیار مفید هستند. این نمودارها را برای حالت حدی اول در خط تندرو و کندرو به ترتیب در شکل‌های (۴-۴۹) و (۴-۵۱) آمده است.



شکل (۴-۴۹) رشد احتمال خرابی برای حالت حدی ۱۳ میلی‌متر در خط تندرو

همانطور که در شکل بالا مشاهده می‌شود، احتمال خرابی برای خط تندرو در سال اول و دوم برابر صفر است و در سال سوم رشد فزاینده‌ای پیدا می‌کند به‌طوری‌که در سال سوم احتمال خرابی به بیش از ۵۰ درصد می‌رسد که به معنای رشد ۵۰ درصدی خرابی می‌باشد. یکی از دلایل این پدیده تراکم می‌باشد. این رشد خرابی در سال چهارم به‌طور قابل‌توجهی کاهش می‌یابد و به حدود ۳ درصد می‌رسد. صفر بودن احتمال خرابی در سال اول و دوم عمر روکش، می‌تواند به دلیل نرسیدن سیکل بارگذاری به تکرار کافی برای ایجاد خرابی، باشد. هنگامی که یک روسازی روکش می‌شود، شیارشدگی که در آن رخ

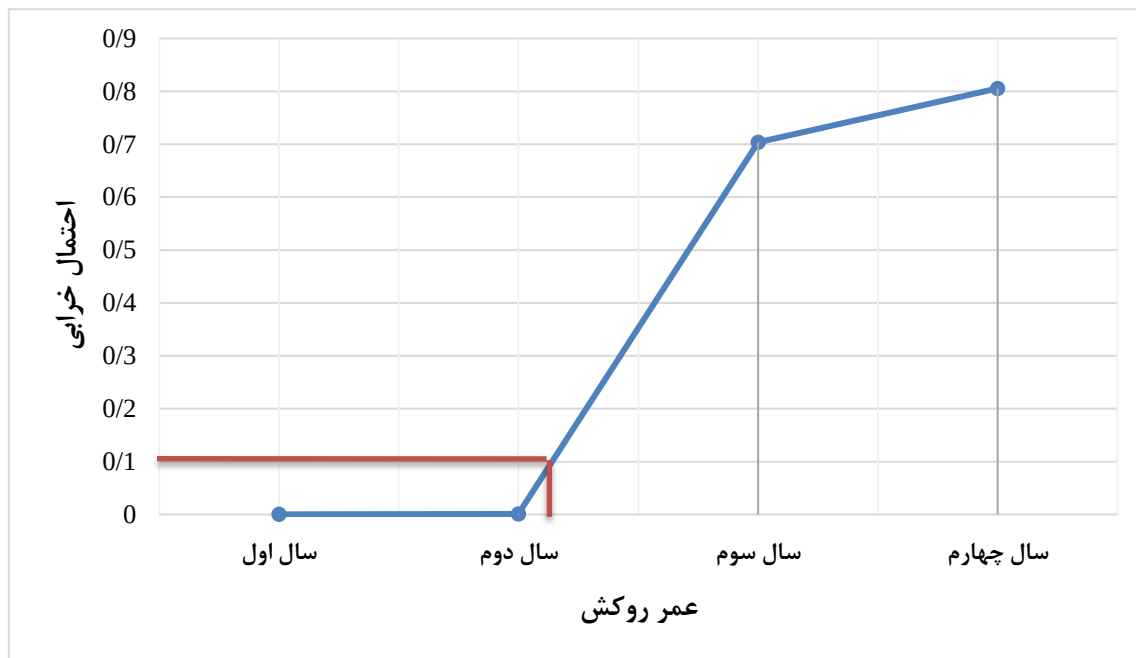
می‌دهد از نوع تراکم یک‌بعدی و تراکم است. لذا به تکرار کافی بارگذاری نیاز است تا شیار رخ دهد. از طرفی علاوه بر تراکم، سایر خرابی‌ها مانند انواع ترک‌ها، بر روی شدت شیارشدگی تأثیرگذار است. در شکل (۴-۵۰) ترک‌های خستگی که در مسیر چرخ همراه با شیارشدگی رخ داده است را نشان می‌دهد. لذا در صورتی که حالت حدی اول برای مدیریت تعمیر و نگهداری ملاک تصمیم‌گیری قرار گیرد، با توجه به نمودار بالا، در سه‌ماهه‌ی اول سال دوم عمر روکش، خرابی از ۱۰ درصد تجاوز می‌کند و روکش نیاز به تعمیر و بازسازی دارد. زمان وقوع گسیختگی با خط قرمز رنگ در نمودار بالا مشخص شده است.



شکل (۴-۵۰) وجود ترک‌های خستگی همراه با شیارشدگی در مسیر چرخ

روند توسعه‌ی خرابی در خط کندرو برای حالت حدی اول در شکل (۴-۵۱) نشان داده شده است. احتمال خرابی در خط کندرو، مشابه با خط تندرو در سال اول و دوم تقریباً برابر صفر است و در سال سوم رشد زیادی پیدا می‌کند به‌طوری‌که در سال سوم احتمال خرابی به بیش از ۷۰ درصد می‌رسد که

به معنای رشد ۷۰ درصدی خرابی می‌باشد. این رشد خرابی در سال چهارم به‌طور قابل توجهی کاهش می‌یابد و به حدود ۱۰ درصد می‌رسد. تفاوت شدت خرابی‌ها در این دو خط به دلیل زمان بارگذاری می‌باشد که قبلاً نیز بدان اشاره شده بود.



شکل (۴-۵۱) رشد احتمال خرابی برای حالت حدی ۱۳ میلی‌متر در خط کندرو

همانطور که قبلاً ذکر شد، دلیل رشد قابل توجه احتمال خرابی در سال سوم؛

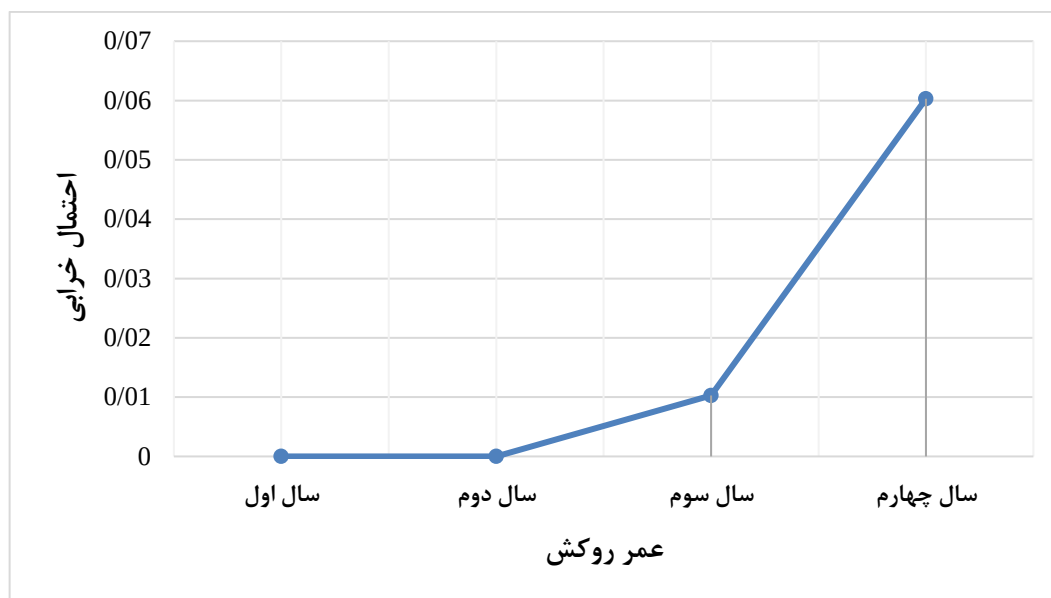
۱- رسیدن تکرر بارگذاری به تعداد کافی (حالت حدی)

۲- همزمانی شدن وقوع سایر خرابی‌ها به همراه خرابی شیار، می‌باشد.

به این ترتیب، گسیختگی در خط کندرو برای حالت حدی اول، تقریباً در دوماهه‌ی اول سال دوم عمر روکش رخ می‌دهد. زمان وقوع گسیختگی با خط قرمز رنگ در نمودار بالا مشخص شده است.

