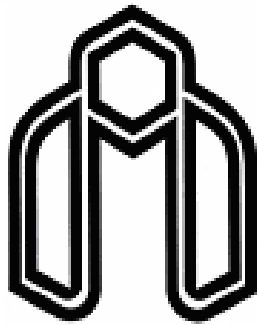


بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ



دانشگاه صنعتی شاهرود

دانشکده عمران

گروه سازه

تحلیل قابلیت اعتماد مقطع مرکب شاتکریت و فولاد در مسیر تونل

دانشجو: فرنوش باسلیقه

استاد راهنما:

دکتر علی کیهانی

رساله جهت اخذ درجه دکتری

بهمن ۱۳۹۴

دانشکده : عمران

گروه : سازه

رساله دکتری آقای فرنوش باسلیقه

تحت عنوان: تحلیل مقطع مرکب شاتکریت و فولاد در هنگام تغییرات در مسیر

تونل و تحلیل قابلیت اعتماد آن

در تاریخ توسط کمیته تخصصی زیر جهت اخذ مدرک رساله دکتری مورد
ارزیابی و با درجه مورد پذیرش قرار گرفت.

امضاء	اساتید مشاور	امضاء	اساتید راهنما
	نام و نام خانوادگی :		نام و نام خانوادگی : علی کیهانی
	نام و نام خانوادگی :		نام و نام خانوادگی :

امضاء	نماینده تحصیلات تکمیلی	امضاء	اساتید داور
	نام و نام خانوادگی : مهدی عجمی		نام و نام خانوادگی : علی معصومی
			نام و نام خانوادگی : فرشید جندقی علایی
			نام و نام خانوادگی : سید فضل الله ساغروانی
			نام و نام خانوادگی :

با احترام به ارواح پدر و مادرم که تا اندکی پیش از این
همراهم بودند و در مراحل پایانی رساله هر دو به یکباره این
دنیا را برای خود تنگ دیده و ما را ترک کردند

تقدیم به همسر مهربانم

و نور چشمانم غزل و بردیا

تشکر و قدردانی

از استاد ارجمند، جناب آقای دکتر کیهانی، به دلیل حمایت و راهنمایی‌های بی‌دریغشان صمیمانه سپاسگزارم. بدون شک به پایان رساندن کار دشوار این رساله، بدون مساعدت و همکاری ایشان میسر نمی‌گردید.

همچنین از زحمات و مساعدت‌های برادرانه آقایان دکتر کلات جاری، علایی، توکلی، برومند، شاهسونی، آرشی و همامی کمال تشکر و قدردانی را می‌نمایم.

در پایان از همسر و دختر مهربانم که زحمت تایپ و کنترل اعداد و محاسبات را داشته‌اند کمال تشکر را می‌نمایم.

دانشجو تأیید می نماید که مطالب مندرج در این رساله نتیجه تحقیقات خودش می باشد و در صورت استفاده از نتایج دیگران مرجع آن را ذکر نموده است.

کلیه حقوق مادی مترتب از نتایج مطالعات ، آزمایشات و نو آوری ناشی از تحقیق موضوع این رساله متعلق به دانشگاه صنعتی شاهرود می باشد .

بهمن ۱۳۹۴

چکیده

ساخت تونل به دلیل توسعه و ارتقای زیرساخت‌هایی مثل بزرگراه‌ها، مترو، راه آهن، پدافند غیرعامل و بسیاری از امکانات دیگر به تدریج در حال افزایش است. روش متداول در حفاری تونل و فضاهای زیرزمینی، روش‌های سنتی (چالزنی و آتشیاری) و روش‌های مکانیزه (رودهدر و TBM) می‌باشد. پس از حفر تونل به روش سنتی، نیاز به سیستم نگهداری به دو شکل موقت و دائم ضروری است. روش‌های متعددی برای سیستم نگهداری موقت تونل‌ها وجود دارد. یکی از این روش‌ها در زمینهای سست، استفاده از قاب فلزی به همراه شاتکریت می‌باشد. روش‌های تجربی و عددی متعددی برای طراحی این سازه مرکب وجود دارد که آخرین روش جامع و کاربردی آن، استفاده از روش مقطع معادل برای تحلیل و طراحی این مقطع مرکب می‌باشد.

در هنگام اجرای این سازه‌های موقت، معمولاً به دلیل سرعت کار و شرایط متغیر محیطی، امکان انحراف ضخامت شاتکریت و فواصل پروفیل‌های فولادی از مقادیر به دست آمده در مرحله طراحی وجود دارد که این تغییرات جزو عوامل تأثیرگذار در جوابگویی سازه خواهند شد. در این رساله با توجه به این مسأله مهم، نسبت به تهیه اطلاعات آماری از این متغیرها در پروژه‌های واقعی اقدام گردید. سپس با استفاده از این اطلاعات و با استفاده از سه روش متداول آزمون‌های نیکویی برازش، تابع توزیع مناسب برای این متغیرهای تصادفی، تعیین گردید. نتیجه بدین صورت حاصل شد که توابع توزیع پیشرفته *Generalized Extreme Value* و *Wakeby* به ترتیب برای ضخامت شاتکریت و فواصل پروفیل‌های فولادی به عنوان مناسب‌ترین توابع چگالی احتمال انتخاب گردیدند.

بر اساس پارامترهای توابع توزیع به دست آمده، نسبت به شبیه‌سازی و تولید نمونه‌های متعدد از این متغیرهای تصادفی اقدام شد که این مقادیر برای سه حالت سازه اجرا شده، روش طراحی تجربی و روش طراحی مقطع معادل به دست آمد و بر اساس آنالیز مونت کارلو، تحلیل قابلیت اعتماد چنین سازه‌ای انجام گردید. نتایج به دست آمده بیانگر این موضوع است که بایستی اثر

خطای ساخت در ضریب اطمینان لحاظ شود. در ضمن مشخص گردید که برای مقاطع نعل اسبی بهتر است از دو ضریب اطمینان متفاوت برای طراحی ضخامت شاتکریت در دیواره و سقف تونل استفاده شود. بر این اساس، این کار برای روش مقطع معادل انجام پذیرفت و نشان داده شد که در این روش طراحی، برای رسیدن به احتمال معینی از خرابی، از چه ضریب اطمینانی باید استفاده گردد.

کلمات کلیدی: تونل، نگهداری موقت، قابلیت اعتماد، شاتکریت، پروفیل های فولادی، آزمون نیکویی برازش، آنالیز مونت کارلو، تابع چگالی احتمال، ضریب اطمینان

لیست مقالات مستخرج از رساله

۱. باسلیقه ف و کیهانی ع، (۱۳۹۲) "مزایای استفاده از روش "مقطع معادل" در طراحی نگهداری موقت تونلها در حالت ترکیب پروفیل‌های فولادی با شاتکریت"، مجموعه مقالات هفتمین کنگره ملی مهندسی عمران. زاهدان: دانشگاه سیستان و بلوچستان.

۲. باسلیقه ف و کیهانی ع، (۱۳۹۲) "ارائه‌ی نحوه‌ی صحیح مدلسازی دو روش متداول در نگهداری موقت تونل‌ها با استفاده از روش‌های جدید در این زمینه"، مجموعه مقالات دهمین کنفرانس تونل ایران، تهران: انجمن تونل ایران.

3. Basaligheh F. and Keyhani A. (2016) “ Estimation of a Distribution Function for Shotcrete Thickness in Tunnel Support system” Indian Journal of Science and Technology, V. 9, pp.
4. Basaligheh F. and 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 (IJMGE), V. 49, No.2, pp. 187-203

فهرست مطالب

عنوان	صفحه
فصل اول: مقدمه	۱
فصل دوم: مبانی نظری و مرور کارهای گذشته در زمینه نگهداری موقت تونل‌ها	۷
۱-۲- توزیع احتمال مورد استفاده در این رساله	۹
۱-۱-۲- تابع توزیع احتمال نرمال	۹
۲-۱-۲- تابع توزیع احتمال Generalized Extreme Value (GEV)	۱۱
۳-۱-۲- تابع توزیع احتمال Wakeby	۲۱
۲-۲- آزمون‌های نیکویی برازش و برآورد پارامترهای توزیع احتمال	۲۲
۱-۲-۲- آزمون کای اسکوئر	۲۴
۲-۲-۲- آزمون کولموگروف- اسمیرنوف	۲۴
۳-۲-۲- آزمون اندرسون- دارلینگ	۲۶
۳-۲- آشنایی با روشهای تحلیل قابلیت اعتماد	۲۷
۱-۳-۲- تعاریف و روشهای اندازه گیری قابلیت اعتماد	۲۸
۱-۱-۳-۲- سطوح تعیین قابلیت اعتماد	۲۹
۲-۱-۳-۲- تعریف عمومی شاخص ایمنی (شاخص قابلیت اعتماد)	۳۲
۳-۱-۳-۲- روش‌های محاسبه شاخص ایمنی	۳۴
۱-۳-۱-۳-۲- روش مقدار میانگین	۳۶
۲-۳-۱-۳-۲- روش هاسوفر- لیند در تعیین شاخص قابلیت اعتماد (۱۹۷۴)	۴۰
۳-۳-۱-۳-۲- روش راکویتز- فیسلر	۴۳
۳-۳-۱-۳-۲- آنالیز مونت کارلو برای تعیین شاخص ایمنی	۴۷
۴-۲- مروری بر کارهای گذشته انجام شده در زمینه نگهداری موقت تونل‌ها	۵۰
فصل سوم: روش پیشنهادی برای تحلیل و طراحی نگهداری موقت تونل	۶۹
۱-۳- مطالعه موردی یک تونل ساخته شده در ایران	۷۱
۱-۱-۳- مشخصات تونل احداث شده	۷۱
۱-۱-۱-۳- زمین شناسی محدوده مسیر تونل	۷۱
۲-۱-۱-۳- مکانیک سنگ	۷۳
۱-۲-۱-۱-۳- خواص مکانیکی سنگ بکر و ناپیوستگی‌ها	۷۴
۲-۲-۱-۱-۳- بررسی پایداری و انتخاب سیستم نگهداری با استفاده از روش‌های تجربی	۷۴
۳-۲-۱-۱-۳- تعیین بار سنگ در محدوده تونل	۷۵

۷۶	۳-۱-۱-۳- طرح ارائه شده برای سیستم نگهداری براساس روابط تجربی و بارسنگ.....
۷۶	۳-۱-۱-۳- محاسبه ضخامت شاتکریت.....
۷۷	۳-۱-۱-۳- محاسبه مشخصات بولت.....
۷۹	۳-۲- معرفی مقطع معادل در نگهداری موقت تونل.....
۸۵	فصل چهارم: نتایج به دست آمده از تحلیل قابلیت اعتماد نگهداری موقت تونل مورد مطالعه.....
۸۶	۴-۱- تخمین تابع توزیع متغیرهای تصادفی نگهداری موقت تونل ها.....
۸۷	۴-۱-۱- تخمین تابع توزیع ضخامت شاتکریت.....
۹۶	۴-۱-۲- تخمین تابع توزیع فواصل قاب‌های فولادی.....
۱۱۸	۴-۲- تحلیل قابلیت اعتماد نگهداری موقت تونل مورد مطالعه.....
۱۱۹	۴-۲-۱- تولید متغیرهای تصادفی ضخامت شاتکریت و فواصل پروفیل‌های فولادی.....
۱۱۹	۴-۲-۱- براساس سازه اجرا شده.....
	۴-۲-۱-۲- براساس اجرای متوسط ۲۰ سانتی‌متری ضخامت شاتکریت طرح تجربی در کلیه
۱۲۱	نقاط مقطع.....
	۴-۲-۱-۳- براساس اجرای متوسط ۲۳/۴۵ سانتی‌متری ضخامت شاتکریت طرح بر اساس مقطع
۱۲۲	معادل در کلیه نقاط مقطع.....
۱۲۴	۴-۲-۲- ساخت مدل سازه‌ای، تحلیل و ارائه نتایج تحلیل قابلیت اعتماد.....
۱۲۷	۴-۲-۳- تعریف تابع حالت حدی طراحی.....
۱۳۲	۴-۲-۴- به دست آوردن ضریب قابلیت اعتماد و احتمال خرابی.....
۱۳۴	۴-۲-۵- به دست آوردن ضریب اطمینان مناسب طراحی.....
۱۳۹	فصل پنجم: نتیجه گیری و پیشنهادها.....
۱۴۰	۵-۱- مقدمه.....
۱۴۰	۵-۲- نتایج.....
۱۴۱	۵-۳- پیشنهادها.....
۱۴۲	منابع.....

فصل دوم

- شکل (۱-۲) نمودار PDF و CDF متغیر تصادفی نرمال ۱۰
- شکل (۲-۲) چگالی‌های مختلف تابع توزیع GEV ۱۶
- شکل (۳-۲) روش تعیین احتمال ۳۱
- شکل (۴-۲) تعریف شاخص ایمنی ۳۳
- شکل (۵-۲) ساده سازی محاسبه در روش مقادیر میانگین ممان دوم ۳۹
- شکل (۶-۲) بیان ترسیمی راکویترز- فیسلسر ۴۶
- شکل (۷-۲) جریان کار تحلیل قابلیت اعتماد متعارف با روش مونت کارلو ۴۹
- شکل (۸-۲) استفاده از پروفیل‌های فولادی به همراه شاتکریت در نگهداری موقت تونل Niagara-Beck
کانادا در سال ۲۰۰۶ میلادی [۷] ۵۰
- شکل (۹-۲) نمونه ای از مقاطع تیرخرپایی [۱] ۵۱

فصل سوم

- شکل (۱-۳) ابعاد هندسی مقطع مورد مطالعه ۷۱
- شکل (۲-۳) نتایج تحلیل ناپیوستگی‌ها ۷۳
- شکل (۳-۳) (a) نمایش شماتیک یک مقطع از لایه نگهدارنده شامل مواد مختلف ۱ و ۲، (b) مقطع معادل برای لایه مرکب (کامپوزیتی) ۸۰
- شکل (۴-۳) مجموع لنگر خمشی، نیروی محوری و نیروی برشی ارائه شده در مقطع معادل نشان داده شده در شکل (۳-۳) ۸۱
- شکل (۵-۳) توزیع (a) لنگرهای خمشی، (b) نیروی محوری، (c) نیروی برشی در لایه کامپوزیتی نشان داده شده در شکل (۳-۳) ۸۳

فصل چهارم

- شکل (۱-۴) نقاط مختلف انتخابی بر روی تونل با ابعاد ۸*۸ متری برای مشخص کردن ضخامت شاتکریت ۸۷
- شکل (۲-۴) مقطع تونل ۸*۸ متری ۹۷
- شکل (۳-۴) مقطع تونل ۵*۵ متری ۹۹
- شکل (۴-۴) نمودار برازش شده‌ی Gambel min برای مقطع بزرگ بر طبق داده های جدول (۴-۱۳) ۱۰۷
- شکل (۵-۴) نمودار برازش شده‌ی Gambel min برای مقطع بزرگ بر طبق داده های جدول (۴-۱۴) ۱۰۷
- شکل (۶-۴) یک نمونه از هندسه مدل فایل‌های SAP2000 ساخته شده ۱۲۵
- شکل (۷-۴) یک نمونه از ضخامت‌های مدل شده برای سازه اجرا شده (مقطع شماره ۵۰۲ اجرا شده) ۱۲۶
- شکل (۸-۴) بار سنگ قائم اعمالی بر روی کلیه مدل‌های سازه‌ای بر حسب کیلونیوتن بر مترمربع ۱۲۶
- شکل (۹-۴) بار سنگ افقی اعمالی بر روی کلیه مدل‌های سازه‌ای بر حسب کیلونیوتن بر مترمربع ۱۲۷
- شکل (۱۰-۴) منحنی اندرکنش نیروی محوری - لنگر خمشی پروفیل فولادی برای سه نمونه از نتایج طراحی ۱۳۰
- شکل (۱۱-۴) منحنی اندرکنش نیروی محوری - لنگر خمشی شاتکریت برای یک نمونه از نتایج طراحی سازه اجرا شده ۱۳۰

- شکل (۴-۱۲) منحنی اندرکنش نیروی محوری - لنگر خمشی شاتکریت برای یک نمونه از نتایج طراحی به روش تجربی ۱۳۱
- شکل (۴-۱۳) منحنی اندرکنش نیروی محوری - لنگر خمشی شاتکریت برای یک نمونه از نتایج طراحی به روش مقطع معادل ۱۳۱
- شکل (۴-۱۴) نمایش منحنی‌های اندرکنش لنگر خمشی با نیروی محوری پروفیل‌های فولادی برای ضرایب اطمینان مختلف ۱۳۸

فهرست جدول‌ها

صفحه

عنوان

فصل سوم

- جدول (۱-۳) مشخصات دسته درزه‌های اصلی..... ۷۳
- جدول (۲-۳) ویژگی‌های کلی ناپیوستگی‌های توده سنگ..... ۷۴
- جدول (۳-۳) پارامترهای فیزیکی و مقاومتی سنگ بکر ساختگاه..... ۷۴

فصل چهارم

- جدول (۱-۴) ضخامت‌های شاتکریت در موقعیت‌های مختلف تونل ۸*۸ متری (پیش بینی ۲۰ سانتی متر)..... ۸۸
- جدول (۲-۴) آماره و رتبه هر یک توابع توزیع در موقعیت ۲ نشان داده‌شده در شکل (۱-۴)..... ۹۰
- جدول (۳-۴) آماره و رتبه هر یک توابع توزیع در موقعیت ۳ نشان داده‌شده در شکل (۱-۴)..... ۹۰
- جدول (۴-۴) آماره و رتبه هر یک توابع توزیع در موقعیت ۴ نشان داده‌شده در شکل (۱-۴)..... ۹۱
- جدول (۵-۴) آماره و رتبه هر یک توابع توزیع در موقعیت ۵ نشان داده‌شده در شکل (۱-۴)..... ۹۱
- جدول (۶-۴) آماره و رتبه هر یک توابع توزیع در موقعیت ۶ نشان داده‌شده در شکل (۱-۴)..... ۹۲
- جدول (۷-۴) آماره و رتبه هر یک توابع توزیع در موقعیت ۷ نشان داده‌شده در شکل (۱-۴)..... ۹۲
- جدول (۸-۴) آماره و رتبه هر یک توابع توزیع در موقعیت ۸ نشان داده‌شده در شکل (۱-۴)..... ۹۳
- جدول (۹-۴) آماره و رتبه هر یک توابع توزیع در موقعیت ۹ نشان داده‌شده در شکل (۱-۴)..... ۹۳
- جدول (۱۰-۴) آماره و رتبه هر یک توابع توزیع در موقعیت ۱۰ نشان داده‌شده در شکل (۱-۴)..... ۹۴
- جدول (۱۱-۴) رتبه توابع توزیع مختلف برای ضخامت شاتکریت از روش‌های مختلف آزمون نیکویی برازش..... ۹۵
- جدول (۱۲-۴) مقادیر پارامترهای شکل پیوسته، مقیاس پیوسته و موقعیت پیوسته در نقاط مختلف شکل (۱-۴)..... ۹۶
- جدول (۱۳-۴) فواصل پروفیل‌های فولادی اجرا شده در تونل ۸*۸ متری در مترهای مختلف..... ۹۸
- جدول (۱۴-۴) فواصل پروفیل‌های فولادی اجرا شده در تونل ۵.۱*۵ متری در مترهای مختلف..... ۱۰۰
- جدول (۱۵-۴) آماره و رتبه هر یک از توابع توزیع در مقطع نشان داده شده در شکل (۲-۴)..... ۱۰۱
- جدول (۱۶-۴) آماره و رتبه هر یک از توابع توزیع در مقطع نشان داده شده در شکل (۳-۴)..... ۱۰۲
- جدول (۱۷-۴) رتبه توابع توزیع از روش آزمون کولموگروف-اسمیرنوف در شکل‌های (۲-۴) و (۳-۴)..... ۱۰۳
- جدول (۱۸-۴) رتبه توابع توزیع از روش آزمون اندرسون-دارلینگ در شکل‌های (۲-۴) و (۳-۴)..... ۱۰۴
- جدول (۱۹-۴) رتبه توابع توزیع از روش آزمون کای اسکوئر در شکل‌های (۲-۴) و (۳-۴)..... ۱۰۵
- جدول (۲۰-۴) آماره و رتبه هر یک از توابع توزیع در مقطع نشان داده شده در شکل (۲-۴) دسته الف (با فواصل کم)..... ۱۱۰
- جدول (۲۱-۴) آماره و رتبه هر یک از توابع توزیع در مقطع نشان داده شده در شکل (۲-۴) دسته ب (با فواصل زیاد)..... ۱۱۱
- جدول (۲۲-۴) آماره و رتبه هر یک از توابع توزیع در مقطع نشان داده شده در شکل (۳-۴) دسته الف (با فواصل کم)..... ۱۱۲
- جدول (۲۳-۴) آماره و رتبه هر یک از توابع توزیع در مقطع نشان داده شده در شکل (۳-۴) دسته ب (با فواصل زیاد)..... ۱۱۳
- جدول (۲۴-۴) رتبه توابع توزیع از روش آزمون کولموگروف-اسمیرنوف در شکل‌های (۲-۴) و (۳-۴)..... ۱۱۴
- جدول (۲۵-۴) رتبه توابع توزیع از روش آزمون اندرسون-دارلینگ در شکل‌های (۲-۴) و (۳-۴)..... ۱۱۵
- جدول (۲۶-۴) رتبه توابع توزیع از روش آزمون کای اسکوئر در شکل‌های (۲-۴) و (۳-۴)..... ۱۱۶

جدول (۲۷-۴) مقادیر پارامترهای پیوسته تابع توزیع فواصل پروفیل‌های فولادی مربوط به مقاطع شکل‌های (۴-۴)	۱۱۸
۲) و (۳-۴).....	۱۱۸
جدول (۲۸-۴) مقادیر میانگین اجرا شده متغیر تصادفی ضخامت شاتکریت در نقاط نه گانه شکل (۴-۱) بر	۱۱۹
حسب سانتی‌متر.....	۱۱۹
جدول (۲۹-۴) نمونه مقادیر متغیرهای تصادفی ضخامت شاتکریت تولید شده برای دسته ۱۰۰ تایی سوم نقطه ۵	۱۲۰
شکل (۱-۴) بر حسب سانتی‌متر.....	۱۲۰
جدول (۳۰-۴) نمونه مقادیر متغیرهای تصادفی فواصل پروفیل‌های فولادی تولید شده برای دسته ۱۰۰ تایی	۱۲۰
پنجم بر حسب سانتی‌متر.....	۱۲۰
جدول (۳۱-۴) مقادیر پارامترهای پیوسته شکل، مقیاس و موقعیت با فرض ضخامت متوسط ۲۰ سانتی‌متری	۱۲۲
شاتکریت و همان مقادیر واریانس و چولگی روش اجرا.....	۱۲۲
جدول (۳۲-۴) مقادیر پارامترهای پیوسته شکل، مقیاس و موقعیت با فرض ضخامت ۲۳/۴۵ سانتی‌متری	۱۲۳
شاتکریت و همان مقادیر واریانس و چولگی روش اجرا.....	۱۲۳
جدول (۳۳-۴) مقادیر احتمال خرابی و ضریب قابلیت اعتماد سه حالت سازه اجرا شده، روش تجربی و روش	۱۳۳
مقطع معادل.....	۱۳۳
جدول (۳۴-۴) مقادیر پارامترهای پیوسته شکل، مقیاس و موقعیت با فرض ضخامت ۳۲/۵ سانتی‌متری	۱۳۵
شاتکریت و همان مقادیر واریانس و چولگی روش اجرا.....	۱۳۵
جدول (۳۵-۴) مقادیر پارامترهای پیوسته شکل، مقیاس و موقعیت با فرض ضخامت ۳۶ سانتی‌متری شاتکریت	۱۳۶
و همان مقادیر واریانس و چولگی روش اجرا.....	۱۳۶
جدول (۳۶-۴) مقادیر پارامترهای پیوسته شکل، مقیاس و موقعیت با فرض ضخامت ۳۸/۵ سانتی‌متری	۱۳۶
شاتکریت و همان مقادیر واریانس و چولگی روش اجرا.....	۱۳۶
جدول (۳۷-۴) مقادیر احتمال خرابی و ضریب قابلیت اعتماد سه حالت ذکر شده در بالا.....	۱۳۷

فهرست علایم و اختصارات

نماد	واحد	شرح
---	---	آماره در روش آزمون کای اسکوئر
---	---	فرکانس اطلاعات واقعی آزمون کای اسکوئر
---	---	فرکانس محاسبه شده آزمون کای اسکوئر
---	---	تعداد دسته‌بندی آزمون کای اسکوئر
---	---	تعداد پارامترها در آزمون کای اسکوئر
---	---	آماره در روش آزمون کولموگروف-اسمیرنوف
---	---	فرکانس نسبی تجمعی واقعی آزمون کولموگروف-اسمیرنوف
---	---	فرکانس نسبی تجمعی مورد انتظار آزمون کولموگروف-اسمیرنوف
---	---	آماره در روش آزمون اندرسون-دارلینگ
---	---	تابع وزن آزمون اندرسون-دارلینگ
---	---	تعداد نمونه‌های آزمون اندرسون-دارلینگ
---	---	توزیع دو جمله‌ای آزمون اندرسون-دارلینگ

فصل اول

مقدمه

ساخت تونل به دلیل توسعه و ارتقای زیرساخت‌هایی مثل بزرگراه‌ها، مترو، راه آهن، و بسیاری از امکانات دیگر به تدریج در حال افزایش است. روش متداول در حفاری تونل و فضاهای زیرزمینی، روش‌های سنتی (چالزنی و آتشیاری) و روش‌های مکانیزه (دستگاه‌های کله گاوی یا رودهدر^۱ و TBM^۲) می‌باشد [۱-۲]. پس از حفر تونل نیاز به سیستم نگهداری^۳ به دو شکل موقت^۴ و دائم^۵ ضروری است [۳]. روش‌های نگهداری تونل به‌طور معمول به شکل‌های مختلف زیر اجرا می‌شود:

[۳-۴]

۱- چوب بست

۲- قاب‌های فلزی^۶

۳- پیچ سنگ^۷

۴- کابل‌های مهاری^۸

۵- بتن پاششی یا شاتکریت^۹

۶- نگهداری با بتن به دو شکل لاینینگ^{۱۰} و سگمنت^{۱۱}

یکی از مهمترین مسائل در اجرای حفاری سنتی تونل‌ها و فضاهای زیرزمینی، ارائه روشی جهت نگهداری موقت تونل در حین اجرا بوده تا بتواند حاشیه اطمینان مناسبی را برای ادامه‌ی پیشروی در حفاری تضمین نماید [۱-۲]. در کلیه این روش‌ها عامل تأثیرگذار در سرعت حفاری، استفاده از

-
- 1.Road header
 - 2.tunnel boring machine
 - 3.supporting
 - 4.temporary
 - 5.permanent
 - 6.steel sets
 - 7.Rock bolt
 - 8.Cable bolt
 - 9.shotcrete
 - 10.Lining
 - 11.Segment

یک روش مناسب و اقتصادی و سریع برای اجرای نگهداری اولیه (موقت) تونل می‌باشد. از عوامل تأثیرگذار بر زمان اجرای نگهداری، خصوصیات ژئومکانیکی، شرایط آب‌های زیرزمینی، وضعیت درزه و شکاف و ... می‌باشد که بسته به موارد ذکر شده، نوع سیستم نگهداری و زمان نصب تعیین می‌گردد. از اجزای سیستم‌های نگهداری موقت برای زمین‌های سست، می‌توان به قاب فلزی به همراه شاتکریت اشاره نمود [۵-۷]. قاب‌های متداول در نگهداری موقت تونل‌ها، عمدتاً از پروفیل‌های IPE یا ناودانی و ... انتخاب می‌گردد که بسته به شرایط باربری سیستم انتخاب خواهند شد. روش دیگر متداول در نگهداری موقت، استفاده از تیر خرپایی^{۱۲} به همراه شاتکریت می‌باشد [۵-۷].

موضوع مطرح در این رساله، تحلیل قابلیت اعتماد نگهداری موقت تونل در حالت استفاده از قاب فلزی به همراه شاتکریت می‌باشد و از آن جهت دارای اهمیت است که طراحی نگهداری موقت تونل‌ها، عمدتاً برای یک ضخامت مشخص شاتکریت و فواصل مشخص برای قاب‌های فلزی انجام گرفته و طرح پیشنهادی ارائه می‌گردد. در حالی که معمولاً در عمل این مقادیر به دلایل نوع حفاری و خطاهای انسانی قابل اجرا نیست. لذا لازم است در پروژه‌های اجرایی، برداشت واقعی پس از اجرای این مقادیر تهیه شود و سپس با استفاده از روش‌های معتبر تحلیل قابلیت اعتماد، چنین سازه‌ای ارزیابی شود. برای رسیدن به این هدف، یکی از پروژه‌های احداث شده در کشورمان انتخاب شد و ابتدا با برداشتهای دقیق نقشه برداری، نسبت به میزان اجرای ضخامت شاتکریت در نقاط مختلف یک مقطع در طول مسیر مبادرت شد و سپس از فواصل پروفیل‌های فولادی اجرا شده در طول مسیر تونل نیز اندازه‌گیری‌ها به عمل آمد و با استفاده از آزمون‌های نیکویی برازش^{۱۳} نسبت به تخمین توابع توزیع احتمال این مقادیر اقدام گردید. در این مرحله، از سه روش معمول در آزمون‌های نیکویی برازش کمک گرفته شد. این آزمون‌ها بر مبنای سه روش کای اسکوئر،

12. Latic girder

13. Goodness of fit

کولموگرف- اسمیرنوف و اندرسون- دارلینگ انتخاب گردید. بعد از به دست آوردن توابع توزیع این متغیرها، شبیه سازی برای مقادیر ضخامت شاتکریت و فواصل پروفیل های فولادی در تعداد زیاد انجام شده و با استفاده از روش های اندازه گیری قابلیت اعتماد، و آنالیز مونت کارلو^{۱۴} شاخص قابلیت اعتماد و احتمال خرابی به دست آمد. در ادامه برای تعیین میزان اعتماد به روش های جدید طراحی این سازه، بر اساس توابع توزیع به دست آمده برای ضخامت شاتکریت و فواصل پروفیل های فولادی، مبادرت به تولید اطلاعات در زمینه تونل مورد مطالعه گردید. نتایج به دست آمده از این قسمت، حاکی از آن بود که ضرایب اطمینان مناسب طرح برای پذیرش ریسک های مختلف خرابی به چه میزان خواهد بود. بر این اساس، توصیه های لازم در انتهای رساله ارائه گردیده است.

برای رسیدن به هدف ذکر شده در بالا، فصل بندی های ذیل در ادامه کار قابل ملاحظه است.

در فصل دوم ابتدا با اشاره به این که آشنایی با برخی از مفاهیم آمار و احتمال لازم است، مراجع مفید در این زمینه آورده شده تا خواننده با خواندن این مراجع بتواند با مفاهیمی مثل متغیر تصادفی، میانگین، واریانس، ضریب پراکندگی، چولگی، تابع چگالی احتمال، تابع توزیع تجمعی احتمال آشنا شده و وارد بحث موارد اشاره شده در رساله شود. سپس به دلیل نو بودن توابع توزیع آورده شده در رساله، به معرفی این توابع توزیع پرداخته شده است. سپس به روش های معمول آزمون های نیکویی برازش برای تعیین پارامترهای توزیع احتمال از سه روش معمول در این زمینه پرداخته شده است. در ادامه به روش های مختلف اندازه گیری تحلیل قابلیت اعتماد پرداخته شده، سپس به مرور کارهای گذشته و معرفی موضوعات نزدیک و مرتبط با بحث آنالیز و طراحی نگهداری موقت با روش های مختلف پرداخته شده است.

در فصل سوم ابتدا به مطالعه موردی یک تونل ساخته شده در ایران که بر اساس روش‌های تجربی طراحی شده، پرداخته شده است. سپس با توجه به معرفی روش‌های مختلف تحلیل و طراحی نگهداری موقت تونل که در فصل قبل به آن‌ها اشاره شده است، به معرفی مفصل‌تر بهترین و جدیدترین روش معتبر در این زمینه، که روش تحلیل و طراحی به روش مقطع معادل می‌باشد، پرداخته شده است.

در فصل چهارم نتایج حاصل از تحلیل قابلیت اعتماد نگهداری موقت تونل مورد مطالعه آورده شده است. بدین منظور ابتدا با توجه به برداشت‌های انجام شده در تونل مورد مطالعه، نسبت به تخمین تابع توزیع مناسب برای ضخامت شاتکریت و فواصل قاب‌های فولادی پرداخته شده است. سپس بر اساس این توابع به دست آمده ابتدا تحلیل قابلیت اعتماد این سازه در سه حالت سازه اجرا شده، سازه طرح شده بر اساس روش تجربی و سازه طرح شده بر اساس روش مقطع معادل انجام شده و در نهایت ضرایب اطمینان مناسب برای این سازه با توجه به احتمال خرابی مورد بحث قرار گرفته است.

و در نهایت در فصل پنجم به جمع بندی از بحث، نتیجه‌گیری و ارائه پیشنهادها پرداخته شده است.

فصل دوم

مبانی نظری و مرور کارهای
گذشته در زمینه نگهداری موقت
تونل‌ها

در این فصل ابتدا به مبانی نظری و تئوری‌های به‌کار رفته در رساله پرداخته شده و در نهایت به مرور کارهای گذشته در زمینه نگهداری موقت تونل‌ها پرداخته می‌شود. به این منظور، ابتدا روش‌های مختلف تحلیل قابلیت اعتماد معرفی شده، سپس به معرفی مقطع معادل که اخیراً برای آنالیز و طراحی مقاطع مرکب نگهداری موقت به‌کار می‌رود، پرداخته می‌شود و در ادامه به دلیل نو بودن کاربرد تحلیل قابلیت اعتماد در این روش، به مرور کارهای گذشته و معرفی موضوعات نزدیک و مرتبط با بحث آنالیز و طراحی نگهداری موقت با روش‌های مختلف پرداخته می‌شود.

قبل از ورود به بحث لازم است که خواننده با برخی از مفاهیم آمار و احتمال آشنا شود. برای آشنایی با این مفاهیم مثل متغیر تصادفی، میانگین، واریانس، ضریب پراکندگی، چولگی، تابع چگالی احتمال، تابع توزیع تجمعی احتمال می‌توان به مراجع [۸-۱۱] مراجعه کرد. به دلیل نو بودن توابع توزیع آورده شده در این رساله، ابتدا به معرفی این توابع توزیع پرداخته شده است. سپس به دلیل نو بودن توابع توزیع آورده شده در این رساله، به معرفی این توابع توزیع مبادرت شده است. سپس به روش‌های معمول آزمون‌های نیکویی برازش برای تعیین پارامترهای توزیع احتمال از سه روش معمول در این زمینه پرداخته شده است. روش‌های اشاره شده شامل آزمون‌های کای اسکوئر، کولموگروف-اسمیرنوف و اندرسون-دارلینگ می‌باشد که در ادامه مفصل به معرفی این آزمون‌ها پرداخته شده است. در ادامه به تعاریف و روش‌های مختلف اندازه‌گیری تحلیل قابلیت اعتماد پرداخته شده، سپس به مرور کارهای گذشته و معرفی موضوعات نزدیک و مرتبط با بحث آنالیز و طراحی نگهداری موقت با روش‌های مختلف پرداخته شده است.

۲-۱- توزیع احتمال مورد استفاده در این رساله

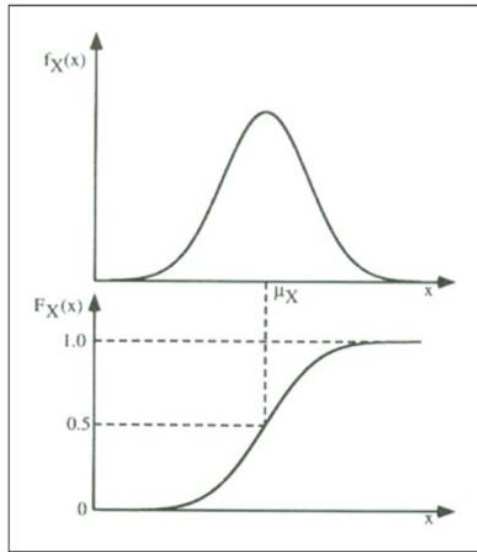
در تحلیل قابلیت اعتماد هر سازه ای، ابتدا بایستی با توجه به متغیرهای تصادفی برداشت شده از مسائل عملی، تابع توزیع احتمال متغیر تصادفی تعیین شده و سپس با توجه به تابع توزیع به دست آمده، نسبت به تولید متغیرهای تصادفی جدید اقدام شود. در اکثر کارهای مهندسی توزیع نرمال استفاده فراوانی دارد ولی با توجه به اینکه در این رساله، علاوه بر توزیع نرمال، از توابع توزیع Generalized Extreme Value و Wakeby نیز استفاده شده است، لذا در ذیل علاوه بر تابع توزیع نرمال، این توابع توزیع نیز بررسی شده است.

۲-۱-۱- تابع توزیع احتمال نرمال

توزیع نرمال مهمترین و بیشترین توزیع مورد استفاده در تئوری قابلیت اعتماد می باشد. تابع چگالی احتمال آن به صورت زیر است:

$$f_x(x) = (1/\sigma_x \sqrt{2\pi}) \exp\left[-1/2(x - \mu_x / \sigma_x)^2\right] \quad (1-2)$$

که در آن σ_x ، μ_x به ترتیب بیانگر میانگین و انحراف معیار می باشند. شکل های زیر نشان دهنده تابع های چگالی احتمال و توزیع تجمعی برای یک متغیر تصادفی نرمال است [۱۰ و ۱۱].



شکل (۱-۲) نمودار PDF و CDF متغیر تصادفی نرمال

تابع‌های توزیع برای یک متغیر تصادفی نرمال دارای دو خاصیت مهم به شرح زیر می‌باشند:

(۱) تابع چگالی احتمال حول محور میانگین متقارن است.

(۲) به دلیل توزیع متقارن حول میانگین همواره رابطه زیر برقرار است.

$$F_x(\mu_x - X) + F_x(\mu_x + X) = 1 \quad (۲-۲)$$

فرمول مشخص و دقیقی برای محاسبه تابع توزیع تجمعی توزیع نرمال وجود ندارد. اما جداولی وجود دارند که مقدار CDF را برای مقادیر خاصی با مقدار میانگین $\mu_x = 0$ و $\sigma_x = 1$ ارائه

داده‌اند. مقدار موجود در پرانتز فرمول فوق $\left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right)$ به عنوان شکل استاندارد متغیر شناخته

می‌شود، اگر این مقدار را در فرمول فوق جایگزین کنیم فرمولی به دست می‌آید که به آن PDF

توزیع نرمال استاندارد می‌گویند و معمولاً آن را با $\phi(z)$ نشان می‌دهند [۱۲ و ۱۳]:

$$\phi(z) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \left[-\frac{1}{2}(z)^2 \right] = f_z(z) \quad (3-2)$$

CDF متغیر نرمال استاندارد به طور معمول با $\Phi(z)$ نشان داده می‌شود. همانطور که گفته شد به طور معمول از جداولی که در کتاب‌های آماری و قابلیت اعتماد وجود دارد برای تعیین مقدار CDF استفاده می‌کنند. اما روابط و فرمول‌های زیادی برای تعیین مقدار CDF وجود دارد که ما در اینجا آخرین رابطه و بر اساس آزمایش‌های انجام شده دقیق‌ترین رابطه ارائه شده تاکنون را آورده‌ایم. اما خواننده محترم برای مطالعه بیشتر می‌تواند به مرجع [۱۴] مراجعه کند که روابط از سال ۱۹۴۵ در آن موجود است [۱۴].

$$F(z) \approx \frac{1}{1 + e^{-(0.07056*z^3 + 1.5976*z)}} \quad (4-2)$$

۲-۱-۲- تابع توزیع احتمال (GEV) Generalized Extreme Value

این تابع توزیع، یک تابع توزیع پیشرفته^{۱۵} سه پارامتری است که دارای سه پارامتر پیوسته شکل، مقیاس و موقعیت است که این پارامترها به ترتیب با علائم ζ ، σ و μ نشان داده شده‌اند. پارامترهای ζ ، μ متعلق به فضای اعداد حقیقی بوده و پارامتر σ همواره بزرگتر از صفر با تکیه‌گاه^{۱۶} زیر خواهد بود [۱۵].

(۵-۲)

$$x \in [\mu - \sigma/\zeta, +\infty) \text{ when } \zeta > 0,$$

$$x \in (-\infty, +\infty) \text{ when } \zeta = 0,$$

15. Advanced distribution

16. Support

$x \in (-\infty, \mu - \sigma/\xi]$ when $\xi < 0$.

تابع چگالی احتمال این توزیع (PDF) به صورت زیر است:

$$\text{PDF} \quad \frac{1}{\sigma} t(x)^{\xi+1} e^{-t(x)}, \quad (6-2)$$

$$\text{where } t(x) = \begin{cases} \left(1 + \left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right)\xi\right)^{-1/\xi} & \text{if } \xi \neq 0 \\ e^{-(x-\mu)/\sigma} & \text{if } \xi = 0 \end{cases} \quad (7-2)$$

و تابع توزیع تجمعی احتمال (CDF) آن به صورت زیر است:

$$e^{-t(x)}, \text{ for } x \in \text{support} \quad (8-2)$$

CDF:

و مقدار میانگین^{۱۷} این تابع توزیع به صورت زیر است:

$$\begin{cases} \mu + \sigma \frac{\Gamma(1-\xi)-1}{\xi} & \text{if } \xi \neq 0, \xi < 1, \\ \mu + \sigma \gamma & \text{if } \xi = 0, \\ \infty & \text{if } \xi \geq 1, \end{cases} \quad (9-2)$$

که در آن γ ثابت اولر^{۱۸} است.

و مقدار میانه^{۱۹} این تابع توزیع به صورت زیر است:

17. Mean
18. Euler's constant
19. Median

$$\begin{cases} \mu + \sigma \frac{(\ln 2)^{-\xi} - 1}{\xi} & \text{if } \xi \neq 0, \\ \mu - \sigma \ln \ln 2 & \text{if } \xi = 0. \end{cases} \quad (10-2)$$

و مقدار مود^{۲۰} این تابع توزیع به صورت زیر است:

$$\begin{cases} \mu + \sigma \frac{(1+\xi)^{-\xi} - 1}{\xi} & \text{if } \xi \neq 0, \\ \mu & \text{if } \xi = 0. \end{cases} \quad (11-2)$$

و واریانس^{۲۱} این تابع توزیع به صورت زیر است:

$$\begin{cases} \sigma^2 (g_2 - g_1^2)/\xi^2 & \text{if } \xi \neq 0, \xi < \frac{1}{2}, \\ \sigma^2 \frac{\pi^2}{6} & \text{if } \xi = 0, \\ \infty & \text{if } \xi \geq \frac{1}{2}, \end{cases} \quad (12-2)$$

که در آن $\zeta(x)$ تابع ریمان زتا^{۲۲} است.

