

به نام خداوند جان و خرد



دانشگاه صنعتی شاهرود

دانشکده مهندسی عمران

رساله دکتری سازه

بهینه‌یابی قاب‌های خمشی فولادی سه‌بعدی تحت قید قابلیت اعتماد توسعه‌یافته با استفاده از الگوریتم ژنتیک

نگارنده: حمیدرضا ایرانی

استاد راهنما:

دکتر وحیدرضا کلات‌جاری

استاد مشاور:

دکتر محمدحسین دیبایی بناب

شهریورماه ۱۳۹۹

شماره: ۹۹/۴۰/ع

تاریخ: ۱۳۹۹/۷/۲۰

ویرایش:

باسمه تعالی



مدیریت تحصیلات تکمیلی

فرم شماره ۱۱: صورت جلسه نهایی دفاع از رساله دکتری (Ph.D)

بدین وسیله گواهی می شود آقای حمیدرضا ایرانی دانشجوی دکتری رشته عمران گرایش سازه به شماره دانشجویی ۹۲۱۶۱۲۵ ورودی مهرماه سال ۱۳۹۲ در تاریخ ۱۳۹۹/۶/۱۷ از رساله نظری / عملی خود با عنوان: بهینه یابی قاب های خمشی فولادی سه بعدی تحت قید قابلیت اعتماد توسعه یافته با استفاده از الگوریتم ژنتیک دفاع و با اخذ نمره ۱۹/۲۰ به درجه : نائل گردید.

الف) درجه عالی: نمره ۱۹-۲۰ ☒ ب) درجه خیلی خوب: نمره ۱۸/۹۹ - ۱۷ ☐
ج) درجه خوب: نمره ۱۶/۹۹ - ۱۵ ☐ د) مردود: کمتر از ۱۵ ☐

ردیف	هیئت داوران	نام و نام خانوادگی	مرتبه علمی	امضاء
۱	دکتر وحیدرضا کلات جاری	استاد/ اساتید راهنما	دانشیار	
۲	دکتر محمدحسین دیبایی بناب	مشاور/ مشاورین	استاد	
۳	دکتر فرزاد شهبان مقدم	استاد مدعو خارجی	دانشیار	
۴	دکتر فرنوش یاسلیقه	استاد مدعو داخلی	استاد	
۵	دکتر سید مهدی توکلی	استاد مدعو داخلی	دانشیار	
۶	دکتر مهدی گلی	سرپرست (نماینده) تحصیلات تکمیلی دانشکده	دانشیار	

مدیر محترم تحصیلات تکمیلی دانشگاه:

ضمن تأیید مراتب فوق مقرر فرمایید اقدامات لازم در خصوص انجام مراحل دانش آموختگی آقای حمیدرضا ایرانی بعمل آید.

نام و نام خانوادگی رئیس دانشکده :

تاریخ و امضاء و مهر دانشکده:



این رساله را تقدیم می‌کنم به

عزیزانم

شکر و قدردانی

اکنون که به یاری پروردگار و یاری و راهنمایی اساتید بزرگ موفق به پایان این رساله شده‌ام و وظیفه خود دانسته که نهایت سپاسگزاری را از تمامی عزیزانی که در این راه به من کمک کرده‌اند را به عمل آورم.

در آغاز از استاد بزرگ و دانشمند جناب آقای دکتر وحید رضا کلات جاری که راهنمایی این رساله را به عهده داشته‌اند کمال

شکر را دارم.

از جناب آقای دکتر محمد حسین دیبایی بناب که استاد مشاور این رساله بوده‌اند نیز قدردانی می‌نمایم.

از داوران کرامی جناب آقای دکتر فرزاد شهبان مقدم، جناب آقای دکتر فروش باسلیقه و جناب آقای دکتر

سید مهدی توکلی که زحمات داور و تصحیح این رساله را به عهده داشتند، کمال سپاس را دارم.

در پایان از همسر عزیزم که همواره پشتیبانم در زندگی بوده‌اند و عزیزانی که مرا یاری و راهنمایی کرده‌اند نهایت سپاس را

دارم.

حمید رضا ایرانی

تابستان ۱۳۹۹

تجدیدنامه

اینجانب حمیدرضا ایرانی دانشجوی دوره دکتری رشته عمران - سازه دانشکده عمران دانشگاه صنعتی شاهرود نویسنده رساله بهینه‌یابی قاب‌های خمشی فولادی سه‌بعدی تحت قید قابلیت اعتماد توسعه‌یافته با استفاده از الگوریتم ژنتیک تحت راهنمایی دکتر وحید رضا کلات جاری متعهد می‌شوم.

- تحقیقات در این رساله 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 رساله 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 رساله تأثیرگذار بوده‌اند در مقالات مستخرج از رساله رعایت می‌گردد.
- در کلیه مراحل انجام این رساله ، در مواردی که از موجود زنده (یا بافت‌های آن‌ها) استفاده شده است ضوابط و اصول اخلاقی رعایت شده است .
- در کلیه مراحل انجام این رساله، در مواردی که به حوزه اطلاعات شخصی افراد دسترسی یافته یا استفاده شده است اصل رازداری ، ضوابط و اصول اخلاق انسانی رعایت شده است .

تاریخ: شهریورماه ۱۳۹۹

امضای دانشجو

--

در چند دهه گذشته، کاستن از زمان و هزینه‌ی طراحی سازه‌ها و صرفه‌جویی در مصالح مصرفی، موجب شده است که مسائل بهینه‌سازی سازه‌ها اهمیت خاصی بیابد. همچنین قابلیت اعتماد سیستم‌های سازه‌ای، در سال‌های اخیر مسئله‌ای است که مورد توجه طراحان قرار گرفته است. لیکن با توجه به زمان‌بر بودن بهینه‌سازی برمبنای قابلیت اعتماد سیستم سازه‌ای، بسیاری از محققین با استفاده از فرضیات محافظه‌کارانه و ساده‌کننده، احتمال خرابی سیستم سازه‌ای را با توجه به احتمال خرابی اعضا تخمین زده و یا اینکه از تأثیر اندرکنش نیروی محوری و لنگر خمشی صرف‌نظر کرده‌اند که این امر منجر به افزایش تخمین در روند طراحی و برآوردهای اقتصادی شده است.

رساله‌ی حاضر در جهت توسعه بهینه‌سازی قاب‌های خمشی فولادی سه‌بعدی با در نظر گرفتن اندرکنش نیروی محوری و خمش دومحوره در محل‌های شکل‌گیری مفاصل پلاستیک پی‌ریزی شده و سعی گردیده تا با گام‌های هدفمند، دستاوردهای نوینی حاصل شود.

بدین منظور بهینه‌سازی قاب خمشی فولادی سه‌بعدی با استفاده از الگوریتم ژنتیک جزیره‌ای و تحلیل قابلیت اعتماد سیستم سازه‌ای با استفاده از راه‌کار پیشنهادی لاتین هاپرکیوب اصلاح‌شده *M-LHS* انجام گرفته است. همچنین جهت در نظر گرفتن اندرکنش نیروی محوری و خمش دومحوره، راه‌کارهایی پیشنهاد و بررسی شده است.

در روش *M-LHS* پیشنهادی آرایش بازه‌ها طوری انتخاب می‌شود که بیشترین حجم از نمونه‌ها، در محدوده‌هایی با فواصل مشخص از مقدار میانگین قرار گیرند. با توجه به نتایج به‌دست‌آمده، پیشنهاد شده است که حدود ۷۰ الی ۸۰ درصد نمونه‌ها از این محدوده‌ها انتخاب شوند.

نتایج بهینه‌سازی قاب‌های خمشی فولادی سه‌بعدی بررسی شده نشان داد که فرض ایجاد مفاصل پلاستیک در اعضا در اثر لنگر خمشی تنها و صرف‌نظر از تاثیر نیروی محوری، اختلاف زیادی با حالت در نظر گرفتن اندرکنش نیروی محوری و خمش دومحوره ایجاد نکرده و وزن بهینه‌ی سازه با در نظر گرفتن اندرکنش نیروهای داخلی فقط حدود ۴ درصد بیشتر شده است. همچنین وزن بهینه‌ی به دست آمده از راهکار پیشنهادی جهت در نظر گرفتن اندرکنش نیروی محوری و خمش دومحوره، نسبت به روش تحلیل الاستیک با ضابطه‌ی خرابی پلاستیک، در قاب سه طبقه حدود ۲/۱ درصد و در قاب شش طبقه حدود ۳/۳ درصد افزایش داشته است. این مطلب می‌تواند نشانگر آن باشد که با توجه به انطباق تحلیل الاستیک سازه با ضابطه‌ی خرابی تسلیم اولیه در راهکار پیشنهادی، پاسخ‌ها قابل اعتمادتر بوده و نیاز به تحلیل زمان‌بر الاستو-پلاستیک برطرف شده است.

کلیدواژه: بهینه‌سازی تحت قید قابلیت اعتماد، احتمال خرابی سیستم سازه‌ای، اندرکنش نیروی محوری و خمش دومحوره، روش لاتین هایپرکیوب اصلاح شده، الگوریتم ژنتیک جزیره‌ای، قاب خمشی فولادی سه‌بعدی.

لیست مقالات مستخرج از رساله

1- Irani, H.R. & Kalatjari, V.R., & Dibaei Bonab, M.H. (2020). "Reliability Based Optimization of 3D Steel Moment Frames Considering Axial Force and Biaxial Bending Moments Interaction". *International Journal of Optimization in Civil Engineering*, 10(1), 137-155.

۲- ایرانی، حمیدرضا؛ وحیدرضا کلات جاری و محمدحسین دیبایی بناب (۱۳۹۸)، ارزیابی قابلیت اعتماد قاب‌های خمشی سه‌بعدی طراحی شده بر مبنای آیین‌نامه‌های نسخه ۸۷ و ۹۲ فولاد ایران، نشریه علمی-پژوهشی مهندسی سازه و ساخت، (پذیرفته‌شده برای چاپ)

۳- ایرانی، حمیدرضا؛ وحیدرضا کلات جاری و محمدحسین دیبایی بناب (۱۳۹۸)، تأثیر اندرکنش نیروی محوری و لنگر خمشی در ارزیابی احتمال خرابی قاب خمشی فولادی، یازدهمین کنگره ملی مهندسی عمران، دانشگاه شیراز، ایران.

۴- ایرانی، حمیدرضا؛ وحیدرضا کلات جاری و محمدحسین دیبایی بناب (۱۳۹۷)، ارزیابی احتمال خرابی قاب خمشی فولادی با در نظر گرفتن محدودیت تغییر مکان جانبی نسبی طبقات، نهمین کنفرانس ملی و سومین کنفرانس بین‌المللی سازه و فولاد، انجمن سازه‌های فولادی ایران.

فهرست مطالب

فصل ۱- مقدمه و کلیات	
۱-۱- پیش‌گفتار	۲
۲-۱- ضرورت انجام تحقیق	۳
۳-۱- نوآوری تحقیق	۵
۴-۱- اهداف تحقیق	۵
۵-۱- روش انجام تحقیق	۶
۶-۱- ساختار رساله	۶
فصل ۲- قابلیت اعتماد سیستم سازه‌ای	
۱-۲- پیش‌گفتار	۱۰
۲-۲- پیشینه‌ی تحقیقات	۱۱
۳-۲- مفهوم احتمال خرابی	۱۷
۱-۳-۲- محاسبه احتمال خرابی	۱۷
۴-۲- متغیرهای تصادفی بار و مقاومت	۲۰
۱-۴-۲- انواع بارها	۲۰
۲-۴-۲- متغیرهای مقاومت	۲۳
۵-۲- قابلیت اعتماد سیستم سازه‌ای	۲۴
۱-۵-۲- روش شبیه‌سازی مونت‌کارلو (MCS)	۲۵
۲-۵-۲- نمونه‌برداری لاتین‌هایپرکیوب (LHS)	۲۷
۳-۵-۲- روش $2k+1$ روزنبلوث	۲۹
۴-۵-۲- تولید اعداد تصادفی	۳۰
۵-۵-۲- دقت تخمین‌های احتمالاتی	۳۲
فصل ۳- بهینه‌یابی با الگوریتم ژنتیک	
۱-۳- پیش‌گفتار	۳۶
۲-۳- پیشینه‌ی تحقیقات	۳۷
۳-۳- مبانی الگوریتم ژنتیک	۳۹
۱-۳-۳- فرآیند انتخاب	۴۲
۲-۳-۳- عملگر پیوند	۴۵
۳-۳-۳- عملگر جهش	۴۷
۴-۳- روش جستجوی چندمنظوره	۴۷

فصل ۴- بهینه‌یابی بر مبنای قابلیت اعتماد

۵۲	پیش‌گفتار	۱-۴
۵۲	پیشینه‌ی تحقیقات	۲-۴
۵۵	تحلیل الاستو-پلاستیک سازه‌ی قاب خمشی	۳-۴
۵۷	رفتار پلاستیک سازه‌ها	۱-۳-۴
۶۱	مقایسه طراحی پلاستیک و الاستیک خطی	۲-۳-۴
۶۳	ظرفیت پلاستیک کاهش یافته	۳-۳-۴
۷۱	معیار خرابی کل سازه	۴-۳-۴
۷۳	ایجاد توابع حالت حدی تحت اثر لنگر خمشی تنها	۵-۳-۴
۷۷	ایجاد توابع حالت حدی تحت اثر نیروهای ترکیبی	۶-۳-۴
۸۱	بهینه‌یابی احتمالاتی سازه‌ها	۴-۴

فصل ۵- راه کارهای پیشنهادی

۸۶	پیش‌گفتار	۱-۵
۸۷	روابط کاربردی جهت تاثیر اندرکنش نیروی محوری و لنگر خمشی دومحوره	۲-۵
۱۰۰	بهبود روش نمونه‌برداری لاتین هاپیرکیوب	۳-۵
۱۰۱	متغیر تصادفی نرمال	۱-۳-۵
۱۰۳	متغیر تصادفی لگ نرمال	۲-۳-۵
۱۰۳	متغیرهای تصادفی حالت حدی نوع یک و حالت حدی نوع دو	۳-۳-۵

فصل ۶- مثال‌های عددی

۱۰۶	پیش‌گفتار	۱-۶
۱۰۶	تحلیل اجزای محدود قاب خمشی	۲-۶
۱۰۹	تحلیل احتمالاتی با روش مونت کارلو و بررسی راه‌کار پیشنهادی اول	۳-۶
۱۲۲	تحلیل قابلیت اعتماد با روش LHS و M-LHS پیشنهادی	۴-۶
۱۲۸	بهینه‌یابی بر مبنای قابلیت اعتماد	۵-۶

فصل ۷- جمع‌بندی و پیشنهادها

۱۴۰	پیش‌گفتار	۱-۷
۱۴۰	جمع‌بندی و نتیجه‌گیری	۲-۷
۱۴۳	پیشنهادها	۳-۷
۱۴۵	مراجع	

فهرست جدول‌ها

جدول (۱-۲)	ضریب پراکندگی بار زنده حداکثر طی ۵۰ سال عمر سازه	۲۲
جدول (۲-۲)	پارامترهای آماری مربوط به بار زلزله	۲۳
جدول (۳-۲)	پارامترهای آماری مربوط به متغیرهای تصادفی موثر در مقاومت	۲۳
جدول (۱-۶)	مقایسه‌ی نتایج نیروهای داخلی اعضای قاب مثال ۱-۶	۱۰۷
جدول (۲-۶)	مقایسه نتایج تغییر مکان‌های گره ۱ در قاب مثال ۱-۶	۱۰۸
جدول (۳-۶)	نتایج صحت‌سنجی احتمال خرابی روش مونت‌کارلو مثال ۲-۶	۱۱۰
جدول (۴-۶)	خصوصیات مقاطع اعضای قاب مثال ۳-۶	۱۱۲
جدول (۵-۶)	مشخصات متغیرهای تصادفی	۱۱۲
جدول (۶-۶)	نتایج تحلیل‌های مونت‌کارلو قاب سه‌طبقه برای ترکیب بار لرزه‌ای مثال ۳-۶	۱۱۳
جدول (۷-۶)	نتایج تحلیل مونت‌کارلو قاب سه‌بعدی سه‌طبقه مثال ۳-۶	۱۱۴
جدول (۸-۶)	خصوصیات مقاطع اعضای قاب مثال ۴-۶	۱۱۵
جدول (۹-۶)	نتایج تحلیل مونت‌کارلو قاب سه‌بعدی شش‌طبقه مثال ۴-۶	۱۱۶
جدول (۱۰-۶)	خصوصیات مقاطع اعضای قاب شش‌طبقه مثال ۶-۶	۱۲۰
جدول (۱۱-۶)	خصوصیات مقاطع اعضای قاب سه‌طبقه مثال ۶-۶	۱۲۰
جدول (۱۲-۶)	نتایج تحلیل مونت‌کارلو قاب سه‌بعدی شش‌طبقه مثال ۶-۶	۱۲۱
جدول (۱۳-۶)	نتایج تحلیل مونت‌کارلو قاب سه‌بعدی سه‌طبقه مثال ۶-۶	۱۲۱
جدول (۱۴-۶)	نتایج تحلیل‌های مونت‌کارلو، LHS و $M-LHS$ قاب سه‌طبقه برای ترکیب بار لرزه‌ای مثال ۸-۶	۱۲۴
جدول (۱۵-۶)	میانگین احتمال خرابی به‌دست‌آمده از تحلیل‌های مونت‌کارلو، LHS و $M-LHS$	۱۲۵
جدول (۱۶-۶)	نتایج تحلیل‌های مونت‌کارلو، LHS و $M-LHS$ قاب شش‌طبقه برای ترکیب بار لرزه‌ای مثال ۸-۶	۱۲۶
جدول (۱۷-۶)	میانگین احتمال خرابی به‌دست‌آمده از تحلیل‌های مونت‌کارلو، LHS و $M-LHS$	۱۲۷
جدول (۱۸-۶)	اعضای لیست مقاطع W برای قاب یک دهانه‌ی هشت‌طبقه	۱۲۹
جدول (۱۹-۶)	مقایسه‌ی نتایج بهینه‌یابی برای قاب یک دهانه‌ی هشت‌طبقه مثال ۹-۶	۱۳۰
جدول (۲۰-۶)	بارگذاری ثقلی روی تیرهای قاب خمشی فولادی سه‌بعدی شش‌طبقه مثال ۱۰-۶	۱۳۲
جدول (۲۱-۶)	طراحی بهینه‌ی قاب خمشی فولادی سه‌بعدی شش‌طبقه مثال ۱۰-۶	۱۳۳
جدول (۲۲-۶)	طراحی بهینه‌ی قاب خمشی فولادی سه‌بعدی سه‌طبقه مثال ۱۱-۶	۱۳۷

فهرست شکل‌ها

۱۸	شکل (۱-۲) PDF های بار، مقاومت و حاشیه ایمنی
۱۹	شکل (۲-۲) توابع چگالی احتمال بار (S)، مقاومت (R)
۲۸	شکل (۳-۲) مفهوم پایه‌ای LHS دو متغیر تصادفی و نمونه‌ی مربوط به آن‌ها
۴۳	شکل (۱-۳) مدلی از چرخ گردان
۴۵	شکل (۲-۳) شیوه‌ی پیوند تک نقطه‌ای
۴۶	شکل (۳-۳) شیوه‌ی پیوند دو نقطه‌ای
۴۶	شکل (۴-۳) شیوه‌ی پیوند یکنواخت
۴۹	شکل (۵-۳) روش جستجوی چندمنظوره از طریق مهاجرت تصادفی
۵۷	شکل (۱-۴) رفتار تنش کرنش یک مقطع عرضی
۵۸	شکل (۲-۴) رفتار الاستیک-پلاستیک کامل فولاد
۵۸	شکل (۳-۴) نمودار لنگر خمشی - انحنا برای یک مقطع عرضی
۵۹	شکل (۴-۴) پلاستیک شدن یک مقطع فولادی با افزایش بارگذاری
۶۰	شکل (۵-۴) سازوکار فروپاشی با مفاصل پلاستیک یک تیر دوسر گیردار
۶۰	شکل (۶-۴) منحنی بار تغییر مکان یک تیر دوسر گیردار
۶۲	شکل (۷-۴) مقایسه‌ی طراحی الاستیک و طراحی پلاستیک
۶۳	شکل (۸-۴) فرآیند تسلیم و رابطه لنگر خمشی - چرخش یک مقطع تیر تحت خمش یک محوره
۶۴	شکل (۹-۴) مقادیر ضریب شکل پلاستیک برای مقاطع متقارن مختلف
۶۴	شکل (۱۰-۴) فرآیند تسلیم و رابطه لنگر خمشی - چرخش یک مقطع ستون تحت
۶۶	شکل (۱۱-۴) سطح تسلیم یک مقطع مستطیل تحت نیروی محوری و لنگر خمشی
۶۷	شکل (۱۲-۴) سطح تسلیم یک مقطع I شکل فولادی
۶۸	شکل (۱۳-۴) موقعیت محور خنثی مقطع مستطیل شکل تحت نیروی محوری و لنگر خمشی
۶۹	شکل (۱۴-۴) سطح اندرکنش پلاستیک لوزی هشت‌وجهی
۷۰	شکل (۱۵-۴) سطح اندرکنش پلاستیک مقاطع فولادی H و قوطی شکل در آیین‌نامه EC3
۷۰	شکل (۱۶-۴) سطح اندرکنش پلاستیک ۱۶ وجهی برای مقاطع H شکل در آیین‌نامه AISC
۷۱	شکل (۱۷-۴) نیروها و تغییر مکان‌های عضو در سیستم مختصات محلی
۸۳	شکل (۱۸-۴) فرآیند بهینه‌یابی تحت قید قابلیت اعتماد بر اساس روش GA

۸۴	 شکل (۴-۱۹) فرآیند بهینه‌یابی با الگوریتم ژنتیک روش جستجوی چندمنظوره
۸۸	 شکل (۵-۱) سطح تسلیم ۱۶ وجهی AISC
۸۹	 شکل (۵-۲) شکل‌گیری مفصل متناظر با تسلیم اولیه حالت اول
۹۲	 شکل (۵-۳) شکل‌گیری مفصل متناظر با تسلیم اولیه حالت دوم
۹۶	 شکل (۵-۴) شکل‌گیری مفصل متناظر با تسلیم اولیه حالت سوم
۹۸	 شکل (۵-۵) شکل‌گیری مفصل متناظر با تسلیم اولیه حالت چهارم
۹۹	 شکل (۵-۶) شکل‌گیری مفصل متناظر با تسلیم اولیه حالت پنجم
۱۰۲	 شکل (۵-۷) آرایش بازه‌ها برای متغیر تصادفی نرمال در روش M-LHS
۱۰۲	 شکل (۵-۸) آرایش بازه‌ها برای متغیر یکنواخت U
۱۰۷	 شکل (۶-۱) قاب سه‌بعدی مربوط به مثال ۶-۱
۱۰۸	 شکل (۶-۲) نحوه‌ی نمایش خروجی‌ها در برنامه CSharp مثال ۶-۱
۱۱۰	 شکل (۶-۳) قاب‌های انتخابی جهت صحت‌سنجی برنامه مونت‌کارلو مثال ۶-۲
۱۱۱	 شکل (۶-۴) قاب خمشی فولادی سه‌طبقه مثال ۶-۳
۱۱۴	 شکل (۶-۵) نحوه‌ی نمایش خروجی‌ها در برنامه CSharp مثال ۶-۳
۱۱۵	 شکل (۶-۶) قاب خمشی فولادی شش‌طبقه مثال ۶-۴
۱۱۷	 شکل (۶-۷) قابلیت اعتماد سیستم در مقابل ضریب پراکندگی مقاومت تسلیم فولاد قاب سه‌طبقه مثال ۶-۵
۱۲۳	 شکل (۶-۸) میانگین احتمال خرابی سیستم سازه‌ای در مقابل درصد نمونه‌های انتخابی
۱۲۹	 شکل (۶-۹) قاب سازه‌ای یک دهانه‌ی هشت‌طبقه مثال ۶-۹
۱۳۰	 شکل (۶-۱۰) سیر همگرایی بهینه‌یابی قاب سازه‌ای یک دهانه‌ی هشت‌طبقه مثال ۶-۹
۱۳۱	 شکل (۶-۱۱) قاب خمشی فولادی سه‌بعدی شش‌طبقه مثال ۶-۱۰
۱۳۲	 شکل (۶-۱۲) گروه‌بندی اعضای قاب خمشی فولادی سه‌بعدی شش‌طبقه مثال ۶-۱۰
۱۳۴	 شکل (۶-۱۳) تاریخچه‌ی فرآیند بهینه‌یابی قاب خمشی فولادی سه‌بعدی شش‌طبقه مثال ۶-۱۰
۱۳۵	 شکل (۶-۱۴) قاب خمشی فولادی سه‌بعدی سه‌طبقه مثال ۶-۱۱
۱۳۵	 شکل (۶-۱۵) گروه‌بندی اعضای قاب خمشی فولادی سه‌بعدی سه‌طبقه مثال ۶-۱۱
۱۳۷	 شکل (۶-۱۶) تاریخچه‌ی فرآیند بهینه‌یابی قاب خمشی فولادی سه‌بعدی سه‌طبقه مثال ۶-۱۱

فهرست نمایه و نشانه‌ها

$g(\bullet)$	تابع حالت حدی	$\Phi(A)$	تابع هدف اصلاح‌شده
R	مقاومت سازه	$\Phi_{max}(A)$	حداکثر مقدار تابع هدف اصلاح‌شده
P_f	احتمال خرابی	$\Phi_{min}(A)$	حداقل مقدار تابع هدف اصلاح‌شده
P_S	احتمال رفتار ایمن (قابلیت اعتماد)	$F(A)$	تابع هدف مسئله بهینه‌یابی
$X=(X_1, X_2, \dots, X_n)$	بردار متغیرهای تصادفی	nlc	تعداد ترکیبات بارگذاری
$f_R(x)$	تابع چگالی احتمال متغیر تصادفی R	G_q	میزان نقض قید
$f_S(x)$	تابع چگالی احتمال متغیر تصادفی S	$Fit(A)$	تابع شایستگی
$F_R(x)$	تابع توزیع تجمعی متغیر تصادفی R	p_i	احتمال حضور رشته λ_m بر اساس شایستگی
$F_S(x)$	تابع توزیع تجمعی متغیر تصادفی S	$\bar{p}_i$	احتمال تجمعی رشته λ_m
$\mu_{g,R,S}$	میانگین متغیرهای تصادفی g,R,S	NP	تعداد اعضای جمعیت
$\sigma_{g,R,S}$	انحراف استاندارد متغیرهای تصادفی g,R,S	MNP	شماره هر عضو از جمعیت
β	شاخص قابلیت اعتماد	P_c	نرخ پیوند
$\Phi(\bullet)$	تابع توزیع تجمعی نرمال استاندارد	P_m	نرخ جهش
$\lambda_{D,L}$	ضریب بایاس بار مرده و زنده	ε	کرنش
$C.O.V$	ضریب پراکندگی	ε_y	کرنش تسلیم
N_H	تعداد حالت‌هایی که خرابی اتفاق افتاده است	F_y	تنش تسلیم
N	تعداد کل شبیه‌سازی‌ها	F_u	تنش نهایی
$P_{f,system}$	احتمال خرابی سیستم سازه‌ای	M_y	لنگر تسلیم
$F_X(x)$	تابع توزیع تجمعی متغیر تصادفی X	M_p	لنگر پلاستیک
$F_X^{-1}(x)$	معکوس تابع توزیع تجمعی متغیر تصادفی X	K_y	انحنای تسلیم
$E(\bullet)$	مقدار مورد انتظار	ϕM_S	ظرفیت خمشی طراحی برای طراحی الاستیک
σ_X^2	واریانس متغیر تصادفی X	M^*	لنگر خمشی حاصل از تحلیل الاستیک
σ_X	انحراف استاندارد متغیر تصادفی X	S	اساس مقطع الاستیک
P_{true}	احتمال خرابی واقعی	Z	اساس مقطع پلاستیک
$\bar{P}_f$	احتمال خرابی تخمین زده‌شده	x_p	ضریب شکل پلاستیک مقطع
M_{yN}	لنگر تسلیم در حضور نیروی محوری	E	ضریب کشسانی
M_{pN}	لنگر پلاستیک در حضور نیروی محوری	G	مدول برشی
N	نیروی محوری	A	سطح مقطع عرضی

N_P	بار تسلیم مقطع تحت نیروی محوری تنها	I	لنگر لختی
α	نسبت سطح مقطع جان به سطح مقطع یک بال	J	لنگر لختی پیچشی
$M_{X,Y,Z}$	لنگر خمشی حول محوره‌های X ، Y و Z	L	طول عضو
$M_{Y X,Y,Z}$	لنگر تسلیم حول محوره‌های X ، Y و Z	R_i	مقاومت عضو در انتهای i
$M_{P X,Y,Z}$	لنگر پلاستیک حول محوره‌های X ، Y و Z	g_i	حاشیه ایمنی انتهای i عضو
$\bar{Q}_t$	بردار نیروهای انتهایی عضو	W	وزن سازه
$\bar{u}_t$	بردار تغییر مکان‌های انتهایی عضو	γ_i	وزن مخصوص فولاد
$\bar{k}_t$	ماتریس سختی عضو	P	نیروی محوری عضو
$\bar{K}$	ماتریس سختی کل سازه	P_y	مقاومت محوری حد الاستیک
$\bar{U}$	بردار تغییر مکان گره‌ها در مختصات عمومی	F_e	تنش اولر
$\bar{F}$	بردار نیروهای وارد بر گره‌ها در مختصات عمومی	A_g	سطح مقطع کل
$\bar{k}_t^p$	ماتریس سختی اصلاح شده عضو	F_a	مقاومت فشاری محوری
$\bar{Q}_t^{(p)}$	قرینه‌ی بردار نیروهای گره‌ی معادل	f_a	تنش فشاری محوری
$\bar{K}^{(p_q)}$	ماتریس سختی کل اصلاح شده سازه	λ_{max}	لاغری حداکثر عضو
$f_{b X,Y}$	تنش خمشی حول محوره‌های X و Y	P_u	نیروی محوری مورد نیاز
C_m	ضریب انحنای عضو	P_n	مقاومت محوری اسمی
$M_{u Y,Z}$			لنگر خمشی مورد نیاز حول محوره‌های Y و Z
$\bar{k}_t^L$			ماتریس سختی اصلاح شده عضو زمانی که خرابی در انتهای چپ عضو اتفاق می افتد
$\bar{k}_t^R$			ماتریس سختی اصلاح شده عضو زمانی که خرابی در انتهای راست عضو اتفاق می افتد
$\bar{k}_t^{RL}$			ماتریس سختی اصلاح شده عضو زمانی که خرابی در هر دو انتهای عضو اتفاق می افتد
$\bar{Q}_t^L$			بردار گره‌ی معادل زمانی که خرابی در انتهای چپ عضو اتفاق می افتد
$\bar{Q}_t^R$			بردار گره‌ی معادل زمانی که خرابی در انتهای راست عضو اتفاق می افتد
$\bar{Q}_t^{RL}$			بردار گره‌ی معادل زمانی که خرابی در هر دو انتهای عضو اتفاق می افتد
$\bar{C}_k$			بردار ی که با استفاده از خصوصیات هندسی عضو تعیین می شود
Z_{Zk}			اساس مقطع پلاستیک حول محور Z در انتهای k عضو
Z_{Yk}			اساس مقطع پلاستیک حول محور Y در انتهای k عضو
$P_{f max}^{System}$			حداکثر مقدار مجاز احتمال خرابی سیستم سازه‌ای



فصل اول

مقدمه و کلیات

۱-۱- پیش‌گفتار

در مهندسی عمران تلاش بر آن است تا با برآورده کردن محدودیت خاص، به اهداف مشخصی از قبیل بهینه‌سازی وزن، هزینه ساخت، هندسه، چیدمان، توپولوژی و زمان محاسباتی دست‌یافته شود. به عبارت دیگر سازه‌های طرح‌شده باید از یک‌سو بدون نقض هیچ‌یک از قیدها در برابر بارهای خارجی، دارای ایمنی بوده و از سوی دیگر از کمترین هزینه برخوردار باشند.

در بهینه‌سازی سازه‌ها معمولاً از دو روش استفاده شده است؛ روش‌های مبتنی بر مفاهیم ریاضی و روش‌های مبتنی بر جستجوی تصادفی^۱. تفاوت اصلی بین روش‌های ذکر شده این است که در روش‌های برنامه‌نویسی ریاضی لازم است تا مشتقات تابع هدف محاسبه شود، در حالی که در روش دوم، بهینه‌سازی با جستجوی تصادفی و بدون استفاده از مشتقات انجام می‌شود [۱]. برنامه‌ریزی خطی^۲، برنامه‌ریزی خطی همگن^۳، برنامه‌ریزی پویا^۴ و برنامه‌ریزی غیرخطی^۵ از جمله روش‌های مبتنی بر مفاهیم ریاضی هستند. به طور کلی روش‌های ریاضی از دقت بالایی برخوردار بوده و سریع به جواب می‌رسند، لیکن اجرای صحیح این روش‌ها مستلزم انجام مشتق‌گیری و انتخاب نقطه‌ی شروع مناسب است. همچنین این روش‌ها قابلیت بهینه‌یابی بر اساس متغیرهای پیوسته را دارند و برای متغیرهای گسسته نیازمند راهکارهای ویژه می‌باشد [۲].

از آنجاکه بهینه‌سازی انجام‌شده با روش‌های ریاضی مشکلاتی به همراه داشته است، ذهن طراحان به سمت استفاده از روش‌های هوشمند تصادفی یا فرا ابتکاری^۶ معطوف گردیده است. هرچند که معایبی نیز به همین روش‌ها وارد بوده و در جهت رفع معایب آن اقداماتی صورت پذیرفته است.

¹ Random search-based methods

² Linear programming

³ Homogenous linear programming

⁴ Dynamic programming

⁵ Non-linear programming

⁶ Meta-heuristic methods

مزیت این روش‌ها گریز از مشتقات تابع هدف و قیدها و همچنین گریز از محاسبات سنگین ریاضی می‌باشد. ازجمله این روش‌ها می‌توان به الگوریتم تکاملی^۱ [۵-۳]، الگوریتم ژنتیک^۲ [۷-۶]، کلونی مورچگان^۳ [۸]، شبیه‌سازی باز پخت فلزات^۴ [۹] و الگوریتم جستجوی ذرات باردار^۵ [۱۰-۱۱] اشاره کرد. نادیده گرفتن ماهیت احتمالاتی پارامترهای سازه‌ای که دارای عدم قطعیت زیاد هستند در امر بهینه‌یابی سازه‌ها، منجر به پاسخ اشتباه و دور از واقعیت می‌شود. از طرفی در نظر گرفتن این عدم قطعیت‌ها باعث ایجاد یک فضای احتمالاتی در روند تحلیل، طراحی و بهینه‌یابی سازه‌ها می‌گردد. با استفاده از نظریه قابلیت اعتماد سازه‌ای، می‌توان این عدم قطعیت‌ها را به‌صورت روابط ریاضی برقرار کرده و احتمال خرابی سازه را به‌صورت کمی در فرآیند طراحی گنجانده [۱۲].

۲-۱- ضرورت انجام تحقیق

به‌طور کلی آیین‌نامه‌های سازه‌های ساختمانی بر مبنای حالات حدی یا طراحی بر مبنای ضرایب بار و مقاومت^۶ با در نظر گرفتن قابلیت اعتماد اعضای سازه به‌تنهایی، تهیه شده‌اند. اما به دلیل عواملی نظیر اضافه مقاومت سازه‌ای یا توزیع مجدد نیروها، خرابی یک عضو سازه لزوماً منجر به خرابی کل سیستم سازه‌ای نمی‌شود. بنابراین قابلیت اعتماد یک سیستم سازه‌ای مهم‌تر از قابلیت اعتماد هریک از اعضا به‌صورت جداگانه، می‌باشد.

¹ Evolutionary algorithm

² Genetic algorithm

³ Ant colony optimization

⁴ Simulated annealing

⁵ Charged system search

⁶ Load and Resistance Factor Design

روش‌های متعددی برای تعیین شاخص ایمنی^۱ یا احتمال خرابی اعضای سازه‌ای ارائه شده است، مانند روش مرتبه اول-لنگر دوم^۲ [۱۳]، روش هاسوفر-لیند^۳ [۱۴] و روش راکویتز-فیسلر^۴ [۱۵]. روش هاسوفر-لیند و راکویتز-فیسلر یک روش ماتریسی با دقت بالا و مبتنی بر تکرار است که اگر تابع حالت حدی غیرخطی بوده و تعداد متغیرهای تصادفی زیاد باشد، می‌تواند دشوار و زمان‌بر گردد. بنابراین در اعضای همانند ستون‌های قاب خمشی تحت اثر هم‌زمان نیروی محوری و لنگر خمشی دومحوره، این روش‌ها به دلیل غیرخطی بودن تابع حالت حدی و تنوع متغیرهای تصادفی، مشکلات خاص خود را خواهند داشت. اغلب به خاطر ساده‌سازی، با صرف‌نظر از تأثیر هم‌زمان نیروی محوری و لنگر خمشی دومحوره، معیار خرابی به صورت لنگر خمشی تنها بکار رفته است [۱۶-۱۷] و یا تأثیر جداگانه نیروی محوری و لنگر خمشی در نظر گرفته شده است [۱۸].

