

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ



دانشکده عمران
گروه سازه و زلزله

تحلیل قابلیت اعتماد تیرستون‌های فولادی تحت خمش دو محوره طراحی شده بر اساس آئین‌نامه ایران (۱۳۹۲)

دانشجو:

مهین ریحانی

استاد راهنما:

دکتر وحیدرضا کلات‌جاری

پایان‌نامه ارشد جهت اخذ درجه کارشناسی ارشد

شهریور ۱۳۹۴



دانشگاه صنعتی شاهرود

مدیریت تحصیلات تکمیلی

فرم شماره (۶)

بسمه تعالی

شماره: ۸۲/۱۳
تاریخ: ۸۲/۷/۱
ویرایش:

فرم صورتجلسه دفاع از پایان نامه تحصیلی دوره کارشناسی ارشد

با تأییدات خداوند متعال و با استعانت از حضرت ولی عصر (عج) ارزیابی جلسه دفاع از پایان نامه کارشناسی ارشد خانم مهین ریحانی رشته عمران گرایش سازه تحت عنوان تحلیل قابلیت اعتماد تیرستون های فولادی تحت خمش دو محوره طراحی شده بر اساس آئین نامه ایران (۱۳۹۲) که در تاریخ ۱۳۹۴/۶/۳۰ با حضور هیأت محترم داوران در دانشگاه صنعتی شاهرود برگزار گردید به شرح ذیل اعلام می گردد:

قبول (با درجه: عالی) امتیاز: ۱۹/۱ ☒ دفاع مجدد ☐ مردود ☐

۲- بسیار خوب (۱۸/۹۹ - ۱۸)

۱- عالی (۲۰ - ۱۹)

۴- قابل قبول (۱۵/۹۹ - ۱۴)

۳- خوب (۱۷/۹۹ - ۱۶)

۵- نمره کمتر از ۱۴ غیر قابل قبول

عضو هیأت داوران	نام و نام خانوادگی	مرتبه علمی	امضاء
۱- استاد راهنما	دکتر وحیدرضا کلات جاری	دانشیار	
۲- استاد مشاور			
۳- نماینده شورای تحصیلات تکمیلی	دکتر مهدی عجمی	استادیار	
۴- استاد ممتحن	دکتر فرشید جندقی علائی	دانشیار	
۵- استاد ممتحن	دکتر مهدی توکلی	استادیار	

رئیس دانشکده: دکتر احمد احمدی

تقدیم به مادر عزیزتر از جانم

سنگ صوری که الفبای زندگی به من آموخت

و

تقدیم به پدر بزرگوارم

کوهی استوار و حامی من در تمام مراحل زندگی

شکر و قدردانی

حمد و سپاس یکتای بی همتا را که لطفش بر ما عیان است، ادای شکرش را بهیچ زبان و دیای فضلش را بهیچ کسان نیست و اگر در این ولادی هستیم، همه محبت اوست.

بدون شک جایگاه و منزلت معلم، اجل از آن است که در مقام قدردانی از زحمات بی شائبه‌ی او، بازبان قاصر و دست ناتوان، چیزی بنگارم. اما از آنجایی که تجلیل از معلم، سپاس از انسانی است که هدف و غایت آفرینش را تا این می‌کند؛ بر حسب وظیفه و از باب "من لم یشکر المخلوق، لم یشکر الخالق" از استاد که تقدیرم جناب آقای دکتر کلات جاری که در کمال سع و صدر، با حسن خلق و فروتنی، از بهیچ گلی در این عرصه بر من دریغ ننمودند و زحمت راهمایی این رساله را بر عهده گرفتند کمال شکر و قدردانی را دارم.

الهی ای مهربانتر از ما، از تویی خواهیم همه کسانی را که حتی ذره‌ای در انجام این امر مرایاری نموده‌اند، در سایه لطف و محبت بی کرانت، سلامت، شادکام و موفق بداری.

تعهد نامه

اینجانب **مهین ریحانی** دانشجوی دوره کارشناسی ارشد رشته عمران-سازه دانشکده عمران دانشگاه صنعتی شاهرود نویسنده پایان نامه **تحلیل قابلیت اعتماد تیرستون‌های فولادی تحت خمش دو محوره طراحی شده بر اساس آئین‌نامه ایران (۱۳۹۲)** تحت راهنمایی جناب آقای دکتر **کلات‌جاری** متعهد می‌شوم .

- 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 می‌باشد 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 می‌گردد.
- 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 اخلاقی 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 افزار ها و تجهیزات ساخته شده است) متعلق به دانشگاه صنعتی شاهرود می‌باشد . 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 نمی‌باشد.

* متن این صفحه نیز باید در ابتدای نسخه های تکثیر شده پایان نامه وجود داشته باشد .

چکیده

معمولاً آئین‌نامه‌های طراحی به نحوی تدوین می‌شوند که ضمن اقلان شرایط ایمنی، طرح اقتصادی را نیز به همراه آورند. این خواسته با تلفیق روابط نظری، نتایج آزمایشگاهی و ضرایب اطمینان حاصل می‌شود.

ضرایب اطمینان ریشه در مطالعات احتمالاتی دارند که بر اساس نظریه قابلیت اعتماد تعیین می‌شوند. کمیته‌های تدوین آئین‌نامه، با در نظر گرفتن ماهیت تصادفی عوامل دخیل در روابط طراحی و لحاظ طرح اقتصادی، فرمول‌های طراحی را ارائه می‌دهند. شیوه برخورد با عوامل احتمالاتی، روشهای گوناگون طراحی از قبیل تنش مجاز، حالات حدی و ... را سبب‌ساز می‌شوند.

از آنجاکه آئین‌نامه فعلی فولاد ایران وجوه اشتراک زیادی با آئین‌نامه آمریکا دارد، که میتوان به ترکیبات بارگذاری یا روابط طراحی اشاره کرد، این شائبه را ایجاد می‌کند که آیا ضوابط طراحی آئین-نامه فولاد ایران، قابلیت انطباق خوبی با شرایط احتمالاتی کشور ایران دارد یا خیر.

در این پایان‌نامه بطور اخص، تراز ایمنی ستونهای فولادی تحت خمش دو محوره مورد مطالعه قرار گرفته است. بدین منظور برنامه کامپیوتری نوشته شده است که بر اساس روش مونت کارلو، احتمال خرابی این نوع ستونها در قابهای سه‌بعدی خمشی را تعیین می‌کند. همچنین برنامه کامپیوتری دیگری نوشته شده که با داشتن تابع حالت حدی میتواند شاخص ایمنی را بطور تحلیلی تعیین نماید. نتایج حاصل نشان می‌دهد که ستونهای طراحی شده بر اساس آئین‌نامه ایران، در ترکیبات بارگذاری ثقلی، از نظر ایمنی و اقتصادی قابل قبول می‌باشند و تحت بارگذاری فوق‌العاده که بار باد حضور دارد، از تراز ایمنی بسیار بالایی برخوردار بوده و به سمت طراحی غیراقتصادی متمایل می‌شوند در بارگذاری فوق‌العاده با حضور بار زلزله، تراز ایمنی ستونهای طراحی شده بر اساس آئین‌نامه ایران در بعضی موارد اندکی پایین‌تر از سطح ایمنی مورد نیاز می‌باشد.

کلمات کلیدی: تحلیل قابلیت اعتماد، تیرستون تحت خمش دو محوره، روش مونت کارلو، آئین‌نامه فولاد ایران (۱۳۹۲)

لیست مقالات مستخرج از پایان نامه

ریحانی م.، کلاتجاری و.ر. (۱۳۹۴)، "مقاومت تیرستون های فولادی"، همایش بین المللی عمران، معماری و شهرسازی در هزاره سوم.

فهرست مطالب

فصل اول: مقدمه	۱
۱-۱ مقدمه	۲
۲-۱ صورت مسأله	۴
۳-۱ اهداف تحقیق	۴
۴-۱ فرضیات	۵
۵-۱ مرور مطالب پایان نامه	۵
فصل دوم: مروری بر تئوری قابلیت اعتماد	۷
۱-۲ مقدمه	۸
۲-۲ تحلیل احتمالاتی سازه‌ها	۱۰
۳-۲ تئوری قابلیت اعتماد	۱۱
۴-۲ مروری بر تعاریف آماری	۱۲
۱-۴-۲ متغیرهای تصادفی	۱۲
۲-۴-۲ میانگین	۱۳
۳-۴-۲ واریانس	۱۳
۴-۴-۲ ضریب پراکندگی	۱۳
۵-۴-۲ تابع چگالی احتمال	۱۴
۶-۴-۲ تابع توزیع تجمعی	۱۵
۷-۴-۲ متغیرهای تصادفی نرمال	۱۵
۸-۴-۲ متغیرهای تصادفی لگ نرمال	۱۷
۹-۴-۲ توزیع گاما	۱۸
۱۰-۴-۲ توزیع حدی نوع I	۲۰
۱۱-۴-۲ توزیع حدی نوع II	۲۱
۵-۲ تابع حالت حدی	۲۲
۶-۲ روشهای تعیین شاخص قابلیت اعتماد	۲۴

۲۴	 شاخص قابلیت اعتماد
۲۵	 روش‌های تحلیلی
۲۵	 روش مقدار میانگین
۲۷	 روش هاسوفر- لیند
۲۸	 روش راکویتز- فیسler
۳۱	 روش‌های عددی
۳۱	 روش مونت کارلو
۳۲	 دقت تخمینهای احتمالاتی
۳۳	 نمونه فوق مکعب Latin
۳۳	 میزان اعتماد در ضوابط LRFD
۳۴	 مشخصات آماری متغیرهای بار و مقاومت
۳۵	 مدل‌های بار
۳۵	 بارمرده
۳۶	 بار زنده
۳۶	 بار زنده طراحی
۳۷	 بار زنده ماکزیمم
۳۸	 بار برف
۳۹	 بار زلزله
۴۰	 بار باد
۴۱	 پارامترهای احتمالاتی متغیرهای بار
۴۲	 مدل‌های مقاومت
۴۳	 مدلسازی احتمالاتی تیرهای فولادی نورد شده
۴۴	 پیشینه تحقیق

فصل سوم : روابط طراحی تیرستونهای فولادی و ترکیبات بارگذاری بر اساس آئین‌نامه ایران

۴۸	 مقدمه
۴۹	 آئین‌نامه ساختمانی
۵۰	 فلسفه طراحی

۴-۳	ضرایب تقلیل مقاومت در آئین نامه فولاد ایران (۱۳۹۲)	۵۲
۵-۳	ترکیبات بارگذاری در مبحث ششم مقررات ملی ساختمان (۱۳۹۲)	۵۳
۶-۳	روابط طراحی آئین نامه	۵۴
۱-۶-۳	نحوه محاسبه مقاومت های مورد نیاز	۵۵
۱-۱-۶-۳	ضریب تشدید B_1	۵۵
۲-۱-۶-۳	ضریب تشدید B_2	۵۷
۳-۱-۶-۳	محاسبه $P_{nt}, M_{nt}, P_{lt}, M_{lt}$	۵۸
۲-۶-۳	الزامات طراحی اعضا برای نیروی فشاری	۵۹
۱-۲-۶-۳	محدودیت ضریب لاغری	۵۹
۲-۲-۶-۳	کمانش خمشی	۵۹
۳-۶-۳	الزامات طراحی اعضا برای خمش	۶۰
۱-۳-۶-۳	مقاومت خمشی اسمی حول محور قوی	۶۰
۲-۳-۶-۳	مقاومت خمشی اسمی حول محور ضعیف	۶۳

فصل چهارم : شرح برنامه کامپیوتری نوشته شده PROMAT

۱-۴	مقدمه	۶۴
۲-۴	الگوریتم برنامه	۶۵
۱-۲-۴	آنالیز مونت کارلو	۶۶
۱-۱-۲-۴	ایجاد اعداد تصادفی نرمال	۶۷
۲-۱-۲-۴	ایجاد اعداد تصادفی لگاریتمی نرمال	۶۸
۳-۱-۲-۴	ایجاد اعداد تصادفی با توزیع حدی نوع I	۶۹
۴-۱-۲-۴	ایجاد اعداد تصادفی با توزیع حدی نوع II	۶۹
۵-۱-۲-۴	شبیه سازی متغیرهای تصادفی وابسته	۶۹
۲-۲-۴	تحلیل قاب سه بعدی (فضایی)	۷۱
مثال ۴-۱)	مثال صحت سنجی برنامه تحلیل قاب سه بعدی	۷۶
۳-۲-۴	تعیین پارامترهای مقاومتی تیرستون ها و کنترل معیار طراحی	۷۸
۴-۲-۴	تعیین احتمال خرابی	۷۸
مثال ۴-۲)	مثال صحت سنجی	۷۹

۳-۴ شرح مختصری از برنامه PROMAT ۸۲

فصل پنجم : نتایج حاصل از برنامه PROMAT و مثال‌های عددی ۸۳

۱-۵ مقدمه ۸۴

۲-۵ مثال‌ها ۸۵

مثال (۱) تعیین شاخص ایمنی تیرستونها در سازه ۱ ۸۸

مثال (۲) تعیین شاخص ایمنی تیرستونها در سازه ۲ ۸۹

مثال (۳) تعیین شاخص ایمنی تیرستونها در سازه ۳ ۹۰

مثال (۴) تعیین شاخص ایمنی تیرستونها در سازه ۴ ۹۱

مثال (۵) تعیین شاخص ایمنی تیرستونها در سازه ۵ ۹۲

مثال (۶) تعیین شاخص ایمنی تیرستونها در سازه ۶ ۹۳

۳-۵ نتایج و نمودارها ۹۵

۴-۵ نقد و بررسی مثال‌های عددی ۱۲۳

فصل ششم: نتایج و پیشنهادات ۱۲۵

۱-۶ مقدمه ۱۲۶

۲-۶ جمع‌بندی و نتایج ۱۲۶

۳-۶ پیشنهادات ۱۲۷

منابع ۱۲۸

فهرست اشکال

- شکل (۱-۲): تفاوت بین مدل قطعی و مدل احتمالاتی ۹
- شکل (۲-۲): نمونه‌ای از تابع چگالی احتمال ۱۵
- شکل (۳-۲): نمونه‌ای از تابع توزیع تجمعی ۱۵
- شکل (۴-۲): نمودار PDF و CDF متغیر تصادفی نرمال ۱۶
- شکل (۵-۲): PDF توزیع لگ نرمال با انحراف معیارهای مختلف ۱۸
- شکل (۶-۲): تأثیر مقدار عددی گاما بر روی شکل pdf ۱۹
- شکل (۷-۲): نمونه‌ای از تابع چگالی احتمال توزیع حدی نوع I ۲۱
- شکل (۸-۲): نمونه‌ای از تابع چگالی احتمال توزیع حدی نوع II ۲۲
- شکل (۹-۲): تعریف شاخص ایمنی ۲۴
-
- شکل (۱-۳): احتمال گسیختگی سازه ۵۱
- شکل (۲-۳): مراحل مختلف تحلیل مرتبه اول قاب برای محاسبه P_{nt}, M_{nt} ۵۸
- شکل (۳-۳): مراحل مختلف تحلیل مرتبه اول قاب برای محاسبه P_{lt}, M_{lt} ۵۸
- شکل (۴-۳): تأثیر L_b روی مقاومت کمانش پیچشی-جانبی ۶۲
-
- شکل (۱-۴): الگوریتم برنامه ۶۶
- شکل (۲-۴): شماره گذاری درجات آزادی برای یک قاب سه بعدی ۷۲
- شکل (۳-۴): المان قاب سه بعدی در دستگاه‌های مختصات محلی و کلی ۷۳
- شکل (۴-۴): قاب فضایی مربوط به مثال (۱-۴) ۷۶
- شکل (۵-۴): نتایج برنامه PROMAT مربوط به مثال (۲-۴) ۸۱
- شکل (۶-۴): نتایج برنامه RACKINDEX مربوط به مثال (۲-۴) ۸۱
- شکل (۷-۴): شمای کلی از خروجی برنامه PROMAT ۸۲
-
- شکل (۱-۵): قاب سه بعدی مربوط به مثال‌های (۱) تا (۵) ۸۶
- شکل (۲-۵): قاب سه بعدی مربوط به مثال (۶) ۹۴

- شکل (۵-۳): مقایسه قابلیت اعتماد تیرستونهای گوشه برای ترکیب بار ۱ ۹۶
- شکل (۵-۴): مقایسه قابلیت اعتماد تیرستونهای کناری برای ترکیب بار ۱ ۹۷
- شکل (۵-۵): مقایسه قابلیت اعتماد تیرستونهای میانی برای ترکیب بار ۱ ۹۸
- شکل (۵-۶): مقایسه قابلیت اعتماد تیرستونهای گوشه برای ترکیب بار ۲ ۹۹
- شکل (۵-۷): مقایسه قابلیت اعتماد تیرستونهای کناری برای ترکیب بار ۲ ۱۰۰
- شکل (۵-۸): مقایسه قابلیت اعتماد تیرستونهای میانی برای ترکیب بار ۲ ۱۰۱
- شکل (۵-۹): مقایسه قابلیت اعتماد تیرستونهای گوشه برای ترکیب بار ۳ ۱۰۲
- شکل (۵-۱۰): مقایسه قابلیت اعتماد تیرستونهای کناری برای ترکیب بار ۳ ۱۰۳
- شکل (۵-۱۱): مقایسه قابلیت اعتماد تیرستونهای میانی برای ترکیب بار ۳ ۱۰۴
- شکل (۵-۱۲): مقایسه قابلیت اعتماد تیرستونهای گوشه برای ترکیب بار ۴ ۱۰۵
- شکل (۵-۱۳): مقایسه قابلیت اعتماد تیرستونهای کناری برای ترکیب بار ۴ ۱۰۶
- شکل (۵-۱۴): مقایسه قابلیت اعتماد تیرستونهای میانی برای ترکیب بار ۴ ۱۰۷
- شکل (۵-۱۵): مقایسه قابلیت اعتماد تیرستونهای گوشه برای ترکیب بار ۵ ۱۰۸
- شکل (۵-۱۶): مقایسه قابلیت اعتماد تیرستونهای کناری برای ترکیب بار ۵ ۱۰۹
- شکل (۵-۱۷): مقایسه قابلیت اعتماد تیرستونهای میانی برای ترکیب بار ۵ ۱۱۰
- شکل (۵-۱۸): مقایسه قابلیت اعتماد تیرستونهای گوشه برای ترکیب بار ۶ ۱۱۱
- شکل (۵-۱۹): مقایسه قابلیت اعتماد تیرستونهای کناری برای ترکیب بار ۶ ۱۱۲
- شکل (۵-۲۰): مقایسه قابلیت اعتماد تیرستونهای میانی برای ترکیب بار ۶ ۱۱۳
- شکل (۵-۲۱): مقایسه قابلیت اعتماد تیرستونهای گوشه برای ترکیب بار ۷ ۱۱۴
- شکل (۵-۲۲): مقایسه قابلیت اعتماد تیرستونهای کناری برای ترکیب بار ۷ ۱۱۵
- شکل (۵-۲۳): مقایسه قابلیت اعتماد تیرستونهای میانی برای ترکیب بار ۷ ۱۱۶
- شکل (۵-۲۴): مقایسه قابلیت اعتماد تیرستونهای گوشه برای ترکیب بار ۸ ۱۱۷
- شکل (۵-۲۵): مقایسه قابلیت اعتماد تیرستونهای کناری برای ترکیب بار ۸ ۱۱۸
- شکل (۵-۲۶): مقایسه قابلیت اعتماد تیرستونهای میانی برای ترکیب بار ۸ ۱۱۹
- شکل (۵-۲۷): مقایسه قابلیت اعتماد تیرستونهای گوشه برای ترکیب بار ۹ ۱۲۰
- شکل (۵-۲۸): مقایسه قابلیت اعتماد تیرستونهای کناری برای ترکیب بار ۹ ۱۲۱
- شکل (۵-۲۹): مقایسه قابلیت اعتماد تیرستونهای میانی برای ترکیب بار ۹ ۱۲۲

فهرست جداول

- جدول (۱-۲): پارامترهای آماری بار مرده ۳۵
- جدول (۲-۲): داده‌های آماری برای بار زنده پایدار به عنوان تابعی از سطح تأثیر ۳۷
- جدول (۳-۲): ضرایب تغییرات حداکثر بار زنده ۵۰ ساله ۳۸
- جدول (۴-۲): پارامترهای احتمالاتی بار برف ۳۹
- جدول (۵-۲): مقادیر پارامترهای توزیع بار زلزله ۴۰
- جدول (۶-۲): پارامترهای احتمالاتی متغیرهای تصادفی بار ۴۱
- جدول (۷-۲): پارامترهای آماری مربوط به بار باد و زلزله برای کشور ایران ۴۱
- جدول (۸-۲): پارامترهای آماری المان‌های فولادی نورد شده توسط الینگوود و همکارانش ۴۳
-
- جدول (۱-۴): نتایج برنامه متلب مربوط به مثال (۱-۴) ۷۷
- جدول (۲-۴): نتایج مرجع مربوط به مثال (۱-۴) ۷۷
- جدول (۳-۴): مقایسه نتایج شاخص قابلیت اعتماد و احتمال خرابی مثال (۲-۴) ۸۰
-
- جدول (۱-۵): شماره تیرستونها در موقعیت‌ها و طبقات مختلف سازه ۸۷
- جدول (۲-۵): مقدار شاخص قابلیت اعتماد هدف برای حالات مختلف بار ۸۷
- جدول (۳-۵): مقادیر قابلیت اعتماد برای ترکیب بارهای مختلف مربوط به مثال (۱) ۸۸
- جدول (۴-۵): مقادیر قابلیت اعتماد برای ترکیب بارهای مختلف مربوط به مثال (۲) ۸۹
- جدول (۵-۵): مقادیر قابلیت اعتماد برای ترکیب بارهای مختلف مربوط به مثال (۳) ۹۰
- جدول (۶-۵): مقادیر قابلیت اعتماد برای ترکیب بارهای مختلف مربوط به مثال (۴) ۹۱
- جدول (۷-۵): مقادیر قابلیت اعتماد برای ترکیب بارهای مختلف مربوط به مثال (۵) ۹۲
- جدول (۸-۵): مقادیر قابلیت اعتماد برای ترکیب بارهای مختلف مربوط به مثال (۶) ۹۵

فصل اول :

مقدمه

۱-۱ مقدمه

بشر از بدو خلقت تاکنون همیشه به دنبال ایمنی و اطمینان بوده است. بیشتر از اینکه ایمنی را به عنوان یک شاخص برای آنچه با آن سروکار داریم بشناسیم، احساس درونی است که در وجود انسان می باشد که قبل از آنکه دست به کاری بزند خطر را از محدوده کار خود دور می کند و یا خطرات را به حداقل ممکن می رساند تا ایمنی داشته باشد.

در بسیاری از موارد، جهت طراحی و بهینه یابی سازه ها، پارامترهای موثر در آن به صورت قطعی در نظر گرفته می شوند و عدم قطعیت در آنها توسط ضریب اطمینان لحاظ می شود. این در حالی است که بهتر است این عوامل از قبیل بارهای وارد بر سازه، مقاومت مصالح، طول و هندسه اعضا و غیره، به صورت احتمالاتی در نظر گرفته شوند و بصورت جامع تر مورد مطالعه قرار گیرند.

از اینرو شاخه ای از تئوری احتمالات، بنام نظریه قابلیت اعتماد پدید آمد تا با استفاده از آن، احتمال خرابی سازه تعیین شده و در طراحی و بهینه یابی مورد استفاده قرار گیرد. یکی از بهترین تعریف ها برای قابلیت اعتماد از طرف موسسه ملی هوافضای آمریکا ارائه شده که چنین است : "قابلیت اعتماد، احتمال عملکرد باکفایت یک سیستم، تحت شرایط کاری از پیش تعیین شده و برای مدت زمانی معین است". طبق این تعریف، قابلیت اعتماد، همیشه معرف احتمالی است که بین عملکرد سیستم و نیازی که در عمل از آن انتظار می رود، ارتباط برقرار می نماید و هر سیستمی که با شاخص ایمنی^۱ (شاخص قابلیت اعتماد^۲) قابل قبولی ساخته شود، می توان نتیجه گرفت که ایمنی لازم را دارد.

اولین گام در استفاده از نظریه قابلیت اعتماد، تعیین ضابطه خرابی (حاشیه ایمنی^۳) می باشد. در معیار مقاومت با محاسبه تفاوت نیروهای داخلی و مقاومت نهایی در مقاطع بحرانی، تابع حالت حدی بدست می آید و سپس بعد از تشخیص عدم قطعیت های مختلف موثر در مساله، با توجه به نوع تابع توزیع متغیرهای مساله، شاخص قابلیت اعتماد آن بدست می آید.

^۱ . Safe index

^۲ . Reliability index

^۳ . Safety margin

اولین فرمول بندی ریاضی مسأله سلامت سازه‌ها را می‌توان به مایر^۱ در سال ۱۹۲۶، استرلتزکی^۲ در سال ۱۹۴۷ و وایرزبیک^۳ در سال ۱۹۳۶ نسبت داد. آنها تصدیق کردند که پارامترهای بار و مقاومت متغیرهای تصادفی هستند و بنابراین برای هر سازه یک احتمال خرابی وجود دارد. ایده‌های آنها بعداً توسط فردنتال^۴ در سال‌های ۱۹۵۰ و ۱۹۵۶ میلادی توسعه داده شد [4,3,2,1].

گروه تحقیقاتی کرنل^۵ در سال ۱۹۶۹ میلادی یک شاخص قابلیت اعتماد لنگر دوم را پیشنهاد دادند. در سال ۱۹۷۴، هاسوفر و لیند^۶ یک تعریف مستقل از فرم تابع خرابی برای شاخص ایمنی ارائه نمودند. در سال ۱۹۷۸ نیز توسط راکویتز و فیسler^۷ یک روش عددی کارآمد برای محاسبه شاخص ایمنی ارائه گردید [7,6,5].

در سال‌های اخیر در زمینه قابلیت اعتماد در کشورمان مطالعات زیادی انجام شده از جمله: مطالعاتی که محسنعلی شایانفر، محمدعلی برخوردار و محمد رحمانیان در زمینه مدل‌سازی احتمالاتی فولاد مصرفی در ایران جهت ارزیابی قابلیت اعتماد اعضای طراحی شده براساس آیین نامه فولاد ایران، در سال ۱۳۸۸ انجام دادند [8]. همچنین مطالعاتی توسط محسن کردلو و محمدرضا معرف زاده در زمینه کالیبراسیون ضرایب بار و مقاومت آئین‌نامه فولاد ایران براساس تئوری قابلیت اعتماد سازه‌ها در سال ۱۳۹۰ صورت پذیرفت [9]. همچنین در دانشگاه شاهرود توسط احمد میرشریفی در زمینه تحلیل و طراحی دکل‌های انتقال نیرو با استفاده از نظریه قابلیت اعتماد سازه‌ها [10] و محسن دزیانی در زمینه تعیین تراز ایمنی ستون‌های بتنی طراحی شده توسط آئین‌نامه بتن ایران [11] و محسن هراتی در زمینه تعیین تراز ایمنی تیرهای بتنی طراحی شده بر اساس آئین‌نامه ایران [12]، سعید شکیبامهر در زمینه کالیبراسیون آئین‌نامه فولاد ایران [13]، محدثه لعل در زمینه تعیین تراز ایمنی تیرهای فولادی

¹ .Mayer

² .Streletzki

³ .Wierzbicki

⁴ .Freudenthal

⁵ .Cornell

⁶ .Hasofer and Lind

⁷ .Ruckwitz and Fissler

طراحی شده بر اساس آئین‌نامه فولاد ایران و مقایسه آن با آئین‌نامه فولاد آمریکا [14]، مرتضی شبستانی در زمینه تعیین احتمال خرابی قابهای سه‌بعدی بر اساس روش شاخه و کرانه [15] و پوریا منصوریان در زمینه بهینه‌یابی سطح مقطع خرپاهای سه‌بعدی تحت قید قابلیت اعتماد [16] مطالعاتی انجام شده است.

۲-۱ صورت مسأله

در این پایان‌نامه، ابتدا با استفاده از نرم‌افزار ETABS تحلیل سازه انجام گرفته و برای ترکیب بارهای مشخص، مقاطع اعضا مشخص گردیده است. سپس با استفاده از نظریه قابلیت اعتماد و برنامه‌ای که به این منظور نوشته شده است، عملکرد تیرستونها در موقعیت‌های مختلف در چند سازه بررسی شده و سطح ایمنی آنها مشخص شده است.

۳-۱ اهداف تحقیق

در پایان‌نامه حاضر تلاش شده تا با بررسی قابلیت اعتماد تیرستونهای فولادی بر مبنای آئین‌نامه جدید فولاد ایران (نسخه ۱۳۹۲ ه.ش) برای ترکیب بارهای مختلف، بررسی در مورد سطح ایمنی آئین‌نامه ایران انجام شده و گوشه‌ای از کمبود مطالعات قابلیت اعتماد در فضای احتمالاتی کشور ایران جبران گردد.

لزوم انجام این تحقیق به این دلیل می‌باشد که روابط طراحی و ترکیبات بارگذاری آئین‌نامه فولاد ایران (۱۳۹۲) شباهت‌های زیادی با آئین‌نامه AISC LRFD 2005 دارد حال آنکه فضای احتمالاتی کشور ایران با کشور آمریکا متفاوت است و باید بررسی در مورد سطح ایمنی و کفایت آئین‌نامه ایران انجام گیرد.

۱-۴ فرضیات

فرضیات در نظر گرفته شده در این تحقیق به شرح زیر می باشد:

- بارهای مؤثر، بصورت استاتیکی در نظر گرفته شده اند.
- رفتار مواد ارتجاعی فرض شده است.
- از روش عددی مونت کارلو برای تحلیل قابلیت اعتماد استفاده شده است.
- برای تحلیل سازه، از تحلیل الاستیک مرتبه اول تشدید یافته بر مبنای روش سختی استفاده شده است.
- مقادیر مربوط به طول و ابعاد پروفیل ها، مقادیر قطعی در نظر گرفته شده اند.
- بارهای وارد بر سازه و مقاومت فولاد بصورت متغیرهای تصادفی فرض شده اند.
- متغیرهای تصادفی بصورت غیرهمبسته در نظر گرفته شده اند.

۱-۵ مرور مطالب پایان نامه

این پایان نامه در شش فصل به شرح ذیل تدوین شده است:

پس از ذکر مقدمه در **فصل اول**، در **فصل دوم**، مروری بر تئوری قابلیت اعتماد و عدم قطعیت در تحلیل و طراحی ساختمان ها، روش های تعیین شاخص قابلیت اعتماد اعضا، اطلاعات آماری مربوط به پارامترهای بار و مقاومت و پیشینه تحقیق در زمینه سنجش قابلیت اعتماد تیرستونها آورده شده است.

در **فصل سوم**، به شرح آئین نامه فولاد ایران برای طراحی تیرستونها و ترکیبات بار آئین نامه پرداخته شده است.

در فصل چهارم، به معرفی و شرح برنامه کامپیوتری نوشته شده جهت تحلیل سازه و تعیین شاخص قابلیت اعتماد تیرستونها پرداخته و با ارائه دو مثال عملکرد صحیح این برنامه مورد بررسی قرار گرفته است.

در فصل پنجم، چند مثال عددی و نتایج و نمودارهای مربوط به آن ارائه و مطالب بیان شده در فصول قبل مورد ارزیابی قرار گرفته است.

در نهایت در فصل ششم نتایج حاصل از این تحقیق و پیشنهادات جهت ادامه تحقیقات بیان شده است.

فصل دوم :

مروری بر تئوری قابلیت اعتماد و

پیشینه تحقیق

۲-۱ مقدمه

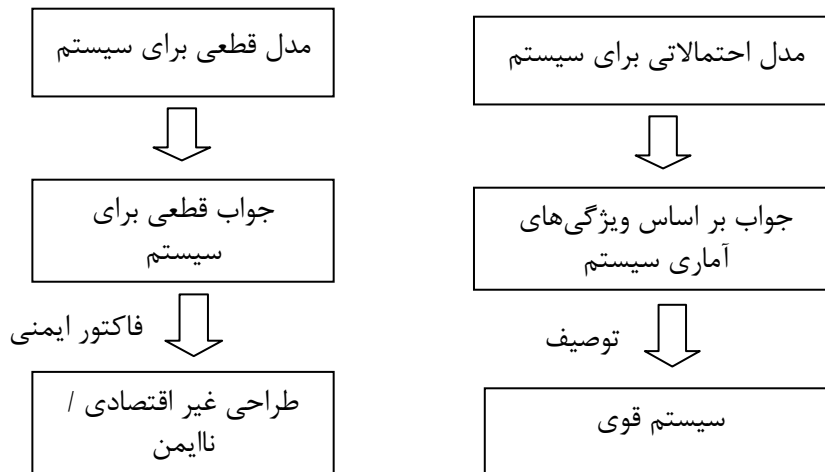
مفهوم ایمنی یک داستان معتبر تاریخی را به دنبال دارد. در رم باستان، طراح هر پل پس از پایان مرحله ساخت پل می‌بایست در حالیکه یک دسته ارابه از روی پل می‌گذشتند در زیر پل بایستد. این روشی قابل قبول برای آزمایش کردن پل محسوب می‌شد. این ایده، سبب می‌شد که طراح در محاسبه و اجرا ضریب اطمینانی در نظر بگیرد تا آن پل، ایمن و قابل اعتماد باشد. [17]

در سالهای اخیر استفاده از نظریه قابلیت اعتماد در صنایع افزایش یافته چنانکه فعالیتهایی از بررسی ساده گرفته تا تجزیه و تحلیل‌های پیشرفته آماری در برنامه کار بسیاری از صنایع از قبیل پایگاههای تولید انرژی مخصوصاً انرژی اتمی و سیستمهای تولید برق، پتروشیمی، هواپیماسازی و غیره قرار گرفته است. همین مسأله باعث گردیده تا روش‌های قابلیت اعتماد، نظر محققان و نویسندگان آئین-نامه‌های طراحی را به خود معطوف نماید. امروزه تقریباً در مسائل متداول مهندسی از نظریه قابلیت اعتماد استفاده می‌گردد. پیشینه این روشها در سایر شاخه‌های مهندسی، نظیر مهندسی صنایع، مهندسی برق و مهندسی هسته‌ای نسبت به مهندسی سازه طولانی‌تر است.

با این حال نظریه قابلیت اعتماد کمک شایان توجهی در محاسبات و طراحی سازه‌ها در مهندسی سازه نموده است. در حال حاضر روش ضرایب بار و تقلیل مقاومت مطروح در آئین نامه‌های ایران، فاقد مطالعات آماری محلی است و ممکن است با توجه به مکان و شرایط ساخت، این ضرایب از جامعیت کافی برخوردار نباشند. به این ترتیب نظریه قابلیت اعتماد کمک می‌کند تا هر بنا با توجه به اهمیت و مکان ساخت آن با در نظر گرفتن عدم قطعیت‌ها، روش طراحی خاص و ایمنی متناسب با ارزش خود را احراز نماید. بنابراین لازم است فرمول‌های ریاضی برای لحاظ نمودن ایمنی و اطمینان در سازه‌ها تعریف گردند. [18]

در مسائل مهندسی عمدتاً یک سری عدم اطمینان‌هایی وجود دارد که بسته به ماهیت مسئله و نوع تحلیل آن، متفاوت است. به طور کلی انواع عدم اطمینان‌های موجود در یک مسئله را می‌توان به سه دسته عدم اطمینان فیزیکی، عدم اطمینان آماری و عدم اطمینان در مدل، طبقه‌بندی کرد. زمانی که

عوامل تصادفی در یک سازه زیاد می‌شوند، استفاده از یک مدل احتمالاتی به جای مدل قطعی ضروری است.



شکل (۱-۲): تفاوت بین مدل قطعی و مدل احتمالاتی

طراحی پیچیده‌تر سازه‌های امروزی، برآورد دقیق‌تر عدم قطعیت‌ها در مدل‌های کامپیوتری، بارها، هندسه، ویژگی‌های مواد، فرآیند تولید و عوامل محیطی را نیاز دارد. از مهم‌ترین عدم قطعیت‌هایی که یک مهندس در فازهای طراحی و اجرای سازه، با آن‌ها روبرو است می‌توان به عدم قطعیت در بارهای وارده، مقاومت و خصوصیات هندسی اشاره کرد. بر این اساس، در طراحی سازه با یک مسئله آماری با عدم قطعیت‌های مختلف روبرو هستیم.

با وجود اینکه روش‌هایی برای آنالیز احتمالاتی و بررسی عدم قطعیت‌های موجود وجود آمده‌اند اما باز هم برای طراحی سیستم‌های پیچیده از قوانین ساده مثل فاکتور ایمنی استفاده می‌کنند. این فرآیند طراحی به طور مستقیم، طبیعت تصادفی پارامترهای ورودی را در نظر نمی‌گیرد. به طور کلی ضریب ایمنی نسبت مقاومت مورد انتظار به بارهای مورد انتظار است. اما هم پارامتر مقاومت و هم پارامتر بار همانطور که گفته شد متغیر هستند و در محاسبه ضریب ایمنی فقط از مقدار میانگین هر کدام از این متغیرها استفاده می‌شود. هنگامی که میزان پراکندگی داده‌ها نسبت به میانگین زیاد باشد مقدار ضریب ایمنی مقداری کمتر از واحد می‌گیرد که استفاده از این ضریب در طراحی سازه درست نیست.

به طور کلی می‌توان گفت که فاکتور ایمنی یک ضریب محافظه کارانه است که منجر به طراحی‌های غیر اقتصادی می‌شود.

استفاده از روش‌های آماری می‌تواند دید بهتر و جامع‌تری را به مهندسان برای طراحی سازه‌ها بدهد. با استفاده از روش آنالیز حساسیت، یک مهندس می‌تواند به راحتی پارامتر مهم و تأثیر گذار در روند طراحی را پیدا کند. علاوه بر این، استفاده از روش‌های آماری می‌تواند باعث توسعه آیین‌نامه‌های طراحی سازه برای طراحی ایمن و کارآمدتر یک سازه شود. [19]

از جمله آیین‌نامه‌های مبتنی بر نظریه قابلیت اعتماد و انجمن‌های موجود در این زمینه می‌توان به انجمن آمریکایی ساختمان‌های فولادی (AISC، ۱۹۸۶، ۱۹۹۴)، روش طراحی ضرایب بار و مقاومت (LRFD)، آیین‌نامه طراحی پل‌های بزرگراه‌های انتاریو (OHBD، ۱۹۹۱، ۱۹۸۳، ۱۹۷۹)، انجمن آمریکایی بزرگراه و حمل و نقل (AASHTO، ۱۹۹۴، ۱۹۹۸)، آیین‌نامه طراحی پل‌های بزرگراهی در کانادا (۱۹۹۸) و مقررات آیین‌نامه‌های اروپایی (CEC، ۱۹۸۴) اشاره کرد. [20]

در این فصل ابتدا مروری بر تئوری قابلیت اعتماد و تحلیل احتمالاتی سازه‌ها انجام شده است و به عدم قطعیت موجود در تحلیل و طراحی ساختمان‌ها اشاره می‌شود و در ادامه به تشریح مشخصات آماری متغیرهای بار و مقاومت پرداخته شده است.

۲-۲ تحلیل احتمالاتی سازه‌ها^۱

تحلیل احتمالاتی بسط تحلیل یقین‌اندیشانه^۲ است، زیرا مقادیر یقین‌اندیشانه می‌توانند به عنوان متغیرهای تصادفی^۳ با ویژگی خاص معرفی شوند.

^۱ . Structural Probabilistic Analysis

^۲ . Deterministic Analysis

^۳ . Random Variables

از یک سازه انتظار می‌رود که در طول عمر مفیدش، کارکرد رضایت بخشی داشته باشد. به عنوان مثال، فرو نریزد یا نامطمئن نشود و نیازمندیهای عملکردی معین را برآورده سازد. به طور کلی در سیستمهای سازه‌ای احتمال بسیار کمی وجود دارد که این سیستمها مطابق انتظار ما عمل نکنند.

۳-۲ 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 به صورت 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 است، سنجید. یکی از بهترین تعریف‌هایی که برای قابلیت اعتماد از سوی مؤسسه ملی هوا و فضای آمریکا داده شده است چنین است: قابلیت اعتماد، احتمال عملکرد مناسب یا کفایت یک سیستم را تحت شرایط کاری از پیش تعیین شده و برای مدت زمان معین مشخص می‌کند. [21]

برای بدست آوردن قابلیت اعتماد لازم است مراحل زیر طی شود:

(۱) انتخاب یک سطح قابلیت اعتماد هدف

(۲) شناسایی مدهای خرابی مهم سازه

(۳) تجزیه مدهای خرابی در سیستم‌های سری یا سیستم‌های موازی به مولفه‌های مجزا

(۴) فرمول‌بندی توابع حالت حدی

(۵) تعیین متغیرهای تصادفی و پارامترهای یقین اندیشانه

(۶) تخمین قابلیت اعتماد

(۷) مقایسه قابلیت اعتماد سازه با قابلیت اعتماد هدف

(۸) ارزیابی نتیجه قابلیت اعتماد به وسیله تحلیل حساسیت.

۲-۴ مروری بر تعاریف آماری

همانطور که گفته شد روش قابلیت اعتماد، یک روش احتمالاتی است. در این بخش مفاهیم پایه علم آمار و احتمالات که در تحلیل احتمال اندیشانه به کار می‌رود، آورده شده است.