و چولگی^{۲۳} این تابع توزیع به صورت زیر است:

$$\begin{cases} \frac{g_3 - 3g_1g_2 + 2g_1^3}{(g_2 - g_1^2)^{3/2}} & \text{if } \xi > 0, \\ -\frac{g_3 - 3g_1g_2 + 2g_1^3}{(g_2 - g_1^2)^{3/2}} & \text{if } \xi < 0, \\ \frac{12\sqrt{6}\zeta(3)}{\pi^3} & \text{if } \xi = 0. \end{cases} \quad (13-2)$$

20. Mode

21. Variance

22. Riemann zeta function

23. Skewness

که در آن: $g_k = \Gamma(1 - k\xi)$

و ضریب کشیدگی^{۲۴} این تابع توزیع به صورت زیر است:

$$\begin{cases} \frac{g_4 - 4g_1g_3 + 6g_2g_1^2 - 3g_1^4}{(g_2 - g_1^2)^2} - 3 & \text{if } \xi \neq 0, \xi < \frac{1}{4}, \\ \frac{12}{5} & \text{if } \xi = 0, \\ \infty & \text{if } \xi \geq \frac{1}{4}. \end{cases} \quad (14-2)$$

آنترپی^{۲۵} این تابع نیز به شکل زیر می باشد:

$$\log(\sigma) + \gamma\xi + (\gamma + 1) \quad (15-2)$$

در تئوری احتمالات و آمار، توزیع Generalized Extreme Value (GEV) از خانواده توزیع احتمالات پیوسته است که توسط قضیه حد نهایی توسعه یافته و با خانواده توزیع‌های گامبل^{۲۶}، فریجت^{۲۷} و وایبول^{۲۸} ترکیب شده است. همچنین این توزیع، جزو انواع ۱، ۲ و ۳ توزیع‌های حد نهایی شناخته می‌شود. توسط قضیه حد نهایی^{۲۹}، توزیع GEV تنها توزیع محدود مناسب نرمالیز شده با توالی مستقل برای متغیر تصادفی توزیع شده است. با وجود این، توزیع GEV اغلب به عنوان تقریب مدل بیشینه‌ی طولانی (محدود) دنباله‌دار از متغیرهای تصادفی استفاده می‌شود [۱۶ و ۱۷].

24. Ex. kurtosis
 25. Entropy
 26. Gumbel
 27. Fréchet
 28. Weibull
 29. extreme value theorem

در برخی از زمینه‌های کاربرد توزیع Generalized Extreme Value توزیع فیشر-تپیت^{۳۰}، برگرفته از نام رونالد فیشر^{۳۱} و تپیت^{۳۲} که سه فرم تابع مشخص شده در زیر را به رسمیت شناخته شده‌اند می‌باشد. با این حال استفاده از این نام گاهی به معنای حالت خاصی از توزیع گامبل محدود شده است.

توزیع Generalized Extreme Value تابع توزیع تجمعی به شکل زیر دارد:

$$F(x; \mu, \sigma, \xi) = \exp \left\{ - \left[1 + \xi \left(\frac{x - \mu}{\sigma} \right) \right]^{-1/\xi} \right\} \quad (16-2)$$

برای $1 + \xi(x - \mu)/\sigma > 0$ جایی که $\mu \in \mathbb{R}$ پارامتر موقعیت است، $\sigma > 0$ پارامتر مقیاس و $\xi \in \mathbb{R}$ پارامتر شکل است. بنابراین برای $\xi > 0$ مبین تابع توزیع تجمعی معلوم برای $x > \mu - \sigma/\xi$ است، در حالی که $\xi < 0$ برای $x < \mu + \sigma/(-\xi)$ معتبر است. در حالت اول، نقطه پایانی پایین برابر صفر، در حالت دوم نقطه پایانی بالا برابر با یک است. برای $\xi = 0$ بیان توزیع تجمعی تابع به طور رسمی تعریف نشده و نتیجه با در نظر گرفتن حد $\xi \rightarrow 0$ به عنوان جایگزین به دست آمده است.

$$F(x; \mu, \sigma, 0) = \exp \left\{ - \exp \left(- \frac{x - \mu}{\sigma} \right) \right\} \quad (17-2)$$

بدون هر گونه محدودیت در X .

30. Fisher–Tippett distribution

31. Ronald Fisher

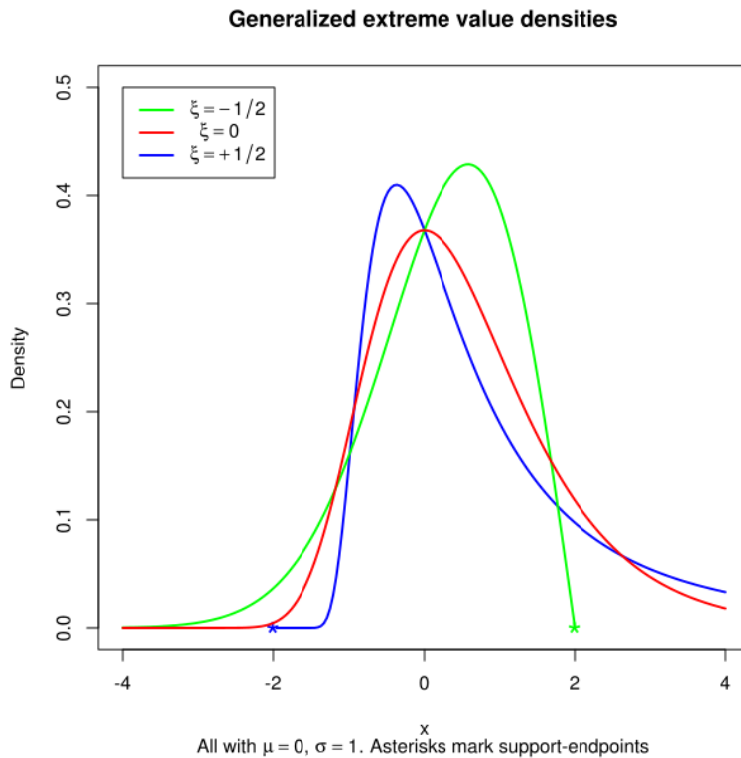
32. L. H. C. Tippett

تابع چگالی است، در نتیجه

$$f(x; \mu, \sigma, \xi) = \frac{1}{\sigma} \left[1 + \xi \left(\frac{x - \mu}{\sigma} \right) \right]^{(-1/\xi)-1} \exp \left\{ - \left[1 + \xi \left(\frac{x - \mu}{\sigma} \right) \right]^{-1/\xi} \right\} \quad (18-2)$$

دوباره برای $x > \mu - \sigma/\xi$ برای حالتی که $\xi > 0$ و $x < \mu + \sigma/(-\xi)$ برای حالتی که $\xi < 0$ است. چگالی صفر خارج از محدوده مربوطه است. در حالت $\xi = 0$ چگالی مثبت است در حالی که خط واقعی برابر است با:

$$f(x; \mu, \sigma, \xi) = \frac{1}{\sigma} \exp \left[- \left(\frac{x - \mu}{\sigma} \right) \right] \exp \left\{ - \exp \left[\left(- \frac{x - \mu}{\sigma} \right) \right] \right\} \quad (19-2)$$



شکل (۲-۲) چگالی‌های مختلف تابع توزیع GEV

برخی از آماره‌های ساده به صورت زیر هستند [۱۸]:

$$E(X) = \mu - \frac{\sigma}{\xi} + \frac{\sigma}{\xi} g_1, \quad (20-2)$$

$$\text{Var}(X) = \frac{\sigma^2}{\xi^2} (g_2 - g_1^2), \quad (21-2)$$

$$\text{Mode}(X) = \mu + \frac{\sigma}{\xi} [(1 + \xi)^{-\xi} - 1]. \quad (22-2)$$

چولگی برای $\xi > 0$ برابر است با:

$$\text{skewness}(X) = \frac{g_3 - 3g_1g_2 + 2g_1^3}{(g_2 - g_1^2)^{3/2}} \quad (23-2)$$

برای $\xi < 0$ نشانگر شمارش معکوس است.

پارامتر شکل ξ رفتار دنباله‌های تابع را کنترل می‌کند. زیر خانواده‌های $\xi = 0$ ، $\xi > 0$ و $\xi < 0$ به ترتیب با خانواده‌های گامبل، فریجت و وایبول تعریف شده‌اند. در حالی که توابع توزیع تجمعی به شکل زیر تعریف شده‌است [۱۹].

گامبل یا نوع یک توزیع Extreme value ($\xi = 0$)

$$F(x; \mu, \sigma, 0) = e^{-e^{-(x-\mu)/\sigma}} \quad \text{for } x \in \mathbb{R}. \quad (24-2)$$

فریجت یا نوع دو توزیع Extreme value اگر $\xi = \alpha^{-1} > 0$ و $y = 1 + \xi(x - \mu)/\sigma$

$$F(x; \mu, \sigma, \xi) = \begin{cases} e^{-y^{-\alpha}} & y > 0 \\ 0 & y \leq 0. \end{cases} \quad (25-2)$$

معکوس وایبول یا نوع سه توزیع Extreme value اگر $\xi = -\alpha^{-1} < 0$ و

$$y = -(1 + \xi(x - \mu)/\sigma)$$

$$F(x; \mu, \sigma, \xi) = \begin{cases} e^{-(y)^\alpha} & y < 0 \\ 1 & y \geq 0 \end{cases} \quad (26-2)$$

تبصره ۱: تئوری در اینجا مربوط به بیشینه‌هاست و توزیع مورد بحث برای توزیع مقدار بیشینه قرار گرفته است. یک تابع توزیع Generalized Extreme Value می‌تواند برای کمینه به دست آید، مثلاً با جایگزینی $(-x)$ به جای x در تابع توزیع و کم کردن از یک می‌توانید یک خانواده جداگانه توزیع دریافت کنید.

تبصره ۲: توزیع وایبول عادی ناشی از برنامه‌های کاربردی قابلیت اعتماد است و از توزیعی به دست آورده شده که در آن از متغیر $t = \mu - x$ استفاده شده و از قضیه حدنهایی استفاده شده است. این ناشی از آن است که توزیع وایبول در مواردی که برای مقابله با حداقل، به جای حداکثر استفاده می‌شود. توزیع در اینجا دارای پارامترهای اضافی برای مقایسه با توزیع وایبول است. علاوه بر این نسبت به توزیع وایبول معمول، دارای توزیع حد بالایی به جای حد پایین است. علاوه بر این، در کاربردهای GEV حد بالایی ناشناخته است و این در حالی است که در هنگام استفاده از توزیع وایبول حد پایین صفر شناخته شده باید برآورد شود.

تبصره ۳: توجه داشته باشید تفاوت در محدوده مورد علاقه برای سه توزیع Generalized Extreme Value به صورت زیر است:

گامبل نامحدود است، فریچت دارای حد پایین است در حالی که توزیع وایبول معکوس دارای حد بالایی است.

یکی رابطه بین نوع اول به نوع دوم و سوم می‌توانید شکل زیر برقرار کنید:

اگر تابع توزیع تجمعی برخی از متغیرهای تصادفی X از نوع دوم است و با اعداد مثبت به عنوان پشتیبانی نشان داده می‌شود، یعنی $F(x; 0, \sigma, \alpha)$ ، سپس تابع توزیع تجمعی $\ln X$ از نوع یک، یعنی $F(x; \ln \sigma, 1/\alpha, 0)$ است. اگر تابع توزیع تجمعی X از نوع سوم و با اعداد منفی به عنوان پشتیبانی نشان داده می‌شود، یعنی $F(x; 0, \sigma, -\alpha)$ ، به طور مشابه برای تابع توزیع تجمعی $\ln(-X)$ از نوع اول، یعنی $F(x; -\ln \sigma, 1/\alpha, 0)$ است.

رابطه با مدل لوجیت (رگرسیون لجستیک)^{۳۳}

مدل لوجیت و دیگر انواع خاص از رگرسیون لجستیک می‌تواند به عنوان مدل نهفته متغیر با خطای متغیر به عنوان توزیع گامبل (نوع یک Generalized Extreme Value) منتشر شود. این عبارت در نظریه مدل انتخاب گسسته^{۳۴}، که شامل مدل لوجیت^{۳۵}، مدل پروبیت^{۳۶} و پسوند های مختلف از آنها می‌شود، شایع است، و ناشی از این واقعیت است که تفاوت دو متغیر از توزیع نوع یک GEV، زیر یک توزیع لجستیک، که تابع لوجیت تابع چارک^{۳۷} است. در نتیجه توزیع نوع یک GEV همان نقشی را که در مدل لوجیت بازی می‌کند، همانند نقشی است که توزیع نرمال در توزیع مدل پروبیت بازی می‌کند.

33. logistic regression
34. discrete choice models
35. logit models
36. probit models
37. quantile function

خواص تابع

تابع توزیع تجمعی GEV، معادله اصل پایداری را حل می‌کند. توزیع GEV یک حالت خاص از یک حداکثر توزیع پایدار است، و یک تبدیل از یک حداقل توزیع پایدار است.

کاربردها

توزیع GEV به طور گسترده‌ای در درمان "خطرات دم" در زمینه های مختلف از بیمه برای تامین مالی استفاده می‌شود. در مورد دوم، از آن به عنوان یک وسیله ارزیابی ریسک‌های مختلف مالی از طریق معیارهایی مانند ارزش در معرض خطر، استفاده شده است [۱۹]. به هر حال، در نتیجه پارامترهای شکل به صورت نادرست در محدوده میانگین و واریانس قرار گرفته‌اند، که وانمود به تجزیه و تحلیل داده‌های قابل اعتماد می‌کنند [۲۰].

توزیع های مرتبط

- If $X \sim \text{GEV}(\mu, \sigma, 0)$ then $mX + b \sim \text{GEV}(m\mu + b, m\sigma, 0)$ (۲۷-۲)
- If $X \sim \text{Gumbel}(\mu, \sigma)$ ([Gumbel distribution](#)) then $X \sim \text{GEV}(\mu, \sigma, 0)$ (۲۸-۲)
- If $X \sim \text{Weibull}(\sigma, \mu)$ ([Weibull distribution](#)) then $\mu \left(1 - \sigma \log \frac{X}{\sigma}\right) \sim \text{GEV}(\mu, \sigma, 0)$ (۲۹-۲)
- If $X \sim \text{GEV}(\mu, \sigma, 0)$ then $\sigma \exp\left(-\frac{X-\mu}{\mu\sigma}\right) \sim \text{Weibull}(\sigma, \mu)$ ([Weibull distribution](#)) (۳۰-۲)
- If $X \sim \text{Exponential}(1)$ ([Exponential distribution](#)) then $\mu - \sigma \log X \sim \text{GEV}(\mu, \sigma, 0)$ (۳۱-۲)

- If $X \sim \text{GEV}(\alpha, \beta, 0)$ and $Y \sim \text{GEV}(\alpha, \beta, 0)$, then $X - Y \sim \text{Logistic}(0, \beta)$ (Logistic distribution) (۳۲-۲)

- If $X \sim \text{GEV}(\alpha, \beta, 0)$ and $Y \sim \text{GEV}(\alpha, \beta, 0)$, then $X + Y \sim \text{Logistic}(2\alpha, \beta)$ (۳۳-۲)

۳-۱-۲- Wakeby تابع توزیع احتمال

این تابع توزیع احتمال، یک تابع توزیع پنج پارامتری است که به صورت زیر تعریف می‌شود:

$$X = \xi + \frac{\alpha}{\beta}(1 - (1 - U)^\beta) - \frac{\gamma}{\delta}(1 - (1 - U)^{-\delta}) \quad (۳۴-۲)$$

که در آن:

U یک متغیر تصادفی یکنواخت استاندارد است. معادله بالا تابع چارک را برای توزیع Wakeby تعریف می‌کند [۲۱]. پارامترهای β ، δ و γ پارامترهای شکل هستند. پارامترهای ξ و α پارامترهای موقعیت هستند.

توزیع Wakeby برای مدل سازی جریان سیل استفاده می‌شود [۲۱]. این توزیع برای اولین بار توسط هارولد^{۳۸} و توماس^{۳۹} پیشنهاد شد که بعد از آن Wakeby Pond در Cape Cod نامیده شد.

محدودیت‌های زیر به پارامترهای این توزیع اعمال می‌شود:

- $\beta + \delta \geq 0$
- Either $\beta + \delta > 0$ or $\beta = \gamma = \delta = 0$ (۳۵-۲)
- If $\gamma > 0$, then $\delta > 0$

38. Harold A.

39. Thomas Jr.

- $\gamma \geq 0$
- $\alpha + \gamma \geq 0$

حوزه تغییرات توزیع Wakeby به صورت زیر است:

- $\xi \rightarrow \infty$, if $\delta \geq 0$ and $\gamma > 0$ (۳۶-۲)
- $\xi \rightarrow \xi + (\alpha/\beta) - (\gamma/\delta)$, if $\delta < 0$ or $\gamma = 0$

با سه شکل، توزیع پارامتر Wakeby را در طیف گسترده‌ای از اشکال مدل می‌توانید ببینید. تابع توزیع تجمعی، از معکوس عددی تابع چارک داده شده در بالا محاسبه می‌شود. تابع چگالی احتمال با استفاده از رابطه زیر پیدا می‌شود [۲۲] (که بر روی صفحه ۴۶ از جانسون، کوتز، و بالاکریشنان آورده شده است).

$$f(x) = \frac{(1 - F(x))^{\delta+1}}{\alpha t + \gamma} \quad (۳۷-۲)$$

که در آن F از تابع توزیع تجمعی است و

$$t = (1 - F(x))^{\beta+\delta} \quad (۳۸-۲)$$

یک کاربرد تابع چگالی احتمال توزیع Wakeby در کتابخانه محاسبات علمی Dataplot محاسبه شده که به عنوان WAKPDF معمول است [۲۱].

۲-۲- آزمون‌های نیکویی برازش و برآورد پارامترهای توزیع احتمال

آزمون‌های آماری به دو صورت پارامتریک و ناپارامتریک انجام می‌شود. در آزمون‌های پارامتریک فرض اساسی بر پایه برخورداری بودن مشاهدات از توزیع خاص (مثلاً توزیع نرمال) است ولی در

آزمون‌های ناپارامتریک، نیازی به فرض اولیه‌ای برای توزیع نیست. بنابراین عموماً برای بررسی توزیع آماری متغیرهای تصادفی از آزمون‌های ناپارامتریک نیکویی- برازش استفاده می‌شود. ذکر این نکته ضروری است که هیچ توزیع آماری نمی‌تواند دقیقاً بر داده‌های مشاهده‌ای برازش خوبی داشته باشد و انتخاب یکی به عنوان بهترین توزیع با توجه به مقایسه نسبت به سایر توزیع‌ها انتخاب می‌گردد [۲۳-۲۵]. عموماً از سه روش آزمون نیکویی برازش به عنوان بهترین روش تشخیص تابع توزیع احتمال داده‌ها استفاده می‌شود که این سه روش معمولاً در برنامه‌های رایانه‌ای نیز مورد استفاده قرار می‌گیرد. این سه روش عبارتند از :

- آزمون کای اسکوئر^{۴۰}

- آزمون کولموگروف - اسمیرنف^{۴۱}

- آزمون اندرسون - دارلینگ^{۴۲}

هر یک از این روش‌ها دارای مزایا و معایبی هستند و نمی‌توان به راحتی یکی را رد یا قبول کرد. بنابراین در این تحقیق از هر سه روش برای تعیین مناسب‌ترین تابع چگالی استفاده شده‌است و با امتیاز دادن به هر یک از این روش‌ها و معدل‌گیری بین آن‌ها، نتیجه مطلوب قابل دستیابی خواهد بود [۲۳-۲۵]. در ادامه به توضیح هر یک از این روش‌ها پرداخته شده‌است.

40. Chi-Squared test
41. Kolmogorov-Smirnov test
42. Anderson-Darling test

۲-۲-۱- آزمون کای اسکوتر

این آزمون برای مقایسه توزیع اطلاعات واقعی با یک تابع توزیع مورد استفاده قرار می گیرد. آماره‌ی آزمون از رابطه‌ی (۲-۳۹) تخمین زده می شود:

$$\chi^2 = \sum_{i=1}^{NC} \frac{(f_i - \hat{f}_i)^2}{\hat{f}_i} \quad (۲-۳۹)$$

در رابطه‌ی بالا f فرکانس اطلاعات واقعی، \hat{f} فرکانس محاسبه شده بر اساس توزیع تئوری مورد آزمون، i شماره دسته‌بندی‌ها و NC تعداد دسته‌بندی‌هاست. بر طبق این آزمون، تعداد نمونه‌های موجود در هر بازه (دسته‌بندی) حداقل ۵ داده توصیه می شود. χ^2 توزیع کای اسکوتر با (NC-NP-1) درجه‌آزادی می‌باشد که در آن NP تعداد پارامترهایی است که باید تخمین زده شوند. آماره‌ی فوق با مقدار توزیع کای اسکوتر و در نظرگرفتن سطح پذیرش و درجه‌آزادی مشخص، مقایسه می‌گردد. چنانچه مقدار χ^2 محاسبه‌شده از رابطه‌ی فوق کمتر از مقدار توزیع کای اسکوتر باشد، فرض تبعیت اطلاعات از توزیع فرض‌شده در سطح پذیرش مشخص پذیرفته می‌شود [۲۹ و ۳۰].

۲-۲-۲- آزمون کولموگروف- اسمیرنوف

آزمون کولموگروف- اسمیرنوف یکی دیگر از آزمون‌هایی است که جهت سنجش تبعیت توزیع یک نمونه از توزیع خاص استفاده می‌شود. آزمون کای اسکوتر هنگامی که تعداد نمونه‌ها به اندازه کافی بزرگ باشد تا در هر کلاس حداقل ۵ داده قرار بگیرد، خوب عمل می‌کند. در غیر این صورت

استفاده از آزمون کولموگروف-اسمیرنوف توصیه می‌شود. آماره‌ی این آزمون بیشترین اختلاف بین فرکانس‌های مورد انتظار و واقعی (به صورت قدرمطلق) اندازه‌گیری شده در دسته‌های مختلف می‌باشد. این آماره به صورت رابطه‌ی (۲-۴۰) نوشته می‌شود:

$$D = \max \left| F(x) - \hat{F}(x) \right| \quad (۲-۴۰)$$

که در آن F فرکانس نسبی تجمعی واقعی و \hat{F} فرکانس نسبی تجمعی مورد انتظار است.

مراحل زیر برای انجام این آزمون طی می‌شود:

۱- فرکانس نسبی تجمعی یک نمونه برای بازه‌های (دسته‌بندی‌های) مختلف اندازه‌گیری می‌شود.

۲- فرکانس نسبی تجمعی برای دسته‌های مختلف با استفاده از توزیع آماری تئوری یا از روی نمونه اطلاعات دیگری به دست می‌آید.

۳- قدرمطلق تفاضل دو فرکانس به دست آمده از مراحل ۱ و ۲ در هر بازه محاسبه می‌گردد.

۴- بیشترین مقدار تفاضل به دست آمده از مرحله ۳ به عنوان آماره‌ی آزمون D یادداشت می‌گردد.

۵- با انتخاب مقدار α به عنوان میزان خطا و برای تعداد نمونه n مقدار D_α از جداول مربوطه خوانده می‌شود.

۶- اگر D از مقدار D_α به دست آمده از جدول کمتر باشد، آنگاه فرض تبعیت نمونه از توزیع در نظر گرفته شده پذیرفته شده و در غیر این صورت رد می‌شود [۲۹].

۲-۲-۳- آزمون اندرسون - دارلینگ

آزمون اندرسون - دارلینگ یکی از روش‌های معتبر دیگر در زمینه برازش بهترین تابع چگالی احتمال می‌باشد. آزمون اندرسون - دارلینگ یک آزمون جامع برای مقایسه تابع توزیع تجمعی مشاهداتی برازش داده شده بر روی تابع توزیع تجمعی مورد انتظار می‌باشد. این آزمون چون نسبت به آزمون‌های دیگر وزن بیشتری به دنباله‌ها می‌دهد، بنابراین از دقت بیشتری برخوردار است. برای متغیر x و توزیع فرضی $F^0(\cdot)$ ، متغیر تصادفی $nF_n(x)$ یک توزیع دوجمله ای با احتمال $F^0(x)$ می‌باشد. مقدار مورد انتظار $nF_n(x)$ ، $nF^0(x)$ و واریانس آن $nF^0(x)[1-F^0(x)]$ می‌باشد. با تعریف آماره بهترین برازش (معادله (۲-۴۱)) تابع وزن $\Psi(\cdot)$ را انتخاب می‌کنیم.

$$W_n^2 = n \int_{-\infty}^{\infty} [F_n(x) - F^0(x)]^2 \Psi[F^0(x)] dF^0(x) = n \int_{-\infty}^{\infty} [F_n(x) - F^0(x)]^2 \Psi[F^0(x)] f^0(x) dx \quad (۲-۴۱)$$

$$\Psi(u) = \frac{1}{u(1-u)} \quad (۲-۴۲)$$

و برای مقادیر x خواهیم داشت:

$$\sqrt{n} \frac{F_n(x) - F^0(x)}{\sqrt{F^0(x)[1-F^0(x)]}} \quad (۲-۴۳)$$

متوسط صفر و واریانس ۱ وقتی است که فرض تهی درست باشد. آماره‌ی اندرسون - دارلینگ

به صورت زیر می‌باشد:

$$A_n^2 = n \int_{-\infty}^{\infty} \frac{[F_n(x) - F^0(x)]^2}{F^0(x)[1-F^0(x)]} dF^0(x) \quad (۲-۴۴)$$

رابطه‌ی (۲-۴۴) به صورت زیر نوشته می‌شود:

$$A_n^2 = -n - \frac{1}{n} \sum_{j=1}^n (2j-1) [\log u_{(j)} + \log(1 - u_{(n-j+1)})] \quad (45-2)$$

اندرسون - دارلینگ توزیع حد A_n^2 را برای تابع وزن معادله (۴۲-۲) تعریف نموده‌اند.

در رابطه‌ی بالا $u_j = F^0(x_{(j)})$ و $X_{(1)} < X_{(2)} < \dots < X_{(n)}$ نمونه‌های مرتب شده می‌باشد [۳۱-۳۳].

۲-۳- آشنایی با روشهای تحلیل قابلیت اعتماد

مسئله ایمنی سال‌هاست که فکر و ذهن انسان را به خود مشغول کرده‌است و بشر همواره در فکر ایجاد امنیت برای خود و محیط پیرامون خود بوده است. امروزه با گسترش علوم در شاخه‌های مختلف، مسئله ایمنی نیز به عنوان یک علم مطرح شده و رکن اساسی کلیه پروژه‌های مهندسی شده‌است. لذا تصمیمات مهندسی باید بر اساس عدم قطعیت‌های موجود در عمل باشد. به علت رو به رو بودن با عدم قطعیت‌ها در پارامترهای مختلف در تحلیل و طراحی، دسترسی به ایمنی مطلق به آسانی مقدور نمی‌باشد. چندین سال است که معیار واقعی برای ایمنی سازه‌ها، قابلیت اعتماد با احتمال کارکرد آن قرار گرفته است. در قابلیت اعتماد سازه، احتمال خرابی، صرف‌نظر از قابلیت اعتماد به عنوان یک کمیت سنجش ایمنی سازه در نظر گرفته می‌شود [۸].

این واقعیت که اغلب رخدادها مقداری عدم قطعیت در بطن خود دارند و نمی‌توان با قطعیت آن‌ها را پیش بینی نمود مورد قبول همگان است. نظریه قابلیت اعتماد شاخه‌ای از نظریه احتمالات است که با کمک آن اثر عدم قطعیتها در ایمنی سازه را می‌توان بررسی نمود. پیشرفت تئوری قابلیت اعتماد سازه ای دارای تاریخچه ۵۰ الی ۶۰ ساله می‌باشد. مرحله اولیه این توسعه به سال‌های ۱۹۲۰ تا ۱۹۶۰ برمی‌گردد که بیشتر روی نظریات پایه نظیر وقایع تصادفی سازه‌ای کار می‌شد. در

این سالها توسعه این روش در علوم مهندسی به‌کندی انجام‌پذیرفت. این علم در سال‌های بین ۱۹۶۴ تا ۱۹۷۴ به صورت آکادمیک مطرح شد و بین مهندسين به منظور طراحی بر اساس احتمالات مورد مقبولیت واقع شد. بعد از آن این نظریه رسماً در تدوین برخی از آیین‌نامه‌ها مورد استفاده قرار گرفت [۹].

۲-۳-۱- تعاریف و روشهای اندازه‌گیری قابلیت اعتماد

قابلیت اعتماد سیستم‌های سازه‌ای را می‌توان تحت عنوان احتمال این‌که سازه مورد نظر عملکرد صحیحی در طول عمرش داشته‌باشد، تعریف کرد. روش‌های قابلیت اعتماد برای تخمین احتمال خرابی^{۴۳} مورد استفاده قرار می‌گیرند. دانسته‌ها در مورد مدل‌هایی که تحلیل‌های قابلیت اعتماد بر پایه آن‌ها هستند، ناکامل است. بنابراین، قابلیت اعتماد تخمین زده شده، بایستی مقدار اسمی قابلیت اعتماد و نه مقدار مطلق آن در نظر گرفته شود. به هر حال، اگر قابلیت اعتماد با سطحی همسان از اطلاعات و مدل‌های محاسباتی برای تعدادی از سازه‌ها تخمین زده شود، می‌تواند مقایسه‌ای مفید میان سطح قابلیت اعتماد این سازه‌ها انجام دهد [۳۴]. شاید یکی از بهترین تعاریف برای قابلیت اعتماد، تعریفی باشد که از طرف مؤسسه هوافضای آمریکا NASA باشد که به صورت زیر ارائه شده است:

"قابلیت اعتماد، احتمال عملکرد با کفایت یک سیستم تحت شرایط کاری از پیش تعیین شده و برای مدت زمانی معین است." [۱۱]

برای تخمین قابلیت اعتماد با استفاده از اصول احتمال اندیشانه، لازم است متغیرهای تصادفی یا فرایندهای تصادفی معرفی و رفتار خرابی و عدم خرابی سازه موردنظر تعریف شوند.

۲-۳-۱-۱- سطوح تعیین قابلیت اعتماد

به طور کلی برخی از مسائل را می‌توان با روشهای ساده‌تر بررسی نمود و برخی را با روشهای پیچیده‌تر. منظور از روشهای ساده و پیچیده استفاده شده در تحلیل قابلیت اعتماد به شکل چهار سطح تقسیم‌بندی در ذیل می‌باشد:

روش سطح ۱:

در این روش فقط از یک مقدار مشخصه از هر متغیر تصادفی غیر قطعی (معمولاً میانگین) استفاده می‌شود و با کمک ضرایب اطمینان مرکزی (نسبت مقاومت به بار) یا ضرایب ایمنی جزئی (ضرایب بار و مقاومت) می‌توان با استفاده از فرمول‌های طراحی مرز ایمنی سازه را رعایت نمود. روش تنش مجاز مثالی از این روش است .

روش سطح ۲:

در این روش از دو مقدار مشخصه غیرقطعی (عموماً میانگین و واریانس) و اثر همبستگی متغیرها (معمولاً کوواریانس) استفاده می‌شود. در این روش قابل قبول بودن طرح بر حسب نزدیک بودن شاخص قابلیت اعتماد به مقدار هدف سنجیده می‌شود. در روش LRFD که اخیراً توسعه پیدا

کرده است عوامل طراحی با کمک روش سطح ۲ تعیین می‌شوند. فرمت DCFD پیشنهاد شده در FEMA 350-FEMA 351 نیز بر مبنای این سطح از روش قابلیت اعتماد است.

روش سطح ۳:

روشی است که در آن احتمال خرابی با انجام یک مجموعه تحلیل، تحت سناریوهای مختلف و در نظر گرفتن توزیع مشترک کلیه پارامترهای تصادفی به دست می‌آید و وضعیت سازه با مقایسه این احتمال و مقدار مورد نظر بررسی می‌شود.

روش سطح ۴:

روشی که در آن اقتصاد مهندسی و هزینه کلی ساخت و نگهداری و تعمیر و پیامدهای خرابی و سوددهی طرح به عنوان معیاری برای گزینش طرح بهینه در نظر گرفته می‌شود. در این روش، پیامدهای خرابی مورد توجه قرار گرفته و خطر به عنوان معیار قابلیت اعتماد مورد استفاده قرار می‌گیرد. در این روش، طراحی‌های متفاوت می‌توانند بر اساس مبانی اقتصادی از نظر عدم قطعیت، هزینه‌ها و سودمندی مورد مقایسه قرار گیرند. تحقیقات در مورد سازه‌های با اهمیت بالا با استفاده از این روش‌ها انجام می‌گیرد.

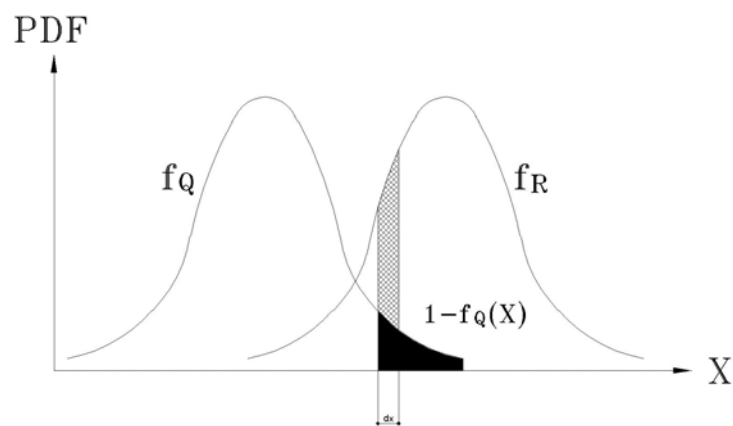
روش سطح ۱ با استفاده از روش سطح ۲، روش سطح ۲ با استفاده از روش سطح ۳ و روش سطح ۳ با استفاده از روش سطح ۴ کالیبره می‌شوند.

سطوح طراحی ۳ و ۴ برای اهداف طراحی خاص و کارهای پژوهشی به کار می‌روند. در اغلب این مسائل، فرم بسته تابع عملکرد قابل ارائه نیست یا فقط با استفاده از فرضهای ساده کننده‌ای قابل ارائه با روابط ریاضی است که دقت مسأله را بیش از حد کاهش می‌دهند. در این موارد از روش‌های شبیه سازی مانند الگوریتم مونت کارلو استفاده می‌شود تا خصوصیات آماری تابع پیچیده تصادفی

به دست آید که در ادامه و در بخش روش‌های عددی محاسبه‌ی شاخص ایمنی به آن پرداخته خواهد شد [۹].

قبل از پرداختن به جزئیات روش تحلیل قابلیت اعتماد، لازم است مفهوم خرابی روشن شود. در حقیقت خرابی به دیدگاه طراح از عملکرد مطلوب باز می‌گردد و تعریف ثابت و یکسانی برای آن وجود ندارد. به عنوان مثال، در یک طرح مهندسی ممکن است تغییر شکل عامل تعیین کننده‌ای باشد و در طرح دیگر، مقاومت. بنابراین ممکن است از یک دیدگاه طراحی، قابل قبول بوده و از دیدگاه دیگر غیر قابل قبول باشد و وقوع خرابی در آن پیش‌بینی شود. تعریف مرز رفتار مطلوب و رفتار غیر مطلوب برای ارزیابی قابلیت اعتماد ضروری است. مرز مورد نظر همان حالت حدی در طراحی است. از دیدگاه مقاومتی، دو حالت حدی اصلی وجود دارد، یکی حد تسلیم و دیگری حد نهایی. حالت‌های حدی در دیدگاه تغییر مکانی، حد بهره‌برداری بی وقفه، حد ایمنی جانی و غیره هستند. با داشتن تعریف صریح خرابی، محاسبه احتمال خرابی ممکن خواهد بود. برای سهولت، قابلیت اعتماد بر حسب احتمال خرابی از روی شکل (۳-۲) و روابط (۲-۴۶) تا (۲-۴۹) تعریف می‌شود. در شکل (۳-۲)، f_R تابع چگالی احتمال ظرفیت و f_Q تابع چگالی احتمال نیاز سازه هستند و P_f احتمال خرابی سازه را نشان می‌دهد، یعنی احتمال بیشتر بودن نیاز نسبت به ظرفیت

سازه [۴۰].



شکل (۳-۲) روش تعیین احتمال

$$P_f = \int_{-\infty}^{+\infty} [1 - F_Q(r_i)] f_R(r_i) dr_i = 1 - \int_{-\infty}^{+\infty} F_Q(r_i) f_R(r_i) dr_i \quad (46-2)$$

$$P_f = \sum P(Q = q_i \cap R < q_i) = \sum P(R < Q | Q = q_i) P(Q = q_i) \quad (47-2)$$

$$P_f = \sum P(R = r_i \cap Q > r_i) = \sum P(Q > R | R = r_i) P(R = r_i) \quad (48-2)$$

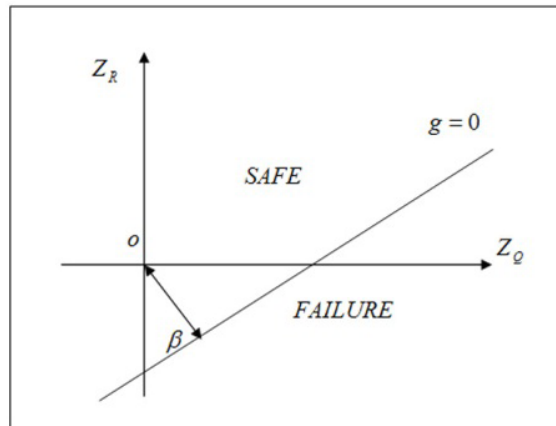
$$P_f = \int_{-\infty}^{+\infty} F_R(q_i) f_Q(q_i) dq_i \quad (49-2)$$

چنانچه از رابطه‌ی (۴۹-۲) مشاهده می‌شود، محاسبه‌ی احتمال خرابی به صورت یک انتگرال ظاهر شده‌است که در اغلب موارد نیازمند حل عددی می‌باشد و در بسیاری از اوقات وقت‌گیر و پیچیده است. از این رو با پذیرش چند فرض ساده‌کننده به‌جای محاسبه‌ی دقیق احتمال خرابی از پارامتر دیگری به نام شاخص ایمنی یا شاخص قابلیت اعتماد استفاده می‌شود تا حجم محاسبات و زمان مورد نیاز کاهش یابد [۳۵ و ۳۶].

۲-۳-۱-۲- تعریف عمومی شاخص ایمنی (شاخص قابلیت اعتماد)

شاخص ایمنی به عنوان کوتاه‌ترین فاصله بین مرکز محورهای مختصات متغیرهای اصلاح شده (استاندارد شده) تا خط $g=0$ تعریف می‌شود. این تعریف که توسط هاسوفر و لیند^{۴۴} معرفی شد در شکل زیر نشان داده شده است [۳۷].

44. Hasofer-Lind



شکل (۴-۲) تعریف شاخص ایمنی

تعریف دیگری از شاخص قابلیت اعتماد که در سال ۱۹۶۹ توسط کرنل^{۴۵} بیان شد به صورت زیر است. وی با فرض تابع چگالی احتمال نرمال برای تابع حالت حدی، شاخص قابلیت اعتماد یا شاخص ایمنی را به صورت زیر تعریف کرد:

$$\beta = \frac{\mu_g}{\sigma_g} \quad (۵۰-۲)$$

که در آن μ_g و σ_g به ترتیب، میانگین و انحراف معیار تابع حاشیه ایمنی تابع (g) می باشد. β معکوس ضریب پراکندگی (g) است [۱۲].

حال اگر این تابع (g) از تفاضل ظرفیت و نیاز تشکیل شده باشد، احتمال خرابی برابر است با احتمال منفی شدن این تابع. این احتمال نیز برابر است با احتمال متناظر با شاخص تعریف شده فوق در یک توزیع احتمال استاندارد نرمال [۱۲].

45. Cornell

$$\beta = -\Phi^{-1}(P_f) \quad (51-2)$$

$$P_f = \Phi(-\beta) \quad (52-2)$$

منظور از متغیر استاندارد نرمال، متغیر Z است که از نگاهت یک متغیر نرمال X با میانگین μ_x و انحراف استاندارد σ_x به دست می آید و تابع توزیع تجمعی احتمال آن به صورت یک خط راست است. رابطه (53-2) نگاهت مورد نظر و ارتباط X و Z را نشان می دهد.

$$Z = \frac{X - \mu_x}{\sigma_x} \quad (53-2)$$

ساده بودن کار با این شاخص آن را بسیار کاربردی کرده است. تحقیقات نظری زیادی انجام شده است تا بتوان در توابع پیچیده و غیر خطی و با توزیعهای احتمالی دیگر نیز از آن استفاده نمود. این تحقیقات منجر به ارائه یک تعریف جامع تر از شاخص قابلیت اعتماد شده است [۱۲] بدین صورت که مطابق با شکل (5-2) با نگاهت تابع عملکرد سازه (تفاضل نیاز و ظرفیت) که متشکل از N متغیر تصادفی است به فضای N بعدی پارامترهای استاندارد نرمال، کوتاهترین فاصله این تابع تا مبدا را به عنوان شاخص قابلیت اعتماد در نظر بگیرند. در ادامه روشهای مختلف محاسبه شاخص قابلیت اعتماد آورده شده است.

۲-۳-۱-۳- روشهای محاسبه شاخص ایمنی

پس از آن که پارامترهای آماری مورد نیاز برای تک تک متغیرهای تصادفی که به طور مستقیم و غیر مستقیم در توابع حالت حدی حضور دارند مشخص گردید، می توان توسط روشهای مختلفی

احتمال خرابی یا شاخص قابلیت اعتماد متناظر با آن را برای عضو مورد نظر و با توجه به نوع تابع حالت حدی تعریف شده (خطی یا غیرخطی بودن آن)، تعیین نمود.

روش‌های رایج به دو صورت می‌باشند [۱۰]:

الف- روش‌های تحلیلی

ب- روش‌های عددی

در ذیل به معرفی هر یک از این روش‌ها پرداخته شده است.

الف- روش‌های تحلیلی

وقتی که تابع عملکرد در فضای متغیرهای نرمال استاندارد یک تابع خطی باشد محاسبه شاخص قابلیت اعتماد ساده‌تر می‌شود ولی در اغلب اوقات تابع مورد نظر غیرخطی خواهد شد. دلایل غیرخطی بودن تابع عملکرد، یکی رابطه غیر خطی متغیرها و دیگر توزیع غیر نرمال آنهاست. در این صورت از تقریب بسط تیلور تابع عملکرد حول نقاط طراحی با حذف جملات مرتبه بالا استفاده می‌شود. نقاط طراحی و شاخص قابلیت اعتماد با روش حل معادلات همزمان یا با محاسبات تکراری روی بردارها موسوم به روش ماتریسی و به‌طور همزمان به‌دست می‌آیند [۳۵].