زمانی که در یک سیستم سازه‌ای، خرابی به صورت سازوکار فروپاشی تعریف شود، تعیین احتمال خرابی سیستم سازه‌ای مستلزم شناسایی و تحلیل تعداد زیادی از سازوکارهای خرابی و صرف زمان قابل توجه است. رایج‌ترین روش‌های تخمین احتمال خرابی سیستم‌های سازه‌ای، روش‌های شبیه‌سازی و روش‌های مبتنی بر مسیرهای خرابی هستند. در روش‌های مبتنی بر مسیرهای خرابی، ابتدا محتمل-ترین مسیرهای خرابی به طور خودکار تولید می‌شوند، سپس کرانه‌های فوقانی و تحتانی احتمال خرابی بر اساس این مسیرها برآورد می‌شود. یک مسیر خرابی دنباله‌ای از مفصل‌های پلاستیک است که باعث سازوکار فروپاشی شود.

در روش‌های شبیه‌سازی، بارها و مقاومت‌های یک سازه به طور تصادفی شبیه‌سازی می‌شوند. احتمال خرابی نسبت بین تعداد وقوع خرابی به تعداد کل شبیه‌سازی تعریف می‌گردد. کاربرد این روش

¹ Safety index

² First order-Second moment

³ Hasofer-Lind

⁴ Rackwitz-Fischler

آسان است، اما هنگامی که احتمال خرابی کوچک باشد، تعداد شبیه‌سازی‌ها زیاد می‌شود. بنابراین برای اکثر مسائل واقعی زمان‌بر خواهد بود.

با توجه به مطالب یادشده، دستیابی به روش‌هایی جهت بهینه‌سازی سازه‌های قاب خمشی فولادی سه‌بعدی بر اساس قابلیت اعتماد سیستم سازه‌ای به‌طوری که بتوان اندرکنش نیروی محوری و لنگر خمشی را در نظر گرفت، ضروری به نظر می‌رسد.

۱-۳- نوآوری تحقیق

در اکثر مطالعات مربوط به قاب‌های خمشی فولادی، به خاطر ساده‌سازی و کاهش زمان انجام محاسبات تحلیل قابلیت اعتماد سیستم سازه‌ای، معیار خرابی به‌صورت لنگر خمشی تنها بوده و یا تأثیر نیروی محوری و لنگر خمشی جداگانه در نظر گرفته شده است. لذا در این تحقیق سعی بر آن شده است که تأثیر اندرکنش نیروی محوری و لنگر خمشی دومحوره در احتمال خرابی سیستم سازه‌ای بررسی گردد. همچنین با ارائه روش پیشنهادی برای تحلیل قابلیت اعتماد سیستم سازه‌ای، زمان محاسبات بهینه‌یابی سازه کاهش یابد.

۱-۴- اهداف تحقیق

هدف از این تحقیق مستقل از هرگونه آیین‌نامه طراحی، بهینه‌سازی مقاطع قاب‌های خمشی فولادی سه‌بعدی با اعضای شکل‌پذیر است، به‌طوری که وزن سازه تحت تراز ایمنی خاص کمترین مقدار ممکن را داشته باشد. در بهینه‌سازی، قید قابلیت اعتماد سیستم سازه‌ای با استفاده از روش جدید پیشنهادی جایگزین قیدهای متداول مانند مقاومت مجاز اعضا یا تغییر مکان جانبی طبقات می‌شود. در نظر گرفتن اثر اندرکنش نیروی محوری و خمش دومحوره در اعضای قاب خمشی فولادی سه‌بعدی از دیگر اهداف مهم این تحقیق می‌باشد. لذا سعی بر آن شده است تا با صحت‌سنجی مناسب، روابط اندرکنش نیروی محوری و لنگر خمشی دومحوره ارائه گردد.

۱-۵- روش انجام تحقیق

در تحقیق حاضر بهینه‌سازی مبتنی بر قابلیت اعتماد قاب‌های خمشی سه‌بعدی فولادی با در نظر گرفتن اندرکنش نیروی محوری و خمش دومحوره بررسی شده است. تابع هدف، وزن سازه است به‌طوری‌که محدودیت عملکرد، احتمال خرابی سیستم سازه‌ای باشد. بهینه‌سازی با استفاده از الگوریتم ژنتیک موازی^۱ انجام می‌شود که برنامه‌ای به زبان برنامه‌نویسی *CSharp* نوشته شده است. در تحلیل قابلیت اعتماد، عدم قطعیت‌ها در بارها، خصوصیات مواد مصالح، سطح مقطع و اساس مقطع اعضا در نظر گرفته می‌شود. همچنین تحلیل قابلیت اعتماد سیستم سازه‌ای با استفاده از روش پیشنهادی نمونه-برداری لاتین هایپرکیوب اصلاح شده^۲ انجام گرفته است.

۱-۶- ساختار رساله

این رساله مشتمل بر هفت فصل می‌باشد که عبارت‌اند از:

فصل اول: کلیات تحقیق

در این فصل به بیان مسئله، ضرورت انجام تحقیق، نوآوری، اهداف و روش انجام تحقیق پرداخته شده است.

فصل دوم: قابلیت اعتماد سیستم سازه‌ای

در این فصل شرحی بر نظریه قابلیت اعتماد سیستم سازه‌ای و روابط آن ارائه شده است. نحوه‌ی استخراج روابط پیشنهادی برای تخمین سریع‌تر احتمال خرابی سیستم سازه‌ای، همچنین روابط پیشنهادی جهت تأثیر اندرکنش نیروی محوری و خمش دومحوره در فصل پنجم بیان می‌شود.

¹ Parallel Genetic Algorithm

² Modified Latin-Hypercube Sampling

فصل سوم: بهینه‌یابی با الگوریتم ژنتیک

در این فصل ابتدا مفاهیم اولیه الگوریتم ژنتیک ارائه شده است. از مهم‌ترین عیب‌های الگوریتم ژنتیک ساده، وابستگی نتایج آن به نوع عملگرها و پارامترهایش می‌باشد. از این رو در این تحقیق از الگوریتم ژنتیک موازی (جزیره‌ای) که الگوریتمی بر اساس روش جستجوی چندمنظوره است، استفاده شده است. در ادامه‌ی این فصل در مورد این الگوریتم نیز توضیحاتی داده شده است.

فصل چهارم: بهینه‌یابی بر مبنای قابلیت اعتماد

در این فصل پس از شرحی بر رفتار پلاستیک مقاطع فولادی، به مقایسه طراحی پلاستیک با طراحی الاستیک خطی پرداخته شده است. در ادامه‌ی این فصل، روش‌های مختلف ایجاد توابع حالات حدی و بهینه‌یابی احتمالاتی سازه‌ها ارائه شده است.

فصل پنجم: راه‌کارهای پیشنهادی

در این فصل از رساله، راه‌کارهای پیشنهادی در مباحث مختلف مطرح شده است. این راه‌کارها شامل دو بخش می‌باشد. در بخش اول به معرفی روش پیشنهادی نمونه‌برداری لاتین هاپرکیوب اصلاح-شده پرداخته شده است. در بخش دوم، روابط پیشنهادی برای در نظر گرفتن تأثیر اندرکنش نیروی محوری و لنگر خمشی دومحوره در احتمال خرابی سیستم سازه‌ای ارائه شده است.

فصل ششم: مثال‌های عددی

در این فصل با ارائه مثال‌های عددی متعدد از قاب‌های مختلف دوبعدی و سه‌بعدی، مجموعه مطالب بیان شده در فصل‌های قبل این رساله مورد ارزیابی قرار گرفته است.

فصل هفتم: نتایج و پیشنهادها

در این فصل نیز نتایج به دست آمده از این تحقیق و پیشنهادهایی برای ادامه تحقیق ارائه خواهد شد.



قابلیت اعتماد سیستم سازه‌ای

۲-۱- پیش‌گفتار

یکی از اساسی‌ترین اهداف مهندسی عمران، طراحی سازه‌های ایمن می‌باشد. به همین دلیل می‌بایست عدم قطعیت‌های موجود در پارامترهای طراحی را مورد توجه قرار داد. به این ترتیب همواره طراحی‌ها با میزانی از احتمال خرابی همراه می‌باشند. محاسبه احتمال خرابی سازه^۱ از نکات مهم در مهندسی عمران می‌باشد. احتمال خرابی سازه با استفاده از نظریه قابلیت اعتماد تعیین شده و در طراحی و بهینه‌یابی مورد استفاده قرار می‌گیرد.

موسسه ملی هوافضای آمریکا یکی از بهترین تعریف‌ها را برای قابلیت اعتماد ارائه داده است که چنین است: "قابلیت اعتماد، احتمال عملکرد باکفایت یک سیستم، تحت شرایط کاری از پیش تعیین شده و برای مدت زمان معین است". به عبارتی قابلیت اعتماد یک ارتباط احتمالاتی بین عملکرد سیستم و نیازی که در عمل از آن انتظار می‌رود، برقرار می‌نماید. لذا انتظار می‌رود سیستمی که با شاخص ایمنی^۲ (شاخص قابلیت اعتماد^۳) قابل قبولی ساخته می‌شود، ایمنی لازم را داشته باشد.

اولین گام در به کارگیری نظریه قابلیت اعتماد، تعیین حاشیه ایمنی^۴ می‌باشد؛ که در اعضای سازه‌ای با محاسبه‌ی اختلاف پارامترهای احتمالاتی مقاومت نهایی در مقاطع بحرانی و نیروهای احتمالاتی داخلی به دست می‌آید. در گام بعدی پس از تشخیص و تعیین عدم قطعیت‌های موثر در مسئله و نوع تابع توزیع آن‌ها شاخص قابلیت اعتماد به دست می‌آید.

¹ Failure probability of structure

² Safety index

³ Reliability index

⁴ Safety margin

۲-۲- پیشینه‌ی تحقیقات

نخستین بار، موضوع قابلیت اعتماد در حین جنگ جهانی دوم مطرح شد، یعنی هنگامی که ارتش آمریکا در اواخر جنگ بر اثر تحقیقات متوجه نتایج تعجب‌انگیزی شد. مثلاً مشخص گردید که در هنگام مانورهای نیروی دریایی فقط ۳۰ درصد از وسایل الکترونیکی فعال بوده‌اند و در جاهای دیگر بین دوسوم تا سه‌چهارم از تجهیزات قابل‌استفاده بود، با تحقیقی که در نیروی هوایی انجام گرفت مشخص شد که تعمیر و کنترل دستگاه‌ها به‌اندازه ده برابر قیمت اصلی هر دستگاه هزینه داشته است. به‌طور کلی مطالعات فوق همراه با مطالعات دیگر عاملی برای تحقیق بیشتر در موضوع قابلیت اعتماد و جمع‌آوری اطلاعات در مورد چگونگی خرابی دستگاه‌ها گردید. در سال‌های اخیر استفاده از نظریه قابلیت اعتماد در صنایع افزایش یافته، به‌طوری‌که فعالیت‌هایی از بررسی ساده گرفته تا تجزیه و تحلیل‌های پیشرفته آماری در برنامه‌ی کار بسیاری از صنایع از قبیل پایگاه‌های تولید انرژی مخصوصاً انرژی اتمی و سیستم‌های تولید برق، پتروشیمی، هواپیماسازی و غیره قرار داشته است [۱۳]. همین مسئله باعث گردیده تا اخیراً روش‌های قابلیت اعتماد، نظر محققان و نویسندگان آیین‌نامه‌های طراحی را به خود معطوف نماید. امروزه تقریباً در مسائل متداول مهندسی از نظریه قابلیت اعتماد استفاده می‌گردد. پیشینه‌ی 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 می‌نماید. نظریه قابلیت اعتماد کمک می‌کند تا هر سازه بر مبنای اهمیت آن، با در نظر گرفتن عدم قطعیت‌های مشخص‌شده، روش طراحی و ایمنی متناسب با ارزش خود را داشته باشد. بنابراین به‌منظور لحاظ نمودن ایمنی و قابلیت اعتماد در سازه‌ها، لازم است رابطه‌های ریاضی تعریف گردند.

اولین رابطه‌سازی ریاضی از مسائل ایمنی سازه‌ها توسط مایر^۱ در سال ۱۹۲۶، استرلتزکی^۲ در سال ۱۹۴۷ و ویرزبیک^۳ در سال ۱۹۳۶ بیان گردیده است. آن‌ها دریافتند که پارامترهای بار و مقاومت، متغیرهای تصادفی هستند و بنابراین برای هر سازه، احتمال خرابی وجود دارد. مفاهیم آن‌ها در سال ۱۹۵۶ توسط فرودنتال^۴ و همکارانش توسعه یافت. رابطه‌های ایشان تابع‌های پیچیده‌ای را دربر می‌گرفت که ارزیابی سازه با آن رابطه‌ها به‌طور دستی بسیار مشکل بود تا اینکه کرنل^۵ و لیند^۶ در اواخر دهه و اوایل دهه ۱۹۷۰ به ارائه شاخص قابلیت اعتماد پرداختند. پیشنهاد آن‌ها اولین معیار برای اندازه ضرایب ایمنی قابل‌پذیرش در بین مهندسين سازه تلقی می‌شود. هاسوفر و لیند در سال ۱۹۷۴، خطی سازی شاخص قابلیت اعتماد را بیان نمودند. در سال ۱۹۷۸ یک روش عددی مؤثر برای محاسبه شاخص قابلیت اعتماد به‌وسیله راکویتز و فیسler بیان شد.

در اواخر ۱۹۷۰ روش‌های قابلیت اعتماد به مرحله بلوغ رسیدند و کریستنسن^۷ و مورتسو^۸ [۱۹] روش‌هایی برای تعیین مودهای خرابی حاکم در سیستم‌های سازه‌ای و احتمال نظیر آن معرفی کردند. مهم‌ترین این روش‌ها روش جدا کردن β ^۹ و روش شاخه و کرانه^{۱۰} بود.

در سال‌های اخیر کتاب‌های متعددی در این زمینه، توسط افراد مختلف نوشته‌شده که فهرست آن‌ها در مرجع [۱۳] آمده است. این تئوری به‌صورت قابل‌توجهی گسترش‌یافته و هم‌اکنون از آن در توسعه مقررات طراحی جدید استفاده می‌گردد. در سال ۱۹۷۴ اولین آیین‌نامه با در نظر گرفتن روش حالات حدی بر اساس و پایه آماری انتشار یافت^{۱۱}. بعد از مدت‌زمان کمی چندین آیین‌نامه از این روش‌ها

¹ Mayer

² Streletzki

³ Wierzbicki

⁴ Freudenthal

⁵ Cornell

⁶ Lind

⁷ Christensen

⁸ Murotsu

⁹ β - Unzipping

¹⁰ Branch – And – Bound Method

¹¹ CSA in 1974

استفاده کردند. از جمله آیین‌نامه‌های مبتنی بر نظریه قابلیت اعتماد و انجمن‌های موجود در این زمینه، می‌توان انجمن آمریکایی طراحی ضرایب بار و مقاومت ساختمان‌های فولادی (AISC)، آیین‌نامه طراحی پل‌های بزرگراه‌های انتاریو (OHBD)، انجمن آمریکایی بزرگراه و حمل‌ونقل (AASHTO) و مقررات آیین‌نامه‌های اروپایی (CEC) را نام برد [۱۳].

قرایبه^۱ و همکاران [۲۰] برای ارزیابی قابلیت اعتماد سازه‌ای به ارزیابی اعضا و تأثیر هریک از اعضا بر روی احتمال خرابی کل سازه پرداختند. بدین منظور آن‌ها ضرایبی تحت عنوان "ضریب اهمیت قابلیت اعتماد عضو"^۲ و "ضریب اهمیت پس از خرابی عضو"^۳ تعریف کردند. آن‌ها با مدل کردن یک سیستم سازه‌ای به صورت ترکیبی از اعضای سری و موازی، به بررسی تغییرات به وجود آمده در قابلیت اعتماد کل سازه در اثر تغییر در ضرایب یادشده پرداختند. طبق این تحقیق تأثیر هر عضو به صورت انفرادی بر روی کل سیستم سازه‌ای را بررسی اعضای بحرانی را شناسایی نمودند.

طارق^۴ و چانگ^۵ [۲۱] در تحقیقی به تحلیل و ارزیابی خرپاهای یک پل بر اساس درجات نامعینی و قابلیت اعتماد پرداختند. هدف آن‌ها از انجام آن تحقیق ایجاد یک روش جدید در تحلیل درجات نامعینی سیستم سازه‌ای و به خصوص خرپاهای پل بود. طبق این روش، آن‌ها اعضای سازه را به دودسته اضافی (Redundant) و غیر اضافی (Non-Redundant) تقسیم کردند. مطابق تعریف آن‌ها، به عضوی اضافی اطلاق می‌شود که با خرابی آن کل سازه دچار فروپاشی نشود. همچنین آن‌ها سازه را در مرحله پیش از خرابی و در مرحله پس از خرابی یک یا چند عضو مورد بررسی قرار دادند و در هر حالت احتمال خرابی و شاخص قابلیت اعتماد را به دست آوردند. به عنوان نتیجه، اعضایی که پس از حذف آن‌ها شاخص قابلیت اعتماد سازه‌ی باقیمانده از مقدار مشخصی به عنوان شاخص قابلیت اعتماد هدف بیشتر، مساوی

^۱ Gharaibeh

^۲ - نسبت تغییرات شاخص قابلیت اعتماد کل سازه به تغییرات شاخص قابلیت اعتماد عضو

^۳ - تفاضل شاخص قابلیت اعتماد سیستم در حالتی که عضو مورد نظر کاملاً ترد یا کاملاً نرم باشد

^۴ Tarek

^۵ Chung

و یا کمتر شد را فوق اضافی، اضافی یا غیراضافی نامیدند. در انتها با استفاده از نرم‌افزار ANSYS 5.6 یک خرابای پل را مورد بررسی قرار داده و اعضای فوق اضافی، اضافی و یا غیراضافی آن را تعیین کردند.

کمال^۱ و ایوب^۲ [۲۲] طی تحقیقی اثر همبستگی متغیرهای تصادفی را در قابلیت اعتماد سیستم سازه‌ای مورد ارزیابی و بررسی قرار دادند. آن‌ها برای محاسبه مودهای حاکم خرابی و احتمال نظیر مودها از دیاگرام درخت خرابی^۳ و روش مونت کارلو استفاده کردند. آن‌ها همچنین برای بهبود دقت نتایج و کاهش زمان از روش مونت کارلو مبتنی بر روش کاهش واریانس^۴ استفاده کردند. تحقیقات آن‌ها بر روی یک سازه سه عضوی موازی صورت گرفت و نتیجه گرفتند که همبستگی متغیرهای تصادفی نقش عمده‌ای در احتمال خرابی دارد. همچنین همبستگی می‌تواند توالی وقوع مودهای خرابی را دچار تغییر کند. در ضمن نتیجه گرفتند که استفاده از روش تحلیل مونت کارلو مبتنی بر روش کاهش واریانس نتایج دقیق‌تری به دست می‌دهد.

تراندافیر^۵ و همکاران [۲۳] با انجام تحقیقاتی و ارائه یک روش کارآمد موفق شدند گامی مؤثر در راستای تخمین احتمال خرابی سیستم سازه‌ای بردارند. آن‌ها کران‌های جدیدی برای احتمال خرابی تعریف کردند و کران‌های موجود مانند دیتلفسن^۶ را بهبود بخشیدند. مزیت روش آن‌ها علاوه بر دقت مناسب قابلیت آن در تعیین کران‌ها، حتی در صورت در دسترس نبودن برخی اطلاعات بود. عیب روش آن‌ها کند بودن آن برای سازه‌های پیچیده و بزرگ (بیشتر از ۱۷ عضو) بود.

حصیرچی و همکاران [۲۴] در تحقیقی اقدام به تحلیل قابلیت اعتماد قاب‌های دوبعدی مهاربندی‌شده ضربدری تا سه طبقه در برابر زلزله کردند. آن‌ها ابتدا قاب‌ها را مطابق مقررات ملی ساختمان کشور (ایران) در هر منطقه مشخص و برحسب ضریب زلزله آن در دو حالت شکل‌پذیری

¹ Kamal

² Ayyub

³ Fault Tree Diagram

⁴ Variance Reduction Technique

⁵ Trandafir

⁶ Ditlevsen

متوسط و زیاد برای کشش و فشار طراحی کردند. پس از آن با استفاده از نرم افزار *MATLAB* در هر قاب و برای هر منطقه به محاسبه احتمال خرابی سیستم و شاخص قابلیت اعتماد پرداختند. آن‌ها برای محاسبه شاخص قابلیت اعتماد نقش خرابی تیرها و ستون‌ها را نادیده گرفتند و با این فرض ساده کننده ابتدا به تعریف تابع حالت حدی پرداختند و سپس احتمال خرابی هر طبقه را به صورت موازی از خرابی بادبندهای آن و احتمال خرابی سیستم را به صورت سری از احتمال خرابی طبقات به دست آوردند. همچنین آن‌ها برای کلیه قاب‌ها به تحلیل حساسیت نسبت به عدم قطعیت‌های معرفی شده در تحقیق و شناسایی پارامترهای حساس و غیر حساس در تحلیل پرداختند. آن‌ها در نهایت نتیجه گرفتند در حالت طراحی اعضای بادبندی برای فشار، مقادیر شاخص ایمنی بیشتر از حالت طراحی برای کشش است.

سوز^۱ و سزار^۲ [۲۵] روش *MPPSS*^۳ را پیشنهاد دادند که در آن ابتدا قابلیت اعتماد مؤلفه‌های سیستم به کمک روش قابلیت اعتماد مرتبه اول (*FORM*)^۴ محاسبه می‌شوند، سپس تابع حالت حدی همراه با تعریف شکست، در قالب شبیه‌سازی مونت کارلو نمونه گذاری می‌شوند. در این روش برای سیستم‌های بزرگ یا مؤلفه‌های با قابلیت اعتماد بالا جهت رسیدن به دقت مناسب به میلیاردها نمونه احتیاج خواهد بود.

کیو^۵ و همکاران [۲۶] توانستند با ارائه یک روش ساده، محدوده‌ای برای شاخص قابلیت اعتماد و احتمال خرابی پیدا کنند. آن‌ها برای پیدا کردن کران‌های احتمال خرابی، از کران‌های پارامترهای آماری متغیرهای اصلی بار و مقاومت استفاده کردند. برای مثال کران بالای شاخص قابلیت اعتماد را تفاضل کران بالای میانگین مقاومت و کران پایین را میانگین بار تقسیم بر جذر مجموع کران‌های پایین

¹ Sues

² Cesare

³ Most Probable Point System Simulation

⁴ First Order Reliability Method

⁵ Qiu

واریانس بار و مقاومت معرفی کردند. با تلفیق روش مذکور و روش شاخه و کرانه مرجع [۱۹] آن‌ها موفق شدند مودهای حاکم بر سیستم سازه‌ای را شناسایی کنند و کران‌های بالا و پایین هر مود را به دست بیاورند و به حل دو مثال خرابی دوبعدی و سه‌بعدی بپردازند.

کنگ^۱ و سونگ^۲ [۲۷] روش کاربردی *SCM*^۳ را پیشنهاد دادند که در این روش ابتدا قابلیت اعتماد مؤلفه‌ها محاسبه می‌شود و پس از آن مؤلفه‌ها مرحله‌به‌مرحله به مؤلفه‌های معادل (دو مؤلفه در هر مرحله)، ترکیب می‌شوند تا در نهایت قابلیت اعتماد کل سیستم به دست آید. آن‌ها روش خود را روی آرایش‌های متفاوت آزمایش کردند و به‌دقت بسیار خوب برای تمام آرایش‌های در نظر گرفته‌شده رسیدند. آبدلال^۴ و کوپر^۵ [۲۸] یک سازه ماهواره فضایی را تحت بارهای استاتیکی و حرارتی مورد بررسی قرار دادند. هدف آن‌ها تحلیل احتمال خرابی سازه ماهواره یا یکی از اعضای سازه بود. آن‌ها با رسیدن به مقدار احتمال خرابی ۰/۵ به این نتیجه رسیدند که ضریب ایمنی استفاده‌شده در تحلیل اجزای محدود یقین‌اندیشانه، می‌تواند کاهش یابد.

چان^۶ و همکاران [۲۹] یک روش تکمیلی برای *SCM* ارائه دادند که در آن حساسیت احتمال خرابی سیستم را نسبت به شاخص‌های قابلیت اعتماد مؤلفه‌ها محاسبه می‌کند. آن‌ها روش خود را *CSP*^۷ نام‌گذاری کردند و با مثال‌های عددی این روش را برای انواع سیستم‌ها، شاخص‌های قابلیت اعتماد، تعداد مؤلفه‌ها و خصوصیات همبستگی به‌طور موفقیت‌آمیزی آزمایش کردند.

نکته قابل توجه این است که اکثر آیین‌نامه‌های حال حاضر از مفاهیم قابلیت اعتماد برای طراحی اعضای سازه‌ای و نه سیستم سازه‌ای استفاده می‌کنند. در سال‌های نه‌چندان دور می‌توان انتظار داشت که روش‌های تحلیلی به‌کاربرده شده برای مدل‌های رفتاری سیستم‌های سازه‌ای توسعه بیشتری پیدا

¹ Kang

² Song

³ Sequential Compounding Method

⁴ Abdelal

⁵ Cooper

⁶ Chun

⁷ CSP: Chun-Song-Paulino

نمایند. همچنین انتظار می‌رود که تأکید بر عملکرد سیستم به کاربردهای بیشتر نظریه قابلیت اعتماد در سطح سیستم منجر شود.

۲-۳- مفهوم احتمال خرابی

بسته به اینکه چه عامل یا عواملی باعث عدم کارایی یک سیستم می‌گردد، می‌توان تعاریف مختلفی برای واژه خرابی به کار برد. در کارهای مهندسی اغلب این خرابی‌ها می‌تواند ناشی از کمبود ظرفیت اعضا از مقادیر مشخص یا تحمیل بارهای بیش‌ازحد انتظار و یا ترکیبی از هردوی آن‌ها باشد. برای مثال تجاوز لنگر خمشی وارد بر یک گره از مقاومت نهایی آن و تشکیل مفصل پلاستیک در گره، یا بزرگ‌تر بودن تغییر مکان جانبی نسبی یک طبقه از ساختمان از مقداری مشخص را می‌توان به‌عنوان خرابی تلقی نمود. آنچه اهمیت دارد این است که اساساً مفهوم خرابی را مهندس سازه تعیین می‌کند.

۲-۳-۱- محاسبه احتمال خرابی

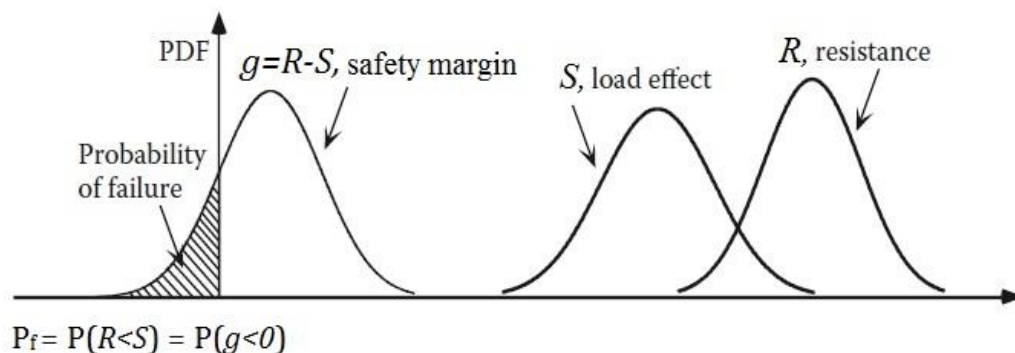
فرض کنید پاسخ سازه در اثر بار با نماد S و مقاومت سازه با نماد R نشان داده شود. یک تابع عملکرد یا تابع حالت حدی به‌صورت زیر تعریف می‌شود:

$$g(R - S) = R - S \quad (۱-۲)$$

حالت حدی $g = 0$ ، مرز بین عملکرد مطلوب و نامطلوب است. اگر $g \geq 0$ باشد، سازه ایمن است (عملکرد مطلوب) و چنانچه $g < 0$ باشد، سازه نایمن است (عملکرد نامطلوب). احتمال خرابی، P_f ، احتمال آن است که عملکرد نامطلوب اتفاق افتد که به شکل زیر بیان می‌شود:

$$P_f = P(R - S < 0) = P(g < 0) \quad (۲-۲)$$

چنانچه R و S متغیرهای تصادفی باشند، پس هرکدام دارای یک تابع چگالی احتمال (PDF)^۱ مطابق شکل (۱-۲) می‌باشند. بنابراین مقدار $R-S$ نیز یک متغیر تصادفی با PDF خاص خود است. احتمال خرابی، ناحیه هاشورخورده در شکل (۱-۲) خواهد بود.



شکل (۱-۲) PDFهای بار، مقاومت و حاشیه ایمنی [۱۳]

احتمال خرابی با در نظر گرفتن توابع چگالی احتمال متغیرهای تصادفی R و S ، می‌تواند همانند شکل (۲-۲) ارائه شود. خرابی هنگامی رخ می‌دهد که $S > R$ شود. احتمال آنکه S بزرگ‌تر یا مساوی با مقدار مشخص x شود برابر است با:

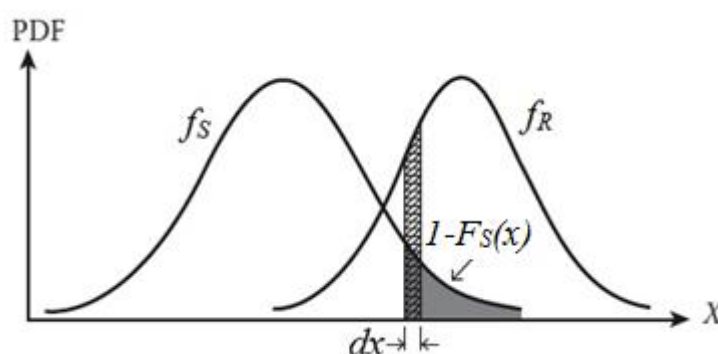
$$P_r[S \geq x] = 1 - F_s(x) \quad (۳-۲)$$

که $F_s(x)$ تابع توزیع تجمعی^۲ متغیر تصادفی S می‌باشد. برای جزء کوچک dx ، احتمال آنکه R بین x و $x+dx$ باشد برابر است با $f_R(x)dx$. بنابراین به ازای جمیع مقادیر ممکن x ، خرابی هنگامی رخ می‌دهد که R مابین x و $x+dx$ قرار گرفته و S بزرگ‌تر یا مساوی با x باشد. پس احتمال خرابی P_f برابر است با:

$$P_f = \int_{-\infty}^{+\infty} [1 - F_s(x)] f_R(x) dx = 1 - \int_{-\infty}^{+\infty} F_s(x) f_R(x) dx \quad (۴-۲)$$

^۱ Probability Density Function

^۲ Cumulative Distribution Function



شکل (۲-۲) توابع چگالی احتمال بار (S)، مقاومت (R) [۱۳]

احتمال رفتار ایمن^۱، P_S ، برابر است با یک منهای احتمال خرابی و به صورت زیر تعریف می‌شود:

$$P_S = 1 - P_f \quad (۵-۲)$$

به احتمال رفتار ایمن، قابلیت اعتماد نیز گفته می‌شود. چنانچه R و S دارای PDF های نرمال

بوده و مستقل از یکدیگر در نظر گرفته شوند، متغیر احتمال اندیشه g نیز دارای تابع چگالی احتمال

نرمال خواهد بود. میانگین^۲ و واریانس^۳ g به صورت زیر بیان می‌شود:

$$\mu_g = \mu_R - \mu_S \quad (۶-۲)$$

$$\sigma_g^2 = \sigma_R^2 + \sigma_S^2 \quad (۷-۲)$$

که μ_R و μ_S به ترتیب میانگین متغیرهای R و S بوده و σ_R^2 و σ_S^2 واریانس متغیرهای R و

S می‌باشند. کرنل^۴ در سال ۱۹۶۹ با فرض PDF نرمال برای تابع حالت حدی، شاخص قابلیت اعتماد^۵

یا شاخص ایمنی^۶ را به صورت زیر تعریف کرد:

$$\beta = \frac{\mu_g}{\sigma_g} = \frac{\mu_R - \mu_S}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}} \quad (۸-۲)$$

¹ Probability of safe behavior

² Mean

³ Variance

⁴ Cornell

⁵ Reliability index

⁶ Safety index

طبق نظریه حد مرکزی^۱ چنانچه g مجموع n متغیر تصادفی $X_i (i=1,2,\dots,n)$ باشد، به طوری که X_i ها غیرهمبسته و با توابع چگالی احتمال دلخواه باشند، مجموع این متغیرهای تصادفی غیرهمبسته به سمت توزیع احتمال نرمال نزدیک می‌شود. در نتیجه چنانچه تابع حالت حدی از مجموع تعداد زیادی از متغیرهای تصادفی تعریف شده باشد، می‌توان انتظار داشت که تابع حالت حدی تقریباً دارای تابع چگالی احتمال نرمال باشد. با توجه به این نظریه، برای یک سیستم سازه‌ای که مقدار احتمال خرابی، P_f ، از تحلیل احتمالاتی به دست می‌آید، می‌توان از رابطه (۹-۲) مقدار شاخص قابلیت اعتماد سیستم سازه‌ای را تخمین زد [۱۳]:

$$\beta = -\Phi^{-1}(P_f) \quad \text{or} \quad P_f = \Phi(-\beta) \quad (9-2)$$

که $\Phi(.)$ تابع توزیع تجمعی نرمال استاندارد می‌باشد.

۲-۴- متغیرهای تصادفی بار و مقاومت

کمیت‌های بار، مقاومت، ابعاد مقاطع و خصوصیات مصالح نمونه‌هایی از متغیرهای اساسی می‌باشند که دارای عدم قطعیت هستند و در نتیجه منجر به عدم قطعیت در پاسخ سیستم سازه‌ای می‌شوند. متغیرهای آماری موجود را می‌توان به دو دسته‌ی کلی متغیرهای بار و متغیرهای مقاومت تقسیم نمود.

۲-۴-۱- انواع بارها

برای طراحی یک سازه، طراح باید یک شناخت از گونه‌ها و بزرگی بارهای وارد بر سازه داشته باشد. این بارها برحسب نوع اطلاعات آماری و مشخصات پدیده‌ی بار می‌توانند به سه دسته تقسیم شوند:

نوع ۱: برای این بارها، اندازه شدت بار ثابت بوده و وابستگی زمانی در نظر گرفته نمی‌شود. بارهای مرده و بار زنده دائمی از این نوع هستند.

¹ Central limit theory

نوع ۲: در این طبقه‌بندی، اندازه شدت بار از اندازه‌گیری در بازه‌های زمانی مشخص به دست می‌آیند. بار برف، بار باد و بار زنده گذرا از این نوع هستند.

نوع ۳: اطلاعات مربوط به بارهای نوع ۳ کمیاب و نادر هستند زیرا این بارها در فواصل زمانی معین به وقوع نمی‌پیوندند. این بارها در طول رویدادهای شدید مانند زلزله و گردباد اتفاق می‌افتند.

۲-۴-۱-۱ - بار مرده

بار مرده‌ای که در طراحی در نظر گرفته می‌شود معمولاً بار ثقلی ناشی از وزن اعضای سازه‌ای و غیرسازه‌ای می‌باشد. بار مرده از توزیع احتمال نرمال پیروی می‌کند و فرض می‌شود که شدت آن در طول عمر سازه مقداری ثابت است. الینگوود^۱ و همکارانش برای بار مرده، توزیع نرمال با ضریب پراکندگی^۲ 0.1 و ضریب بایاس^۳ (نسبت مقدار میانگین به مقدار اسمی)، $\lambda_D=1.05$ را پیشنهاد می‌کنند [۳۰].

۲-۴-۱-۲ - بار زنده

بار زنده شامل وزن ساکنین، مبلمان، دیوارهای جداکننده‌ی متحرک و سایر تجهیزات قابل حمل می‌باشد. مقدار بار زنده به نوع کاربری، تعداد نفرات استفاده‌کننده از سازه و اثرات فشردگی احتمالی جمعیت بستگی دارد. از نظر آماری بار زنده به دودسته‌ی بار زنده دائمی و بار زنده گذرا تقسیم می‌شود. برای اهداف طراحی، نیاز است تا ترکیب مورد انتظار از بارهای زنده دائمی و گذرا در طول عمر سازه در نظر گرفته شود. بدین منظور بار زنده حداکثر که ترکیب بار زنده دائمی و گذرا است را می‌توان با توزیع احتمال حالت حدی نوع یک^۴ مدل‌سازی کرد. ضریب بایاس بار زنده $\lambda_L=1$ در نظر گرفته می‌شود و مقادیر ضریب پراکندگی بر مبنای سطح تاثیر بار زنده حداکثر در جدول (۲-۱) آمده است [۳۰].