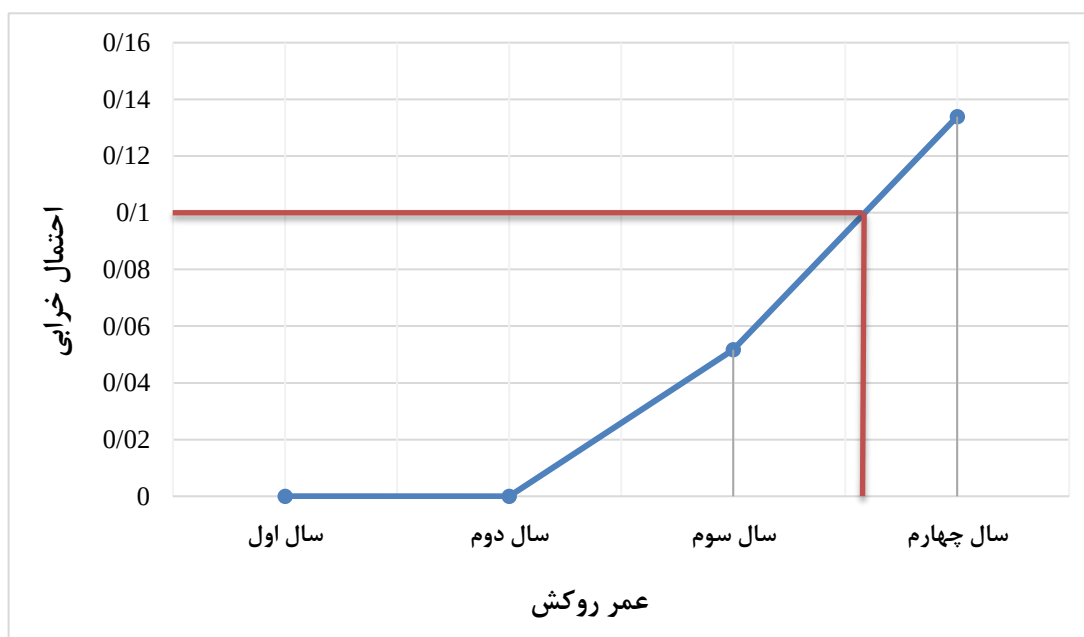
#### □ حالت حدی دوم

اگرچه حالت حدی دوم ملاک تصمیمات تعمیر و نگهداری در سیستم مدیریت روسازی باشد، بسیار اقتصادی و به صرفه خواهد بود کما اینکه موجب نارضایتی استفاده‌کنندگان از راه خواهد بود. نمودارهای رشد احتمال خرابی برای حالت حدی دوم در خط تندرو و کندرو به ترتیب در شکل‌های (۴-۵۲) و (۴-۵۳) آمده است.



شکل (۴-۵۲) رشد احتمال خرابی برای حالت حدی ۲۵ میلی‌متر در خط تندرو

همانطور که در شکل بالا مشاهده می‌شود، احتمال گسیختگی (فراگذشت از حالت حدی دوم) در روسازی مشاهده نمی‌شود. به‌طوری‌که احتمال خرابی در سال چهارم عمر روکش، برابر ۶ درصد است.



شکل (۴-۵۳) رشد احتمال خرابی برای حالت حدی ۲۵ میلی‌متر در خط کندرو

با توجه به افزایش شدت خرابی در خط کندرو، احتمال فراگذشت از حالت حدی در این خط رخ می‌دهد. با توجه به نمودار بالا وقوع گسیختگی پس از گذشت از نیمه‌ی سال سوم عمر روکش رخ دهد.

## ۴-۶- بررسی عدم قطعیت در شاخص قابلیت اعتماد، با روش شبیه-سازی مونت کارلو

در بخش قبل تحلیل قابلیت اعتماد بر روی داده‌های عمق شیار که از قطعات مختلف برداشت شده بود، صورت گرفت. در هر قطعه به تعداد ۴۰۰ نمونه داده برداشت شد و از روش آزمون‌های نیکویی برازش، تابع توزیع احتمال داده‌های عمق شیار مشخص شدند. اگرچه تعدادی داده‌ی جدید به داده‌های عمق شیار در هر قطعه اضافه می‌شد امکان تغییر در مقادیر پارامترهای توابع توزیع و در نتیجه تغییر در تابع چگالی احتمال انتخابی وجود دارد. این مسئله یک عدم قطعیت در تحلیل‌ها ایجاد می‌کند ایجاد می‌کند که باعث می‌شود نتایج تحلیل‌های صورت گرفته قابل اطمینان نباشد. لذا برای کاهش عدم قطعیت، محاسبه‌ی خرابی و شاخص قابلیت اعتماد، با روش شبیه‌سازی مونت کارلو انجام شد. همانطور که در فصل سوم اشاره شد، روش مونت کارلو برای بررسی نتایج دیگر روش‌های حل نیز مورد استفاده قرار می‌گیرد. این روش می‌تواند به‌طور مستقل به‌عنوان یک روش قابلیت اعتماد بیان شود و در برخی موارد نیز می‌تواند به‌عنوان مکمل دیگر روش‌های قابلیت اعتماد به کار برده شود.

برای شبیه‌سازی مونت کارلو ابتدا بایستی با استفاده از معکوس CDF توابع چگالی احتمال منتخب برای قطعه‌های خطوط تندرو و کندرو با عمر روکش یک تا چهار سال، یک مجموعه نمونه تولید نمود. سپس احتمال خرابی و شاخص قابلیت اعتماد برای داده‌های تولیدشده بررسی می‌شود. به‌منظور تضمین همگرایی نتیجه آماری حاصل، شبیه‌سازی چندین بار تکرار می‌شود. نکته دارای اهمیت در این تحلیل، در قطعات روسازی با عمر روکش یک و دو سال در هر دو حالت حدی اول و دوم، احتمال فراگذشت از حالت حدی (گسیختگی) صفر بود. لذا در بررسی تحلیل قابلیت اعتماد با روش شبیه‌سازی مونت کارلو، تنها عمر روکش سه و چهار سال در هر دو خط تندرو و کندرو بررسی می‌شود. از طرفی روسازی در حالت حدی اول، در عمر روکش سه سال، در هر دو خط تندرو و کندرو بیش از ۵۰ درصد احتمال گسیختگی دارد، لذا بررسی این حالت حدی به روش مونت کارلو بیهوده است، چراکه در این حالت احتمال فراگذشت به قدری بالاست که دقت در محاسبات معنی پیدا نمی‌کند. از همین رو این روش تنها برای حالت حدی دوم بررسی می‌شود.

### ■ تعداد نمونه‌های لازم برای شبیه‌سازی مونت کارلو

توابع توزیع احتمال در هر دو خط در بخش‌های قبل تعیین شدند. با در اختیار داشتن اطلاعات توابع توزیع هر قطعه که در جداول (۴-۵) و (۴-۶) آمده است می‌توان طبق روش تبدیل وارون داده‌های

تصادفی که از توابع توزیع مشخص شده پیروی کنند، تولید کرد (فتیحی و اجارگاه، ۱۳۹۲). سپس داده‌های تولیدشده تحلیل می‌شوند. برای افزایش دقت در این روش، از رابطه‌ی (۳-۴۳) که در فصل سوم آمده است، می‌توان تعیین نمود که چه تعداد شبیه‌سازی لازم می‌باشد تا بتوان یک احتمال را تخمین زد و به‌علاوه عدم قطعیت را در یک تخمین را محدود نمود.

$$N = \frac{1 - P_{true}}{V_{P_f}^2(P_{true})}$$

که در آن  $P_{true}$  مقدار احتمال تئوری صحیح (دقت) و  $V_{P_f}$  ضریب تغییرات احتمال  $P_f$  می‌باشند. جدول زیر تعداد نمونه‌ها لازم در شبیه‌سازی مونت کارلو را بر اساس دقت‌های مختلف و ضریب تغییرات تخمین کمتر از ۱۰ درصد نشان می‌دهد.

جدول (۴-۸) تعداد نمونه‌ها لازم برای شبیه‌سازی مونت کارلو

| $P_{true}$         | $V_{P_f}^2$ | $N$     | $N \sim$  |
|--------------------|-------------|---------|-----------|
| ۰٫۱                | ۰٫۱         | ۹۰۰     | ۱۰۰۰      |
| $۵ \times ۱۰^{-۲}$ | ۰٫۱         | ۱۹۰۰    | ۲۰۰۰      |
| $۲ \times ۱۰^{-۲}$ | ۰٫۱         | ۴۹۰۰    | ۵۰۰۰      |
| $۱۰^{-۲}$          | ۰٫۱         | ۹۹۰۰    | ۱۰,۰۰۰    |
| $۵ \times ۱۰^{-۳}$ | ۰٫۱         | ۱۹۹۰۰   | ۲۰,۰۰۰    |
| $۲ \times ۱۰^{-۳}$ | ۰٫۱         | ۴۹۹۰۰   | ۵۰,۰۰۰    |
| $۱۰^{-۳}$          | ۰٫۱         | ۹۹,۹۰۰  | ۱۰۰,۰۰۰   |
| $۴ \times ۱۰^{-۴}$ | ۰٫۱         | ۲۴۹,۹۰۰ | ۲۵۰,۰۰۰   |
| $۱۰^{-۴}$          | ۰٫۱         | ۹۹۹,۹۰۰ | ۱,۰۰۰,۰۰۰ |

عدم قطعیت موجود در تخمین تابع با افزایش تعداد کل شبیه‌سازی‌های  $N$ ، تقلیل می‌یابد. این افزایش شبیه‌سازی‌ها تا حدی ادامه می‌کند که در چند شبیه‌سازی نهایی، جواب  $P_f$  همگرا باشد. در این پژوهش تعداد ۱,۰۰۰، ۵,۰۰۰، ۱۰,۰۰۰، ۵۰,۰۰۰، ۱۰۰,۰۰۰ و ۲۵۰,۰۰۰ به‌صورت دیجیتال و توسط نرم‌افزار Easyfit تولید می‌شود. تعداد بالاتر از ۲۵۰,۰۰۰ نمونه خارج از توان تحلیلی نرم‌افزار Easyfit است لذا با همین تعداد نمونه به‌عنوان حداکثر داده‌ی شبیه‌سازی‌شده تحلیل مونت کارلو انجام شد.



## □ بررسی نتایج حالت حدی دوم

با تولید داده برای عمق شیار لازم است یک بار دیگر از آزمون‌های نیکویی برازش استفاده نمود و پس از به دست آوردن تابع چگالی احتمال داده‌های جدید، به بررسی احتمال خرابی، قابلیت اعتماد و شاخص ایمنی، پرداخته می‌شود. در جدول (۴-۹) نتایج شبیه‌سازی مونت کارلو برای داده‌های خط تندرو با عمر روکش سه سال در حالت حدی دوم آمده است.

