



امیر المومنین علی (ع):

ما تکیه گاه میانه ایم، عقب ماندگان به ما می رسند، و پیش تاخستگان به ما باز می گردند

نجم البلاغه / حکمت ۱۰۹



دانشگاه صنعتی شاهرود

دانشکده : عمران و معماری

گروه : عمران

کالیبراسیون آئین نامه فولاد ایران (روش حالات حدی) با

استفاده از نظریه قابلیت اعتماد و الگوریتم ژنتیک

دانشجو :

سعید شکیبامهر

استاد راهنما :

دکتر وحیدرضا کلات جاری

پایان نامه ارشد جهت اخذ درجه کارشناسی ارشد

بهمن ماه ۱۳۹۲

دانشگاه صنعتی شاهرود

دانشکده : عمران و معماری

گروه : عمران

پایان نامه کارشناسی ارشد آقای سعید شکیبامهر

تحت عنوان:

کالیبراسیون آئین نامه فولاد ایران (روش حالات حدی) با استفاده از نظریه قابلیت
اعتماد و الگوریتم ژنتیک

در تاریخ ۱۳۹۲/۱۱/۲۸ توسط کمیته تخصصی زیر جهت اخذ مدرک کارشناسی ارشد
مورد ارزیابی و با درجه بسیار خوب مورد پذیرش قرار گرفت.

امضاء	اساتید مشاور	امضاء	اساتید راهنما
	دکتر محمد حسین طالب پور		دکتر وحید رضا کلات جاری

امضاء	نماینده تحصیلات تکمیلی	امضاء	اساتید داور
	دکتر مهدی گلی		دکتر علی کیهانی
			دکتر سیدمهدی توکلی

*** تقدیم به پدر و مادر مهربانم ***

مشکرو قدردانی:

بامشکر از زحمات بی دریغ استاد ارجمندم جناب آقای

دکتر وحید رضا کلات جاری

تعهد نامه

اینجانب سعید شکیبامهر دانشجوی دوره کارشناسی ارشد رشته مهندسی عمران – سازه دانشکده عمران و معماری دانشگاه صنعتی شاهرود نویسنده پایان نامه: " کالیبراسیون آئین نامه فولاد ایران (روش حالات حدی) با استفاده از نظریه قابلیت اعتماد و الگوریتم ژنتیک" تحت راهنمایی دکتر وحیدرضا کلات جاری متعهد می شوم .

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

تاریخ

امضای دانشجو

مالکیت نتایج و حق نشر

- کلیه حقوق معنوی این اثر و محصولات آن (مقالات مستخرج ، کتاب ، برنامه های رایانه ای ، نرم افزارها و تجهیزات ساخته شده است) متعلق به دانشگاه صنعتی شاهرود می باشد . این مطلب باید به نحو مقتضی در تولیدات علمی مربوطه ذکر شود .
- استفاده از اطلاعات و نتایج موجود در پایان نامه بدون ذکر مرجع مجاز نمی باشد.

چکیده

با توسعه تئوری ایمنی سازه‌ها در سال‌های اخیر، بسیاری از سازمان‌های نویسنده آئین‌نامه روش حالات حدی را مبنای کار خود قرار داده‌اند. این روش یک روش طراحی، مبتنی بر مفاهیم احتمالات است که منجر به طراحی یک سازه ایمن‌تر و در عین حال اقتصادی‌تر نسبت به روش‌های دیگر می‌شود. در آخرین ویرایش آئین‌نامه فولاد ایران نیز روش حالات حدی به عنوان مبنای اصلی طراحی عنوان شد. با وجود تغییرات زیادی که در ویرایش ۱۳۹۲ صورت پذیرفته است، همچنان ضرایب بار و مقاومت تا حدود زیادی همانند آئین‌نامه AISC LRFD 2010 لحاظ گردیده است. فلسفه تعیین ضرایب جزئی ایمنی در روش حالات حدی بر اساس اصول آمار و احتمالات است و به عوامل متعددی نظیر شرایط اقتصادی، اجتماعی و دیگر شرایط مؤثر بر ساخت و ساز مانند خصوصیات آماری فولاد مصرفی و غیره بستگی دارد. بنابراین با توجه به اینکه که شرایط فوق در کشورمان ایران با ایالات متحده متفاوت است، ممکن است استفاده از ضرایب جزئی ایمنی آئین‌نامه AISC نتیجه مورد انتظار را به همراه نداشته باشد. در این پایان‌نامه با توجه به شرایط اقلیمی و خصوصیات آماری مصالح موجود در کشور عزیزمان و با اتخاذ روش‌های مناسب قابلیت اعتماد که از دقت کافی برخوردار باشند سطح ایمنی اعضای طرح شده توسط آئین‌نامه فولاد ایران مشخص شده است. همچنین با استفاده از روش بهینه یابی GA ، ضرایب افزایش بار و تقلیل ظرفیت آئین‌نامه فولاد ایران متناسب با فضای احتمالاتی حاکم بر سازه‌های فولادی به نحوی تعیین می‌شوند که ایمن‌ترین و اقتصادی‌ترین طراحی حاصل گردد. در انتها با انجام آنالیز حساسیت در مورد پارامترهای آماری، میزان تأثیر گذاری این پارامترها بر سطح ایمنی اعضاء و عملکرد آئین‌نامه بررسی می‌شود.

کلمات کلیدی: روش حالات حدی، نظریه قابلیت اعتماد، کالیبراسیون، ضرایب جزئی ایمنی، الگوریتم

ژنتیک

فهرست مطالب

۱- مفاهیم ایمنی ساختمانی.....	۱
۱-۱- مقدمه.....	۲
۲-۱- دیدگاه تاریخی.....	۲
۳-۱- مفهوم واژه خرابی و ایمنی در سازه.....	۵
۴-۱- تأمین ایمنی و انواع روشهای طراحی.....	۹
۱-۴-۱- روش تنش مجاز.....	۱۰
۲-۴-۱- روش طراحی مقاومت نهایی یا طراحی پلاستیک.....	۱۱
۳-۴-۱- روش حالات حدی.....	۱۱
۵-۱- ضرورت بروز رسانی آئین نامه ها و اهداف پایان نامه.....	۱۲
۲- تئوری قابلیت اعتماد.....	۱۶
۱-۲- مقدمه.....	۱۶
۲-۲- تئوری قابلیت اعتماد.....	۱۶
۳-۲- توابع حالت حدی (توابع عملکرد).....	۱۷
۱-۳-۲- تعیین حالات حدی مناسب، جهت تحلیل ایمنی یک آئین نامه.....	۲۰
۴-۲- حالت بنیادی.....	۲۲
۱-۴-۲- احتمال گسیختگی.....	۲۲
۲-۴-۲- فضای متغیرهای حالت.....	۲۳
۵-۲- انواع روش های محاسبه شاخص ایمنی.....	۲۵
۱-۵-۲- مفهوم شاخص ایمنی.....	۲۵
۲-۵-۲- روش FORM.....	۲۷
۳-۵-۲- روش SORM.....	۳۱
۴-۵-۲- روش شبیه سازی مونت کارلو.....	۳۲
۳- مدل های سازه ای بار و مقاومت	۳۶
۱-۳- مقدمه.....	۳۶
۲-۳- مدل های سازه ای بار.....	۳۶
۱-۲-۳- انواع بارها.....	۳۶
۲-۲-۳- مدل های کلی بار.....	۳۸

۳۹.....	۳-۳- بار مرده.....
۴۰.....	۳-۴- بار زنده.....
۴۰.....	۳-۴-۱- بار زنده طراحی (اسمی).....
۴۱.....	۳-۴-۲- بار زنده پایدار (ثابت).....
۴۲.....	۳-۴-۳- بار زنده ناپایدار (گذرا).....
۴۳.....	۳-۴-۴- حداکثر بار زنده.....
۴۴.....	۳-۵- بارهای محیطی.....
۴۴.....	۳-۵-۱- بار باد.....
۴۹.....	۳-۵-۲- بار برف.....
۵۱.....	۳-۵-۳- زلزله.....
۵۵.....	۳-۶- ترکیب بار.....
۵۵.....	۳-۶-۱- تغییرات زمانی.....
۵۷.....	۳-۶-۲- قانون ترک استرا.....
۵۸.....	۳-۷- مدل های مقاومت.....
۵۹.....	۳-۷-۱- پارامترهای مقاومت.....
۶۱.....	۳-۷-۲- تیرهای فلزی گرم نورد شده (رفتار غیر مرکب).....
۶۴.....	۳-۷-۳- ستونهای فلزی.....
۶۵.....	۳-۷-۴- اعضای کششی.....
۶۸.....	۴- آئین نامه های طراحی.....
۶۸.....	۴-۱- مقدمه.....
۶۸.....	۴-۲- نقش یک آئین نامه در فرایند ساخت.....
۷۱.....	۴-۳- سطوح آئین نامه.....
۷۱.....	۴-۳-۱- سطح یک آئین نامه ها.....
۷۱.....	۴-۳-۲- سطح دو آئین نامه ها.....
۷۱.....	۴-۳-۳- سطح سه آئین نامه ها.....
۷۲.....	۴-۳-۴- سطح چهار آئین نامه ها.....
۷۲.....	۴-۴- روش توسعه آئین نامه.....
۷۳.....	۴-۴-۱- هدف آئین نامه.....
۷۵.....	۴-۴-۲- موضوع آئین نامه.....

۷۸.....	۳-۴-۴- تابع تقاضا و فرکانس تقاضا.....
۷۹.....	۴-۴-۴- نزدیکی به هدف (فضای اندازه گیری).....
۸۲.....	۵-۴-۴- شکل آئین نامه.....
۸۴.....	۵-۴- کالیبراسیون ضرایب اطمینان جزئی یک آئین نامه سطح I.....
۸۶.....	۴-۵-۱- کالیبراسیون ضرایب اطمینان جزئی به روش مستقیم.....
۸۹.....	۴-۵-۲- کالیبراسیون ضرایب اطمینان جزئی به روش سعی و خطا.....
۹۱.....	۵- کالیبراسیون آئین نامه فولاد ایران
۹۱.....	۵-۱- مقدمه.....
۹۱.....	۵-۲- هدف آئین نامه.....
۹۲.....	۵-۲-۱- حالات حدی مورد استفاده.....
۹۳.....	۵-۲-۲- ترکیبات بار.....
۹۳.....	۵-۲-۳- تعیین پارامترهای احتمالاتی بار.....
۹۷.....	۵-۲-۴- پارامترهای آماری مقاومت.....
۱۰۲.....	۵-۳- موضوع آئین نامه.....
۱۰۲.....	۵-۳-۱- شاخص قابلیت اعتماد هدف.....
۱۰۴.....	۵-۴- تابع تقاضا و فرکانس تقاضا.....
۱۰۴.....	۵-۴-۱- نسبت تاثیر بارها به اثرات بار مرده.....
۱۰۵.....	۵-۵- نزدیکی به هدف (فضای اندازه گیری).....
۱۰۵.....	۵-۶- شکل آئین نامه.....
۱۰۶.....	۵-۷- تحلیل قابلیت اعتماد اعضای طرح شده توسط آئین نامه فولاد ایران.....
۱۰۸.....	۵-۷-۱- تعیین حالات حدی.....
۱۱۷.....	۵-۷-۲- تعیین شاخص قابلیت اعتماد.....
۱۱۸.....	۵-۷-۳- کالیبراسیون ضرایب بار و مقاومت.....
۱۲۳.....	۵-۸- آنالیز حساسیت.....
۱۲۴.....	۵-۸-۱- بررسی تاثیر تغییر پارامترهای آماری بار مرده.....
۱۲۵.....	۵-۸-۲- بررسی تاثیر تغییر پارامترهای آماری بار زنده لحظه ای.....
۱۲۷.....	۵-۸-۳- بررسی تاثیر تغییر پارامترهای آماری بار زنده حداکثر.....
۱۲۹.....	۵-۸-۴- بررسی تاثیر تغییر پارامترهای آماری بار برف سالیانه.....
۱۳۱.....	۵-۸-۵- بررسی تاثیر تغییر پارامترهای آماری بار باد.....

۱۳۴	۵-۸-۶- بررسی تاثیر تغییر پارامترهای آماری بار زلزله
۱۳۷	۵-۸-۷- بررسی سطح ایمنی حالت های مختلف اعضای فشاری و خمشی
۱۳۹	۵-۸-۸- آنالیز حساسیت نسبت بار برف اسمی به بار مرده اسمی
۱۴۰	۵-۸-۹- آنالیز حساسیت نسبت بار زنده اسمی به بار مرده اسمی
۱۴۱	۵-۸-۱۰- آنالیز حساسیت نسبت نیروها و لنگر ناشی از بار باد به اثرات بار مرده
۱۴۲	۵-۸-۱۱- آنالیز حساسیت نسبت نیروها و لنگر ناشی از بار زلزله به اثرات بار مرده
۱۴۶	۶- نتیجه گیری و پیشنهادات
۱۴۶	۶-۱- نتایج
۱۴۷	۶-۲- پیشنهادات
۱۴۸	۶-۳- مراجع

فهرست شکل ها

صفحه	عنوان
۴	شکل ۱-۱- تندیس حکاکی شده قانون همورابی
۵	شکل ۱-۲- یک تیر با تیه گاه های ساده
۶	شکل ۱-۳- توسعه مفصل پلاستیک در یک تیر
۶	شکل ۱-۴- کمانش موضعی در یک تیر فلزی
۸	شکل ۱-۵- حمال پیوسته پل
۸	شکل ۱-۶- کرنش دائمی
۸	شکل ۱-۷- تشکیل یک پیچیدگی در یک تیر فلزی پیوسته
۹	شکل ۱-۸- ترک ها در یک تیر بتن آرمه
۱۸	شکل ۲-۱- تابع چگالی بار، مقاومت و حاشیه ایمنی
۲۲	شکل ۲-۲- تابع چگالی احتمال بار (Q) و مقاومت (R)
۲۴	شکل ۲-۳- دامنه ایمن و دامنه گسیختگی در یک فضای حالت دو بعدی
۲۴	شکل ۲-۴- نمایش سه بعدی یک تابع چگالی توأم ممکن
۲۶	شکل ۲-۵- شاخص ایمنی، به عنوان کوتاه ترین فاصله در فضای متغیرهای اصلاح شده

- شکل ۶-۲- نمایش دو تابع حالت حدی خطی و غیر خطی..... ۳۱
- شکل ۱-۳- ایدآل سازی بارهای وارد بر یک سازه به عنوان متغیر B_i ۳۸
- شکل ۲-۳- تغییر در شدت بار زنده ناشی از ازدحام جمعیت..... ۴۱
- شکل ۳-۳- میانگین حداکثر بار زنده ۵۰ ساله به عنوان یک تابع از سطح تأثیر..... ۴۴
- شکل ۴-۳- هیستوگرام سرعت پایه معمولی باد در شهر تهران..... ۴۷
- شکل ۵-۳- هیستوگرام بیشترین سرعت پایه باد در شهر تهران..... ۴۷
- شکل ۶-۳- هیستوگرام سرعت پایه معمولی باد در شهر مشهد..... ۴۸
- شکل ۷-۳- هیستوگرام بیشترین سرعت پایه باد در شهر مشهد..... ۴۸
- شکل ۸-۳- گزارشهای زمانی برای مؤلفه های مختلف بار..... ۵۶
- شکل ۹-۳- جمع آثار بارها..... ۵۶
- شکل ۱-۴- هزینه کل C_T بر حسب شاخص ایمنی β ۸۰
- شکل ۲-۴- روابط میان بار اسمی، بار میانگین و بار ضریب دار..... ۸۴
- شکل ۱-۵- مقایسه شاخص قابلیت اعتماد اعضاء قبل و بعد از کالیبراسیون..... ۱۲۲
- شکل ۲-۵- نتایج آنالیز حساسیت ضریب انحراف بار مرده بر سطح ایمنی اعضاء..... ۱۲۴
- شکل ۳-۵- نتایج آنالیز حساسیت ضریب انحراف بار مرده بر میزان شایستگی آئین نامه..... ۱۲۴
- شکل ۴-۵- نتایج آنالیز حساسیت ضریب تغییرات بار مرده بر سطح ایمنی اعضاء..... ۱۲۵
- شکل ۵-۵- نتایج آنالیز حساسیت ضریب تغییرات بار مرده بر میزان شایستگی آئین نامه..... ۱۲۵
- شکل ۶-۵- نتایج آنالیز حساسیت ضریب انحراف بار زنده لحظه های بر سطح ایمنی اعضاء..... ۱۲۶
- شکل ۷-۵- نتایج آنالیز حساسیت ضریب انحراف بار زنده لحظه ای بر شایستگی آئین نامه..... ۱۲۶
- شکل ۸-۵- نتایج آنالیز حساسیت ضریب تغییرات بار زنده لحظه ای بر سطح ایمنی اعضاء..... ۱۲۷
- شکل ۹-۵- نتایج آنالیز حساسیت ضریب تغییرات بار زنده لحظه ای بر شایستگی آئین نامه..... ۱۲۷
- شکل ۱۰-۵- نتایج آنالیز حساسیت ضریب انحراف بار زنده حداکثر بر سطح ایمنی اعضاء..... ۱۲۸
- شکل ۱۱-۵- نتایج آنالیز حساسیت ضریب انحراف بار زنده حداکثر بر شایستگی آئین نامه..... ۱۲۸
- شکل ۱۲-۵- نتایج آنالیز حساسیت ضریب تغییرات بار زنده حداکثر بر سطح ایمنی اعضاء..... ۱۲۹
- شکل ۱۳-۵- نتایج آنالیز حساسیت ضریب تغییرات بار زنده حداکثر بر شایستگی آئین نامه..... ۱۲۹
- شکل ۱۴-۵- نتایج آنالیز حساسیت ضریب انحراف بار برف سالیانه بر سطح ایمنی اعضاء..... ۱۳۰
- شکل ۱۵-۵- نتایج آنالیز حساسیت ضریب انحراف بار برف سالیانه بر شایستگی آئین نامه..... ۱۳۰
- شکل ۱۶-۵- نتایج آنالیز حساسیت ضریب تغییرات بار برف سالیانه بر سطح ایمنی اعضاء..... ۱۳۱
- شکل ۱۷-۵- نتایج آنالیز حساسیت ضریب تغییرات بار برف سالیانه بر شایستگی آئین نامه..... ۱۳۱

- شکل ۵-۱۸- نتایج آنالیز حساسیت ضریب انحراف بار باد بر سطح ایمنی اعضا ۱۳۲
- شکل ۵-۱۹- نتایج آنالیز حساسیت ضریب انحراف بار باد بر میزان شایستگی آئین نامه ۱۳۳
- شکل ۵-۲۰- نتایج آنالیز حساسیت ضریب تغییرات بار باد بر میزان شایستگی آئین نامه ۱۳۳
- شکل ۵-۲۱- نتایج آنالیز حساسیت ضریب تغییرات بار باد بر سطح ایمنی اعضا ۱۳۴
- شکل ۵-۱۸- نتایج آنالیز حساسیت ضریب انحراف بار زلزله بر سطح ایمنی اعضا ۱۳۵
- شکل ۵-۱۹- نتایج آنالیز حساسیت ضریب انحراف بار زلزله بر میزان شایستگی آئین نامه ۱۳۵
- شکل ۵-۲۰- نتایج آنالیز حساسیت ضریب تغییرات بار زلزله بر سطح ایمنی اعضا ۱۳۶
- شکل ۵-۲۱- نتایج آنالیز حساسیت ضریب تغییرات بار زلزله بر میزان شایستگی آئین نامه ۱۳۶
- شکل ۵-۲۶- مقایسه سطح ایمنی اعضای گروههای ۱، ۲ و ۳، قبل و بعد از کالیبراسیون ۱۳۷
- شکل ۵-۲۷- مقایسه سطح ایمنی اعضای گروه ۴، قبل و بعد از کالیبراسیون ۱۳۷
- شکل ۵-۲۸- مقایسه سطح ایمنی اعضای گروه ۵، قبل و بعد از کالیبراسیون ۱۳۸
- شکل ۵-۲۹- مقایسه سطح ایمنی اعضای گروه ۱۱ و ۱۲، قبل و بعد از کالیبراسیون ۱۳۸
- شکل ۵-۳۰- مقایسه سطح ایمنی اعضای گروه ۱۳، قبل و بعد از کالیبراسیون ۱۳۸
- شکل ۵-۳۱- مقایسه سطح ایمنی اعضای گروه ۱۵، قبل و بعد از کالیبراسیون ۱۳۸
- شکل ۵-۳۲- نتایج آنالیز حساسیت نسبت Sn/Dn بر سطح ایمنی اعضا ۱۳۹
- شکل ۵-۳۲- نتایج آنالیز حساسیت نسبت Ln/Dn بر سطح ایمنی اعضا ۱۴۰
- شکل ۵-۳۲- نتایج آنالیز حساسیت نسبت wn/Dn بر سطح ایمنی اعضا ۱۴۱
- شکل ۵-۳۲- نتایج آنالیز حساسیت نسبت En/Dn بر سطح ایمنی اعضا ۱۴۲

فهرست جدول‌ها

جدول ۱-۲ : مقادیر متناظر شاخص ایمنی β و احتمال گسیختگی P_f	۲۶
جدول ۱-۳ : پارامترهای آماری مربوط به بار مرده.....	۳۹
جدول ۲-۳ : داده های آماری برای بار زنده پایدار به عنوان یک تابع از سطح تأثیر.....	۴۲
جدول ۳-۳ : تعدادی از آمارگیری های نمونه از بار زنده.....	۴۳
جدول ۴-۳ : ضریب تغییرات حداکثر بار زنده ۵۰ ساله.....	۴۴
جدول ۵-۳: سرعت و فشار مبنای باد توسط سازمان هواشناسی کشور.....	۴۵
جدول ۶-۳: پارامترهای آماری مربوط به سرعت باد در ۸ شهر از ۴ پهنه کشور.....	۴۷
جدول ۷-۳: داده های آماری سرعت باد در تحقیقات الینگوود.....	۴۸
جدول ۸-۳: پارامترهای آماری متغیرهای اثر بار باد.....	۴۹
جدول ۹-۳: پارامترهای احتمالاتی بار برف.....	۵۰
جدول ۱۰-۳: پارامترهای احتمالاتی بار برف توسط کیانگ هو لی.....	۵۱
جدول ۱۱-۳: توصیف آماری مقاومت سازه های ساخته شده از اجزای فولادی گرم نورد شده.....	۶۲
جدول ۱۲-۳: پارامترهای پیشنهاد شده بر اساس کار Bartlett و همکارانش.....	۶۳
جدول ۱۳-۳: پارامترهای پیشنهاد شده بر اساس کار شایانفر و همکارانش.....	۶۴
جدول ۱۴-۳: پارامترهای احتمالاتی F_{cr}	۶۵
جدول ۱۵-۳: پارامترهای احتمالاتی اعضای کششی.....	۶۵
جدول ۱-۵: پارامترهای احتمالاتی بار زنده جهت تحلیل قابلیت اعتماد.....	۹۴
جدول ۲-۵: مشخصات احتمالاتی بار برف.....	۹۵
جدول ۳-۵: مشخصات احتمالاتی بار باد.....	۹۶
جدول ۴-۵: مشخصات احتمالاتی بار زلزله.....	۹۶
جدول ۵-۵: پارامترهای آماری برای اعضای کششی.....	۹۷
جدول ۶-۵: پارامترهای احتمالاتی مقاومت ستون ها بر اساس کارهای آقای شایانفر.....	۹۹
جدول ۷-۵: پارامترهای احتمالاتی مقاومت ستون ها بر اساس مبحث دهم.....	۹۹
جدول ۸-۵: پارامترهای مقاومت خمشی اعضاء بر اساس کار شایانفر و همکارانش.....	۱۰۰
جدول ۹-۵: پارامترهای پیشنهاد شده برای مدلسازی مقاومت برشی.....	۱۰۱
جدول ۱۰-۵: پارامترهای احتمالاتی متغیرهای تصادفی بار.....	۱۰۱
جدول ۱۱-۵: پارامترهای احتمالاتی متغیرهای تصادفی مقاومت اعضای سازه ای.....	۱۰۱
جدول ۱۲-۵: شاخصهای قابلیت اعتماد پیشنهاد شده توسط $jcss$	۱۰۳
جدول ۱۳-۵: محدوده شاخص ایمنی بر اساس گزارش کمیسیون IABSE.....	۱۰۳
جدول ۱۴-۵: وزن مقادیر مختلف نسبت بار زنده به بار مرده.....	۱۰۴
جدول ۱۵-۵: وزن مقادیر مختلف نسبت بار برف به بار مرده.....	۱۰۵

جدول ۵-۱۶: وزن مقادیر مختلف نسبت نیروها ناشی از بارهای جانبی به اثرات بار مرده.....	۱۰۵
جدول ۵-۱۷: دسته بندی اعضای سازه ای جهت تحلیل قابلیت اعتماد.....	۱۰۶
جدول ۵-۱۸: نتایج تحلیل قابلیت اعتماد اعضای مبحث دهم قبل از کالیبراسیون.....	۱۱۷
جدول ۵-۱۹: نتایج تحلیل قابلیت اعتماد مبحث دهم بعد از کالیبراسیون.....	۱۲۱
جدول ۵-۲۰: مقایسه ضرایب بار و مقاومت آئین نامه، قبل و بعد از کالیبراسیون.....	۱۲۳
جدول ۵-۲۱: نتایج آنالیز حساسیت ضریب انحراف بار مرده.....	۱۲۴
جدول ۵-۲۲: نتایج آنالیز حساسیت ضریب تغییرات بار مرده.....	۱۲۵
جدول ۵-۲۳: نتایج آنالیز حساسیت ضریب انحراف بار زنده لحظه ای.....	۱۲۶
جدول ۵-۲۴: نتایج آنالیز حساسیت ضریب تغییرات بار زنده لحظه ای.....	۱۲۷
جدول ۵-۲۵: نتایج آنالیز حساسیت ضریب انحراف بار زنده حداکثر.....	۱۲۸
جدول ۵-۲۶: نتایج آنالیز حساسیت ضریب تغییرات بار زنده حداکثر.....	۱۲۸
جدول ۵-۲۷: نتایج آنالیز حساسیت ضریب انحراف بار برف سالیانه.....	۱۳۰
جدول ۵-۲۸: نتایج آنالیز حساسیت ضریب تغییرات بار برف سالیانه.....	۱۳۰
جدول ۵-۲۹: نتایج آنالیز حساسیت ضریب انحراف بار باد.....	۱۳۲
جدول ۵-۳۰: نتایج آنالیز حساسیت ضریب تغییرات بار باد.....	۱۳۳
جدول ۵-۳۱: نتایج آنالیز حساسیت ضریب انحراف بار زلزله.....	۱۳۵
جدول ۵-۳۰: نتایج آنالیز حساسیت ضریب تغییرات بار زلزله.....	۱۳۶
جدول ۵-۳۳: نتایج آنالیز حساسیت نسبت Sn/Dn بر سطح ایمنی اعضا.....	۱۳۹
جدول ۵-۳۳: نتایج آنالیز حساسیت نسبت Ln/Dn بر سطح ایمنی اعضا.....	۱۴۰
جدول ۵-۳۳: نتایج آنالیز حساسیت نسبت wn/Dn بر سطح ایمنی اعضا.....	۱۴۱
جدول ۵-۳۳: نتایج آنالیز حساسیت نسبت En/Dn بر سطح ایمنی اعضا.....	۱۴۲

فصل اول

مفاهيم ايمنى ساختمانى

۱- مفاهیم ایمنی ساختمانی

۱-۱- مقدمه

منابع زیادی از عدم قطعیت به صورت ذاتی در طراحی سازه‌ها وجود دارد. بر خلاف آنچه ما اغلب فکر می‌کنیم، پارامترهایی همچون بارگذاری و ظرفیت‌های انتقال بار اعضای سازه‌ای مقادیر معینی نیستند (کمیت‌های کاملاً شناخته شده نیستند). آنها متغیرهای تصادفی هستند و بنابراین نمی‌توانند ایمنی مطلق (احتمال گسیختگی صفر) را داشته باشند. بنابراین سازه‌ها باید به گونه‌ای طراحی شوند که عملکرد آنها همراه با یک احتمال معینی از گسیختگی همراه باشد. جامعه انتظار دارد پل‌ها و ساختمان‌هایی که ساخته می‌شوند با یک تراز ایمنی معقول طراحی شوند. در عمل این انتظارات با بکارگیری ضوابط اجرایی طراحی از قبیل مقادیر حداقل مقاومت، حداکثر خیز مجاز و ... تامین می‌شود. مفاد آئین‌نامه‌ها بالاجبار معیارهای طراحی را به گونه‌ای در نظر می‌گیرند که عملاً تعدادی از منابع عدم قطعیت در طراحی را شامل می‌شوند. این گونه معیارها اغلب به عنوان معیار طراحی ایمنی پایه شناخته می‌شوند.

ایمنی یک سازه عبارت است از توانایی سازه برای انجام اهداف طراحی خود در دوره عمر مشخص شده سازه. اغلب ایمنی یک سازه معادل با احتمالی که یک سازه گسیخته نخواهد شد تا هدف از ساخت خود را تامین نماید گرفته می‌شود. منظور از گسیختگی در اینجا گسیختگی فاجعه بار نخواهد بود بلکه در اینجا بکار می‌رود تا نشان دهد که سازه طبق آنچه مطلوب است انجام وظیفه می‌نماید. [1]

۱-۲- دیدگاه تاریخی

خیلی از روش‌های ارزیابی سلامت سازه‌ها، متجاوز از چند قرن است که مورد استفاده می‌باشند. قدیمی‌ترین آئین‌نامه شناخته شده ساختمانی در بین النهرین مورد استفاده قرار گرفت. این آئین‌نامه

به دستور همورابی^۱ پادشاه شهر بابل قدیم تدوین شد. او حدود ۱۷۵۰ سال قبل از میلاد مرد. مفاد این آئین نامه بر روی سنگ حکاکی شدند و این سنگ‌های حکاکی شده در موزه لور پاریس فرانسه نگهداری می‌شوند. (شکل ۱-۱ یک تصویر مستند از این موضوع را نشان می‌دهد). مسئولیت‌های تعریف شده بستگی به پیامدها و نتایج گسیختگی داشت. اگر یک ساختمان فرو می‌ریخت و یک پسر از مالک ساختمان کشته می‌شد آنگاه باید پسر سازنده ساختمان کشته می‌شد، اگر غلام مالک ساختمان کشته می‌شد آنگاه باید غلام سازنده ساختمان کشته می‌شد و غیره.

در طول قرن‌ها، علم طراحی و اجرای سازه‌ها از سازندگان قبل به بعد منتقل شد. روش‌های استفاده شده به صورت سعی و خطا بودند. به مرور زمان قوانین طبیعت توسط بشر بهتر فهمیده می‌شد و تئوریهای ریاضی مواد و رفتار سازه‌ها تدوین می‌شد و لذا پایه‌های منطقی‌تری برای طراحی سازه‌ها ارائه می‌گردید. این تئوری‌ها در شروع، این چهارچوب را فراهم آوردند که برای به کمیت در آوردن سلامت و ایمنی سازه‌ها باید روش‌های احتمالاتی را به کار بست. اولین فرمول بندی ریاضی مسأله سلامت سازه‌ها را می‌توان به مایر^۲ در سال ۱۹۲۶، استرلتزکی^۳ در سال ۱۹۴۷ و ویرزبیک^۴ در سال ۱۹۳۶ نسبت داد. آنها تصدیق کردند که پارامترهای بار و مقاومت متغیرهای تصادفی هستند و بنابراین برای هر سازه یک احتمال معین گسیختگی وجود دارد. ایده‌های آنها بعداً توسط فرودنتال^۵ در سال ۱۹۵۰ و ۱۹۵۶ میلادی توسعه داده شد. فرمول‌های ارائه شده توسط آنها توابع پیچیده‌ای بودند که ارزیابی آنها به صورت دستی بسیار مشکل بود. کاربردهای عملی تحلیل ایمنی غیر ممکن بود تا اینکه بعداً توسط گروه پل سازان ارتش کرنل^۶ و لیند^۷ در سال ۱۹۶۰ میلادی و بعدها در سال ۱۹۷۰ میلادی محقق شد.

¹ *hammurabi*

² *Mayer*

³ *Streletzki*

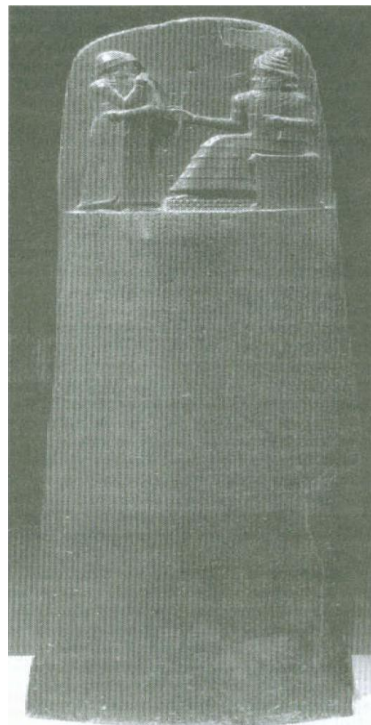
⁴ *Wierzbicki*

⁵ *Freudenthal*

⁶ *Cornell*

⁷ *Lind*

کرنل و همکارانش در سال ۱۹۶۹ میلادی یک شاخص ایمنی لنگر دوم را پیشنهاد دادند. در سال ۱۹۷۴ هسوفر^۱ و لیند یک تعریف با فرمت یکسان از شاخص ایمنی را ارائه نمودند. در سال ۱۹۷۸ نیز راکویتز^۲ و فیسلر^۳ یک روش عددی کارآمد برای محاسبه شاخص ایمنی ارائه کردند. در اواخر سال ۱۹۷۰ میلادی روش‌های ایمنی به بلوغ خود رسیدند و به لحاظ کاربردی از قبیل توسعه و تدوین آئین‌نامه‌های جدید طراحی مورد استفاده واقع شدند. مطالعات تئوریک توسط افراد مختلف از قبیل Baker و Thoftchristensen در سال ۱۹۸۲، Barrata، Augusti و Casciati در سال ۱۹۸۷، Thoft-christensen و Murotsu در سال ۱۹۸۶ و Ayyub و McCuen در سال ۱۹۹۷ و Murzewski در سال ۱۹۸۹ و Gustar، Marek و Anagnos در سال ۱۹۹۶ توسعه داده شد.



شکل ۱-۱- تندیس حکاکی شده قانون همورابی^۴

ذکر این نکته مهم است که در حال حاضر در اکثر آئین‌نامه‌های مبتنی بر ایمنی، از مفاهیم

^۱ Hasofer

^۲ Ruckwitz

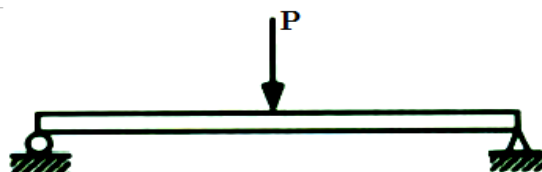
^۳ Fissler

^۴ تندیس حکاکی شده در بالا، همورابی، دریافت کننده قانون آفتاب را نشان می‌دهد. خود قانون بر روی وجوه سنگ در زیر تندیس حکاکی شده است.

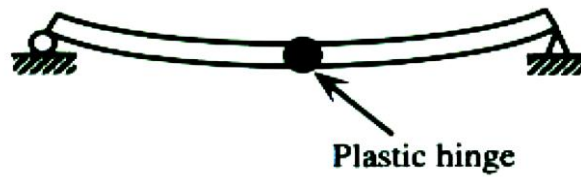
ایمنی در طراحی سیستم‌های سازه‌ای استفاده نمی‌شود، بلکه این مفاهیم در طراحی اعضای سازه‌ای استفاده می‌شود. در سال‌های آتی انتظار می‌رود که توسعه روش‌های تحلیلی و طراحی مورد استفاده، با توجه به رفتار سیستم‌های سازه‌ای شتاب بیشتری بگیرد. لذا انتظار می‌رود که تمرکز بر روی رفتار سیستم‌ها ما را به کاربردهای دیگری از تئوری ایمنی، هدایت نماید. [1]

۳-۱- مفهوم واژه گسیختگی و ایمنی در سازه

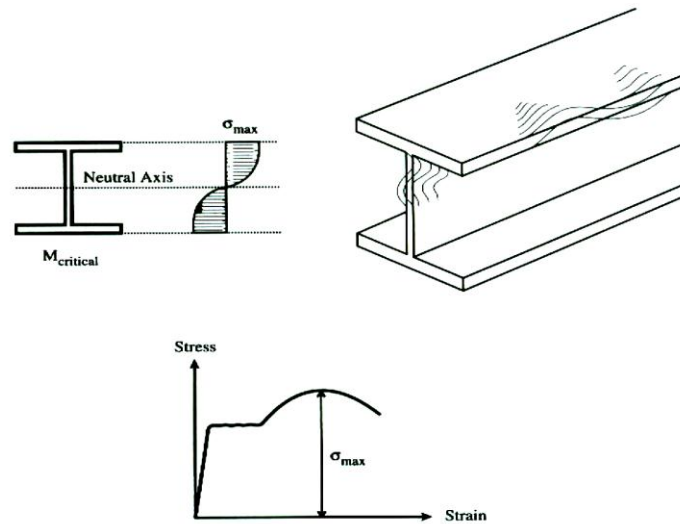
هر چند ممکن است واضح و آشکار به نظر آید اما اصطلاح گسیختگی نزد افراد مختلف دارای معانی مختلفی می‌باشد. می‌توان گفت یک سازه گسیخته می‌شود اگر نتواند اهداف خود را برآورده نماید. به هر تعریف خرابی یک تعریف نسبی است. برای بیان این موضوع یک تیر فلزی گرم نورد شده با تکیه گاه‌های ساده شبیه آنچه در شکل ۱-۲ نشان داده شده است، در نظر گرفته می‌شود. می‌توان بیان کرد که این تیر وقتی گسیخته می‌شود که حداکثر خیز تیر از δ بحرانی بیشتر شود. همچنین این تیر ممکن است با توسعه یک مفصل پلاستیک در آن (شکل ۱-۳)، ضعیف شدن پایداری کلی آن و یا با ایجاد کمانش موضعی در بال فشاری یا جان تیر به گسیختگی برسد (شکل ۱-۴). به این طریق دیده می‌شود که گسیختگی می‌تواند دارای معانی متفاوتی باشد و قبل از دست زدن به تحلیل ایمنی یک سازه باید آن را به صورت روشن تعریف نمود. به این منظور از مفهوم حالت حدی استفاده می‌شود تا به کمک آن بتوان گسیختگی را در موضوع تحلیل ایمنی سازه‌ها تعریف نمود. یک حالت حدی عبارت است از مرز بین عملکرد مطلوب و نامطلوب یک سازه.



شکل ۱-۲- یک تیر با تکیه گاه‌های ساده



شکل ۱-۳- توسعه مفصل پلاستیک در یک تیر



شکل ۱-۴- کماتش موضعی در یک تیر فلزی

این مرز اغلب از دیدگاه ریاضی به وسیله یک تابع حالت حدی یا تابع عملکرد بیان می‌شود (در مورد تابع عملکرد در فصل بعد بحث خواهد شد). به عنوان مثال می‌توان در سازه‌های پل، گسیختگی را به عنوان عدم توانایی سازه پل در انتقال ترافیک تعریف نمود. این عملکرد نامطلوب می‌تواند به اشکال مختلفی از گسیختگی رخ دهد از قبیل: ترک خوردگی، تغییر شکل‌های بیش از حد، تجاوز از ظرفیت باربری برشی یا خمشی، کماتش موضعی و کلی. بعضی از اعضاء ممکن است بصورت نرم و منعطف گسیخته شوند. در روش‌های سنتی هر مد گسیختگی بصورت مجزا مورد بررسی واقع می‌شود و می‌توان هر مدی را با استفاده از مفهوم یک حالت حدی تعریف نمود. در تحلیل ایمنی سازه‌ها سه نوع حالت حدی به صورت زیر مورد بررسی قرار می‌گیرد:

۱) حالت حدی نهایی (USL_s)

این حالت در اکثر موارد به ضعف ظرفیت انتقال باربری ارتباط پیدا می‌کند. تجاوز از ظرفیت باربری خمشی، تشکیل یک مفصل پلاستیک، خرد شدن بتن در فشار، گسیختگی برشی جان در یک

تیر فلزی، ضعف پایداری کلی، کمانش بال، کمانش جان و گسیختگی جوش مثال‌هایی از مدهای گسیختگی واقع در این گروه می‌باشند.

۲) حالت حدی خدمت پذیری (SLS_s)

این حالت حدی به خرابی تدریجی و سلب راحتی و آسایش استفاده کننده یا هزینه‌های نگهداری ارتباط پیدا می‌کند. این موارد ممکن است به طور مستقیم یا غیر مستقیم به سلامت سازه مرتبط باشند. مثال‌هایی از این مدهای گسیختگی شامل موارد زیر هستند:

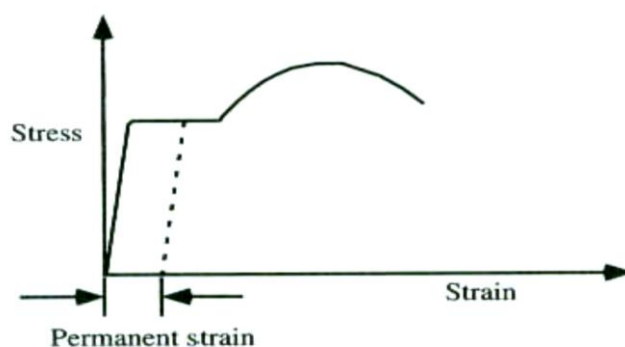
الف) تغییر مکان اضافی: تغییر مکان، یک حالت حدی نسبتاً بحث برانگیز است و حدود قابل قبول آن ممکن است به ادراک و احساس انسانی وابسته باشد. یک ساختمان دارای تغییر مکان‌های قابل رویت (افقی یا قائم)، هرچند که ممکن است از نظر سازه‌ای ایمن باشد اما قابل قبول مردم نیست. تغییر مکان بیش از اندازه ممکن است با کارکرد دستگاه‌های صحیح و دقیق حرکت در تداخل و برخورد باشد. برای مثال در حمال‌های پل، مرسوم است که تغییر شکل‌ها به کسری از طول دهانه محدود شود. مثلاً آئین‌نامه این مقدار را به $\frac{L}{800}$ محدود می‌نماید که L طول دهانه است.

ب) ارتعاش اضافی: ارتعاش یک حالت حدی خدمت پذیری دیگری است که به کمیت درآوردن آن مشکل است. همچنین معیارهای قابل قبول بودن آن اغلب به درک و احساس انسان وابسته است. ساکنین یک ساختمان ممکن نیست که ارتعاش بیش از حد را تحمل نمایند، در حالیکه ارتعاش یک پل ممکن است تا حدی قابل قبول باشد که پیاده‌روها آسیب نبینند. طراحی برای ارتعاش ممکن است به یک تحلیل دینامیکی پیچیده نیاز داشته باشد. در خیلی از آئین‌نامه‌های طراحی موجود، ارتعاش در یک شکل مستقیم مورد بررسی قرار نمی‌گیرد. آئین‌نامه‌ها، به طور غیر مستقیم یک حد بر تغییر شکل استاتیکی اعمال می‌نمایند و این کار را به عنوان یک کنترل برای ارتعاش در نظر می‌گیرند.

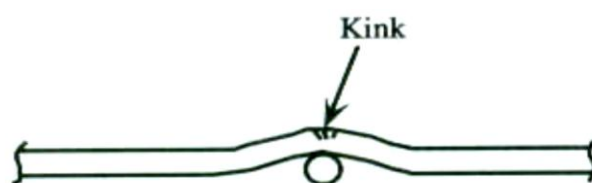
ج) تغییر شکل‌های دائمی: هر زمان که بار از حد الاستیک تجاوز نماید ممکن است که یک تغییر شکل دائمی رخ دهد. تجمع این تغییر شکل‌های دائمی می‌تواند ما را به مشکلات خدمت پذیری هدایت کند. بنابراین در برخی آئین‌نامه‌های طراحی بر روی تغییر شکل‌های دائمی محدودیت‌هایی وضع می‌کنند. برای مثال یک پل چند دهانه با حمال‌های پیوسته همانند آنچه در شکل ۵-۱ نشان داده شده را در نظر بگیرید. هر زمانیکه کرنش از کرنش تسلیم تجاوز نماید مقداری کرنش پلاستیک در مقطع پدید می‌آید. (شکل ۶-۱). تجمع این کرنش‌ها همانند شکل ۷-۱ سبب می‌شود که یک نوع پیچ خوردگی یا خمیدگی ایجاد شود. [1]



شکل ۵-۱- حمال پیوسته پل



شکل ۶-۱- کرنش دائمی



شکل ۷-۱- تشکیل یک پیچیدگی در یک تیر فلزی پیوسته

د) ترک خوردگی: ایجاد ترک‌ها همانند شکل ۸-۱ ضرورتاً عملکرد سازه‌ای سازه‌های بتن‌آرمه را متأثر نمی‌کنند. ترک‌ها، سازه‌ها را به سمت مواردی از قبیل خوردگی فولاد، خرد شدن بتن، نفوذ نمک (عامل یخ زدا) و ضعف برگشت ناپذیر مقاومت کششی بتن هدایت می‌نمایند. برای تعریف ترک-های استاندارد و قابل قبول سؤالات زیادی باید پاسخ داده شوند. با ملاحظه ترک خوردگی، چه چیز

قابل قبول است؟ آیا ترک‌های قابل قبول توسط تعداد آنها، عرض یا طول آنها تعیین می‌شوند؟ چه فرکانسی می‌تواند ترک‌ها را باز نماید؟



شکل ۱-۸- ترک‌ها در یک تیر بتن آرمه

۳) حالت حدی خستگی (FLS_s)

این حالت به ضعف مقاومت تحت اثر بارهای تکراری مربوط می‌شود. حالات حدی خستگی می‌تواند منجر خرابی و گسیختگی احتمالی تحت اثر بارهای تکراری شود. این موضوع باعث می‌شود که یک جزء سازه‌ای تحت اثر بارهای تکراری در یک تراز پایین‌تر از بار نهایی گسیخته شود. مکانیزم گسیختگی در بردارنده تشکیل و توسعه ترک‌ها تا وقوع شکست سازه می‌باشد. حالات حدی خستگی در اجزاء فولادی و میلگردهای بتن آرمه، مخصوصاً آنهایی که در کشش واقع می‌شوند رخ می‌دهد. مقاومت خستگی اجزاء و اتصالات از جوشکاری متأثر می‌شود. همچنین گسیختگی‌های ناشی از خستگی، در کابل‌های پیش‌تنیده در پل‌های بتنی پس‌کشیده گزارش شده است. در هر تحلیل خستگی ضرایب بحرانی عبارتند از: دو عامل مقدار و فرکانس بار. [1]

۱-۴- تأمین ایمنی و انواع روش‌های طراحی

فلسفه هر طراحی، تولید سازه‌ای ایمن و اقتصادی است. اگر مقاومت سازه را با R و بارهای وارد بر آن را با Q نشان دهیم شرط یک سازه ایمن این می‌باشد که:

$$R \geq Q \quad (1-1)$$

همانطور که می‌دانیم مقاومت R و بارهای وارده Q ، طبیعت آماری داشته و بطور قطعی نمی‌توان گفت که مقاومت مصالحی که از کارخانه بیرون می‌آید چه مقداری است و یا بار وارد بر یک ساختمان دقیقاً چقدر است. از طرفی دیگر، در روش‌هایی که برای تحلیل سازه بکار می‌رود، فرضیاتی وجود دارد که این فرضیات، در عمل و اجرا دقیقاً قابل تأمین نمی‌باشند. لذا لازم است ضرایب

اطمینانی بر دو طرف معادله فوق اعمال نمود تا اطمینان از ایمنی سازه بدست آید. معمولاً برای تأمین ایمنی کافی در سازه باید شرایط بارگذاری را تا حدودی دست بالا، و شرایط مقاومت اجزاء را تا حدودی دست پایین در نظر بگیریم تا ضریب اطمینان کافی در مقابل شرایط عملی فراهم گردد. تعیین ضریب اطمینان و تدوین روش مناسب برای طراحی اجزاء و مشخصات سازه، با عنوان "روش طراحی" نامیده می‌شود. هرچه ضریب اطمینان طراحی بزرگتر باشد، ایمنی بیشتری برای سازه در نظر گرفته می‌شود. از طرفی تأمین ایمنی بیشتر با استفاده از ضرایب اطمینان بزرگتر، به ابعاد بزرگتر و استفاده از مصالح بیشتر منجر می‌شود که اقتصاد طرح را دچار مشکل می‌کند. به همین جهت معمولاً باید بین تأمین ایمنی و کاهش هزینه‌ها، مصالحه‌ای برقرار نمود؛ بدین صورت که با پذیرش درصد مناسبی به عنوان ریسک قابل قبول، از بالا رفتن بی‌رویه هزینه‌ها جلوگیری کرد. برقراری تعادل مناسب بین ایمنی و اقتصاد، از مشخصات طراحی منظور می‌شود. در نتیجه رابطه ۱-۱ به صورت زیر نوشته می‌شود:

$$\emptyset R \geq \gamma Q \quad (2-1)$$

که در رابطه فوق: $\emptyset$ ، ضریب کاهش ظرفیت و γ ، ضریب تشدید بار (یا ضریب بار) می‌باشد. واضح است، ضریبی که بر R اعمال می‌شود همواره باید کوچکتر از یک و ضریبی که بر Q اعمال می‌شود باید بزرگتر از یک باشد. بر حسب چگونگی اعمال ضرایب $\emptyset$ و γ در حال حاضر سه روش طراحی توسط آئین نامه‌ها به رسمیت شناخته می‌شود:

۱-۴-۱- روش تنش مجاز

در روش تنش مجاز، هر دو ضریب اطمینان به سمت چپ معادله آورده می‌شود. در نتیجه رابطه ۲-۱ به صورت زیر بدست می‌آید:

$$\frac{\emptyset}{\gamma} R \geq Q \quad (3-1)$$

بدین معنی که مقاومت سازه که در ضریب کوچکتر از یک ضرب شده است، باید بزرگتر از بارهای وارده بدون اعمال هیچگونه ضریبی باشند. در عمل در طراحی به روش تنش‌های مجاز، تنش-

های نهایی یا بحرانی در ضرایب کوچکتر از واحدی ضرب می‌شوند، تا تنش‌های مجاز بدست آیند. سپس با استفاده از این تنش‌های مجاز، ظرفیت مجاز محوری، برشی و یا خمشی عضو با توجه به روابط مقاومت مصالح و مشخصات هندسی مقطع محاسبه می‌شود. ظرفیت محوری، برشی و یا خمشی مجاز عضوی که بدین نحو بدست می‌آیند باید بزرگتر از آثار نیروهای داخلی باشد که از تحلیل الاستیک سازه در مقابل بارهای بدون ضریب بدست می‌آیند.

۱-۴-۲- روش طراحی مقاومت نهایی یا طراحی پلاستیک

در روش طرح پلاستیک، هر دو ضریب اطمینان به سمت راست معادله برده می‌شود در نتیجه شرط ایمنی سازه به صورت زیر در می‌آید:

$$R > \frac{\gamma}{\phi} Q \quad (1-4)$$

$\frac{\gamma}{\phi}$ ضریبی بزرگتر از واحد می‌باشد که با اعمال بر بار خدمت Q ، آنرا تبدیل به بار نهایی می‌نماید. علاوه بر اختلاف ظاهری فوق، دو اختلاف عمده دیگر بین روش طرح پلاستیک و روش تنش‌های مجاز وجود دارد. اختلاف اول در تعیین مقاومت R است. در روش طرح پلاستیک با توجه به خصوصیات شکل پذیری فولاد، به جای استفاده از مقاومت مجاز در محدوده الاستیک، از مقاومت نهایی در حالت پلاستیک استفاده می‌گردد. اختلاف دوم این است که در روش تحلیل پلاستیک برای تحلیل سازه به جای تحلیل الاستیک، از تحلیل حدی یا تحلیل پلاستیک که در آن مکانیزم‌های محتمل خرابی تعیین می‌گردند، استفاده می‌شود.

۱-۴-۳- روش حالات حدی

عیب عمده روش پلاستیک در این است که طراح می‌باید برای تحلیل سازه از تحلیل حدی (تحلیل پلاستیک) استفاده نماید. متأسفانه در شرایط فعلی، انجام تحلیل حدی برای تمامی سازه‌ها مقدور نبوده و فقط سازه‌های خاصی نظیر تیرهای سراسری، قاب‌های تک دهانه یک طبقه و یا قاب-های چند طبقه مهاربندی شده را می‌توان به وسیله این روش تحلیل نمود. با توجه به این موضوع در

سال‌های اخیر تمایل بر این بوده است که همانند طراحی سازه‌های بتن مسلح، آئین‌نامه‌ای تدوین شود که برای تحلیل از روش تحلیل الاستیک یا حدی (به اختیار طراح) استفاده نموده، و از طرف دیگر مقاومت مقطع را در حالت نهایی محاسبه نمود. روش طراحی در حالات حدی (LSD) که با نام روش طراحی بر مبنای ضریب بار و مقاومت ($LRFD$) نیز خوانده می‌شود، در نیمه قرن بیستم پایه گذاری شد و در سال‌های اخیر، مورد توجه بیشتری قرار گرفت. این روش هم اکنون مبنای طراحی کشورهای اروپایی و کشور کانادا است. در آخرین ویرایش مبحث دهم مقررات ملی ایران که در سال ۱۳۹۲ انجام شد، مبنای اصلی طراحی روش حالات حدی معرفی شده است.