¹ Ellingwood

² Coefficient Of Variation(C.O.V)

³ Bias factor

⁴ Extreme Type I

جدول (۱-۲) ضریب پراکندگی بار زنده حداکثر طی ۵۰ سال عمر سازه

ضریب پراکندگی $C.O.V$	سطح تاثیر m^2
0.14 – 0.23	18
0.13 – 0.18	90
0.1 – 0.16	450
0.09 – 0.16	900

۲-۴-۱-۳ بار زلزله

اگرچه زلزله یک بار دینامیکی (وابسته به زمان) است، اما اغلب یک فرآیند تحلیل استاتیکی برای طراحی سازه در برابر زلزله استفاده می‌شود. تحلیل‌های استاتیکی معمولاً بر اساس مدل‌های الاستیک خطی از سازه انجام می‌گیرند. فرضیه اساسی پشت فرآیند نیروی جانبی استاتیکی معادل آن است که یک سازه می‌تواند در برابر زلزله‌های متوسط و شدید آتی، دارای ظرفیت جذب و استهلاک انرژی مناسب باشد.

خطر لرزه‌ای که در بیشتر ساختمان‌ها نقش کنترل‌کننده دارد، اغلب توسط حداکثر شتاب زمین (PGA)^۱ با احتمال وقوع در ۵۰ سال اندازه‌گیری می‌شود. طبق پیشنهاد کرنل (۱۹۶۸)، شتاب زمین، A ، به‌عنوان یک متغیر تصادفی می‌تواند با توزیع مکمل حدی نوع دو^۲ به شکل زیر توصیف شود:

$$G_A(a) = 1 - F_A(a) = 1 - \exp\left[-\left(\frac{u}{a}\right)^\alpha\right] \quad (۱۰-۲)$$

که u و α پارامترهای توزیع هستند. مقادیر این پارامترها طبق تحقیقات الینگوود و تحقیقات انجام‌شده برای ایران در جدول (۲-۲) آمده است.

^۱ Peak Ground Acceleration

^۲ Complement of extreme type II

جدول (۲-۲) پارامترهای آماری مربوط به بار زلزله

مرجع	α	u	ضریب بایاس λ	ضریب پراکندگی $C.O.V$
Ellingwood et.al [31]	2.3	0.376	0.635	1.38
	2.7	0.435	0.703	0.85
	3.3	0.506	0.768	0.56
Kalatjari et.al [32]	2.33	0.446	0.695	1.31

۲-۴-۲- متغیرهای مقاومت

ظرفیت باربری سازه به مقاومت اعضا و اتصالات آن بستگی دارد. مقاومت عضو نیز تابعی از جنس مصالح مصرفی، هندسه مقطع و ابعاد آن است. اگرچه در طراحی، این مقادیر یقین‌اندیشانه در نظر گرفته می‌شوند اما در واقعیت، عدم قطعیت‌های همراه با هر کمیت باعث می‌شود تا مقاومت یک متغیر تصادفی باشد. مطالعات بر روی تغییرات مقاومت اعضا، از طریق آزمایش‌ها و قضاوت‌های مهندسی انجام شده است و بیشتر این مطالعات برای اعضا و مصالح سازه‌ای موجود است. در جدول (۲-۳) برخی مطالعات انجام گرفته بر روی پارامترهای آماری مربوط به متغیرهای تنش تسلیم فولاد، ضریب کشسانی، سطح مقطع و اساس مقطع اعضای فولادی آمده است.

جدول (۲-۳) پارامترهای آماری مربوط به متغیرهای تصادفی موثر در مقاومت

مرجع	ضریب پراکندگی $C.O.V$	ضریب بایاس λ	تابع توزیع PDF	متغیر تصادفی
Shayanfar et.al [33]	0.1	1.1	Log-N	تنش تسلیم F_y
Ellingwood et.al [30]	0.1	1.05		
Hess et. Al [34]	0.124	1.3		
Galambos et.al [35]	0.11	1.2		
Hess et.al [34]	0.076	1.0	N	ضریب کشسانی E
Ellingwood et.al [30]	0.06	1.0		
Galambos et.al [35]	0.06	1.076		
Mansour et.al [36]	0.016	1.02		
Hess et.al [34]	0.05	1.04	Log-N	سطح مقطع A
Kala et.al [37]	0.046	1.0		اساس مقطع S , Z

۲-۵- قابلیت اعتماد سیستم سازه‌ای

یک مسئله قابلیت اعتماد به‌طور معمول می‌تواند با تابع حالت حدی $g(X)$ بیان شود که $X = (X_1, X_2, \dots, X_n)$ بردار متغیرهای تصادفی است. نقض این حالت حدی با شرط $g(X) \leq 0$ تعریف می‌شود و احتمال خرابی، P_f ، از رابطه‌ی زیر به دست می‌آید:

$$P_f = P[g(X_1, X_2, \dots, X_n) \leq 0] \quad (2-11)$$

$$= \iiint \dots \int_{g(X) \leq 0} f_{X_1, X_2, \dots, X_n}(x_1, x_2, \dots, x_n) dx_1 dx_2 \dots dx_n$$

که $f_X(x)$ تابع چگالی احتمال مشترک است. در بخش قبل اشاره شد که چنانچه مقاومت سازه R و بارهای وارده S با توابع چگالی احتمال $f_R(x)$ و $f_S(x)$ توصیف شوند، مقدار احتمال خرابی به شکل زیر بیان می‌شود:

$$P_f = P[g(R, S) \leq 0] = 1 - \int_{-\infty}^{+\infty} F_S(x) f_R(x) dx = \int_{-\infty}^{+\infty} f_S(x) F_R(x) dx \quad (2-12)$$

برای سیستم‌های سازه‌ای پیچیده، جایی که R به علت تعداد زیادی از ترکیب رویدادهایی که منجر به شکست سازه می‌شوند، شناخته‌شده نباشد، تحلیل قابلیت اعتماد نیاز به مقدار زیادی تلاش‌های عددی و محاسباتی دارد. در گذشته روش‌های احتمالاتی مختلفی برای تعیین احتمال خرابی اعضای سازه‌ای توسعه داده‌شده است، مانند روش مرتبه اول-لنجر دوم، روش هاسوفر-لیند و روش راکویتز-فیسلر.

برای به دست آوردن احتمال خرابی کل سازه، ضابطه‌ی خرابی^۱ به‌صورت ایجاد سازوکار فروپاشی در سیستم سازه‌ای تعریف می‌شود که مستلزم شناسایی و تحلیل تعداد زیادی از سازوکارهای خرابی و صرف زمان قابل توجهی است. ازجمله روش‌هایی که برای به دست آوردن احتمال خرابی سیستم سازه‌ای

¹ Failure criterion

مورد استفاده قرار می‌گیرند می‌توان از روش‌های مبتنی بر مسیرهای خرابی و روش‌های شبیه‌سازی نام برد.

در روش‌های مبتنی بر مسیرهای خرابی مانند روش شاخه و کرانه^۱ [۱۹] و روش مسیرهای کوتاه شده^۲ [۳۸] ابتدا مسیرهای خرابی به صورت خودکار تولید می‌گردند [۱۹، ۳۹-۴۱] و سپس با توجه به تعداد بسیار زیاد این مسیرها، مسیرهای محتمل خرابی از مسیرهای کم‌اهمیت جدا شده و کران بالا و پایین احتمال خرابی سیستم سازه‌ای بر اساس مسیرهای خرابی محتمل برآورد می‌شود. تحقیقات زیادی به منظور امکان استفاده از مسیرهای خرابی محتمل در تعیین احتمال خرابی سیستم سازه‌ای صورت پذیرفته است [۴۲-۴۵].

در روش‌های شبیه‌سازی بارهای تصادفی و مقاومت اعضا با توجه به داده‌های آماری نظیر آن‌ها به دفعات، شبیه‌سازی شده و مقادیر آن‌ها در توابع مرزی از پیش تعیین شده قرار داده می‌شود. هر بار منفی شدن هر یک از این توابع مرزی به منزله انهدام سازه است. در نهایت نسبت دفعات وقوع خرابی به تعداد کل شبیه‌سازی‌ها برابر با احتمال خرابی سیستم سازه‌ای در نظر گرفته می‌شود [۴۶].

۲-۵-۱- روش شبیه‌سازی مونت کارلو (MCS)

شبیه‌سازی مونت کارلو^۳ بر مبنای کار تحقیقاتی نیومن^۴ و اولام^۵ در سال ۱۹۴۹ ابداع شد. بهره‌گیری از روش مونت کارلو جهت مطالعه احتمالاتی مسئله‌های تحلیل سازه‌ای احتمالاتی، با ظهور رایانه‌های دیجیتال به صورت یک روش علمی شناخته شده و در سال‌های اخیر به سرعت پیشرفت کرده است. روش مونت کارلو روشی است که می‌توان از آن به منظور تولید نتایج عددی، بدون اینکه در واقع نیازی به آزمایش فیزیکی باشد، استفاده نمود.

¹ Branch and bound method

² Truncated enumeration method

³ Monte Carlo Simulation

⁴ Neumann

⁵ Ulam

روش مونت کارلو در سه مورد به کار گرفته می‌شود:

- ۱- برای کنترل نتایج حاصل از روش‌های حل تحلیلی مسائل.
 - ۲- در مسائل پیچیده که حل آن‌ها بی‌نهایت دشوار است یا حل آن‌ها به شکل بسته ممکن نیست.
 - ۳- در مسائل پیچیده که با استفاده از فرض‌های ساده کننده حل به شکل بسته انجام می‌گیرد. با استفاده از شبیه‌سازی مونت کارلو، مسئله می‌تواند بدون این فرض‌ها مورد مطالعه قرار گرفته و با نتایج روش‌های تحلیلی تقریبی مقایسه شود.
- در روش مونت کارلو ابتدا تابع حالت حدی به صورت $g(X)$ تعریف می‌شود که $X=(X_1, X_2, \dots, X_n)$ یک بردار n بعدی از متغیرهای تصادفی مانند بارهای اعمال شده و مقاومت سیستم سازه‌ای است؛ به طوری که $g(X) \leq 0$ منطقه ناایمن را تعریف می‌کند. روش مونت کارلو اجازه می‌دهد تا یک تخمین از احتمال خرابی سیستم سازه‌ای با استفاده از رابطه‌ی (۱۳-۲) تعیین شود:

$$\bar{p}_{fSystem} = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N I(X_1, X_2, \dots, X_n) \quad (13-2)$$

$I(X_1, X_2, \dots, X_n)$ تابعی است که به صورت زیر تعریف می‌شود:

$$I(X_1, X_2, \dots, X_n) = \begin{cases} 1 & \text{اگر } g(X_1, X_2, \dots, X_n) \leq 0 \\ 0 & \text{اگر } g(X_1, X_2, \dots, X_n) > 0 \end{cases} \quad (14-2)$$

در رابطه‌ی (۱۳-۲)، N سری مستقل از مقادیر $X_1, X_2, \dots, X_n$ بر مبنای توزیع احتمالاتی برای هر متغیر تصادفی به دست می‌آید و تابع خرابی برای هر نمونه محاسبه می‌شود. با استفاده از شبیه‌سازی مونت کارلو یک تخمین از احتمال خرابی سازه به صورت زیر به دست می‌آید:

$$\bar{p}_{fSystem} = \frac{N_H}{N} \quad (15-2)$$

که N_H تعداد تمام حالت‌هایی است که خرابی اتفاق افتاده است [۴۷]. در رساله حاضر از روش مونت کارلو، در برخی مثال‌ها برای تعیین احتمال خرابی سیستم سازه‌ای از طریق محاسبه‌ی نسبت

تعداد نمونه‌هایی که از معیار در نظر گرفته شده تبعیت نمی‌کنند به تعداد کل نمونه‌های شبیه‌سازی شده، استفاده شده است.

۲-۵-۲- نمونه‌برداری لاتین هایپرکیوب (LHS)

روش نمونه‌برداری لاتین هایپرکیوب^۱ که تحت نام روش نمونه‌برداری لایه‌ای نیز یاد می‌شود، درواقع یک روش نمونه‌برداری چند متغیره به منظور کاهش تعداد شبیه‌سازی‌ها و باهدف تضمین دستیابی به طراحی‌های بدون هم‌پوشانی^۲ می‌باشد. این روش اولین بار توسط مک‌کی^۳ و همکارانش [۴۸] معرفی گردید. در روش LHS توزیع مربوط به هر متغیر تصادفی، به N بازه^۴ احتمالاتی مساوی تقسیم می‌شود و از هر بازه یک مقدار به عنوان مقدار نماینده^۵ به طور تصادفی انتخاب می‌شود. مقدار نماینده برای هر متغیر تصادفی با مقدار نماینده‌ی متغیر تصادفی دیگر طوری ترکیب می‌شوند که این مقادیر در فرآیند شبیه‌سازی فقط و فقط یک‌بار در نظر گرفته شوند. با این روش تمام مقادیر ممکن از متغیرهای تصادفی در شبیه‌سازی مشارکت خواهند کرد. مطابق شکل (۲-۳)، مراحل اصلی نمونه‌برداری لاتین هایپرکیوب عبارت‌اند از [۴۹]:

۱- توزیع هر متغیر تصادفی X_i را به N بازه‌ی بدون هم‌پوشانی تقسیم کنید. چنانچه بازه‌ها

مساوی باشند احتمال وقوع یک مقدار X_i در هر بازه برابر $\frac{1}{N}$ خواهد بود.

۲- برای هر متغیر تصادفی X_i ، از هر بازه یک مقدار به طور تصادفی انتخاب کنید. چنانچه تعداد

بازه‌ها زیاد باشد نقطه‌ی میانی هر بازه می‌تواند جایگزین نمونه‌برداری تصادفی باشد.

۳- پس از مراحل ۱ و ۲، تعداد N مقدار نماینده برای هر کدام از K متغیر تصادفی به دست آمده

است. پس تعداد N^K ترکیب ممکن از این مقادیر نماینده وجود دارد.

¹ Latin Hypercube Sampling

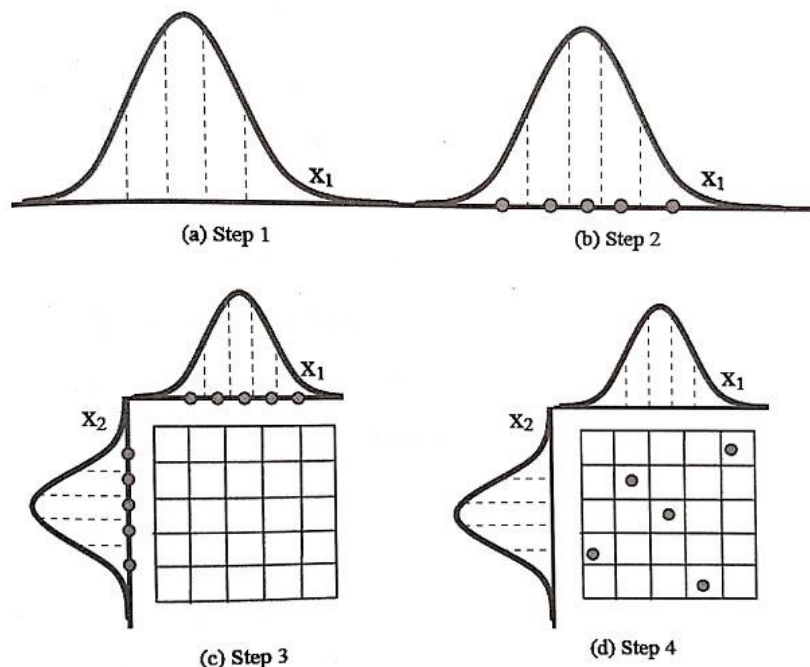
² Non-Overlapping

³ McKay

⁴ Stratum

⁵ Representative value

۴- با به دست آوردن N ترکیب از مقادیر نماینده‌ی متغیرهای تصادفی، تابع حالت حدی موردنظر برای هر کدام از N ترکیب، مورد ارزیابی قرار می‌گیرد.



شکل (۳-۲) مفهوم پایه‌ای LHS دو متغیر تصادفی و نمونه‌ی مربوط به آن‌ها [۴۹]

قانونمند بودن بازه‌های احتمال بر روی توابع توزیع احتمال، این اطمینان را به وجود می‌آورد که هریک از متغیرهای ورودی دربرگیرنده‌ی همه‌ی بخش‌های محدوده‌ی مربوط به خود باشند که این امر منجر به واریانس اندک در پاسخ می‌گردد.

در این رساله از روش LHS در برخی مثال‌ها برای تعیین احتمال خرابی سیستم سازه‌ای استفاده شده است. همچنین با توسعه و اصلاح آن طبق پیشنهادهای ارائه شده در فصل پنجم، روش لاتین هایپرکیوب اصلاح شده^۱ ($M-LHS$) به عنوان روشی مناسب و سریع جهت تعیین احتمال خرابی سیستم سازه‌ای ارائه شده است.

¹ Modified-Latin Hypercube Sampling (M-LHS)

۲-۵-۳- روش $2k+1$ روزنبلوت

روش پیشنهادی $2k+1$ روزنبلوت^۱ یکی از روش‌های آسان جهت حل مسائل پیچیده است [۵۰]. در این روش که یکی از روش‌های شبیه‌سازی نیز می‌باشد، تعداد شبیه‌سازی‌ها $N=2k+1$ است که k به تعداد متغیرهای تصادفی مسئله اشاره دارد. ایده‌ی اصلی این روش ارزیابی عملکرد متغیرهای تصادفی در $2k+1$ نقطه‌ی کلیدی و سپس استفاده از این اطلاعات برای تخمین میانگین و واریانس تابع حالت حدی است. تابع Y را به شکل زیر در نظر بگیرید:

$$Y = f(X_1, X_2, \dots, X_k) \quad (۱۶-۲)$$

که X_i ($i=1, 2, \dots, k$) متغیرهای تصادفی هستند. مراحل روش $2k+1$ روزنبلوت به شرح زیر است:

- ۱- مقادیر میانگین، μ_{X_i} ، و انحراف استاندارد^۲، σ_{X_i} ، برای هریک از k متغیر تصادفی تعیین می‌شود.
- ۲- مقدار y_0 به‌عنوان مقدار تابع Y ، زمانی که تمام متغیرهای ورودی برابر میانگین خود باشند، به‌دست می‌آید.

$$y_0 = f(\mu_{X_1}, \mu_{X_2}, \dots, \mu_{X_k}) \quad (۱۷-۲)$$

- ۳- مقدار تابع Y در $2k$ نقطه دیگر به شرح زیر تعیین می‌شود. برای هر متغیر تصادفی X_i ، مقدار تابع طوری ارزیابی می‌شود که برای متغیر تصادفی X_i مقادیر $\mu_{X_i} \pm \sigma_{X_i}$ و برای سایر متغیرها مقدار میانگین متغیر تصادفی در نظر گرفته شود. این مقادیر تابع به شکل y_i^+ و y_i^- نمایش داده می‌شوند. به شکل ریاضی:

$$y_i^+ = f(\mu_{X_1}, \mu_{X_2}, \dots, \mu_{X_i} + \sigma_{X_i}, \dots, \mu_{X_k}) \quad (۱۸-۲)$$

$$y_i^- = f(\mu_{X_1}, \mu_{X_2}, \dots, \mu_{X_i} - \sigma_{X_i}, \dots, \mu_{X_k})$$

¹ Rosenblueth

² Standard deviation

۴- برای هر متغیر تصادفی دو کمیت زیر بر مبنای y_i^+ و y_i^- محاسبه می‌شوند:

$$\bar{y}_i = \frac{y_i^+ + y_i^-}{2} \quad C.O.V_{yi} = \frac{y_i^+ - y_i^-}{y_i^+ + y_i^-} \quad (19-2)$$

۵- میانگین و ضریب پراکندگی تابع Y با استفاده از روابط زیر تخمین زده می‌شوند:

$$\bar{Y} = y_0 \prod_{i=1}^k \left(\frac{\bar{y}_i}{y_0} \right) \quad (20-2)$$

$$C.O.V_Y = \sqrt{\left\{ \prod_{i=1}^k (1 + C.O.V_{yi}^2) \right\} - 1}$$

۲-۵-۴- تولید اعداد تصادفی

مبنای روش‌های شبیه‌سازی، تولید اعداد تصادفی با توزیع یکنواخت، u_i ، بین اعداد صفر و یک است. با استفاده از این اعداد تصادفی یکنواخت می‌توان اعداد تصادفی X با توزیع یکنواخت بین مقادیر a و b را از رابطه (۲۱-۲) به دست آورد.

$$x_i = a + (b - a)u_i \quad (21-2)$$

از آنجا که توزیع احتمال نرمال نقش مهمی در تحلیل قابلیت اعتماد سازه دارد، تولید اعداد تصادفی با توزیع احتمال نرمال دارای اهمیت است. بدین منظور ابتدا باید اعداد تصادفی z_i با توزیع نرمال استاندارد مرتبط با اعداد تصادفی یکنواخت u_i به دست آیند. برای هر u_i می‌توان از رابطه (۲۲-۲) مقادیر متغیر تصادفی نرمال استاندارد Z را تولید نمود:

$$z_i = \Phi^{-1}(u_i) \quad (22-2)$$

که Φ^{-1} معکوس تابع توزیع تجمعی نرمال استاندارد است. برای یک متغیر تصادفی X ، با توزیع احتمال نرمال، میانگین μ_X و انحراف استاندارد σ_X ، مقادیر x_i بر حسب z_i از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$x_i = \mu_X + z_i \sigma_X \quad (23-2)$$

چنانچه X یک متغیر تصادفی با توزیع احتمال لگ نرمال باشد، در این صورت متغیر تصادفی $Y=\ln(X)$ یک متغیر تصادفی نرمال با میانگین μ_Y و انحراف استاندارد σ_Y خواهد بود. با استفاده از رابطه (۲۴-۲) می‌توان مقادیر متغیر تصادفی نرمال Y را به دست آورد:

$$y_i = \mu_Y + z_i \sigma_Y = \mu_{\ln X} + z_i \sigma_{\ln X} \quad (24-2)$$

در نهایت اعداد تصادفی متغیر لگ نرمال X به شکل زیر محاسبه می‌شوند:

$$x_i = \exp[\mu_{\ln X} + z_i \sigma_{\ln X}] \quad (25-2)$$

که

$$\sigma_{\ln X}^2 = \ln(C.O.V_X^2 + 1) \quad (26-2)$$

$$\mu_{\ln X} = \ln(\mu_X) + \frac{1}{2} \sigma_{\ln X}^2 \quad (27-2)$$

در رابطه فوق $C.O.V_X$ ضریب پراکندگی متغیر تصادفی X است. از جنبه‌ی نظری یک روند کلی برای تولید اعداد تصادفی با هر نوع تابع توزیع، تبدیل یک عدد تصادفی یکنواخت به متغیر تصادفی دلخواه با استفاده از روش تبدیل معکوس می‌باشد. برای این منظور یک متغیر تصادفی X با تابع توزیع تجمعی $F_X(x)$ در نظر گرفته می‌شود. برای تولید مقادیر نمونه x_i برای متغیر تصادفی X ، ابتدا یک مقدار u_i با توزیع یکنواخت بین صفر و یک به صورت تصادفی تولید می‌شود. سپس مقدار نمونه x_i از رابطه $x_i = F_X^{-1}(u_i)$ محاسبه می‌شود که $F_X^{-1}(\cdot)$ معکوس $F_X(\cdot)$ می‌باشد. این روش را می‌توان برای متغیرهایی استفاده نمود که دارای یک حل بسته جهت تعیین تابع تجمعی معکوس باشند.

چنانچه متغیر تصادفی X با میانگین μ_X و انحراف استاندارد σ_X دارای تابع چگالی احتمال حدی نوع یک باشد، تابع توزیع تجمعی به صورت رابطه (۲۸-۲) ارائه شده است:

$$F_X(x) = \exp(-\exp(-\alpha(x-u))) \quad (28-2)$$

و چنانچه متغیر تصادفی X دارای تابع چگالی احتمال حدی نوع دو باشد، تابع توزیع تجمعی به شکل رابطه (۲۹-۲) می‌باشد:

$$F_X(x) = \exp\left(-\left(\frac{u}{x}\right)^\alpha\right) \quad (2-29)$$

با استفاده از روش تبدیل معکوس می‌توان اعداد تصادفی با توزیع احتمال حدی نوع یک را از

رابطه (2-30) و اعداد تصادفی با توزیع احتمال حدی نوع دو را از رابطه (2-31) به دست آورد:

$$x_i = u - \frac{\ln(-\ln(u_i))}{\alpha} \quad (2-30)$$

$$x_i = u \div (-\ln(u_i))^{\frac{1}{\alpha}} \quad (2-31)$$

که در روابط فوق u و α پارامترهای توزیع هستند که با استفاده از مقادیر میانگین و انحراف

استاندارد متغیر تصادفی X ، قابل محاسبه می‌باشند و u_i اعداد تصادفی با توزیع یکنواخت در محدوده

صفر و یک هستند. برای آشنایی بیشتر با رابطه‌های استفاده‌شده در این رساله برای تولید اعداد تصادفی،

مراجع [12-13] و [51] توصیه می‌شود.

۲-۵-۵- دقت تخمین‌های احتمالاتی

در روش‌های شبیه‌سازی، باید دقت شود که برآورد احتمال خرابی درواقع فقط یک تخمین است.

با این حال زمانی که تعداد شبیه‌سازی‌ها افزایش می‌یابد، تخمین بهبود خواهد یافت. احتمال تخمینی

به‌عنوان یک متغیر تصادفی با میانگین، انحراف استاندارد و ضریب پراکندگی مختص به خود رفتار

می‌کند.

احتمال تخمین زده‌شده $\bar{p}_f$ به‌صورت نسبت $\frac{n}{N}$ محاسبه می‌شود. N تعداد کل شبیه‌سازی‌ها

و n تعداد دفعاتی است که یک معیار مشخص به‌دست‌آمده است. چنانچه P_{true} احتمال خرابی واقعی

باشد، سعی بر آن است تا با محاسبه‌ی $\bar{p}_f$ مقدار P_{true} تخمین زده شود. می‌توان نشان داد که مقدار

مورد انتظار^۱، واریانس و ضریب پراکندگی احتمال تخمین زده‌شده $\bar{p}_f$ به‌صورت زیر می‌باشد [۱۳]:

¹ Expected value

$$E[\bar{p}_f] = P_{true} \quad (32-2)$$

$$\sigma_{\bar{p}_f}^2 = \frac{1}{N} [P_{true}(1 - P_{true})] \quad (33-2)$$

$$C.O.V_{\bar{p}_f} = \sqrt{\frac{(1 - P_{true})}{N(P_{true})}} \quad (34-2)$$

مشاهده می‌شود که در تخمین احتمال، با افزایش تعداد کل شبیه‌سازی‌ها، N ، عدم قطعیت در تخمین احتمال کاهش می‌یابد. با مرتب نمودن رابطه‌ی ضریب تغییرات می‌توانیم تعداد شبیه‌سازی‌های لازم، N ، را به ازای احتمال خرابی واقعی و ضریب تغییرات مفروض از رابطه‌ی (35-2) به دست آوریم:

$$N = \frac{(1 - P_{true})}{C.O.V_{\bar{p}_f}^2 (P_{true})} \quad (35-2)$$

با توجه به روابط بالا، تعداد نمونه شبیه‌سازی به ضریب پراکندگی موردنظر و بزرگی احتمال تخمینی بستگی دارد. به‌عنوان مثال چنانچه بخواهیم با ضریب تغییرات $C.O.V_{\bar{p}_f} = 10\%$ به‌احتمال خرابی 10^{-3} برسیم تعداد $99900 \approx 100000$ شبیه‌سازی و برای رسیدن به‌احتمال 5×10^{-4} به $199900 \approx 200000$ شبیه‌سازی نیاز است.



فصل سوم

بهینه‌یابی با الگوریتم ژنتیک

۳-۱- پیش‌گفتار

الگوریتم ژنتیک (GA) یکی از روش‌های فرا ابتکاری است که از قوانین بیولوژیکی طبیعت پیروی می‌کند. الگوریتم‌های فرا ابتکاری، دسته‌ای از روش‌های بهینه‌یابی هستند که بر پایه‌ی پدیده‌های طبیعی و نظری احتمالات شکل گرفته‌اند. در این روش‌ها فضای طراحی به صورت نقطه‌به‌نقطه جستجو شده و با پیروی از یک منطق مشخص به‌سوی نقطه‌ی بهینه حرکت می‌نماید.

نکته حائز اهمیت و مشترک بین اکثر الگوریتم‌های فرا ابتکاری، پیروی از دو اصل تنوع^۱ و تشدید^۲ در روند بهینه‌یابی است. بدین منظور هر الگوریتم برای کسب جواب‌های متنوع و طرح‌های مناسب، نیازمند راهکارهایی برای جستجوی سراسری^۳ در کل فضای طراحی می‌باشد. آنچه در این فرآیند مهم است، برقراری تعادل و توازن بین راهکارهای مربوط به اصول تنوع و تشدید است. اگر الگوریتم دارای راهکارهای قدرتمند در اصل تنوع باشد، سبب افزایش ماهیت جستجوی تصادفی شده و سرعت همگرایی الگوریتم به نقطه‌ی بهینه کاهش می‌یابد. از سوی دیگر اگر راهکارهای اصل تنوع ضعیف باشد، نمی‌تواند فضای کاوش را به‌طور نسبتاً جامع جستجو نماید. در مورد اصل تشدید نیز، اگر الگوریتم دارای راهکارهای قدرتمندی باشد، احتمال گرفتاری در نقاط بهینه محلی افزایش می‌یابد. و چنانچه الگوریتم با راهکارهای خود اصل تشدید را پوشش ندهد، احتمال کسب بهینه سراسری^۴ کاهش یافته و فضای طراحی به‌خوبی جستجو نمی‌شود [۵۲]. در چند دهه اخیر الگوریتم‌های فرا ابتکاری گوناگونی توسط محققین مختلف با الهام از فرآیندهای تکاملی محیط پیرامون ارائه شده است که در این بین، الگوریتم ژنتیک (GA) یکی از محبوب‌ترین آن‌ها است.

¹ Diversification

² Inversification

³ Global search

⁴ Global optimum

۳-۲- پیشینه تحقیقات

ایده اصلی الگوریتم‌های تکاملی در سال ۱۹۶۰ توسط ریچنبرگ^۱ مطرح شد که تحقیق وی در مورد استراتژی‌های تکاملی^۲ بود. الگوریتم‌های ژنتیک در حقیقت، روش جستجوی کامپیوتری بر پایه الگوریتم‌های بهینه‌سازی و بر اساس ساختار ژن^۳ها و کروموزوم^۴ها است که توسط جان هولند^۵ در سال ۱۹۷۵ در دانشگاه میشیگان مطرح شد و پس از وی توسط جمعی از دانشجویانش مثل گلدبرگ^۶ و آن‌آرپور^۷ توسعه یافت [۵۳].

در سال ۱۹۹۲ جان کوزا^۸ از الگوریتم ژنتیک برای حل و بهینه‌سازی مسائل مهندسی پیشرفته استفاده کرد و توانست برای اولین بار روند الگوریتم ژنتیک را به زبان کامپیوتر درآورد و برای آن یک زبان برنامه‌نویسی ابداع کند که به این روش برنامه‌نویسی، برنامه‌نویسی ژنتیک^۹ می‌گویند. نرم‌افزاری که توسط وی ابداع گردید به نرم‌افزار *LISP* مشهور است که هم‌اکنون نیز کاربرد فراوانی در حل و بهینه‌سازی مسائل مهندسی دارد [۵۴].

راجیف^{۱۰} و کریشنامورتی^{۱۱} از پیشگامان استفاده از الگوریتم ژنتیک در بهینه‌یابی سازه‌ها بودند. آن‌ها در تحقیقی [۵۵] با استفاده از متغیرهای گسسته اقدام به بهینه‌یابی سازه‌های خرپایی کردند. در کنار مزایای الگوریتم ژنتیک، استفاده از این روش با مشکلاتی همراه است. عدم شناخت و آگاهی نسبت به پارامترها و روابط حاکم بر *GA*، از قبیل تعداد نسل‌ها، نرخ پیوند، نرخ جهش، چگونگی

^۱ Rechenberg

^۲ Evolutionary Strategies

^۳ Gene

^۴ Chromosome

^۵ John Holland

^۶ Goldberg

^۷ Ann Arbor

^۸ John Koza

^۹ Genetic Programming (GP)

^{۱۰} Rajeev

^{۱۱} Krishnamoorthy

فرآیند انتخاب، نوع تابع جریمه و تابع شایستگی سبب می شود تا در برخی اذهان الگوریتم ژنتیک روشی تصادفی تلقی شود و حتی در مواردی الگوریتم در بهینه محلی به دام بیفتد. از سوی دیگر فضای بزرگ نمونه ها سبب می شود الگوریتم به کندی به سمت نقطه بهینه حرکت نماید.

معایب یادشده کلات جاری و طالب پور را بر آن داشت تا با ارائه روشی نوین تحت عنوان الگوریتم جستجوی چندمنظوره^۱ به رفع آن موارد پرداخته و با استعانت از روش مذکور به بهینه یابی وزن و توپولوژی سازه های خرابایی اقدام نمایند[۵۶]. آن ها موفق شدند با تقسیم جمعیت اولیه به زیر جمعیت های کوچک تر سرعت همگرایی را به طور چشم گیری بهبود بخشند. همچنین استفاده از پارامترهای مختلف GA در هریک از زیرجمعیت ها باعث می شود از به دست آمدن جواب بهینه ی محلی جلوگیری شود و الگوریتم از حالت تصادفی خارج شود. آن ها توانستند با تعداد تکرار کمتر نسبت به تحقیقات انجام شده (از جمله تحقیق انجام شده توسط کاوه و کلات جاری در مرجع[۵۷]) خرابایی با توپولوژی بهتر و وزن کمتر طرح نمایند.

لانگ^۲ و هانگ^۳[۵۸] به بهینه سازی قاب های فولادی سه بعدی تحت قیدهای تعادل و شرایط پلاستیک پرداختند که تحت اثر نیروی محوری و خمش دو انتها، از سطح تسلیم خطی برای مقاطع I و H شکل استفاده کردند. آن ها از نیروی محوری صرف نظر نکردند، بلکه از تحلیل اجزای محدود یک مقدار اولیه برای P به دست آوردند و سپس در انتهای تکرارها علاوه بر پارامترهای مورد نیاز یک مقدار نهایی نیز برای P به دست آوردند. هدف آن ها ارائه ی برخی روش های مفید برای کاهش رابطه سازی مسئله و یک الگوریتم جدید برای برنامه نویسی بود که نتیجه ی کاهش اندازه ی ماتریس ها نسبت به رابطه سازی استاندارد و کاهش زمان محاسبات را در پی داشت.

¹ Multiple Search Algorithm

² Long

³ Hung

۳-۳- مبانی الگوریتم ژنتیک

الگوریتم ژنتیک بر اساس اصل ادامه‌ی حیات بهترین‌ها و تکثیر نوع برتر پی‌ریزی شده است. این روش هوشمند به‌طور موفقیت‌آمیزی طرح بهینه‌ی عمومی را بدون در نظر گرفتن فرضیات محدودکننده‌ای از قبیل پیوسته بودن فضای جستجو و یا وجود مشتقات پیدا می‌کند. الگوریتم GA ابتدا با مجموعه‌ای از جواب‌های تصادفی که به آن جمعیت^۱ گفته می‌شود، آغاز می‌گردد. از این جواب‌ها برای ساخت جمعیت بعدی استفاده می‌شود، به‌طوری‌که بهترین‌ها شانس بیشتری برای تولیدمثل و ادامه‌ی حیات خواهند داشت. این فرآیند آن‌قدر تکرار می‌شود تا بر اساس معیار همگرایی، طرح بهینه و مناسب حاصل شود. در فرآیند بهینه‌یابی، اولین گام تولید جمعیت اولیه است. از آنجاکه GA با متغیرهای طراحی رمز شده کار می‌کند، ضروری است که متغیرهای طراحی به‌صورت یک رشته^۲ رمز بیان شوند. مرسوم‌ترین شیوه، رمز کردن دودویی^۳ می‌باشد. بنابراین برای تولید جمعیت اولیه، به تعداد زیررشته‌های^۴ متناظر با متغیر طراحی، اعداد تصادفی دودویی تولید می‌شود. بدین ترتیب می‌توان به تعداد اعضای جمعیت، رشته‌های مختلف تولید نمود. هریک از رشته‌های حاصل، معادل طرحی در فضای جستجو^۵ و هر زیررشته در هر رشته، بیانگر متغیر طراحی متناظر می‌باشد.