جدول (۴-۹) نتایج شبیه‌سازی مونت کارلو برای داده‌های خط تندرو با عمر روکش سه سال

| تعداد شبیه‌سازی     | بدون شبیه‌سازی | ۱,۰۰۰ | ۵,۰۰۰ | ۱۰,۰۰۰ | ۵۰,۰۰۰ | ۱۰۰,۰۰۰ | ۲۵۰,۰۰۰ |
|---------------------|----------------|-------|-------|--------|--------|---------|---------|
| احتمال خرابی (درصد) | ۱/۰۳           | ۰/۹۸  | ۱/۰۵  | ۱/۰۸   | ۱/۰۶   | ۱/۰۵    | ۱/۰۶    |
| شاخص ایمنی          | ۲/۵۲           | ۲/۵۲۵ | ۲/۵۳  | ۲/۵۱۴  | ۲/۵۱۲  | ۲/۵۰    | ۲/۴۹۷   |

همانطور که در جدول بالا مشاهده می‌شود، نتایج تحلیل قابلیت اعتماد در شبیه‌سازی داده‌های در تعداد ۱,۰۰۰، ۵,۰۰۰، ۱۰,۰۰۰، ۵۰,۰۰۰، ۱۰۰,۰۰۰ و ۲۵۰,۰۰۰ همگرا هستند. این همگرایی نتایج نشان می‌دهد که؛

۱. تحلیل‌های قابلیت اعتماد انجام‌شده بر روی داده‌های واقعی با دقت بالایی انجام شده است،

۲. تعداد داده‌های عمق شیار برداشت‌شده در قطعه کافی بوده است،

۳. محاسبات صورت گرفته توسط نرم‌افزارهای مورد استفاده صحیح بوده است.

با توجه به نتایج کسب‌شده از روش شبیه‌سازی مونت کارلو برای داده‌های عمق شیار خط تندرو با عمر روکش سه سال، مشخص شد که عدم قطعیت در شاخص قابلیت اعتماد و احتمال خرابی رفع شد. لذا نیازی به بررسی نتایج تحلیل قابلیت اعتماد داده‌های قطعه‌ی روسازی خط تندرو با عمر روکش چهار سال و قطعات روسازی خط کندرو با عمرهای سه و چهار سال، با روش مونت کارلو نیست.

## ۴-۷- مدل احتمالاتی برای پیش‌بینی رشد شیارشدگی

نبود سیستم کارآ و دقیق پیش‌بینی بروز انواع خرابی‌ها، یکی از عواملی است که سهم عمده‌ای را طراحی‌ها به خود اختصاص می‌دهد. آگاهی از انواع خرابی برای طراحان بسیار مهم می‌باشد زیرا آن‌ها را در تشخیص علل وقوع این خرابی‌ها یاری می‌دهد و اگر خرابی به علت طراحی ناصحیح باشد می‌توان

روش طراحی را بهبود بخشید. علاوه بر این ارزیابی خرابی روسازی یکی از بخش‌های مهم سیستم تعمیر و نگهداری روسازی و اتخاذ مؤثرترین راه‌کار جهت تعمیر و نگهداری است (غفاری‌فر و همکاران، ۱۳۹۶). آگاهی از ویژگی‌های عملکرد روسازی امکان انجام چندین فعالیت را فراهم می‌کند؛ ۱-پیش‌بینی میزان بودجه‌ی موردنیاز در آینده برای شرایط روسازی در یک سطح مشخص، ۲-مقایسه اثرات شرایط مختلف یا میزان بودجه بر عملکرد روسازی، ۳-شناسایی راهکارها. بنابراین مدل پیش‌بینی عملکرد روسازی شامل عناصر فنی و اقتصادی در تصمیم‌گیری مدیریت روسازی است (Attoh-Okine et al, 2009).

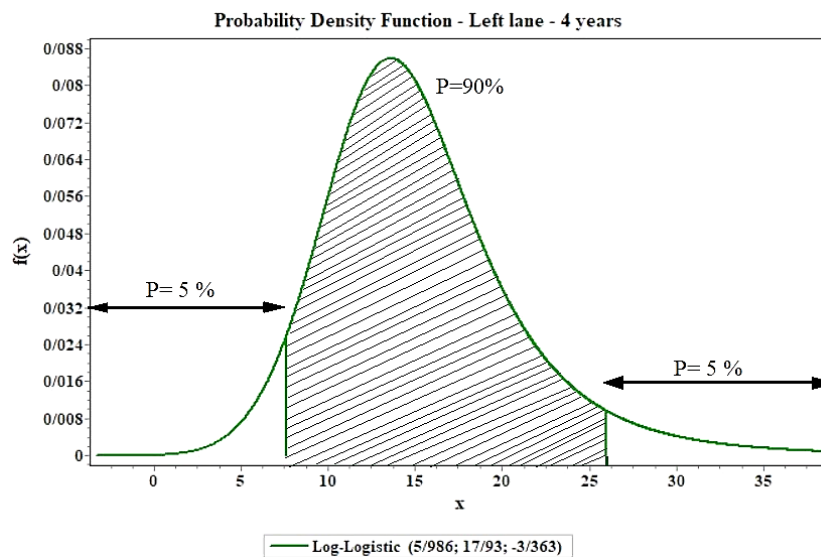
#### ۴-۷-۱- تعریف مدل‌های احتمالاتی

مدل‌های پیش‌بینی را از لحاظ ساختاری به دو دسته‌ی؛ مدل‌های قطعی، مدل‌های احتمالی تقسیم کرد. در مدل‌های احتمالی تغییرات ذاتی مشخصه‌های مصالح، وضعیت محیطی، مشخصه‌های ترافیکی و ماهیت ذهنی بررسی شرایط عملکرد روسازی یک پروسه تصادفی است. مدل‌های احتمالی، معیارهای خرابی را به‌عنوان متغیر تصادفی در نظر می‌گیرند (باقریان و آقابیک، ۱۳۹۶). مدل‌های احتمالاتی<sup>۱</sup> جزو مدل‌هایی احتمالی یا تصادفی هستند، در حقیقت یک مدل گرافیکی یا مدل گرافیکی احتمالاتی<sup>۱</sup> (PGM) می‌باشند که ساختار وابستگی شرطی بین متغیرهای تصادفی توسط یک گراف یا نمودار بیان می‌شود. برای پرداختن به این نوع مدل‌ها بایستی از توابع توزیع احتمال متغیر موردنظر در دوره‌های زمانی مختلف آگاهی داشت. طبیعتاً متغیرها در چنین مدل‌هایی اختلال و یا خرابی‌های ذاتی و غیرقابل حذف در سیستم‌ها است. این مدل‌ها برای پیش‌بینی روند خرابی در آینده به کارگرفته می‌شود و در سیستم‌های تعمیر و نگهداری اهمیت بسیاری دارند. استفاده از این مدل‌ها در تصمیمات تعمیر و نگهداری، موجب کاهش مخارج و ریسک مربوط به خرابی سیستم‌ها خواهد بود. در این خصوص می‌توان به پژوهش De Toledo و همکارانش اشاره کرد که به تحلیل مدل‌های تعمیر و نگهداری کاهش عددی سن و کاهش عددی شدت<sup>۲</sup> (ARI) خرابی پرداختند. آن‌ها با استفاده از آزمون‌های نیکویی برازش ابتدا چگونگی توزیع پارامترهای خرابی را بررسی نمودند و سپس با داشتن توابع توزیع پارامترهای

<sup>۱</sup> . Probabilistic Graphical Models

<sup>۲</sup> . Arithmetic Reduction of Intensity

موردبررسی، با یک روش گرافیکی مدل توزیع احتمالاتی خرابی را ارائه دادند. این مدل‌ها توانایی پیش-بینی قابلیت اعتماد سیستم را نیز دارا می‌باشد (De Toledo et al, 2015). این مدل‌ها بر اساس وقوع محتمل‌ترین پدیده‌ها شکل می‌گیرد و سؤال اصلی که در این مدل مطرح می‌شود آن است که؛ در چه محدوده‌ای (بازه‌ای) از عمق شیار وقوع شیارشدگی محتمل‌تر است؟ مثلاً در تابع توزیع احتمال روسازی خط تندرو با عمر روکش چهار سال، احتمال وقوع بازه‌ی عمق شیار ۷/۵۹۸ تا ۲۵/۹۵ میلی‌متر، برابر ۹۰٪ می‌باشد. احتمال وقوع این بازه در شکل زیر نشان داده شده است.