در این روش‌ها معمولاً احتمال خرابی یا شاخص قابلیت اعتماد مربوط به یک تابع حالت حدی با استفاده از یک‌سری روابط تحلیلی یا روندهای تکراری یا انتگرال‌گیری عددی محاسبه می‌گردد. از جمله این روش‌ها می‌توان به روش شاخص قابلیت اعتماد مرتبه اول لنگر دوم مقدار میانگین^{۴۶}، روش‌های انتگرال‌گیری عددی و روش هاسوفر لیند یا راکویتز- فیسلر اشاره کرد [۳۸ و ۳۹].

۲-۳-۱-۳-۱-۱ روش مقدار میانگین

این روش در دو حالت توابع حالت حدی خطی و غیرخطی بررسی می‌شود.

توابع حالت حدی خطی

یک تابع خطی برای سطح خرابی به شکل زیر در نظر گرفته می‌شود:

$$g(x_1, x_2, \dots, x_n) = a_0 + a_1x_1 + a_2x_2 + \dots + a_nx_n = a_0 + \sum_{i=1}^n a_i x_i \quad (۵۴-۲)$$

در فرمول فوق ترم‌های a_i ثابت و متغیرهای تصادفی x_i غیر همبسته می‌باشد. مقدار β برای معادله بالا به صورت زیر بدست می‌آید.

$$\beta = \frac{a_0 + \sum_{i=1}^n a_i \mu_{x_i}}{\sqrt{\sum_{i=1}^n (a_i \sigma_{x_i})^2}} \quad (۵۵-۲)$$

β بدست آمده از این رابطه وابسته به میانگین و انحراف معیار متغیرهای تصادفی است. از این رو این β شاخص قابلیت اعتماد مرتبه اول لنگر دوم نامیده می‌شود. این فرمول وقتی دقیق است که متغیرهای تصادفی همگی دارای توزیع نرمال و غیر وابسته باشند. در غیر این صورت این معادله تنها یک مقدار حدودی برای β می‌دهد [۱۲].

توابع حالت حدی غیر خطی

حالا موردی را با تابع حالت حدی غیر خطی بررسی می‌کنیم. زمانی که این تابع غیر خطی است، ما می‌توانیم یک جواب تقریبی را از طریق خطی سازی تابع غیر خطی با استفاده از بسط سری تیلور بدست آوریم.

بسط سری تیلور به صورت زیر می‌باشد:

$$g(X_1, X_2, \dots, X_n) \approx g(x_1^*, x_2^*, \dots, x_n^*) + \sum_{i=1}^n (X_i - x_i^*) \frac{\partial g}{\partial X_i} \Big|_{\text{evaluated at } (x_1^*, x_2^*, \dots, x_n^*)} \quad (56-2)$$

یکی از روش‌های خطی کردن این است که نقاط را با مقادیر میانگین متغیرها جایگزین نمائیم. بنابراین معادله بالا به شکل زیر در می‌آید:

$$g(X_1, X_2, \dots, X_n) \approx g(\mu_{x_1}, \mu_{x_2}, \dots, \mu_{x_n}) + \sum_{i=1}^n (X_i - \mu_{x_i}) \frac{\partial g}{\partial X_i} \Big|_{\text{evaluated at mean value}} \quad (57-2)$$

معادله بالا یک معادله خطی بر حسب متغیرهای X_i می‌باشد و برای محاسبه β از معادله زیر می‌توان استفاده کرد. پس از یک سری محاسبات جبری معادله β بصورت زیر در می‌آید.

$$\beta = \frac{g(\mu_{x_1}, \mu_{x_2}, \dots, \mu_{x_n})}{\sqrt{\sum_{i=1}^n (a_i \sigma_{x_i})^2}} \quad \text{where } a_i = \frac{\partial g}{\partial X_i} \Big|_{\text{evaluated at mean value}} \quad (58-2)$$

مقدار β حاصل از این رابطه، شاخص قابلیت اعتماد مرتبه اول لنگر دوم میانگین FORM نام دارد.

که تشریح اسم طولانی آن بدین صورت است که :

مرتبه اول چون، در بسط سری تیلور از ترم‌های مرتبه اول استفاده کردیم.

لنگر دوم، چون فقط میانگین و واریانس را احتیاج داریم .

میانگین برای اینکه بسط سری تیلور حول مقدار میانگین حساب شده است [۱۲].

اگر تابع عملکرد با تقریب تابع درجه دو محاسبه شود آن را روش SORM یا مرتبه دو می خوانند .

در ذیل به مزایا و معایب روش میانگین پرداخته می شود.

مزیت های اصلی این روش عبارتند از :

۱. استفاده از آن ساده است.

۲. نیازی به دانستن توزیع متغیر های تصادفی نیست.

دو اشکال اساسی این روش به صورت زیر است:

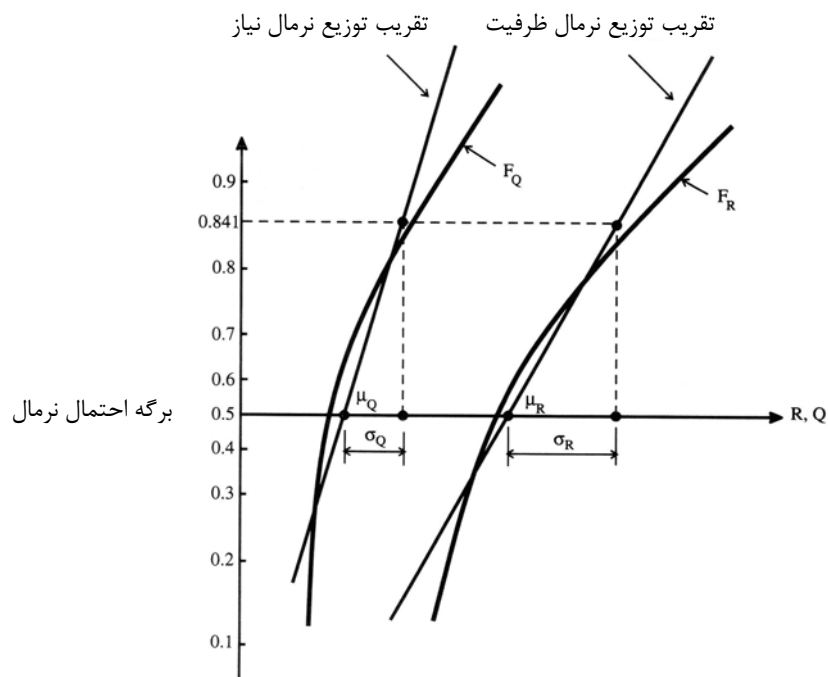
۱. تابع $g(\cdot)$ در مقدار میانگین متغیر های اصلی خطی شده است. وقتی g غیر خطی باشد، با افزایش فاصله از نقطه خطی کردن ، به خاطر صرف نظر از جملات مرتبه بالاتر در بسط سری تیلور خطاهای قابل توجهی ممکن است ایجاد شود. در بیشتر مسائل مهندسی سازه، نقطه میانگین در حقیقت در فاصله ای از سطح خرابی $g(\cdot) = 0$ قرار دارد. بنابراین ممکن است خطاهای غیر قابل قبولی در تقریب زدن تابع حالت حدی با استفاده از بسط سری تیلور پدید آید.

۲. وقتی فرمول بندی های هم ارز مختلف برای توصیف تابع خرابی یک مسأله به کار می روند شاخص قابلیت اعتماد تغییر می کند. به عبارت دیگر، روش های مقدار میانگین به ازای فرمول بندی های معادل مختلف مسأله نتایج یکسانی ندارند. این نتایج گوناگون به دلیل بسط خطی حول نقطه میانگین حاصل می شود. از خطی کردن $g(\cdot)$ در بعضی نقاط روی صفحه خرابی اجتناب شده است.

این بدین سبب می باشد که $g()$ و مشتقهای جزئی آن فقط روی صفحه خرابی $g(=0)$ مستقل از چگونه فرموله شدن مسأله می باشند.

همچنین به این نکته که برای توابع توزیعی که نمی توانند به وسیله توزیع نرمال تقریب زده شوند نتایج از دقت کافی برخوردار نیست، نیز می توان به عنوان اشکال سوم اشاره کرد. برای سنجش دقت روش مقدار میانگین، می توان نتایج به دست آمده از این روش را با نتایج به دست آمده از روش های دقیق تر مقایسه کرد.

این روش به روش ترسیمی نیز می تواند با استفاده از پارامترهای معادل نرمال بر روی کاغذ احتمال نرمال به دست آید که در شکل زیر آورده شده است. در انتهای فصل کاغذ احتمال نرمال معرفی شده است.



شکل (۲-۵) ساده سازی محاسبه در روش مقادیر میانگین ممان دوم

۲-۳-۱-۳-۲- روش هاسوفر- لیند در تعیین شاخص قابلیت اعتماد (۱۹۷۴)

برای انجام تحلیل‌های تکرار شونده این روش، از دو روش متفاوت می‌توان استفاده کرد: روش معادله همزمان و روش ماتریس.

روش معادله همزمان

گام‌های روش معادله همزمان به شرح زیر است:

۱. معادله سطح حدی $g(X_1, X_2, \dots, X_n) = 0$ ، بر حسب متغیرهای اصلی نوشته می‌شود.
۲. متغیرهای اصلی با استفاده از معادله (۲-۵۳) نرمال می‌شوند.
۳. معادله سطح خرابی بر حسب مختصات نرمال بازنویسی می‌شود:

$$g(Z_1, Z_2, \dots, Z_n) = 0 \quad (۲-۵۹)$$

- مشتقات $\frac{\partial g}{\partial z_i}$ برای $i=1, 2, \dots, n$ تعیین می‌شود.

- معادله سطح خرابی با استفاده از رابطه $Z_i = \beta \alpha_i$ بر حسب α_i و β نوشته می‌شود.

- معادله به صورت زیر مرتب می‌شود:

$$\beta = g(\beta, \alpha_1, \alpha_2, \dots, \alpha_n) \quad (۲-۶۰)$$

۴. یک مقدار برای β و مقادیری برای $\alpha_1, \alpha_2, \dots, \alpha_n$ انتخاب می‌شود به نحوی که $\sum_{i=1}^n (\alpha_i)^2 = 1$ شود.

- درانتخاب مقادیر α_i ، مقادیری مثبت برای متغیرهای بار و مقادیری منفی برای متغیرهای

مقاومت انتخاب می‌شود.

۵. با شروع تکرار ، مقدار جدید β با استفاده از معادله (۲-۶۰) محاسبه می شود.
۶. K با استفاده از معادله (۲-۵۵) محاسبه می شود.
۷. مقادیر جدید α_i تعیین می شود.
۸. با مقادیر جدید α_i و β ، به مرحله ۵ رفته و تکرار جدید شروع می شود.
۹. وقتی مقدار β به دست آمده از دو تکرار پیاپی در محدوده خطای قابل قبول واقع باشد، عملیات متوقف می شود [۳۴].

روش ماتریس

روش ماتریسی شامل گام‌های زیر است :

- (۱) برای تمام متغیرهای تصادفی موجود در مسئله تابع حالت حدی و پارامترهای مربوطه را تعیین می کنیم.
- (۲) به دست آوردن یک نقطه طراحی $\{X_i^*\}$ به وسیله فرض کردن مقادیری برای $n-1$ متغیر تصادفی X_i (معمولاً مقدار میانگین آن‌ها را انتخاب می کنیم) و حل معادله $g=0$ برای متغیر تصادفی باقیمانده. با استفاده از رابطه زیر متغیر اصلاح شده Z_i^* مربوطه به هر متغیر طراحی را بدست می آوریم:

$$Z_i^* = \frac{X_i^* - \mu_{X_i}}{\sigma_{X_i}} \quad (۲-۶۱)$$

۳) با استفاده از معادله (۶۲-۲)، مشتقات جزئی تابع حالت حدی را نسبت به متغیرهای اصلاح شده را تعیین می‌کنیم. برای راحتی یک بردار ستون $\{G\}$ را به عنوان برداری که درایه‌هایش همان مشتقات جزئی ضرب شده در عدد (-۱) باشند تعریف می‌کنیم.

$$G = \begin{Bmatrix} G_1 \\ G_2 \\ \vdots \\ G_n \end{Bmatrix} \quad \text{where } G_i = -\frac{\partial g}{\partial z_i} \Big|_{\text{evaluated at design point}} \quad (62-2)$$

محاسبه تخمینی β طبق فرمول زیر :

$$\beta = \frac{\{G\}^T \{Z^*\}}{\sqrt{\{G\}^T \{G\}}} \quad \text{where } z^* = \begin{Bmatrix} z_1^* \\ z_2^* \\ \vdots \\ z_n^* \end{Bmatrix} \quad (63-2)$$

۴) محاسبه یک بردار ستونی شامل فاکتورهای حساسیت با استفاده از :

$$\{\alpha\} = \frac{\{G\}}{\sqrt{\{G\}^T \{G\}}} \quad (64-2)$$

۵) یک نقطه طراحی جدید در تغییرات اصلاح شده برای (n-1) متغیر با استفاده از رابطه زیر تعیین می‌کنیم:

$$z_i^* = \alpha_i \beta \quad (65-2)$$

۶) با استفاده از رابطه (۶۶-۲) برای (n-1) متغیر، مقادیر نقاط طراحی را تعیین می‌کنیم:

$$X_i^* = \mu_{X_i} + z_i^* \sigma_{X_i} \quad (۶۶-۲)$$

(۷) با استفاده از حل تابع حالت حدی $g=0$ مقدار متغیر تصادفی باقیمانده را تعیین می‌کنیم.

(۸) تکرار گام‌های ۳-۹ تا وقتی که β و نقاط طراحی همگرا شوند [۱۲].

۲-۳-۱-۳-۲-۳-۳-۳-۲ روش راکویتز- فیسلر^{۴۷}

در روش راکویتز- فیسلر مراحل زیر جهت تعیین کوتاه‌ترین فاصله مرز خرابی تا مبدأ متغیرهای کاهش یافته (که همان شاخص قابلیت اعتماد سازه است) انجام می‌گیرد:

(۱) تابع حالت حدی را تشکیل داده و سپس توزیع‌های احتمال و پارامترهای مناسب برای هر متغیر تصادفی را مشخص می‌نماییم.

(۲) نقطه‌ی طراحی اولیه، $\{X_i^*\}$ را با فرض مقادیری برای $(n-1)$ متغیر، در نظری می‌گیریم. معمولاً انتخاب میانگین‌ها برای شروع محاسبات مناسب می‌باشد. با جایگذاری مقادیر در معادله‌ی $g=0$ (که همان مرز خرابی است) و حل آن، مقدار تنها متغیر تصادفی باقیمانده را بدست می‌آوریم. این عمل در حقیقت تضمین کننده‌ی آن است که نقاط طراحی بر روی مرز خرابی قرار گیرند.

(۳) برای هر یک از مؤلفه‌های نقطه‌ی طراحی، $\{X_i^*\}$ ، که توزیع غیر نرمال داشته باشند، پارامترهای معادل نرمال، یعنی μ_x^e و σ_x^e را تعیین می‌نماییم، برای این منظور می‌توان از معادلات زیر استفاده نمود. توجه داشته باشید که اگر یک x_i^* ، یا چند تا از آن‌ها دارای توزیع نرمال باشند، دیگر نیازی به

47. Rackwitz-Fiessler

محاسبه‌ی میانگین و انحراف معیار معادل نرمال، برای آنها نمی‌باشد، چراکه میانگین و انحراف معیار معادل اینگونه متغیرها با مقدار اولیه‌شان برابر می‌باشد.

$$\mu_X^e = X^* - \sigma_X^e [\Phi^{-1}(F_X(X^*))] \quad (۶۷-۲)$$

$$\sigma_X^e = \frac{1}{f_X(X^*)} \phi\left(\frac{X^* - \mu_X^e}{\sigma_X^e}\right) = \frac{1}{f_X(X^*)} \phi[\Phi^{-1}(F_X(X^*))] \quad (۶۸-۲)$$

که در آن Φ تابع توزیع تجمعی نرمال استاندارد (CDF) و ϕ تابع چگالی احتمال (PDF) مربوط به توزیع نرمال و $f_X(X)$ و $F_X(X)$ به ترتیب تابع چگالی احتمال و تابع توزیع تجمعی متغیر تصادفی با توزیع غیر نرمال باشد.

۴) مقدار متغیرهای کاهش یافته $\{Z_i^*\}$ ، را برای $\{X_i^*\}$ هایی که در مرحله‌ی (۲) برای نقطه‌ی طراحی بدست آمد، با استفاده از معادله‌ی زیر تعیین می‌نماییم.

$$Z_i^* = \frac{X_i^* - \mu_{X_i}^e}{\sigma_{X_i}^e} \quad (۶۹-۲)$$

۵) مشتقات جزئی تابع حالت حدی (g) را نسبت به متغیرهای کاهش یافته تعیین می‌نماییم. برای سهولت کار می‌توان بردار ستونی G را به نحوی تعریف نمود که مؤلفه‌های آن مشتقات g نسبت به متغیرهای کاهش یافته باشند، که البته در (-۱) ضرب شده اند.

$$\{G\} = \begin{Bmatrix} G_1 \\ G_2 \\ \vdots \\ G_n \end{Bmatrix} \longrightarrow G_i = - \frac{\partial g}{\partial Z_i} \Big|_{\text{evaluated at design point}} \quad (۷۰-۲)$$

$$\frac{\partial g}{\partial Z_i} = \frac{\partial g}{\partial X_i} \cdot \frac{\partial X_i}{\partial Z_i} = \frac{\partial g}{\partial X_i} \sigma_{X_i}^e, \quad (71-2)$$

۶) یک مقدار تقریبی برای β با استفاده از فرمول زیر به دست می آوریم.

$$\beta = \frac{\{G\}^T \{Z^*\}}{\sqrt{\{G\}^T \{G\}}} \rightarrow \{Z^*\} = \begin{Bmatrix} Z^*_1 \\ Z^*_2 \\ \vdots \\ Z^*_n \end{Bmatrix} \quad (72-2)$$

بالا نویس T در رابطه نشان دهندهی ترانهاد می باشد.

برای توابعی که به صورت خطی باشند، معادله به شکل سادهی زیر در می آید.

$$\beta = \frac{a_0 + \sum_{i=1}^n a_i \mu_{X_i}^e}{\sqrt{\sum_{i=1}^n (a_i \sigma_{X_i}^e)^2}} \quad (73-2)$$

۷) بردار ستونی $\{\alpha\}$ را که شامل ضرایب حساسیت می شود، با استفاده از معادلهی زیر به دست می آید:

$$\{\alpha\} = \frac{\{G\}}{\sqrt{\{G\}^T \{G\}}} \quad (74-2)$$

۸) یک نقطه ی طراحی جدید برای (n-1) عدد از متغیرهای کاهش یافته و با استفاده از معادلهی زیر تعیین می نماییم . توجه کنید که مقدار β در این مرحله باید برابر مقدار جدید آن که در مرحله ی (۶) به دست آمد در نظر گرفته شود.

$$Z_i^* = \alpha_i \beta \quad (75-2)$$

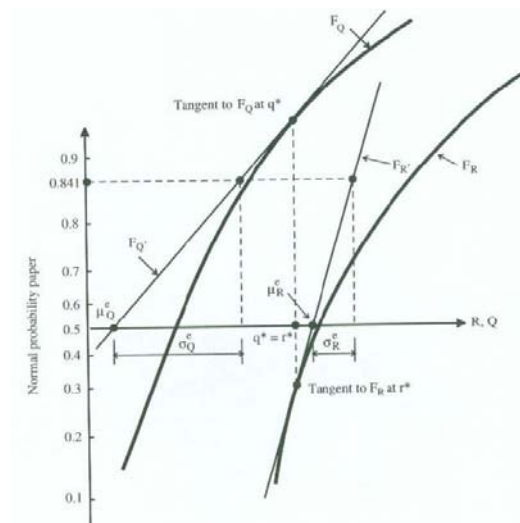
۹) برای (n-1) مؤلفه از نقطه‌ی طراحی در دستگاه متغیرهای کاهش یافته، (n-1) مؤلفه متناظر با آن (X_i^* ها) را در دستگاه اصلی به دست می‌آوریم.

$$X_i^* = \mu_{X_i} + Z_i^* \sigma_{X_i} \quad (76-2)$$

۱۰) در این مرحله می‌توان با داشتن مقادیر X_i^* برای (n-1) متغیر و جایگذاری این مقادیر در تابع حالت حدی و برابر صفر قرار دادن آن، مقدار متغیر باقیمانده را به دست آوریم.

۱۱) مراحل (۳) تا (۱۰) را آن قدر تکرار می‌کنیم، تا مقادیر β و X_i^* همگرا شوند [۱۱].

این روش به روش ترسیمی نیز می‌تواند با استفاده از پارامترهای معادل نرمال بر روی کاغذ احتمال نرمال به دست آید که در شکل زیر آورده شده است. در انتهای فصل کاغذ احتمال نرمال معرفی شده است.



شکل (۶-۲) بیان ترسیمی راکوینتز- فیسلر

روش‌های عددی

در روش‌های عددی که همگی اقتباس شده از روش مونت کارلو می‌باشند، ابتدا از روی یک سری اعداد تصادفی مقادیری برای تک تک متغیرهای تصادفی (با توجه به تابع توزیعشان) تولید می‌گردد، سپس هر بار مقادیر تولید شده در تابع حالت حدی جایگذاری می‌شوند و در نهایت تعداد دفعاتی که تابع حالت حدی از صفر کوچکتر شده باشد (اثرات بارهای وارده از مقاومت عضو بیشتر گردد) شمرده می‌شوند و بر تعداد کل دفعات آزمایش تقسیم گردیده و به این ترتیب مقدار احتمال خرابی عضو به دست می‌آید [۳۸ و ۳۹]. ذیلاً به تشریح این روش که در رساله نیز از آن استفاده شده است، می‌پردازیم.

۲-۳-۱-۳-۴- آنالیز مونت کارلو برای تعیین شاخص ایمنی

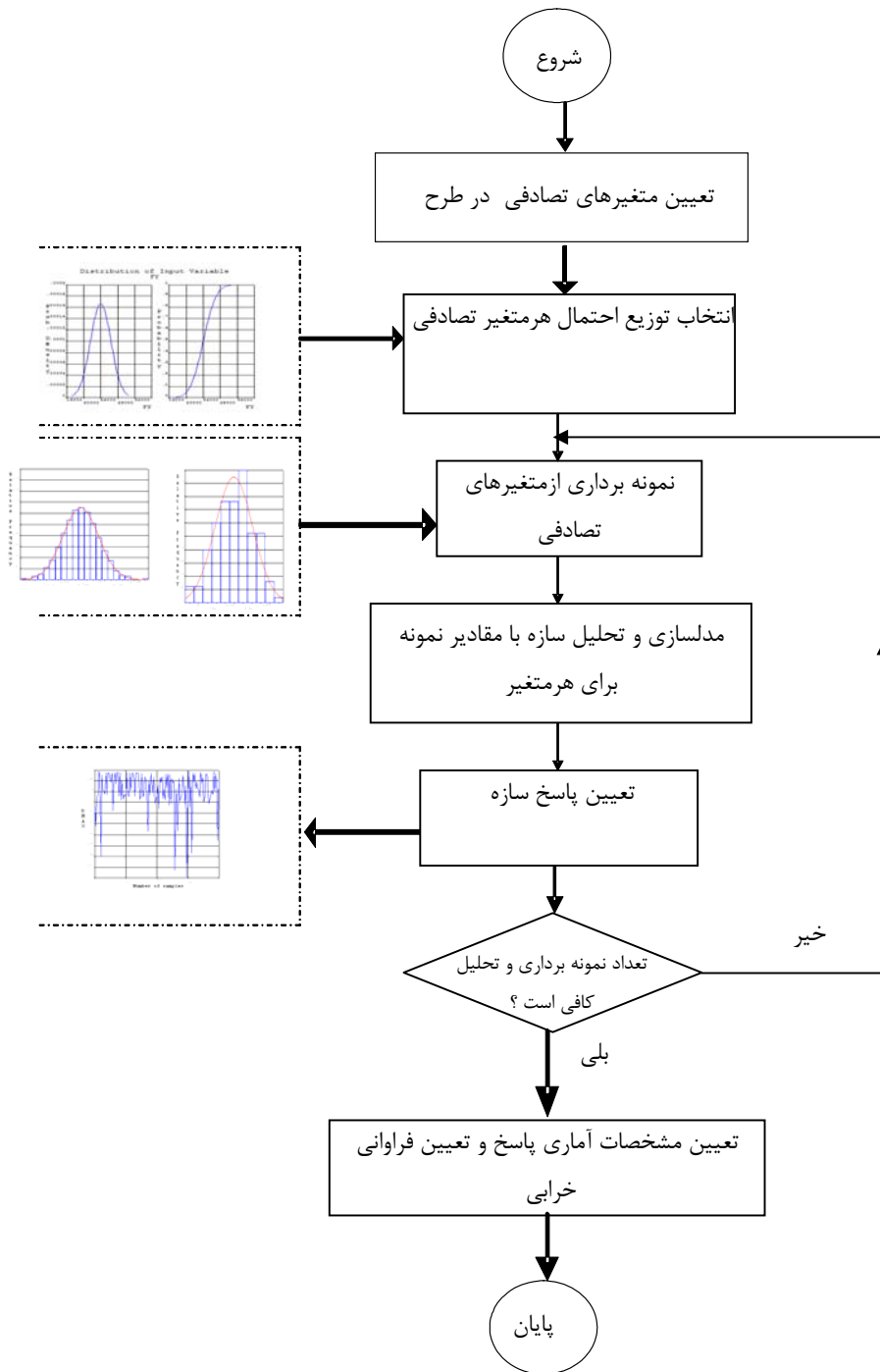
یکی از روش‌های قدرتمند و در عین حال ساده عددی در تعیین احتمال خرابی اعضا، روش مونت کارلو می‌باشد. اساس آنالیز مونت کارلو در تولید مجموعه‌ای از اعداد تصادفی است. اعداد تصادفی تولید شده یکنواخت دارای این خاصیت هستند که برای فاصله‌ای انتخابی (برای مثال از ۰ تا ۱) احتمال وقوعشان در هر جای این فاصله یکسان است، لذا این اعداد تصادفی دارای تابع چگالی احتمال یکنواخت می‌باشند. از معایب این روش حجم عملیات عددی زیاد و وقت‌گیر بودن آن است. چراکه به عنوان مثال اگر میزان خرابی یک عضو سازه‌ای را با استفاده از روش‌های تحلیلی برای تابع حالت حدی مشخصی در حدود ۰.۰۱ تخمین بزنیم، طبق رابطه زیر برای رسیدن به چنین احتمالی خرابی‌ای، باید در حدود ۹۹۰۰ مقدار تصادفی مورد ارزیابی قرار گیرند.

$$N = \frac{1 - P_f}{V_p^2(P_f)} = \frac{1 - 10^{-2}}{(0.1)^2(10^{-2})} = 9900 \quad (2-77)$$

که در آن N ، تعداد نمونه های مورد نیاز برای رسیدن به احتمال خرابی P_f ، احتمال خرابی مورد نظر و $V_{\bar{P}}$ ، ضریب تغییرات مربوط به تخمین احتمال خرابی است.

آنالیز مونت کارلو ابزاری است که ما را به تحلیل آماری عدم قطعیت های موجود در مسائل مهندسی قادر می سازد. این روش بخصوص در مسائل پیچیده که متغیرهای تصادفی زیادی توسط معادلات غیر خطی به یکدیگر مرتبط شده اند، بسیار مفید می باشد [۱۲].

در حالتی که با توابع حالت حدی پیچیده تری در عمل روبرو باشیم، روش معادلات همزمان یا روش ماتریسی برای پیدا کردن β یا به شدت مشکل بوده یا غیرممکن است. در چنین مواردی تنها شیوه منطقی برای تعیین β یا احتمال گسیختگی، روش مونت کارلو است. مراحل روش مونت کارلو همان هایی است که قبلاً توضیح داده شده است. نخست مقادیر شبیه سازی شده متغیرهای تصادفی در معادله حدی تولید می شود. سپس با به کارگیری این مقادیر، خود مقادیر تابع حالت حدی بر روی کاغذ احتمال نرمال ترسیم می شود. احتمال گسیختگی متناسب با $p[g(\cdot) < 0]$ را می توان با قرائت مقدار احتمال در موقعیتی که منحنی داده های ترسیم شده یک خط قائم عبور کننده از مبدا را قطع نماید، پیدا نمود. معادله به ما می گوید که β - متناسب است با مقدار متغیر نرمال استاندارد در نقطه تلاقی. اگر نقاط داده های خیلی زیادی وجود داشته باشد و منحنی ترسیم شده محور قائم را قطع نکند، می توان منحنی ترسیم شده را برون یابی نمود. در حالت کلی برون یابی توصیه نمی شود بلکه افزایش تعداد شبیه سازی ها ارجحیت دارد. [۱۲]. در شکل (۲-۷) نمودار جریان کار کلی روش تکرار مونت کارلو ارائه شده است [۹].



شکل (۲-۷) جریان کار تحلیل قابلیت اعتماد متعارف با روش مونت کارلو

۲-۴- مروری بر کارهای گذشته انجام شده در زمینه نگهداری موقت تونل‌ها

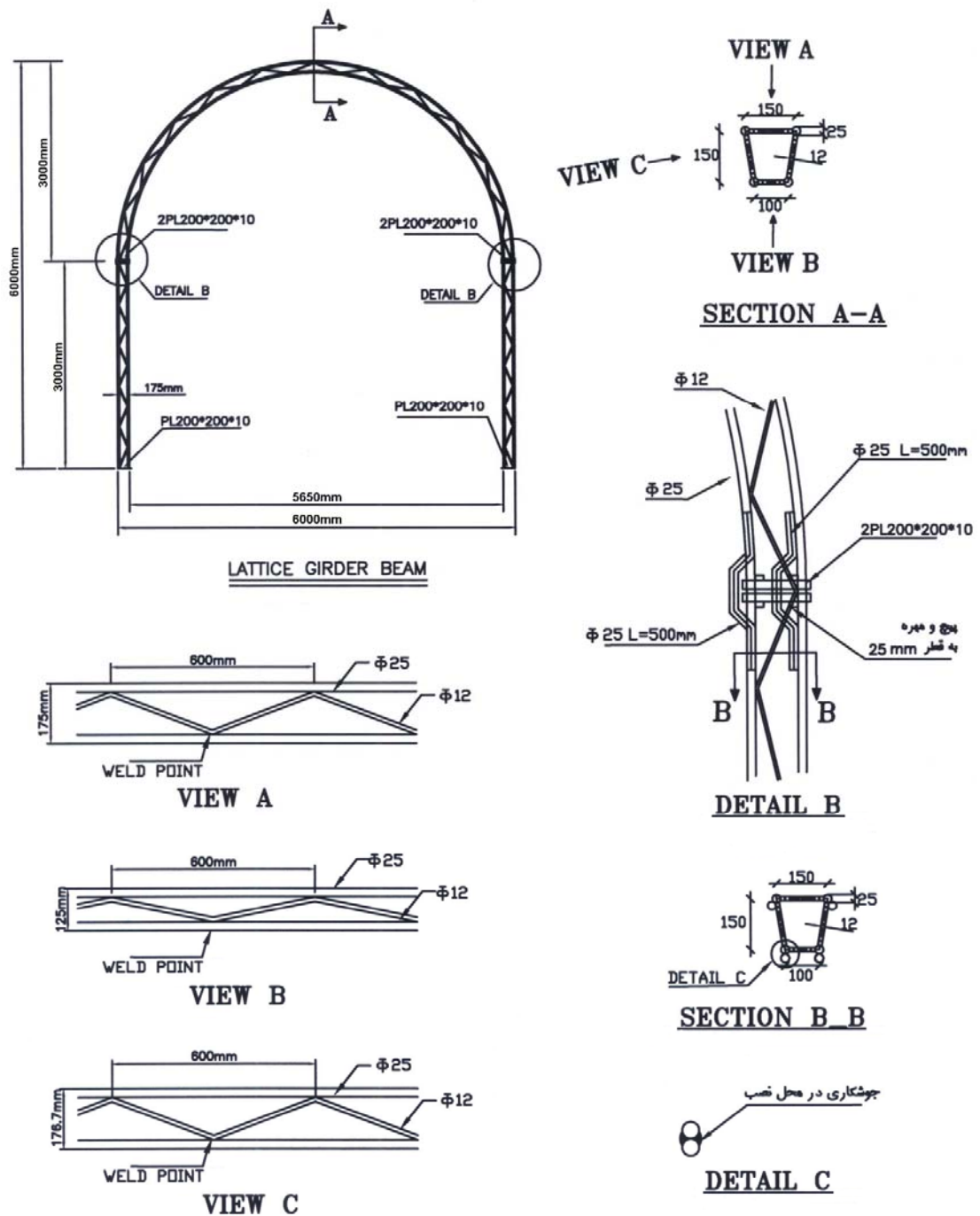
عموماً از شاتکریت به‌عنوان نگهداری موقت استاندارد در طراحی و ساخت تونل‌ها استفاده می‌شود. اگر شدت بارهایی که از زمین به نگهداری موقت منتقل می‌شود، به اندازه‌ای بزرگ باشد که مانع از استفاده شاتکریت به تنهایی شود، یا اگر فشردگی زمین^{۴۸} یا لکه‌گیری^{۴۹} مجدد برای سطح پوشش لازم باشد، معمولاً از پروفیل‌های فولادی به‌همراه شاتکریت استفاده می‌شود [۷]. نمونه‌ای از این نگهداری در شکل (۲-۸) آورده شده‌است.



شکل (۲-۸) استفاده از پروفیل‌های فولادی به‌همراه شاتکریت در نگهداری موقت تونل Niagara- Beck کانادا در سال ۲۰۰۶ میلادی [۷]

48. Squeezing
49. raveling

علاوه بر این روش می‌توان از تیر خرپایی به همراه شاتکریت استفاده کرد [۴۰]. نمونه‌ای از این نگهداری نیز در شکل (۹-۲) آورده شده است.



شکل (۹-۲) نمونه ای از مقاطع تیر خرپایی [۱]

مزایا و معایب استفاده از این دو روش متداول نسبت به هم در مرجع [۱] مورد بررسی قرار گرفته است که در طی آن با توجه به باربری ثابت مورد توجه در هر دو روش، مقایسه میزان فولاد مصرفی انجام شده است. همچنین آنالیز قیمت این دو روش با توجه به باربری یکسان برای یک مقطع مشخص آورده شده است [۲].

روش‌های متعددی برای برآورد بار بر روی سیستم نگهداری پیشنهاد شده‌اند. به عنوان مثال،

قیصر^{۵۰} روش طبقه بندی شده‌ای به شرح زیر دارد [۴۱].

رویکرد توزیع فشار زمین: در این رویکرد اثر مکانیکی زمین بر روی سیستم نگهداری به عنوان بارهای مرده بر روی نگهداری در نظر گرفته شده است [۴۲]. روش بار سنگ ترزاقی برای طراحی نگهداری از این دسته است [۴۳].

رویکرد واکنش بستر: این روش شبیه به رویکرد توزیع فشار زمین است، به جز اینکه نگهداری مکانیکی توسط فنرهایی در فضای الاستیک (یا الاستو پلاستیک) در زمین ثابت می‌شوند [۴۴ و ۴۵]. در عمل برای طراحی نگهداری تونل از این روش، به طور از برنامه های رایانه ای سازه ای کمک گرفته می‌شود که مدل سازی اتصالات با زمین، با فنر انجام می پذیرد. به عنوان مثال، در نرم افزارهایی مثل SAP2000 و ANSYS از این روش استفاده می‌شود.

رویکرد اندرکنش زمین با نگهدارنده: این رویکرد بر اساس اندرکنش مکانیکی واقعی از زمین و نگهدارنده است. تعداد معدودی از نرم افزارها از این روش استفاده می کنند [۴۶-۵۱]. به

50. Kaiser

عنوان مثال ، در نرم افزارهایی مثل Phase2 ، FLAC ، UDEC و 3DEC از این روش استفاده می‌شود.

طراحی سیستم‌های نگهداری موقت تونل برای پروژه‌های مختلف در مراجع مختلف آورده شده‌است که در ذیل به چند مورد از آن‌ها اشاره می‌شود:

در مرجع [۵۲] آقای شفيعی علويجه و همکارش اشاره کرده‌اند که طراحی سیستم نگهداری باید به گونه ای باشد که از جابجایی زمین جلوگیری کرده و تا زمان نصب سیستم نگهداری دائم، پایدار بماند. در این مقاله سیستم نگهداری موقت تونل‌های تحت فشار فوقانی سیستم آب‌رسان سد گتوند علیا با استفاده از روش‌های تجربی و روش عددی المان محدود طراحی شده است. نتایج حاصل از روش عددی نشان داده است که جابجایی کلی ۶/۴۸ سانتی‌متری بعد از حفاری است. بر این اساس سیستم پیچ سنگ تزریقی با قطر ۲۵ میلیمتر ، فاصله داری ۲ متر و طول ۵ متر همراه با شاتکریت به ضخامت ۲۰ سانتی‌متر برای نگهداری موقت، برای کاهش مقدار جابجایی کلی به ۳/۲۵ سانتی‌متر پیشنهاد شده‌است. سیستم نگهداری شاتکریت به ضخامت ۷ سانتی‌متر بوده و همچنین بر اساس روش Q ، سیستم نگهداری شاتکریت به ضخامت ۵ سانتی‌متر پیشنهاد شده است.

در مقاله دیگری، آقای خانی و همکارانش تأمین ایمنی فضاهاى زیرزمینی در هنگام ساخت و پایداری آن را از جمله عواملی ذکر کرده‌اند که باید توسط طراحان زیر زمینی مورد توجه قرار گیرد. با توجه به نوع سازه های زیر زمینی، ممکن است سیستم نگهداری موقت مورد نیاز باشد . در این مقاله از روش های تجربی RMR و Q و نیز مدلسازی عددی توسط نرم افزار FLAC برای تعیین نگهداری موقت تونل دسترسی کپار استفاده شده است. تونل کپار با طول ۲۱۸۰ متر یکی از تونل‌های دسترسی تونل انتقال آب بهشت آباد است. ابتدا تونل بر حسب اختلاف ضخامت روباره (با

توجه به یکسان بودن جنس سنگ) به تعداد ۸ پهنه تقسیم شده و پهنه بندی با توجه به تغییرات زاویه اصطکاک داخلی و چسبندگی صورت گرفته است. در بررسی‌های انجام شده مشخص شده که دامنه تغییرات دو خاصیت مذکور با ۳۵ متر اختلاف روباره در پهنه‌های متوالی، تفاوت زیادی ندارند. نتیجه تحلیل حاکی از آن بوده که سیستم نگهداری پیشنهاد شده روش Q با روش عددی انطباق بیشتری دارد. در نهایت برای کنترل و مهار جابجایی‌های اطراف تونل نیز با در نظر گرفتن المان‌های مختلف موجود در نرم افزار و مدل کردن آنها با توجه به شرایط منطقه، سیستم نگهداری مناسب برای تونل کیار تعیین شده است. با تحلیل خروجی‌های نرم‌افزار مشخص شده که برای پهنه‌های ۳۵، ۷۰ و ۱۰۵ متر، شاتکریت با ضخامت ۵ سانتی‌متر، برای پهنه‌های ۱۷۵، ۱۴۰ و ۲۱۰ متری تونل، شاتکریت با ضخامت ۱۰ سانتی‌متر و برای دو پهنه آخر یعنی ۲۴۵ و ۲۸۰ متری شاتکریت با ضخامت ۱۵ سانتی‌متر لازم است [۵۳].

آقای اسمعیل زاده فشتمی و همکارانش به تعیین ضخامت بهینه شاتکریت بر اساس پارامترهای طراحی سیستم نگهداری موقت تونل پرداخته‌اند. در این مقاله اشاره شده که با توجه به این‌که تعیین کمیت پارامترهای زمین مانند تنش‌های اولیه، ساختارهای زمین شناسی، خواص ژئو مکانیکی خاک و ... با دقت کافی، مشکل می‌باشد، لذا با استفاده از ابزار بندی در تونل به روش تحلیل برگشتی تک متغیره، به طور تقریبی خواص رفتاری و ژئو مکانیکی خاک پیش بینی شده است. یکی از اهداف ابزاربندی، کنترل جابه‌جایی‌ها به منظور ارزیابی پایداری فضاهای زیرزمینی و همچنین کنترل فرضیات طراحی از جمله پارامترهای مقاومتی خاک می‌باشد. در این مقاله ابتدا با استفاده از روش تحلیل برگشتی تک متغیره و مدل سازی عددی با استفاده از نرم افزار FLAC 2D مقادیر پارامترهای ژئوفیزیکی خاک محیط اطراف تونل تعیین شده و در ادامه با استفاده از روش تحلیل حساسیت بر روی پارامترهای مؤثر در طراحی ضخامت شاتکریت، به عنوان نگهداری موقت

در تونل متروی کرج ، نظیر ممان اینرسی میلگرد موجود در قاب مشبک ، تار خنثی شاتکریت ، سطح مقطع شاتکریت و مدول یانگ شاتکریت مقادیر بهینه آنها تعیین شده است. سپس نتایج حاصله از این روش با روش متداول و مرسوم طراحی سیستم نگهداری مقایسه شده که نتیجه این مقایسه هماهنگی خوبی را با نتایج طراحی نشان داده است. و در نهایت نتیجه‌گیری شده است که با استفاده از این روش می توان به تعیین ضخامت بهینه شاتکریت در طراحی سیستم نگهداری موقت تونل‌های متروی کرج در حین اجرا سرعت بسیار زیادی بخشید [۵۴].

یکی از روش‌های جدید در زمینه حفاری و نگهداری موقت تونل‌ها، روش جدید تونل‌زنی اتریشی (ناتم)^{۵۱} می‌باشد که این روش، توسط پروفیسور رابسویچ^{۵۲} به صورت زیر تشریح شده است [۴۹]:

" یک روش جدید شامل لایه نازکی از پاشش بتن (شاتکریت)، با استفاده از یک کف بند حلقه‌ای که « کمان حلقه‌ای» نامیده می شود و اندازه گیری تغییر شکل به عنوان تابعی از زمان تا این که پایداری به دست آید "

روش NATM اولین بار در سال ۱۹۶۹ میلادی در متروی فرانکفورت که در زمین سخت بود، اجرا شد.

پروفیسور مولر^{۵۳} مشخصات زیر را برای NATM مطرح می کند [۵۵]:

- ۱- توده سنگ احاطه کننده، ساختار اصلی برابر است که ظرفیت باربری آن باید به عنوان پایه کار قرار گیرد، بدون اینکه اختلالی در توده سنگ ایجاد گردد.