هر زیررشته‌ی n بیتی اعداد صفر تا $2^n - 1$ را کد می‌نماید و هر بیت می‌تواند اعداد صفر و یک را اختیار نماید. سپس با رمزگشایی هر زیررشته، عدد صحیح متناظر با آن به یکی از اعضای مجموعه $\{S\}$ مربوط به مقادیر گسسته‌ی متغیرهای طراحی ارتباط داده می‌شود. با رمزگشایی هر رشته، مقدار تابع هدف اصلاح شده^۶ بر مبنای تابع هدف و تابع جریمه^۷ برای هر رشته (طرح) قابل محاسبه است. برای

¹ Population

² String

³ Binary

⁴ Substring

⁵ Search space

⁶ Modified objective function

⁷ Penalty function

این منظور می‌توان از رابطه‌ی کلی زیر برای محاسبه‌ی تابع هدف اصلاح‌شده یعنی $\phi(A)$ استفاده نمود [۵۲]:

$$\phi(A) = F(A) \left[1 + K \left(\sum_{q=1}^{nlc} \sum_{q=1}^Q \max[0, G_q] \right) \right] \quad (۱-۳)$$

در رابطه‌ی (۱-۳)، $F(A)$ تابع هدف مسئله‌ی بهینه‌یابی می‌باشد که عموماً در طراحی بهینه‌ی سازه‌ها، وزن یا حجم مصالح مصرفی سازه است. G_q میزان نقض قیدها و Q تعداد کل قیدهای حاکم بر مسئله می‌باشد. K ثابت جریمه و nlc تعداد ترکیبات بارگذاری در فرآیند طرح بهینه‌سازی است. پس از محاسبه‌ی تابع هدف اصلاح‌شده، می‌توان به هر رشته یک مقدار شایستگی^۱ اختصاص داد.

برای این منظور می‌توان از تابع شایستگی رابطه‌ی (۲-۳) استفاده نمود [۵۵]:

$$Fit(A) = [\phi_{max}(A) + \phi_{min}(A)] - \phi(A) \quad (۲-۳)$$

در رابطه‌ی فوق $\phi_{max}(A)$ و $\phi_{min}(A)$ به ترتیب حداکثر و حداقل مقدار تابع هدف اصلاح‌شده در جمعیت جاری می‌باشند. بدین ترتیب رشته‌ای با کمترین مقدار تابع هدف اصلاح‌شده، دارای بیشترین مقدار شایستگی می‌باشد.

پس از محاسبه‌ی شایستگی اعضای جمعیت، فرآیند انتخاب^۲ برای تشکیل جمعیت والدین^۳ انجام می‌گیرد. هدف اصلی در این فرآیند، انتخاب رشته‌هایی با میزان شایستگی بالا و تکثیر^۴ آن‌ها، طی قرارگیری در مکانی به نام استخر تولیدمثل^۵ است. از جمله روش‌های رایج در GA برای اعمال فرآیند انتخاب، می‌توان به روش چرخ گردان^۶، روش رتبه‌بندی^۷ و روش مسابقه‌ای^۸ اشاره کرد.

^۱ Fitness

^۲ Selection

^۳ Parents

^۴ Reproduction

^۵ Mating pool

^۶ Roulette wheel

^۷ Rank

^۸ Tournament

پس از انتخاب والدین از طریق فرآیند انتخاب، نوبت به تولید جمعیت فرزندان^۱ با اعمال عملگرهای GA^۲، همچون عملگر پیوند^۳ و عملگر جهش^۴ می‌رسد. عملگر پیوند از رایج‌ترین اپراتورهای GA است که برای آن راه‌کارهای متنوعی توسط محققین مختلف ارائه شده است. پیوند تک‌نقطه‌ای^۵، پیوند دونقطه‌ای^۶ و پیوند یکنواخت^۷ از راهکارهای مرسوم برای اعمال فرآیند پیوند بر روی جمعیت والدین می‌باشند.

بر اساس عملگر پیوند، با تولید یک عدد تصادفی و مقایسه‌ی آن با مقدار نرخ پیوند^۸ (P_c)، می‌توان رشته‌های والد را از میان استخر تولیدمثل انتخاب نمود. سپس بر اساس یکی از روش‌های عملگر پیوند، رشته‌های منتخب با یکدیگر ترکیب‌شده و جمعیت فرزندان قابل تشکیل می‌باشد.

به‌کارگیری اپراتور جهش، از دیگر مراحل رایج در GA است که جهت کاوش بهتر فضای طراحی و ایجاد پراکندگی بیشتر در محدوده‌ی فضای طراحی می‌باشد. در فرآیند جهش، با تخصیص نرخ جهش^۹ (P_m) برای تک‌تک بیت‌های فرزندان، اعداد تصادفی تولید می‌شود. در صورتی که این اعداد تصادفی از نرخ جهش کوچک‌تر باشد، مقدار بیت مربوطه از صفر به یک یا بالعکس تبدیل می‌شود [۵۹-۶۰]. با اعمال عملگرهای پیوند و جهش، جمعیت فرزندان برای نسل بعد آماده خواهند شد. اما قبل از آن می‌بایست شرط خاتمه^{۱۰} الگوریتم بررسی شود. مرسوم‌ترین حالت، کنترل تعداد نسل‌سازی می‌باشد. زمانی که شرط خاتمه برقرار شود، الگوریتم بهترین رشته را به‌عنوان طرح بهینه معرفی می‌نماید.

¹ Offspring

² GA Operators

³ Crossover

⁴ Mutation

⁵ Single point crossover

⁶ Double point crossover

⁷ Uniform crossover

⁸ Crossover rate

⁹ Mutation rate

¹⁰ Termination criterion

۳-۳-۱- فرآیند انتخاب

فرآیند انتخاب از رایج ترین مراحل در بهینه یابی بر اساس GA می باشد. در این فرآیند رشته های شایسته از میان جمعیت به عنوان والد انتخاب می شوند. هدف از این فرآیند، انتخاب بهترین رشته ها و تکثیر آن ها طی قرارگیری در استخر تولیدمثل است. بر اساس فرآیند انتخاب، رشته های شایسته شانس بیشتری برای برگزیده شدن به عنوان والد دارند. اما در روش های انتخاب احتمال انتخاب رشته هایی با شایستگی کمتر نیز وجود دارد. روش های متنوعی برای این فرآیند وجود دارد که در ذیل به شرح مختصری از رایج ترین روش ها پرداخته شده است.

۳-۳-۱-۱- روش چرخ گردان

در این روش که یکی از روش های متداول در فرآیند انتخاب است، احتمال حضور رشته ی i ام بر اساس شایستگی آن طبق رابطه ی (۳-۳) تعیین می شود. بر اساس این رابطه، حاصل جمع احتمال های محاسباتی برای کل اعضای جمعیت برابر یک است.

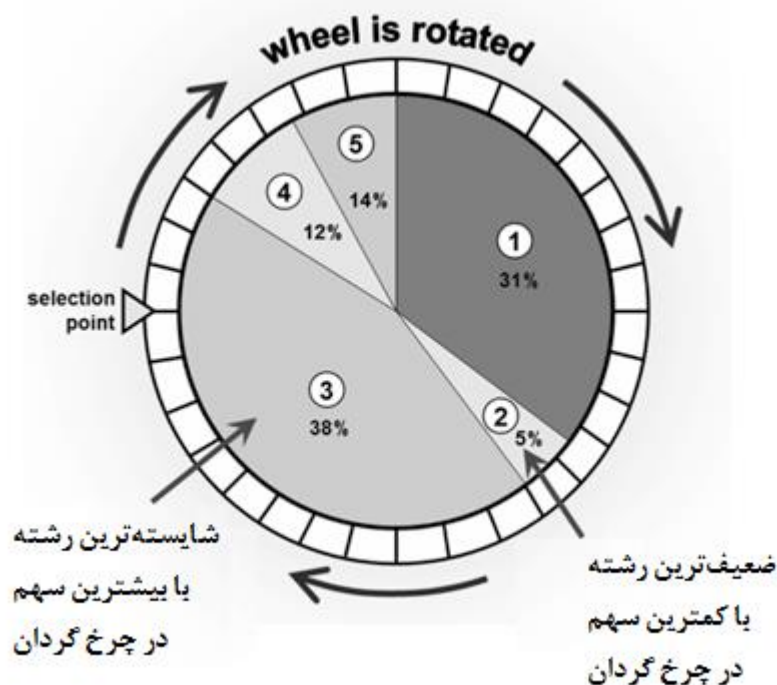
$$P_i = \frac{Fit_i}{\sum_{j=1}^{NP} Fit_j} \quad i = 1, 2, \dots, NP \quad (3-3)$$

NP تعداد اعضای جمعیت و Fit مقدار شایستگی هر رشته (طرح) به شرح رابطه ی (۳-۲) است. حال چنانچه درصد احتمال به دست آمده برای هر رشته به صورت بخشی از یک چرخ گردان در نظر گرفته شود، شکل (۳-۱) به صورت نمونه حاصل می گردد که مقادیر P_i ها، قطاع های چرخ گردان را تشکیل می دهند.

در ادامه ی این روش، بر اساس رابطه ی (۳-۴) پارامتر احتمال تجمعی برای هر رشته (طرح) محاسبه می شود.

$$\bar{P}_i = \sum_{j=1}^{MNP} P_j \quad i = 1, 2, \dots, NP \quad (4-3)$$

MNP شماره‌ی هر عضو از جمعیت جاری (شماره‌ی هر رشته) و $\bar{P}_i$ مقدار پارامتر احتمال تجمعی برای رشته‌ی i ام است.



شکل (۳-۱) مدلی از چرخ گردان

پس از محاسبه‌ی احتمال تجمعی، به تعداد اعضای جمعیت، اعداد تصادفی یکنواختی در محدوده‌ی صفر و یک تولید می‌شود. چنانچه عدد تصادفی تولیدشده کوچک‌تر یا مساوی $\bar{P}_i$ نظیر رشته‌ی i ام باشد، آن رشته (طرح) برای تکثیر انتخاب شده و در استخر تولیدمثل قرار می‌گیرد.

۳-۳-۱-۲ روش رتبه‌بندی

در روش رتبه‌بندی اعضای جمعیت بر اساس مقادیر شایستگی مرتب می‌شوند. رشته با کمترین شایستگی در رتبه‌ی یک و رشته با بهترین شایستگی در رتبه‌ی NP قرار می‌گیرد. مقدار P_i در ارتباط با شانس حضور رشته‌ی i ام با استفاده از رابطه‌ی (۳-۵) محاسبه می‌گردد.

$$P_i = \frac{MNP}{\sum_{j=1}^{NP} f_j} \quad i = 1, 2, \dots, NP \quad (۳-۵)$$

..... بهینه یابی با الگوریتم ژنتیک

در ادامه همانند روش چرخ گردان مقادیر تجمعی $\bar{P}_i$ طبق رابطه‌ی (۳-۴) محاسبه می‌شود. پس‌از آن با تولید اعداد تصادفی یکنواخت در محدوده‌ی صفر و یک و مقایسه با $\bar{P}_i$ ، رشته‌ی منتخب مشخص شده و در استخر تولیدمثل قرار می‌گیرد. تفاوت روش رتبه‌بندی با روش چرخ گردان در شیوه‌ی محاسبه‌ی احتمال حضور هر رشته (طرح) می‌باشد.

۳-۳-۱-۳ روش رقابتی

در روش رقابتی، زیرمجموعه‌ی کوچکی از رشته‌های جمعیت به‌صورت تصادفی انتخاب شده و با معیار میزان شایستگی هر رشته، به رقابت می‌پردازند. در این رقابت یکی از رشته‌ها پیروز شده و به‌عنوان والد در استخر تولیدمثل قرار می‌گیرد. این فرآیند برای انتخاب تمامی والد‌ها به تعداد NP تکرار می‌شود. تعداد رشته‌ها در هر زیرمجموعه به تعداد اعضای جمعیت بستگی داشته و با عنوان سائز رقابت توسط کاربر مقداردهی می‌شود. اما عموماً دو یا سه رشته برای رقابت انتخاب می‌شوند [۶۱].

۳-۳-۱-۴ روش شایسته‌سالاری

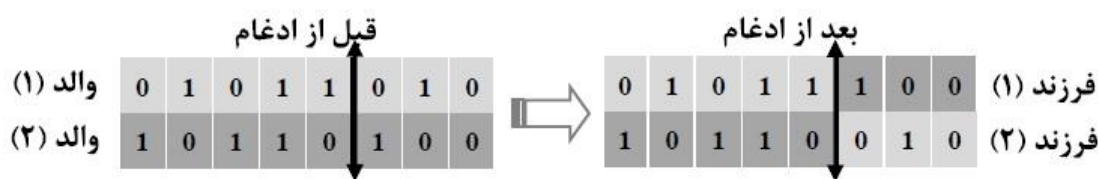
این استراتژی، الگوریتم ژنتیک را ملزم می‌کند تعدادی از بهترین رشته‌های نسل کنونی را به‌طور دست-نخورده وارد نسل بعدی کند. چراکه اگر این رشته‌ها برای تولید دوباره انتخاب نشوند یا توسط عملگرهای جهش یا پیوند دستخوش تغییرات بیتی شوند، ممکن است از دست بروند. استراتژی نخبه‌گرایی باعث می‌شود که طرح‌های خوب موجود در نسل‌های مختلف، طی بهینه‌یابی گم نشوند. از این استراتژی همیشه در کنار سایر روش‌های انتخاب بهره گرفته می‌شود. اساس این استراتژی استفاده از بهترین رشته یا رشته‌های هر نسل برای نسل بعدی، به‌صورت مستقیم و بدون ورود به استخر تولیدمثل است. با استفاده از روش شایسته‌سالاری می‌توان مطمئن بود که شایسته‌ترین طرح هر نسل نسبت به شایسته‌ترین طرح نسل‌های قبلی، شایستگی کمتری نخواهد داشت؛ یعنی می‌توان اطمینان داشت که روند شایستگی بهترین رشته‌ی نسل‌ها روندی غیر نزولی است [۶۲].

۳-۳-۲- عملگر پیوند

عملگر پیوند (ادغام) نیز از رایج‌ترین عملگرهای GA است. این عملگر معمولاً به دو رشته، جهت اعمال فرآیند پیوند نیاز دارد. عملگر پیوند بر روی تمام رشته‌های موجود در استخر تولیدمثل اعمال نمی‌شود. نرخ پیوند، P_c ، بیانگر احتمال حضور رشته‌های موجود، در عمل پیوند است. با تولید عددی تصادفی بین صفر تا یک برای هر رشته و مقایسه با نرخ پیوند، چنانچه عدد تصادفی تولیدشده کوچک‌تر از نرخ پیوند باشد، آن رشته برای عمل پیوند انتخاب می‌شود؛ در غیر این صورت مستقیماً به مرحله‌ی جهش فرستاده می‌شود. انتخاب نرخ پیوند مناسب یکی از مسائل مهم الگوریتم ژنتیک است. نرخ پیوند مناسب معمولاً مقداری بین $0/4$ و $0/9$ دارد. در ادامه به بررسی برخی از مرسوم‌ترین شیوه‌های پیوند پرداخته شده است [۵۹-۶۰].

۳-۳-۲-۱- پیوند تک نقطه‌ای

در پیوند تک نقطه‌ای پس از انتخاب والدین بر اساس نرخ پیوند از استخر تولیدمثل، مکانی در طول رشته‌ی والدین به صورت تصادفی انتخاب می‌شود. سپس طی فرآیند پیوند، بیت‌های بعد از این مکان بین دو رشته جابجا می‌شوند. شکل (۳-۲) فرآیند پیوند تک نقطه‌ای را به صورت شماتیک نشان می‌دهد.



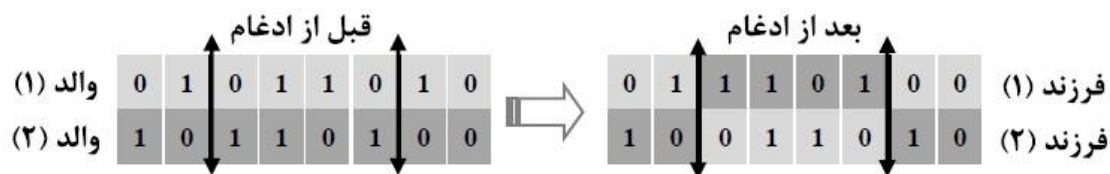
شکل (۳-۲) شیوه‌ی پیوند تک نقطه‌ای

۳-۳-۲-۲- پیوند دو نقطه‌ای

پیوند دو نقطه‌ای مشابه پیوند تک نقطه‌ای است با این تفاوت که در این پیوند پس از مشخص شدن والدین، در طول رشته‌ها دو مکان به صورت تصادفی انتخاب می‌شود. سپس بیت‌های بین این دو نقطه

..... بهینه یابی با الگوریتم ژنتیک

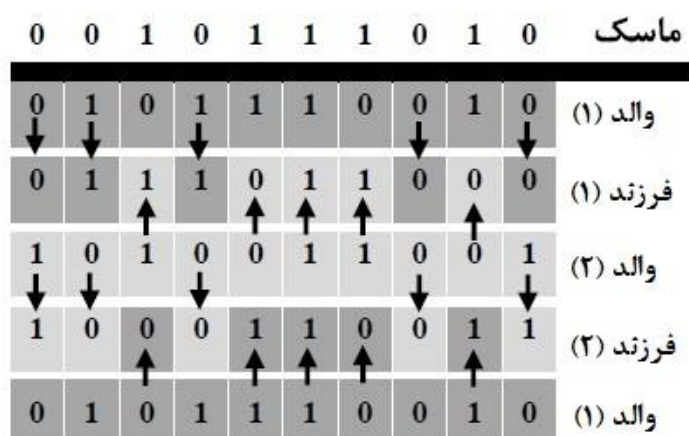
بین رشته‌های والدین جابجا می‌شوند. شکل (۳-۳) شیوه‌ی پیوند دونقطه‌ای را به صورت شماتیک نشان می‌دهد.



شکل (۳-۳) شیوه‌ی پیوند دونقطه‌ای

۳-۳-۲-۳- پیوند یکنواخت

در این روش هر بیت از رشته‌های فرزندان، بر اساس احتمال پنجاه درصدی از والدهایش انتخاب شده و تشکیل می‌شود. برای این منظور از یک الگوی رشته‌ای به نام ماسک^۱ استفاده می‌شود. طول رشته‌ی ماسک برابر طول هر رشته از جمعیت بوده و بیت‌های آن به صورت تصادفی تولید می‌شوند. برای اجرای پیوند یکنواخت، هنگامی که در ماسک مقدار بیت هم‌ارز صفر باشد، بیت از والد اول و اگر مقدار بیت باشد، بیت از والد دوم کپی می‌شود. در شکل (۴-۳) شیوه‌ی پیوند یکنواخت قابل مشاهده است.



شکل (۴-۳) شیوه‌ی پیوند یکنواخت

¹ Mask

۳-۳-۳- عملگر جهش

استفاده از عملگر جهش در عملیات GA ، تکامل جمعیت برای نسل بعد را به دنبال خواهد داشت. هدف از به کارگیری عملگر جهش، کاوش بهتر فضای جستجو و ایجاد پراکندگی بیشتر در محدوده‌ی فضای طراحی است. در صورتی که در عملیات GA فقط از عملگر پیوند استفاده شود، پس از طی چند نسل، رشته‌ی با شایستگی بالاتر به تعداد اعضای جمعیت تکثیر شده و فرآیند پیوند نمی‌تواند تغییری در جمعیت فرزندان ایجاد نماید. بنابراین استفاده از عملگر جهش تاثیر بسزایی در کیفیت بهینه‌یابی دارد. در فرآیند جهش، عددی بین صفر تا یک برای نرخ جهش (P_m) منظور می‌شود. سپس برای تک تک بیت‌های فرزندان اعداد تصادفی تولید می‌شود. در صورتی که این عدد از مقدار نرخ جهش کوچک‌تر باشد، مقدار بیت مربوطه از صفر به یک یا بالعکس تبدیل می‌شود. عملگر جهش مانع از همگرایی سریع الگوریتم و گرفتاری در بهینه‌های محلی می‌شود. علاوه بر آن، عملگر جهش می‌تواند رشته‌هایی تولید کند که امکان تولید آن‌ها در فرآیند انتخاب و پیوند وجود ندارد. مقدار مناسب نرخ جهش تاثیر بسزایی در کیفیت نتایج می‌گذارد. نرخ جهش بالا سبب می‌شود که نظم جمعیت فرزندان به هم خورده و عملیات GA به سمت روند کاوش تصادفی سوق داده شود. در حالی که نرخ جهش پایین سبب می‌شود فضای طراحی به خوبی کاوش نشود. در این راستا شیوه‌های متفاوت نظیر جهش با نرخ ثابت، جهش با نرخ صعودی و جهش با نرخ نزولی برای اعمال فرآیند جهش و چگونگی تنظیم نرخ جهش ارائه شده است [۵۹-۶۰].

۳-۴- روش جستجوی چندمنظوره

الگوریتم ژنتیک یک روش جستجو است که با کمک نقاط مختلف، فضای طراحی را کاوش می‌نماید. بنابراین نیاز به تعداد دفعات تکرار بسیار زیاد جهت رسیدن به جواب بهینه دارد. از سوی دیگر عدم شناخت درست پارامترها و روابط حاکم بر GA از قبیل تعداد اعضای جمعیت، تعداد نسل‌ها، نرخ

عملگرهای GA همچون پیوند و جهش، نوع تابع جریمه و مقادیر ثابت‌های دخیل در آن، نوع تابع شایستگی و چگونگی فرآیند انتخاب سبب می‌شود تا در برخی مواقع GA، بهینه محلی را به دست آورد. امروزه با پیشرفت رایانه‌ها در زمینه نرم‌افزار و سخت‌افزار، مشکل سرعت عملیات بهینه‌یابی از طریق GA، تا حدودی حل شده است؛ اما تنظیم پارامترها و شناسایی صحیح روابط حاکم بر GA، از جمله مشکلات دنیای امروز الگوریتم‌های ژنتیک می‌باشد. افراد مختلفی با بیان روش‌های گوناگون سعی در حل این مشکل نموده‌اند [۶۳].

به‌منظور کاهش تأثیر پارامترهای GA و افزایش سرعت عملیات بهینه‌یابی، روش جستجوی چندمنظوره^۱ توسط کلات جاری و طالب پور [۶۴] پیشنهاد شده است. در مسائلی که به دلیل زیاد بودن تعداد متغیرهای طراحی و بزرگ بودن فضای کاوش، تأثیر پارامترهای GA نقش اساسی ایفا می‌نماید، مدل پیشنهادی به‌طور مؤثر فضای طراحی را مورد کاوش قرار داده و در نهایت جواب‌های مناسب را ارائه می‌دهد.

در الگوریتم پیشنهادی، یک جمعیت بزرگ GA به تعدادی زیرجمعیت کوچک‌تر تقسیم می‌شود. هر جزیره دارای عملگرها و پارامترهای متفاوت و ساختاری مجزا است. این طریقه‌ی عمل سبب می‌شود جواب‌ها از تنوع خوبی برخوردار شوند. آن‌گاه بهترین کروموزوم‌های هر جزیره، پس از طی چند نسل مشخص، به‌طور تناوبی به جزایر دیگر منتقل می‌شود. در فرآیند انتقال این روش، دو پارامتر وقفه مهاجرت^۲ که بیانگر تعداد نسل‌ها قبل از مهاجرت است و نرخ مهاجرت^۳ که بیانگر درصد اعضای منتخب برای انتقال از هر جزیره به جزیره‌ی منتخب می‌باشد، تعریف می‌شود.

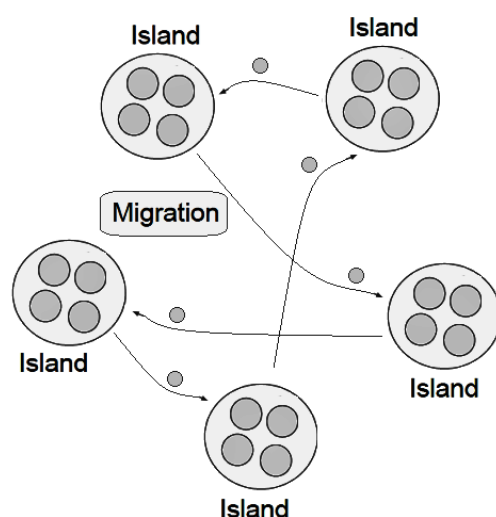
در فرآیند مهاجرت هر کدام از زیرجمعیت‌ها دارای یک مقصد تصادفی می‌باشند و این مقصدها به‌طور تصادفی در هر دوره‌ی تناوب مهاجرت مشخص می‌شوند. عملگر مهاجرت، درصدی از بهترین‌های

¹ Multi search method

² Migration interval

³ Migration rate

یک زیرجمعیت را به جزیره دیگری می‌فرستد، که شامل محیط و اعضای با ساختار متفاوت است. پس از فرآیند مهاجرت، الگوریتم ژنتیک جمعیت‌های مهاجر را با باقیمانده اعضای جمعیت ترکیب می‌کند و به‌سوی حصول جمعیتی با شایستگی بالاتر گام برمی‌دارد. در روش جستجوی چندمنظوره، هر مسئله بهینه‌یابی در یک لحظه با چندین روش، بررسی و فضای طراحی کاوش می‌شود و در ادامه بهترین نتایج، مابین دیگر جزایر به اشتراک گذاشته و جمعیت‌های جدیدی در اختیار هر جزیره جهت پرورش قرار می‌گیرد. این خصوصیات به‌طور دسته‌جمعی سبب کاهش تأثیر پارامترها و روابط حاکم بر عملیات GA می‌شود و سرعت همگرایی الگوریتم را افزایش می‌دهد. این مطلب در شکل (۳-۵) نشان داده‌شده است.



شکل (۳-۵) روش جستجوی چندمنظوره از طریق مهاجرت تصادفی



فصل چهارم

بهینه‌یابی بر مبنای قابلیت اعتماد

۴-۱- پیش گفتار

در فصل‌های قبل روش‌های مختلف تحلیل قابلیت اعتماد سیستم سازه‌ای و بهینه‌یابی با الگوریتم ژنتیک مورد بررسی قرار گرفت. قابلیت اعتماد سازه‌ای یا احتمال خرابی سازه‌ای می‌تواند به منظور صحت‌سنجی یک سازه‌ی طراحی شده و ایمنی سازه‌های موجود، تحلیل ریسک احتمالاتی، برنامه‌ریزی بازرسی و استراتژی نگهداری و ... به کار رود. همچنین از قابلیت اعتماد برای طراحی سیستم سازه‌ای، استفاده شده است. هدف اصلی نظریه‌ی قابلیت اعتماد سیستم سازه‌ای، طراحی بهینه بر اساس مفهوم قابلیت اعتماد است. در این فصل به بهینه‌یابی بر مبنای قابلیت اعتماد سیستم سازه‌ای پرداخته شده است. هرچند نبود الگوریتم کارآمد در این زمینه، باعث دشواری تحلیل قابلیت اعتماد سیستم سازه‌ای و مشکلاتی برای طراحی بهینه بر مبنای قابلیت اعتماد سیستم سازه‌ای می‌شود.

۴-۲- پیشینه‌ی تحقیقات

لاگروس^۱ و همکارانش [۶۵] با استفاده از استراتژی تکاملی^۲ به بهینه‌سازی سازه‌ای بر مبنای قابلیت اعتماد پرداختند. تحلیل قابلیت اعتماد با روش شبیه‌سازی مونت کارلو انجام شد. بر مبنای ۵۰۰ نمونه شبیه‌سازی مونت کارلو مشاهده شد که وزن بهینه در تحلیل بهینه‌یابی بر مبنای قابلیت اعتماد^۳ حدود ۱۵ درصد بیشتر از تحلیل بهینه‌یابی یقین‌اندیشانه^۴ است اما احتمال خرابی سیستم در تحلیل DBO غیر کاربردی است ($P_{DBO}=0.166 > P_a=0.001$).

¹ Lagaros

² Evolution Strategies

³ RBO: Reliability Based Design

⁴ DBO: Deterministic Based Design

سامپاناکیز^۱ و پاپادراکاکیز^۲ [۶۶] با استفاده از استراتژی تکاملی به بهینه سازی قاب های خمشی فولادی پرداختند. آن ها برای تحلیل قابلیت اعتماد از روش مونت کارلو و روش نمونه برداری با اهمیت^۳ استفاده کردند که قیود مسئله تنش اعضا، تغییر مکان جانبی نسبی طبقات و احتمال خرابی سیستم سازه ای بود. به منظور تحلیل الاستو-پلاستیک قاب از روش بار افزایشی گام به گام^۴ (یوودا^۵ و یائو^۶ ۱۹۸۲) استفاده کردند که در آن ماتریس سختی کل در هر مرحله از تحلیل اصلاح می شود. طبق این روش، زمانی که نتایج تنش یک تابع تسلیم تعریف شده را ارضا نماید، در آن محل یک مفصل پلاستیک شکل می گیرد. نکته قابل توجه در این تحقیق آن است که در هر تحلیل الاستو-پلاستیک محدود، تعداد و دقت حل به تعداد گام های افزایش بار جهت رسیدن سازه به مکانیسم، بستگی دارد. آن ها همچنین در مرجع [۶۷] به بهینه سازی بر مبنای قابلیت اعتماد قاب خمشی تحت بارهای لرزه ای پرداختند. در این تحقیق، تحلیل قابلیت اعتماد با استفاده از روش شبیه سازی مونت کارلو و روش نمونه برداری لاتین هایپرکیوب انجام گرفته است.

توگان^۷ و دال اوغلو^۸ اقدام به بهینه یابی وزن یک خرپای ۲۵ میله ای سه بعدی تحت قید احتمال خرابی کردند [۶۸]. در آن تحقیق برای انجام بهینه یابی از روش برنامه ریزی درجه دوم ترتیبی (SQP)، روش برنامه ریزی محدب ترتیبی (SCP)، روش استراتژی تکاملی (EVOL) و روش الگوریتم ژنتیک (GA) استفاده شد. همچنین برای محاسبه احتمال خرابی، فقط احتمال خرابی عضو لحاظ شد و احتمال خرابی سیستم مورد محاسبه قرار نگرفت. احتمال خرابی هر عضو با استفاده از روش مرتبه اول لنگر دوم (FORM) به دست آمد و کلیه متغیرهای تصادفی، مستقل و با توزیع نرمال در نظر گرفته شدند. دو

¹ Tsompanakis

² Papadrakakis

³ Important sampling

⁴ Step-by-step incremental load

⁵ Ueda

⁶ Yao

⁷ Togan

⁸ Daloglu

روش اول مبتنی بر روش‌های ریاضی و قطعی، موسوم به روش‌های مستقیم بودند، در حالی که روش دوم مبتنی بر نظریه تکاملی و احتمالاتی بودند. وزن حاصل از روش GA بیشتر از روش‌های دیگر به دست آمد که دلیل آن استفاده از متغیرهای گسسته در روش GA بوده است.

مستخدمین حسینی و همکاران [۶۹] با استفاده از الگوریتم ژنتیک به بهینه‌یابی سازه‌های خرپایی و به‌طور خاص سازه‌های فضاکار بر اساس تئوری قابلیت اعتماد پرداختند. آن‌ها در طول تحقیقات خود مشخصات هندسی اعضا را قطعی، همچنین بار و مقاومت را کمیت‌های احتمالاتی با توزیع نرمال و مستقل از یکدیگر در نظر گرفتند. قید در نظر گرفته‌شده در روند بهینه‌یابی GA، عدم تجاوز احتمال خرابی از احتمال خرابی مجاز بود. آن‌ها همچنین با یک فرض محافظه‌کارانه، احتمال خرابی کل خرپا را برابر با مجموع احتمال خرابی اعضای آن در نظر گرفتند. آن‌ها همچنین قید دیگری تحت عنوان خرابی گره را مدنظر قرار دادند و آن را تجاوز تغییر مکان گره از تغییر مکان مجاز در آن راستا معرفی کردند. آن‌ها نتیجه گرفتند که با افزایش احتمال خرابی مجاز اعضا (و در نتیجه کل سازه) وزن بهینه کاهش می‌یابد، لیکن با افزایش ضرایب پراکندگی بار و تنش تسلیم، وزن بهینه سازه افزایش می‌یابد. آن‌ها الگوریتم ژنتیک را با توجه به عدم نیاز به بیان یک رابطه دقیق بین تابع هدف و متغیرهای مسئله و نیز عدم نیاز به محاسبه مشتقات تابع هدف، الگوریتمی موفق ارزیابی کردند.

شایانفر و جهانی [۷۰] با استفاده از الگوریتم ژنتیک به حل یک خرپای دوبعدی ۶ میله‌ای و با یک درجه نامعینی پرداختند و کمترین شاخص ایمنی را برای خرپای مذکور به دست آوردند. تعریف خرابی، خرابی کل سازه بود که با توجه به یک درجه نامعین بودن خرپا، خرابی هر دو عضو خرپا به‌منزله خرابی کل خرپا در نظر گرفته شد. متغیرهای تصادفی، نرمال و استاندارد فرض شده بود. آن‌ها پس از تعیین تابع حالت حدی در هر مرحله تکرار، مقداری را به‌عنوان کمترین شاخص قابلیت اعتماد به دست آوردند و بردار نظیر آن را پیدا کردند. در نهایت آن‌ها نتیجه گرفتند که الگوریتم ژنتیک قادر به حل هر

نوع مسئله از تئوری قابلیت اعتماد است، لیکن با توجه به لزوم تکرار زیاد در تعیین تابع حالت حدی، می‌توان از روش شبکه‌های عصبی برای شبیه‌سازی تابع حالت حدی استفاده کرد.

منصوریان و کلات‌جاری [۷۱] با استفاده از الگوریتم ژنتیک تحت قید قابلیت اعتماد به بهینه‌یابی سازه‌های خرپایی سه‌بعدی پرداختند. آن‌ها به منظور تسریع در بهینه‌یابی و تحلیل قابلیت اعتماد سیستم‌های سازه‌ای از روش الگوریتم ژنتیک جزیره‌ای تعمیم‌یافته، پردازش موازی، روش تعمیم‌یافته تحلیل جبری نیروها و سیستم چندعاملی مبتنی بر روش‌های هوش مصنوعی استفاده کردند. همچنین آن‌ها با ارائه چندین راهکار امکان بهینه‌یابی سازه‌های بزرگ با قید قابلیت اعتماد سیستم سازه‌ای را به وجود آوردند.

بیابانی همدانی و کلات‌جاری [۷۲] با استفاده از الگوریتم ژنتیک به بهینه‌یابی سطح مقطع و هندسه‌ی خرپاها تحت قید قابلیت اعتماد پرداختند. آن‌ها راهکارهایی برای بهبود نتایج روش شاخه و کرانه و کاهش زمان اجرای تحلیل قابلیت اعتماد سیستم پیشنهاد دادند.

۴-۳- تحلیل الاستو-پلاستیک سازه‌ی قاب خمشی

قاب‌های فولادی به‌طور گسترده در سازه‌هایی مانند ساختمان‌های کوتاه و بلندمرتبه، نیروگاه‌ها، معادن، سکوهای نفتی و گازی استفاده می‌شوند. قاب‌های فولادی استفاده‌شده در ساختمان‌ها می‌تواند به‌صورت قاب خمشی، قاب مهاربندی‌شده هم‌محور یا برون‌محور و قاب لوله‌ای^۱ باشد. اغلب جهت سادگی ساخت، در قاب‌های فولادی، اعضای منشوری با مقطع ثابت استفاده می‌شود [۷۳].

رایج‌ترین شیوه در تحلیل سازه جهت تعیین نیروها و تغییرمکان اعضای قاب، روش تحلیل الاستیک خطی^۲ می‌باشد. روش‌های تحلیلی رایج نظیر روش نیرو، روش تغییرمکان و روش توزیع لنگر می‌تواند در تحلیل الاستیک خطی قاب‌های فولادی استفاده شود. هرچند برای قاب‌های چندین طبقه‌ی

¹ Frame-Tube

² Linearly Elastic Analysis

چنددهانه زمانی که تحلیل غیرخطی قاب^۱ بکار گرفته شود، این روش های رایج، کاربردی نخواهند بود. با توسعه سخت افزارها و نرم افزارهای کامپیوتری، روش تحلیل ماتریسی بر مبنای اجزای محدود، به طور گسترده ای بکار رفته است. برای تحلیل قاب های فولادی فرآیند تحلیل ماتریسی بر مبنای اجزای محدود به صورت زیر است:

۱- **گسسته سازی قاب:** به طور کلی هر تیر، ستون و ... می تواند به صورت یک عضو بیان شود. در تحلیل الاستو-پلاستیک^۲ چنانچه تغییر شکل پلاستیک در دو انتهای عضو اتفاق بیافتد، باز توزیع نیروها ضروری است.

۲- **ساخت روابط سختی عضو:** رابطه سختی عضو ارتباط بین نیروهای گرهی و تغییر مکان های عضو است که می تواند به صورت $\{D\}[k] = \{f\}$ بیان شود. در تحلیل خطی، $[k]$ یک ماتریس ثابت است و در تحلیل غیرخطی به تاریخچه نیرو و تغییر مکان عضو وابسته است.

۳- **فراهم آوردن روابط سختی کلی:** از طریق تلاقی شماره گره های محلی عضو و شماره گره های کلی قاب و تعادل نیروهای گرهی می توان روابط سختی عضو را به رابطه ی سختی کلی تبدیل کرد.

۴- **محاسبه ی تغییر مکان گرهی:** با در نظر گرفتن شرایط مرزی، تغییر مکان های گرهی در مختصات کلی به دست می آیند.

۵- **تعیین نتایج عضوها:** با انتقال تغییر مکان گرهی از مختصات کلی به محلی و سپس استفاده از روابط سختی عضو می توان نیروهای داخلی هر عضو را به دست آورد.

با توجه به فرآیند بالا می توان فهمید که مرحله کلیدی در تحلیل اجزای محدود قاب فولادی، محاسبه ی روابط سختی عضو می باشد.