طراحی در حالات حدی یک روش طراحی مبتنی بر مفاهیم احتمالات است. احتمال شکست یک سازه را می‌توان با برآورد کمتری از مقاومت آن (R)، و تخمین بالاتری از اثرات بار (S)، و اطمینان از این که $R \geq S$ است کاهش داد. در مورد ضرایب ایمنی $\emptyset$ و γ ، روش حالات حدی فلسفه‌ای مبتنی بر اصول آمار و احتمالات در پیش می‌گیرد. بدین معنی که در رابطه ۱-۲ ضریب کاهش ظرفیت را در سمت چپ و ضریب بار را در سمت راست حفظ و برای بارهای مختلف (مرده، زنده، برف و غیره) با توجه به حدود تغییرات آماری، ضرایب بار گوناگونی معرفی می‌کند. در نتیجه رابطه ۱-۲ به صورت زیر تبدیل می‌شود.

$$\emptyset R \geq \sum \gamma_i Q_i \quad (5-1)$$

در رابطه فوق R مقاومت اسمی است که بر اساس خصوصیات و ابعاد اسمی ماده محاسبه می‌شود، $\emptyset$ ضریب مقاومت است (که به نام ضریب کاهش ظرفیت و یا ضریب عملکرد نیز خوانده می‌شود) و همیشه کوچکتر از واحد بوده و نیز منعکس کننده ابهامات و موارد نامعلوم در تعیین R می‌باشد. Q تاثیر اسمی بار بر اساس بارهای مشخص و γ_i ضریب بار است که معمولاً بزرگتر از واحد بوده و قابلیت اضافه بار و نیز ابهامات متناظر با تعیین Q را منعکس می‌کند. [1] و [2]

۱-۵- ضرورت بروز رسانی آئین‌نامه‌ها و اهداف پایان نامه

به علت وجود داده‌های جدید از متغیرهای تصادفی از قبیل مواد، بارها، بهبود ابزار آنالیز جهت

روند طراحی، دستیابی به مواد ساختمانی نوین یا تغییر کاربری و تقاضا از سازه‌ها، اکثر آئین‌نامه‌های طراحی نیاز به تجدید نظر دارند. با استفاده از مفاهیم ایمنی سازه‌ای می‌توان طراحی سازه‌های جدید و همچنین ارزیابی سازه‌های موجود را بدست آورد. همچنین روش‌های جدید تدوین آئین‌نامه‌های طراحی بر اساس مدل‌های احتمالاتی بار و مقاومت بنا شده است. مثال‌هایی از این قبیل عبارتند از: آئین‌نامه اجرایی سازه‌های فولادی امریکا بر اساس ضرایب بار و مقاومت^۱، آئین‌نامه طراحی پل‌های بزرگراه‌ها^۲ و آئین‌نامه کانادایی طراحی پل بزرگراه‌ها (۱۹۹۸) و آئین‌نامه‌های اروپایی دیگر (از جمله CEC 1984). عموماً آئین‌نامه‌های طراحی مبتنی بر ایمنی کارآمد هستند زیرا امکان دسترسی به یکی از دو موضوع زیر را آسانتر می‌سازد:

الف - برای یک قیمت داده شده یک سازه ایمن‌تر طراحی می‌شود.

ب - برای یک ایمنی داده شده یک سازه اقتصادی‌تر طراحی می‌شود.

در ایران روش حالات حدی با الهام از آئین‌نامه AISC LRFD 1994 (آئین‌نامه طراحی سازه‌های فولادی ایالات متحده امریکا) وارد عرصه طراحی سازه‌های فولادی گردید و از سال ۱۳۸۷ ه ش رسماً بعنوان روش دیگر طراحی سازه‌های فولادی علاوه بر روش تنش مجاز پذیرفته و در ویرایش سال ۱۳۹۲، این روش به عنوان مبنای اصلی طراحی عنوان شد. با وجود تغییرات زیادی که در ویرایش ۱۳۹۲ صورت پذیرفته است، همچنان ضرایب بار و مقاومت تا حدود زیادی همانند آئین‌نامه AISC LRFD 2010 لحاظ گردیده است. فلسفه تعیین ضرایب جزئی ایمنی ϕ و γ در روش حالت حدی مبتنی بر اصول آمار و احتمالات است و به عوامل متعددی نظیر شرایط اقتصادی، اجتماعی و دیگر شرایط مؤثر بر ساخت و ساز مانند خصوصیات فولاد مصرفی و ... بستگی دارد. بنابراین با توجه به اینکه که شرایط فوق در ایران با ایالات متحده متفاوت است، ممکن است استفاده از این آئین‌نامه نتیجه مورد انتظار را به همراه نداشته باشد. با توجه به اهمیت موضوع و اینکه تلاش جدی در این

¹ AISC LRFD 1994,1986

² OHBDC 1979,1983,1991 & AASHTO 1994,1998

راستا در تعیین ضرایب جزئی ایمنی صورت نگرفته است، لذا در این پایان نامه سعی می‌شود با توجه به شرایط اقلیمی و خصوصیات مصالح موجود در کشور عزیزمان و با اتخاذ روشهای مناسب قابلیت اعتماد که از دقت کافی برخوردار باشند سطح ایمنی اعضای طرح شده توسط آئین‌نامه فولاد ایران مشخص شود. همچنین با استفاده از روش بهینه یابی GA ، ضرایب افزایش بار و تقلیل ظرفیت آئین‌نامه فولاد ایران متناسب با فضای احتمالاتی حاکم بر سازه‌های فولادی به نحوی تعیین شوند که ایمن‌ترین و اقتصادی‌ترین طراحی حاصل گردد. در انتها با انجام آنالیز حساسیت در مورد پارامترهای آماری، میزان تأثیر گذاری این پارامترها بر سطح ایمنی اعضا و عملکرد آئین‌نامه بررسی می‌شود.

فصل دوم

تئوری قابلیت اعتماد

۲- تئوری قابلیت اعتماد

۲-۱- مقدمه

تحلیل و طراحی سازه‌ها مبتنی بر نظریه قابلیت اعتماد، موضوعی است که اخیراً در کشور ما به طور جدی مورد توجه قرار گرفته است. با استفاده از تئوری قابلیت اعتماد می‌توان به بسط و توسعه آئین‌نامه‌های ملی، طراحی سازه‌های نوین در غیاب آئین‌نامه خاص، بهینه سازی تحت تراز ایمنی مشخص برای عضو یا سازه و تعیین احتمال خرابی سازه‌های موجود پرداخت. در فصل قبل راجع به مفهوم واژه خرابی و ایمنی در سازه بحث گردید و کاربردهای قابل قبول و دیدگاه کلی پایان نامه مشخص گردید. در این فصل راجع به توابع حالت حدی، نحوی محاسبه احتمال خرابی و انواع روش‌های بدست آوردن شاخص قابلیت اعتماد بحث می‌شود.

۲-۲- تئوری قابلیت اعتماد

نظریه قابلیت اعتماد، شاخه‌ای از تئوری عمومی احتمالات است. این نظریه دارای چارچوبی منطقی است که با احتساب و تجزیه و تحلیل عدم قطعیت‌های ناشی از طبیعت آماری مسائل مهندسی به کمک روش‌های ریاضی، امکان ارزیابی ایمنی واقعی یک سیستم را فراهم می‌سازد. در فرآیند طراحی، تئوری قابلیت اعتماد این اجازه را به ما می‌دهد تا ملاحظات ایمنی و عملکرد سازه را بصورت کمی وارد تصمیمات طراحی کنیم. در تعبیر کلی، قابلیت اعتماد، مقیاسی است که با آن می‌توان توانایی هر قسمت یا کل یک وسیله و یا سیستم را برای کار کردن بدون از کار افتادن، تحت شرایطی که برای آن در نظر گرفته شده، با این مقیاس سنجید. یکی از بهترین تعریف‌هایی که برای قابلیت اعتماد از طرف موسسه ملی هوافضای آمریکا (NASA) داده شده چنین است: ((قابلیت اعتماد، احتمال عملکرد با کفایت یک سیستم، تحت شرایط کاری از پیش تعیین شده و برای مدت زمانی معین است)). تعریف فوق مشخص می‌کند که قابلیت اعتماد همیشه معرف نوعی احتمال است که بین عملکرد سیستم، با آنچه در عمل از آن انتظار می‌رود نوعی ارتباط برقرار می‌کند. هر مصنوع

یا قسمتی از آن که با این مقیاس ایمنی قابل ارزیابی باشد، می توان گفت که خوب ساخته شده است. به عنوان جمع بندی از مطالبی که گفته شد، می توان نتیجه گیری کرد که برای بدست آوردن قابلیت اعتماد لازم است مراحل زیر طی شود:

(۱) مرز بندی روشنی بین ضوابط خرابی و سلامت طرح مورد نظر ارائه شود یا به عبارت

دیگر تعریفی دقیق برای خرابی بیان شود.

(۲) انتخاب یک مدل قطعی که متغیرهای اصلی را به ضابطه خرابی یا سلامت مربوط سازد.

(۳) تشخیص عدم قطعیت ها در متغیرهای اصلی.

(۴) بدست آوردن توابع توزیع احتمال و گشتاورهای آماری متغیرهای اصلی.

وقتی مراحل فوق پشت سر گذاشته شد، می توان به تحلیل های لازم برای بدست آوردن قابلیت

اعتماد پرداخت. [1] و [3]

۲-۳- توابع حالت حدی (توابع عملکرد)

یک دیدگاه رسمی از حاشیه ایمنی به حالت حدی نهایی مربوط می شود. به عنوان مثال یک مد از گسیختگی تیر وقتی می تواند واقع شود که لنگر ناشی از بارها از ظرفیت لنگر خمشی تجاوز نماید. فرض شود R بیانگر مقاومت (ظرفیت لنگر خمشی) و Q بیانگر اثر بار (لنگر کل اعمال شده بر تیر مفروض) باشند. گاهی مفید است که از پارامترهای R و Q به ترتیب به عنوان ظرفیت و تقاضا یاد شود. برای این مد گسیختگی می توان یک تابع عملکرد یا تابع حالت حدی بصورت رابطه زیر تعریف نمود:

$$g(R, Q) = R - Q \quad (۲-۱)$$

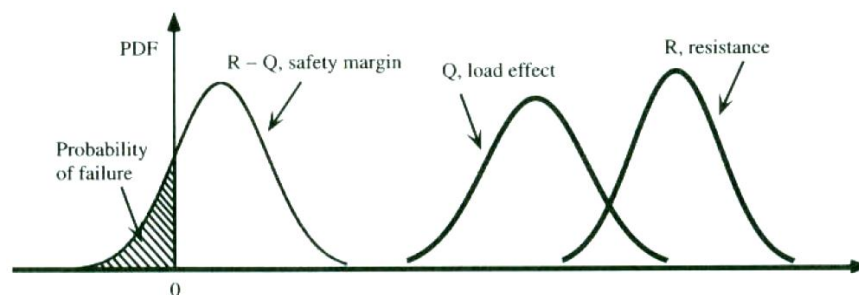
حالت حدی مناسب بین مرز عملکرد مطلوب و نامطلوب، وقتی است که $g = 0$ شود. اگر $g \geq 0$

باشد سازه ایمن است (عملکرد مطلوب)، اگر $g < 0$ باشد سازه ایمن نیست (عملکرد نامطلوب).

احتمال گسیختگی P_f سازه برابر است با احتمال آن که عملکرد نامطلوب رخ دهد. از دیدگاه ریاضی می توان مقدار این احتمال را بر حسب ترم‌های تابع عملکرد به صورت زیر بیان کرد.

$$P_f = P(R - Q < 0) = P(g < 0) \quad (2-2)$$

اگر Q و R هر دو متغیرهای تصادفی پیوسته باشند، آنگاه هر یک از این دو متغیر دارای یک تابع چگالی احتمال (PDF) همانند آنچه در شکل ۱-۲ نشان داده شده، می‌باشند. بنابراین کمیت $R-Q$ نیز یک متغیر تصادفی با تابع توزیع چگالی مربوط به خودش می‌باشد. این موضوع نیز در شکل ۱-۲ نشان داده شده است. احتمال گسیختگی با سطح سایه خورده در شکل ۱-۲ تناسب دارد.



شکل ۱-۲- تابع چگالی بار، مقاومت و حاشیه ایمنی

اکنون مفاهیم بیان شده را تعمیم می‌دهیم. هر احساس و درکی از یک سازه، می‌تواند در یکی از دو دسته زیر قرار گیرد:

اگر مقاومت $\leq$ بار مؤثر سازه ایمن است

اگر مقاومت $>$ بار مؤثر سازه گسیخته می‌شود

حالت سازه را می‌توان با استفاده از پارامترهای مختلف $X_1, X_2, \dots, X_n$ از قبیل پارامترهای بار و مقاومت شامل بار مرده، بار زنده، طول، عمق، مقاومت فشاری، تنش جاری شدن و ممان اینرسی توصیف نمود. یک تابع حالت حدی یک تابع مثل $g(X_1, X_2, \dots, X_n)$ از این پارامترها است به گونه‌ای که داشته باشیم :

برای یک سازه ایمن $g(X_1, X_2, \dots, X_n) > 0$

برای حالت بین سلامت و عدم سلامت (مرز) $g(X_1, X_2, \dots, X_n) = 0$

برای یک سازه گسیخته شده $g(X1, X2, \dots, Xn) < 0$

هر تابع حالت حدی به یک حالت حدی مخصوص مربوط می شود. حالات حدی متفاوت، توابع حالت حدی متفاوتی را نتیجه می دهد. در زیر چند مثال از توابع حالت حدی آورده شده است.

(۱) فرض کنید Q بیانگر بار مؤثر کل (کل تقاضا) و R مقاومت (ظرفیت) باشد، آنگاه می توان تابع

حالت حدی را بصورت رابطه

$$g(R, Q) = R - Q \quad (۳-۲)$$

یا رابطه

$$g(R, Q) = R/Q - 1 \quad (۴-۲)$$

تعریف نمود.

(۲) تعریف حالت حدی بند ۱ را برای ظرفیت خمشی یک تیر فلزی فشرده در نظر بگیرید.

ظرفیت خمشی توسط رابطه $R = F_y Z$ بیان می شود که در این رابطه F_y تنش جاری شدن و

Z مدول مقطع پلاستیک است. با جایگزینی R در رابطه ۳-۲ خواهیم داشت:

$$g(F_y, Z, Q) = F_y Z - Q \quad (۵-۲)$$

(۳) حالت حدی بند ۲ با توصیف مشخص تری از تقاضا در نظر گرفته می شود. فرض می شود که

کل تقاضا یا بارهای مؤثر بر تیر ناشی از تأثیر بارهای مرده (D)، زنده (L)، باد (W) و زلزله

(E) باشد. اگر $Q = D + L + W + E$ باشد آنگاه معادله ۳-۲ بصورت رابطه

$$g(F_y, Z, D, L, W, E) = F_y Z - D - L - W - E \quad (۶-۲)$$

در می آید. در حالت کلی تابع عملکرد (تابع حالت حدی) را می توان بعنوان یک تابع از متغیر-

های مختلف از قبیل مولفه های بار، ضرایب تاثیر، پارامترهای مقاومت، مشخصات مواد و مصالح،

ضرایب تحلیل و غیره تعریف نمود.

۲-۳-۱- تعیین حالات حدی مناسب، جهت تحلیل ایمنی یک آیین نامه

یک راه حل برای تحلیل قابلیت اعتماد یک آیین نامه آن است که ما با توجه به آیین نامه موجود یک سازه را بارگذاری کرده و پارامترهای احتمالاتی نیروی پدید آمده در هر عضو را با توجه به پارامترهای احتمالاتی بارهای وارد بر سازه بدست آوریم، سپس با استفاده از رابطه حدی مناسب (مثلاً $R - Q = 0$) به تحلیل ایمنی آن عضو بپردازیم. اما بعلت تنوع زیاد ابعاد و اشکال ساختمان‌ها، موقعیت اعضا در سازه، تفاوت در سطح مقطع اعضا و غیره پارامترهای احتمالاتی نیروی موجود در هر عضو با عضو دیگر متفاوت بوده و برای پوشش دادن تمام اهداف یک آیین نامه به تعداد بسیار زیادی تابع حالت حدی نیاز است که این روش در عمل غیر ممکن می‌باشد. راه حل معقول و منطقی برای تحلیل قابلیت اعتماد یک آیین نامه این است که کلیه بارهای اسمی را بر حسب نسبت‌های بار مرده در فضای طراحی تعریف شده نشان دهیم. این کار تنها با بی‌بعد کردن توابع حالت حدی امکان پذیر می‌باشد.

فرض کنید در یک آیین نامه طراحی مقاومت مورد نیاز یک عضو که تحت بارهای مرده، زنده و باد قرار دارد از رابطه زیر بدست آید.

$$\phi R_n \geq \gamma_D D_n + \gamma_L L_n + \gamma_W W_n \quad (7-2)$$

R_n , D_n , L_n و W_n به ترتیب مقادیر اسمی مقاومت، بار مرده، بار زنده و بار باد می‌باشند. اگر دو طرف معادله فوق را بر مقدار D_n تقسیم کنیم خواهیم داشت:

$$\phi \frac{R_n}{D_n} \geq \gamma_D \frac{D_n}{D_n} + \gamma_L \frac{L_n}{D_n} + \gamma_W \frac{W_n}{D_n} \quad (8-2)$$

با این کار معادله طراحی به وسیله بار مرده اسمی بی بعد شود. بنابراین به جای سر و کار داشتن با مقادیر اسمی واقعی با نسبت‌های مقاومت و بارها به بار مرده روبرو هستیم.

این کار این سودمندی را در پی دارد که به جای کار کردن با اعضای موردی، از شکل بی‌بعد معادلات حدی استفاده نماییم و در فرآیند کالیبراسیون مورد استفاده قرار دهیم. با تقسیم طرفین رابطه ۲-۸ بر ϕ و ساده کردن رابطه داریم:

$$\frac{R_n}{D_n} \geq \frac{\gamma_D}{\emptyset} + \frac{\gamma_L L_n}{\emptyset D_n} + \frac{\gamma_w w_n}{\emptyset D_n} \quad (9-2)$$

از طرفی یک رابطه حالت حدی ساده برای تحلیل قابلیت اعتماد این عضو بصورت زیر می باشد:

$$R - D - L - w = 0 \quad (10-2)$$

با تقسیم طرفین رابطه فوق بر D_n داریم:

$$\frac{R}{D_n} - \frac{D}{D_n} - \frac{L}{D_n} - \frac{w}{D_n} = 0 \quad (11-2)$$

با ضرب $\frac{R_n}{R_n}$ در جمله اول، $\frac{L_n}{L_n}$ در جمله سوم و $\frac{w_n}{w_n}$ در جمله چهارم رابطه فوق خواهیم داشت:

$$\frac{R_n}{D_n} \cdot \frac{R}{R_n} - \frac{D}{D_n} - \frac{L_n}{D_n} \cdot \frac{L}{L_n} - \frac{w_n}{D_n} \cdot \frac{w}{w_n} = 0 \quad (12-2)$$

با استفاده از رابطه (9-2) داریم:

$$\left(\frac{\gamma_D}{\emptyset} + \frac{\gamma_L L_n}{\emptyset D_n} + \frac{\gamma_w w_n}{\emptyset D_n} \right) \frac{R}{R_n} - \frac{D}{D_n} - \frac{L_n}{D_n} \cdot \frac{L}{L_n} - \frac{w_n}{D_n} \cdot \frac{w}{w_n} = 0 \quad (13-2)$$

در رابطه فوق اگر $X_R = \frac{R}{R_n}$ متغیر مقاومت، $X_D = \frac{D}{D_n}$ را متغیر بار مرده، $X_L = \frac{L}{L_n}$ را متغیر

بار زنده و $X_w = \frac{w}{w_n}$ را متغیر بار باد بنامیم، رابطه حالت حدی این اعضاء به صورت زیر خواهد بود:

$$\left(\frac{\gamma_D}{\emptyset} + \frac{\gamma_L L_n}{\emptyset D_n} + \frac{\gamma_w w_n}{\emptyset D_n} \right) X_R - X_D - \frac{L_n}{D_n} \cdot X_L - \frac{w_n}{D_n} \cdot X_w = 0 \quad (14-2)$$

در رابطه فوق X_R ، X_D ، X_L و X_w متغیرهای تصادفی بی بعد شده می باشند. از آنجایی که این

متغیرها وابسته به نسبت مقدار میانگین به اسمی خود می شوند، دارای میانگینی برابر ضریب انحراف^۱

خود هستند. [4] و [5].

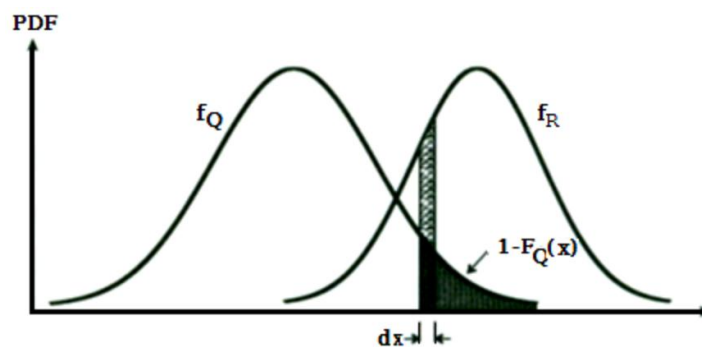
^۱ نسبت مقدار میانگین واقعی متغیر به مقدار اسمی آن (*Bias Factor*).

۲-۴- حالت بنیادی

۲-۴-۱- احتمال گسیختگی

برای رابطه ساده (۲-۱)، احتمال خرابی P_f را می‌توان با ملاحظه تابع چگالی احتمال متغیرهای تصادفی R و Q همانند آنچه در شکل ۲-۲ نشان داده شده اثبات نمود. وقتی که بار از مقاومت تجاوز نماید سازه گسیخته می‌شود. اگر R برابر با یک مقدار مخصوص r_i باشد آنگاه احتمال گسیختگی برابر است با احتمالی که بار بزرگتر از مقاومت است یا $P(Q > r_i)$. بنابراین از آنجائیکه R یک متغیر تصادفی است یک مقدار احتمال مرتبط با هر مقدار r_i وجود دارد. بنابراین احتمال گسیختگی از تمام ترکیبات ممکن $R=r_i$ و $Q>r_i$ حاصل می‌شود. این رابطه بصورت زیر قابل بیان است:

$$P_f = \sum P(R = r_i \cap Q > r_i) = \sum P(Q > R | R = r_i) \cdot P(R = r_i) \quad (۲-۱۵)$$



شکل ۲-۲- تابع چگالی احتمال بار (Q) و مقاومت (R)

دقت شود در نوشتن معادله فوق از خصوصیات احتمال شرطی استفاده شده است. در معادله فوق برای حالت پیوسته مجموع به انتگرال تبدیل می‌شود. احتمال $P(Q > R | R = r_i)$ عبارت است از فرم ساده:

$$1 - P(Q \leq R | R = r_i) = 1 - F_Q(r_i) \quad (۲-۱۶)$$

در حد داریم: $P(R = r_i) \approx f_R(r_i)dr_i$. ترکیب تمام اصلاحات و ساده سازی‌های فوق در معادله ۲-۱۵ ما را به رابطه زیر راهنمایی می‌نماید:

$$P_f = \int_{-\infty}^{+\infty} [1 - F_Q(r_i)] f_R(r_i) dr_i = 1 - \int_{-\infty}^{+\infty} F_Q(r_i) f_R(r_i) \cdot dr_i \quad (۲-۱۷)$$

علاوه بر فرمول فوق فرمول دیگری وجود دارد که می‌تواند مورد استفاده قرار گیرد. اگر بار Q برابر با یک مقدار مخصوص q_i باشد آنگاه احتمال گسیختگی برابر است با احتمالی که مقاومت کمتر از بار باشد. یا $P(R < q_i)$. به هر حال از آنجایی که Q یک متغیر تصادفی می‌باشد، یک مقدار مرتبط با هر مقدار q_i وجود دارد. بنابراین احتمال گسیختگی ترکیبی است از تمام ترکیبات ممکن $Q = q_i$ و $R < q_i$ که می‌تواند بصورت رابطه زیر نوشته شود:

$$P_f = \sum P(Q = q_i \cap R < q_i) = \sum P(R < Q | Q = q_i) \cdot P(Q = q_i) \quad (۱۸-۲)$$

بطور مشابه احتمال خرابی به شکل انتگرالی زیر قابل بیان است:

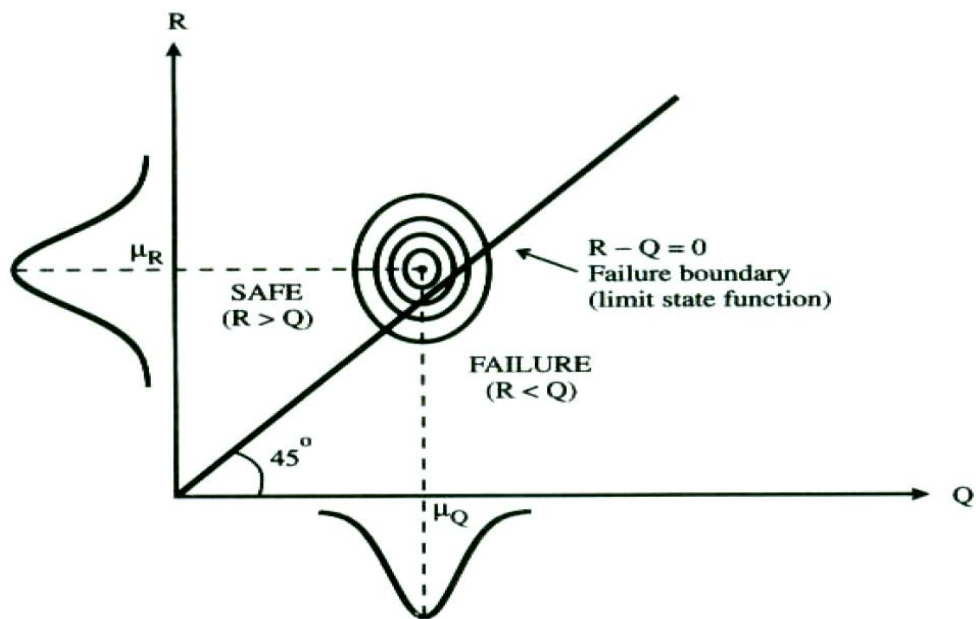
$$P_f = \int_{-\infty}^{+\infty} F_R(q_i) \cdot f_Q(q_i) dq_i \quad (۱۹-۲)$$

هرچند که معادلات فوق نسبتاً سر راست هستند اما در حالت کلی ارزیابی این انتگرال‌ها مشکل است و نیاز به انتگرال‌گیری عددی ویژه دارند. همچنین دقت این شیوه‌ها ممکن است کافی نباشند. بنابراین در عمل احتمال گسیختگی به طور غیر مستقیم با بکارگیری روش‌های دیگری محاسبه می‌شود. این روش‌های محاسبه در قسمت‌های بعدی مورد بحث قرار می‌گیرد.

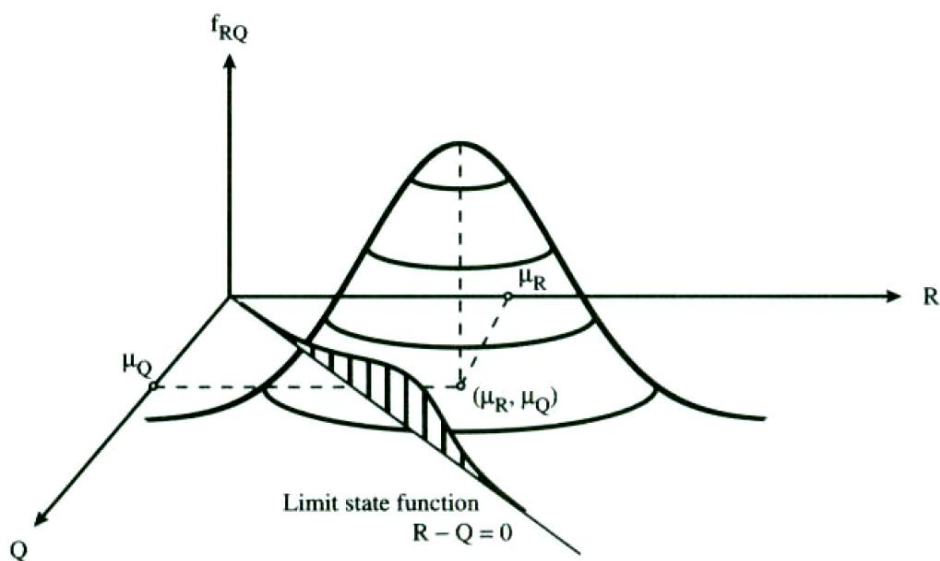
۲-۴-۲- فضای متغیرهای حالت

برای شروع تحلیل، احتیاج به تعریف متغیرهای حالت مسئله می‌باشد. متغیرهای حالت عبارتند از: پارامترهای اساسی بار و مقاومت که برای فرموله کردن تابع عملکرد مورد استفاده قرار می‌گیرند. برای n متغیر حالت، تابع حالت حدی، تابعی از n پارامتر است. اگر تمام بارها (یا اثرات بار) با متغیر Q و کل مقاومت (یا ظرفیت) با متغیر R توصیف شوند آنگاه فضای متغیرهای حالت همانند آنچه در شکل (۴-۲) نشان داده شده است یک فضای دو بعدی است. در داخل این فضا می‌توان ناحیه ایمن را از ناحیه گسیختگی جدا نمود. مرز بین نواحی ایمن و گسیختگی توسط تابع حالت حدی $g(R, Q) = 0$ توصیف می‌شود. از آنجایی که R و Q هر دو متغیرهای تصادفی هستند، می‌توان یک تابع چگالی احتمال توأم بصورت $f_{RQ}(r, q)$ تعریف نمود. این تابع چگالی احتمال توأم در شکل ۴-۲

ترسیم شده است. مجدداً بیان می‌داریم که تابع حالت حدی نواحی ایمنی و گسیختگی را از هم جدا می‌کند. احتمال گسیختگی با انتگرال‌گیری از تابع چگالی احتمال توأم بر روی دامنه گسیختگی محاسبه می‌شود. (دامنه گسیختگی ناحیه ای است که $g(R,Q) < 0$ می‌باشد). همانطور که قبلاً ذکر شد، ارزیابی این احتمال اغلب خیلی مشکل است. بنابراین برای به کمیت درآوردن ایمنی سازه‌ها از مفهوم شاخص ایمنی استفاده می‌شود.



شکل ۳-۲- دامنه ایمن و دامنه گسیختگی در یک فضای حالت دو بعدی



شکل ۴-۲- نمایش سه بعدی تابع چگالی احتمال توأم f_{RQ}

۲-۵- انواع روش‌های محاسبه شاخص ایمنی

۲-۵-۱- مفهوم شاخص ایمنی

۲-۵-۱-۱- متغیرهای اصلاح شده

اگر تمام متغیرهای تصادفی را به شکل استاندارد آنها تبدیل نماییم در تحلیل ایمنی سهولت ایجاد خواهد شد. توجه شود که شکل استاندارد متغیرهای تصادفی یک شکل بدون بعد است. برای متغیرهای اساسی R و Q می‌توان اشکال استاندارد آنها را به صورت روابط استاندارد زیر بیان نمود:

$$Z_R = \frac{R - \mu_R}{\sigma_R} \quad (2-20 \text{ الف})$$

$$Z_Q = \frac{Q - \mu_Q}{\sigma_Q} \quad (2-20 \text{ ب})$$

متغیرهای Z_R و Z_Q گاهی به نام متغیرهای اصلاح شده نامیده می‌شوند. با مرتب کردن مجدد معادلات فوق، می‌توان مقاومت R و بار Q را بر حسب متغیرهای اصلاح شده بصورت زیر بیان نمود:

$$R = \mu_R + Z_R \sigma_R \quad (2-21 \text{ الف})$$

$$Q = \mu_Q + Z_Q \sigma_Q \quad (2-21 \text{ ب})$$

با استفاده از معادلات فوق می‌توان تابع حالت حدی $g(R, Q) = R - Q$ را بر حسب متغیرهای اصلاح شده بیان کرد. نتیجه این اقدام به صورت زیر می‌باشد:

$$g(Z_R, Z_Q) = \mu_R + Z_R \sigma_R - \mu_Q - Z_Q \sigma_Q = (\mu_R - \mu_Q) + Z_R \sigma_R - Z_Q \sigma_Q \quad (2-22)$$

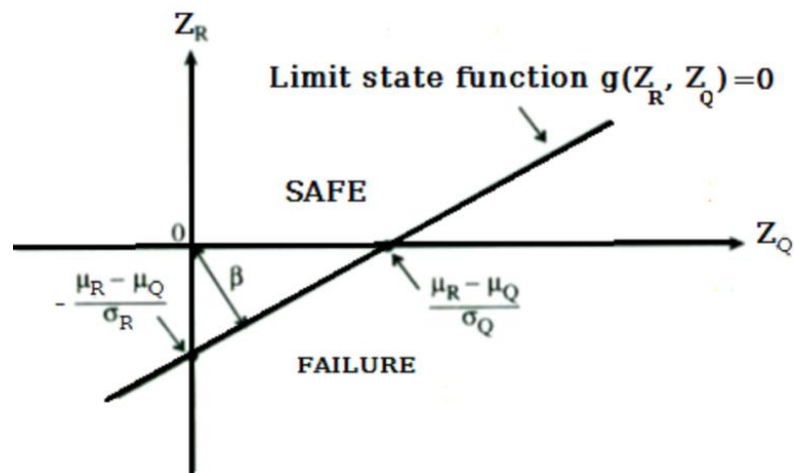
برای هر مقدار ویژه $g(Z_R, Z_Q)$ ، معادله ۲-۲۲ بیانگر یک خط مستقیم در فضای متغیرهای اصلاح شده Z_R و Z_Q است. خط مورد نظر در تحلیل ایمنی، خط متناسب با $g(Z_R, Z_Q) = 0$ است. این خط در فضای متغیرهای اصلاح شده نواحی ایمن و گسیختگی را از یکدیگر جدا می‌نماید.

۲-۵-۱-۲- تعریف عمومی شاخص ایمنی

شاخص ایمنی به عنوان کوتاه‌ترین فاصله بین مرکز محورهای مختصات متغیرهای اصلاح شده

تا خط $g(Z_R, Z_Q) = 0$ تعریف می‌شود. این تعریف توسط هسوفر^۱ و لیند^۲ معرفی شد (در سال ۱۹۷۴). با توجه به شکل ۲-۵ و با استفاده از روابط هندسی به راحتی اثبات می‌شود:

$$\beta = \frac{\mu_R - \mu_Q}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_Q^2}} \quad (2-23)$$



شکل ۲-۵- شاخص ایمنی تعریف شده به عنوان کوتاه‌ترین فاصله در فضای متغیرهای اصلاح شده

β معکوس ضریب تغییرات تابع $g(Z_R, Z_Q) = R - Q$ بوده وقتی که R و Q غیر وابسته هستند. اگر متغیرهای تصادفی R و Q دارای توزیع نرمال باشند، شاخص ایمنی توسط رابطه زیر به احتمال گسیختگی مرتبط می‌شود:

$$\beta = \Phi^{-1}(P_f) \Leftrightarrow P_f = \Phi(-\beta) \quad (2-24)$$

جدول ۲-۱ چگونگی تغییرات β را بر حسب P_f و برعکس نشان می‌دهد. این جدول بر اساس معادله ۲-۲۴ ارائه شده است.

جدول ۲-۱: مقادیر متناظر شاخص ایمنی β و احتمال گسیختگی P_f

β	1.28	2.33	3.09	3.71	4.26	4.75	5.19	5.62	5.99
P_f	10^{-1}	10^{-2}	10^{-3}	10^{-4}	10^{-5}	10^{-6}	10^{-7}	10^{-8}	10^{-9}

بر اساس مطالب فوق می‌توان تعریف ارائه شده در حالت دو متغیره را به حالت n متغیره نیز

¹ Hasofer

² Lind

تعمیم داد. یک تابع حالت حدی $g(X_1, X_2, \dots, X_n)$ که در آن X_i ها همگی متغیرهای غیر وابسته هستند را در نظر بگیرید. شاخص ایمنی هسوفر- لیند به صورت زیر تعریف می‌شود:

۱- با استفاده از فرمول زیر مجموعه متغیرهای اصلاح شده $\{Z_1, Z_2, \dots, Z_n\}$ تعریف می‌شود:

$$Z_i = \frac{X_i - \mu_{Xi}}{\sigma_{Xi}} \quad (2-25)$$

۲- تابع حالت حدی بر حسب متغیرهای اصلاح شده $\{Z_1, Z_2, \dots, Z_n\}$ مجدداً باز نویسی می‌شود.

۳- شاخص ایمنی عبارت است از کوتاه‌ترین فاصله از مرکز مختصات n بعدی متغیرهای

اصلاح شده تا منحنی تعریف شده توسط رابطه $g(Z_1, Z_2, \dots, Z_n) = 0$.

۲-۵-۲- روش FORM^۱

در روش قابلیت اعتماد مرتبه اول، اگر تابع خطی نباشد با استفاده از اولین مرتبه سری تیلور تابع را خطی می‌کنیم و سپس با توجه به تعریف شاخص قابلیت اعتماد به عنوان کوتاه‌ترین فاصله از مرکز فضای متغیرهای اصلاح شده تا تابع حالت حدی $g = 0$ ، شاخص ایمنی را محاسبه می‌کنیم. این روش توسط افراد مختلفی از جمله کرنل^۲، هسوفر، لیند، راکویز^۳، فیسلر^۴ و غیره بسط داده شد و در نهایت به روش کامل و جامعی که به روش راکویز- فیسلر اصلاح شده معروف است تبدیل شد.

۲-۵-۲-۱- روش راکویز- فیسلر اصلاح شده

در این روش احتیاج به شناخت تابع توزیع احتمال تمام متغیرهای تصادفی دخیل در مسئله می‌باشد. ایده اساسی این روش با محاسبه ((معادل نرمال)) مقادیر میانگین و انحراف معیار برای هر

^۱ First Order Reliability Method

^۲ kornell

^۳ Rackwiz

^۴ Fiessler

متغیر تصادفی غیر نرمال شروع می‌شود و در تحلیل از پارامترهای معادل نرمال استفاده می‌شود. چنانچه یک متغیر تصادفی X با مقدار میانگین μ_X و انحراف معیار σ_X توسط تابع توزیع احتمال تجمعی $F_X(x)$ و تابع چگالی احتمال $f_X(x)$ توصیف شود، برای تعیین معادل نرمال، مقدار میانگین μ_X^e و انحراف معیار σ_X^e احتیاج می‌باشد بطوری که توابع توزیع تجمعی (CDF) و چگالی احتمال (PDF) تابع واقعی، با توابع توزیع تجمعی نرمال و چگالی احتمال نرمال در مقدار متغیر x^* واقع بر مرز گسیختگی توصیف شونده با رابطه $g = 0$ برابر باشند. از دیدگاه ریاضی می‌توان این شرایط را به صورت زیر بیان نمود:

$$F_X(x^*) = \Phi\left(\frac{x^* - \mu_X^e}{\sigma_X^e}\right) \quad (26-2)$$

$$f_X(x^*) = \frac{1}{\sigma_X^e} \phi\left(\frac{x^* - \mu_X^e}{\sigma_X^e}\right) \quad (27-2)$$

در رابطه فوق Φ بیانگر تابع توزیع تجمعی نرمال استاندارد و ϕ بیانگر تابع چگالی احتمال نرمال استاندارد می‌باشد. معادله (26-2) به سادگی لازم می‌دارد که احتمالات تجمعی در x^* برابر باشند. معادله (27-2) با مشتق‌گیری از طرفین معادله (26-2) نسبت به x^* بدست می‌آید. با بازنویسی دو معادله فوق و حل آنها برای مقادیر میانگین و انحراف معیار معادل نرمال، این مقادیر بصورت زیر بدست می‌آیند:

$$\mu_X^e = x^* - \sigma_X^e [\Phi^{-1}(F_X(x^*))] \quad (28-2)$$

$$\sigma_X^e = \frac{1}{f_X(x^*)} \phi\left(\frac{x^* - \mu_X^e}{\sigma_X^e}\right) = \frac{1}{f_X(x^*)} \phi[\Phi^{-1}(F_X(x^*))] \quad (29-2)$$

مراحل اساسی در این روش برای هر دو دسته توابع خطی و غیر خطی بصورت زیر می‌باشد:

(۱) تابع حالت حدی را فرموله نمایید. توزیع‌های احتمال و پارامترهای متناسب با آنها را برای تمام

متغیرهای تصادفی X_i دخیل در مسأله ($i = 1, 2, \dots, n$) تعیین نمایید.

(۲) با فرض مقادیری برای $n - 1$ تا از متغیرهای تصادفی X_i ، یک نقطه طراحی اولیه $\{X_i\}$ را

بدست آورید. (انتخاب مقادیر میانگین اغلب یک انتخاب معقول است). برای متغیر تصادفی

باقیمانده، معادله حالت حدی را حل کنید. این شرط ما را از قرار داشتن نقطه طراحی بر روی مرز گسیختگی مطمئن می‌کند.

(۳) با استفاده از معادلات (۲۸-۲) و (۲۹-۲) برای هر یک از مقادیر نقطه طراحی x_i^* متناسب با یک توزیع غیر نرمال، معادل نرمال میانگین μ_{xi}^e و معادل نرمال انحراف معیار σ_{xi}^e را تعیین نمایید. اگر یک یا تعداد بیشتری از مقادیر x_i^* با یک توزیع نرمال متناسب باشد، آنگاه پارامترهای معادل نرمال در حقیقت همان پارامترهای واقعی در مسأله هستند.

(۴) با استفاده از رابطه زیر متغیرهای اصلاح شده $\{Z_i^*\}$ متناسب با نقطه طراحی $\{x_i^*\}$ را تعیین نمایید:

$$Z_i^* = \frac{x_i^* - \mu_{xi}^e}{\sigma_{xi}^e} \quad (30-2)$$

(۵) مشتقات جزئی تابع حالت حدی را نسبت به متغیرهای اصلاح شده با استفاده از معادله زیر تعیین نمایید:

$$\frac{\partial g}{\partial Z_i} = \frac{\partial g}{\partial x_i} \frac{\partial x_i}{\partial Z_i} = \frac{\partial g}{\partial x_i} Q_{xi}^e \quad (31-2)$$

برای راحتی بردار ستونی $\{G\}$ را بگونه‌ای تعریف نمایید که درایه‌های آن، همان مشتقات جزئی ضرب شده در عدد منفی یک باشند. یعنی داشته باشیم:

$$\begin{Bmatrix} G_1 \\ G_2 \\ \vdots \\ G_n \end{Bmatrix} = \{G\} \quad \& \quad G_i = -\frac{\partial g}{\partial Z_i} \Big|_{\text{در نقطه طراحی}} \quad (32-2)$$

(۶) با استفاده از فرمول زیر یک مقدار تخمینی برای β محاسبه نمایید.

$$\beta = \frac{\{G\}^T \{Z^*\}}{\sqrt{\{G\}^T \{G\}}} \quad \& \quad \{Z^*\} = \begin{Bmatrix} Z_1^* \\ Z_2^* \\ \vdots \\ Z_n^* \end{Bmatrix} \quad (33-2)$$

در رابطه فوق نماد T بیانگر ترانپاده ماتریس می‌باشد.

(۷) با استفاده از فرمول زیر یک بردار ستونی متشکل از ضرایب حساسیت را حساب کنید.

$$\{\alpha\} = \frac{\{G\}}{\sqrt{\{G\}^T \{G\}}} \quad (34-2)$$

۸) با استفاده از رابطه ۲-۳۵، $n - 1$ متغیر اصلاح شده جدید تعیین نمایید.

$$Z_i^* = \alpha_i \beta \quad (35-2)$$

۹) برای $n - 1$ مقدار متغیرهای گام ۸ با استفاده از رابطه زیر مقادیر نقطه‌های طراحی متناسب را در مختصات اصلی تعیین نمایید.

$$x_i^* = \mu_{x_i}^e + Z_i^* \sigma_{x_i}^e \quad (36-2)$$

۱۰) با استفاده از حل تابع حالت حدی $g = 0$ مقدار متغیر تصادفی باقیمانده (آن متغیری که در مراحل ۸ و ۹ محاسبه نشد) را تعیین نمایید.

۱۱) مراحل ۳ تا ۱۰ را آنقدر تکرار نمایید تا شاخص ایمنی β و نقطه طراحی $\{x_i^*\}$ همگرا شوند. حتی در حالتی که تابع حالت حدی خطی نیز باشد تکرار عملیات ضروری و لازم است. این موضوع به این دلیل است که ما در تکرار از پارامترهای معادل نرمال استفاده می‌نمایم و اینکه این پارامترها در اثنای فرایند تکرار، تغییر می‌کنند.

در خیلی از کاربردهای عملی برخی از متغیرهای تصادفی ممکن است وابسته باشند و این وابستگی می‌تواند تاثیر قابل ملاحظه‌ای بر روی شاخص ایمنی محاسبه شده داشته باشد. در مواجهه با متغیرهای تصادفی وابسته کافی است معادلات (۲-۳۳) و (۲-۳۴) را بصورت زیر اصلاح کنیم:

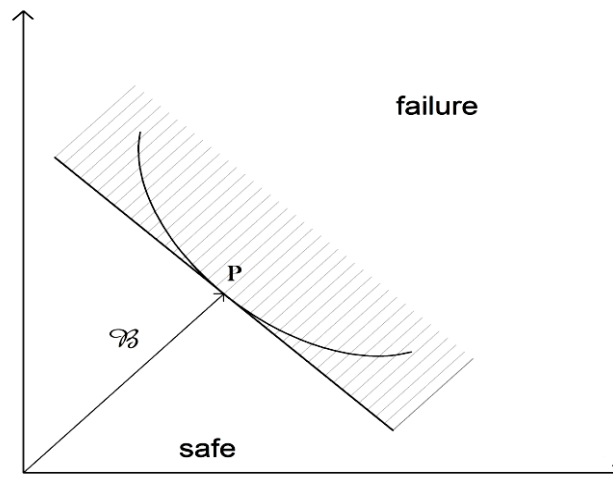
$$\beta = \frac{\{G\}^T \{Z^*\}}{\sqrt{\{G\}^T \{G\}}} \Rightarrow \beta = \frac{\{G\}^T \{Z^*\}}{\sqrt{\{G\}^T [\rho] \{G\}}} \quad (36-2)$$

$$\{\alpha\} = \frac{\{G\}}{\sqrt{\{G\}^T \{G\}}} \Rightarrow \{\alpha\} = \frac{[\rho] \{G\}}{\sqrt{\{G\}^T [\rho] \{G\}}} \quad (37-2)$$

معادلات سمت راست، فرم اصلاح شده معادلات سمت چپ هستند. [1]، [6]، [7]، [8].

۲-۵-۳- روش SORM^۱

در اکثر موارد تابع حالت حدی خطی نیست و بیشتر متغیرها غیر نرمال هستند. همچنین ممکن است با انتقال تابع حالت حدی خطی از فضای اصلی $\{x\}$ به فضای استاندارد $\{Z\}$ ، تابع غیر خطی شود. در شکل ۶-۲ مشاهده می‌شود فاصله نقطه P تا مبدأ برای هر دو تابع خطی و غیر خطی یکسان است اما دامنه خرابی که به وسیله سطح سایه خورده نشان داده شده است متفاوت می‌باشد.



شکل ۶-۲- نمایش دو تابع حالت حدی خطی و غیر خطی

$FORM$ برای هر دو تابع β یکسانی می‌دهد. اما مشاهده می‌شود احتمال خرابی تابع غیر خطی از تابع خطی باید کمتر باشد. در $FORM$ به علت اینکه از اولین مرتبه سری تیلور در تقریب جهت مینیمم کردن فاصله استفاده می‌شود، انحنای تابع غیر خطی نادیده گرفته می‌شود. میزان انحنای هر تابع به مشتق مرتبه دوم آن بستگی دارد که در $SORM$ لحاظ می‌شود، بنابراین $SORM$ در برخی موارد نتایج بهتری جهت محاسبه احتمال خرابی P_f در پی دارد.

روش $SORM$ در ابتدا توسط فیسler در مورد تقریب‌های درجه دوم اثبات شد. یک راه حل بسته ساده جهت محاسبه احتمالاتی، تقریب‌های مرتبه دومی است که توسط $Breitung$ استفاده شد. در تئوری تقریب محاسبات، جهت بدست آوردن احتمال خرابی دقیق از فرمول زیر استفاده می‌شود:

¹ Second Order Reliability Method

$$P_{fSORM} = \Phi(-\beta) \prod_{i=1}^{n-1} (1 - \beta k_i)^{-\frac{1}{2}} \quad (38-2)$$

در رابطه فوق k_i نشان دهنده میزان انحنای تابع حالت حدی در نقطه طراحی (نقطه ای روی تابع حالت حدی با کمترین فاصله از مبداء مختصات اصلاح شده) می باشد. β موجود در رابطه فوق همان شاخص قابلیت اعتماد مرتبه اول است.

هرچند روش SORM در برخی موارد احتمال خرابی دقیق تری را می دهد اما از آنجایی که ما برای انجام فرایند کالیبراسیون با شاخص قابلیت اعتماد سروکار داریم نه احتمال خرابی و نیز توابع حالت حدی جهت انجام فرایند کالیبراسیون، خطی و نسبتاً ساده می باشند؛ لذا از این روش استفاده نمی کنیم. [1]، [6]، [7]، [8].

۲-۵-۴- روش شبیه سازی مونت کارلو

در برخی مواقع با توابع حالت حدی پیچیده تری در عمل روبرو هستیم. در این حالت پیدا کردن β با استفاده از روش های قبل یا به شدت مشکل بوده یا غیر ممکن است. در چنین مواردی تنها شیوه منطقی برای تعیین β یا احتمال گسیختگی، روش شبیه سازی مونت کارلو است. همانطور که از نام این روش پیداست ایده اصلی پشتیبان این روش، شبیه سازی برخی پدیده ها و آنگاه مشاهده تعداد دفعاتی است که برخی رویدادهای موردنظر رخ می دهد. روش مونت کارلو یک روش ویژه است که می توان با استفاده از آن بدون انجام هرگونه آزمایش واقعی فیزیکی، برخی نتایج را تولید نمود. ما می توانیم با استفاده از نتایج آزمایش های قبل (یا دیگر اطلاعات) توزیع های احتمالاتی پارامترهای مهم در مسأله را تعیین کنیم. بنابراین با استفاده از این اطلاعات، توزیع عددی توابع حالات حدی تولید می شود.

اصول روش به صورت زیر بیان می شود:

(۱) با استفاده از توزیع احتمالاتی متغیرهای موجود در تابع حالت حدی، بطور تصادفی یک مقدار

برای هر کدام از متغیرهای تصادفی تولید می کنیم.

(۲) متغیرهای تولید شده را در فرمول تابع حالت حدی $g(x_1, x_2, \dots, x_n)$ قرار داده و مقدار g را محاسبه می‌کنیم.

(۳) مقدار محاسبه شده g را ذخیره می‌کنیم.

(۴) مراحل ۱ تا ۳ را تا زمان ایجاد یک تعداد کافی از مقادیر g تکرار می‌کنیم.

(۵) احتمال خرابی از رابطه زیر بدست می‌آید.

$$P_f = \frac{\text{تعداد دفعاتی که } g \text{ منفی است}}{\text{تعداد کل مقادیر } g \text{ شبیه سازی شده}} \quad (39-2)$$

(۶) برای بدست آوردن β دو روش وجود دارد: الف) با داشتن احتمال خرابی $\beta \cong \Phi^{-1}(P_f)$ ب)

از آنجایی که در خیلی از کاربردهای عملی توزیع واقعی g را نمی‌شناسیم، لذا احتیاج داریم تا

با بکارگیری داده‌های آزمایش پارامترها را تخمین بزنیم. اگر به تعداد کافی از مقادیر g تولید

شده باشد آنگاه می‌توان میانگین حقیقی μ_g را بوسیله میانگین نمونه $\bar{g}$ تقریب زد. همچنین

انحراف معیار واقعی σ_g را بوسیله انحراف معیار نمونه S_g تقریب زد. در نتیجه:

$$\beta = \frac{\bar{g}}{S_g} \quad (40-2)$$

میانگین نمونه و انحراف معیار نمونه طبق روابط زیر محاسبه می‌شوند:

$$\bar{g} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n g_i \quad (41-2)$$

$$S_g = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (g_i - \bar{g})^2}{n-1}} = \sqrt{\frac{(\sum_{i=1}^n g_i^2) - n(\bar{g})^2}{n-1}} \quad (42-2)$$

روش مونت کارلو اغلب در سه مورد زیر قابل کاربرد است:

(۱) برای حل مسائل پیچیده وقتی که روش‌های حل به فرم بسته یا ممکن نیستند یا اینکه

بسیار مشکل هستند. برای مثال مسائل احتمالاتی در بردارنده مدل‌های امان محدود غیر

خطی مرکب را می‌توان با استفاده از روش شبیه سازی مونت کارلو حل نمود مشروط بر

اینکه قدرت محاسباتی ضروری (کامپیوتر مناسب) بعلاوه اطلاعات ورودی لازم در دسترس

باشند.

۲) حل مسائل پیچیده به فرم بسته (یا حداقل به صورت تقریبی) که از فرضیات ساده سازی زیادی استفاده می‌کند. با استفاده از روش شبیه سازی مونت کارلو می‌توان مسأله اصلی را بدون هرگونه فرضیات ساده کننده مورد مطالعه قرار داد.

۳) کنترل کردن نتایج دیگر روش‌ها.

در این فصل فقط مقدمه‌ای مختصر از راجع به روش شبیه سازی مونت کارلو ارائه شد. برای مطالعه جزئیات و کاربردهای بیشتر آثار *Anagnos 1996* و *Gustar* و *Marek* و *Rubinstein 1981* و *Ross 1991* و *McCuen 1997* و *Ayyub* و *Ang&Tang 1984* توصیه می‌شود. [1]، [6]، [7]، [8].

فصل سوم

مدل های سازه ای

بار و مقاومت

۳- مدل‌های سازه‌ای بار و مقاومت

۳-۱- مقدمه

در فصول قبل دیدیم علیرغم آنچه اغلب تصور می‌شود، پارامترهای مربوط به بار و مقاومت در طراحی اعضای سازه‌ای کمیت‌های قطعی نیستند و متغیرهای تصادفی هستند. بنابراین طراحی سازه‌ای کاملاً ایمن غیر ممکن است و استفاده از رویکرد احتمالاتی برای محاسبه قابلیت اعتماد اعضای سازه‌ای در طراحی، امری اجتناب ناپذیر است. بنابراین اولین قدم در تحلیل قابلیت اعتماد و طراحی سازه‌ها، مطالعه و جمع‌آوری اطلاعات دقیقی در مورد پارامترهای آماری مربوط به متغیرهای تصادفی که در حالات و ترکیبات مختلف بارگذاری شرکت می‌کنند (از قبیل پارامترهای بار و مقاومت) و نوع تابع توزیع آنها می‌باشد. در این فصل اشاره‌ای به چگونگی مدل‌سازی احتمالاتی بار و مقاومت می‌شود و همچنین در مورد تحقیقاتی که پژوهشگران داخلی و خارجی انجام داده‌اند مطالبی جمع‌آوری شده است. در فصل پنجم از نتایج این تحقیقات برای تحلیل قابلیت اعتماد و کالیبراسیون ضرایب جزئی بار و مقاومت آئین‌نامه فولاد ایران استفاده شده است.

۳-۲- مدل‌های سازه‌ای بار

در طراحی هر سازه، طراح باید از انواع و مقادیر بارهایی که انتظار می‌رود در اثنای دوره عمر سازه بر آن وارد شود، فهم و درک صحیحی داشته باشد. در این قسمت در مورد تعدادی از انواع بارهایی که عموماً در طراحی ساختمانها سروکار داریم بحث می‌شود. بعلاوه به مدل‌سازی احتمالاتی این بارها که در توسعه آئین‌نامه‌های طراحی با رویکرد احتمالاتی، مورد استفاده واقع می‌شوند اشاره می‌شود.

۳-۲-۱- انواع بارها

انواع مختلف بارها بر سازه اعمال می‌شوند. این بارها را می‌توان بر اساس انواع داده‌های آماری در دسترس و مشخصات پدیده‌ای بار به سه دسته تقسیم نمود.