شکل (۴-۵۴) بازه با ۹۰٪ احتمال وقوع در تابع توزیع احتمال داده‌های عمق شیار خط تندرو با عمر روکش چهار سال

در شکل بالا همانطور که مشاهده می‌شود، احتمال وقوع قسمت هاشور خورده ۹۰٪ می‌باشد و دو قسمت بدون هاشور هر کدام ۵٪ احتمال وقوع را دارند. این مدل‌ها سه پارامتر اصلی مشخص می‌شوند:

۱. میانگین وابسته به زمان:  $\mu(t)$
۲. انحراف معیار:  $\sigma(t)$
۳.  $R(t)$ : تابع خودهمبستگی<sup>۱</sup> که وابسته به دو زمان متوالی است:

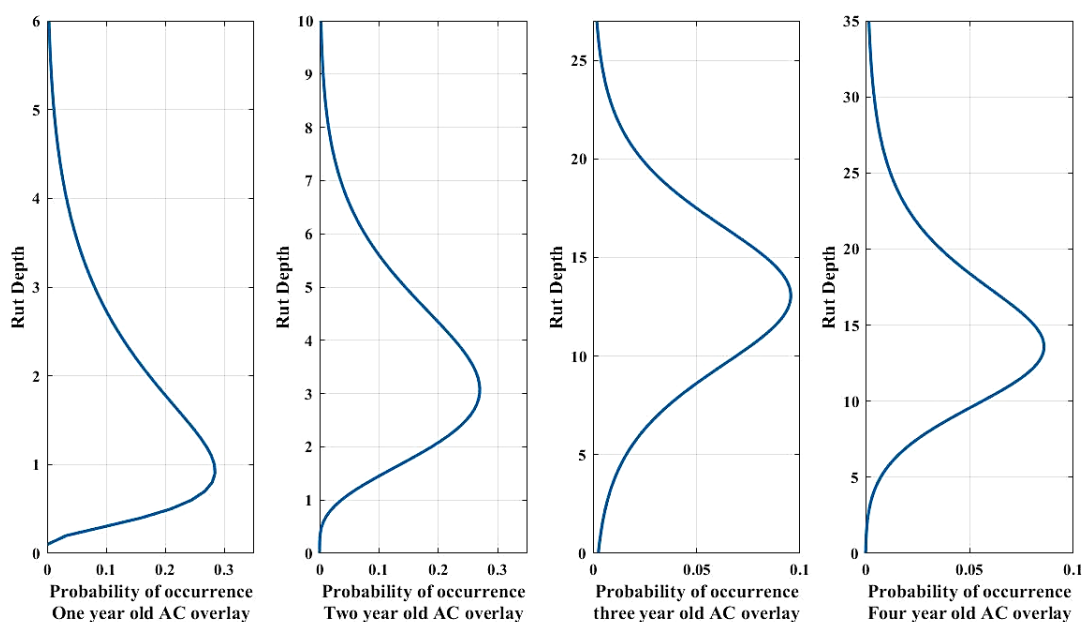
<sup>۱</sup>. Auto Correlation Function

$$\tau = t_2 - t_1 \quad (۳-۴)$$

اگر مشخصات مدل (میانگین و انحراف معیار) در طول زمان تغییر پیدا نکند، فرایند ما<sup>۱</sup> است و اگرچه مشخصات مدل در طول زمان تغییر کند، فرایند ناما<sup>۲</sup> می‌باشد. در خصوص تابع خودهمبستگی بایستی گفت هر چه مقدار  $\tau$  کوچک‌تر باشد، همبستگی بیشتر می‌شود (Mahsuli, 2012).

#### ۴-۷-۲- تشکیل مدل احتمالاتی پیش‌بینی رشد شیارشدگی

در این پژوهش با استفاده از توابع توزیع احتمال داده‌های عمق شیار هر قطعه، به ارائه‌ی یک شکل گرافیکی جهت نمایش مدل احتمالاتی پرداخته می‌شود. محاسبه‌ی بازه‌هایی با احتمال وقوع ۰.۸۰٪، ۰.۹۰٪ و ۰.۵۰٪ برای هر چهار سال عمر روکش و برای هر دو خط تندرو و کندرو، گام اساسی در تشکیل مدل احتمالاتی است. در گام بعدی تشکیل مدل احتمالاتی، بایستی نمودار توابع چگالی احتمال هر چهار سال در کنار یکدیگر قرار گیرند تا روند تغییرات عمق شیار مشخص شود.

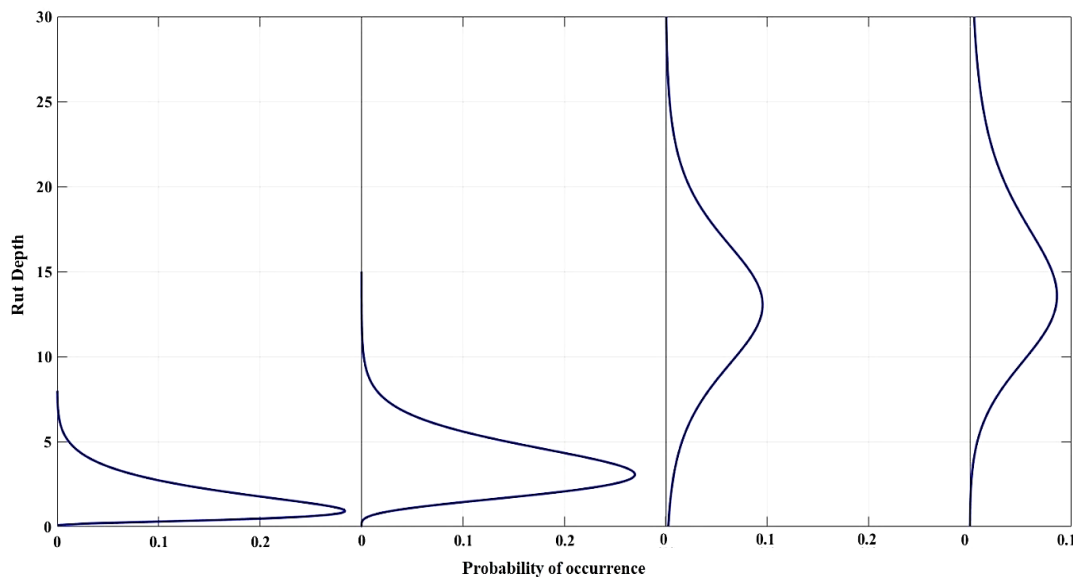


شکل (۴-۵۵) قرارگیری چهار نمودار تابع توزیع احتمال خط تندرو در کنار یکدیگر

<sup>۱</sup>. Stationary Process

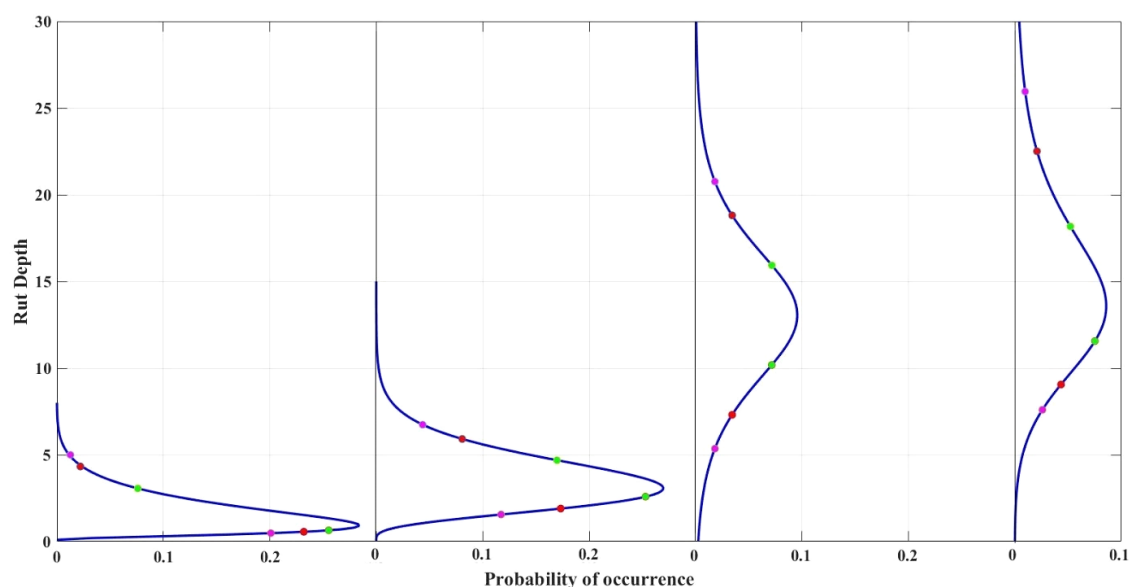
<sup>۲</sup>. Nonstationary Process

شکل بالا نمودار هر چهار تابع چگالی احتمال به‌دست‌آمده برای عمر روکش یک، دو، سه و چهار سال در خط تندرو را در قالب یک نمودار نشان می‌دهد. برای درک بهتر فرایند تشکیل مدل، نمودارهای توابع چگالی احتمال بر روی یک مختصات دوبعدی در نرم‌افزار MATLAB ترسیم شد، به‌طوری‌که محور عمودی میزان عمق شیار و محور افقی بیانگر احتمال وقوع است. در حقیقت هر یک از نمودارهای تابع چگالی احتمال چرخش ۹۰ درجه‌ای در خلاف عقربه‌های ساعت داشته و در کنار سایر نمودارها قرار می‌گیرد. اگر به مقادیر محورهای افقی و عمودی شکل بالا دقت شود، می‌توان دید که نمودارهای بر یک مقیاس مشخص در کنار هم قرار نگرفته‌اند لذا اگر مرزهای بین نمودارها برداشته شود و همه‌ی نمودارها با یک مقیاس مشخص ترسیم شوند، می‌توان تغییرات ایجادشده در عمق شیار روسازی را در سال‌های مختلف مشاهده کرد. این نمودارها بایستی در کنار هم با فاصله‌ای منظم در راستای محور افقی قرار گرفته شوند؛ چراکه این فاصله بیانگر عمر یک‌ساله روکش آسفالتی است. در شکل (۴-۵۶) این تغییرات مشاهده می‌شود.