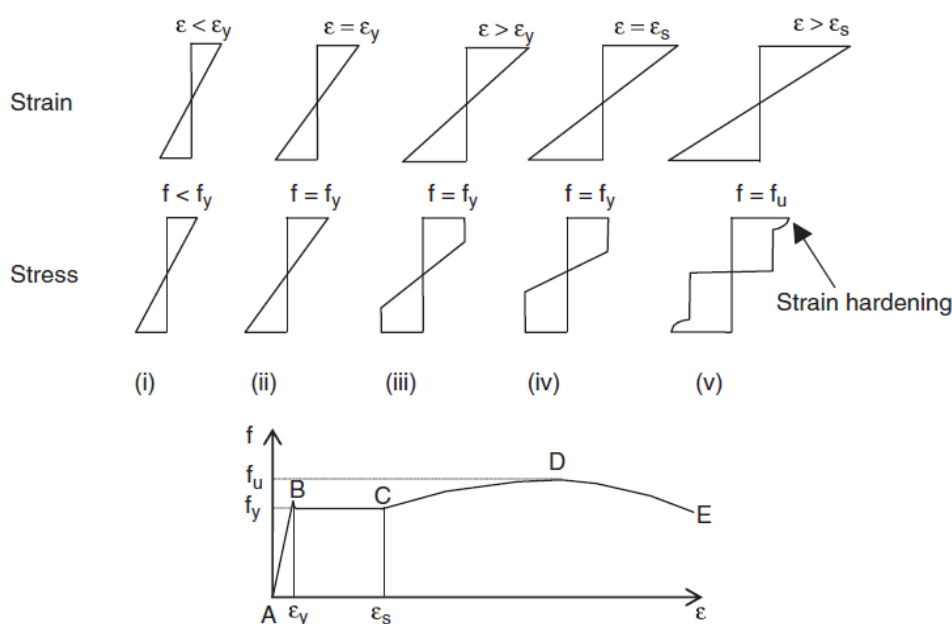
¹ Nonlinear Frame Analysis

² Elasto-Plastic Analysis

۴-۳-۱- رفتار پلاستیک سازه‌ها

اولین توسعه مسائل پلاستیسیته با استفاده از اجزای محدود می‌تواند به مارکال و کینگ^۱، یامادا و یوشیمورا^۲ و زینکویچ^۳ منسوب شود. توصیف کامل از رفتار سازه از حالت الاستیک به حالت پلاستیک، تحلیل الاستو-پلاستیک می‌باشد.

اکثر مصالح سازه‌ای قبل از رسیدن به حالت پلاستیک دارای یک قسمت رفتار الاستیک می‌باشند. یک تیر دو سر مفصل با یک مقطع متقارن نسبت به محور افقی که بار متمرکز در وسط دهانه اعمال می‌شود در نظر بگیرید. تغییرات کلی تنش و کرنش در مقطع عرضی وسط دهانه از حالت الاستیک کامل تا گسیختگی در شکل (۴-۱) نشان داده شده است.



شکل (۴-۱) رفتار تنش کرنش یک مقطع عرضی [۷۴]

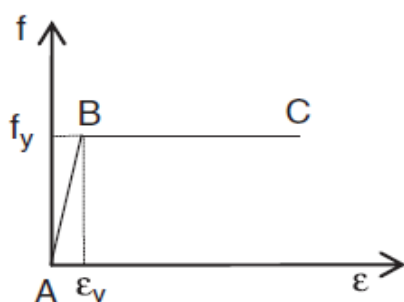
¹ Marcal and King

² Yamada and Yoshimura

³ Zienkiewicz

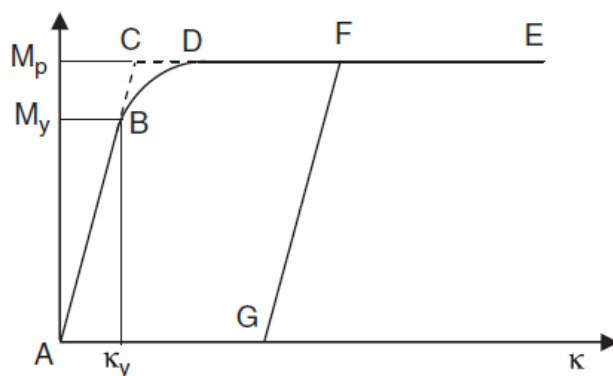
..... بهینه یابی بر مبنای قابلیت اعتماد

فرآیند پلاستیک شدن برای فولاد در طراحی پلاستیک مهم است، چراکه مصالح پس از محدوده‌ی الاستیک یک شکل‌پذیری مناسب جهت تحمل بار خواهد داشت. در طراحی به‌طور محافظه-کارانه از مقاومت اضافی تامین شده توسط قسمت سخت شدگی کرنشی^۱ چشم‌پوشی می‌شود. از این رو برای سادگی کار همواره فولاد با یک مصالح الاستیک-پلاستیک کامل^۲ مطابق شکل (۲-۴) ایده‌آل‌سازی می‌شود.



شکل (۲-۴) رفتار الاستیک-پلاستیک کامل فولاد [۷۴]

در این شکل قسمت AB محدوده‌ی الاستیک بوده و شیب آن برابر ضریب کشسانی فولاد می‌باشد. در این حالت روند پلاستیک شدن مقطع را می‌توان در شکل (۳-۴) مشاهده نمود.

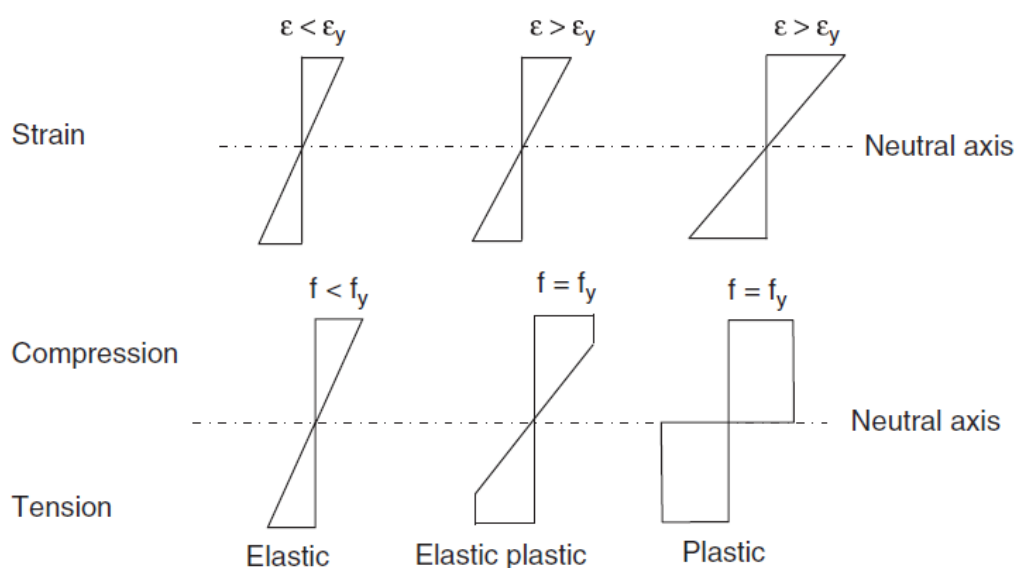


شکل (۳-۴) نمودار لنگر خمشی - انحنای برای یک مقطع عرضی [۷۴]

¹ Strain Hardening

² Elastic- Perfectly Plastic

زمانی که دورترین تارهای مقطع به کرنش تسلیم ϵ_y مرتبط با f_y می‌رسند (نقطه B)، لنگر موجود در مقطع یعنی لنگر تسلیم M_y ایجاد انحنای تسلیم^۱ k_y خواهد نمود. هنگامی که سطح مقطع کاملاً پلاستیک می‌شود (نقطه D)، مقطع به حداکثر ظرفیت خمشی که لنگر پلاستیک M_p نامیده می‌شود، خواهد رسید. مطابق شکل‌های (۳-۴) و (۴-۴) با افزایش بارگذاری که باعث افزایش کرنش و در نتیجه افزایش انحنا در مقطع خواهد شد، لنگر پلاستیک بدون تغییر باقی می‌ماند. دقت شود که خط DE کاملاً افقی نیست و محل دقیق نقطه‌ی D برای بیشتر مقاطع قابل تشخیص نبوده یا به سختی به دست می‌آید. از این رو برای اهداف طراحی از قسمت انحنای BD در نمودار لنگر-انحنا چشم‌پوشی شده و فرض می‌شود که لنگر خمشی به صورت خطی از A تا C افزایش می‌یابد که در آن به لنگر پلاستیک می‌رسد. نسبت لنگر پلاستیک به لنگر تسلیم، ضریب شکل^۲ نامیده می‌شود و مقدار آن برای مقاطع با اشکال مختلف، متفاوت است [۷۴].

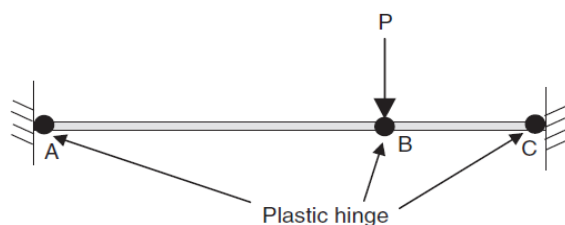


شکل (۴-۴) پلاستیک شدن یک مقطع فولادی با افزایش بارگذاری [۷۴]

¹ Yield Curvature

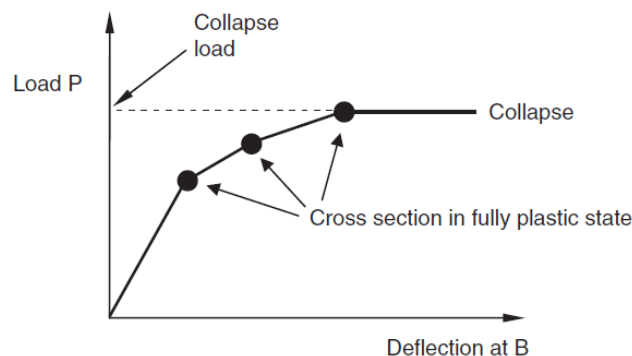
² Shape Factor

با توجه به منحنی ایده آل لنگر خمشی - انحنای نشان داده شده در شکل (۴-۳)، زمانی که مقطع به ظرفیت پلاستیک خود می‌رسد، بدون آن که افزایشی در لنگر خمشی به وجود آید دچار چرخش پلاستیک می‌شود، به عبارت دیگر مقطع شبیه به یک مفصل واقعی رفتار می‌کند. این رفتار پلاستیک، سازه را قادر می‌سازد تا به طور پیوسته با جایگزینی مفصل پلاستیک در هر مقطعی که به لنگر پلاستیک خود رسیده است، تحلیل شود. این مفهوم اساسی تحلیل الاستو-پلاستیک با استفاده از مفهوم مفصل به مفصل به منظور به کارگیری در سازه‌ها می‌باشد. با ترسیم مفصل پلاستیک، سازه به صورت افزایشی انعطاف پذیر می‌شود تا زمانی که سختی آن به یک مقدار کم کاهش یافته و فروپاشی اتفاق می‌افتد [۷۴].



شکل (۴-۵) سازوکار فروپاشی با تشکیل مفصل پلاستیک یک تیر دوسرگیردار [۷۴]

یک تیر دوسرگیردار مطابق شکل (۴-۵) در نظر بگیرید. سازوکار فروپاشی این تیر به سه مفصل پلاستیک A، B و C نیاز دارد. برای این تیر دوسرگیردار تغییرات نیروی P نسبت به تغییر مکان نقطه B در شکل (۴-۶) رسم شده است.



شکل (۴-۶) منحنی بار تغییر مکان یک تیر دوسرگیردار [۷۴]

در این نمودار دقت شود که:

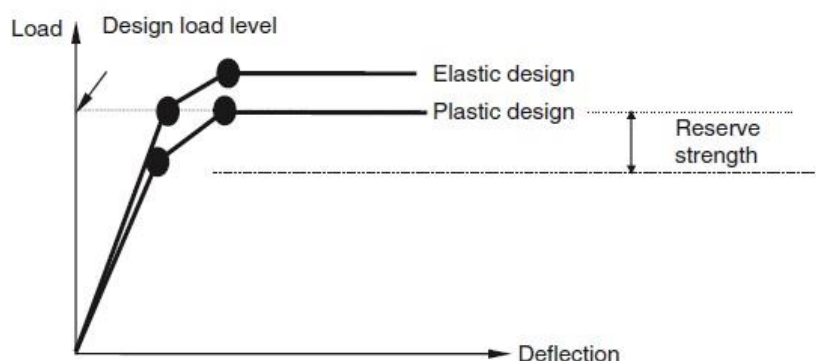
- "هر نقطه‌ی سیاه" بیان‌گر یک مفصل پلاستیک در مقطع تحت حالت پلاستیک کامل است؛ هر مفصل پلاستیک یک لنگر خمشی معادل لنگر خمشی پلاستیکش را تحمل می‌کند.
- حالت الاستیک سازه به بارهای کمتر از اولین مفصل پلاستیک مربوط می‌شود. تحلیل زیر این سطح از بارگذاری "تحلیل الاستیک" نامیده می‌شود.
- حالت الاستو-پلاستیک سازه به بارهای بین اولین مفصل پلاستیک و آخرین مفصل پلاستیک مربوط می‌شود. تحلیل در این سطح از بارگذاری "تحلیل الاستو-پلاستیک" نامیده می‌شود.
- رفتار سازه مابین مفاصل پلاستیک متوالی به صورت الاستیک بوده و سازه می‌تواند به صورت الاستیک تحلیل شود.
- حالت پلاستیک کامل سازه بستگی به سطح باری دارد که در آن سازه فرو می‌پاشد؛ در این سطح از بارگذاری، تحلیل متوقف می‌شود.
- شیب منحنی به سختی نسبی سازه اشاره دارد. با افزایش تعداد مفصل‌های پلاستیک، سختی سازه کاهش می‌یابد. در حالت فروپاشی، سختی سازه صفر است [۷۴].

۴-۳-۲- مقایسه طراحی پلاستیک و الاستیک خطی

طراحی پلاستیک باعث می‌شود از مقاومت ذخیره^۱ بعد از حالت الاستیک سازه استفاده شود. مقاومت ذخیره به اعضای سازه اجازه می‌دهد تا زمانی که به حداکثر ظرفیت خمشی خود می‌رسند بدون ایجاد خرابی، به باربری ادامه دهند. در نتیجه با استفاده از روش طراحی پلاستیک، می‌تواند یک طرح اقتصادی-تر حاصل شود. طراحی پلاستیک را می‌توان ابزاری دانست که با استفاده از آن، پس از حالت الاستیک سازه، بارگذاری مجدد لنگر خمشی در اعضا امکان‌پذیر می‌گردد. لازم به ذکر است که اثرات سخت‌شدگی

¹ Reserved strength

کرنشی مواد نادیده گرفته می شود. بنابراین در تحلیل پلاستیک، بار فروپاشی نظری همیشه کمتر از بار واقعی است و طرح به دست آمده همیشه کمی محافظه کارانه می باشد.



شکل (۷-۴) مقایسه ی طراحی الاستیک و طراحی پلاستیک [۷۴]

برای طراحی الاستیک، هریک از اعضای سازه باید دارای ظرفیت لنگر خمشی طراحی، $\phi.M_s$ ، بزرگ تر از لنگر طراحی، M^* ، حاصل از تحلیل الاستیک باشد. چنانچه یکی از اعضا تحت بار طراحی، نیاز طراحی مانند $\phi.M_s = M^*$ را ارضا نماید، اولین مفصل پلاستیک در منحنی طراحی الاستیک دقیقاً در نقطه ی سطح بار طراحی^۱ تشکیل می شود (شکل ۷-۴). در بسیاری از حالات، برای مقطع انتخاب شده در طراحی الاستیک، $\phi.M_s > M^*$ می باشد، بنابراین همیشه اولین مفصل پلاستیک سازه در سطح باری بالاتر از بار طراحی اتفاق می افتد.

از طرف دیگر، در طراحی پلاستیک آخرین مفصل پلاستیک در سطح بار طراحی اتفاق می افتد. با توجه به شکل (۷-۴) واضح است که اگر هر دو طرح الاستیک و پلاستیک یک بار طراحی مشخص را برآورده کنند، روش طراحی پلاستیک با استفاده از مقاومت ذخیره سازه، نیاز به یک سازه ی سبک تر با اندازه ی مقاطع کوچک تر دارد. خاطرنشان می شود که برای سازه ای با درجه نامعینی استاتیکی بالاتر، مقاومت ذخیره بسیار زیاد است. بنابراین مزایای استفاده از طراحی پلاستیک برای سازه هایی که درجه ی بالایی از نامعینی استاتیکی دارند، بیشتر است. باین حال، برای سازه های معین که فقط به یک مفصل

^۱ Design load level

..... بهینه یابی بر مبنای قابلیت اعتماد

پلاستیک برای فروپاشی نیاز دارند، تفاوتی بین روش‌های طراحی الاستیک و پلاستیک وجود ندارد [۷۴].

۴-۳-۳- ظرفیت پلاستیک کاهش یافته

الف) تسلیم مقطع تیر تحت خمش یک محوره

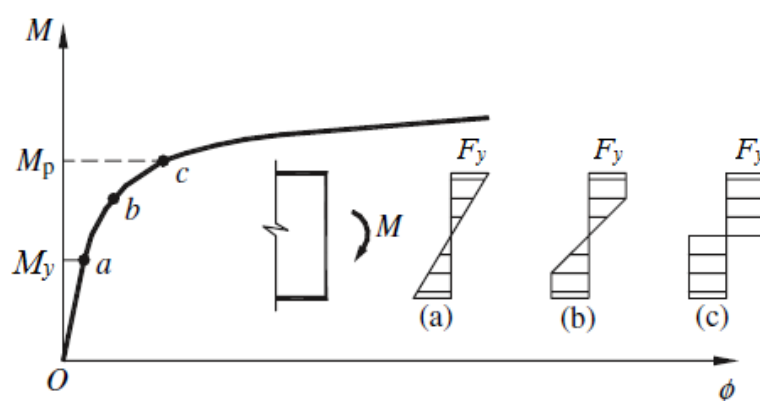
حالت‌های مختلف فرآیند تسلیم مقطع تیر تحت خمش یک محوره در شکل (۴-۸) نمایش

داده شده است که F_y تنش تسلیم فولاد، M_y لنگر خمشی در لحظه تسلیم لبه مقطع و M_p لنگر خمشی در لحظه تسلیم کل مقطع است. M_p و M_y به صورت زیر قابل محاسبه هستند [۷۳]:

$$M_y = S \cdot F_y \quad (۱-۴)$$

$$M_p = Z \cdot F_y \quad (۲-۴)$$

که S اساس مقطع الاستیک و Z اساس مقطع پلاستیک است.



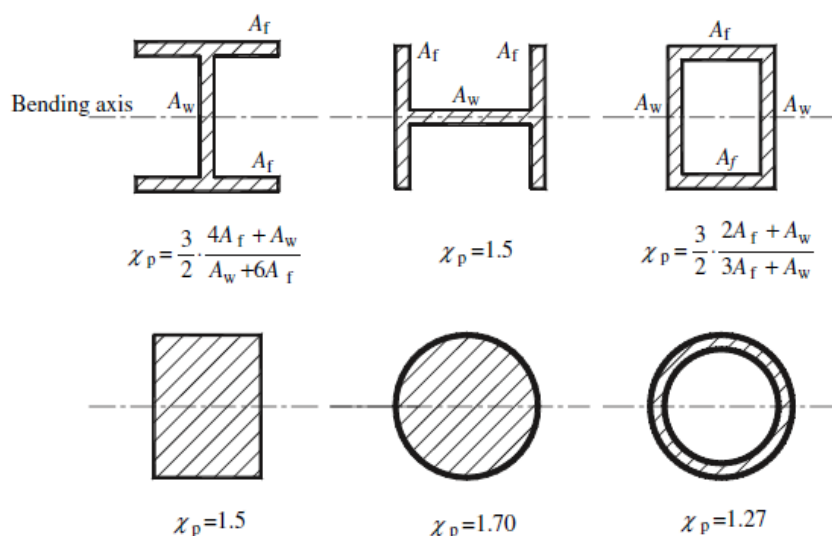
شکل (۴-۸) فرآیند تسلیم و رابطه لنگر خمشی - چرخش یک مقطع تیر تحت خمش یک محوره [۷۳]

در نظر بگیریم:

$$x_p = \frac{M_p}{M_y} = \frac{Z}{S} \quad (۳-۴)$$

x_p ضریب شکل پلاستیک^۱ است و مقادیر آن برای مقاطع نرمال در شکل (۴-۹) آمده است.

^۱ Plastic Shape Factor

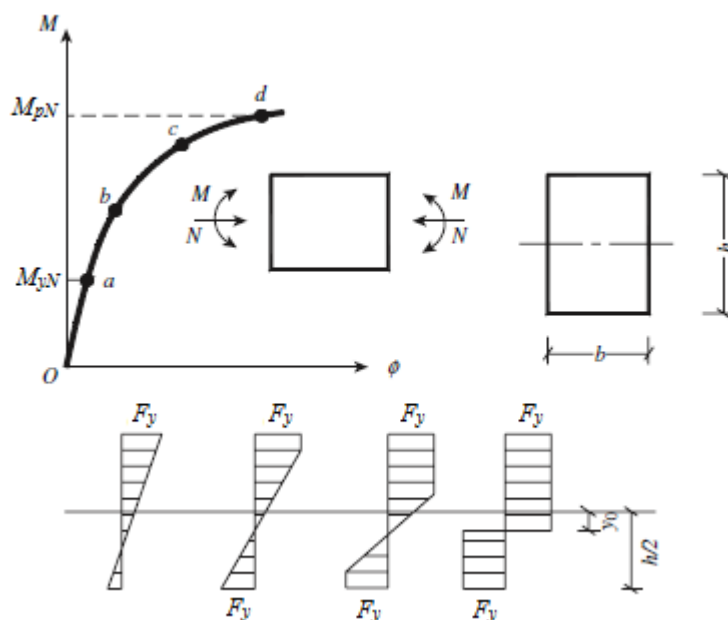


شکل (۴-۹) مقادیر ضریب شکل پلاستیک برای مقاطع متقارن مختلف [۷۳]

ب) تسلیم تیر-ستون تحت خمشی یک محوره

عموما در تیر-ستون‌ها علاوه بر لنگر خمشی نیروی محوری نیز خواهیم داشت. شکل (۴-۱۰)

فرآیند تسلیم یک تیر-ستون را نمایش می‌دهد. که M_{yN} و M_{pN} به ترتیب لنگر تسلیم و لنگر پلاستیک مقطع در زمان حضور نیروی محوری هستند.



شکل (۴-۱۰) فرآیند تسلیم و رابطه لنگر خمشی - چرخش یک مقطع ستون

تحت نیروی محوری و خمشی یک محوره [۷۳]

شرط تسلیم اولیه^۱ برای هر مقطعی به صورت زیر بیان می شود:

$$\frac{M_{yN}}{S} + \frac{N}{A} = F_y \quad (۴-۴)$$

مرتب سازی:

$$M_{yN} = \left(1 - \frac{N}{N_p}\right) M_y \quad (۵-۴)$$

که $N_p = A F_y$ بار تسلیم مقطع است زمانی که نیروی محوری تنها به مقطع اعمال شده

باشد. با در نظر گرفتن حالت تسلیم نهایی برای یک مقطع مستطیل روابط زیر به دست می آیند:

$$N = 2 F_y b y_0$$

$$M_{pN} = \frac{F_y b}{4} (h^2 - 4 y_0^2)$$

با ترکیب دو رابطه فوق برای یک مقطع مستطیل شکل، خواهیم داشت:

$$M_{pN} = \left[1 - \left(\frac{N}{N_p}\right)^2\right] M_p \quad (۶-۴)$$

$$IF : n = \frac{N}{N_p} \Rightarrow M_{pN} = [1 - n^2] M_p$$

چنانچه از رویه ی مشابه استفاده شود برای مقاطع I شکل به روابط زیر خواهیم رسید:

I) خمش حول محور اصلی قوی

- محور خنثی از جان مقطع می گذرد، به عبارتی : $0 \leq n \leq \alpha / (2 + \alpha)$

$$M_{pN} = \left[1 - \frac{(2 + \alpha)^2}{(4 + \alpha)\alpha} \left(\frac{N}{N_p}\right)^2\right] M_p \quad (۷-۴ الف)$$

- محور خنثی از بال مقطع می گذرد، به عبارتی : $\alpha / (2 + \alpha) \leq n \leq 1$

$$M_{pN} = \left[1 - \left(\frac{N}{N_p}\right)\right] \frac{2(2 + \alpha)}{(4 + \alpha)} M_p \quad (۷-۴ ب)$$

¹ Initial Yielding

II خمش حول محور اصلی ضعیف

- محور خنشی از جان مقطع می گذرد:

$$M_{pN} = M_p \quad (4-8-الف)$$

- محور خنشی از بال مقطع می گذرد:

$$M_{pN} = \frac{4 - \alpha^2}{4} \left[1 - \frac{2\alpha}{2 - \alpha} \left(\frac{N}{N_p} \right) - \frac{2 + \alpha}{2 - \alpha} \left(\frac{N}{N_p} \right)^2 \right] M_p \quad (4-8-ب)$$

در روابط فوق α برابر است با نسبت مساحت سطح مقطع جان به سطح مقطع یک بال [۷۳].

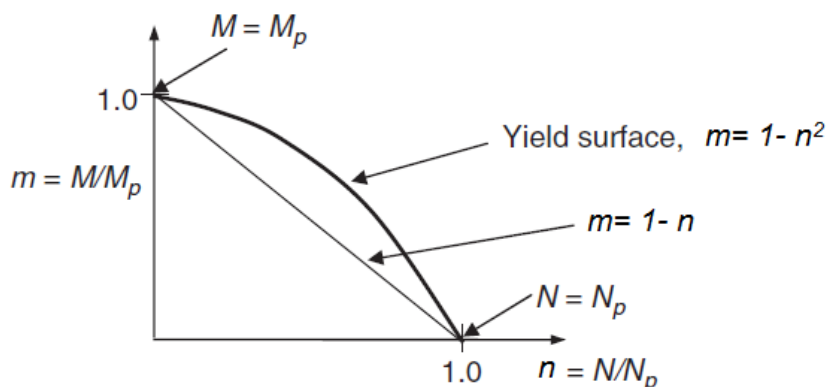
تغییرات لنگر خمشی با نیروی محوری در یک مقطع مستطیل بر حسب مقادیر بی بعد $\frac{M}{M_p}$ و n مطابق

شکل (۴-۱۱) رسم می شود. منحنی به دست آمده سطح تسلیم^۱ نامیده می شود. چراکه هر نقطه روی

سطح تسلیم یک حالتی از تسلیم کامل مقطع را با یک لنگر خمشی M و یک نیروی محوری N در آن

نقطه بیان می کند. در هر مقطع در حالت الاستیک خواهیم داشت:

$$m = \frac{M}{M_p} \leq \frac{M_{pN}}{M_p} \quad (4-9)$$



شکل (۴-۱۱) سطح تسلیم یک مقطع مستطیل تحت نیروی محوری و لنگر خمشی [۷۳]

¹ Yield Surface

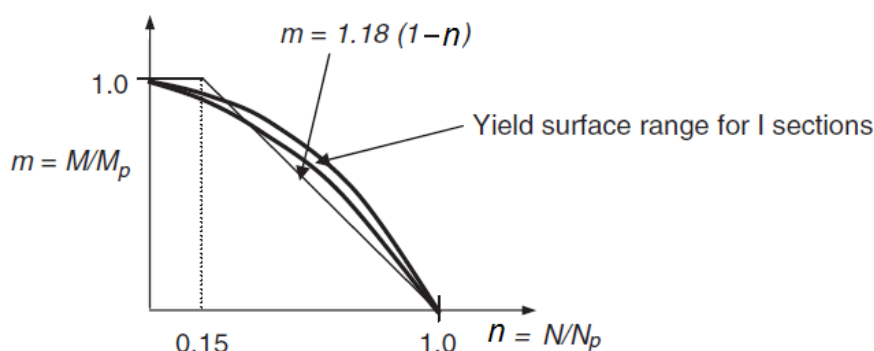
..... بهینه یابی بر مبنای قابلیت اعتماد

در شکل (۱۲-۴) سطح تسلیم طیفی از مقاطع I شکل فولادی کاربردی نشان داده شده است. به دلیل پیچیدگی روابط (۷-۴) و (۸-۴) یک سطح ساده شده توسط رابطه (۱۰-۴) بیان می شود که معمولاً برای طراحی کاربردی بکار گرفته می شود.

$$m = 1.0 \quad \text{for} \quad n \leq 0.15 \quad (۱۰-۴)$$

$$m = 1.18(1 - n) \quad \text{for} \quad n > 0.15$$

توجه شود که ضریب 1.18 در روابط فوق با تغییر نسبت نیروی محوری 0.15، تغییر خواهد کرد. بعضی کشورها ضرایب و مقادیر مختلفی را بکار می برند. برای یک مقطع عرضی با اندرکنش نامعلوم نیروی محوری - لنگر خمشی می توان از رابطه $m = 1 - n$ به عنوان یک تقریب محافظه کارانه در طراحی استفاده کرد [۷۴].



شکل (۱۲-۴) سطح تسلیم یک مقطع I شکل فولادی [۷۴]

ج) تسلیم تیر- ستون تحت خمش دومحوره

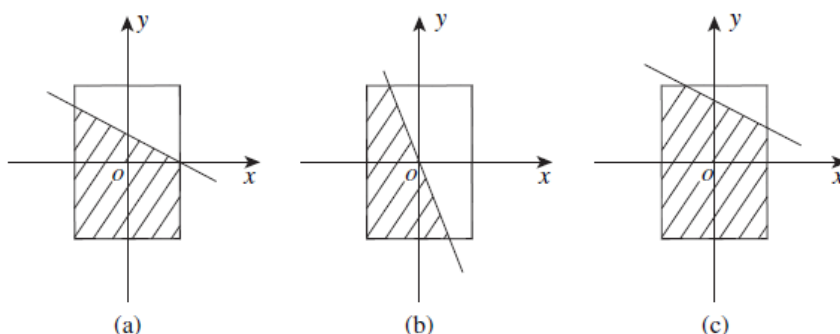
برخی مواقع تیر- ستونها تحت خمش دومحوره قرار می گیرند. سطح تسلیم اولیه مقطع ستون با استفاده از جمع آثار تنش های نرمال الاستیک به صورت زیر نوشته می شود:

$$\left| \frac{M_X}{M_{yX}} \right| + \left| \frac{M_Y}{M_{yY}} \right| + \left| \frac{N}{N_p} \right| = 1 \quad (۱۱-۴)$$

که M_X و M_Y لنگرهای خمشی حول محوره‌های X و Y ، N نیروی محوری، M_{yX} و M_{yY} لنگرهای تسلیم اولیه مربوط به زمانی است که M_X و M_Y به تنهایی بر مقطع ستون اعمال می‌شوند. رابطه (۴-۱) به صورت زیر نیز نوشته می‌شود:

$$x_{pX} m_x + x_{pY} m_y + n = 1 \quad (۴-۱۲)$$

که در آن $m_x = |M_X / M_{pX}|$ ، $m_y = |M_Y / M_{pY}|$ ، $n = |N / N_p|$ ، M_{pX} و M_{pY} هم لنگرهای خمشی پلاستیک زمانی است که M_X و M_Y به تنهایی اعمال می‌شوند. x_{pX} و x_{pY} نیز ضرایب شکل پلاستیک مقطع نسبت به محوره‌های X و Y می‌باشند. سطح تسلیم نهایی^۱ یک مقطع ستون نیز می‌تواند بر حسب m_x ، m_y و n تعریف شود [۷۳].



شکل (۴-۱۳) موقعیت محور خنثی مقطع مستطیل شکل تحت نیروی محوری و خمشی دومحوره [۷۳]

سطح تسلیم نهایی مقطع مستطیل مطابق شکل (۴-۱۳) به صورت روابط زیر خواهد بود:

- برای حالت (a)

$$n^2 + m_x + \frac{3}{4} m_y^2 = 1 \quad (۴-۱۳-الف)$$

- برای حالت (b)

$$n^2 + \frac{3}{4} m_x^2 + m_y = 1 \quad (۴-۱۳-ب)$$

¹ Ultimate Yielding Surface

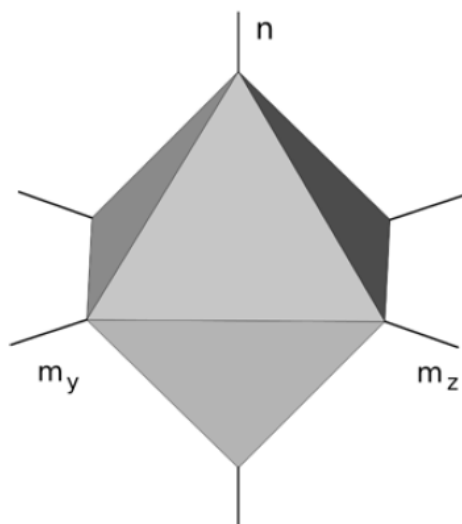
- برای حالت (c)

$$n + \frac{9}{4} \left[1 - \frac{m_x}{2(1-n)} \right] \left[1 - \frac{m_y}{2(1-n)} \right] = 1 \quad (4-13 \text{ ج})$$

ملاحظه می‌شود که روابط تسلیم نهایی واحد نبوده و به موقعیت محور خنثی بستگی دارد. با روش مشابه می‌توان سطح تسلیم نهایی برای مقاطع H شکل، جعبه‌ای و را به دست آورد که در مرجع [۷۳] آمده است و دارای روابط پیچیده‌تری می‌باشند. به عبارت دیگر یک بیان دقیق از سطح تسلیم نهایی برای مقاطع مستطیل، H شکل، جعبه‌ای و ... به یک گروه از روابط نیاز دارد که در برخی مواقع یک بیان صریح و واضح قابل دستیابی نیست.

معیارهای تسلیم غیر خطی متفاوتی برای مقاطع فشرده فولادی در آیین‌نامه‌های مختلف معرفی شده است. ساده‌ترین حالت استفاده از معیار لوزی هشت‌وجهی^۱ است که تابع آن به صورت زیر خواهد بود (شکل ۴-۱۴):

$$|n| + |m_y| + |m_z| \leq 1.0 \quad (4-14)$$



شکل (۴-۱۴) سطح اندرکنش پلاستیک لوزی هشت‌وجهی [۷۴]

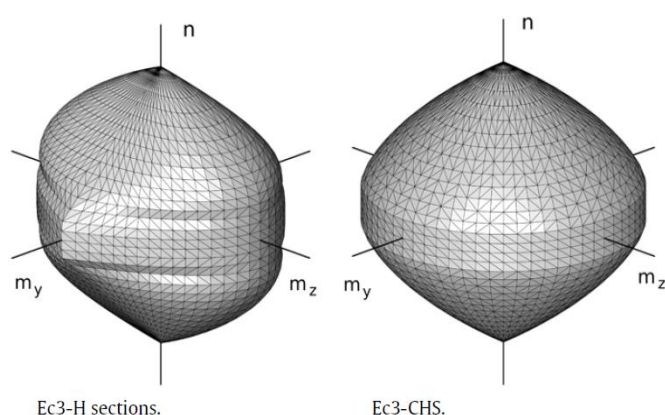
¹ Rhombic 8 facet

سطح اندرکنش غیرخطی برای تیرستون‌های تحت نیروی محوری و خمش دوماحوره در آیین-

نامه EC3^۱ مطابق شکل (۴-۱۵) بوده و تابع آن به صورت زیر است:

$$\left[\frac{m_y}{C_y^{(n)}} \right]^{\alpha(n)} + \left[\frac{m_z}{C_z^{(n)}} \right]^{\beta(n)} \leq 1.0 \quad (۴-۱۵)$$

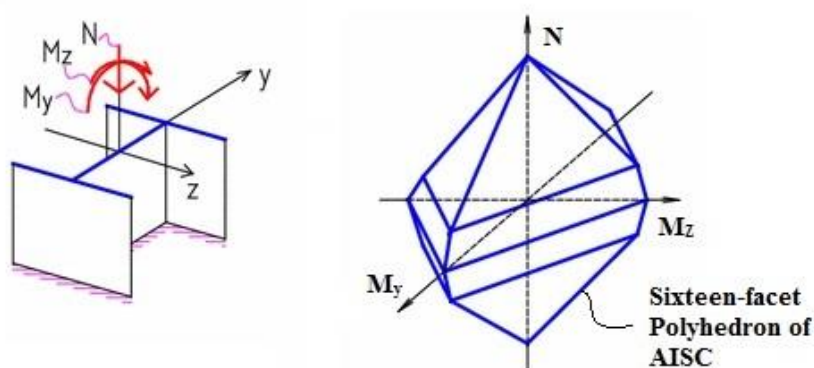
در مراجع [۷۵] و [۷۶] مقادیر $\alpha(n)$ ، $\beta(n)$ ، $C_y^{(n)}$ و $C_z^{(n)}$ برای مقاطع H و قوطی شکل تعریف شده‌اند.