- ۱- در نوع اول، شدت بارها در طول زمان ثابت است و مقدار آن بستگی به زمان ندارد. بار مرده و بار زنده دایمی مثال هایی از این دسته اند.
 - ۲- در نوع دوم، داده های بار از مقادیر فواصل زمانی مشخص شده بدست می آیند. بنابراین میزان وابستگی زمانی محدود می شود. بارهای قرار گیرنده در این نوع شامل بارهای برف و بار زنده گذرا می باشند.
 - ۳- در نوع سوم، داده ها در فواصل زمانی مشخص شده قابل تعیین نیستند، لذا داده های موجود برای این نوع بارها از اندازه گیری ها و مقادیر نادر و کمیاب بدست می آیند. زلزله، گردبادها و سونامی ها مثال هایی از این نوع هستند.
- همچنین به یک نوع بار در زمان طراحی و در طول عمر سازه، مقادیر مختلفی را می توان نسبت داد.
- ۱- مقدار پیش بینی شده: این مقدار در واقع اندازه ای است که طراح با توجه به شرایط سازه ای، جهت بار مورد نظر محاسبه و پیش بینی نموده است. به عنوان مثال وزن لایه های تشکیل دهنده سقف، بار مرده پیش بینی شده ناشی از سقف را تشکیل می دهد.
 - ۲- مقدار اسمی: در بسیاری از موارد آئین نامه های بارگذاری بر اساس شرایط منطقه احداث ساختمان و دیگر فرضیات، محدودیت ها و مقادیری جهت اندازه بار در نظر می گیرند که با لحاظ نمودن این محدودیت ها، مقدار اسمی بدست می آید. بعنوان مثال در مبحث ششم حداقل بار معادل گسترده نظیر تیغه ها برای مصالح معمولی ۱۰۰ دکانیوتن (کیلوگرم) بر متر مربع در نظر گرفته شده است در حالی که ممکن است مقداری کمتر از این مقدار (مثلا ۸۰ دکانیوتن بر مترمربع) برای این بار حاصل شود.
 - ۳- مقدار مبتنی بر آزمایشات تجربی: این مقدار با نمونه گیری و بررسی اندازه دقیق بار در زمان معین و محل مورد نظر در عضو، حاصل می شود و تابع زمان و مکان است. مجموعه این اندازه-

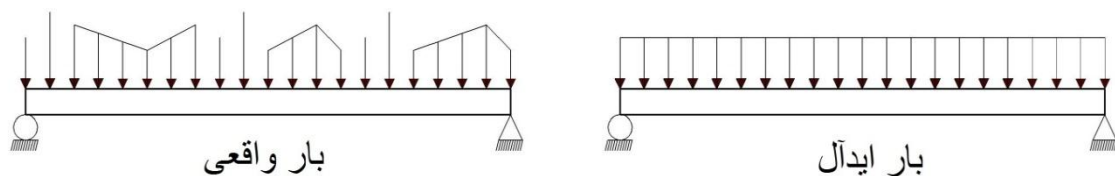
گیری‌ها در زمان‌ها و مکان‌های مختلف، مقدار واقعی بار را مشخص می‌نمایند. این مقدار در واقع یک متغیر تصادفی بوده و احتمال وقوع آن با یکی از توزیع‌ها بیان می‌شود.

۳-۲-۲- مدل‌های کلی بار

برای انجام تحلیل قابلیت اعتماد یک سازه، بارهای وارده باید به صورت متغیرهای تصادفی مدل شوند. معمولاً مقدار بار دلخواه Q_i ، توسط رابطه زیر مدل می‌شود.

$$Q_i = A_i B_i C_i \quad (۱-۳)$$

در رابطه فوق، A_i بیانگر عدم قطعیت ناشی از اندازه واقعی خود بار، B_i بیانگر عدم قطعیت ناشی از فرضیاتی است که بار چگونه بر سازه اعمال می‌شود. برای مثال شکل ۱-۳ دو تیر را نشان می‌دهد. روی تیر سمت چپ ترکیبی از بارهای متمرکز و گسترده غیر یکنواخت وارد شده است. روی تیر سمت راست، بار وارد بر تیر به منظور تحلیل تیر به صورت یک بار گسترده یکنواخت در طول کل دهانه تیر، ساده‌سازی و اثر داده شده است.



شکل ۱-۳- ایده‌آل سازی بارهای وارد بر یک سازه به عنوان شرح متغیر B_i در معادله ۱-۳

از متغیر C_i ، برای لحاظ نمودن عدم قطعیت ناشی از تقریبات مختلف و ایده‌آل سازی‌های استفاده شده در خلق مدل تحلیل سازه استفاده می‌شود. مثال‌هایی از این دست، شامل ایده‌آل سازی دوبعدی از سازه‌های سه‌بعدی و تکیه‌گاه گیردار در مقابل تکیه‌گاه مفصل و غیره می‌باشد. برای انجام تحلیل ایمنی، حداقل به مقادیر میانگین^۱ و واریانس^۲ یا (انحراف معیار^۳ یا ضریب

^۱ Mean Value

^۲ Variance

^۳ Standard Deviation

تغییرات^۱ احتیاج داریم. با به کارگیری اصول توابع متغیرهای تصادفی، روابط زیر براحتی اثبات می شود:

$$\mu_Q \approx \mu_A \mu_B \mu_C \quad (2-3)$$

$$\lambda_Q \approx \lambda_A \lambda_B \lambda_C \quad (3-3)$$

$$\sigma_Q^2 \approx (\mu_B \mu_C)^2 \sigma_A^2 + (\mu_A \mu_C)^2 \sigma_B^2 + (\mu_A \mu_B)^2 \sigma_C^2 \quad (4-3)$$

$$V_Q \approx \sqrt{V_A^2 + V_B^2 + V_C^2} \quad (5-3)$$

در روابط فوق μ بیانگر مقدار میانگین، λ ضریب انحراف^۲ (فاکتور کجی)، σ^2 واریانس و V ضریب تغییرات می باشد.

در اکثر موارد احتیاج است تا ترکیب هایی از بار، که شامل انواع بارهای مختلف است را در نظر بگیریم. ملاحظه و بررسی قرار دهیم. در این موقع وقتی که چندین بار باهم اثر می کنند (مثلاً $Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n$) می توان با استفاده از معادله ۱-۳ برای هر یک از بارها، بار کلی را بصورت معادله زیر مدل نماییم.

$$Q = c(A_1 B_1 C_1 + A_2 B_2 C_2 + \dots + A_n B_n C_n) \quad (6-3)$$

در رابطه فوق c یک فاکتور اضافی بوده که برای تمام بارها مشترک است. از این فاکتور می توان به عنوان یک ضریب ترکیب بار یاد کرد. [1]

۳-۳- بار مرده

بار مرده در طراحی عموماً به صورت ثقلی به سازه وارد می شود که شامل وزن اجزاء سازه و وزن قسمت های غیر سازه ای که به طور دائم به سازه متصل هستند می باشد. بار مرده از توزیع احتمالی نرمال پیروی می کند و فرض می شود شدت آن در طول عمر سازه مقداری ثابت است. جدول ۱-۳ برخی پارامترهای آماری مربوط به بار مرده را ارائه می کند.

جدول ۱-۳ : پارامترهای آماری مربوط به بار مرده

¹ Coefficient of Variation

^۲ نسبت میانگین واقعی متغیر به مقدار اسمی آن (Bias Factor)

نوع سازه	ضریب انحراف	ضریب تغییرات
ساختمان‌ها	۱/۰۰	۰/۰۸ – ۰/۱۰
پل‌ها	۱/۰۳ – ۱/۰۵	۰/۰۸ – ۰/۱۰

اغلب یک تمایل در گروهی از طراحان وجود دارد که کل بار مرده را دست پایین برآورد کنند. بنابراین از ضریب انحراف $\lambda_D = 1/05$ به جای مقادیر کوچکتر نشان داده شده در جدول ۳-۱ توصیه می‌شود. الینگوود^۱ و همکارانش برای بار مرده توزیع نرمال، ضریب تغییرات ۰/۱ و ضریب انحراف ۱/۰۵ را پیشنهاد می‌کنند.

۳-۴- بار زنده

۳-۴-۱- بار زنده طراحی (اسمی)

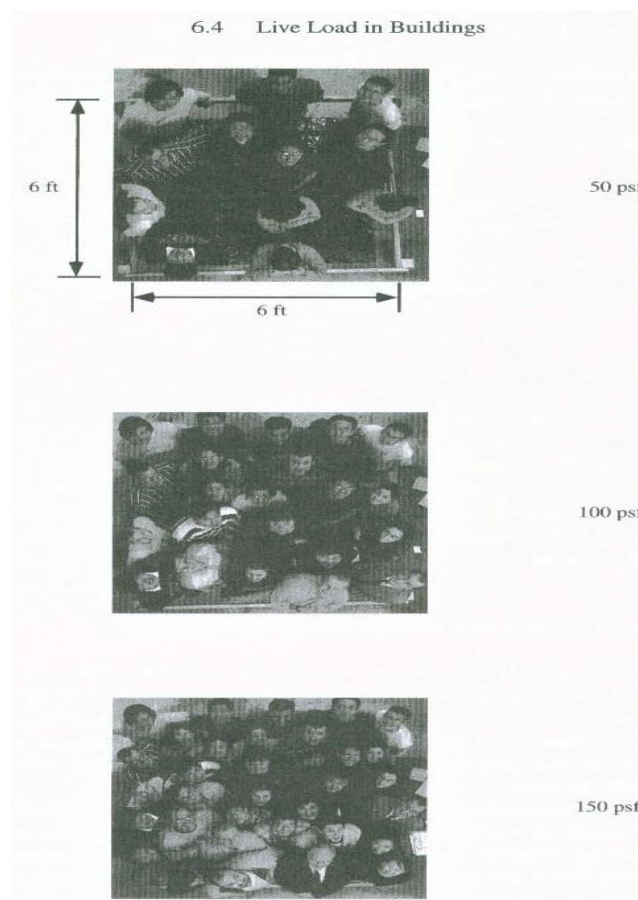
بار زنده، بیانگر وزن مردم و اثاثیه آنها، مبلمان، قسمت‌های متحرک و دیگر اثاثیه قابل حمل و تجهیزات می‌باشد. معمولاً بار زنده به عنوان یک بار گسترده یکنواخت ایدآل سازی می‌شود. مقدار این بار به نوع سکونت بستگی دارد. برای مثال بارهای زنده مشخص شده توسط آئین‌نامه بارگذاری آمریکا از مقدار ۱۰ پوند بر فوت مربع (۰/۴۸ کیلو نیوتن بر متر مربع) برای اتاق‌های کوچک زیر شیروانی غیر مسکونی تا ۲۵۰ پوند بر فوت مربع (۱۱/۹۷ کیلو نیوتن بر متر مربع) برای سطوح ذخیره سازی بالای سقف‌ها منظور می‌شود. همچنین مقدار بار زنده به تعداد جمعیت مورد انتظاری که از سازه بهره برداری می‌نمایند و همینطور اثرات اجتماع و ازدحام احتمالی همانند آنچه در شکل ۳-۲ نشان داده شده است بستگی دارد. پارامترهای آماری بار زنده به سطح تحت توجه و رسیدگی بستگی دارد. توزیع بار زنده به سطح بزرگتر، باعث دریافت شدت بار کمتری خواهد شد. آئین‌نامه بارگذاری آمریکا و همچنین مبحث ششم مقررات ملی ایران ضرایب تقلیل را برای بار زنده به عنوان یک تابع از سطح تأثیر مشخص نموده است. وقتی سطح تأثیر A_I از ۳۷/۱۶ (کیلو نیوتن بر متر مربع) بیشتر باشد، بار

¹ Ellingwood

زنده طراحی (اسمی) توسط رابطه زیر محاسبه می شود.

$$L_n = L_0 \left(0.25 + \frac{4.75}{\sqrt{A_I}} \right) \quad (7-3)$$

در رابطه فوق L_0 بیانگر بار زنده طراحی کاهش نیافته می باشد که از آئین نامه بدست می آید. در استفاده از معادله ۷-۳ مقداری محدودیت وجود دارد. برای دیدن جزئیات بسته به نیاز خود به آئین- نامه بارگذاری آمریکا یا مبحث ششم مقررات ملی ایران مراجعه نمایید. [9] و [10].



شکل ۳-۲- تغییر در شدت های بار زنده ناشی از ازدحام جمعیت

از نقطه نظر آماری راحت تر هستیم که بار زنده را به دو دسته تقسیم نماییم. این دو دسته عبارتند از: بار زنده پایدار (ثابت) و بار زنده ناپایدار (گذرا).

۳-۴-۲- بار زنده پایدار (ثابت)

بار زنده پایدار، عبارت است از وزن مردم و اثاثیه آنها، مبلمان، قسمت های متحرک و اثاثیه ثابت

قابل حمل و تجهیزات. در این تعریف اصطلاح پایدار برای نشان دادن این موضوع که می‌توان بار موجود را به عنوان یک موقعیت معمول انتظار داشت، مورد استفاده واقع می‌شود. بار زنده پایدار همچنین به عنوان یک بار زنده (L_{apt}) شناخته می‌شود. L_{apt} عبارت است از: باری که عمدتاً به صورت تیپ در یک دفتر، آپارتمان، مدرسه، هتل و جاهای مشابه آنها وجود دارد.

برای بدست آوردن اطلاعات آماری از بار زنده پایدار، توسط محققین زیادی آمارگیری‌های از بار زنده انجام شده است. تحقیقات انجام شده توسط الینگوود و همکارانش نشان داده است که می‌توان بار زنده پایدار را به عنوان یک متغیر تصادفی با توزیع گاما مدل نمود. جدول ۲-۳ بعضی مقادیر نمونه از ضرایب انحراف و ضرایب تغییرات بار زنده پایدار را به عنوان یک تابع از سطح تأثیر ارائه می‌نماید.

جدول ۲-۳: داده‌های آماری برای بار زنده پایدار به عنوان یک تابع از سطح تأثیر^۱

ضریب تغییرات	ضریب انحراف	سطح تأثیر (ft^2)
۰/۸۹ - ۰/۵۹	۰/۲۴	۲۰۰
۰/۲۶ - ۰/۵۵	۰/۳۳	۱۰۰۰
۰/۲۰ - ۰/۴۶	۰/۵۲	۵۰۰۰
۰/۱۸ - ۰/۴۵	۰/۶۰	۱۰۰۰۰

۳-۴-۳- بار زنده ناپایدار (گذرا)

بار زنده ناپایدار، عبارت است از وزن مردم و اثاثیه آنها که در اثنای یک رخداد غیر معمول از قبیل یک حادثه ممکن است ایجاد شود.

تعریف فوق با این فرض است که تمام افراد در یک اتاق جمع باشند یا اینکه تمام مبلمان در یک اتاق انبار شده باشند. از آنجایی که بار کمیاب است و پیش بینی وقوع آن مشکل می‌باشد لذا این بار به عنوان یک بار ناپایدار شناخته می‌شود. همانند بار زنده پایدار، بار زنده ناپایدار نیز به عنوان یک تابع از سطح تأثیر بیان می‌شود. مقداری اطلاعات از بار زنده پایدار و بار زنده ناپایدار در جدول ۳-۳ ارائه شده است.

^۱ در این جدول ضرایب تغییرات از Ellingwood, Galambos, MacGregor and Cornell 1990 برداشت شده‌اند

جدول ۳-۳: تعدادی از آمارگیری های نمونه از بار زنده

میانگین حداکثر	ثوابت زمانی			بار ناپایدار		بار آماری (پایدار)		
	Γ_s^{δ} (سال)	$\theta_s^{\neq}$ (سال)	τ_s^t (سال)	σ_s^*	m_s^*	σ_s^*	m_s	
۲/۶۳	۵۰	۱	۸	۰/۳۹	۰/۳۸	۰/۲۸	۰/۵۲	سکونت یا بهره برداری
۱/۷۲	۵۰	۱	۲	۰/۳۲	۰/۲۹	۰/۱۲	۰/۲۹	ساختمان های اداری
۱/۸۲	۵۰	۱	۱۰	۰/۳۲	۰/۲۹	۰/۱۲	۰/۲۹	سکونت اجاره ای
۲/۲۰	۵۰	۲۰	۵	۰/۲۸	۰/۲۹	۰/۰۶	۰/۲۲	سکونت ملکی
۱/۶۳	۱۰۰	۱	۱	۰/۱۶	۰/۳۳	۰/۱۳	۰/۵۷	هتلها
								مدارس

*برای سطح ۱۸/۵۸ متر مربع، بجز ۹۲/۹ مترمربع برای مدارس

τ مدت زمان سکونت متوسط بار پایدار

$\neq$ میانگین رخداد بار ناپایدار

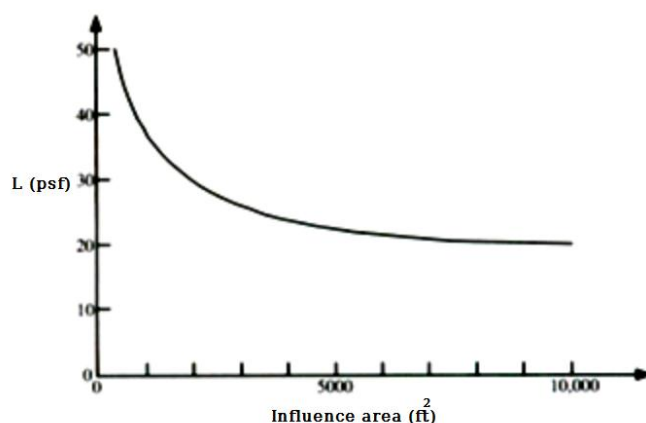
δ دوره مرجع

ارائه با اجازه از انجمن مهندسين ساختمان آمريكا از استاندارد ANSI/ABCE 7-95، حداقل بارهای طراحی

برای ساختمان ها و دیگر سازه ها @ ۱۹۹۶.

۳-۴-۴- حداکثر بار زنده

برای اهداف طراحی ضرورت دارد که ترکیبات مورد انتظار بارهای زنده پایدار و ناپایداری که ممکن است در اثنای دوره طراحی ساختمانها رخ دهد را مورد ارزیابی قرار دهیم. (این عمر مفید طراحی معمولاً در محدوده ۵۰-۱۰۰ سال قرار دارد). مشخصات احتمالی بار زنده حداکثر، به تغییرات زمانی بار پایدار، دوام بار پایدار (این دوام به فرکانس تغییر مستأجر یا تغییر حاصل در بهره برداری مربوط می شود). بار زنده حداکثر ترکیبی در ۵۰ سال را می توان توسط یک توزیع اکسترمم نوع I برای محدوده مقادیر احتمالاتی که معمولاً در مطالعات ایمنی مورد ملاحظه قرار می گیرند مدل نمود. مقدار ضریب انحراف $\lambda = 1.0$ و ضریب تغییرات $V = 0.25$ توسط الینگوود و همکارانش در نظر گرفته شد. مقدار میانگین بار زنده حداکثر ۵۰ ساله به عنوان یک تابع از سطح تاثیر در شکل ۳-۳ نشان داده شده است. ضریب تغییرات در جدول ۳-۴ نشان داده شده است. [1].



شکل ۳-۳- میانگین حداکثر بار زنده ۵۰ ساله به عنوان یک تابع از سطح تأثیر

جدول ۳-۴: ضریب تغییرات حداکثر بار زنده ۵۰ ساله

سطح تأثیر (ft^2)	۲۰۰	۱۰۰۰	۵۰۰۰	۱۰۰۰۰
صحیح تأثیر (m^2)	۱۸/۵۸	۹۳	۴۶۴/۵	۹۲۹
میانگین (psf)	۵۰	۳۷	۲۲	۲۰/۵
ضریب تغییرات	۰/۱۴ – ۰/۲۳	۰/۱۳ – ۰/۱۸	۰/۱۰ – ۰/۱۶	۰/۰۹ – ۰/۱۶

۳-۵- بارهای محیطی

۳-۵-۱- بار باد

بار (یا اثر بار) وارد بر یک سازه ناشی از باد، یک تابع از چندین پارامتر می‌باشد. برخی از این پارامترها عبارتند از: سرعت باد، جهت وزش باد، هندسه سازه، توپوگرافی موضوعی و غیره. برای اهداف طراحی ابتدا فشارهای باد بر روی سطوح خارجی سازه محاسبه می‌شوند و سپس این فشار به بارها یا اثرات بار تبدیل می‌شوند. فرمول‌های مورد استفاده برای تعیین فشارهای باد بر سازه‌ها در ایالات متحده به صورت کلی زیر هستند:

$$P_z = q_z * G * C \quad (۳-۸ \text{ الف})$$

$$q = 0.00256 K_z K_{zt} I V^2 \quad (Psf) \quad \text{در سیستم انگلیسی} \quad (۳-۸ \text{ ب})$$

$$q_z = 0.613 K_z K_{zt} I V^2 \quad (Pa) \quad \text{در سیستم بین المللی} \quad (۳-۸ \text{ ج})$$

در روابط فوق P_z فشار طراحی، q_z فشار سرعتی، K_z یک ضریب نمایش از فشار سرعتی،

K_{zt} یک ضریب مکان نگاری است، V سرعت باد پایه، I ضریب اهمیت، G ضریب تند باد و C هم یک ضریب فشار است. [9]

و فشارهای باد در کشور ایران از رابطه زیر بدست می آید:

$$P = I_w q C_e C_g C_p \quad (9-3)$$

P فشار خارجی که بصورت استاتیکی در جهت عمود بر سطح چه در حالت فشار وارد بر سطح یا مکش به سمت خارج از سطح، عمل می کند. I_w ضریب اهمیت برای بار باد. q فشار سرعتی مرجع. C_e ضریب بادگیری. C_g ضریب اثر باد جهشی. C_p ضریب فشار خارجی که بر مساحت وجه مورد نظر میانگین گیری شده باشد.

سرعت های باد پایه بر اساس یک احتمال سالیانه متجاوز از دو درصد که متناسب با میانگین بازگشت ۵۰ ساله می باشد بنا نهاده شده است. در مبحث ششم مقررات ملی، فشار مبنای باد، q ، براساس سرعت متوسط ساعتی باد که احتمال تجاوز از این مقدار در سال ۰.۲٪ است و به طور متعارف با دوره بازگشت ۵۰ ساله بیان می گردد، بدست می آید. جدول ۳-۵ که توسط سازمان هواشناسی کشور ارائه شده است میانگین عددی سرعت باد در دوره بازگشت ۵۰ ساله با احتمال تجاوز کمتر از ۰.۲٪ در سال می باشد که دیدبانی پارامتر باد در ایستگاه های همدیدی در ارتفاع ۱۰ متری روزانه ۸ نوبت رأس ساعات گرینویچ انجام می پذیرد. [10]

انجام تحلیل ها بر داده های سرعت باد، پیشنهاد می کند که بزرگترین سرعت باد سالیانه در یک منطقه خاص، تمایل به تبعیت از یک توزیع اکسترمم نوع I دارد. این توزیع نادرترین مدل استفاده شده می باشد. سرعت های باد گردابی تمایل به تبعیت از یک توزیع وی بال دارند. [1] و [9].

جدول ۳-۵: سرعت و فشار مبنای باد توسط سازمان هواشناسی کشور

نام ایستگاه	سرعت مبنای باد (کیلومتر بر ساعت)	فشار مبنای باد (دکانیوتن بر متر مربع)	نام ایستگاه	سرعت مبنای باد (کیلومتر بر ساعت)	فشار مبنای باد (دکانیوتن بر متر مربع)
-------------	----------------------------------	---------------------------------------	-------------	----------------------------------	---------------------------------------

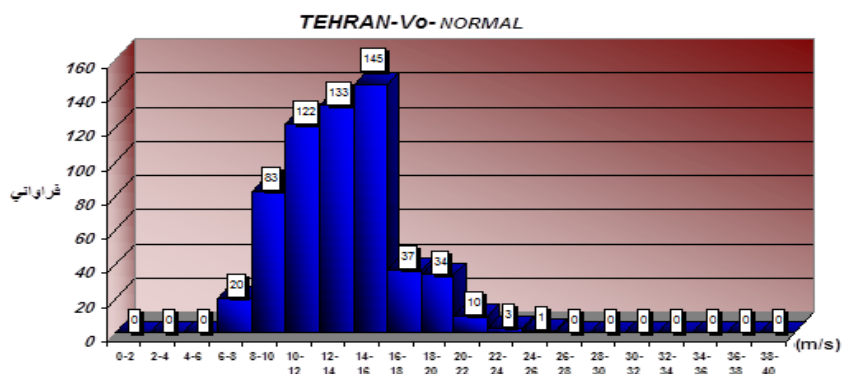
۱	آبادان	۹۰	۴۰.۵	۳۰	دزفول	۱۱۰	۶۰.۵
۲	آباده	۱۰۰	۵۰.۰	۳۱	رامسر	۹۰	۴۰.۵
۳	آبعلی	۱۱۰	۶۰.۵	۳۲	رشت	۹۰	۴۰.۵
۴	اراک	۹۰	۴۰.۵	۳۳	زابل	۱۲۰	۷۲.۰
۵	اردبیل	۱۳۰	۸۴.۵	۳۴	زاهدان	۱۳۰	۸۴.۵
۶	ارومیه	۹۰	۴۰.۵	۳۵	زنجان	۸۰	۳۲.۰
۷	آغا جاری	۱۱۰	۶۰.۵	۳۶	سبزوار	۹۰	۴۰.۵
۸	اصفهان	۱۱۰	۶۰.۵	۳۷	سرخس	۱۱۰	۶۰.۵
۹	امیدیه	۱۱۰	۶۰.۵	۳۸	سقز	۱۰۰	۵۰.۰
۱۰	اهواز	۱۱۰	۶۰.۵	۳۹	سمنان	۸۰	۳۲.۰
۱۱	ایران شهر	۱۱۰	۶۰.۵	۴۰	سنندج	۹۰	۴۰.۵
۱۲	بابلسر	۱۰۰	۵۰.۰	۴۱	شاهرود	۸۰	۳۲.۰
۱۳	بجنورد	۱۳۰	۸۴.۵	۴۲	شهرکرد	۸۰	۳۲.۵
۱۴	بیم	۱۱۰	۶۰.۵	۴۳	شیراز	۸۰	۳۲.۵
۱۵	بندرانزلی	۱۱۰	۶۰.۵	۴۴	طبرس	۹۰	۴۰.۵
۱۶	بندرعباس	۱۰۰	۵۰.۰	۴۵	فسا	۹۰	۴۰.۵
۱۷	بندر لنگه	۹۰	۴۰.۵	۴۶	قائم شهر	۹۰	۴۰.۵
۱۸	بوشهر	۱۰۰	۵۰.۰	۴۷	قزوین	۱۰۰	۵۰.۰
۱۹	بیرجند	۹۰	۴۰.۵	۴۸	قم	۹۰	۴۰.۵
۲۰	پارس آباد	۱۰۰	۵۰.۰	۴۹	کاشان	۱۰۰	۵۰.۰
۲۱	تبریز	۱۱۰	۶۰.۵	۵۰	کرمان	۱۳۰	۸۴.۵
۲۲	تربت	۸۰	۳۲.۰	۵۱	کرمانشاه	۹۰	۴۰.۵
۲۳	تهران	۱۰۰	۵۰.۰	۵۲	گرگان	۸۰	۳۲.۰
۲۴	جاسک	۱۰۰	۵۰.۰	۵۳	مراغه	۱۱۰	۶۰.۵
۲۵	سیر	۱۱۰	۶۰.۵	۵۴	مشهد	۹۰	۴۰.۵
۲۶	کیش	۱۰۰	۵۰.۰	۵۵	منجیل	۱۳۰	۸۴.۵
۲۷	چابهار	۹۰	۴۰.۵	۵۶	نوشهر	۹۰	۴۰.۵
۲۸	خرم آباد	۸۰	۳۲.۰	۵۷	همدان	۱۰۰	۵۰.۰
۲۹	خوی	۹۰	۴۰.۵	۵۸	یزد	۱۱۰	۶۰.۵

آقای مهندس سیداحمد میرشریفی و آقای دکتر وحیدرضا کلات جاری در تحقیقاتی که در سال ۱۳۸۲ در خصوص مطالعه داده‌های آماری باد در کشور عزیزمان انجام دادند، به اطلاعات مفیدی جهت استفاده در تحلیل قابلیت اعتماد سازه‌ها دست یافتند. در جدول ۳-۶ خلاصه‌ای از این پارامترها آورده شده است. در اشکال ۳-۴ تا ۳-۷ هیستوگرام‌های نمونه مربوط به شهرهای مشهد و تهران به

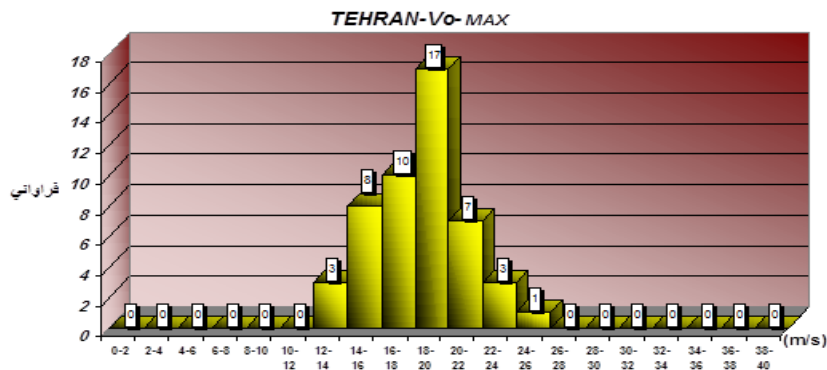
عنوان نمونه‌هایی از توزیع بیشترین سرعت باد و سرعت معمولی آن، آورده شده‌اند.

جدول ۳-۶: پارامترهای آماری مربوط به سرعت باد در ۸ شهر از ۴ پهنه کشور

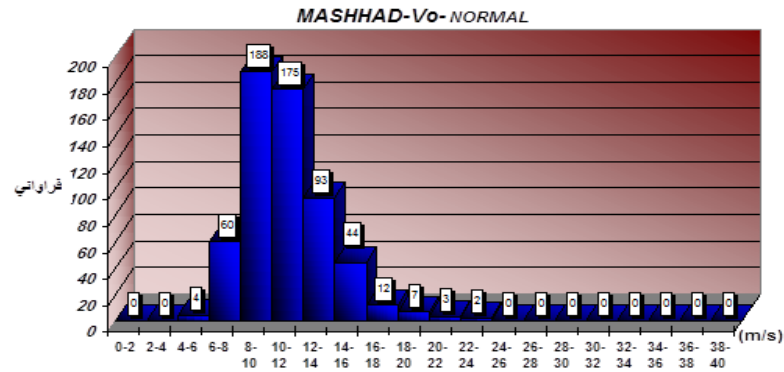
شهر	نوع منطقه (پهنه بندی)	دوره زمانی اطلاعات (سال)	سرعت معمولی باد ($\frac{m}{s}$)			بیشترین سرعت باد ($\frac{m}{s}$)		
			میانگین	انحراف معیار	نوع توزیع	میانگین	انحراف معیار	نوع توزیع
بندرعباس	سبک	۴۳	۱۱/۲۱	۳/۴۵	لگ نرمال	۱۶/۶۷	۴/۳۸	اکسترم نوع I
بوشهر	سبک	۴۹	۱۱/۸۷	۳/۶۲	اکسترم نوع I	۱۸/۲۴	۵۳/۳۸	اکسترم نوع I
یزد	متوسط	۴۸	۱۲/۹۰	۴/۳۳	لگ نرمال	۲۰/۹۲	۴/۳۶	اکسترم نوع I
شیراز	متوسط	۴۹	۱۱/۰۶	۳/۲۱	لگ نرمال	۱۶/۲۰	۳/۹۲	اکسترم نوع I
تهران	سنگین	۴۹	۱۳/۲۵	۳/۲۱	لگ نرمال	۱۸/۳۴	۲/۶۸	اکسترم نوع I
مشهد	سنگین	۴۹	۱۰/۹۰	۲/۶۹	لگ نرمال	۱۵/۵۳	۳/۱۹	اکسترم نوع I
شهرکرد	فوق سنگین	۴۵	۹/۷۳	۳/۳۵	لگ نرمال	۱۴/۵۰	۳/۴۲	اکسترم نوع I
زنجان	فوق سنگین	۴۵	۹/۴۵	۳/۵۵	لگ نرمال	۱۴/۹۲	۴/۱۰	اکسترم نوع I



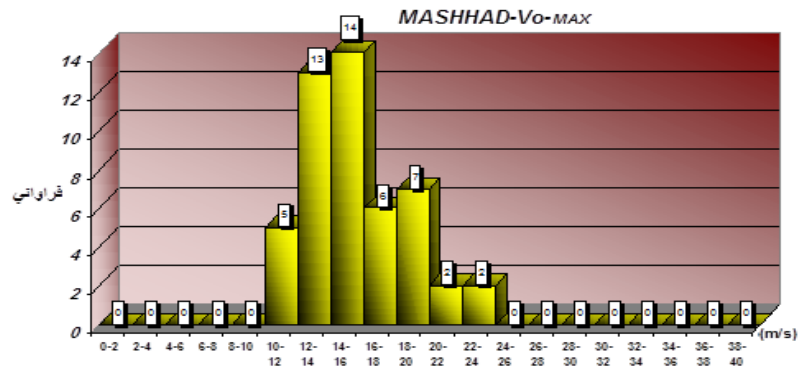
شکل ۳-۴- هیستوگرام سرعت پایه معمولی باد در شهر تهران



شکل ۳-۵- هیستوگرام بیشترین سرعت پایه باد در شهر تهران



شکل ۳-۶- هیستوگرام سرعت پایه معمولی باد در شهر مشهد



شکل ۳-۷- هیستوگرام بیشترین سرعت پایه باد در شهر مشهد

هرچند که توزیع‌های احتمالی سرعت V در دسترس هستند، توزیع احتمالی بار باد (یا اثر بار باد) یکی از موارد مفید و مورد توجه برای محاسبات ایمنی سازه‌ها می‌باشد. تاثیر بار باد را می‌توان از رابطه زیر بدست آورد:

$$W = (cE_z G C_p X_\theta^2) V^2 = X_W V^2 \quad (۱۰-۳)$$

پارامترهای K_z , K_{zt} و G به صورت تصادفی هستند. الینگوود در سال ۱۹۸۰ برای متغیر آماری X_W ، توزیع لگ‌نرمال و ضریب تغییرات $۰/۲۸$ و ضریب انحراف $۱/۰۴$ را بدست آورد. و با استفاده از داده‌های آماری سرعت باد در هفت شهر مختلف که بر اساس یک احتمال سالیانه متجاوز از دو درصد که متناسب با میانگین بازگشت ۵۰ ساله بدست آمده بودند (جدول ۳-۷)، برای پارامترهای آماری سرعت باد توزیع حدی نوع I و ضریب تغییرات $۰/۱۵$ و ضریب انحراف $۰/۵۵$ را بدست آورد. [11].

جدول ۳-۷: داده‌های آماری سرعت باد در تحقیقات الینگوود

موقعیت مکانی	μ_V	μ_V/V_n	V
Baltimore, MD	۵۵/۹	۰/۶۲	۰/۱۲

<i>Detroit, MI</i>	۴۸/۹	۰/۵۴	۰/۱۴
<i>St. Louis, MO</i>	۴۷/۴	۰/۵۳	۰/۱۶
<i>Austin, TX</i>	۴۵/۱	۰/۵۰	۰/۱۲
<i>Tucson, AZ</i>	۵۱/۴	۰/۵۷	۰/۱۷
<i>Rochester, NY</i>	۵۳/۵	۰/۵۹	۰/۱۰
<i>Sacramento, CA</i>	۴۶/۰	۰/۵۱	۰/۲۲
میانگین	۴۹/۷	۰/۵۵	۰/۱۵

جدول ۳-۸: پارامترهای آماری متغیرهای اثر بار باد

ضریب تغییرات (V)	ضریب انحراف (λ)	نوع توزیع	متغیر تصادفی
۰/۲۷	۱/۰۴	لگ نرمال	X_W
۰/۱۵	۰/۵۵	حدی نوع I	V

از آنجایی که اثر بار باد به جای تناسب با V با مربع V متناسب است و همچنین متغیر X_W دارای توزیع لگ نرمال می باشد، لذا توزیع اثر بار باد ضرورتاً از توزیع اکسپوننسیل نوع I تبعیت نمی نماید بنابراین تعیین توزیع بار باد (یا اثر بار باد) امری مشکل است. به هر جهت مطالعات انجام شده توسط الینگوود در سال ۱۹۸۱ نشان داد که بار باد حداکثر را برای مقادیری که تابع توزیع تجمعی آنها بالاتر از مقدار ۰/۹ باشد را می توان به وسیله یک توزیع اکسپوننسیل نوع I بیان نمود این ناحیه از تابع توزیع تجمعی یکی از نواحی مفید و مورد علاقه در تحلیل های ایمنی سازه می باشد. پارامترهای توزیع به موقعیت های در نظر گرفته شده بستگی دارند. همچنین مقدار ضریب انحراف ۰/۷۸ و ضریب تغییرات ۰/۳۷ برای بار باد حداکثر پیشنهاد شد.

۳-۵-۲- بار برف

وزن برف روی پشت بام ها می تواند یک بار مهم باشد که برای سازه های واقع در مناطق کوهستانی و مناطق برفی باید مورد توجه و بررسی قرار گیرد. برای اهداف طراحی، بار برف روی یک پشت بام، اغلب بر اساس اطلاعات موجود در باره پوشش برف زمین محاسبه می شود. به عنوان مثال در ایالات متحده بار برف روی پشت بام برای پشت بام های صاف (حداکثر شیب پنج درجه) را می توان

با استفاده از فرمول زیر محاسبه کرد:

$$P_f = 0.7 C_e C_t I P_g \quad (11-3)$$

در فرمول فوق C_e بیانگر ضریب نمایی، C_t ضریب حرارتی، I ضریب اهمیت و P_g بیانگر بار برف زمین می‌باشد. برای پشت بام‌های شیب دار بار برف با استفاده از فرمول زیر محاسبه می‌شود:

$$P_s = C_s P_f \quad (12-3)$$

در فرمول فوق C_s بیانگر ضریب شیب پشت بام بوده و P_f هم بیانگر بار برف مربوط به پشت بام بدون شیب می‌باشد. (معادلات ۱۰-۳ و ۱۱-۳ از استاندارد ASCE 7-95 انتخاب شده‌اند). تحلیل‌های آماری داده‌های که توسط الینگوود و همکارانش انجام شد، پیشنهاد می‌نماید که می‌توان بار برف زمین را با استفاده از یک توزیع لگاریتمی نرمال یا توزیع اکسترمم نوع I مدل نمود. به هر جهت مطالعات انجام شده روی داده‌های بار برف در منطقه یک چهارم شمال شرقی ایالات متحده بیان می‌دارند که برای این منطقه، توزیع لگاریتمی نرمال برای بار برف بر دیگر توزیع‌ها ارجحیت دارد. ضریب تبدیل C_s زمین به پشت بام اغلب به صورت یک متغیر تصادفی لگاریتمی نرمال مدل می‌شود. توزیع بار برف پشت بام به وضوح و روشنی توزیع‌های بار برف زمین و ضریب C_s نیستند. مطالعات آماری الینگوود در سال ۱۹۸۱ پیشنهاد می‌نماید که برای مقادیر تابع توزیع تجمعی بالاتر از مقدار ۰/۹ یک مقدار توزیع اکسترمم نوع II تناسب دارد. توجه شود این مقادیر از تابع توزیع تجمعی مورد علاقه بوده و در مطالعات ایمنی سازه‌ها مفید می‌باشند. اگر همه متغیرهای تصادفی موجود در معادلات ۱۰-۳ و ۱۱-۳ مقادیر لگاریتمی نرمال غیر وابسته فرض شوند، آنگاه برای بار برف پشت بام یک توزیع لگاریتمی نرمال مناسب است. از این توزیع، توسط الینگوود در سال ۱۹۹۶ در تحقیقاتشان که ترکیبی از بارهای زلزله و برف بوده است استفاده شد. در جدول ۹-۳ پارامترهای احتمالاتی بار برف از فرضیات آقای الینگوود و همکارانش استنباط شده است.

جدول ۹-۳: پارامترهای احتمالاتی بار برف

متغیر تصادفی	توزیع احتمال	ضریب اریبی	ضریب تغییرات
بار برف حداکثر طول عمر (S_{max})	حدی نوع ۲	۰/۸۲	۰/۲۶

بار برف سالیانه (S_{ann})	لگ نرمال	۰/۲۰	۰/۷۳
-------------------------------	----------	------	------

آقای کیانگ هو لی^۱ در سال ۲۰۰۵ میلادی تحقیقاتی را برای به روز رسانی پارامترهای آماری بار برف جهت استفاده در کالیبراسیون ضرایب جزئی انجام داد. داده‌های جدید توزیع لگ نرمال را برای بار برف حداکثر طول عمر پیشنهاد می‌کنند. با تقسیم بندی ایالات متحده به ۳ منطقه داده‌های زیر به دست آمد. [11].

جدول ۳-۱۰: پارامترهای احتمالاتی بار برف توسط کیانگ هو لی

ضریب تغییرات	ضریب اریبی	توزیع احتمال	منطقه جغرافیایی
۰/۵۳	۰/۶۱	لگ نرمال	شمال شرقی
۰/۶	۰/۸۴	لگ نرمال	میانی و اقیانوس اطلس
۰/۵۸	۰/۸	لگ نرمال	شمال غربی و کوهستانی

۳-۵-۳- زلزله

طراحی مقاومت در برابر زلزله، بر اساس یک فلسفه طراحی است که با اکثر دیگر بارهای طراحی متفاوت است. برای بارهای از قبیل باد و برف، واقعه طراحی بر اساس یک فاصله بازگشت میانگین ۵۰ ساله تعریف می‌شود و این موضوع مورد انتظار است که اگر واقعه طراحی رخ دهد یک سازه خراب نمی‌شود، فقط کمی آسیب می‌بیند. اما برای بارگذاری زلزله واقعه طراحی برای یک مقدار بزرگتر از فاصله بازگشت تعریف می‌شود و ایجاد مقداری خرابی در سازه مورد انتظار می‌باشد که اگر این واقعه رخ دهد به عنوان یک واقعه مورد قبول، بررسی و مورد ملاحظه قرار می‌گیرد. بنابراین در تحلیل قابلیت اعتماد، حالت حدی طراحی زلزله بر حسب ترم‌های عملکرد کل سیستم تعریف می‌شود. در حالیکه حالات حدی برای دیگر بارهای محیطی برای عملکرد عضو تعریف می‌شود [9]. به دلایل اقتصادی و دیگر دلایل معمول این امر عملی نیست که سازه‌ها بگونه‌ای طراحی شوند که در اثنای وقوع یک زلزله خراب نشوند و فقط آسیب جزئی ببینند. استثنائاتی بر این گفتار وجود دارد. به عنوان مثال نیروگاه‌های هسته‌ای و بیمارستان‌ها بر اساس استانداردها و معیارهای قوی‌تر طراحی می‌-

¹ Kyung Ho Lee

شوند زیرا ضربه‌های بعدی ناشی از تخریب چنین ساختمانهای خود زلزله‌ای را به دنبال خواهد داشت. هرچند که زلزله خود یک بار دینامیکی است (متغیر با زمان) عموماً از یک روش تحلیل استاتیکی برای تحلیل سازه‌ها در برابر زلزله استفاده می‌شود. بنابراین حتی با وجود اینکه در اثنای واقعه طراحی، خرابی و رفتار مهم غیر خطی مصالح انتظار می‌رود نوعاً از تحلیل‌های استاتیکی مبتنی بر مدل‌های الاستیک خطی از سازه استفاده می‌شود. بنیاد اصلی این روش این است که می‌توان یک سازه را ساخت و آن را به قسمت‌های تقسیم کرد که هر یک دارای یک ظرفیت مهم برای جذب و استهلاک نمودن انرژی در اثنای وقوع یک زلزله با شدت ملایم تا شدید باشد. (این روش گاهی اوقات به نام روش نیروی جانبی معادل شناخته می‌شود). بنابراین سازه به گونه‌ای طراحی می‌شود که خرابی ایجاد شده توسط یک زلزله ملایم بتواند تعمیر شود. برای یک زلزله شدید هدف آئین نامه احتراز از گسیختگی سازه‌ای است و هدف این است که از سلامت قسمت‌های سازه اطمینان حاصل شود.

انجام یک بحث جامع و وسیع از جنبه‌های طراحی مقاومت در برابر زلزله، خارج از هدف این پایان نامه است. لذا در عوض ما روی تعدادی از مناسب ترین فرمول‌های بکار رفته در روش تحلیل استاتیکی معادل ذکر شده در بالا تمرکز می‌کنیم و جنبه‌های احتمالی مسأله طراحی لرزه‌ای را مورد بحث قرار می‌دهیم. برای ساختمانها، آئین نامه فرمول‌های را ارائه می‌نماید تا نیروی برشی را در پایه ساختمان تعیین نمود. برای انجام تحلیل استاتیکی، این نیروی برشی پایه کل به یک مجموعه از نیروهای افقی توزیع شده در طول ارتفاع ساختمان بر اساس فرمول توزیعی ارائه شده در آئین نامه تبدیل می‌شود. نیروی برشی طراحی پایه عموماً به عنوان مقدار درصدی از بار ثقلی تعیین می‌شود که انتظار می‌رود وقتی یک زلزله رخ می‌دهد بر ساختمان اثر نماید. برای مثال در استاندارد ASCE 7-95 نیروی برش طراحی پایه با استفاده از فرمول (۱۳-۳) $V = C_s W$ تعیین می‌شود. در این فرمول C_s ضریب پاسخ لرزه‌ای و W بار مرده کل سازه و قسمت اجرایی دیگر بارها می‌باشد. ضریب پاسخ لرزه‌ای C_s را می‌توان با استفاده از فرمول زیر محاسبه کرد:

$$C_s = \min \left[\frac{0.5F_v A_v}{RT^{2/3}} \& \frac{2.5F_a A_a}{R} \right] \quad (14-3)$$

در فرمول فوق F_v و F_a ضرایب خاک منطقه هستند که شرایط خاک محلی را به حساب می-آورند، A_v و A_a ضرایب لرزای متشابه با شتابهای طیفی هستند، R یک ضریب تقلیل واکنش است که به سیستم سازه‌ای مورد بررسی بستگی دارد و T هم پریود اصلی سازه می‌باشد. ضریب تقلیل واکنش R که مقدار آن همیشه از یک بزرگتر است یک اندازه‌گیری غیر مستقیم از توانایی یک سیستم سازه‌ای خاص، برای جذب و مستهلک کردن انرژی در اثنای وقوع یک زلزله را ارائه می‌نماید. مقادیر R برای انواع مختلف سیستم‌های سازه‌ای در آئین نامه ارائه شده است. ضرایب A_v و A_a به خطر لرزه‌ای در منطقه بستگی دارد. یک منبع آشکار از عدم قطعیت که در طرح لرزه‌ای دخیل می-باشد عبارت است از: خطر لرزه‌ای یک منطقه مخصوص. پدیده لرزه‌ای در طبیعت تصادفی می‌باشد و بنابراین، این امر ممکن نیست که به طور دقیق فرکانس یا شدت حرکات زمین که در یک منطقه خاص در اثنای عمر مفید سازه رخ می‌دهند را بتوان تشخیص داد. در یک بیان ساده‌تر، کمیت A_a متناسب است با شتاب طیفی طراحی و متناسب با یک نوسانگر دارای یک درجه آزادی بوده که دارای یک پریود نسبتاً کوتاه (۰.۵-۰.۱) است. به طور مشابه کمیت A_v متناسب است با شتاب طیفی طراحی و متناسب با یک نوسانگر دارای یک درجه آزادی بوده که مقدار پریود آن حدود ۱ می‌باشد. می‌توان با استفاده از این دو مقدار برای یک منطقه (سایت) یک طیف طراحی الاستیک هموار ایجاد نمود که تمام عرض‌های منحنی طیف طراحی به طور ناهمواری احتمال تجاوز یکسانی را در بر داشته باشند. این گونه طیف طراحی اغلب به عنوان ((طیف خطر یکنواخت)) شناخته می‌شود [1].

مقادیر A_v و A_a در آئین نامه بارگذاری آمریکا مقادیری هستند که احتمال تجاوز در ۵۰ سال به مقدار ۱۰ درصد با استفاده از آنها ارزیابی شده بودند. این موضوع متناسب با یک فاصله بازگشت میانگین ۴۷۵ ساله می‌باشد. در آئین نامه AASHTO 1994 ضریب پاسخ لرزه‌ای C_{sm} را می‌توان با استفاده از فرمول زیر محاسبه کرد:

$$C_{sm} = \frac{1.2AS}{T_m^3} \leq 2.5A \quad (3-15)$$

در فرمول فوق T_m پریود مد ارتعاشی m^{TH} بر حیب ثانیه می‌باشد. A ضریب شتاب است که به وسیله نقشه های $NEHRP$ به دست می‌آید. داده ها در این نقشه ها برای دوره های بازگشت متفاوت و برای زلزله های با مقیاس ۴ ریشتر که اکثراً باعث صدمه دیدن ساختمان ها می‌شوند بدست می‌آید. همچنین S ضریب منطقه می‌باشد که بر حسب تأثیرات نوع خاک بدست می‌آید. تأثیر بار زلزله به صورت زیر می‌باشد.

$$E = \frac{C_{sm}W}{R_m} \quad (۱۶-۳)$$

در فرمول فوق W بیان کننده تأثیرات وزن سازه می‌باشد. R_m ، ضریب بهبود پاسخ است که برای رفتار سیستم تحت بارهای دینامیکی تعریف می‌شود. ضریب شتاب بر اساس یک احتمال تجاوز بیش از ۱۰ درصد در ۵۰ سال ارزیابی می‌شود. این موضوع متناسب با یک فاصله بازگشت میانگین ۴۷۵ ساله می‌باشد. برای سازه های بحرانی (مثلاً پل های بحرانی که حتی بعد از وقوع زلزله نیز باید بتوانند برای عبور زلزله قابل استفاده باشند) طراحی زلزله با دوره بازگشت بیشتری انجام می‌شود. دوره بازگشت برای این سازه ها ۲۵۰۰ سال است. پارامتر استفاده شده برای به کمیت درآوردن شدت حرکت زمین عبارت است از شتاب موثر حداکثر زمین (PGA). در مطالعات ایمنی، شتاب زمین (A) عموماً به عنوان یک متغیر تصادفی که احتمال تجاوز در ۵۰ سال به مقدار ۱۰ درصد باشد مدل می‌شود و برای بررسی آن همانطور که توسط کرنل در سال ۱۹۶۸ پیشنهاد شده بود، توزیع احتمال مشترکی که برای توصیف این پارامتر استفاده شده یک توزیع اکسپوننسیل نوع II می‌باشد. در ادبیات خطر لرزه ای، اغلب به جای تابع توزیع تجمعی از تابع توزیع تجمعی تکمیلی نوع II ($Type II CDF$) استفاده می‌شود. فرم ریاضی تکمیلی $G_A(a)$ توسط رابطه زیر بیان می‌شود:

$$G_A(a) = 1 - F_A(a) = 1 - e^{-(u/a)^k} \quad (۱۷-۳)$$

در رابطه فوق a یک متغیر تصادفی بیانگر شتاب زمین و u و k هم همان پارامترهای موجود در تابع توزیع تجمعی مقدار حدی نوع ۲ می‌باشند. در ایالات متحده، مطالعات نشان داده اند که پارامتر K به منطقه (سایت) وابسته است و مقدارش از ۲/۳ در شرقی ترین قسمت ایالات متحده تا ۳/۳ در

غربی ترین قسمت ایالات متحده تغییرات دارد. پارامترهای حرکت زمین تنها منبع تصادفی بودن در فرآیند طراحی لرزه ای نیستند، منابع دیگری از عدم قطعیت عبارتند از: ضرایب اصلاح استفاده شده در اثرات خاک منطقه، طبیعت تقریبی روش تحلیل معادل استاتیکی، مقادیر ضریب تقلیل واکنش R و بار مرده لرزه ای W . چوزن^۱ در سال ۲۰۰۱ ضریب تغییرات R را ۳۴ درصد تخمین زد. بر طبق بر طبق کارهای پارک^۲ در سال ۱۹۸۷ مقدار واقعی R حدوداً ۱/۵ برابر بیشتر از سطح شکل پذیری توسط آئین نامه می باشد. بنابراین ضریب تقلیل واکنش دارای ضریب انحراف ۱/۵ می باشد. همچنین یک توزیع نرمال برای آن فرض شد. در مطالعات قبل مربوط به تنظیم آئین نامه، دیدیم که عدم قطعیت در برش پایه طراحی به موجب عدم قطعیت موجود در پارامترهای حرکت زمین تحت تأثیر واقع شد. ضریب تغییرات W نیز در محدوده ۷-۱۰ درصد فرض شدند. ضریب تغییرات بیانگر عدم قطعیت های تحلیل، حدود ۲۰٪ تقریب زده شد، برش پایه طراحی V به عنوان یک متغیر تصادفی نوع II مدل شد.

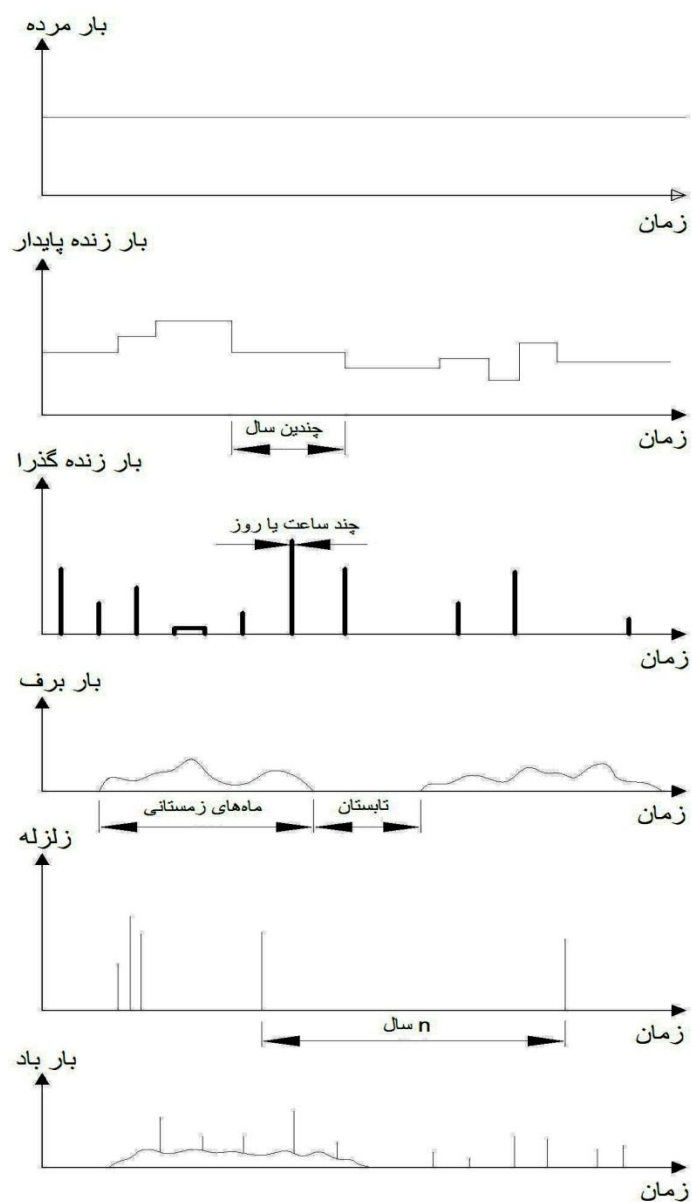
۶-۳- ترکیب بار

۶-۳-۱- تغییرات زمانی

تغییر زمانی بارها و امکان رخداد هم زمان بارها به شدت در تحلیل ایمنی سازه ها مهم می باشد. به طور کلی هر یک از مولفه های بار تابعی است از زمان و با زمان تغییر می نماید و بنابراین محاسبه تابع توزیع تجمعی برای کل بار خیلی مشکل است. تعدادی از گزارش های نمونه بار به عنوان یک تابع زمانی برای مولفه های مختلف بار در شکل ۳-۸ دیده می شوند.