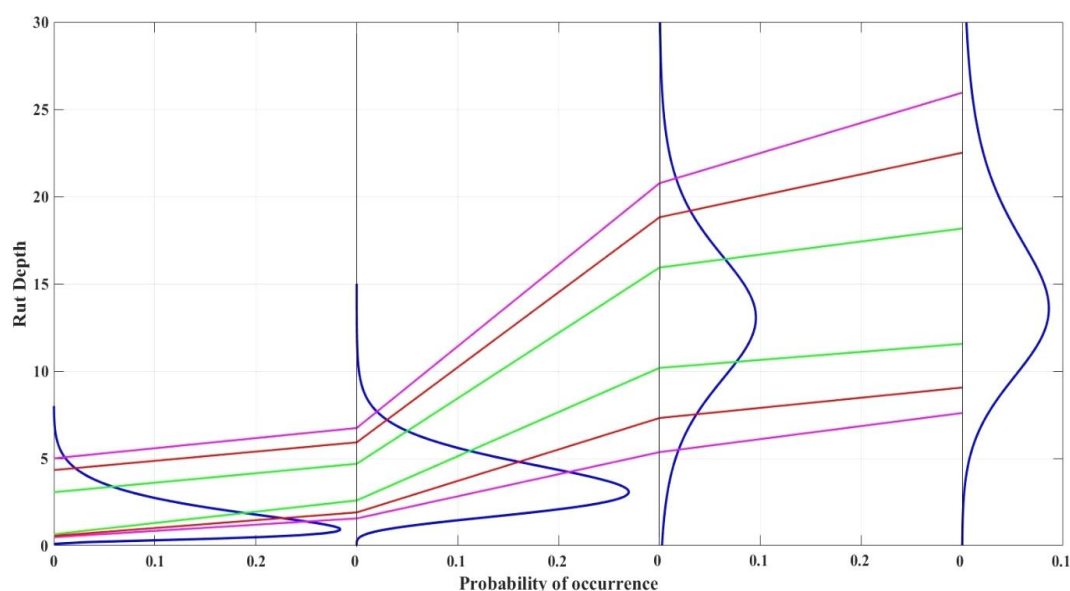
شکل (۴-۵۶) ترسیم توابع چگالی احتمال برای داده‌های عمق شیار خط تندرو در کنار هم با مقیاس واحد

همانطور که اشاره شد، نمودارها با چرخش ۹۰ درجه در کنار هم قرار گرفتند، لذا هر نمودار پس از اتمام محدوده‌ی خود به نقطه‌ی صفر رسیده که محل شروع نمودار بعدی است. نقاط صفر یا شروع هر نمودار با خط تیره مشخص است. در مرحله‌ی بعد بایستی محدوده‌های احتمال وقوع بیشینه شیارشدگی ۹۰٪، ۸۰٪ و ۵۰٪ که قبلاً تعیین شده بودند را استفاده خواهد شد. این محدوده‌ها در شکل (۴-۵۷) به‌صورت نقاطی بر روی منحنی‌های توابع احتمال مشخص شده‌اند و برای احتمال وقوع ۹۰٪، ۸۰٪ و ۵۰٪ به ترتیب با رنگ‌های صورتی، قرمز و سبز نشان داده شده است.



شکل (۴-۵۷) تعیین محدوده‌های احتمال وقوع بیشینه شیارشدگی ۰.۹۰٪، ۰.۸۰٪ و ۰.۵۰٪ بر روی توابع توزیع احتمال

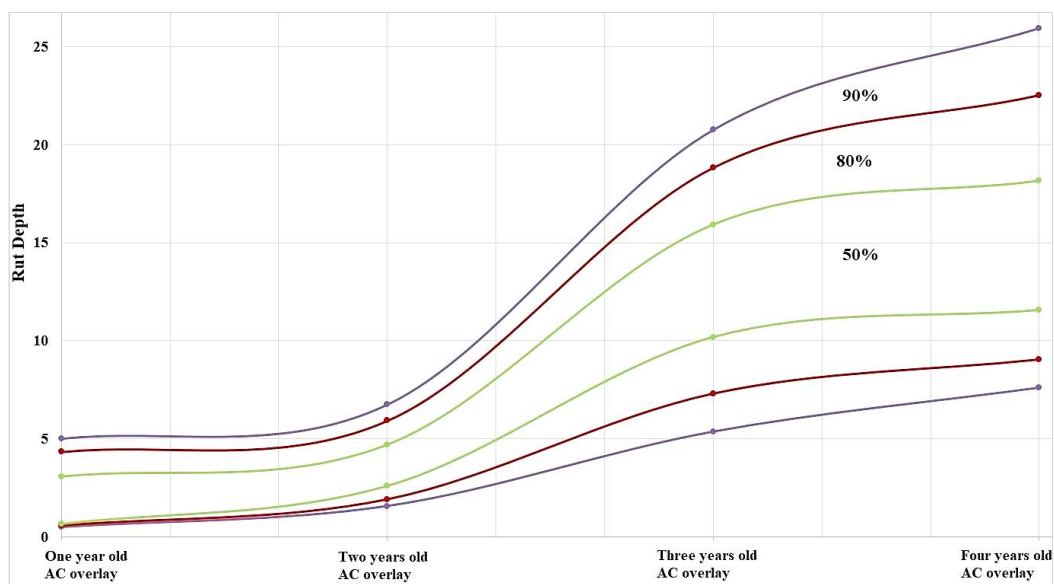
اگرچه سایه نقاط مشخص شده مربوط به احتمال وقوع شیارشدگی ۰.۹۰٪، ۰.۸۰٪ و ۰.۵۰٪ درصد بر روی محور احتمال صفر (که در تصویر بالا با خطی پررنگ مشخص شده است) در نظر گرفته شود در مرحله‌ی بعد با اتصال سایه این نقاط بر روی محور صفر، روند رشد محدوده‌های احتمال وقوع بیشینه شیارشدگی ۰.۹۰٪، ۰.۸۰٪ و ۰.۵۰٪ مشخص خواهد شد و مدل اولیه توزیع احتمالات شیارشدگی شکل می‌گیرد.



شکل (۴-۵۸) مدل اولیه توزیع احتمالات شیارشدگی خط تندرو

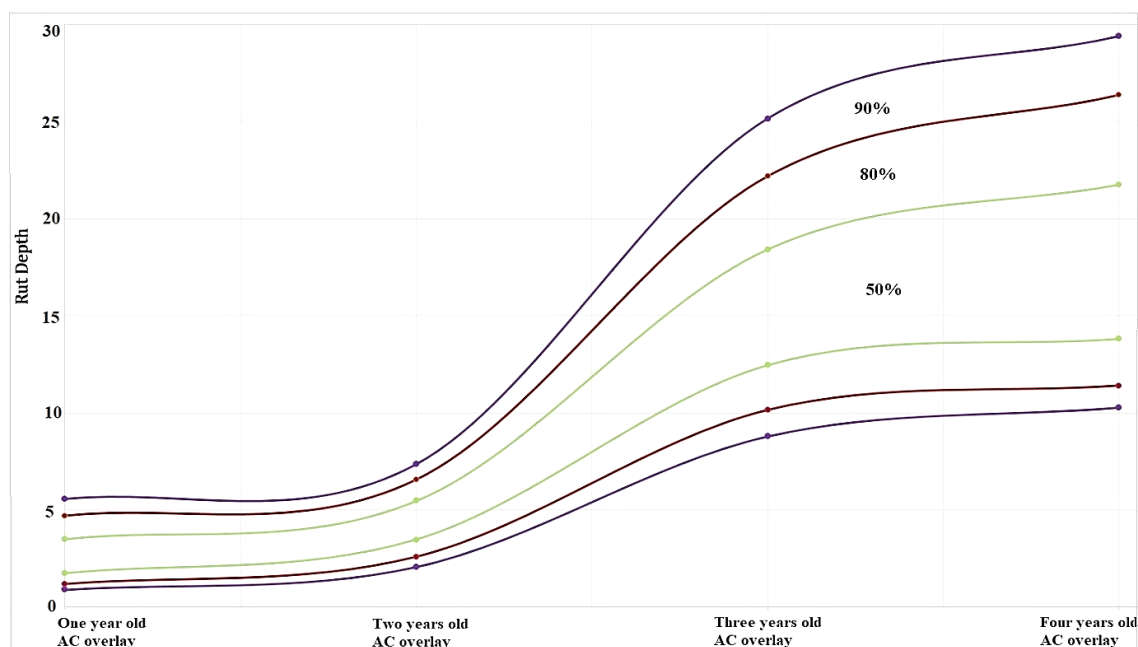
حال با حذف نمودارهای توابع چگالی احتمال، مدل احتمالاتی خرابی شیارشدگی کامل خواهد شد. خطوطی که روند رشد و گسترش خرابی را بازگو می‌کند. شکل (۴-۵۹) این مدل را برای خط تندرو

نشان می‌دهد.



شکل (۴-۵۹) مدل احتمالاتی پیش‌بینی رشد خرابی شیارشدگی برای خط تندرو

روند تشکیل مدل احتمالاتی برای داده‌های عمق شیار خط کندرو نیز اعمال شد که برای پرهیز از شلوغی و سردرگمی، فقط به آوردن نتایج آن در ادامه بسنده شد. مدل احتمالاتی پیش‌بینی شیارشدگی در خط کندرو در شکل (۴-۶۰) نشان داده شده است.