51. New Austrian Tunneling Method (NATM)

52. Rabcewiz

53. Lepold Muller

۲- پایداری توده سنگ که خود به عنوان پشتیبان عمل می کند باید با عناصر پشتیبان دیگر همراه و تکمیل شود.

۳- لاینینگ (پوشش دیواره تونل) باید با مش و میل مهار بهبود یابد.

۴- زمان احاطه کنندگی حلقه محافظ بسیار مهم است و این حلقه زود باید ایجاد شود.

۵- تستهای آزمایشگاهی اولیه و اندازه گیری‌های تغییر شکل تونل برای بهبود شکل زمین بایستی انجام شود.

به هر حال اصل «حلقه بسته»^{۵۴}، تنها در تونلهایی که در سنگ با تنش‌های اولیه کم هستند، کاربرد خواهد داشت. در تونلهایی که در سنگ ضعیف با تنش‌های زیاد هستند نیاز به کنترل و اندازه‌گیری‌های بیشتر می‌باشد.

در مجموع اصول اولیه و مهم روش NATM به ترتیب زیر خواهند بود :

۱- مقاومت ذاتی توده خاک یا سنگ اطراف تونل با در نظر گرفتن جابجایی و تحرک و با

فراهم سازی وسایل، بایستی به حداکثر ممکن برسد.

۲- جابجایی اطراف تونل با کنترل تغییر شکل مشخص می شود. این جابجایی در نتیجه

از دست رفتن مقاومت توده احاطه کننده تونل و یا نشست سطح بالایی تونل خواهد

بود که باید با آن مقابله شود.

۳- برای مقابله با جابجایی توده محاط تونل از سیستم‌های نگهداری اولیه، شامل اجرای

بولت^{۵۵} یا نصب انکر^{۵۶} یا پاشش بتن (شاتکریت) استفاده می‌شود.

۴- زمان پایداری توده اطراف تونل بایستی با توجه به شرایط سنگ یا خاک، معین شود.

54. Closed Ring

55. Bolting

56. Anchoring

۵- تستهای آزمایشگاهی و کنترل تغییر شکل زمین و عناصر پشتیبان (مونیتورینگ)^{۵۷} باید انجام شود.

۶- کسانی که در طراحی و نظارت NATM هستند بایستی با مفاهیم آشنا باشند تا برای حل مشکلات، سریعاً بتوانند عمل کنند.

مراحل حفاری در NATM ، چه از نظر زمان و چه از نظر ابعاد باید کوتاه باشد، نصب عناصر پشتیبان مثل شاتکریت هم باید سریع انجام شود. استفاده از شاتکریت و المانهای لتیس گیر در از جمله ویژگیهای این روش است و البته این که المانهای مجزا را چطور در زمان و مکان مناسب استفاده کنیم، یکی از موارد مهم در این سبک حفر تونل است. یکی از ویژگیهای کلیدی روش اتریشی نسبت به روشهای دیگر، نقش حساس مونیتورینگ است که به مهندسان اجازه می‌دهد عکس العمل زمین مقابل عملیات اجرایی و حفاری‌های زیرزمینی را با رفتارنگاری پایش کنند. ذکر این نکته لازم است که رفتار المانهای سازه‌ای داخل خاک با رفتار المانهای سازه‌ای خارج از خاک تفاوت داشته و هدف اصلی در این روش آن است که تا حد امکان شکل زمین و خاک در شرایط طبیعی خود حفظ شود. در واقع سعی بر آن است که از هرگونه تغییر مکان دور از انتظار در حین عملیات اجرایی پرهیز شود. در روش اتریشی به مهندسان با تجربه که به مشخصات زمین شناسی، مکانیک خاک، شکل حرکت زمین و تغییر مکان‌های میلی‌متری زمین آشنا هستند، نیاز هست [۵۵].

آقای رضایی و همکارانش اثر هندسه بر روی جابجایی افقی زمین ناشی از حفر تونل به روش NATM مورد بررسی قرار داده‌اند. در این مقاله ذکر شده که جابجایی زمین از مسایل اجتناب ناپذیر در حفاری‌ها ، ساخت تونل‌ها و فضاهای زیرزمینی در نزدیکی سطح زمین می‌باشد. حفر تونل

در هر عمقی از خاک منجر به تغییر سیستم توزیع تنش‌ها و رها شدن تنش‌های برجا و نشست سطح زمین می‌شود که این مسأله در مورد تونل‌های کم عمق حفرشده در مناطق شهری و بخصوص به هنگام عبور از زیر مناطق مسکونی از اهمیت ویژه‌ای برخوردار است. بنابراین اطلاع از نحوه‌ی رفتار تونل و نشست‌های ناشی از حفر آن (جهت جلوگیری از آسیب به سازه‌ها و تأسیسات مجاور) از الزامات طراحی این نوع سازه‌های زیر سطحی می‌باشد. با توجه به ماهیت سه بعدی حفر تونل، برای ارزیابی دقیق نشست‌ها و تنش‌های ایجاد شده در اطراف تونل بخصوص در تونل‌های سطحی ضروری است که از مدل‌های سه بعدی استفاده شود. در این تحقیق با مدل‌سازی سه بعدی سازه و تونل با نرم افزار اجزای محدود آباکوس، اثر هندسه سازه بر نشست سطحی زمین در اثر حفر تونل به روش اتریشی مورد بررسی قرار گرفته است. بررسی نتایج، لزوم استفاده از مدل‌های سه بعدی در اندر کنش سازه - تونل را برجسته‌تر ساخته و این‌که صرفنظر کردن از وزن سازه منجر به نتایجی دور از واقعیت خواهد شد [۵۶].

آقای اسدی و همکارش به کنترل جابجایی زمین در حفاری تونل با روش NATM پرداخته است که در این مقاله، تحلیل سه بعدی با مدل ارتجاعی خمیری جهت بررسی تغییر مکان ناشی از حفاری تونل با روش NATM با الگوهای مختلف انجام و مورد بحث قرار گرفته است. برای این منظور از کد Plaxis 3-D Tunnel با مدل رفتاری ارتجاعی خمیری با سخت‌شوندگی استفاده گردیده است. پارامترهای مدل با استفاده از خصوصیات فیزیکی و مکانیکی مصالح مقطع فوق تعیین گردیده است. در این مقاله تأثیر عوامل مختلف مؤثر بر نشست سطح زمین از قبیل نوع الگوی حفاری و نیز زون بندی و ترتیب حفاری آن‌ها مورد بررسی قرار گرفته است. نتایج حاصله نشان می‌دهند که الگوی حفاری و ترتیب حفاری نواحی تأثیر زیادی بر میدان تغییر مکان زمین دارد [۵۷].

آقای سلیمانی و همکارانش به بررسی تجربی و تحلیلی نشست ناشی از تونل‌سازی به روش NATM و مقایسه با نتایج ابزار دقیق پرداخته‌اند. در این مقاله ذکر شده که تونل‌سازی و احداث فضاهای زیرزمینی به ناچار باعث اعمال مقادیر مختلفی از جابه‌جایی از تونل به سمت زمین می‌شود که منجر به نشست سطح زمین می‌شود. یکی از عوامل اصلی برای به حداقل رساندن تأثیرات زیان آور احتمالی نشست زمین بر روی سازه‌های موجود و محیط، توانایی پیش‌بینی پروفیل نشست زمین می‌باشد. در این مقاله، ضمن معرفی روش‌های تجربی و تحلیلی برآورد نشست زمین در اثر حفاری تونل خط ۲ متروی کرج که به روش NATM اجرا می‌شود در کیلومتر ۷+۸۶۸ و مابین ایستگاه شهید آجرلو و جهان‌شهر استفاده شده و نتایج به‌دست آمده با یکدیگر و با مقدار نشست اندازه‌گیری شده توسط ایستگاه‌های ابزار دقیق مقایسه شده و نتایج به‌دست آمده با یکدیگر و با مقدار نشست اندازه‌گیری شده در مقطع مورد مطالعه ارزیابی شده‌است. نشست گزارش شده توسط ابزار دقیق ۱/۵۷ سانتی‌متر می‌باشد. کمترین نشست محاسبه شده مربوط به روش "گنزالز"^{۵۸} و "ساگاستا"^{۵۹} و برابر ۰/۵ سانتی‌متر و بیشترین مقدار مربوط به روش "بابت"^{۶۰} دو برابر با ۴/۶۶ سانتی‌متر می‌باشد. روش الاستیک "لیمانوف"^{۶۱} و روش "ساگاستا" نزدیکترین نتایج را با اختلاف حدود ۱۲ درصد در مطالعه‌ی حاضر به دست آورده شده است [۵۸].

آقای نوروزی بزمین‌آبادی و همکارانش به ارزیابی سیستم نگهداری موقت تونل‌نیایش پرداخته‌اند که طی آن ذکر شده که از اهداف تونل‌سازی توسعه زیرساخت‌های شهری جهت تقویت سیستم حمل‌ونقل شهری است. تونل‌نیایش به طول تقریبی ۷ کیلومتر یکی از طویل‌ترین سازه‌های زیرزمینی شهری خاورمیانه می‌باشد که با اتصال دو بزرگراه نیایش و صدر موجب سامان‌دهی بار

58. Gonzalez

59. Sagaseta

60. Bobet

61. Limanov

ترافیکی منطقه می‌شود. این تونل در زمین‌های کم عمق شهری با خاک‌های نرم به روش NATM حفر گردیده است. یکی از مسائل مهم در این پروژه به جهت گذر از زیر سازه های سطحی، بررسی نشست تونل می‌باشد. به منظور کنترل تغییرشکل‌ها و فرو نشست‌های به وجود آمده، از ابزار دقیق در طول مسیر استفاده شده است. در این مقاله ابتدا از روش تجربی و سپس با استفاده از نرم افزار عددی PLAXIS اقدام به تحلیل نشست مقطع A3 در تونل شمالی شده و تغییرات مکان ناشی از حفاری تونل مورد بررسی قرار گرفته است. سپس به منظور آنالیز عددی و مقایسه آن با شرایط واقعی، نتایج داده های ابزار دقیق نیز مورد مطالعه قرار گرفته است [۵۹].

آقای جلالی مارنانی و همکارش به ارزیابی قابلیت اطمینان نتایج نرم افزار پلکسیس در برآورد نشست زمین در اثر حفر تونل مترو به روش NATM در شهر اصفهان پرداخته‌اند. در این مقاله اشاره شده است که یکی از مسائلی که همواره تونل‌سازی در فضاهای شهری را با چالش مواجه می‌سازد، امکان ایجاد نشست‌های قابل توجه حین حفاری تونل و ایجاد مشکل برای سازه‌های سطحی می‌باشد. پیش بینی دقیق میزان نشست زمین ناشی از تونل‌زنی، یکی از مسائل مهم در مهندسی ژئوتکنیک می‌باشد. یکی از روش‌های پیش بینی میزان نشست زمین، استفاده از نرم افزار اجزای محدود پلکسیس می‌باشد. در این مقاله برای مدل رفتاری خاک، مدل مور کلمب، انتخاب گردیده است. مقایسه‌ی نتایج پلکسیس با نتایج حاصل از ابزار دقیق، نشان دهنده‌ی دقت بالای نتایج پلکسیس در پیش بینی نشست زمین ناشی از تونل‌زنی می‌باشد [۶۰].

آقای رازقی و همکارش به ارزیابی توزیع نشست‌های سطحی بر روی زوج تونل‌های کم عمق حفاری شده به روش NATM پرداخته‌اند. در این مقاله ذکر شده است که ارزیابی نشست‌های سطحی از حفاری تونل‌های حفاری شده در نواحی شهری اولین گام در کنترل تغییرشکل‌های سطحی به شمار می‌رود. در حالی که امروزه توزیع نرمال نشست‌های سطحی برای تونل‌های دایره‌ای

مکانیزه ارائه شده توسط بک (۱۹۶۷) نظریه ای پذیرفته شده محسوب می شود. اما مطالعه چندانی در خصوص تونل های حفاری شده به روش NATM با مقاطع غیردایره ای در دسترس نیست. در این مقاله سعی شده است تا با چهار رویکرد مختلف و با تکیه بر نتایج نشست سنجی و همگرایی سنجی تونل رسالت تهران به ارزیابی توزیع نشست های سطحی برای زوج تونل های غیر دایره ای پرداخته شود. چهار رویکرد مختلف مد نظر قرار گرفته در این مطالعه عبارتند از: فرض یک منحنی واحد نرمال برای زوج تونل و محاسبه توزیع با استفاده از نتایج همگرایی سنجی در عمق، فرض منحنی های نرمال مجزا برای هر یک از تونل ها و محاسبه توزیع با استفاده از نتایج همگرایی سنجی در عمق، فرض منحنی های نرمال برای هر یک از تونل ها و تخمین توزیع نشست های سطحی با استفاده از زوال حجمی رخ داده بر روی زمین و در نهایت فرض یک منحنی نرمال برای زوج تونل و محاسبه توزیع نشست های سطحی با استفاده از حداکثر نشست ثبت شده بر روی زمین، نتایج نهایی بررسی ها امکان استفاده از توزیع نرمال برای محاسبه حداکثر نشست های سطحی در زوج تونل های حفر شده به روش NATM را با دقت قابل قبولی تایید می نماید [۶۱].

آقای غفاری سرجامی و همکارانش به مدلسازی عددی حفاری تونل شهری به روش NATM پرداخته اند که طی آن ذکر شده با توجه به گسترش شهر مشهد و به طبع آن ایجاد ترافیک سنگین در شهر مشهد، لزوم ایجاد فضاهای حمل و نقل زیرزمینی مد نظر قرار گرفته است. در این بین به علت قرار گرفتن دو بیمارستان در بخش مرکز ترافیکی مشهد و به خاطر مسائل اورژانسی مربوط به بیماران یا پزشکانی که در مواقع اضطرار باید بین دو بیمارستان تردد نمایند، لزوم اجرای تونل امداد در دست اقدام قرار گرفته است. این تونل از مسیر خود از خیابان احمد آباد عبور می نماید. حفر تونل در محدوده مورد نظر با مشکلات خاصی روبرو است، چرا که علاوه بر ناشناخته بودن خصوصیات زمین، نیاز با تأمین پایداری تونل، محدود کردن تغییر شکل های زمین اطراف و نیز

ایمنی کارکنان این قبیل پروژه‌ها بر مسائل و مشکلات می‌افزاید. در این مقاله سعی شده است تا با کمک مدلسازی عددی، اثرات حفاری بر مقدار فرو نشست‌های سطح زمین و پایداری تونل مورد بررسی قرار گیرد. در ادامه به تغییرات ناشی از چسبندگی و زاویه اصطکاک داخلی در برابر نشست، پرداخته شده‌است. نتایج تحلیل‌ها نشان داده که بروز نشست‌هایی در حدود ۲ تا ۳ سانتی‌متر در شرایط مشابه پروژه مذکور مجاز بوده و براین اساس می‌توان به حفر تونل به روش NATM پرداخت [۶۲].

آقای فرقانی و همکارانش امکان پذیری حفر تونل‌های بزرگ مقطع را بررسی نموده‌اند. در این مقاله ذکر شده که به دلیل رشد روز افزون جمعیت در مناطق شهری، نیاز به توسعه سیستم‌های حمل و نقل بیشتر احساس می‌شود. در این راستا تونل‌های کم عمق شهری توجه خاصی پیدا کرده است. یکی از روش‌های تونل‌سازی، روش حفاری مرحله‌ای یا روش جدید تونل‌سازی اتریشی NATM می‌باشد که نقش مهمی در کاهش نشست زمین و خسارت وارده به سازه‌های سطحی در نواحی شهری داشته است که در بسیاری از پروژه‌های بزرگ مقطع تونل در نواحی کم عمق به کار رفته است. براساس مطالعات، رابسونیچ بیان کرد که تفکیک جبهه کار به بخش‌های کوچکتر به پایداری زمین تا تکمیل پوشش کمک می‌کند. در این روش اصلی‌ترین عوامل تأثیرگذار در نشست سطح، طول گام و ترتیب مراحل حفاری تونل می‌باشد. مزایای NATM سرمایه گذاری کمتر تجهیزات، انعطاف پذیری در بکارگیری هندسه‌های پیچیده، هزینه کمتر و مقبولیت در شرایط زمین شناسی مختلف و ویژگی‌های آن استفاده از توده دربرگیرنده تونل به عنوان عضو نگهدارنده، استفاده از نگهداری اولیه انعطاف پذیر و اندازه‌گیری منظم تغییر شکل‌ها و تنش‌ها می‌باشد. در این مقاله پس از معرفی اصول اساسی NATM به بررسی روش‌های اجرایی حفاری، پیش نگهداری و نگهداری

تونل‌های بزرگ مقطع در اعماق کم نواحی شهری و رفتار سنجی آن‌ها پرداخته شده و چند مورد مطالعاتی از این‌گونه تونل‌ها معرفی شده است [۶۳].

آقای جنیدی و همکارش به اثر ایجاد بازشوهای زیرزمینی بر نشست سطحی، در حفاری تونل به روش NATM پرداخته‌اند. در این مقاله ذکر شده که در اغلب پروژه‌های تونل‌سازی نواحی ویژه‌ای وجود دارد، که بایستی به صورت سه بعدی تحلیل گردند. تقاطع‌ها و تغییر ناگهانی مسیر حفاری از جمله این نواحی می‌باشند. در این مطالعه با مدل‌سازی سه بعدی، سه نوع تقاطع با استفاده از نرم افزار اجزای محدود آباکوس با حفاری دو تونل به روش NATM اثر ایجاد بازشوهای زیر زمینی بر نشست‌های سطحی و جابجایی زمین مورد بررسی قرار گرفته‌است. نتایج نشان داده‌است که با افزایش دو برابری قطر تونل فرعی (بازشو جانبی) درصد افزایش نشست سطحی از ۱۰٪ به ۵۰٪ می‌رسد [۶۴].

دوباره آقای جنیدی و همکارش به مقایسه مدل دوبعدی و سه‌بعدی اجزای محدود حفاری تونل به روش NATM پرداخته‌اند. در این مقاله استفاده از تحلیل‌های سه بعدی به عنوان یک ابزار کارآمد برای پیش بینی تغییر شکل‌ها و تنش‌های القایی ایجاد شده در تونل‌سازی معرفی شده‌است. از آنجایی که حفاری تونل یک فرآیند سه‌بعدی است، در نظر گرفتن بعد سوم در مدل‌سازی منجر به دقیق‌تر شدن جواب‌ها خواهد شد. به‌رحال روش‌های ساده‌شده‌ای وجود دارد که به ما اجازه می‌دهند، که اثر سه بعدی حفاری تونل را در تحلیل‌های دوبعدی کرنش مسطح در نظر گرفت. با استفاده از این روش‌ها می‌توان اثر توالی حفاری و نصب پوشش تونل را در مدل‌های دو بعدی لحاظ کرد. در این مطالعه ابتدا مسیر جنوبی تونل حکیم با استفاده از نرم‌افزار اجزای محدود به روش حفاری مرحله‌ای NATM به صورت سه بعدی مدل‌سازی گردیده‌است، در ادامه با مانیتورینگ همگرایی بخش‌هایی از تونل با داده میدانی، دقت مدل‌سازی مورد بررسی قرار

گرفته‌است، سپس با مدل سازی دوبعدی مراحل حفاری تونل و استفاده از روش کاهش بار (روش همگرایی- همجواری) ضرایب مناسب رهایی تنش برای بخش‌های مختلف حفاری تعیین گردیده‌است. در این روش معیار تعیین ضریب رهایی تنش در هر بخش از تونل ، میزان همگرایی اضافه ایجاد شده در مرزهای تونل در فاصله زمانی بین حفاری و نصب پوشش در نظر گرفته شده‌است. با مقایسه نشست های سطحی ایجاد شده در هر دو مدل، نتایج برای همگرایی یکسان، مدل دو بعدی نشست های دست بالایی را نسبت به مدل سه بعدی نشان داده‌است . همچنین نشان داده‌شده که بیشترین و کمترین درصد آزاد سازی تنش مربوط به دو مقطع میانی تونل می باشد [۶۵].

آقای ملکی و همکارش به تحلیل عددی سه بعدی جهت بررسی تأثیر الگوی حفاری در NATM پرداخته‌اند. در این مقاله ذکر شده‌است که با گسترش و توسعه‌ی شهرها و مشکل رو به رشد حمل و نقل و ترافیک شهری، گزینه مترو از مناسبترین گزینه‌ها برای رفع این مشکل است که لازمه آن ایجاد تونل در مناطق شهری بخصوص در مراکز شهرهاست. در این مناطق با توجه به آنکه زمین غالباً سست و عمق تونل زیاد نیست طرح و محاسبه آن از اهمیت زیاد، برخوردار است . عدم دقت در این خصوص ممکن است باعث خرابی‌هایی چه در محیط تحت حفاری و چه در ساختمان‌های مجاور می‌گردد.

روش تونلسازی اتریشی جدید به دلیل انعطاف پذیری در شرایط مختلف زمین و نیز استفاده از وسائل ساده حفاری مورد توجه در خیلی کشورها بوده و هست ولی با این همه در خصوص بر آورد میدان تغییر مکان و نشست سطح زمین برای الگوهای مختلف حفاری با در نظرگیری هندسه سه بعدی و رفتار واقعی تر خاک‌ها نیاز به بررسی‌ها و مطالعات بیشتری است.

در این مقاله ، تحلیل عددی سه بعدی با مدل ارتجاعی خمیری جهت بررسی تغییر مکان ناشی از حفاری تونل با NATM با الگوهای مختلف برای یکی از مقاطع قطعه پنجم توسعه شمالی خط یک متروی تهران انجام و مورد بحث قرار گرفته است. برای این منظور از کد Plaxis 3-D Tunnel با مدل رفتاری ارتجاعی خمیری با سخت‌شوندگی استفاده گردیده‌است. در این مقاله تأثیر عوامل مختلف مؤثر بر نشست سطح زمین از قبیل ناحیه بندی و ترتیب حفاری آن‌ها مورد بررسی قرار گرفته‌است. نتایج حاصله نشان داده‌است که الگوی حفاری و ترتیب حفاری نواحی تأثیر قابل ملاحظه ای بر میدان تغییر مکان زمین دارد [۶۶].

آقای سون^{۶۲} و همکارش اشاره‌اند که ساخت تونل به دلیل توسعه و ارتقای زیرساخت‌هایی مانند بزرگراه، مترو، راه آهن و بسیاری از امکانات دیگر به تدریج در حال توسعه است. بسیاری از تونل‌ها یا با استفاده از چالزنی و آتشیاری یا با استفاده از ماشین‌های حفاری مثل TBM و رودهدر انجام می‌پذیرد. روش NATM یکی از روش‌هایی است که در روش‌های تونل‌زنی با روش آتشیاری کاربرد فراوان دارد. در عین حال که در روش‌های حفر تونل با TBM با یک سطح حفاری کاملاً صاف و منظم مواجه هستیم، حفاری تونل با روش‌های چالزنی و آتشیاری دارای سطح کاملاً نامنظم و ناهموار می‌باشد. رفتار تنش در لایه شاتکریت سیستم نگهداری موقت بستگی کامل به سطح حفاری خواهد داشت. آنالیز عددی انجام شده بر روی رفتار لایه شاتکریت (به عنوان لایه نگهداری) نشانگر آن است که این لایه، متأثر از ناهمواری سطح حفاری خواهد بود [۶۷].

آقای پرازرس^{۶۳} و همکارانش تحلیل غیرخطی روش تونل‌زنی NATM را با استفاده از روش المان‌های مرزی^{۶۴} انجام داده‌اند. در این مقاله با یک رویکرد جدید به شبیه سازی ساخت تونل به

62.Son,M.

63.Prazeres, P.

64.BEM (Boundary Element Method)

روش NATM و با استفاده از روش المان‌های مرزی به عنوان روش عددی اصلی پرداخته شده‌است. این رویکرد جدید دارای مزایایی برای سطح حفاری می باشد چرا که در این مناطق ممکن است گسیختگی پلاستیک برای پوشش تونل اتفاق بیافتد. توده سنگ توسط روش المان‌های مرزی مدل شده در حالی که پوشش تونل توسط روش اجزای محدود^{۶۵} مدل‌سازی شده است. بنابراین، یک استراتژی کلی برای اتصال روش المان‌های مرزی سه بعدی با عناصر پوسته اجزای محدود (شاتکریت) ارائه شده است. نتایج بر اساس آثار هیدراتاسیون شاتکریت و تسلیم قوس فولادی به دست آمده‌است [۶۸].

آقای حسن‌لوراد و همکارش قابلیت اعتماد پوشش اولیه تونل مورد ارزیابی قرار داده‌اند. در این مقاله ابتدا به صورت خلاصه تئوری قابلیت اعتماد پوشش اولیه و تحلیل ریسک مطرح شده، سپس سه مثال کاربردی برای نشان دادن مزایای استفاده از روش ریسک و ارزیابی قابلیت اعتماد و ایمنی پوشش اولیه تونل‌ها و طراحی آن و روشهای احتمالاتی به منظور بالا بردن قابلیت اعتماد پارامترهای ژئوتکنیکی و مقایسه آن با روش تجربی برای کنترل تحلیلهای عددی مطرح شده‌است. در روش قابلیت اعتماد، از پارامتر تغییر شکل، جهت سنجش گسیختگی استفاده شده است. ملاحظه شده است که علی‌رغم وجود بعضی محدودیتها انجام تحلیل ریسک و قابلیت اعتماد باعث افزایش ضریب اطمینان نسبت به طراحی و بهبود طرح اولیه می‌گردد [۶۹].

آقای سیادت‌ی و همکارش تحلیل قابلیت اعتماد لرزه‌ای تونل‌ها را مورد بررسی قرار داده‌اند. در این مقاله اشاره شده‌است که با توجه به نیاز استفاده از سازه‌های زیرزمینی و همچنین لرزه خیزی کشور ایران، توسعه‌ی آیین‌نامه‌ها و مقررات طراحی لرزه‌ای سازه‌های زیرزمینی ضرورت دارد. یکی از موضوعات مهم در طراحی سازه‌های زیر زمینی، بررسی تأثیر عدم قطعیت‌های موجود در ارزیابی

65. FEM (Finite Element Method)

عملکرد این نوع سازه‌ها است. در این مقاله تأثیر عدم قطعیت‌ها و متغیرهای تصادفی در طراحی تونل با استفاده از روش اعوجاج بررسی گردیده‌است. ابتدا مکانیزم تأثیر عدم قطعیت و متغیرهای تصادفی معرفی و سپس با توجه به معیارهای طراحی، مرز خرابی تعیین گردیده است. پس از آن با استفاده از اطلاعات پروژه نمونه، مدل مناسب ساخته شده و با کمک تحلیل لرزه ای و شبیه‌سازی به روش مونت کارلو، عملکرد مورد انتظار و ظرفیت سازه بررسی گردیده و با استفاده از برازش توابع توزیع متناسب به داده‌ها، ارزیابی قابلیت اعتماد انجام شده‌است [۷۰].

فصل سوم

روش‌های پیشنهادی برای تحلیل
و طراحی نگهداری موقت تونل

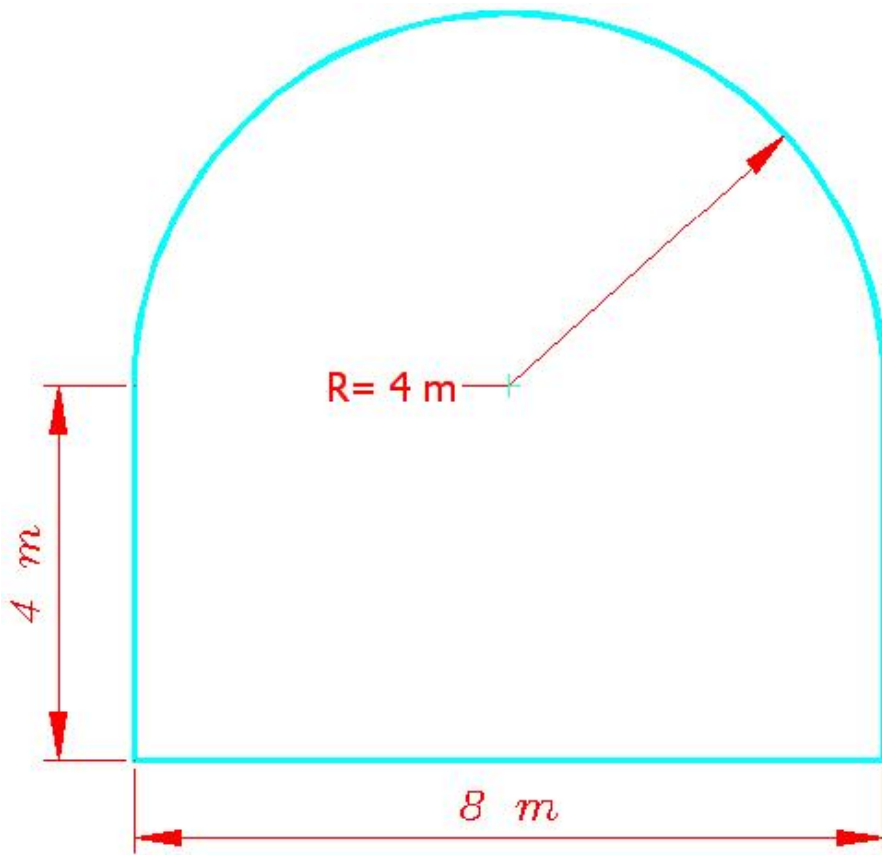
با توجه به معرفی روش‌های مختلف در تحلیل و طراحی نگهداری موقت تونل که در فصل قبل به آن‌ها اشاره شد، بهترین و جدیدترین روش معتبر در این زمینه، روش تحلیل و طراحی به روش مقطع معادل می‌باشد که در این فصل ابتدا به مطالعه موردی یک تونل ساخته شده در ایران که بر اساس روش‌های تجربی طراحی شده‌است، پرداخته می‌شود و سپس به معرفی این روش جدید پرداخته می‌شود تا به هدف مورد تحقیق در این رساله، که تحلیل قابلیت اعتماد سازه نگهدارنده موقت تونل می‌باشد، دست پیدا کرد.

۳-۱- مطالعه موردی یک تونل ساخته شده در ایران

به منظور رسیدن به هدف مورد نظر در رساله، یکی از تونل‌های ساخته شده در ایران انتخاب شد. سپس برای این تونل مشخصات مورد نظر برای بررسی تحلیل قابلیت اعتماد، که شامل ضخامت شاتکریت در نقاط مختلف مقاطع در مسیر تونل و همچنین فواصل پروفیل‌های فولادی از یکدیگر بود، اندازه‌گیری شد. قبل از ورود به بحث قابلیت اعتماد چنین سازه‌ای، لازم است که مشخصات تونل مورد بررسی و همچنین مطالعات زمین‌شناسی، مکانیک سنگ و طرح ارائه شده مورد بررسی قرار گیرد که در ذیل به این موارد اشاره شده‌است [۷۱].

۳-۱-۱- مشخصات تونل احداث شده

در این پروژه اطلاعات پایه و پارامترهای زمین‌شناسی مهندسی و مکانیک‌سنگ مورد استفاده، از گزارش مطالعات زمین‌شناسی مهندسی، نتایج آزمایش‌های مکانیک سنگ و همچنین برداشت‌های حین حفاری استخراج گردیده‌اند. ابعاد هندسی این تونل‌ها طی شکل ۴-۱ آورده شده‌است [۷۱].



شکل (۳-۱) ابعاد هندسی مقطع مورد مطالعه

۳-۱-۱-۱- زمین‌شناسی محدوده مسیر تونل

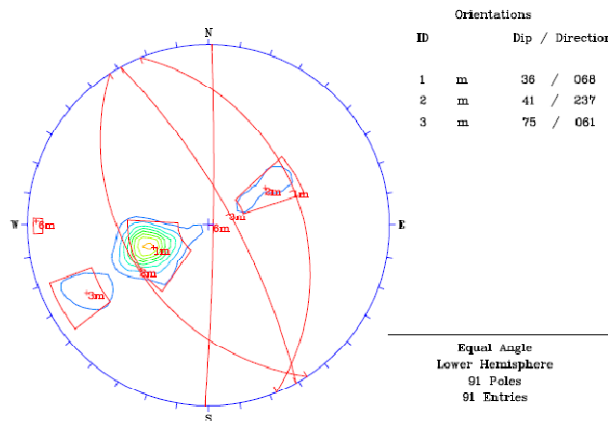
زمین‌شناسی محدوده تونل از دو دیدگاه مهم لیتولوژی و بررسی ناپیوستگی‌ها مورد مطالعه قرار گرفته که ذیلاً به آن‌ها پرداخته شده است:

الف - لیتولوژی

تونل مورد بحث براساس برداشت‌های زمین‌شناسی زیرسطحی^{۶۶} صورت گرفته، توده‌سنگ نسبتاً بلوکی با هوازدگی متوسط تا زیاد می‌باشد. ناپیوستگی‌های عمده شامل دسته درزه‌ها و گسل در محدوده‌ی این تونل پیش‌بینی می‌شود. فاصله داری دسته درزه‌ها کمتر از ۶۰ سانتی‌متر می‌باشد. از نظر آب زیرزمینی این بخش را می‌توان در بدترین حالت به دلیل نفوذ آب‌های سطحی حاصل از بارش خیس با جریان اندک دانست [۷۱].

ب- بررسی ناپیوستگی‌ها

براساس برداشت‌های صورت گرفته، شرایط توده‌سنگ پیچیده بوده و نمی‌توان نظر قطعی در مورد شرایط دسته درزه‌های مورد انتظار در محدوده‌ی تونل ارائه نمود. با این حال براساس برداشت‌های صورت گرفته وجود سه دسته درزه در شاخه سوم تونل مسیر اصلی مشهود می‌باشد. با استفاده از تحلیل ناپیوستگی‌های برداشت شده (توسط نرم‌افزار Dips) دسته درزه‌های محتمل تعیین شده‌است. به طور کلی ۳ دسته درزه اصلی در این بخش قابل مشاهده بوده که به صورت جدول (۱-۳) خلاصه شده‌است. علاوه بر دسته درزه‌های تعیین شده در محدوده برداشت شده یکسری درزه‌های تصادفی نیز در محدوده برداشت شده مشاهده شده‌است. در مجموع سطح ناپیوستگی‌ها هوازده می‌باشند. وضعیت سطوح ناپیوستگی‌ها صفحه‌ای، مسطح تا کمی زبر با پرشدگی می‌باشد. بازشدگی ناپیوستگی‌ها بین ۱ تا ۵ میلی‌متر متغیر می‌باشد. غالب درزه‌ها در این مسیر دارای پرشدگی از جنس رس و سیلت می‌باشند [۷۱].



شکل (۲-۳) نتایج تحلیل ناپیوستگی‌ها

جدول (۱-۳) مشخصات دسته درزه‌های اصلی

ناپیوستگی	شیب (°)	جهت شیب (°)
دسته درزه ۱	۳۶	۶۸
دسته درزه ۲	۴۱	۲۳۷
دسته درزه ۳	۷۵	۶۱

۳-۱-۱-۲- مکانیک سنگ

مطالعات مکانیک سنگ پروژه در موارد ذیل آورده شده‌است.

۳-۱-۱-۲-۱- خواص مکانیکی سنگ بکر و ناپیوستگی‌ها

در تحلیل‌های عددی و طبقه‌بندی توده‌سنگ نیاز است مشخصات سنگ بکر و درزه‌ها تعیین گردد. بدین منظور براساس برداشت‌های صورت گرفته از سینه‌کار حفاری در تونل و همچنین انجام

آزمون‌های آزمایشگاهی بر روی نمونه‌های محل پرتال تونل پارامترهای ژئومکانیکی سنگ بکر و درزه‌ها تعیین گردیده است [۶۸].

جدول (۲-۳) ویژگی‌های کلی ناپیوستگی‌های توده سنگ

ϕ_b	JRC	*JKS (GPa/m)	*JKN (GPa/m)	JCS (MPa)
۳۵	۶-۸	۰/۵	۵	۴۰

جدول (۳-۳) پارامترهای فیزیکی و مقاومتی سنگ بکر ساختگاه

$\rho (gr / cm^3)$	$\sigma_T (MPa)$	ν	E (MPa)	C (MPa)	ϕ (°)	UCS (MPa)
۲/۷	۱۰/۷۵	۰/۲	۶۰	۱۰/۸	۶۵	۱۰۰

۳-۱-۱-۲- بررسی پایداری و انتخاب سیستم نگهداری با استفاده از روش‌های تجربی

طبقه‌بندی‌های مهندسی سنگ، توده‌سنگ را براساس شاخص‌های مدنظر هر یک طبقه‌بندی کرده و علاوه بر تعیین پارامترهای ژئومکانیکی، پیشنهاداتی را برای سیستم نگهداری و همچنین بارسنگ وارد بر سیستم نگهداری ارائه می‌نماید. در این پروژه بنا بر اهمیت و نقش گسترده‌ای که طبقه‌بندی‌های توده‌سنگ در طراحی نگهداری تونل‌ها دارند از روش‌های RMR، Q، RQD و RSR استفاده شده‌است. برای رعایت اختصار از بررسی جزئیات ۴ روش ذکر شده در بالا صرف‌نظر شده و خواننده می‌تواند به گزارش مکانیک سنگ پروژه مراجعه نماید [۷۶-۷۱].

۳-۱-۱-۲-۳- تعیین بار سنگ در محدوده تونل

در اثر حفاری تونل، بخش‌هایی از توده‌سنگ مجاور تونل از نظر وضعیت تنش، دستخوش اغتشاش شده و به دلیل ساز و کارهایی چون همگرایی تونل و تشکیل زون پلاستیک، فشاری از طرف توده سنگ به سیستم نگهداری اعمال می‌شود، بخشی از این فشار که عمدتاً ناشی از وزن توده سنگ می‌باشد، باید توسط سیستم نگهداری کنترل شود. ارتفاع این بخش از توده‌سنگ، ارتفاع بار سنگ بوده و فشار ناشی از آن بار نگهداری نامیده می‌شود. بار سنگ عبارتست از ارتفاع زون سست شده در بالای سقف تونل که بر سیستم نگهداری بار وارد می‌نماید. بنابراین طراحی پوشش فضاهای زیرزمینی شامل تعیین باری است که توسط توده‌سنگ به سیستم نگهداری وارد می‌شود.

در این بخش برای بررسی بارسنگ اعمالی بر سیستم نگهداری تونل‌ها، بارسنگ از روش‌های متفاوت محاسبه شده‌است. در این پروژه از سیستم‌های طبقه‌بندی توده‌سنگ، استاندارد مهندسی ارتش آمریکا [۷۷]، و روش‌های تجربی برای بررسی بارسنگ تونل‌ها استفاده شده‌است [۷۴ و ۷۵]. برای رعایت اختصار از آوردن این مقادیر، به روش‌های مختلف صرف‌نظر شده و تنها نتایج نهایی که با استفاده از قضاوت مهندسی بین این چند روش است، در این جا آورده شده است.

با توجه به مرجع [۷۵]، متوسط بارسنگ قائم در این تونل $10t/m^2$ و جانبی $5t/m^2$ به دست آمده است. طبق پیشنهاد دیر و همکاران (۱۹۷۰)، در این رده از سنگ‌ها در مواردی که تونل بالای سطح ایستابی است، می‌توان مقدار بار را تا ۵۰ درصد کاهش داد. لذا متوسط بارسنگ کوتاه مدت توده‌سنگ در این تونل برای نگهداری موقت و بار سنگ قائم ۵ و جانبی $2/5$ تن بر مترمربع توصیه شده است [۷۶].

۳-۱-۱-۳- طرح ارائه شده برای سیستم نگهداری براساس روابط تجربی و بارسنگ

همانطور که در مقدمه ذکر شد روش‌های مختلفی برای نگهداری موقت تونل می‌توان داشت که یکی از این روش‌ها نگهداری توسط شاتکریت به همراه راک بولت می‌باشد که در ذیل به طور مختصر به آن اشاره شده‌است. هر چند که در نهایت با استفاده از روابط تجربی، بارسنگ و قضاوت مهندسی نسبت به طرح سیستم نگهداری موقت به صورت سیستم مرکب از شاتکریت به همراه پروفیل‌های فولادی اقدام گردیده است.

۳-۱-۱-۳-۱- محاسبه ضخامت شاتکریت

رابسویچ رابطه‌ی زیر را برای بتن پاشی در شرایط عادی ارائه نموده است [۷۵]:

$$t = 0.434 \frac{Pr}{\tau_{sf}} \quad (۱-۴)$$

$$\tau_{sf} = \frac{0.2\sigma_b}{S.F} \quad (۲-۴)$$

که در آن t ضخامت شاتکریت بر حسب (m) ، P بار وارد بر شاتکریت بر حسب (t/m^2) شعاع حفاری بر حسب (m) ، τ_{sf} تنش برشی مجاز مواد شاتکریت بر حسب (t/m^2) ، σ_b مقاومت فشاری شاتکریت بر حسب (t/m^2) و $S.F$ ضریب ایمنی طراحی است.

به منظور محاسبه ضخامت شاتکریت، ضریب ایمنی ۲ در نظر گرفته شده‌است. با در نظر گرفتن مقاومت فشاری شاتکریت معادل ۲۰ مگاپاسکال و شعاع تونل به میزان ۴ متر، تنش برشی مجاز شاتکریت به صورت زیر محاسبه شده و ضخامت شاتکریت مورد نیاز به دست خواهد آمد.

$$\tau_{sf} = \frac{0.2 * 2000}{2} = 200 \quad \text{t/m}^2 \quad (3-4)$$

$$t = 0.434 \frac{5 * 4}{200} = 0.0434 \quad \text{m} \quad (4-4)$$

ضخامت ۴/۳۴ سانتی متری به دست آمده از این روش به شرط استفاده از راک بولت‌های قسمت بعد معتبر خواهد بود.

۳-۱-۱-۲- محاسبه مشخصات بولت

می‌توان طول بولت را از رابطه‌ی زیر محاسبه نمود:

$$L = 2 + 0.15 \times B / ESR \quad (5-4)$$

با توجه به شرایط توده سنگ طول بولت‌ها در تونل‌ها به صورت زیر محاسبه می‌شود.

$$L = 2 + 0.15 \times 8 / 0.8 = 3.35 \text{m} \quad (6-4)$$

براین اساس طول بولت‌ها در تونل‌ها برابر ۴ متر در نظر گرفته می‌شود.