¹ Chosn

² Park



شکل ۳-۸- گزارش‌های زمانی برای مؤلفه‌های مختلف بار
اگر کل بار را به عنوان جمع آثار مولفه‌های مختلف بار مدل نماییم، کل بار همانند آنچه در
شکل ۳-۹ بیان شده است تغییر خواهد نمود.



شکل ۳-۹- جمع آثار بارها

۳-۶-۲- قانون ترک استرا^۱

قانون ترک استرا یک روش عملی برای مدل کردن ترکیبات بار می باشد. روش بر اساس این مشاهده بنا نهاده شده است که وقتی یک مؤلفه بار به یک مقدار اکسترمم می رسد دیگر مؤلفه های بار اغلب در مقادیر متوسط خود اثر می کنند. به عبارت دیگر امکان اینکه دو مؤلفه بار یا بیشتر، به طور همزمان در مقادیر اکسترمم خود اثر نمایند بسیار بعید است به گونه ای که از آن صرفه نظر شده است. فرض شود $X_1, X_2, \dots, X_n$ مؤلفه های بار فرض شده در تعریف یک بار کلی Q به صورت رابطه زیر باشند:

$$Q = X_1 + X_2 + \dots + X_n \quad (۱۸-۳)$$

هدف در اینجا این است که مقادیر میانگین و واریانس مقدار حداکثر Q در ۵۰ سال تعیین شود. با به کارگیری قانون ترک استرا این کمیت ها را بدست می آوریم. برای هر مؤلفه بار X_i باید دو نوع توزیع به صورت روابط زیر در نظر گرفت:

۱. تابع توزیع تجمعی برای مقدار حداکثر ۵۰ سال

$$F_{x_{i-50}}(x) = P(\max X_i \leq x \text{ در } 50 \text{ سال}) \quad (۱۹-۳)$$

۲. تابع توزیع تجمعی برای مقدار نقطه اختیاری در هر لحظه

$$F_{x_i}(x) = P(\max X_i \leq x \text{ در هر لحظه}) \quad (۲۰-۳)$$

همچنین می توان برای هر مؤلفه بار یک مقدار میانگین و واریانس، برای مقدار حداکثر ۵۰ سال $(\mu_{\max X_i}, \sigma_{\max X_i})$ با استفاده از معادله ۱۹-۳ و یک مقدار میانگین و واریانس برای مقدار نقطه اختیاری در هر لحظه $(\mu^{apt} X_i, \sigma^{apt} X_i)$ با استفاده از معادله ۲۰-۳ تعیین نمود. قانون ترک استرا بیان می کند که برای بدست آوردن مقدار حداکثر بار کل Q تعریف شده طبق معادله ۱۸-۳، برای n مولفه بار باید n ترکیب ممکن از بارها را در نظر گرفت. این ترکیبات بصورت روابط زیر بیان می شوند:

¹ Turkstra

$$Q_{max} = \max \left\{ \begin{array}{l} \max(X_1) + X_2^{apt} + \dots + X_n^{apt} \\ X_1^{apt} + \max(X_2) + \dots + X_n^{apt} \\ X_1^{apt} + X_2^{apt} + \dots + \max(X_n) \end{array} \right\} \quad (21-3)$$

اکنون می‌توان می‌توان مقدار میانگین را با استفاده از فرمول زیر محاسبه نمود:

$$\mu_{Q_{max}} = \max \left\{ \begin{array}{l} \mu_{\max X_1} + \mu_{X_2}^{apt} + \dots + \mu_{X_n}^{apt} \\ \mu_{X_1}^{apt} + \mu_{\max X_2} + \dots + \mu_{X_n}^{apt} \\ \mu_{X_1}^{apt} + \mu_{X_2}^{apt} + \dots + \mu_{\max X_n} \end{array} \right\} \quad (22-3)$$

همچنین برای ترکیبی که بیشترین مقدار میانگین را به دست می‌دهد، می‌توان واریانس را به صورت رابطه زیر محاسبه نمود: (توجه شود که در این محاسبات فرض بر این است که مؤلفه‌های مختلف غیر وابسته هستند).

$$\sigma_{Q_{max}}^2 = \sigma_{\max X_k}^2 + \sum_{other components} (\sigma_{X_i}^{apt})^2 \quad (23-3)$$

۷-۳- مدل‌های مقاومت

اولین قدم در تحلیل قابلیت اعتماد و طراحی سازه‌ها، مطالعه پراکندگی مقاومت اعضای ساختمان در خمش، برش، فشار، کشش، پیچش، و غیره می‌باشد. مقاومت واقعی یک عضو سازه‌ای ممکن است با مقدار محاسبه شده یا مقاومت اسمی، (بر اثر تغییرات در مقاومت‌های مواد و ابعاد اعضا یا تغییرات ذاتی معادلات مورد استفاده) جهت مقاومت‌های اعضا فرق داشته باشد. لذا فرد باید این منابع پراکندگی را مشخص و آن را اصلاح نماید. نیاز عمده در مطالعات قابلیت اعتماد، جمع‌آوری اطلاعات مربوط به مقاومت خواص فیزیکی مصالح ساختمانی، پارامترهای هندسی مقاطع و تحلیل آماری آنها می‌باشد. طراحان سازه‌ای، مقاومت‌های مشخصه مصالح را تعیین می‌کنند و تولید کننده سعی می‌کند موادی را تولید کند که مشخصه‌های تعیین شده را داشته باشند و لذا، سعی می‌کند به همان مقاومتی که طراح فرض کرده دست یابد. ولی اگر کنترل کیفیت ضعیف باشد، مقاومت اعضا ساختمانی کمتر از مقادیر مفروض خواهد بود. این عمل، ممکن است ایمنی ساختمان را به خطر اندازد. بنابراین به منظور فراهم آوردن یک طراحی با تراز قابلیت اعتماد مطمئن، مشخصات

سیستماتیک عدم قطعیت ها در مقاومت مواد و پارامترهای هندسی و تحلیل آماری داده ها یک نیاز مهم می شود. در قسمت های قبل به بحث و بررسی در موضوع عدم قطعیت بارهای مؤثر بر سازه ها پرداختیم. در این بخش به بحث و بررسی در مورد تعدادی از مدل های مورد توجه برای بیان عدم قطعیت در ظرفیت اجزاء سازه ای می پردازیم. همچنین در مورد تحقیقاتی که پژوهشگران داخلی و خارجی در این زمینه انجام داده اند مطالبی جمع آوری شده است. [1]، [4]، [6]، [8].

۳-۷-۱- پارامترهای مقاومت

ظرفیت انتقال بار یک سازه به مقاومت اجزاء و اتصالات سازه بستگی دارد. مقاومت یک جزء از سازه که عموماً با نماد R نشان داده می شود، نوعاً یک تابع از مقاومت مواد، مقطع هندسی و ابعاد آن است. هر چند که در طراحی این کمیت ها اغلب معین فرض می شوند اما در حقیقت در هر کمیت مقداری عدم قطعیت وجود دارد. بنابراین مقاومت R یک متغیر تصادفی است. می توان منابع ممکن ایجاد عدم قطعیت در مقاومت را به سه دسته زیر تقسیم بندی نمود:

۱. مشخصات مواد: عدم قطعیت موجود در مقاومت مواد، مدول الاستیسیته، تنش های ناشی از

ترک و ترکیب شیمیایی.

۲. ساخت: عدم قطعیت در ابعاد کلی جزء سازه که می تواند در سطح مقطع عرضی، ممان

اینرسی و مدول مقطع جزء اثر داشته باشد.

۳. تحلیل: عدم قطعیت منتجه از روش های تقریبی تحلیل و مدل های ایدآل شده توزیع تنش-

کرنش.

تغییرات مقاومت اجزاء را با استفاده از آزمایش ها، مشاهدات بر سازه های موجود و قضاوت

مهندسی می توان به کمیت درآورد. اکثر این اطلاعات برای مواد و مصالح پایه سازه ای و اجزاء سازه ها

در دسترس می باشد. به هر جهت در اغلب موارد اجزاء سازه ای از چندین مواد و مصالح ساخته می-

شوند (اعضای مرکب) که برای تحلیل آنها احتیاج به روش های ویژه ای می باشد. از آنجایی که اطلاعات

مربوط به تغییرات مقاومت این گونه اعضاء همیشه موجود و در دسترس نیست لذا اغلب این امر ضروری است که مدل‌های مقاومت را با استفاده از داده‌های آزمایشی مواد موجود و شبیه‌سازی‌های عددی توسعه دهیم. در تحلیل ایمنی، یک روش عمومی برای مدل کردن مقاومت R ، این است که مقاومت را به عنوان ضرب مقاومت اسمی (R_n) استفاده شده در طراحی و سه پارامتری که به عنوان برخی منابع ایجاد عدم قطعیت که در بالا به آنها اشاره شد مورد نظر و بررسی قرار دهیم. از دیدگاه ریاضی این مدل مقاومت را می‌توان به صورت رابطه زیر بیان کرد:

$$R = R_n MFP \quad (24-3)$$

در این رابطه M یک پارامتر منعکس کننده تغییر در مقاومت مواد، F یک متغیر منعکس کننده عدم قطعیت‌های موجود در ساخت (ابعاد) و P نیز یک ضریب تحلیل است (همچنین به عنوان یک ضریب حرفه‌ای نیز شناخته می‌شود) که عدم قطعیت‌های ناشی از روش‌های تحلیل مورد استفاده واقع شده را به حساب می‌آورد. ضریب مواد به عنوان نسبت مشخصات واقعی به اسمی مواد شناخته می‌شود. (به عنوان مثال مقاومت فشاری بتن یا حد جاری شدن فولاد). ضریب ساخت به عنوان مشخصات واقعی به اسمی مقطع عرضی شناخته می‌شود. (به عنوان مثال: ابعاد، مدول پلاستیسیته Z ، مدول مقطع S و ممان اینرسی I). ضریب حرفه نیز به عنوان نسبت ظرفیت آزمایشی (این ظرفیت بیانگر واقعیت عملکرد در محل است) به ظرفیت پیش‌بینی شده تعریف می‌شود. (مطابق با مدل استفاده شده در محاسبات). مقاومت طراحی (اسمی) R_n عبارت است از مقدار مقاومتی که توسط آئین نامه تعریف و مشخص می‌شود. برای مثال: در یک تیر فلزی فشرده، مقاومت اسمی در خمش تیر عبارت است از:

$$R_n = F_y Z \quad (25-3)$$

توجه شود این فرمول مربوط به تحلیل پلاستیک می‌باشد. در این رابطه F_y تنش جاری شدن و Z مدول پلاستیک مقطع می‌باشد. به طور مشابه برای یک تیر بتن آرمه مقاومت اسمی آن عبارت است از:

$$R_n = A_s f_y \left(d - \frac{0.59 A_s f_y}{(f'_c b)} \right) \quad (26-3)$$

در این رابطه A_s عبارت است از سطح میلگرد طولی تیر، f_y تنش جاری شدن میلگردهای طولی، d عمق مؤثر مقطع عرضی عضو، f'_c مقاومت فشاری بتن مصرفی و b نیز عرض مقطع عرضی عضو است. برای مدل مقاومت بیان شده در معادله ۳-۲۴ مقدار میانگین مقاومت μ_R (بر اساس یک تقریب مرتبه اول) عبارت است از:

$$\mu_R = R_n \mu_M \mu_F \mu_P \quad (27-3)$$

در این فرمول پارامترهای μ_M ، μ_F و μ_P بیانگر مقادیر میانگین M ، F و P هستند. تخمینات مرتبه اول از λ_R (ضریب انحراف) و V_R (ضریب تغییرات) عبارتند از:

$$\lambda_R = \lambda_M \lambda_F \lambda_P \quad (28-3)$$

$$V_R = \sqrt{(V_M)^2 + (V_F)^2 + (V_P)^2} \quad (29-3)$$

در روابط فوق λ_M ، λ_F و λ_P به ترتیب بیانگر ضرایب انحراف مربوط به M ، F و P و نیز V_M ، V_F و V_P به ترتیب بیانگر ضرایب تغییرات مربوط به M ، F و P می باشند. پارامترهای آماری مربوط به M ، F و P در آثار و کتب مربوطه در دسترس هستند. خلاصه های از جزئیات پارامترهای وابسته برای سازه های ساختمانی توسط الینگوود و همکارانش ارائه شده است. [1].

۳-۲-۲- تیرهای فلزی گرم نورد شده (رفتار غیر مرکب)

رفتار حمال های فلزی غیر مرکب به مقاومت جاری شدن فولاد و فشردگی مقطع عرضی آنها بستگی دارد. ابعاد تیرهای فلزی گرم نورد شده تغییر ضرایب کوچکی دارند، (عموماً کمتر از مقدار ۰/۳ هستند) و بنابراین می توان برای اهداف خاص به عنوان مقادیر قطعی (معین) مطرح، و مورد بحث واقع شوند. رفتار خمشی خطی و غیر خطی یک مقطع عرضی توسط رابطه ممان-انحناء توصیف می شود. با استفاده از یک منحنی ممان-انحناء می توان سختی های خمشی الاستیک و پلاستیک و تراز نرمی (انعطاف پذیری) را تعیین نمود. شکل رابطه ممان-انحناء به ضریب شکل مقطع فولادی بستگی دارد.

(یادآوری می‌شویم که ضریب شکل به عنوان نسبت مدول مقطع پلاستیک به مدول مقطع الاستیک تعریف می‌شود). در یک آزمایش خمش ساده روی یک مقطع، یک مفصل پلاستیک وقتی تشکیل می‌شود که ممان خمشی به مقدار $M_P = F_y Z$ ، برسد. در این رابطه M_P مقدار ممانی است که تمام تارهای مقطع را جاری می‌نماید و Z نیز مدول مقطع پلاستیک است. مقاومت مفید حاصله از بکارگیری محدوده پلاستیک برای مقاطع I شکل، کوچک است و این در حالی است که این مقاطع تحت شرایط الاستیک همانند آنچه قبلاً بیان شد کارآمد هستند. اکثر مواد مصرفی در مقطع در دورترین موقعیت از محل محور خنثی مقطع قرار می‌گیرند و لذا کاملاً تحت تنش واقع می‌شوند. برخی از پارامترهای توصیفی آماری M ، F و P برای اجزای فولادی گرم نورد شده مورد مصرف در ساختمان‌ها در جدول ۱۱-۳ به طور خلاصه آورده شده است.

در سال‌های اخیر با توجه به اینکه فرآیند تهیه نیمرخ‌های فولادی تغییر کرده و به تبع آن آئین‌نامه ASTM نیز روش‌های تست خود را تغییر داده است، در فرآیند به روز کردن اطلاعات آماری مربوط به خواص مواد، آزمایش‌های جدیدی با هدف به کار بردن در آنالیز قابلیت اعتماد و طراحی در آمریکا و کانادا و سایر کشورها انجام شده که می‌توان از نتایج آنها نیز استفاده کرد. جدول ۱۲-۳ بر اساس کار Bartlett و همکارانش ارائه گردیده است. [12]

جدول ۱۱-۳: توصیف آماری مقاومت سازه‌های ساخته شده از اجزای فولادی گرم نورد شده

نوع عضو	μ_P	V_P	μ_M	V_M	μ_F	V_F	λ_R^1	V_R
عضو کششی، حد جاری شدن	۱/۰۰	۰	۱/۰۵	۰/۱۰	۱/۰۰	۰/۰۵	۱/۰۵	۰/۱۱
عضو کششی، حد نهایی	۱/۰۰	۰	۱/۱۰	۰/۱۰	۱/۰۰	۰/۰۵	۱/۱۰	۰/۱۱
تیر فشرده، لنگر یکنواخت	۱/۰۲	۰/۰۶	۱/۰۵	۰/۱۰	۱/۰۰	۰/۰۵	۱/۰۷	۰/۱۳

^۱ مقاومت اسمی به کار رفته برای تعیین ضریب انحراف بر اساس نسخه قدیمی از آئین‌نامه اجرای ساختمانهای فولادی آمریکا می-

باشد. اگر مقاومت اسمی بر اساس یک نسخه جدید از AISC تعیین شود، ممکن است با مقادیر فوق کمی تغییر داشته باشد. (یا بر اساس آئین

نامه‌های دیگر ساختمانهای فولادی). جدول فوق Ellingwood, Galambos, MacGregor and cornell 1980 اقتباس شده است.

کالیبراسیون آئین نامه فولاد ایران (روش حالات حدی) با استفاده از تئوری قابلیت اعتماد و الگوریتم ژنتیک
مدل های سازه ای بار و مقاومت

تیر فشرده سرتاسری	۱/۰۶	۰/۰۷	۱/۰۵	۰/۱۰	۱/۰۰	۰/۰۵	۱/۱۱	۰/۱۳
تیر الاستیک، کمناش جانبی-پیچشی	۱/۰۳	۰/۰۹	۱/۰۰	۰/۰۶	۱/۰۰	۰/۰۵	۱/۰۳	۰/۱۲
تیر غیر الاستیک، کمناش جانبی-پیچشی	۱/۰۶	۰/۰۹	۱/۰۵	۰/۱۰	۱/۰۰	۰/۰۵	۱/۱۱	۰/۱۴
تیر ورق ها، خمش	۱/۰۳	۰/۰۵	۱/۰۵	۰/۱۰	۱/۰۰	۰/۰۵	۱/۰۸	۰/۱۲
تیر ستون ها	۱/۰۲	۰/۱۰	۱/۰۵	۰/۱۰	۱/۰۰	۰/۰۵	۱/۰۷	۰/۱۵

جدول ۳-۱۲: پارامترهای پیشنهاد شده برای مدل سازی مقاومت بر اساس کار *Bartlett* و همکارانش.

<i>P</i>		<i>F</i>		<i>M</i>		نحوه ساخت	تعداد نمونه	نوع بارگذاری	حالت حدی
<i>V</i>	μ	<i>V</i>	μ	<i>V</i>	μ				
۰/۰۸	۱/۰۰	۰/۰۵	۱/۰۰	۰/۰۶	۱/۰۶	تیر ورق	۷۱۱	خمش یکنواخت	خمش
۰/۰۶	۰/۹۹	۰/۰۵	۱/۰۰	۰/۰۶	۱/۰۶	نورد شده	۲۱۱	خمش یکنواخت	خمش
۰/۱۱	۱/۱۳	۰/۰۵	۱/۰۰	۰/۰۶	۱/۰۶	تیر ورق	۸۲	گرادیان خمشی	خمش
۰/۱۲	۱/۱۶	۰/۰۵	۱/۰۰	۰/۰۶	۱/۰۶	نورد شده	۷۲	گرادیان خمشی	خمش
۰/۱۲۲	۱/۰۵۱	۰/۰۱۳	۱/۱۰۵	۰/۰۶	۱/۰۶	تیر ورق	۲۲۱	نیروی برشی	برش

همچنین برای تیرهای فلزی می توان ظرفیت برشی نهایی مقطع را با استفاده از رابطه زیر محاسبه نمود:

$$V_u = \frac{1}{3} A_w F_y \quad (3-30)$$

در این فرمول A_w سطح جان و F_y تنش جاری شدن فولاد است. برای ظرفیت برشی تیرهای فلزی، پارامترهای آماری مربوطه در سال ۱۹۹۲ توسط *Yamani* اثبات شد. بر اساس داده های آزمایشی ارائه شده توسط مؤسسه آهن و فولاد آمریکا، پارامترهای آماری برای MF ترکیبی عبارتند از: $\lambda_{MF} = 1.12$ و $V_{MF} = 0.08$. پارامترهای مربوط به ضریب تحلیل عبارتند از: $\lambda_P = 1.02$ و $V_P = 0.07$. بنابراین پارامترهای منتهی مقاومت برشی عبارتند از: $\lambda_R = 1.14$ و $V_R = 0.106$.

در سال ۱۳۸۸ آقای شایانفر و همکارانش تحقیقات مفیدی راجع به موضوع مدل سازی

احتمالاتی فولاد مصرفی در ایران برای استفاده در آنالیز قابلیت اعتماد آئین نامه فولاد انجام دادند. در

خصوص اعضای تحت خمش و برش در این تحقیق، نتایج زیر بدست آمده است. [12]

جدول ۳-۱۳: پارامترهای پیشنهاد شده برای مدل سازی مقاومت بر اساس کار شایانفر و همکارانش.

R		P		F		M		نحوه	نوع بارگذاری	حالت حدی
V_R	λ_R	V_P	λ_P	V_F	λ_F	V_M	λ_M	ساخت		
۰/۱۳۷۵	۱/۱۰۰	۰/۰۸	۱/۰۰	۰/۰۵	۱	۰/۱۰	۱/۱۰	تیر ورق	خمشی یکنواخت	خمشی
۰/۱۲۶۹	۱/۰۸۹	۰/۰۶	۰/۹۹	۰/۰۵	۱	۰/۱۰	۱/۱۰	نورد شده	خمشی یکنواخت	خمشی
۰/۱۵۶۸	۱/۲۴۳	۰/۱۱	۱/۱۳	۰/۰۵	۱	۰/۱۰	۱/۱۰	تیر ورق	گرادیان خمشی	خمشی
۰/۱۶۴۰	۱/۲۷۶	۰/۱۲	۱/۱۶	۰/۰۵	۱	۰/۱۰	۱/۱۰	نورد شده	گرادیان خمشی	خمشی
۰/۱۵۸۳	۱/۲۷۷	۰/۱۲۲	۱/۰۵۱	۰/۰۱۳	۱/۱۰۵	۰/۱۰	۱/۱۰	تیر ورق	نیروی برشی	برشی

۳-۷-۳- ستون های فلزی

برای ستون های فلزی پارامترهای آماری به ضریب لاغری بستگی دارند که توسط الینگوود و همکارانش به عنوان یک تابع از عامل لاغری ستون (X)، به صورت رابطه زیر پیشنهاد شده اند.

$$\chi = \frac{KL}{r} \cdot \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{F_{yn}}{E_n}} \quad (3-31)$$

در این رابطه KL طول مؤثر، r شعاع ژیراسیون مقطع، F_{yn} تنش تسلیم اسمی فولاد مصرفی و E_n هم مدول الاستیسیته اسمی فولاد مصرفی است. بنابراین، فاکتور دیگری که بیانگر عدم قطعیت در کمانش عضو است باید با فاکتورهای قبلی ترکیب شود. بدین ترتیب اگر A سطح مقطع مورد نیاز برای عضو فشاری تحت نیروی بحرانی P_{cr} باشد، توزیع مقاومت عضو در برابر بارهای وارده شامل پارامترهای زیر خواهد بود:

$$\mu_R = A \mu_{F_{cr}} \mu_M \mu_F \mu_P \quad (3-32)$$

$$V_R = \sqrt{V_{Fcr}^2 + V_M^2 + V_F^2 + V_P^2} \quad (3-33)$$

سطح مقطع مورد نیاز A ، مساحتی است که با توجه به ضوابط مندرج در آئین نامه مورد نظر محاسبه می شود. F_{cr} تنش فشاری ناشی از کمانش خمشی است که میانگین و ضریب تغییرات آن بر اساس پارامترهای موجود در رابطه ۳-۳۱ تعیین می گردد.

آقای شایانفر و همکارانش با استفاده از اطلاعات آماری که *Bjorhovde* برای انجام آنالیز قابلیت اعتماد ستون ها انجام داده بود و نیز با استفاده از منحنی گروه ۲ *SSRC* در خصوص مقاطع فولادی تحت فشار (ستون ها)، میانگین $1/0.3$ و ضریب تغییرات 0.05 را برای فاکتور P فرض نمودند. میانگین و ضریب تغییرات برای پارامترهای ضریب مواد و ضریب ساخت همانند جدول ۳-۱۰ فرض شد. همچنین میانگین و ضریب تغییرات F_{cr} را بر اساس جدول ۳-۱۴ در نظر گرفتند.

جدول ۳-۱۴: پارامترهای احتمالاتی F_{cr}

x	$\frac{F_{cr}}{F_y}$	V_{Fcr}
۰/۵۰	۰/۹۰	۰/۰۴
۰/۹۰	۰/۷۲	۰/۰۸
۱/۳۰	۰/۴۶	۰/۰۷
۱/۷۰	۰/۳۰	۰/۰۶

۳-۲-۴- اعضای کششی

با توجه به عدم تحقیقات کافی در مورد اعضای کششی در داخل کشور از تحقیقات الینگوود و همکارانش همانند جدول ۳-۱۱ برای مقادیر پارامترهای آماری اعضای کششی را در دو حالت تسلیم و گسیختگی استفاده می کنیم.

جدول ۳-۱۵: پارامترهای احتمالاتی اعضای کششی

نوع عضو	μ_P	V_P	μ_M	V_M	μ_F	V_F	λ_R	V_R
---------	---------	-------	---------	-------	---------	-------	-------------	-------

عضو کششی، حد جاری شدن	۱/۰۰	۰	۱/۰۵	۰/۱۰	۱/۰۰	۰/۰۵	۱/۰۵	۰/۱۱
عضو کششی، حد نهایی	۱/۰۰	۰	۱/۱۰	۰/۱۰	۱/۰۰	۰/۰۵	۱/۱۰	۰/۱۱

فصل چهارم

آئین نامه های طراحی

۴- آئین نامه‌های طراحی

۴-۱- مقدمه

در این فصل، فلسفه اصلی پشتیبان آئین‌نامه‌های طراحی بر مبنی نظریه قابلیت اعتماد را بیان می‌کنیم. با توجه به مفاهیم بحث شده در فصل دوم، آئین‌نامه‌های طراحی به گونه‌ای تنظیم می‌شوند که طراح با یک سطح هماهنگ از ایمنی بدون اینکه احتیاج به یک ایمنی خاص و موردی در طرح باشد طرح‌های خود را ارائه نماید.

آئین‌نامه‌های طراحی یک نقش محوری در فرایند ساخت و ساز بازی می‌کنند، زیرا آنها ملزوماتی را تعریف و مشخص می‌کنند که طراح باید در طرح خود برای دستیابی به حداقل اطمینان قابل قبول برآورده و تأمین نماید. وجه مشترک آئین‌نامه‌ها این است که ما را در تعیین بارهای طراحی و ظرفیت‌های انتقال بار اعضای سازه‌ای راهنمایی می‌کنند. با به کارگیری محافظه کارانه ضرایب بار و مقاومت بر بارهای طراحی و ظرفیت‌های انتقال بار طراحی، از وجود سلامت در سازه اطمینان حاصل می‌شود. در این فصل مراحل اصلی توسعه یک آئین‌نامه احتمال پایه مرور می‌شوند. این مراحل شامل موارد زیر می‌شود: هدف و موضوع آئین‌نامه، فرمول بندی تابع تقاضا، تعیین سطح اطمینان هدف، تعریف یک شکل برای بیان و توصیف ملزومات آئین‌نامه و توسعه فرمول‌های کنترل طراحی.

۴-۲- نقش یک آئین نامه در فرایند ساخت

نقش یک آئین‌نامه طراحی این است که ملزومات لازم برای تامین یک سطح حداقل از ایمنی برای یک سازه را ارائه نماید. گسیختگی‌های سازه‌ای همواره رخداد‌های غیر مطلوب هستند. گسیختگی‌ها به دلیل وجود مواردی از قبیل جهالت، اهمال و سستی، حرص و آز و یا موانع فیزیکی در کار ایجاد می‌شوند و گاهی هم به عنوان یک اثر و تعامل خدایی مورد ملاحظه قرار می‌گیرند. احتمال گسیختگی اغلب برای پروژه‌هایی که دارای مواد و مصالح جدید، تکنولوژی نو و پارامترهای خاص (از قبیل دهنه، ارتفاع، ضخامت و وزن) که نادراند یا اینکه حداقل تجربه قبلی از آنها در دسترس نمی-

باشد رخ می‌دهد. بنابراین مقررات طراحی تعریف شده، شامل حاشیه ایمنی در ساخت و سازها هستند. برخی از این حاشیه‌های ایمنی به شکل منظور نمودن بارها به صورت دست بالا و تعیین مقاومت و ظرفیت به صورت دست پایین می‌باشند. به هر جهت ذخیره این حاشیه‌های ایمنی هم به طور کلی نمی‌تواند تمام علل و اسباب ممکن در تخریب سازه‌ای را پوشش دهد. از نقطه نظر قانونی و حقیقی، آئین‌نامه عمل منطقی و معقول را تعریف می‌نماید. در حالت گسیختگی اگر طراح ملزومات آئین‌نامه را در طراحی رعایت ننماید، می‌توان او را به عنوان مسئول به حساب آورد. سطوح ایمنی قابل قبول به کار رفته در آئین نامه‌های موجود ساختمانی به عواملی از قبیل: سیستم‌های مقادیر تعیین شده توسط اجتماع بر زندگی انسان، افت مصالح، قطع سرویس‌ها، و غیره بستگی دارند. آهنگ گسیختگی واقعی در صنعت ساختمان را می‌توان به عنوان یک تعریف مهم از القائات یک جامعه بر این بخش از اقتصاد ملی مورد استفاده قرار داد. تعداد خسارات و ضایعات ناشی از یک فرو ریختگی ساختمانی را می‌توان با خسارات زندگی در تصادفات ماشین‌ها و هواپیماها و غیره مقایسه نمود. این مقایسه خاطر نشان می‌کند که یک تغییر قابل توجه در آهنگ گسیختگی منطقی و قابل قبول وجود دارد، که به عواملی از قبیل صنعت، منطقه جغرافیایی، مخالفت منطقی با ریسک و سنت بستگی دارد. مفهوم سطح قابل قبول اطمینان در طول قرن‌ها تکامل یافته است. از دیدگاه تاریخی، ایده یک ساختمان مطمئن، به یک ساختمانی که در طی سال‌ها بدون فرو ریختگی، بقا داشته باشد اطلاق می‌شده است. این موضوع یک مسئولیت برای سازنده بود که ساختمان را به گونه‌ای بسازد که در آن هیچ نوع گسیختگی رخ ندهد. در قرون وسطی، ساختمان‌های بلند (برج‌ها و کلیساها) توسط استاد کاران ماهر ساخته می‌شد. فرآیند یادگیری بر اساس روش سعی و خطا بود. به عنوان مثال وقتی که یک کلیسا جدید، بلندتر از تمام ساختمان‌های موجود زمان طراحی می‌شد، ضخامت دیوار آن در مقایسه با دیگر کلیساهای موجود افزایش داده می‌شد. این افزایش ضخامت با قضاوت مهندس تعیین می‌شد. زوال و فرو ریختگی یک ساختمان به این معنی بود که ضخامت دیوار، کمتر از مقدار لازم

برآورد شده بود و لذا در کار و تکرار بعدی افزایش داده می‌شد. همان طور که قبلاً ذکر شد آئین‌نامه‌های طراحی موجود، طرح و جزئیات لازم آن را به گونه‌ای ارائه می‌نمایند که یک حداقل سطح اطمینان و ایمنی قابل قبولی تأمین شود. در طراحی به روش تنش مجاز (ASD)، مقاومت مواد و مصالح مصرفی در ساخت بر یک ضریب اطمینان تقسیم می‌شود تا مقاومت مجاز (تنش، تغییر شکل، نیرو) بدست آید. در طراحی به روش ضریب بار و مقاومت (LRFD) یا روش طراحی حالت حدی (LSD) مولفه‌های بار در ضریب بار ضرب می‌شوند و همچنین مقاومت در یک ضریب مقاومت ضرب می‌شود. شکل اساسی معادله روش LRFD عبارت است از:

$$\phi R \geq \sum \gamma_i Q_i \quad (1-4)$$

در این فرمول γ_i یک ضریب بار است که در یک مولفه بار (یا اثر بار) Q_i ضرب می‌شود. ϕ هم یک ضریب مقاومت است که بر مقاومت R (مقدار ظرفیت انتقال بار) اعمال می‌شود. معادله ۱-۴ بیان می‌کند که ظرفیت عضو سازه‌ای (اصلاح شده توسط ضریب ϕ) باید از اثر کلی تمام بارهای موثر بر عضو بزرگتر باشد. فرمول‌های طراحی به وسیله کمیته‌های آئین‌نامه که حاصل کار مهندسين با تجربه، محققان و دانشمندان مربوطه می‌باشد توسعه داده می‌شوند. دادن معادله طراحی به صورت معادله ۱-۴، این مسئولیت را متوجه طراح می‌نماید که مطمئن شود برای ضرایب بار و مقاومت داده شده (تعریف شده در آئین‌نامه) نا برابری مقاومت و بارهای طراحی بیان شده در معادله را ارضاء می‌نماید. امروزه، گسیختگی‌ها هنوز اطلاعاتی را به دست می‌دهند که در توسعه ملزومات طراحی آینده سودمند می‌باشند. به هر جهت توسعه شیوه‌های تحلیل سازه‌ای، پیشرفت در علم مواد و توسعه تئوری ایمنی سازه‌ای، پایه‌ای را برای روش مدرن طراحی سازه‌ای ارائه می‌نماید. در آینده پیشبینی می‌شود که خیلی از سازمان‌های نویسنده آئین‌نامه، یک تغییر حالت به سمت عملکرد پایه آئین‌نامه‌های طراحی ایجاد خواهد نمود. به جای تهیه دیدن ملزومات سازه برای دست یابی به یک حداقل سطح ایمنی قابل قبول، آئین‌نامه‌های عملکرد پایه کار فرمایان یک سازه را مجاز خواهند داشت تا بتوانند یک سطح ایمنی بالاتر را انتخاب نمایند و آئین‌نامه‌ها، راهنمایی‌ها و دستورالعمل‌ها را برای طراحی در

آن سطح بالاتر، به آنها ارائه خواهند نمود. تلاش‌های پژوهشی مهمی هم اکنون در جستجو هستند تا این روش‌ها برای طراحی لرزه‌ای توسعه یابند. (برای مثال طراحی سازه‌ها برای مناطق زلزله خیز).

۴-۳- سطوح آئین نامه

هدف یک آئین نامه طراحی، ارائه یک حداقل سطح ایمنی می‌باشد. آئین‌نامه‌های متداول فرمول‌های معین و قطعی را مورد استفاده قرار می‌دهند. به هر حال طراحی بهینه، به ملاحظه و بررسی ایمنی سازه‌ای به عنوان یک معیار پذیرش نیاز دارد. با توجه به میزان وابستگی روش طراحی به ایمنی، آئین‌نامه‌ها به چهار سطح تقسیم می‌شوند. [1]

۴-۳-۱- سطح یک آئین نامه‌ها

در این سطح از فرمول‌های طراحی معین و قطعی استفاده می‌شود. حاشیه ایمنی در طول ضرایب اطمینان اصلی (نسبت مقاومت طراحی به بار طراحی) یا ضرایب اطمینان جزئی معرفی می‌شود. معادله ۴-۱ معادله‌ای از این نوع است که در آئین‌نامه دارای سطح I استفاده می‌شود.

۴-۳-۲- سطح دو آئین نامه‌ها

این سطح از آئین‌نامه‌ها معیار پذیرش طراحی را بر حسب نزدیکی ترم‌های شاخص ایمنی واقعی با شاخص ایمنی هدف یا دیگر پارامترهای وابسته به سلامت سازه تعریف می‌نماید.

۴-۳-۳- سطح سه آئین نامه‌ها

این سطح از آئین‌نامه‌ها یک تحلیل کامل از ایمنی را لازم می‌دارند تا تحت اثر بارگذاری‌های مختلف احتمال گسیختگی سازه را به کمیت در آورند. معیار پذیرش بر حسب ترم‌های شاخص ایمنی حقیقی به سطح ایمنی بهینه (یا احتمال گسیختگی) تعریف می‌شود.

۴-۳-۴- سطح چهار آئین نامه‌ها

این سطح از آئین نامه‌ها کل هزینه مورد نظر طراحی را به عنوان معیار بهینه سازی مورد استفاده قرار می‌دهند. تابع بهره برداری، اختلاف بین منافع و هزینه‌های وابسته به یک طرح خاص را توصیف می‌نماید که باید بیشینه شود.

در عمل آئین نامه‌های طراحی رایج، براساس فلسفه سطح یک آئین نامه‌ها بنا نهاده شده‌اند. به هر جهت در سطح یک آئین نامه‌های توسعه داده شده، پارامترهای طراحی (ضرایب بار و مقاومت) با استفاده از روش‌های موجود در آئین نامه سطح دو اثبات می‌شوند. هم اکنون روش‌های سطح سه و چهار به طور وسیعی در پژوهش‌های پیشرفته یا در طراحی سازه‌های بحرانی مورد استفاده واقع می‌شوند.

۴-۴- روش توسعه آئین نامه

یک آئین نامه طراحی اصولاً یک مجموعه از دستورات و الزامات را برای یک دسته از سازه‌ها که در یک منطقه قانونی طراحی می‌شوند تأمین می‌کند. این الزامات در بردارنده مقادیر و یا روش‌هایی است که مقاومت و بار طراحی را تعیین می‌نمایند. بنابراین توسعه آئین نامه نه فقط تعیین کننده ضرایب اطمینان می‌باشد بلکه همانند روش‌های تحلیلی (تحلیل سازه‌ها) تعیین گر مقادیر اسمی (طراحی) بار و مقاومت نیز هستند. مشخصات بارهای طراحی به بهره برداری از سازه بستگی دارد (برای مثال ساختمان‌ها، پل‌ها، سکوهای ساحلی و نیروگاه‌ها). این مشخصات می‌توانند به اشکال مختلفی داده شوند (بارهای یک نواخت، نیروهای متمرکز، نیروهای متحرک). روش‌های تحلیل بار می‌توانند همراه با مقادیر واقعی اثرات بار، معین و مشخص بوده یا این که با ترک تصمیم طراح مبهم و غیر معمول باشند. می‌توان مقاومت را برحسب ترم‌های تنش مجاز و یا تغییر شکل (مثلاً تغییر مکان) یا ظرفیت انتقال بار جزء سازه (تیر، ستون، جوش، پیچ) یا ظرفیت انتقال بار کل سازه (مقاومت سیستم) مشخص نمود. می‌توان معیار پذیرش را به شکل الزامات توصیفی، فرمول‌ها یا مقادیر مجاز

ارائه نمود. مراحل اصلی در توسعه یک آئین نامه طراحی که توسط لیند^۱ و داویپورت^۲ در سال ۱۹۷۲ فرموله شده اند به صورت زیر می باشند.

(۱) تعریف هدف آئین نامه

(۲) تعریف موضوع (یا موضوعات) آئین نامه

(۳) تصویب فرکانس تقاضا

(۴) انتخاب فضای اندازه گیری آئین نامه

(۵) انتخاب شکل (یا اشکال) آئین نامه

در ادامه، جزئیات هر یک از مراحل فوق مورد بحث و بررسی قرار می گیرد. [1]، [6]، [7]، [8]

۴-۱-۴- هدف آئین نامه

یک آئین نامه معمولاً برای یک دسته یا رده مشخصی از سازه ها توسعه داده می شود. این نکته مهم است که رده (کلاس) سازه با تعریف پارامترهای پوشش داده شده یا نشده توسط آئین نامه تعریف شود. این پارامترها می توانند از نوع مواد و مصالح (فولاد، بتن، چوب، پلاستیک)، از نوع کارکرد (دفتر، آپارتمان، هتل، بیمارستان، پل بزرگراه، پل راه آهن، صنعت)، از طول دهنه (کوتاه، متوسط، بلند)، از نوع سازه ای (قاب، تیر، ستون، اتصال)، ضخامت جزء سازه (فولاد گرم نورد شده، فولاد سرد شکل گرفته) و نوع اتصال (جوش شده، پرچ وپیچ) باشند. برای اجتناب از سوء استفاده غیر عمدی از آئین نامه های قدیمی کمیته های تدوین کننده آئین نامه باید به طور صریح و روشن هدف آئین نامه را مشخص نماید. هدف عبارت است از یک مجموعه از سازه ها که توسط مجموعه ای از پارامترها که به نام فضای داده مشخص می شوند. هدف می تواند محدود باشد (برای مثال میل مهارهای استفاده شده در یک دیوار بتنی از نیروگاه هسته ای) یا این که بسیار وسیع باشد (برای مثال تمام انواع پل ها) یک

¹ Lind

² Daveport

مثال از آئین‌نامه دارای یک هدف مشخص مثل یک آئین‌نامه از طراحی پل می‌باشد. برای هر پارامتر، محدوده می‌تواند به عنوان یک مجموعه مقادیر مجزا یا به شکل یک فاصله (فرمول‌ها یا مقادیر عددی کاربردی مشخص) تهیه و تدارک دیده شود. یک مجموعه از پارامترها برای عملکرد یک پل می‌تواند شامل بزرگراه، راه آهن، راه هدایت ترانزیت و پیاده و دیگر پل‌ها باشد. انواع المان‌های مورد استفاده می‌تواند از قبیل حمال، تاوه، خرپا، قوس، قاب، طره، کابل مهاری یا معلق باشد. مواد مصرفی در اجرای پل شامل فولاد، بتن آرمه، بتن پیش تنیده، بتن پیش کشیده، چوب، چوب مطبق چسبانده شده و چوب تنیده شده باشد. آئین‌نامه همچنین می‌تواند روش تحلیل پل‌ها از قبیل: ضرایب توزیع حمال ساده (این روش توسط *AASHTO* در ۱۹۶۶ یا ۱۹۹۸ تعریف شد)، تحلیل دو بعدی، تحلیل سه بعدی، تحلیل المان محدود یا دیگر روش‌های عددی تحلیل را نیز مشخص نماید. آئین‌نامه ممکن است با انواع حالات حدی سر و کار داشته باشد. به وسیله پارامترهای اصلی مشخص و معیار پذیرش تعیین شده در شکل توابع حالت حدی، باید حالات حدی به روشنی و صراحت تعریف شوند. به عنوان مثال حالات حدی نهایی (ULS_s) ممکن است در بر دارنده ظرفیت خمش، برش، فشار و کشش باشد. حالات حدی بهره برداری (SLS_s) به مواد و نوع سازه وابسته هستند و ممکن است دربردارنده ترک خوردگی، تغییر شکل، ارتعاش و تغییر شکل پایدار بیش از حد باشد. حالات حدی خستگی (FLS_s) دربردارنده بار خستگی و مقاومت بیان شونده برحسب ترم‌های دوره‌های بار می‌باشد. برای مثال: درحالت پل‌های بزرگراه، حالات حدی خستگی را می‌توان برحسب ترم‌های ترافیک کامیون (مقدار و فرکانس) بیان نمود. هدف یک آئین‌نامه ایجاد یک مصالحه و توافق بین سادگی و نزدیکی به موضوع است. این امر منطقی است که یک محدوده وسیع از سازه‌ها را باید توسط شرایط یکسان پوشش دهیم. استفاده از یک آئین‌نامه ساده برای طراح، ساده‌تر و احتمال ایجاد خطا تقلیل می‌یابد. (به عنوان مثال به کارگیری یک فرمول طراحی غلط). به عبارت دیگر ساده طبع نبودن شرایط و الزامات آئین‌نامه، ممکن است دستیابی به سطح اطمینان هدف را برای تمام سازه‌های تحت پوشش آئین‌نامه، با مشکل رو به رو سازد. همین‌طور ممکن است این موضوع پیش آید که حاشیه ایمنی برای یک گروه

از اجزا به مقدار هدف نزدیک باشد و برای گروهی دیگر بالاتر یا پائین تر از سطح هدف باشد. اگر هدف به سازه‌های دارای پارامترهای یکسان محدود شود دستیابی به معیار سلامت لازم، ساده‌تر است. معمولاً بار و مقاومت توسط آئین نامه مشترکی پوشش داده می‌شوند. برای اینکه یک پایه منطقی، جهت مقایسه عملکرد مواد مختلف تأمین شود. (برای مثال فولاد، بتن و چوب). از نقطه نظر طراح، راحت تر است که در معادله ۴-۱، برای تمام حالات طراحی، صرفه نظر از مواد و مصالح، از ضرایب بار و مقاومت یکسان استفاده شود.

۴-۲-۴- موضوع آئین نامه

یک هدف کلی آئین نامه طراحی، این است که مطمئن شویم سازه‌های طراحی شده مطابق با شرایط آئین نامه از یک حداقل سطح ایمنی برخوردار خواهند بود. ممکن است برای برخی از رده‌های سازه‌ای موضوعات خاص‌تری اختصاص داده شود. سازمان‌های تدوین کننده آئین نامه باید برای سازه‌های تحت پوشش آئین نامه واقع شده، معیارهای قابل قبولی را تعریف نمایند، (تعریف گسیختگی) و سطح (سطوح) اطمینان هدف را انتخاب نمایند و شرایط طراحی ارضاء کننده موضوع را نیز توسعه دهند. تعریف اطمینان را می‌توان بر حسب ترم‌های یک مورد انتظار، (به عنوان مثال تبعات گسیختگی)، احتمال گسیختگی یا شاخص ایمنی بیان نمود. موضوعات آئین نامه بسته به معیار مقایسه و مقدار اطمینان هدف، ممکن است تغییر نمایند. چند نمونه از موضوعات آئین نامه در زیر ارائه شده است:

- ۱- یک سازه با یک شاخص ایمنی β ، نزدیک به مقدار مشخص شده هدف (β_T) طراحی می‌شود.
- ۲- یک سازه به گونه‌ای طراحی می‌شود که یک احتمال گسیختگی کمتر از مقدار حداکثر قابل قبول از پیش تعیین شده در یک پریود زمانی از قبل انتخاب شده (به عنوان مثال یک سال برای یک سازه‌ی موقتی) داشته باشد.
- ۳- اختلاف بین منافع و هزینه‌ها (سود) را حداکثر نمایید. هزینه‌ها معمولاً شامل هزینه‌ی اولیه،

هزینه‌ی نگه داری و هزینه‌ی مورد انتظار از گسیختگی (هزینه‌ی واقعی گسیختگی ضرب در احتمال گسیختگی) می‌باشند. منافع ممکن است شامل عایدی خالص و راحتی بهره بردار باشد.

۴- با یک اقتصاد قابل قبول از مصالح، به یک فرکانس گسیختگی ناچیز برسیم. این امر یک موضوع خیلی مبهم و غیر معلوم از یک آئین نامه است.

روشی که در توسعه‌ی اکثر آئین‌نامه‌های طراحی متکی بر ایمنی پذیرفته شده بود این است که شاخص ایمنی هدف β_T را مشخص نمایند. شاخص ایمنی هدف را می‌توان برای یک دسته از سازه‌ها، اجزاء سازه‌ای و یا حالات حدی تعیین نمود. مقدار این شاخص ایمنی به پیوند زمانی بستگی دارد. (عموماً شاخص ایمنی برای یک سازه یا یک جزء سازه‌ای با زمان تقلیل میابد). مقدار بهینه شاخص ایمنی هدف (β_T) به هزینه مورد انتظار از گسیختگی و هزینه ارتقاع (هزینه افزایش اطمینان) بستگی دارد. در آئین‌نامه‌های رایج اختلافات قابل توجه در β_T وجود دارد. برای مثال، شاخص‌های ایمنی هدف را برای یک تیر فولادی گرم نورد شده و یک اتصال تیر به ستون با استفاده از پیچ و مهره در نظر بگیرید. آیا باید آنها یکسان باشند؟ ایمنی یک مقطع تیر گرم نورد شده به مدول پلاستیسیته Z ، تنش جاری شدن فولاد F_y و نسبت‌های ضخامت به پهنا تیر بستگی دارد. برای یک مقدار F_y داده شده، برای افزایش شاخص ایمنی β باید Z افزایش داده شود که این امر عموماً به معنای یک مقطع عرضی بزرگ‌تر و داشتن تیر سنگین‌تر می‌باشد. برای پیچ و مهره‌ها می‌توان با اضافه کردن یک یا تعدادی پیچ و مهره β را افزایش داد که معمولاً این روش هزینه کم‌تری را در مقایسه با افزایش اندازه تیر در بر دارد. بنابراین هزینه‌های ناشی از افزایش شاخص ایمنی برای پیچ و مهره‌ها نسبت به تیرها کمتر می‌باشد. اگر اطمینان به عنوان یک سودمندی مورد نظر واقع شود آنگاه در حالت پیچ و مهره‌ها ارزان‌تر است. به همین جهت برای تیرها مقادیر β عموماً در محدوده ۳ تا ۴ بوده در حالی که برای پیچ و مهره‌ها در محدوده ۶ تا ۸ قرار دارد. این مثال ساده بیان می‌دارد که چرا یک خانواده از شاخص‌های ایمنی هدف توصیف شده، تنها موضوع قابل قبول و ممکن برای یک آئین نامه می‌باشد.

در مجموع، مقادیر β ، آنچه که به عنوان تابع شاخص ایمنی هدف شناخته می‌شود را توصیف می‌نماید. ممکن است یک شاخص ایمنی را به هر سیستم تصادفی که دو حالت گسیختگی و عدم گسیختگی را به خود بگیرد اختصاص داد. به طور ایده‌آل یک شاخص ایمنی به تمامیت یک سازه نسبت داده می‌شود. به هر جهت معمولاً حدهای خیلی متفاوتی از گسیختگی وجود دارد که همگی معادل نیستند. این نکته در اطمینان کنترل‌های لازم برای هر مد گسیختگی منعکس شده است. تنها راه عملی این است که یک شاخص ایمنی هدف مشخص را به هر کنترل اطمینان مرتبط ساخت. ممکن است شاخص ایمنی هدف، با حالت بارگذاری در نظر گرفته شود (برای مثال، تابع نسبت بار از قبیل نسبت بار زنده به مرده)، نوع مد گسیختگی (برای مثال، برشی، خمشی یا کمانشی) و نوع مواد و مصالح تغییر نماید. بعلاوه این شاخص ممکن است در محدوده یک مد گسیختگی مجزا و تنها نیز تغییر نماید. (برای مثال، گسیختگی توسط کمانش برای ستون‌های بلند، کوتاه و میانی). اینکه یک چنین تغییری مجاز و قابل قبول است موضوعی است که کمیته آئین‌نامه باید تصمیم بگیرد. برای مثال کمیته ممکن است تصمیم بگیرد که ایمنی تیرها باید مستقل از نسبت D/L باشد. اگر دلیل معتبری مبنی بر توصیف شاخص‌های ایمنی مختلف وجود نداشته باشد آنگاه شاخص ایمنی هدف باید ثابت باشد. به عنوان یک راهنمایی بر انتخاب شاخص ایمنی هدف، استفاده از عملکرد گذشته سازه‌های تحت خدمت سودمندترین شیوه می‌باشد. می‌توان با استفاده از مدل‌های مناسب از بارها و مقاومت، برای هر عضو سازه‌ای شاخص ایمنی را محاسبه نمود. (با استفاده از داده‌های آماری مناسب داده شده). بنابراین از روی شاخص‌های ایمنی محاسبه شده برای طراحی‌های مبتنی بر آئین‌نامه‌های موجود یک شاخص هدف انتخاب می‌شود. این شاخص می‌تواند یک تابع یا یک ثابت باشد. در حالت خاص امکان پذیر است که مقادیر β را از آئین‌نامه قدیم به عنوان مقادیر هدف یک آئین‌نامه جدید انتخاب نمود، اما این احساس ایجاد می‌شود که تغییر در آئین‌نامه و مفهوم تغییر در شکل آن بوده و تغییر در محتوی نمی‌باشد، همانند وقتی که پیشنهاد می‌شود که یک فرمول تحلیل جدید به جای

یک فرمول قدیمی جایگزین شود.

۴-۴-۳- تابع تقاضا و فرکانس تقاضا

مرحله سوم در توسعه آئین نامه، تعیین فرکانس رخداد یک کنترل اطمینان خاص می باشد. در حالت کلی این امر برای یک آئین نامه طراحی مشکل است (اگر غیر ممکن نباشد) که در عین اینکه کاملاً ساده باشد هنوز هم موضوعات آئین نامه را در تمام حالات و شرایط به طور دقیق ارضاء نماید. بنابراین ضرورت دارد که مهمترین داده های سازه ای را برای وقتی که با موضوع برخورد حاصل می شود تعریف نمود. برای مثال اگر نسبت بار مرده به بار زنده به طور عادی در محدوده ۵/۱ تا ۲ باشد آنگاه ممکن است بتوان یک روش ساده آئین نامه را، که یک موضوع در این محدوده را ارضاء نماید (حداقل به صورت تقریبی) توسعه داد، اما ممکن است توسعه روشی که موضوع را روی تمام نسبت های ممکن در محدوده صفر تا بینهایت ارضاء نماید مشکل باشد. در متن این بحث می توان گفت که نسبت های بین نیم تا دو دارای یک فرکانس رخداد بالاتری از دیگر مقادیر هستند و آنگاه می توان با استفاده از این اطلاع آئین نامه را توسعه داد. فرکانس رخداد، یک تابع اسکالر نقطه ای است و به نام تابع تقاضا شناخته می شود. تابع تقاضا را می توان به وسیله تحلیل تجربه حال و گذشته تعریف نمود. می توان حالات طراحی مختلف را بر حسب ترم های مؤلفه های بار و مقاومت مشخص نمود و فرکانس رخداد هر حالت طراحی را با به کارگیری داده های در دسترس توسط تحلیل آماری تخمین زد. برای مثال نسبت بار مرده به بار زنده تغییر می نماید. در تیرها این نسبت برای دهنه های کوتاه کم است (بار زنده برتری دارد) و برای دهنه های بلندتر بیشتر است (بار مرده برتری دارد). می توان فرکانس رخداد برای نسبت های مختلف بار را با یک تابع تقاضا در نظر گرفت. می توان تابع تقاضا را با معرفی و تعیین کردن مقادیری از قبیل نامعلومی یا کیفی بودن مقادیر (مثلاً اغلب، گاهی اوقات، غیر محتمل یا نادر) درصد مقادیر یا احتمالات رخداد تعریف نمود. در توسعه یک آئین نامه جدید این نکته مهم است که باید تابع تقاضای آینده را در نظر گرفت. آئین نامه باید برای اکثر موقعیت های طراحی فرکانس مورد انتظار در

آینده با ایمنی هدف یک انطباق خوب را ارائه نماید. بنابراین ممکن است بهینه سازی ارائه دهنده یک پیش بینی از روش ها و تجارب در آینده باشد.