شکل (۴-۶۰) مدل احتمالاتی پیش‌بینی رشد خرابی شیارشدگی برای خط کندرو

مدل احتمالاتی پیش‌بینی رشد شیارشدگی دو نوع اطلاعات را ارائه می‌کند. اطلاعات اولیه از قبیل

سرعت رشد خرابی، شدت خرابی در هر زمان از سال، روند رشد خرابی و همبستگی داده‌های عمق شیار در سال‌های اول تا چهارم، می‌باشد. از همبستگی داده‌های عمق شیار در طول زمان، می‌توان نتیجه گرفت که توابع چگالی در سال‌های آتی نیز تشابه زیادی با تابع چگالی احتمال سال قبل خود دارد. اطلاعات دیگر از تحلیل نمودار به دست می‌آید. این تحلیل‌ها مربوط به قوانین جمع احتمال و همبستگی است. از آنجایی که بین داده‌های هر سال همبستگی وجود دارد، می‌توان با استفاده از قوانین جمع احتمال به توزیع احتمال سال‌های آتی دست پیدا کرد. از این مدل می‌توان نتیجه گرفت که رشد شیار از سال‌های چهارم و پنجم با شدت کمتری ادامه پیدا می‌کند. در این مدل شیب خطوط (منحنی‌ها) نشان از شدت رشد شیارشدگی است که با مقایسه دو خط تندرو و کندرو، مشخص شد که شدت خرابی در خط کندرو به مراتب نسبت به خط تندرو بیشتر است.

مدل‌های احتمالاتی به دست آمده در توسعه مدل عملکرد روسازی کارایی دارند که در بررسی عملکرد روسازی به روش قابلیت اعتماد ضروری می‌باشد. همچنین می‌توان از این مدل به صورت مجزا در تصمیمات بهسازی و ترمیم روسازی در سیستم مدیریت روسازی به طور مؤثری استفاده کرد. با توجه به هزینه‌ی بالای تعمیرات و نگهداری، می‌توان بازه‌های مختلفی را برای تصمیم‌گیری انتخاب نمود. برای مثال انتخاب بازه‌ی ۵۰٪ به شرط اینکه شدت شیار از عمق ۲۵ میلی‌متر عبور نکند، می‌تواند به عنوان تصمیمی اقتصادی در نظر گرفته شود.



## **فصل ۵:**

### **جمع‌بندی و پیشنهادها**

## ۵-۱- مقدمه

ارزیابی خرابی‌های روسازی آسفالتی با روش‌های قابلیت اعتماد از اهمیت بالایی برخوردار است و عدم ارزیابی خرابی‌ها با این روش ازجمله کمبودها و خلأهای آیین‌نامه‌های طراحی و برنامه‌های تعمیر و نگهداری روسازی است. روسازی‌های انعطاف‌پذیر عمدتاً برای عمر ۲۵ سال طراحی می‌شوند. اما بروز خرابی‌ها باعث کاهش شدید سطح سرویس‌دهی شده و درنهایت عمر بهره‌برداری کاهش می‌یابد. برای جلوگیری از کاهش قابلیت سرویس‌دهی، قبل از گسترش خرابی‌ها در سطح روسازی عملیات ترمیم صورت گیرد. تراش لایه‌ی توپکا (رویه) و روکش کردن مجدد روسازی ازجمله تصمیمات پرکاربرد در عملیات تعمیر و نگهداری است. اینکه دقیقاً در چه زمانی و به چه میزان بایستی روسازی را ترمیم کرد (عمر دقیق بهره‌برداری)، مسئله‌ای است که این پژوهش قادر به پاسخگویی آن است.

با توجه به امکانات محدود این پژوهش، تنها خرابی شیارشدگی به‌منظور ارزیابی با روش‌های قابلیت اعتماد در نظر گرفته شد. در این پژوهش از برداشت‌های میدانی استفاده شد. بدین منظور یک محور انتخاب شد و با ثابت بودن پارامترهای ورودی طراحی روسازی، همچون بار، شرایط جوی، شرایط ساخت و اجرا، شرایط زهکشی و خصوصیات مصالح، عمق شیار به‌عنوان شاخص شدت شیارشدگی برداشت شد. تحلیل‌ها در چهار مرحله صورت گرفت. تحلیل‌های آماره‌های توصیفی در مرحله اول، تحلیل برازش توزیع داده‌ها در مرحله دوم و در مرحله سوم پس از تعریف حالت‌های حدی، تحلیل قابلیت اعتماد صورت گرفت. در هر تحلیل به‌خصوص تحلیل قابلیت اعتماد عدم قطعیت‌هایی وجود دارد که در مرحله آخر تحلیل این پژوهش، به بررسی عدم قطعیت در شاخص قابلیت اعتماد خرابی شیار با روش شبیه‌سازی مونت‌کارلو پرداخته شد. در انتهای پژوهش نیز یک مدل احتمالاتی معرفی شد که قابلیت پیش‌بینی رشد شیار در سال‌های آینده را دارد.

## ۵-۲- نتایج

نتایج حاصل از این تحقیق به‌طور خلاصه به ترتیب زیر می‌باشد:

۱. میانگین عمق شیار در خط کندرو بیشتر از خط تندرو بود. این پدیده متأثر از دو عامل است؛
- ۱- عبور خودروهای سنگین از این خط، ۲- سرعت کمتر وسایل نقلیه و درنتیجه افزایش زمان بارگذاری.

۲. شدت شیارشدگی در سال‌های اول و دوم در هر دو خط تندرو و کندرو بسیار کم است به‌طوری‌که شدت شیار در محدوده‌ی شدت خرابی کم که بین ۶ تا ۱۳ میلی‌متر است، به‌جز موارد بسیار کوچک، قرار نمی‌گیرد.
۳. مقدار کم عمق شیار در سال‌های اول و دوم، به دلیل تراکم اولیه مخلوط آسفالتی روکش است.
۴. رشد شیار در سال سوم رخ می‌دهد و با شدت بالایی افزایش می‌یابد به‌طوری‌که بیش از ۵۰ درصد داده‌های عمق شیار در شدت خرابی متوسط که بین ۱۳ تا ۲۵ میلی‌متر است قرار می‌گیرد. این رشد قابل‌توجه شیار به دو دلیل اتفاق می‌افتد؛ ۱-تراکم ثانویه یا نهایی مخلوط روکش آسفالتی، ۲-وقوع همزمان شیار به همراه سایر خرابی‌ها همچون ترک‌های خستگی.
۵. این رشد شیار در سال سوم با گسترش دامنه شیارشدگی نیز همراه بود. این مسئله می‌تواند به دلیل همگن نبودن مخلوط روکش آسفالتی در سطح روسازی باشد.
۶. در سال چهارم عمر روکش رشد میانگین خرابی کاهش یافت و به حدود ۳٪ در خط تندرو و کندرو رسید. این کاهش رشد خرابی به دلیل تراکم نهایی مخلوط روکش آسفالتی رخ می‌دهد.
۷. توزیع داده‌های عمق شیار در هر قطعه با عمر روکش مختلف، باهم فرق داشت. این مسئله در هر دو خط تندرو و کندرو اتفاق افتاد.
۸. شباهت نمودار تابع چگالی احتمال داده‌های سال سوم و چهارم عمر روکش به نمودار تابع توزیع نرمال نشان می‌دهد که توزیع داده‌ها در سال‌های پنجم و ششم به توزیع نرمال نزدیک هستند.
۹. نتایج تحلیل قابلیت اعتماد برای حالت حدی اول که بر مبنای شدت متوسط خرابی شیار تعریف شده بود، نشان داد که برای خط تندرو در سه‌ماهه‌ی اول از سال دوم عمر روکش، رویه روسازی نیاز به تعمیر و بازسازی دارد و در مورد خط کندرو این تعمیرات بایستی زودتر صورت گیرد.
۱۰. نتایج تحلیل قابلیت اعتماد برای حالت حدی دوم که بر مبنای شدت بالای خرابی شیار تعریف شده بود، نشان داد که در خط تندرو به برنامه‌ی تعمیرات تا سال چهارم نیازی نیست اما در خط کندرو نیاز است که تعمیرات در شش‌ماهه‌ی دوم از سال سوم عمر روکش صورت بگیرد.
۱۱. بررسی عدم قطعیت در نتایج تحلیل قابلیت اعتماد که با روش شبیه‌سازی مونت‌کارلو صورت گرفت، نشان داد که نتایج در تعداد بالای داده نیز همگرا هستند. لذا اولاً تعداد داده‌ی واقعی برداشت‌شده در این پژوهش کافی بوده است، دوماً محاسبات صورت گرفته صحیح می‌باشند.
۱۲. مدل احتمالاتی پیش‌بینی رشد شیار ارائه‌شده یک مدل نامانا است.

۱۳. از بازه‌ی ۵۰٪ مدل احتمالاتی می‌توان به بازه‌ی بیشینه‌ی عمق شیارشدگی رخ داده در روسازی پی برد.

۱۴. مدل احتمالاتی پیش‌بینی رشد شیار نشان داد که داده‌های عمق شیار در سال‌های متوالی دارای همبستگی هستند به‌طوری‌که می‌توان شدت خرابی در سال‌های آتی را پیش‌بینی کرد.

۱۵. از این مدل می‌توان نتیجه گرفت که رشد شیار از سال‌های چهارم و پنجم با شدت کمتری ادامه پیدا می‌کند.

۱۶. در این مدل شیب خطوط (منحنی‌ها) نشان از شدت رشد شیارشدگی است که با مقایسه دو خط تندرو و کندرو، مشخص شد که شدت خرابی در خط کندرو به مراتب نسبت به خط تندرو بیشتر است.

۱۷. این مدل‌ها در تصمیمات در حوزه‌ی سیستم مدیریت تعمیر، ترمیم و نگهداری روسازی کاربرد دارند. وجود بازه‌های ۵۰٪، ۸۰٪ و ۹۰٪ بر اساس دیدگاه‌های فنی و مهندسی و دیدگاه اقتصادی معیار مناسبی برای تصمیم‌گیری باشند.