شکل (۴-۱۵) سطح اندرکنش پلاستیک مقاطع فولادی H و قوطی شکل در آیین‌نامه EC3 [۷۶]

همچنین در آیین‌نامه AISC این سطح اندرکنش با یک حجم ۱۶ وجهی به طور مناسبی تقریب

زده شده است (شکل ۴-۱۶).



شکل (۴-۱۶) سطح اندرکنش پلاستیک ۱۶ وجهی برای مقاطع H شکل در آیین‌نامه AISC [۷۷]

^۱ Eurocode 3

رابطه‌ی اندرکنش این سطح تسلیم به صورت زیر است:

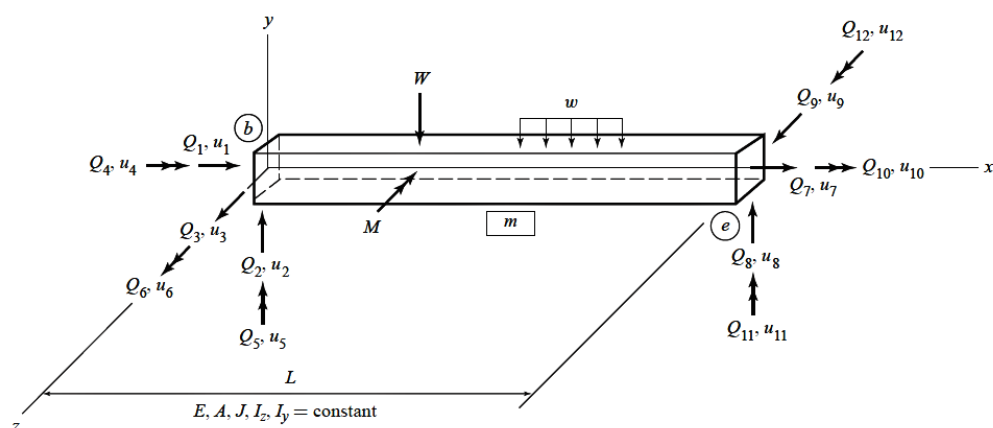
$$n + \frac{8}{9}m_y + \frac{8}{9}m_z \leq 1.0 \quad \text{for} \quad n \geq 0.2 \quad (۱۶-۴)$$

$$\frac{n}{2} + m_y + m_z \leq 1.0 \quad \text{for} \quad n < 0.2$$

که در روابط فوق $n = \frac{|N|}{N_p}$ ، $m_y = \frac{|M_y|}{M_{py}}$ و $m_z = \frac{|M_z|}{M_{pz}}$ می‌باشد [۷۷].

۴-۳-۴- معیار خرابی کل سازه

یک عضو منشوری اختیاری m از یک قاب سه بعدی در شکل (۱۷-۴) نمایش داده شده است. در سیستم مختصات محلی عضو، ۱۲ مؤلفه‌ی تغییرمکانی دو انتهای عضو با u_1 تا u_{12} و نیروهای انتهایی مرتبط با Q_1 تا Q_{12} نمایش داده شده است.



شکل (۱۷-۴) نیروها و تغییر مکان‌های عضو در سیستم مختصات محلی [۷۸]

زمانی که عضو در محدوده‌ی خطی قرار دارد، رابطه‌ی بین بردار نیروهای انتهایی $\bar{Q}_t$ و بردار

تغییرمکان‌های انتهایی $\bar{u}_t$ می‌تواند به شکل زیر بیان شود:

$$\bar{Q}_t = \bar{k}_t \bar{u}_t \quad (۱۷-۴)$$

در رابطه (۱۷-۴)، $\bar{k}_t$ ماتریس سختی عضو قاب فضایی در مختصات محلی می‌باشد که شکل

صریح آن در رابطه‌ی (۱۸-۴) آمده است.

$$= k_t = \frac{E}{L^3} \begin{bmatrix} AL^2 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -AL^2 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ & 12I_z & 0 & 0 & 0 & 6LI_z & 0 & -12I_z & 0 & 0 & 0 & 6LI_z \\ & & 12I_y & 0 & -6LI_y & 0 & 0 & 0 & -12I_y & 0 & -6LI_y & 0 \\ & & & \frac{GJL^2}{E} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -\frac{GJL^2}{E} & 0 & 0 \\ & & & & 4L^2I_y & 0 & 0 & 0 & 6LI_y & 0 & 2L^2I_y & 0 \\ & & & & & 4L^2I_z & 0 & -6LI_z & 0 & 0 & 0 & 2L^2I_z \\ & & & & & & AL^2 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ & & & & & & & 12I_z & 0 & 0 & 0 & -6LI_z \\ & & & & & & & & 12I_y & 0 & 6LI_y & 0 \\ & & & & & & & & & \frac{GJL^2}{E} & 0 & 0 \\ & & & & & & & & & & 4L^2I_y & 0 \\ & & & & & & & & & & & 4L^2I_z \end{bmatrix} \quad (18-4)$$

Sym.

E ضریب کشسانی، G مدول برشی و A ، I ، L و J به ترتیب سطح مقطع عرضی، لنگر لختی، طول عضو و لنگر لختی پیچشی هستند. پس از تشکیل ماتریس سختی تیرها و ستون‌های قاب، ماتریس سختی کل سازه در مختصات عمومی به صورت $\bar{\bar{K}}$ مونتاژ می‌شود. معادله‌ی تعادل کلی گره‌ها به شکل زیر خواهد بود:

$$\bar{\bar{K}}\bar{\bar{U}} = \bar{\bar{F}} \quad (19-4)$$

پس از اعمال شرایط مرزی این معادله حل می‌شود و در نتیجه، بردار تغییر مکان گره‌ها، $\bar{\bar{U}}$ ، در مختصات عمومی محاسبه می‌گردد. $\bar{\bar{F}}$ ، بردار نیروهای وارد بر گره‌ها در مختصات عمومی است [۷۸]. در انتهای تحلیل سازه، پس از آنکه نیروهای داخلی اعضا محاسبه شدند، مقاومت هر عضو با نیروهای داخلی مقایسه شده و شکل‌گیری مفاصل پلاستیک در سازه کنترل می‌گردد.

پس از آنکه مقطعی از یک عضو به تسلیم نهایی می‌رسد یا به عبارت دیگر پس از شکل‌گیری مفصل پلاستیک در انتهای عضو، رابطه‌ی بین $\bar{Q}_t$ و $\bar{u}_t$ به شکل رابطه‌ی (۴-۲۰) اصلاح می‌شود [۱۹]:

$$\bar{Q}_t^{(p)} + \left(-\bar{Q}_t'^{(p)} \right) = \bar{k}_t^{(p)} \bar{u}_t \quad (20-4)$$

که $\bar{k}_t^{(p)}$ ماتریس سختی اصلاح شده ی عضو و $\bar{Q}_t^{(p)}$ ، قرینه ی بردار نیروهای گرهی معادل می باشد که در بخش های بعدی شرح داده خواهند شد.

زمانی که در انتهای یک عضو خرابی رخ می دهد (تشکیل مفصل پلاستیک)، باز توزیع نیروهای داخلی انجام می شود و پس از آن سازه مجدداً تحلیل می شود تا خرابی احتمالی بعدی تعیین گردد. در این حالت ماتریس سختی عضو دچار خرابی، اصلاح می شود و نیروهای معادل گرهی در انتهای گره اعمال می گردد. پس از تکرار این فرآیند، زمانی که تعداد مشخصی (p_q) از انتهای اعضا دچار خرابی می شوند، شکست در سازه اتفاق می افتد. شکل گیری مکانیسم در سازه با بررسی تکینگی در ماتریس سختی کل اصلاح شده ی سازه، $\bar{K}^{(p_q)}$ ، تعیین می شود. بنابراین معیار خرابی کل سازه به صورت زیر ارائه می شود [۱۹]:

$$\left| \bar{K}^{(p_q)} \right| = 0 \quad (۲۱-۴)$$

که $|\bullet|$ در مینان ماتریس بوده و (p_q) به p_q امین مرحله ی تشکیل خرابی در انتهای اعضا اشاره دارد.

۴-۳-۵- ایجاد توابع حالت حدی تحت اثر لنگر خمشی تنها

سازه ی قاب خمشی شامل n عضو یکنواخت و همگن که بارها به گره های اعضا اعمال می شوند، در نظر گرفته می شود. فرض بر آن است که اعضا زمانی دچار خرابی می شوند که لنگرهای خمشی اعمال شده به ظرفیت نهایی پلاستیک اعضا رسیده و مفاصل پلاستیک در انتهای اعضا شکل می گیرد. مقاومت انتهای اعضا توسط ظرفیت خمشی نهایی پلاستیک تعریف می شود:

$$R_i = M_{pi} = Z_i \cdot F_{yi} \quad (i = 1, 2, \dots, 2n) \quad (۲۲-۴)$$

که Z_i ، اساس مقطع پلاستیک انتهای i ام، F_{yi} تنش تسلیم عضو و n تعداد اعضا می باشد. حاشیه

ایمنی^۱ انتهای اعضا همانند رابطه ی (۴-۲۳) تعریف می شود:

$$g_i = R_i - S_i \quad (i = 1, 2, \dots, 2n) \quad (۴-۲۳)$$

R_i مقاومت های انتهای عضو و S_i لنگرهای خمشی در انتهای اعضا می باشد. در نتیجه، معیار

خرابی انتهای عضو به شکل زیر خواهد بود [۱۹]:

$$g_i \leq 0 \quad (۴-۲۴)$$

زمانی که یک مفصل پلاستیک در انتهای چپ عضو شکل می گیرد ماتریس سختی اصلی عضو،

رابطه ی (۴-۱۸)، با ماتریس سختی اصلاح شده k_t^L جایگزین می شود [۷۸، ۱۹]:

$$k_t^L = \frac{E}{L^3} \begin{bmatrix} AL^2 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -AL^2 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 3I_z & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -3I_z & 0 & 0 & 0 & 3LI_z \\ & 3I_y & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -3I_y & 0 & -3LI_y & 0 \\ & & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ & & & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ & & & & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ & & & & & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ & & & & & & AL^2 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ & & & & & & & 3I_z & 0 & 0 & 0 & -3LI_z \\ & & & & & & & & 3I_y & 0 & 3LI_y & 0 \\ & & & & & & & & & 0 & 0 & 0 \\ & & & & & & & & & & 3L^2I_y & 0 \\ & & & & & & & & & & & 3L^2I_z \end{bmatrix} \quad (۴-۲۵)$$

در این حالت، بردار نیروهای معادل گرهی $\bar{Q}_t^L$ از رابطه ی (۴-۲۶) به دست می آید:

¹ Safety margin

$$\overline{Q}_t^L = \begin{Bmatrix} 0 \\ \frac{3}{2l} \text{Sign}(M_{Zi}) M_{pZ} \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ \text{Sign}(M_{Zi}) M_{pZ} \\ 0 \\ -\frac{3}{2l} \text{Sign}(M_{Zi}) M_{pZ} \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ \text{Sign}(M_{Zi}) M_{pZ} / 2 \end{Bmatrix} \quad (26-4)$$

به طور مشابه برای یک عضو با یک مفصل پلاستیک در انتهای راست، ماتریس سختی اصلاح شده

ی عضو k_t^R ، قابل حصول است:

$$\overline{k}_t^R = \frac{E}{L^3} \begin{bmatrix} AL^2 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -AL^2 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ & 3I_z & 0 & 0 & 0 & 3LI_z & 0 & -3I_z & 0 & 0 & 0 & 0 \\ & & 3I_y & 0 & -3LI_y & 0 & 0 & 0 & -3I_y & 0 & 0 & 0 \\ & & & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ & & & & 3L^2I_y & 0 & 0 & 0 & 3LI_y & 0 & 0 & 0 \\ & & & & & 3L^2I_z & 0 & -3LI_z & 0 & 0 & 0 & 0 \\ & & & & & & AL^2 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ & & & & & & & 3I_z & 0 & 0 & 0 & 0 \\ & & & & & & & & 3I_y & 0 & 0 & 0 \\ & & & & & & & & & 0 & 0 & 0 \\ & & & & & & & & & & 0 & 0 \\ & & & & & & & & & & & 0 \end{bmatrix} \quad (27-4)$$

Sym.

بردار نیروهای معادل گرهی $\bar{Q}_t^R$ نیز از رابطه‌ی (۲۸-۴) به دست می‌آید:

$$\bar{Q}_t^R = \begin{Bmatrix} 0 \\ \frac{3}{2l} \text{Sign}(M_{zj}) M_{pZ} \\ 0 \\ 0 \\ \text{Sign}(M_{zj}) M_{pZ} / 2 \\ 0 \\ -\frac{3}{2l} \text{Sign}(M_{zj}) M_{pZ} \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ \text{Sign}(M_{zj}) M_{pZ} \end{Bmatrix} \quad (28-4)$$

در نهایت برای اعضا با مفاصل پلاستیک در هر دو انتها، ماتریس سختی اصلاح شده $k_t^{=RL}$ ، از رابطه‌ی (۴)-

(۲۹) به دست می‌آید [۷۸، ۱۹]:

$$\frac{k_t^{=RL}}{L} = \frac{AE}{L} \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ & & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ & & & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ & & & & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ & & & & & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ & & & & & & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ & & & & & & & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ & & & & & & & & 0 & 0 & 0 & 0 \\ & & & & & & & & & 0 & 0 & 0 \\ & & & & & & & & & & 0 & 0 \\ & & & & & & & & & & & 0 \\ & & & & & & & & & & & & 0 \end{bmatrix} \quad (29-4)$$

Sym.

بردار نیروهای معادل گرهی $\bar{Q}_t^{LR}$ نیز از رابطه‌ی (۳۰-۴) به دست می‌آید:

$$\bar{Q}_t^{LR} = \left\{ \begin{array}{c} 0 \\ \frac{Sign(M_{zj}) + Sign(M_{zj})}{l} M_{pz} \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ Sign(M_{zi}) M_{pz} \\ 0 \\ -\frac{Sign(M_{zj}) + Sign(M_{zj})}{l} M_{pz} \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ Sign(M_{zj}) M_{pz} \end{array} \right\} \quad (30-4)$$

۴-۳-۶- ایجاد توابع حالت حدی تحت اثر نیروهای ترکیبی

یکی از فرضیاتی که برای سازه قاب خمشی در نظر گرفته می‌شود آن است که مقاطع بحرانی که پتانسیل تشکیل مفاصل پلاستیک دارند، محل اتصال اعضا و محل اعمال بارهای متمرکز است. به منظور تسهیل در تحلیل سازه، مقاطعی که پتانسیل تشکیل مفاصل پلاستیک دارند، دو انتهای اعضا در نظر گرفته می‌شود. بنابراین زمانی که شرط پلاستیک $g_k = 0$ ($k=i,j$) ارضا شود، در یک انتها یا هر دو انتهای عضو، خرابی رخ می‌دهد.

به منظور در نظر گرفتن تأثیر اندرکنش نیروهای داخلی بر شرایط پلاستیسیته، تابع تسلیم با

یک سطح خطی مطابق رابطه‌ی (۳۱-۴) تقریب زده می‌شود [۱۹]:

$$g_k = R_k - \bar{C}_k^T \bar{Q}_t = 0 \quad (k=i,j) \quad (31-4)$$

..... بهینه یابی بر مبنای قابلیت اعتماد

R_k مقاومت عضو در انتهای k است و بردار $\bar{C}_k^T$ با استفاده از خصوصیات هندسی عضو تعیین می‌شود. در قاب خمشی فضایی، زمانی که ظرفیت خمشی پلاستیک عضو حول محور Z به عنوان مقاومت مرجع در نظر گرفته شود، R_k و $\bar{C}_k^T$ به صورت زیر تعریف می‌شوند:

$$R_k = F_{yk} \cdot Z_{zk}$$

$$\bar{C}_i = \left(\frac{Z_{zi}}{A_i} \text{Sign}(F_{xi}), 0, 0, 0, \frac{Z_{zi}}{Z_{yi}} \text{Sign}(M_{yi}), \text{Sign}(M_{zi}), 0, 0, 0, 0, 0 \right) \quad (32-4)$$

$$\bar{C}_j = \left(0, 0, 0, 0, 0, \frac{Z_{zj}}{A_j} \text{Sign}(F_{xj}), 0, 0, 0, \frac{Z_{zj}}{Z_{yj}} \text{Sign}(M_{yj}), \text{Sign}(M_{zj}) \right)$$

در روابط فوق A_i و A_j مساحت سطح مقطع عضو، Z_{zk} و Z_{yk} به ترتیب اساس مقطع پلاستیک

حول محورهای Z و Y هستند. با استفاده از رابطه‌ی (۴-۲۰)، شکل صریح $\bar{k}_t^{(p)}$ و $\bar{Q}_t^{(p)}$ طبق روابط (۳۳-۴) تا (۳۶-۴) به دست می‌آیند:

(۱) زمانی که عضو رفتار الاستیک دارد:

$$\left. \begin{aligned} \bar{k}_t^{(p)} &= \bar{k}_t \\ \bar{Q}_t^{(p)} &= \bar{0} \end{aligned} \right\} \quad (33-4)$$

(۲) در حالتی که مفصل پلاستیک در انتهای چپ عضو شکل گیرد:

$$\left. \begin{aligned} \bar{k}_t^{(p)} (= \bar{k}_t^L) &= \bar{k}_t - \bar{k}_t \bar{C}_i^T \bar{C}_i \bar{k}_t / (\bar{C}_i \bar{k}_t \bar{C}_i^T) \\ \bar{Q}_t^{(p)} (= \bar{Q}_t^L) &= R_i \bar{k}_t \bar{C}_i^T / (\bar{C}_i \bar{k}_t \bar{C}_i^T) \end{aligned} \right\} \quad (34-4)$$

(۳) در حالتی که مفصل پلاستیک در انتهای راست عضو شکل گیرد:

$$\left. \begin{aligned} \bar{k}_t^{(p)} (= \bar{k}_t^R) &= \bar{k}_t - \bar{k}_t \bar{C}_j^T \bar{C}_j \bar{k}_t / (\bar{C}_j \bar{k}_t \bar{C}_j^T) \\ \bar{Q}_t'^{(p)} (= \bar{Q}_t'^R) &= R_j \bar{k}_t \bar{C}_j^T / (\bar{C}_j \bar{k}_t \bar{C}_j^T) \end{aligned} \right\} \quad (۳۵-۴)$$

(۴) در حالتی که مفصل پلاستیک در هر دو انتهای عضو شکل گیرد:

$$\left. \begin{aligned} \bar{k}_t^{(p)} (= \bar{k}_t^{LR}) &= \bar{k}_t - \bar{H}^T \bar{G}^{-1} \bar{H} \\ \bar{Q}_t'^{(p)} (= \bar{Q}_t'^{LR}) &= \bar{H}^T \bar{G}^{-1} \begin{Bmatrix} R_i \\ R_j \end{Bmatrix} \end{aligned} \right\} \quad (۳۶-۴)$$

که

$$\bar{G}^{-1} = \begin{bmatrix} \bar{C}_i \bar{k}_t \bar{C}_i^T & \bar{C}_i \bar{k}_t \bar{C}_j^T \\ \bar{C}_j \bar{k}_t \bar{C}_i^T & \bar{C}_j \bar{k}_t \bar{C}_j^T \end{bmatrix}^{-1} \quad \bar{H} = \begin{bmatrix} \bar{C}_i \bar{k}_t \\ \bar{C}_j \bar{k}_t \end{bmatrix}$$

به منظور ساده سازی و کاربرد راحت تر روابط فوق، ماتریس های $\bar{H}$ و $\bar{G}^{-1}$ پس از جایگذاری

مقادیر به شکل های زیر بیان می شوند:

$$[G] = \begin{bmatrix} \frac{E}{LAZ_Y^2} (4(\alpha + \beta) + \gamma^2) & \frac{E}{LAZ_Y^2} (2(\alpha + \beta) - \gamma^2) \\ \frac{E}{LAZ_Y^2} (2(\alpha + \beta) - \gamma^2) & \frac{E}{LAZ_Y^2} (4(\alpha + \beta) + \gamma^2) \end{bmatrix} \quad (۳۷-۴)$$

در نتیجه ماتریس معکوس به شکل زیر خواهد بود:

$$[G]^{-1} = \frac{LAZ_Y^2}{12E((\alpha + \beta)^2 + (\alpha + \beta)\gamma^2)} \begin{bmatrix} 4(\alpha + \beta) + \gamma^2 & -2(\alpha + \beta) - \gamma^2 \\ -2(\alpha + \beta) - \gamma^2 & 4(\alpha + \beta) + \gamma^2 \end{bmatrix} \quad (38-4)$$

در روابط فوق $\alpha = AI_Z.Z_Y^2$ ، $\beta = AI_Y.Z_Z^2$ و $\gamma = Z_Y.Z_Z$ تعریف شده‌اند. ترانهادهی ماتریس $\bar{H}$

نیز به شکل زیر خواهد بود:

$$[H]^T = \frac{E}{L^2} \begin{bmatrix} Z_Z L \text{Sign}(F_X) & -Z_Z L \text{Sign}(F_X) \\ 6I_Z \text{Sign}(M_Z) & 6I_Z \text{Sign}(M_Z) \\ -6I_Y \text{Sign}(M_Y) \left(\frac{Z_Z}{Z_Y} \right) & -6I_Y \text{Sign}(M_Y) \left(\frac{Z_Z}{Z_Y} \right) \\ 0 & 0 \\ 4I_Y L \text{Sign}(M_Y) \left(\frac{Z_Z}{Z_Y} \right) & 2I_Y L \text{Sign}(M_Y) \left(\frac{Z_Z}{Z_Y} \right) \\ 4I_Z L \text{Sign}(M_Z) & 2I_Z L \text{Sign}(M_Z) \\ -Z_Z L \text{Sign}(F_X) & Z_Z L \text{Sign}(F_X) \\ -6I_Z \text{Sign}(M_Z) & -6I_Z \text{Sign}(M_Z) \\ 6I_Y \text{Sign}(M_Y) \left(\frac{Z_Z}{Z_Y} \right) & 6I_Y \text{Sign}(M_Y) \left(\frac{Z_Z}{Z_Y} \right) \\ 0 & 0 \\ 2I_Y L \text{Sign}(M_Y) \left(\frac{Z_Z}{Z_Y} \right) & 4I_Y L \text{Sign}(M_Y) \left(\frac{Z_Z}{Z_Y} \right) \\ 2I_Z L \text{Sign}(M_Z) & 4I_Z L \text{Sign}(M_Z) \end{bmatrix} \quad (39-4)$$

همان طور که مشاهده می شود روابط ماتریسی به دست آمده پیچیده بوده و در محاسبات برنامه نویسی بسیار زمان بر خواهند بود. بنابراین در فصل پنجم راهکارهایی ارائه شده است تا علاوه بر کاهش حجم محاسبات و ساده سازی روابط، از دقت قابل قبولی نیز در تشکیل مکانیسم های سازه ای و در نهایت محاسبه ی احتمال خرابی سیستم سازه ای برخوردار باشد.

۴-۴- بهینه یابی احتمالاتی سازه ها

در مسائل بهینه یابی یقین اندیشانه^۱، هدف به حداقل رساندن وزن سازه تحت قیدهای یقین اندیشانه خاص نظیر تنش ها و تغییر مکان ها است. در بهینه یابی احتمالاتی^۲ سازه ها، با پارامترهایی از قبیل بار و مقاومت به صورت متغیرهای تصادفی رفتار می شود. به این ترتیب می توان احتمال خرابی سازه ها را در محاسبات ایمنی در نظر گرفت و با بررسی رفتار عضو و اندرکنش آن در سیستم های سازه ای، علاوه بر کمترین وزن، بیشترین قابلیت اعتماد را برای سازه و اعضای تشکیل دهنده آن به دست آورد. بدین منظور در فرآیند بهینه یابی، احتمال خرابی به صورت تابع هدف یا بخشی از آن و یا به عنوان محدودیت، مورد استفاده قرار می گیرد [۱۲، ۱۹].

در بهینه یابی احتمالاتی سازه ها مبتنی بر قابلیت اعتماد، یکی از رابطه سازی های زیر را بسته به نظر طراح می توان مورد استفاده قرار داد:

- ۱- کمینه سازی وزن تحت محدودیت قابلیت اعتماد اعضای سازه
- ۲- کمینه سازی وزن تحت محدودیت قابلیت اعتماد سیستم سازه ای
- ۳- کمینه سازی احتمال خرابی (یا بیشینه سازی شاخص قابلیت اعتماد سازه) تحت محدودیت

وزن

¹ Deterministic optimization

² Reliability-Based Optimization

در این تحقیق حالت دوم مورد ارزیابی قرار می گیرد. به عبارت دیگر هدف، یافتن کمینه ی وزن یک سازه قاب خمشی است به طوری که احتمال خرابی سیستم سازه ای آن از مقداری مجاز که قید مسئله طراحی است، کوچک تر باشد. در این تحقیق، سطوح مقطع و اساس مقطع اعضا، بارهای وارده به سازه و مقاومت تسلیم اعضا، متغیرهای تصادفی می باشند.

بدین منظور یک سازه فلزی با N_m عضو که در N_d گروه طراحی تعریف شده اند، در نظر گرفته می شود. در مسائل برنامه نویسی طراحی بهینه، باید یک بردار از مقادیر صحیح، $\mathbf{I}$ ، به دست آورد که تعداد مقاطع فولادی اختصاص داده شده به N_d گروه را نشان دهد [۷۹]:

$$\mathbf{I}^T = [I_1, I_2, \dots, I_{N_d}] \quad (40-4)$$

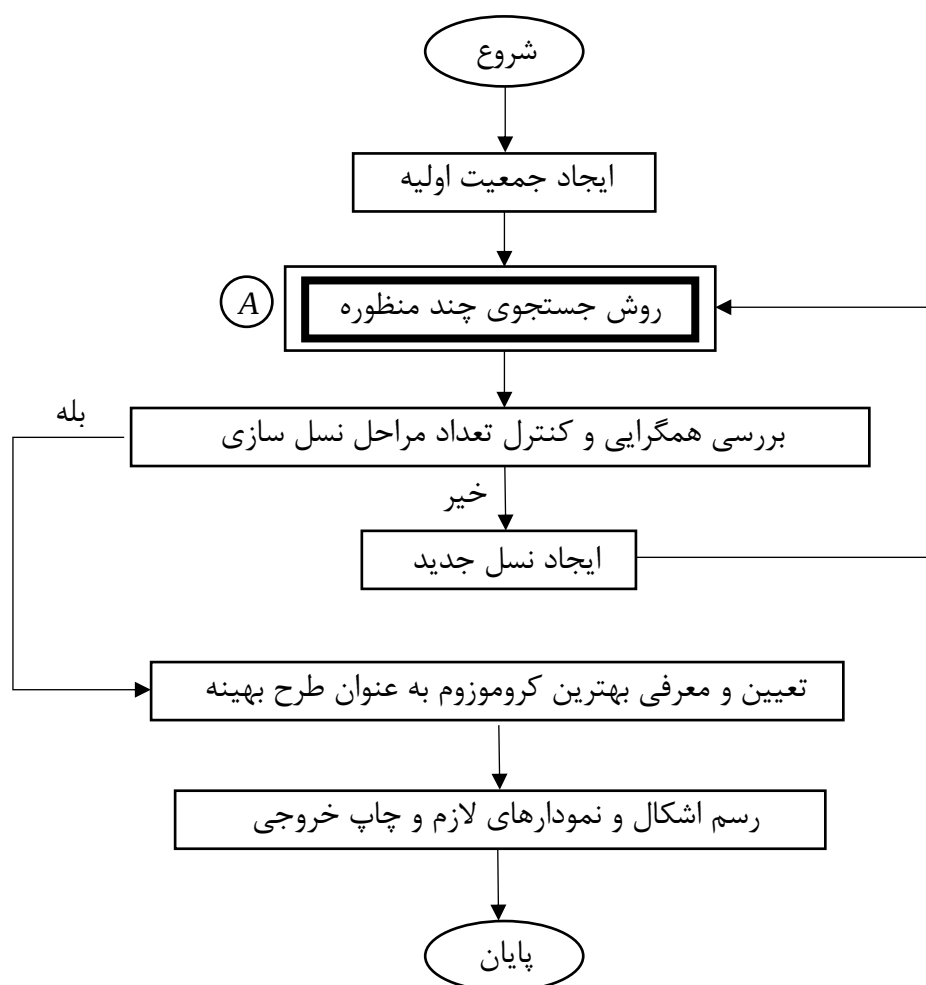
هدف کمینه سازی وزن، W ، سازه است؛ یعنی:

$$W = \sum_{i=1}^{N_d} \gamma_i A_i \sum_{j=1}^{N_t} L_j \quad (41-4)$$

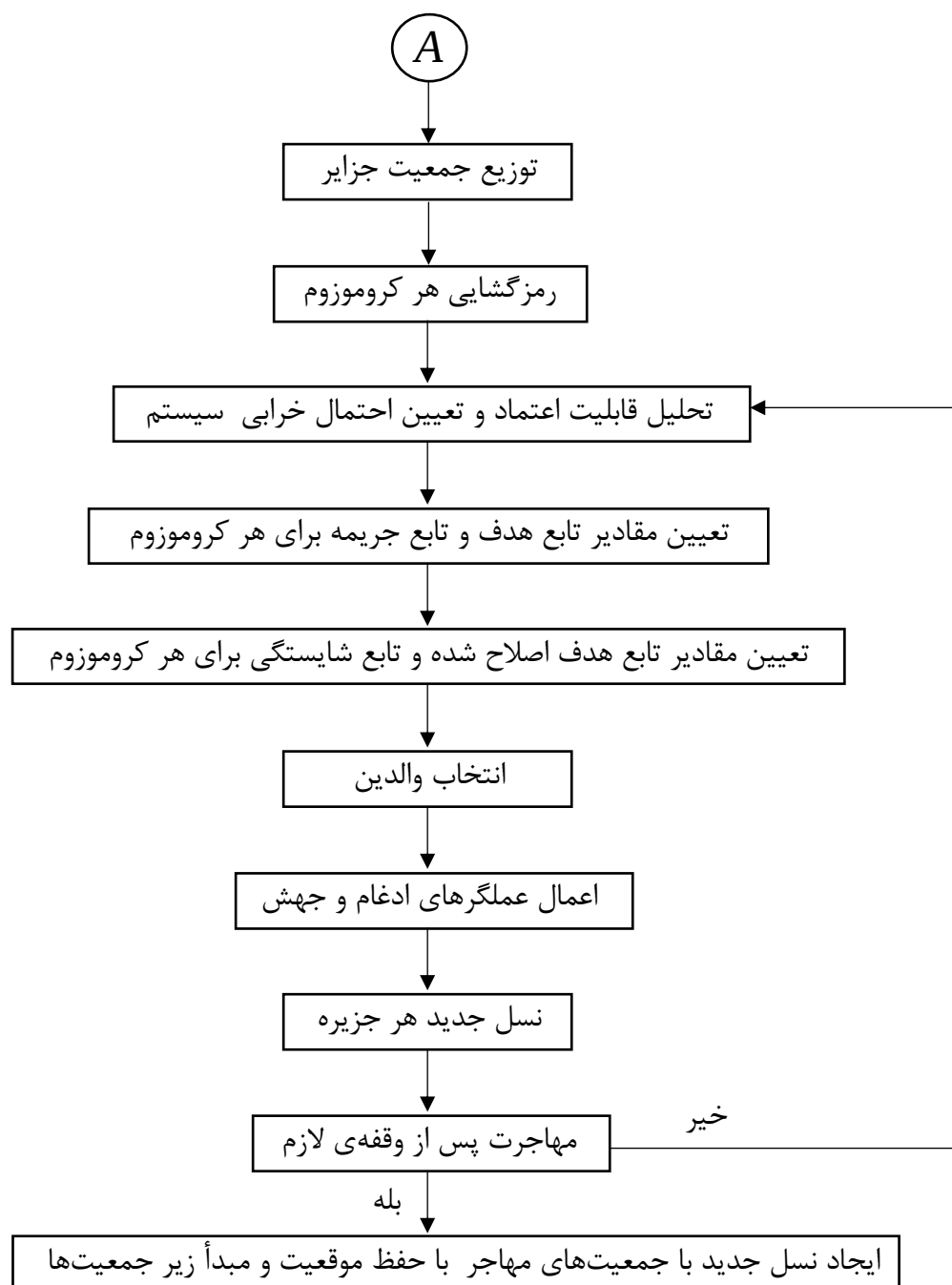
به طوری که قید زیر نقض نشود:

$$P_{fS} \leq P_{fmax}^{System} \quad (42-4)$$

در روابط بالا، A_i و γ_i به ترتیب مساحت مقطع عرضی و وزن مخصوص مقطع عضو فولادی می باشند که برای اعضای گروه N_m به کار گرفته شده اند. N_t ، تعداد اعضا در گروه N_m و L_j طول عضو N_m در گروه N_m است. P_{fS} نیز به احتمال خرابی سیستم سازه ای و P_{fmax}^{System} به حداکثر مقدار مجاز احتمال خرابی سیستم سازه ای اشاره دارد. شمای کلی این مراحل در شکل های (۴-۱۸) و (۴-۱۹) آمده است.



شکل (۴-۱۸) فرآیند بهینه یابی تحت قید قابلیت اعتماد بر اساس روش GA



شکل (۴-۱۹) فرآیند بهینه‌یابی با الگوریتم ژنتیک روش جستجوی چندمنظوره



راه کارهای پیشنهادی

۵-۱- پیش‌گفتار

در فصل‌های دوم تا چهارم مطالبی در مورد نظریه قابلیت اعتماد و الگوریتم ژنتیک مورد بحث و بررسی قرار گرفت. در فصل دوم به روش‌های متداول به دست آوردن احتمال خرابی سیستم سازه‌ای اشاره شد. از جمله روش‌های محاسبه‌ی احتمال خرابی سیستم سازه‌ای، روش‌های مبتنی بر مسیرهای خرابی و روش‌های شبیه‌سازی می‌باشند. روش‌های مبتنی بر مسیرهای خرابی علاوه بر اینکه پاسخ محافظه‌کارانه و غیردقیق ارائه می‌دهند، در بسیاری از سازه‌های متداول و رایج مشکلات و پیچیدگی‌های خاص خود را دارند. روش‌های شبیه‌سازی نظیر مونت کارلو و لاتین هاپر کیوب که شرح داده شدند نیز به دلیل نیاز به تولید تعداد زیادی از اعداد تصادفی، در فرآیند بهینه‌یابی بر مبنای قابلیت اعتماد زمان‌بر خواهند بود. این مشکل زمانی حادث‌تر خواهد بود که قید قابلیت اعتماد در فرآیند بهینه‌یابی، قابلیت اعتماد یا احتمال خرابی سیستم سازه‌ای باشد، که عمدتاً برای احتمال خرابی سیستم سازه‌ای مقادیر بسیار کوچکی در نظر گرفته می‌شود.

مطلب دیگری که در فصل چهارم به آن پرداخته شد، تأثیر اندرکنش نیروهای داخلی در تحلیل الاستو-پلاستیک سازه و در نهایت در تحلیل قابلیت اعتماد سیستم سازه‌ای است. روش ارائه‌شده در مرجع [۱۹] پیچیده بوده و نیازمند محاسبات بسیار سنگین عملیات ماتریسی است که در نتیجه انجام محاسبات بهینه‌یابی را بسیار زمان‌بر خواهد کرد. به همین دلیل در مطالعات گذشته، تحقیقات زیادی در زمینه‌ی بررسی تأثیر اندرکنش نیروهای داخلی در تحلیل قابلیت اعتماد سیستم سازه‌ای انجام نگرفته است.

در ادامه با توجه به آنچه بیان شد، راهکارهایی جهت کاهش حجم و زمان محاسبات در فرآیند بهینه‌سازی قاب خمشی سه‌بعدی فولادی تحت قید قابلیت اعتماد ارائه می‌شود که در دو قالب ذیل قرار دارند:

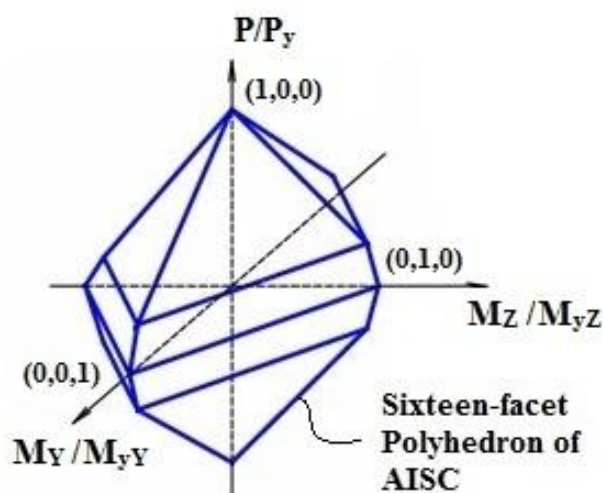
- ارائه‌ی روابط کاربردی جهت تأثیر اندرکنش نیروی محوری و لنگر خمشی دومحوره
 - بهبود روش نمونه‌برداری لاتین هاپیرکیوب
- در راه کارهای پیشنهادی و انجام محاسبات بهینه‌یابی بر مبنای قابلیت اعتماد سیستم سازه‌ای فرض‌های زیر در نظر گرفته شده است:
- متغیرهای تصادفی موجود با توزیع احتمال واقعی در نظر گرفته می‌شوند.
 - سطح مقطع و اساس مقطع اعضا، مقاومت تسلیم و بارگذاری، متغیرهای تصادفی مسئله هستند.
 - اعضای قاب خمشی، فولادی و شکل‌پذیر در نظر گرفته می‌شوند.
 - در بهینه‌یابی با روش الگوریتم ژنتیک از متغیرهای گسسته استفاده خواهد شد.
 - بارگذاری و تحلیل سازه به صورت استاتیکی فرض می‌شود.
 - در تحلیل سازه، اثر $P-\Delta$ در نظر گرفته نشده است.
 - خرابی سازه به صورت ایجاد ناپایداری کلی سازه در نظر گرفته می‌شود.
- در فصل ششم با ذکر مثال‌های عددی، صحت‌سنجی برنامه‌های نوشته‌شده و بررسی راه کارهای پیشنهادی تشریح می‌شود.