فاصله‌داری بولت‌ها از رابطه زیر قابل محاسبه می‌باشد.

$$S^2 = \frac{R_{\max}}{\gamma h} = \frac{0.785 * d^2 * \sigma_a}{\gamma h (S.F)} \quad (7-4)$$

در این روابط S فاصله داری بولت‌ها بر حسب (m)، L طول بولت بر حسب (m)، R_{max} حداکثر ظرفیت باربری بولت بر حسب (t)، γ دانسیته توده سنگ بر حسب (t/m^3)، h ارتفاع بارسنگ بر حسب (m)، d قطر بولت بر حسب (m)، σ_a مقاومت تسلیم فولاد بر حسب (t/m^2) و S.F ضریب ایمنی می‌باشد.

$$S_{\text{تونل‌ها}} = \left(\frac{0.785 \cdot 0.025^2 \cdot 24000}{2.6 \cdot 1.9 \cdot 1.2} \right)^{0.5} = 1.5 \quad (۸-۴)$$

با استناد به محاسبات صورت گرفته، در صورت استفاده از بولت به عنوان سیستم نگهداری، در تونل‌ها استفاده از بولت‌های تمام تزریقی با قطر ۲۵ میلی‌متر، به طول ۴ متر و با فاصله‌داری حدود ۱/۵ متر و در تقاطع‌ها بولت‌های تمام تزریقی با قطر ۲۵ میلی‌متر، به طول ۴ متر و با فاصله‌داری حدود ۱/۲ متر مناسب خواهد بود [۷۲ و ۷۶].

جمع بندی کلی از مطالب قبلی در زمینه سیستم نگهداری موقت این تونل را می‌توان به صورت زیر خلاصه کرد.

با بررسی شرایط مختلف توده سنگ (حاصل از برداشت‌های دوره‌ای سینه کار حفاری) و با استناد به طبقه‌بندی‌های توده سنگ (RMR و Q)، توده سنگ محدوده تونل‌ها به صورت نسبتاً بلوکی در نظر گرفته شده ($RMR < 40$ ، $Q < 1$) و سیستم نگهداری مورد نیاز با استفاده از روش‌های مختلف تعیین شد. با توجه به شرایط مشاهده شده از وضعیت توده سنگ، با تلفیق نتایج روش‌های مختلف تحلیلی، تجربی و قضاوت مهندسی، سیستم نگهداری پیشنهادی این تونل، شاتکریت به ضخامت ۲۰ سانتی‌متر به همراه قاب‌های فولادی IPE200 با فواصل ۰/۸ و ۱ متر می‌باشد [۷۱].

۳-۲- معرفی مقطع معادل در نگهداری موقت تونل

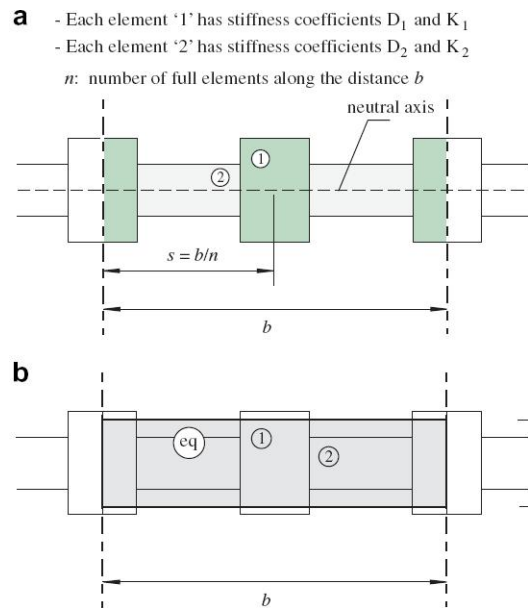
رفتار لایه نگهداری موقت تونل که مقطع متشکل از دو ماده مختلف است (به عنوان مثال شاتکریت و مجموعه پروفیل‌های فولادی) بر اساس تئوری ارتجاعی پوسته‌ها و رفتار تیرهای منحنی به شکل زیر خواهد بود (برای اثبات این عبارات به ضمیمه A مرجع [۷] مراجعه شود).

شکل (۳-۳) نشان دهنده ترکیب دو ماده‌ی مختلف برای استفاده از این روش می‌باشد. این مقطع نشان دهنده‌ی لایه نگهدارنده به عرض b ، شامل n واحد از ماده '۱' (به عنوان مثال مجموعه پروفیل‌های فولادی) و n واحد از ماده '۲' (به عنوان مثال شاتکریت) می‌باشد. توجه شود که n واحد از هر یک از مواد در امتداد عرض b وجود دارد. این بیان هم ارز این است که هر یک از واحدها با فاصله $s=b/n$ از یکدیگر قرار گرفته اند. هر یک از واحدهای '۱' و '۲' با تعاریفی برای

ضرایب فشار^{۶۷} به ترتیب D_1 و D_2 و ضرایب انعطاف پذیری^{۶۸} به ترتیب K_1 و K_2 نشان داده شده‌اند. در به دست آوردن این روابط از فرض تقارن نسبت به محور افقی مشترک (محور خنثی مقطع) استفاده گردیده است. (شکل (۳-۳))

67. compressibility coefficients

68. flexibility coefficients



شکل (۳-۳) (a) نمایش شماتیک یک مقطع از لایه نگهدارنده شامل مواد مختلف ۱ و ۲، (b) مقطع معادل برای لایه مرکب (کامپوزیتی)

پارامترهای ضرایب فشار D و انعطاف پذیری K به شکل زیر تعریف می‌شوند:

برای شرایط تنش صفحه‌ای داریم:

$$D = EA \quad (1-3)$$

و برای همین مقطع در حالت کرنش صفحه‌ای داریم:

$$D = \frac{EA}{1-\nu^2} \quad (2-3)$$

برای شرایط تنش صفحه‌ای داریم:

$$K = EI \quad (3-3)$$

برای مقطع در شرایط کرنش صفحه‌ای داریم:

$$K = \frac{EI}{1-\nu^2} \quad (4-3)$$

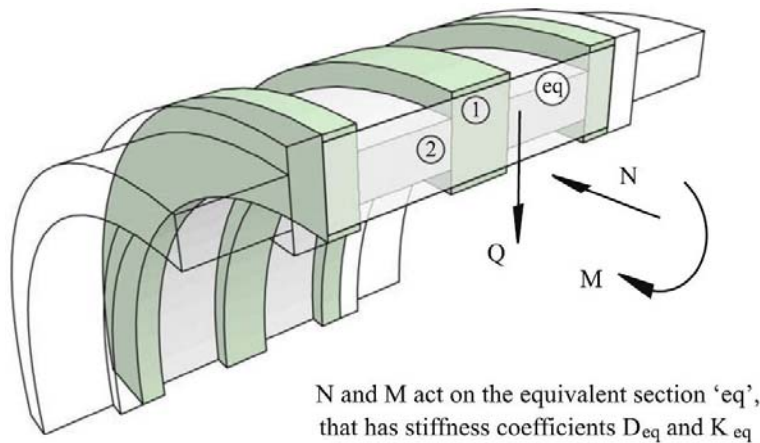
در روابط فوق E مدول الاستیسیته، A مساحت سطح مقطع، I ممان اینرسی مقطع و ν ضریب پواسون ماده است.

مقطع مرکب در شکل (۴-۳) می‌تواند به عنوان مقطع معادل با عرض b و ضخامت t_{eq} (همان‌طور که در شکل (۳-۳) نشان داده شده است) در نظر گرفته شود. ضخامت t_{eq} با توجه به ضرایب D_1 ، D_2 و K_1 ، K_2 از دو ماده مختلف به شرح زیر به دست آورده می‌شود:

$$t_{eq} = \sqrt{12 \frac{K_1 + K_2}{D_1 + D_2}} \quad (۵-۳)$$

برای مقطع معادل که توسط ضریب فشار و انعطاف پذیری به ترتیب D_{eq} و K_{eq} و ضخامت مقطع معادل t_{eq} تعریف شده توسط معادله (۵-۳) می‌باشد، مدول یانگ معادل E_{eq} سازگار با خواص D_{eq} و K_{eq} به شکل زیر نتیجه خواهد شد (برای جزئیات بیشتر به مرجع [۷] مراجعه شود)

$$E_{eq} = \frac{n(D_1 + D_2)}{bt_{eq}} \quad (۶-۳)$$



N و M در مقطع معادل eq عمل می‌کنند که ضرایب سختی D_{eq} و K_{eq} هستند

شکل (۴-۳) مجموع لنگر خمشی، نیروی محوری و نیروی برشی ارائه شده در مقطع معادل نشان داده شده در شکل (۳-۳)

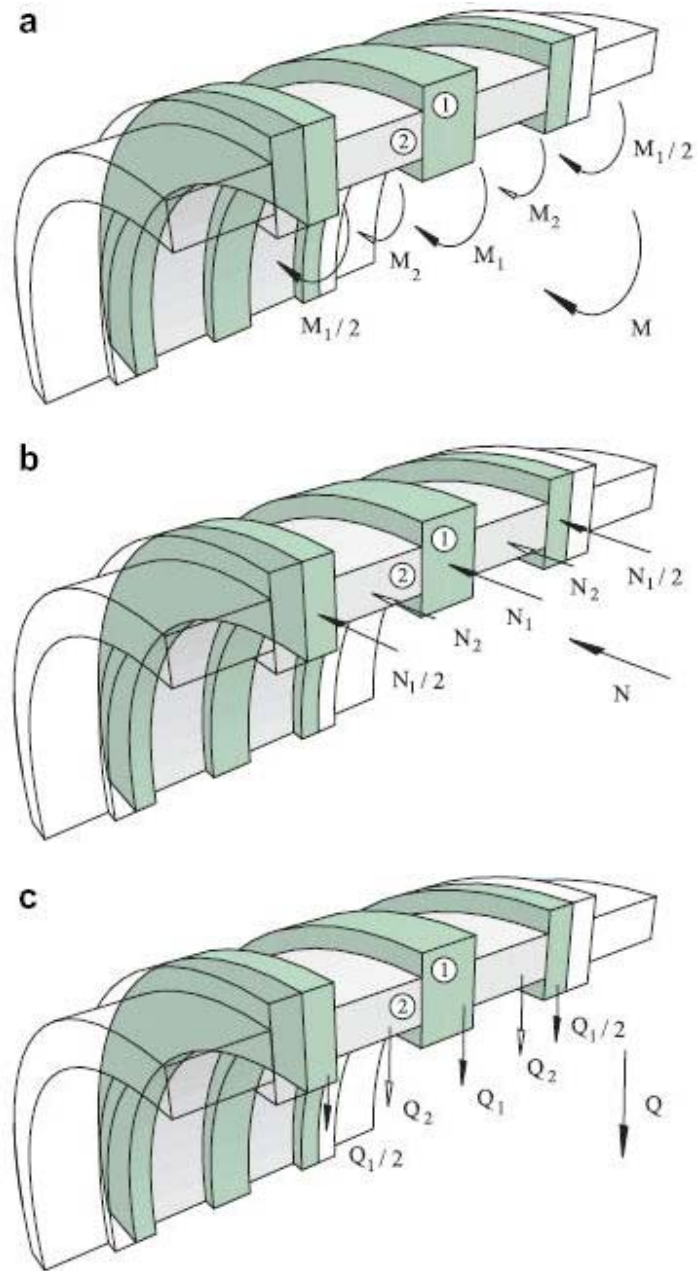
به دلیل استفاده از دو ماده مجموعه پروفیل‌های فولادی و شاتکریت به ترتیب به عنوان ماده ۱ و ۲ می‌توان رابطه زیر را برای در نظر گرفتن وزن معادل در نرم افزار به کار برد [۵]:

$$w_{eq} = \frac{A_1 w_s}{st_2} + (1 - \frac{A_1}{st_2}) w_c \quad (7-3)$$

در این روابط A_1 سطح مقطع یک پروفیل فولادی، w_s و w_c به ترتیب وزن مخصوص فولاد و بتن است. مقادیر s و t_2 به ترتیب فواصل پروفیل‌های فولادی از یکدیگر و ضخامت شاتکریت اجرا شده می‌باشد.

با توجه به ضخامت‌های متغیر شاتکریت، مقادیر وزن معادل بین ۲۴۰۰ تا ۲۷۰۰ کیلوگرم بر مترمکعب به دست می‌آید که با توجه به محدوده تغییرات کم، در جهت اطمینان برای کلیه حالات میزان ۲۷۰۰ کیلوگرم بر مترمکعب در نظر گرفته شده است.

نتایج تحلیل به شکل ملاحظه شده در شکل (۳-۴) دارای نتایج مجموع لنگر خمشی M ، نیروی محوری N و نیروی برشی Q برای مقطع معادل با ضخامت t_{eq} و مدول یانگ E_{eq} خواهد بود. بعد از آن که مقادیر لنگر خمشی، نیروی محوری و برشی بر روی مقطع معادل تعیین شدند، مجموع لنگر خمشی M ، نیروی محوری N و نیروی برشی Q توزیع شده بر روی هر یک از مواد تشکیل دهنده این مقطع مرکب به شکل زیر خواهد شد (شکل (۳-۵)).



شکل (۳-۵) توزیع (a) لنگرهای خمشی، (b) نیروی محوری، (c) نیروی برشی در لایه کامپوزیتی نشان داده شده در شکل (۳-۳)

لنگر خمشی M توزیع شده بین واحدهای '۱' و '۲'، برای فرمولاسیون پوسته ضخیم و نازک، به شرح زیر می‌باشد [۷]:

$$M_1 = \frac{MK_1}{n(K_1 + K_2)} \quad (۸-۳)$$

$$M_2 = \frac{MK_2}{n(K_1 + K_2)} \quad (۹-۳)$$

به طور مشابه نیروی برشی Q توزیع شده بر روی هر دو پوسته ضخیم و نازک با فرمولاسیون زیر خواهد بود:

$$Q_1 = \frac{QK_1}{n(K_1 + K_2)} \quad (۱۰-۳)$$

$$Q_2 = \frac{QK_2}{n(K_1 + K_2)} \quad (۱۱-۳)$$

نیروی محوری N توزیع شده بین واحدهای '۱' و '۲' برای حالت پوسته ضخیم به شکل زیر خواهد بود:

$$N_1 = \frac{N}{n} \frac{D_1}{(D_1 + D_2)} + \frac{M}{nR} \frac{D_2 K_1 - D_1 K_2}{(D_1 + D_2)(K_1 + K_2)} \quad (۱۲-۳)$$

$$N_2 = \frac{N}{n} \frac{D_2}{(D_1 + D_2)} + \frac{M}{nR} \frac{D_2 K_1 - D_1 K_2}{(D_1 + D_2)(K_1 + K_2)} \quad (۱۳-۳)$$

و برای حالت پوسته نازک به شکل زیر فرمول بندی می‌شود:

$$N_1 = \frac{N}{n} \frac{D_1}{(D_1 + D_2)} \quad (۱۴-۳)$$

$$N_2 = \frac{N}{n} \frac{D_2}{(D_1 + D_2)} \quad (۱۵-۳)$$

فصل چهارم

نتایج به دست آمده از تحلیل
قابلیت اعتماد نگهداری موقت
تونل مورد مطالعه

به منظور تحلیل قابلیت اعتماد نگهداری موقت تونل مورد مطالعه، ابتدا بهترین توابع توزیع احتمال متغیرهای تصادفی نگهداری موقت تونل‌ها با استفاده از سه روش معمول نیکویی برازش معرفی شده در فصل دوم به دست آمده و سپس با اتکا به این توابع توزیع، مبادرت به تولید اطلاعات در حجم زیاد برای بررسی قابلیت اعتماد چنین سازه‌ای شده است که در ذیل جزئیات عملیات و نتایج به دست آمده آورده شده است.

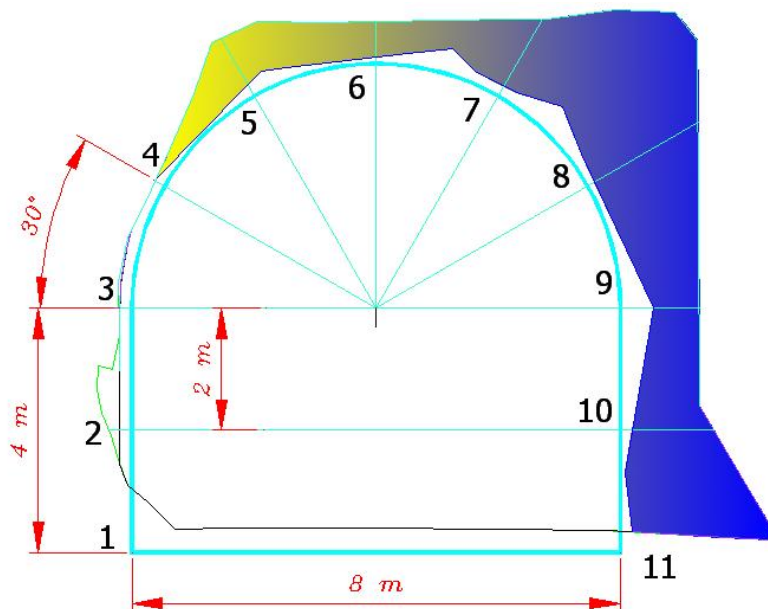
۴-۱- تخمین تابع توزیع متغیرهای تصادفی نگهداری موقت تونل‌ها

یکی از مسائل مهم در تحلیل قابلیت اعتماد، انتخاب توابع چگالی احتمال مناسب (PDF) برای متغیرهای تصادفی بوده که بر اساس واقعیات ساخت این نوع سازه‌ها در پروژه‌های اجرایی به دست آمده باشد. تاکنون تحقیقات اندکی بر روی برخی از توابع توزیع انتخاب شده با واقعیتهای موجود، صورت پذیرفته است. از جمله این موارد می‌توان به تخمین توابع توزیع مناسب برای ضخامت پوشش شاتکریت و همچنین فواصل پروفیل‌های فولادی در نگهداری موقت تونل‌ها اشاره کرد که تاکنون در این زمینه کاری انجام نگرفته است. در این تحقیق، سعی شده با توجه به اطلاعات آماری موجود حاصل از برداشتهای یک پروژه در حال ساخت در ایران، توابع توزیع مناسب برای ضخامت پوشش شاتکریت و همچنین فواصل پروفیل‌های فولادی در نگهداری موقت تونل‌ها پیشنهاد شود. به منظور تعیین توابع توزیع این متغیرها، از سه روش معمول آزمون‌های نیکویی برازش (که قبلاً در فصل دوم به آن‌ها اشاره شده است)، برای تعیین بهترین توابع توزیع برازش شده بر روی اطلاعات پروژه استفاده شده است.

۴-۱-۱- تخمین تابع توزیع ضخامت شاتکریت

در بسیاری از مواقع پس از حفاری تونل‌ها، نیاز به پوشش سریع احساس می‌شود که بدین منظور معمولاً از شاتکریت برای این کار استفاده می‌شود. با توجه به سرعت اجرا و غیر یکنواختی حفاری انجام شده در نقاط مختلف، ضخامت شاتکریت یکسان نبوده و می‌تواند به عنوان یک متغیر تصادفی به حساب آید.

در این تحقیق به منظور تعیین تابع توزیع این متغیر تصادفی، یکی از پروژه‌های اجرا شده در ایران انتخاب شده‌است. حفاری این تونل در سنگ آندزیتی با مقطع نعل اسبی و به ابعاد نشان داده‌شده در شکل (۴-۱) انجام شده و در ۹ نقطه از ۱۱ نقطه مشخص شده بر روی این تونل، مقادیر ضخامت شاتکریت توسط نقشه برداری دقیق اندازه‌گیری شده که این مقادیر در طول تونل طبق جدول (۴-۱) آورده شده است.



شکل (۴-۱) نقاط مختلف انتخابی بر روی تونل با ابعاد ۸*۸ متری برای مشخص کردن ضخامت شاتکریت

جدول (۴-۱) ضخامت‌های شاتکریت در موقعیت‌های مختلف تونل ۸*۸ متری (پیش بینی ۲۰ سانتی متر)

ضخامت شاتکریت در موقعیت‌های مختلف شکل ۴-۳ بر حسب سانتی متر											متراز	ردیف
۱۱	۱۰	۹	۸	۷	۶	۵	۴	۳	۲	۱		
					۵۳	۳۹	۳۸	۲۵	۴۱		۰/۰۰	۱
				۶۳	۱	۲۶	۳۶	۲۹	۱۸		۳/۰۰	۲
	۱۲۶	۱۲۶	۲۰۷	۱۵۰	۶۹	۹۵	۹	۲۰	۳۹		۶/۰۰	۳
	۱۵۳	۱۲۹	۲۰۹	۱۴۶	۶۹	۱۱۰	۱۷	۲۰	۳۹		۷/۰۰	۴
	۱۳۶	۲۰۲	۱۱۵	۲۱۶	۱۱۸	۷۳	۴۴	۴۶	۱۸		۹/۰۰	۵
	-۲۵	۴۹	۸۶	۱۴۵	۸۷	۴۹	۲۲	۲۶	۳۴		۱۲/۰۰	۶
	-۱۶	۱۲	۴۷	۶۳	۴۰	۵۰	۱۰۱	۵۷	۶۰		۱۵/۰۰	۷
	-۱۶	۱۲	۴۴	۳۲	۶۰	۴۸	۸۵	۶۳	۶۰		۱۶/۵۰	۸
	-۱۰	۳۸	۵۴	۳۰	۴۵	۴۶	۸۳	۸۱	۸۶		۱۸/۰۰	۹
	۳۲	۳۶	۶۳	۴۹	۴۹	۲۴	۷۴	۹۹	۵۲		۲۱/۰۰	۱۰
	-۲۷	۳۶	۶۱	۵۳	۳۶	۳۰	۳۸	۴۷	۱۵		۲۴/۰۰	۱۱
	-۳۱	۱۵	۵۹	۴۶	۸	۳۶	۲۴	۳۰	۰		۲۷/۰۰	۱۲
	۳	۴۰	۲۱	۳۵	۲۹	۲۹	۳۲	۱۶	۱۱		۳۰/۰۰	۱۳
		۵۱	۶۲	۴۰	۳۷	۱۳۳					۳۳/۰۰	۱۴
		۷۲	۷۱	۴۴	۵۶						۳۶/۰۰	۱۵
	۲۲	۳۸	۳۸	۴۴	۳۸	۳۹	۶۲				۳۹/۰۰	۱۶
		۳۲	۲۴	۱۳	۱۷	۴۶	۷۱	۳۶			۴۲/۰۰	۱۷
		۳۰	۳۰	۱۷	۱۸	۲۸	۶۳	۳۹			۴۵/۰۰	۱۸
	۳۹	۷۱	۲۹	۳۲	۱۹	۴۷	۱۳۱	۸۵	۷۲		۴۸/۰۰	۱۹
		۷۴	۳۷	۲۵	۲۵						۵۰/۰۰	۲۰
		۴۵	۲۲	۲۵	۳۸						۵۴/۰۰	۲۱
		۵۲	۴۶	۳۳	۴۲						۵۷/۰۰	۲۲
	۲۴	۴۴	۴۹	۳۳	۲۳	۳۸	۴۱	۴۵	۱۵		۶۰/۰۰	۲۳
	۲۴	۳۰	۴۰	۵۵	۳۳	۳۳	۳۷	۳۱	۱۶		۶۱/۰۰	۲۴
	۳۵	۵۰	۳۹	۷۵	۶۸	۵۰	۱۹	۲۰	۲۳		۶۳/۰۰	۲۵
	۳۷	۶۳	۴۰	۵۷	۴۰	۱۹	۱۲	۱۶	۳۱		۶۶/۰۰	۲۶
	۳۱	۵۱	۲۵	۴۹	۷۱	۴۵	۲۹	۵۷	۳۱		۶۸/۰۰	۲۷
	۳۱	۴۹	۲۳	۴۷	۶۹	۴۳	۲۷	۵۵	۳۱		۶۹/۰۰	۲۸
	۷	۳۷	۳۴	۳۱	۲۵	۱۶	۲۵	۴۳	۲۸		۷۱/۰۰	۲۹
	-۳۴	۲۱	۲۸	۳۵	۳۵	۵۳	۲۴	۵۴	۵		۷۴/۰۰	۳۰
	-۳۴	۲۰	۲۸	۳۵	۳۵	۵۳	۲۴	۵۴	۵		۷۵/۰۰	۳۱
		۲۲	۳۷	۳۳	۱۵	۱۹					۷۷/۰۰	۳۲
		۲۲	۳۷	۳۳	۱۵						۷۸/۰۰	۳۳
		۳۱	۲۸	۵۷	۵۵						۸۰/۰۰	۳۴
		۱۵	۳۵	۱۹	۱۰۳						۸۳/۰۰	۳۵
		۱۷	۱۹	۲۸	۱۹	۳۵					۸۶/۰۰	۳۶
		۱۵	۱۷	۲۶	۱۷	۳۵	۶۲				۸۷/۰۰	۳۷
		۱۱	۹	۲۰	۳۶	۲۵	۲۰	۳۲			۹۰/۰۰	۳۸
	-۲۳	۵۸	۲۰	۱۵	۲۰	۳۳	۵۵	۳۰	-۱۰		۹۳/۰۰	۳۹
	-۴۵	۲۵	۳۲	۱۱	۱۲	۴۳	۵۵	۵۳	۱۷		۹۶/۰۰	۴۰
		۵	۱۲	۴۲	۲۸	۷۴	۴۸	۲۵			۹۸/۰۰	۴۱
		۰	۲۰	۷۴	۸۲	۷۲	۲۳	۳۰			۹۹/۰۰	۴۲
		۱۵	۳۵	۲۴	۷	۱۵	۱۵	۳۰			۱۰۲/۰۰	۴۳

با توجه به تجربه‌ی نگارنده در زمینه‌ی حفاری در سنگ، عموماً در نقاط بالای دیوارها و در محل اتصال به قوس سقف، میزان اضافه حفاری‌ها به صورت قابل توجهی نسبت به سایر نقاط زیادتر خواهد بود و در نقاط بالایی سقف، میزان اضافه حفاری‌ها، عمدتاً کمتر از سایر نقاط تونل خواهد بود. لذا بررسی ضخامت شاتکریت اجراشده برای یک مقطع خاص، خیلی منطقی به نظر نمی‌رسد ولی بررسی ضخامت شاتکریت برای یک نقطه خاص در طول تونل با توجه به موارد ذکر شده در بالا منطقی می‌باشد. با توجه به اینکه مقادیر منفی به دلیل کسر حفاری قابل قبول نبوده و در مراحل اصلاح مقطع، بایستی تصحیح شوند، لذا این مقادیر پیش از پردازش داده‌ها حذف گردیده‌است. ولی وجود مقادیر صفر در جدول لطمه‌ای به این مسأله وارد نخواهد کرد. با توجه به این مسأله، تابع توزیع احتمال این متغیر، توسط برنامه Easy Fit 5.5 از سه روش ذکرشده در فصل دوم به دست آمده‌است. بعد از بررسی ۶۵ توزیع ارائه شده در این نرم افزار، تنها توابع توزیعی که بر اطلاعات مسأله برازش می‌شدند، شامل ۱۵ توزیع بود که اسامی این توابع توزیع به همراه مقادیر آماره و رتبه هر یک از سه روش نیکویی برازش در جداول (۲-۴) الی (۴-۱۰) آورده شده‌است. مقادیر پارامترهای هر یک از این توزیع‌ها در مرجع [۷۸] آورده شده که در اینجا به دلیل رعایت اختصار آورده نشده است.

جدول (۲-۴) آماره و رتبه هر یک از توابع توزیع در موقعیت ۲ نشان داده شده در شکل (۱-۴)

No.	Distribution	Kolmogorov Smirnov		Anderson Darling		Chi-Squared	
		Statistic	Rank	Statistic	Rank	Statistic	Rank
1	Cauchy	0.13549	3	0.65976	7	2.2101	7
2	Error	0.14319	5	0.58809	3	0.95679	5
3	Error Function	0.59694	15	23.472	15	24.996	15
4	Exponential	0.22361	12	2.8654	11	4.883	12
5	Exponential (2P)	0.22361	13	2.3273	10	4.883	13
6	Gen. Extreme Value	0.0899	1	0.18547	1	0.46789	2
7	Gumbel Max	0.10409	2	0.19831	2	0.17849	1
8	Hypersecant	0.16468	7	0.64488	6	3.0031	9
9	Laplace	0.18707	8	0.77019	8	3.0506	10
10	Logistic	0.14929	6	0.59798	5	2.9012	8
11	Normal	0.14	4	0.59758	4	0.55356	3
12	Pareto 2	0.23211	14	2.972	12	4.8263	11
13	Pert	0.20342	11	2.0462	9	1.9592	6
14	Phased Bi-Exponential	0.19558	9	3.4906	14	0.77648	4
15	Rice	0.20157	10	2.9815	13	6.3998	14

جدول (۳-۴) آماره و رتبه هر یک از توابع توزیع در موقعیت ۳ نشان داده شده در شکل (۱-۴)

No.	Distribution	Kolmogorov Smirnov		Anderson Darling		Chi-Squared	
		Statistic	Rank	Statistic	Rank	Statistic	Rank
1	Cauchy	0.17163	7	1.31	9	7.3571	12
2	Error	0.18186	9	0.88411	6	2.5522	5
3	Error Function	0.78459	15	62.222	15	226.85	15
4	Exponential	0.31815	13	4.4838	11	13.971	14
5	Exponential (2P)	0.14604	5	4.56	12	0.01626	1
6	Gen. Extreme Value	0.10002	1	0.29247	1	1.7526	4
7	Gumbel Max	0.11575	4	0.32641	2	2.7509	7
8	Hypersecant	0.1894	10	0.92167	7	2.6248	6
9	Laplace	0.21571	11	1.1892	8	6.1366	11
10	Logistic	0.17423	8	0.83624	4	3.4872	9
11	Normal	0.1537	6	0.85508	5	3.512	10
12	Pareto 2	0.34643	14	5.3203	13	12.536	13
13	Pert	0.11534	3	3.1611	10	0.06494	2
14	Phased Bi-Exponential	0.29206	12	8.0877	14	0.12183	3
15	Rice	0.11235	2	0.59208	3	3.1554	8

جدول (۴-۴) آماره و رتبه هر یک از توابع توزیع در موقعیت ۴ نشان داده شده در شکل (۴-۱)

No.	Distribution	Kolmogorov Smirnov		Anderson Darling		Chi-Squared	
		Statistic	Rank	Statistic	Rank	Statistic	Rank
1	Cauchy	0.17149	8	1.9921	10	6.8441	13
2	Error	0.18981	11	1.4877	7	6.2112	11
3	Error Function	0.64602	15	37.061	15	73.892	15
4	Exponential	0.23777	13	2.648	12	0.53302	1
5	Exponential (2P)	0.13926	3	1.5801	8	3.0758	5
6	Gen. Extreme Value	0.10204	1	0.27325	1	2.0812	2
7	Gumbel Max	0.11025	2	0.48575	2	3.6247	7
8	Hypersecant	0.18136	10	1.398	6	6.3824	12
9	Laplace	0.20549	12	1.7867	9	8.0439	14
10	Logistic	0.17309	9	1.2617	5	4.51	10
11	Normal	0.16317	6	1.2236	4	3.1118	6
12	Pareto 2	0.24932	14	2.8982	13	3.7558	9
13	Pert	0.15449	4	2.6231	11	3.0588	4
14	Phased Bi-Exponential	0.16012	5	3.6378	14	3.6762	8
15	Rice	0.1705	7	1.1679	3	3.0084	3

جدول (۴-۵) آماره و رتبه هر یک از توابع توزیع در موقعیت ۵ نشان داده شده در شکل (۴-۱)

No.	Distribution	Kolmogorov Smirnov		Anderson Darling		Chi-Squared	
		Statistic	Rank	Statistic	Rank	Statistic	Rank
1	Cauchy	0.13262	2	0.64845	3	0.87184	1
2	Error	0.1632	7	1.4135	5	4.3633	6
3	Error Function	0.72086	15	52.862	15	168.32	15
4	Exponential	0.28347	12	4.6887	12	25.865	12
5	Exponential (2P)	0.15389	5	1.8183	10	2.2244	3
6	Gen. Extreme Value	0.10399	1	0.32543	1	1.0476	2
7	Gumbel Max	0.15137	4	0.64222	2	10.198	11
8	Hypersecant	0.18771	9	1.4347	7	3.9078	4
9	Laplace	0.1632	6	1.4135	6	4.3633	7
10	Logistic	0.19993	10	1.5079	8	4.6771	8
11	Normal	0.21528	11	1.766	9	5.0279	9
12	Pareto 2	0.30222	13	5.3678	13	28.806	13
13	Pert	0.14674	3	2.545	11	3.9806	5
14	Phased Bi-Exponential	0.34646	14	12.267	14	28.869	14
15	Rice	0.1862	8	1.0416	4	5.5446	10

جدول (۴-۶) آماره و رتبه هر یک از توابع توزیع در موقعیت ۶ نشان داده شده در شکل (۴-۱)

No.	Distribution	Kolmogorov Smirnov		Anderson Darling		Chi-Squared	
		Statistic	Rank	Statistic	Rank	Statistic	Rank
1	Cauchy	0.13268	5	1.3314	9	0.49359	1
2	Error	0.14199	8	1.0212	7	5.7643	8
3	Error Function	0.63322	15	51.857	15	139.44	15
4	Exponential	0.22188	13	2.9208	11	11.415	14
5	Exponential (2P)	0.21079	12	3.3033	13	10.131	12
6	Gen. Extreme Value	0.06467	1	0.18077	1	1.8189	3
7	Gumbel Max	0.07523	2	0.21579	2	0.57258	2
8	Hypersecant	0.14227	9	1.121	8	4.668	7
9	Laplace	0.15766	10	1.508	10	9.1035	11
10	Logistic	0.14117	7	0.97932	5	5.802	9
11	Normal	0.13988	6	0.93717	4	6.6258	10
12	Pareto 2	0.22533	14	3.0248	12	11.41	13
13	Pert	0.08864	3	0.32293	3	3.0557	5
14	Phased Bi-Exponential	0.18044	11	5.8678	14	1.8656	4
15	Rice	0.13125	4	0.98956	6	4.5534	6

جدول (۴-۷) آماره و رتبه هر یک از توابع توزیع در موقعیت ۷ نشان داده شده در شکل (۴-۱)

No.	Distribution	Kolmogorov Smirnov		Anderson Darling		Chi-Squared	
		Statistic	Rank	Statistic	Rank	Statistic	Rank
1	Cauchy	0.14633	2	1.9619	2	6.2173	3
2	Error	0.22872	8	3.9111	7	9.0055	5
3	Error Function	0.60714	15	32.204	15	64.92	15
4	Exponential	0.25283	12	4.1082	10	29.031	14
5	Exponential (2P)	0.15526	4	2.0216	3	5.4791	2
6	Gen. Extreme Value	0.08794	1	0.40894	1	4.5446	1
7	Gumbel Max	0.177	6	2.7476	4	24.955	13
8	Hypersecant	0.22701	7	3.9263	9	10.495	8
9	Laplace	0.22872	9	3.9111	8	9.0055	6
10	Logistic	0.23544	10	4.1127	11	13.605	10
11	Normal	0.24557	11	4.6357	13	19.832	11
12	Pareto 2	0.25746	13	4.198	12	22.013	12
13	Pert	0.15223	3	3.4833	6	9.6778	7
14	Phased Bi-Exponential	0.16397	5	3.206	5	8.5709	4
15	Rice	0.27061	14	6.1081	14	11.157	9

جدول (۸-۴) آماره و رتبه هر یک از توابع توزیع در موقعیت ۸ نشان داده شده در شکل (۱-۴)

No.	Distribution	Kolmogorov Smirnov		Anderson Darling		Chi-Squared	
		Statistic	Rank	Statistic	Rank	Statistic	Rank
1	Cauchy	0.12108	2	1.2452	2	1.0121	1
2	Error	0.27788	12	4.3205	8	15.656	6
3	Error Function	0.61599	15	28.466	15	65.515	15
4	Exponential	0.26924	11	4.3297	10	33.5	13
5	Exponential (2P)	0.16776	3	2.6424	3	11.731	5
6	Gen. Extreme Value	0.1053	1	0.48717	1	4.1903	2
7	Gumbel Max	0.20033	6	3.4176	4	20.018	8
8	Hypersecant	0.25655	9	4.3169	7	31.917	10
9	Laplace	0.27788	13	4.3205	9	15.656	7
10	Logistic	0.2498	8	4.5375	11	32.485	11
11	Normal	0.24499	7	5.1811	13	33.451	12
12	Pareto 2	0.26555	10	4.2776	6	33.91	14
13	Pert	0.18201	4	4.8285	12	11.064	4
14	Phased Bi-Exponential	0.19515	5	4.1448	5	10.408	3
15	Rice	0.33521	14	7.3246	14	28.596	9

جدول (۹-۴) آماره و رتبه هر یک از توابع توزیع در موقعیت ۹ نشان داده شده در شکل (۱-۴)

No.	Distribution	Kolmogorov Smirnov		Anderson Darling		Chi-Squared	
		Statistic	Rank	Statistic	Rank	Statistic	Rank
1	Cauchy	0.12909	2	0.95558	2	1.5871	1
2	Error	0.18292	10	1.9194	4	4.5481	5
3	Error Function	0.57295	15	28.772	15	53.943	15
4	Exponential	0.17943	7	3.8768	11	8.3628	11
5	Exponential (2P)	0.17943	8	2.7368	10	8.3628	12
6	Gen. Extreme Value	0.09469	1	0.278	1	1.7814	2
7	Gumbel Max	0.13371	4	1.1873	3	6.073	8
8	Hypersecant	0.17836	6	1.9525	6	3.8849	4
9	Laplace	0.18292	11	1.9194	5	4.5481	6
10	Logistic	0.18846	12	2.1148	7	3.3236	3
11	Normal	0.20075	13	2.5826	8	5.1077	7
12	Pareto 2	0.18285	9	3.9501	12	8.3666	13
13	Pert	0.12931	3	2.6147	9	7.75	9
14	Phased Bi-Exponential	0.17129	5	5.2647	13	7.8174	10
15	Rice	0.23191	14	6.6322	14	9.182	14

جدول (۴-۱۰) آماره و رتبه هر یک از توابع توزیع در موقعیت ۱۰ نشان داده شده در شکل (۴-۱)

No.	Distribution	Kolmogorov Smirnov		Anderson Darling		Chi-Squared	
		Statistic	Rank	Statistic	Rank	Statistic	Rank
1	Cauchy	0.16687	1	0.70267	2	1.2933	7
2	Error	0.37886	11	1.9885	8	3.4596	11
3	Error Function	0.52454	15	7.2578	15	2.1655	9
4	Exponential	0.23717	4	0.73247	4	0.47156	3
5	Exponential (2P)	0.24233	6	2.8964	12	0.81814	6
6	Gen. Extreme Value	0.19906	2	0.6337	1	0.04734	1
7	Gumbel Max	0.30115	7	1.2412	5	0.0734	2
8	Hypersecant	0.38249	12	2.0335	9	3.8314	13
9	Laplace	0.4051	13	2.3452	10	4.1819	14
10	Logistic	0.37509	10	1.9535	7	3.5107	12
11	Normal	0.36626	9	1.901	6	2.982	10
12	Pareto 2	0.23764	5	0.7283	3	0.47747	4
13	Pert	0.36402	8	6.2319	13	1.7894	8
14	Phased Bi-Exponential	0.22031	3	2.5285	11	0.51402	5
15	Rice	0.50989	14	6.316	14	13.864	15

حال با جمع امتیاز رتبه هر یک از این روش‌های آزمون برازش در نقاط مختلف اشاره شده در جداول فوق و معدل گیری بین آن‌ها، بهترین برازش برای کلیه نقاط نه گانه بر اساس سه روش موجود در نرم افزار به دست آمده است که خلاصه آن در جدول (۴-۱۱) آورده شده است. در این جداول در جاهایی که جمع امتیازات یکسان شده رتبه نهایی آن نقاط یکسان آورده شده و با رنگ زرد مشخص گردیده است. همانطور که از این جداول مشخص است تابع توزیع Generalized Extreme Value از هر سه روش نیکویی برازش حائز رتبه ۱ گردیده است. لذا فرض تابع توزیع Generalized Extreme Value برای متغیر تصادفی ضخامت شاتکریت مناسب به نظر می‌رسد.

جدول (۴-۱۱) رتبه توابع توزیع مختلف برای ضخامت شاتکریت از روش‌های مختلف آزمون نیکویی
برازش

Chi-Squared		Anderson-Darling		Kolmogorov-Smirnov		توابع توزیع
رتبه نهایی	جمع امتیازات رتبه	رتبه نهایی	جمع امتیازات رتبه	رتبه نهایی	جمع امتیازات رتبه	
2	46	3	46	2	32	Cauchy
7	62	4	55	10	81	Error
15	129	15	135	15	135	Error Function
13	94	12	92	13	97	Exponential
5	59	9	81	5	59	Exponential (2P)
1	19	1	9	1	10	Gen. Extreme Value
5	59	2	26	3	37	Gumbel Max
8	73	6	65	8	79	Hypersecant
11	86	8	73	12	93	Laplace
10	80	5	63	9	80	Logistic
9	78	7	66	7	73	Normal
14	102	13	96	14	106	Pareto 2
3	50	10	84	4	42	Pert
4	55	14	104	6	69	Phased Bi-Exponential
12	88	11	85	11	87	Rice

همان‌طور که در فصل دوم در جایی که به معرفی تابع توزیع Generalized Extreme Value پرداخته شده، ذکر شده که این تابع، یک تابع توزیع پیشرفته^{۶۹} سه پارامتری است که دارای سه پارامتر پیوسته شکل، مقیاس و موقعیت است که این پارامترها به ترتیب با علائم γ ، σ و μ نشان داده شده‌اند. با توجه به این که از این تابع توزیع در فصل بعد برای تولید و شبیه‌سازی ضخامت شاتکریت استفاده شده است، لذا در این قسمت و در جدول (۴-۱۲) مقادیر هر یک از این پارامترهای سه گانه در ۹ نقطه مشخص شده در شکل (۴-۱) آورده شده است.