۴-۴-۴- نزدیکی به هدف (فضای اندازه گیری)

مرحله چهارم در توسعه آئین نامه طراحی، عبارت است از اینکه یک اندازه گیر (یا مقدار) انتخاب شود تا اینکه آئین نامه چقدر در دسترسی به موضوعاتش نزدیک است را به کمیت درآورد. برای مثال در یک کنترل اطمینان خاص فرض شود β_T بیانگر مقدار هدف مطلوب از شاخص ایمنی باشد و همین طور فرض شود که β هم مقدار واقعی ایجاد شده توسط روش آئین نامه باشد. اختلاف $\beta_T - \beta$ بر روی مجموع داده های کلی تغییر می نماید، این اختلاف برای برخی حالات ممکن است مثبت باشد در حالی که برای دیگر حالات ممکن است منفی باشد. برای مثال معیار نزدیکی آئین نامه به موضوع ممکن است به معنی حداقل نمودن مقدار مورد انتظار $(\beta_T - \beta)^2$ بر روی فضای تقاضا باشد. می توان تعداد زیادی معیارهای نزدیکی مناسب دیگری را نیز در نظر گرفت. اگر هدف نویسنده آئین نامه محدود کردن انحرافات بزرگتر از موضوع باشد آنگاه باید از $(\beta_T - \beta)^P$ با $P > 2$ استفاده کرد. از آنجایی که طراحی دسته پایین خطرناک تر از طراحی دسته بالا می باشد لذا با یک تابع انحراف که یک جریمه بیشتر را بر طراحی به صورت دست پایین بر جای می گذارد ممکن است ترجیح داده شود. تابع مخصوص استفاده شده عموماً به عنوان اندازه گیر β شناخته می شود یا با نماد $M(\beta_T - \beta)$ نمایش داده می شود. روش دیگر فرمول بندی اندازه گیر β بر حسب ترم های هزینه می باشد. با صرفه نظر کردن از هزینه های نگهداری و تخریب، کل هزینه یک سازه با یک حالت حدی مجزا را می توان به صورت رابطه زیر بیان نمود:

$$C_T = C_1 + C_F P_F \quad (۴-۲)$$

در این رابطه ضرایب C_T ، C_1 و C_F به ترتیب عبارتند از: هزینه کل، هزینه اولیه و هزینه گسیختگی، P_F نیز احتمال گسیختگی می باشد. می توان هزینه اولیه C_1 را با یک دقت خوب متناسب

نمود. انجام این برآزش و تناسب را حداقل در همسایگی شاخص ایمنی هدف β_T می توان داشت. این برآزش توسط رابطه زیر انجام می شود:

$$C_1 = a[1 + b\beta] \quad (3-4)$$

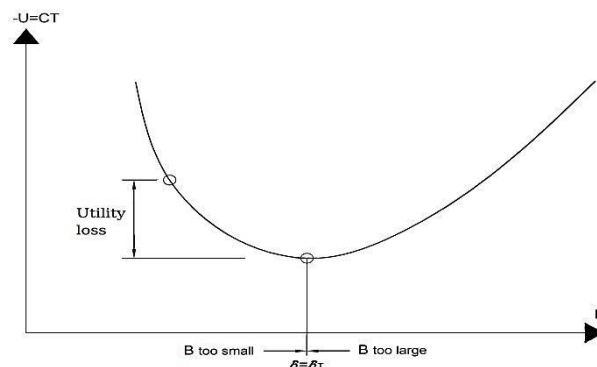
در رابطه فوق a و b ثابت بوده و β نیز بیانگر شاخص ایمنی می باشد. دقت شود که C_1 به محض افزایش β نیز افزایش پیدا می کند، این موضوع منطقی می باشد برای اینکه ما انتظار داریم برای رسیدن به یک ساختمان ایمن تر هزینه اولیه مصالح و اجرا نیز بالاتر باشد. اغلب می توان P_F یعنی احتمال گسیختگی را به صورت رابطه تقریبی زیر بدست آورد:

$$P_F = c \cdot \exp\left[\frac{-\beta}{d}\right] \quad (4-4)$$

در این رابطه c و d ثابت می باشند (مقدار $0.23/d$ برای ثابت d یک تقریب خوب از احتمال خرابی بین 10^{-3} تا 10^{-6} می دهد). دیده می شود رابطه فوق یک تابع نزولی از β می باشد که انتظار این موضوع نیز می رفت زیرا با افزایش شاخص ایمنی باید احتمال گسیختگی کاهش یابد. با فرض اینکه مقدار ریسک (برای مثال: هزینه گسیختگی C_F)، مستقل از شاخص ایمنی β باشد، هزینه کل توسط رابطه زیر داده می شود:

$$C_T = a[1 + b\beta] + C_F \left(c \cdot \exp\left[\frac{-\beta}{d}\right] \right) \quad (5-4)$$

معادله فوق مجموع یک تابع صعودی از β و یک تابع نزولی از β را نمایش می دهد. شکل ۱-۴ اینک هزینه کل چگونه با مقدار β تغییر می نماید را نشان می دهد.



شکل ۱-۴- هزینه کل C_T بر حسب شاخص ایمنی β

طراحی بهینه متناسب است با مقدار β ای که هزینه کل را حداقل می‌نماید. انحراف منحنی ترسیم شده اختلاف نتیجه طراحی دسته بالا و طراحی دسته پایین را بر روی کل هزینه نمایش می‌دهد. برای فرمول بندی اندازه گیری β برحسب ترم‌های هزینه احتیاج است، چند نوع تابع جریمه را فرموله نمود که این‌ها تابعی باشند از اینکه β واقعی از β هدف (بهینه) (β_T) چه مقدار فاصله دارد. می‌توان تغییر در هزینه کل را به صورت ΔC_T طبق رابطه $C_T - (C_T @ \beta_T)$ تعریف نمود. در شاخص ایمنی بهینه β_T ، مشتق اول C_T برابر صفر است. این موضوع این نتیجه را بیان می‌کند که C و C_F به دیگر پارامترهای مسأله ارتباط پیدا می‌کنند. *Lind & Davenport 1972* با استفاده از نتایج فوق و انجام مقداری عملیات جبری و نرمالیزه کردن، به رابطه زیر رسیدند:

$$\Delta C_T = \frac{\Delta C_T}{abd} = \frac{\beta - \beta_T}{d} - 1 + \exp \left[\frac{-(\beta - \beta_T)}{d} \right] \quad (6-4)$$

از آنجایی که ΔC_T نرمالیزه شده به $(\beta - \beta_T)$ وابسته بوده و اینکه در حالت $\beta = \beta_T$ دارای مقدار صفر می‌باشد، لذا می‌توان آن را به عنوان یک اندازه گیر β مورد استفاده قرار داد. اندازه گیر β متناسب به چگونگی بهره برداری از سازه و این که اختلاف در نتایج طراحی دست بالا و دست پایین چقدر می‌باشد بستگی دارد. این مطلب برای کمیته یک آئین‌نامه مهم است که بداند بهره برداری احتمالی از آئین‌نامه چگونه می‌باشد. اگر ایمنی هدف دقیقاً قابل دستیابی نباشد و اگر که مقدار اندازه-گیر β تغییر می‌کند آنگاه باید بیشترین دفعات رخداد داده‌های سازه‌ای شناخته شده باشند، به گونه-ای که حتی الامکان برای این داده‌ها دستیابی به ایمنی هدف مقدور باشد. میزان نزدیکی به هدف آئین‌نامه بر روی فضای داده‌ها را می‌توان توسط فرموله کردن یک اندازه‌گیر میانگین وزنی که توسط فرمول زیر بیان می‌شود به حساب آورد.

$$T = \int M(\beta_T, \beta) D_f(\beta) d\beta \quad (7-4)$$

در فرمول فوق تابع M ، بیانگر اندازه‌گیر β بوده و تابع D_f نیز تابع تقاضا می‌باشد که فرکانس رخداد مقادیر β را توصیف می‌نماید. همچنین می‌توان جهت سهولت از فرمول زیر استفاده کرد.

$$\Delta T = \sum_{\text{دامنه جغرافیایی}} \sum_{\text{مواد}} \sum_{\text{مدهای شکست}} \sum_{\text{پارامترها}} P_i M(\beta_{Ti}, \beta_i) \quad (8-4)$$

میانگین وزنی باید در کل دامنه اهداف آئین‌نامه انجام شود. احتمال وزنی P_i بر اساس فرکانس‌های نسبی تعیین شده در قدم سوم انتخاب می‌شود. نتیجه نهایی تنظیم با جزئیات تغییرات تابع تقاضا خیلی حساسیت ندارد و تخمینات نسبتاً خام متکی بر طراحی‌های نمونه قبلی عموماً در عمل کفایت می‌کنند. در حالت کلی همچنان که فاصله تا هدف کاهش می‌یابد، اهمیت تابع تقاضا نیز تقلیل می‌یابد. به طور خلاصه معیار بهینه (این معیار برحسب چگونگی نزدیکی ترم‌های شاخص‌های ایمنی هدف و واقعی تعریف شد) را می‌توان به عنوان حداقل نمودن متوسط وزنی نزدیکی بر تمام کنترل‌های اطمینان در نظر گرفت. به هر جهت یک آئین‌نامه ممکن است این معیار را با معیار دیگری جایگزین نماید و یا این که قیودی را به آن اضافه نماید در واقع بدون یک معیار نزدیکی امکان تعیین اینکه کدام یک از آئین‌نامه‌ها بهتر است مقدور نمی‌باشد و همچنین امکان این که یک انتخاب منطقی از پارامترهای نهایی آئین‌نامه یا شکل آئین‌نامه ممکن است مقدور نمی‌باشد.

۴-۵- شکل آئین‌نامه

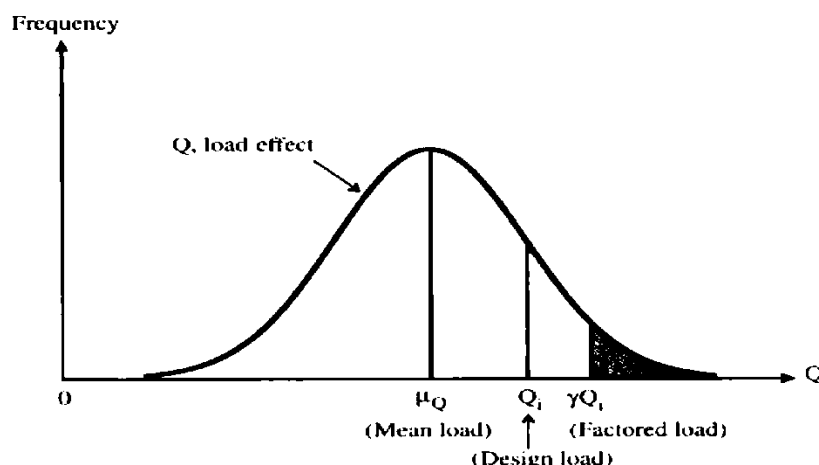
مرحله پنجم در توسعه یک آئین‌نامه طراحی، انتخاب یک دنباله از اشکال آئین‌نامه آزمایشی است که به صورت افزایش پیچیدگی مرتب شده‌اند. حتی به ساده‌ترین موضوع قابل تصور، توسط آئین‌نامه سطح یک، به طور دقیق نمی‌توان دست یافت مگر اینکه سطح پیچیدگی عملاً غیر قابل قبول باشد. بنابراین ضروری است تا جستجو را به یک مجموعه از اشکال محدود نمود که به قدر کفایت هدایت کننده ما به روش‌های ساده طراحی باشند. عموماً هر شکل آئین‌نامه شامل یک راه حل بهینه است که دارای نزدیکترین شیوه به موضوع می‌باشد. در ارتباط با معیار نزدیکی، بهترین راه حل، ساده‌ترین راه حل است که معیار را نیز برآورد می‌نماید. جدا از ثوابت ریاضی یا فیزیکی خوب تعریف شده (از قبیل چگالی آب یا دیگر کالاهای ذخیره شده)، ثوابت عددی موجود در یک آئین‌نامه را ممکن است متغیر در نظر گرفت. همین‌طور که این متغیرها (پارامترها) مقادیر مختلف به خود می‌گیرند یک مجموعه از آئین‌نامه‌های مختلف ایجاد می‌شوند که این مجموعه به نام شکل آئین‌نامه‌ای

آئین نامه شناخته می شود. آئین نامه واقعی اختصاص یافته برای استفاده، یکی از این اشکال واقعی آئین نامه می باشد. شکل یک آئین نامه ممکن است ساده یا پیچیده باشد. برای مثال یک مجموعه ثابت از مقادیر مشخص و یک جدول ساده از ضرایب اطمینان جزئی ثابت متناسب را ممکن است تجویز نمود. متناوباً ممکن است که ضرایب اطمینان جزئی پیچیده تر را به عنوان توابعی از مفاد (ضرایب بار مختلف برای سازه های فولادی و چوبی بسته به نوع ریسک) یا پیچیدگی حاصله به واسطه عبارات ریاضی به صورت جدول در آورد. همچنانکه شکل پیچیده تر می شود این امر عموماً ممکن است که طرح هایی را بدست آورد که به بهینه نزدیک تر هستند. یک تعریف مختصر و دقیق از هدف آئین نامه، یک ضرورت است. یک دسته از ضرایب بار که برای یک کاربرد بهترین هستند عموماً برای یک تکنولوژی دیگر دقیق نیستند. (به عنوان مثال یک دسته بار که برای طرح سازه های فولادی بهترین هستند برای طراحی سازه های بتنی دقیق نیستند). یک شکل عمومی آئین نامه عبارت است از روش طراحی بر اساس بار مقاومت ($LRFD$) که قبلاً نیز معرفی شده بود. در آئین نامه های $LRFD$ فرمول طراحی به صورت زیر بیان می شود:

$$\text{کل بارهای اسمی ضریب دار} \geq \text{مقاومت اسمی ضریب دار} \quad (4-9\text{الف})$$

$$\phi R_n \geq \sum \gamma_i Q_{ni} \quad (4-9\text{ب})$$

در فرمول فوق Q_{ni} عبارت است از مقدار اسمی (طراحی) مؤلفه بار i ام، γ_i نیز ضریب بار برای مؤلفه بار i ام بوده و R_n هم مقدار اسمی (طراحی) مقاومت یا ظرفیت می باشد. در این رابطه ϕ ضریب کاهش مقاومت است. یک مثال از اینکه بار اسمی (طراحی)، بار میانگین و بار ضریب دار (چاق شده) چگونه به هم مرتبط هستند، در شکل ۴-۲ نمایش داده شده است.



شکل ۴-۲- روابط میان بار اسمی، بار میانگین و بار ضریب‌دار

در برخی از توسعه‌های اخیر آئین‌نامه‌های طراحی، بارهای ضریب دار به گونه‌ای اختیار شدند که سطح سایه خورده در شکل برای تمام مولفه‌های بار یکسان باشد. (برای مثال بار مرده و بار زنده). مقدار واقعی ضریب مقاومت با تنظیم به وسیله موضوع برای رسیدن به $\beta = \beta_T$ تعیین می‌شود.

۴-۵- کالیبراسیون ضرایب اطمینان جزئی برای یک آئین نامه سطح I

همچنان که در قسمت قبل یادآوری شد، یک شکل ممکن برای آئین‌نامه‌های سطح I شکل *LRFD* می‌باشد که توسط معادلات ۴-۷ توصیف شد. معادلات طراحی تابع این شکل دارای ضرایب اطمینان جزئی ϕ و γ هستند که باید بر اساس شاخص ایمنی هدف اختصاص یافته توسط آئین‌نامه سنجیده شوند. در این قسمت، منطق پشتیبان این ضرایب توصیف شده و بعلاوه دو روش برای تعیین مقادیر این ضرایب بیان می‌گردد. برای فهم این ضرایب ضروری است که فرایند تفکر حاکم بر روش‌های بیان شده در فصل دوم، جهت بدست آوردن β اصلاح شود. به عنوان مثال در روش راکویز-فیسلر، الگوریتم متکی بر پیدا نمودن یک نقطه طراحی $\{Z^*\}$ در متغیرهای اصلاح شده هست که نهایتاً برای محاسبه β براساس کوتاه‌ترین فاصله ارائه شده توسط *Hasofer - Lind* در ۱۹۷۴ مورد استفاده واقع می‌شود. در تعیین ضرایب اطمینان جزئی، مسئله معکوس می‌شود به این صورت که یک β هدف (بهینه) مشخص می‌شود آنگاه ضرورت دارد که مقادیر میانگین لازم از بارها و مقاومت را برای

دستیابی به هدف تعیین نمود. در متن الگوریتم این موضوع به این معنی است که ما احتیاج به یافتن نقطه طراحی $\{Z^*\}$ متناسب با β هدف داریم. برای بررسی مسئله طراحی فرض می‌شود که نقطه طراحی $\{Z^*\}$ (در مختصات اصلاح شده) متناسب با یک β هدف معلوم است. برای بدست آوردن نقطه طراحی متناسب $\{X^*\}$ در مختصات اصلی (اولیه) از رابطه زیر برای هر متغیر استفاده می‌شود:

$$x_i^* = \mu_{x_i} + z_i^* \sigma_{x_i} \quad (10-4)$$

از آنجایی که نقطه طراحی $\{X^*\}$ باید روی مرز گسیختگی باشد، باید تابع حالت حدی رابطه زیر را ارضاء نماید:

$$g(x_1^*, x_2^*, \dots, x_n^*) = 0 \quad (11-4)$$

برای اهداف طراحی، ضروری است که هر مقدار نقطه طراحی x_i^* را به یک مقدار متغیر استفاده شده در طراحی (برای مثال یک مقدار طراحی اسمی مشخص شده توسط آئین‌نامه) مرتبط نمود. اگر مقدار طراحی اسمی X_i توسط $\tilde{x}_i$ نموده شود آنگاه ضریب اطمینان جزئی γ_i به صورت رابطه زیر تعریف می‌شود:

$$\gamma_i = \frac{x_i^*}{\tilde{x}_i} \quad (12-4)$$

ضریب اطمینان جزئی از یک ضریب مقیاس، که طراح را مجاز می‌دارد تا مقدار طرح اسمی یک متغیر را به مقدار لازمی که معادله ۱-۴ را برای β هدف ارضاء نماید تبدیل کند، به هیچ وجه بیشتر نمی‌باشد. بنابراین شرط حالت حدی بیان شده در معادله ۹-۴ را می‌توان به صورت رابطه زیر بیان کرد:

$$g(\gamma_1 \tilde{x}_1, \gamma_2 \tilde{x}_2, \dots, \gamma_n \tilde{x}_n) = 0 \quad (13-4)$$

مشاهده می‌شود که معادله فوق یک معادله حالت حدی ساده است که بر حسب ترم‌های مقادیر طرح اسمی و ضرایب اطمینان جزئی بیان شده است. همانطور که بعداً در این فصل بحث خواهد شد می‌توان برای یافتن β هدف، ضرایب اطمینان جزئی را کالیبره نمود. برای وضوح مجدد در مفهوم ضریب اطمینان جزئی، حالت پایه زیر را در نظر بگیرد:

$$g(R, Q) = R - Q \quad (۱۴-۴)$$

در این رابطه R مقاومت و Q بار است. اگر این معادله در نقطه طراحی $\{r^*, q^*\}$ ارزیابی شود و اگر نقاط طراحی بر حسب ترمهای ضرایب اطمینان جزئی و مقادیر اسمی، بیان شوند آنگاه معادله فوق به صورت رابطه زیر در می آید:

$$g(\gamma_R \tilde{r}, \gamma_Q \tilde{q}) = \gamma_R \tilde{r} - \gamma_Q \tilde{q} = 0 \quad (۱۵-۴)$$

با جایگزینی برابری بیان شده در معادله فوق به صورت یک نابرابری که شرط تأمین طرح مطمئن و دارای سلامت را ارضاء نماید (برای مثال $g \geq 0$) رابطه زیر بدست می آید:

$$\gamma_R \tilde{r} - \gamma_Q \tilde{q} \geq 0 \quad \text{یا} \quad \gamma_R \tilde{r} \geq \gamma_Q \tilde{q} \quad (۱۶-۴)$$

عبارت فوق بیانگر شکل $LRFD$ بیان شده در معادله ۱-۴ می باشد. بنابراین اگر γ_Q و γ_R به صورت مناسبی کالیبره شوند طراح می تواند با استفاده از معادله ۱۴-۴ مقدار اسمی مقاومت مورد نیاز ($\tilde{r}$) را که یک مقدار اسمی بار ($\tilde{q}$) را برای رسیدن به یک شاخص ایمنی هدف بدست می دهد، تعیین نماید. ضرایب اطمینان جزئی برای یک مسئله داده شده را می توان به دو روش مستقیم و سعی و خطا کالیبره نمود.

۴-۵-۱- کالیبراسیون ضرایب اطمینان جزئی به روش مستقیم

این روش که به الگوریتم اصلاح شده راکویز-فیسلسر معروف می باشد، برای مسائلی که تنها با یک تابع حالت حدی سروکار داریم کارایی خوبی دارد. با وجودی که هنوز طبیعت الگوریتم تکراری است اما معمولاً می توان ضرایب جزئی را مستقیماً بدون توسل به سعی و خطا پیدا نمود. روش اصلاح شده برای کالیبره کردن ضرایب جزئی برای یک مقدار β داده شده به صورت زیر می باشد:

(۱) تابع حالت حدی و معادله طراحی را فرمول بندی نمایید. توزیعهای احتمالی و پارامترهای

وابسته را برای هر چند تا از متغیرهای تصادفی X_i ($i = 1, 2, \dots, n$) که ممکن است تعیین

نمایید. فرض می شود که ضریب تغییرات یا انحراف معیار برای تمامی متغیرهای تصادفی

معلوم است. حداکثر دو مقدار میانگین مجهول در تحلیل فقط می تواند وجود داشته باشد. نوعاً

یک مجهول مقدار میانگین، متناسب با یک متغیر مقاومت می باشد و دیگر مجهول مقدار میانگین، متناسب با یک متغیر بار است. نسبت های بار برای ارتباط دادن مقادیر میانگین بارها مورد استفاده واقع می شوند. در تکرار اول می توان معادله حالت حدی $g = 0$ را در مقادیر میانگین ارزیابی نمود تا بین دو مقدار میانگین مجهول، یک رابطه بدست آورد.

(۲) با فرض مقادیری برای $n - 1$ تا از متغیرهای تصادفی X_i یک نقطه طراحی اولیه $\{X^*\}$ بدست آورید. (اغلب مقادیر میانگین به عنوان یک مقدار اولیه انتخاب معقولی می باشد). معادله حالت حدی $g = 0$ را حل کنید تا برای متغیر باقی مانده یک مقدار بدست آید. این کار این اطمینان را ایجاد می نماید که نقطه طراحی آزمایشی بر روی مرز گسیختگی قرار دارد.

(۳) برای هر یک از مقادیر نقطه طراحی X_i^* متناسب با یک توزیع غیر نرمال، با استفاده از معادلات ۲-۱۹ و ۲-۲۰ میانگین نرمال معادل μ_X^e و انحراف معیار معادل σ_X^e را تعیین نمایید. اگر یک یا تعداد بیشتری مقادیر X_i^* متناسب با یک توزیع نرمال باشند آنگاه پارامترهای نرمال معادله به سادگی پارامترهای واقعی هستند. (از آنجایی که تعدادی از مقادیر میانگین در پیشروی معلوم نمی باشند لذا این مرحله همیشه ممکن نیست).

(۴) مشتقات جزئی تابع حالت حدی را نسبت به متغیرهای اصلاح شده با استفاده از معادله زیر تعیین نمایید:

$$\frac{\partial g}{\partial Z_i} = \frac{\partial g}{\partial x_i} \frac{\partial x_i}{\partial Z_i} = \frac{\partial g}{\partial x_i} \sigma_{x_i} \quad (۱۷-۴)$$

برای راحتی یک بردار ستونی $\{G\}$ را به گونه ای تعریف نمایید که درآیه های آن، همان مشتقات جزئی ضرب شده در عدد منفی یک باشند. یعنی داشته باشیم:

$$\begin{Bmatrix} G_1 \\ G_2 \\ \vdots \\ G_n \end{Bmatrix} = \{G\} \quad \& \quad G_i = -\left. \frac{\partial g}{\partial Z_i} \right|_{\text{در نقطه طراحی}} \quad (۱۸-۴)$$

(۵) با استفاده از فرمول زیر یک بردار ستونی متشکل از ضرایب حساسیت را حساب کنید.

$$\{\alpha\} = \frac{[\rho]\{G\}}{\sqrt{\{G\}^T[\rho]\{G\}}} \quad (۱۹-۴)$$

در رابطه فوق $[\rho]$ بیانگر ماتریس ضرایب وابستگی می باشد.

۶) با استفاده از معادله زیر یک نقطه طراحی جدید را بر حسب متغیرهای اصلاح شده برای $n - 1$ تا از متغیرها تعیین نمایید.

$$Z_i^* = \alpha_i \beta_{target} \quad (۲۰-۴)$$

در رابطه فوق β_{target} شاخص ایمنی هدف بهینه است که باید پیدا شود.

۷) با استفاده از رابطه زیر مقادیر نقطه طراحی متناسب را در مختصات اصلی برای $n - 1$ مقدار متغیر بیان شده در گام ششم تعیین نمایید.

$$x_i^* = \mu_{x_i}^e + Z_i^* \sigma_{x_i}^e \quad (۲۱-۴)$$

با حل تابع حالت حدی $g = 0$ مقدار متغیر تصادفی باقیمانده را تعیین کنید، (متغیری که در مراحل ۶ و ۷ پیدا نشد). همچنین رابطه بین دو مقدار میانگین مجهول را (اگر عملی باشد) تصحیح نمایید. انجام این کار می تواند با فرض $\tilde{x}_i = \mu_{x_i}$ و انجام عملیات در معادله ۴-۱۰ به صورت زیر انجام شود:

$$\gamma_i = \frac{x_i^*}{\mu_{x_i}} = \frac{\mu_{x_i} + Z_i^* \sigma_{x_i}}{\mu_{x_i}} = 1 + Z_i^* V_{x_i} = 1 + \alpha_i \beta V_{x_i} \quad (۲۲-۴)$$

بنابراین داریم:

$$\mu_{x_i} = \frac{x_i^*}{1 + \alpha_i \beta V_{x_i}} \quad (۲۳-۴)$$

۸) مراحل ۳ تا ۸ فوق را آنقدر تکرار نمایید تا بردار $\{\alpha\}$ به جواب همگرا شود.

۹) وقتی که همگرایی حاصل شود با استفاده از معادله ۴-۱۲ ضرایب طراحی را محاسبه کنید.

دقت شود که روش بیان شده در فوق به موازات روش بیان شده در فصل دوم می باشد و نباید با هم اشتباه شوند.

۴-۵-۲- کالیبراسیون ضرایب اطمینان جزئی به روش سعی و خطا

در مسائل پیچیده نظیر کالیبراسیون ضرایب اطمینان جزئی یک آئین نامه که باید چندین تابع حالت حدی را بطور همزمان مورد بررسی قرار دهیم این روش بسیار مناسب می باشد. در این روش ما با یک مسأله بهینه سازی روبرو خواهیم بود. به طور کلی انتخاب و طراحی بهینه در بسیاری از مسائل علمی و فنی باعث تولید بهترین محصول یا جواب ممکن در یک شرایط خاص می شود. این خواسته در کالیبراسیون آئین نامه، بصورت بدست آوردن ضرایب بار و مقاومتی است که کمترین میزان $|\beta_T - \beta|$ را برای تمامی اعضاء طرح شده توسط آئین نامه نتیجه دهند. متغیرهای طراحی در اینجا ضرایب بار و مقاومت می باشند و فضای طراحی تمامی حالات ممکن برای این متغیرها خواهد بود. تابع هدف می تواند تابع مانند $(\beta_T - \beta)^P$ با $P > 2$ یا فرمول ۴-۶ یا ... باشد. با انتخاب یک نقطه از فضای طراحی، می توان با استفاده از روش های توصیف شده در فصل دوم شاخص ایمنی اعضاء را بدست. (فرض شده است که ضریب تغییرات یا انحراف معیار و همچنین ضریب انحراف برای تمامی متغیرهای تصادفی معلوم می باشد).

فصل پنجم

گالسیزاسیون آئین نامه فولاد ایران

۵- کالیبراسیون آئین نامه فولاد ایران

۵-۱- مقدمه

روش *LRFD* (حالات حدی) یک روش طراحی، مبتنی بر مفاهیم احتمالات است که امروزه مبنای طراحی اکثر آئین نامه های دنیا شده است. در ایران نیز این روش در ابتدا با الهام از آئین نامه فولاد آمریکا در کنار روش تنش مجاز وارد عرصه طراحی سازه های فولادی گردید. در سال ۱۳۹۱ پیش نویس اولیه و غیرقابل استناد بازنگری سوم مبحث دهم، از طرف شورای مقررات ملی ساختمان جهت نظرخواهی ارائه شد. و در یکصد و نهمین نشست شورای تدوین مقررات ملی ساختمان که در روز یکشنبه مورخ ۹۲/۰۵/۰۶، برگزار شد، این پیش نویس بررسی و با اکثریت آرا تصویب شد. در این ویرایش مبنای اصلی طراحی روش حالات حدی می باشد، همچنین ضرایب بار و مقاومت نیز تغییرات زیادی پیدا کرده اند. در این فصل با استفاده از نظریه قابلیت اعتماد سازه ها و تا حد امکان با توجه به شرایط اقلیمی و خصوصیات مصالح موجود در کشور عزیزمان، سطح ایمنی اعضای طرح شده با آخرین ویرایش آئین نامه فولاد ایران مشخص شده و سپس با استفاده از الگوریتم ژنتیک، ضرایب جزئی ایمنی کالیبره می شوند. جهت انجام این امر مراحل اصلی در توسعه یک آئین نامه طراحی که در فصل چهارم بیان شد را دنبال می کنیم.

۵-۲- هدف آئین نامه

هدف مبحث دهم مقررات ملی، تعیین حداقل ضوابط و مقرراتی است که در تحلیل، طراحی و اجرای ساختمان های فولادی جهت تأمین ایمنی و بهره برداری مناسب، مورد استفاده قرار می گیرد. کاربرد این مبحث در محدوده ساختمان های فولادی با کاربری های مندرج در قانون نظام مهندسی و کنترل ساختمان و آئین نامه اجرایی آن می باشد. سازه های خاص از قبیل پل های فولادی و سایر ساختمان های فولادی که برای تحلیل، طراحی و اجرای آنها مقررات و ضوابط ویژه ای مورد نیاز باشد،

مشمول این مبحث نمی‌باشند. همراه با این مبحث باید ضوابط کلیه مباحث مقررات ملی ساختمان رعایت شود. همچنین سیستم‌های سازه‌ای ارائه شده در مبحث ششم مقررات ملی ساختمان برای ساختمان‌های فولادی، ملاک تحلیل و طراحی سازه‌های این مبحث قرار می‌گیرند. [14]

۵-۲-۱- حالات حدی مورد استفاده

در این مبحث مبانی طراحی سازه‌ها، بررسی و کنترل آنها در حالت‌های حدی برای حصول ایمنی و قابلیت بهره‌برداری است. حالت‌های حدی به شرایطی اطلاق می‌شوند که اگر تمام یا بخشی از سازه به هر یک از آن حالت‌ها برسند، قادر به انجام وظایف خود نبوده و از حیز ارتفاع خارج می‌شوند. مطابق این مبحث، تعیین پیکربندی، ابعاد و مشخصات اجزای سازه باید به نحوی باشد که مجموع سازه، شامل اعضاء و اتصالات آن، تحت شرایط بارگذاری محتمل، به هیچ یک از حالت‌های حدی مقاومت و بهره‌برداری نرسد. روش طراحی مورد استفاده برای تأمین الزامات حالت‌های حدی مقاومت، روش ضرایب بار و مقاومت می‌باشد که بر پایه جنبه‌های احتمالاتی بار و مقاومت، و تجربیات مهندسی استوار می‌باشد و از طریق دو سری ضرایب ایمنی به شرح زیر در تحلیل و طراحی منظور می‌گردد:

الف- اولین دسته‌ی ضرایب ایمنی از طریق تشدید ضرایب بارها منظور می‌شود و مقدار آنها به میزان عدم اطمینان در برآورد مقدار بارها بستگی دارد. مقدار این دسته از ضرایب ایمنی جزئی باید مطابق با ترکیبات بارگذاری ارائه شده در مبحث ششم مقررات ملی ساختمان باشد.

ب- دومین دسته از ضرایب ایمنی از طریق ضرایب کاهش مقاومت (ϕ) منظور می‌شود و مقدار آنها با توجه به دقت تئوری مورد استفاده در ضوابط طراحی، تغییرات احتمالی مشخصات مصالح و ابعاد مقطع تعیین می‌گردد.

در روش ضرایب بار و مقاومت، طراحی اعضای مختلف سازه باید چنان صورت گیرد که مقاومت طرح (ϕR_n) بزرگتر یا مساوی مقاومت مورد نیاز (R_u) یا نیروهای داخلی موجود در مقاطع آن قطعه

تحت اثر ترکیبات بارگذاری وارد بر سازه باشد. یعنی:

$$R_u \leq \phi R_n \quad (۱-۵)$$

که در آن R_u مقاومت مورد نیاز و یا نیروهای داخلی موجود در مقطع مورد نظر است. نیروهای داخلی باید بر اساس تحلیل سازه تحت اثر ترکیبات بارگذاری نظیر حالت‌های حدی مقاومت مندرج در مبحث ششم مقررات ملی ساختمان تعیین شود. ϕ و R_n به ترتیب ضریب کاهش مقاومت و مقاومت اسمی عضو می‌باشند. مقادیر آنها در هر قسمت آورده شده است. [14]

۵-۲-۲- ترکیبات بار

با توجه به آخرین ویرایش مبحث ششم: سازه‌ها، اعضاء و شالوده‌های آنها باید بگونه‌ای طراحی شوند که مقاومت طراحی آنها، بزرگتر و یا برابر با اثرات ناشی از ترکیبات بارهای ضریب‌دار زیر باشند:

1. $1.4D$
2. $1.2D + 1.6L + 0.5(R \text{ یا } S \text{ یا } L_r)$
3. $1.2D + 1.6(L_r \text{ یا } S \text{ یا } R) + [L \text{ یا } 0.5(1.4W)]$
4. $1.2D + 1.0(1.4W) + L + 0.5(R \text{ یا } S \text{ یا } L_r)$
5. $1.2D + 1.0E + L + 0.2S$
6. $0.9D + 1.0(1.4W)$
7. $0.9D + 1.0E$

۵-۲-۳- تعیین پارامترهای احتمالاتی بار

۵-۳-۲-۱- بار مرده

در مبحث ششم مقررات ملی ساختمان بارهای مرده عبارتند از: وزن اجزای دائمی ساختمان‌ها مانند: تیر و ستون‌ها، دیوارها، کف‌ها، بام، سقف، راه‌پله، تیغه‌های ثابت، نازک کاری، پوشش‌ها و دیگر بخش‌های سهیم در اجزاء سازه‌ای و معماری. همچنین وزن تأسیسات و تجهیزات ثابت شامل وزن جراثقال ثابت نیز در ردیف این بارها محسوب می‌شود. در محاسبه بارهای مرده، باید وزن واقعی

مصالص مصرفی و اجزای ساختمان مورد استفاده قرار گیرد. برای محاسبه جرم واحد حجم و یا جرم واحد سطح اجزای ساختمانی، می‌توان به شرح مندرج در جدول ارائه شده در پیوست شماره ۶-۱ مبحث ششم می‌توان رجوع کرد.

با توجه به اطلاعات جمع آوری شده در فصل سوم، بار مرده از توزیع احتمالی نرمال پیروی می‌کند و فرض می‌شود شدت آن در طول عمر سازه مقداری ثابت است. از آنجایی که تحقیقات جامعی پیرامون پارامترهای احتمالاتی بار مرد در کشور ایران انجام نشده است لذا جهت انجام محاسبات قابلیت اعتماد از پژوهش‌های الینگوود و همکارانش استفاده کرده و پارامترهای آماری $V_D = 0/1$ و $\lambda_D = 1/05$ را برای بار مرده در نظر می‌گیریم.

۵-۲-۳-۲- بار زنده

طبق مبحث ششم مقررات ملی، بار زنده باری غیر دائمی است که در حین استفاده و یا بهره برداری از ساختمان یا سایر سازه‌ها به آنها وارد شود و شامل بارهای حین ساخت و یا بارهای محیطی مانند بار باد، بار برف، بار باران، بار زلزله، بار سیل و یا بارهای مرده نمی‌شود. بار زنده بام: باری بر روی بام که توسط کارگران، تجهیزات و مصالح در حین انجام تعمیرات بر روی آن و یا اشیاء متحرکی چون گلدان و یا لوازم تزئینی کوچک که ارتباطی با استفاده از ساختمان در طول عمر بهره برداری از آن نداشته باشند، به آن وارد شود.

به علت عدم مطالعات کافی در مورد پارامترهای آماری بار زنده در کشور، همانطور که در فصل سوم به تفصیل بیان شد، از مقادیر پیشنهاد شده توسط الینگوود و همکارانش به شرح جدول زیر استفاده می‌کنیم.

جدول ۵-۱: پارامترهای احتمالاتی بار زنده جهت تحلیل قابلیت اعتماد

نوع بار	توزیع احتمالاتی	ضریب انحراف	ضریب تغییرات
بار زنده حداکثر طول عمر (L_{max})	حدی نوع I	۱/۰	۰/۲۵
بار زنده لحظه‌ای (L^{apt})	گاما	۰/۲۴	۰/۸

۵-۲-۳- بار برف

طبق مبحث ششم مقررات ملی، بار برف زمین، P_g ، وزن لایه برف بر روی سطح افقی زمین است که بر اساس آمار موجود در منطقه احتمال تجاوز آن در سال دو درصد باشد (دوره بازگشت ۵۰ سال). بار برف بر روی بام نیز همانند آئین نامه AISC، از فرمول زیر بدست می آید:

$$P_f = 0.7 C_s C_t C_e I_s P_g \quad (۲-۵)$$

در فرمول فوق C_s ، ضریب برف گیری طبق بند ۴-۷-۶، C_t ، ضریب شیب منطقه طبق بند ۷-۶-۷، C_e ، ضریب شرایط دمایی طبق بند ۵-۷-۶، I_s ، ضریب اهمیت طبق بند ۳-۷-۶ مبحث ششم می-باشد.

با توجه به توضیحات موجود در فصل سوم، به علت عدم تحقیقات کافی و جامع در مورد پارامترهای آماری بار برف بام از تحقیقات آقای الینگوود و همکارانش طبق جدول زیر استفاده می-کنیم.

جدول ۵-۲: مشخصات احتمالاتی بار برف

نوع بار	توزیع احتمالاتی	ضریب انحراف	ضریب تغییرات
بار برف حداکثر طول عمر (S_{max})	حدی نوع II	۰/۸۲	۰/۲۶
بار برف سالیانه (S_{ann})	لگ نرمال	۰/۲۰	۰/۷۳

۵-۲-۳-۴- بار باد

با توجه به مبحث ششم فشارهای باد در کشور ایران از رابطه زیر بدست می آید:

$$P = I_w q C_e C_g C_p \quad (۳-۵)$$

P فشار خارجی که بصورت استاتیکی در جهت عمود بر سطح چه در حالت فشار وارد بر سطح یا مکش به سمت خارج از سطح، عمل می کند. I_w ضریب اهمیت برای بار باد. q فشار سرعتی مرجع. C_e ضریب بادگیری. C_g ضریب اثر باد جهشی. C_p ضریب فشار خارجی که بر مساحت وجه مورد نظر میانگین گیری شده باشد. سرعت های باد پایه بر اساس یک احتمال سالیانه متجاوز از دو درصد که متناسب با میانگین بازگشت ۵۰ ساله می باشد بنا نهاده شده است. در مبحث ششم مقررات ملی، فشار

مبنای باد، q ، براساس سرعت متوسط ساعته باد که احتمال تجاوز از این مقدار در سال ۲٪ است و به طور متعارف با دوره بازگشت ۵۰ ساله بیان می‌گردد، بدست می‌آید. دیدبانی پارامتر باد در ایستگاه‌های همدیدی در ارتفاع ۱۰ متری روزانه ۸ نوبت رأس ساعات گرینویچ توسط سازمان هواشناسی کشور انجام می‌پذیرد.

در خصوص تعیین پارامترهای آماری اثر بار باد نیز به علت نبود مطالعات کافی در کشور، از تحقیقات الینگوود و همکارانش استفاده می‌کنیم و با توجه به مباحثی که در فصل سوم ارائه شد:

جدول ۵-۳: مشخصات احتمالاتی بار باد

ضریب تغییرات	ضریب اریبی	توزیع احتمال	متغیر تصادفی
۰/۳۷	۰/۷۸	حدی نوع I	بار باد حداکثر طول عمر (W_{max})

۵-۲-۳-۵- بار زلزله

با توجه به پیچیدگی‌های موجود در مدل سازی آماری بار زلزله و عدم تحقیقات در داخل کشور، برای بدست آوردن پارامترهای آماری بار زلزله از تحقیقات الینگوود و همکارانش استفاده می‌کنیم و نیروی زلزله حداکثر طول عمر را با تابع حدی نوع II مدل می‌کنیم. همانطور که در فصل سوم اشاره شد مقدار پارامتر K در توزیع حدی نوع II برای بار زلزله با توجه به مباحث گفته شده در فصل سوم در محدوده ۲/۳ تا ۳/۳ تغییر می‌کند. با توجه به اینکه در کشور ایران پراکندگی‌های فراوانی از لحاظ خطر نسبی زلزله و دیگر پارامترهای موثر در شدت زلزله وجود دارد و نیز از آنجایی که طراحی دست پایین خطرناکتر از طراحی دست بالا می‌باشد مقدار پارامتر K را ۲/۳ در نظر می‌گیریم که ضریب تغییرات ۱/۳۵ را نتیجه می‌دهد. با توجه به فرضیات آقای کردلو در خصوص بار ناشی از زلزله، اثرات شتاب زلزله و اختلاف ضریب رفتار سازه، مقدار ضریب انحراف را برابر ۰/۷۵ انتخاب می‌کنیم.

جدول ۵-۴: مشخصات احتمالاتی بار زلزله

ضریب تغییرات	ضریب اریبی	توزیع احتمال	متغیر تصادفی
۱/۳۸	۰/۷۵	اکستریم نوع ۲	بار زلزله حداکثر طول عمر (E_{max})

۵-۲-۴- پارامترهای آماری مقاومت

با توجه به تحقیقات پژوهشگران داخلی و خارجی نوع توزیع لگ نرمال را برای تمامی اعضا انتخاب می‌کنیم. در خصوص دیگر پارامترهای آماری (از قبیل ضریب تغییرات، ضریب انحراف و...)، به شرح زیر عمل می‌کنیم.

۵-۲-۴-۱- اعضای کششی

بخش ۱۰-۲-۳ مبحث دهم مقررات ملی ایران به الزامات طراحی اعضا تحت اثر نیروی محوری کششی که در امتداد محور مرکزی عضو بارگذاری شده‌اند، می‌پردازد. مقاومت کششی طراحی $(\phi_t P_n)$ در اعضای تحت کشش باید برابر کوچکترین مقدار محاسبه شده بر اساس حالات حدی تسلیم کششی در مقطع کلی (A_g) و گسیختگی کششی در مقطع خالص مؤثر (A_e) در نظر گرفته شود.

الف) برای تسلیم کششی در مقطع کلی عضو:

$$\phi_t = 0.9 \quad P_n = F_y A_g$$

ب) برای گسیختگی کششی در مقطع خالص عضو:

$$\phi_t = 0.75 \quad P_n = F_u A_n$$

پ) برای گسیختگی کششی در مقطع خالص مؤثر عضو در محل اتصال:

$$\phi_t = 0.75 \quad P_n = F_u A_e$$

در روابط فوق A_g سطح مقطع کلی عضو، A_e سطح مقطع خالص مؤثر عضو، F_y تنش تسلیم فولاد، F_u تنش نهایی کششی فولاد و P_n مقاومت کششی اسمی عضو می‌باشند.

در خصوص پارامترهای آماری اعضای کششی با توجه به اطلاعات جمع آوری شده در فصل

سوم، برای کشور ایران از داده‌های زیر استفاده می‌کنیم:

جدول ۵-۵: پارامترهای آماری برای اعضای کششی

نوع عضو	μ_P	V_P	μ_M	V_M	μ_F	V_F	λ_R	V_R
عضو کششی، حد جاری شدن	۱/۰۰	.	۱/۰۵	۰/۱۰	۱/۰۰	۰/۰۵	۱/۰۵	۰/۱۱

۰/۱۱	۱/۱۰	۰/۰۵	۱/۰۰	۰/۱۰	۱/۱۰	۰	۱/۰۰	عضو کششی، حد نهایی
------	------	------	------	------	------	---	------	--------------------

۵-۲-۴-۲- اعضای فشاری

در بخش ۱۰-۲-۴ مبحث دهم به الزامات طراحی اعضای منشوری با مقطع بدون اجزای لاغر که تحت اثر نیروی محوری فشاری که در امتداد محور مرکزی عضو بارگذاری شده‌اند می‌پردازد. مقاومت فشاری طراحی اعضای فشاری مساوی P_n می‌باشد که در آن ϕ_c ضریب کاهش مقاومت برابر 0.9 و P_n مقاومت فشاری اسمی می‌باشد که برای اعضای فشاری با مقطع بدون اجزای لاغر، باید برابر کوچکترین مقدار محاسبه شده بر اساس حالت‌های حدی کمانش خمشی، کمانش پیچشی و کمانش خمشی-پیچشی در نظر گرفته می‌شود. مقاومت فشاری اسمی اعضای فشاری، P_n ، با مقطع بدون اجزای لاغر بر اساس کمانش خمشی با استفاده از روابط زیر تعیین می‌شود.

$$P_n = F_{cr} A_g \quad (۴-۵)$$

در فرمول فوق A_g سطح مقطع کلی عضو و F_{cr} تنش فشاری ناشی از کمانش خمشی که از روابط زیر بدست می‌آید.

$$F_{cr} = \left[0.658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y \quad \text{الف) اگر } \frac{F_y}{F_e} \leq 2.25 \text{ یا } \frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \text{آنگاه:}$$

$$F_{cr} = 0.877 F_e \quad \text{ب) اگر } \frac{F_y}{F_e} \geq 2.25 \text{ یا } \frac{KL}{r} \geq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \text{آنگاه:}$$

در روابط فوق $\frac{KL}{r}$ ، ضریب لاغری حداکثر عضو، F_y ، تنش تسلیم فولاد، E ، مدول الاستیسیته فولاد، K ، ضریب طول موثر، L ، طول فاقد مهار جانبی عضو، r ، شعاع ژیراسیون مقطع عضو و F_e ، تنش کمانش الاستیک که مقدار آن برابر $F_e = \frac{\pi^2 E}{(\frac{KL}{r})^2}$ می‌باشد.

جهت تعیین پارامترهای آماری مقاومت فشاری ستون‌های فولادی، از تحقیقات آقای شایانفر استفاده کرده و پارامترهای آماری را بصورت زیر بدست می‌آوریم:

همانطوری که در فصل سوم گفته شد، اگر A سطح مقطع مورد نیاز برای عضو فشاری تحت نیروی بحرانی P_{cr} باشد، توزیع مقاومت عضو در برابر بارهای وارده شامل پارامترهای زیر خواهد بود:

$$\mu_R = A\mu_{Fcr}\mu_M\mu_F\mu_P \quad (5-5)$$

$$V_R = \sqrt{V_{Fcr}^2 + V_M^2 + V_F^2 + V_P^2} \quad (6-5)$$

سطح مقطع مورد نیاز A ، مساحتی است که با توجه به ضوابط مندرج در آئین نامه مورد نظر محاسبه می‌شود. داده‌های زیر نیز بدست آمد.

جدول ۵-۶: پارامترهای احتمالاتی مقاومت ستون‌ها بر اساس کارهای آقای شایانفر

χ	$\frac{\mu_{Fcr}}{F_y}$	V_{Fcr}	M		F		P	
			λ_M	V_M	λ_F	V_F	λ_P	V_P
۰/۵	۰/۹	۰/۰۴	۱/۱	۰/۱	۱	۰/۰۵	۱/۰۳	۰/۰۵
۰/۹	۰/۷۲	۰/۰۸	۱/۱	۰/۱	۱	۰/۰۵	۱/۰۳	۰/۰۵
۱/۳	۰/۴۶	۰/۰۷	۱/۱	۰/۱	۱	۰/۰۵	۱/۰۳	۰/۰۵
۱/۷	۰/۳	۰/۰۶	۱/۱	۰/۱	۱	۰/۰۵	۱/۰۳	۰/۰۵

ضریب تغییرات مقاومت ستون‌ها با استفاده از داده‌های فوق به راحتی بدست می‌آیند. برای بدست آوردن ضریب انحراف ستون‌ها، ابتدا مقادیر مقاومت اسمی ستون را با توجه به مبحث دهم بر حسب مقادیر متفاوت χ ، به صورت زیر تعیین کنیم:

$$\chi = \frac{KL}{r} \cdot \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}} \Rightarrow \frac{KL}{r} = \chi \pi \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (7-5)$$

همچنین:

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = \frac{F_y}{\chi^2} \quad (8-5)$$

با استفاده از روابط فوق و مبحث دهم مقادیر F_{cr} را به ازای مقادیر متفاوت χ بدست می‌آوریم.

در این صورت $R_n = F_{cr} A_g$. با انتخاب مقادیر $E = 2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$ و $F_y = 2400 \text{ kg/cm}^2$ جدول زیر را خواهیم داشت.

جدول ۵-۷: پارامترهای احتمالاتی مقاومت ستون‌ها بر اساس مبحث دهم

χ	μ_{Fcr}	$\frac{KL}{r}$	F_e	F_{cr}	$\frac{\mu_R}{A}$	$\frac{R_n}{A}$	λ_R	V_R
۰/۵	۲۱۶۰	$1.57 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	۹۶۰۰/۰۰	۲۱۶۱/۵۶	۲۴۴۷/۲۸	۲۱۶۱/۵۶	۱/۱۳۲	۰/۱۳

۰/۹	۱۷۲۸	$2.83 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	۲۹۶۲/۹۶	۱۷۰۹/۹۱	۱۹۵۷/۸۲	۱۷۰۹/۹۱	۱/۱۴۵	۰/۱۵
۱/۳	۱۱۰۴	$4.1 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	۱۴۲۰/۱۲	۱۱۸۳/۰۸	۱۲۵۰/۸۳	۱۱۸۳/۰۸	۱/۰۶۰	۰/۱۴
۱/۷	۷۲۰	$5.3 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	۸۳۰/۴۵	۷۲۸/۳۰	۸۱۵/۷۶	۷۲۸/۳۰	۱/۱۲۰	۰/۱۴

۵-۲-۳-اعضای خمشی

بخش ۱۰-۲-۵ مبحث دهم به الزامات طراحی اعضایی که تحت اثر خمش ساده حول یکی از محورهای اصلی قرار دارند، می‌پردازد. منظور از خمش ساده این است که عضو باید در صفحه‌ای به موازات محورهای اصلی و ماربر مرکز برش مقطع بارگذاری شود یا در محل نقطه اثر بار و در تکیه‌گاه‌ها در مقابل پیچش نگهداری شده باشند. مقاومت طراحی خمشی مساوی $\phi_b M_n$ می‌باشد که در آن، ϕ_b ضریب کاهش مقاومت برابر ۰/۹ و M_n ، مقاومت خمشی اسمی می‌باشد که باید طبق الزامات بندهای ۱۰-۲-۵ و ۱۰-۲-۵-۱۲ مبحث دهم، تعیین شود.

در خصوص تعیین پارامترهای آماری برای اعضای خمشی، با توجه به توضیحات فصل سوم، از اطلاعات آقای شایانفر و همکارانش استفاده کرده و مقادیر زیر را انتخاب می‌کنیم.

جدول ۵-۸: پارامترهای مقاومت خمشی اعضاء بر اساس کار شایانفر و همکارانش.

R		P		F		M		نحوه ساخت	نوع بارگذاری	حالت حدی
V_R	λ_R	V_P	λ_P	V_F	λ_F	V_M	λ_M			
۰/۱۳۷۵	۱/۱۰۰	۰/۰۸	۱/۰۰	۰/۰۵	۱	۰/۱۰	۱/۱۰	تیر ورق	خمش یکنواخت	خمش
۰/۱۲۶۹	۱/۰۸۹	۰/۰۶	۰/۹۹	۰/۰۵	۱	۰/۱۰	۱/۱۰	نورد شده	خمش یکنواخت	خمش
۰/۱۵۶۸	۱/۲۴۳	۰/۱۱	۱/۱۳	۰/۰۵	۱	۰/۱۰	۱/۱۰	تیر ورق	گرادیان خمشی	خمش
۰/۱۶۴۰	۱/۲۷۶	۰/۱۲	۱/۱۶	۰/۰۵	۱	۰/۱۰	۱/۱۰	نورد شده	گرادیان خمشی	خمش

۵-۲-۴-اعضای برشی

بخش ۱۰-۲-۶ مبحث دهم به الزامات طراحی اعضای با مقطع دارای تقارن یک محوره یا دو

محوره تحت اثر برش در صفحه جان، اعضای با مقاطع نبشی تک، اعضای با مقطع تو خالی نظیر مقاطع لوله‌ای و قوطی شکل و اعضای با مقاطع دارای تقارن یک محوره یا دو محوره تحت اثر برش در امتداد عمود بر محور ضعیف می‌پردازد. مقاومت برشی طراحی مساوی $\phi_V V_n$ می‌باشد که در آن، ϕ_V ضریب کاهش مقاومت برشی می‌باشد که برای کلیه الزامات این بخش برابر 0.9 بوده به جز در مورد بند $10-2-6-1-1$ الف که مقدار آن برابر یک در نظر گرفته می‌شود. V_n ، مقاومت برشی اسمی اعضا می‌باشد که باید برابر کوچکترین مقدار محاسبه شده بر اساس حالت‌های تسلیم برشی و کمانش برشی مطابق الزامات بندهای $10-2-6-1$ تا $10-6-2-7$ مبحث دهم، در نظر گرفته شود. در خصوص تعیین پارامترهای آماری برای اعضای برشی، با توجه به توضیحات فصل سوم، از اطلاعات آقای شایانفر و همکارانش استفاده کرده و مقادیر زیر را انتخاب می‌کنیم.

جدول ۵-۹: پارامترهای پیشنهاد شده برای مدل‌سازی مقاومت برشی بر اساس کار شایانفر و همکارانش.

R		P		F		M		نحوه ساخت	نوع بارگذاری	حالت حدی
V_R	λ_R	V_P	λ_P	V_F	λ_F	V_M	λ_M			
0.1583	$1/277$	0.122	$1/0.51$	0.013	$1/10.5$	0.10	$1/10$	تیر ورق	نیروی برشی	برش

در مجموع از داده‌های آماری زیر در این پایان نامه استفاده خواهد شد.