۵-۲- روابط کاربردی جهت تأثیر اندرکنش نیروی محوری و لنگر خمشی دومحوره

همان‌طور که پیش‌تر اشاره شد، در اکثر مطالعات مربوط به قاب‌های خمشی فولادی سه‌بعدی، به خاطر ساده‌سازی روابط و کاهش زمان انجام محاسبات تحلیل قابلیت اعتماد سیستم سازه‌ای معیار خرابی به صورت لنگر خمشی تنها در نظر گرفته شده و یا تأثیر نیروی محوری و لنگر خمشی جداگانه لحاظ شده است. روشی که کریستنسن و مورتسو در مرجع [۱۹] جهت بررسی تأثیر اندرکنش نیروهای داخلی ارائه دادند نیز با مشکلاتی همراه است. اول اینکه آن‌ها به منظور ساده‌سازی رابطه‌ی تابع خرابی با در نظر گرفتن سطح تسلیم خطی، مقاومت خمشی نهایی حول محور Z را به عنوان مقاومت مرجع در نظر گرفته‌اند. در این حالت تأثیر نیروی محوری و لنگر خمشی حول محور Y ، به صورت مقاومت معادل روی

محور Z تصویر می‌شود. علاوه بر آن همان‌طور که در بخش ۴-۳-۶ ملاحظه شد، محاسبات سنگین ماتریسی منجر به طولانی شدن زمان محاسبات در فرآیند بهینه‌یابی می‌گردد. لذا در این بخش سعی بر آن شده است تا با ارائه‌ی روابط ساده‌تر و منطقی، راهکار مناسبی جهت بررسی تأثیر اندرکنش نیروی محوری و لنگر خمشی دومحوره، جایگزین روش‌های دیگر شود.

در راهکار ارائه‌شده با استفاده از سطح تسلیم ۱۶ وجهی مطابق شکل (۵-۱) و با توجه به مفاهیم تحلیل الاستیک که در بخش ۴-۳ آمده است، در توابع حالات حدی بجای استفاده از ظرفیت خمشی پلاستیک مقاطع از ظرفیت خمشی حد الاستیک استفاده شده است. به عبارت دیگر شکل‌گیری مفصل پلاستیک در انتهای اعضا در اثر لنگر خمشی، رسیدن به ظرفیت لنگر خمشی حد الاستیک، M_y ، در نظر گرفته می‌شود. در نتیجه اصلاحات در ماتریس‌های سختی اعضا و بردارهای گرهی معادل متفاوت از روند تحلیل الاستو-پلاستیک خواهد بود. دلیل انتخاب این روش، انطباق بیشتر این راه‌کار با واقعیت می‌باشد؛ چراکه تحلیل سازه، تحلیل الاستیک بوده و در ماتریس سختی، از خصوصیات مکانیکی الاستیک مصالح استفاده می‌شود. ضمن آن‌که تعریف معیار خرابی بستگی به نظر طراح دارد و در این رساله معیار تسلیم حد الاستیک یا تسلیم اولیه مقطع، ملاک عملیات بهینه‌یابی قرار گرفته است.



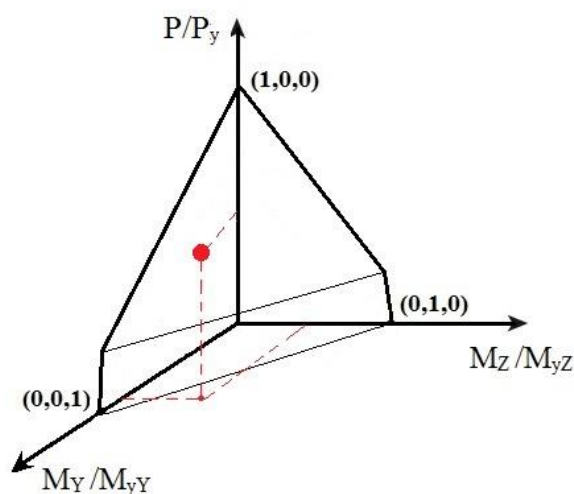
شکل (۵-۱) سطح تسلیم ۱۶ وجهی AISC

اصلاحات در ماتریس‌های سختی اعضا و بردارهای گرهی معادل در پنج حالت مختلف، بیان می‌شود. در هر حالت با معرفی تابع حالت حدی، شکل‌گیری مفاصل متناظر با تسلیم اولیه، کنترل شده و ماتریس‌های سختی با توجه به شکل‌گیری مفصل در انتهای چپ، انتهای راست یا هر دو انتهای عضو، اصلاح می‌گردند. پس از اصلاح ماتریس سختی اعضا و محاسبه‌ی بردار گرهی معادل، تحلیل سازه مجدداً انجام گرفته و شکل‌گیری مکانیسم در سازه با کنترل تکینگی در ماتریس سختی کل اصلاح‌شده $(\left| \overline{K}^{(p_q)} \right| = 0)$ بررسی می‌شود. این فرآیند تا شکل‌گیری مکانیسم در سازه یا عدم تشکیل مفصل جدید و عدم تکینگی در ماتریس سختی اصلاح‌شده‌ی کل، ادامه پیدا می‌کند.

در ادامه حالت‌های مختلف شکل‌گیری مفاصل متناظر با تسلیم اولیه در انتهای اعضا، ماتریس‌های سختی اصلاح‌شده‌ی اعضا و بردارهای گرهی معادل در هر حالت ارائه شده است.

$$\text{حالت اول: } (M_Z < M_{yZ} \quad \& \quad M_Y < M_{yY} \quad \& \quad P < P_y)$$

در حالت اول فرض بر آن است که لنگر خمشی انتهای عضو حول هر دو محور Z و Y ، از ظرفیت خمشی حد الاستیک مقطع، M_{yY} و M_{yZ} ، همچنین نیروی محوری موجود در مقطع از ظرفیت محوری، P_y ، کوچک‌تر باشد (شکل ۵-۲).



شکل (۵-۲) شکل‌گیری مفصل متناظر با تسلیم اولیه حالت اول

در این حالت علی‌رغم تشکیل خرابی یا بروز تسلیم اولیه در انتهای اعضای موردبررسی، هیچ‌کدام از ظرفیت‌های مقطع به‌تنهایی به حد الاستیک نرسیده‌اند؛ لذا ماتریسی سختی الاستیک اعضا بدون تغییر باقی می‌ماند و فقط بردار نیروهای گرهی معادل در محل تشکیل مفصل اعمال می‌گردد. تابع خرابی با رابطه‌ی (۱-۵) بیان می‌شود:

$$\begin{cases} g_k = \frac{P}{P_y} + \frac{8}{9} \frac{M_{zk}}{M_{yz}} + \frac{8}{9} \frac{M_{yk}}{M_{yY}} - 1 = 0 & \text{for } \frac{P}{P_y} \geq 0.2 \\ g_k = \frac{P}{2P_y} + \frac{M_{zk}}{M_{yz}} + \frac{M_{yk}}{M_{yY}} - 1 = 0 & \text{for } \frac{P}{P_y} < 0.2 \end{cases} \quad (1-5)$$

در رابطه‌ی فوق P نیروی محوری موردنیاز بدون ضرایب بار، P_y مقاومت محوری حد الاستیک عضو، M_{zk} و M_{yk} به ترتیب لنگرهای خمشی موردنیاز بدون ضرایب بار در انتهای k حول محوره‌های Z و Y ، M_{yz} و M_{yY} به ترتیب لنگرهای خمشی حد الاستیک حول محوره‌های Z و Y هستند. مقاومت محوری کششی یک تیر-ستون با فرض تسلیم تمام سطح مقطع، A_g ، بر اساس رابطه‌ی $P_y = \frac{A_g F_y}{1.67}$ به‌دست می‌آید. مقاومت محوری فشاری عضو بدون ضریب تقلیل ظرفیت به‌صورت زیر حاصل می‌گردد:

$$P_y = \begin{cases} F_y A_g (0.658^{\frac{F_y}{F_e}}) / 1.67 & \text{اگر } F_e \geq 0.44 F_y \\ 0.525 F_e A_g & \text{اگر } F_e < 0.44 F_y \end{cases} \quad (2-5)$$

که $F_e = \pi^2 E / \lambda_{max}^2$ تنش اولر می‌باشد. با مرتب‌سازی رابطه‌ی (۱-۵) می‌توان حداقل نیروی

محوری، P^* ، که باعث تشکیل خرابی متناظر با تسلیم اولیه در انتهای عضو می‌شود، به دست آورد:

$$\begin{cases} P^* = P_y \left(1 - \frac{8}{9} \frac{M_{zk}}{M_{yz}} - \frac{8}{9} \frac{M_{yk}}{M_{yY}} \right) & \text{for } \frac{P}{P_y} \geq 0.2 \\ P^* = 2P_y \left(1 - \frac{M_{zk}}{M_{yz}} - \frac{M_{yk}}{M_{yY}} \right) & \text{for } \frac{P}{P_y} < 0.2 \end{cases} \quad (3-5)$$

با استفاده از نیروی محوری P^* و لنگرهای خمشی انتهای اعضا M_{Zk} و M_{Yk} ، بردارهای گرهی

معادل از روابط زیر به دست می‌آیند.

زمانی که مفصل متناظر با تسلیم اولیه در انتهای چپ عضو تشکیل می‌شود:

$$\overline{Q}_t^L = \left\{ \begin{array}{c} + P^* \\ \frac{3}{2l} \text{Sign}(M_{Zi}) M_{Zi} \\ - \frac{3}{2l} \text{Sign}(M_{Yi}) M_{Yi} \\ 0 \\ \text{Sign}(M_{Yi}) M_{Yi} \\ \text{Sign}(M_{Zi}) M_{Zi} \\ - P^* \\ - \frac{3}{2l} \text{Sign}(M_{Zi}) M_{Zi} \\ \frac{3}{2l} \text{Sign}(M_{Yi}) M_{Yi} \\ 0 \\ \text{Sign}(M_{Yi}) M_{Yi} / 2 \\ \text{Sign}(M_{Zi}) M_{Zi} / 2 \end{array} \right\} \quad (4-5)$$

• زمانی که مفصل متناظر با تسلیم اولیه در انتهای راست عضو تشکیل می‌شود:

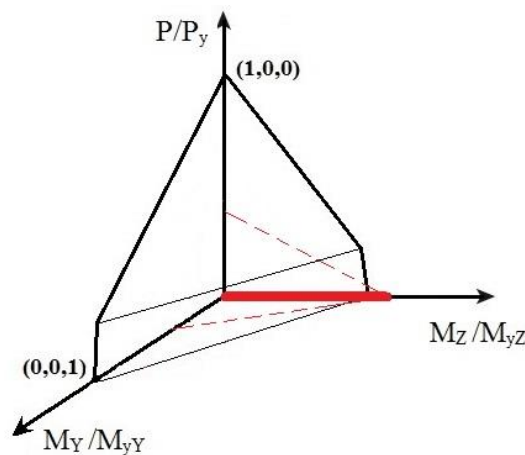
$$\overline{Q}_t^R = \left\{ \begin{array}{c} + P^* \\ \frac{3}{2l} \text{Sign}(M_{Zj}) M_{Zj} \\ - \frac{3}{2l} \text{Sign}(M_{Yj}) M_{Yj} \\ 0 \\ \text{Sign}(M_{Yj}) M_{Yj} / 2 \\ \text{Sign}(M_{Zj}) M_{Zj} / 2 \\ - P^* \\ - \frac{3}{2l} \text{Sign}(M_{Zj}) M_{Zj} \\ \frac{3}{2l} \text{Sign}(M_{Yj}) M_{Yj} \\ 0 \\ \text{Sign}(M_{Yj}) M_{Yj} \\ \text{Sign}(M_{Zj}) M_{Zj} \end{array} \right\} \quad (5-5)$$

- زمانی که مفصل متناظر با تسلیم اولیه در هر دو انتهای عضو تشکیل می‌شود:

$$\overline{Q}_t^{LR} = \left\{ \begin{array}{c} +P^* \\ \frac{\text{Sign}(M_{Zi})M_{Zi} + \text{Sign}(M_{Zj})M_{Zj}}{l} \\ \frac{\text{Sign}(M_{Yi})M_{Yi} + \text{Sign}(M_{Yj})M_{Yj}}{l} \\ 0 \\ \text{Sign}(M_{Yi})M_{Yi} \\ \text{Sign}(M_{Zi})M_{Zi} \\ -P^* \\ \frac{\text{Sign}(M_{Zi})M_{Zi} + \text{Sign}(M_{Zj})M_{Zj}}{l} \\ \frac{\text{Sign}(M_{Yi})M_{Yi} + \text{Sign}(M_{Yj})M_{Yj}}{l} \\ 0 \\ \text{Sign}(M_{Yj})M_{Yj} \\ \text{Sign}(M_{Zj})M_{Zj} \end{array} \right\} \quad (6-5)$$

حالت دوم: $(M_Z \geq M_{yz} \quad \& \quad M_Y < M_{yY})$

در این حالت فرض بر آن است که شکل‌گیری مفصل متناظر با تسلیم اولیه در اثر لنگر خمشی انتهای عضو حول محور Z است که از ظرفیت خمشی حد الاستیک مقطع، M_{yz} ، فراتر رفته است (شکل ۵-۳) و لنگر خمشی حول محور Y در تراز پایین‌تر از ظرفیت خمشی حد الاستیک M_{yY} می‌باشد.



شکل (۵-۳) شکل‌گیری مفصل متناظر با تسلیم اولیه حالت دوم

پس از تشکیل مفصل متناظر با تسلیم اولیه ، بردارهای گرهی معادل، به صورت زیر به دست می آیند.

- زمانی که مفصل متناظر با تسلیم اولیه در انتهای چپ عضو تشکیل می شود:

$$\overline{Q}_t^L = \left\{ \begin{array}{c} 0 \\ \frac{3}{2l} \text{Sign}(M_{Zi})M_{yz} \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ \text{Sign}(M_{Zi})M_{yz} \\ 0 \\ -\frac{3}{2l} \text{Sign}(M_{Zi})M_{yz} \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ \text{Sign}(M_{Zi})M_{yz}/2 \end{array} \right\} \quad (V-5)$$

- زمانی که مفصل متناظر با تسلیم اولیه در انتهای راست عضو تشکیل می شود:

$$\overline{Q}_t^R = \left\{ \begin{array}{c} 0 \\ \frac{3}{2l} \text{Sign}(M_{Zj})M_{yz} \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ \text{Sign}(M_{Zj})M_{yz}/2 \\ 0 \\ -\frac{3}{2l} \text{Sign}(M_{Zj})M_{yz} \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ \text{Sign}(M_{Zj})M_{yz} \end{array} \right\} \quad (A-5)$$

- زمانی که مفصل متناظر با تسلیم اولیه در هر دو انتهای عضو تشکیل می‌شود:

$$\overline{Q}_t^{LR} = \begin{Bmatrix} 0 \\ \frac{\text{Sign}(M_{Zi}) + \text{Sign}(M_{Zj})}{l} M_{yz} \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ \text{Sign}(M_{Zi}) M_{yz} \\ 0 \\ -\frac{\text{Sign}(M_{Zi}) + \text{Sign}(M_{Zj})}{l} M_{yz} \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ \text{Sign}(M_{Zj}) M_{yz} \end{Bmatrix} \quad (9-5)$$

ماتریس سختی اعضا با استفاده از روابط (۵-۱۰) تا (۵-۱۲) اصلاح شده و ماتریس‌های k_t^L ، k_t^R و

k_t^{RL} به صورت زیر به دست می‌آیند.

- زمانی که مفصل متناظر با تسلیم اولیه در انتهای چپ عضو تشکیل می‌شود:

$$\overline{k}_t^L = \frac{E}{L^3} \begin{bmatrix} AL^2 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -AL^2 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 3I_z & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -3I_z & 0 & 0 & 0 & 3LI_z & 0 \\ 3I_y & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -3I_y & 0 & -3LI_y & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ AL^2 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 3I_z & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -3LI_z & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 3I_y & 0 & 3LI_y & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ \text{Sym.} & & & & & & & & & & & \\ & & & & & & & & & & & 3L^2 I_y & 0 \\ & & & & & & & & & & & 0 & 3L^2 I_z \end{bmatrix} \quad (10-5)$$

• زمانی که مفصل متناظر با تسلیم اولیه در انتهای راست عضو تشکیل می‌شود:

$${}^{=R}k_t = \frac{E}{L^3} \begin{bmatrix} AL^2 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -AL^2 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 3I_z & 0 & 0 & 0 & 3LI_z & 0 & -3I_z & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 3I_y & 0 & -3LI_y & 0 & 0 & 0 & 0 & -3I_y & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 3L^2I_y & 0 & 0 & 0 & 3LI_y & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 3L^2I_z & 0 & -3LI_z & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ AL^2 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 3I_z & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 3I_y & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (11-5)$$

Sym.

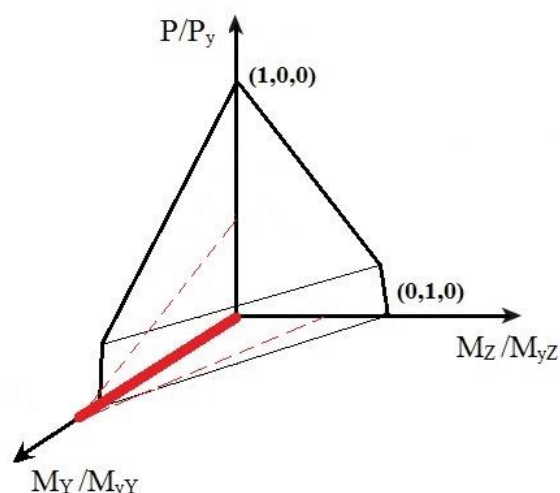
• زمانی که مفصل متناظر با تسلیم اولیه در هر دو انتهای عضو تشکیل می‌شود:

$${}^{=RL}k_t = \frac{AE}{L} \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (12-5)$$

Sym.

حالت سوم: ($M_Z < M_{yZ}$ & $M_Y \geq M_{yY}$)

در این حالت فرض بر آن است که شکل‌گیری مفصل متناظر با تسلیم اولیه در اثر لنگر خمشی انتهای عضو حول محور Y است که از ظرفیت خمشی حد الاستیک مقطع، M_{yY} ، فراتر می‌رود (شکل ۴-۵) و لنگر خمشی حول محور Z کمتر از ظرفیت خمشی حد الاستیک، M_{yZ} ، می‌باشد.



شکل (۴-۵) شکل‌گیری مفصل متناظر با تسلیم اولیه حالت سوم

در این حالت نیز از آنجاکه شرط تشکیل مفصل متناظر با تسلیم اولیه، تجاوز لنگر خمشی موجود از لنگر خمشی حد الاستیک مقطع می‌باشد؛ در نتیجه ماتریس‌های سختی اصلاح‌شده، همانند حالت دوم از روابط (۵-۱۰) تا (۵-۱۲) به دست می‌آیند. بردارهای گرهی معادل نیز به شکل روابط (۵-۱۳) تا (۵-۱۵) می‌باشند.

• زمانی که مفصل متناظر با تسلیم اولیه در انتهای چپ عضو تشکیل می‌شود:

$$\overline{Q}_t^L = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ -\frac{3}{2l} \text{Sign}(M_{Yi}) M_{yY} \\ 0 \\ \text{Sign}(M_{Yi}) M_{yY} \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ \frac{3}{2l} \text{Sign}(M_{Yi}) M_{yY} \\ 0 \\ \text{Sign}(M_{Yi}) M_{yY} / 2 \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (۵-۱۳)$$

- زمانی که مفصل متناظر با تسلیم اولیه در انتهای راست عضو تشکیل می‌شود:

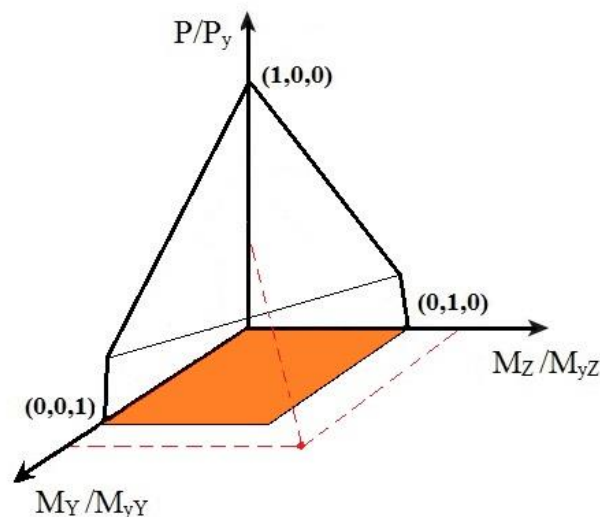
$$\overline{Q}_t^R = \left\{ \begin{array}{c} 0 \\ 0 \\ -\frac{3}{2l} \text{Sign}(M_{Yj}) M_{yY} \\ 0 \\ \text{Sign}(M_{Yj}) M_{yY} / 2 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ \frac{3}{2l} \text{Sign}(M_{Yj}) M_{yY} \\ 0 \\ \text{Sign}(M_{Yj}) M_{yY} \\ 0 \end{array} \right\} \quad (14-5)$$

- زمانی که مفصل متناظر با تسلیم اولیه در هر دو انتهای عضو تشکیل می‌شود:

$$\overline{Q}_t^{LR} = \left\{ \begin{array}{c} 0 \\ 0 \\ -\frac{\text{Sign}(M_{Yi}) + \text{Sign}(M_{Yj})}{l} M_{yY} \\ 0 \\ \text{Sign}(M_{Yi}) M_{yY} \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ \frac{\text{Sign}(M_{Yi}) + \text{Sign}(M_{Yj})}{l} M_{yY} \\ 0 \\ \text{Sign}(M_{Yj}) M_{yY} \\ 0 \end{array} \right\} \quad (15-5)$$

حالت چهارم: $(M_Z \geq M_{yZ} \quad \& \quad M_Y \geq M_{yY})$

در این حالت فرض بر آن است که لنگر خمشی انتهای عضو حول هر دو محور Z و Y ، از ظرفیت خمشی حد الاستیک مقطع، M_{yZ} و M_{yY} ، فراتر رود (شکل ۵-۵).

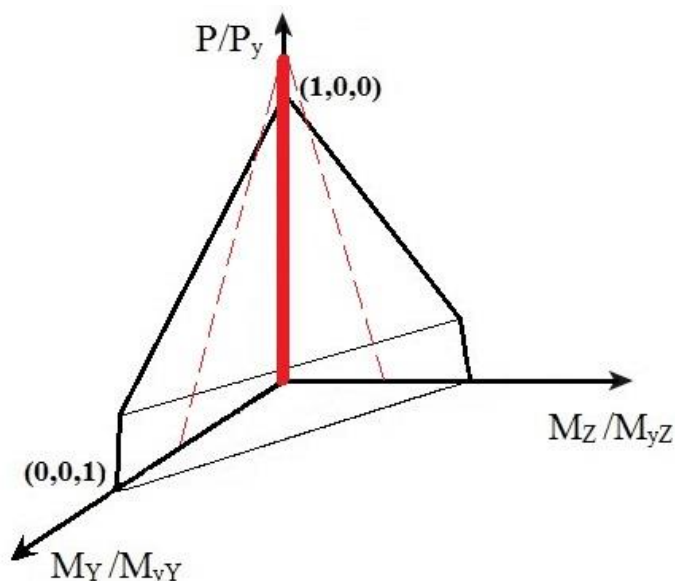


شکل (۵-۵) شکل گیری مفصل متناظر با تسلیم اولیه حالت چهارم

در این حالت ماتریس‌های سختی اصلاح شده و بردارهای معادل گرهی با استفاده از روابط حالت دوم یا حالت سوم و با توجه به بزرگی لنگرهای خمشی انتهای اعضا به دست می‌آیند. چنانچه $(M_Z \geq M_Y)$ باشد از روابط ارائه شده در حالت دوم و اگر $(M_Y \geq M_Z)$ باشد از روابط حالت سوم استفاده می‌شود.

حالت پنجم: $(M_Z < M_{yZ} \quad \& \quad M_Y < M_{yY} \quad \& \quad P \geq P_y)$

در حالت پنجم فرض بر آن است که نیروی محوری موجود در مقطع از ظرفیت محوری، P_y ، فراتر رفته است؛ اما لنگر خمشی انتهای عضو حول هر دو محور Z و Y ، کوچک‌تر از ظرفیت خمشی حد الاستیک مقطع، M_{yZ} و M_{yY} هستند (شکل ۵-۶).



شکل (۵-۶) شکل گیری مفصل متناظر با تسلیم اولیه حالت پنجم

در این حالت از آنجا که خرابی عضو ناشی از نیروی محوری است، لذا در ماتریس سختی اصلاح-
شده‌ی عضو فقط تغییر در درآیه‌ی نیروی محوری بوده و از سختی محوری عضو صرف نظر می‌شود. سایر
درآیه‌های ماتریس سختی بدون تغییر باقی می‌مانند چراکه مقطع همچنان قادر به تحمل لنگر خمشی
و نیروی برشی می‌باشد. پس ماتریس سختی اصلاح شده طبق رابطه‌ی (۵-۱۶) بیان می‌شود.

$$= \frac{E}{L^3} \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 12I_z & 0 & 0 & 0 & 6LI_z & 0 & -12I_z & 0 & 0 & 0 & 0 & 6LI_z \\ 12I_y & 0 & -6LI_y & 0 & 0 & 0 & 0 & -12I_y & 0 & -6LI_y & 0 & 0 \\ \frac{GJL^2}{E} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -\frac{GJL^2}{E} & 0 & 0 & 0 \\ 4L^2I_y & 0 & 0 & 0 & 0 & 6LI_y & 0 & 2L^2I_y & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 4L^2I_z & 0 & -6LI_z & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 2L^2I_z & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 12I_z & 0 & 0 & 0 & 0 & -6LI_z & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 12I_y & 0 & 6LI_y & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ \text{Sym.} & & & & & & & & \frac{GJL^2}{E} & 0 & 0 & 0 \\ & & & & & & & & 4L^2I_y & 0 & 0 & 0 \\ & & & & & & & & & 4L^2I_z & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (۵-۱۶)$$

بردار گرهي معادل نيز از رابطه‌ی (۱۷-۵) به دست می‌آید.

$$\overline{Q'}_t = \begin{Bmatrix} +P_y \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ -P_y \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (۱۷-۵)$$

۳-۵- بهبود روش نمونه‌برداری لاتین هایپر کیوب

در روش شبیه‌سازی مونت کارلو جهت کاهش خطای احتمالاتی، باید تعداد نمونه‌ها بسیار زیاد باشد که در نتیجه تعداد زیاد محاسبات را در پی خواهد داشت. به همین دلیل روش‌های نمونه‌برداری مختلف نظیر نمونه‌برداری بااهمیت^۱، نمونه‌برداری تطبیقی^۲، نمونه‌برداری لاتین هایپر کیوب و روش انتظار شرطی^۳ جهت کاهش تعداد نمونه‌ها و بهبود دقت تخمین، توسعه داده شده‌اند.

همان‌طور که در فصل دوم اشاره شد، در روش نمونه‌برداری لاتین هایپر کیوب (LHS)، فضای نمونه‌برداری به بازه‌هایی تقسیم می‌شود و از هر بازه تنها تعداد محدودی از بسیاری از نمونه‌های ممکن انتخاب می‌شوند. در نهایت N مجموعه از نمونه‌ها وجود دارد که می‌توان آن‌ها را به‌عنوان N بردار تعبیر کرد. در روش LHS ، بازه‌ها می‌توانند ثابت یا متغیر باشند. در تحقیق حاضر به‌منظور کاهش تعداد

¹ Important sampling

² Adaptive sampling technique

³ Conditional expectation technique

شبیه‌سازی‌ها، یک بازه‌ی متغیر خاص به نام نمونه‌برداری لاتین هایپرکیوب اصلاح شده ($M-LHS$) پیشنهاد شده است.

در روش $M-LHS$ پیشنهادی، با الهام از روش $2k+1$ روزنبلوت، آرایش بازه‌ها طوری انتخاب می‌شود که در فواصل $+\sigma_x \pm \sigma_x/2$ و $-\sigma_x \pm \sigma_x/2$ از مقدار میانگین، بیشترین حجم از نمونه‌های انتخابی را داشته باشیم که σ_x انحراف استاندارد متغیر طراحی X می‌باشد. بر اساس مثال‌های حل شده که در فصل ششم تشریح می‌شوند، پیشنهاد شده است که حدود ۷۰ الی ۸۰ درصد نمونه‌ها از این محدوده‌ها انتخاب شوند. در رساله‌ی حاضر از متغیرهای تصادفی با توابع چگالی احتمال نرمال، لگ-نرمال، حدی نوع یک و مکمل حدی نوع دو استفاده شده است. در ادامه نحوه‌ی تولید اعداد تصادفی در محدوده‌ی بازه‌های منتخب آمده است.

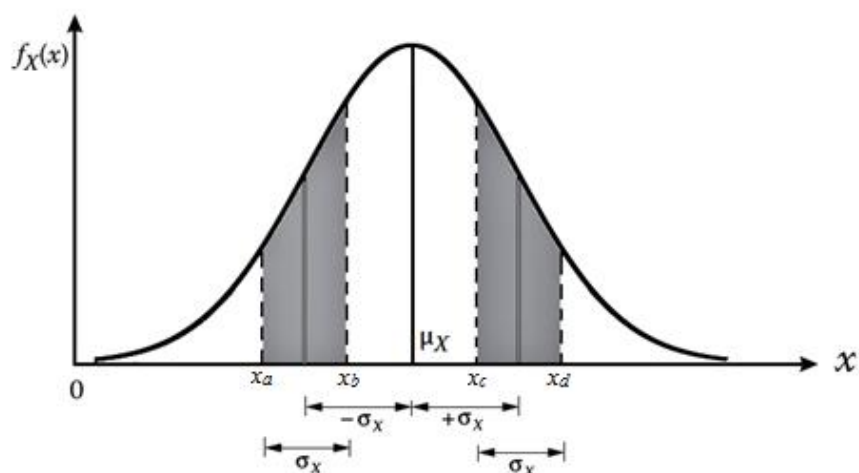
۵-۳-۱- متغیر تصادفی نرمال

برای متغیرهای تصادفی نرمال با مقدار میانگین μ_X و انحراف استاندارد σ_X با توجه به شکل (۷-۵) مشاهده می‌شود که بیشترین حجم نمونه‌های انتخابی در محدوده‌های x_a تا x_b و x_c تا x_d قرار می‌گیرند:

$$\begin{aligned} x_a &= \mu_X + (-\sigma_X - \frac{\sigma_X}{2}) = \mu_X - \frac{3}{2}\sigma_X \\ x_b &= \mu_X + (-\sigma_X + \frac{\sigma_X}{2}) = \mu_X - \frac{1}{2}\sigma_X \\ x_c &= \mu_X + (+\sigma_X - \frac{\sigma_X}{2}) = \mu_X + \frac{1}{2}\sigma_X \\ x_d &= \mu_X + (+\sigma_X + \frac{\sigma_X}{2}) = \mu_X + \frac{3}{2}\sigma_X \end{aligned} \quad (۱۸-۵)$$

با استفاده از رابطه‌ی (۱۹-۵) متغیرهای استاندارد نرمال z_i مرتبط با مقادیر x_a, x_b, x_c و x_d به دست می‌آیند:

$$z_i = \frac{x_i - \mu_X}{\sigma_X} \quad (۱۹-۵)$$



شکل (۷-۵) آرایش بازه‌ها برای متغیر تصادفی نرمال در روش *M-LHS*

درنهایت، برای تعیین مقادیر محدوده‌های اعداد تصادفی یکنواخت u_i ، مرتبط با z_i از رابطه‌ی

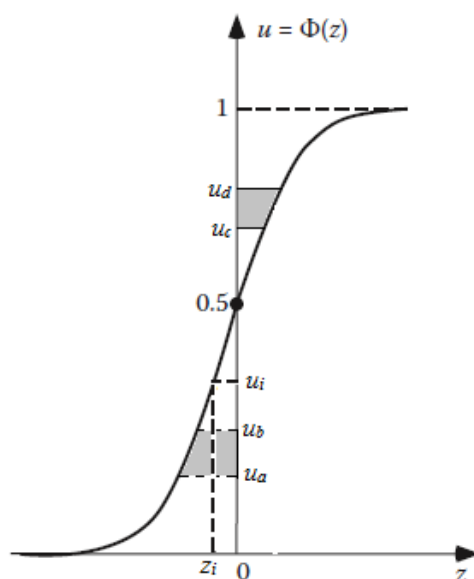
(۲۰-۵) استفاده می‌شود:

$$u_i = \Phi(z_i) \quad (۲۰-۵)$$

با در اختیار داشتن مقادیر u_a ، u_b ، u_c و u_d مطابق شکل (۸-۵)، محدوده‌ی متغیر تصادفی

یکنواخت U ، به زیربازه‌هایی تقسیم می‌شود. با اختصاص درصد مشخصی از تعداد کل نمونه‌ها به هر

زیربازه، می‌توان تولید اعداد تصادفی x_i را در محدوده‌های منتخب انجام داد.



شکل (۸-۵) آرایش بازه‌ها برای متغیر تصادفی یکنواخت U

۵-۳-۲- متغیر تصادفی لگ نرمال

همان طور که در فصل دوم اشاره شد، برای متغیر تصادفی لگ نرمال X ، متغیر تصادفی $Y = \ln(X)$ با توزیع احتمال نرمال تعریف می شود که مقادیر میانگین و انحراف استاندارد Y از روابط (۲-۲۶) و (۲-۲۷) به دست می آیند. در نتیجه برای تولید اعداد تصادفی لگ نرمال x_i ، ابتدا اعداد تصادفی نرمال y_i ایجاد شده و پس از آن با استفاده از رابطه ی (۵-۲۱) اعداد تصادفی لگ نرمال x_i تولید می شوند.

$$x_i = \exp[y_i] = \exp[\mu_Y + z_i \sigma_Y] \quad (۵-۲۱)$$

با توجه به آنکه متغیر تصادفی Y یک متغیر تصادفی با توزیع احتمال نرمال است، همانند توضیحات بخش ۵-۳-۱ ابتدا مقادیر y_a, y_b, y_c و y_d با استفاده از رابطه ی (۵-۲۲) محاسبه شده و پس از آن مقادیر اعداد تصادفی نرمال استاندارد z_i ، مرتبط با این مقادیر به دست می آیند. در نهایت با استفاده از رابطه ی (۵-۲۰) مقادیر ابتدا و انتهای محدوده های اعداد تصادفی یکنواخت u_i ، مرتبط با z_i محاسبه می شوند.

$$\begin{aligned} y_a &= \mu_Y - \frac{3}{2} \sigma_Y \\ y_b &= \mu_Y - \frac{1}{2} \sigma_Y \\ y_c &= \mu_Y + \frac{1}{2} \sigma_Y \\ y_d &= \mu_Y + \frac{3}{2} \sigma_Y \end{aligned} \quad (۵-۲۲)$$

۵-۳-۳- متغیرهای تصادفی حالت حدی نوع یک و حالت حدی نوع دو

محاسبه ی محدوده های انتخابی برای این نوع متغیرهای تصادفی کمی متفاوت از متغیرهای نرمال و لگ نرمال است. برای تولید اعداد تصادفی با توابع احتمال حدی نوع یک و حدی نوع دو از روش تبدیل معکوس که در بخش ۲-۵-۴ شرح داده شد و روابط (۵-۲۳) و (۵-۲۴) استفاده می شود:

$$x_i = u - \frac{\ln(-\ln(u_i))}{\alpha} \quad (23-5) \text{ تکراری}$$

$$x_i = u \div (-\ln(u_i))^{\frac{1}{\alpha}} \quad (24-5) \text{ تکراری}$$

بدین منظور با استفاده از مقادیر میانگین و انحراف استاندارد متغیر تصادفی X ، مقادیر x_a ، x_b

x_c و x_d از رابطه‌ی (۱۸-۵) محاسبه می‌شوند. سپس با جایگذاری این مقادیر در روابط (۲۳-۵) و (۵-۵)

(۲۴)، مقادیر u_i مرتبط با x_i ، که ابتدا و انتهای محدوده‌ی بازه‌های منتخب را مشخص می‌کنند، به‌دست می‌آیند.