69. Advanced distribution

جدول (۴-۱۲) مقادیر پارامترهای شکل پیوسته، مقیاس پیوسته و موقعیت پیوسته در نقاط مختلف

شکل (۴-۱)

پارامتر موقعیت μ	پارامتر مقیاس σ	پارامتر شکل ζ	نقاط
20.59558831	16.52125582	0.050636535	۲
31.96534751	14.96138473	0.0742432488	۳
29.24288344	18.00947334	0.1708417209	۴
32.72673083	15.53385141	0.1789331572	۵
28.34144627	19.50085218	0.0499962104	۶
30.61615401	15.70707647	0.3841922009	۷
28.45972259	13.53816469	0.4299261374	۸
26.3902323	19.07357213	0.2395227454	۹
22.41667165	21.65067452	0.3679890281	۱۰

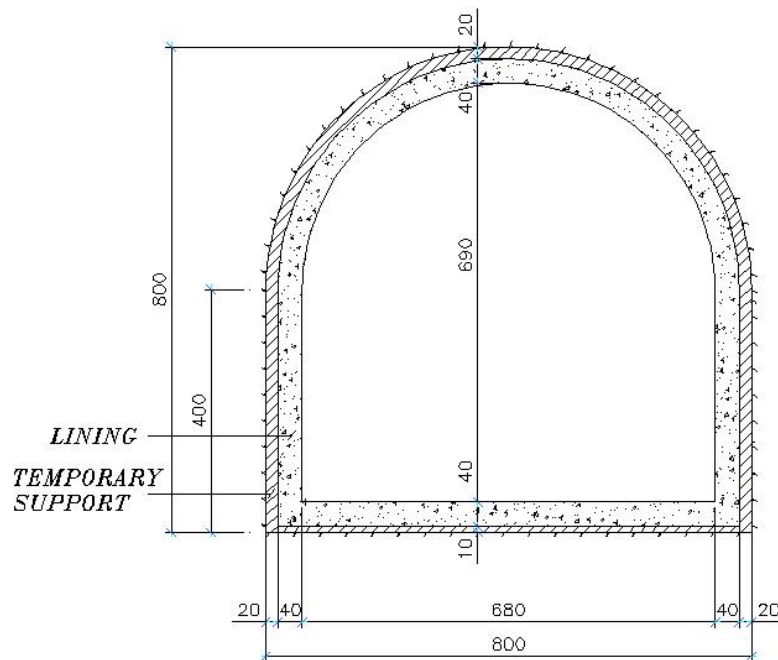
۴-۱-۲- تخمین تابع توزیع فواصل قاب‌های فولادی

در بسیاری از مواقع پس از حفاری تونل‌ها، نیاز به پوشش سریع احساس می‌شود که بدین منظور معمولاً از شاتکریت برای این کار استفاده می‌شود. با توجه به سرعت اجرا اگر شدت بارهایی که از زمین به نگهداری موقت منتقل می‌شود، به اندازه‌ای بزرگ باشد که مانع از استفاده شاتکریت به تنهایی شود، از پروفیل‌های فولادی برای کمک به نگهداری موقت تونل‌ها استفاده می‌شود. این پروفیل‌ها به دلیل اجرای سریع، در فواصل متغیری اجرا می‌شوند که این قضیه خود دلیلی برای در نظر گرفتن فواصل پروفیل‌های فولادی به عنوان متغیر تصادفی می‌باشد.

در این تحقیق به منظور تعیین تابع توزیع این متغیر تصادفی، یکی از پروژه‌های اجرا شده در ایران با دو مقطع حفاری انتخاب شده‌است. حفاری این تونل در سنگ آندزیتی با مقطع نعل اسبی و به

ابعاد نشان داده شده در اشکال (۲-۴) و (۳-۴) انجام شده و اطلاعات مربوط به فواصل پروفیل‌های فولادی در دو مقطع حفاری، طبق جداول (۱۳-۴) و (۱۴-۴) آورده شده است. مقطع شکل (۲-۴) همان مقطع حفاری شکل (۱-۴) است که در اینجا نیز آورده شده و علاوه بر آن اطلاعات مقطع کوچکتر در همان پروژه نیز در شکل (۳-۴) و جدول (۱۴-۴) آورده شده است. همانطور که در این جداول نیز مشاهده می‌شود برای مقطع تونل ۸*۸ متری مقادیر متغیر تصادفی فواصل پروفیل‌ها در ۸۲ موقعیت مختلف نشان داده شده و این مقادیر برای مقطع تونل ۵.۱*۵ متری در ۱۰۸ موقعیت مختلف به نمایش در آمده است.

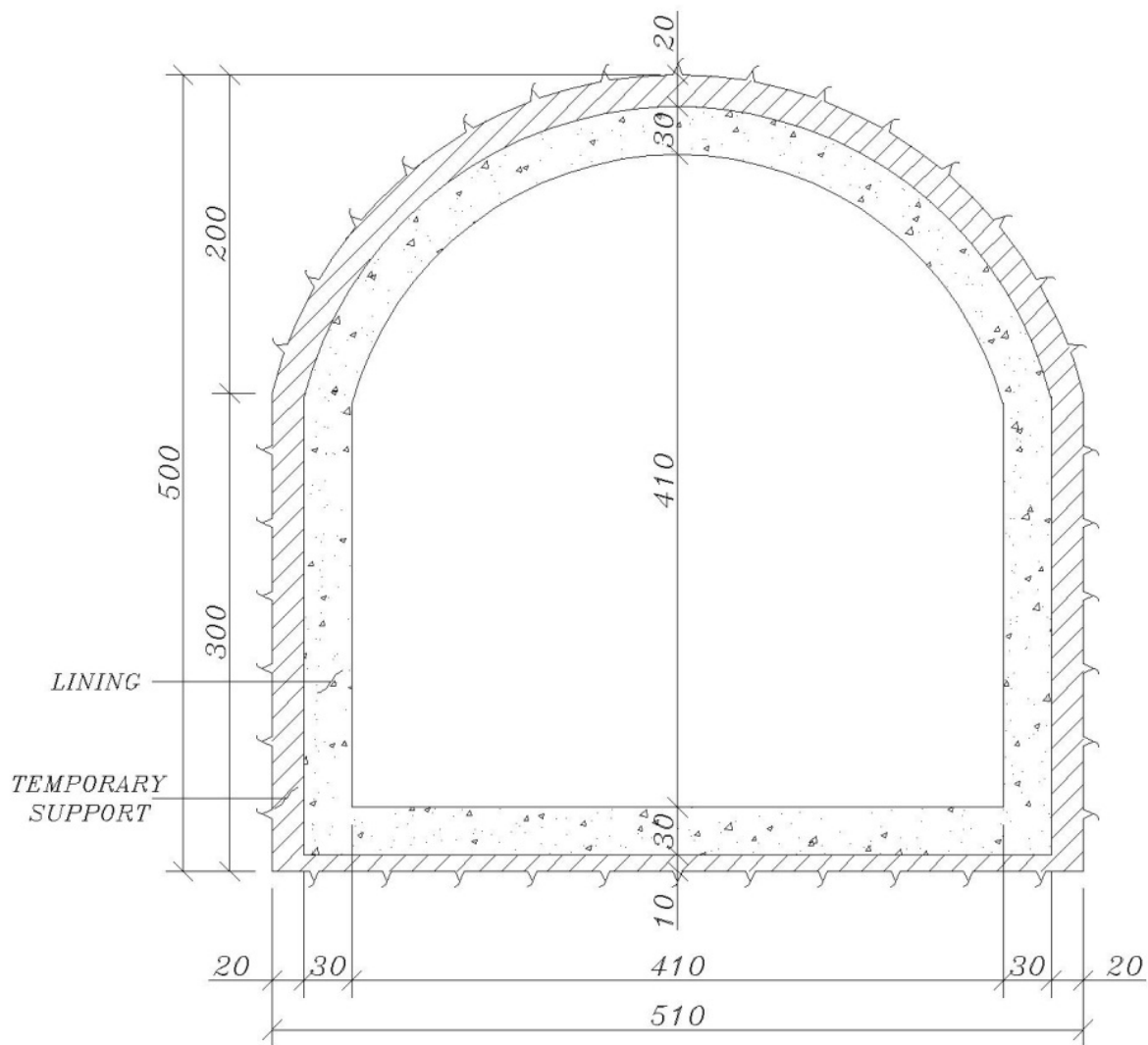
تابع توزیع احتمال این متغیر توسط برنامه Easy Fit 5.5 از سه روش نیکویی برازش ذکر شده در فصل دوم به دست آمده است. بعد از بررسی ۶۵ توزیع ارائه شده در نرم افزار، تنها توابع توزیعی که بر اطلاعات مسأله برازش می‌شدند، شامل ۵۱ توزیع بود که اسامی این توابع توزیع به همراه مقادیر آماره و رتبه هر یک از سه روش نیکویی برازش در جداول (۱۵-۴) و (۱۶-۴) آورده شده است.



شکل (۲-۴) مقطع تونل ۸*۸ متری

جدول (۴-۱۳) فواصل پروفیل‌های فولادی اجرا شده در تونل ۸*۸ متری در مترážهای مختلف

No	Frame number	Metrage		Frames Distances		No	Frame number	Metrage		Frames Distances
		from	to					from	to	
1	1	0.00	0.70	70		42	42	36.36	37.36	100
2	2	0.70	1.40	70		43	43	37.36	38.40	104
3	3	1.40	2.22	82		44	44	38.40	39.40	100
4	4	2.22	3.02	80		45	45	39.40	40.40	100
5	5	3.02	3.84	82		46	46	40.40	41.40	100
6	6	3.84	4.67	83		47	47	41.40	42.40	100
7	7	4.67	5.49	82		48	48	42.40	43.38	98
8	8	5.49	6.31	82		49	49	43.38	44.41	103
9	9	6.31	7.13	82		50	50	44.41	45.43	102
10	10	7.13	7.95	82		51	51	45.43	46.45	102
11	11	7.95	8.77	82		52	52	46.45	47.40	95
12	12	8.77	9.60	83		53	53	47.40	48.40	100
13	13	9.60	10.42	82		54	54	48.40	49.40	100
14	14	10.42	11.25	83		55	55	49.40	50.41	101
15	15	11.25	12.05	80		56	56	50.41	51.43	102
16	16	12.05	12.90	85		57	57	51.43	52.41	98
17	17	12.90	13.71	81		58	58	52.41	53.40	99
18	18	13.71	14.52	81		59	59	53.40	54.43	103
19	19	14.52	15.53	101		60	60	54.43	55.25	82
20	20	15.53	16.15	62		61	61	55.25	56.25	100
21	21	16.15	16.98	83		62	62	56.25	57.23	98
22	22	16.98	17.80	82		63	63	57.23	58.22	99
23	23	18.80	18.60	80		64	64	58.22	59.22	100
24	24	18.60	19.44	84		65	65	59.22	60.25	103
25	25	19.44	20.24	80		66	66	60.25	61.22	97
26	26	20.24	21.32	108		67	67	61.22	62.23	101
27	27	21.32	22.33	101		68	68	62.23	63.25	102
28	28	22.33	23.33	100		69	69	63.25	64.23	98
29	29	23.33	24.35	102		70	70	64.23	65.26	103
30	30	24.35	25.37	102		71	71	65.26	66.27	101
31	31	25.37	26.41	104		72	72	66.27	67.26	99
32	32	26.41	27.42	101		73	73	67.26	68.30	104
33	33	27.42	28.44	102		74	74	68.30	69.30	100
34	34	28.44	29.44	100		75	75	69.30	70.30	100
35	35	29.44	30.48	104		76	76	70.30	71.31	101
36	36	30.48	31.44	96		77	77	71.31	72.03	72
37	37	31.44	32.39	95		78	78	72.03	73.05	102
38	38	32.39	33.38	99		79	79	73.05	74.00	95
39	39	33.38	34.33	95		80	80	74.00	75.00	100
40	40	34.33	35.35	102		81	81	75.00	76.00	100
41	41	35.35	36.36	101		82	82	76.00	77.18	118



شکل (۳-۴) مقطع تونل ۵*۵.۱ متری

جدول (۴-۱۴) فواصل پروفیل‌های فولادی اجرا شده در تونل ۵*۵.۱ متری در متراژهای مختلف

Frame number	Metrage		Frames Distances	Frame number	Metrage		Frames Distances	Frame number	Metrage		Frames Distances
	from	to			from	to			from	to	
1	4.00	4.42	42	37	33.80	34.80	100	73	70.42	71.45	103
2	4.42	4.87	45	38	34.80	35.80	100	74	71.45	72.47	102
3	4.87	5.30	43	39	35.80	36.83	103	75	72.47	73.50	103
4	5.30	6.03	73	40	36.83	37.85	102	76	73.50	74.52	102
5	6.03	6.75	72	41	37.85	38.91	106	77	74.52	75.53	101
6	6.75	7.35	60	42	38.91	39.90	99	78	75.53	76.54	101
7	7.35	7.85	50	43	39.90	40.90	100	79	76.54	77.55	101
8	7.85	8.64	79	44	40.90	41.88	98	80	77.55	78.38	83
9	8.64	9.44	80	45	41.88	42.90	102	81	78.38	79.21	83
10	9.44	10.25	81	46	42.90	43.91	101	82	79.21	80.03	82
11	10.25	11.07	82	47	43.91	44.90	99	83	80.03	80.83	80
12	11.07	11.87	80	48	44.90	45.92	102	84	80.83	81.70	87
13	11.87	12.96	109	49	45.92	46.94	102	85	81.70	82.50	80
14	12.96	13.49	53	50	46.94	48.00	106	86	82.50	83.30	80
15	13.49	14.32	83	51	48.00	49.00	100	87	83.30	84.14	84
16	14.32	15.24	92	52	49.00	49.97	97	88	84.14	84.93	79
17	15.24	16.14	90	53	49.97	51.00	103	89	84.93	85.76	83
18	16.14	17.02	88	54	51.00	52.03	103	90	85.76	86.65	89
19	17.02	17.75	73	55	52.03	53.05	102	91	86.65	87.56	91
20	17.75	18.37	62	56	53.05	54.06	101	92	87.56	88.47	91
21	18.37	19.12	75	57	54.06	55.05	99	93	88.47	89.48	101
22	19.12	19.90	78	58	55.05	56.05	100	94	89.48	90.50	102
23	19.90	20.74	84	59	56.05	57.05	100	95	90.50	91.55	105
24	20.74	21.57	83	60	57.05	58.11	106	96	91.55	92.42	87
25	21.57	22.42	85	61	58.11	59.11	100	97	92.42	93.23	81
26	22.42	23.40	98	62	59.11	60.20	109	98	93.23	94.08	85
27	23.40	24.48	108	63	60.20	61.30	110	99	94.08	94.88	80
28	24.48	25.50	102	64	61.30	62.28	98	100	94.88	95.70	82
29	25.50	26.50	100	65	62.28	63.28	100	101	95.70	96.54	84
30	26.50	27.55	105	66	63.28	64.33	105	102	96.54	97.39	85
31	27.55	28.53	98	67	64.33	65.30	97	103	97.39	98.20	81
32	28.53	29.57	104	68	65.30	66.36	106	104	98.20	99.04	84
33	29.57	30.58	101	69	66.36	67.36	100	105	99.04	99.86	82
34	30.58	31.77	119	70	67.36	68.37	101	106	99.86	100.66	80
35	31.77	32.75	98	71	68.37	69.42	105	107	100.66	101.48	82
36	32.75	33.80	105	72	69.42	70.42	100	108	101.48	102.32	84

جدول (۴-۱۵) آماره و رتبه هر یک از توابع توزیع در مقطع نشان داده شده در شکل (۴-۲)

No	Distribution	Kolmogorov Smirnov		Anderson Darling		Chi-Squared	
		Statistic	Rank	Statistic	Rank	Statistic	Rank
1	Beta	0.21754	8	4.9794	6	43.841	30
2	Burr	0.22023	9	5.2994	8	47.975	35
3	Burr (4P)	0.20889	5	4.7874	3	46.794	33
4	Cauchy	0.25584	19	11.036	41	31.318	6
5	Chi-Squared	0.24138	11	6.237	11	21.377	2
6	Chi-Squared (2P)	0.27695	35	6.8867	30	39.714	25
7	Erlang	0.26923	32	6.9436	31	33.815	16
8	Erlang (3P)	0.26197	22	6.4184	18	33.524	13
9	Error	0.25443	16	6.3292	14	34.18	19
10	Exponential	0.52379	47	30.352	48	49.771	39
11	Exponential (2P)	0.38022	44	18.437	44	88.751	43
12	Fatigue Life	0.26456	25	6.7096	24	32.733	10
13	Fatigue Life (3P)	0.25448	17	6.3491	15	34.333	22
14	Frechet	0.29525	38	8.3367	37	137.98	46
15	Frechet (3P)	0.24817	12	6.7646	25	32.399	7
16	Gamma	0.26478	26	6.8443	29	33.755	15
17	Gamma (3P)	0.26773	31	6.5688	19	26.85	5
18	Gen. Gamma	0.26138	21	6.5998	20	33.385	11
19	Gen. Gamma (4P)	0.25873	20	6.404	17	34.105	18
20	Gumbel Max	0.3138	41	11.373	42	143.21	47
21	Gumbel Min	0.20251	1	4.6156	2	46.507	32
22	Hypersecant	0.28363	36	8.0657	36	117.19	45
23	Inv. Gaussian	0.25001	13	6.8371	28	49.406	38
24	Inv. Gaussian (3P)	0.25116	14	6.2409	12	34.186	20
25	Kumaraswamy	0.20293	2	4.5911	1	42.932	27
26	Laplace	0.31198	40	9.8101	40	56.076	42
27	Levy	0.63386	49	37.923	49	158.16	48
28	Levy (2P)	0.53103	48	23.903	47	180.01	49
29	Log-Gamma	0.26576	28	6.7841	26	32.46	8
30	Log-Logistic	0.26528	27	6.6069	21	37.081	23
31	Log-Logistic (3P)	0.21021	6	5.6965	10	48.387	36
32	Logistic	0.27007	33	7.1974	35	92.302	44
33	Lognormal	0.26392	24	6.701	23	32.711	9
34	Lognormal (3P)	0.25582	18	6.393	16	34.028	17
35	Nakagami	0.26375	23	7.0364	33	50.64	40
36	Normal	0.25275	15	6.2615	13	34.259	21
37	Pareto	0.41362	46	22.447	46	23.583	3
38	Pareto 2	0.64274	50	46.559	50	183.29	50
39	Pearson 5	0.26697	30	6.8315	27	24.976	4
40	Pearson 5 (3P)	0.26678	29	6.6461	22	33.557	14
41	Pearson 6	0.27577	34	7.0125	32	33.493	12
42	Pearson 6 (4P)	0.28471	37	7.1106	34	38.747	24
43	Pert	0.22378	10	5.338	9	55.147	41
44	Power Function	0.33431	42	9.0577	38	3.473	1
45	Rayleigh	0.38422	45	20.397	45	47.301	34
46	Rayleigh (2P)	0.29835	39	9.7672	39	43.749	29
47	Reciprocal	0.34729	43	16.882	43	41.553	26
48	Student's t	0.99987	51	709.06	51	1.2367E+6	51
49	Triangular	0.20564	3	4.9889	7	45.901	31
50	Weibull	0.21481	7	4.9002	5	48.479	37
51	Weibull (3P)	0.20825	4	4.7932	4	43.445	28

جدول (۴-۱۶) آماره و رتبه هر یک از توابع توزیع در مقطع نشان داده شده در شکل (۴-۳)

No	Distribution	Kolmogorov Smirnov		Anderson Darling		Chi-Squared	
		Statistic	Rank	Statistic	Rank	Statistic	Rank
1	Beta	0.16695	6	2.7185	2	29.952	12
2	Burr	0.18907	8	3.4526	5	48.294	26
3	Burr (4P)	0.24652	38	6.951	34	61.609	28
4	Cauchy	0.22896	33	9.9515	39	90.588	41
5	Chi-Squared	0.22916	34	5.9372	27	14.388	3
6	Chi-Squared (2P)	0.20316	23	5.5468	25	45.063	24
7	Erlang	0.22068	31	5.7262	26	15.592	4
8	Erlang (3P)	0.20386	25	4.9525	18	64.749	29
9	Error	0.2417	36	5.3593	20	31.334	15
10	Exponential	0.48174	46	35.705	47	520.73	49
11	Exponential (2P)	0.41866	44	25.484	44	42.446	21
12	Fatigue Life	0.20113	19	6.5355	31	106.24	42
13	Fatigue Life (3P)	0.19633	12	4.2818	10	66.017	32
14	Frechet	0.24595	37	12.684	41	82.851	39
15	Frechet (3P)	0.21035	26	8.1372	37	42.542	22
16	Gamma	0.21317	27	5.4334	22	13.718	2
17	Gamma (3P)	0.20174	20	4.827	16	67.938	36
18	Gen. Gamma	0.2018	21	5.5434	24	30.18	13
19	Gen. Gamma (4P)	0.20093	17	4.191	8	65.302	30
20	Gumbel Max	0.25283	40	10.978	40	12.878	1
21	Gumbel Min	0.1582	2	2.585	1	38.057	18
22	Hypersecant	0.23315	35	4.9463	17	19.794	7
23	Inv. Gaussian	0.19188	9	5.4256	21	68.031	37
24	Inv. Gaussian (3P)	0.19409	10	4.2467	9	66.162	33
25	Kumaraswamy	0.16621	5	2.7641	4	28.513	11
26	Laplace	0.25987	41	6.3674	30	17.325	5
27	Levy	0.61876	50	46.011	49	703.55	50
28	Levy (2P)	0.52459	48	31.503	45	38.947	19
29	Log-Gamma	0.20189	22	6.6463	33	33.235	16
30	Log-Logistic	0.19429	11	6.5374	32	41.547	20
31	Log-Logistic (3P)	0.17756	7	3.8033	6	69.704	38
32	Logistic	0.21811	30	4.4279	13	20.992	9
33	Lognormal	0.19865	15	6.3035	29	114.75	45
34	Lognormal (3P)	0.20098	18	4.535	14	66.377	34
35	Nakagami	0.21773	29	5.1817	19	20.133	8
36	Normal	0.19794	13	4.3282	11	65.998	31
37	Pareto	0.45667	45	32.188	46	115.39	46
38	Pareto 2	0.58835	49	53.366	50	344.61	48
39	Pearson 5	0.19835	14	7.3541	35	42.835	23
40	Pearson 5 (3P)	0.21628	28	5.4897	23	18.496	6
41	Pearson 6	0.22171	32	7.8747	36	30.239	14
42	Pearson 6 (4P)	0.20358	24	4.7466	15	67.39	35
43	Pert	0.16006	3	4.0332	7	37.88	17
44	Power Function	0.25049	39	8.1503	38	83.49	40
45	Rayleigh	0.33632	43	21.103	43	269.31	47
46	Rayleigh (2P)	0.30056	42	13.901	42	113.17	43
47	Reciprocal	0.49552	47	39.45	48	114.67	44
48	Student's t	0.99972	51	917.45	51	7.2400E+5	51
49	Triangular	0.1998	16	6.2101	28	49.583	27
50	Weibull	0.15709	1	4.3586	12	47.57	25
51	Weibull (3P)	0.16521	4	2.7592	3	28.51	10

جدول (۴-۱۷) رتبه توابع توزیع از روش آزمون کولموگروف-اسمیرنوف در شکل‌های (۴-۲) و (۴-۳)

No	Distribution Function	Additional Rank	Average	Ranking
1	Beta	14	7	7
2	Burr	17	8.5	8
3	Burr (4P)	43	21.5	20
4	Cauchy	52	26	27
5	Chi-Squared	45	22.5	23
6	Chi-Squared (2P)	58	29	32
7	Erlang	63	31.5	34
8	Erlang (3P)	47	23.5	24
9	Error	52	26	27
10	Exponential	93	46.5	47
11	Exponential (2P)	88	44	43
12	Fatigue Life	44	22	21
13	Fatigue Life (3P)	29	14.5	13
14	Frechet	75	37.5	38
15	Frechet (3P)	38	19	16
16	Gamma	53	26.5	30
17	Gamma (3P)	51	25.5	26
18	Gen. Gamma	42	21	19
19	Gen. Gamma (4P)	37	18.5	15
20	Gumbel Max	81	40.5	39
21	Gumbel Min	3	1.5	1
22	Hypersecant	71	35.5	37
23	Inv. Gaussian	22	11	10
24	Inv. Gaussian (3P)	24	12	11
25	Kumaraswamy	7	3.5	2
26	Laplace	81	40.5	39
27	Levy	99	49.5	49
28	Levy (2P)	96	48	48
29	Log-Gamma	50	25	25
30	Log-Logistic	38	19	16
31	Log-Logistic (3P)	13	6.5	5
32	Logistic	63	31.5	34
33	Lognormal	39	19.5	18
34	Lognormal (3P)	36	18	14
35	Nakagami	52	26	27
36	Normal	28	14	12
37	Pareto	91	45.5	46
38	Pareto 2	99	49.5	49
39	Pearson 5	44	22	21
40	Pearson 5 (3P)	57	28.5	31
41	Pearson 6	66	33	36
42	Pearson 6 (4P)	61	30.5	33
43	Pert	13	6.5	5
44	Power Function	81	40.5	39
45	Rayleigh	88	44	43
46	Rayleigh (2P)	81	40.5	39
47	Reciprocal	90	45	45
48	Student's t	102	51	51
49	Triangular	19	9.5	9
50	Weibull	8	4	3
51	Weibull (3P)	8	4	3

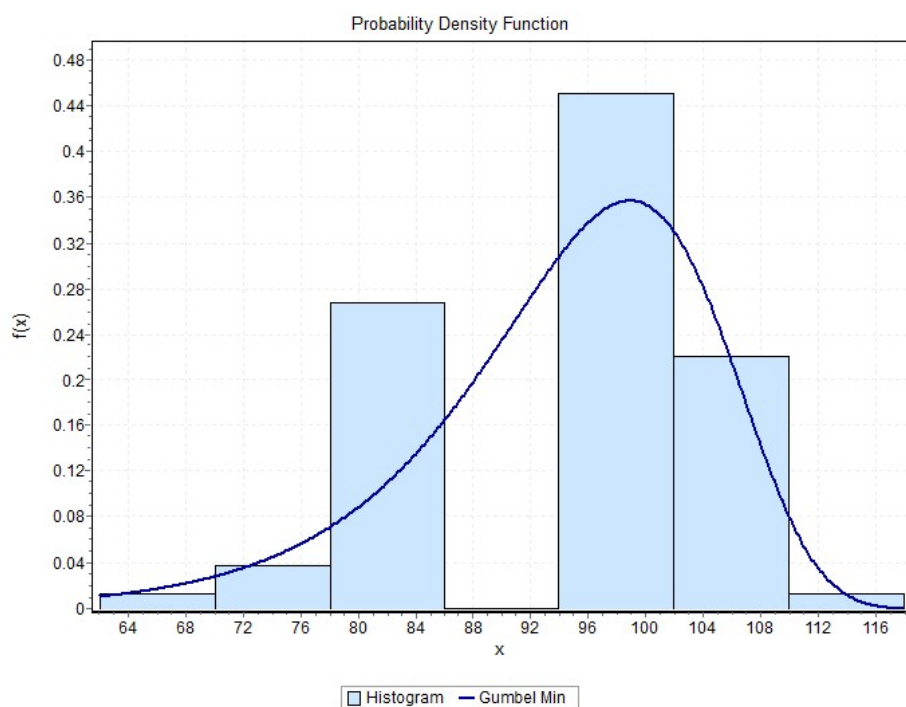
جدول (۴-۱۸) رتبه توابع توزیع از روش آزمون اندرسون-دارلینگ در شکل‌های (۴-۲) و (۴-۳)

No	Distribution Function	Additional Rank	Average	Ranking
1	Beta	8	4	4
2	Burr	13	6.5	5
3	Burr (4P)	37	18.5	18
4	Cauchy	80	40	40
5	Chi-Squared	38	19	19
6	Chi-Squared (2P)	55	27.5	30
7	Erlang	57	28.5	32
8	Erlang (3P)	36	18	17
9	Error	34	17	14
10	Exponential	95	47.5	48
11	Exponential (2P)	88	44	43
12	Fatigue Life	55	27.5	30
13	Fatigue Life (3P)	25	12.5	11
14	Frechet	78	39	39
15	Frechet (3P)	62	31	34
16	Gamma	51	25.5	25
17	Gamma (3P)	35	17.5	15
18	Gen. Gamma	44	22	20
19	Gen. Gamma (4P)	25	12.5	11
20	Gumbel Max	82	41	42
21	Gumbel Min	3	1.5	1
22	Hypersecant	53	26.5	28
23	Inv. Gaussian	49	24.5	23
24	Inv. Gaussian (3P)	21	10.5	9
25	Kumaraswamy	5	2.5	2
26	Laplace	70	35	37
27	Levy	98	49	49
28	Levy (2P)	92	46	46
29	Log-Gamma	59	29.5	33
30	Log-Logistic	53	26.5	28
31	Log-Logistic (3P)	16	8	6
32	Logistic	48	24	22
33	Lognormal	52	26	26
34	Lognormal (3P)	30	15	13
35	Nakagami	52	26	26
36	Normal	24	12	10
37	Pareto	92	46	46
38	Pareto 2	100	50	50
39	Pearson 5	62	31	34
40	Pearson 5 (3P)	45	22.5	21
41	Pearson 6	68	34	36
42	Pearson 6 (4P)	49	24.5	23
43	Pert	16	8	6
44	Power Function	76	38	38
45	Rayleigh	88	44	43
46	Rayleigh (2P)	81	40.5	41
47	Reciprocal	91	45.5	45
48	Student's t	102	51	51
49	Triangular	35	17.5	15
50	Weibull	17	8.5	8
51	Weibull (3P)	7	3.5	3

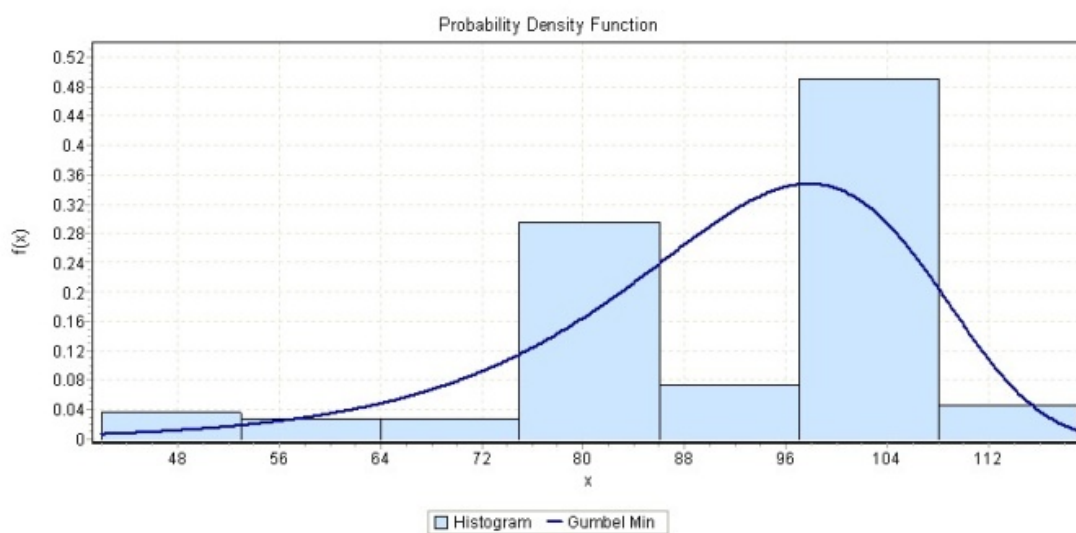
جدول (۴-۱۹) رتبه توابع توزیع از روش آزمون کای اسکوئر در شکل‌های (۴-۲) و (۴-۳)

No	Distribution Function	Additional Rank	Average	Ranking
1	Beta	42	21	15
2	Burr	61	30.5	37
3	Burr (4P)	61	30.5	37
4	Cauchy	47	23.5	18
5	Chi-Squared	5	2.5	1
6	Chi-Squared (2P)	49	24.5	23
7	Erlang	20	10	3
8	Erlang (3P)	42	21	15
9	Error	34	17	10
10	Exponential	88	44	48
11	Exponential (2P)	64	32	40
12	Fatigue Life	52	26	27
13	Fatigue Life (3P)	54	27	32
14	Frechet	85	42.5	47
15	Frechet (3P)	29	14.5	9
16	Gamma	17	8.5	2
17	Gamma (3P)	41	20.5	13
18	Gen. Gamma	24	12	5
19	Gen. Gamma (4P)	48	24	20
20	Gumbel Max	48	24	20
21	Gumbel Min	50	25	25
22	Hypersecant	52	26	27
23	Inv. Gaussian	75	37.5	45
24	Inv. Gaussian (3P)	53	26.5	30
25	Kumaraswamy	38	19	11
26	Laplace	47	23.5	18
27	Levy	98	49	49
28	Levy (2P)	68	34	41
29	Log-Gamma	24	12	5
30	Log-Logistic	43	21.5	17
31	Log-Logistic (3P)	74	37	44
32	Logistic	53	26.5	30
33	Lognormal	54	27	32
34	Lognormal (3P)	51	25.5	26
35	Nakagami	48	24	20
36	Normal	52	26	27
37	Pareto	49	24.5	23
38	Pareto 2	98	49	49
39	Pearson 5	27	13.5	8
40	Pearson 5 (3P)	20	10	3
41	Pearson 6	26	13	7
42	Pearson 6 (4P)	59	29.5	36
43	Pert	58	29	34
44	Power Function	41	20.5	13
45	Rayleigh	81	40.5	46
46	Rayleigh (2P)	72	36	43
47	Reciprocal	70	35	42
48	Student's t	102	51	51
49	Triangular	58	29	34
50	Weibull	62	31	39
51	Weibull (3P)	38	19	11

حال با جمع امتیاز هر یک از این روش‌ها در مترژهای مختلف اشاره شده و معدل‌گیری بین آن‌ها، بهترین برازش بر اساس سه روش موجود در نرم افزار به دست آمده است که خلاصه آن در جداول (۴-۱۷)، (۴-۱۸) و (۴-۱۹) آورده شده است. در این جدول‌ها هر کجا که معدل دو یا چند توزیع یکسان شده، این مقادیر با کمترین رتبه تکرار شده و همچنین با رنگ زرد مشخص شده است. همانطور که از این جدول‌ها مشخص است تابع توزیع Gumbel Min در دو روش نیکویی برازش Kolmogorov Smirnov و Anderson Darling حائز رتبه ۱ گردیده و فقط در روش نیکویی برازش Chi-Squared این توزیع دارای رتبه مناسبی نمی‌باشد. علت این امر به دلیل وجود تعداد کم مقادیر اعداد در برخی از دسته بندی‌های این روش می‌باشد که این مسأله طی نمودار اشکال (۴-۴) و (۵-۴) برای نمودارهای برازش شده از این روش قابل ملاحظه است. چنانچه از این نمودارها نیز مشخص است با توجه به اطلاعات جدول (۴-۱۳) و نمودار شکل (۴-۴) ملاحظه می‌شود که تعداد نمونه‌ها در بازه‌ی بین ۸۶ تا ۹۴ سانتی‌متری نسبت به سایر بازه‌ها به مقدار قابل ملاحظه‌ای کم بوده که حتی با کاهش تعداد دسته بندی‌ها، تغییر محسوسی در نتایج حاصل نمی‌شود. همین قضیه برای اطلاعات جدول (۴-۱۴) و نمودار شکل (۵-۴) در بازه‌ی بین ۸۸ تا ۹۶ سانتی‌متری نیز قابل مشاهده است که در اینجا نیز با کاهش تعداد دسته بندی‌ها، تغییر محسوسی در نتایج حاصل نمی‌شود.



شکل (۴-۴) نمودار برازش شده‌ی **Gumbel min** برای مقطع بزرگ بر طبق داده های جدول (۴-۱۳)



شکل (۵-۴) نمودار برازش شده‌ی **Gumbel min** برای مقطع بزرگ بر طبق داده های جدول (۴-۱۴)

برای بررسی این‌که بازه‌های تقریباً خالی به‌وجودآمده در این داده‌ها، تصادفی بوده یا معنادار

می‌باشد، نسبت به بازنگری در چگونگی دسته‌بندی داده‌ها اقدام شد.

با مراجعه به جدول (۴-۱۳) ملاحظه می‌شود که فواصل پروفیل‌ها تا متر از حدود ۲۰ (متر از ردیف ۲۶ جدول (۴-۱۳)) از یک نظم خاصی تبعیت می‌کند (به جز متر از ردیف ۱۹ جدول (۴-۱۳)) و بعد از آن متر از، فواصل پروفیل‌ها حول و حوش اعداد ۱۰۰ سانتی‌متر می‌باشد که این مسأله باعث شده که در بازه‌ی بین ۸۶ تا ۹۴ سانتی‌متر مقادیر کمتری از داده‌ها واقع شوند.

با مراجعه به داده‌های جدول (۴-۱۴) چنین وضعیتی برای داده‌های این جدول نیز قابل ملاحظه است. چنانچه ملاحظه می‌شود تا متر از حدود ۲۲ (متر از ردیف ۲۶ جدول (۴-۱۴)) داده‌ها از یک نظم خاصی تبعیت می‌کنند (به جز متر از ردیف ۱۳ جدول (۴-۱۴)) به طوری که فواصل پروفیل‌ها در این ناحیه کمتر بوده ولی بعد از آن تا متر از حدود ۷۶ (متر از ردیف ۸۰ جدول (۴-۱۴)) فواصل پروفیل‌ها بیشتر شده و این وضعیت تقریباً تا متر از انتهای ادامه دارد.

این مسأله می‌تواند به دلایل مختلف زیر اتفاق بیافتد:

۱- وضعیت زمین بعد از متر از اولیه در هر دو تونل دارای وضعیت بهتری شده و طبق نظر اجرا، فواصل پروفیل‌ها بیشتر اجرا شده است.

۲- شیفت‌های کاری مختلف با دقت‌های متفاوت این کار را انجام داده‌اند.

۳- عوض شدن ناظر که می‌تواند باعث سخت‌گیری یا احتیاط بیشتر در اجرای فواصل پروفیل‌ها شود.

صرفنظر از دلایل ذکر شده در بالا، می‌توان داده‌های اندازه‌گیری شده را به دو دسته الف (بازه‌ی با فواصل کم پروفیل‌ها) و ب (بازه‌ی با فواصل زیاد پروفیل‌ها) تقسیم‌بندی کرد. با این بررسی می‌توان

به این نتیجه رسید که تفاوت بین روش کای اسکوتر با سایر روش‌ها در این سری داده‌ها منطقی بوده یا نه؟ بنابراین بعد از تقسیم‌بندی داده‌ها به دو دسته الف و ب برای هر دو جدول (۴-۱۳) و (۴-۱۴) به‌طور مستقل، مجدداً تابع توزیع احتمال این متغیر توسط برنامه Easy Fit 5.5 از سه روش ذکر شده در بخش قبل به دست آمد. بعد از بررسی ۶۵ توزیع ارائه شده در نرم‌افزار، تنها توابع توزیعی که بر اطلاعات مسأله در ۴ حالت موجود برازش می‌شد، شامل ۳۲ توزیع بود که اسامی این توابع توزیع به همراه مقادیر آماره و رتبه هر یک از سه روش نیکویی برازش در جدول‌های (۴-۲۰) الی (۴-۲۳) آورده شده‌است. سپس با جمع امتیاز هر یک از این روش‌ها در مترائ‌های مختلف اشاره‌شده و معدل‌گیری بین آن‌ها، بهترین برازش بر اساس سه روش موجود در نرم‌افزار به‌دست آمده‌است که خلاصه آن در جدول‌های (۴-۲۴)، (۴-۲۵) و (۴-۲۶) آورده شده‌است. در این جدول‌ها هر کجا که معدل دو یا چند توزیع یکسان شده، این مقادیر با کمترین رتبه تکرار شده و همچنین رنگی شده‌است. همانطور که در این جدول‌ها ملاحظه می‌شود تابع توزیع Wakeby از هر سه روش نیکویی برازش حائز رتبه ۱ گردیده‌است که این مسأله نشانگر بهترشدن روش نیکویی برازش کای اسکوتر در این حالت نسبت به حالت اولیه در نظر گرفته‌شده (قبل از جداکردن فواصل پروفیل‌های فولادی به فواصل کم و زیاد) می‌باشد. بنابراین می‌توان تابع توزیع Wakeby که یک تابع توزیع پیشرفته با پنج پارامتر می‌باشد را به عنوان بهترین تابع توزیع برای متغیر تصادفی فواصل پروفیل‌های فولادی پیشنهاد داد.