جدول ۵-۱۰: پارامترهای احتمالاتی متغیرهای تصادفی بار

نوع بار	توزیع احتمالاتی	ضریب انحراف	ضریب تغییرات
بار مرده (D)	نرمال	$1/0.5$	0.10
بار زنده حداکثر طول عمر (L_{max})	حدی نوع I	$1/0$	0.25
بار زنده لحظه‌ای (L^{apt})	گاما	0.4225	0.4475
بار برف حداکثر طول عمر (S_{max})	حدی نوع II	0.82	0.26
بار برف سالیانه (S_{ann})	لگ نرمال	0.20	0.73
بار باد حداکثر طول عمر (W_{max})	حدی نوع I	0.78	0.37
بار زلزله حداکثر طول عمر (E_{max})	حدی نوع II	0.75	$1/38$

جدول ۵-۱۱: پارامترهای احتمالاتی متغیرهای تصادفی مقاومت اعضای سازه‌ای

متغیر تصادفی	توزیع احتمالاتی	ضریب انحراف	ضریب تغییرات
اعضای کششی (حد تسلیم) (X_{Rt})	لگ نرمال	$1/0.5$	0.11

اعضای کششی (حد گسیختگی) (X_{Ru})	لگ نرمال	۱/۱۰	۰/۱۱
اعضای فشاری (عامل لاغری ۰/۵) ($X_{R_{Pc}}$)	لگ نرمال	۱/۱۳۲	۰/۱۳
اعضای فشاری (عامل لاغری ۰/۹) ($X_{R_{Pc}}$)	لگ نرمال	۱/۱۴۵	۰/۱۵
اعضای فشاری (عامل لاغری ۱/۳) ($X_{R_{Pc}}$)	لگ نرمال	۱/۰۶۰	۰/۱۴
اعضای فشاری (عامل لاغری ۱/۷) ($X_{R_{Pc}}$)	لگ نرمال	۱/۱۲۰	۰/۱۴
اعضای خمشی (خمشی یکنواخت - تیورق) (X_{R_b})	لگ نرمال	۱/۱۰۰	۰/۱۳۷۵
اعضای خمشی (خمشی یکنواخت - نورد شده) (X_{R_b})	لگ نرمال	۱/۰۸۹	۰/۱۲۶۹
اعضای خمشی (گرادیان خمشی - تیورق) (X_{R_b})	لگ نرمال	۱/۲۴۳	۰/۱۵۶۸
اعضای خمشی (گرادیان خمشی - نورد شده) (X_{R_b})	لگ نرمال	۱/۲۷۶	۰/۱۶۴۰
اعضای برشی (تیورق) (X_{R_v})	لگ نرمال	۱/۲۷۷	۰/۱۵۸۳

۵-۳- موضوع آئین نامه

در این مطالعه ما حالات حدی مقاومت اعضای کششی (حد تسلیم و گسیختگی)، فشاری، خمشی و برشی را تحت اثر ترکیب بارهای مرده، زنده، برف، باد و زلزله مورد بررسی قرار می‌دهیم. با توجه به پارامترهای احتمالاتی بار و مقاومت که در قسمت قبل جمع آوری شد، میزان اطمینان طرح بر حسب شاخص ایمنی β اندازه‌گیری می‌شود. معیار پذیرش، بر اساس نزدیکی به مقدار از قبل تعیین شده شاخص ایمنی هدف (β_T) خواهد بود به طوری که اختلاف بین منافع و هزینه‌ها (سود) نیز حداکثر شود. به عبارت دیگر موضوع آئین نامه حداقل کردن اختلاف بین شاخص ایمنی اعضای طراحی شده و شاخص ایمنی هدف می‌باشد. در این صورت شرایط و قوانین آئین نامه تضمین خواهد کرد که سطح اطمینان سازه‌های طراحی شده کفایت می‌کند. به علت خطی بودن تمامی توابع حالت حدی مورد استفاده، برای محاسبه مقادیر β از روش FORM استفاده خواهد شد.

۵-۳-۱- شاخص قابلیت اعتماد هدف

شاخص ایمنی هدف را می‌توان برای یک دسته از سازه‌ها و یا حالات حدی تعیین نمود. مقدار این شاخص ایمنی به دوره عمر طراحی سازه بستگی دارد. (عموماً شاخص ایمنی برای یک سازه یا یک جزء سازه‌ای با زمان تقلیل می‌یابد.) مقدار بهینه β_T به هزینه مورد انتظار از گسیختگی و هزینه ارتقا (هزینه افزایش اطمینان) بستگی دارد. مثلاً برای تیرها مقادیر β_T عموماً در محدوده ۳ تا ۴ بوده

در حالیکه برای پیچ و مهره‌ها در محدوده ۶ تا ۸ قرار دارد. در آئین‌نامه‌های رایج اختلافات قابل توجه در β_T وجود دارد. به عنوان مثال، کمیسیون مشترک ایمنی سازه‌ها برای آئین‌نامه‌های اروپایی، جهت بررسی احتمال خرابی در بازه زمانی یک ساله بر اساس عواقب خرابی و هزینه‌ای که برای تأمین ایمنی باید پرداخته شود شاخص‌های قابلیت اعتمادی به شرح جدول زیر را پیشنهاد نموده‌اند.

جدول ۵-۱۲: شاخص‌های قابلیت اعتماد پیشنهاد شده توسط JCSS

عواقب خرابی بزرگ	عواقب خرابی متوسط	عواقب خرابی کوچک	هزینه نسبی مقیاس ایمنی
$\beta = 3.7$	$\beta = 3.3$	$\beta = 3.1$	زیاد
$\beta = 4.4$	$\beta = 4.2$	$\beta = 3.7$	متوسط
$\beta = 4.7$	$\beta = 4.4$	$\beta = 4.2$	کم

کمیسیون IABSE، شاخص ایمنی هدف تعدادی از آئین‌نامه‌های موجود در دنیا را مورد بررسی قرار داده است. تعدادی از گزارش‌های این کمیسیون در جدول ۵-۱۳ مشاهده می‌شود.

جدول ۵-۱۳: محدوده شاخص ایمنی در کشورهای مختلف بر اساس گزارش کمیسیون IABSE

	3.1	3.5	4.0	4.5	5.0
Argentina	X	X	X	X	X
Canada	X	X	X	X	X
China	X	X	X	X	X
Denmark			X	X	X
Estonia				X	
Germany				X	
Holland			X	X	X
South Africa		X	X	X	X
Spain				X	
Sweden			X	X	X
UK					X
USA			X		

همانطوری که در داده‌های کمیسیون IABSE و JSCC مشاهده می‌شود، شاخص ایمنی ۴/۲ حدوداً در مرکز داده‌ها قرار دارد. همچنین در آئین‌نامه‌های ویرایش ۱۹۷۷ کانادا جهت بررسی احتمال خرابی در بازه زمانی یکساله شاخص قابلیت اعتماد هدف به شرح زیر در نظر گرفته شد:

$$\beta_T = \begin{cases} 4.00 & \text{برای خرابی در اثر تسلیم در برابر کشش یا خمش} \\ 4.75 & \text{برای خرابی بر اثر فشار و از دست دادن تعادل} \\ 4.25 & \text{برای خرابی بر اثر برش} \end{cases}$$

در آئین‌نامه فولاد ایالات متحده آمریکا (AISC LRFD 1994) با در نظر گرفتن عمر مفید ۵۰

سال برای ساختمان‌ها، شاخص قابلیت اعتماد برای تسلیم (یا کمانش) اعضای سازه‌ای در ترکیب بارهای ثقیلی برابر ۳، برای اتصالات و همچنین گسیختگی اعضای سازه‌ای برابر ۴/۵، برای اعضای سازه‌ای تحت ترکیبات شامل بار باد برابر ۲/۵ و در ترکیبات شامل بار زلزله برابر ۱/۷۵ در نظر گرفته شده است. از آنجایی که آئین‌نامه فولاد ایران (روش حالات حدی) از آئین‌نامه AISC اقتباس گردیده است و عمر مفید ۵۰ سال برای ساختمان‌ها مد نظر می‌باشد، در این مطالعه میزان اعتماد هدف همانند آئین‌نامه آمریکا در نظر گرفته شده است. [15]، [16]، [17]، [18]، [19].

۵-۴- تابع تقاضا و فرکانس تقاضا

در تحلیل قابلیت اعتماد اعضا و کالیبراسیون ضرایب بار و مقاومت، با داده‌ها و نسبت‌های مختلفی برخورد خواهیم کرد. در این قسمت مهمترین داده‌های سازه‌ای را برای وقتی که با موضوع برخورد حاصل می‌شود، تعریف می‌کنیم.

۵-۴-۱- نسبت تاثیر بارها به اثرات بار مرده

در تعیین توابع حالت حدی برای اعضا با توجه به شرایط بارگذاری و موقعیت عضو مورد نظر در ساختمان با نسبت نیروها و لنگر ناشی از بارهای ثقیلی به اثرات بار مرده و نیز نسبت نیروها و لنگر ناشی از بارهای جانبی به اثرات بار مرده روبرو می‌شویم. در مسائل قابلیت اعتماد معمولاً نسبت بار زنده به بار مرده به طور عادی در محدوده ۵/۱ تا ۲ در نظر گرفته می‌شود. نسبت بار برف به بار مرده نیز در محدوده ۲/۰ تا ۱ در نظر گرفته می‌شود. در خصوص نسبت‌های $\frac{P_{Wn}}{P_{Dn}}$ و $\frac{V_{Wn}}{V_{Dn}}$ ، $\frac{M_{Wn}}{M_{Dn}}$ و همچنین نسبت‌های $\frac{P_{En}}{P_{Dn}}$ و $\frac{V_{En}}{V_{Dn}}$ ، $\frac{M_{En}}{M_{Dn}}$ با توجه به گستردگی‌های موجود در بازه تغییرات مقادیر لنگر، برش و نیروی محوری اسمی ناشی از باد و زلزله در اعضای سازه‌ای، بازه تغییرات این نسبت‌ها را از ۵/۰ تا ۴/۵ و با احتمال وقوع یکسان فرض می‌کنیم. با توجه به بازه تغییرات ذکر شده، مقادیر و وزن هر کدام از این نسبت‌ها را به شرح جداول زیر در نظر می‌گیریم.

جدول ۵-۱۴: وزن مقادیر مختلف نسبت بار زنده به بار مرده

	سقف طبقات					
$\frac{L_n}{D_n}$	۰/۳	۰/۶	۰/۹	۱/۲	۱/۵	۱/۸
وزن (احتمال وقوع)	۰/۱۶۶	۰/۱۶۶	۰/۱۶۶	۰/۱۶۶	۰/۱۶۶	۰/۱۶۶

جدول ۵-۱۵: وزن مقادیر مختلف نسبت بار برف به بار مرده

	مناطق با برف سنگین			مناطق با برف فوق سنگین		
$\frac{S_n}{D_n}$	۰/۲	۰/۳	۰/۴	۰/۵	۰/۶	۰/۷
وزن (احتمال وقوع)	۰/۱۶۶	۰/۱۶۶	۰/۱۶۶	۰/۱۶۶	۰/۱۶۶	۰/۱۶۶

جدول ۵-۱۶: وزن مقادیر مختلف نسبت نیروها و لنگر ناشی از بارهای جانبی به اثرات بار مرده

$\frac{M_{Wn}}{M_{Dn}}, \frac{V_{Wn}}{V_{Dn}}, \frac{P_{Wn}}{P_{Dn}}, \frac{M_{En}}{M_{Dn}}, \frac{V_{En}}{V_{Dn}}, \frac{P_{En}}{P_{Dn}}$	۰/۵	۱/۳	۲/۱	۲/۹	۳/۷	۴/۵
وزن (احتمال وقوع)	۰/۱۶۶	۰/۱۶۶	۰/۱۶۶	۰/۱۶۶	۰/۱۶۶	۰/۱۶۶

۵-۵- نزدیکی به هدف (فضای اندازه گیری)

در این پایان نامه برای اندازه گیری میزان اختلافات β از β_T برحسب ترم های هزینه از فرمول زیر استفاده می کنیم.

$$M(\beta_T, \beta) = \frac{\beta - \beta_T}{0.23} - 1 + \exp\left[\frac{-(\beta - \beta_T)}{0.23}\right] \quad (9-5)$$

همانطور که در فصل چهارم ذکر شد این روش با در نظر گرفتن یک جریمه بر طراحی دسته پایین باعث می شود سطح اطمینان اعضاء بعد از کالیبراسیون پایین تر از سطح اطمینان هدف قرار نگیرد. [1] و [4].

۵-۶- شکل آئین نامه

در این تحقیق جهت انجام کالیبراسیون، شکل آئین نامه را همان شکل فعلی مبحث دهم انتخاب می کنیم. همانطور که بیان شد روش طراحی بر اساس ضرایب بار و مقاومت ($LRFD$) در قالب زیر بیان می شود:

$$\text{کل بارهای اسمی ضریب دار} \geq \text{مقاومت اسمی ضریب دار} \quad (5-10 \text{ الف})$$

$$\phi R_n \geq \sum \gamma_i Q_{ni} \quad (5-10 \text{ ب})$$

ترکیبات بار نیز همانند مبحث ششم در قالب زیر کالیبره خواهند شد.

1. $\gamma_D D$
2. $\gamma_D D + \gamma_L L + \gamma_S (L_r \text{ یا } S \text{ یا } R)$
3. $\gamma_D D + \gamma_S (L_r \text{ یا } S \text{ یا } R) + [\gamma_L L \text{ یا } \gamma_W W]$
4. $\gamma_D D + \gamma_W W + \gamma_L L + \gamma_S (L_r \text{ یا } S \text{ یا } R)$
5. $\gamma_D D + \gamma_E E + \gamma_L L + \gamma_S S$
6. $\gamma_D D + \gamma_W W$
7. $\gamma_D D + \gamma_E E$

۷-۵- تحلیل قابلیت اعتماد اعضای طرح شده توسط آئین نامه فولاد ایران

جهت تحلیل قابلیت اعتماد و انجام فرایند کالیبراسیون آئین نامه، با توجه به پارامترهای آماری موجود، سیستم‌های سازه‌ای متداول در کشور و موقعیت اعضای مورد نظر در ساختمان، اعضاء را به صورت کلی زیر دسته بندی می‌کنیم:

جدول ۱۷-۵: دسته بندی اعضای سازه‌ای جهت تحلیل قابلیت اعتماد

عضو	موقعیت	بارهای موثر	گروه بندی	β_T
اعضای خمشی	تیرهای موجود در بام قاب مهاربند شده ساده	مرده و برف	گروه ۱	۳
	تیرهای موجود در طبقات قاب مهاربند شده ساده	مرده و زنده	گروه ۲	۳
	تیرهای موجود در قاب خمشی	ترکیبات شامل بارهای ثقلی	گروه ۳	۳
		ترکیبات شامل بار باد	گروه ۴	۲/۵
		ترکیبات شامل بار زلزله	گروه ۵	۱/۷۵
اعضای برشی	تیرهای موجود در بام قاب مهاربند شده ساده	مرده و برف	گروه ۶	۳
	تیرهای موجود در طبقات قاب مهاربند شده ساده	مرده و زنده	گروه ۷	۳
	تیرهای موجود در قاب خمشی	ترکیبات شامل بارهای ثقلی	گروه ۸	۳
		ترکیبات شامل بار باد	گروه ۹	۲/۵
		ترکیبات شامل بار زلزله	گروه ۱۰	۱/۷۵
اعضای فشاری	ستون‌ها در آخرین طبقه قاب مهاربند شده ساده	مرده و برف	گروه ۱۱	۳
	ستون‌ها در طبقات دیگر قاب مهاربند شده ساده	ترکیبات شامل بارهای ثقلی	گروه ۱۲	۳
		ترکیبات شامل بار باد	گروه ۱۳	۲/۵
		ترکیبات شامل بار زلزله	گروه ۱۴	۱/۷۵
اعضای کششی	حد تسلیم	ترکیبات شامل بار باد	گروه ۱۵	۲/۵
		ترکیبات شامل بار زلزله	گروه ۱۶	۱/۷۵
	حد گسیختگی	ترکیبات شامل بار باد	گروه ۱۷	۳/۲
		ترکیبات شامل بار زلزله	گروه ۱۸	۲

در مورد نحوی ترکیب بارها، بر اساس قانون ترک استرا در هر گروه نباید تمام بارهای مؤثر را در حداکثر مقدارشان به طور همزمان در نظر بگیریم. بلکه برای پیدا کردن بارهای کنترل کننده (به لحاظ بار حداکثر یا لحظه‌ای) به صورت زیر عمل می‌کنیم.

الف) ترکیب (بار مرده + بار برف):

در این حالت با استفاده از قانون ترک استرا باید دو ترکیب ممکن $\begin{cases} D_{max} + S^{apt} \\ D^{apt} + S_{max} \end{cases}$ را مورد ملاحظه قرار داد. از آنجایی که $D_{max} = D^{apt}$ پس ترکیب بار کنترل کننده $D + S_{max}$ است.

ب) ترکیب (بار مرده + بار زنده):

در این حالت با استفاده از قانون ترک استرا باید دو ترکیب ممکن $\begin{cases} D_{max} + L^{apt} \\ D^{apt} + L_{max} \end{cases}$ را مورد ملاحظه قرار داد. از آنجایی که $D_{max} = D^{apt}$ پس ترکیب بار کنترل کننده $D + L_{max}$ است.

ج) ترکیب (بار مرده + بار برف + بار زنده):

در این حالت با استفاده از قانون ترک استرا باید سه ترکیب ممکن $\begin{cases} D_{max} + S^{apt} + L^{apt} \\ D^{apt} + S_{max} + L^{apt} \\ D^{apt} + S^{apt} + L_{max} \end{cases}$ را مورد ملاحظه قرار داد. از آنجایی که $D_{max} = D^{apt}$ لذا بررسی دو ترکیب $D + \begin{cases} S_{max} + L^{apt} \\ S^{apt} + L_{max} \end{cases}$ نیاز می‌باشد با توجه به پارامترهای احتمالاتی بارها از آنجایی که $S_{max} + L^{apt} > S^{apt} + L_{max}$ پس ترکیب بار کنترل کننده در این حالت $D + L^{apt} + S_{max}$ است.

د) ترکیب (بار مرده + بار برف + بار زنده + بار باد):

در این حالت با استفاده از قانون ترک استرا باید چهار ترکیب ممکن

را مورد ملاحظه قرار داد. از آنجایی که $D_{max} = D^{apt}$ لذا بررسی $\begin{cases} D_{max} + S^{apt} + L^{apt} + w^{apt} \\ D^{apt} + S_{max} + L^{apt} + w^{apt} \\ D^{apt} + S^{apt} + L_{max} + w^{apt} \\ D^{apt} + S^{apt} + L^{apt} + w_{max} \end{cases}$

سه ترکیب $D + \begin{cases} S_{max} + L^{apt} + w^{apt} \\ S^{apt} + L_{max} + w^{apt} \\ S^{apt} + L^{apt} + w_{max} \end{cases}$ نیاز می‌باشد با توجه به پارامترهای احتمالاتی بارها از

آنجایی که $S^{apt} + L^{apt} + w_{max}$ بیشترین مقدار را نتیجه می‌دهد پس ترکیب بار کنترل کننده در این حالت $D + S^{apt} + L^{apt} + w_{max}$ است.

(د) ترکیب (بار مرده + بار برف + بار زنده + بار زلزله):

در این حالت با استفاده از قانون ترک استرا باید چهار ترکیب ممکن

را مورد ملاحظه قرار داد. از آنجایی که $D_{max} = D^{apt}$ لذا بررسی $\begin{cases} D_{max} + S^{apt} + L^{apt} + E^{apt} \\ D^{apt} + S_{max} + L^{apt} + E^{apt} \\ D^{apt} + S^{apt} + L_{max} + E^{apt} \\ D^{apt} + S^{apt} + L^{apt} + E_{max} \end{cases}$

سه ترکیب $D + \begin{cases} S_{max} + L^{apt} + E^{apt} \\ S^{apt} + L_{max} + E^{apt} \\ S^{apt} + L^{apt} + E_{max} \end{cases}$ نیاز می‌باشد با توجه به پارامترهای احتمالاتی بارها از

آنجایی که $S^{apt} + L^{apt} + E_{max}$ بیشترین مقدار را نتیجه می‌دهد پس ترکیب بار کنترل کننده در این حالت $D + S^{apt} + L^{apt} + E_{max}$ است.

۵-۷-۱- تعیین حالات حدی

۵-۷-۱-۱- تابع حالت حدی اعضاء تحت اثر ترکیب (بار مرده و بار برف)

فرض می‌کنیم یک ساختمان تحت اثر بار مرده (D) و بار برف (S) قرار گرفته باشد و Q_D ، نیروی ناشی از بار مرده و Q_S ، نیروی ناشی از بار برف در عضو دلخواهی از ساختمان باشند. در این حالت طبق آیین‌نامه فولاد ایران رابطه بحرانی برای طراحی عضو به صورت زیر خواهد بود:

$$\phi R_n = \gamma_D Q_{Dn} + \gamma_S Q_{Sn} \quad ۵-۱۱$$

با تقسیم طرفین رابطه فوق بر Q_{Dn} داریم:

$$\frac{R_n}{Q_{Dn}} = \frac{\gamma_D}{\phi} + \frac{\gamma_S}{\phi} \cdot \frac{Q_{Sn}}{Q_{Dn}} \quad ۵-۱۲$$

از طرفی برای این اعضاء می توان رابطه کلی حالت حدی زیر را جهت تحلیل قابلیت اعتماد به کار بست:

$$R - Q_D - Q_S = 0 \quad ۱۳-۵$$

با تقسیم طرفین رابطه فوق بر Q_{Dn} داریم:

$$\frac{R}{Q_{Dn}} - \frac{Q_D}{Q_{Dn}} - \frac{Q_S}{Q_{Dn}} = 0 \quad ۱۴-۵$$

با ضرب $\frac{R_n}{R_n}$ در جمله اول و $\frac{Q_{Sn}}{Q_{Sn}}$ در جمله سوم رابطه فوق خواهیم داشت:

$$\frac{R_n}{Q_{Dn}} \cdot \frac{R}{R_n} - \frac{Q_D}{Q_{Dn}} - \frac{Q_{Sn}}{Q_{Dn}} \cdot \frac{Q_S}{Q_{Sn}} = 0 \quad ۱۵-۵$$

با استفاده از رابطه (۱۲-۵) داریم:

$$\left(\frac{\gamma_D}{\phi} + \frac{\gamma_S}{\phi} \cdot \frac{Q_{Sn}}{Q_{Dn}} \right) \frac{R}{R_n} - \frac{Q_D}{Q_{Dn}} - \frac{Q_{Sn}}{Q_{Dn}} \cdot \frac{Q_S}{Q_{Sn}} = 0 \quad ۱۶-۵$$

با صرفه نظر از تغییر شکل های بزرگ در اعضاء، با تقریب خوبی می توانیم فرض کنیم که

$$Q_{Dn} = \alpha D_n \quad \text{پس} \quad Q_D = \alpha D$$

$$\frac{Q_D}{Q_{Dn}} = \frac{D}{D_n} \quad ۱۷-۵$$

همچنین با استدلال مشابه داریم

$$\frac{Q_S}{Q_{Sn}} = \frac{S}{S_n} \quad \& \quad \frac{Q_{Sn}}{Q_{Dn}} = \frac{S_n}{D_n} \quad ۱۸-۵$$

بنابراین رابطه (۱۶-۵) را می توان به صورت زیر نوشت:

$$\left(\frac{\gamma_D}{\phi} + \frac{\gamma_S}{\phi} \cdot \frac{S_n}{D_n} \right) \frac{R}{R_n} - \frac{D}{D_n} - \frac{S_n}{D_n} \cdot \frac{S}{S_n} = 0 \quad ۱۹-۵$$

در رابطه فوق اگر $X_R = \frac{R}{R_n}$ متغیر مقاومت و $X_D = \frac{D}{D_n}$ را متغیر بار مرده و $X_S = \frac{S}{S_n}$ را متغیر

بار برف بنامیم، رابطه حالت حدی این اعضاء به صورت زیر خواهد بود:

$$\left(\frac{\gamma_D}{\phi} + \frac{\gamma_S}{\phi} \cdot \frac{S_n}{D_n} \right) X_R - X_D - \frac{S_n}{D_n} \cdot X_S = 0 \quad ۲۰-۵$$

از آنجایی که این متغیرها برابر نسبت مقدار میانگین به اسمی می‌باشند دارای میانگینی برابر ضریب انحراف خود هستند. مشاهده می‌شود این حالت حدی علاوه بر متغیرهای تصادفی و ضرایب جزئی ایمنی به نسبت $\frac{S_n}{D_n}$ نیز وابسته می‌باشد.

بنابراین برای اعضای گروه ۱ داریم:

$$\left(\frac{\gamma_D}{\phi_b} + \frac{\gamma_S}{\phi_b} \cdot \frac{S_n}{D_n}\right) X_{Rb} - X_D - \frac{S_n}{D_n} \cdot X_S = 0 \quad 21-5$$

برای اعضای گروه ۶ داریم:

$$\left(\frac{\gamma_D}{\phi_v} + \frac{\gamma_S}{\phi_v} \cdot \frac{S_n}{D_n}\right) X_{Rv} - X_D - \frac{S_n}{D_n} \cdot X_S = 0 \quad 22-5$$

برای اعضای گروه ۱۱ داریم:

$$\left(\frac{\gamma_D}{\phi_c} + \frac{\gamma_S}{\phi_c} \cdot \frac{S_n}{D_n}\right) X_{Rc} - X_D - \frac{S_n}{D_n} \cdot X_S = 0 \quad 23-5$$

۵-۲-۱-۲-۵- تابع حالت حدی اعضاء تحت اثر ترکیب (بار مرده و بار زنده)

فرض می‌کنیم یک ساختمان تحت اثر بار مرده (D) و بار زنده (L) قرار گرفته باشد و Q_D ، نیروی ناشی از بار مرده و Q_L ، نیروی ناشی از بار زنده در عضو دلخواهی از ساختمان باشند. در این حالت طبق آئین‌نامه فولاد ایران رابطه بحرانی برای طراحی عضو به صورت زیر خواهد بود:

$$\phi R_n = \gamma_D Q_{Dn} + \gamma_L Q_{Ln} \quad 24-5$$

با تقسیم طرفین رابطه فوق بر ϕQ_{Dn} داریم:

$$\frac{R_n}{Q_{Dn}} = \frac{\gamma_D}{\phi} + \frac{\gamma_L}{\phi} \cdot \frac{Q_{Ln}}{Q_{Dn}} \quad 25-5$$

از طرفی برای این اعضاء می‌توان رابطه کلی حالت حدی زیر را جهت تحلیل قابلیت اعتماد به

کار بست:

$$R - Q_D - Q_L = 0 \quad 26-5$$

با تقسیم طرفین رابطه فوق بر Q_{Dn} داریم:

$$\frac{R}{Q_{Dn}} - \frac{Q_D}{Q_{Dn}} - \frac{Q_L}{Q_{Dn}} = 0 \quad 27-5$$

با ضرب $\frac{R_n}{R_n}$ در جمله اول و $\frac{Q_{Ln}}{Q_{Ln}}$ در جمله سوم رابطه فوق خواهیم داشت:

$$\frac{R_n}{Q_{Dn}} \cdot \frac{R}{R_n} - \frac{Q_D}{Q_{Dn}} - \frac{Q_{Ln}}{Q_{Dn}} \cdot \frac{Q_L}{Q_{Ln}} = 0 \quad 28-5$$

با استفاده از رابطه (25-5) داریم:

$$\left(\frac{\gamma_D}{\phi} + \frac{\gamma_L}{\phi} \cdot \frac{Q_{Ln}}{Q_{Dn}} \right) \frac{R}{R_n} - \frac{Q_D}{Q_{Dn}} - \frac{Q_{Ln}}{Q_{Dn}} \cdot \frac{Q_L}{Q_{Ln}} = 0 \quad 29-5$$

با صرفه نظر از تغییر شکل‌های بزرگ در اعضاء، با تقریب خوبی می‌توانیم فرض کنیم که

$$Q_{Dn} = \alpha D_n \quad \text{پس} \quad Q_D = \alpha D \quad \text{خواهد بود در نتیجه داریم}$$

$$\frac{Q_D}{Q_{Dn}} = \frac{D}{D_n} \quad 30-5$$

همچنین با استدلال مشابه داریم

$$\frac{Q_L}{Q_{Ln}} = \frac{L}{L_n} \quad \& \quad \frac{Q_{Ln}}{Q_{Dn}} = \frac{L_n}{D_n} \quad 31-5$$

بنابراین رابطه (16-5) را می‌توان به صورت زیر نوشت:

$$\left(\frac{\gamma_D}{\phi} + \frac{\gamma_L}{\phi} \cdot \frac{L_n}{D_n} \right) \frac{R}{R_n} - \frac{D}{D_n} - \frac{L_n}{D_n} \cdot \frac{L}{L_n} = 0 \quad 32-5$$

در رابطه فوق اگر $X_R = \frac{R}{R_n}$ متغیر مقاومت و $X_D = \frac{D}{D_n}$ را متغیر بار مرده و $X_L = \frac{L}{L_n}$ را متغیر

بار زنده بنامیم، رابطه حالت حدی این اعضاء به صورت زیر خواهد بود:

$$\left(\frac{\gamma_D}{\phi} + \frac{\gamma_L}{\phi} \cdot \frac{L_n}{D_n} \right) X_R - X_D - \frac{L_n}{D_n} \cdot X_L = 0 \quad 33-5$$

از آنجایی که این متغیرها برابر نسبت مقدار میانگین به اسمی می‌باشند دارای میانگینی برابر

ضریب انحراف خود هستند. مشاهده می‌شود این حالت حدی علاوه بر متغیرهای تصادفی و ضرایب

جزئی ایمنی به نسبت $\frac{L_n}{D_n}$ نیز وابسته می‌باشد.

بنابراین برای اعضای گروه ۲ داریم:

$$\left(\frac{\gamma_D}{\phi_b} + \frac{\gamma_L}{\phi_b} \cdot \frac{L_n}{D_n}\right) X_{R_b} - X_D - \frac{L_n}{D_n} \cdot X_L = 0 \quad ۳۴-۵$$

برای اعضای گروه ۷ داریم:

$$\left(\frac{\gamma_D}{\phi_v} + \frac{\gamma_L}{\phi_v} \cdot \frac{L_n}{D_n}\right) X_{R_v} - X_D - \frac{L_n}{D_n} \cdot X_L = 0 \quad ۳۵-۵$$

۵-۷-۱-۳- تابع حالت حدی اعضاء تحت اثر ترکیب (بار مرده، بار زنده و بار برف)

فرض کنیم یک ساختمان تحت اثر بار مرده (D) و بار برف (S) و بار زنده (L) قرار گرفته و Q_D ، نیروی ناشی از بار مرده و Q_S ، نیروی ناشی از بار برف و Q_L ، نیروی ناشی از بار زنده در عضو دلخواهی از ساختمان باشند. در این حالت طبق آئین نامه فولاد ایران رابطه بحرانی برای طراحی عضو به صورت زیر خواهد بود:

$$\phi R_n = \gamma_D Q_{D_n} + \gamma_S Q_{S_n} + \gamma_L Q_{L_n} \quad ۳۶-۵$$

با تقسیم طرفین رابطه فوق بر ϕQ_{D_n} داریم:

$$\frac{R_n}{Q_{D_n}} = \frac{\gamma_D}{\phi} + \frac{\gamma_S}{\phi} \cdot \frac{Q_{S_n}}{Q_{D_n}} + \frac{\gamma_L}{\phi} \cdot \frac{Q_{L_n}}{Q_{D_n}} \quad ۳۷-۵$$

از طرفی برای این اعضاء می توان رابطه کلی حالت حدی زیر را جهت تحلیل قابلیت اعتماد به کار بست:

$$R - Q_D - Q_S - Q_L = 0 \quad ۳۸-۵$$

با تقسیم طرفین رابطه فوق بر Q_{D_n} داریم:

$$\frac{R}{Q_{D_n}} - \frac{Q_D}{Q_{D_n}} - \frac{Q_S}{Q_{D_n}} - \frac{Q_L}{Q_{D_n}} = 0 \quad ۳۹-۵$$

با ضرب $\frac{R_n}{R_n}$ در جمله اول و $\frac{Q_{S_n}}{Q_{S_n}}$ در جمله سوم و $\frac{Q_{L_n}}{Q_{L_n}}$ در جمله چهارم رابطه فوق داریم:

$$\frac{R_n}{Q_{D_n}} \cdot \frac{R}{R_n} - \frac{Q_D}{Q_{D_n}} - \frac{Q_{S_n}}{Q_{D_n}} \cdot \frac{Q_S}{Q_{S_n}} - \frac{Q_{L_n}}{Q_{D_n}} \cdot \frac{Q_L}{Q_{L_n}} = 0 \quad ۴۰-۵$$

با استفاده از رابطه (۳۶-۵) داریم:

$$\left(\frac{\gamma_D}{\phi} + \frac{\gamma_S}{\phi} \cdot \frac{Q_{S_n}}{Q_{D_n}} + \frac{\gamma_L}{\phi} \cdot \frac{Q_{L_n}}{Q_{D_n}}\right) \frac{R}{R_n} - \frac{Q_D}{Q_{D_n}} - \frac{Q_{S_n}}{Q_{D_n}} \cdot \frac{Q_S}{Q_{S_n}} - \frac{Q_{L_n}}{Q_{D_n}} \cdot \frac{Q_L}{Q_{L_n}} = 0 \quad ۴۱-۵$$

با صرفه نظر از تغییر شکل‌های بزرگ در اعضاء، با تقریب خوبی می‌توانیم فرض کنیم که که

$$Q_{D_n} = \alpha D_n \text{ پس } Q_D = \alpha D \text{ خواهد بود در نتیجه}$$

$$\frac{Q_D}{Q_{D_n}} = \frac{D}{D_n} \quad ۴۲-۵$$

همچنین با استدلال مشابه داریم:

$$\frac{Q_S}{Q_{S_n}} = \frac{S}{S_n} \quad \& \quad \frac{Q_{S_n}}{Q_{D_n}} = \frac{S_n}{D_n} \quad \& \quad \frac{Q_L}{Q_{L_n}} = \frac{L}{L_n} \quad \& \quad \frac{Q_{L_n}}{Q_{D_n}} = \frac{L_n}{D_n} \quad ۴۳-۵$$

بنابراین رابطه (۴۰-۵) را می‌توان به صورت زیر نوشت:

$$\left(\frac{\gamma_D}{\phi} + \frac{\gamma_S}{\phi} \cdot \frac{S_n}{D_n} + \frac{\gamma_L}{\phi} \cdot \frac{L_n}{D_n} \right) \frac{R}{R_n} - \frac{D}{D_n} - \frac{S_n}{D_n} \cdot \frac{S}{S_n} - \frac{L_n}{D_n} \cdot \frac{L}{L_n} = 0 \quad ۴۴-۵$$

در رابطه فوق اگر $X_R = \frac{R}{R_n}$ متغیر مقاومت و $X_D = \frac{D}{D_n}$ را متغیر بار مرده و $X_S = \frac{S}{S_n}$ را متغیر

بار برف و $X_L = \frac{L}{L_n}$ را متغیر بار باد بنامیم، رابطه حالت حدی این اعضاء به صورت زیر خواهد بود:

$$\left(\frac{\gamma_D}{\phi} + \frac{\gamma_S}{\phi} \cdot \frac{S_n}{D_n} + \frac{\gamma_L}{\phi} \cdot \frac{L_n}{D_n} \right) X_R - X_D - \frac{S_n}{D_n} \cdot X_S - \frac{L_n}{D_n} \cdot X_L = 0 \quad ۴۵-۵$$

از آنجایی که این متغیرها برابر نسبت مقدار میانگین به اسمی می‌باشند دارای میانگینی برابر

ضریب انحراف خود هستند. مشاهده می‌شود این حالت حدی علاوه بر متغیرهای تصادفی و ضرایب

جزئی ایمنی به نسبت $\frac{S_n}{D_n}$ و $\frac{L_n}{D_n}$ نیز وابسته می‌باشد.

بنابراین برای اعضای گروه ۳ داریم:

$$\left(\frac{\gamma_D}{\phi_b} + \frac{\gamma_S}{\phi_b} \cdot \frac{S_n}{D_n} + \frac{\gamma_L}{\phi_b} \cdot \frac{L_n}{D_n} \right) X_{R_b} - X_D - \frac{S_n}{D_n} \cdot X_S - \frac{L_n}{D_n} \cdot X_L = 0 \quad ۴۶-۵$$

برای اعضای گروه ۸ داریم:

$$\left(\frac{\gamma_D}{\phi_v} + \frac{\gamma_S}{\phi_v} \cdot \frac{S_n}{D_n} + \frac{\gamma_L}{\phi_v} \cdot \frac{L_n}{D_n} \right) X_{R_v} - X_D - \frac{S_n}{D_n} \cdot X_S - \frac{L_n}{D_n} \cdot X_L = 0 \quad ۴۷-۵$$

برای اعضای گروه ۱۲ داریم:

$$\left(\frac{\gamma_D}{\phi} + \frac{\gamma_S}{\phi} \cdot \frac{S_n}{D_n} + \frac{\gamma_L}{\phi} \cdot \frac{L_n}{D_n}\right) X_{R_c} - X_D - \frac{S_n}{D_n} \cdot X_S - \frac{L_n}{D_n} \cdot X_L = 0 \quad ۴۸-۵$$

۵-۲-۱-۴- تابع حالت حدی اعضاء تحت اثر ترکیب (بار مرده، بار زنده، بار برف و بار باد)

فرض کنیم یک ساختمان به طور همزمان تحت اثر بار مرده (D)، بار باد (W)، بار برف (S) و بار زنده (L) قرار گرفته و Q_D ، نیروی ناشی از بار مرده، Q_W ، نیروی ناشی از بار باد، Q_S ، نیروی ناشی از بار برف و Q_L ، نیروی ناشی از بار زنده در عضو دلخواهی از ساختمان باشند. در این حالت طبق آئین- نامه فولاد ایران رابطه بحرانی برای طراحی عضو به صورت زیر خواهد بود:

$$\phi R_n = \gamma_D Q_{Dn} + \gamma_W Q_{Wn} + \gamma_S Q_{Sn} + \gamma_L Q_{Ln} \quad ۴۹-۵$$

با تقسیم طرفین رابطه فوق بر Q_{Dn} داریم:

$$\frac{R_n}{Q_{Dn}} = \frac{\gamma_D}{\phi} + \frac{\gamma_W}{\phi} \cdot \frac{Q_{Wn}}{Q_{Dn}} + \frac{\gamma_S}{\phi} \cdot \frac{Q_{Sn}}{Q_{Dn}} + \frac{\gamma_L}{\phi} \cdot \frac{Q_{Ln}}{Q_{Dn}} \quad ۵۰-۵$$

از طرفی برای این اعضاء می توان رابطه کلی حالت حدی زیر را جهت تحلیل قابلیت اعتماد به

کار بست:

$$R - Q_D - Q_W - Q_S - Q_L = 0 \quad ۵۱-۵$$

با تقسیم طرفین رابطه فوق بر Q_{Dn} داریم:

$$\frac{R}{Q_{Dn}} - \frac{Q_D}{Q_{Dn}} - \frac{Q_W}{Q_{Dn}} - \frac{Q_S}{Q_{Dn}} - \frac{Q_L}{Q_{Dn}} = 0 \quad ۵۲-۵$$

با ضرب $\frac{R_n}{R_n}$ در جمله اول، $\frac{Q_{Wn}}{Q_{Wn}}$ در جمله سوم، $\frac{Q_{Sn}}{Q_{Sn}}$ در جمله چهارم و $\frac{Q_{Ln}}{Q_{Ln}}$ در جمله پنجم رابطه

فوق داریم:

$$\frac{R_n}{Q_{Dn}} \cdot \frac{R}{R_n} - \frac{Q_D}{Q_{Dn}} - \frac{Q_{Wn}}{Q_{Dn}} \cdot \frac{Q_W}{Q_{Wn}} - \frac{Q_{Sn}}{Q_{Dn}} \cdot \frac{Q_S}{Q_{Sn}} - \frac{Q_{Ln}}{Q_{Dn}} \cdot \frac{Q_L}{Q_{Ln}} = 0 \quad ۵۳-۵$$

با استفاده از رابطه (۵۰-۵) داریم:

$$\left(\frac{\gamma_D}{\phi} + \frac{\gamma_W}{\phi} \cdot \frac{Q_{Wn}}{Q_{Dn}} + \frac{\gamma_S}{\phi} \cdot \frac{Q_{Sn}}{Q_{Dn}} + \frac{\gamma_L}{\phi} \cdot \frac{Q_{Ln}}{Q_{Dn}}\right) \frac{R}{R_n} - \frac{Q_D}{Q_{Dn}} - \frac{Q_{Wn}}{Q_{Dn}} \cdot \frac{Q_W}{Q_{Wn}} - \frac{Q_{Sn}}{Q_{Dn}} \cdot \frac{Q_S}{Q_{Sn}} - \quad ۵۴-۵$$

$$\frac{Q_{Ln}}{Q_{Dn}} \cdot \frac{Q_L}{Q_{Ln}} = 0$$

با صرفه نظر از تغییر شکل‌های بزرگ در اعضاء، با تقریب خوبی می‌توانیم فرض کنیم که که

$$Q_{D_n} = \alpha D_n \text{ پس } Q_D = \alpha D \text{ خواهد بود در نتیجه}$$

$$\frac{Q_D}{Q_{D_n}} = \frac{D}{D_n} \quad 55-5$$

همچنین با استدلال مشابه داریم:

$$\frac{Q_W}{Q_{W_n}} = \frac{W}{W_n} \ \& \ \frac{Q_S}{Q_{S_n}} = \frac{S}{S_n} \ \& \ \frac{Q_L}{Q_{L_n}} = \frac{L}{L_n} \ \& \ \frac{Q_{S_n}}{Q_{D_n}} = \frac{S_n}{D_n} \ \& \ \frac{Q_{L_n}}{Q_{D_n}} = \frac{L_n}{D_n} \quad 56-5$$

بنابراین رابطه (54-5) را می‌توان به صورت زیر نوشت:

$$\left(\frac{\gamma_D}{\phi} + \frac{\gamma_W}{\phi} \cdot \frac{Q_{W_n}}{Q_{D_n}} + \frac{\gamma_S}{\phi} \cdot \frac{S_n}{D_n} + \frac{\gamma_L}{\phi} \cdot \frac{L_n}{D_n} \right) \frac{R}{R_n} - \frac{D}{D_n} - \frac{Q_{W_n}}{Q_{D_n}} \cdot \frac{W}{W_n} - \frac{S_n}{D_n} \cdot \frac{S}{S_n} - \frac{L_n}{D_n} \cdot \frac{L}{L_n} = 0 \quad 57-5$$

در رابطه فوق اگر $X_R = \frac{R}{R_n}$ متغیر مقاومت، $X_D = \frac{D}{D_n}$ را متغیر بار مرده، $X_W = \frac{W}{W_n}$ را متغیر

بار باد، $X_S = \frac{S}{S_n}$ را متغیر بار برف و $X_L = \frac{L}{L_n}$ را متغیر بار باد بنامیم، در اینصورت رابطه حالت حدی

این اعضاء به صورت زیر خواهد بود:

$$\left(\frac{\gamma_D}{\phi} + \frac{\gamma_W}{\phi} \cdot \frac{Q_{W_n}}{Q_{D_n}} + \frac{\gamma_S}{\phi} \cdot \frac{S_n}{D_n} + \frac{\gamma_L}{\phi} \cdot \frac{L_n}{D_n} \right) X_R - X_D - \frac{Q_{W_n}}{Q_{D_n}} \cdot X_W - \frac{S_n}{D_n} \cdot X_S - \frac{L_n}{D_n} \cdot X_L = 0 \quad 58-5$$

از آنجایی که این متغیرها برابر نسبت مقدار میانگین به اسمی می‌باشند دارای میانگینی برابر

ضریب انحراف خود هستند. مشاهده می‌شود این حالت حدی علاوه بر متغیرهای تصادفی و ضرایب

جزئی ایمنی به نسبت‌های $\frac{Q_{W_n}}{Q_{D_n}}$ ، $\frac{S_n}{D_n}$ و $\frac{L_n}{D_n}$ نیز وابسته می‌باشد.

بنابراین برای اعضای گروه ۴ داریم:

$$\left(\frac{\gamma_D}{\phi_b} + \frac{\gamma_W}{\phi_b} \cdot \frac{Q_{W_n}}{Q_{D_n}} + \frac{\gamma_S}{\phi_b} \cdot \frac{S_n}{D_n} + \frac{\gamma_L}{\phi_b} \cdot \frac{L_n}{D_n} \right) X_{R_b} - X_D - \frac{Q_{W_n}}{Q_{D_n}} \cdot X_W - \frac{S_n}{D_n} \cdot X_S - \frac{L_n}{D_n} \cdot X_L = 0 \quad 59-5$$

برای اعضای گروه ۹ داریم:

$$\left(\frac{\gamma_D}{\phi_v} + \frac{\gamma_W}{\phi_v} \cdot \frac{Q_{W_n}}{Q_{D_n}} + \frac{\gamma_S}{\phi_v} \cdot \frac{S_n}{D_n} + \frac{\gamma_L}{\phi_v} \cdot \frac{L_n}{D_n} \right) X_{R_v} - X_D - \frac{Q_{W_n}}{Q_{D_n}} \cdot X_W - \frac{S_n}{D_n} \cdot X_S - \frac{L_n}{D_n} \cdot X_L = 0 \quad 60-5$$

برای اعضای گروه ۱۳ داریم:

$$\left(\frac{\gamma_D}{\phi_c} + \frac{\gamma_W}{\phi_c} \cdot \frac{Q_{Wn}}{Q_{Dn}} + \frac{\gamma_S}{\phi_c} \cdot \frac{S_n}{D_n} + \frac{\gamma_L}{\phi_c} \cdot \frac{L_n}{D_n}\right) X_{R_c} - X_D - \frac{Q_{Wn}}{Q_{Dn}} \cdot X_W - \frac{S_n}{D_n} \cdot X_S - \frac{L_n}{D_n} \cdot X_L = 0 \quad ۶۱-۵$$

برای اعضای گروه ۱۵ داریم:

$$\left(\frac{\gamma_D}{\phi_t} + \frac{\gamma_W}{\phi_t} \cdot \frac{Q_{Wn}}{Q_{Dn}} + \frac{\gamma_S}{\phi_t} \cdot \frac{S_n}{D_n} + \frac{\gamma_L}{\phi_t} \cdot \frac{L_n}{D_n}\right) X_{R_t} - X_D - \frac{Q_{Wn}}{Q_{Dn}} \cdot X_W - \frac{S_n}{D_n} \cdot X_S - \frac{L_n}{D_n} \cdot X_L = 0 \quad ۶۰-۵$$

برای اعضای گروه ۱۷ داریم:

$$\left(\frac{\gamma_D}{\phi_u} + \frac{\gamma_W}{\phi_u} \cdot \frac{Q_{Wn}}{Q_{Dn}} + \frac{\gamma_S}{\phi_u} \cdot \frac{S_n}{D_n} + \frac{\gamma_L}{\phi_u} \cdot \frac{L_n}{D_n}\right) X_{R_u} - X_D - \frac{Q_{Wn}}{Q_{Dn}} \cdot X_W - \frac{S_n}{D_n} \cdot X_S - \frac{L_n}{D_n} \cdot X_L = 0 \quad ۶۱-۵$$

۵-۱-۲-۵- تابع حالت حدی اعضاء تحت اثر ترکیب (بار مرده، بار زنده، بار برف و بار زلزله)

روش بدست آوردن تابع حالت حدی در این ترکیب مشابه قسمت ۴-۱-۷-۵ می باشد. کافیت

به جای متغیر بار باد از بار زلزله استفاده کنیم. در این صورت خواهیم داشت:

$$\left(\frac{\gamma_D}{\phi} + \frac{\gamma_E}{\phi} \cdot \frac{Q_{En}}{Q_{Dn}} + \frac{\gamma_S}{\phi} \cdot \frac{S_n}{D_n} + \frac{\gamma_L}{\phi} \cdot \frac{L_n}{D_n}\right) X_R - X_D - \frac{Q_{En}}{Q_{Dn}} \cdot X_E - \frac{S_n}{D_n} \cdot X_S - \frac{L_n}{D_n} \cdot X_L = 0 \quad ۶۲-۵$$

از آنجایی که این متغیرها برابر نسبت مقدار میانگین به اسمی می باشند دارای میانگینی برابر

ضریب انحراف خود هستند. مشاهده می شود این حالت حدی علاوه بر متغیرهای تصادفی و ضرایب

جزئی ایمنی به نسبت های $\frac{L_n}{D_n}$ ، $\frac{S_n}{D_n}$ و $\frac{Q_{En}}{Q_{Dn}}$ نیز وابسته می باشد.

بنابراین برای اعضای گروه ۵ داریم:

$$\left(\frac{\gamma_D}{\phi_b} + \frac{\gamma_E}{\phi_b} \cdot \frac{Q_{En}}{Q_{Dn}} + \frac{\gamma_S}{\phi_b} \cdot \frac{S_n}{D_n} + \frac{\gamma_L}{\phi_b} \cdot \frac{L_n}{D_n}\right) X_{R_b} - X_D - \frac{Q_{En}}{Q_{Dn}} \cdot X_E - \frac{S_n}{D_n} \cdot X_S - \frac{L_n}{D_n} \cdot X_L = 0 \quad ۶۰-۵$$

برای اعضای گروه ۱۰ داریم:

$$\left(\frac{\gamma_D}{\phi_v} + \frac{\gamma_E}{\phi_v} \cdot \frac{Q_{En}}{Q_{Dn}} + \frac{\gamma_S}{\phi_v} \cdot \frac{S_n}{D_n} + \frac{\gamma_L}{\phi_v} \cdot \frac{L_n}{D_n}\right) X_{R_v} - X_D - \frac{Q_{En}}{Q_{Dn}} \cdot X_E - \frac{S_n}{D_n} \cdot X_S - \frac{L_n}{D_n} \cdot X_L = 0 \quad ۶۱-۵$$

برای اعضای گروه ۱۴ داریم:

$$\left(\frac{\gamma_D}{\phi_c} + \frac{\gamma_E}{\phi_c} \cdot \frac{Q_{En}}{Q_{Dn}} + \frac{\gamma_S}{\phi_c} \cdot \frac{S_n}{D_n} + \frac{\gamma_L}{\phi_c} \cdot \frac{L_n}{D_n}\right) X_{R_c} - X_D - \frac{Q_{En}}{Q_{Dn}} \cdot X_E - \frac{S_n}{D_n} \cdot X_S - \frac{L_n}{D_n} \cdot X_L = 0 \quad ۶۲-۵$$

برای اعضای گروه ۱۶ داریم:

$$\left(\frac{\gamma_D}{\phi_t} + \frac{\gamma_E}{\phi_t} \cdot \frac{Q_{En}}{Q_{Dn}} + \frac{\gamma_S}{\phi_t} \cdot \frac{S_n}{D_n} + \frac{\gamma_L}{\phi_t} \cdot \frac{L_n}{D_n}\right) X_{R_t} - X_D - \frac{Q_{En}}{Q_{Dn}} \cdot X_E - \frac{S_n}{D_n} \cdot X_S - \frac{L_n}{D_n} \cdot X_L = 0 \quad ۶۳-۵$$

برای اعضای گروه ۱۸ داریم:

$$\left(\frac{\gamma_D}{\phi_u} + \frac{\gamma_E}{\phi_u} \cdot \frac{Q_{En}}{Q_{Dn}} + \frac{\gamma_S}{\phi_u} \cdot \frac{S_n}{D_n} + \frac{\gamma_L}{\phi_u} \cdot \frac{L_n}{D_n}\right) X_{Ru} - X_D - \frac{Q_{En}}{Q_{Dn}} \cdot X_E - \frac{S_n}{D_n} \cdot X_S - \frac{L_n}{D_n} \cdot X_L = 0 \quad ۶۴-۵$$

۵-۲-۲- تعیین شاخص قابلیت اعتماد

جهت تعیین شاخص قابلیت اعتماد، با استفاده از روش (FORM)، برنامه‌ای به زبان ویژوال بیسیک تدوین نمودیم [1]، [20]، [21]. در این برنامه برای هر گروه از اعضای موجود در جدول ۵-۱۷، شاخص قابلیت اعتماد تحت هر یک از هفت ترکیب بارگذاری مبحث دهم محاسبه و با یکدیگر مقایسه می‌شود، بزرگترین شاخص بدست آمده، شاخص قابلیت اعتماد گروه و ترکیب بار متناظر با آن، ترکیب بار کنترل کننده خواهد بود.