۲-۴-۱ متغیرهای تصادفی

مفهوم متغیر تصادفی ارتباط تنگاتنگی با رفتار یک تجربه یا آزمایش دارد. چنانچه آزمایشی چندین بار تحت شرایط تقریباً یکسانی انجام پذیرد و نتایج آزمایش یکسان باشد، متغیرهای اندازه‌گیری شده قطعی و یقین اندیشانه می‌باشند. ولی اگر نتایج آزمایش یکسان نباشد و دارای تغییرات باشد به آن متغیر تصادفی می‌گویند. تجربه نشان داده است که با توجه به عدم قطعیت‌های موجود، هر گاه در مهندسی سازه آزمایشی انجام پذیرد، هیچ گاه نتایج عددی یکسان نمی‌باشد. بنابراین انتخاب عوامل سازه‌ای به عنوان متغیرهای قطعی، صحیح به نظر نمی‌رسد و باید آنها را به صورت متغیر تصادفی در نظر گرفت. برای بیان مشخصات متغیرهای تصادفی، از توابع چگالی احتمال^۱ و توزیع تجمعی احتمال^۲ استفاده می‌شود. [21]

^۱ . PDF

^۲ . CDF

۲-۴-۲ میانگین^۱

میانگین یک متغیر تصادفی، مبنایی برای سنجش گرایش مرکزی یک متغیر تصادفی است. بنابراین مقادیر نزدیک به میانگین، محتمل‌ترین حوادثی هستند که ممکن است اتفاق بیفتند. [21]

$$\bar{X} = \sum_{i=1}^n x_i / n \quad (1-2)$$

۲-۴-۳ واریانس^۲

مبین میزان پراکندگی داده‌هاست و با تعبیر فیزیکی می‌توان آن را نظیر لنگر لختی سطح تلقی نمود. واریانس نمونه به صورت رابطه زیر تعریف می‌شود: [21]

$$\sigma_x^2 = (1/n) * \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{X})^2 \quad (2-2)$$

همچنین مقدار انحراف معیار^۳ مساوی ریشه دوم واریانس است.

$$\sigma_x = \sqrt{\text{Var}(x)} \quad (3-2)$$

۲-۴-۴ ضریب پراکندگی^۴

به صورت حاصل تقسیم انحراف معیار نمونه بر میانگین نمونه تعریف می‌شود.

$$V = \sigma_x / \bar{X} \quad (4-2)$$

پارامتر ضریب پراکندگی همواره مثبت در نظر گرفته می‌شود.

¹ . Average

² . Variance

³ . standard deviation

⁴ . Variance Coefficient

۵-۴-۲ تابع چگالی احتمال^۱

اگر چه نمودار فراوانی به لحاظ کیفی و کمی بسیار با ارزش است ولی برای توصیف داده‌ها در کارهای مهندسی بهتر است از یک تابع ریاضی پیوسته به نام تابع چگالی احتمال استفاده شود.

$$\Pr(x_a \leq X \leq x_b) = \int_{x_a}^{x_b} P(x) dx \quad (۵-۲)$$

یک تابع چگالی احتمال باید شرایط معینی را داشته باشد. اگر X و $P(x)$ به ترتیب متغیر تصادفی و تابع چگالی احتمال باشند و x برای مشخص کردن مقدار مشاهده شده X به کار رود، آنگاه شرایط زیر بایستی وجود داشته باشد:

(۱) تابع چگالی احتمال باید همواره بزرگتر یا مساوی صفر باشد.

$$P(x) \geq 0 \quad (۶-۲)$$

(۲) مساحت زیر تابع چگالی برابر واحد باشد.

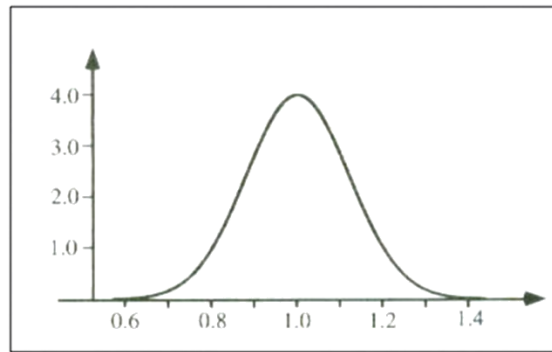
$$1 = \int_{-\infty}^{+\infty} P(x) dx \quad (۷-۲)$$

(۳) احتمال آنکه مقدار مشاهده شده متغیر تصادفی بین دو مقدار عددی مثل x_a و x_b قرار گیرد برابر است با:

$$\Pr(x_a \leq X \leq x_b) = \int_{x_a}^{x_b} P(x) dx \quad (۸-۲)$$

هر تابعی که سه شرط فوق را دارا باشد، می‌تواند به عنوان چگالی احتمال انتخاب شود. [20]

^۱ . Probability Density Function

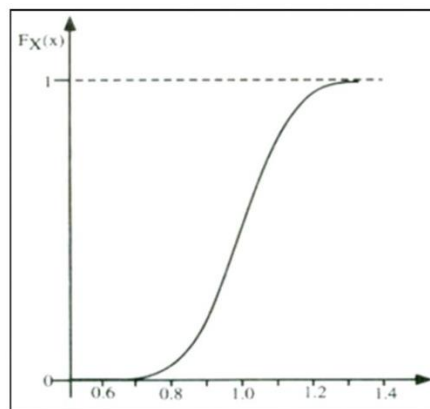


شکل (۲-۲): نمونه‌ای از تابع چگالی احتمال

۲-۴-۶ تابع توزیع تجمعی^۱

تابع توزیع تجمعی احتمال از انتگرال‌گیری تابع چگالی احتمال بدست می‌آید و مطابق رابطه زیر تعریف می‌شود: [20]

$$P(x_a) = \int_{x_a}^{x_b} P(x) dx = \Pr[X \leq x_a] \quad (۲-۹)$$



شکل (۲-۳): نمونه‌ای از تابع توزیع تجمعی

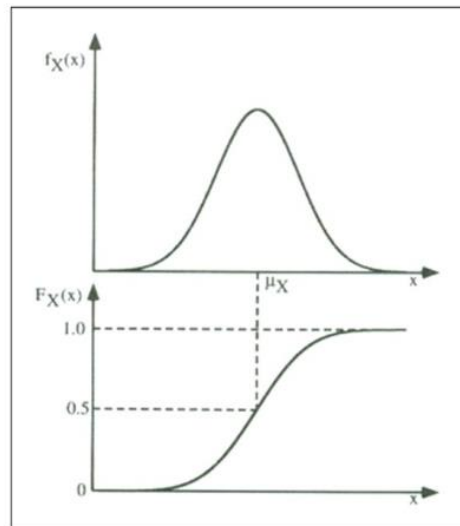
۲-۴-۷ متغیرهای تصادفی نرمال

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

$$f_x(x) = (1/\sigma_x \sqrt{2\pi}) \exp\left[(-1/2)(x - \mu_x / \sigma_x)^2\right] \quad (۲-۱۰)$$

^۱ . cumulative distribution function

که در آن μ_x ، σ_x به ترتیب بیانگر میانگین و انحراف معیار می‌باشند. شکل‌های زیر نشان‌دهنده تابع‌های چگالی احتمال و توزیع تجمعی برای یک متغیر تصادفی نرمال است.



شکل (۲-۴): نمودار PDF و CDF متغیر تصادفی نرمال

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

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

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

$$F_x(\mu_x - X) + F_x(\mu_x + X) = 1 \quad (۱۱-۲)$$

فرمول مشخص و دقیقی برای محاسبه تابع توزیع تجمعی توزیع نرمال وجود ندارد. اما جداولی وجود

دارند که مقدار CDF را برای مقادیر خاصی با مقدار میانگین $\mu_x = 0$ و $\sigma_x = 1$ ارائه داده‌اند. مقدار

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

را در فرمول فوق جایگزین کنیم فرمولی به دست می‌آید که به آن PDF توزیع نرمال استاندارد

می‌گویند و معمولاً آن را با $\phi(z)$ نشان می‌دهند: [20]

$$\phi(z) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \left[-\frac{1}{2}(z)^2 \right] = f_z(z) \quad (۱۲-۲)$$

CDF متغیر نرمال استاندارد به طور معمول با $\Phi(z)$ نشان داده می‌شود. همانطور که گفته شد به طور معمول از جداولی که در کتاب‌های آماری و قابلیت اعتماد وجود دارد برای تعیین مقدار CDF استفاده می‌شود اما روابط و فرمول‌هایی برای تعیین مقدار CDF وجود دارد که این روابط در مرجع [23] موجود می‌باشد.

$$F(z) \approx \frac{1}{1 + e^{-(0.0705z^3 + 1.597z)}} \quad (13-2)$$

۲-۴-۸ متغیرهای تصادفی لگ نرمال

فرض می‌شود که متغیر تصادفی X مثبت بوده و متغیر تصادفی Y نیز برابر $Y = \ln(X)$ تعریف شود، اگر متغیر تصادفی Y دارای توزیع نرمال با میانگین μ_x و انحراف معیار σ_x باشد می‌گوییم X دارای توزیع لگ نرمال است. به عبارتی اگر لگاریتم هر متغیر تصادفی دارای توزیع نرمال باشد، آنگاه توزیع آن متغیر تصادفی لگ نرمال خواهد بود. تابع چگالی احتمال برای متغیر تصادفی لگ نرمال به صورت زیر است: [20]

$$f_X(x) = \left(\frac{1}{x\sigma_{\ln(x)}} \right) \phi\left(\frac{\ln(x) - \mu_{\ln(x)}}{\sigma_{\ln(x)}} \right) \quad (14-2)$$

$$\sigma_{\ln(x)}^2 = \ln(V_x^2 + 1) \quad (15-2)$$

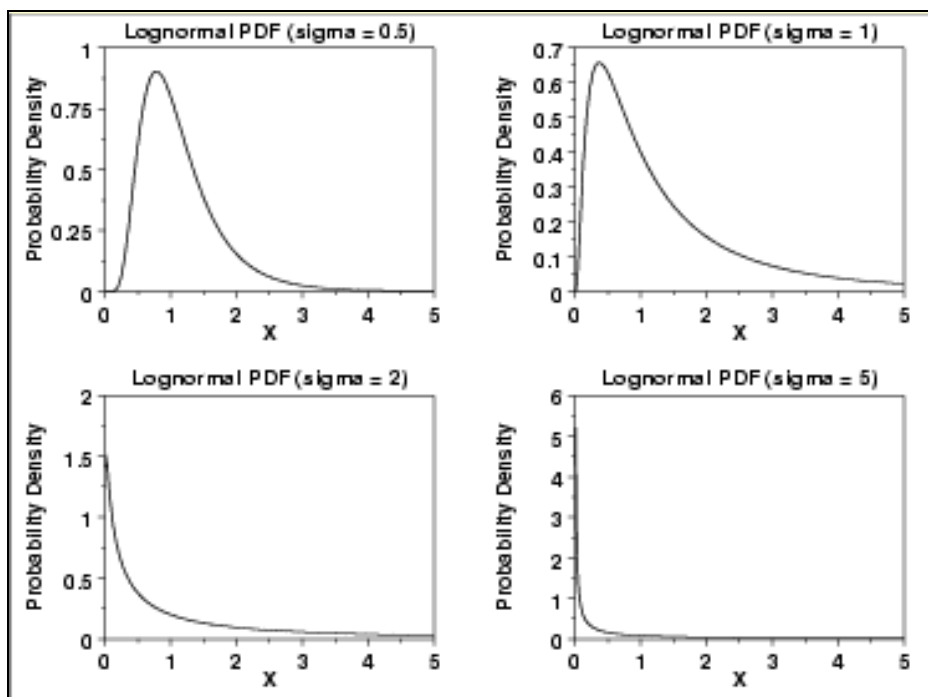
$$\mu_{\ln(x)} = \ln(\mu_x) - \frac{1}{2} \sigma_{\ln(x)}^2 \quad (16-2)$$

اگر مقدار ضریب پراکندگی کمتر از 0.2 باشد، می‌توان از فرمول‌های تقریبی زیر استفاده کرد:

$$\mu_{\ln(x)} \approx \ln(\mu_x) \quad (17-2)$$

$$\sigma_{\ln(x)}^2 \approx V_x^2 \quad (18-2)$$

در شکل زیر شکل تابع چگالی احتمال تابع لگ نرمال به همراه تغییرات مقدار انحراف استاندارد آن آورده شده است.



شکل (۵-۲): PDF توزیع لگ نرمال با انحراف معیارهای مختلف

۹-۴-۲ توزیع گاما

تابع چگالی احتمال یک متغیر تصادفی گاما به صورت رابطه زیر تعریف می‌شود.

$$f_X(x) = \frac{\lambda(\lambda x)^{k-1} e^{-\lambda x}}{\Gamma(k)} \quad \text{for } x \geq 0 \quad (۱۹-۲)$$

که λ و k پارامترهای توزیع هستند. تابع $\Gamma(k)$ (تابع گاما) طبق رابطه زیر تعریف می‌شود:

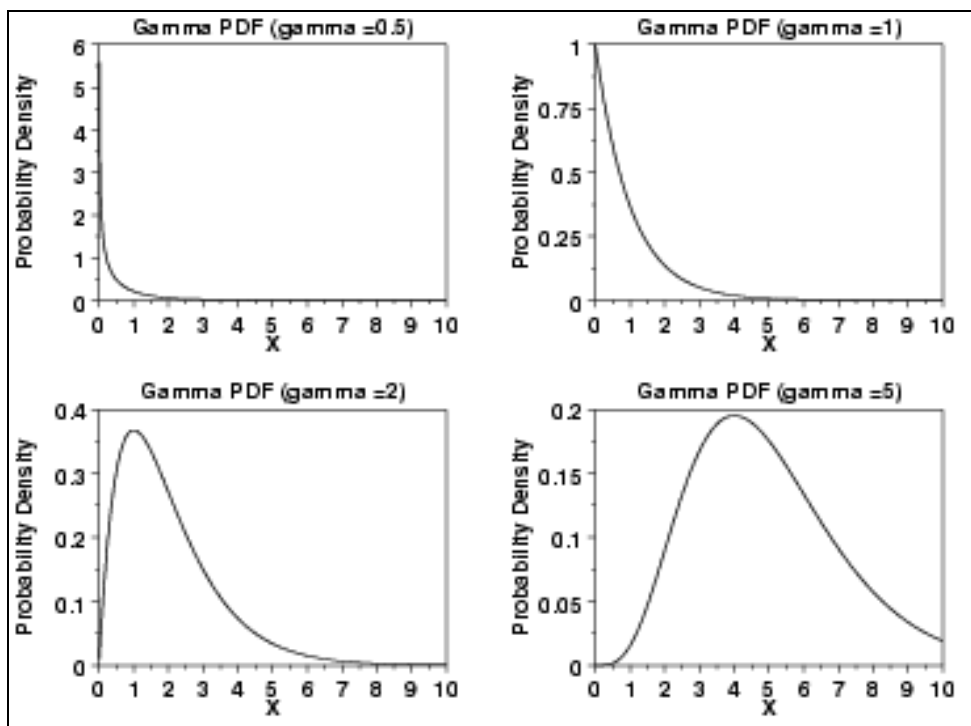
$$\Gamma(k) = \int_0^{\infty} e^{-u} u^{k-1} du \quad (۲۰-۲)$$

مقادیر تابع گاما را می‌توان از جداول مخصوص موجود در کتاب‌های آماری و قابلیت اعتماد و یا از

بسط زیر به دست آورد:

$$\frac{1}{\Gamma(k)} = k e^k \left[\left(1 + \frac{k}{1}\right) e^{-k} \right] \left[\left(1 + \frac{k}{2}\right) e^{-\frac{k}{2}} \right] \left[\left(1 + \frac{k}{3}\right) e^{-\frac{k}{3}} \right] \dots \quad (۲۱-۲)$$

که γ ثابت اول و برابر $۰/۵۷۷۲۱۵۶۶۵$ است. منحنی تابع ریاضی گاما به صورت زیر است:



شکل (۲-۶): تأثیر مقدار عددی گاما بر روی شکل pdf

توجه شود که به ازای مقادیر صحیح k ، تابع گاما را می‌توان از رابطه‌ی ساده‌تر زیر به دست آورد:

$$\Gamma(k) = (k-1)(k-2)\dots(2)(1) = (k-1)! \quad (2-22)$$

$$\Gamma(k+1) = \Gamma(k)k \quad (2-23)$$

میانگین و واریانس تابع چگالی احتمال گاما به صورت زیر تعیین می‌گردد:

$$\mu_k = \frac{k}{\lambda} \quad (2-24)$$

$$\sigma_k^2 = \frac{k}{\lambda^2} \quad (2-25)$$

تابع توزیع تجمعی احتمال گاما از رابطه‌ی زیر به دست می‌آید:

$$f_x(x) = \frac{\Gamma(k, \lambda x)}{\Gamma(k)} \quad (2-26)$$

که مقدار صورت این تابع از رابطه زیر قابل محاسبه است:

$$\Gamma(k, x) = k^{-1} x^k e^{-x} \left[1 + \left(\frac{x}{k+1} \right) + \left(\frac{x^2}{(k+1)(k+2)} \right) + \left(\frac{x^3}{(k+1)(k+2)(k+3)} \right) + \dots \right] \quad (27-2)$$

لازم به ذکر است برای بدست آوردن پارامترهای تابع توزیع گاما ابتدا با برابر قرار دادن مقدار میانگین و واریانس می‌توان مقادیر k و λ را به صورت زیر محاسبه و سپس در توابع PDF و CDF قرار داد:

[25,24]

$$K = \frac{1}{V^2} \quad (28-2)$$

$$\lambda = \frac{K}{V^2} \quad (29-2)$$

۲-۴-۱۰ توزیع حدی نوع I'

توزیع‌های مقدار حدی همانطور که از نام آنها مشخص است برای توصیف کردن مقادیر حدی طبیعت احتمالی (مقادیر حداکثر و حداقل) برخی پدیده‌ها مورد استفاده قرار می‌گیرند. توزیع حدی نوع I گاهی به عنوان توزیع گامبل^۲، فیشر^۳، تی پت نوع I نیز شناخته می‌شود و به شکل زیر مورد استفاده قرار می‌گیرد: [20]

$$f_x(x) = \alpha e^{-\alpha(x-u)} e^{-\alpha(x-u)} \quad \text{for } -\infty \leq x \leq \infty \quad (30-2)$$

$$F_x(x) = e^{-e^{-\alpha(x-u)}} \quad (31-2)$$

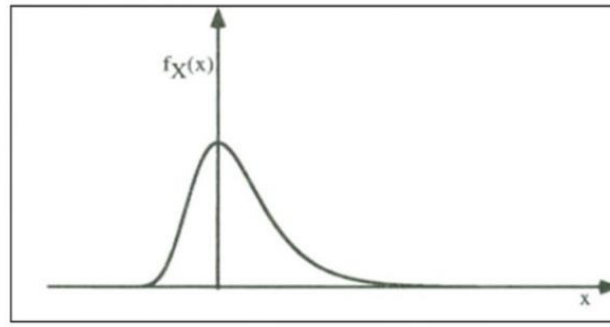
$$\alpha \approx \frac{1.282}{\sigma_x} \quad (32-2)$$

$$u = \mu_x - 0.45\sigma_x \quad (33-2)$$

¹ . Extreme Type 1

² . Gumbel Distribution

³ . Fisher



شکل (۷-۲): نمونه ای از تابع چگالی احتمال توزیع حدی نوع I

تابع معکوس این توزیع به صورت زیر است:

$$F_x(x) = u - \frac{\ln(-\ln(u_i))}{\alpha} \quad (۳۴-۲)$$

۱۱-۴-۲ توزیع حدی نوع II^۱

این نوع توزیع گاهی اوقات بهترین تقریب برای توزیع بار زلزله است. تابع چگالی احتمال و تابع توزیع تجمعی آن به صورت زیر تعریف می‌شود:

$$F_x(x) = e^{-\left(\frac{u}{x}\right)^k} \quad \text{for } 0 < x \leq \infty \quad (۳۵-۲)$$

$$f_x(x) = \frac{k}{u} \left(\frac{u}{x}\right)^{k+1} e^{-\left(\frac{u}{x}\right)^k} \quad (۳۶-۲)$$

که u و k پارامترهای توزیع هستند. مقدار میانگین و واریانس این توزیع به صورت زیر محاسبه می‌شود:

$$\mu_x = u\Gamma\left(1 - \frac{1}{k}\right) \quad \text{for } k > 1 \quad (۳۷-۲)$$

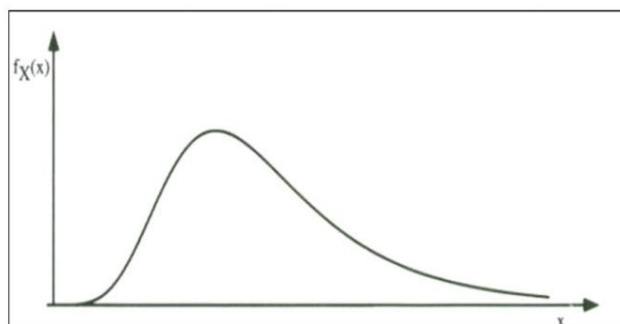
$$\sigma_x^2 = u^2 \left[\Gamma\left(1 - \frac{2}{k}\right) - \Gamma^2\left(1 - \frac{1}{k}\right) \right] \quad \text{for } k > 2 \quad (۳۸-۲)$$

^۱. Extreme Type II

ضریب تغییرات تابع را می‌توان از رابطه زیر به دست آورد:

$$v_x^2 = \frac{\Gamma(1 - \frac{2}{k})}{\Gamma^2(1 - \frac{1}{k})} - 1 \quad k > 2 \quad (39-2)$$

رابطه فوق فقط تابعی از k بوده و بنابراین در صورتی که از مشاهدات آماری مقدار ضریب تغییرات تعیین شود، می‌توان از این رابطه جهت تعیین k استفاده کرد.



شکل (۸-۲): نمونه‌ای از تابع چگالی احتمال تابع توزیع حدی نوع II

معکوس تابع توزیع تجمعی این تابع به شکل زیر است: [20]

$$F_x(x) = \frac{u}{-\ln(u_i)^{1/k}} \quad (40-2)$$

۵-۲ تابع حالت حدی

یک دیدگاه رسمی از حاشیه ایمنی به حالت حدی نهایی مربوط می‌شود. به عنوان مثال یک مد از گسیختگی تیر وقتی می‌تواند واقع شود که لنگر ناشی از بارها، از ظرفیت لنگر خمشی تجاوز نماید. اگر فرض شود که R بیانگر مقاومت (ظرفیت لنگر خمشی) و Q بیانگر اثر بار (لنگر کل اعمال شده بر تیر مفروض) باشد برای این مد گسیختگی می‌توان یک تابع عملکرد یا تابع حالت حدی به صورت رابطه زیر تعریف نمود:

$$g(R, Q) = R - Q \quad (41-2)$$

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) و 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 ترم های تابع عملکرد به صورت زیر بیان کرد:

$$P_f = P(R - Q < 0) = P(g < 0) \quad (42-2)$$

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

اگر مقاومت $\leq$ تأثیر بار در این صورت سازه ایمن است.

اگر مقاومت $>$ تأثیر بار در این صورت سازه گسیخته می شود.

حالت سازه را می توان 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 $g(X_1, X_2, \dots, X_n)$ است به گونه ای که:

$$g(X_1, X_2, \dots, X_n) > 0 \quad \text{یک سازه ایمن} \quad (43-2)$$

$$g(X_1, X_2, \dots, X_n) = 0 \quad \text{حالت بین سلامت و عدم سلامت (مرز)} \quad (44-2)$$

$$g(X_1, X_2, \dots, X_n) < 0 \quad \text{یک سازه گسیخته شده} \quad (45-2)$$

هر تابع حالت حدی به یک حالت حدی مخصوص مربوط می شود. حالات حدی متفاوت، توابع حالت حدی متفاوتی را نتیجه می دهد. [20]

۲-۶ روشهای تعیین شاخص قابلیت اعتماد

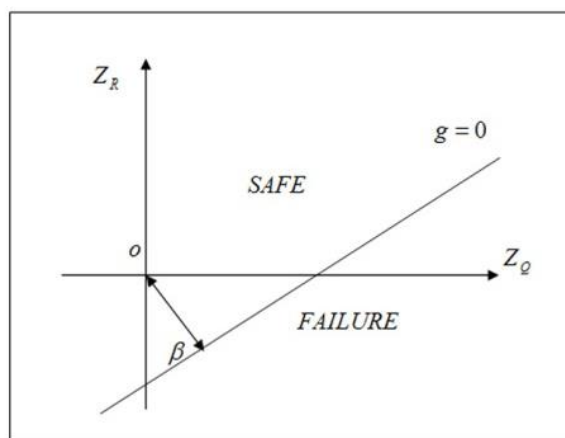
۲-۶-۱ شاخص قابلیت اعتماد^۱

در روشهای تقریبی مرتبه اول لنگردوم، متغیرهای تصادفی تنها به وسیله دو ممان ابتدایی آنها یعنی میانگین و واریانس توصیف می‌شوند و تابع حالت حدی برای محاسبه شاخص قابلیت اعتماد، خطی سازی می‌شود. در ارزیابی لنگرهای اول و دوم تابع خرابی (میانگین و واریانس) تقریب مرتبه اول به کار می‌رود. در حالتی که تابع خرابی غیر خطی باشد، از بسط سری تیلور برای خطی کردن آن استفاده می‌شود. [17]

کرنل در سال ۱۹۶۹، با فرض تابع چگالی احتمال نرمال برای تابع حالت حدی، شاخص قابلیت اعتماد یا شاخص ایمنی را به صورت زیر تعریف کرد:

$$\beta = \frac{\mu_M}{\sigma_M} \quad (۲-۴۶)$$

که در آن μ_M و σ_M به ترتیب، میانگین و انحراف معیار تابع حاشیه ایمنی M می‌باشد. β ، معکوس ضریب پراکندگی M است. تعریف دیگری از شاخص قابلیت اعتماد، اینکه کوتاهترین فاصله از مبدأ تا خط $g=0$ در مختصات Z_Q ، Z_R شاخص قابلیت اعتماد نامیده می‌شود. این تعریف که توسط هاسوفر و لیند^۲ در سال ۱۹۷۴ ارائه شد در شکل زیر نشان داده شده است:



شکل (۲-۹): تعریف شاخص ایمنی

^۱ . Reliability Index

^۲ . Hasofer & Lind

بنابراین شاخص قابلیت اعتماد (کوتاهترین فاصله)، از رابطه زیر بدست می‌آید:

$$\beta = \frac{\mu_R - \mu_Q}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_Q^2}} \quad (47-2)$$

در صورتی که متغیرهای تصادفی ظرفیت R و تقاضای Q، توزیع نرمال داشته باشند شاخص قابلیت اعتماد و احتمال خرابی با رابطه زیر به یکدیگر وابسته هستند:

$$\beta = -\Phi^{-1}(P_f) \dots or \dots P_f = \Phi(-\beta) \quad (48-2)$$

در ادامه روش‌های مختلف محاسبه شاخص قابلیت اعتماد آورده شده است.

۲-۶-۲ روش‌های تحلیلی

۱-۲-۶-۲ روش مقدار میانگین^۱

• توابع حالت حدی خطی^۲

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

$$g(x_1, x_2, \dots, x_n) = a_0 + a_1 x_1 + a_2 x_2 + \dots + a_n x_n = a_0 + \sum_{i=1}^n a_i x_i \quad (49-2)$$

در فرمول فوق ترم‌های a_i ثابت و متغیرهای تصادفی X_i غیر همبسته می‌باشد. مقدار β برای معادله

$$\beta = \frac{a_0 + \sum_{i=1}^n a_i \mu_{xi}}{\sqrt{\sum_{i=1}^n (a_i \sigma_{xi})^2}} \quad (50-2)$$

بالا بصورت زیر بدست می‌آید:

β بدست آمده از این رابطه، وابسته به میانگین و انحراف معیار متغیرهای تصادفی است. از این رو این

β شاخص قابلیت اعتماد لنگر دوم نامیده می‌شود. این فرمول وقتی دقیق است که متغیرهای تصادفی

همگی دارای توزیع نرمال و غیر وابسته باشند. در غیر این صورت این معادله تنها یک مقدار حدودی

برای β می‌دهد. [20]

^۱ . Median Value Method

^۲ . Linear Limit State Functions

• توابع حالت حدی غیر خطی^۱

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

بسط سری تیلور به صورت زیر می‌باشد:

$$g(X_1, X_2, \dots, X_n) \approx g(x_1^*, x_2^*, \dots, x_n^*) + \sum_{i=1}^n (X_i - x_i^*) \frac{\partial g}{\partial X_i} \Big|_{\text{evaluated at } (x_1^*, x_2^*, \dots, x_n^*)} \quad (51-2)$$

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

$$g(X_1, X_2, \dots, X_n) \approx g(\mu_{x_1}, \mu_{x_2}, \dots, \mu_{x_n}) + \sum_{i=1}^n (X_i - \mu_{x_i}) \frac{\partial g}{\partial X_i} \Big|_{\text{evaluated at mean value}} \quad (52-2)$$

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

$$\beta = \frac{g(\mu_{x_1}, \mu_{x_2}, \dots, \mu_{x_n})}{\sqrt{\sum_{i=1}^n (a_i \sigma_{x_i})^2}} \quad \text{where } a_i = \frac{\partial g}{\partial X_i} \Big|_{\text{evaluated at mean value}} \quad (53-2)$$

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

که تشریح اسم طولانی آن بدین صورت است که :

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

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

میانگین برای اینکه بسط سری تیلور حول مقدار میانگین حساب شده است. [20]

¹ . Non Linear Limit State Functions

۲-۲-۶-۲ روش هاسوفر-لیند

این روش ماتریسی شامل گام‌های زیر است :

(۱) برای تمام متغیرهای تصادفی موجود در مسئله تابع حالت حدی و پارامترهای مربوطه را تعیین می‌کنیم.

(۲) بدست آوردن یک نقطه طراحی $\{X_i^*\}$ بوسیله فرض کردن مقادیری برای $n-1$ متغیر تصادفی X_i (معمولاً مقدار میانگین آنها را انتخاب می‌کنیم) و حل معادله $g = 0$ برای متغیر تصادفی باقیمانده. با استفاده از رابطه زیر متغیر اصلاح شده Z_i^* مربوطه به هر متغیر طراحی را بدست می‌آوریم:

$$Z_i^* = \frac{X_i^* - \mu_{X_i}}{\sigma_{X_i}} \quad (54-2)$$

(۳) با استفاده از معادله (۵۵-۲)، مشتقات جزئی تابع حالت حدی را نسبت به متغیرهای اصلاح شده را تعیین می‌کنیم. برای راحتی یک بردار ستون $\{G\}$ را به عنوان برداری که درایه‌هایش همان مشتقات جزئی ضرب شده در عدد (۱-) باشند تعریف می‌کنیم.

$$\beta \text{ محاسبه تخمینی } G = \begin{Bmatrix} G_1 \\ G_2 \\ \vdots \\ G_n \end{Bmatrix} \quad \text{where } G_i = -\frac{\partial g}{\partial Z_i} \bigg|_{\text{evaluated at design point}} \quad (55-2)$$

طبق فرمول زیر :

$$\beta = \frac{\{G\}^T \{Z^*\}}{\sqrt{\{G\}^T \{G\}}} \quad \text{where } Z^* = \begin{Bmatrix} Z_1^* \\ Z_2^* \\ \vdots \\ Z_n^* \end{Bmatrix} \quad (56-2)$$

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

$$\{\alpha\} = \frac{\{G\}}{\sqrt{\{G\}^T \{G\}}} \quad (57-2)$$

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

$$z_i^* = \alpha_i \beta \quad (58-2)$$

(۵) با استفاده از رابطه (۵۹-۲) برای $(n-1)$ متغیر، مقادیر نقاط طراحی را تعیین می‌کنیم:

$$X_i^* = \mu_{X_i} + z_i^* \sigma_{X_i} \quad (59-2)$$

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

(۷) تکرار گام‌های ۳ - ۹ تا وقتی که β و نقاط طراحی همگرا شوند. [20]

۲-۶-۳ روش راکویتز-فیسلر^۱

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

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

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

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

¹ . Rackwitz-Fiessler Procedure

محاسبه‌ی میانگین و انحراف معیار معادل نرمال، برای آنها نمی باشد، چرا که میانگین و انحراف معیار معادل اینگونه متغیرها با مقدار اولیه‌شان برابر می باشد.

$$\mu_X^e = X^* - \sigma_X^e [\Phi^{-1}(F_X(X^*))] \quad (۶۰-۲)$$

$$\sigma_X^e = \frac{1}{f_X(X^*)} \phi\left(\frac{X^* - \mu_X^e}{\sigma_X^e}\right) = \frac{1}{f_X(X^*)} \phi[\Phi^{-1}(F_X(X^*))] \quad (۶۱-۲)$$

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

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

$$Z_i^* = \frac{X_i^* - \mu_{X_i}^e}{\sigma_{X_i}^e} \quad (۶۲-۲)$$

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

$$\{G\} = \begin{Bmatrix} G_1 \\ G_2 \\ \vdots \\ G_n \end{Bmatrix} \longrightarrow G_i = - \frac{\partial g}{\partial Z_i} \Big|_{\text{evaluated at designpoint}} \quad (۶۳-۲)$$

$$\frac{\partial g}{\partial Z_i} = \frac{\partial g}{\partial X_i} \cdot \frac{\partial X_i}{\partial Z_i} = \frac{\partial g}{\partial X_i} \sigma_{X_i}^e \quad (۶۴-۲)$$

۶) یک مقدار تقریبی برای β با استفاده از فرمول زیر بدست می‌آوریم.

$$\beta = \frac{\{G\}^T \{Z^*\}}{\sqrt{\{G\}^T \{G\}}} = \dots \rightarrow \{Z^*\} = \begin{Bmatrix} Z_1^* \\ Z_2^* \\ \vdots \\ Z_n^* \end{Bmatrix} \quad (65-2)$$

بالا نویس T در رابطه نشان دهنده ی ترانهاده می باشد.

برای توابعی که بصورت خطی باشند، معادله به شکل ساده ی زیر در می آید.

$$\beta = \frac{a_0 + \sum_{i=1}^n a_i \mu_{X_i}^e}{\sqrt{\sum_{i=1}^n (a_i \sigma_{X_i}^e)^2}} \quad (66-2)$$

۷) بردار ستونی $\{\alpha\}$ را که شامل ضرایب حساسیت می شود، با استفاده از معادله ی زیر بدست می آوریم:

$$\{\alpha\} = \frac{\{G\}}{\sqrt{\{G\}^T \{G\}}} \quad (67-2)$$

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

$$Z_i^* = \alpha_i \beta \quad (68-2)$$

۹) برای $(n-1)$ مؤلفه از نقطه ی طراحی در دستگاه متغیرهای کاهش یافته، $(n-1)$ مؤلفه متناظر با آن (X_i^* ها) را در دستگاه اصلی بدست می آوریم.

$$X_i^* = \mu_{X_i} + Z_i^* \sigma_{X_i} \quad (69-2)$$

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

۱۱) مراحل (۳) تا (۱۰) را آنقدر تکرار می کنیم ، تا مقادیر β و X_i^* همگرا شوند. [20]

۲-۶-۳ روش‌های عددی^۱

۲-۶-۳-۱ روش مونت کارلو^۲

یکی از روش‌های قدرتمند و در عین حال ساده عددی در تعیین احتمال خرابی اعضا، روش مونت کارلو می‌باشد. اساس آنالیز مونت کارلو در تولید مجموعه‌ای از اعداد تصادفی است. اعداد تصادفی تولید شده یکنواخت دارای این خاصیت هستند که برای فاصله‌ای انتخابی (برای مثال از ۰ تا ۱) احتمال وقوعشان در هر جای این فاصله یکسان است، لذا این اعداد تصادفی دارای تابع چگالی احتمال یکنواخت می‌باشند. از معایب این روش حجم عملیات عددی زیاد و وقت‌گیر بودن آن است. چرا که به عنوان مثال اگر میزان خرابی یک عضو سازه‌ای را با استفاده از روش‌های تحلیلی برای تابع حالت حدی مشخصی در حدود ۰/۰۱ تخمین بزنیم، طبق رابطه زیر برای رسیدن به چنین احتمالی خرابی-ای، باید در حدود ۹۹۰۰ مقدار تصادفی مورد ارزیابی قرار گیرند.

$$N = \frac{1 - P_{true}}{V_{\bar{P}}^2(P_{true})} = \frac{1 - 10^{-2}}{(0.1)^2(10^{-2})} = 9900 \quad (2-70)$$

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

آنالیز مونت کارلو ابزاری است که ما را به تحلیل آماری عدم قطعیت‌های موجود در مسائل مهندسی قادر می‌سازد. این روش بخصوص در مسائل پیچیده که متغیرهای تصادفی زیادی توسط معادلات غیر خطی به یکدیگر مرتبط شده‌اند، بسیار مفید می‌باشد. [20]

^۱ . Numerical Methods

^۲ . Monte Carlo Method

۲-۶-۳-۱-۱ دقت تخمینهای احتمالاتی

در روشهای شبیهسازی دانستن این نکته که تخمینهای احتمالاتی، به راستی تنها یک تخمین هستند، مهم است. این تخمین با افزایش تعداد نمونههای شبیهسازی بهبود می‌یابد. در این قسمت تلاش می‌شود تا رابطه عدم قطعیت در احتمالات تخمینی و تعداد شبیهسازها مشخص شود.

احتمال تخمینی $\bar{P}$ بصورت نسبت $\frac{n}{N}$ محاسبه شده است. N تعداد کل شبیهسازها و n تعداد دفعاتی (از N شبیهسازی) که از یک معیار خاص تبعیت کرده‌اند، است. این تخمین، از یک نمونه شبیهسازی به نمونه دیگر تفاوت دارد. یعنی اینکه با هر بار انجام فرایند کامل شبیهسازی، محتمل است مقدار n متفاوت از اجرای قبلی بدست آید. بنابراین احتمال تخمینی بعنوان یک متغیر تصادفی با میانگین، انحراف معیار و ضریب پراکندگی مختص به خودش رفتار می‌کند.

P_{true} بعنوان احتمال صحیح نظری که با محاسبه $\bar{P}$ بدنبال تخمین آن هستیم، در نظر گرفته می‌شود. قابل مشاهده است که مقدار مورد نظر، واریانس و ضریب پراکندگی احتمال تخمینی $\bar{P}$ بصورت زیر بدست می‌آید [20]:

$$E[\bar{P}] = P_{true} \quad (71-2)$$

$$\sigma_p^2 = \frac{1}{N} [P_{true}(1 - P_{true})] \quad (72-2)$$

$$V_{\bar{P}} = \sqrt{\frac{(1 - P_{true})}{N(P_{true})}} \quad (73-2)$$

مشاهده می‌شود که عدم قطعیت در تخمین احتمال با افزایش تعداد کل شبیهسازها کاهش می‌یابد. این روابط راهی برای تعیین تعداد شبیهسازهای مورد نیاز بر اساس تخمین احتمال مورد نظر فراهم می‌کند.

از روابط بالا نتیجه می‌شود:

$$N = \frac{1 - P_{true}}{V_{\bar{P}}^2(P_{true})} \quad (74-2)$$

همچنین Shooman (1968) رابطه زیر را برای درصد خطا روی احتمال خرابی تخمینی پیشنهاد می-کند:

$$\text{درصد خطا} = 200 \left[\frac{1 - P_f}{N(P_f)} \right]^{\frac{1}{2}} \quad (۷۵-۲)$$

که N مورد نیاز را می توان از آن نتیجه گرفت. [20]

۲-۶-۳ روش نمونه فوق مکعب Latin

روش فوق مکعب Latin، یک شیوه برای تقلیل تعداد شبیه سازی های لازم برای دستیابی به نتایج منطقی می باشد. در این روش محدوده مقادیر ممکن هر متغیر تصادفی ورودی به طبقاتی افراز می-شود و یک مقدار از هر طبقه بطور تصادفی بعنوان یک نماینده انتخاب می شود. آنگاه مقادیر نماینده برای هر متغیر تصادفی به گونه ای ترکیب می شوند که هر مقدار نماینده یک و فقط یک بار در فرایند شبیه سازی در نظر گرفته می شود. [20]

۲-۷ میزان اعتماد در ضوابط LRFD

غرض از میزان اعتماد، تخمین درصد زمانهایی است که در طول عمر سازه (مثلاً ۵۰ سال)، مقاومت آن بیشتر یا مساوی حداکثر بارهای وارد بر آن است. ابتدا باید کلمه گسیختگی را به نحوی که مورد نظر است تعریف نماییم. فرض کنید که طراحی ادعا کند که میزان اعتماد در طرح او ۹۹/۷ درصد است. این بدان معناست که اگر این طراح بتواند یک هزار طرح ایجاد کند، احتمال دارد سه طرح او در طی یک دوران ۵۰ ساله تحت اضافه بار ناخواسته قرار گرفته و گسیخته شود. البته درصد ۹۹/۷ به این معنا نیست که ۳ واحد از ۱۰۰۰ واحد فرو خواهند ریخت بلکه این سازه ها تحت بار وارده در حیطه خمیری فولاد و یا حتی به حیطه سختی

مجدد کرنشی خواهد رسید و لذا تغییر شکل قطعه در اثر اضافه بار بالا بوده و سازه در ناحیه‌ای از خود ممکن است آسیب ببیند. با توجه به علم آمار و احتمالات انتظار میزان اطمینان صددرصد امری محال است.

بر اساس محاسبات مربوط به میزان اعتماد، سعی شده است که مقادیر β سازگاری را برای LRFD حفظ کنند. این مقادیر به شرح زیر است: [26]

۱- مقدار $\beta = 3$ برای قطعات تحت بارگذاری ثقلی

۲- مقدار $\beta = 4.5$ برای اتصالات (یعنی اتصالات باید همواره محکمتر از قطعات باشند)

۳- مقدار $\beta = 2.5$ برای قطعات تحت بار ثقلی و بار باد (یعنی ضریب اطمینان برای بارهای جانبی که به صورت موقت اثر می‌کنند نباید به میزان ضریب اطمینان برای بارهای ثقلی باشد).