جدول (۴-۲۰) آماره و رتبه هر یک از توابع توزیع در مقطع نشان داده شده در شکل (۴-۲) دسته

الف (با فواصل کم)

No	Distribution	Kolmogorov Smirnov		Anderson Darling		Chi-Squared	
		Statistic	Rank	Statistic	Rank	Statistic	Rank
1	Beta	0.59703	32	12.444	32	1.528	16
2	Cauchy	0.22061	2	1.0596	2	1.7305	24
3	Chi-Squared	0.40103	30	4.6	29	1.6645	22
4	Chi-Squared (2P)	0.38767	28	3.8098	26	5.6276	27
5	Erlang	0.36026	25	3.4525	24	1.515	12
6	Erlang (3P)	0.33775	19	3.2912	15	1.5122	11
7	Error	0.28749	5	2.446	4	5.963	30
8	Fatigue Life	0.33902	21	3.3452	20	1.54	17
9	Fatigue Life (3P)	0.32065	10	3.2015	8	1.4999	5
10	Frechet	0.43752	31	4.6834	30	8.5242	31
11	Frechet (3P)	0.36591	26	3.8488	27	4.6539	25
12	Gamma	0.33308	17	3.2892	13	1.5239	14
13	Gamma (3P)	0.33593	18	3.2899	14	1.5167	13
14	Gumbel Max	0.38869	29	4.7556	31	5.6253	26
15	Gumbel Min	0.31483	8	3.8652	28	1.7102	23
16	Hypersecant	0.30828	6	2.7547	6	1.511	9
17	Inv. Gaussian	0.32215	11	3.2914	16	1.544	19
18	Inv. Gaussian (3P)	0.32035	9	3.2035	9	1.5013	6
19	Laplace	0.28749	4	2.446	3	5.963	29
20	Log-Gamma	0.34189	23	3.3731	21	1.5551	20
21	Log-Logistic	0.38319	27	3.6705	25	5.6739	28
22	Log-Logistic (3P)	0.24813	3	2.5858	5	9.0273	32
23	Logistic	0.31478	7	2.926	7	1.5063	7
24	Lognormal	0.33854	20	3.3406	19	1.5401	18
25	Lognormal (3P)	0.3273	13	3.2419	11	1.5111	10
26	Nakagami	0.32784	14	3.2465	12	1.5099	8
27	Normal	0.32249	12	3.213	10	1.4977	4
28	Pearson 5	0.34459	24	3.4031	22	1.5622	21
29	Pearson 5 (3P)	0.34036	22	3.3224	17	1.5255	15
30	Wakeby	0.19716	1	0.74762	1	1.3338	2
31	Weibull	0.32828	15	3.4233	23	1.3069	1
32	Weibull (3P)	0.32884	16	3.3289	18	1.4717	3

جدول (۴-۲۱) آماره و رتبه هر یک از توابع توزیع در مقطع نشان داده شده در شکل (۴-۲) دسته ب (با)

(فواصل زیاد)

No	Distribution	Kolmogorov Smirnov		Anderson Darling		Chi-Squared	
		Statistic	Rank	Statistic	Rank	Statistic	Rank
1	Beta	0.2074	4	4.8111	8	34.266	8
2	Cauchy	0.15086	2	0.81021	1	0.95324	1
3	Chi-Squared	0.36983	32	12.251	31	130.31	32
4	Chi-Squared (2P)	0.2955	28	8.8653	28	65.408	30
5	Erlang	0.24217	19	5.6122	18	59.634	17
6	Erlang (3P)	0.23443	17	5.8147	19	59.735	21
7	Error	0.23232	14	3.1364	5	5.207	3
8	Fatigue Life	0.24751	23	6.0574	23	59.805	24
9	Fatigue Life (3P)	0.22843	10	5.301	12	59.59	15
10	Frechet	0.35595	31	11.288	30	62.76	28
11	Frechet (3P)	0.3208	30	9.9406	29	94.606	31
12	Gamma	0.2345	18	5.4993	17	59.641	18
13	Gamma (3P)	0.24592	21	5.8719	20	59.689	20
14	Gumbel Max	0.2973	29	13.146	32	38.731	11
15	Gumbel Min	0.22871	12	4.9164	9	20.844	6
16	Hypersecant	0.22862	11	3.8525	6	22.108	7
17	Inv. Gaussian	0.22696	6	5.4727	16	59.686	19
18	Inv. Gaussian (3P)	0.23236	16	5.3572	14	59.59	14
19	Laplace	0.23232	15	3.1364	4	5.207	4
20	Log-Gamma	0.24906	24	6.1295	24	59.851	26
21	Log-Logistic	0.28051	27	7.3507	27	62.917	29
22	Log-Logistic (3P)	0.17945	3	2.1616	3	15.542	5
23	Logistic	0.22776	7	4.3658	7	59.839	25
24	Lognormal	0.24653	22	6.0286	22	59.803	23
25	Lognormal (3P)	0.21409	5	5.2976	11	34.346	10
26	Nakagami	0.22961	13	5.0416	10	59.572	13
27	Normal	0.22818	9	5.3229	13	59.594	16
28	Pearson 5	0.2536	25	6.3294	25	60.963	27
29	Pearson 5 (3P)	0.2452	20	5.9466	21	59.747	22
30	Wakeby	0.14792	1	0.98525	2	1.2573	2
31	Weibull	0.25526	26	6.4967	26	46.281	12
32	Weibull (3P)	0.22812	8	5.4545	15	34.276	9

جدول (۴-۲۲) آماره و رتبه هر یک از توابع توزیع در مقطع نشان داده شده در شکل (۴-۳) دسته الف
(با فواصل کم)

No	Distribution	Kolmogorov Smirnov		Anderson Darling		Chi-Squared	
		Statistic	Rank	Statistic	Rank	Statistic	Rank
1	Beta	0.21199	6	2.8112	8	11.887	10
2	Cauchy	0.07607	2	0.53788	2	2.1722	6
3	Chi-Squared	0.29894	29	5.1518	26	31.632	17
4	Chi-Squared (2P)	0.28843	25	4.52	21	48.678	21
5	Erlang	0.28241	22	4.5923	23	49.836	22
6	Erlang (3P)	0.26405	20	3.8826	18	51.219	28
7	Error	0.24156	8	2.7296	7	24.41	15
8	Fatigue Life	0.29247	26	5.0929	25	0.3688	2
9	Fatigue Life (3P)	0.24479	11	3.4882	11	50.842	24
10	Frechet	0.35623	32	8.4124	32	86.158	32
11	Frechet (3P)	0.28254	23	5.6972	30	0.66478	4
12	Gamma	0.27184	21	4.4063	20	49.965	23
13	Gamma (3P)	0.25932	19	3.8438	16	51.505	29
14	Gumbel Max	0.31812	31	8.4001	31	12.216	13
15	Gumbel Min	0.18491	4	2.6527	5	9.4236	8
16	Hypersecant	0.242	10	2.8445	9	38.078	18
17	Inv. Gaussian	0.24902	13	4.5891	22	52.185	31
18	Inv. Gaussian (3P)	0.25228	17	3.5832	13	50.933	26
19	Laplace	0.2417	9	2.6242	4	23.138	14
20	Log-Gamma	0.29409	27	5.2505	28	0.36155	1
21	Log-Logistic	0.29863	28	5.185	27	10.664	9
22	Log-Logistic (3P)	0.17615	3	2.4925	3	12.115	12
23	Logistic	0.2453	12	3.0722	10	39.536	20
24	Lognormal	0.28812	24	4.9858	24	2.9995	7
25	Lognormal (3P)	0.25558	18	3.6985	14	50.942	27
26	Nakagami	0.25039	15	3.9165	19	38.496	19
27	Normal	0.24919	14	3.5302	12	50.863	25
28	Pearson 5	0.30139	30	5.6013	29	0.37492	3
29	Pearson 5 (3P)	0.25217	16	3.8459	17	51.776	30
30	Wakeby	0.07214	1	0.26787	1	2.0788	5
31	Weibull	0.2368	7	3.7601	15	29.367	16
32	Weibull (3P)	0.20699	5	2.7058	6	11.924	11

جدول (۴-۲۳) آماره و رتبه هر یک از توابع توزیع در مقطع نشان داده شده در شکل (۴-۳) دسته ب (با

فواصل زیاد)

No	Distribution	Kolmogorov Smirnov		Anderson Darling		Chi-Squared	
		Statistic	Rank	Statistic	Rank	Statistic	Rank
1	Beta	0.13295	10	0.58419	9	4.2656	8
2	Cauchy	0.1413	13	1.5249	15	5.3011	14
3	Chi-Squared	0.37863	32	11.79	32	112.97	32
4	Chi-Squared (2P)	0.2387	30	2.5615	28	6.2896	15
5	Erlang	0.16974	18	1.677	21	9.7442	23
6	Erlang (3P)	0.20935	29	2.9752	29	7.6403	16
7	Error	0.18653	26	1.7549	24	8.9962	17
8	Fatigue Life	0.16979	19	1.5503	20	9.4049	21
9	Fatigue Life (3P)	0.13199	9	0.5606	8	4.3182	9
10	Frechet	0.13163	7	0.5478	6	2.9949	6
11	Frechet (3P)	0.12417	3	0.5094	3	2.893	5
12	Gamma	0.17154	20	1.6969	22	14.83	29
13	Gamma (3P)	0.13723	12	0.60896	10	4.2479	7
14	Gumbel Max	0.13352	11	0.70654	11	4.847	13
15	Gumbel Min	0.24705	31	5.5136	31	15.403	31
16	Hypersecant	0.17893	25	1.536	16	14.431	26
17	Inv. Gaussian	0.17646	23	1.7388	23	13.955	24
18	Inv. Gaussian (3P)	0.13187	8	0.55587	7	4.3229	10
19	Laplace	0.18653	27	1.7549	25	8.9962	18
20	Log-Gamma	0.16859	16	1.5482	19	9.4534	22
21	Log-Logistic	0.13	6	0.97782	13	4.7364	11
22	Log-Logistic (3P)	0.11206	2	0.49141	2	2.7435	3
23	Logistic	0.17779	24	1.5461	17	14.555	28
24	Lognormal	0.16964	17	1.5475	18	9.4046	20
25	Lognormal (3P)	0.12971	5	0.53476	5	1.2767	1
26	Nakagami	0.17295	21	1.8473	27	14.453	27
27	Normal	0.17646	22	1.7978	26	14.167	25
28	Pearson 5	0.16734	15	1.4795	14	9.3157	19
29	Pearson 5 (3P)	0.12617	4	0.51629	4	1.2812	2
30	Wakeby	0.10513	1	0.45257	1	2.8143	4
31	Weibull	0.19563	28	4.7543	30	15.08	30
32	Weibull (3P)	0.15192	14	0.77512	12	4.7765	12

جدول (۴-۲۴) رتبه توابع توزیع از روش آزمون کولموگروف-اسمیرنوف در شکل‌های (۴-۲) و (۴-۳)

No	Distribution Function	Additional Rank	Average	Ranking
1	Beta	52	13	9
2	Cauchy	19	4.75	3
3	Chi-Squared	123	30.75	32
4	Chi-Squared (2P)	111	27.75	31
5	Erlang	84	21	23
6	Erlang (3P)	85	21.25	24
7	Error	53	13.25	11
8	Fatigue Life	89	22.25	26
9	Fatigue Life (3P)	40	10	4
10	Frechet	101	25.25	30
11	Frechet (3P)	82	20.5	21
12	Gamma	76	19	19
13	Gamma (3P)	70	17.5	18
14	Gumbel Max	100	25	29
15	Gumbel Min	55	13.75	13
16	Hypersecant	52	13	9
17	Inv. Gaussian	53	13.25	11
18	Inv. Gaussian (3P)	50	12.5	7
19	Laplace	55	13.75	13
20	Log-Gamma	90	22.5	27
21	Log-Logistic	88	22	25
22	Log-Logistic (3P)	11	2.75	2
23	Logistic	50	12.5	7
24	Lognormal	83	20.75	22
25	Lognormal (3P)	41	10.25	5
26	Nakagami	63	15.75	17
27	Normal	57	14.25	15
28	Pearson 5	94	23.5	28
29	Pearson 5 (3P)	62	15.5	16
30	Wakeby	4	1	1
31	Weibull	76	19	19
32	Weibull (3P)	43	10.75	6

جدول (۴-۲۵) رتبه توابع توزیع از روش آزمون اندسون-دارلینگ در شکل‌های (۴-۲) و (۴-۳)

No	Distribution Function	Additional Rank	Average	Ranking
1	Beta	57	14.25	12
2	Cauchy	20	5	3
3	Chi-Squared	118	29.5	32
4	Chi-Squared (2P)	103	25.75	30
5	Erlang	86	21.5	22
6	Erlang (3P)	81	20.25	20
7	Error	40	10	7
8	Fatigue Life	88	22	23
9	Fatigue Life (3P)	39	9.75	6
10	Frechet	98	24.5	29
11	Frechet (3P)	89	22.25	24
12	Gamma	72	18	17
13	Gamma (3P)	60	15	14
14	Gumbel Max	105	26.25	31
15	Gumbel Min	73	18.25	18
16	Hypersecant	37	9.25	5
17	Inv. Gaussian	77	19.25	19
18	Inv. Gaussian (3P)	43	10.75	10
19	Laplace	36	9	4
20	Log-Gamma	92	23	26
21	Log-Logistic	92	23	26
22	Log-Logistic (3P)	13	3.25	2
23	Logistic	41	10.25	8
24	Lognormal	83	20.75	21
25	Lognormal (3P)	41	10.25	8
26	Nakagami	68	17	16
27	Normal	61	15.25	15
28	Pearson 5	90	22.5	25
29	Pearson 5 (3P)	59	14.75	13
30	Wakeby	5	1.25	1
31	Weibull	94	23.5	28
32	Weibull (3P)	51	12.75	11

جدول (۴-۲۶) رتبه توابع توزیع از روش آزمون کای اسکوئر در شکل‌های (۴-۲) و (۴-۳)

No	Distribution Function	Additional Rank	Average	Ranking
1	Beta	42	10.5	3
2	Cauchy	45	11.25	4
3	Chi-Squared	103	25.75	32
4	Chi-Squared (2P)	93	23.25	29
5	Erlang	74	18.5	24
6	Erlang (3P)	76	19	25
7	Error	65	16.25	13
8	Fatigue Life	64	16	12
9	Fatigue Life (3P)	53	13.25	7
10	Frechet	97	24.25	31
11	Frechet (3P)	65	16.25	13
12	Gamma	84	21	28
13	Gamma (3P)	69	17.25	19
14	Gumbel Max	63	15.75	11
15	Gumbel Min	68	17	17
16	Hypersecant	60	15	10
17	Inv. Gaussian	93	23.25	29
18	Inv. Gaussian (3P)	56	14	8
19	Laplace	65	16.25	13
20	Log-Gamma	69	17.25	19
21	Log-Logistic	77	19.25	26
22	Log-Logistic (3P)	52	13	6
23	Logistic	80	20	27
24	Lognormal	68	17	17
25	Lognormal (3P)	48	12	5
26	Nakagami	67	16.75	16
27	Normal	70	17.5	22
28	Pearson 5	70	17.5	22
29	Pearson 5 (3P)	69	17.25	19
30	Wakeby	13	3.25	1
31	Weibull	59	14.75	9
32	Weibull (3P)	35	8.75	2

در این تحقیق، فواصل پروفیل‌های اجرا شده در نگهداری موقت تونل‌ها به عنوان یک متغیر تصادفی در نظر گرفته شده و به منظور مشخص کردن تابع توزیع این متغیر تصادفی از اطلاعات

واقعی یک تونل اجرا شده با دو مقطع حفاری در ایران استفاده شده است. ابتدا داده‌ها با همان شکل اولیه برداشت شده برای این دو مقطع حفاری و با استفاده از آماره‌های سه روش آزمون نیکویی برازش، تابع توزیع Gumbel Min در دو روش نیکویی برازش Kolmogorov Smirnov و Anderson Darling حائز رتبه ۱ گردید و از روش نیکویی برازش Chi-Squared این توزیع دارای رتبه مناسبی نشد (رتبه ۲۵ بین ۵۱ تابع توزیع انتخاب شده). علت این قضیه به دلیل وجود تعداد کم مقادیر داده‌ها در برخی از دسته‌بندی‌های این روش بود که با تغییر تعداد دسته بندی‌ها، تغییر محسوس در نتایج حاصل نشد. بنابراین داده‌های هر دو مقطع هر کدام به دو دسته الف و ب، اولی برای فواصل کم پروفیل‌های فولادی از هم و دومی برای فواصل زیاد پروفیل‌های فولادی از هم، تقسیم شد که در نهایت بعد از اصلاح داده‌ها تابع توزیع Wakeby از هر سه روش نیکویی برازش حائز رتبه ۱ گردید [۷۹]. بنابراین بر اساس نتایج نهایی در حالت دوم می‌توان تابع توزیع Wakeby که یک تابع توزیع پیشرفته با پنج پارامتر می‌باشد که سه پارامتر پیوسته β ، γ و δ نشان دهنده پارامترهای شکل و دو پارامتر پیوسته α و β نشان دهنده پارامترهای موقعیت این تابع توزیع می‌باشد. با توجه به این که از این تابع توزیع در فصل بعد برای تولید و شبیه‌سازی فواصل پروفیل‌ها از یکدیگر استفاده شده است، لذا در این قسمت و در جدول (۴-۲۷) مقادیر هر یک از این پارامترهای پنج گانه برای هر دو مقطع مشخص شده در اشکال (۴-۲) و (۴-۳) در دو حالت با فواصل کم و با فواصل زیاد پروفیل‌های فولادی آورده شده است.

جدول (۴-۲۷) مقادیر پارامترهای پیوسته تابع توزیع فواصل پروفیل‌های فولادی مربوط به مقاطع شکل‌های (۲-۴) و (۳-۴)

پارامترهای موقعیت		پارامترهای شکل			پروفیل‌ها	مقاطع
ζ	α	δ	γ	β		
50.38284978	445.6666181	0.7682166664	0.316897245	14.25736322	با فواصل کم	شکل (۲-۴)
70.19332078	609.2682664	0.2588295275	1.494700526	21.00736795	با فواصل زیاد	
24.03224897	622.8277915	0.2644561192	3.881327839	11.2912583	با فواصل کم	شکل (۳-۴)
96.60961657	18.65361051	0.1237215616	2.697060477	6.755797939	با فواصل زیاد	

البته لازم به ذکر است که در ادامه به دلیل نداشتن اطلاعات مربوط به مقطع شکل (۳-۴) برای ضخامت‌های شاتکریت، شبیه سازی فواصل پروفیل‌ها برای مقطع شکل (۲-۴) با فواصل کم انجام گرفته‌است.

۴-۲- تحلیل قابلیت اعتماد نگهداری موقت تونل مورد مطالعه

با توجه به مشخص شدن توابع توزیع متغیرهای تصادفی ضخامت شاتکریت و فواصل پروفیل‌های فولادی در بخش قبلی، در این قسمت نسبت به تحلیل قابلیت اعتماد سازه نگهدارنده موقت تونل بر سه مبنای سازه اجرا شده، طرح بر اساس روش تجربی و طرح بر اساس مقطع معادل اقدام شده و سپس با استفاده از روش طراحی بر اساس مقطع معادل نسبت به به دست آوردن ضریب اطمینان قابل قبول برای این روش اقدام شده است.

۴-۲-۱- تولید متغیرهای تصادفی ضخامت شاتکریت و فواصل پروفیل‌های فولادی

۴-۲-۱-۱- براساس سازه اجرا شده

با اینکه طرح تجربی پیشنهادی نگهداری موقت تونل نشان داده شده در شکل‌های (۴-۱) و (۴-۲) با ضخامت ۲۰ سانتی‌متری شاتکریت و فواصل ۸۰ سانتی‌متری پروفیل‌های فولادی توصیه شده ولی این طرح در عمل، با متوسط ضخامت‌های بزرگ‌تر شاتکریت برای هر نه نقطه مشخص شده در شکل (۴-۱) اجرا شده‌است. مقادیر متوسط ضخامت شاتکریت اجرا شده در این نقاط طبق جدول (۴-۲۸) عموماً خیلی بیشتر از مقدار ضخامت توصیه‌شده می‌باشد. همانطور که قبلاً نیز مشاهده شد، برای ضخامت شاتکریت، توزیع Generalized Extreme Value با مقادیر پارامترهای ارائه شده در جدول (۴-۱۲) به‌دست‌آمد. همچنین فواصل پروفیل‌های فولادی اجرا شده که دارای توزیع Wakeby می‌باشد، از سطر اول جدول (۴-۲۷) قابل استخراج است.

جدول (۴-۲۸) مقادیر میانگین اجرا شده متغیر تصادفی ضخامت شاتکریت در نقاط نه گانه شکل (۴-۱) بر حسب سانتی‌متر

موقعیت (نقاط)	۱	۲	۳	۴	۵	۶	۷	۸	۹	۱۰	۱۱
میانگین ضخامت (cm)	-	۳۱	۴۱/۸	۴۳/۳	۴۵	۴۰/۶	۴۹/۲	۴۶/۲	۴۳/۲۵	۴۷/۱	-

بر این اساس، اقدام به تولید مقادیر ضخامت شاتکریت برای نقاط ۲ الی ۹ ارائه شده در شکل (۴-۱) گردید. این کار برای فواصل پروفیل‌های فولادی ارائه شده در شکل (۴-۲) نیز انجام پذیرفت. بدین صورت که ابتدا دسته‌های ۱۰۰ تایی تولید شد و این کار تا تولید ۶۰۰ ضخامت شاتکریت برای هر نقطه و ۶۰۰ فاصله پروفیل ادامه یافت. پس از آن تا تعداد ۱۰۰۰ متغیر، دسته‌های ۲۰۰ تایی

متغیرهای تصادفی با استفاده از نرم افزار Easy Fit 5.5 تولید شد. در جداول (۴-۲۹) و (۴-۳۰) به ترتیب یک نمونه ۱۰۰ تایی سوم تولید ضخامت شاتکریت برای نقطه ۵ شکل (۴-۱) و یک نمونه ۱۰۰ تایی پنجم فواصل پروفیل‌های فولادی برای شکل (۴-۲) آورده شده‌است.

جدول (۴-۲۹) نمونه مقادیر متغیرهای تصادفی ضخامت شاتکریت تولید شده برای دسته ۱۰۰ تایی سوم
نقطه ۵ شکل (۴-۱) بر حسب سانتی‌متر

73.1	51.8	35.8	31.8	60.3	23.1	27.3	30.7
57.1	21.6	61.1	26.2	44.7	48.2	38.4	58.8
28.3	85.6	69.4	46.6	83.9	51.7	51.1	28.6
62.9	16.5	62.4	40.9	31.0	37.2	19.9	43.8
26.2	30.8	30.3	21.9	43.2	30.9	50.0	61.8
13.3	80.9	100.7	69.6	53.6	52.6	29.2	27.7
22.6	40.0	70.6	39.9	48.2	35.1	60.6	83.1
29.8	65.0	27.9	31.8	23.0	33.8	79.6	57.9
45.8	49.8	40.3	33.2	22.8	57.2	22.5	26.4
32.0	23.6	23.7	52.2	19.1	46.9	80.8	43.2
22.5	72.2	45.7	50.7	25.9	17.8	32.3	35.5
38.2	19.3	37.2	29.7	67.2	28.2	42.1	33.2
14.7	13.1	29.5	73.0				

جدول (۴-۳۰) نمونه مقادیر متغیرهای تصادفی فواصل پروفیل‌های فولادی تولید شده برای دسته ۱۰۰ تایی پنجم بر حسب سانتی‌متر

82.1	82.6	84.6	78.7	81.8	78.8	81.1	82.2
81.6	81.8	82.3	82.7	84.7	81.8	82.0	82.0
64.4	82.0	79.8	81.9	80.3	81.0	81.4	63.9
81.8	84.8	82.2	70.9	56.6	82.7	82.7	84.1
81.8	66.0	74.6	82.7	82.5	134.1	82.2	82.1
82.1	80.8	64.0	83.9	83.2	81.5	81.3	82.0
80.2	79.7	81.9	85.6	80.7	84.1	82.7	82.1
79.0	83.5	79.2	82.17	81.6	81.4	82.5	81.8
81.9	82.4	83.7	82.7	82.5	81.8	83.6	82.0
82.2	81.5	84.4	81.6	81.9	81.7	75.4	82.5
82.7	81.2	81.8	83.1	83.6	81.8	82.1	83.1
82.2	81.7	82.6	82.0	81.8	83.1	75.6	85.1
83.1	82.7	88.6	82.4				

۴-۲-۱-۲- براساس اجرای متوسط ۲۰ سانتی‌متری ضخامت شاتکریت طرح تجربی در

کلیه نقاط مقطع

همانطور که قبلاً ملاحظه شد در روش تجربی ضخامت شاتکریت ۲۰ سانتی‌متر و فواصل پروفیل‌های فولادی ۸۰ سانتی‌متر پیشنهاد شده‌است. با این حال در این قسمت لازم بود تا بررسی شود که چنانچه طرح با این متوسط ضخامت اجرا می‌شد تا چه حد قابل اعتماد خواهد بود. لازم به ذکر است که تحلیل انجام شده بر روی ضخامت به‌دست آمده از روش تجربی، بر روی دو نقطه واقع بر دیواره‌های تونل نعل اسبی جوابگو نبوده و برای سایر نقاط تونل جوابگو بوده است و این بدان علت است که این روش برای تونل‌های دایروی پیش‌بینی شده و به‌کار بردن این روش برای تونل‌های نعل اسبی مناسب نمی‌باشد. بنابراین با توجه به فرض داشتن مقدار متوسط ضخامت اجرا شده ۲۰ سانتی‌متر شاتکریت و مقادیر واریانس و چولگی حالت اجرا شده، اقدام به به‌دست آوردن پارامترهای توزیع ضخامت شاتکریت برای حالت جدید گردید. بدین منظور و بر اساس معادلات ارائه شده برای مقادیر میانگین، واریانس و چولگی تابع توزیع GEV، (معادلات (۲-۹)، (۲-۱۲) و (۲-۱۳)) اقدام به حل دستگاه سه معادله غیرخطی ناشی از این قضیه گردید که این کار توسط بخش fsolve برنامه MATLAB انجام پذیرفت. نتایج مقادیر پارامترهای جدید در جدول (۴-۳۱) آورده شده است. بر اساس این جدول و مشابه با حالت قبل، نسبت به تولید ۱۰۰۰ مقطع تصادفی (شامل ۱۰۰۰ ضخامت شاتکریت و ۱۰۰۰ فاصله پروفیل) اقدام شد. برای جلوگیری از تکرار، از آوردن نمونه‌های تولید شده در این حالت صرف‌نظر شده‌است.

علت انتخاب دو مشخصه واریانس و چولگی، علاوه بر مقدار میانگین، بدین علت بود که بر اساس روش اجرا، عموماً واریانس و چولگی را می‌توان ثابت فرض کرد. بنابراین با تغییر مقدار میانگین

می‌توان نتایج مختلفی را با توجه به روش اجرا به‌دست آورد. همچنین برای پوشش دادن به کلیه خواص آماری داده‌ها لازم بود که از هر گشتاور اول، دوم و سوم نمونه‌ای انتخاب شود که برای این کار میانگین به عنوان گشتاور اول، واریانس به عنوان گشتاور دوم و چولگی به عنوان گشتاور سوم انتخاب شد.

جدول (۴-۳۱) مقادیر پارامترهای پیوسته شکل، مقیاس و موقعیت با فرض ضخامت متوسط ۲۰ سانتی‌متری شاتکریت و همان مقادیر واریانس و چولگی روش اجرا

نقاط	پارامتر شکل ξ	پارامتر مقیاس σ	پارامتر موقعیت μ
۲	0.305822	8.669045	11.28703
۳	0.309252	8.075308	11.82811
۴	0.312905	10.93122	8.856966
۵	0.317436	9.885214	9.83119
۶	0.307589	10.28508	9.626374
۷	0.322201	15.32872	4.079369
۸	0.323985	15.36135	3.98787
۹	0.321782	13.85447	5.622727
۱۰	0.491046	3.311488	22.15258

۴-۲-۱-۳- براساس اجرای متوسط ۲۳/۴۵ سانتی‌متری ضخامت شاتکریت طرح بر

اساس مقطع معادل در کلیه نقاط مقطع

حداقل ضخامت ۲۳/۴۵ سانتی‌متری شاتکریت با توجه به ساخت مدل توضیح داده شده در قسمت بعد، قابل دسترس است. این کار توسط سعی و خطای حداقل ضخامت شاتکریت جوابگو، به‌دست آمده‌است. بدین صورت که با فرض رفتار خطی برای شاتکریت و فولاد و تعریف حد گسیختگی، این

مقدار را می‌توان به‌دست آورد. بر این اساس، با توجه به فرض داشتن مقدار متوسط ضخامت اجرا شده ۲۳/۴۵ سانتی‌متر شاتکریت و مقادیر واریانس و چولگی حالت اجرا شده، اقدام به به‌دست آوردن پارامترهای توزیع ضخامت شاتکریت برای حالت جدید گردید. بدین منظور و بر اساس معادلات ارائه شده برای مقادیر میانگین، واریانس و چولگی تابع توزیع GEV، (معادلات (۲-۹)، (۲-۱۲) و (۲-۱۳)) اقدام به حل دستگاه سه معادله غیرخطی ناشی از این قضیه گردید که این کار مجدداً توسط بخش fsolve برنامه MATLAB انجام پذیرفت. نتایج مقادیر پارامترهای جدید در جدول (۴-۳۲) آورده شده است.

جدول (۴-۳۲) مقادیر پارامترهای پیوسته شکل، مقیاس و موقعیت با فرض ضخامت ۲۳/۴۵ سانتی‌متری شاتکریت و همان مقادیر واریانس و چولگی روش اجرا

نقاط	پارامتر شکل ξ	پارامتر مقیاس σ	پارامتر موقعیت μ
۲	0.305822	8.669045	14.73703
۳	0.309252	8.075308	15.27811
۴	0.312905	10.93122	12.30697
۵	0.317436	9.885214	13.28119
۶	0.307589	10.28508	13.07637
۷	0.322201	15.32872	7.529369
۸	0.323985	15.36135	7.43787
۹	0.321782	13.85447	9.072727
۱۰	0.490342	3.443222	24.81656

۴-۲-۲- ساخت مدل سازه‌ای، تحلیل و ارائه نتایج تحلیل قابلیت اعتماد

پس از تولید متغیرهای تصادفی ذکر شده، برای تحلیل مقطع نیازمند ضخامت و مدول الاستیسیته معادل برای هر حالت بود که این کار با استفاده از نرم افزار Microsoft office Excel و با استفاده از فرمول‌های ارائه شده در فصل سوم و با فرض کرنش صفحه‌ای برای هر حالت مقطع، ۹ ضخامت و مدول الاستیسیته معادل به دست آمده‌است. به دلیل ممتد و طولانی بودن در جهت عمود بر مقطع دو بعدی مدل شده در شکل (۴-۶)، فرض کرنش صفحه‌ای برای مقطع، منطقی می‌باشد [۷]. برای به‌دست آوردن مقادیر ضخامت و مدول الاستیسیته معادل، مدول الاستیسیته فولاد طبق پیش فرض برنامه‌های رایانه‌ای و با فرض فولاد ST37 به صورت زیر در نظر گرفته شده‌است:

$$E_s = 203890.19 \quad \text{MPa} \quad (۴-۱)$$

همچنین مدول الاستیسیته شاتکریت از رابطه ACI318 به صورت رابطه‌ی (۴-۲) پیشنهاد شده‌است [۸۰]. لذا با توجه مقاومت فشاری نمونه استوانه‌ای استاندارد شاتکریت که ۲۰ مگاپاسکال و همچنین وزن مخصوص شاتکریت که ۲۳۰۰ کیلوگرم بر متر مکعب اجرا شده و با ثابت فرض کردن این مقادیر در کلیه حالات مقدار مدول الاستیسیته شاتکریت $21354.62 / 62$ مگاپاسکال به‌دست خواهد آمد.

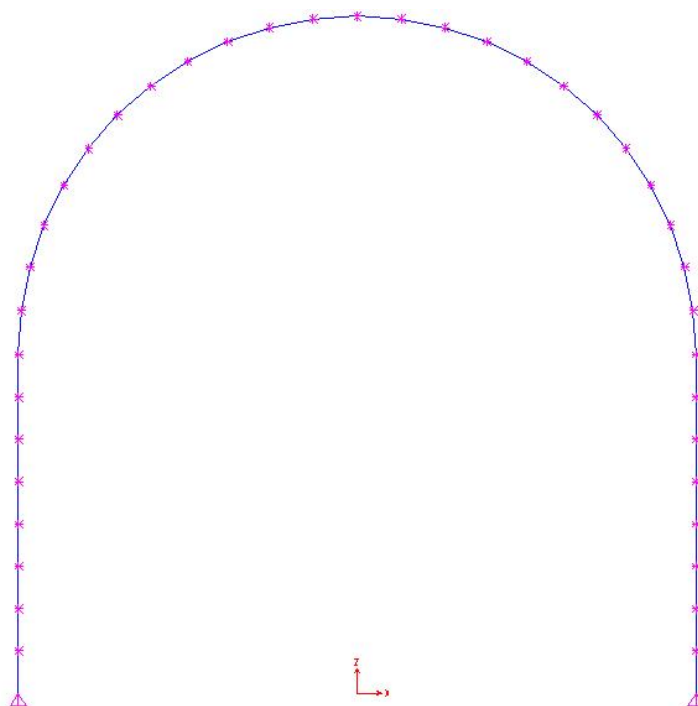
$$E_c = 0.043w_c^{1.5} \sqrt{f_c} = 21354.62 \quad \text{MPa} \quad (۴-۲)$$

حال با فرض روابط (۴-۱) و (۴-۲) و با توجه به روابط (۳-۵) و (۳-۶) اشاره شده در فصل سوم، مقادیر ضخامت و مدول الاستیسیته معادل به ازای واحد طول تونل به‌دست آمده‌است. سپس بر اساس این مقادیر و با استفاده از بخش Macro نرم افزار Excel، برنامه‌ای برای تولید فایل ورودی SAP2000 به صورت متنی و با پسوند s2k نوشته شد. در مرحله بعدی، تک تک این حالات توسط نرم افزار SAP2000 تحلیل شد و نتایج خروجی به فایل نرم افزار Excel منتقل گردید. لازم به ذکر

است که سایر اطلاعات مربوط به فایل ورودی، برای بار سنگ، مقادیر به دست آمده و توصیه شده در گزارش مکانیک سنگ اشاره شده در فصل سه می باشد. همچنین برای شرایط تکیه گاهی بر اساس واقعیات اجرا، تکیه گاهها مفصلی در پایین پایهها فرض شده و برای سایر نقاط واقع بر جداره تونل، فنرهای وینکلر بر اساس شعاع تونل ۴ متر و مدول الاستیسیته سنگ ۲۵۰۰ مگاپاسکال و ضریب پواسون ۰/۲۸ سنگ ارائه شده در گزارش مکانیک سنگ به دست آمده است. فرمول ارائه شده برای به دست آوردن سختی فنر وینکلر در این گزارش به صورت زیر ارائه شده است.

$$K_s = \frac{E_s}{R(1+\nu)} = \frac{2500}{4(1+0.28)} \approx 490 \times 10^6 \text{ N/m}^3 = 490000 \text{ KN/m}^3 \quad (3-4)$$

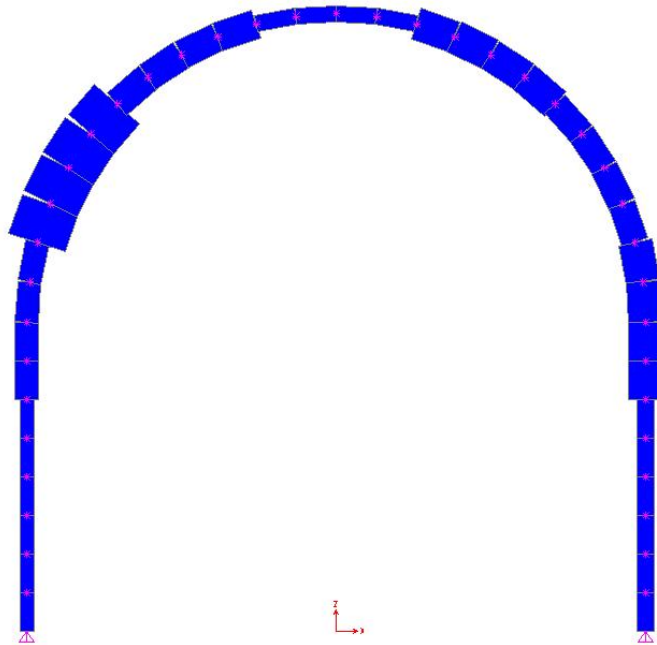
یک نمونه هندسه مدل ساخته شده از فایل های SAP2000 در شکل (۴-۶) آورده شده است.



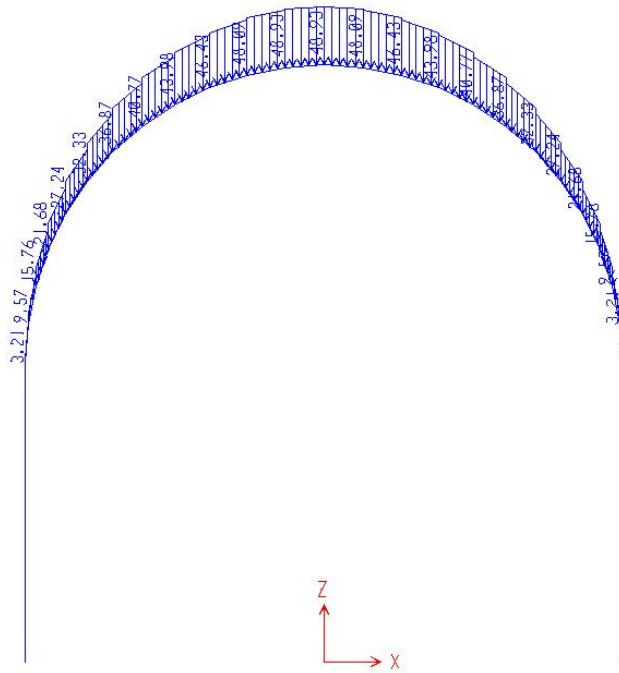
شکل (۴-۶) یک نمونه از هندسه مدل فایل های SAP2000 ساخته شده

یک نمونه از در نظر گرفتن ۹ ضخامت مختلف در یک مقطع طی شکل (۴-۷) آمده است. نمونه

بارهای وارده بر روی این مقطع، طی شکل‌های (۸-۴) و (۹-۴) آورده شده‌است.



شکل (۷-۴) یک نمونه از ضخامت‌های مدل شده برای سازه اجرا شده (مقطع شماره ۵۰۲ اجرا شده)



شکل (۸-۴) بارسنگ قائم اعمالی بر روی کلیه مدل‌های سازه‌ای بر حسب کیلونیوتن بر مترمربع

به سمت داخل تونل و بالای مقطع، به سمت بیرون تونل فرض شود. برای لنگر خمشی قراردادی نیز چنین فرض شده که هرگاه خیز به سمت پایین (به سمت داخل تونل) باشد مثبت بوده و خلاف آن منفی فرض شود. بر این اساس در خروجی برنامه SAP2000 برای نتایج تحلیل مقطع، نیروی محوری و برشی با همان علامت در نظر گرفته شده در برنامه خواهد بود و لنگر خمشی ناشی از خروجی برنامه SAP2000 بایستی در یک منفی ضرب شود.

روابط حالات حدی (مرز خرابی) برای فولاد به صورت زیر خواهد بود:

$$\begin{cases} f_{yc} = \frac{N}{A_1} \pm \frac{M(h/2)}{I_1} \\ f_{yt} = \frac{N}{A_1} \pm \frac{M(h/2)}{I_1} \end{cases} \quad (4-4)$$

که در این روابط N معرف مقادیر نیروی محوری و مؤلفه قائم منحنی اندرکنش، M معرف مقادیر لنگرخمشی و مؤلفه افقی منحنی اندرکنش، h و A_1 و I_1 به ترتیب معرف ارتفاع، مساحت مقطع پروفیل و ممان اینرسی حول محور خمشی مقطع می باشد که این مقادیر با توجه به استفاده از پروفیل IPE200 و از جداول اشتال یا پیش فرض های برنامه SAP2000 ثابت و قابل دسترس می باشد. مقادیر f_{yc} و f_{yt} که معرف به ترتیب مقاومت فشاری و کششی فولاد می باشد، بر اساس جهت مثبت قراردادی و با فرض فولاد ST37 به صورت زیر خواهد بود:

$$f_{yc} = -240 \quad \text{MPa} \quad (5-4)$$

$$f_{yt} = +240 \quad \text{MPa} \quad (6-4)$$

روابط حالات حدی (مرز خرابی) برای شاتکریت به صورت زیر خواهد بود:

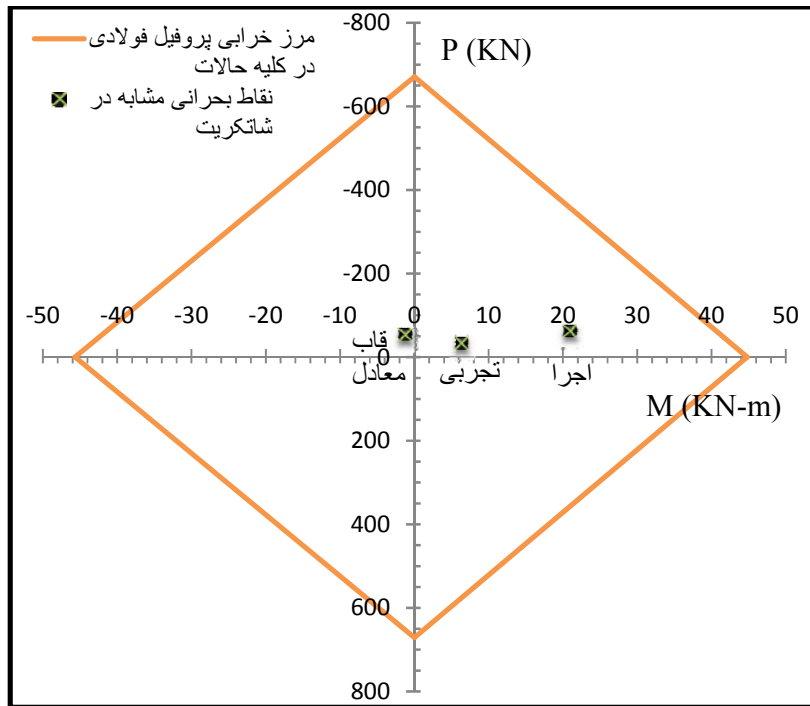
$$\begin{cases} f_c = \frac{N}{A_2} \pm \frac{M(t_2/2)}{I_2} \\ f_t = \frac{N}{A_2} \pm \frac{M(t_2/2)}{I_2} \end{cases} \quad (7-4)$$

که در این روابط N معرف مقادیر نیروی محوری و مؤلفه قائم منحنی اندرکنش، M معرف مقادیر لنگر خمشی و مؤلفه افقی منحنی اندرکنش، t_2 و A_2 و I_2 به ترتیب معرف ضخامت، مساحت و ممان اینرسی حول محور خمشی یک واحد شاتکریت مقطع می‌باشد که این مقادیر با توجه به تغییرات ایجاد شده در هر مقطع و برای هر یک از نقاط ارائه شده در شکل (۴-۱) متغیر بوده و عدد ثابتی نخواهد بود. مقادیر f_c و f_t به ترتیب معرف مقاومت فشاری نمونه استوانه‌ای استاندارد و مقاومت کششی ناشی از خمش شاتکریت می‌باشد. لذا بر اساس رابطه ارائه شده در ACI318 [۸۰]، و جهت مثبت قراردادی، مقادیر f_c و f_t به صورت زیر خواهند بود:

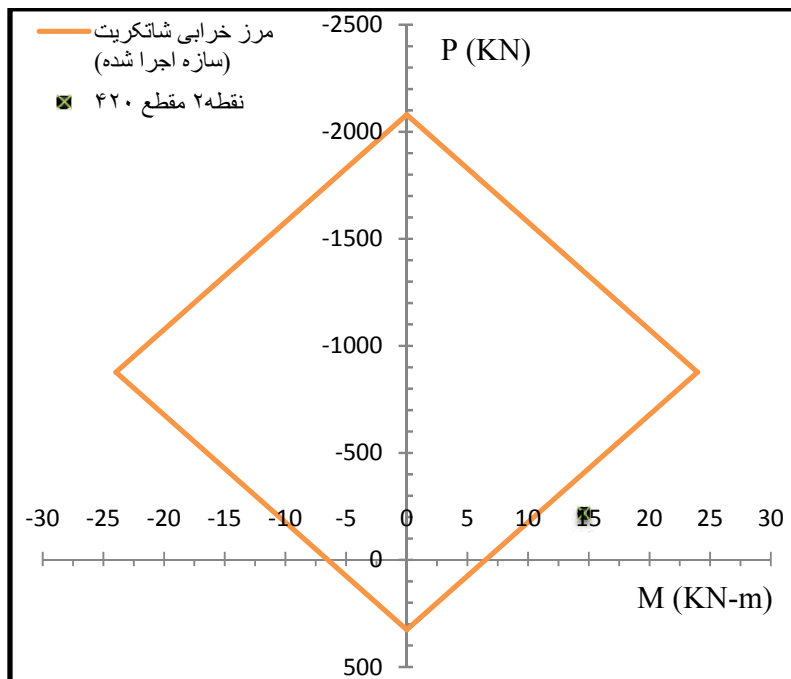
$$f_c = -20 \quad \text{MPa} \quad (8-4)$$

$$f_t = 0.7\sqrt{f_c} = +3.13 \quad \text{MPa} \quad (9-4)$$

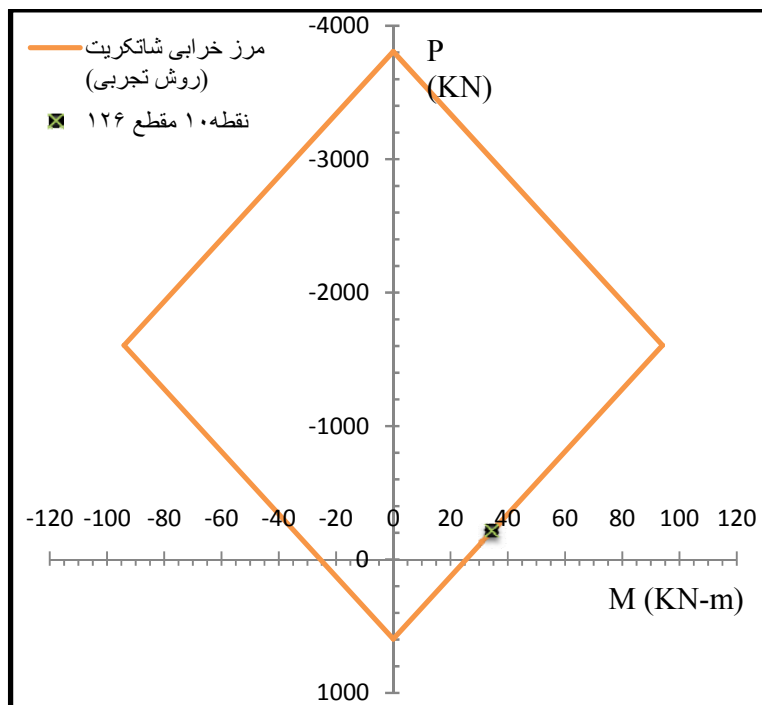
بر اساس جهت مثبت قراردادی، سه نمونه از منحنی‌های اندرکنش نیروی محوری و لنگر خمشی فولاد و شاتکریت طی شکل‌های (۴-۱۰) الی (۴-۱۳) برای سه حالت سازه اجرا شده، روش تجربی و روش مقطع معادل نشان داده شده‌است. لازم به ذکر است که به دلیل تغییر نیافتن مشخصات پروفیل‌های فولادی، مرز خرابی تعریف شده برای کلیه حالات ثابت خواهد ماند. بنابراین برای فولاد کلیه نقاط در یک منحنی به نمایش درآمده‌است.