## ۵-۲-۱- پیشنهاد ارائه تحقیق

- ♦ بررسی شیارشدگی در روسازی با روش قابلیت اعتماد، یک مسئله جزء در قابلیت اعتماد است لذا اگر تعداد خرابی‌های بیشتری مدنظر پژوهش قرار گیرد، مسئله قابلیت اعتماد سیستم مطرح می‌شود. این مسئله طبیعتاً یک سیستم متوالی یا سری می‌باشد که با چند تابع حالت حدی تعریف خواهد شد. برای مثال بررسی خرابی شیارشدگی همراه با ترک‌های خستگی و ترک‌های حرارتی، نیاز به تعریف سه حالت حدی دارد. اگرچه هرکدام از خرابی‌ها از حالت حدی خود تجاوز نماید، کل سیستم روسازی مختل خواهد شد.
- ♦ پس از بررسی چند خرابی به‌صورت هم‌زمان، می‌توان اثرات خرابی را بر روی مدل شاخص قابلیت سرویس‌دهی کنونی، PSI، بررسی کرد. این بررسی می‌تواند با روش‌های قابلیت اعتماد صورت پذیرد و چراکه خروجی مدل PSI نیز قطعی نبوده و تصادفی است.
- ♦ در این پژوهش با فرض قطعی بودن پارامترهای ورودی همچون بار ترافیک، اقلیم و آب‌وهوا، ضخامت لایه‌ها و ویژگی مصالح روسازی، به بررسی خرابی شیارشدگی پرداخته شد. در پژوهش‌های آتی می‌توان برای بار ترافیک یک تابع توزیع احتمال و برای مقاومت مصالح نیز یک تابع توزیع احتمال تعریف کرد و اثرات بار و مقاومت را با استفاده از روش‌های قابلیت اعتماد سنجید. بدین ترتیب نیاز به نمونه‌برداری از سطح روسازی و آزمایش‌های مقاومت

برای تعیین تابع توزیع احتمال مقاومت مصالح روسازی نیاز است.

- ♦ در این پایان‌نامه پس از تعریف حالت حدی برای خرابی‌ها، به دلیل تک متغیره بودن مسئله از روش‌های تحلیلی برای به دست آوردن قابلیت اعتماد استفاده شد. بررسی تحلیلی حالت حدی یکی از روش‌های قابلیت اعتماد است که در سال ۱۹۸۰ میلادی مطرح شد و بسیاری از آیین‌نامه‌های طراحی را از حالت روش مجاز به حالت حدی تغییر داد. در ادامه می‌توان سایر روش‌های قابلیت اعتماد مانند روش مرتبه اول<sup>۱</sup> (FORM)، روش مرتبه دوم<sup>۲</sup> (SORM)، روش اجزاء محدود تصادفی، رویه‌های پاسخ و شبکه‌های عصبی و دیگر روش‌های قابلیت اعتماد پیشرفته را در تحلیل‌ها به کار گرفت.
- ♦ در مدل احتمالاتی ارائه‌شده که یک مدل اولیه از پیش‌بینی شیار در سال‌های آتی می‌باشد، می‌توان این مدل را با روش‌های رگرسیون چندگانه‌ی غیرخطی و روش فرایند تصادفی نرمال<sup>۳</sup> توسعه داد.

---

<sup>۱</sup> . First Order Reliability Methods

<sup>۲</sup> . Second Order Reliability Methods

<sup>۳</sup> . Gaussian Random Process



## فصل ٦: مراجع

## مراجع

- [1] Shahin, M.Y. (2005) **"Pavement management for airports, roads & parking lots"**, Second ed. Springer Science, New York.
- [2] AASHTO: Part of 3 & chapter 3 (2004) **"Guide for mechanistic-empirical design of new & rehabilitated pavement structure"**, NCHRP, Illinois, USA.
- [3] Huang, Y.H. (2003) **"Pavement Analysis and Design"**, second ed., Prentice Hall, Englewood Cliffs, NJ.
- [4] Nowak, A.S. & Collins, Kevin R. (2014) **"Reliability of Structures"**, second edition, CRC Press, Taylor & Francis Group.
- [5] Pham, H. (2004) **"Handbook of Reliability Engineering"**, Rutgers University, Piscataway, Springer, New Jersey, USA.
- [6] Larsson, O. (2011) **"Reliability analysis"**, second edition, Lund University.
- [7] Roy, N., Veeraragavan, A., Krishnan, J. M. (2013) **"Influence of Air Voids of Hot Mix Asphalt on Rutting Within the Framework of Mechanistic-Empirical Pavement Design"**, 2<sup>nd</sup> Conference of Transportation Research Group of India (2nd CTRG), Procedia - Social and Behavioral Sciences, N. 104, pp. 99 – 108.
- [8] Tanquist, B. A. (2001) **"Development of a Quick Reliability Method for Mechanistic-Empirical Asphalt Pavement Design"**, Research Project Engineer, Minnesota Department of Transportation.
- [9] Arafah, A. M. (1997) **"Reliability of flexible highway pavement system in Saudi Arabia"**, Civil Engineering Department, College of Engineering, King Saud University. Riyadh, Saudi Arabia.
- [10] Kim, H. B., Lee, S. H. (2002) **"Reliability-based design model applied to mechanistic empirical pavement design"** Korean Society of Civil Engineers, v.6, no.3, pp.263-272.
- [11] Kim, H. B. & Buch, N. (2003, January) **"Reliability-Based Pavement design model accounting for inherent variability of design parameters"**. 82<sup>nd</sup> Transportation Research Board Annual Meeting.
- [12] Prozzi, J.A., Gossain, V. & Manuel, L. (2005) **"Reliability of Pavement Structures using Empirical-Mechanistic Models"**, CD-ROM Proceedings of the 84<sup>th</sup> Annual Meeting of the Transportation Research Board, Washington.
- [13] Rosenbalm, D. (2011), M.S. thesis, **"Reliability Associated with the Estimation of Soil Resilient Modulus at Different Hierarchical Levels of Pavement Design"**. Arizona State University.
- [14] Coleri, E., Harvey, J.T. & ASCE, M. (2011) **"Evaluation of Laboratory, Construction and Performance Variability by Bootstrapping and Monte Carlo Methods for Rutting Performance Prediction"** Journal of Transportation Engineering, Vol. 137.
- [15] Edmunds, K., Juhasz, M. & Ahammed, M.A. (2014) **"Reliability Sensitivity of Pavement ME Design"**, the 2014 Annual Conference of the Transportation Association of Canada Montreal, Quebec.
- [16] Si, W., Ma, B., Li, N., Ren, J.P. & Wang, H.N. (2014) **"Reliability-based assessment of deteriorating performance to asphalt pavement under freeze-thaw cycles in cold regions"**, Construction and Building Materials, N. 68, P.P. 572-579.
- [17] Dinegda, Y.H., (2015), B.Sc. thesis, **"Reliability-based design procedure for Flexible Pavements"**, Department of Civil and Architectural Engineering, Engineering Sciences, KTH Royal Institute of Technology, Stockholm, Sweden.
- [18] Dinegda, Y.H. & Birgisson, B. (2017) **"Reliability-based design procedure for fatigue cracking in Asphalt Pavements"**, Journal of the Transportation Research Board (TRB), Vol. 2583, p.p. 83-98.



- [19] Dinegda, Y.H. & Birgisson, B. (2016) “**Reliability-based calibration for a mechanics-based fatigue cracking design procedure**”, Taylor & Francis, Road Material and Pavement Design, Vol. 17, N 3, p.p. 529-546.
- [20] Deng, L., Wang, W., Cai, C.S. (2017) “**Effect of pavement maintenance cycle on the fatigue reliability of simply-supported steel I-girder bridges under dynamic vehicle loading**”, Engineering Structures, N. 133, p.p. 124-132.
- [21] Coleri, E., Tsai, B.W., and Monismith, C.L. (2008). “**Pavement rutting performance prediction by integrated Weibull approach**” In Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board, No. 2087, Transportation Research Board of the National Academies, Washington, D.C., 2008, pp. 120–130.
- [22] Montgomery, D.C. (2013) “**Design and Analysis of Experiments**”, Eighth Edition, John Wiley & sons, Inc. Arizona State University. USA.
- [23] Mahsuli, M. (2012), Phd. thesis “**Probabilistic models methods, and Software for evaluating risk to civil infrastructure**”, The University of British Columbia, Vancouver, Canada.
- [24] Bohm, G., Zech, G. (2002) “**Introduction to Statistics and Data Analysis for Physicists**”, Deutschen Nationalbibliografie, Herausgeber Deutsches Elektronen-Synchrotron.
- [25] Maghami, M., Iranpanah, N. (2012) “**Goodness-of-fit tests for the weighted exponential distribution**”, Journal of Mathematics Advanced Modelling, Vol.1, N.2, pp.67-83.
- [26] Basaligheh, F., Keyhani, A. (2015) “**Application of Tests of Goodness of Fit in Determining the Probability Density Function for Spacing of Steel Sets in Tunnel Support System**”, International Journal of Mining and Geo-Engineering. Vol.49, N.2, pp.187-203.
- [27] Anderson, T.W. (2010) “**Anderson-Darling Tests of Goodness-of-Fit**”, Stanford University.
- [28] ASTM – 5340 – 03 (2016) “**Standard Test Method for Airport Pavement Condition Index Surveys**”, United States of America.
- [29] De Toledo, M.L., Freitas, M.A. & Colosimo, A. (2015) “**ARA and ARI imperfect repair models: Estimation, goodness-of-fit and reliability prediction**”, Reliability Engineering and System Safety, Vol. 140, pp. 107-115.
- [30] Thom, N. (2014) “**Principles of Pavement Engineering**”, Second edition, ICE Publishing, University of Nottingham, UK.
- [31] Attoh-Okine, N.O. Cooger, K. Mensh, S. (2009) “**Multivariate adaptive regression (MARS) and hinged hyperplanes (HHP) for doweled pavement performance modeling**”, Construction and Building Materials, vol. 23, pp. 3020-3023.
- [32] Ziari, H. Amini, A. Goli, A. Mirzaiyan, D. (2018) “**Predicting rutting performance of carbon nano tube (CNT) asphalt binders using regression models and neural networks**”, Construction and Building Materials, vol. 160, p.p. 415-426.