۴- مقدار $\beta = 1.75$ برای قطعات تحت بار ثقلی و بار زلزله

۸-۲ مشخصات آماری متغیرهای بار و مقاومت

بنا به دلایل مختلف از قبیل عدم قطعیت و پراکندگی هر کدام از متغیرها و همچنین عدم قطعیت‌های موجود در معادلات طراحی، مقاومت یک عضو فولادی ممکن است عملاً با مقدار محاسبه شده یا مقدار اسمی آن متفاوت باشد. همچنین عدم قطعیت‌های موجود در بارهای وارده، عملاً مقدار واقعی بار را با مقدار اسمی آن متفاوت می‌کند که در نتایج طراحی بسیار مؤثر است. بعضی از عدم قطعیت‌ها اهمیت بسیاری در فرآیند تعیین شاخص قابلیت اعتماد دارند و برخی دیگر اثر آنها به گونه‌ای کم است که می‌توان از آنها چشم‌پوشی کرد. عدم قطعیت‌ها بسته به نوع کنترل کیفیت و شرایط آب و هوایی و اقلیمی، اثرات متفاوتی بر قابلیت اعتماد می‌گذارند. متغیرهای آماری موجود در اعضای فولادی را می‌توان به دو دسته کلی متغیرهای بار و متغیرهای مقاومت تقسیم نمود.

۲-۸-۱ مدل‌های بار

یک بار کلی Q_i که برای انجام تحلیل ایمنی باید مدل شود، توسط رابطه زیر بیان می‌شود:

$$Q_i = A_i \cdot B_i \cdot C_i \quad (۷۶-۲)$$

در این رابطه A_i بیانگر خود بار، B_i بیانگر تغییر ناشی از مدی که فرض شده بار به آن صورت عمل می‌کند و C_i هم بیانگر تغییر ناشی از روش‌های تحلیل می‌باشد. برای انجام تحلیل ایمنی یک تیر، دانستن حداقل مقادیر میانگین و واریانس Q_i احتیاج می‌باشد. میانگین، ضریب انحراف و ضریب تغییرات Q_i به صورت زیر می‌باشد: [20]

$$\mu_Q \approx \mu_A \cdot \mu_B \cdot \mu_C \quad (۷۷-۲)$$

$$\lambda_Q \approx \lambda_A \cdot \lambda_B \cdot \lambda_C \quad (۷۸-۲)$$

$$V_Q \approx \sqrt{V_A^2 + V_B^2 + V_C^2} \quad (۷۹-۲)$$

۲-۸-۱-۱ بار مرده

بار مرده در طراحی عموماً بصورت ثقلی به سازه وارد می‌شود که شامل وزن اجزاء سازه و وزن قسمت‌های غیر سازه‌ای که بطور دائم به سازه متصل هستند می‌باشد. بار مرده از توزیع احتمالی نرمال پیروی می‌کند و فرض می‌شود شدت آن در طول عمر سازه مقداری ثابت است.

جدول (۱-۱) برخی پارامترهای احتمالی این نوع بار را نشان می‌دهد. [20]

جدول (۱-۲): پارامترهای آماری بار مرده

نوع سازه	ضریب انحراف بار مرده	انحراف معیار بار مرده	ضریب تغییرات بار مرده
ساختمان‌ها	۱/۰۰	۰/۰۹-۰/۰۶	۰/۱۰-۰/۰۸
پل‌ها	۱/۰۵-۱/۰۳	۰/۰۸-۰/۰۴	۰/۱۰-۰/۰۸

۲-۸-۱-۲ بار زنده

۲-۸-۱-۲ بار زنده طراحی

بار زنده نشان دهنده وزن افراد، مبلمان، پارتیشن‌های متحرک، اسباب و اثاث و... می‌باشد که معمولاً به صورت بار گسترده یکنواخت فرض می‌شود. بزرگی بار زنده بستگی به کاربرد فضای اشغال شده دارد. برای مثال شدت بار زنده طبق ASCE / ANSI Standard 7.95 از 10 psf (0.48 kn/m^2) برای اتاق‌های مسکونی تا 250 psf (11.97 kn/m^2) برای انبارهای روی سقف می‌باشد.

ASCE 7.95 ضریب تقلیل شدت بار زنده را تابعی از سطح تأثیر معرفی می‌کند. سطح تأثیر و سطح بارگیر باهم متفاوتند، سطح بارگیر برای محاسبه بار زنده تیرها و ستون‌ها بکار می‌رود و سطح تأثیر برای مشخص نمودن ضریب کاهش شدت بار زنده به کار می‌رود.

وقتی سطح تأثیر (A_I) بزرگتر از 400 ft^2 (37.16 m^2) باشد مقدار بار زنده طراحی (اسمی) L_n از رابطه زیر بدست می‌آید.

$$L_n = L_0 \cdot \left(0.25 + \frac{4.75}{\sqrt{A_I}}\right) \rightarrow \frac{kN}{m^2} \quad (۸۰-۲)$$

که L_0 بار زنده طراحی گرفته شده از آیین نامه می‌باشد.

برای استفاده از معادله بالا چند شرط وجود دارد که جزئیات آن در ASCE آمده است.

از نظر آماری بهتر است که بار زنده را به دو دسته بار زنده پایدار (ثابت) و بار زنده ناپایدار (گذرا) تجزیه کنیم. [20]

- بار زنده پایدار (ثابت): بار زنده پایدار شامل اسباب و اثاث منزل، پارتیشن و نظایر آنها که برای مدت طولانی شدت آن ثابت می‌ماند. بار زنده پایدار همچنین به عنوان یک بار زنده (L_{apt}) شناخته می‌شود که عبارت است از باری که عمدتاً به صورت تیپ در یک دفتر، آپارتمان، مدرسه، هتل و جاهای مشابه آنها وجود دارد.

تحقیقات انجام شده توسط کرنل ۱۹۸۰، گالامبس^۱ ۱۹۷۷، الینگوود^۲ ۱۹۷۷ و اورتیس و دوشی^۳ ۱۹۷۷ نشان داده است که می‌توان بار زنده پایدار را به عنوان یک متغیر تصادفی با توزیع گاما مدل کرد. جدول (۲-۴) بعضی مقادیر نمونه از ضریب انحراف و ضریب تغییرات بار زنده پایدار را به عنوان تابعی از سطح تأثیر ارائه می‌نماید.

جدول (۲-۲): داده‌های آماری برای بار زنده پایدار به عنوان تابعی از سطح تأثیر

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

- بار زنده ناپایدار (گذرا): بار زنده گذرا یا ناپایدار شامل وزن افرادی که ممکن است در یک مدت کوتاه در محلی جمع شوند و یا وزن وسایلی که برای مدت کوتاهی در یک اتاق انبار شوند. 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 پیش‌بینی وقوع آن مشکل می‌باشد لذا این بار به عنوان یک بار ناپایدار شناخته می‌شود. همانند بار زنده پایدار، بار زنده ناپایدار هم تابعی از سطح تأثیر می‌باشد. [20]

۲-۲-۱-۸-۲ بار زنده ماکزیمم

برای انجام طراحی لازم است که نحوه ترکیب بارهای زنده پایدار و ناپایدار در طول مدت عمر سازه (۵۰-۱۰۰ سال) مورد ملاحظه قرار گیرد.

¹ Galambos
² Ellingwood
³ Orotis & Doshi

خصوصیات احتمالی بار زنده ماکزیمم به متغیرهای بار زنده ناپایدار، مدت اثر بار زنده دایمی (پایدار)، طول عمر سازه و احتمالات مربوط به متغیرهای تصادفی وابسته است.

بار زنده ماکزیمم را می‌توان توسط توزیع حدی نوع I برای محدوده مقادیر احتمالی که معمولاً مطالعات ایمنی مورد ملاحظه قرار می‌گیرند مدل نمود. ضرایب تغییرات بار زنده حداکثر در جدول (۳-۲) نشان داده شده است. [27]

جدول (۳-۲): ضرایب تغییرات حداکثر بار زنده ۵۰ ساله

ضریب تغییرات	سطح تأثیر (ft^2)
۰/۱۴-۰/۲۳	۲۰۰
۰/۱۳-۰/۱۸	۱۰۰۰
۰/۱۰-۰/۱۶	۵۰۰۰
۰/۰۹-۰/۱۶	۱۰۰۰۰

۳-۱-۸-۲ بار برف

وزن برف روی پشت بام‌ها می‌تواند یک بار مهم باشد که برای سازه‌های واقع در مناطق کوهستانی و مناطق برفی باید مورد توجه و بررسی قرار گیرد. برای اهداف طراحی، بار برف روی یک پشت بام، اغلب براساس اطلاعات موجود درباره پوشش برف زمین محاسبه می‌شود. بار برف پشت بام برای پشت بام-های صاف (حداکثر شیب پنج درصد است) را می‌توان با استفاده از فرمول زیر محاسبه نمود:

$$P_r = 0.7C_s C_t C_e I_s P_g \quad (۳-۸۱)$$

در فرمول بالا C_s بیانگر ضریب شیب، C_t بیانگر ضریب شرایط دمایی، C_e ضریب برف‌گیری، I_s ضریب اهمیت و P_g بیانگر بار برف زمین می‌باشد.

پارامترهای احتمالاتی بار برف که توسط الیگوود بیان شد به صورت زیر است:

جدول (۲-۴): پارامترهای احتمالاتی بار برف

متغیر تصادفی	توزیع احتمال	ضریب اسمی	ضریب تغییرات
بار برف حداکثر طول عمر	حدی نوع II	۰/۸۲	۰/۲۶
بار برف سالیانه	لگ نرمال	۰/۲۰	۰/۷۳

با توجه به اینکه مطالعاتی در این زمینه در کشور عزیزمان، ایران صورت نگرفته از داده‌های آماری فوق برای کشور ایران نیز استفاده می‌کنیم. [28]

۲-۸-۱-۴ بار زلزله

طراحی در برابر زلزله، براساس یک فلسفه طراحی است که با دیگر بارهای طراحی متفاوت است. برای بارهایی از قبیل باد و برف، واقعه طراحی براساس یک فاصله بازگشت میانگین ۵۰ ساله تعریف می‌شود و این موضوع مورد انتظار است که در دوره بازگشت، سازه خراب نمی‌شود و تحت حالات بار بحرانی فقط مقدار کمی آسیب می‌بیند.

پارامتر مورد استفاده برای به کمیت درآوردن شدت حرکت زمین عبارت است از شتاب مؤثر حداکثر زمین (PGA). در مطالعات ایمنی، شتاب زمین (A) عموماً به عنوان یک متغیر تصادفی مدل می‌شود و برای بررسی آن طبق پیشنهاد کرنل^۱ در سال ۱۹۶۸ تابع توزیع احتمال مقدار حدی نوع II معرفی شده است. در ادبیات لرزه‌ای تحلیل ریسک، اغلب به جای تابع توزیع فوق، از تابع توزیع تجمعی مکمل نوع II (CDF) استفاده می‌شود. فرم ریاضی تابع مکمل $G_A(a)$ توسط رابطه زیر بیان می‌شود:

$$G_A(a) = 1 - F_A(a) = 1 - e^{-(u/a)^K} \quad (۲-۸۲)$$

در رابطه فوق u و k پارامترهای توزیع می‌باشند. در ایالات متحده، مطالعات نشان داده‌اند که پارامتر k به منطقه وابسته است و مقدارش از ۲/۳ در شرقی‌ترین قسمت ایالات متحده تا ۳/۳ در غربی‌ترین قسمت ایالات متحده تغییرات دارد. تحقیقات الینگوود و همکارانش در سال ۱۹۸۰ نشان داد که توزیع

^۱. Cornell

حدی نوع II توزیع مناسب برای پوشش بار زلزله است و مقدار ضریب اسمی ۰/۷۵ و ضریب پراکندگی ۱/۳۸ را برای آن به دست آوردند. [29]

در ایران مقدار پارامترها با توجه به به بررسی‌های انجام شده، به شرح زیر است: [14]

جدول (۵-۲): مقادیر پارامترهای توزیع بار زلزله

کشور ایران	پارامتر توزیع
۱/۳۰۶۵۶۸	V_X
۰/۶۹۴۷۴۴	λ_X

۲-۸-۱-۵ بار باد

فشار خارجی یا مکش تحت باد باید با استفاده از رابطه زیر بدست آید:

$$p = I_w q C_e C_g C_p \quad (۸۲-۲)$$

که در آن:

p : فشار خارجی که به صورت استاتیکی در جهت عمود بر سطح چه در حالت فشار وارد بر سطح یا مکش به سمت خارج از سطح، عمل می‌کند.

I_w : ضریب اهمیت برای بار باد

C_e : ضریب بادگیری

C_g : ضریب اثر جهشی باد

C_p : ضریب فشار خارجی که بر مساحت وجه مورد نظر میانگین‌گیری شده باشد.

q : فشار مبنای باد، بنا به تعریف، فشاری است که باد با سرعتی برابر با سرعت مبنای باد بر سطحی

عمود بر جهت وزش باد اعمال می‌کند. مقدار این فشار برابر با $0.0000613V^2$ بر حسب کیلونیوتن بر

مترمربع و V سرعت مبنای باد به کیلومتر بر ساعت است. [30]

با توجه به شرایط آماری ایران، برای بار باد، مقدار ضریب اسمی برابر ۱/۱۵ و ضریب پراکندگی برابر ۰/۱۲ به دست آمده است. [31]

۶-۱-۸-۲ پارامترهای احتمالاتی متغیرهای بار

آقای الینگوود و همکارانش در سال ۱۹۸۰ میلادی پارامترهای احتمالاتی متغیرهای بار را به شرح جدول (۶-۲) ارائه نموده‌اند.

جدول (۶-۲): پارامترهای احتمالاتی متغیرهای تصادفی بار

متغیر تصادفی	توزیع احتمالات	ضریب تغییرات	ضریب انحراف
بار مرده (D)	نرمال	۰/۱۰	۱/۰۵
بار زنده حداکثر طول عمر (L_{Max})	حدی نوع I	۰/۲۵	۱/۰
بار زنده لحظه‌ای (L_{apt})	گاما	۰/۸	۰/۲۴
بار برف حداکثر طول عمر (S_{Max})	حدی نوع II	۰/۲۶	۰/۸۲
بار برف سالیانه (S_{ann})	لگ نرمال	۰/۷۳	۰/۲۰
بار باد حداکثر طول عمر (W_{Max})	حدی نوع I	۰/۳۷	۰/۷۸
بار زلزله حداکثر طول عمر (E_{Max})	حدی نوع II	۱/۳۸	۰/۷۵

لازم به ذکر است که جهت بررسی شرایط آماری ایران، از بار مرده، بار زنده و بار برف جدول فوق استفاده می‌کنیم و پارامترهای آماری باد و زلزله را از جدول (۷-۲) برداشت می‌کنیم. [27]

جدول (۷-۲): پارامترهای آماری مربوط به بار باد و زلزله برای کشور ایران

متغیر تصادفی	توزیع احتمالات	ضریب تغییرات	ضریب انحراف
بار باد حداکثر طول عمر (W_{Max})	حدی نوع I	۰/۱۲	۱/۱۵
بار زلزله حداکثر طول عمر (E_{Max})	حدی نوع II	۱/۳۰۷	۰/۶۹۵

۲-۸-۲ مدل‌های مقاومت

ظرفیت باربری یک سازه بستگی کامل به مقاومت اعضا و اتصالات آن دارد. مقاومت یک عضو معمولاً با R که تابعی از جنس و هندسه مقطع و اندازه آن می‌باشد نشان داده می‌شود. اگرچه در طراحی، این مقادیر ثابت در نظر گرفته می‌شوند ولی در حقیقت پارامترهای تصادفی می‌باشند. بنابراین مقاومت R نیز یک متغیر تصادفی است.

منابع ممکن ایجاد عدم قطعیت در مقاومت را می‌توان به سه گروه زیر تقسیم نمود:

- مشخصات مکانیکی مواد: عدم قطعیت موجود در مقاومت مواد، مدول الاستیسیته، تنش‌های ترک خوردگی و ترکیبات شیمیایی.

- ساخت: عدم قطعیت در اندازه عضو که می‌تواند روی مرکز سطح، ممان اینرسی و مدول مقطع اثر بگذارد.

- تحلیل: عدم قطعیت منتهی از تقریب روش‌ها در محاسبات و فرض برای مدل توزیع تنش- کرنش که هر کدام را می‌بایست مورد بررسی قرار داد.

کمیت مربوط به عدم قطعیت مقاومت اعضاء به یکی از روش‌های آزمایش یا مشاهدات بدست آمده از سازه‌های موجود و یا با قضاوت مهندسی تعیین می‌گردد. در آنالیز قابلیت اعتماد غالباً متغیر تصادفی مقاومت به صورت حاصلضرب مقاومت اسمی (R_n) که توسط طراحان مورد استفاده قرار می‌گیرد و سه پارامتر عدم قطعیت فوق‌الذکر مدل می‌شود.

$$R = R_n \cdot M \cdot F \cdot P \quad (۸۳-۲)$$

در رابطه بالا M ، F و P پارامترهایی هستند که به ترتیب بیانگر عدم قطعیت مربوط به مواد، ساخت و آنالیز (ضریب حرفه‌ای) می‌باشند. ضریب مواد به صورت نسبت مقاومت واقعی به مقاومت اسمی تعریف می‌شود. ضریب ساخت به صورت نسبت خواص هندسی (ابعاد، مدول مقطع پلاستیک یا الاستیک، ممان اینرسی) مقطع واقعی به اسمی تعریف می‌شود و نهایتاً ضریب حرفه‌ای به صورت ظرفیت مقطع تست شده به ظرفیت پیش‌بینی شده توسط روابط تعریف می‌شود. مقاومت اسمی یا

طراحی، مقاومتی است که توسط آیین نامه ارائه می‌شود. برای مدل مقاومتی که در معادله بالا ارائه شد مقادیر میانگین، ضریب انحراف و ضریب تغییرات با استفاده از تقریب درجه یک به صورت زیر بیان می‌شود. [20]

$$\mu_R = R_n \cdot \mu_M \cdot \mu_F \cdot \mu_P \quad (۸۴-۲)$$

$$\lambda_R = \lambda_M \cdot \lambda_F \cdot \lambda_P \quad (۸۵-۲)$$

$$V_R = \sqrt{V_M^2 + V_F^2 + V_P^2} \quad (۸۶-۲)$$

۲-۸-۱ مدلسازی احتمالاتی تیرهای فولادی نورد شده

رفتار تیرهای فولادی غیر کامپوزیت وابسته به تنش جاری شدن فولاد و فشردگی مقطع دارد. پارامترهای آماری متغیرهای تصادفی M ، F و P (ضریب انحراف و ضریب تغییرات) برای اعضای ساختمان‌های فولادی در بررسی‌هایی که در دهه‌های ۱۹۶۰ و ۱۹۷۰ میلادی در آمریکا صورت پذیرفت به صورت خلاصه در جدول (۸-۲) آورده شده است. [27]

جدول (۸-۲): پارامترهای آماری مقاومت المان‌های فولادی نورد شده توسط الینگوود و همکارانش

P		F		M		نوع بارگذاری
ضریب تغییرات	ضریب انحراف	ضریب تغییرات	ضریب انحراف	ضریب تغییرات	ضریب انحراف	
۰	۱/۰۰	۰/۰۵	۱/۰۰	۰/۱۰	۱/۰۵	کشش
۰/۰۶	۱/۰۲	۰/۰۵	۱/۰۰	۰/۱۰	۱/۰۵	خمشی یکنواخت
۰/۰۷	۱/۰۶	۰/۰۵	۱/۰۰	۰/۱۰	۱/۰۵	گرادیان خمشی
۰/۱۰	۱/۰۲	۰/۰۵	۱/۰۰	۰/۱۰	۱/۰۵	تیر ستون

۲-۹ پیشینه تحقیق

در سال ۱۹۸۱، Rojiani , Woeste مطالعاتی در زمینه تحلیل احتمالاتی تیرستونهای فولادی طراحی شده با آخرین نسخه AISC آن زمان انجام دادند. آنها میزان خطر را در قالب واژه احتمال خرابی برای مدهای مختلف، تحت ترکیب بارهای مختلف مرده، زنده و باد بررسی کردند و به این ترتیب بالاترین و پایینترین احتمال خرابی تیرستونها را بدست آوردند.

در این تحقیق، میزان احتمال خرابی در یک سازه ۱۰ طبقه طراحی شده با آئیننامه AISC برای ترکیبات مختلف بارهای مرده، زنده و باد تعیین شد. آنها سطح ایمنی را در سه مد خرابی بصورت زیر بررسی کردند:

$$\theta_1 = \frac{P}{P_y} + \frac{M}{M_y} \quad (۸۷-۲)$$

$$\theta_2 = \frac{P}{P_{crx}} + \frac{C_m M}{M_y (1 - \frac{P}{P_E})} \quad (۸۸-۲)$$

$$\theta_3 = \frac{P}{P_{cry}} + \frac{C_m M}{M_{cr} (1 - \frac{P}{P_E})} \quad (۸۹-۲)$$

که حالت اول مربوط به جاری شدن دو انتهای عضو، حالت دوم مربوط به ناپایداری در صفحه خمش بدون پیچش و حالت سوم مربوط به کمانش پیچشی- جانبی می باشد.

به این ترتیب برای هر تیرستون یک مرز خرابی بدست آمد که کران بالای آن بیشترین احتمال خرابی و کران پایین آن کمترین احتمال خرابی می باشد. [35]

در سال ۱۹۹۰، Frangopol , Iizuka , Yoshida در زمینه تحلیل احتمالاتی تیرستونهای فولادی تحت خمش یک محوره طراحی شده بر مبنای AISC ASD مطالعاتی انجام دادند.

آنها برای بدست آوردن معادله حالت حدی، از روابط زیر که بر مبنای روش تنش مجاز است، استفاده کردند:

- کنترل پایداری برای طراحی:

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_{bx} C_{mx}}{F_{bx} (1 - \frac{f_a}{F'_{ex}})} + \frac{f_{by} C_{my}}{F_{by} (1 - \frac{f_a}{F'_{ey}})} \leq 1.0 \quad (90-2)$$

- کنترل جاری شدن مواد برای طراحی:

$$\text{اگر } \frac{f_a}{F_a} > 0.15 :$$

$$\frac{f_a}{F_y / FS_0} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} \leq 1.0 \quad (91-2)$$

$$\text{اگر } \frac{f_a}{F_a} \leq 0.15 :$$

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} \leq 1.0 \quad (92-2)$$

در نهایت با فرض اینکه تیرستون تنها در صفحه y تحت خمش قرار گیرد و با در نظر گرفتن مقدار ۱

برای ضریب اطمینان $FS_0 = 1$ به روابط زیر رسیدند:

$$\frac{f_a}{F_{cr}} + \frac{f_b C_m}{F_y (1 - \frac{f_a / \pi^2 E}{(kl/r)^2})} \leq 1.0 \quad (93-2)$$

$$\frac{f_a}{F_y} + \frac{f_b}{F_y} \leq 1.0 \quad (94-2)$$

$$\frac{f_a}{F_{cr}} + \frac{f_b}{F_y} \leq 1.0 \quad (95-2)$$

که بعد از انجام ساده‌سازیها در روابط، معادلات حالت حدی بصورت زیر حاصل شد:

$$g_1(x) = 1 - \frac{P}{P_0} - \frac{C_m M_{\max}}{(1 - \frac{P}{P_e}) M_0} \quad (96-2)$$

$$g_2(x) = 1 - \frac{P}{P'_0} - \frac{M}{M_0} \quad (97-2)$$

$$g_3(x) = 1 - \frac{P}{P_0} - \frac{M}{M_0} \quad (98-2)$$

در این مقاله از یک برنامه کامپیوتری بهینه‌سازی تحت عنوان ADS برای بدست آوردن شاخص قابلیت اعتماد استفاده شده است. [36]

در سال ۲۰۰۴، Kogut , Chou در زمینه قابلیت اعتماد تیرستونهای فولادی و کامپوزیت تحقیقاتی انجام دادند و نشان دادند با توجه به اینکه مقاطع فولادی، همگن و ایزوتروپیک هستند، اعمال یک ضریب مقاومت برای فولاد کفایت می‌کند در حالیکه برای مقاطع کامپوزیت اینگونه نیست. [37]

در این تحقیق به بررسی قابلیت اعتماد تیرستونها تحت خمش دو محوره بر اساس آیین‌نامه فولاد LRFD ایران (۱۳۹۲) پرداخته شده است.

فصل سوم :

روابط طراحی تیرستونهای فولادی و
ترکیبات بارگذاری بر اساس آئین نامه
ایران

۳-۱ مقدمه

تقریباً کلیه قطعات سازه‌ها تحت تأثیر ترکیبی از لنگر خمشی و نیروی محوری اعم از کششی و فشاری قرار دارند. اگر مقدار یکی از آنها بصورت نسبی ناچیز باشد، معمولاً از آن صرف‌نظر کرده و قطعه را بعنوان تیر، ستون (با نیروی محوری) و یا بعنوان قطعه کششی طراحی می‌کنند. عملاً در اکثر حالات موجود اثر هیچ کدام از لنگر خمشی و یا نیروی محوری را نمی‌توان نادیده گرفت و ناچار قطعه را باید تحت اثر هر دو طراحی کرد. قطعه‌ای که تحت اثر نیروی فشاری و خمش قرار دارد به نام تیرستون نامیده می‌شود.

چون در بررسی تیرستونها خمش نقش عمده‌ای دارد، لذا کلیه عوامل مؤثر در پایداری، نظیر کمانش جانبی پیچشی و کمانش موضعی عناصر فشاری مورد نظر خواهد بود. زمانی که قطعه‌ای خمشی تحت اثر نیروی کششی قرار می‌گیرد، امکان ناپایداری قطعه کاهش می‌یابد و معمولاً تحت اثر جاری شدن فولاد گسیخته می‌شود. وقتی خمش به همراه فشار بر قطعه‌ای وارد می‌شود، امکان ناپایداری قطعه افزایش می‌یابد. علاوه بر آن، وقتی نیروی محوری به همراه خمش است، خمش ثانویه حاصل از حاصلضرب نیروی محوری در خیز قطعه خمشی بر لنگر خمشی اولیه اضافه خواهد شد.

بعلت اینکه نحوه گسیختگی این قطعه بسیار متعدد است، تقریباً هیچ نوع روش ساده طراحی برای بررسی کلیه آنها وجود ندارد. روش معادلات متقابل به دلیل اینکه وضعیتهای ناپایداری متعارف قطعه را به نوعی در طراحی دخالت می‌دهد نتیجه نزدیکتری به واقعیت ارائه می‌دهد. لذا روابط آئین‌نامه جهت طرح تیرستونها از نوع معادلات متقابل است. [7]

۳-۲ آئین‌نامه ساختمانی

طراحی سازه‌های فولادی به روش ضریب بار و مقاومت (LRFD) از سال ۱۹۸۶ میلادی با انتشار ضوابط آن توسط AISC در ایالات متحده آمریکا شکل رسمی به خود گرفت. البته به موازات استفاده از این آئین‌نامه، استفاده از ضوابط طراحی قبل از آن (روش تنش مجاز ASD) همچنان ادامه داشت. در روش تنش مجاز، اولاً ضوابط طراحی به گونه‌ای تدوین شده بود که بتوان از روش تحلیل الاستیک بهره برد، ثانیاً در این روش آثار کلیه عوامل مؤثر برای تأمین یک حاشیه ایمنی معقول و منطقی، تنها به کمک یک ضریب (به نام ضریب اطمینان) و فقط در یک مرحله منظور می‌شد.

در سال ۱۹۸۹ آخرین ضوابط مربوط به روش تنش مجاز منتشر شد که آئین‌نامه طراحی به روش تنش مجاز ایران نیز منطبق بر آن ضوابط است.

در سه دهه اخیر آئین‌نامه نویسان کشورهای پیشرفته تلاش نموده‌اند آئین‌نامه‌ای تدوین نمایند که در آن از یک طرف برای تحلیل سازه بتوان از روش تحلیل الاستیک استفاده نمود و از طرف دیگر مقاومت اجزای سازه در حالت‌های حدی (نهایی) محاسبه شود. در حال حاضر این شیوه که در طراحی سازه‌های فولادی به روش ضرایب بار و مقاومت موسوم است، در اکثر کشورهای پیشرفته رواج پیدا نموده و ویرایش جدید مبحث دهم مقررات ملی ساختمان نیز بر اساس همین شیوه تهیه و تدوین گردیده است. با توجه به اینکه در این روش طراحی، حاشیه ایمنی لحاظ شده در دو مرحله (اولی افزایش بار به کمک ضرایب بار و دومی تقلیل مقاومت به کمک ضرایب کاهش مقاومت) صورت می‌گیرد، لذا می‌توان گفت که طراحی به روش ضرایب بار و مقاومت منطقی‌تر و ملموس‌تر از طراحی به روش تنش مجاز بوده و به همین جهت در اکثر کشورهای پیشرفته و به‌ویژه زلزله‌خیز، طراحی به روش ضرایب بار و مقاومت از اقبال عمومی بیشتری برخوردار بوده است. [32]

در سال ۲۰۰۵ میلادی ضوابط AISC با تجدید نظر در ضوابط هر دو روش طراحی، مبنا را بر این قرار داد که تا حد امکان این دو روش از نظر پاسخ بهینه به یکدیگر نزدیک شوند. لذا ضوابط LRFD

بصورت ضوابط موجود در آئین نامه ۲۰۰۵ آمریکا در آمد. این ضوابط همان ضوابط طراحی سازه های فولادی به روش حالات حدی آئین نامه ایران است.

۳-۳ فلسفه طراحی

آئین نامه AISC 2005 دربرگیرنده برخورد با سازه های فولادی به روش های طراحی به روش استحکام مجاز ASD (که قبلاً طراحی به روش تنش مجاز بوده است) و طراحی به روش ضریب بار و ضریب مقاومت LRFD است. طراحی به روش تنش مجاز فلسفه طراحی یکصد سال گذشته را تشکیل می دهد. در بیست سال اخیر طراحی سازه به سمت هدف مستدل تر با تکیه بر منطق احتمالاتی و به سمت حالات حدی میل کرده است. طراحی بر اساس حالات حدی روش های طراحی بر اساس مقاومت نهایی، طراحی استحکام، طرح خمیری، طراحی بر اساس ضریب بار، طراحی حدی و اخیراً طراحی بر اساس ضریب بار و مقاومت را در بر می گیرد.

سازه و اعضای سازه باید دارای استحکام لازم و همچنین سختی و چقرمگی لازم برای عملکرد مناسب در زمان بهره برداری را داشته باشند به صورتی که طراحی سازه به مقدار مناسبی استحکام سازه را بیشتر از آنچه لازمه بهره برداری باشد، تأمین کند. استحکام اضافی مناسب به منظور جلوگیری از اثرات مخرب ناشی از اضافه بار احتمالی، ساده سازی تحلیل سازه، تغییر مقاومت برخی از مصالح و تغییرات احتمالی در ابعاد قطعات سازه خواهد بود.

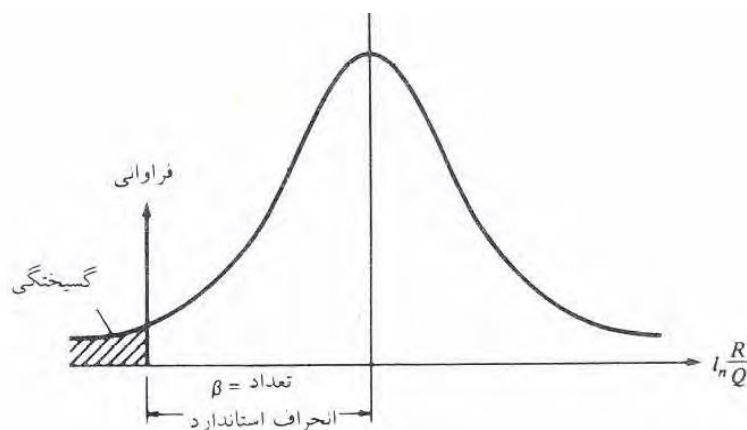
جدا از فلسفه طراحی، روش طراحی باید ایمنی لازم سازه را در برابر بار اضافی احتمالی و کاهش احتمالی مقاومت مصالح، تأمین کند. یک چنین ایمنی بر اساس روش های متعدد احتمالات حاکم بر گسیختگی قطعات، اتصالات و یا دستگاه سازه ای انجام می گیرد.

برای بررسی مطلب فرض می‌شود که میزان اعتماد در سازه‌های طراحی شده توسط ضوابط AISC در طی سالیان قبل را بررسی کنیم، اگر استحکام با مقاومت R سازه را معین کرده و همچنین حداکثر بار وارده بر آن یعنی Q را تعیین نماییم، زمانی سازه مورد اعتماد خواهد بود که $R \geq Q$ باشد.

در حالت کلی مقادیر R و Q اعداد نامشخص هستند و هرگز با اطمینان صد در صد نمی‌توان گفت که R برای یک سازه معلوم همواره برابر یا بزرگتر از Q است. هر قدر هم سازه با دقت محاسبه و ساخته شده باشد باز هم امکان اندکی وجود دارد که Q بزرگتر از R شود. هدف طراحان LRFD این بوده است که این احتمال را در درصد بسیار پایینی تثبیت کنند.

چون هر دو مقدار مقاومت و بار اعداد نامشخصی هستند، اگر منحنی R/Q را برای تعداد زیادی از سازه‌ها رسم کنیم منحنی زنگوله احتمالات با مقادیر متوسط R_m و Q_m و یک انحراف استاندارد بدست خواهد آمد. اگر به دلیلی $R < Q$ باشد، استحکام سازه تهدید شده است.

به منظور تسهیل در درک مطلب، منحنی فوق در شکل (۳-۱) بصورت لگاریتمی رسم شده است و چون لگاریتم یک، صفر است لذا اگر $\ln R/Q < 0$ باشد استحکام سازه تهدید شده است. چنین ناحیه‌ای در شکل هاشور خورده است. هر قدر سطح قسمت هاشور خورده کوچکتر باشد میزان اعتماد در طراحی بالاتر است. به بیان دیگر هر قدر تعداد انحرافهای استاندارد از مقادیر متوسط تا قسمت هاشور خورده بیشتر باشد، میزان اعتماد بالاتر خواهد بود.



شکل (۳-۱): احتمال گسیختگی سازه

حتی اگر مقادیر R و Q بخوبی معلوم نباشند رابطه‌ای برای محاسبه منطقی β وجود دارد. این رابطه به شرح زیر است:

$$\beta = \frac{\ln \frac{R_m}{Q_m}}{\sqrt{V_R^2 + V_Q^2}} \quad (۱-۳)$$

در این عبارت R_m و Q_m به ترتیب متوسط مقاومت و متوسط بار مؤثر است و V_R و V_Q به ترتیب ضرایب تغییر آنهاست.

به این ترتیب می‌توان یک قطعه معلوم را بر حسب یک نسخه معین از ضابطه AISC طراحی کرده و بر حسب اطلاعات آماری مناسب مقدار β را برای طراحی تعیین نمود. این عمل را کالیبره کردن^۱ می‌گویند. [33,26]

۳-۴ ضرایب تقلیل مقاومت^۲ در آئین‌نامه فولاد ایران (۱۳۹۲)

ساختار آیین‌نامه فولاد ایران جهت طراحی اعضا به روش حدی در حالت کلی به صورت زیر می‌باشد:

$$\phi R_n \geq \sum_{i=1}^m \gamma_i Q_{ni} \quad (۲-۳)$$

Q_{ni} : بارهای اسمی وارد بر عضو

ϕ : ضریب کاهش مقاومت اسمی

R_n : مقاومت اسمی عضو تحت اثر بارهای اسمی Q_{ni}

γ_i : ضریب افزایش بار اسمی Q_{ni}

ضریب کاهش مقاومت اسمی با توجه به نوع نیروهای داخلی، در آئین‌نامه ایران به صورت زیر در نظر

گرفته می‌شود: [26]

^۱. Calibration

^۲. Resistance Reduction Factors

(۱) در مقطع تحت تاثیر فشار محوری (ϕ_c) برابر ۰/۹

(۲) در مقطع تحت تاثیر لنگر خمشی (ϕ_b) برابر ۰/۹

(۳) در مقطع تحت تاثیر نیروی برشی (ϕ_v) برابر ۰/۹ بجز حالتی که نیروی برشی در جان مقاطع I

شکل نورد شده با نسبت ارتفاع به ضخامت جان $\frac{h}{t_w} \leq 2.24 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ بررسی می‌شود و این ضریب

برابر واحد فرض شده است.

(۴) در بررسی تسلیم عضو کششی (ϕ_t) برابر ۰/۹

(۵) در بررسی گسیختگی عضو کششی (ϕ_u) برابر ۰/۷۵

۳-۵ ترکیبات بارگذاری^۱ در مبحث ششم مقررات ملی ساختمان (۱۳۹۲)

ترکیبات بارگذاری در مبحث ششم مقررات ملی ساختمان ایران در ساختمان‌های فولادی به شرح زیر می‌باشد:

- 1) 1.4 D
- 2) 1.2 D + 1.6 L + 0.5(L_r or S or R)
- 3) 1.2 D + 1.6 (L_r or S or R) + (L or 0.5(1.4 W))
- 4) 1.2 D + 1.0(1.4 W) + L + 0.5(L_r or S or R)
- 5) 1.2 D + 1.0 E + L + 0.2 S
- 6) 0.9 D + 1.0(1.4 W)
- 7) 0.9 D + 1.0 E
- 8) 1.2 D + 0.5 L + 0.5(L_r or S) + 1.2 T
- 9) 1.2 D + 0.5 L + 0.5(L_r or S) + 1.2 T

¹ . Load Combination

که در آن‌ها D بار مرده ، L بار زنده ، L_r بار زنده بام، S بار برف، R بار باران، W بار باد، E بار زلزله، T بار خودکرنشی از قبیل اثرات تغییرات دما، نشست پایه‌ها و وارفتهگی می‌باشد. [30]

۳-۶ روابط طراحی آئین‌نامه

معادلات اندرکنش^۱ که اساس طراحی تیرستونها در ضوابط جدید LRFD را تشکیل می‌دهند به صورت زیر هستند: [34]

$$\text{اگر } \frac{P_u}{\phi_c P_n} \geq 0.2 \text{ باشد:}$$

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1.0 \quad (۳-۳)$$

$$\text{اگر } \frac{P_u}{\phi_c P_n} < 0.2 \text{ باشد:}$$

$$\frac{P_u}{2\phi_c P_n} + \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1.0 \quad (۴-۳)$$

در روابط فوق:

P_u : مقاومت فشاری مورد نیاز

P_n : مقاومت فشاری اسمی

ϕ_c : ضریب کاهش مقاومت در فشار برابر با ۰/۹

M_{ux} : مقاومت خمشی موردنیاز نسبت به محور قوی X

M_{uy} : مقاومت خمشی موردنیاز نسبت به محور ضعیف Y

M_{nx} : مقاومت خمشی اسمی نسبت به محور قوی X

M_{ny} : مقاومت خمشی اسمی نسبت به محور ضعیف Y

ϕ_b : ضریب کاهش مقاومت برای خمشی برابر با ۰/۹

^۱ . Interaction Equations

۳-۶-۱ نحوه محاسبه مقاومت‌های مورد نیاز

مقاومت‌های خمشی مرتبه دوم موردنیاز (M_u) و مقاومت‌های محوری مرتبه دوم موردنیاز (P_u) باید از طریق روابط زیر تعیین گردند:

$$M_u = B_1 M_{nt} + B_2 M_{lt} \quad (۳-۵)$$

$$P_u = P_{nt} + B_2 P_{lt} \quad (۳-۶)$$

در این روابط B_1 ضریب تشدید برای در نظر گرفتن اثر $P-\delta$ است. برای اعضای که در معرض نیروی محوری فشاری قرار ندارند، این ضریب باید برابر یک منظور گردد.

B_2 ضریب تشدید برای در نظر گرفتن اثر $P-\Delta$ است. این ضریب باید برای هر طبقه ساختمان و در هر راستای تغییر مکان جانبی طبقه بطور جداگانه محاسبه گردد.

M_{nt} لنگر خمشی مرتبه اول برای حالتی که از انتقال جانبی قاب جلوگیری شده باشد.

M_{lt} لنگر خمشی مرتبه اول فقط به علت انتقال جانبی

M_u مقاومت خمشی مرتبه دوم مورد نیاز

P_{nt} نیروی محوری مرتبه اول برای حالتی که از انتقال جانبی قاب جلوگیری شده باشد.

P_{lt} نیروی محوری مرتبه اول فقط به علت انتقال جانبی

P_u مقاومت محوری مرتبه دوم مورد نیاز

۳-۶-۱-۱ ضریب تشدید B_1

ضریب تشدید B_1 برای اعضای که در معرض نیروی محوری فشاری قرار دارند، با استفاده از رابطه زیر تعیین می‌گردد:

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - (P_u / P_{e1})} \quad (۳-۷)$$

C_m ضریبی است که به شرح زیر در حالتی که از انتقال جانبی قاب جلوگیری شده است، تعیین می-گردد.

- برای تیرستونهای فاقد هر نوع بار جانبی در بین دو انتهای آنها در صفحه خمش، مقدار C_m به این صورت محاسبه می‌شود:

$$C_m = 0.6 - 0.4 \frac{M_1}{M_2} \quad (۸-۳)$$

که در آن M_1 و M_2 لنگرهای خمشی مرتبه اول دو انتهای ناحیه مهار نشده عضو موردنظر در صفحه خمش بوده و $|M_1| \leq |M_2|$ می‌باشد. در صورتی که انحنای عضو به علت لنگرهای M_1 و M_2 ساده باشد (تک انحنایی باشد)، نسبت $\frac{M_1}{M_2}$ منفی و در صورتی که انحنای عضو به علت لنگرهای M_1 و M_2 مضاعف باشد، نسبت $\frac{M_1}{M_2}$ مثبت است.