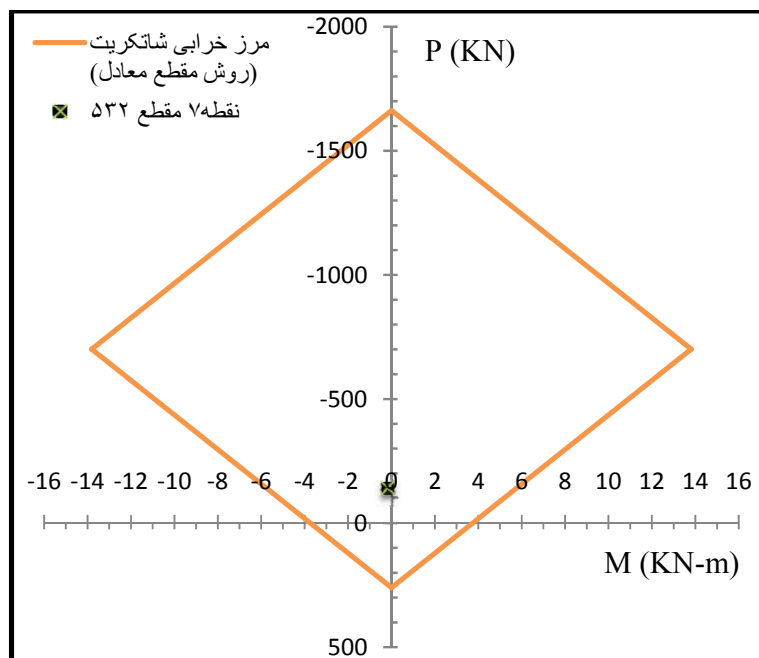
شکل (۴-۱۰) منحنی اندرکنش نیروی محوری - لنگر خمشی پروفیل فولادی برای سه نمونه از نتایج طراحی



شکل (۴-۱۱) منحنی اندرکنش نیروی محوری - لنگر خمشی شاتکریت برای یک نمونه از نتایج طراحی سازه اجرا شده



شکل (۴-۱۲) منحنی اندرکنش نیروی محوری - لنگر خمشی شاتکریت برای یک نمونه از نتایج طراحی به روش تجربی



شکل (۴-۱۳) منحنی اندرکنش نیروی محوری - لنگر خمشی شاتکریت برای یک نمونه از نتایج طراحی به روش مقطع معادل

۴-۲-۴- به دست آوردن ضریب قابلیت اعتماد و احتمال خرابی

مرز خرابی (ظرفیت) نشان داده شده در شکل‌های (۴-۱۰) و (۴-۱۳) که بر اساس چهار معادله خط معرفی شده در روابط (۴-۴) و (۷-۴) به دست آمده است، معرف تابع ظرفیت یا همان تابع R خواهد بود و مقادیر به دست آمده از نتایج تحلیل توسط برنامه SAP2000 معرف تابع نیاز یا همان تابع Q خواهد بود. حال اگر مقادیر تابع Q داخل محدوده ایجاد شده توسط تابع R واقع شود، معرف ایمن بودن و اگر خارج از این محدوده واقع شود، معرف نا امن بودن و خرابی خواهد بود. تابع (g) از تفاضل ظرفیت و نیاز تشکیل شده است، چنانچه مقادیر منفی داشته باشد به معنی خرابی است و چنانچه مثبت شود به معنی امن بودن است. این کار نیز توسط برنامه نوشته شده Interaction که در بخش Macro نرم افزار Excel آورده شده انجام می‌پذیرد. در این برنامه در صورتی که یکی از نقاط نه گانه ذکر شده بر روی مقطع چه برای فولاد و چه برای شاتکریت دچار گسیختگی شوند، فرض شده که کل مقطع گسیخته خواهد شد. بنابراین با شمارش این مقادیر می‌توان تعداد مقاطع گسیخته شده را به دست آورده و با تقسیم بر تعداد حالات کلی در نظر گرفته شده، می‌توان احتمال خرابی را به دست آورد. همچنین با به دست آوردن فاصله هر یک از این نقاط از مرز خرابی (ظرفیت) مربوط به منحنی اندرکنش خود، می‌توان این مقادیر را بر روی کاغذ احتمال نرمال ترسیم نمود. در ترسیم این مقادیر بر روی محور افقی (مقادیر تابع g) باید توجه نمود که مقادیر گسیخته شده با علامت منفی و مقادیر ایمن با علامت مثبت منظور شوند. لازم به ذکر است که مقادیر مثبت فاصله بیانگر نقاط امن داخل محدوده منحنی اندرکنش بوده و مقادیر منفی فاصله بیانگر نقاط گسیخته شده خارج محدوده منحنی اندرکنش می‌باشد. پس از ترسیم این مقادیر، نقطه صفر بر روی محور افقی منحنی ترسیم شده را می‌توان بر اساس رابطه ارائه شده در مرجع [۱۲] به مقادیر سمت راست کاغذ احتمال نرمال مربوط کرد به طوری که با خواندن این

مقدار، ضریب قابلیت اعتماد (β) را نیز به دست آورد. البته به جای این کار می‌توان با توجه به داشتن جداول احتمال نرمال که در مرجع [۱۲] نیز وجود دارد مقدار β را به دست آورد. این کار برای سه حالت ذکر شده در بالا به صورت جدول (۴-۳۳) ارائه شده است. لازم به ذکر است که در به دست آوردن مقادیر β از جداول احتمال نرمال ذکر شده در مرجع [۱۲] استفاده شده است. در به دست آوردن β از رابطه (۲-۵۱) می‌توان استفاده کرد. در صورتی که احتمال خرابی بیش از ۰/۵ شود، Φ^{-1} برای $P^*=1-P$ محاسبه می‌شود. آن‌گاه از رابطه زیر برای محاسبه Φ^{-1} استفاده می‌شود.

$$Z = \Phi^{-1}(P) = -\Phi^{-1}(P^*) \quad (۴-۱۰)$$

جدول (۴-۳۳) مقادیر احتمال خرابی و ضریب قابلیت اعتماد سه حالت سازه اجرا شده، روش تجربی و روش مقطع معادل

حالت	تعداد نمونه تولید شده N	ضریب قابلیت اعتماد β	احتمال خرابی P_f	ضریب تغییرات V
سازه اجرا شده	۱۰۰۰	۰/۵	۰/۳۱	۰/۰۴۷۲
روش تجربی	۱۰۰۰	-۰/۶۴	۰/۷۴	۰/۰۱۸۷
روش مقطع معادل	۱۰۰۰	-۰/۱۶	۰/۵۶۶	۰/۰۲۷۷

لازم به ذکر است که در احتمال خرابی کلیه حالات به دست آمده در جدول فوق، بیشترین خرابی‌ها متعلق به دیواره‌ی تونل می‌باشد (۹۰ درصد به بالا). نکته جالب توجه در این جدول این است که با این که در روش مقطع معادل توزیع ضخامت شاتکریت بر اساس حداقل ضخامت متوسط جوابگو به دست آمده است، ولی بر اساس توزیع انجام شده برای ضخامت شاتکریت میزان خرابی مقطع بالای ۵۰ درصد به دست آمده است. همچنین سازه اجرا شده نیز که بر اساس جدول (۴-۲۸) برای ضخامت‌های متوسط بالای ۳۱ سانتی‌متری برای کلیه نقاط اجرا شده، دارای ۳۱ درصد خرابی

بوده است.

۴-۲-۵- به دست آوردن ضریب اطمینان مناسب طراحی

در این مرحله به دلایل ذکر شده در بالا به این صورت تصمیم گیری شد که با فرض طراحی از روش جدید مقطع معادل، و با فرض تابع حالت حدی تعریف شده، چه ضرایب اطمینانی با چه ریسکی برای طرح مناسب خواهد بود. بدین منظور، مقطع مورد مطالعه با تعیین ضخامت شاتکریت برای ضرایب اطمینان ۲، ۲/۵ و ۳ برای روش مقطع معادل به دست آمد. در تعیین ضریب اطمینان برای فولاد و شاتکریت طبق مرجع [۷] به ترتیب از روابط زیر استفاده شده است:

$$FS = \frac{f_{yc}}{\sigma_{max}} = \frac{f_{yt}}{\sigma_{min}} \quad (۱۱-۴)$$

که در این رابطه برای به دست آوردن σ_{max} و σ_{min} می توان از جایگزینی این مقادیر به جای f_{yc} و f_{yt} در رابطه (۴-۴) استفاده کرد. در این رابطه دقت شود که مقادیر f_{yc} و f_{yt} طبق روابط (۴-۵) و (۴-۶) ثابت بوده و مقادیر σ_{max} و σ_{min} متغیر خواهند بود.

$$FS = \frac{f_c}{\sigma_{max}} = \frac{f_t}{\sigma_{min}} \quad (۱۲-۴)$$

که در این رابطه برای به دست آوردن σ_{max} و σ_{min} می توان از جایگزینی این مقادیر به جای f_c و f_t در رابطه (۴-۷) استفاده کرد. در این رابطه دقت شود که مقادیر f_c و f_t طبق روابط (۴-۸) و (۴-۹) ثابت بوده و مقادیر σ_{max} و σ_{min} متغیر خواهند بود.

با استفاده از سعی و خطا ضخامت های شاتکریت ۳۲/۵، ۳۶ و ۳۸/۵ سانتی متر به ترتیب برای ضرایب اطمینان ۲، ۲/۵ و ۳ به دست آمد. بر اساس این ضخامت ها، با توجه به فرض داشتن مقدار

متوسط ضخامت اجرا شده ۳۲/۵، ۳۶ و ۳۸/۵ سانتی متر شاتکریت و مقادیر واریانس و چولگی حالت اجرا شده، اقدام به به دست آوردن پارامترهای توزیع ضخامت شاتکریت برای حالت جدید گردید. بدین منظور و بر اساس معادلات ارائه شده برای مقادیر میانگین، واریانس و چولگی تابع توزیع GEV، (معادلات (۹-۲)، (۱۲-۲) و (۱۳-۲)) اقدام به حل دستگاه سه معادله غیرخطی ناشی از این قضیه گردید که این کار توسط بخش fsolve برنامه MATLAB انجام پذیرفت. نتایج مقادیر پارامترهای جدید در جداول (۳۴-۴) الی (۳۶-۴) آورده شده است.

جدول (۳۴-۴) مقادیر پارامترهای پیوسته شکل، مقیاس و موقعیت با فرض ضخامت ۳۲/۵ سانتی متری شاتکریت و همان مقادیر واریانس و چولگی روش اجرا

نقاط	پارامتر شکل ξ	پارامتر مقیاس σ	پارامتر موقعیت μ
۲	0.305822	8.669045	23.78703
۳	0.309252	8.075308	24.32811
۴	0.312905	10.93122	21.35697
۵	0.317436	9.885214	22.33119
۶	0.307589	10.28508	22.12637
۷	0.322201	15.32872	16.57937
۸	0.323985	15.36135	16.48787
۹	0.321782	13.85447	18.12273
۱۰	0.47948	5.109456	27.37825

جدول (۴-۳۵) مقادیر پارامترهای پیوسته شکل، مقیاس و موقعیت با فرض ضخامت ۳۶ سانتی‌متری شاتکریت و همان مقادیر واریانس و چولگی روش اجرا

نقاط	پارامتر شکل ζ	پارامتر مقیاس σ	پارامتر موقعیت μ
۲	0.305822	8.669045	27.28703
۳	0.309252	8.075308	27.82811
۴	0.312905	10.93122	24.85697
۵	0.317436	9.885214	25.83119
۶	0.307589	10.28508	25.62637
۷	0.322201	15.32872	20.07937
۸	0.323985	15.36135	19.98787
۹	0.321782	13.85447	21.62273
۱۰	0.473748	5.832502	28.31247

جدول (۴-۳۶) مقادیر پارامترهای پیوسته شکل، مقیاس و موقعیت با فرض ضخامت ۳۸/۵ سانتی‌متری شاتکریت و همان مقادیر واریانس و چولگی روش اجرا

نقاط	پارامتر شکل ζ	پارامتر مقیاس σ	پارامتر موقعیت μ
۲	0.305822	8.669045	29.78703
۳	0.309252	8.075308	30.32811
۴	0.312905	10.93122	27.35697
۵	0.317436	9.885214	28.33119
۶	0.307589	10.28508	28.12637
۷	0.322201	15.32872	22.57937
۸	0.323985	15.36135	22.48787
۹	0.321782	13.85447	24.12273
۱۰	0.471496	6.099243	29.6796

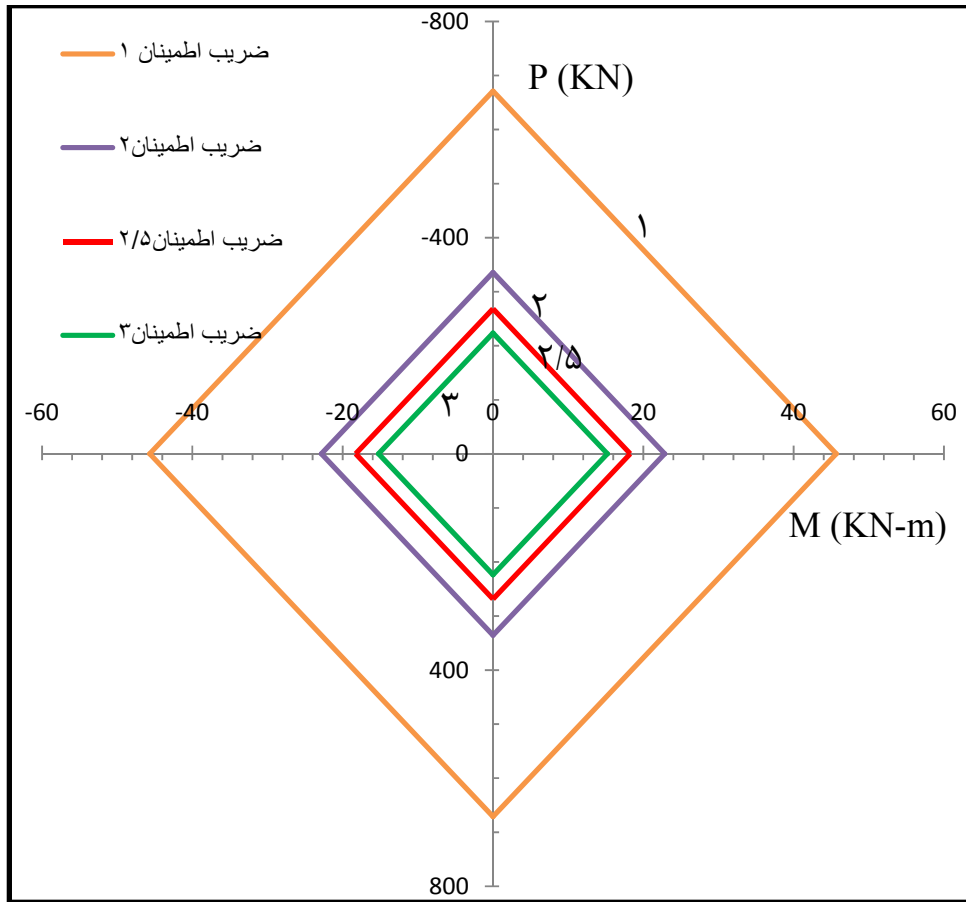
بر اساس این جداول، مبادرت به تولید ۱۰۰۰ نمونه از هر یک از سه ضخامت شاتکریت ذکر شده در بالا شد. همچنین برای این سه حالت سه دسته‌ی ۱۰۰۰ نمونه‌ای برای فواصل پروفیل‌های فولادی نیز ایجاد شد. سپس با تعریف تابع حالت حدی بخش ۴-۲-۳ نتایج به شکل جدول (۴-۳۷) به دست آمد، که به دلیل رعایت اختصار از تکرار مراحل گذشته در این قسمت صرفنظر شده است.

جدول (۴-۳۷) مقادیر احتمال خرابی و ضریب قابلیت اعتماد سه حالت ذکر شده در بالا

ضریب اطمینان طراحی نسبت به روش مقطع معادل	تعداد نمونه تولید شده N	ضریب قابلیت اعتماد β	احتمال خرابی P_f	ضریب تغییرات V
۲	۱۰۰۰	۰/۵۸	۰/۲۸	۰/۰۵۰۷
۲/۵	۱۰۰۰	۱/۴۹	۰/۰۶۸	۰/۱۱۷۱
۳	۱۰۰۰	۲/۴۶	۰/۰۰۷	۰/۳۷۶۶

چنانچه از جدول فوق ملاحظه می‌شود، با پذیرش احتمال خرابی زیر ۸ درصد می‌توان طراحی را برای ضریب اطمینان ۲/۵ انجام داد که با توجه به موقت بودن سازه، عدد قابل قبولی است.

در شکل (۴-۱۴) منحنی‌های اندرکنش لنگر خمشی با نیروی محوری پروفیل‌های فولادی، برای ضرایب اطمینان ۲، ۲/۵ و ۳ ترسیم شده است. از این منحنی‌ها در به دست آوردن ضخامت‌های شاتکریت حداقل لازم برای ضرایب اطمینان ذکر شده در بالا استفاده شده است. به دلیل تغییر نیافتن مشخصات پروفیل فولادی این منحنی برای کلیه حالات نمونه‌ها ثابت خواهد بود ولی این منحنی برای شاتکریت در حالت سازه اجرا شده، ۹ حالت متفاوت (به دلیل تغییر مشخصات مقطع شاتکریت) خواهد داشت که از آوردن این منحنی‌ها در اینجا صرفنظر شده و مشابه نمودار نشان داده شده در شکل‌های (۴-۱۰) الی (۴-۱۳) خواهد بود.



شکل (۴-۱۴) نمایش منحنی‌های اندرکنش لنگر خمشی با نیروی محوری پروفیل‌های فولادی برای ضرایب اطمینان مختلف

فصل پنجم

نتیجه‌گیری و پیشنهادها

۵-۱- مقدمه

در این رساله با توجه به این که ضخامت شاتکریت و فواصل پروفیل‌های فولادی در نگهداری موقت تونل به عنوان متغیرهای تصادفی مستقل از هم فرض شده‌اند، نسبت به تأثیر این عوامل بر روی طراحی این مقطع مرکب اقدام شد. تأثیر این عوامل با روش تجربی و مقطع معادل منجر به نتایجی گردید که در ذیل به آن‌ها اشاره می‌شود.

۵-۲- نتایج

- ۱- با توجه به نتایج تحلیل آماری ضخامت‌های شاتکریت در نقاط مختلف ارائه شده در یک مقطع، فرض تابع چگالی احتمال GEV برای این متغیر تصادفی مناسب می‌باشد.
- ۲- با توجه به نتایج تحلیل آماری فواصل پروفیل‌های فولادی، فرض تابع چگالی احتمال Wakeby برای این متغیر تصادفی مناسب می‌باشد.
- ۳- چون روش تجربی برای تونل‌های دایروی پیشنهاد شده‌است، لذا برای مقاطع نعل اسبی که در آن، دیواره‌ها از لحاظ طراحی بحرانی هستند جوابگویی خوبی را نخواهد داشت.
- ۴- با توجه به نتایج بهتر است به جای یک ضخامت، دو ضخامت شاتکریت (ضخامت بیشتر برای دیواره مقطع نعل اسبی و ضخامت کمتر برای سقف) پیشنهاد شود یا اینکه در هنگام پاشش بتن در نقاط دیواره به این مسأله دقت کافی شود.
- ۵- استفاده از متوسط اجرای شاتکریت (چه از روش تجربی و چه از روش مقطع معادل) قابل اعتماد نبوده و احتمال خرابی با توجه به این موضوع قابل ملاحظه است.
- ۶- در صورت استفاده از طراحی به روش مقطع معادل، با پذیرفتن ریسک احتمال خرابی زیر ۳۰ درصد می‌توان از ضریب اطمینان ۲ برای طراحی مقطع استفاده کرد.

- ۷- در صورت استفاده از طراحی به روش مقطع معادل، با پذیرفتن ریسک احتمال خرابی زیر ۸ در صد می‌توان از ضریب اطمینان ۲/۵ برای طراحی مقطع استفاده کرد.
- ۸- در صورت استفاده از طراحی به روش مقطع معادل، با پذیرفتن ریسک احتمال خرابی زیر ۱ در صد می‌توان از ضریب اطمینان ۳ برای طراحی مقطع استفاده کرد.

۵-۳- پیشنهادها

- ۱- پیشنهاد می‌شود با توجه به نتایج به دست آمده، برای مقاطع نعل اسبی، از دو ضخامت متفاوت برای سقف قوسی و دیواره صاف استفاده شده و ضخامت توصیه شده برای حالت بهینه طراحی به دست آمده و مجدداً برای این حالت تحلیل قابلیت اعتماد گردد.
- ۲- با تعریف تابع حد خرابی برای اندرکنش نیروی محوری و برشی، قابلیت اعتماد برای این تابع خرابی مورد بررسی قرار گیرد. این تابع برای کنترل تنش‌های اصلی کششی و فشاری به صورت یک تابع حد خرابی غیرخطی در خواهد آمد.

منابع

۱. باسلیقه ف، (۱۳۸۲) "مزایای استفاده از تیر خریایی به همراه شاتکریت به جای استفاده از پروفیل‌های فولادی در نگهداری موقت تونلها"، مجموعه مقالات ششمین کنفرانس بین المللی مهندسی عمران. ۵، ص. ۲۶۵-۲۷۰. اصفهان: دانشگاه صنعتی اصفهان.
۲. باسلیقه ف، (۱۳۸۵) "ارزیابی دو روش معمول در نگهداری اولیه تونلها از دیدگاه اقتصادی"، مجله علوم و فنون دانشگاه صنعتی شاهرود، دوازدهم و سیزدهم، ص. ۱۱-۱۷.
۳. مدنی ح، (۱۳۸۴) "تونلسازی (جلد چهارم طراحی و اجرای سیستم نگهداری)"، جلد چهارم، چاپ دوم، انتشارات دانشگاه صنعتی امیرکبیر(پلی تکنیک تهران)، تهران.
4. Biron, C., Ariogulu, E., & Lucas, J. R. (1983), "Design of supports in mines", Wiley, ISBN-10: 0471867268. ISBN-13: 978-463-135-8. 0471867265.
۵. باسلیقه ف و کیهانی ع، (۱۳۹۲) "مزایای استفاده از روش "مقطع معادل" در طراحی نگهداری موقت تونلها در حالت ترکیب پروفیل‌های فولادی با شاتکریت"، مجموعه مقالات هفتمین کنگره ملی مهندسی عمران. زاهدان: دانشگاه سیستان و بلوچستان.
۶. باسلیقه ف و کیهانی ع، (۱۳۹۲) "ارائه‌ی نحوه‌ی صحیح مدلسازی دو روش متداول در نگهداری موقت تونل‌ها با استفاده از روش‌های جدید در این زمینه"، مجموعه مقالات دهمین کنفرانس تونل ایران، تهران: انجمن تونل ایران.
7. Carranza-Torres, C., & Diederichs, M. (2009). "Mechanical analysis of circular liners with particular reference to composite supports. For example, liners consisting of shotcrete and steel sets". *Tunnelling and Underground Space Technology*, 24, 506–532. DOI: 10.1016/j.tust. 2009.02.001
۸. حصیرچی ر، (۱۳۸۲)، پایان نامه کارشناسی ارشد: "تحلیل قابلیت اعتماد سازه‌های فولادی مهاربندی شده ضربدری در برابر زلزله"، دانشکده عمران، دانشگاه علم و صنعت.

۹. همای پ، (۱۳۸۷)، رساله دکتری: "تحلیل قابلیت اعتماد لرزه ای قابهای فولادی"، دانشکده عمران و محیط زیست، دانشگاه تربیت مدرس.
۱۰. اندرواره ز، (۱۳۹۳)، پایان نامه کارشناسی ارشد: "بررسی قابلیت اعتماد ستون‌های بتن‌آرمه تقویت شده با FRP"، دانشکده عمران، دانشگاه صنعتی شاهرود.
۱۱. کاوه ع، کلات جاری و. ر، (۱۳۷۳)، "نظریه‌ی قابلیت اعتماد و کاربرد آن در مهندسی سازه"، چاپ اول، دانشگاه علم و صنعت.
12. Nowak, A.S, Collins, K.R. (2000), "Reliability of structures", University of Michigan, McGraw Hill, International Edition, ISBN: 0-07-116354-9
۱۳. ساجدی، س. ف. (۱۳۸۲)، "ایمنی سازه‌ها"، چاپ دوم، انتشارات دانشگاه آزاد اسلامی واحد اهواز
14. Bowling S.R. and Khasawneh M. T. (2009) "A logistic approximation to the cumulative distribution" J. of. Industrial Engineering and Management" 2(1), pp 114-127.
15. Pierre Simon de Laplace (1812). Analytical Theory of Probability.
16. Patrick Billingsley (1979). Probability and Measure. New York, Toronto, London: John Wiley and Sons
17. Olav Kallenberg; Foundations of Modern Probability, 2nd ed. Springer Series in Statistics. (2002). 650 pp. ISBN 0-387-95313-2
18. Henk Tijms (2004). Understanding Probability. Cambridge Univ. Press.
19. Olav Kallenberg; Probabilistic Symmetries and Invariance Principles. Springer -Verlag, New York (2005). 510 pp. ISBN 0-387-25115-4
20. Gut, Allan (2005). Probability: A Graduate Course. Springer-Verlag. ISBN 0-387-22833-0.
21. "Dataplot reference manual: WAKPDF". NIST. Retrieved 20 August 2015.
22. John C. Houghton (October 14, 1977). "Birth of a 45Parent: The Wakeby Distribution for Modeling Flood Flows; Working Paper No. MIT-EL77-033WP"(PDF). MIT.
۲۳. رضایی پزند، حجت. (۱۳۸۰). کاربرد آمار و احتمال در منابع آب. انتشارات سخن گستر.
24. Rohatgi, V.k., Ehsanes Saleh, A.K.Md. "An Introduction to Probability and Statistics", Wiley, Second Edition, (2000), ISBN: 0-471-34846-5.
25. Athreya, K.B., Lahiri, S.N. "Probability Theory", Hindustan Book Agency (India), (2006), ISBN-10 : 81-85931-70-4, ISBN-13 : 978-81-85931-70-8.
26. A. Sanchidrian, J. O. (2014). "Size distribution functions for rock fragments".

International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences, 71, 381-394.
DOI:10.1016/j.ijrmms.2014.08.007.

27. Milford, R. (1987). "Annual maximum wind speeds from parent distribution functions". Journal of wind Engineering and Industrial Aerodynamics, 25, 163-178.

۲۸. قمیشون م و ملکیان آ، (۱۳۸۹) "تعیین مناسب‌ترین توابع توزیع آماری سیلاب منطقه‌ای (مطالعه موردی: جنوب غرب استان کرمان)"، مجموعه مقالات ششمین همایش ملی علوم و مهندسی آبخیزداری و چهارمین همایش ملی فرسایش و رسوب. تهران: دانشگاه تربیت مدرس.

۲۹. مفتاح هلقی م، زنگاله، م.ا و عقیلی ر، (۱۳۹۰) "مقایسه مناسب‌ترین توابع توزیع آماری مربوط به دبی حداکثر روزانه و حداکثر بارش ۲۴ ساعته (مطالعه موردی ایستگاه هیدرومتری گنبد کاووس)"، پنجمین همایش ملی علوم و مهندسی آبخیزداری ایران (مدیریت پایدار بلایای طبیعی)، گرگان: دانشگاه علوم کشاورزی.

30. Cochran, W. (1952). "The χ^2 test of goodness of fit. Ann. Math. Statist", 23, 315-345.

31. Anderson, T. a. (1952). "Asymptotic theory of certain goodness of fit criteria based on stochastic processes". Ann. Math. Statist, 23, 193-212.

32. Anderson, T, W. (2010) "Anderson-Darling tests of goodness-of-fit", Stanford University, 18 February.

۳۳. دربندی ص، محمودی س، ابراهیمی س و شعبی نوبریان م.ر، (۱۳۹۰) "معرفی و کاربرد اندرسون - دارلینگ در مهندسی رودخانه های استان آذربایجان شرقی"، پنجمین کنفرانس سراسری آبخیزداری و مدیریت منابع آب و خاک، کرمان.

۳۴. رحمانیان م، (۱۳۸۸)، پایان نامه کارشناسی ارشد: "ارزیابی قابلیت اعتماد اعضای طراحی شده بر اساس روش مقاومت نهایی (AISC-05)"، دانشکده عمران، دانشگاه علم و صنعت.

35. Madsen, H. O. (1986), "Methods of Structural safety", Printice-Hall, Inc.
36. Thoft-Christensen P., Murotsu Y. (1986), "Application of Structural Systems Reliability Theory", Springer-Verlag.
37. Ranganathan R, (1990), "Reliability Analysis & Design of structures", Civil Engineering Dept., I.I.T., Bombay, Mc Graw Hill, ISBN: 0-964-91594-0-3.
۳۸. خدام ع، (۱۳۸۷)، پایان نامه کارشناسی ارشد: "بررسی ضرایب بهینه بار و مقاومت بر اساس تئوری قابلیت اعتماد سازه‌ها"، دانشکده عمران، دانشگاه علم و صنعت.
۳۹. جهانی ا، (۱۳۹۱)، پایان نامه کارشناسی ارشد: "تئوری قابلیت اعتماد با استفاده از الگوریتم‌های فراکاوشی"، دانشکده عمران، دانشگاه علم و صنعت.
40. Hjálmarsson E.H., (2011), MSc Thesis, "Tunnel Support, Use of lattice girders in sedimentary rock", University of Iceland.
41. Kaiser, P., (1985). "Rational assessment of tunnel liner capacity", Proceedings of the Fifth Annual Canadian Tunnelling Conference, Montreal.
42. Hewett, B.H.M., Johannesson, S., (1922). "Shield and Compressed Air Tunnelling" McGraw-Hill, New York
43. Terzaghi, K., (1946). "Rock defects and loads on tunnel supports". In: Proctor, R.V White, T.L. (Eds.), Rock Tunneling With Steel Supports. Commercial Shearing and Stamping Company, Youngstown, OH, pp. 17-99
44. Schulze, H., Duddeck, H., (1964). "Statische Berechnung Schieldvorgetriebener Tunnel (Structural Analysis of Tunnels Excavated With Shield Support)". Beton und Monierbau AG, pp. 87-114
45. Oreste, P., (2007). "A numerical approach to the hyperstatic reaction method for the dimensioning of tunnel supports", Tunnelling and Underground Space Technology 22, 185-205.
46. Muir-Wood, A.M., (1975). "The circular tunnel in elastic ground. Géotechnique" 25 (10), 115-127
47. Einstein, H.H., Schwartz, C.W., (1979). "Simplified analysis for tunnel supports". ASCE Journal of Geotechnical Engineering Division 104 (4), 499-518.
48. Bobet, A., (2001). "Analytical solutions for shallow tunnels in saturated ground", Journal of Engineering Mechanics 127 (12), 1258-1266
49. Rabcewicz, L.V., (1964). "The new Austrian tunnelling method. Water Power", 453-515.

50. Brown, E.T., Bray, J.W., Ladanyi, B., Hoek, E., (1983). "Ground response curves for rock". ASCE Journal of Geotechnical Engineering Division 109 (1), 15-39.

51. Carranza-Torres, C., Fairhurst, C., (2000). "Application of the convergence-confinement method of tunnel design to rock-masses that satisfy the Hoek-Brown failure criterion". Tunnelling and Underground Space Technology 15 (2), 187-213.

۵۲. شفيعی علویجه م و بخشنده امینه ح، (۱۳۹۰) "طراحی سیستم نگهداری موقت تونل‌های تحت فشار فوقانی سد گتوند علیا با استفاده از روش‌های تجربی و عددی"، اولین کنفرانس بین المللی و سومین کنفرانس ملی سد و نیروگاه‌های برق آبی، COI: NCHP03_792

۵۳. خانی م.ع، بخشنده امینه ح و صفار ج، (۱۳۹۱)، "طراحی سیستم نگهداری موقت تونل کیار به روش تجربی و عددی با استفاده از نرم افزار FLAC3D"، چهارمین کنفرانس مهندسی معدن ایران، COI: IMECO4_208

۵۴. اسمعیل زاده فشتمی ر، آهنگری ک و پروینچی‌ها س.م، (۱۳۹۰) "تعیین ضخامت بهینه شاتکریت بر اساس پارامترهای طراحی سیستم نگهداری موقت تونل"، نخستین همایش آسیایی و نهمین همایش ملی تونل، COI: ITC09_050

55. Leopold Müller (1978), Rock Mechanics Felsmechanik Mécanique des Roches, Springer-Verlag, Rock mechanics, volume 10, Issue 4, pp 177-179
DOI: 10.1007/BF01891956, Print ISSN: 0035-7448 ,Online ISSN: 1434-453X

۵۶. رضایی م.ص، ناصحی ع، رضایی م.ح، (۱۳۹۰) "اثر هندسه بر روی جابجایی افقی زمین ناشی از حفر تونل به روش NATM"، اولین کنفرانس ملی عمران و توسعه، زیباکنار، ایران. COI: OMRANTOSEE01_246

۵۷. اسدی م و سلمانی طامه م.ر، (۱۳۸۸) "کنترل جابجایی زمین در حفاری تونل با روش NATM"، دومین همایش ملی سدسازی، COI: AZUCDAM02_122

۵۸. سلیمانی ش، کاظمینی م.ج و مردانی ز، (۱۳۹۰) "بررسی تجربی و تحلیلی نشست ناشی از تونل‌سازی به روش NATM و مقایسه با نتایج ابزار دقیق (مطالعه موردی خط ۲ متروی کرج)"، سومین همایش ملی مهندسی عمران، COI: IAUKHSHNCCE03_036

۵۹. نوروزی بزمین آبادی س، رمضان زاده ا، کریمی اندانی م و حجار م، (۱۳۹۴) "ارزیابی سیستم نگهداری موقت تونل نیایش تهران بر مبنای نشست در زمینهای شهری"، دهمین کنگره بین المللی مهندسی عمران ، COI: ICCE10_1012
۶۰. جلالی مارنانی ع و امام زاده واقفی س.م، (۱۳۹۲) "ارزیابی قابلیت اطمینان نتایج نرم افزار پلکسیس در برآورد نشست زمین در اثر حفر تونل مترو به روش NATM در شهر اصفهان"، همایش ملی مهندسی عمران و دستاوردهای نوین، COI: ACA01_044
۶۱. رازقی ح.ر و بشیری راد ف، (۱۳۹۱) "ارزیابی توزیع نشستهای سطحی بر روی زوج تونلهای کم عمق حفاری شده به روش NATM"، نهمین کنگره بین المللی مهندسی عمران ، دانشگاه صنعتی اصفهان، اصفهان، ایران. COI: ICCE10_1012
۶۲. غفاری سرجامی ع، ابریشمی س و جیریایی شراهی س، (۱۳۹۰) "مدلسازی عددی حفاری تونل شهری به روش NATM مطالعه موردی تونل امداد مشهد" کنفرانس توسعه پایدار و عمران شهری، COI: NCSUDUC01_059
۶۳. فرقانی م، زارع ش و جهانی ح، (۱۳۹۱) "امکان پذیری حفر تونلهای بزرگ مقطع به روش NATM در نواحی کم عمق شهری" چهارمین کنفرانس مهندسی معدن ایران ، COI: IMEC04_212
۶۴. جنیدی م و گلشنی ع.ا، (۱۳۹۳) "اثر ایجاد بازشوهای زیرزمینی بر نشست سطحی در حفاری تونل به روش NATM" اولین کنفرانس ملی مهندسی عمران و توسعه پایدار ایران، COI: ICESCONF01_218
۶۵. جنیدی م و گلشنی ع.ا، (۱۳۹۳)، "مقایسه مدل دو بعدی و سه بعدی اجزا محدود حفاری تونل به روش NATM (مطالعه موردی تونل حکیم-تهران)" همایش ملی عمران، شهرسازی و توسعه پایدار، COI: CIVILSD01_017
۶۶. ملکی م و سلمانی طامه م.ر، (۱۳۸۵) "تحلیل سه بعدی جهت بررسی تأثیر الگوی حفاری در NATM (مطالعه موردی قطعه پنجم توسعه شمالی خط یک متروی تهران)" هفتمین کنگره بین المللی مهندسی عمران ، COI: ICCE07_380
67. Son, M., Cording, E.J. (2007), "Ground-liner interaction in rock tunneling", *Tunnelling and Underground Space Technology*, 22, pp. 1-9
68. Prazeres, P. G.C., Thoeni, K., Beer, G. (2012), "Nonlinear analysis of NATM tunnel construction with the boundary element method", *Computers and*

Geotechnics, 40, pp. 160–172.

۶۹. حسنلوارد م و صالح زاده ح، (۱۳۸۲) "ارزیابی قابلیت اعتماد پوشش اولیه تونل " ششمین

کنفرانس تونل، دانشکده عمران دانشگاه علم و صنعت ایران، تهران، ایران، COI:

ICCE07_380

۷۰. سیادت س.ا و همای پ، (۱۳۹۱) "تحلیل قابلیت اعتماد لرزه‌ای تونل‌ها " نهمین کنگره

بین المللی مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی اصفهان، اصفهان، ایران.

۷۱. گروه زمین شناسی و مکانیک سنگ، (۱۳۸۷)، "گزارش زمین شناسی و مکانیک سنگ

پروژه مورد مطالعه"

۷۲. اورعی ک، (۱۳۸۷)، "نگهداری در معادن"، انتشارات دانشگاه صنعتی امیرکبیر.

۷۳. اجل لوئیان. ر، (۱۳۷۸)، "کاربرد زمین‌شناسی مهندسی در تونل" انتشارات فرهیختگان

علوی.

۷۴. هراتی م، (۱۳۸۸)، "طبقه‌بندی مهندسی سنگ‌ها" انتشارات فنی ایران.

۷۵. اورت. هوک، مترجم عبدالرضا طاهریان(۱۳۸۱)، "مهندسی سنگ کاربردی"، انتشارات

دهخدا.

۷۶. اجل لوئیان ر و محمدی د، (۱۳۸۲)، "رده‌بندی توده‌سنگ" انتشارات نشر فن‌آوران.

77.EM 1110-2-2901 (1997), "Engineering and Design: TUNNELS AND SHAFTS IN ROCK", DEPARTMENT OF THE ARMY U.S. Army Corps of Engineers Washington,DC 20314-1000.

78. Basaligheh F. and Keyhani A. (2016) " Estimation of a Distribution Function for Shotcrete Thickness in Tunnel Support system" Indian Journal of Science and Technology, V. 9, pp.

79. Basaligheh F. and 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 (IJMGE), V. 49, No.2, pp. 187-203

۸۰. مستوفی‌نژاد، د. (۱۳۸۳)، "سازه‌های بتن‌آرمه"، جلد ۱، انتشارات ارکان، اصفهان.

ABSTRACT

Construction of tunnels has been increasing in recent years due to development of infrastructures such as highways, underground, railways and passive defense facilities. Traditional Drilling and blasting methods, as well as modern techniques like using TBM (Tunnel Boring Machine) are common methods to excavate tunnels. After excavation process, support systems need to be applied to make the tunnel stable. There are several approaches to support tunnels. Using steel frames coupled with shotcrete is usually used as primary support system in loose ground conditions, which is the case in this research. Several experimental and numerical methods have been proposed for analysis and design of such composite structures. The equivalent section can be named as the most applicable approach to analyze these composite primary support systems.

Quick installations of steel frames and rough boundaries of the tunnel due to excavation circumstances lead to different shotcrete thickness and different spacing between steel sets. As a result the thickness of shotcrete and spacing between steel sets can be considered as Random variables. In this research, an appropriate distribution functions for spacing of steel frames and shotcrete thicknesses in tunnels are obtained according to statistical data collected from a recent tunnel project in north of Iran. To achieve this, different distribution functions are utilized to fit the data and each function is evaluated by three well known methods called Chi-Squared, Kolmogorov-Smirnov and Anderson-Darling. According to the results obtained from all three methods, the Generalized Extreme Value (GEV) distribution function is recommended for thickness of shotcrete and the Wakeby distribution function is suggested for spacing of the steel sets.

The above distribution functions are then utilized to simulate the real thickness and spacing of steel sets using monte carlo technique. The monte carlo technique was used as tool to evaluate the possibility of failure in various circumstances and the results were presented. The results indicate that effect of imperfections and deviations of shotcrete thickness should be considered in

determining safety factor for design of composite sections of steel sets and shotcrete. In order to have optimum design of a horse shoe tunnel, it is recommended that two different safety factors are used in design of the tunnel wall and tunnel arch. Eventually, safety factors of design are determined to reach several certain amounts of failure probabilities.

Keywords: tunnel, temporary support, reliability, shotcrete, steel sets, goodness of fit test, monte carlo analysis, probability density function, safety factor.



Shahrood University of Technology

Faculty of Civil Engineering

Reliability Analysis of Steel Sets and Shotcrete Composite Support in Tunnels

Farnoosh Basaligeh

Supervisor

Dr. Ali Keyhani

February 2016