جدول ۵-۱۸: نتایج تحلیل قابلیت اعتماد اعضای طرح شده در مبحث دهم قبل از کالیبراسیون

گروه	β ترکیب ۱	β ترکیب ۲	β ترکیب ۳	β ترکیب ۴	β ترکیب ۵	β ترکیب ۶	β ترکیب ۷	β کنترل کننده	β_T
گروه ۱	۳/۱۳۲	۱/۵۹۵	۳/۰۷۹	۱/۵۹۵	۱/۰۲۹	۰/۵۵۱	۰/۵۵۱	۳/۱۳۲	۳
گروه ۲	۳/۱۳۲	۲/۷۸۹	۱/۷۵۱	۱/۷۵۱	۱/۷۵۱	۰/۵۵۱	۰/۵۵۱	۳/۱۳۲	۳
گروه ۳	۳/۱۳۲	۲/۹۹۸	۲/۸۵۶	۲/۰۴۶	۱/۷۸۸	۰/۵۵۱	۰/۵۵۱	۳/۱۳۲	۳
گروه ۴	۰	۰	۱/۸۲۲	۳/۱۵۶	۰	۲/۲۳۷	۰	۳/۱۵۶	۲/۵
گروه ۵	۰	۰	۰	۰	۱/۸۰۸	۰	۱/۳۰۹	۱/۸۰۸	۱/۷۵
گروه ۶	۳/۴۲۷	۱/۹۷۵	۳/۳۲۰	۱/۹۷۵	۱/۴۴۶	۰/۹۹۱	۰/۹۹۱	۳/۴۲۷	۳
گروه ۷	۳/۴۲۷	۳/۰۵۹	۲/۰۷۵	۲/۰۷۵	۲/۰۷۵	۰/۹۹۱	۰/۹۹۱	۳/۴۲۷	۳
گروه ۸	۳/۴۲۷	۳/۲۶۱	۳/۱۲۵	۲/۳۵۶	۲/۱۱۳	۰/۹۹۱	۰/۹۹۱	۳/۴۲۷	۳
گروه ۹	۰	۰	۲/۰۷۲	۳/۳۷۳	۰	۲/۴۷۶	۰	۳/۳۷۳	۲/۵
گروه ۱۰	۰	۰	۰	۰	۱/۹۱۷	۰	۱/۴۵۵	۱/۹۱۷	۱/۷۵
گروه ۱۱	۲/۹۳۶	۱/۳۶۰	۲/۹۰۵	۱/۳۶۰	۰/۷۷۶	۰/۲۸۸	۰/۲۸۸	۲/۹۳۶	۳
گروه ۱۲	۲/۹۳۶	۲/۸۲۶	۲/۶۸۲	۱/۸۴۹	۱/۵۸۴	۰/۲۸۸	۰/۲۸۸	۲/۹۳۶	۳
گروه ۱۳	۰	۰	۱/۶۶۵	۳/۰۱۶	۰	۲/۰۸۶	۰	۳/۰۱۶	۲/۵
گروه ۱۴	۰	۰	۰	۰	۱/۷۳۹	۰	۱/۲۱۶	۱/۷۳۹	۱/۷۵
گروه ۱۵	۰	۰	۱/۵۵۴	۲/۹۶۹	۰	۱/۹۸۶	۰	۲/۹۶۹	۲/۵
گروه ۱۶	۰	۰	۰	۰	۱/۶۱۰	۰	۱/۰۳۵	۱/۶۱۰	۱/۷۵
گروه ۱۷	۰	۰	۲/۴۰۹	۳/۸۰۴	۰	۲/۸۲۳	۰	۳/۸۰۴	۳/۲
گروه ۱۸	۰	۰	۰	۰	۱/۹۸۸	۰	۱/۵۴۹	۱/۹۸۸	۲/۲

۵-۷-۳- کالیبراسیون ضرایب بار و مقاومت

در این قسمت ضرایب بار و مقاومت را به گونه‌ای تعیین می‌کنیم که میزان اختلاف شاخص قابلیت اعتماد اعضاء از شاخص قابلیت اعتماد هدفشان کمترین مقدار باشد. ضرایب مقاومت شامل ضریب مقاومت خمشی ϕ_b ، ضریب مقاومت برشی ϕ_v ، ضریب مقاومت فشاری ϕ_c ، ضریب مقاومت کششی در حالت تسلیم ϕ_t و ضریب مقاومت کششی در حالت گسیختگی ϕ_u می‌باشند. دامنه تغییرات این ضرایب را در محدوده ۰/۷۵ تا ۰/۹ در نظر می‌گیریم. ضرایب بار شامل ضریب بار مرده γ_D ، ضریب بار زنده γ_L ، ضریب بار برف γ_S ، ضریب بار باد γ_W و ضریب بار زلزله γ_E می‌باشد که در هر ترکیب مقادیر متفاوتی خواهند داشت. دامنه تغییرات ضرایب بار را در محدوده ۰/۲ تا ۱/۷ در نظر می‌گیریم. در مجموع برای کالیبراسیون هفت ترکیب آئین‌نامه فولاد ایران، ۵ عدد ضریب مقاومت و ۲۰ عدد ضریب بار داریم. اگر محدوده مقادیر ضرایب مقاومت را با دقت ۰/۰۵ و محدوده مقادیر ضرایب بار را با دقت ۰/۱ گسسته کنیم تقریباً 10^{27} حالت متفاوت برای مقادیر ضرایب بار و مقاومت آئین‌نامه وجود خواهد داشت. بررسی تمامی حالات کاری بسیار وقت‌گیر و تقریباً غیرممکن می‌باشد به همین جهت برای بدست آوردن بهترین ضرایب از الگوریتم ژنتیک استفاده می‌کنیم. با استفاده از الگوریتم ژنتیک و روش *FORM* برنامه‌ای به زبان ویژوال بیسیک نوشته شد. [1]، [20]، [21]، [22].

مراحل اجرای این برنامه به شرح زیر می‌باشد:

۵-۷-۳-۱- کدگذاری^۱

الگوریتم ژنتیک به جای این که بر روی پارامترها یا متغیرهای مسئله کار کند، با شکل کد شده آنها سروکار دارد. یکی از روش‌های کد کردن، کد کردن دودویی می‌باشد که در آن هدف تبدیل جواب مسئله به رشته‌ای از اعداد باینری (در مبنای ۲) است. تعداد بیت‌هایی که برای کدگذاری متغیرها استفاده می‌شود، به دقت مورد نظر برای جواب‌ها، محدوده تغییر پارامترها و رابطه بین

¹ Encoding

متغیرها وابسته است. رشته یا دنباله‌ای از بیت‌ها که به عنوان شکل کد شده یک جواب از مسأله مورد نظر می‌باشد، کروموزوم^۱ نامیده می‌شود. در حقیقت بیت‌های یک کروموزوم نقش ژن‌ها^۲ در طبیعت را بازی می‌کنند. یکی از ویژگی‌های اصلی الگوریتم‌های ژنتیک آن است که به طور متناوب بر روی فضای کدینگ و فضای جواب کار می‌کنند. اعمال ژنتیکی بر روی فضای کدینگ یا کروموزوم‌ها اعمال می‌شود، در حالی که انتخاب و ارزیابی بر روی فضای جواب عمل می‌نماید. همانطور که بیان شد تعداد متغیرهای بار و مقاومت ۲۵ عدد می‌باشد. برای هر کدام از ۵ متغیر مقاومت، ۴ حالت ممکن و برای هر کدام از ۲۰ متغیر بار، ۱۶ حالت ممکن وجود دارد. برای هر متغیر مقاومت یک رشته به طول ۲ و برای هر متغیر بار یک رشته به طول ۴ در نظر می‌گیریم. با کنار هم قرار دادن این ژن‌ها یک کروموزوم به طول ۹۰ تولید می‌شود.

۵-۷-۳-۲- جمعیت^۳

در الگوریتم ژنتیک به عنوان اولین مرحله لازم است مجموعه‌ای از جواب‌های شدنی به عنوان جمعیت اولیه^۴ ایجاد شود. به همین جهت ۲۰۰ کروموزوم به صورت تصادفی تولد می‌شود.

۵-۷-۳-۳- محاسبه برازندگی (تابع ارزش)

با دی‌کد^۵ کردن هر کروموزوم، ۲۵ متغیر بار و مقاومت بدست می‌آید که همانند قسمت ۵-۷-۲ می‌توان برای ۱۸ گروه تعیین شده از اعضاء، میزان شاخص قابلیت اعتماد را محاسبه نمود. سپس میزان اختلاف شاخص قابلیت اعتماد با شاخص قابلیت اعتماد هدف، با استفاده از رابطه ۵-۹ محاسبه می‌شود. در این برنامه تمامی این ۱۸ اختلاف را باهم جمع کرده و از ۱۰۰ کم می‌کنیم. بدیهی است هرچه میزان عدد نهایی به ۱۰۰ نزدیکتر باشد میزان اختلاف $|\beta_T - \beta|$ برای اعضاء کمتر است و

¹ Chromosome

² Gene

³ Population

⁴ Initial Population

⁵ Decode

شایستگی کروموزوم برای مشارکت در تولید نسل جدید بیشتر می‌باشد. در حالت فعلی آئین‌نامه (قبل از کالیبراسیون) مقدار شایستگی آئین‌نامه برابر ۸۶/۴۶۵ است.

۵-۷-۳-۴- انتخاب^۱

جهت فرایند انتخاب ۲۰۰ کروموزوم تولید شده ارزیابی می‌شوند و با استفاده از روش انتخاب رقابتی^۲ ۱۰۰ جفت والد انتخاب می‌شود.

۵-۷-۳-۵- ترکیب^۳

با استفاده از روش جابه‌جایی دودویی^۴، ابتدا جفت کروموزوم والد (رشته دودویی) در نقاط مناسبی در طول رشته بریده شده و سپس قسمت‌هایی از نقاط برش، با هم عوض می‌شوند، بدین ترتیب دو کروموزوم جدید به دست می‌آید که هر نقطه از آن ژن‌هایی را از کروموزوم‌های والد به ارث می‌برند.

۵-۷-۳-۶- جهش^۵

در طبیعت برخی عوامل مانند تابش اشعهٔ ماوراء بنفش باعث به وجود آمدن تغییرات غیرقابل پیش‌بینی در کروموزوم‌ها می‌شوند. از آنجایی که الگوریتم‌های ژنتیکی از قانون تکامل پیروی می‌کنند، در این الگوریتم‌ها نیز عملگر جهش با احتمال کم اعمال می‌شود. جهش باعث جستجو در فضاهاى دست نخورده مسأله می‌شود. می‌توان استنباط کرد که مهمترین وظیفه جهش اجتناب از همگرایی به بهینه محلی است. در این برنامه نیز با احتمال کم بعضی از روموزوم‌های تولید شده به روش جهش باینری^۶ دچار جهش می‌شوند. این مراحل را می‌توان تا حد نیاز تکرار کرد و به جواب‌های مناسبی

¹ Select

² Rivalry Selection

³ Croosover

⁴ Binary Crossover

⁵ Mutation

⁶ Binary Mutation

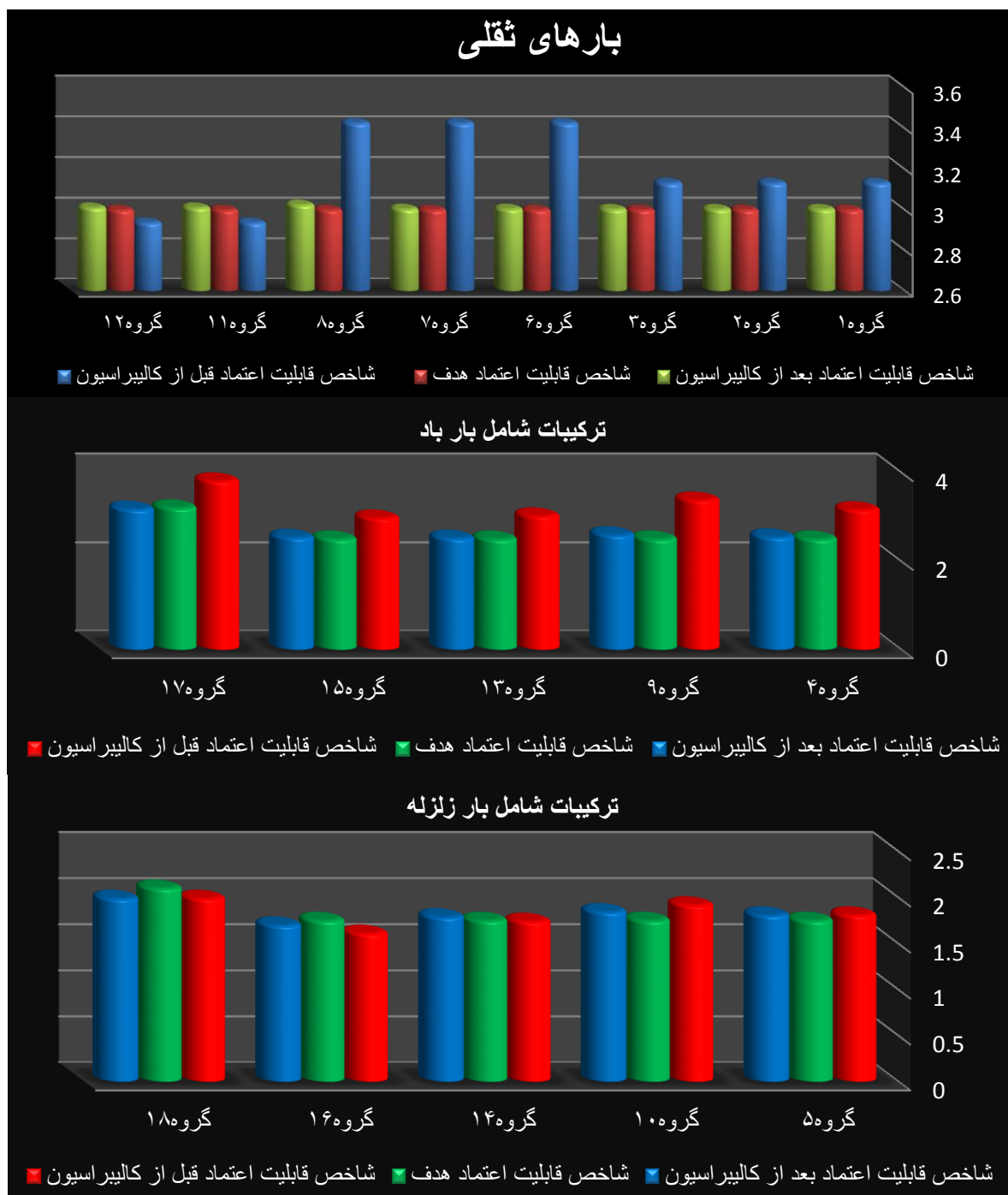
کالیبراسیون آئین نامه فولاد ایران (روش حالات حدی) با استفاده از تئوری قابلیت اعتماد و الگوریتم ژنتیک
کالیبراسیون آئین نامه فولاد ایران

دست یافت. در این برنامه بعد از تولید ۱۰۰ نسل مقدار شایستگی آئین نامه به ۹۶/۰۶۰ رسید. ضرایب بدست آمده از الگوریتم ژنتیک را با قضاوت مهندسی کمی تغییر دادیم، با این کار میزان شایستگی آئین نامه به ۹۹/۱۴۹ رسید. همانند قسمت ۵-۷-۲ اگر با ضرایب کالیبره شده آئین نامه را تحلیل کنیم به نتایج زیر می‌رسیم:

جدول ۵-۱۹: نتایج تحلیل قابلیت اعتماد اعضای طرح شده در مبحث دهم بعد از کالیبراسیون

گروه	β ترکیب ۱	β ترکیب ۲	β ترکیب ۳	β ترکیب ۴	β ترکیب ۵	β ترکیب ۶	β ترکیب ۷	β کنترل کننده	β_T
گروه ۱	۳/۰۰۴	۱/۵۹۵	۲/۹۷۸	۱/۰۲۹	۱/۰۲۹	۰/۵۵۱	۰/۵۵۱	۳/۰۰۴	۳
گروه ۲	۳/۰۰۴	۲/۷۸۹	۰/۵۲۶	۰/۲۱۹	۱/۷۵۱	۰/۵۵۱	۰/۵۵۱	۳/۰۰۴	۳
گروه ۳	۳/۰۰۴	۲/۹۹۸	۱/۹۴۸	۰/۳۱۶	۱/۷۸۸	۰/۵۵۱	۰/۵۵۱	۳/۰۰۴	۳
گروه ۴	۰	۰	۱/۹۸۵	۲/۵۴۵	۰	۲/۰۵۶	۰	۲/۵۴۵	۲/۵
گروه ۵	۰	۰	۰	۰	۱/۸۰۸	۰	۱/۳۰۹	۱/۸۰۸	۱/۷۵
گروه ۶	۳/۰۰۵	۱/۶۸۲	۳/۰۰۳	۱/۱۴۹	۱/۱۴۹	۰/۶۹۷	۰/۶۹۷	۳/۰۰۵	۳
گروه ۷	۳/۰۰۵	۲/۸۲۵	۰/۶۵۹	۰/۳۶۹	۱/۸۲۶	۰/۶۹۷	۰/۶۹۷	۳/۰۰۵	۳
گروه ۸	۳/۰۰۵	۳/۰۲۶	۲/۰۱۳	۰/۴۶۲	۱/۸۶۱	۰/۶۹۷	۰/۶۹۷	۳/۰۲۶	۳
گروه ۹	۰	۰	۲/۰۴۳	۲/۵۹۲	۰	۲/۱۱۶	۰	۲/۵۹۲	۲/۵
گروه ۱۰	۰	۰	۰	۰	۱/۸۴۴	۰	۱/۳۵۸	۱/۸۴۴	۱/۷۵
گروه ۱۱	۳/۰۱۱	۱/۵۶۱	۲/۹۵۸	۰/۹۸	۰/۹۸	۰/۴۸۷	۰/۴۸۷	۳/۰۱۱	۳
گروه ۱۲	۳/۰۱۱	۲/۹۸۳	۱/۹۱۸	۰/۲۵۱	۱/۷۵۴	۰/۴۸۷	۰/۴۸۷	۳/۰۱۱	۳
گروه ۱۳	۰	۰	۱/۹۵۳	۲/۵۱۸	۰	۲/۰۲۲	۰	۲/۵۱۸	۲/۵
گروه ۱۴	۰	۰	۰	۰	۱/۷۸۸	۰	۱/۲۸۴	۱/۷۸۸	۱/۷۵
گروه ۱۵	۰	۰	۱/۹۴۵	۲/۵۳۵	۰	۲/۰۰۸	۰	۲/۵۳۵	۲/۵
گروه ۱۶	۰	۰	۰	۰	۱/۶۹۹	۰	۱/۱۶۲	۱/۶۹۹	۱/۷۵
گروه ۱۷	۰	۰	۲/۵۷۴	۳/۱۷۰	۰	۲/۶۳۸	۰	۳/۱۷۰	۳/۲
گروه ۱۸	۰	۰	۰	۰	۱/۹۸۸	۰	۱/۵۴۹	۱/۹۸۸	۲/۲

جهت نمایش بهتر نتایج تحلیل، شاخص قابلیت اعتماد گروه‌های تحت اثر بارهای ثقلی، ترکیبات شامل بار باد و ترکیبات شامل بار زلزله را قبل و بعد از کالیبراسیون با شاخص قابلیت اعتماد هدف در نمودارهای زیر مقایسه کرده‌ایم.



شکل ۵-۱- مقایسه شاخص قابلیت اعتماد اعضاء قبل و بعد از کالیبراسیون

همانطور که در نمودارهای شکل ۵-۱ مشاهده می‌شود قبل از کالیبراسیون، در بعضی از گروه‌ها آئین‌نامه غیر اقتصادی و در بعضی از گروه‌ها غیر ایمن عمل می‌کند. در حالی که بعد از کالیبراسیون تقریباً تمامی اعضاء دارای شاخص ایمنی نزدیک به شاخص ایمنی هدف می‌باشند. ضرایب بار و مقاومت آئین‌نامه ایران قبل و بعد از کالیبراسیون در جدول زیر نشان داده شده است.

جدول ۵-۲۰: مقایسه ضرایب بار و مقاومت آئین نامه، قبل و بعد از کالیبراسیون

۱	IRAN	1.4D				
	calibration	1.37D				
۲	IRAN	1.2D	1.6L	0.5S		
	calibration	1.2D	1.6L	0.5S		
۳	IRAN	1.2D	1.6S	1.0L or 0.7W		
	calibration	1.2D	1.5S	0.5L or 0.8W		
۴	IRAN	1.2D	1.4W	1.0L		0.5S
	calibration	1.2D	1.3W	0.4L		0.2S
۵	IRAN	1.2D	1.0E	1.0L		0.2S
	calibration	1.2D	1.0E	1.0L		0.2S
۶	IRAN	0.9D	1.4W			
	calibration	0.9D	1.3W			
۷	IRAN	0.9D	1.0E			
	calibration	0.9D	1.0E			
Ø	IRAN	$\phi_h = 0.9$	$\phi_v = 0.9$	$\phi_t = 0.9$	$\phi_u = 0.75$	$\phi_c = 0.9$
	calibration	$\phi_h = 0.9$	$\phi_v = 0.95$	$\phi_t = 0.85$	$\phi_u = 0.75$	$\phi_c = 0.87$

۵-۸- آنالیز حساسیت

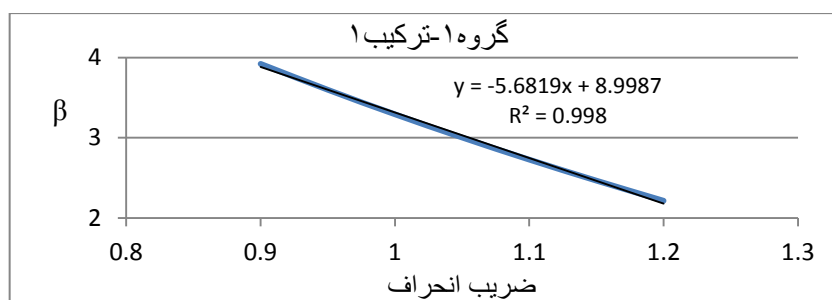
به علت عدم مطالعات کافی در خصوص برخی پارامترهای آماری بار و مقاومت در کشورمان، در این پایان نامه از مطالعات محققین خارجی در برخی از موارد استفاده کردیم. همچنین در روند تحلیل قابلیت اعتماد، با نسبت نیروها و لنگر ناشی از بارهای ثقلی به اثرات بار مرده و نیز نسبت نیروها و لنگر ناشی از بارهای جانبی به اثرات بار مرده روبرو می شویم. در خصوص این مقادیر و همچنین اوزان اهمیت این نسبت ها فرض های منطقی به عمل آمد. بنابراین، بررسی میزان تأثیر تغییرات این پارامترهای فرض شده بر روی ضرایب بار و مقاومت کالیبره شده بسیار مهم و حیاتی می باشد. برای انجام این امر از آنالیز حساسیت استفاده می کنیم.

۵-۸-۱- بررسی تاثیر تغییر پارامترهای آماری بار مرده بر سطح ایمنی اعضا و شایستگی آئین-نامه

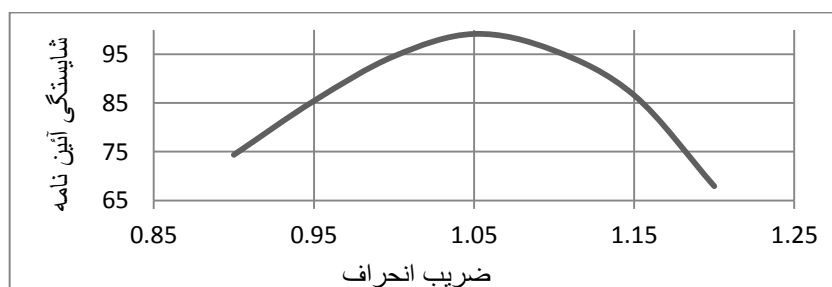
با توجه به تحقیقات الینگوود و همکارانش برای بار مرده توزیع نرمال با ضریب انحراف ۱/۰۵ و ضریب تغییرات ۰/۱۰ در نظر گرفتیم. جهت انجام آنالیز حساسیت، ضریب انحراف بار مرده را از ۰/۹ تا ۱/۲ و ضریب تغییرات را از ۰/۰۵ تا ۰/۲ تغییر داده و با توجه به ضرایب بار و مقاومت کالیبره شده، سطح ایمنی اعضا را محاسبه کردیم. به علت تشابه نتایج از آوردن تمامی داده‌ها خودداری کرده و تنها چند مورد از نتایج تحلیل را در نمودارها و جداول زیر نشان داده‌ایم.

جدول ۵-۲۱: نتایج آنالیز حساسیت ضریب انحراف بار مرده

ضریب انحراف	۰/۹۰	۰/۹۵	۱/۰۰	۱/۰۵	۱/۱۰	۱/۱۵	۱/۲۰
گروه ۱- ترکیب ۱	۳/۹۲۳	۳/۵۹۹	۳/۲۹۴	۳/۰۰۴	۲/۷۲۸	۲/۴۶۶	۲/۲۱۵
میزان شایستگی آئین نامه	۷۴/۳۵	۸۵/۴۰	۹۴/۵۷	۹۹/۱۵	۹۵/۷۴	۸۶/۵۶	۶۷/۹۲



شکل ۵-۲: نتایج آنالیز حساسیت ضریب انحراف بار مرده بر سطح ایمنی اعضا



شکل ۵-۳: نتایج آنالیز حساسیت ضریب انحراف بار مرده بر میزان شایستگی آئین نامه

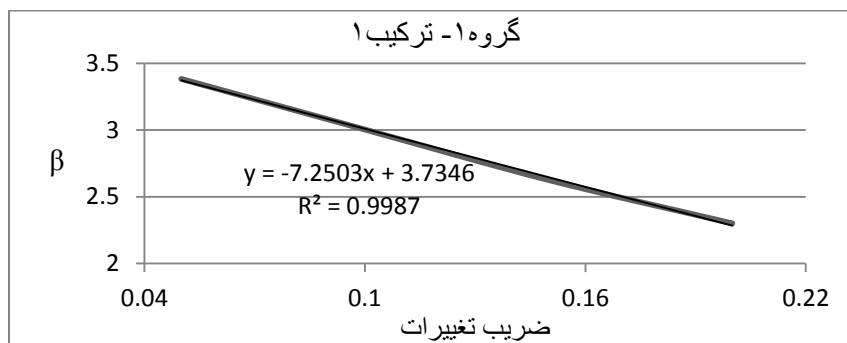
با توجه به داده‌های فوق مشاهده می‌شود، با افزایش ضریب انحراف بار مرده شاخص قابلیت اعتماد اعضا تقریباً به صورت خطی کاهش می‌یابد. اما تغییرات ضریب انحراف در بازه ۰/۹۵ تا ۱/۱۵ در نتایج نهایی کالیبراسیون تأثیر زیادی ندارد و همچنان شاخص قابلیت اعتماد اعضا به شاخص قابلیت اعتماد هدفشان نزدیک خواهد بود.

کالیبراسیون آئین نامه فولاد ایران (روش حالات حدی) با استفاده از تئوری قابلیت اعتماد و الگوریتم ژنتیک

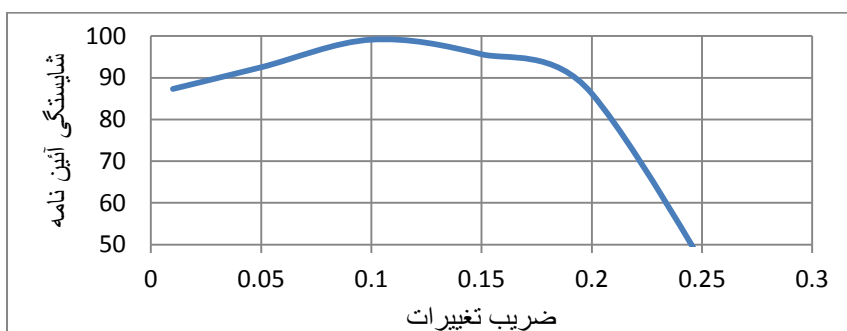
کالیبراسیون آئین نامه فولاد ایران

جدول ۵-۲۲: نتایج آنالیز حساسیت ضریب تغییرات بار مرده

ضریب انحراف	۰/۰۵	۰/۱۰	۰/۱۵	۰/۲۰
گروه ۱- ترکیب ۱	۳/۳۸۳	۳/۰۰۴	۲/۶۲۵	۲/۳۰۱
میزان شایستگی آئین نامه	۹۲/۵۲	۹۹/۱۵	۹۵/۶۵	۸۶/۲۱



شکل ۵-۴: نتایج آنالیز حساسیت ضریب تغییرات بار مرده بر سطح ایمنی اعضاء



شکل ۵-۵: نتایج آنالیز حساسیت ضریب تغییرات بار مرده بر میزان شایستگی آئین نامه

با توجه به داده‌های فوق مشاهده می‌شود، با افزایش ضریب تغییرات بار مرده شاخص قابلیت اعتماد اعضاء تقریباً به صورت خطی کاهش می‌یابد. اما تغییرات ضریب تغییرات در بازه ۰/۰۱ تا ۰/۲ در نتایج نهایی کالیبراسیون تأثیر زیادی ندارد و همچنان شاخص قابلیت اعتماد اعضاء به شاخص قابلیت اعتماد هدفشان نزدیک خواهد بود.

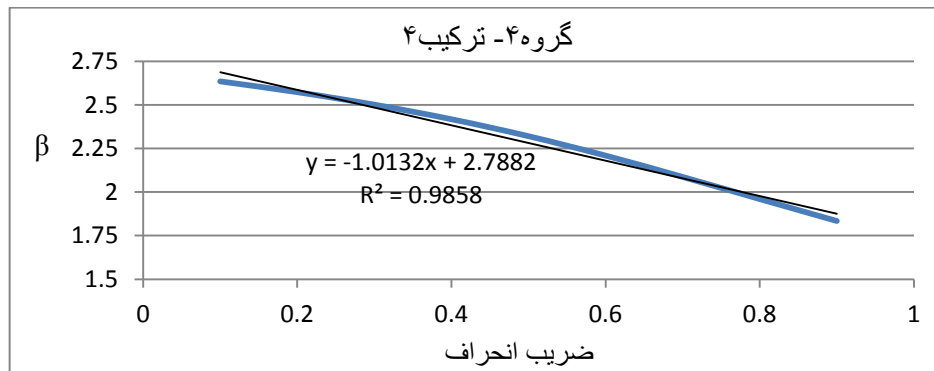
۵-۸-۲- بررسی تاثیر تغییر پارامترهای آماری بار زنده لحظه‌ای بر سطح ایمنی اعضاء و شایستگی آئین نامه

با توجه به تحقیقات الینگوود و همکارانش برای بار زنده لحظه‌ای توزیع گاما با ضریب انحراف ۰/۲۴ و ضریب تغییرات ۰/۸ در نظر گرفتیم. جهت انجام آنالیز حساسیت، ضریب انحراف را از ۰/۱ تا

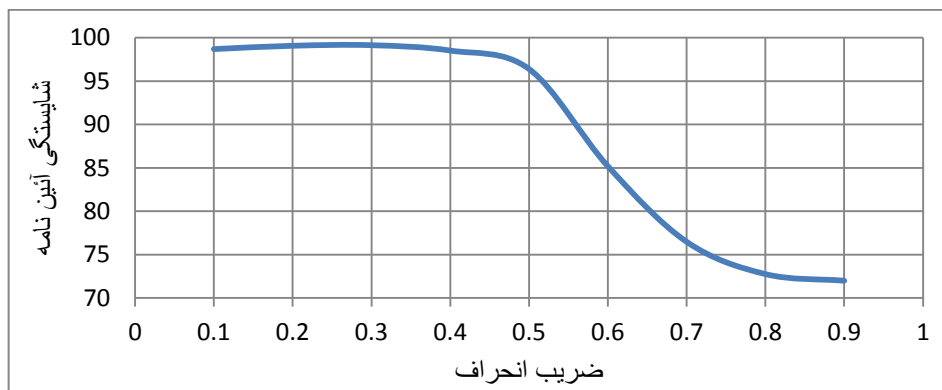
۰/۹ و ضریب تغییرات را از ۰/۳ تا ۱ تغییر داده و با توجه به ضرایب بار و مقاومت کالیبره شده، سطح ایمنی اعضاء را محاسبه کردیم. بار زنده لحظه‌ای بر روی اعضای گروه‌های ۴، ۵، ۹، ۱۰، ۱۳، ۱۴، ۱۵، ۱۶، ۱۷ و ۱۸ اثرگذار است. به علت تشابه نتایج از آوردن تمامی داده‌ها خود داری کرده و تنها چند مورد از نتایج تحلیل را در نمودارها و جداول زیر نشان داده‌ایم.

جدول ۵-۲۳: نتایج آنالیز حساسیت ضریب انحراف بار زنده لحظه‌ای

ضریب انحراف	۰/۱	۰/۳	۰/۴	۰/۵	۰/۶	۰/۷	۰/۸	۰/۹
گروه ۴- ترکیب ۴	۲/۶۳۵	۲/۵۰۱	۲/۴۱۷	۲/۳۲۰	۲/۲۰۹	۲/۰۸۷	۱/۹۶۰	۱/۸۳۴
میزان شایستگی آئین نامه	۹۸/۶۹	۹۹/۱۳	۹۸/۵۲	۹۶/۳۹	۸۵/۱۹	۷۶/۴۸	۷۲/۷۶	۷۱/۹۹



شکل ۵-۶: نتایج آنالیز حساسیت ضریب انحراف بار زنده لحظه‌ای بر سطح ایمنی اعضاء

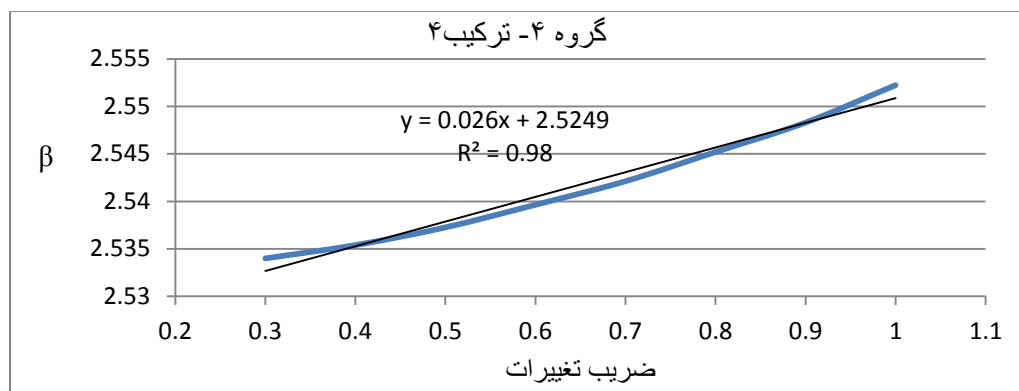


شکل ۵-۷: نتایج آنالیز حساسیت ضریب انحراف بار زنده لحظه‌ای

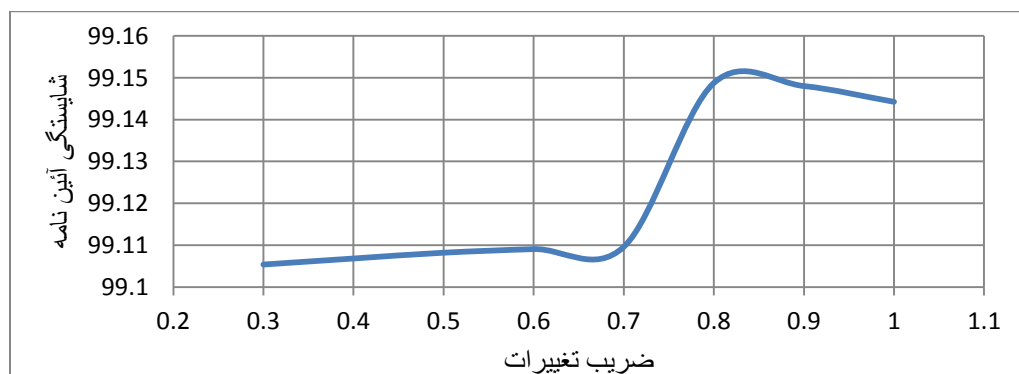
با توجه به داده‌های فوق مشاهده می‌شود، با افزایش ضریب انحراف شاخص قابلیت اعتماد اعضاء تقریباً به صورت خطی کاهش می‌یابد. اما تغییرات ضریب انحراف در بازه ۰/۱ تا ۰/۶ در نتایج نهایی کالیبراسیون تأثیر زیادی ندارد و همچنان شاخص قابلیت اعتماد اعضاء به شاخص قابلیت اعتماد هدفشان نزدیک خواهد بود.

جدول ۵-۲۴: نتایج آنالیز حساسیت ضریب تغییرات بار زنده لحظه‌ای

ضریب تغییرات	۰/۳	۰/۵	۰/۶	۰/۷	۰/۸	۰/۹	۱
گروه ۴- ترکیب ۴	۲/۵۳۴	۲/۵۳۷	۲/۵۴۰	۲/۵۴۲	۲/۵۴۵	۲/۵۴۸	۱/۵۵۲
میزان شایستگی آئین نامه	۹۹/۱۰۵	۹۹/۱۰۸	۹۹/۱۰۹	۹۹/۱۱۰	۹۹/۱۴۹	۹۹/۱۴۸	۹۹/۱۴۴



شکل ۵-۸- نتایج آنالیز حساسیت ضریب تغییرات بار زنده لحظه‌ای بر سطح ایمنی اعضا



شکل ۵-۹- نتایج آنالیز حساسیت ضریب تغییرات بار زنده لحظه‌ای بر میزان شایستگی آئین نامه

با توجه به داده‌های فوق مشاهده می‌شود، با افزایش ضریب تغییرات بار زنده لحظه‌ای شاخص قابلیت اعتماد اعضا تقریباً به صورت خطی و با شیب بسیار کم افزایش می‌یابد. اما تغییرات ضریب تغییرات در کل بازه ۰/۳ تا ۱ در نتایج نهایی کالیبراسیون تأثیر زیادی ندارد و همچنان شاخص قابلیت اعتماد اعضا به شاخص قابلیت اعتماد هدفشان نزدیک خواهد بود.

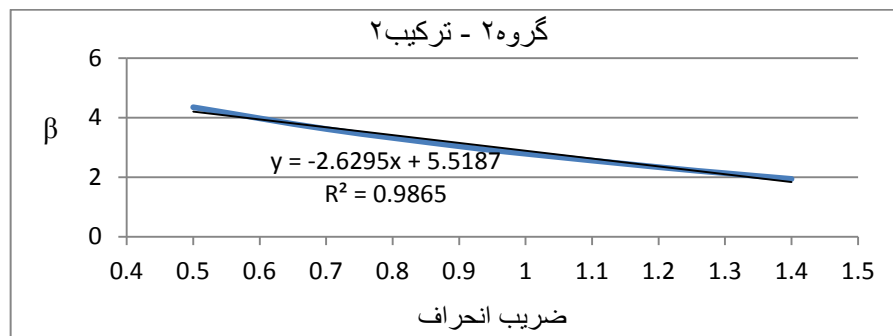
۳-۸-۵- بررسی تاثیر تغییر پارامترهای آماری بار زنده حداکثر بر سطح ایمنی اعضا و شایستگی آئین نامه

با توجه به تحقیقات الینگوود و همکارانش برای بار زنده حداکثر توزیع حدی نوع I با ضریب

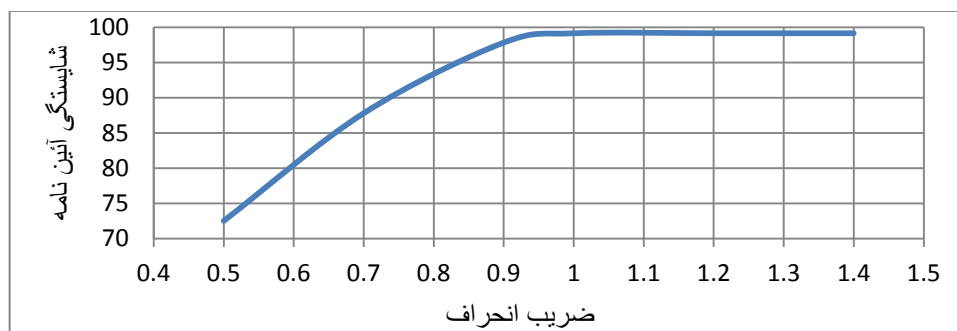
انحراف ۱ و ضریب تغییرات ۰/۲۵ در نظر گرفتیم. جهت انجام آنالیز حساسیت، ضریب انحراف را از ۰/۵ تا ۱/۴ و ضریب تغییرات را از ۰/۱ تا ۰/۷ تغییر داده و با توجه به ضرایب بار و مقاومت کالیبره شده، سطح ایمنی اعضاء را محاسبه کردیم. بار زنده حداکثر بر روی اعضای گروه‌های ۲، ۳، ۷، ۸ و ۱۲ اثرگذار است. به علت تشابه نتایج از آوردن تمامی داده‌ها خودداری کرده و تنها چند مورد از نتایج تحلیل را در نمودارها و جداول زیر نشان داده‌ایم.

جدول ۵-۲۵: نتایج آنالیز حساسیت ضریب انحراف بار زنده حداکثر

ضریب انحراف	۰/۵	۰/۷	۰/۹	۱	۱/۲	۱/۳	۱/۴
گروه ۲- ترکیب ۲	۴/۳۵۴	۳/۶۲۳	۳/۰۴۲	۲/۷۸۹	۲/۳۳۹	۲/۱۳۵	۱/۹۴۳
میزان شایستگی آئین نامه	۷۲/۵۰	۸۷/۸۰	۹۷/۸۲	۹۹/۱۵	۹۹/۱۵	۹۹/۱۵	۹۹/۱۵



شکل ۵-۱۰: نتایج آنالیز حساسیت ضریب انحراف بار زنده حداکثر بر سطح ایمنی اعضاء



شکل ۵-۱۱: نتایج آنالیز حساسیت ضریب انحراف بار زنده حداکثر بر میزان شایستگی آئین نامه

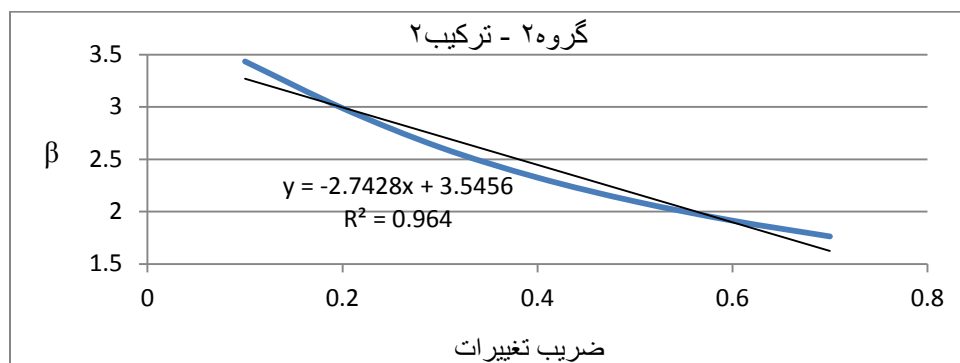
با توجه به داده‌های فوق مشاهده می‌شود، با افزایش ضریب انحراف شاخص قابلیت اعتماد اعضاء تقریباً به صورت خطی کاهش می‌یابد. اما تغییرات ضریب انحراف در بازه ۰/۷ تا ۱/۴ در نتایج نهایی کالیبراسیون تأثیر زیادی ندارد و همچنان شاخص قابلیت اعتماد اعضاء به شاخص قابلیت اعتماد هدفشان نزدیک خواهد بود.

جدول ۵-۲۶: نتایج آنالیز حساسیت ضریب تغییرات بار زنده حداکثر

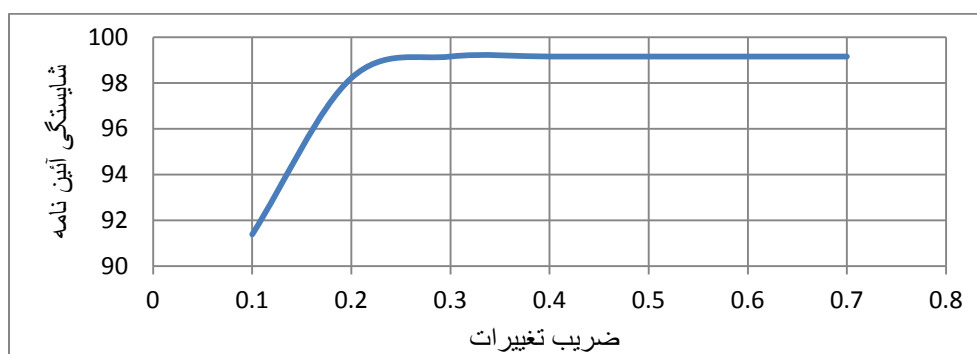
کالیبراسیون آئین نامه فولاد ایران (روش حالات حدی) با استفاده از تئوری قابلیت اعتماد و الگوریتم ژنتیک

کالیبراسیون آئین نامه فولاد ایران

ضریب تغییرات	۰/۱	۰/۲	۰/۳	۰/۴	۰/۵	۰/۶	۰/۷
گروه ۲- ترکیب ۲	۳/۴۳۵	۲/۹۸۹	۲/۶۱۵	۲/۳۲۶	۲/۰۹۸	۱/۹۱۴	۱/۷۶۳
میزان شایستگی آئین نامه	۹۱/۳۸	۹۸/۲۲	۹۹/۱۵	۹۹/۱۵	۹۹/۱۵	۹۹/۱۵	۹۹/۱۵



شکل ۵-۱۲- نتایج آنالیز حساسیت ضریب تغییرات بار زنده حداکثر بر سطح ایمنی اعضا



شکل ۵-۱۳- نتایج آنالیز حساسیت ضریب تغییرات بار زنده حداکثر بر میزان شایستگی آئین نامه

با توجه به داده‌های فوق مشاهده می‌شود، با افزایش ضریب تغییرات بار زنده حداکثر شاخص قابلیت اعتماد اعضا تقریباً به صورت خطی کاهش می‌یابد. اما تغییرات ضریب تغییرات در کل بازه ۰/۱ تا ۰/۷ در نتایج نهایی کالیبراسیون تأثیر زیادی ندارد و همچنان شاخص قابلیت اعتماد اعضا به شاخص قابلیت اعتماد هدفشان نزدیک خواهد بود.

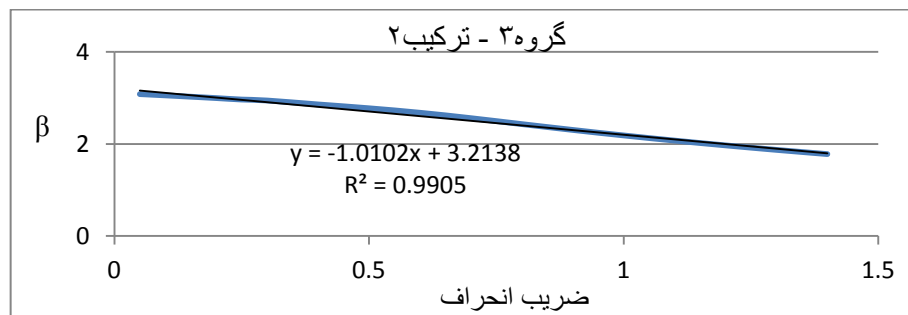
۵-۸-۴- بررسی تاثیر تغییر پارامترهای آماری بار برف سالیانه بر سطح ایمنی اعضا و شایستگی آئین نامه

با توجه به تحقیقات الینگوود و همکارانش برای بار برف سالیانه یک توزیع لگ‌نرمال با ضریب انحراف ۰/۲ و ضریب تغییرات ۰/۷۳ در نظر گرفتیم. جهت انجام آنالیز حساسیت، ضریب انحراف را از

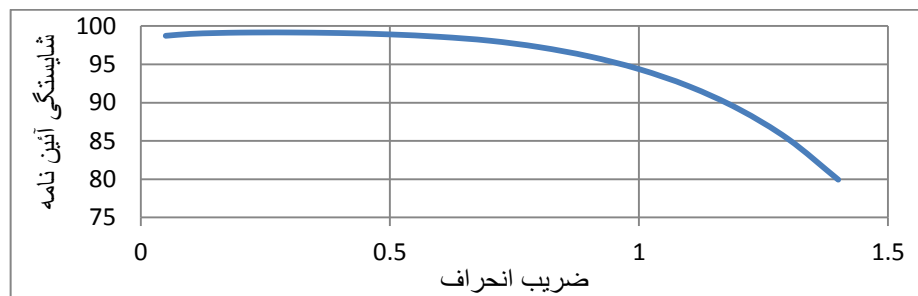
۰/۰۵ تا ۱/۴ و ضریب تغییرات را از ۰/۱ تا ۱/۳ تغییر داده و با توجه به ضرایب بار و مقاومت کالیبره شده، سطح ایمنی اعضاء را محاسبه کردیم. بار برف سالیانه بر روی اعضای گروه‌های ۳، ۴، ۵، ۸، ۱۶، ۱۵، ۱۴، ۱۳، ۱۰، ۹، ۱۷ و ۱۸ اثرگذار است. به علت تشابه نتایج از آوردن تمامی داده‌ها خودداری کرده و تنها چند مورد از نتایج تحلیل را در نمودارها و جداول زیر نشان داده‌ایم.

جدول ۵-۲۷: نتایج آنالیز حساسیت ضریب انحراف بار برف سالیانه

ضریب انحراف	۰/۰۵	۰/۱	۰/۳	۰/۵	۰/۷	۰/۹	۱/۰	۱/۲	۱/۴
گروه ۳- ترکیب ۲	۳/۰۸۴	۳/۰۵۶	۲/۹۴۵	۲/۷۷۷	۲/۵۶۱	۲/۳۰۶	۲/۱۸۶	۱/۹۷۰	۱/۷۸۰
شایستگی آئین‌نامه	۹۸/۷۳	۹۸/۹۸	۹۹/۱۶	۹۸/۹۱	۹۸/۰۹	۹۶/۰۴	۹۴/۳۸	۸۹/۱۷	۷۹/۹۴



شکل ۵-۱۴: نتایج آنالیز حساسیت ضریب انحراف بار برف سالیانه بر سطح ایمنی اعضاء



شکل ۵-۱۵: نتایج آنالیز حساسیت ضریب انحراف بار برف سالیانه بر میزان شایستگی آئین‌نامه

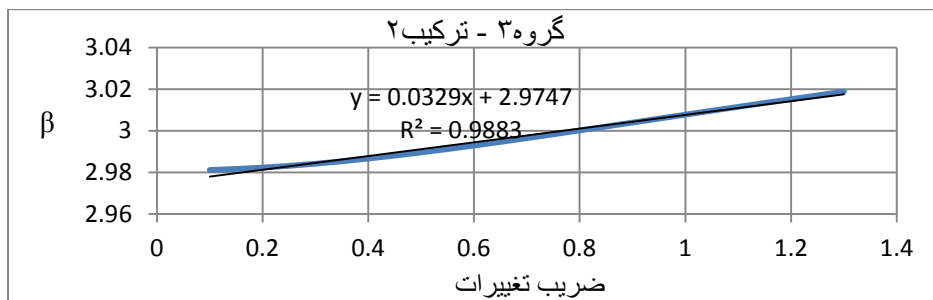
با توجه به داده‌های فوق مشاهده می‌شود، با افزایش ضریب انحراف شاخص قابلیت اعتماد اعضاء تقریباً به صورت خطی کاهش می‌یابد. اما تغییرات ضریب انحراف در بازه ۰/۰۵ تا ۱/۳ در نتایج نهایی کالیبراسیون تأثیر زیادی ندارد و همچنان شاخص قابلیت اعتماد اعضاء به شاخص قابلیت اعتماد هدفشان نزدیک خواهد بود.

جدول ۵-۲۸: نتایج آنالیز حساسیت ضریب تغییرات بار برف سالیانه

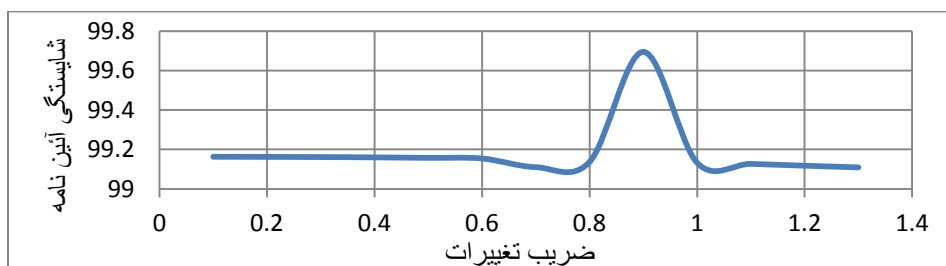
ضریب تغییرات	۰/۱	۰/۲	۰/۵	۰/۷	۰/۸	۱/۰	۱/۱	۱/۳
گروه ۳- ترکیب ۲	۲/۹۸۱	۲/۹۸۲	۲/۹۹۰	۲/۹۹۶	۳/۰۰۰	۳/۰۰۸	۳/۰۱۱	۳/۰۱۹

کالیبراسیون آئین نامه فولاد ایران (روش حالات حدی) با استفاده از تئوری قابلیت اعتماد و الگوریتم ژنتیک
کالیبراسیون آئین نامه فولاد ایران

۹۹/۱۱	۹۹/۱۳	۹۹/۱۳	۹۹/۱۴	۹۹/۱۱	۹۹/۱۶	۹۹/۱۶	۹۹/۱۶	میزان شایستگی آئین نامه
-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------------------------



شکل ۵-۱۶- نتایج آنالیز حساسیت ضریب تغییرات بار برف سالیانه بر سطح ایمنی اعضا



شکل ۵-۱۷- نتایج آنالیز حساسیت ضریب تغییرات بار برف سالیانه بر میزان شایستگی آئین نامه

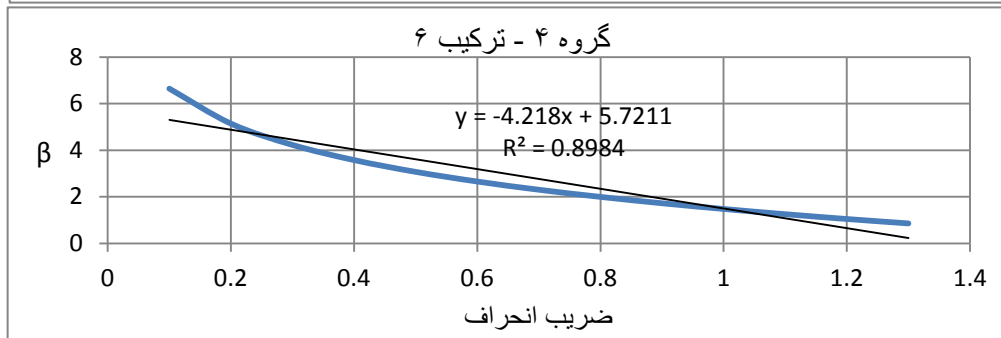
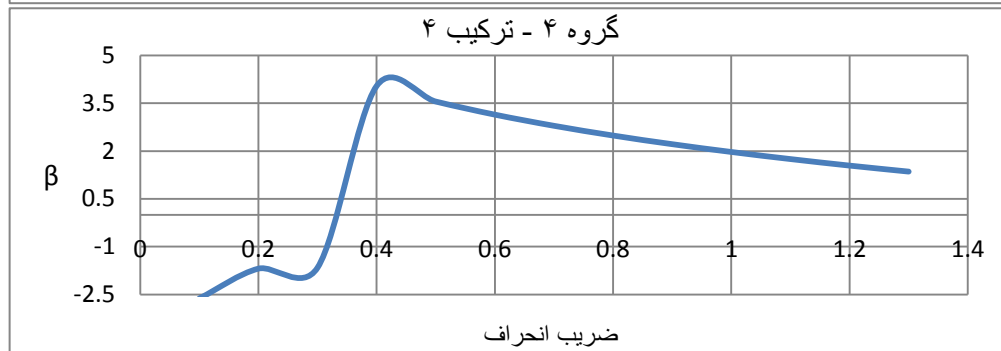
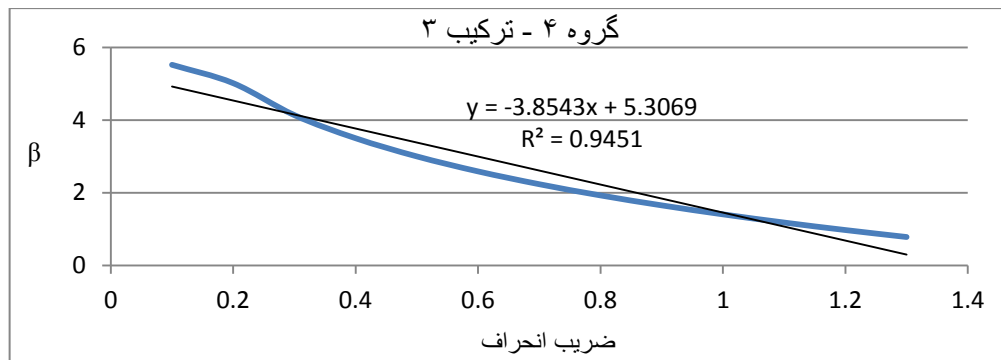
با توجه به داده‌های فوق مشاهده می‌شود، با افزایش ضریب تغییرات بار برف سالیانه شاخص قابلیت اعتماد اعضا تقریباً به صورت خطی افزایش می‌یابد. اما تغییرات ضریب تغییرات در کل بازه ۰/۵ تا ۱/۳ در نتایج نهایی کالیبراسیون تأثیر زیادی ندارد و همچنان شاخص قابلیت اعتماد اعضا به شاخص قابلیت اعتماد هدفشان نزدیک خواهد بود.