- برای تیرستونهایی که در معرض بار جانبی در بین دو انتهای آنها در صفحه خمش قرار دارند، مقدار C_m را می‌توان بطور محافظه‌کارانه برابر یک فرض نمود. مگر آنکه تحلیل دقیق مقدار کمتری را تعیین نماید.

P_u مقاومت محوری مرتبه دوم مورد نیاز. برای محاسبه B_1 مقدار P_u را می‌توان بر اساس تخمین مرتبه اول $P_u = P_{nt} + P_{lt}$ محاسبه کرد.

P_{e1} مقاومت کمانش بحرانی الاستیک عضو در صفحه خمش بوده و با فرض عدم انتقال جانبی قاب از رابطه زیر تعیین می‌گردد:

$$P_{e1} = \frac{\pi^2 EI}{(K_1 L)^2} \quad (۹-۳)$$

۳-۶-۱-۲ ضریب تشدید B_2

ضریب تشدید B_2 برای هر طبقه ساختمان و در هر راستای جابجایی جانبی از رابطه زیر تعیین می-گردد:

$$B_2 = \frac{1}{1 - \frac{P_{story}}{P_{e story}}} \geq 1.0 \quad (۱۰-۳)$$

در رابطه فوق P_{story} مجموع بارهای قائم طبقه ناشی از ترکیب بارگذاری نظیر راستای جابجایی جانبی مورد مطالعه است و $P_{e story}$ مقاومت کمانش بحرانی الاستیک طبقه در راستای جابجایی جانبی مورد مطالعه و بر پایه تحلیل کمانش جانبی از رابطه زیر بدست می-آید:

$$P_{e story} = (1 - 0.15 \frac{P_{mf}}{P_{story}}) \frac{HL}{\Delta_H} \quad (۱۱-۳)$$

P_{mf} مجموع بارهای قائم ستونهای قابهای خمشی ناشی از ترکیب بارگذاری نظیر راستای جابجایی جانبی مورد مطالعه در طبقه موردنظر است. مقدار P_{mf} برای سیستمهای ساختمانی ساده توأم با مهاربندی یا دیوارهای برشی برابر صفر و برای سیستمهای قاب خمشی و سیستمهای دوگانه یا ترکیبی در صورتی که کلیه اتصالات گیردار باشند برابر P_{story} و برای سیستمهای قاب خمشی و سیستمهای دوگانه یا ترکیبی که در آنها برخی از قابها بصورت ثقلی طراحی شده باشند، مقدار P_{mf} برابر مجموع بارهای قائم ستونهای قاب خمشی می-باشد.

Δ_H تغییر مکان جانبی نسبی طبقه مورد مطالعه ناشی از نیروهای جانبی است.

H برش طبقه ناشی از بارهای جانبی در راستای مورد مطالعه که در محاسبه Δ_H مورد استفاده قرار گرفته است.

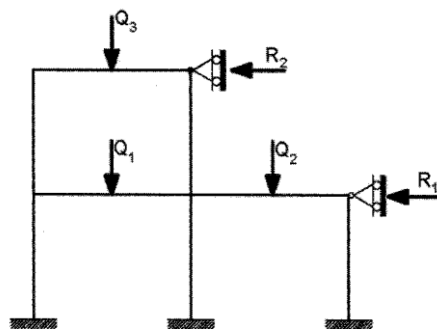
L ارتفاع طبقه است.

۳-۶-۱-۳ محاسبه $P_{nt}, M_{nt}, P_{lt}, M_{lt}$

در قابهای نسبتاً متقارن و با بارگذاری نسبتاً متقارن، P_{nt}, M_{nt} را می‌توان از تحلیل مرتبه اول قاب در اثر بارهای ثقیلی ضریب‌دار و P_{lt}, M_{lt} را از تحلیل مرتبه اول قاب در اثر بارهای جانبی ضریب‌دار بدست آورد. باید توجه داشت که در هر دو مرحله ضرایب بار باید متناسب با ضرایب به کار رفته در ترکیب بارگذاری نظیر راستای تغییر مکان جانبی مورد مطالعه، اختیار شود.

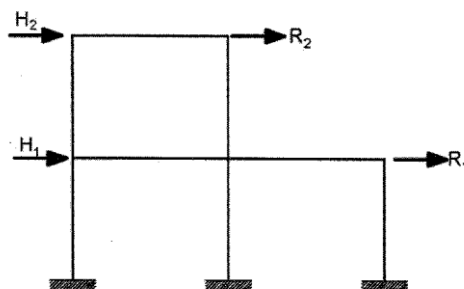
در قابهای با هندسه و یا با بارگذاری نامتقارن چون در هنگام تحلیل برای بارهای قائم ضریب‌دار امکان انتقال جانبی برای قاب وجود دارد، لذا در اینگونه قابها تحلیل باید به شرح زیر در دو مرحله صورت گیرد: [32]

(۱) تحلیل قاب برای بارهای قائم ضریب‌دار با فرض عدم انتقال جانبی در قاب



شکل (۳-۲): مراحل مختلف تحلیل مرتبه اول قاب برای محاسبه P_{nt}, M_{nt}

(۲) تحلیل قاب برای بارهای جانبی به همراه واکنش‌های تکیه‌گاهی بدست آمده از مرحله (۱)



شکل (۳-۳): مراحل مختلف تحلیل مرتبه اول قاب برای محاسبه P_{lt}, M_{lt}

۳-۶-۲ الزامات طراحی اعضا برای نیروی فشاری

در این پایان‌نامه، تنها از مقاطع استاندارد کارخانه‌ای IPB و IPE استفاده شده است که دارای دو محور تقارن می‌باشند و شرایط فشردگی برای این مقاطع برقرار می‌باشد. در نتیجه از الزامات طراحی برای مقاطع فشرده با دو محور تقارن استفاده می‌شود.

۳-۶-۲-۱ محدودیت ضریب لاغری^۱

اعضایی که تحت اثر نیروی محوری فشاری قرار دارند، ضریب لاغری حداکثر آنها، نباید از ۲۰۰ تجاوز کند. [32]

۳-۶-۲-۲ کمانش خمشی^۲

مقاومت فشاری اسمی اعضای فشاری، P_n با مقطع بدون اجزای لاغر بر اساس کمانش خمشی با استفاده از رابطه زیر تعیین می‌شود: [32]

$$P_n = F_{cr} A_g \quad (۱۲-۳)$$

که در آن:

A_g : سطح مقطع کلی عضو

F_{cr} تنش فشاری ناشی از کمانش خمشی که از روابط زیر بدست می‌آید:

- اگر $\frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ یا $\frac{F_y}{F_e} \leq 2.25$ باشد:

$$F_{cr} = \left[0.658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y \quad (۱۳-۳)$$

^۱ . Slenderness Limitation

^۲ . Flexural Buckling

- اگر $\frac{KL}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ یا $\frac{F_y}{F_e} > 2.25$ باشد:

$$F_{cr} = 0.877 F_e \quad (۱۴-۳)$$

در روابط فوق:

$\frac{KL}{r}$: ضریب لاغری حداکثر عضو

F_y : تنش تسلیم فولاد

E : مدول الاستیسیته فولاد

K : ضریب طول مؤثر عضو

L : طول فاقد مهار جانبی عضو

r : شعاع ژیراسیون مقطع عضو

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} \quad F_e : \text{تنش کمانش الاستیک که مقدار آن عبارتست از:}$$

۳-۶-۳- الزامات طراحی اعضا برای خمش

۳-۶-۳-۱ مقاومت خمشی اسمی حول محور قوی

مقاومت خمشی اسمی، M_n این اعضا باید برابر کوچکترین مقدار محاسبه شده بر اساس حالت حدی

تسلیم و کمانش پیچشی-جانبی در نظر گرفته شود. [32]

- حالت حدی تسلیم

$$M_n = M_p = F_y Z_x \quad (۱۵-۳)$$

در رابطه فوق:

M_p : لنگر پلاستیک

F_y : تنش تسلیم فولاد

Z_x : اساس مقطع پلاستیک حول محور x

- حالت حدی کمانش پیچشی-جانبی

(۱) اگر $L_b \leq L_p$ باشد، لزومی به در نظر گرفتن کمانش پیچشی-جانبی نمی‌باشد.

(۲) برای $L_p < L_b \leq L_r$:

$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - 0.7 F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p \quad (۱۶-۳)$$

(۳) برای $L_b > L_r$:

$$M_n = F_{cr} S_x \leq M_p \quad (۱۷-۳)$$

در روابط فوق:

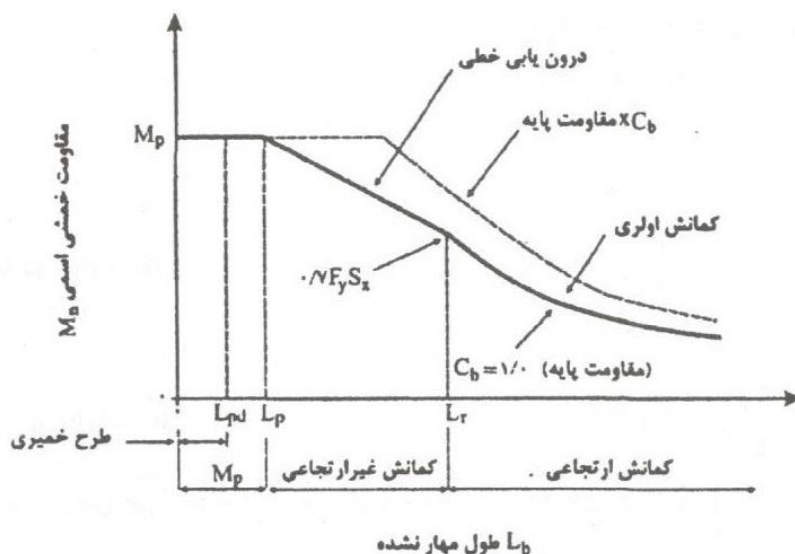
L_b : فاصله بین دو مقطع از طول عضو که در آن مقاطع از تغییر مکان جانبی بال فشاری یا از پیچش کل مقطع جلوگیری شده است.

L_p : طول مهارنشده عضو مطابق رابطه زیر، که مرز بین حالت حدی تسلیم و حالت حدی کمانش پیچشی-جانبی غیرارتجاعی را مشخص می‌کند.

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (۱۸-۳)$$

L_r : طول مهار نشده عضو مطابق رابطه زیر، که مرز بین حالت حدی کمانش پیچشی-جانبی غیرارتجاعی و ارتجاعی را مشخص می‌کند.

$$L_r = 1.95 r_{ts} \frac{E}{0.7 F_y} \sqrt{\frac{Jc}{S_x h_0} + \sqrt{\left(\frac{Jc}{S_x h_0} \right)^2 + 6.76 \left(\frac{0.7 F_y}{E} \right)^2}} \quad (۱۹-۳)$$



شکل (۳-۴): تأثیر L_b روی مقاومت کمانش پیچشی-جانبی

F_{cr} : تنش کمانش الاستیک پیچشی-جانبی مطابق رابطه زیر:

$$F_{cr} = \frac{c_b \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{Jc}{S_x h_0} \left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \quad (۳-۲۰)$$

E : مدول الاستیسیته فولاد

J : ثابت پیچشی

S_x : اساس مقطع الاستیک نسبت به محور x

h_0 : فاصله مرکز تا مرکز بالها

C برای مقاطع I شکل با دو محور تقارن مساوی ۱ می باشد.

r_{ts} : شعاع ژیراسیون مؤثر طبق رابطه زیر:

$$r_{ts}^2 = \frac{\sqrt{I_y C_w}}{S_x} \quad (۳-۲۱)$$

C_w : ثابت پیچش تابیدگی

۳-۶-۳ مقاومت خمشی اسمی حول محور ضعیف

برای مقاطع I شکل فشرده که تحت اثر خمش حول محور ضعیف قرار دارند، مقاومت خمشی طبق

رابطه زیر تعیین می‌گردد: [32]

$$M_n = M_p = F_y Z_y \leq 1.6 F_y S_y \quad (۳-۲۰)$$

فصل چهارم :

شرح برنامه کامپیوتری نوشته شده

PROMAT

۴-۱ مقدمه

در فصل دوم این پایان‌نامه، به روشهای بدست آوردن شاخص قابلیت اعتماد یا احتمال گسیختگی پرداخته شد که شامل روشهای تحلیلی و عددی می‌باشد. یکی از روشهای تحلیلی روش راکوئیتز-فیسلر می‌باشد که با استفاده از روش سعی و خطا به شاخص قابلیت اعتماد دست می‌یابد. یکی از پرکاربردترین و شناخته شده‌ترین روشهای عددی نیز، روش شبیه‌سازی مونت‌کارلو می‌باشد. در این روش با افزایش تعداد شبیه‌سازیها می‌توان به نتایج دقیق‌تری دست یافت. در تحقیق حاضر از دو روش راکوئیتز-فیسلر و شبیه‌سازی مونت‌کارلو جهت محاسبه احتمال خرابی استفاده شده است.

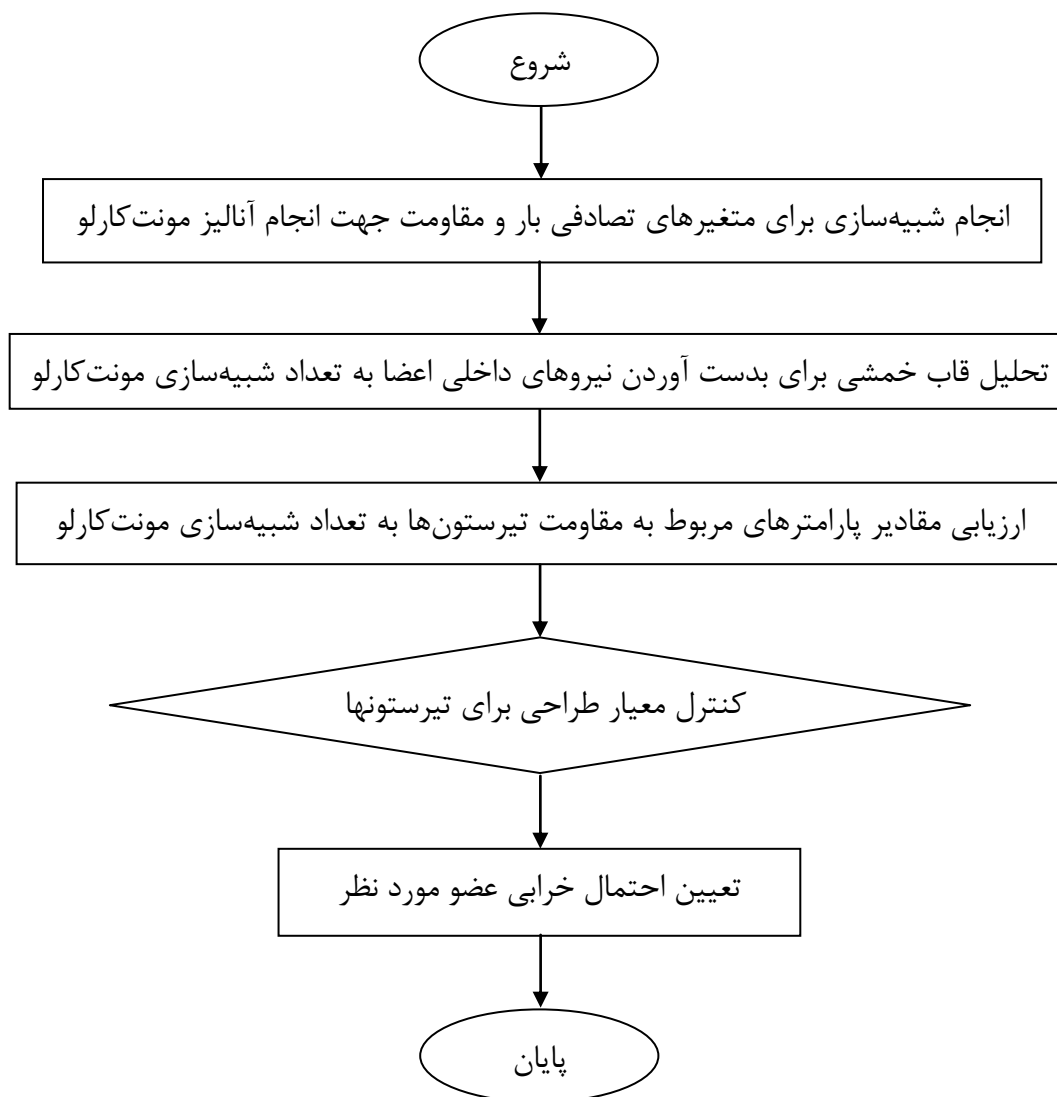
در فصل سوم نیز به روابط مربوط به تحلیل و طراحی تیرستونهای فولادی پرداخته شد. تیرستونها یکی از اجزای سازه‌ای قابهای خمشی به حساب می‌آیند. به این ترتیب جهت محاسبه نیروهای داخلی تیرستونها باید به تحلیل سازه قاب خمشی پرداخت.

بعد از محاسبه نیروهای داخلی اعضا، باید پارامترهای مقاومتی عضو نیز محاسبه شوند، تا با مقایسه آنها بتوان از عملکرد ایمن یا احتمال گسیختگی عضو مطلع شد.

در این فصل ابتدا به شرح برنامه کامپیوتری نوشته شده PROMAT پرداخته و الگوریتم آن تشریح شده و در انتها دو مثال همراه با نتایج و مقایسه آنها با مرجع، جهت اطمینان از عملکرد صحیح برنامه ارائه شده است.

۴-۲ الگوریتم برنامه

الگوریتم کلی برنامه در ادامه آورده شده است و سپس هر قسمت برنامه به اختصار توضیح داده شده است.



شکل (۴-۱): الگوریتم برنامه PROMAT

۴-۲-۱ آنالیز مونت کارلو

در این پایان‌نامه، سازه در شرایط احتمالاتی منطبق بر شرایط ایران قرار می‌گیرد. در تحقیق حاضر، انواع بارهای وارد بر سازه از قبیل بار مرده، بار زنده، بار برف، بار باد و بار زلزله و تنش تسلیم فولاد، بعنوان متغیرهای تصادفی در نظر گرفته شده‌اند. مقدار انحراف معیار و ضریب پراکندگی و نحوه توزیع احتمالاتی هر پارامتر، در فصل دوم این پایان‌نامه، بطور کامل تشریح گردید.

تعداد شبیه‌سازی مونت‌کارلو برای دست یافتن به دقت 10^{-3} در احتمالات و اینکه ضریب تغییرات تخمین خود را در حدود ده درصد نگه داریم، با توجه به رابطه زیر، ۹۹۹۰۰ می‌باشد که تعداد ۱۰۰۰۰۰ شبیه‌سازی اتخاذ شده است.

$$N = \frac{1 - P_{true}}{V_{\frac{2}{P}}(P_{true})} = \frac{1 - 10^{-3}}{(0.1)^2 (10^{-3})} = 99900$$

به این ترتیب، سازه مورد نظر به تعداد ۱۰۰۰۰۰ مرتبه، تحلیل شده و نیروهای داخلی اعضا و مقاومت آنها محاسبه می‌گردد.

۴-۲-۱-۱ ایجاد اعداد تصادفی نرمال

برای ایجاد اعداد تصادفی نرمال، ابتدا باید یک مجموعه از متغیرهای تصادفی دارای توزیع یکنواخت $u_1, u_2, \dots, u_n$ واقع بین صفر و یک ایجاد شود که برای برنامه PROMAT، با توجه به تعداد شبیه‌سازیها، تعداد ۱۰۰۰۰۰ تا می‌باشد. با استفاده از فرمول زیر، اعداد تصادفی استاندارد نرمال ایجاد می‌شوند.

$$z_i = \Phi^{-1}(u_i) \quad (۱-۴)$$

در این فرمول، Φ^{-1} بیانگر معکوس تابع توزیع تجمعی نرمال استاندارد می‌باشد که مقدار آن به این ترتیب بدست می‌آید: [22]

اگر $P \leq 0.5$:

$$Z = \Phi^{-1}(P) = -t + \frac{C_0 + C_1 t + C_2 t^2}{1 + d_1 t + d_2 t^2 + d_3 t^3} \quad (۲-۴)$$

اگر $P > 0.5$:

$$Z = -\Phi^{-1}(1-P) \quad (۳-۴)$$

که در این روابط:

$$C_0 = 2.515517 \quad C_1 = 0.802853 \quad C_2 = 0.010328$$

$$d_1 = 1.432788 \quad d_2 = 0.189269 \quad d_3 = 0.001308$$

$$t = \sqrt{-L_n(P^2)} \quad (4-4)$$

حال با استفاده از رابطه زیر، اعداد تصادفی نرمال x_i به تعداد ۱۰۰۰۰۰ بار تولید می‌شوند.

$$x_i = \mu_x + z_i \sigma_x \quad (5-4)$$

۴-۲-۱-۲ ایجاد اعداد تصادفی لگاریتمی نرمال

فرض شود x یک متغیر تصادفی لگاریتمی نرمال با میانگین μ_x و انحراف معیار σ_x باشد. برای ایجاد یک مقدار نمونه x_i همانند قبل بوسیله ایجاد یک مقدار نمونه u_i از یک عدد تصادفی با توزیع یکنواخت به گونه‌ای که $0 \leq u_i \leq 1$ باشد، شروع می‌کنیم و با استفاده از رابطه (۴-۱) یک مقدار نمونه z_i از یک توزیع نرمال استاندارد محاسبه می‌شود. سرانجام با استفاده از رابطه بین متغیرهای نرمال و

لگاریتمی نرمال، مقدار x_i بصورت زیر بدست می‌آید: [22]

$$x_i = \exp(\mu_{Lnx} + z_i \sigma_{Lnx}) \quad (6-4)$$

در رابطه فوق:

$$\sigma_{Lnx}^2 = Ln(V_x^2 + 1) \quad (7-4)$$

$$\mu_{Lnx} = Ln(\mu_x) - 0.5\sigma_{Lnx}^2 \quad (8-4)$$

این روند نیز به تعداد ۱۰۰۰۰۰ بار تکرار می‌شود.

۴-۲-۱-۳ ایجاد اعداد تصادفی با توزیع حدی نوع I:

برای ایجاد اعداد تصادفی با توزیع حدی نوع I، همانند توزیع نرمال ابتدا باید مجموعه u_i ها تولید شوند، سپس باید با استفاده از معکوس تابع توزیع تجمعی مربوط به این توزیع، مقادیر x_i ها تولید شوند. [22]

$$x_i = \sigma_x \left[\frac{-\ln(-\ln(u_i))}{1.282} \right] + \mu_x - 0.45\sigma_x \quad (۹-۴)$$

۴-۲-۱-۴ ایجاد اعداد تصادفی با توزیع حدی نوع II:

برای ایجاد اعداد تصادفی با توزیع حدی نوع II، همانند توزیع نرمال ابتدا باید مجموعه u_i ها تولید شوند، سپس باید با استفاده از معکوس تابع توزیع تجمعی مربوط به این توزیع، مقادیر x_i ها تولید شوند.

$$x_i = -\frac{U}{(\ln(u_i))^{1/K}} \quad (۱۰-۴)$$

در فرمول فوق U و K پارامترهای توزیع هستند که نحوه محاسبه آنها در فصل دوم شرح داده شده است. [22]

۴-۲-۱-۵ شبیه سازی متغیرهای تصادفی وابسته

در قسمت های قبل، متغیرها غیروابسته فرض شده بودند. در عمل متغیرها ممکن است وابسته باشند بنابراین روش شبیه سازی ما باید قادر به شبیه سازی وابستگی باشد. فرض شود متغیرهای $x_1, x_2, \dots, x_n$ متغیرهای تصادفی نرمال وابسته باشند.

$$\{\mu_x\} = \{\mu_{x_1}, \mu_{x_2}, \dots, \mu_{x_n}\} \quad (۱۱-۴)$$

$$[C_x] = \begin{bmatrix} COV(x_1, x_1) & COV(x_1, x_2) & \dots & COV(x_1, x_n) \\ COV(x_2, x_1) & COV(x_2, x_2) & \dots & COV(x_2, x_n) \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ COV(x_n, x_1) & COV(x_n, x_2) & \dots & COV(x_n, x_n) \end{bmatrix} \quad (۱۲-۴)$$

برای ایجاد اعداد تصادفی وابسته برای $x_1, x_2, \dots, x_n$ این موضوع ضروری است که ابتدا یک مجموعه از اعداد تصادفی غیروابسته $y_1, y_2, \dots, y_n$ را ایجاد نمود. آنگاه با استفاده از تبدیل متغیر $x_1, x_2, \dots, x_n$ محاسبه شوند. تبدیل با استفاده از رابطه زیر انجام می‌شود:

$$\{X\} = [T] \{Y\} \quad (۱۳-۴)$$

در رابطه فوق $[T]$ یک ماتریس تبدیل می‌باشد. برای بکارگیری این روش نیاز است تا ماتریس تبدیل $[T]$ ایجاد شود. فرض شود که $[A]$ یک ماتریس $n \times n$ متقارن باشد. می‌توان یک ماتریس قطری $[D]$ و یک ماتریس مربعی $[T]$ را به گونه‌ای پیدا کرد که روابط زیر برقرار باشند:

$$[D] = [T]^T [A] [T] \quad (۱۴-۴)$$

$$[A] = [T] [D] [T]^T \quad (۱۵-۴)$$

در روابط فوق، ماتریس $[T]$ دربردارنده بردارهای ویژه متعامد متناسب با مقادیر ویژه ماتریس $[A]$ می‌باشد. ماتریس قطری $[D]$ دربردارنده مقادیر ویژه ماتریس $[A]$ می‌باشد. در متن حاضر، شبیه-سازیهای متغیرهای تصادفی $[A]$ ، کواریانس ماتریس $[C_x]$ اولیه مربوط به متغیرهای وابسته $\{X\}$ می‌باشد. ماتریس $[T]$ از بردارهای ویژه یکانی متعامد متناسب با مقادیر ویژه ماتریس $[C_x]$ ساخته می‌شود. ماتریس قطری $[D]$ متناسب با ماتریس کواریانس $[C_y]$ متغیرهای غیروابسته $\{Y\}$ می‌باشد. با انجام این تغییرات در نماد، معادلات بصورت زیر درمی‌آیند:

$$[C_y] = [T]^T [C_x] [T] = \begin{bmatrix} \sigma_{y_1}^2 & . & . & \dots & . \\ . & \sigma_{y_1}^2 & . & \dots & . \\ . & . & . & \dots & . \\ . & . & . & \dots & . \\ . & . & . & \dots & . \\ . & . & . & \dots & \sigma_{y_n}^2 \end{bmatrix} \quad (۱۶-۴)$$

درایه‌های قطری $[C_y]$ دربردارنده واریانس‌های متغیرهای غیروابسته Y می‌باشند که لازم است شبیه‌سازی شوند. می‌توان با استفاده از رابطه زیر مقادیر میانگین متغیرهای Y_i را بدست آورد:

$$\{\mu_y\} = [T]^T \{\mu_x\} \quad (۱۷-۴)$$

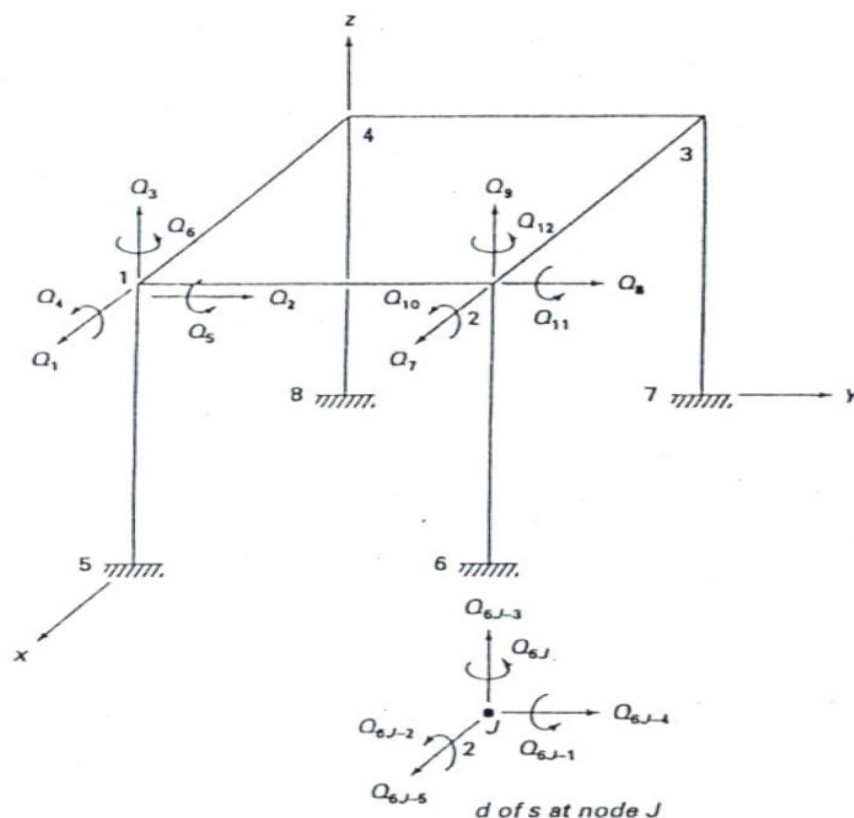
بعد از اینکه مقادیر شبیه‌سازی شده $\{Y\}$ بدست آمد، با استفاده از رابطه (۱۳-۴) مقادیر شبیه‌سازی شده $\{X\}$ بدست می‌آید.

۲-۲-۴ تحلیل قاب سه بعدی (فضایی)^۱

در تحلیل ساختمان‌های چند طبقه، به قاب‌های سه بعدی که قاب‌های فضایی نیز نامیده می‌شوند، به طور متداول برخورد می‌کنیم. یک قاب سه بعدی نمونه در شکل (۲-۴) نشان داده شده است؛ هر گره دارای ۶ درجه آزادی است.

شماره گذاری درجات آزادی در این شکل نشان داده شده است: برای گره J درجات آزادی 5J-6 و 4J-6 و 3J-6 نشان گر درجات آزادی انتقالی در امتداد محورهای x ، y و z بوده و همچنین 2J-6 و 1J-6 و J بیان گر درجات آزادی دورانی حول محورهای x ، y و z می‌باشد. بردار جابجایی المان در دستگاه‌های مختصات محلی و کلی به ترتیب به صورت q' و q نشان داده می‌شود. مطابق شکل (۳-۴) این بردارها دارای ابعاد 12×1 می‌باشند. [38]

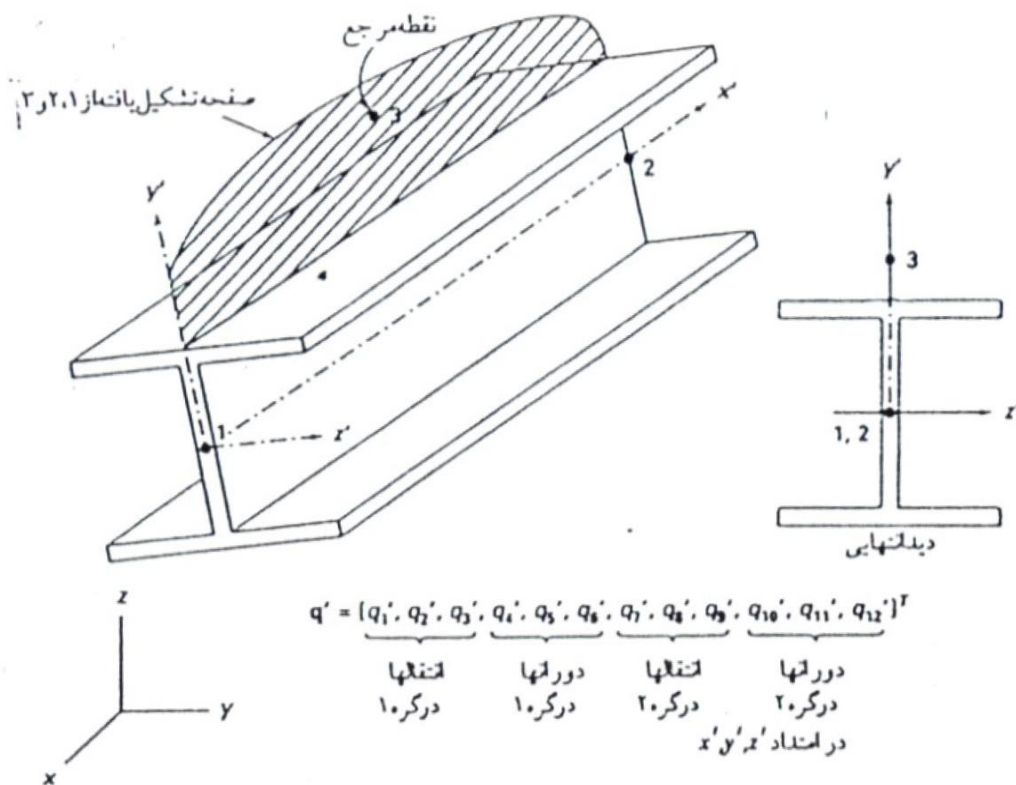
¹. Space Frames



شکل (۴-۲): شماره گذاری درجات آزادی برای یک قاب سه بعدی

جهت یابی دستگاه مختصات محلی $x'-y'-z'$ با استفاده از سه نقطه برقرار می گردد. نقطه ۱ و ۲ دو انتهای المان می باشد. محور x' در امتداد خط کشیده شده از نقطه ۱ به نقطه ۲ قرار دارد. نقطه ۳ هر نقطه مرجع غیرواقع بر امتداد خط رابط نقاط ۱ و ۲ می باشد. محور y' در صفحه تعریف شده توسط نقاط ۱، ۲ و ۳ واقع می باشد. این موارد را می توان در شکل (۴-۳) ملاحظه نمود. آنگاه محور z' به طور خودکار از راست گرد بودن دستگاه $x'-y'-z'$ تعریف می گردد. یادآوری می شود که $y'-z'$ محورهای اصلی سطح مقطع عرضی و Iy' و Iz' لنگرماندهای اصلی می باشند.

خواص سطح مقطع های عرضی توسط چهار پارامتر مشخص می شوند؛ مساحت A ، لنگرماندهای Iy' و Iz' و J ، حاصلضرب GJ سختی پیچشی می باشد که در آن G مدول برشی است. برای سطح مقطع های عرضی مدور یا لوله ای J لنگر ماند قطبی می باشد.



شکل (۳-۴): المان قاب سه بعدی در دستگاه های مختصات محلی و کلی

ماتریس سختی هر المان در دستگاه مختصات محلی^۱ یک ماتریس 12×12 است که با k' نشان داده می شود و از معادله (۴-۱۸) بدست می آید.

^۱. Local Stiffness Matrix

$$\begin{bmatrix} \frac{AE}{\ell} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -\frac{AE}{\ell} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \frac{12EI_z}{\ell^3} & 0 & 0 & 0 & \frac{6EI_z}{\ell^2} & 0 & -\frac{12EI_z}{\ell^3} & 0 & 0 & 0 & \frac{6EI_z}{\ell^2} \\ 0 & 0 & \frac{12EI_y}{\ell^3} & 0 & -\frac{6EI_y}{\ell^2} & 0 & 0 & 0 & -\frac{12EI_y}{\ell^3} & 0 & -\frac{6EI_y}{\ell^2} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{GJ}{\ell} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -\frac{GJ}{\ell} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -\frac{6EI_y}{\ell^2} & 0 & \frac{4EI_y}{\ell} & 0 & 0 & 0 & \frac{6EI_y}{\ell^2} & 0 & \frac{2EI_y}{\ell} & 0 \\ 0 & \frac{6EI_z}{\ell^2} & 0 & 0 & 0 & \frac{4EI_z}{\ell} & 0 & -\frac{6EI_z}{\ell^2} & 0 & 0 & 0 & \frac{2EI_z}{\ell} \\ -\frac{AE}{\ell} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{AE}{\ell} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -\frac{12EI_z}{\ell^3} & 0 & 0 & 0 & -\frac{6EI_z}{\ell^2} & 0 & \frac{12EI_z}{\ell^3} & 0 & 0 & 0 & -\frac{6EI_z}{\ell^2} \\ 0 & 0 & -\frac{12EI_y}{\ell^3} & 0 & \frac{6EI_y}{\ell^2} & 0 & 0 & 0 & \frac{12EI_y}{\ell^3} & 0 & \frac{6EI_y}{\ell^2} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -\frac{GJ}{\ell} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{GJ}{\ell} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -\frac{6EI_y}{\ell^2} & 0 & \frac{2EI_y}{\ell} & 0 & 0 & 0 & \frac{6EI_y}{\ell^2} & 0 & \frac{4EI_y}{\ell} & 0 \\ 0 & \frac{6EI_z}{\ell^2} & 0 & 0 & 0 & \frac{2EI_z}{\ell} & 0 & -\frac{6EI_z}{\ell^2} & 0 & 0 & 0 & \frac{4EI_z}{\ell} \end{bmatrix}$$

(۱۸-۴)

ماتریس سختی المان در مختصات کلی^۱ عبارت است از:

$$K_e = L^T K'_e L \quad (۱۹-۴)$$

ماتریس تبدیل مختصات کلی- محلی به صورت زیر ارائه می‌شود که λ ماتریس کسینوس‌های هادی

می باشد:

^۱ . Global Stiffness Matrix

$$L = \begin{bmatrix} \lambda & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \lambda & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \lambda & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \lambda \end{bmatrix} \quad (۲۰-۴)$$

$$\lambda = \begin{bmatrix} \ell_1 & m_1 & n_1 \\ \ell_2 & m_2 & n_2 \\ \ell_3 & m_3 & n_3 \end{bmatrix} \quad (۲۱-۴)$$

ℓ_1 و m_1 و n_1 به ترتیب کسینوس‌های زاویه‌های بین محور x' و محورهای کلی x و y و z می‌باشند که با استفاده از روابط زیر بدست می‌آیند:

$$\ell_e = \sqrt{(x_2 - x_1)^2 + (y_2 - y_1)^2 + (z_2 - z_1)^2} \quad (۲۲-۴)$$

$$\ell_1 = \frac{x_2 - x_1}{\ell_e} \quad (۲۳-۴)$$

$$m_1 = \frac{y_2 - y_1}{\ell_e} \quad (۲۴-۴)$$

$$n_1 = \frac{z_2 - z_1}{\ell_e} \quad (۲۵-۴)$$

ℓ_2 و m_2 و n_2 به ترتیب کسینوس‌های زاویه‌های بین محور y' و محورهای کلی x و y و z می‌باشند که با استفاده از روابط زیر بدست می‌آیند:

$$D = \sqrt{(\ell_1)^2 + (m_1)^2} \quad (۲۶-۴)$$

$$\ell_2 = \frac{-m_1}{D} \quad (۲۷-۴)$$

$$m_2 = \frac{\ell_1}{D} \quad (۲۸-۴)$$

$$n_2 = 0 \quad (۲۹-۴)$$

ℓ_3 و m_3 و n_3 به ترتیب کسینوس‌های زاویه‌های بین محور z' و محورهای کلی x و y و z می‌باشند که با استفاده از روابط زیر بدست می‌آیند:

$$\ell_3 = \frac{-\ell_1 n_1}{D} \quad (30-4)$$

$$m_3 = \frac{-m_1 n_1}{D} \quad (31-4)$$

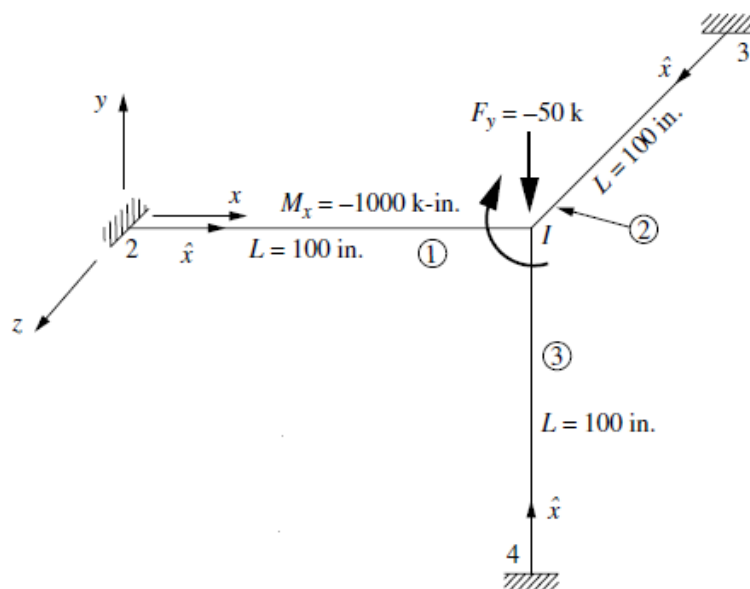
$$n_3 = D \quad (32-4)$$

جهت کسب اطمینان از عملکرد صحیح این قسمت از برنامه، مثالی از کتاب اجزای محدود Logan در مورد تحلیل یک قاب سه بعدی انتخاب شده و نتایج آن با نتایج برنامه متلب مقایسه گردیده است.