[۳۳] “تشریه شماره ۲۳۴: آیین‌نامه روسازی آسفالتی راه‌های ایران” (۱۳۹۰) تجدید نظر اول، معاونت برنامه‌ریزی و نظارت راهبردی رئیس جمهور، وزارت راه و شهرسازی، مؤسسه قیر و آسفالت ایران – پژوهشکده حمل‌ونقل.

[۳۴] رفیعی، ک.، کاووسی، ا.، یثربی، س.ش. (۱۳۸۹) “**ارزیابی دآزمایشگاهی مدول سختی به‌عنوان معیار کنترل کیفیت ساخت لایه‌های غیرچسبنده روسازی**”، پنجمین کنگره ملی مهندسی عمران، دانشگاه فردوسی مشهد، مشهد، ایران.

[۳۵] کاووسی، ا.، رفیعی، ک. (۱۳۸۸) “**ارزیابی دستگاه LWD جهت تعیین سختی مصالح روسازی**”، هشتمین کنگره بین‌المللی مهندسی عمران، دانشگاه شیراز، شیراز، ایران.

- [۳۶] طاهرخانی، ح.، خبره، ا. (۱۳۹۶) "بررسی شیارشدگی و ترک‌های بالا به پایین در روسازی‌های ترکیبی ساخته شده با بتن غلتکی با استفاده از روش‌های المان محدود"، نشریه مهندسی حمل و نقل، سال نهم، ویژه‌نامه روسازی، ص. ۶۹-۸۸.
- [۳۷] قاسم‌زاده، ح.، غنی‌زاده، ع.ر. (۱۳۹۱) "بررسی تأثیر خطای برآورد ورودی‌های طراحی روسازی بر روی خطای پیش‌بینی عمر روسازی با بهره‌گیری از روش شبیه‌سازی مونت‌کارلو"، نشریه مهندسی عمران دانشگاه فردوسی مشهد، سال بیست و سوم، شماره دو، ص. ۱۱۵-۱۳۰.
- [۳۸] شایانفر، م.، قانونی بقا، م.، جهانی، ا. (۱۳۹۴) "تئوری قابلیت اعتماد سازه‌ها"، چاپ اول، انتشارات دانشگاه علم و صنعت ایران، تهران.
- [۳۹] بهبودیان، ج. (۱۳۸۴) "آمار و احتمال مقدماتی"، ویرایش سوم، چاپ سی و ششم، انتشارات دانشگاه شیراز، شیراز.
- [۴۰] غفاری‌فر، م.، قاسم‌زاده طهرانی، ح.، باسلیقه، ف. (۱۳۹۶) "برآورد تابع توزیع احتمال خرابی شیارشدگی روسازی انعطاف‌پذیر با استفاده از آزمون‌های نیکویی برازش (مطالعه موردی: محور نیشابور-بینالود)"، اولین کنفرانس ملی حمل‌ونقل و دستاوردهای اخیر در مهندسی و برنامه‌ریزی، دانشگاه بین‌المللی امام خمینی (ره)، قزوین، ایران.
- [۴۱] نظری، ن.، محمودی، م.ر.، تابش‌پور، م.ر.، محصولی، م. (۱۳۹۵) "تحلیل قابلیت اعتماد خستگی در تاندون سکوی پایه کشتی تحت بار تصادفی موج"، هجدهمین همایش صنایع دریایی، جزیره کیش، ایران.
- [۴۲] فیروزی بویاغچی، ا. (۱۳۸۹)، پایان‌نامه دکتري، "تحلیل قابلیت اطمینان و بهینه‌سازی مدیریت نگهداری پل‌های بتن آرمه"، دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه صنعتی امیرکبیر، تهران، ایران.
- [۴۳] سلامی، ا.ب. (۱۳۸۲) "مروری بر روش شبیه‌سازی مونت‌کارلو"، پژوهشنامه اقتصادی (دانشگاه علامه طباطبائی)، شماره هشتم، ص. ۱۱۷-۱۳۸.
- [۴۴] فتحی واجارگاه، ب. (۱۳۹۲) "شبیه‌سازی و روش مونت‌کارلو"، چاپ اول، انتشارات دانشگاه گیلان، گیلان، ایران.
- [۴۵] باقریان، پ. آقابیک، ک. (۱۳۹۶) "مروری بر مدل‌های پیش‌بینی عملکرد روسازی"، فصل‌نامه علمی-ترویجی جاده، شماره ۹۳، ص. ۱۳-۲۱.
- [۴۶] فخری، م.، توفیق، ع.ر. (۱۳۸۹) "ارزیابی شیارشدگی در مخلوط‌های آسفالتی با استفاده از نرم‌افزار المان محدود ABAQUS"، پنجمین کنگره ملی مهندسی عمران، دانشگاه فردوسی مشهد، مشهد، ایران.

## فصل ۷: پیوست‌ها

## پیوست الف

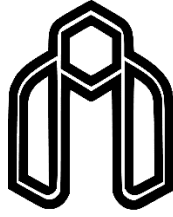
| نام محور: محور نیشابور-بینالود |                     |               |                     |
|--------------------------------|---------------------|---------------|---------------------|
| تاریخ برداشت: ۹۶/۰۳/۲۷         |                     |               |                     |
| صفحه                           |                     |               |                     |
| عمر روکش: سه سال               |                     |               |                     |
| توضیحات: برداشت از خط کندرو    |                     |               |                     |
| شماره ایستگاه                  | عمق شیار (میلی‌متر) | شماره ایستگاه | عمق شیار (میلی‌متر) |
| ۱                              | ۱۲                  | ۱۹            | ۱۶                  |
| ۲                              | ۱۰                  | ۲۰            | ۱۵                  |
| ۳                              | ۹                   | ۲۱            | ۱۷                  |
| ۴                              | ۸                   | ۲۲            | ۲۰                  |
| ۵                              | ۱۲                  | ۲۳            | ۲۳                  |
| ۶                              | ۱۱                  | ۲۴            | ۲۴                  |
| ۷                              | ۱۲                  | ۲۵            | ۲۶                  |
| ۸                              | ۸,۵                 | ۲۶            | ۲۲                  |
| ۹                              | ۷,۵                 | ۲۷            | ۱۹                  |
| ۱۰                             | ۶                   | ۲۸            | ۱۸                  |
| ۱۱                             | ۶,۵                 | ۲۹            | ۱۶                  |
| ۱۲                             | ۷                   | ۳۰            | ۱۶                  |
| ۱۳                             | ۶,۵                 | ۳۱            | ۱۵                  |
| ۱۴                             | ۶                   | ۳۲            | ۱۲,۵                |
| ۱۵                             | ۱۰                  | ۳۳            | ۱۳,۵                |
| ۱۶                             | ۱۲                  | ۳۴            | ۱۳                  |
| ۱۷                             | ۱۴                  | ۳۵            | ۱۴                  |
| ۱۸                             | ۱۷                  | ۳۶            | ۱۲,۵                |

شکل (۷-۱) نمونه فرم برداشت عمق شیار

## **Abstract:**

The occurrence of a variety of failures in a flexible pavement system accounts for a major part of maintenance costs, so that pavement designers fail to deal with the downtime of the pavement, used failures as a pavement response directly in design. It is possible to improve the design method if failure causes by incorrect design. Basically, the occurrence of a failure is a random phenomenon; therefore, a random phenomenon is investigated through probable methods. The main focus of this research is the reliability method that used as a new method that has changed most of the regulations in recent decades. Also due to the limited possibilities of this research, only rutting was considered for reliability evaluation methods. In this research, field observations is used. For this purpose, a road axis is selected and the parameters of the input design of the pavement, such as load, climate conditions, conditions of construction and implementation, drainage conditions and material properties, are constant, The rut depth as a rutting intensity index, in Speed, slow lines, and in sections of pavement with one to four years old AC overlay is taken. The analyzes were carried out in four stages. Descriptive statistics analysis in the first stage, goodness of fit analysis to find data distribution in the second stage and in the third stage, after the definition of limit states, reliability analysis was performed. Two limit states are defined based on the average intensity and high intensity of the rut depth. The results of reliability analysis are effective in determining the exact time of rutting. In the final stage of the analysis of this research was to investigate the uncertainty of rutting reliability index with the Monte Carlo simulation method. The simulation results showed that the reliability analysis performed are correct. At the end of the study, a probabilistic model is introduced that predicts the growth of the rut in the coming years.

**Keywords:** Flexible pavement, Rutting, reliability analysis, Monte Carlo simulation, probabilistic model.



Shahrood University of  
Technology

Faculty of Civil Engineering  
M.Sc. Thesis in Road and Transport Engineering

# **Study & evaluation of rutting failure in flexible Pavement based Reliability Method**

By:  
**Mohsen Ghafarifar**

Supervisors:  
**Dr. Hosein Ghasemzadeh**  
**Dr. Farnoosh Basaligheh**

September 2018