۵-۸-۵- بررسی تاثیر تغییر پارامترهای آماری بار باد بر سطح ایمنی اعضا و شایستگی آئین نامه

با توجه به تحقیقات الینگوود و همکارانش برای بار باد یک توزیع حدی نوع I با ضریب انحراف ۰/۷۸ و ضریب تغییرات ۰/۳۷ در نظر گرفتیم. جهت انجام آنالیز حساسیت، ضریب انحراف را از ۰/۱ تا ۱/۳ و ضریب تغییرات را از ۰/۱ تا ۰/۹ تغییر داده و با توجه به ضرایب بار و مقاومت کالیبره شده، سطح ایمنی اعضا را محاسبه کردیم. بار باد بر روی اعضای گروه‌های ۴، ۹، ۱۳، ۱۵ و ۱۷ اثرگذار است. به علت تشابه نتایج از آوردن تمامی داده‌ها خودداری کرده و تنها چند مورد از نتایج تحلیل را در نمودارها و جداول زیر نشان داده‌ایم.

جدول ۵-۲۹: نتایج آنالیز حساسیت ضریب انحراف بار باد

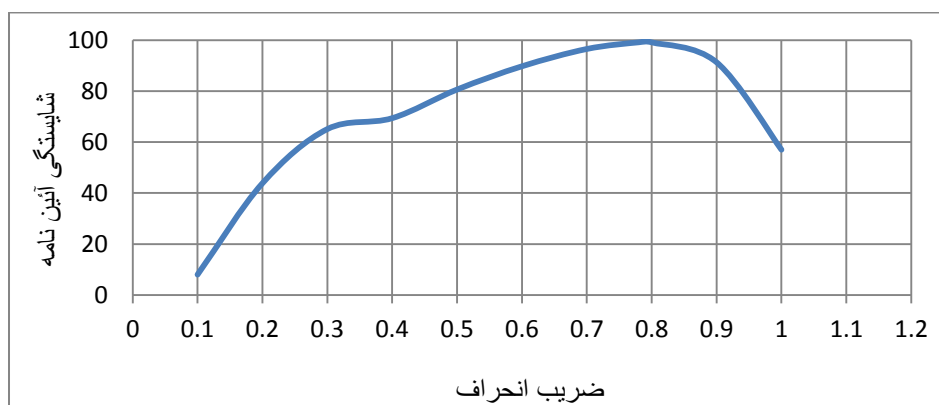
ضریب انحراف	۰/۱	۰/۳	۰/۴	۰/۵	۰/۷	۰/۷۸	۰/۸	۰/۹	۱/۰
گروه ۴ - ترکیب ۳	۵/۵۲۳	۴/۱۳۷	۳/۵۰۰	۳/۰۰۰	۲/۲۳۵	۱/۹۸۵	۱/۹۲۶	۱/۶۵۲	۱/۴۰۵
گروه ۴ - ترکیب ۴	-۲/۶۲	-۱/۶۶	۴/۰۴۲	۳/۵۵۳	۲/۷۹۳	۲/۵۴۵	۲/۴۸۷	۲/۲۱۶	۱/۹۷۱
گروه ۴ - ترکیب ۶	۶/۶۴۶	۴/۲۲۹	۳/۵۷۸	۳/۰۷۲	۲/۳۰۴	۲/۰۵۶	۱/۹۹۷	۱/۷۲۴	۱/۴۷۸
شایستگی آئین نامه	۸/۰۱	۶۵/۰۹	۶۹/۳۸	۸۰/۶۳	۹۶/۵۴	۹۹/۱۵	۹۹/۱۳	۹۱/۳۱	۵۷/۰۲



شکل ۵-۱۸: نتایج آنالیز حساسیت ضریب انحراف بار باد بر سطح ایمنی اعضا

کالیبراسیون آئین نامه فولاد ایران (روش حالات حدی) با استفاده از تئوری قابلیت اعتماد و الگوریتم ژنتیک

کالیبراسیون آئین نامه فولاد ایران

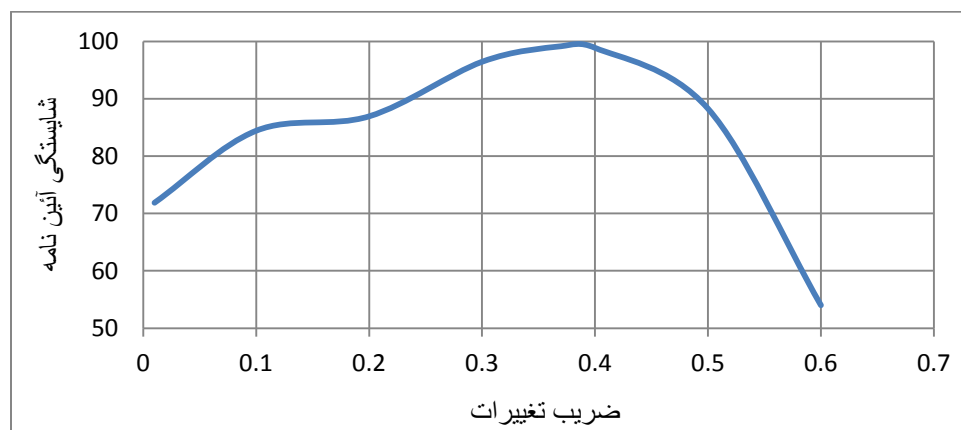


شکل ۵-۱۹- نتایج آنالیز حساسیت ضریب انحراف بار باد بر میزان شایستگی آئین نامه

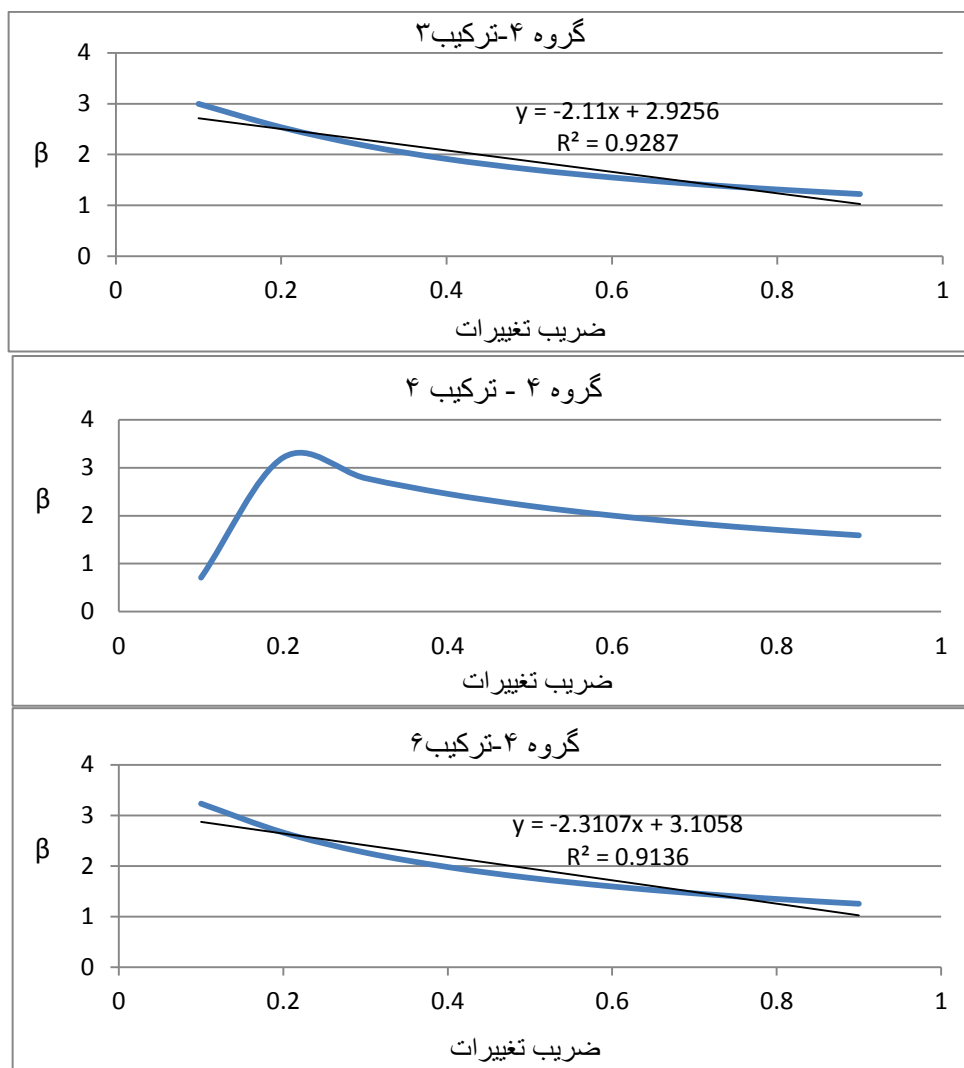
با توجه به داده‌های فوق مشاهده می‌شود، با افزایش ضریب انحراف شاخص قابلیت اعتماد اعضا، تقریباً به صورت خطی کاهش می‌یابد. اما تغییرات ضریب انحراف در بازه ۰/۵۵ تا ۰/۹۵ در نتایج نهایی کالیبراسیون تأثیر زیادی ندارد و همچنان شاخص قابلیت اعتماد اعضا به شاخص قابلیت اعتماد هدفشان نزدیک خواهد بود.

جدول ۵-۳۰: نتایج آنالیز حساسیت ضریب تغییرات بار باد

ضریب انحراف	۰/۱	۰/۲	۰/۳	۰/۴	۰/۵	۰/۶	۰/۷	۰/۹
گروه ۴- ترکیب ۳	۲/۹۹۷	۲/۵۳۶	۲/۱۷۹	۱/۹۱۳	۱/۷۰۹	۱/۵۴۸	۱/۴۱۹	۱/۲۲۲
گروه ۴- ترکیب ۴	۰/۷۰۷	۳/۲۱۵	۲/۷۸۳	۲/۴۵۶	۲/۲۰۴	۲/۰۰۴	۱/۸۴۱	۱/۵۹۰
گروه ۴- ترکیب ۶	۳/۲۳۴	۲/۶۶۲	۲/۲۶۴	۱/۹۷۹	۱/۷۶۴	۱/۵۹۵	۱/۴۵۹	۱/۲۵۳
شایستگی آئین نامه	۸۴/۴۲	۸۶/۹۳	۹۶/۴۴	۹۸/۸۷	۸۸/۲۷	۵۴/۰۱	-۱۸/۷	-۳۵۰



شکل ۵-۲۰- نتایج آنالیز حساسیت ضریب تغییرات بار باد بر میزان شایستگی آئین نامه



شکل ۵-۲۱- نتایج آنالیز حساسیت ضریب تغییرات بار باد بر سطح ایمنی اعضا

با توجه به داده‌های فوق مشاهده می‌شود، با افزایش ضریب تغییرات بار باد شاخص قابلیت اعتماد اعضا تقریباً به صورت خطی کاهش می‌یابد. اما تغییرات ضریب تغییرات در بازه ۰/۲ تا ۰/۵۳ در نتایج نهایی کالیبراسیون تأثیر زیادی ندارد و همچنان شاخص قابلیت اعتماد اعضا به شاخص قابلیت اعتماد هدفشان نزدیک خواهد بود.

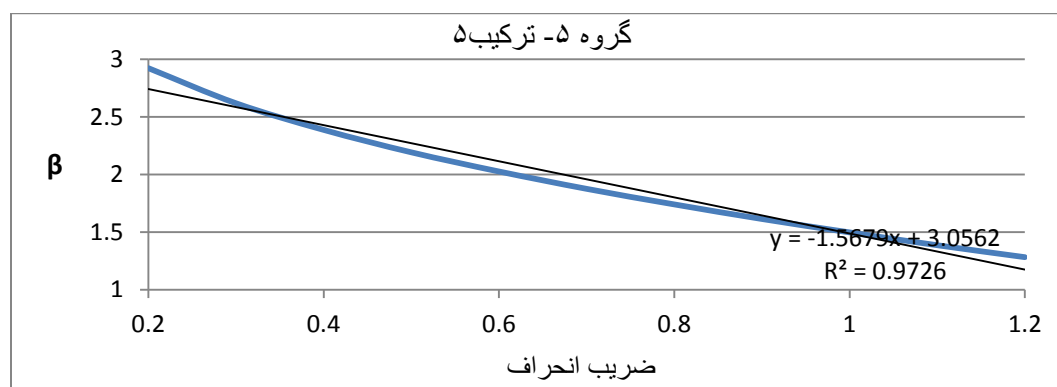
۵-۸-۶- بررسی تأثیر تغییر پارامترهای آماری بار زلزله بر سطح ایمنی اعضا و شایستگی آئین-نامه

با توجه به تحقیقات الینگوود و همکارانش برای بار زلزله یک توزیع حدی نوع II با ضریب انحراف ۰/۷۵ و ضریب تغییرات ۱/۳۸ در نظر گرفتیم. جهت انجام آنالیز حساسیت، ضریب انحراف را

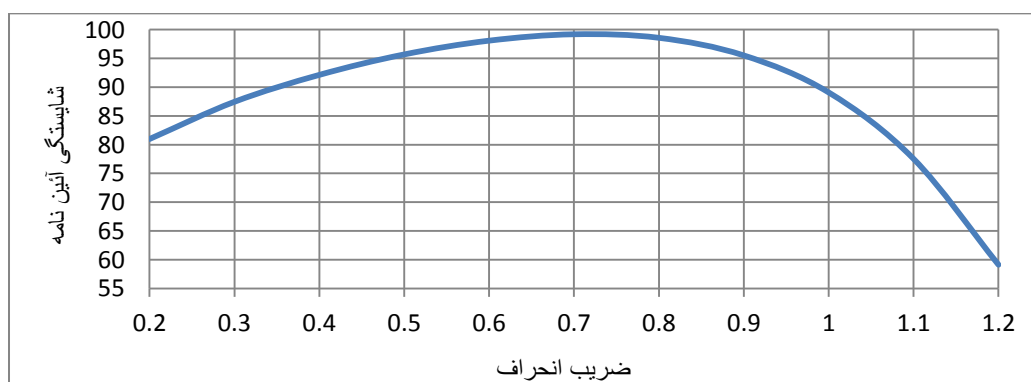
از ۰/۲ تا ۱/۲ و ضریب تغییرات را از ۰/۰۶۶۶ تا ۲/۴۸۸ تغییر داده و با توجه به ضرایب بار و مقاومت کالیبره شده، سطح ایمنی اعضاء را محاسبه کردیم. بار زلزله بر روی اعضای گروه‌های ۵، ۱۰، ۱۴، ۱۶ و ۱۸ اثرگذار است. به علت تشابه نتایج از آوردن تمامی داده‌ها خودداری کرده و تنها چند مورد از نتایج تحلیل را در نمودارها و جداول زیر نشان داده‌ایم.

جدول ۵-۳: نتایج آنالیز حساسیت ضریب انحراف بار زلزله

ضریب انحراف	۰/۲	۰/۴	۰/۶	۰/۷	۰/۸	۰/۹	۱/۰	۱/۱	۱/۲
گروه ۵- ترکیب ۵	۲/۹۲۴	۲/۳۸۸	۲/۰۲۶	۱/۸۷۶	۲/۷۴۱	۱/۶۱۴	۱/۴۹۸	۱/۳۸۶	۱/۲۸۲
شایستگی آئین نامه	۸۰/۹۹	۹۲/۱۴	۹۸/۰۹	۹۹/۲۰	۹۸/۵۹	۹۵/۵۳	۸۹/۰۹	۷۷/۵۴	۵۹/۱۲



شکل ۵-۲۲: نتایج آنالیز حساسیت ضریب انحراف بار زلزله بر سطح ایمنی اعضاء



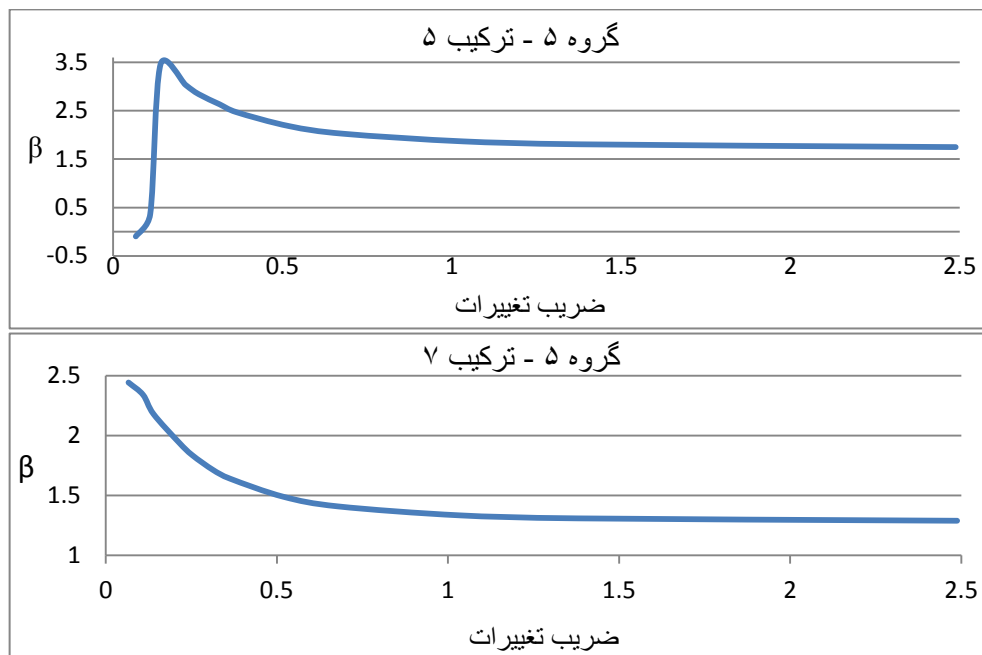
شکل ۵-۲۳: نتایج آنالیز حساسیت ضریب انحراف بار زلزله بر میزان شایستگی آئین نامه

با توجه به داده‌های فوق مشاهده می‌شود، با افزایش ضریب انحراف شاخص قابلیت اعتماد اعضاء، تقریباً به صورت خطی کاهش می‌یابد. اما تغییرات ضریب انحراف در بازه ۰/۳ تا ۱/۰ در نتایج نهایی کالیبراسیون تأثیر زیادی ندارد و همچنان شاخص قابلیت اعتماد اعضاء به شاخص قابلیت اعتماد

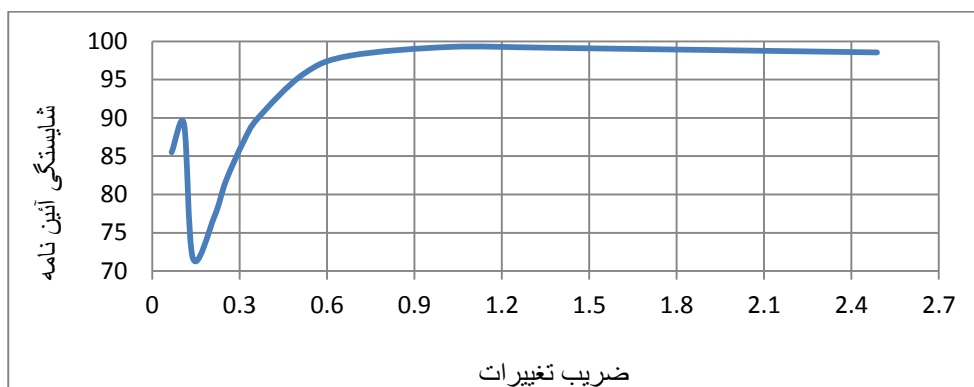
هدفشان نزدیک خواهد بود.

جدول ۵-۳۲: نتایج آنالیز حساسیت ضریب تغییرات بار زلزله

ضریب انحراف	۰/۰۶۷	۰/۱۰۹	۰/۱۴۰	۰/۲۱۴	۰/۳۶۳	۰/۶۷۹	۱/۰۳۴	۱/۳۸۰	۲/۴۸۸
گروه ۵- ترکیب ۵	-۰/۰۹۷	۰/۳۶۰	۳/۴۵۸	۳/۰۳۴	۲/۴۷۳	۲/۰۲۵	۱/۸۶۷	۱/۸۰۷	۱/۷۴۹
گروه ۵- ترکیب ۷	۲/۴۴۴	۲/۳۴۱	۲/۱۸۰	۱/۹۴۳	۱/۶۴۰	۱/۴۰۸	۱/۳۳۳	۱/۳۰۸	۱/۲۸۸
شایستگی آئین نامه	۸۵/۵۱	۸۹/۱۸	۷۱/۶۶	۷۷/۱۶	۸۹/۹۸	۹۸/۱۲	۹۹/۲۸	۹۹/۱۴	۹۸/۵۵



شکل ۵-۲۴: نتایج آنالیز حساسیت ضریب تغییرات بار زلزله بر سطح ایمنی اعضا



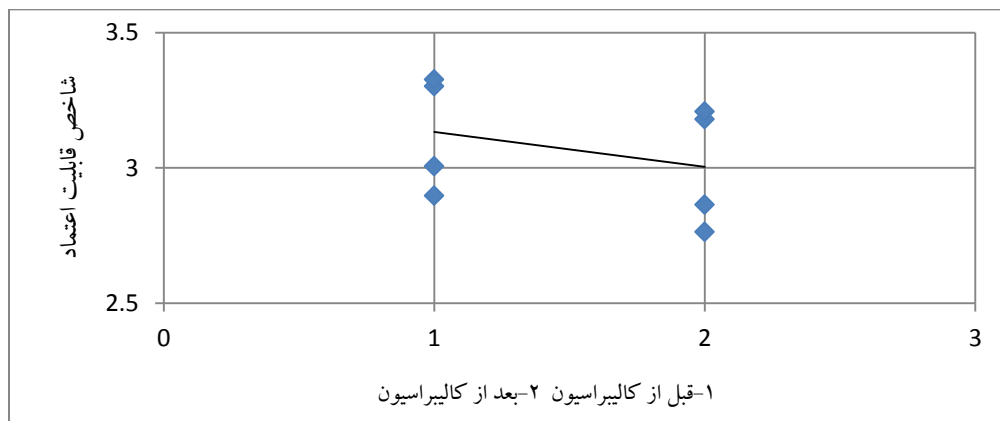
شکل ۵-۲۵: نتایج آنالیز حساسیت ضریب تغییرات بار زلزله بر میزان شایستگی آئین نامه

با توجه به داده‌های فوق مشاهده می‌شود، با افزایش ضریب تغییرات بار زلزله شاخص قابلیت اعتماد اعضا تقریباً به صورت خطی کاهش می‌یابد. اما تغییر ضریب تغییرات در بازه ۰/۳۲ تا ۲/۴ در نتایج نهایی کالیبراسیون تأثیر زیادی ندارد و همچنان شاخص قابلیت اعتماد اعضا به شاخص قابلیت

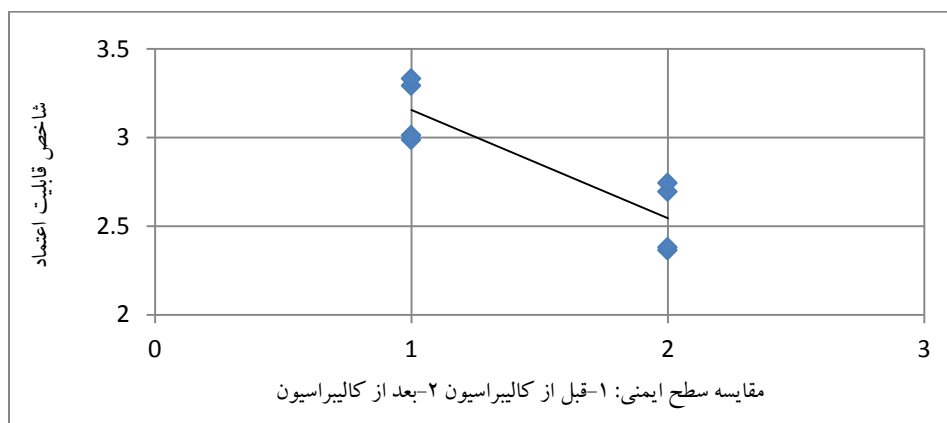
اعتماد هدفشان نزدیک خواهد بود.

۵-۸-۷- بررسی سطح ایمنی حالت‌های مختلف اعضای فشاری و خمشی

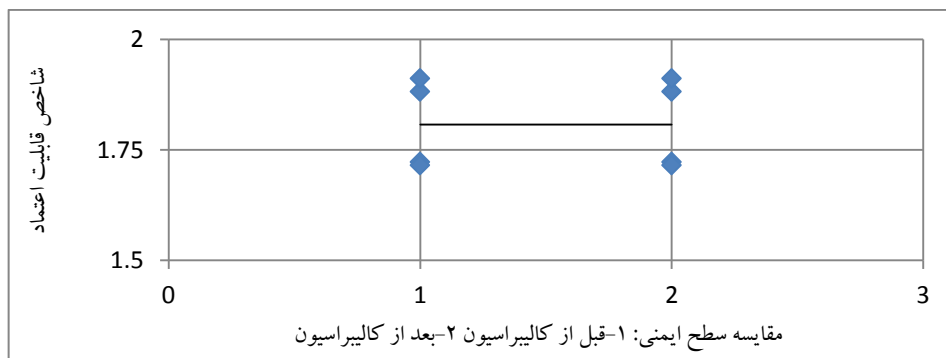
با توجه به جدول ۵-۱۲ برای هر کدام از اعضای فشاری و خمشی چهار حالت از پارامترهای آماری وجود دارد. به جهت تحلیل قابلیت اعتماد و انجام فرایند کالیبراسیون از میانگین شاخص ایمنی این اعضا استفاده کردیم. در جداول و نمودارهای زیر سطح ایمنی این اعضا قبل و بعد از کالیبراسیون با هم مقایسه شده است.



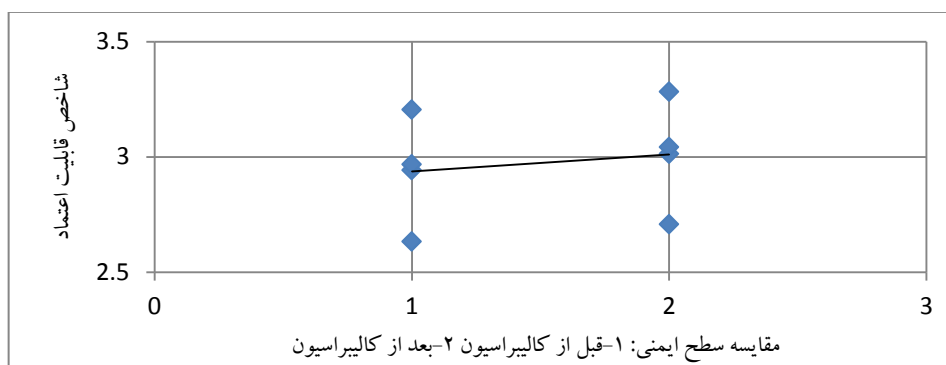
شکل ۵-۲۶- مقایسه سطح ایمنی اعضای گروه‌های ۱، ۲ و ۳، قبل و بعد از کالیبراسیون



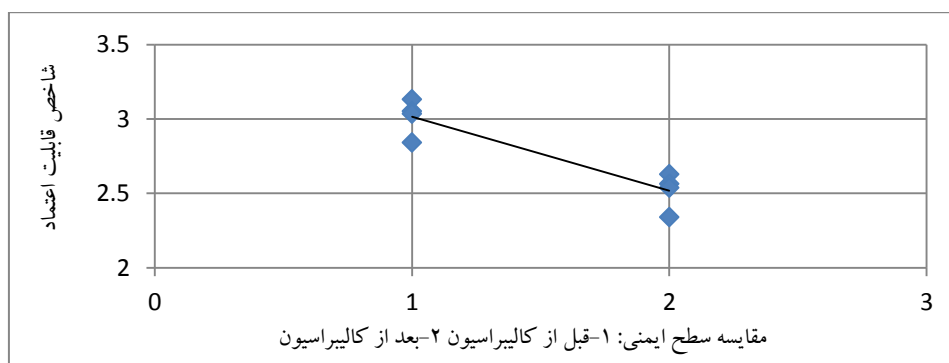
شکل ۵-۲۷- مقایسه سطح ایمنی اعضای گروه ۴، قبل و بعد از کالیبراسیون



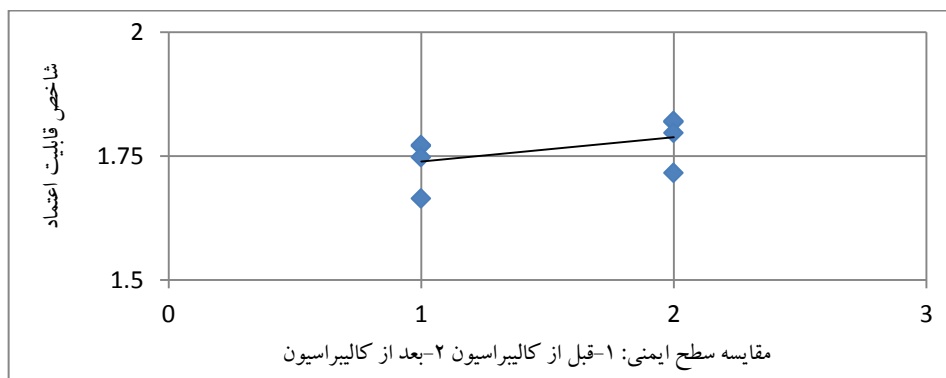
شکل ۵-۲۸- مقایسه سطح ایمنی اعضای گروه ۵، قبل و بعد از کالیبراسیون



شکل ۵-۲۹- مقایسه سطح ایمنی اعضای گروه ۱۱ و ۱۲، قبل و بعد از کالیبراسیون



شکل ۵-۳۰- مقایسه سطح ایمنی اعضای گروه ۱۳، قبل و بعد از کالیبراسیون



شکل ۵-۳۱- مقایسه سطح ایمنی اعضای گروه ۱۵، قبل و بعد از کالیبراسیون

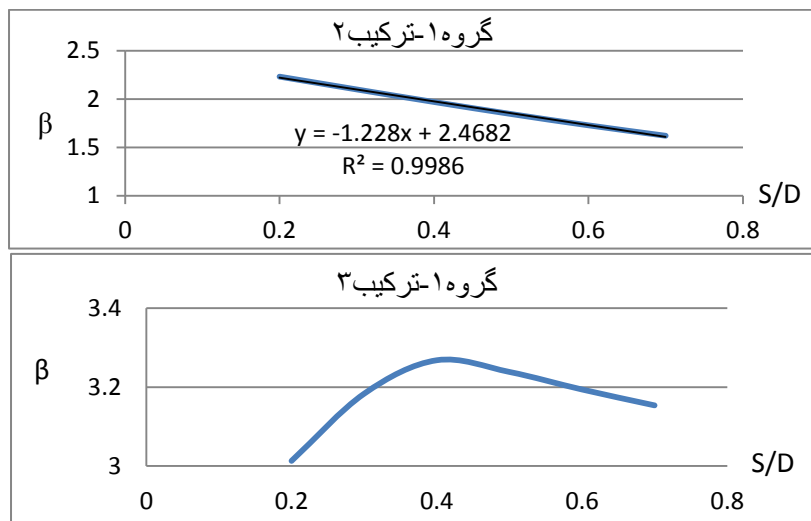
با توجه به نتایج تحلیل و نمودارهای فوق مشاهده می‌شود بعد از کالیبراسیون، میانگین سطح ایمنی اعضای فشاری و خمشی به شاخص ایمنی هدف نزدیک شده است.

۵-۸-۸- آنالیز حساسیت نسبت بار برف اسمی به بار مرده اسمی

همانطور که در قسمت ۵-۴ بیان شد نسبت بار برف اسمی به بار مرده اسمی را در محدوده ۰/۲ تا ۰/۷ با وزن احتمال وقوع یکسان در نظر گرفتیم. جهت بررسی میزان تأثیر این نسبت در سطح ایمنی اعضا، بازه فوق را به شش قسمت تقسیم کرده و برای هر مقدار شاخص قابلیت اعتماد اعضا را بدست می‌آوریم. به علت تشابه نتایج از آوردن تمامی داده‌ها خودداری کرده و تنها چند مورد از نتایج تحلیل را در نمودارها و جداول زیر نشان داده‌ایم.

جدول ۵-۳۳: نتایج آنالیز حساسیت نسبت $\frac{S_n}{D_n}$ بر سطح ایمنی اعضا

S_n/D_n	۰/۲	۰/۳	۰/۴	۰/۵	۰/۶	۰/۷
گروه ۱- ترکیب ۱	۲/۲۳۲	۲/۰۹۹	۱/۹۷۰	۱/۸۴۵	۱/۷۲۸	۱/۶۲۰
گروه ۱- ترکیب ۳	۳/۰۱۳	۳/۱۸۳	۳/۲۶۸	۳/۲۳۹	۳/۱۹۴	۳/۱۵۴



شکل ۵-۳۲: نتایج آنالیز حساسیت نسبت $\frac{S_n}{D_n}$ بر سطح ایمنی اعضا

همان طور که از نتایج تحلیل مشخص است در ترکیباتی که ضریب بار برف کمتر از ۱ است با افزایش نسبت $\frac{S_n}{D_n}$ شاخص قابلیت اعتماد به صورت تقریباً خطی کاهش می‌یابد. اما در ترکیباتی که ضریب بار برف بزرگتر از ۱ است شاخص ایمنی اعضا رفتار متفاوتی داشته و در مجموع تأثیرات $\frac{S_n}{D_n}$ بر

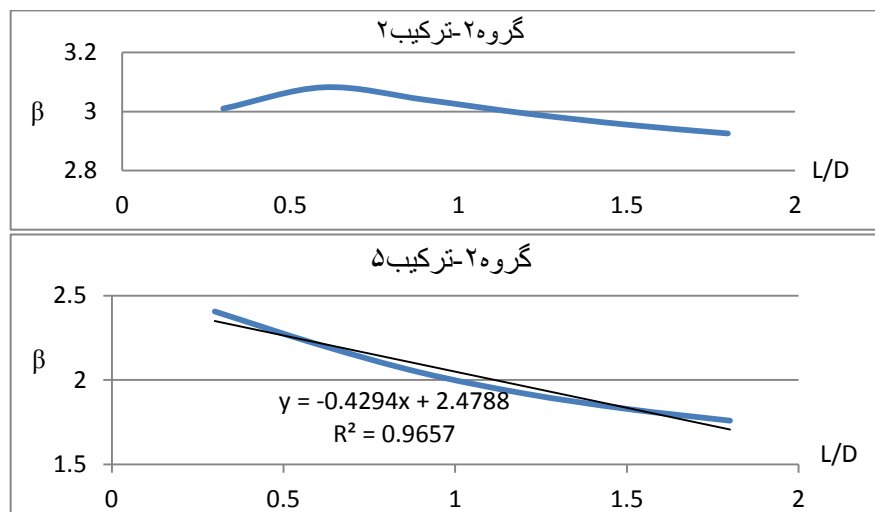
شاخص ایمنی کمتر می‌شود. از آنجایی که این ترکیبات ($\gamma_s > 1$) ایمنی اعضاء تحت بار برف را کنترل می‌کنند، استفاده از میانگین شاخص ایمنی برای نسبت‌های مختلف $\frac{S_n}{D_n}$ در تحلیل قابلیت اعتماد نتایج درست و منطقی به همراه خواهد داشت.

۵-۸-۹- آنالیز حساسیت نسبت بار زنده اسمی به بار مرده اسمی

همانطور که در قسمت ۴-۵ بیان شد نسبت بار زنده اسمی به بار مرده اسمی را در محدوده $0/3$ تا $1/8$ با وزن احتمال وقوع یکسان در نظر گرفتیم. جهت بررسی میزان تأثیر این نسبت در سطح ایمنی اعضاء، بازه فوق را به شش قسمت تقسیم کرده و برای هر مقدار شاخص قابلیت اعتماد اعضاء را بدست می‌آوریم. به علت تشابه نتایج از آوردن تمامی داده‌ها خودداری کرده و تنها چند مورد از نتایج تحلیل را در نمودارها و جداول زیر نشان داده‌ایم.

جدول ۵-۳۴: نتایج آنالیز حساسیت نسبت $\frac{L_n}{D_n}$ بر سطح ایمنی اعضاء

L_n/D_n	۰/۳	۰/۶	۰/۹	۱/۲	۱/۵	۱/۸
گروه ۲- ترکیب ۲	۳/۰۱۰	۳/۰۸۲	۳/۰۴۰	۲/۹۹۴	۲/۹۵۶	۲/۹۲۶
گروه ۲- ترکیب ۵	۲/۴۰۶	۲/۲۱۱	۲/۰۴۴	۱/۹۲۰	۱/۸۲۸	۱/۷۵۹



شکل ۵-۳۳: نتایج آنالیز حساسیت نسبت $\frac{L_n}{D_n}$ بر سطح ایمنی اعضاء

همان طور که از نتایج تحلیل مشخص است در ترکیباتی که ضریب بار زنده کمتر از ۱ است با افزایش نسبت $\frac{L_n}{D_n}$ شاخص قابلیت اعتماد به صورت تقریباً خطی کاهش می‌یابد. اما در ترکیباتی که

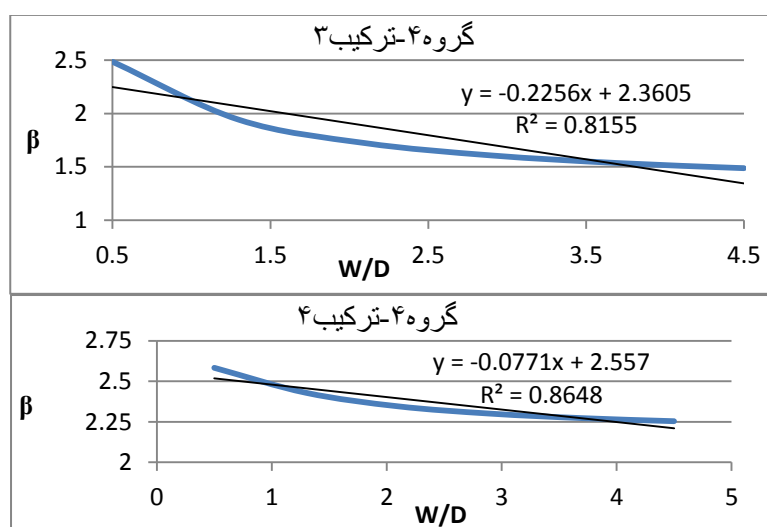
ضریب بار زنده بزرگتر از ۱ است شاخص ایمنی اعضاء رفتار متفاوتی داشته و در مجموع تأثیرات $\frac{L_n}{D_n}$ بر شاخص ایمنی کمتر می‌شود. از آنجایی که این ترکیبات ($\gamma_L > 1$) ایمنی اعضاء تحت بار زنده را کنترل می‌کنند، استفاده از میانگین شاخص ایمنی برای نسبت‌های مختلف $\frac{L_n}{D_n}$ در تحلیل قابلیت اعتماد نتایج درست و منطقی به همراه داشت.

۵-۸-۱۰- آنالیز حساسیت نسبت نیروها و لنگر ناشی از بار باد به اثرات بار مرده

همانطور که در قسمت ۴-۵ بیان شد نسبت نیروها و لنگر ناشی از بار باد به اثرات بار مرده را در محدوده ۰/۵ تا ۴/۵ با وزن احتمال وقوع یکسان در نظر گرفتیم. جهت بررسی میزان تأثیر این نسبت‌ها در سطح ایمنی اعضاء، بازه فوق را به شش قسمت تقسیم کرده و برای هر مقدار شاخص قابلیت اعتماد اعضاء را بدست می‌آوریم. به علت تشابه نتایج از آوردن تمامی داده‌ها خودداری کرده و تنها چند مورد از نتایج تحلیل را در نمودارها و جداول زیر نشان داده‌ایم.

جدول ۵-۳۵: نتایج آنالیز حساسیت نسبت $\frac{w_n}{D_n}$ بر سطح ایمنی اعضاء

w_n/D_n	۰/۵	۱/۳	۲/۱	۲/۹	۳/۷	۴/۵
گروه ۴- ترکیب ۳	۲/۴۸۴	۱/۹۴۲	۱/۷۲۳	۱/۶۰۷	۱/۵۳۶	۱/۴۸۸
گروه ۴- ترکیب ۴	۲/۵۸۳	۲/۴۲۹	۲/۳۴۶	۲/۳۰۱	۲/۲۷۳	۲/۲۵۴



شکل ۵-۳۴: نتایج آنالیز حساسیت نسبت $\frac{w_n}{D_n}$ بر سطح ایمنی اعضاء

نتایج آنالیز حساسیت نشان می‌دهد با افزایش نسبت $\frac{w_n}{D_n}$ سطح ایمنی اعضاء کاهش می‌یابد.

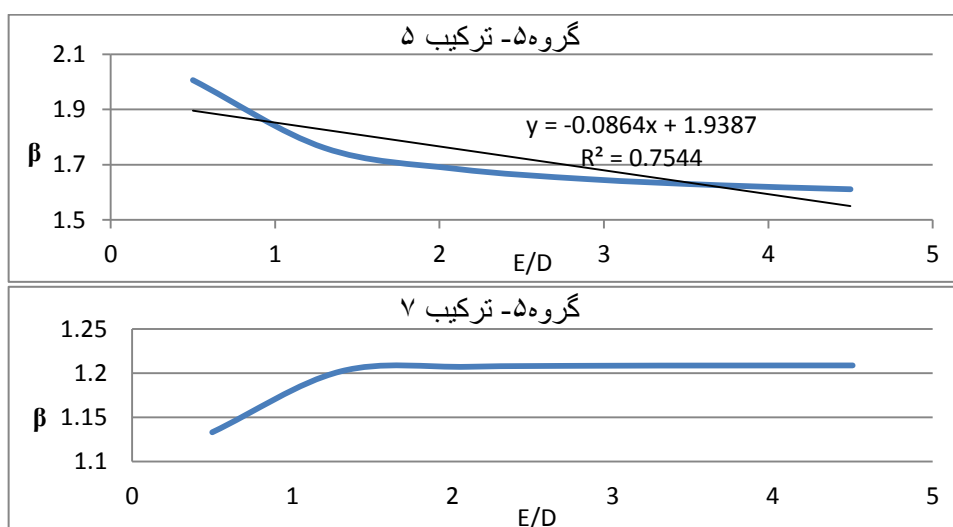
شدت تأثیر نسبت $\frac{w_n}{D_n}$ بر سطح ایمنی اعضاء، با ضریب بار باد در ترکیبات بارگذاری رابطه عکس دارد به طوری که در یک ترکیب بارگذاری هرچه ضریب بار باد بیشتر باشد میزان تغییرات سطح ایمنی کمتر خواهد بود. از آنجایی که این ترکیبات ایمنی اعضاء تحت بار زنده را کنترل می‌کنند، استفاده از میانگین شاخص ایمنی برای نسبت‌های مختلف $\frac{w_n}{D_n}$ در تحلیل قابلیت اعتماد نتایج درست و منطقی به همراه خواهد داشت.

۵-۸-۱۱- آنالیز حساسیت نسبت نیروها و لنگر ناشی از بار زلزله به اثرات بار مرده

همانطور که در قسمت ۴-۵ بیان شد نسبت نیروها و لنگر ناشی از بار زلزله به اثرات بار مرده را در محدوده ۰/۵ تا ۴/۵ با وزن احتمال وقوع یکسان در نظر گرفتیم. جهت بررسی میزان تأثیر این نسبت‌ها در سطح ایمنی اعضاء، بازه فوق را به شش قسمت تقسیم کرده و برای هر مقدار شاخص قابلیت اعتماد اعضاء را بدست می‌آوریم. به علت تشابه نتایج از آوردن تمامی داده‌ها خودداری کرده و تنها چند مورد از نتایج تحلیل را در نمودارها و جداول زیر نشان داده‌ایم.

جدول ۵-۳۶: نتایج آنالیز حساسیت نسبت $\frac{E_n}{D_n}$ بر سطح ایمنی اعضاء

E_n/D_n	۰/۵	۱/۳	۲/۱	۲/۹	۳/۷	۴/۵
گروه ۵- ترکیب ۵	۲/۰۰۶	۱/۷۶۱	۱/۶۸۵	۱/۶۴۸	۱/۶۲۶	۱/۶۱۱
گروه ۵- ترکیب ۷	۱/۱۳۳	۱/۲۰۲	۱/۲۰۷	۱/۲۰۸	۱/۲۰۹	۱/۲۰۹



شکل ۵-۳۵: نتایج آنالیز حساسیت نسبت $\frac{E_n}{D_n}$ بر سطح ایمنی اعضاء

اعضای تحت بار زلزله را تنها ۲ ترکیب ۵ و ۷ کنترل می کنند. نتایج آنالیز حساسیت نشان می - دهد در ترکیب ۵ که بارهای برف و زنده هم اثرگذار هستند با افزایش نسبت $\frac{E_n}{D_n}$ سطح ایمنی اعضا با شیب خیلی کم کاهش می یابد. در ترکیب ۷ که تنها بار مرده و زلزله وجود دارد با افزایش نسبت $\frac{E_n}{D_n}$ سطح ایمنی اعضا، مقدار کمی افزایش و سپس ثابت می ماند. در هر دو حالت سطح ایمنی اعضا در نسبت های مختلف $\frac{E_n}{D_n}$ زیاد تفاوت ندارد و استفاده از میانگین شاخص ایمنی برای نسبت های مختلف $\frac{E_n}{D_n}$ در تحلیل قابلیت اعتماد نتایج درست و منطقی به همراه خواهد داشت.

فصل ششم

نتیجه‌گیری و پیشنهادات

۶- نتیجه گیری و پیشنهادات

۶-۱- نتایج

۱ - هرچند آئین نامه فولاد ایران (مبحث دهم) در سومین ویرایش خود (۱۳۹۲) دستخوش تغییرات زیادی شده و ضرایب بار و مقاومت استفاده شده تقریباً شبیه به آئین نامه فولاد آمریکا می باشد، اما با توجه به نتایج تحلیل قابلیت اعتماد مشاهده می شود بعضی از اعضاء طرح شده توسط آئین نامه فولاد ایران غیر اقتصادی و بعضی دیگر غیر ایمن هستند. این امر لزوم تجدید نظر در ضرایب بار و مقاومت آئین نامه را نشان می دهد.

۲ - با توجه به پارامترهای احتمالاتی بار و مقاومت بیان شده در فصل قبل، محاسبات قابلیت اعتماد، در نظر گرفتن شاخص های آئین نامه فولاد آمریکا به عنوان شاخص ایمنی هدف و اعمال الگوریتم ژنتیک، ضرایب بار و مقاومت به گونه ای کالیبره شدند که ضمن حفظ سطح ایمنی در حدود شاخص های قابلیت اعتماد هدف نسبت به شرایط فعلی آئین نامه، پراکندگی کمتری در شاخص قابلیت اعتماد و سطح ایمنی اعضای سازه ای در شرایط یکسان ایجاد می نمایند.

۳ - انجام آنالیز حساسیت نشان می دهد، تغییرات اندک در مقادیر پارامترهای احتمالاتی بارها تأثیری در نتایج نهایی کالیبراسیون ندارد.

۴ - با توجه به نتایج آنالیز حساسیت در خصوص نسبت نیروها و لنگر ناشی از بارهای ثقلی به اثرات بار مرده و نیز نسبت نیروها و لنگر ناشی از بارهای جانبی به اثرات بار مرده، مشاهده شد فرض های به عمل آمده در خصوص اوزان اهمیت این نسبت ها منطقی بوده و نتایج نهایی کالیبراسیون از دقت کافی برخوردار است.

۶-۲- پیشنهادات

۱ - متأسفانه در مورد تعیین پارامترهای آماری بار در کشور تا کنون هیچ مطالعه و کار جدی انجام نپذیرفته است. با توجه به اهمیت این پارامترها در تحلیل قابلیت اعتماد، تدوین پایان نامه‌های مختلف و مطالعات جدی در این زمینه پیشنهاد می‌شود.

۲ - در مورد پارامترهای آماری مقاومت نیز تنها برای چند حالت محدود مطالعاتی توسط شایانفر و همکارانش انجام شده است. با توجه به اهمیت بالای این پارامترها در تحلیل قابلیت اعتماد و کالبراسیون آئین‌نامه‌های طراحی، مطالعات بیشتر و طرح پایان‌نامه‌های مناسب در این زمینه پیشنهاد می‌شود.

۳ - انجام مطالعات آماری کامل و جامع در خصوص تعیین نسبت نیروها و لنگر ناشی از بارهای ثقلی به اثرات بار مرده و نیز نسبت نیروها و لنگر ناشی از بارهای جانبی به اثرات بار مرده و تعیین احتمال وقوع هر نسبت با توجه به شرایط حاکم بر ساخت و ساز در کشور و انواع سیستم‌های سازه‌ای موجود، در تدوین یک آئین‌نامه بومی و کارآمد بسیار مهم می‌باشد.

۴ - مطالعه و طرح پایان‌نامه‌های مناسب در زمینه تعیین شاخص قابلیت اعتماد هدف متناسب با شرایط فرهنگی، اقتصادی، جغرافیایی و سیاسی کشور برای اعضاء و سیستم‌های سازه‌ای متداول بسیار مهم و حیاتی می‌باشد.

۵ - با توجه به مراحل انجام شده در این پایان‌نامه و همچنین انجام پیشنهادات فوق می‌توان برای انواع سازه‌های فولادی، بتنی و همچنین سازه‌های خاص از قبیل قاب‌های صنعتی و ... آئین‌نامه-های بومی مناسب و کارآمدی تدوین نمود.

- 1- Nowak A.S. and Collins K.R.,(2000),"Reliability of Structures", S.F.Sajedi, McGraw- Hill, New Delhi,India.
- ۲- طاحونی ش، ۱۳۸۷، "طراحی سازه‌های فولادی بر مبنای آئین‌نامه فولاد ایران"، جلد اول، چاپ چهاردهم، انتشارات علم و ادب، تهران.
- ۳- کاوه ع، کلات جاری و، ۱۳۷۳، "نظریه قابلیت اعتماد و کاربرد آن در مهندسی سازه"، دانشگاه علم و صنعت ایران، تهران.
- 4- Engin A, (2001), PhD Thesis, "Structural Design Dode Calibration Using Reliability Based Cost Optimization" Civil Depart. University of Pittsburgh.vil.
- ۵- محسن کردلو، (۱۳۸۹)، "کالیبراسیون ضرایب بار و مقاومت در آئین‌نامه طراحی سازه‌های فولادی ایران بر پایه روش قابلیت اعتماد سازه‌ها"، پایان‌نامه کارشناسی ارشد، دانشگاه امام حسین (ع)، تهران.
- 6- Ditlevsen O. and H.O. Madsen,(2007),"Structural Reliability Methods.", Wiley, Chichester.
- 7- Julian W, (2004), "Structural Safety and Reliability", Heriot-Watt University, UK.
- 8- Julian W., (2004), "Structural Safety and Reliability", Heriot-Watt University, UK.
- 9- Seung K.Ch., Ramana V.G. and Robert A.C., (2007), "Reliability-based Structural Design", Springer-Verlag, London.
- 10- ASCE Standard, 2010, "Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures", American Society of Civil Engineers, ANSI/ASCE Standard 7-10, Virginia.
- ۱۱- مبحث ششم مقررات ملی ساختمان "بارهای وارد بر ساختمان"، دفتر تدوین و ترویج مقررات ملی ساختمان، نشر توسعه ایران، ۱۳۸۷.
- 12- Kyung H L, (2005), PhD Thesis, "Site-Specific Load Models and Hazard for Probability-Based Design" Civil Depart. Oregon State University.
- ۱۳- شایانفر م، برخورداری م و رحمانیان م، (۱۳۸۸)، "مدل سازی احتمالاتی فولاد مصرفی در ایران برای استفاده در آنالیز قابلیت اطمینان آئین‌نامه فولاد"، اولین کنفرانس ملی مهندسی و مدیریت زیر ساخت، دانشگاه تهران، تهران.
- ۱۴- مبحث دهم مقررات ملی ساختمان "طرح و اجرای ساختمانهای فولادی"، ویرایش سوم، دفتر تدوین و ترویج مقررات ملی ساختمان، نشر توسعه ایران، ۱۳۹۲.
- 15- AISC (2010), "Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Steel Buildings", American Institute of Steel Construction, Inc., Chicago, IL.
- 16- Guo Q L and Jin J L , (2007), "Advanced Analysis and Design of Steel Frames", Wiley, England.

- 17-Alpo R M, (2004), " Theoretical and Practical Aspects of the Reliability Analysis of Timber Structures", VTT Building & Transport, Finland.
- 18- Rucker W, Dipl L F H and Dipl L R R, (2006), " Guideline for the Assessment of Existing Structures", SAMCO Final Report F08a, Division VII.2 Building and Structures, Germany.
- 19- Sykora M and Holicky M, (2012), "*Target reliability levels for the assessment of existing structures*", Computers & Structures, USA.
- ۲۰- هاروی د، پل د و تم ن، ۱۳۸۷، "راهنمای جامع برنامه نویسان ویژوال بیسیک ۶"، پاشایی ب، جهان نو، تهران.
- ۲۱- مستوفی نژاد د و فضیلتی م، ۱۳۷۸، "بارگذاری و سیستم‌های باربر"، ارکان، اصفهان.
- ۲۲- باوری ا، صالحی م، ۱۳۸۷، "الگوریتم‌های ژنتیک و بهینه‌سازی سازه‌های مرکب"، انتشارات عابد، تهران.

Abstract

With the development of the theory of structural safety in recent years , many Organizations Author Codes, LRFD method has been the basis of his work. This method is a design approach based on probabilistic concepts that leads to a structural design safer and yet more economical than other methods Last updated at Iran Steel Codes, LRFD method as the basis for the design. Despite the many changes that have taken place in the 1392 edition, as well as load and resistance factor largely selected as America's steel Codes. Philosophy of the LRFD method to determine the partial safety factors based on the principles of probability and statistics and a number of factors such as economic conditions, social and other conditions affecting the construction, such as the statistical properties of the steel used, and so on. So given the above conditions the Iran is different from the United States, may use the partial safety factors of AISC is not the expected result. In this thesis, due to climatic conditions and the statistical properties of existing materials in Iran and accurate methods of reliability, Level of safety of members designed by Iranian steel Codes is determined. Moreover, using the optimal GA, increased load factors and reduced the capacity of Iranian steel Codes governing the probability proportional to the structural steel will determine the safest and most economical way to achieve the design. Finally, sensitivity analysis of the statistical parameters, the degree of influence of these parameters on the level of safety members and performance regulations is checked.

Keywords: LRFD, reliability theory, calibration, partial safety factors, genetic algorithms.



Shahrood University of Technology
Faculty of Civil Engineering

***Code Calibration of IRANIAN,S Steel Structures
(LRFD Method) by Reliability and GA Algorithm***

Saeid shakibamehr

Supervisor(s):

Dr. Vahid reza kalat jari

February 2014