مثال ۴-۱)

در این مثال، نیروهای داخلی اعضای قاب فضایی نشان داده شده در شکل (۴-۴) برای ابتدا و انتهای هر المان، با استفاده از برنامه متلب تعیین شده است. نتایج برنامه در جدول (۴-۱) و نتایج کتاب در

جدول (۴-۲) نشان داده شده است. [38]



شکل (۴-۴): قاب فضایی مربوط به مثال (۴-۱)

نتایج تحلیل برنامه به شرح زیر است:

جدول (۱-۴): نتایج برنامه متلب مربوط به مثال (۱-۴)

Element number	1	2	3
$F_x (s)$	-2.1295e-01	2.9486e-02	1.8346e-01
$F_y (s)$	3.1781e-01	7.6968e+00	4.1985e+01
$F_z (s)$	5.2627e-02	7.0557e+00	-7.1083e+00
$M_x (s)$	1.9980e+01	-2.6496e+02	-2.3553e+02
$M_y (s)$	-3.1654e+00	9.4027e-01	-8.9003e-02
$M_z (s)$	1.8991e+01	5.1671e-01	-6.0728e+00
$F_x (e)$	2.1295e-01	-2.9486e-02	-1.8346e-01
$F_y (e)$	-3.1781e-01	-7.6968e+00	-4.1985e+01
$F_z (e)$	-5.2627e-02	-7.0557e+00	7.1083e+00
$M_x (e)$	-1.9980e+01	-5.0472e+02	-4.7530e+02
$M_y (e)$	-2.0973e+00	2.0083e+00	8.9003e-02
$M_z (e)$	1.2790e+01	-5.1671e-01	-1.2273e+01

نتایج کتاب Logan نیز به شرح زیر است:

جدول (۲-۴): نتایج مرجع مربوط به مثال (۱-۴)

Element number	1	2	3
$F_x (s)$	-0.213	0.029	0.183
$F_y (s)$	0.318	7.697	41.985
$F_z (s)$	0.053	7.056	-7.108
$M_x (s)$	19.98	-264.957	-235.532
$M_y (s)$	-3.165	0.94	-0.089
$M_z (s)$	18.991	0.517	-6.073
$F_x (e)$	0.213	-0.029	-0.183
$F_y (e)$	-0.318	-7.697	-41.985
$F_z (e)$	-0.053	-7.056	7.108
$M_x (e)$	-19.98	-504.722	-475.297
$M_y (e)$	-2.097	2.008	0.089
$M_z (e)$	12.79	-0.517	-12.273

مقایسه نتایج، دقت قابل قبول برنامه را می‌رساند.

۴-۲-۳ ارزیابی پارامترهای مربوط به مقاومت تیرستونها و کنترل معیارهای طراحی

توضیحات لازم برای بدست آوردن پارامترهای مقاومتی تیرستون و تعیین نسبت تنش آن بطور کامل در فصل سوم این پایان نامه بیان شده است. به این منظور، با دانستن مقادیر توزیع احتمالاتی و مقادیر آماری متغیرهای تصادفی دخیل در روابط مقاومت، مقادیر آنها توسط فرآیند مونت کارلو تولید و با جایگزینی در روابط طراحی، معیارهای کفایت تیرستونها، تعیین می شود.

۴-۲-۴ تعیین احتمال خرابی

با هر بار اجرای برنامه، یک مقدار برای نیروهای داخلی و مقاومت هر عضو بدست می آید و در پایان هر اجرا، نسبت تنش برای عضو مورد نظر تعیین می شود. به این ترتیب در هر مرحله، عملکرد صحیح یا خرابی عضو مشخص می شود. تعداد کل اجراهای برنامه به تعداد شبیه سازیها می باشد. با توجه به تعداد شبیه سازیها و تعداد دفعاتی که عضو گسیخته می شود، احتمال خرابی عضو تعیین می گردد.

$$P_f = \frac{n}{N} \quad (۴-۳۳)$$

n : تعداد دفعاتی که عضو گسیخته می شود.

N : تعداد کل شبیه سازیها

P_f : احتمال خرابی عضو

برای تعیین احتمال خرابی اعضا جهت صحت سنجی، یک بار از روش مونت کارلو و یک بار از روش راکوئیتز-فیسلر استفاده شده است. بدین منظور برنامه کامپیوتری RACKINDEX جهت روش تحلیلی راکوئیتز-فیسلر نوشته شده است.

در ادامه مثالی از مقاله FRANGOPOL [36] انتخاب شده و نتایج مقاله با نتایج برنامه RACKINDEX که در آن از روش راکوئیتز-فیسلر برای بدست آوردن β استفاده شده است و برنامه PROMAT که مبتنی بر روش مونت کارلو می باشد، مقایسه شده است.

مثال ۴-۲)

در این مثال، قابلیت اعتماد یک تیرستون $W 10 \times 68$ با تکیه گاه ساده بررسی شده است. این تیرستون دارای طول قطعی $L = 50 ft$ می باشد. مدول الاستیسیته و تمام مشخصات مقطع مقادیر قطعی فرض شده اند.

$$E=29000 \text{ ksi} \quad , \quad A=20 \text{ in}^2 \quad , \quad I_x=394 \text{ in}^4 \quad , \quad I_y=134 \text{ in}^4 \quad , \quad r_x=4.4385 \text{ in} \\ r_y=2.5884 \text{ in} \quad , \quad Z_x=85.3 \text{ in}^3$$

مقدار بار خارجی محوری P و دو لنگر خمشی در دو انتهای ستون که در جهات مختلف در صفحه y عمل می کنند $M_1 = M_{1x}$, $M_2 = M_{2x}$ و تنش جاری شدن فولاد F_y بعنوان متغیرهای تصادفی نرمال در نظر گرفته شده اند. مقادیر میانگین و ضریب تغییرات این متغیرها به شرح زیر است:

$$\bar{P} = 100 \text{ kips} \quad , \quad \bar{M}_1 = \frac{\bar{M}_2}{2} = 300 \text{ kips-in} \quad , \quad \bar{F}_y = 36 \text{ ksi}$$

$$V(P) = 0.1 \quad , \quad V(M_1) = V(M_2) = 0.2 \quad , \quad V(F_y) = 0.1$$

مقادیر ضریب همبستگی نیز به شرح زیرند:

$$\rho(P, M_1) = \rho(P, M_2) = \rho(M_1, M_2) = 1.0$$

$$\rho(P, F_y) = \rho(M_1, F_y) = \rho(M_2, F_y) = 0.0$$

با توجه به اینکه کمانش، الاستیک بوده ($K_x L / r_x > C_c$) و تیرستون به صورت تک انحنایی می باشد

($C_m > 0.6$)، تابع حالت حدی بصورت زیر فرموله می شود:

$$g(x) = 1 - \frac{P}{P_e} - \frac{(0.6 + 0.4 \frac{M_1}{M_2}) M_2}{(1 - \frac{P}{P_e}) Z F_y}$$

در این معادله، $x_1 = P$ و $x_2 = M_1$ و $x_3 = M_2$ و $x_4 = F_y$ متغیرهای تصادفی با توزیع نرمال هستند.

برای لحاظ کردن شرایط همبستگی، با توجه به توضیحات داده شده در فصل دوم، باید ابتدا مقادیر میانگین و واریانس مربوط به متغیرهای غیروابسته بدست آید، سپس وارد مراحل آنالیز مونت کارلو شد که این مراحل در برنامه اعمال شده است.

مقادیر شاخص قابلیت اعتماد (β) و احتمال خرابی مستخرج از مقاله [36] (که از یک برنامه کامپیوتری بهینه‌سازی نتیجه شده است) و نتایج بدست آمده از برنامه RACKINDEX به روش راکوئیتز-فیسلر و برنامه PROMAT به روش مونت کارلو در جدول (۳-۴) نشان داده شده است.

جدول (۳-۴): مقایسه نتایج شاخص قابلیت اعتماد و احتمال خرابی مثال (۲-۴)

برنامه PROMAT	برنامه RACKINDEX	مرجع [36]	مقادیر شاخص ایمنی و احتمال خرابی
2.8434	2.8811	2.865	β
0.0022	1.852×10^{-3}	2.0893×10^{-3}	P_f

در برنامه PROMAT از 500000 شبیه‌سازی، برای محاسبه احتمال خرابی استفاده شده است.

```

Command Window

>> Beam_Column_Failure_Probability
***** Analysis Reliability *****
Number of simulation:
      500000

Probability Failure Is:
      0.0022

Reliability Index:
      2.8434

*****                      End Analysis                      *****
fx >>

```

شکل (۴-۵): نتایج برنامه PROMAT مربوط به مثال (۴-۲)

Reliability index	2.88110016423352
Failure probability	1.85208624139648E-03

Run
exit

شکل (۴-۶): نتایج برنامه RACKINDEX مربوط به مثال (۴-۲)

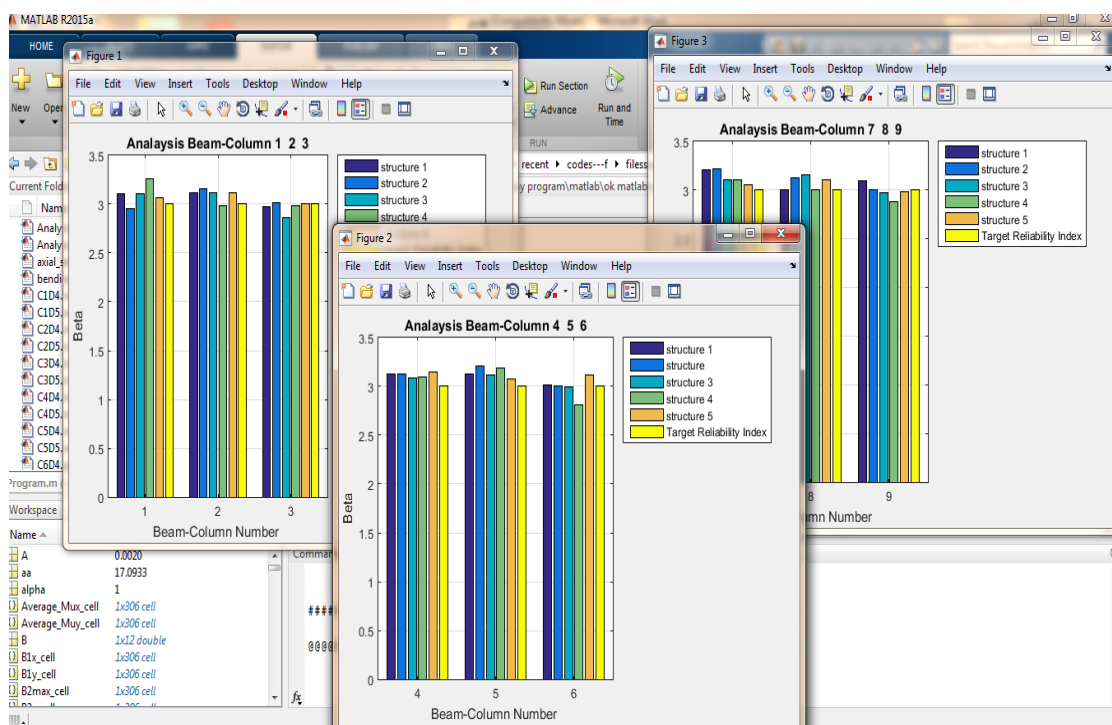
مقایسه نتایج مندرج در جدول (۴-۳)، دقت مناسب برنامه را می‌رساند.

۳-۴ شرح مختصری از برنامه PROMAT

ورودی‌های این برنامه شامل تعداد اعضای قاب، تعداد گره‌ها، تعداد گره‌های تکیه‌گاهی، مشخصات مکانیکی مواد مانند مدول الاستیسیته فولاد، نوع مقطع (که خروجی ETABS می‌باشد)، مشخصات اعضا مانند طول، بارهای وارد بر سازه، تعداد شبیه‌سازیها و ... می‌باشد.

در هر بار اجرای برنامه، تنها شماره ترکیب بار موردنظر پرسیده می‌شود و سایر اطلاعات بصورت متنی وارد می‌شود.

خروجی نیز بصورت نمودارهای میله‌ای می‌باشد که برای هر ترکیب بار (هر بار اجرای برنامه)، خروجی برنامه سه نمودار (یکی مربوط به ستونهای گوشه، یکی مربوط به ستونهای کناری و یکی مربوط به ستونهای میانی در پنج سازه می‌باشد) است که شمای کلی آن در شکل (۷-۴) نشان داده شده است:



شکل (۷-۴): شمای کلی از خروجی برنامه PROMAT

فصل پنجم :

نتایج حاصل از برنامه PROMAT و

مثال‌های عددی

۵-۱ مقدمه

در روش های رایج آیین نامه ای، ضابطه اساسی طراحی با اعمال ضرایب اطمینان بار و مقاومت اعمال می شود. به عبارت دیگر برای رسیدن به ایمنی لازم، در مقاومتها ضرایب کوچکتر از یک و به بارهای مؤثر ضرایب بزرگتر از یک اعمال می شود.

در روش های دیگر طراحی که به نام روش مستقیم شناخته می شود، با اعمال ضرایب β به جای اعمال ضرایب جزئی بار و مقاومت، پراکندگی هر یک از پارامترهای تعیین کننده بار و مقاومت مورد توجه قرار می گیرد. ضابطه عمومی طراحی به صورت زیر بیان می شود:

$$R \geq S \quad (۵-۱)$$

تفاوت این روش با روش آیین نامه ای آن است که R و S مقدار قطعی نداشته، و بعلاوه ماهیت تصادفی پارامترهای تشکیل دهنده، مقدار آنها ممکن است تغییر کند.

در این پایان نامه سعی بر آن است که با ایجاد محیطی احتمالاتی منطبق بر شرایط ایران و تحلیل احتمالاتی سازه، آئین نامه فولاد ایران و ضرایب اطمینان بکار رفته در آن مورد ارزیابی قرار گیرد و ضعفها و قوت های آن تحت ترکیب بارهای مختلف در قابهای متفاوت برای تیرستونهای انتخاب شده در موقعیت های مختلف مورد بررسی قرار گیرد. به این منظور، بعضی پارامترها مانند بارهای وارد بر سازه و پارامترهای مربوط به مقاومت، مانند تنش تسلیم فولاد متغیر احتمالاتی^۱ در نظر گرفته و از طرفی از ضرایب افزایش بار و کاهش مقاومت بکار رفته در آئین نامه صرف نظر شده است و با توجه به طراحی آئین نامه ایران و مقاطع تعیین شده برای اعضا که با استفاده از نرم افزار ETABS بدست آمده است، مقدار شاخص قابلیت اعتماد محاسبه و با مقایسه مقدار شاخص قابلیت اعتماد پیشنهادی آئین نامه، میتوان در مورد سطح ایمنی آئین نامه ایران نظر داد.

^۱. Probabilistic Variable

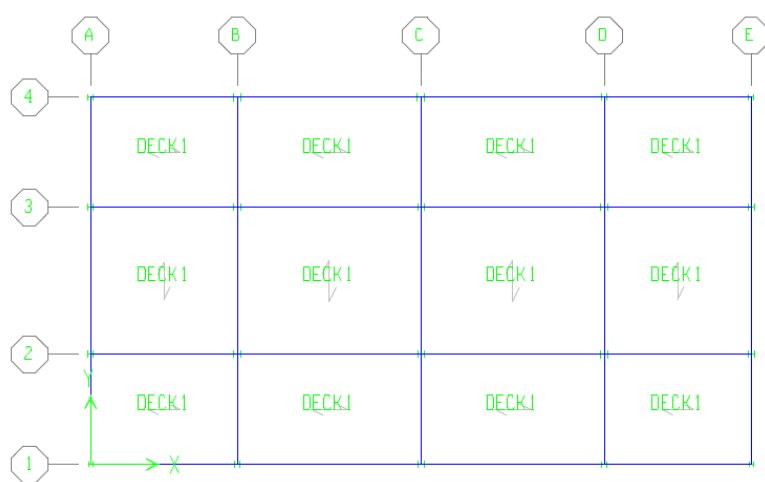
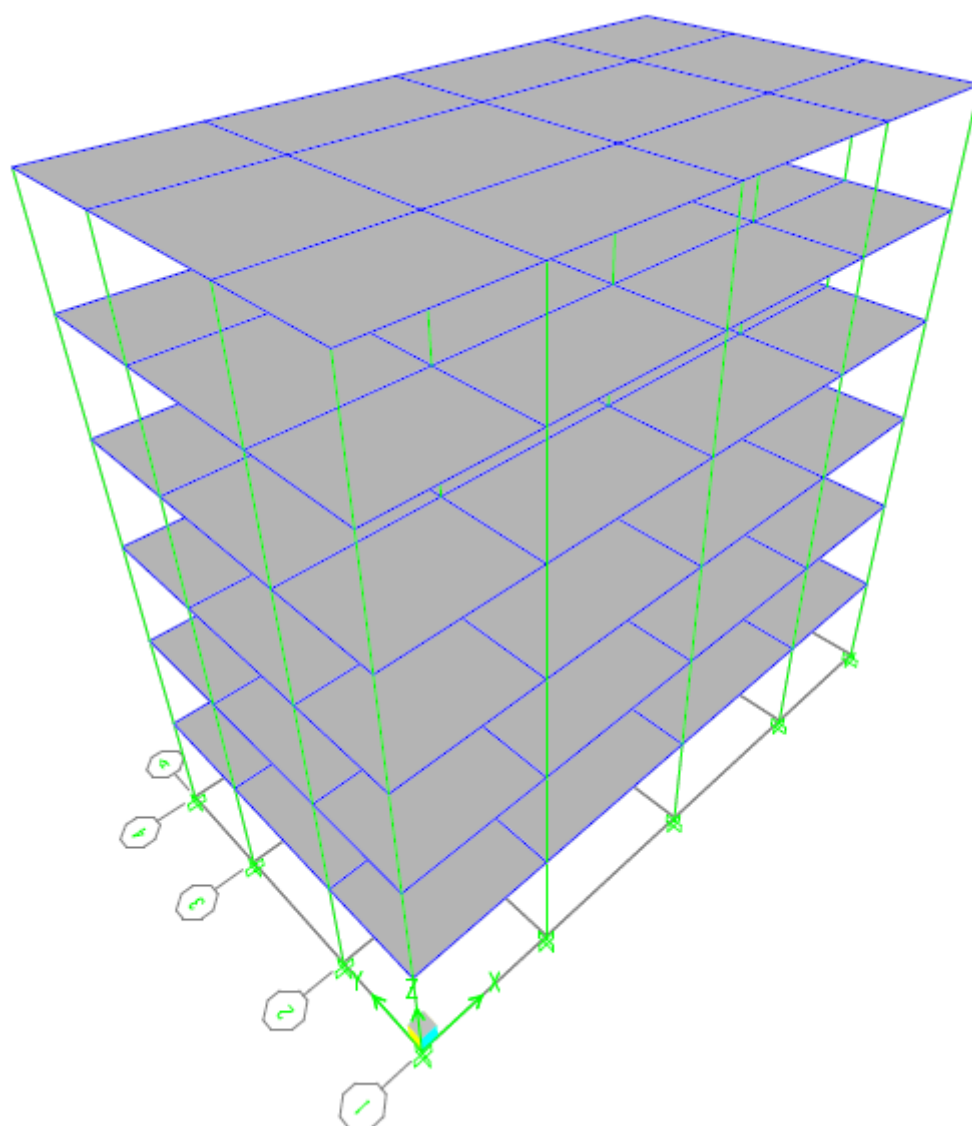
با نظر به اینکه مقاطع مورد نظر، پروفیل‌های نورد شده استاندارد می‌باشند و پراکندگی داده‌ها در پارامترهای مربوط به مقطع عضو (مانند ارتفاع مقطع، سطح مقطع، ممان اینرسی و ...) بسیار اندک است، می‌توان آنها را مقادیر قطعی^۱ در نظر گرفت.

۵-۲ مثال‌ها

در مثالهای ۱ تا ۵، پنج قاب سه‌بعدی ۶ طبقه با ۴ دهانه در راستای X و ۳ دهانه در راستای Y با شکل کلی و پلان مطابق شکل (۵-۱) بررسی شده است. این سازه دارای سقف تیرچه بلوک و سیستم سازه‌ای قاب خمشی در هر دو طرف می‌باشد. در کلیه مثالها، تعداد ۹ تیرستون در موقعیتهای گوشه، کناری و میانی در طبقات ۱ و ۳ و ۶ مورد بررسی قرار گرفته‌اند و با استفاده از آنالیز مونت کارلو تحت تحلیل قابلیت اعتماد قرار گرفته و شاخص قابلیت اعتماد آنها تعیین شده است. نحوه شماره‌گذاری ستونها در جدول (۵-۱) نشان داده شده است.

ترکیبات بارگذاری بررسی شده به همراه مقادیر قابلیت اعتماد هدف برای هر ترکیب بار نیز به شرح جدول (۵-۲) می‌باشد. مقادیر قابلیت اعتماد هدف با توجه به مطالب فصل دوم تعیین شده است.

^۱.Deterministic



شکل (۵-۱): قاب سه بعدی مربوط به مثال‌های (۱) تا (۵)

جدول (۵-۱): شماره تیرستونها در موقعیت‌ها و طبقات مختلف سازه

تیر ستونهای گوشه (E-1)	شماره تیرستونها	
	طبقه اول	1
	طبقه سوم	2
	طبقه ششم	3
تیر ستونهای کناری (A-3)	طبقه اول	4
	طبقه سوم	5
	طبقه ششم	6
تیر ستونهای میانی (C-3)	طبقه اول	7
	طبقه سوم	8
	طبقه ششم	9

جدول (۵-۲): مقادیر شاخص قابلیت اعتماد هدف برای حالات مختلف بار

β هدف	ترکیب بارگذاری منتخب (بحرانی) مورد بررسی
3	1) $1.2D + 1.6L + 0.5S$
2.5	2) $1.2D + 1.0L + 0.5S + 1.4W_x$
2.5	3) $1.2D + 1.0L + 0.5S + 1.4W_y$
1.75	4) $1.2D + 1.0L + 0.2S + 1.0E_x$
1.75	5) $1.2D + 1.0L + 0.2S + 1.0E_y$
2.5	6) $0.9D + 1.4W_x$
2.5	7) $0.9D + 1.4W_y$
1.75	8) $0.9D + 1.0E_x$
1.75	9) $0.9D + 1.0E_y$

مثال (۱)

در این مثال، طول دهانه‌ها در راستای x به ترتیب ، 4m , 5m , 5m , 4m و در راستای y، 3m , 4m , 3m می‌باشد.

مقادیر شاخص قابلیت اعتماد برای این قاب، بدست آمده از برنامه PROMAT در جدول (۳-۵) نشان داده شده است.

جدول (۳-۵): مقادیر قابلیت اعتماد برای ترکیب بارهای مختلف مربوط به مثال (۱)

شماره ترکیب بار	تیرستونهای گوشه			تیرستونهای کناری			تیرستونهای میانی		
	1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	3.1087	3.1152	2.9760	3.1241	3.1250	3.0130	3.2050	2.9998	3.0921
2	2.8168	2.8211	2.8192	2.9362	2.9301	2.8197	2.9478	2.9492	2.8988
3	2.8304	2.8206	2.8920	2.9054	2.9032	2.8993	2.9091	2.8972	2.8826
4	1.6003	1.6918	1.7015	1.7158	1.6951	1.7001	1.7120	1.8002	1.7940
5	1.6298	1.6469	1.6678	1.6568	1.7289	1.7190	1.8120	1.7999	1.7120
6	2.8817	2.8911	2.8015	3.1045	3.0015	2.9999	2.9995	2.9040	2.9115
7	2.8222	2.9154	2.8897	2.8995	2.9154	2.9013	2.9416	2.8650	3.1012
8	1.6560	1.7103	1.6286	1.6090	1.8001	1.8000	1.5690	1.7002	1.6103
9	1.7456	1.6853	1.8004	1.6545	1.6861	1.6241	1.6681	1.7253	1.5669

مثال ۲)

در این مثال، طول دهانه‌ها به ترتیب در راستای x ، $4m$ ، $5m$ ، $5m$ ، $4m$ و در راستای y ، $3m$ ، $4.25m$ ، $3m$ می‌باشد.

مقادیر شاخص قابلیت اعتماد برای این قاب، بدست آمده از برنامه PROMAT در جدول (۴-۵) نشان داده شده است.

جدول (۴-۵): مقادیر قابلیت اعتماد برای ترکیب بارهای مختلف مربوط به مثال (۲)

شماره ترکیب بار	تیرستونهای گوشه			تیرستونهای کناری			تیرستونهای میانی		
	1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	2.9568	3.1540	3.0140	3.1242	3.2131	3.0101	3.2222	3.1254	3.0080
2	2.8854	2.8151	2.9634	2.9002	2.8954	3.1463	2.8999	2.9566	2.9964
3	2.8496	2.8001	2.8002	2.9132	2.9536	2.7326	2.9325	2.8000	2.8697
4	1.7000	1.6754	1.6532	1.6625	1.6999	1.7569	1.7564	1.8325	1.6468
5	1.6649	1.6999	1.6003	1.7699	1.6998	1.7003	1.7368	1.7024	1.8003
6	3.0030	2.8802	2.8965	3.0023	2.8503	2.8756	2.8935	3.0021	2.9009
7	2.9021	2.8265	2.8966	2.9033	2.9901	2.8654	2.9832	2.9302	3.0020
8	1.6595	1.7032	1.6936	1.7423	1.7542	1.7102	1.5832	1.7182	1.7665
9	1.6566	1.5878	1.6978	1.7024	1.7587	1.7421	1.6899	1.7430	1.7568

مثال ۳)

در این مثال، طول دهانه‌ها به ترتیب در راستای x ، $4m$ ، $5m$ ، $5m$ ، $4m$ و در راستای y ، $3m$ ، $4.5m$ ، $3m$ می‌باشد.

مقادیر شاخص قابلیت اعتماد برای این قاب، بدست آمده از برنامه PROMAT در جدول (۵-۵) نشان داده شده است.

جدول (۵-۵): مقادیر قابلیت اعتماد برای ترکیب بارهای مختلف مربوط به مثال (۳)

شماره ترکیب بار	تیرستونهای گوشه			تیرستونهای کناری			تیرستونهای میانی		
	1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	3.1102	3.1213	2.8587	3.0889	3.1221	2.9980	3.1098	3.1540	2.9765
2	2.7134	2.8440	2.8033	2.8821	2.8215	2.8003	2.9050	2.8654	2.8721
3	2.8201	2.8346	2.7694	2.9032	2.9965	2.8021	2.9945	2.8654	2.9754
4	1.8280	1.7500	1.6987	1.7879	1.7478	1.6987	1.8490	1.7348	1.7302
5	1.8024	1.7032	1.6502	1.7502	1.7032	1.6320	1.7002	1.8033	1.6625
6	2.8902	2.7932	2.9003	2.9032	2.8654	3.0010	2.9009	2.8895	2.8945
7	2.9803	2.9003	2.9546	3.0014	2.8998	2.9999	2.8933	2.8945	2.8796
8	1.7032	1.7141	1.7031	1.7598	1.7203	1.7407	1.6032	1.7803	1.7695
9	1.7465	1.5924	1.7578	1.7021	1.7005	1.8089	1.7400	1.5120	1.7428

مثال ۴)

در این مثال، طول دهانه‌ها به ترتیب در راستای x ، $4m$ ، $5m$ ، $5m$ ، $4m$ و در راستای y ، $3m$ ، $4.75m$ ، $3m$ می‌باشد.

مقادیر شاخص قابلیت اعتماد برای این قاب، بدست آمده از برنامه PROMAT در جدول (۵-۶) نشان داده شده است.

جدول (۵-۶): مقادیر قابلیت اعتماد برای ترکیب بارهای مختلف مربوط به مثال (۴)

شماره ترکیب بار	تیرستونهای گوشه			تیرستونهای کناری			تیرستونهای میانی		
	1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	3.2565	2.9890	2.9874	3.0955	3.1879	2.8124	3.1104	3.0001	2.8775
2	2.7469	2.9504	2.8856	2.7254	2.9997	2.9642	3.0020	3.0548	2.7078
3	2.8912	2.9560	2.9542	2.9266	2.8965	2.9300	2.8215	2.9999	2.8900
4	1.7694	1.7750	1.6206	1.7698	1.8234	1.8058	1.8403	1.7031	1.7506
5	1.7099	1.8021	1.7301	1.6602	1.7465	1.8300	1.7468	1.7002	1.6320
6	2.8965	3.0310	2.7995	2.8833	3.1301	2.9855	2.8600	2.9999	2.8754
7	2.7825	3.0240	2.9620	2.8589	2.7841	3.0321	2.8632	3.0321	2.9645
8	1.6933	1.8647	1.7005	1.7468	1.7361	1.7712	1.7021	1.6937	1.7598
9	1.6035	1.6024	1.7024	1.6899	1.7102	1.7035	1.7002	1.6205	1.8647

مثال ۵)

در این مثال، طول دهانه‌ها به ترتیب در راستای x ، $4m$ ، $5m$ ، $5m$ ، $4m$ و در راستای y ، $3m$ ، $5m$ ، $3m$ می‌باشد.

مقادیر شاخص قابلیت اعتماد برای این قاب، بدست آمده از برنامه PROMAT در جدول (۷-۵) نشان داده شده است.

جدول (۷-۵): مقادیر قابلیت اعتماد برای ترکیب بارهای مختلف مربوط به مثال (۵)

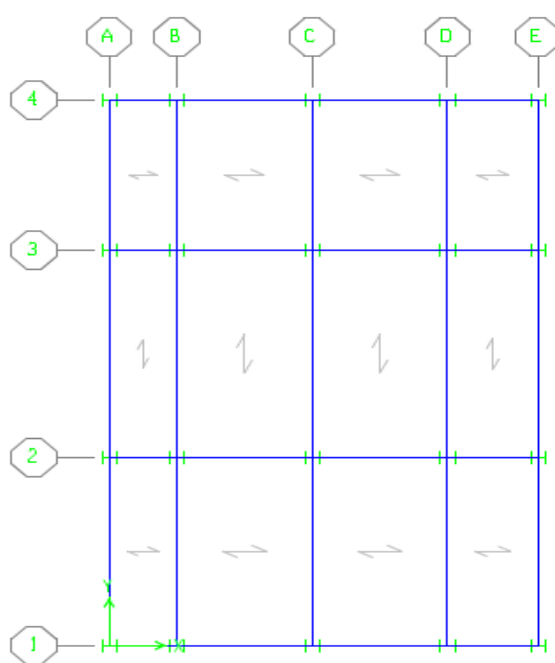
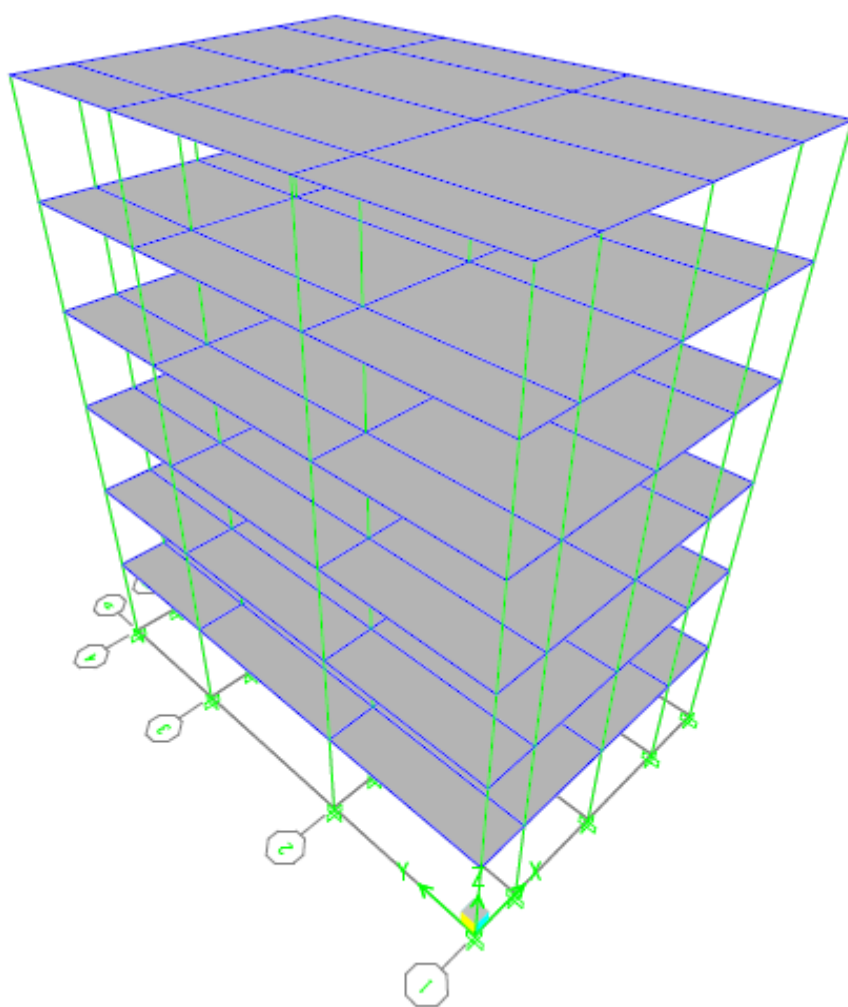
شماره ترکیب بار	تیرستونهای گوشه			تیرستونهای کناری			تیرستونهای میانی		
	1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	3.0705	3.1201	3.0020	3.1502	3.0727	3.1215	3.0589	3.1011	2.9854
2	2.6412	2.7521	2.7964	3.1614	3.0021	2.7540	3.0000	3.1354	3.1302
3	2.9021	2.8994	2.7265	3.0003	2.9765	2.9785	2.9002	3.0007	3.2642
4	1.7356	1.8990	1.7584	1.7008	1.8567	1.8009	1.7207	1.7468	1.7892
5	1.7565	1.7021	1.6902	1.8024	1.7689	1.7995	1.7502	1.7502	1.7609
6	2.8725	3.0001	3.0002	2.9301	2.8963	2.9054	3.0033	3.0000	3.0020
7	3.0040	2.9936	3.1302	2.9825	3.0103	2.8792	3.1203	2.8998	2.9021
8	1.7032	1.8003	1.7008	1.6762	1.7026	1.7736	1.7968	1.7054	1.7010
9	1.7487	1.7513	1.8127	1.6103	1.7705	1.6452	1.6007	1.6041	1.7879

مثال ۶)

در این مثال، یک قاب سه‌بعدی ۶ طبقه با شکل کلی و پلان مطابق شکل (۵-۲) بررسی شده است. این سازه دارای سقف تیرچه بلوک و سیستم سازه‌ای قاب خمشی در هر دو طرف می‌باشد. در این مثال نیز، تعداد ۹ تیرستون در موقعیتهای گوشه، کناری و میانی در طبقات ۱ و ۳ و ۶ مورد بررسی قرار گرفته و شاخص قابلیت اعتماد آنها تعیین شده است که نحوه شماره‌گذاری ستونها در جدول (۵-۱) نشان داده شده است.

طول دهانه‌ها به ترتیب در راستای x ، 1.5 m ، 3 m ، 3 m ، 2 m و در راستای y ، 5 m ، 5.5 m ، 4 m می‌باشد.

مقادیر شاخص قابلیت اعتماد برای این قاب، بدست آمده از برنامه PROMAT در جدول (۵-۸) نشان داده شده است.



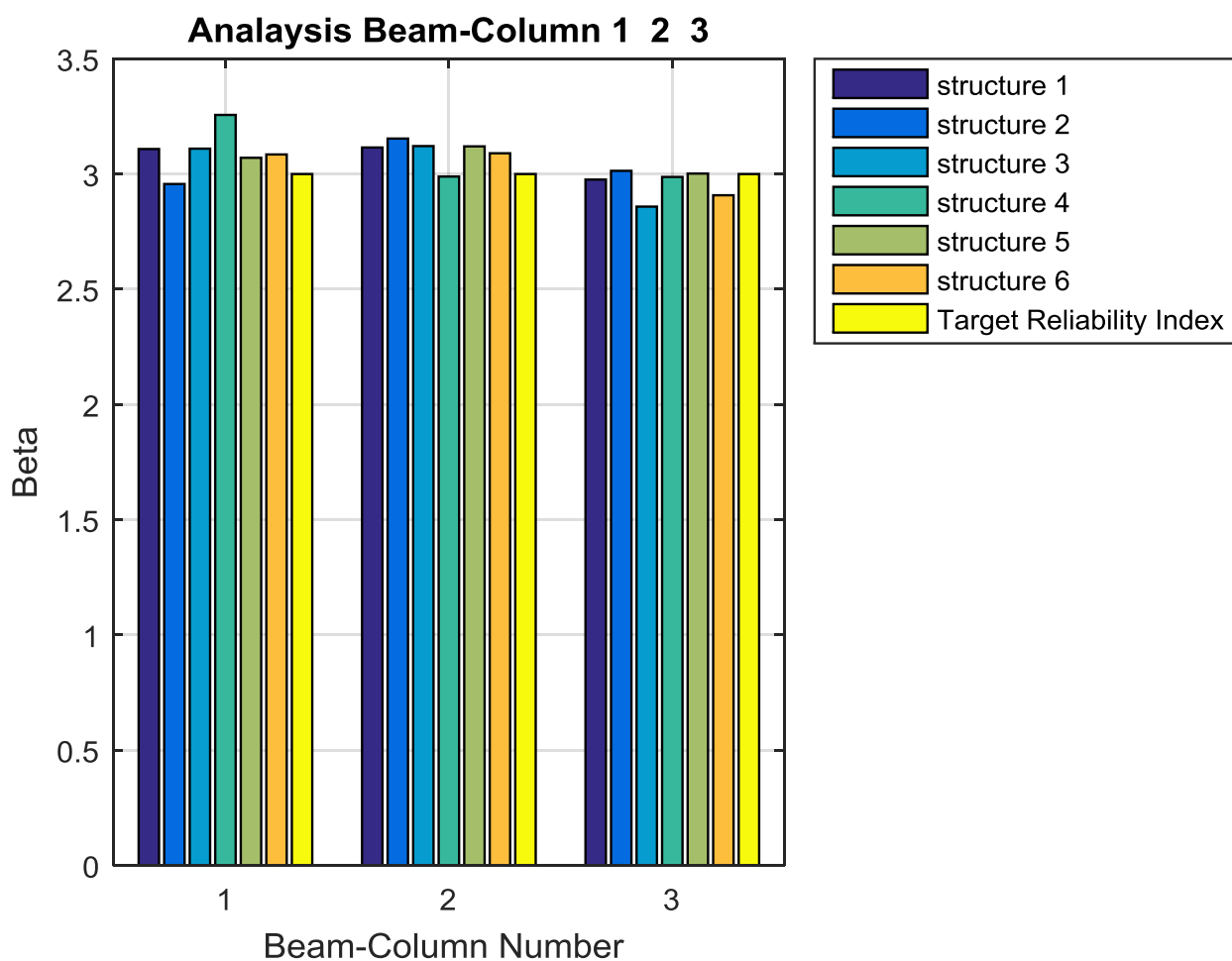
شکل (۵-۲): قاب سه بعدی مربوط به مثال (۶)

جدول (۵-۸): مقادیر قابلیت اعتماد برای ترکیب بارهای مختلف مربوط به مثال (۶)

شماره ترکیب بار	تیرستونهای گوشه			تیرستونهای کناری			تیرستونهای میانی		
	1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	3.0850	3.0901	2.9080	3.1250	3.1980	3.2040	3.0090	2.9980	2.8070
2	2.8340	2.6050	2.7650	2.8950	3.0060	2.7980	2.9020	2.8250	3.0120
3	2.8650	3.0010	2.8240	2.9310	2.9350	2.9150	2.8750	2.7980	2.9960
4	1.7210	1.6980	1.6890	1.6940	1.7540	1.7940	1.7320	1.7210	1.7450
5	1.7230	1.6540	1.6940	1.6940	1.7340	1.7210	1.7240	1.7120	1.7140
6	2.8240	2.8410	2.8940	2.8920	2.9140	2.9130	2.9040	2.8990	3.0110
7	2.7840	2.8350	2.9180	2.9510	2.9450	3.0010	2.9230	2.9090	2.7430
8	1.7240	1.7530	1.6680	1.7030	1.6940	1.7030	1.7340	1.7320	1.6890
9	1.7580	1.6450	1.8240	1.7210	1.7640	1.7220	1.6860	1.6940	1.6840

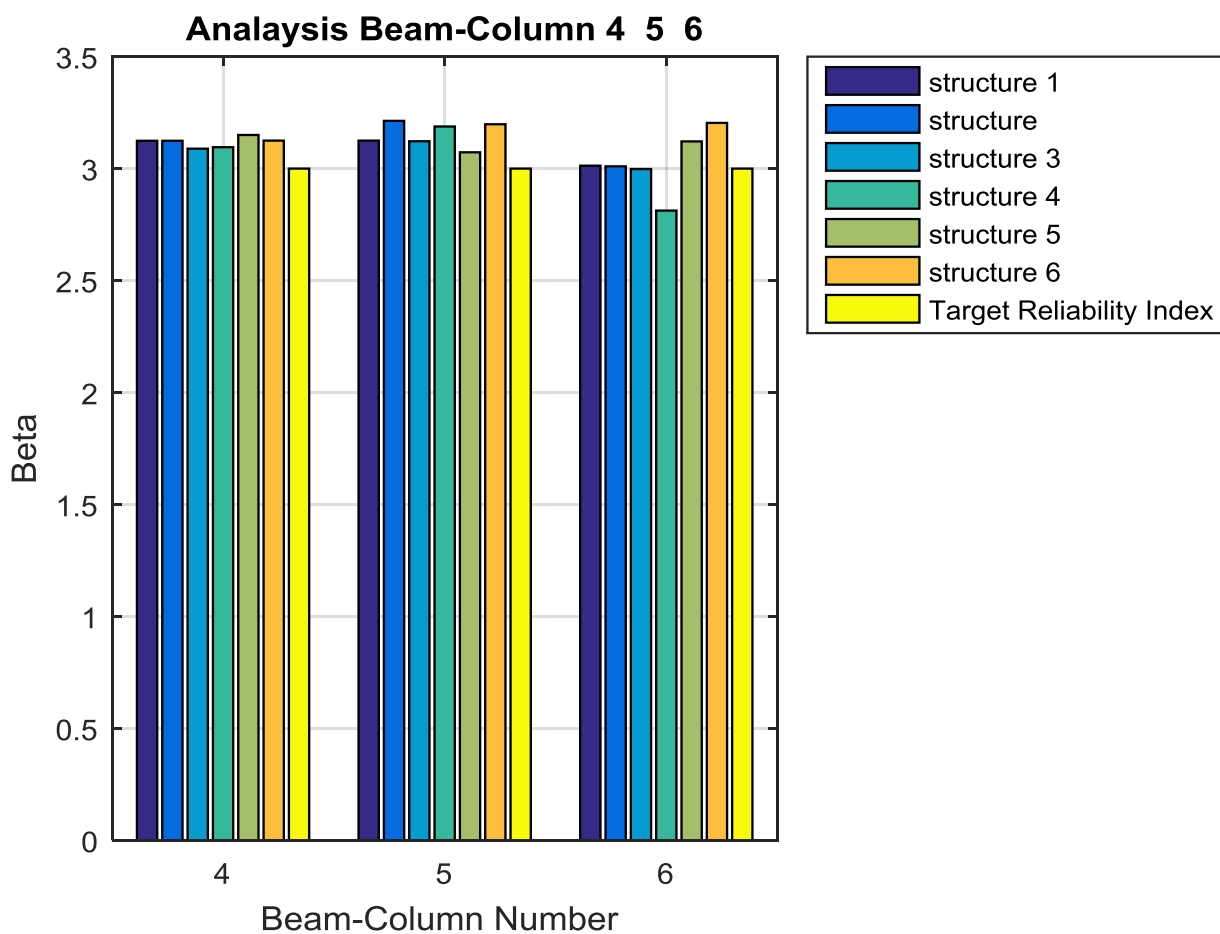
۵-۳ نتایج و نمودارها

با توجه به مثالهای فوق، نتایج بصورت شکل‌های (۵-۳) تا (۵-۲۹) می‌باشد.



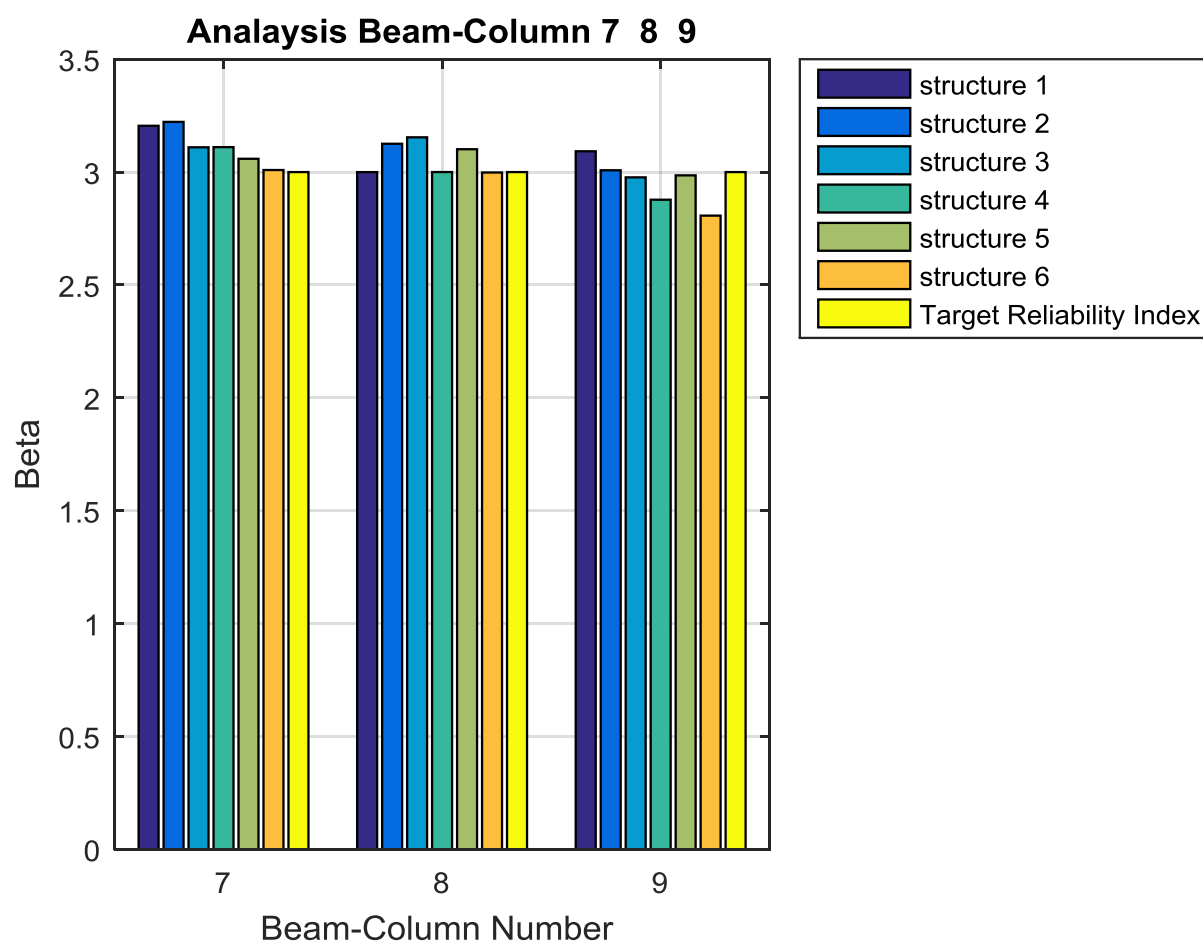
شکل (۳-۵): مقایسه قابلیت اعتماد تیرستونهای گوشه برای ترکیب بار ۱ ($1.2D + 1.6L + 0.5S$)

نمودار فوق مربوط به ستونهای گوشه در طبقات ۱ و ۳ و ۶ تحت ترکیب بار ۱ می باشد. همانطور که در شکل مشخص است، مقدار شاخص قابلیت اعتماد هدف برای این ترکیب بار ۳ می باشد. در 66.67 درصد موارد، مقدار β ، بیشتر از β هدف می باشد که میانگین افزایش آنها نسبت به β هدف 3.466 درصد می باشد. در 33.33 درصد موارد نیز، مقدار β ، کمتر از β هدف می باشد که میانگین کاهش آنها نسبت به β هدف 1.8006 درصد می باشد.



شکل (۴-۵): مقایسه قابلیت اعتماد تیرستونهای کناری برای ترکیب بار ۱ ($1.2D + 1.6L + 0.5S$)

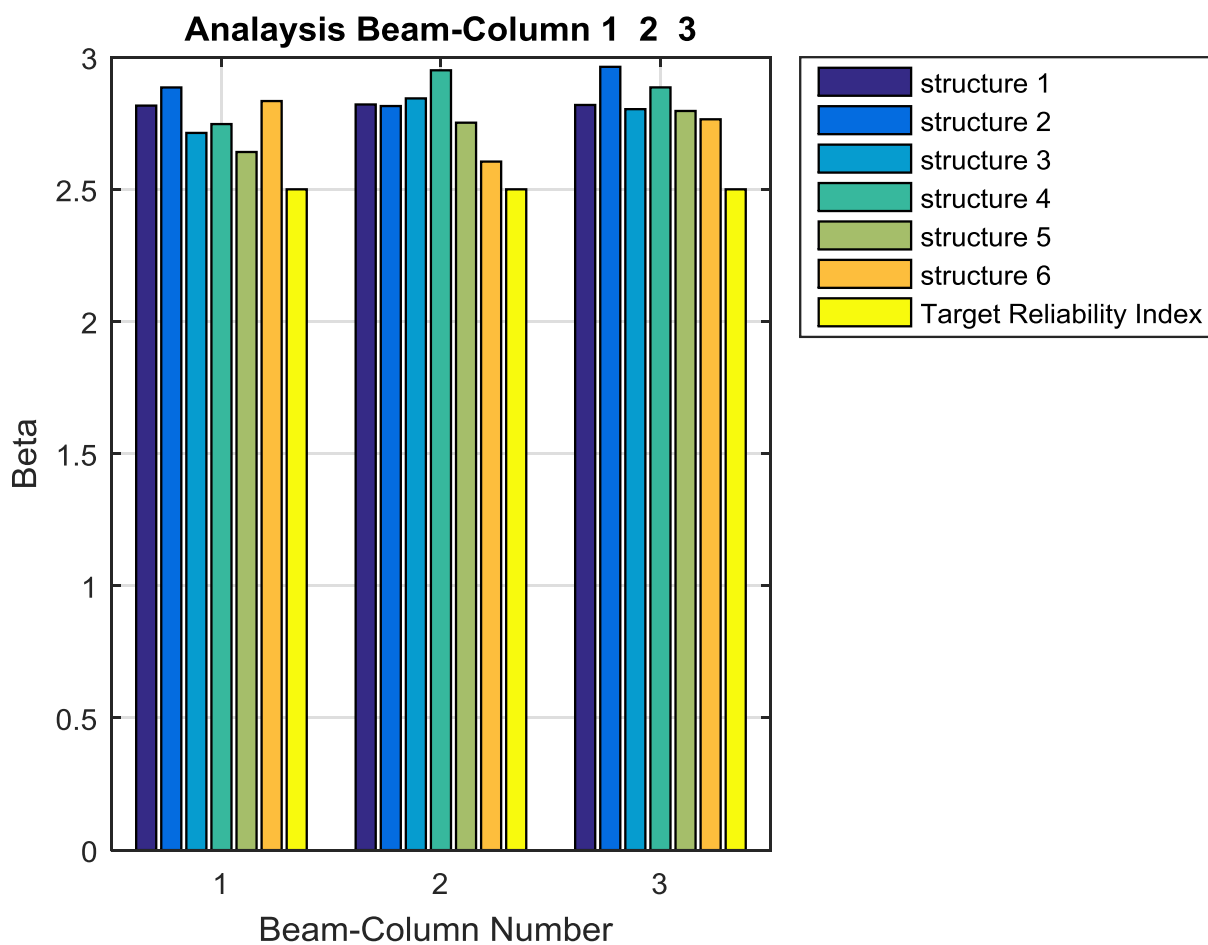
برای ستونهای کناری، در 88.89 درصد موارد، مقدار β بیشتر از β هدف می باشد که بطور میانگین نسبت به β هدف 4.12 درصد بیشتر است. در 11.11 درصد موارد نیز، مقدار β ، کمتر از β هدف می باشد که میانگین کاهش آنها نسبت به β هدف 3.16 درصد می باشد.



شکل (۵-۵): مقایسه قابلیت اعتماد تیرستونهای میانی برای ترکیب بار ۱ ($1.2D + 1.6L + 0.5S$)

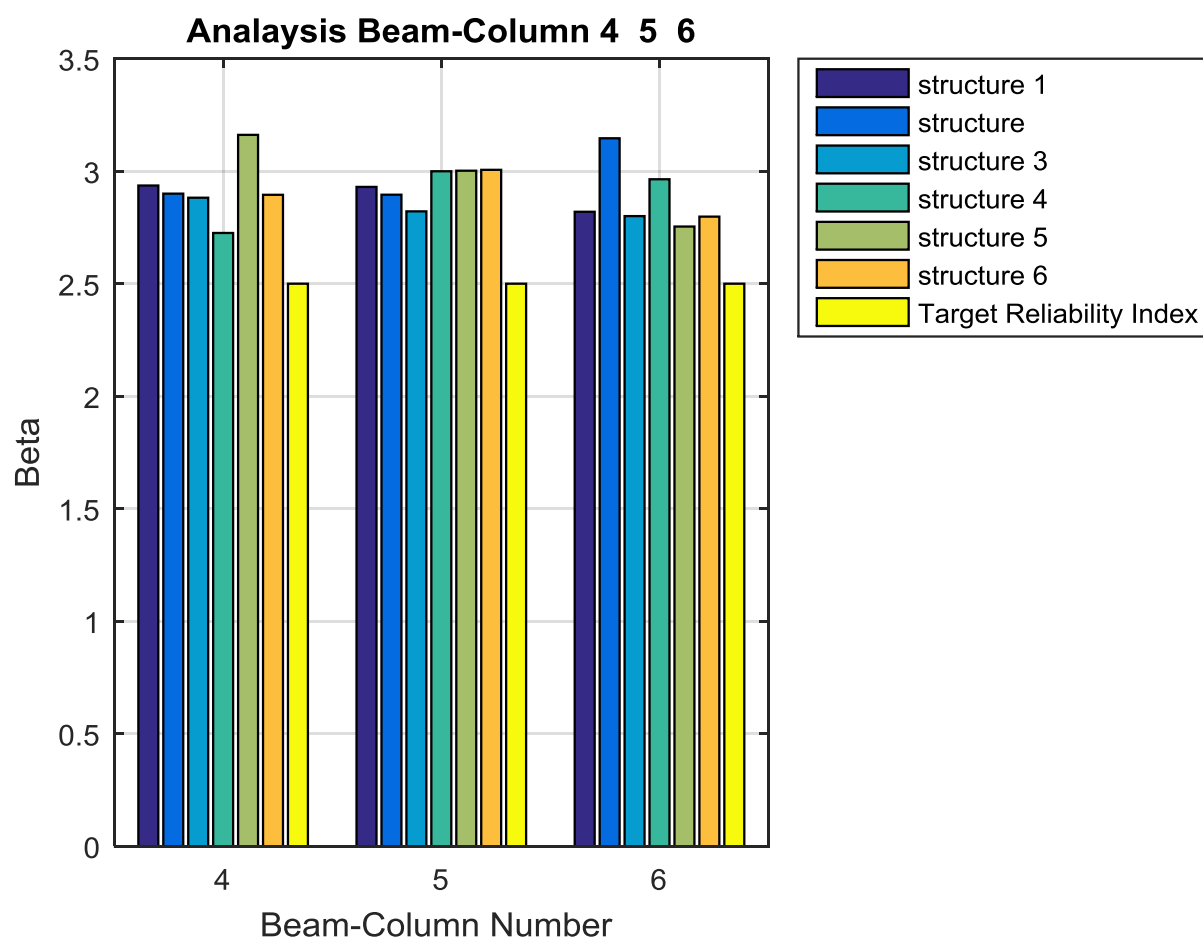
در ترکیب بار ۱ برای ستونهای میانی در 66.67 درصد موارد، مقدار β ، بیشتر از β هدف می باشد که میانگین افزایش آنها نسبت به β هدف 3.322 درصد می باشد. در 33.33 درصد موارد نیز، مقدار β ، کمتر از β هدف است که میانگین کاهش آنها نسبت به β هدف 1.98 درصد می باشد.

با توجه به این نمودارها میتوان نتیجه گرفت که برای ترکیب بار ۱ اکثر تیرستونها، عدد قابلیت اعتمادی بیشتر از هدف دارند که اندکی طرحها را غیراقتصادی می کند.



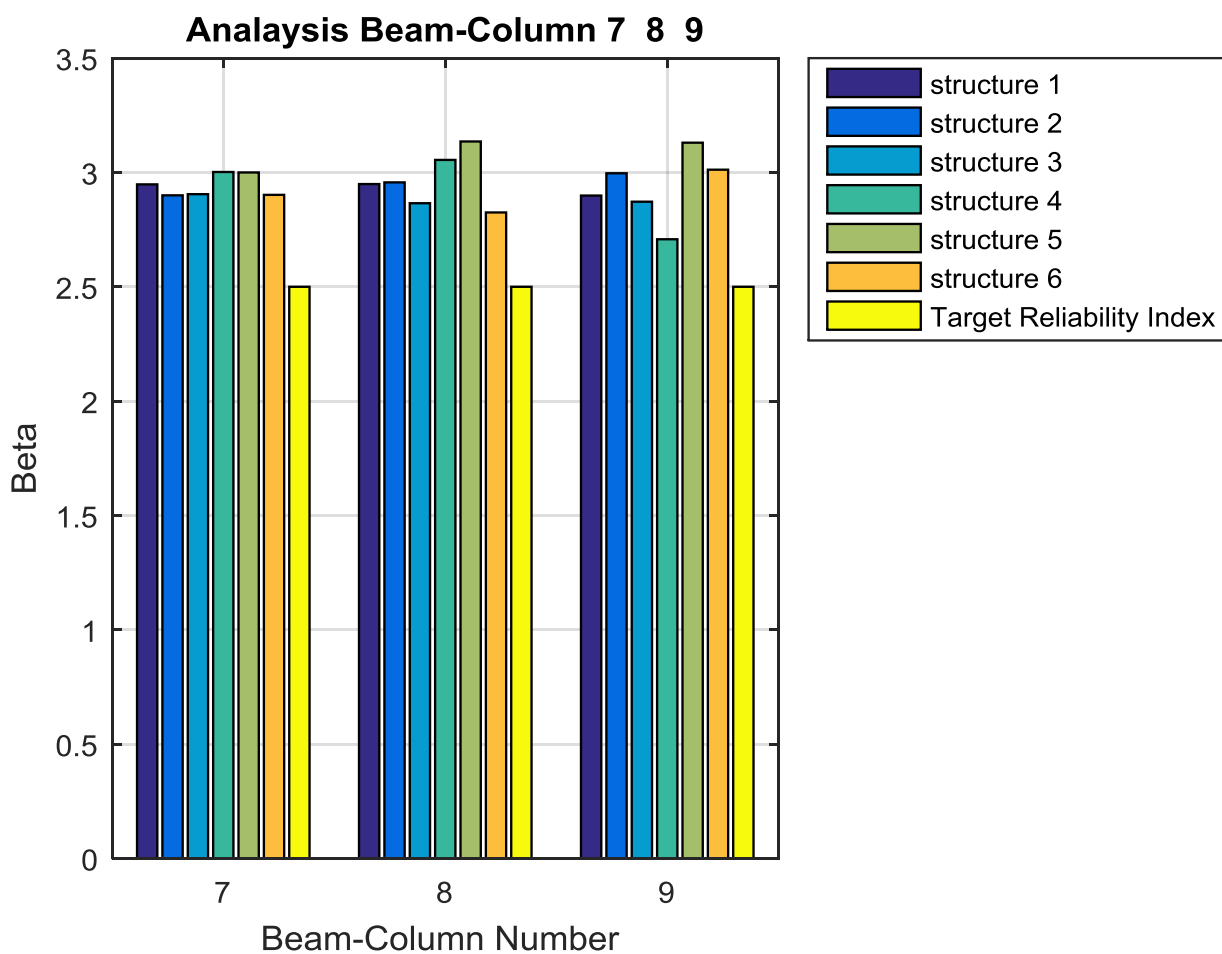
شکل (۵-۶): مقایسه قابلیت اعتماد تیرستونهای گوشه برای ترکیب بار $(1.2D + 1.0L + 0.5S + 1.4W_x)$

نمودار فوق مربوط به ستونهای گوشه در طبقات ۱ و ۳ و ۶ تحت ترکیب بار ۲ می باشد. در این ترکیب بار، مقدار شاخص قابلیت اعتماد هدف $2/5$ می باشد. در ۱۰۰ درصد موارد، مقدار β ، بیشتر از β هدف می باشد که میانگین افزایش آنها نسبت به β هدف ۱۲.۱۳ درصد می باشد.



شکل (۵-۷): مقایسه قابلیت اعتماد تیرستونهای کناری برای ترکیب بار $(1.2D + 1.0L + 0.5S + 1.4W_x)$

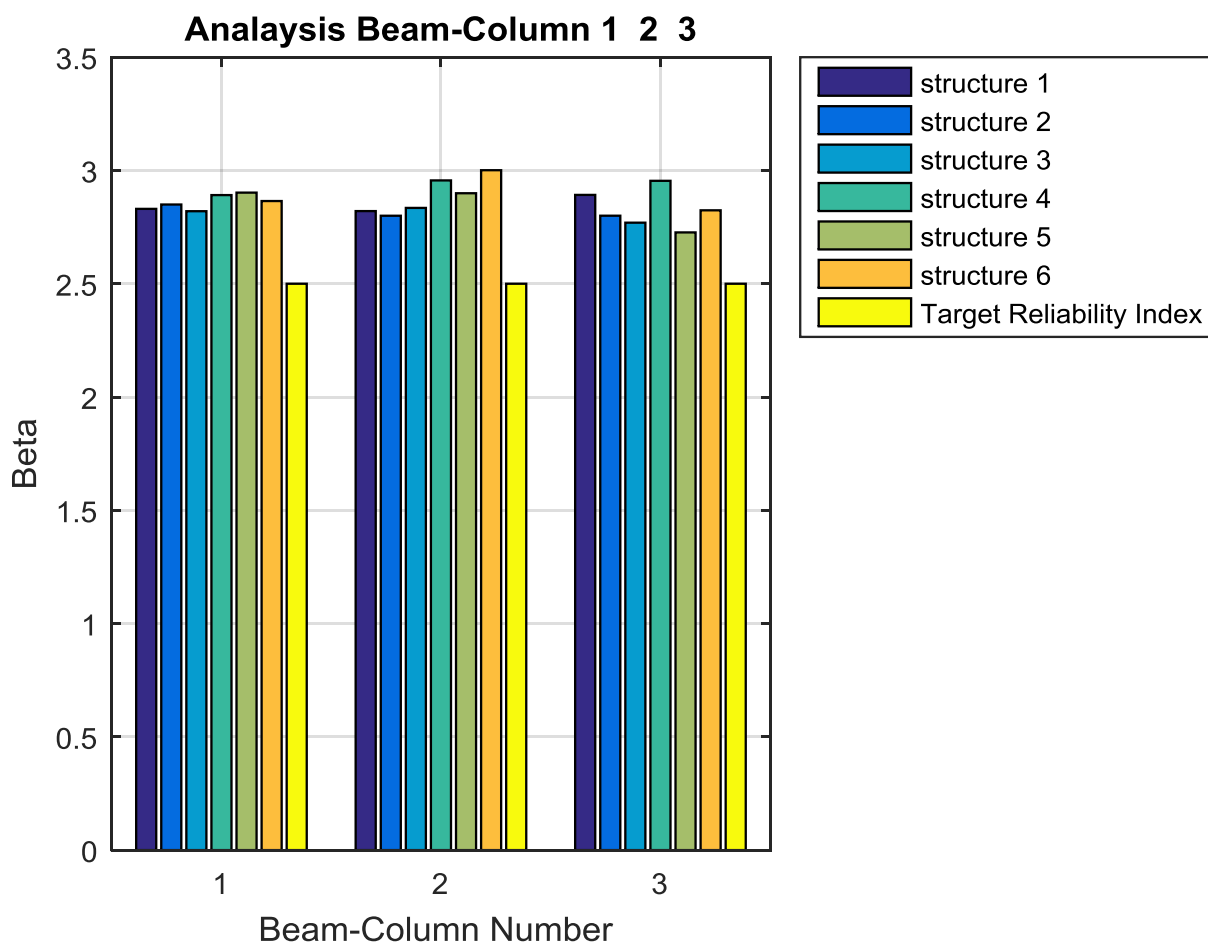
برای تیرستونهای کناری در این سازه‌ها، در تمام موارد، مقدار β ، بیشتر از β هدف می‌باشد که بطور میانگین نسبت به β هدف 16.528 درصد افزایش داشته است.



شکل (۵-۸): مقایسه قابلیت اعتماد تیرستونهای میانی برای ترکیب بار $(1.2D + 1.0L + 0.5S + 1.4W_x)$

در ترکیب بار ۲، برای ستونهای میانی در ۱۰۰ درصد موارد، مقدار β ، بیشتر از β هدف می باشد که میانگین افزایش آنها نسبت به β هدف ۱۷.۹۱۲ درصد می باشد.

در نتیجه می توان گفت طراحی آئین نامه فولاد ایران برای تیرستونها تحت ترکیب بارهای ثقلی و بار باد، بسیار غیراقتصادی می باشد و باید در طراحی ها بازنگری صورت گیرد.

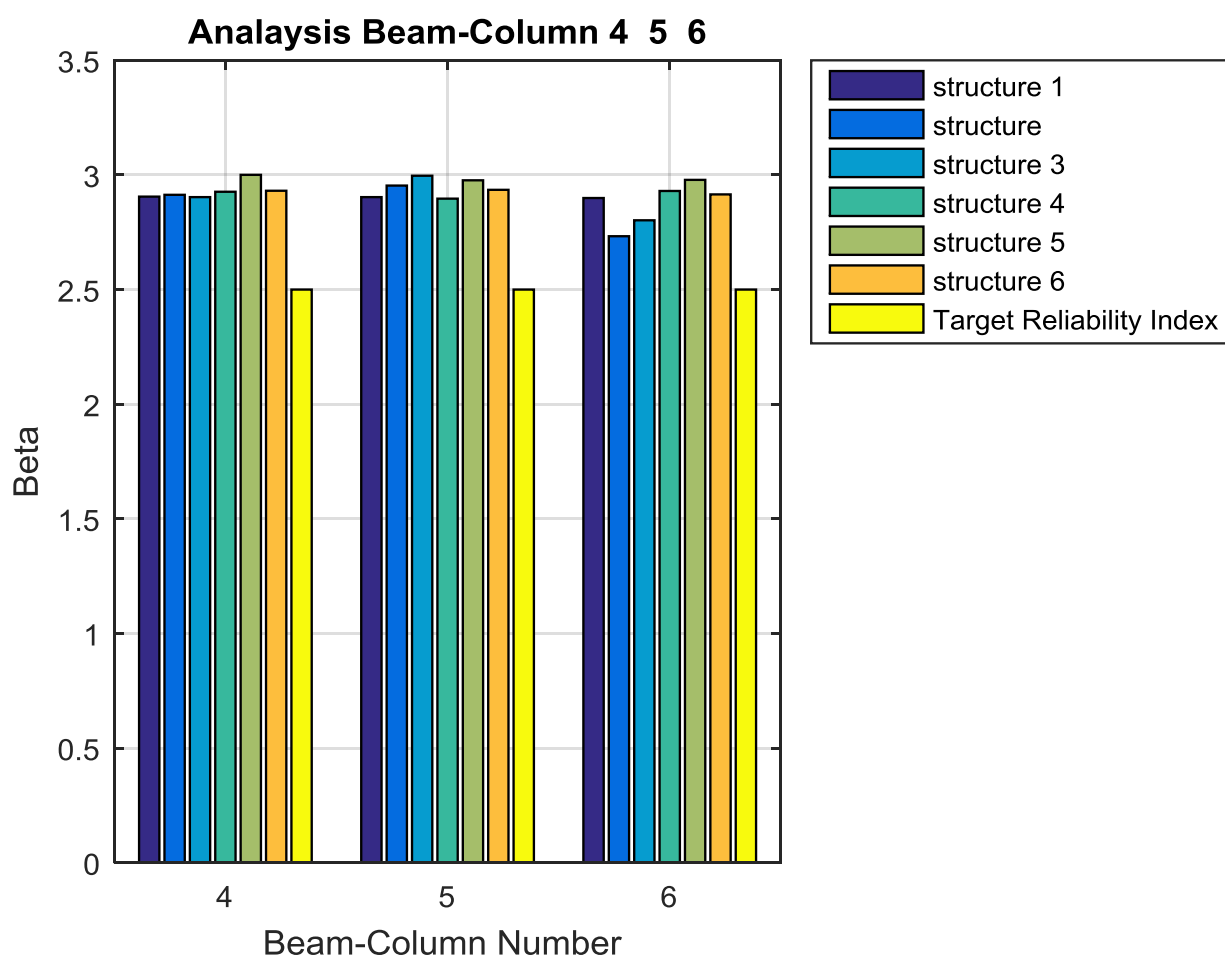


شکل (۵-۹): مقایسه قابلیت اعتماد تیرستونهای گوشه برای ترکیب بار $(1.2D + 1.0L + 0.5S + 1.4W_y)$

نمودار فوق مربوط به ستونهای گوشه در طبقات ۱ و ۳ و ۶ تحت ترکیب بار ۳ می باشد. برای این

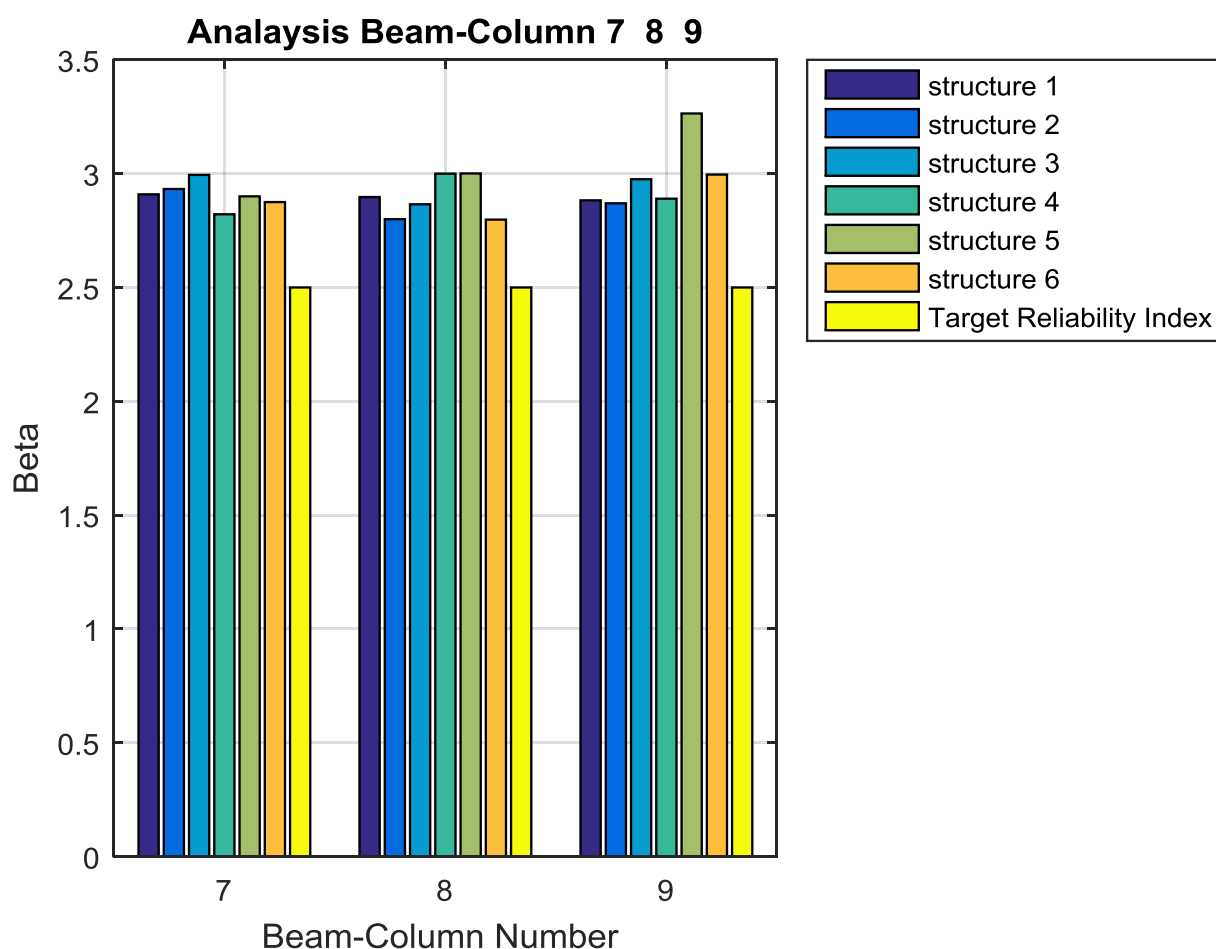
ترکیب، مقدار شاخص قابلیت اعتماد هدف $2/5$ می باشد. برای تمام تیرستونها، مقدار β ، بیشتر از

β هدف می باشد که میانگین افزایش آنها نسبت به β هدف ۱۴.۳۰۳ درصد می باشد.



شکل (۵-۱۰): مقایسه قابلیت اعتماد تیرستونهای کناری برای ترکیب بار $(1.2D + 1.0L + 0.5S + 1.4W_y)$ ۳

برای تیرستونهای کناری در ترکیب بار ۳ نیز، ۱۰۰ درصد ستونها، β ای بیشتر از β هدف دارند که بطور میانگین ۱۶.۶۶۳ درصد از β هدف بیشتر است.



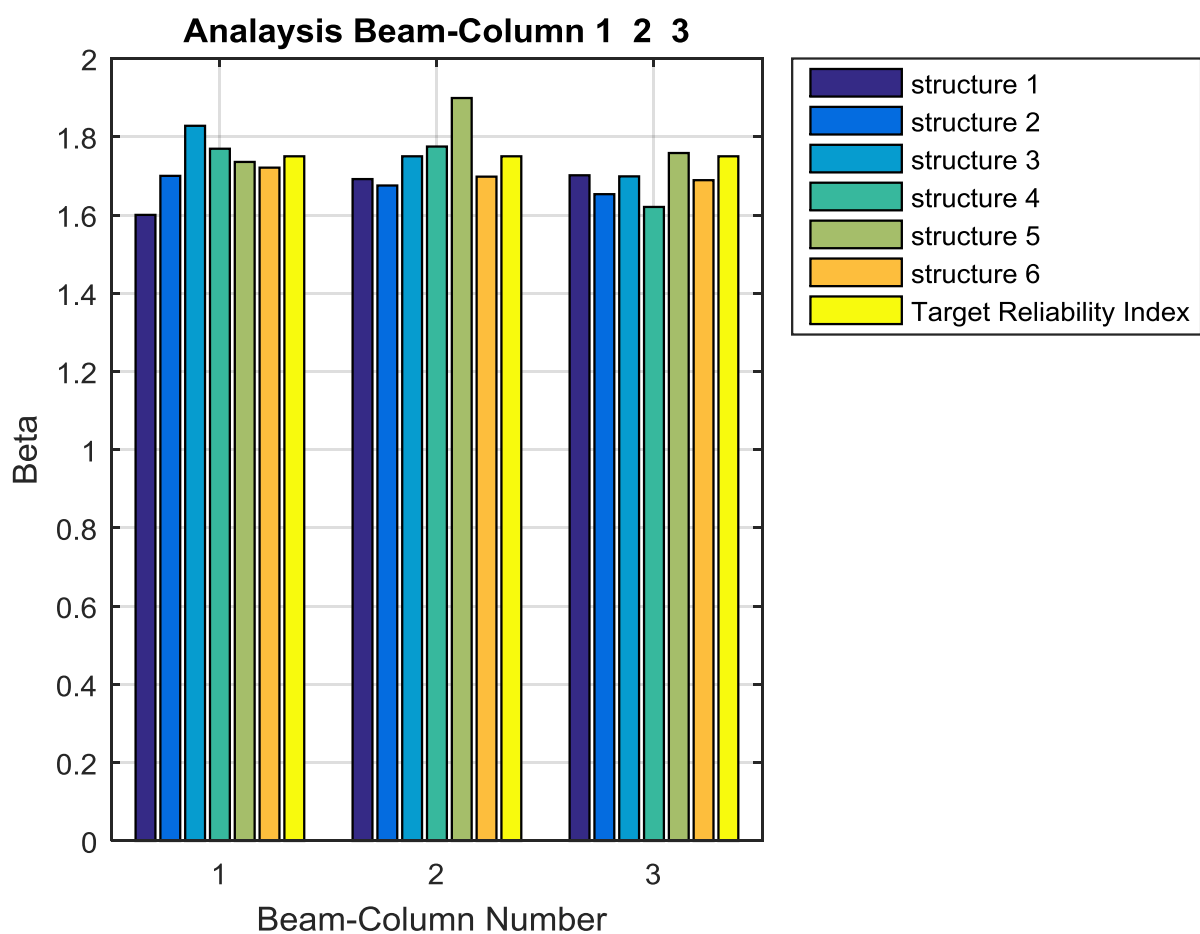
شکل (۵-۱۱): مقایسه قابلیت اعتماد تیرستونهای میانی برای ترکیب بار $(1.2D + 1.0L + 0.5S + 1.4W_y)$

برای ستونهای میانی نیز در 100 درصد موارد، مقدار β ، بیشتر از β هدف می باشد که میانگین

افزایش آنها نسبت به β هدف 17.049 درصد می باشد.

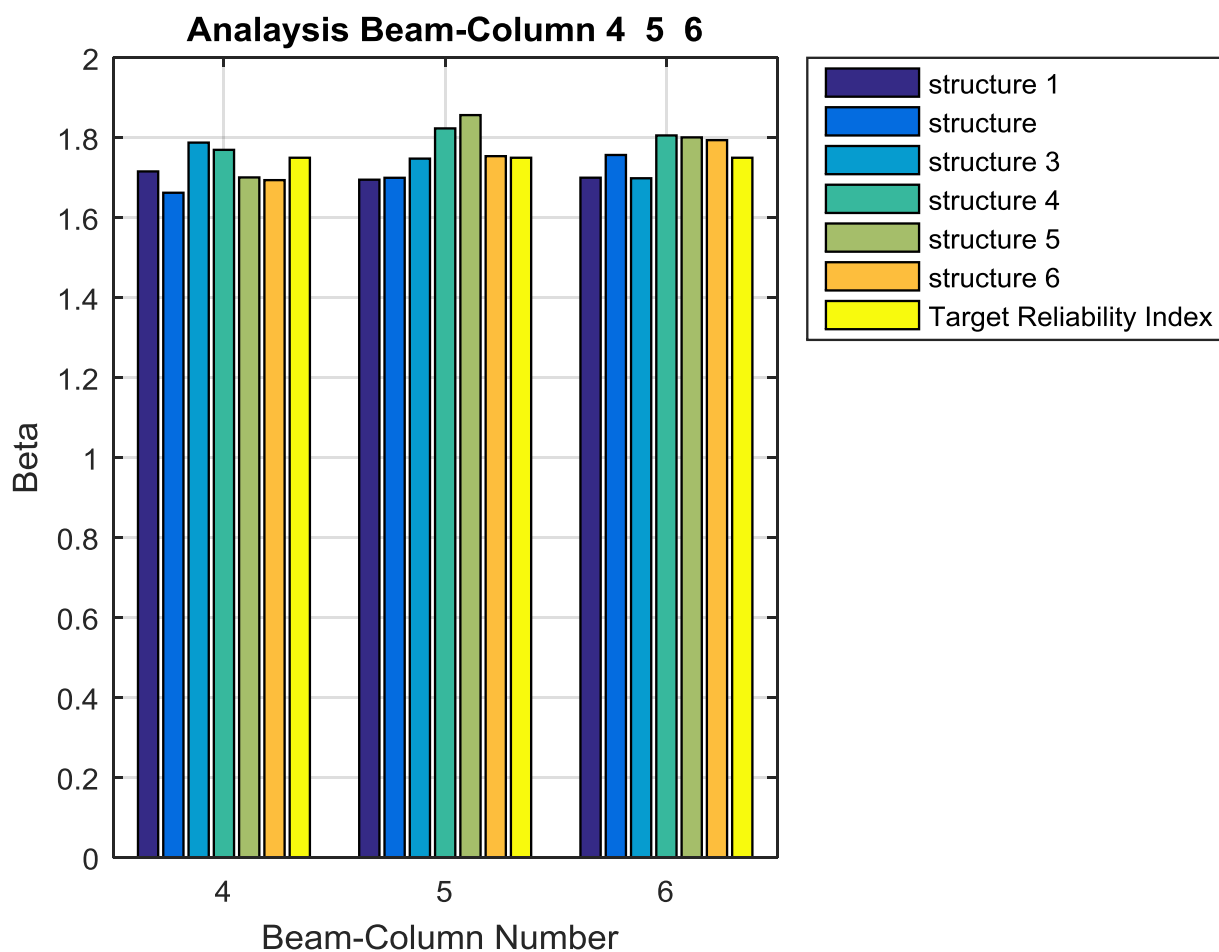
در نتیجه می توان گفت طراحی آئین نامه فولاد ایران تحت این ترکیب بار (بارهای ثقلی و بار باد در

جهت Y) نیز بسیار غیراقتصادی می باشد.



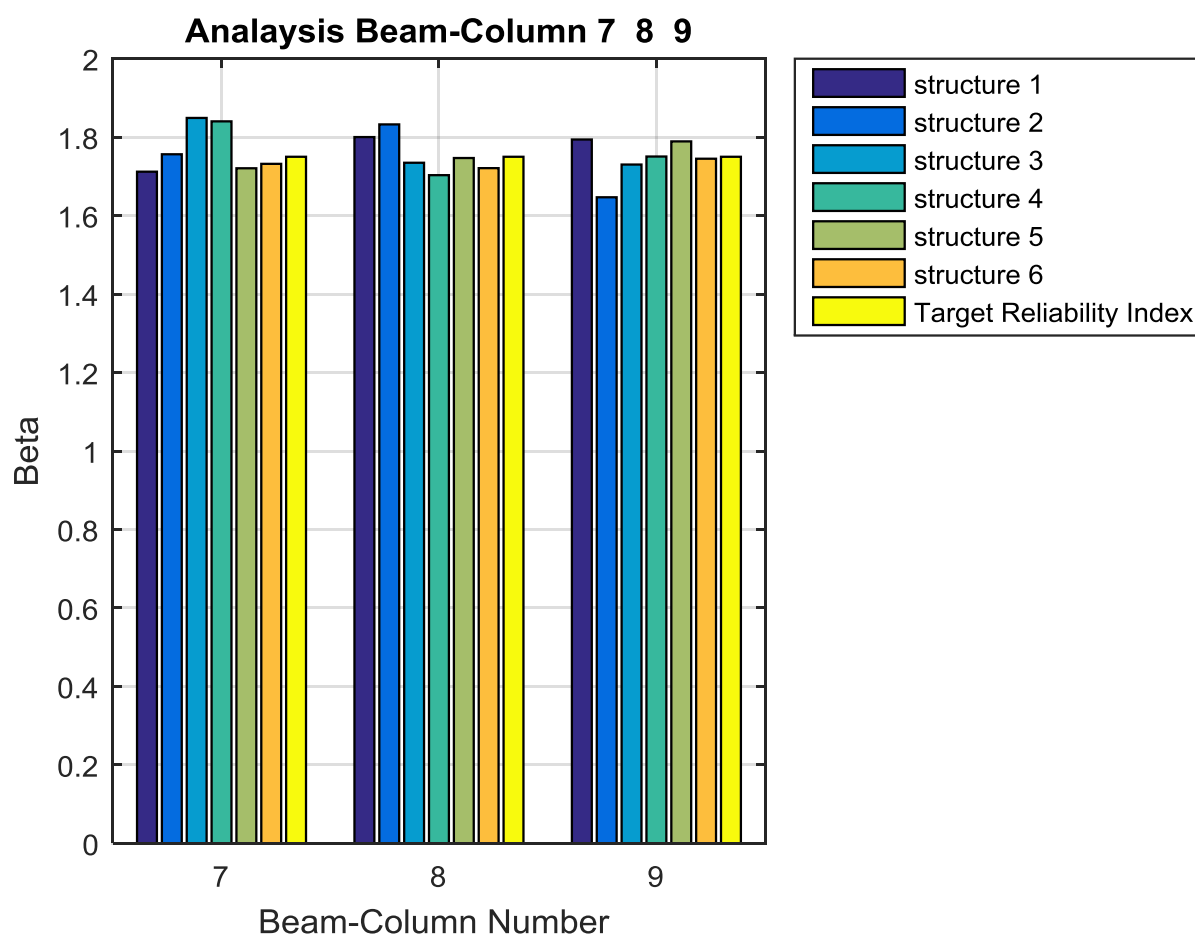
شکل (۵-۱۲): مقایسه قابلیت اعتماد تیرستونهای گوشه برای ترکیب بار $(1.2D + 1.0L + 0.2S + 1.0E_x)$

این نمودار مربوط به ستونهای گوشه در طبقات ۱ و ۳ و ۶ تحت ترکیب بار ۴ می باشد. همانطور که قبلاً بیان شد، مقدار شاخص قابلیت اعتماد هدف برای این ترکیب بار $1/75$ می باشد. در 33.33 درصد موارد، مقدار β ، بیشتر از β هدف می باشد که میانگین افزایش آنها نسبت به β هدف 2.66 درصد می باشد. در 66.67 درصد موارد نیز، مقدار β ، کمتر از β هدف می باشد که میانگین کاهش آنها نسبت به β هدف 3.88 درصد می باشد.



شکل (۵-۱۳): مقایسه قابلیت اعتماد تیرستونهای کناری برای ترکیب بار $(1.2D + 1.0L + 0.2S + 1.0E_x)$

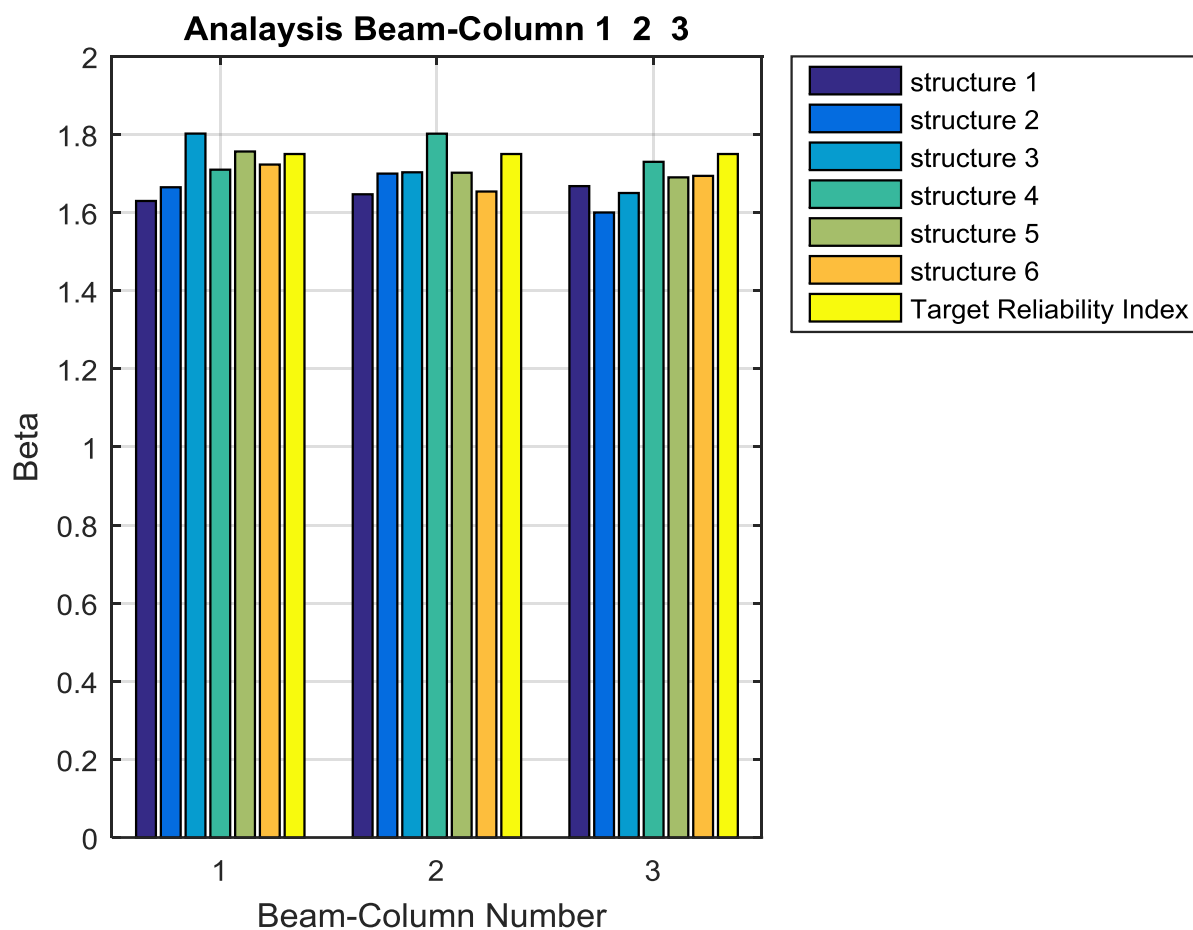
مقدار شاخص قابلیت اعتماد هدف برای این ترکیب بار $1/75$ می‌باشد. برای ستونهای کناری، در 50 درصد موارد، مقدار β ، بیشتر از β هدف می‌باشد که میانگین افزایش آنها نسبت به β هدف 2.536 درصد می‌باشد. در 50 درصد موارد نیز، مقدار β ، کمتر از β هدف می‌باشد که میانگین کاهش آنها نسبت به β هدف 2.764 درصد می‌باشد..



شکل (۵-۱۴): مقایسه قابلیت اعتماد تیرستونهای میانی برای ترکیب بار $(1.2D + 1.0L + 0.2S + 1.0E_x)$

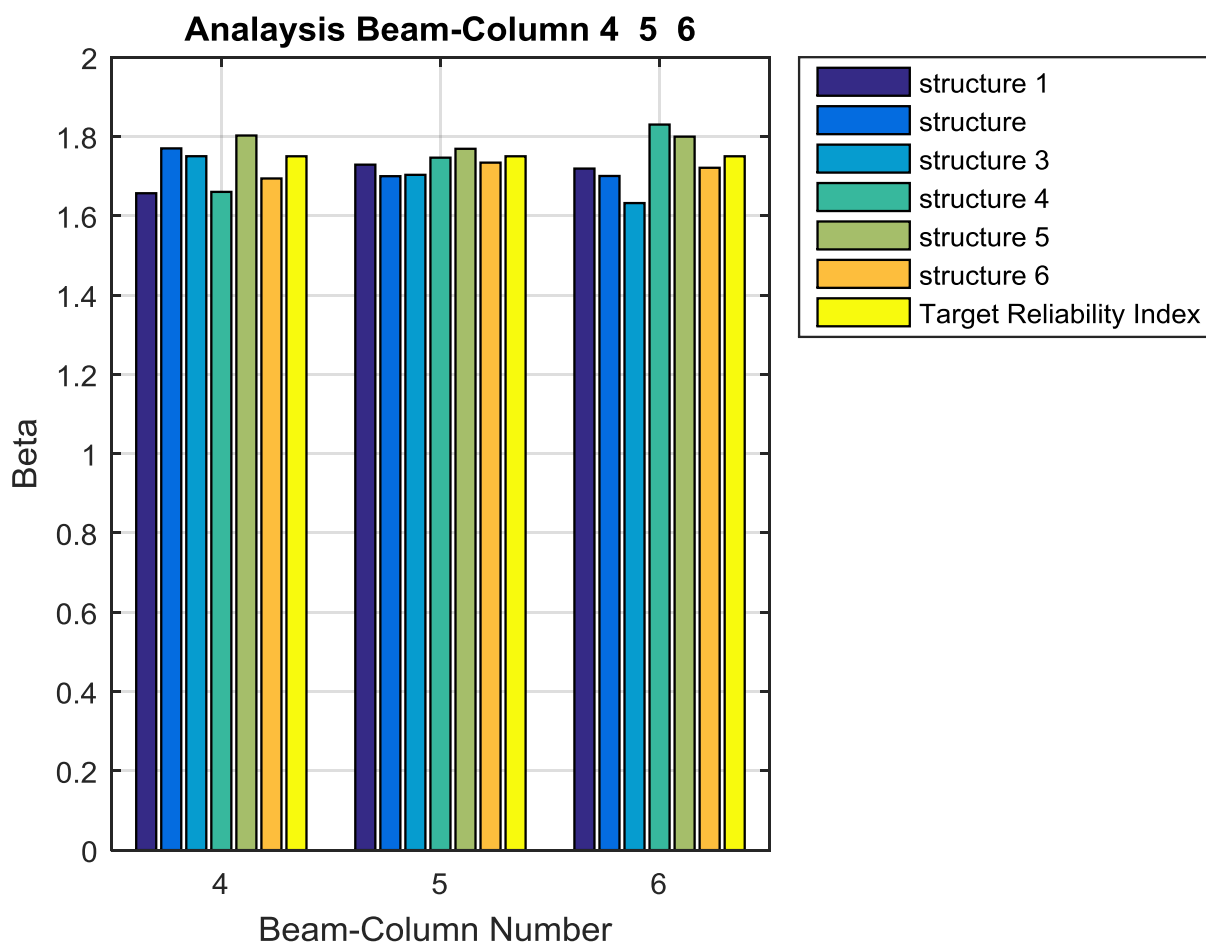
در ستونهای میانی قابلیت اعتماد در 44.44 درصد موارد، بیشتر از β هدف است که میانگین افزایش آنها 2.944 درصد می باشد. در 55.56 درصد تیرستونها نیز، β ، کمتر از قابلیت اعتماد هدف می باشد که میانگین کاهش آنها 1.758 درصد می باشد.

با توجه به مقادیر افزایش و کاهش نسبت به هدف این نتیجه حاصل می شود که طراحی آئین نامه در ترکیب بارهای ثقلی و زلزله در راستای X، از نظر ایمنی و اقتصادی قابل قبول است.



شکل (۵-۱۵): مقایسه قابلیت اعتماد تیرستونهای گوشه برای ترکیب بار $(1.2D + 1.0L + 0.2S + 1.0E_y)$

نمودار فوق مربوط به ستونهای گوشه در طبقات ۱ و ۳ و ۶ تحت ترکیب بارهای ثقلی و زلزله در جهت y می باشد. مقدار شاخص قابلیت اعتماد هدف برای این ترکیب بار $1/75$ می باشد. در 16.67 درصد موارد، مقدار β ، بیشتر از β هدف می باشد که میانگین افزایش آنها نسبت به β هدف 2.11 درصد می باشد. در 83.33 درصد موارد نیز، مقدار β ، کمتر از β هدف می باشد که میانگین کاهش آنها نسبت به β هدف 4.13 درصد می باشد.

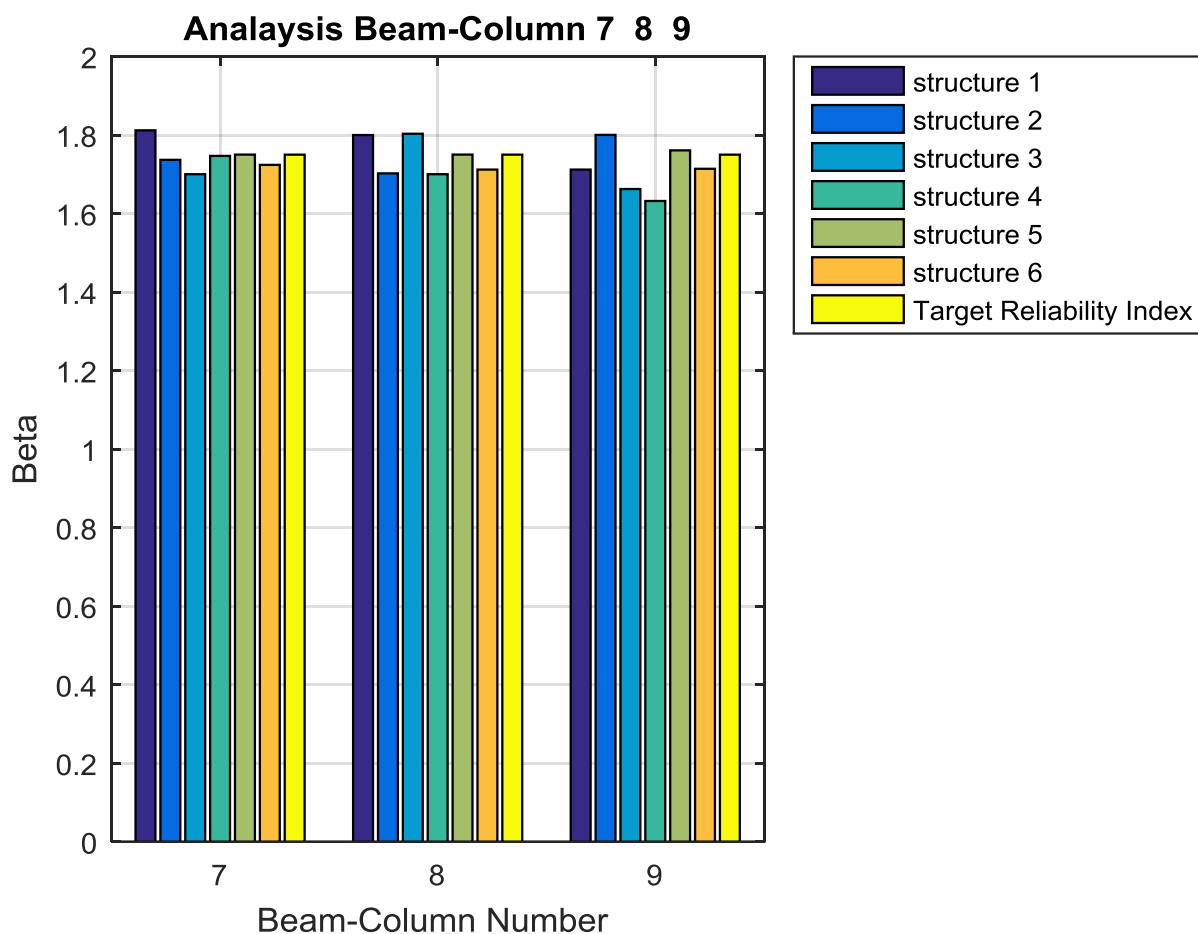


شکل (۵-۱۶): مقایسه قابلیت اعتماد تیرستونهای کناری برای ترکیب بار $(1.2D + 1.0L + 0.2S + 1.0E_y)$

33.33 درصد تیرستونهای کناری، مقدار β ای، بیشتر از β هدف دارند که میانگین افزایش نسبت به

β هدف 2.104 درصد می باشد. در 66.67 درصد موارد نیز، قابلیت اعتماد کمتر از β هدف می باشد که

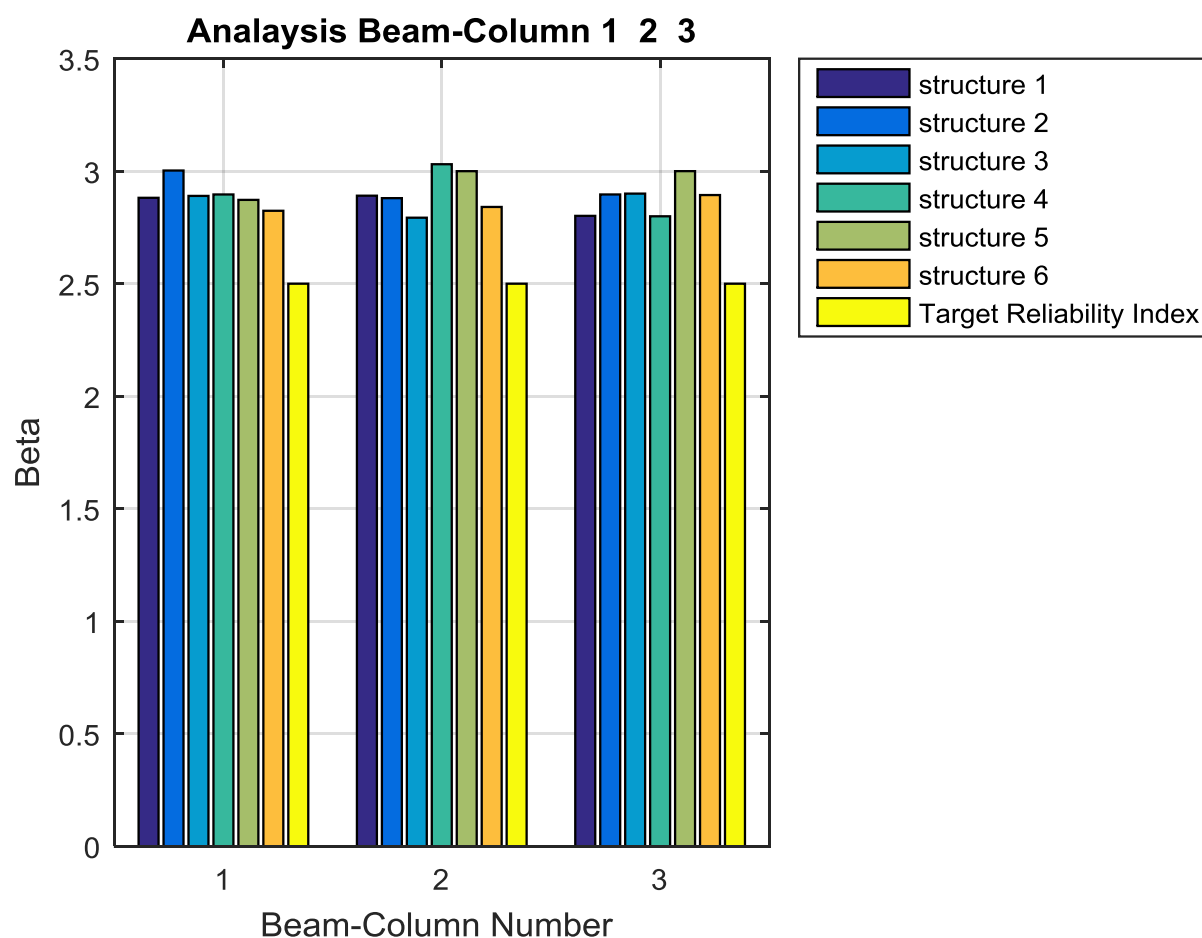
میانگین کاهش آنها نسبت به β هدف 2.88 درصد می باشد.



شکل (۵-۱۷): مقایسه قابلیت اعتماد تیرستونهای میانی برای ترکیب بار $(1.2D + 1.0L + 0.2S + 1.0E_y)$

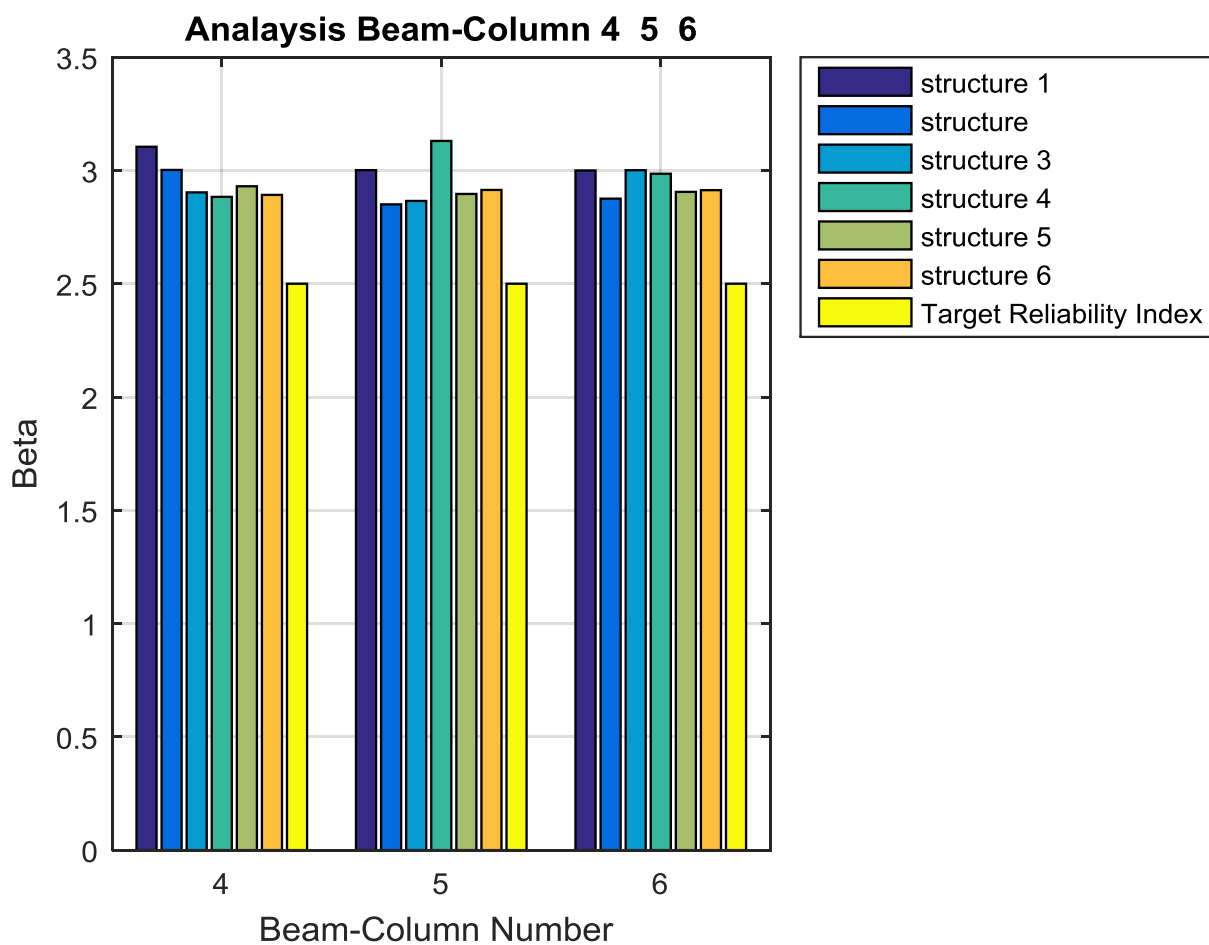
در ستونهای میانی، در 38.89 درصد موارد، مقدار β ، بیشتر از β هدف می باشد که میانگین افزایش آنها نسبت به β هدف 1.851 درصد می باشد. در 61.11 درصد موارد نیز، مقدار β ، کمتر از β هدف می باشد که میانگین کاهش آنها نسبت به β هدف 2.634 درصد می باشد.

با توجه به مقادیر افزایش و کاهش نسبت به هدف این نتیجه حاصل می شود که طراحی آئین نامه در ترکیب بارهای ثقلی و زلزله در راستای y ، از نظر ایمنی و اقتصادی قابل قبول است ولی با توجه به وضعیت لرزه خیزی کشورمان میتوان طراحی ها را با ایمنی بیشتر نیز انجام داد.



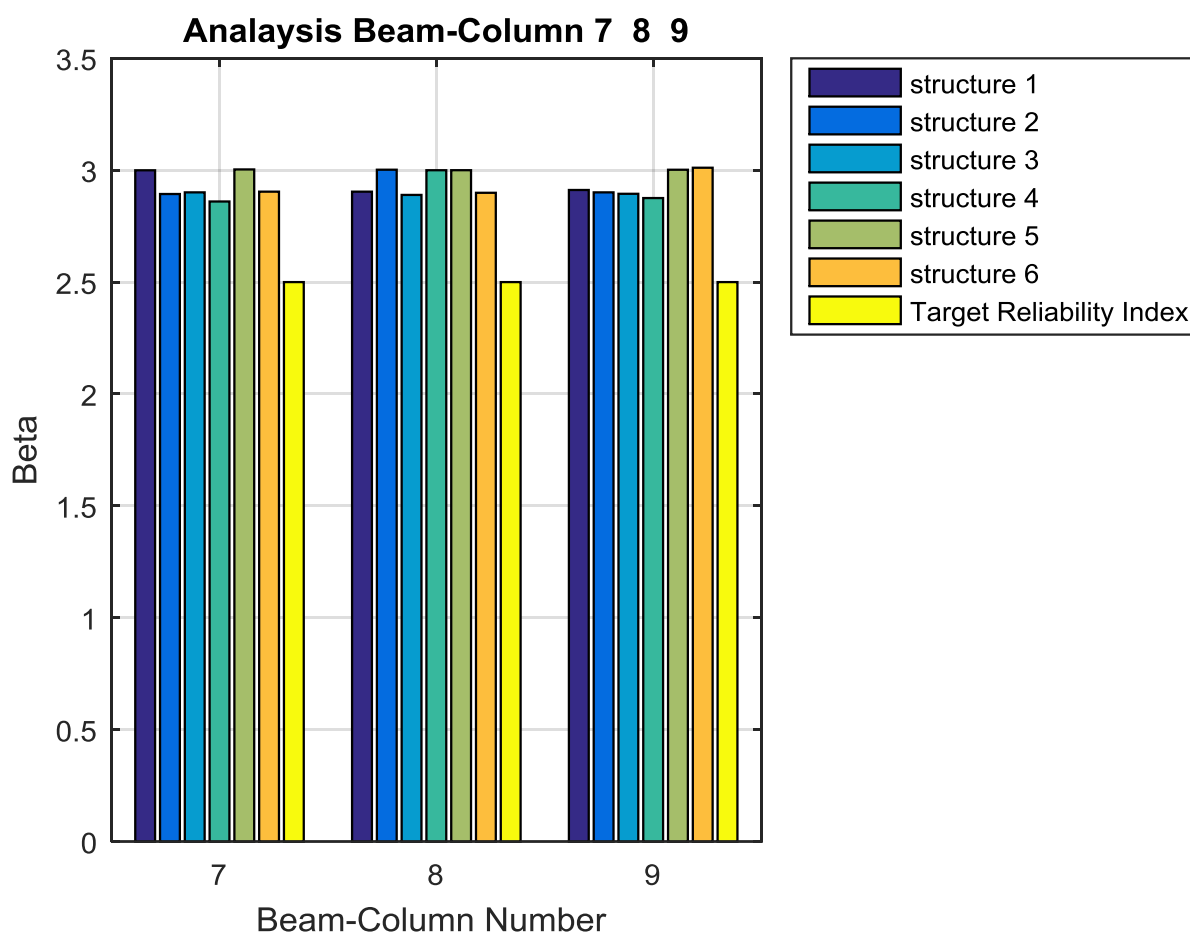
شکل (۵-۱۸): مقایسه قابلیت اعتماد تیرستونهای گوشه برای ترکیب بار $(0.9D + 1.4W_x)$

نمودار فوق وضعیت ستونهای گوشه در طبقات ۱ و ۳ و ۶ تحت ترکیب بار ۶ را نشان می‌دهد. همانطور که مشخص است، مقدار شاخص قابلیت اعتماد هدف برای این ترکیب بار $2/5$ می‌باشد. با توجه به نمودارها میتوان گفت در ۱۰۰ درصد موارد، مقدار β ستونها، بیشتر از β هدف می‌باشد که میانگین افزایش آنها نسبت به β هدف ۱۵.۷۷ درصد می‌باشد.



شکل (۵-۱۹): مقایسه قابلیت اعتماد تیرستونهای کناری برای ترکیب بار $(0.9D + 1.4W_x)$

با توجه به نمودار دیده می‌شود که در تمام تیرستونهای کناری، مقدار β ، بیشتر از β هدف می‌باشد که میانگین افزایش آنها ۱۷.۸۹۶ درصد می‌باشد که تفاوت نسبتاً بالایی است.



شکل (۵-۲۰): مقایسه قابلیت اعتماد تیرستونهای میانی برای ترکیب بار $(0.9D + 1.4W_x)$

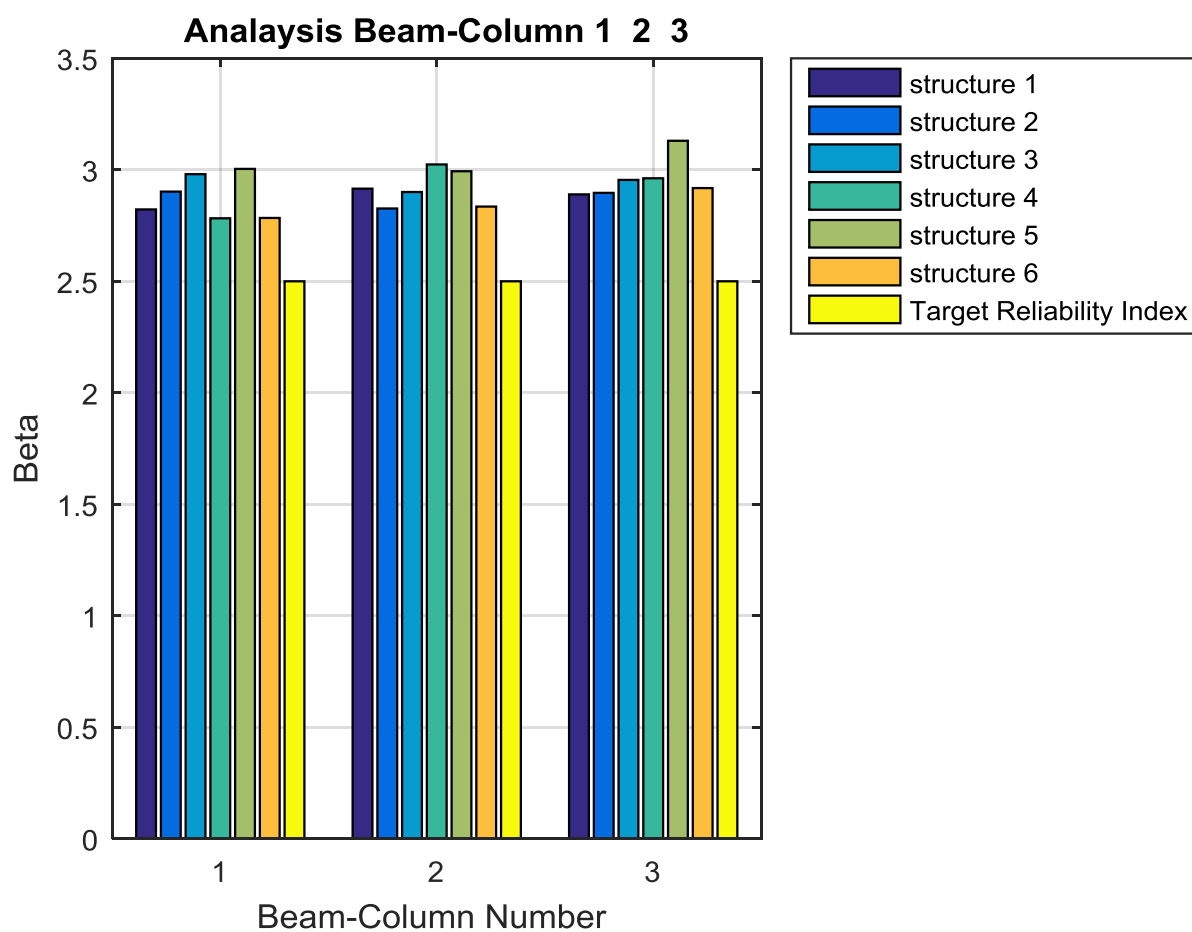
در ستونهای میانی این سازه‌ها نیز در 100 درصد موارد، مقادیر قابلیت اعتماد بیشتر از هدف بوده که

میانگین این افزایش 17.45 درصد می‌باشد.

در نتیجه می‌توان گفت طراحی آئین‌نامه فولاد ایران برای تیرستونهای تحت این ترکیب بار (بار مرده و

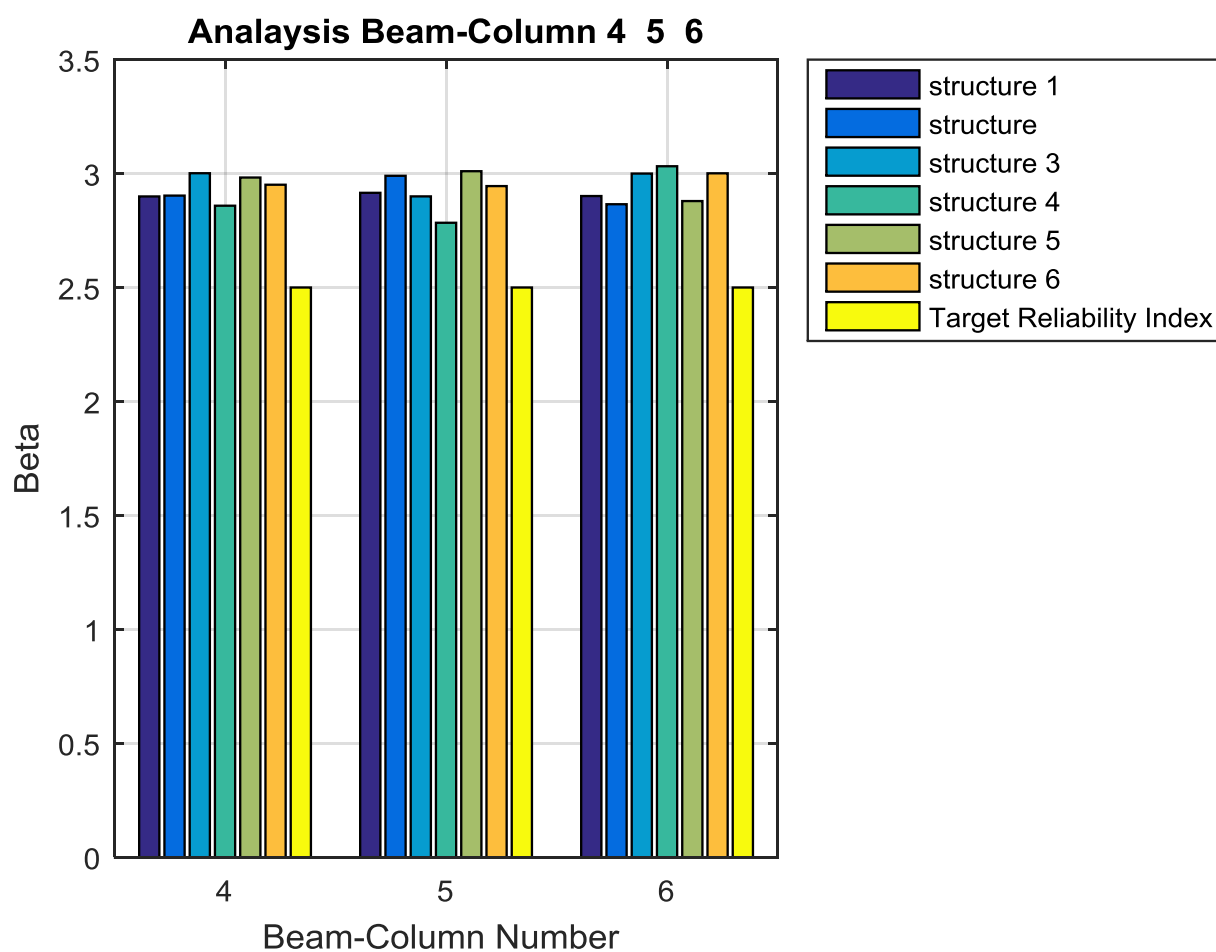
بار باد در جهت x) بسیار غیراقتصادی می‌باشد و در صورت اجرا، این طرح‌ها سنگین‌تر از مقدار مورد

نیاز خواهد بود.



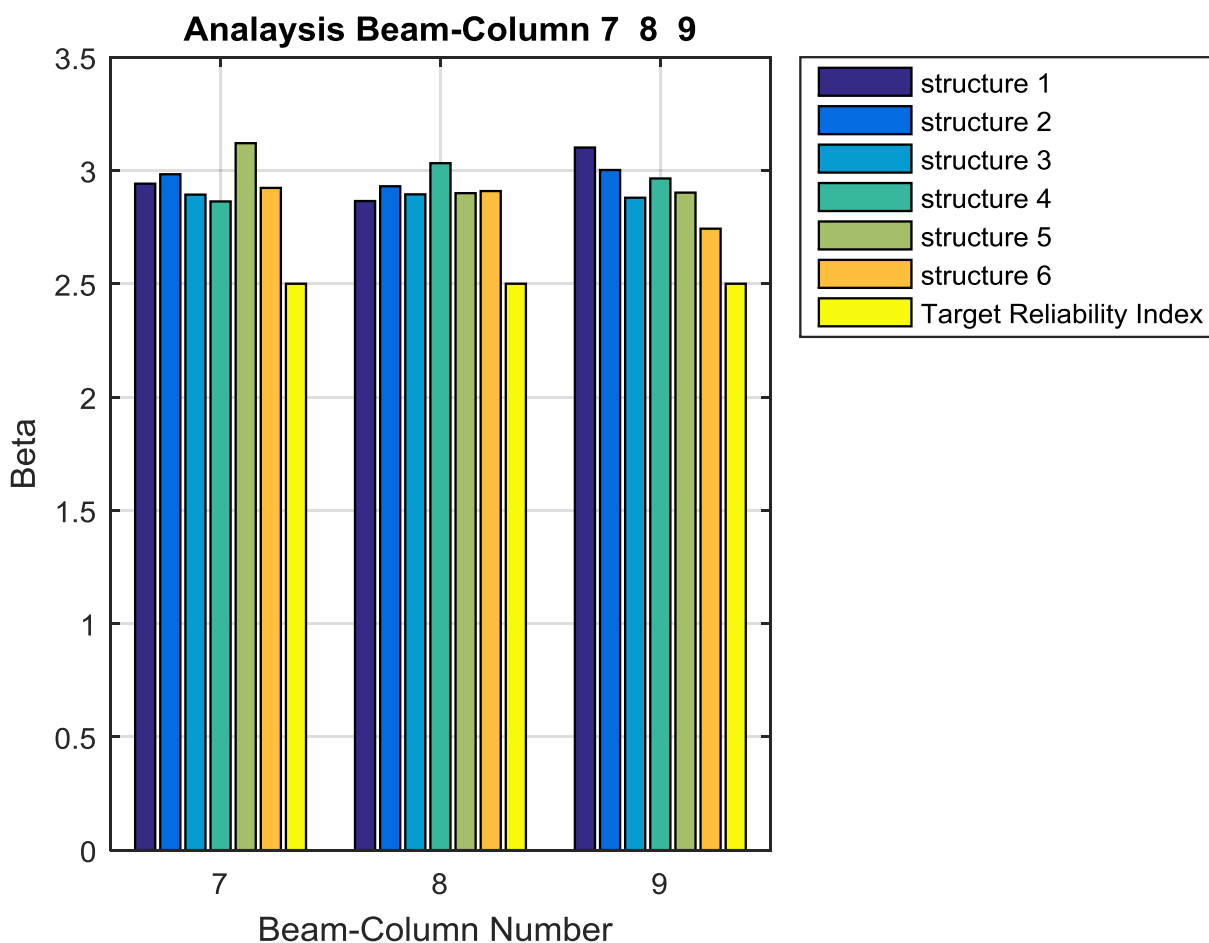
شکل (۵-۲۱): مقایسه قابلیت اعتماد تیرستونهای گوشه برای ترکیب بار $(0.9D + 1.4W_y)$

نمودار فوق مربوط به ستونهای گوشه در طبقات ۱ و ۳ و ۶ تحت ترکیب بار شامل بار مرده و بار باد در جهت y می باشد. مقدار شاخص قابلیت اعتماد هدف برای این ترکیب بار $2/5$ می باشد. در تمام ستونها، مقدار β ، بیشتر از β هدف می باشد که میانگین افزایش آنها نسبت به β هدف ۱۶.۷۱ درصد می باشد.



شکل (۵-۲۲): مقایسه قابلیت اعتماد تیرستونهای کناری برای ترکیب بار $(0.9D + 1.4W_y)$

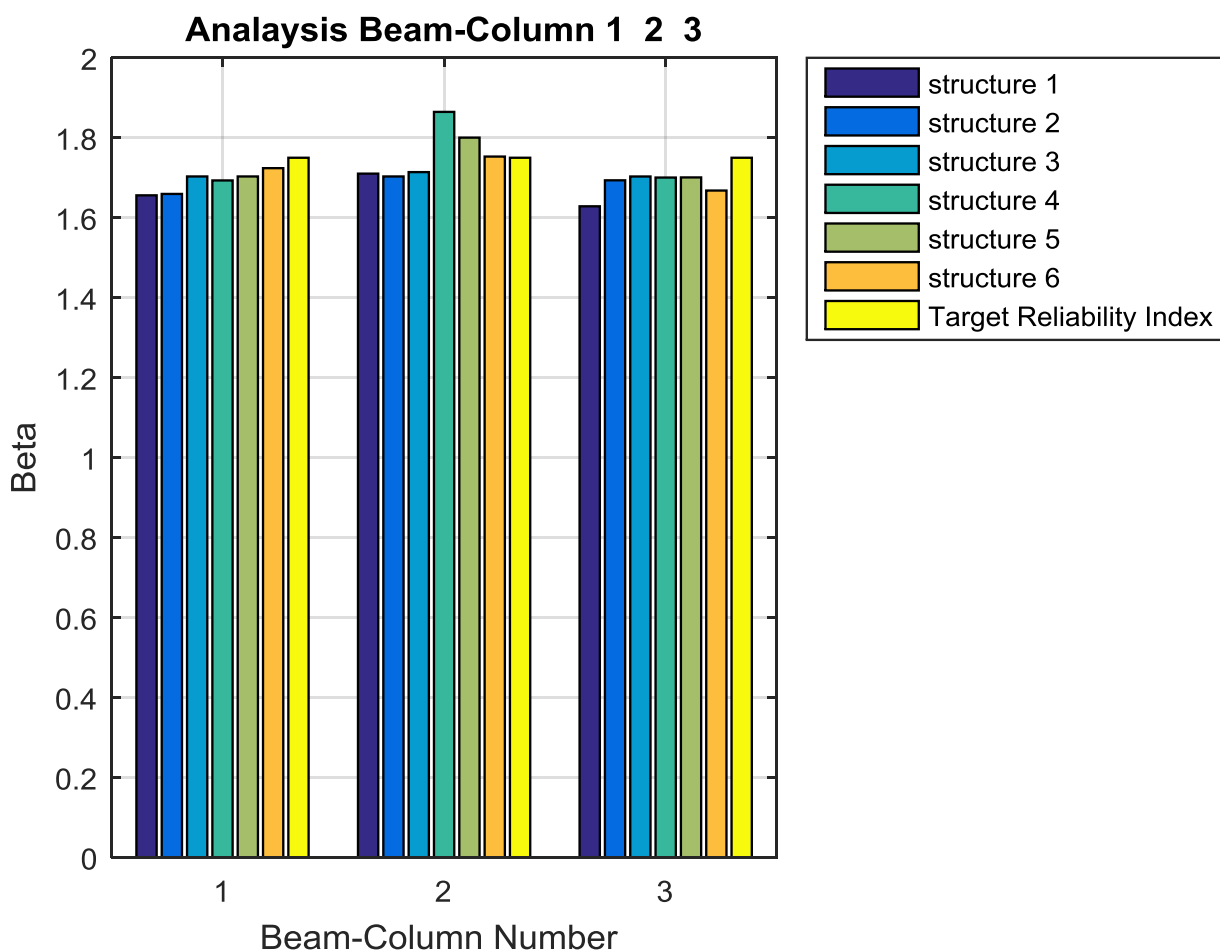
در ستونهای کناری، در 100 درصد موارد، مقدار قابلیت اعتماد ستونها بیشتر از هدف می باشد که بطور میانگین 17.38 درصد بیشتر می باشد.



شکل (۵-۲۳): مقایسه قابلیت اعتماد تیرستونهای میانی برای ترکیب بار $(0.9D + 1.4W_y)$

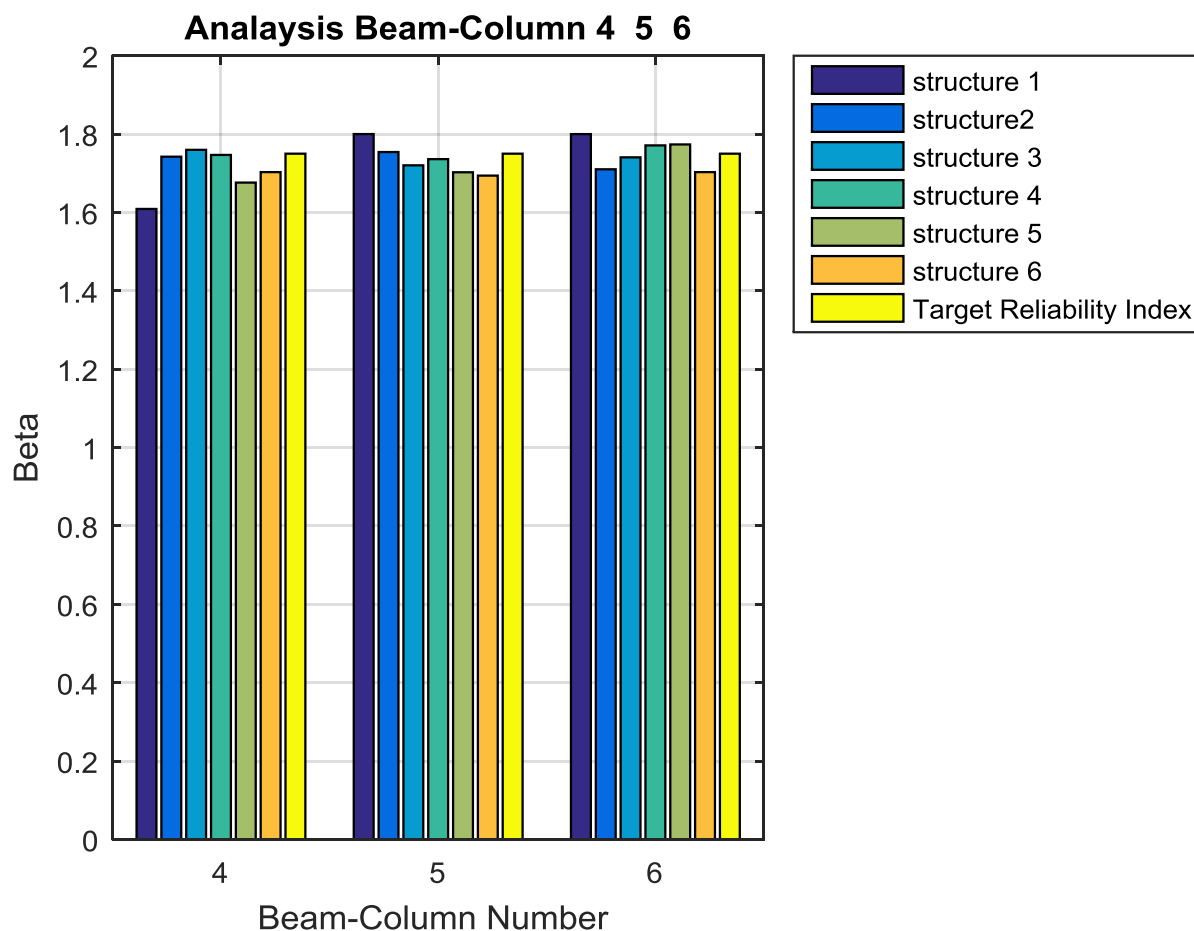
با توجه به نمودار، قابلیت اعتماد بدست آمده برای تمامی تیرستونهای میانی از مقدار هدف که برای این ترکیب بار عدد $2/5$ می باشد، بیشتر است که میانگین این تفاوت نسبت به هدف 17.44 درصد می باشد.

در نتیجه می توان گفت طراحی آئین نامه فولاد ایران برای تیرستونهای تحت این ترکیب بار بسیار غیراقتصادی می باشد و باید تجدید نظری در ضرایب بار باد در آئین نامه انجام گیرد.



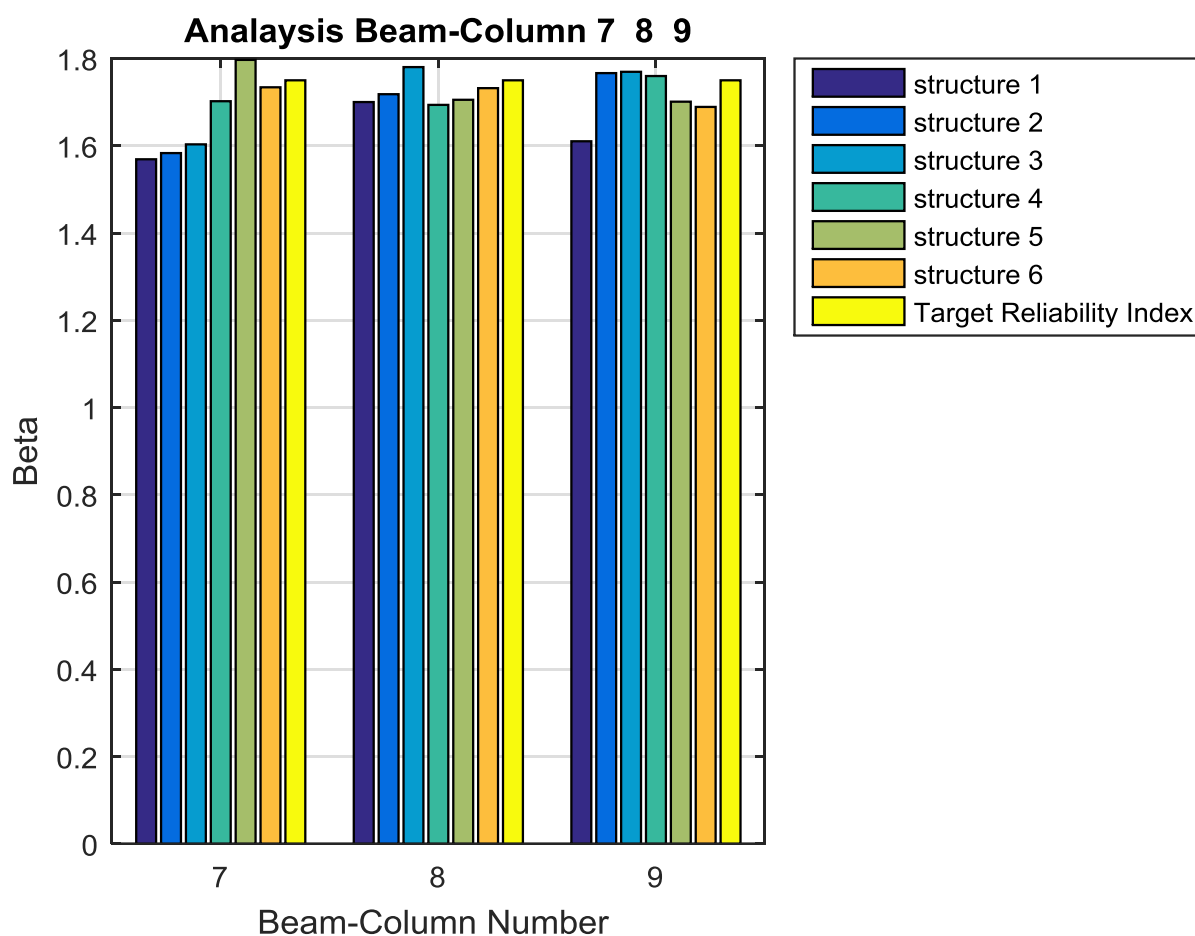
شکل (۵-۲۴): مقایسه قابلیت اعتماد تیرستونهای گوشه برای ترکیب بار $(0.9D + 1.0E_x)$

نمودار فوق مربوط به ستونهای گوشه در طبقات اول، میانی و آخر سازه تحت ترکیب بار ۸ می باشد. همانطور که در شکل مشخص است، مقدار شاخص قابلیت اعتماد هدف برای این ترکیب بار $1/75$ می باشد. در ۱۶.۶۷ درصد موارد، مقدار β ، بیشتر از β هدف می باشد که میانگین افزایش آنها نسبت به β هدف ۲.۲ درصد می باشد. در ۸۳.۳۳ درصد موارد نیز، مقدار β ، کمتر از β هدف می باشد که میانگین کاهش آنها نسبت به β هدف ۳.۳۸ درصد می باشد.



شکل (۵-۲۵): مقایسه قابلیت اعتماد تیرستونهای کناری برای ترکیب بار $(0.9D + 1.0E_x)$

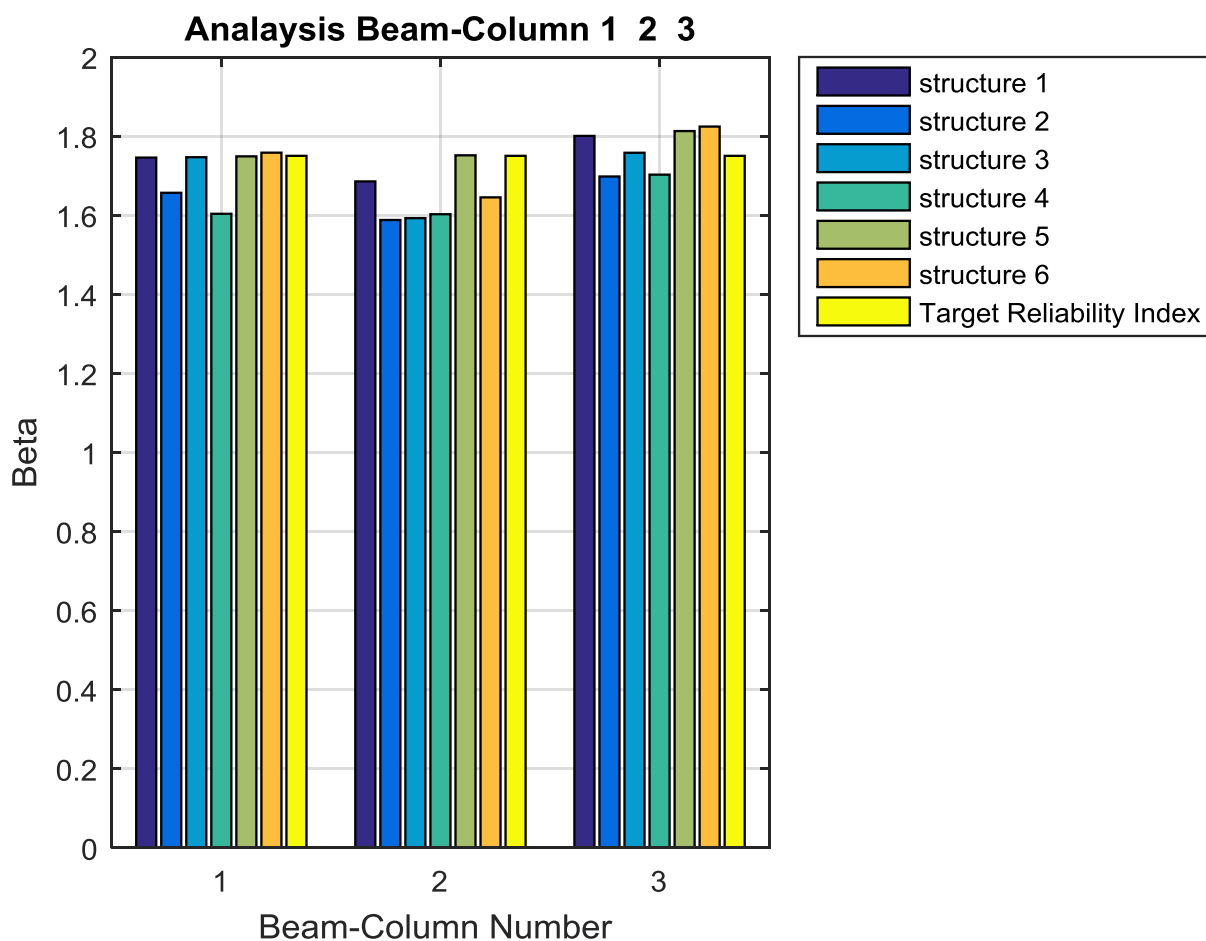
در این نمودار، مقادیر شاخص قابلیت اعتماد مربوط به ستونهای کناری برای ترکیب بار ۸ نشان داده شده است. مقدار شاخص قابلیت اعتماد هدف برای این ترکیب بار $1/75$ می باشد. در 33.33 درصد ستونهای کناری، مقدار β ، بیشتر از β هدف بوده که میانگین افزایش 1.513 درصد می باشد. در 66.67 درصد ستونها نیز، مقدار β ، کمتر از β هدف می باشد که میانگین کاهش آنها نسبت به β هدف 2.46 درصد می باشد.



شکل (۵-۲۶): مقایسه قابلیت اعتماد تیرستونهای میانی برای ترکیب بار $(0.9D + 1.0E_x)$

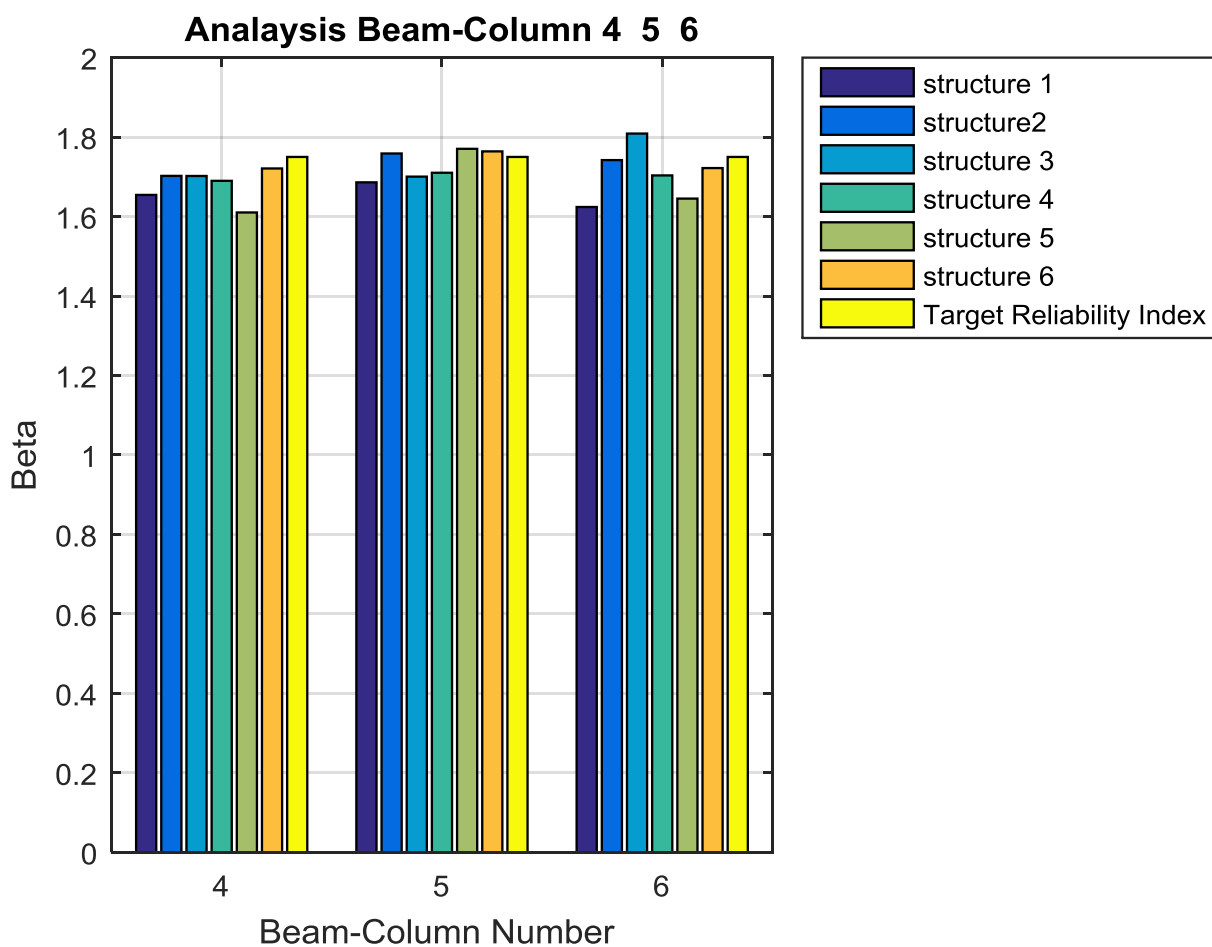
برای ستونهای میانی در این سازه‌ها، 27.78 درصد ستونها دارای β ای بیشتر از β هدف می‌باشند که میانگین افزایش آنها نسبت به β هدف 1.405 درصد می‌باشد. در 72.22 درصد موارد نیز، مقدار β ، کمتر از هدف می‌باشد که میانگین کاهش آنها 5.14 درصد می‌باشد.

از مقادیر قابلیت اعتماد بدست آمده میتوان نتیجه گرفت که در طراحی تیرستونها تحت ترکیبات بارگذاری شامل بار مرده و بار باد میتوان طرحها را کمی به سوی ایمنی بیشتر سوق داد.



شکل (۵-۲۷): مقایسه قابلیت اعتماد تیرستونهای گوشه برای ترکیب بار ۹ ($0.9D + 1.0E_y$)

مقادیر β برای ستونهای گوشه در طبقات اول، سوم و ششم سازه‌ها تحت ترکیب بار ۹ در نمودار فوق قابل مشاهده است. همانطور که در شکل مشخص است، مقدار شاخص قابلیت اعتماد هدف برای این ترکیب بار $1/75$ می‌باشد. در 33.33 درصد موارد، مقدار β ، بیشتر از β هدف می‌باشد که میانگین افزایش 1.94 درصد می‌باشد. در 66.67 درصد موارد نیز، مقدار β ، کمتر از β هدف می‌باشد که میانگین کاهش آنها نسبت به β هدف 4.69 درصد می‌باشد.

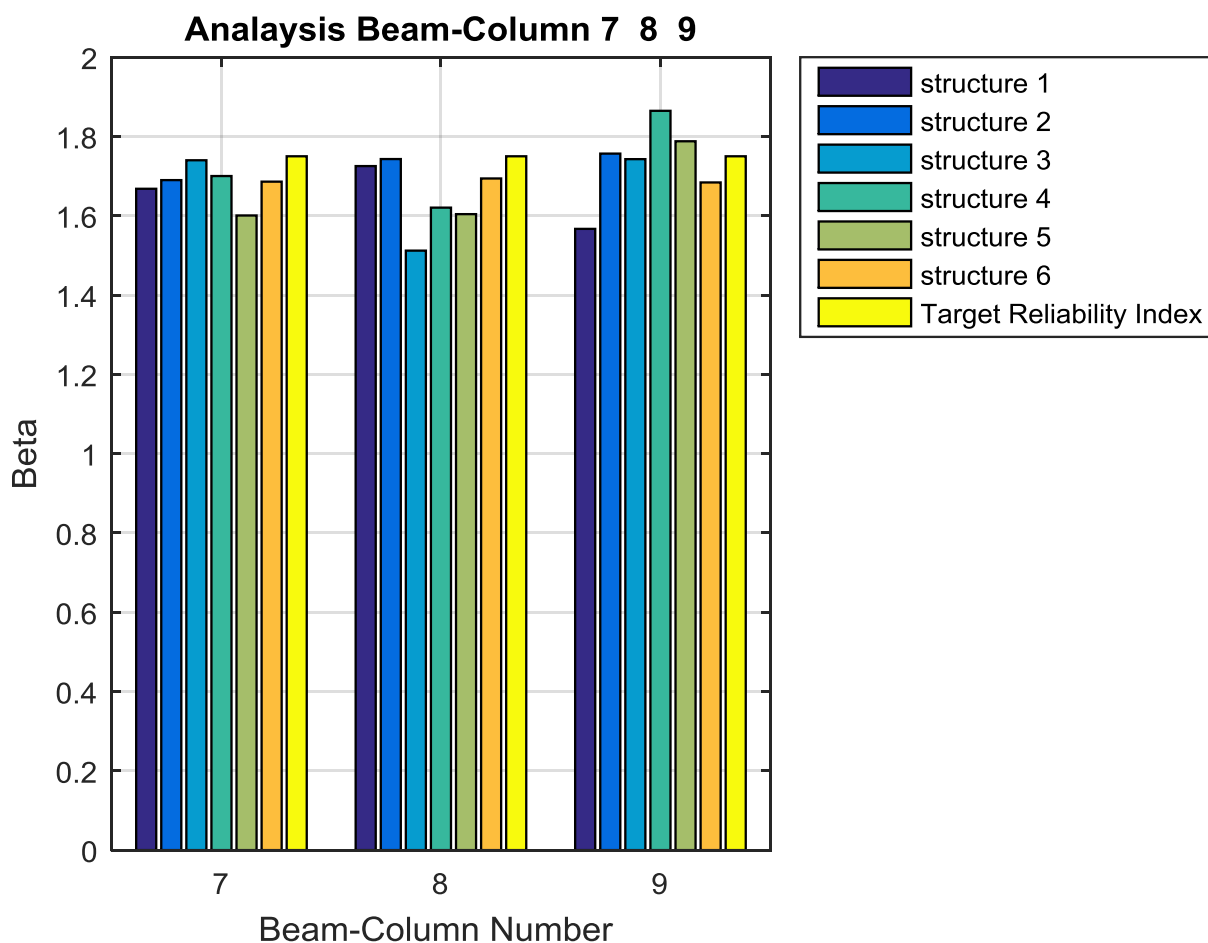


شکل (۵-۲۸): مقایسه قابلیت اعتماد تیرستونهای کناری برای ترکیب بار $9(0.9D + 1.0E_y)$

در 22.22 درصد تیرستونهای کناری، مقدار β ، بیشتر از β هدف می‌باشد که میانگین افزایش آنها

نسبت به β هدف 1.46 درصد می‌باشد. در 77.78 درصد موارد نیز، مقدار β ، کمتر از β هدف می-

باشد که میانگین این کاهش نسبت به β هدف 3.62 درصد می‌باشد.



شکل (۵-۲۹): مقایسه قابلیت اعتماد تیرستونهای میانی برای ترکیب بار $9(0.9D + 1.0E_y)$

در این نمودار نیز مقادیر β برای ستونهای میانی گزارش شده است که در 16.67 درصد آنها مقدار β ، بیشتر از β هدف می باشد. میانگین افزایش نسبت به β هدف 3.036 درصد می باشد. در 83.33 درصد موارد نیز، مقدار β ، کمتر از β هدف می باشد که میانگین این کاهش 5.114 درصد می باشد.

با توجه به این گزارشات میتوان نتیجه گرفت که طراحی تیرستونها بر اساس آئین نامه جدید ایران تحت این ترکیب بار اندکی غیر ایمن است.

۵-۴ نقد و بررسی مثال‌های عددی

- مقایسه تمام نمودارها نیز گویای این مطلب است که موقعیت قرارگیری ستونها، تأثیر چندانی در β آنها ندارد. در نتیجه در هنگام بیان احتمال گسیختگی اعضا، نیازی به بیان موقعیت آنها در سازه نیست.

- برای ترکیبات بارگذاری ثقیل، برای تمام تیرستونها بطور کلی در 74.08 درصد موارد، مقدار β از هدف بیشتر می‌شود که میزان این تفاوت بطور میانگین 3.68 درصد می‌باشد و در 25.92 درصد موارد، مقدار β از β هدف کمتر می‌شود که میزان تفاوت بطور میانگین 2.07 درصد می‌باشد. با توجه به این اعداد، می‌توان نتیجه گرفت که برای تیرستونهای طراحی شده بر مبنای آئین‌نامه فولاد ایران (۱۳۹۲) تحت بارهای ثقیل، طرح ایمنی لازم را داراست و می‌توان طراحی را کمی اقتصادی‌تر انجام داد.

- با وجود اینکه بار باد در طراحی سازه‌های متعارف مانند ساختمان‌های مسکونی بار غالب نیست ولی اثر آن بررسی شده است. برای ترکیبات بارگذاری فوق‌العاده در حضور بار باد، برای تمام تیرستونهای گوشه، کناری و میانی، مقدار β از β هدف بیشتر می‌شود که میزان این افزایش بطور میانگین 16.44 درصد می‌باشد. با توجه به نتایج بدست آمده، می‌توان گفت که برای تیرستونهای طراحی شده بر مبنای آئین‌نامه فولاد ایران (۱۳۹۲) تحت ترکیب بارهای شامل بار باد، طرح‌ها کاملاً غیراقتصادی است.

- برای ترکیبات بارگذاری فوق‌العاده با وجود بار زلزله، بطور کلی در 30.55 درصد تیرستونها، مقدار β از β هدف بیشتر می‌شود که میزان این تفاوت بطور میانگین 2.17 درصد می‌باشد و در 69.45

درصد موارد، مقدار β از β هدف کمتر می شود که میزان تفاوت بطور میانگین 3.63 درصد می باشد. به این ترتیب می توان نتیجه گرفت که برای تیرستونهای طراحی شده بر مبنای آئین نامه فولاد ایران (۱۳۹۲) تحت ترکیب بارهای شامل بار زلزله، طرح تا حدی غیر ایمن است و با توجه به وضعیت لرزه-خیزی کشور میتوان طرح ها را کمی ایمن تر انجام داد.

فصل ششم:

نتایج و پیشنهادات

۶-۱ مقدمه

در این فصل به بیان خلاصه ای از نتایج و دستاوردهای حاصل از این پایان نامه پرداخته می شود. این نتایج، با فرض استقلال متغیرهای تصادفی بوده است. همچنین با ارائه پیشنهاداتی، راههای آتی جهت ادامه پژوهش در این زمینه مطرح می گردد. هدف از انجام این پایان نامه، تعیین تراز ایمنی تیرستونهای فولادی در موقعیتهای مختلف و در ترکیب بارهای مختلف طراحی شده بر مبنای آئین- نامه ایران بوده است. در این راستا نتایج و پیشنهاداتی به شرح زیر حاصل شده است:

۶-۲ جمع بندی و نتایج

(۱) در این پایان نامه، برنامه ای برای محاسبه شاخص قابلیت اعتماد به زبان ویژوال بیسیک به روش راکوئیتز فیسler و برنامه ای به زبان متلب به روش مونت کارلو نوشته شد که مقایسه نتایج آنها بیانگر نزدیکی نتایج این دو روش می باشد.

(۲) در ترکیب بارهای ثقلی، مقدار β بدست آمده از تیرستونها در موقعیتهای مختلف، نتایج تا حدودی نزدیک و در مواردی بیشتر از قابلیت اعتماد هدف بدست آمد و این موضوع بیانگر این است که طراحی، ایمنی لازم را داراست و می توان طرح را اندکی به سمت اقتصادی بودن سوق داد.

(۳) زمانی که تأثیر بار برف بر سازه در نظر گرفته می شود، تغییراتی در مقدار β بوجود می آورد که ناشی از عدم وجود اطلاعات آماری بار برف در ایران می باشد.

(۴) اگرچه در ایران و در سازه های متعارف مانند سازه های مسکونی، بار باد بار جانبی غالب نیست، ولی برای شناخت تأثیر این بار، مورد بررسی قرار گرفته است. در ترکیبات بار شامل بار باد β نسبت به هدف مقدار بیشتری دارد و این موضوع بیانگر این است که آئین نامه ایران در طراحی تیرستونها تحت اثر بار باد، بسیار محافظه کارانه عمل کرده و باید اقتصادی تر عمل نماید.

(۵) در ترکیب بارهای شامل زلزله، β های بدست آمده β در اکثر موارد کمتر از β هدف می باشد و اعضای طراحی شده، تا حدودی غیر ایمن است. با توجه به وضعیت لرزه خیزی ایران و اهمیت این موضوع در کشور ایران، می توان طراحی در برابر زلزله را اندکی محافظه کارانه تر در نظر گرفت.

(۶) با توجه به نتایج بدست آمده، میتوان گفت موقعیت قرارگیری ستونها در پلان و طبقات، تأثیری در تراز ایمنی آنها ندارد.

۳-۶ پیشنهادات

- (۱) متأسفانه در مورد تعیین پارامترهای آماری بار برف در کشور تاکنون هیچ مطالعه و کار جدی انجام پذیرفته است. با توجه به اهمیت این پارامتر در تحلیل قابلیت اعتماد، تدوین پایان نامه های مختلف و مطالعات جدی در این زمینه پیشنهاد می شود.
- (۲) پیشنهاد می شود قابلیت اعتماد اعضا، برای انواع دیگر مقاطع نیز انجام شود.
- (۳) با توجه به تأثیر قابل ملاحظه باد بر روی سازه های بزرگ از جمله ساختمانهای صنعتی، پیشنهاد می شود قابلیت اعتماد اعضا در این سازه ها تحت اثر بار باد مورد مطالعه قرار گیرد تا از طراحی های غیراقتصادی و سنگین خودداری شود.

منابع

[1] Freudenthal A. M., (1956), "Safety and the Probability of Structural Failure." ASCE Transactions 121, pp. 1337-1397.

[2] Mayer M., (1926), "Die Sicherheit der Bauwerke und ihre Berechnung nach Grenzkraften statt nach zulässigen Spannungen". Berlin: Springer-verlag.

[3] Streletskii N.S. (1947), "Statistical Basis for Evaluation of the Structural Safety Factor", Stroizdat, Moscow: State Publishing House for Buildings. (in Russian)

[4] Wierzbicki W., (1936), "Safety of Structures as a probabilistic problem" (Technical Review) Przegląd Techniczny (in polish), Warsa, Poland.

[5] Rackwitz R. and fiessler B., (1978). "Structural Reliability under Combined Random Load Sequences. " Computers and Structures 9, pp. 489-494.

[6] Hasofer A. M. and Lind N., (1974), "An Exact and Invariant First-Order Reliability Format." Journal of Engineering Mechanics, Vol.100, No. EM1, pp. 111-121.

[7] Cornell C. A., (1969), "A Probabilaity-Based Structural Code." ACI Journal., pp. 974-985.

[۸] شایانفر م.، برخورداری م.ع. و رحمانیان م.، (۱۳۹۰)، "ارزیابی قابلیت اعتماد اعضای طراحی شده براساس آئین نامه فولاد ایران"، انجمن سازه های فولادی ایران، تهران.

[۹] کردلو م. و معرف زاده م ر.، (۱۳۹۰)، "کالیبراسیون ضرایب بار و مقاومت آئین نامه فولاد ایران براساس تئوری قابلیت اعتماد سازه ها"، ششمین کنگره ملی مهندسی عمران، سمنان.

[۱۰] میر شریفی س.ا.، (۱۳۸۲)، رساله کارشناسی ارشد، "تحلیل و طراحی دکل های انتقال نیرو با استفاده از نظریه قابلیت اعتماد سازه ها" دانشکده عمران و معماری، دانشگاه صنعتی شاهرود.

[۱۱] دزیانی م.، (۱۳۸۶)، رساله کارشناسی ارشد، "تعیین قابلیت اعتماد ستونهای بتن مسلح طراحی شده بر مبنای آئین‌نامه‌های آبا و ACI 318-05 و مقایسه آنها"، دانشکده عمران، دانشگاه صنعتی شاهرود.

[۱۲] هراتی م.، (۱۳۸۳)، رساله کارشناسی ارشد، "ارزیابی ایمنی تیرهای بتن مسلح طراحی شده براساس آئین‌نامه بتن ایران و آمریکا" دانشکده عمران و معماری ، دانشگاه صنعتی شاهرود.

[۱۳] شکیبامهر س.، (۱۳۹۲)، رساله کارشناسی ارشد، "کالیبراسیون آئین نامه فولاد ایران (روش حالات حدی) با استفاده از نظریه قابلیت اعتماد والگوریتم ژنتیک" دانشکده عمران و معماری ، دانشگاه صنعتی شاهرود.

[۱۴] لعل م.، (۱۳۹۳)، رساله کارشناسی ارشد، "مقایسه تراز ایمنی اعضای فولادی طراحی شده با آئین‌نامه جدید فولاد ایران (۱۳۹۲ ه ش) و آمریکا (۲۰۱۰) براساس روش LRFD" دانشکده عمران و معماری ، دانشگاه صنعتی شاهرود.

[۱۵] شبستانی م.، (۱۳۹۲)، رساله کارشناسی ارشد، " بهینه‌یابی سازه‌های قاب خمشی فولادی با استفاده از الگوریتم ژنتیک تعمیم یافته تحت قیود قابلیت اعتماد" دانشکده عمران و معماری ، دانشگاه صنعتی شاهرود.

[۱۶] منصوریان پ.، (۱۳۹۰)، پایان نامه دکتری، " بهینه یابی سازه های خرابایی با استفاده از الگوریتم ژنتیک تعمیم یافته تحت قید قابلیت اعتماد اعضا و کل سازه " ، دانشکده عمران، دانشگاه صنعتی شاهرود.

[17] Ranganathan, R. (1990) , " Reliability Analysis and Design of Structures", Tata Mc Graw-Hill Co. Civil Engineering Dept, I.I.T. Bombay.

[18] Thoft-ChriStensen P. and Murotsu Y. (1986), "Application of Structural Systems Reliability Theory", Springer-Verlag, Berlin Heidelberg.

[19] Choi s.k. and Grandhi R. V., (2007), "Reliability-based structural design" , springer.

[20] Nowak A. S., Collins K. C. (2000), " Reliability Of Structures", University Of Michigan, McGraw-Hill International Edition.

[۲۱] کاوه ع، کلات جاری و. ر، (۱۳۷۳)، "نظریه‌ی قابلیت اعتماد و کاربرد آن در مهندسی سازه"، چاپ اول، دانشگاه علم و صنعت.

[۲۲] ساجدی س. ف، (۱۳۸۲)، "ایمنی سازه‌ها"، چاپ دوم، انتشارات دانشگاه آزاد اسلامی واحد اهواز.

[23] Bowling S.R., and Khasawneh M. T., (2009) " A logistic approximation to the cumulative distribution" J. of. Industrial Engineering and Management, Vol.2, No.1, pp 114-127.

[۲۴] مستوفی‌نژاد د، فضیلتی م، (۱۳۷۸)، "بارگذاری و سیستم‌های باربر"، انتشارات ارکان، اصفهان.

[25] Blahak U. (2010), "Efficient approximation of the incomplete gamma function for use in cloud model applications", Geoscientific model development.

[۲۶] ایرانی ف.، (۱۳۹۳)، "طراحی سازه‌های فولادی به روش حالات حدی (LRFD)"، چاپ دوم، انتشارات دانشگاه امام رضا.

[27] Ellingwood B, Galambos T.V, MacGregor J.G, and Cornell C.A. (1980), "Development of a probability based load criterion for American National Standard A58", Washington, D.C: U.S. Dept. of Commerce, National Bureau of Standards.

[28] Ellingwood B, Rosowsky D.(1996), " Combining Snow And Earthquake Loads For Limit States Design " Members ASCE, Journal Of Structural Engineering.

[29] Galambos T.V. F. ASCE and Mayasandra K. Ravindra, M ASCE (1978) "Property of Steel for Use in LRFD" Journal Structural Division, ASCE, pp.1459–1468.

[۳۰] مبحث ششم مقررات ملی ساختمان ایران، (۱۳۹۲)، "بارهای وارد بر ساختمان"، وزارت راه و شهرسازی.

[۳۱] اندرواره ز.، (۱۳۹۳)، رساله کارشناسی ارشد، "بررسی قابلیت اعتماد ستونهای بتن آرمه تقویت شده با FRP بر اساس آئین‌نامه‌های ایران و آمریکا" دانشکده عمران و معماری، دانشگاه صنعتی شاهرود.

[۳۲] مبحث دهم مقررات ملی ساختمان ایران، (۱۳۹۲)، "طرح و اجرای ساختمان‌های فولادی"، وزارت راه و شهرسازی.

[33] "Specification for Structural Steel Buildings", (2005), AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION, INC.

[۳۴] ازهری م. میرقادرری ر. (۱۳۹۳) "طراحی سازه های فولادی به روش حالات حدی (LRFD)"، جلد پنجم، چاپ دوم، انتشارات ارکان دانش.

[35] Rojiani K., Woeste F., (1981), " Aprobabilistic analysis of steel beam-columns", department of civil engineering.

[36] Frangopol D.M, Iizuka M, Yoshida K. (1991), "Reliability analysis of nondeterministic steel beam-columns", Department of civil engineering, University of Colorado at boulder, Vol. 41, No.4, pp.745 – 756.

[37] Kogut G., Chou K., (2004), "Partial resistance factor design on steel-concrete beam-columns", Department of mechanical and civil engineering, pp 857-866.

[38] Logan Daryl L., (2007), "A First Course in the Finite Element Method", Fourth Edition, University of Wisconsin Platteville.

[۳۹] استاندارد ۲۸۰۰، "آئین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله"، ویرایش چهارم، (۱۳۹۳)، مرکز تحقیقات راه مسکن و شهرسازی.

[۴۰] حسین‌زاده اصل م. (۱۳۹۴)، "بررسی تغییرات در مباحث مقررات ملی و استاندارد ۲۸۰۰".

Abstract

Usually, design codes are codified in a way that also satisfy the safety conditions, but also bring economic design. This desired can be achieved with combination of theoretical relations and experimental results and safety factors.

Safety factors is rooted in probability studies which are determined according to reliability theory.

Standard codification committees, considering the random nature of factor involved in the design relations and economic design in order to present design formulas. How to deal with probabilistic factors, cause different design methods such as allowable stress and limit states and etc.

Since the current steel code of Iran is similar to American, can noted the load combination and design relations, this suspicion creates that the criteria for design of Iran steel code adapted well to the probabilistic conditions of Iran or not?

In this thesis particularly, the safety level of steel beam-columns under biaxial bending is studied. For this purpose, a program is written that determines the probability of failure of this beam-columns in 3-D frames based on monte carlo method. Also a program that with existing limit state function can determine reliability index is written base on analytical methods.

The obtained results show that beam-columns designed based on Iran code, in gravity load combinations is well at safety and a bit non-economic, in load combinations with Presence of wind load safety level is very high and non-economic, in load combinations with Presence of earthquake load safety level is a bit lower than required.

Keywords: reliability analysis, beam-column under biaxial bending, monte carlo method, Iran code (1392)



University of Shahrood
Faculty of Civil Engineering

Reliability analysis of steel beam- columns under biaxial bending designed based on Iran standard

Mahin Reihani

Supervisor:

Dr. V. R. Kalatjari

September 2015