برای متغیرهای تصادفی با توزیع مکمل حالت حدی دو، بجای رابطه‌ی (۲۴-۵) از رابطه‌ی (۵-۵)

(۲۵) استفاده می‌شود.

$$x_i = u \div (-\ln(1 - u_i))^{\frac{1}{\alpha}} \quad (25-5)$$

لازم به ذکر است که روش پیشنهادی برای متغیرهای طراحی با توزیع احتمال نرمال، لگ‌نرمال،

تابع حدی نوع I و تابع حدی نوع II قابل‌استفاده می‌باشند و برای متغیرهای تصادفی با سایر توابع توزیع

احتمال نیاز به مطالعات و بررسی‌های بیشتر دارد.

در فصل ششم با ارائه‌ی مثال‌های عددی، به ارزیابی برنامه‌های نوشته‌شده و راهکارهای

پیشنهادی پرداخته شده است.



فصل ششم

مثال‌های عددی

۶-۱- پیش‌گفتار

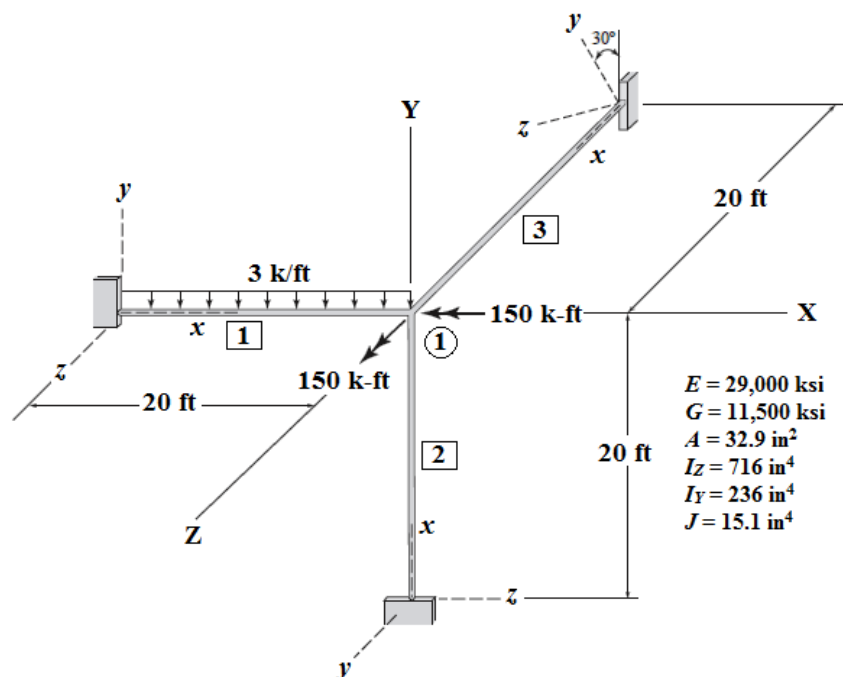
در فصل پنجم به‌منظور در نظر گرفتن اندرکنش نیروی محوری و لنگر خمشی دومحوره، همچنین جهت تسريع در امر بهینه‌یابی دو راهکار پیشنهاد شد. در راهکار اول جهت بررسی تاثیر اندرکنش نیروی محوری و لنگر خمشی دومحوره در پنج حالت مختلف، روابطی برای ماتریس سختی اصلاح‌شده و بردار نیروهای معادل گرهی ارائه شد. راهکار دوم که لاتین هاپیرکیوب اصلاح‌شده، $M-LHS$ ، نام‌گذاری شد، به‌منظور کاهش تعداد شبیه‌سازی‌های لازم جهت محاسبه‌ی احتمال خرابی پیشنهاد شد. در این فصل با ارائه مثال‌هایی، صحت‌سنجی برنامه‌های نوشته‌شده و تاثیر این راهکارهای پیشنهادی، به‌طور جداگانه و در ترکیب با سایرین، مورد ارزیابی قرار می‌گیرد.

۶-۲- تحلیل اجزای محدود قاب خمشی

قاب خمشی از رایج‌ترین سازه‌های ساختمانی است که از گذشته تا به حال مورد استفاده قرار گرفته و به وجود آمدن سیستم‌های مختلف از اهمیت و ارزش آن نکاسته است. یکی از مهم‌ترین شرایط صحت-سنجی برنامه‌ی نوشته‌شده در این تحقیق برای تحلیل قابلیت اعتماد سیستم سازه‌ای، صحت عملکرد تحلیل اجزاء محدود آن می‌باشد. لذا در ادامه، یک مثال قاب سه‌بعدی از مرجع [۷۸] انتخاب شده است که نتایج حاصل از برنامه اجزاء محدود نوشته‌شده و نتایج مرجع، صحت این برنامه را نشان می‌دهد.

مثال ۶-۱: صحت سنجی برنامه‌ی نوشته‌شده تحلیل اجزای محدود

در شکل (۶-۱) قاب سه‌بعدی با مشخصات عضوها و شماره‌گذاری گره‌ها نشان داده شده است. پس از تحلیل اجزای محدود که با زبان برنامه‌نویسی *CSharp* برای قاب‌های سه‌بعدی نوشته شده است، تغییر مکان گره ۱ و نیروهای داخلی تمام عضوها به دست آمده است. مقادیر نیروهای داخلی عضوها در جدول (۶-۱) آمده است.



شکل (۱-۶) قاب سه بعدی مربوط به مثال ۱-۶ [۷۸]

جدول (۱-۶) مقایسه‌ی نتایج نیروهای داخلی عضوهای قاب مثال ۱-۶

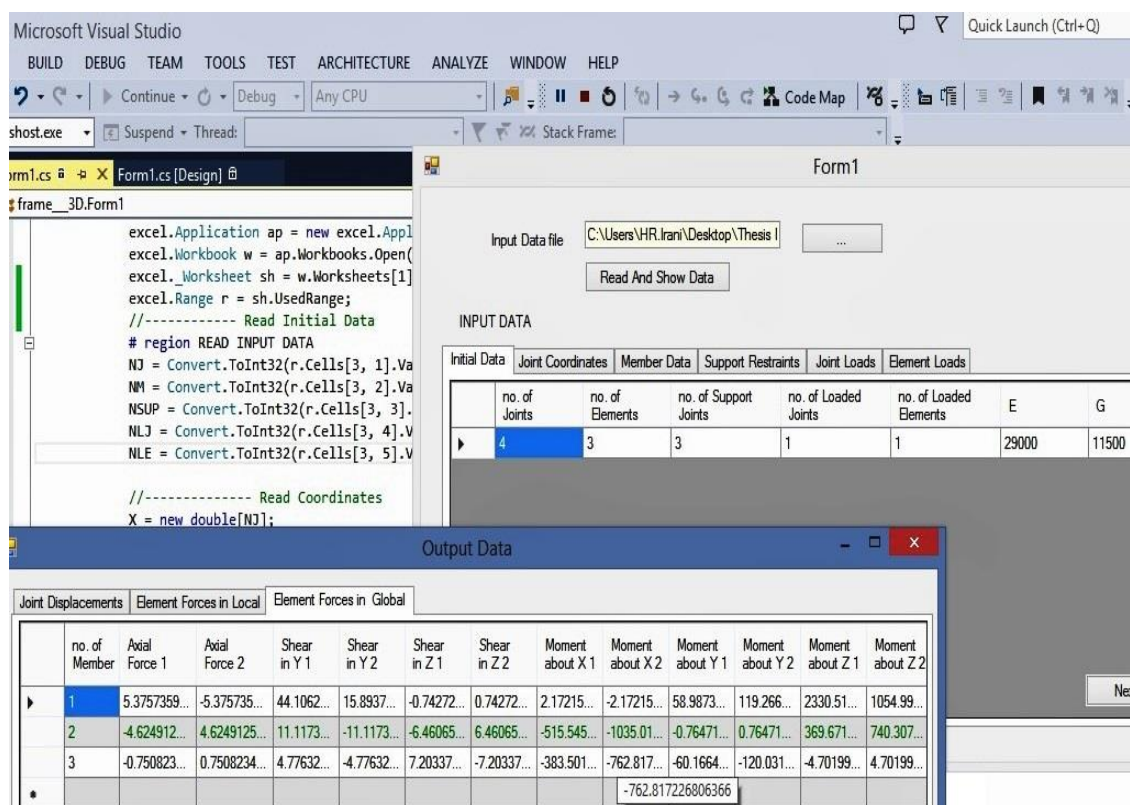
	برنامه نوشته شده			مرجع [۷۸]		
	عضو ۳	عضو ۲	عضو ۱	عضو ۳	عضو ۲	عضو ۱
$f_x(b) \text{ (k)}$	-0.7508	-4.6249	5.3757	-0.7508	-4.6249	5.3757
$f_y(b) \text{ (k)}$	4.7763	11.1173	44.1062	4.7763	11.1173	44.1062
$f_z(b) \text{ (k)}$	7.2034	-6.46065	-0.7427	7.2034	-6.46065	-0.7427
$M_x(b) \text{ (k-in)}$	-383.5	-515.545	2.17122	-383.5	-515.545	2.17122
$M_y(b) \text{ (k-in)}$	-60.1664	-0.76471	58.9873	-60.1664	-0.76471	58.9873
$M_z(b) \text{ (k-in)}$	-4.702	369.671	2330.5	-4.702	369.671	2330.5
$f_x(e) \text{ (k)}$	0.7508	4.6249	-5.3757	0.7508	4.6249	-5.3757
$f_y(e) \text{ (k)}$	-4.7763	-11.1173	15.8937	-4.7763	-11.1173	15.8937
$f_z(e) \text{ (k)}$	-7.2034	6.46065	0.74272	-7.2034	6.46065	0.74272
$M_x(e) \text{ (k-in)}$	-762.817	-1035	-2.1722	-762.817	-1035	-2.1722
$M_y(e) \text{ (k-in)}$	-120.031	0.76471	119.266	-120.031	0.76471	119.266
$M_z(e) \text{ (k-in)}$	4.702	740.307	1054.99	4.702	740.307	1054.99

نتایج حاصل از تغییر مکان ها در جدول (۲-۶) مشاهده می شوند.

جدول (۲-۶) مقایسه نتایج تغییر مکان های گره ۱ در قاب مثال ۱-۶

	U_x (in)	U_y (in)	U_z (in)	θ_x (rad)	θ_y (rad)	θ_z (rad)
مرجع [۷۸]	-1.3522	-2.7965	-1.812	-3.0021	1.0569	6.4986
$\times 10^{-3}$						
برنامه نوشته شده	-1.3522	-2.7965	-1.8119	-3.0021	1.0569	6.4986
$\times 10^{-3}$						

در برنامه نوشته شده، ورودی ها از طریق برنامه *Excel* به برنامه تعریف شده و از طریق کنترل های برنامه خوانده می شود. خروجی های برنامه نیز به صورت جدول ها و پیام های متنی ارائه می شود. در شکل (۲-۶) نمونه ای از نحوه نمایش خروجی ها نشان داده شده است.



شکل (۲-۶) نحوه نمایش خروجی ها در برنامه *CSharp* مثال ۱-۶

۶-۳- تحلیل احتمالاتی با روش مونت کارلو و بررسی راهکار پیشنهادی اول

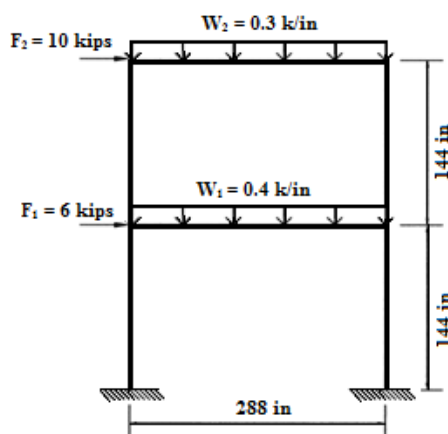
همان‌طور که پیش‌تر اشاره شد، روش مونت کارلو یکی از روش‌های محاسبه‌ی احتمال خرابی سیستم سازه‌ای می‌باشد. طبق این روش به تعداد لازم، شبیه‌سازی نمونه‌ها انجام می‌گیرد. سپس با تقسیم تعداد نتایجی که ضابطه‌ی خرابی را ارضا می‌کنند بر تعداد کل شبیه‌سازی، احتمال خرابی به دست می‌آید. در مثال (۶-۲) صحت‌سنجی برنامه‌ی نوشته‌شده با روش مونت کارلو مورد ارزیابی قرار می‌گیرد. همچنین در مثال‌های (۶-۳) و (۶-۴)، با محاسبه‌ی احتمال خرابی قاب‌های سه‌طبقه و شش‌طبقه‌ی سه‌بعدی با استفاده از روش مونت کارلو، صحت راهکار پیشنهادی اول مورد بررسی قرار گرفته است.

به‌منظور بررسی راهکار پیشنهادی اول، تحلیل قابلیت اعتماد سازه‌ای یک بار با استفاده از روابط مرجع [۱۹] که در بخش ۴-۳-۶ ارائه شد، و بار دیگر با استفاده از روابط پیشنهادی ارائه‌شده در بخش ۵-۲، انجام می‌گیرد. علاوه بر آن در انتهای این بخش ارزیابی احتمال خرابی برای قاب‌های طراحی‌شده بر مبنای آیین‌نامه‌های قدیم و نحوه‌ی عملکرد آن‌ها در برابر آیین‌نامه‌های جدید مورد بررسی قرار گرفته است.

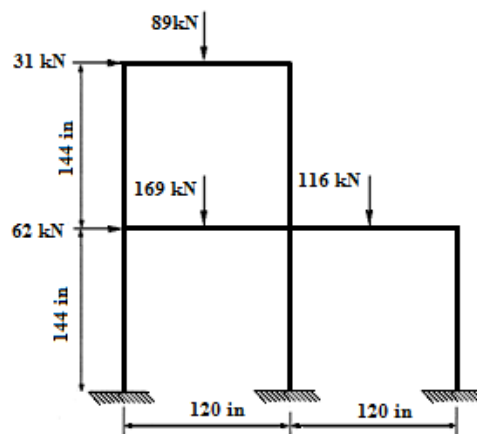
مثال ۶-۲: صحت سنجی برنامه‌ی نوشته‌شده‌ی مونت کارلو

دو قاب به‌صورت نمونه مطابق شکل (۶-۳)، از مراجع [۸۰] و [۸۱] انتخاب و مدل‌سازی شده است. قاب مرجع [۸۰] یک قاب خمشی دوطبقه‌ی دو دهانه مطابق شکل (۶-۳-الف)، تحت بارهای متمرکز ثقلی و جانبی می‌باشد. متغیرهای تصادفی انتخاب‌شده، مقاومت اعضا با ضریب تغییرات ۰.۱۵ و بارهای وارده با ضریب تغییرات ۰.۲۵ دارای توابع توزیع نرمال هستند. با استفاده از روش مونت کارلو بر مبنای مکانیسم‌های خرابی قاب برای ۵۰۰۰ نمونه شبیه‌سازی، احتمال خرابی قاب در مقاله مرجع مقدار ۰.۱۱۶ و با استفاده از برنامه نوشته‌شده مقدار ۰.۱۲ به دست آمده است. قاب مرجع [۸۱] که یک قاب خمشی فولادی دوطبقه یک دهانه مطابق شکل (۶-۳-ب) می‌باشد، به‌عنوان مثال دوم صحت‌سنجی برنامه نوشته‌شده، انتخاب شده است. متغیرهای تصادفی، مقاومت اعضا و بارهای وارده با توابع توزیع نرمال و

ضریب تغییرات 0.1 در نظر گرفته شده‌اند. در تحلیل قابلیت اعتماد این قاب، معیار خرابی صرفاً محدودیت مقاومت اعضا می‌باشد که با استفاده از 20000 شبیه‌سازی مونت کارلو، احتمال خرابی در مقاله مرجع مقدار 0.00175 و با استفاده از برنامه نوشته‌شده مقدار 0.00173 به‌دست آمده است. نتایج احتمال خرابی قاب‌ها در مراجع فوق و احتمال خرابی به‌دست آمده از برنامه‌ی نوشته‌شده، در جدول (۳-۶) قابل مشاهده می‌باشد.



ب) قاب مرجع [۸۱]



الف) قاب مرجع [۸۰]

شکل (۳-۶) قاب‌های انتخابی جهت صحت سنجی برنامه مونت کارلو مثال ۲-۶

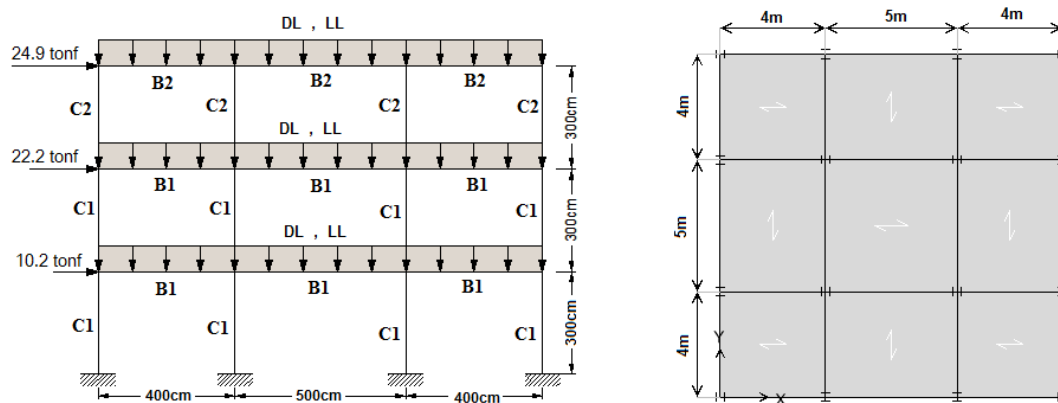
جدول (۳-۶) نتایج صحت سنجی احتمال خرابی روش مونت کارلو مثال ۲-۶

قاب مرجع [۸۱]	قاب مرجع [۸۰]	
$P_f = 0.00175$	$P_f = 0.116$	احتمال خرابی مراجع
$P_f = 0.00173$	$P_f = 0.12$	احتمال خرابی حاصل از برنامه نوشته‌شده

با توجه به نتایج حاصل از جدول (۳-۶)، می‌توان نتیجه گرفت که نتایج حاصل از برنامه نوشته‌شده برای محاسبه احتمال خرابی با استفاده از روش شبیه‌سازی مونت کارلو، با دقت مناسبی قابل قبول است.

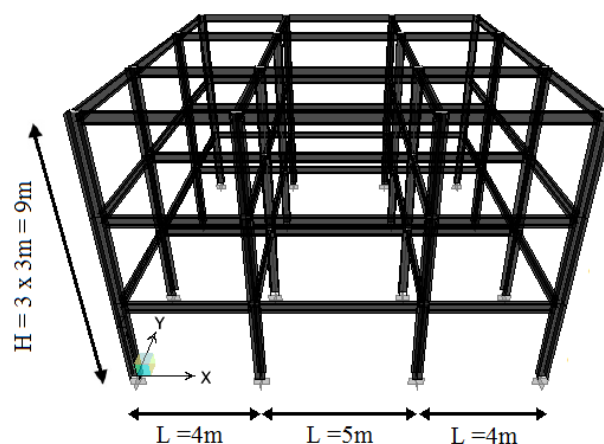
مثال ۳-۶: بررسی راهکار پیشنهادی اول – قاب سه طبقه

به منظور بررسی راهکار پیشنهادی اول که تاثیر اندرکنش نیروهای داخلی در احتمال خرابی سیستم سازه‌ای را در نظر می‌گیرد، یک قاب خمشی سه بعدی سه طبقه مانند شکل (۴-۶) فرض شده است. این ساختمان با کاربری با اهمیت متوسط، در منطقه‌ای با لرزه‌خیزی بسیار زیاد بر روی خاک تیپ II و سیستم قاب خمشی فولادی متوسط می‌باشد. بار مرده طبقات 500kgf/m^2 ، بار مرده بام 560kgf/m^2 ، سربار معادل تیغه‌ها 150kgf/m^2 ، وزن هر مترمربع دیوارهای پیرامونی 220kgf ، بار زنده طبقات 200kgf/m^2 و بار زنده بام 150kgf/m^2 در نظر گرفته شده است. طراحی ساختمان با نرم افزار Etabs انجام گرفته است.



ب - نمای جانبی قاب

الف - پلان سازه



پ - نمای سه بعدی

شکل (۴-۶) قاب خمشی فولادی سه طبقه مثال ۳-۶

خصوصیات هندسی اعضای قاب در جدول (۴-۶) و مشخصات احتمالاتی برای تمام متغیرهای تصادفی در جدول (۵-۶) آمده است.

جدول (۴-۶) خصوصیات مقاطع اعضای قاب مثال ۳-۶

طبقه	عضو	پروفیل	سطح مقطع (cm ²)	اساس مقطع پلاستیک حول Z (cm ³)	اساس مقطع الاستیک حول Z (cm ³)	اساس مقطع پلاستیک حول Y (cm ³)	اساس مقطع الاستیک حول Y (cm ³)
1, 2	C1	HE 240B	106	1053	938	498	327
	B1	IPE 300	53.8	628	557	125	81
3	C2	HE 220B	91	827	736	394	258
	B2	IPE 270	45.9	484	429	97	62

جدول (۵-۶) مشخصات متغیرهای تصادفی

متغیر تصادفی	تابع توزیع (PDF)	مقدار اسمی	ضریب بایاس $\lambda = \frac{Mean}{No\ min\ al}$	ضریب پراکندگی (C.O.V)	مرجع
تنش تسلیم F_y	Log-N	2400 kgf/cm ²	1.1	0.1	Shayanfar et.al [33]
ضریب کشسانی E	N	2E6 kgf/cm ²	1.0	0.076	Hess et.al [34]
بار مرده D	N	متغیر	1.05	0.1	Ellingwood et.al [30]
بار زنده L	Extreme Type I	متغیر	1.0	0.15	Nowak [13]
مساحت A اساس مقطع الاستیک S اساس مقطع پلاستیک Z	Log-N	متغیر	1.04	0.05	Hess et.al [34]
نیروی زلزله	Extreme Type II	متغیر	0.75	1.38	Kalatjari et.al [32]

به منظور بررسی تعداد شبیه سازی مورد نیاز با احتمال خرابی حدود 10^{-3} ، بر روی قاب سه طبقه طراحی شده تحت ترکیب بار لرزه ای، ده مرتبه تحلیل مونت کارلو انجام شده و احتمال خرابی P_f قاب به ازای 100'000 شبیه سازی در هر مرتبه تحلیل، به دست آمده است. لازم به ذکر است که در این مرحله

معیارهای خرابی اعضا مطابق روابط مرجع [۱۹] در نظر گرفته شده است. نتایج تحلیل‌ها در جدول (۶-۶) آمده است.

جدول (۶-۶) نتایج تحلیل‌های مونت کارلو قاب سه طبقه برای ترکیب بار لرزه‌ای مثال ۳-۶

شماره تحلیل	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
احتمال خرابی $\times 10^{-3}$	0.936	0.925	0.918	0.941	0.949	0.914	0.936	0.918	0.952	0.929

با توجه به نتایج فوق مقادیر میانگین، انحراف استاندارد و ضریب پراکندگی احتمال خرابی به صورت زیر به دست می‌آید:

$$\left. \begin{aligned} \bar{P}_f &= \frac{1}{n} \sum P_{fi} = 0.0009318 \\ S_{P_f} &= \sqrt{\frac{\sum P_{fi}^2 - n(\bar{P}_f)^2}{n-1}} = 0.0000132 \end{aligned} \right\} \Rightarrow COV = \frac{S_{P_f}}{\bar{P}_f} = 0.0142 = 1.42\% < 10\%$$

ضریب پراکندگی به دست آمده می‌تواند بیانگر این باشد که انتخاب تعداد 100'000 شبیه‌سازی

برای هر تحلیل، مناسب است. همچنین ملاحظه می‌شود که احتمال خرابی میانگین $\bar{P}_f = 9.32 \times 10^{-4}$ و شاخص ایمنی معادل آن $\beta \approx 3.109$ به دست می‌آید.

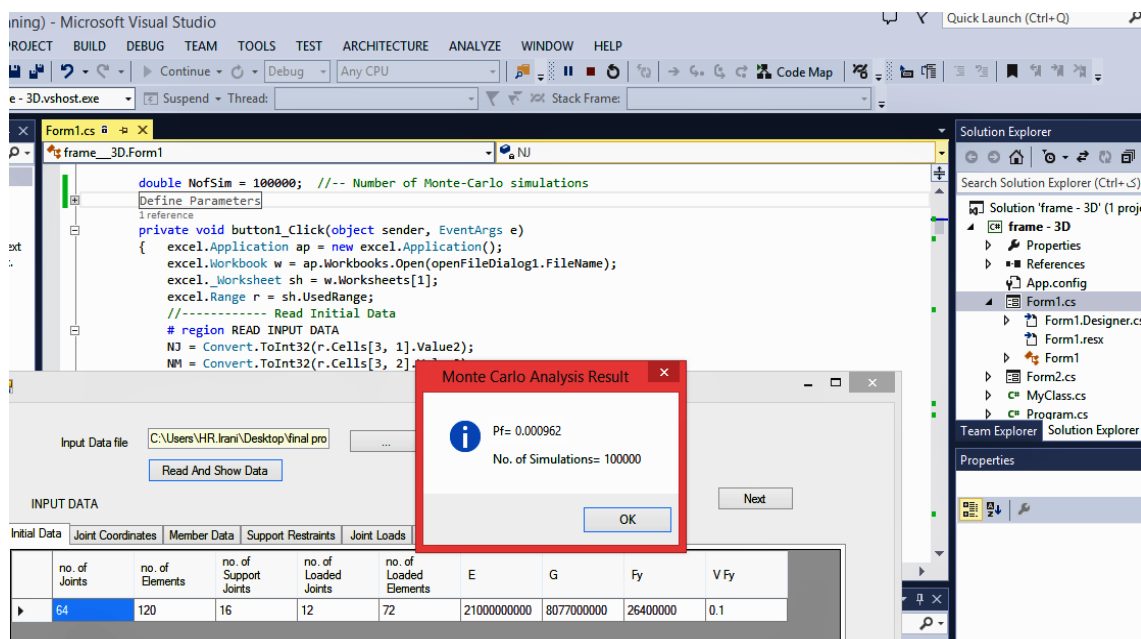
احتمال خرابی P_f و شاخص ایمنی β ، برای ترکیب بار مرده و زنده (G) و ترکیب بار مرده و زنده و زلزله (E) با استفاده از روابط مرجع [۱۹] و روابط پیشنهادی جهت تاثیر اندرکنش نیروی محوری و خمش دومحوره، به دست آمده است. نتایج این تحلیل‌ها با 100'000 شبیه‌سازی مونت کارلو را می‌توان در جدول (۷-۶) مشاهده نمود. لازم به ذکر است که در تحلیل‌های قابلیت اعتماد، ترکیبات بارگذاری بر اساس رابطه‌ی (۱-۶) بدون ضریب در نظر گرفته شده است:

$$\begin{aligned} \text{ترکیب بار ثقلی (G)} &: D + L \\ \text{ترکیب بار ثقلی و لرزه‌ای (E)} &: D + L + E \end{aligned} \quad (۱-۶)$$

جدول (۶-۷) نتایج تحلیل مونت کارلو قاب سه بعدی سه طبقه

شاخص ایمنی β	احتمال خرابی P_f	مرجع [۱۹]	روابط پیشنهادی
4.22	1.2×10^{-5}	ترکیب بار ثقلی (G)	
3.111	0.932×10^{-3}	ترکیب بار لرزه ای (E)	
4.21	1.3×10^{-5}	ترکیب بار ثقلی (G)	
3.102	0.961×10^{-3}	ترکیب بار لرزه ای (E)	

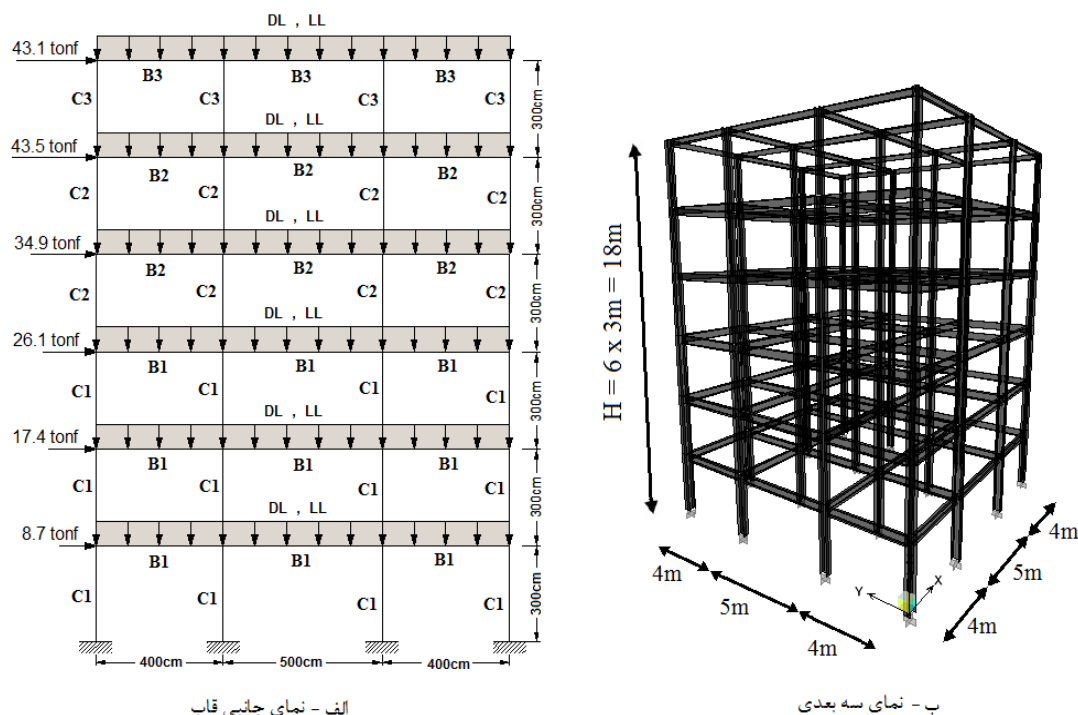
در این مثال ملاحظه می شود که احتمال خرابی به دست آمده برای قاب خمشی سه بعدی سه طبقه تحت ترکیبات بار ثقلی در هر دو روش بسیار نزدیک می باشند. بزرگ تر بودن احتمال خرابی به دست آمده از روش پیشنهادی نسبت به مرجع [۱۹] تحت ترکیب بار لرزه ای، می تواند ناشی از آن باشد که مقاومت های حد الاستیک به عنوان معیاری برای خرابی انتهای اعضا در نظر گرفته شده است. به طور کلی اختلاف حدود ۳٪ در احتمال خرابی، بین مرجع [۱۹] و روش پیشنهادی در این مثال، بیانگر دقت مناسب استفاده از تحلیل الاستیک با فرض ایجاد مفاصل پلاستیک در اعضا است. هرچند استفاده از روش پیشنهادی به دلیل انطباق تحلیل الاستیک سازه و معیار خرابی مبتنی بر حد الاستیک، از جامعیت بیشتری برخوردار است. در شکل (۶-۵) نمونه ای از نحوه نمایش خروجی ها نشان داده شده است.



شکل (۶-۵) نحوه نمایش خروجی ها در برنامه CSharp مثال ۶-۳

مثال ۴-۶: بررسی راهکار پیشنهادی اول - قاب شش طبقه

قاب خمشی فولادی شش طبقه با مشخصات بارگذاری مشابه مثال ۳-۶ مطابق شکل (۶-۶)، مثال دیگری است که به منظور بررسی راهکار پیشنهادی تاثیر اندرکنش نیروی‌های داخلی، در نظر گرفته شده است. خصوصیات اعضای قاب نیز در جدول (۸-۶) آمده است.



شکل (۶-۶) قاب خمشی فولادی شش طبقه مثال ۴-۶

جدول (۸-۶) خصوصیات مقاطع اعضای قاب مثال ۴-۶

طبقه	عضو	پروفیل	سطح مقطع (cm ²)	اساس مقطع پلاستیک حول Z (cm ³)	اساس مقطع الاستیک حول Z (cm ³)	اساس مقطع پلاستیک حول Y (cm ³)	اساس مقطع الاستیک حول Y (cm ³)
1, 2, 3	C1	HE 360B	181	2683	2400	1032	676
	B1	IPE 360	72.7	1019	904	191	123
4, 5	C2	HE 340B	171	2408	2156	986	646
	B2	IPE 330	62.6	804	713	154	99
6	C3	HE 280B	131	1534	1376	718	471
	B3	IPE 300	53.8	628	557	125	81

نوع تابع چگالی احتمال (PDF) و پارامترهای احتمالاتی برای تمام متغیرهای تصادفی همانند مثال ۳-۶ فرض شده و در جدول (۵-۶) آمده است. نتایج تحلیل در جدول (۹-۶) قابل مشاهده می باشد.

جدول (۹-۶) نتایج تحلیل مونت کارلو قاب سه بعدی شش طبقه مثال ۴-۶

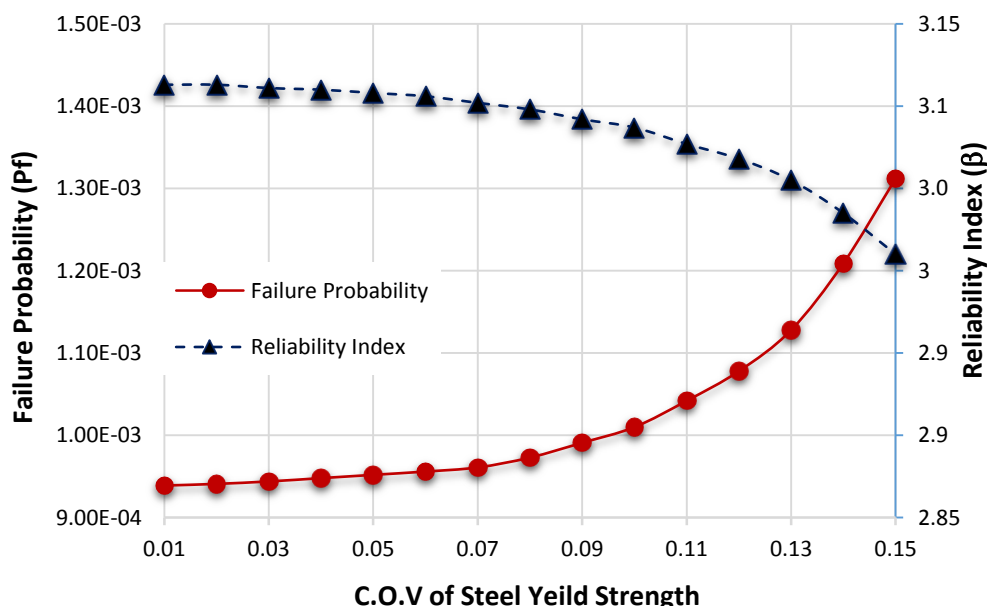
احتمال خرابی P_f	شاخص ایمنی β		
1.1×10^{-5}	4.24	ترکیب بار ثقلی (G)	مرجع [۱۹]
0.908×10^{-3}	3.119	ترکیب بار لرزه ای (E)	
1.2×10^{-5}	4.22	ترکیب بار ثقلی (G)	روابط پیشنهادی
0.947×10^{-3}	3.106	ترکیب بار لرزه ای (E)	

با توجه به نتایج ارائه شده در جدول (۹-۶)، مشاهده می شود که همانند قاب سه طبقه، احتمال خرابی هر دو حالت برای ترکیب بار ثقلی همچنان نزدیک به هم است. برای ترکیب بار لرزه ای نیز مجدداً احتمال خرابی به دست آمده از روش پیشنهادی، کمی بزرگ تر از روش مرجع [۱۹] می باشد. این اختلاف حدود $\frac{4}{3}\%$ نشان دهنده ی تقریب نسبتاً قابل قبول فرض ایجاد مفصل پلاستیک کامل به ازای تحلیل الاستیک است، که در مرجع [۱۹] اشاره شده است. با توجه به افزایش اختلاف احتمال خرابی قاب شش طبقه نسبت به قاب سه طبقه، می توان نتیجه گرفت که با افزایش ارتفاع ساختمان که افزایش تغییر مکان های جانبی در قاب را به همراه دارد، فاصله ی پاسخ ها بین تحلیل الاستیک پیشنهادی و روش مرجع [۱۹] زیاد شده و الزام تطابق بین روش های تحلیل سازه و فرض معیار خرابی را برجسته می کند. در راه کار پیشنهادی که معیار خرابی مبتنی بر تسلیم اولیه در مقطع است، انطباق خوبی با روش تحلیل الاستیک سازه دارد. ضمن آن که به این ترتیب از تحلیل زمان بر الاستو-پلاستیک اجتناب خواهد شد. این امر در طراحی بهینه ی ساختمان های بلندمرتبه می تواند طرح های تا حدی محافظه کارانه تر را نتیجه دهد. همچنین مشاهده می شود که احتمال خرابی در قاب شش طبقه نسبت به قاب سه طبقه مثال ۳-۶ تا حدودی کمتر شده است که می تواند به اثر افزایش درجات نامعینی سازه ارتباط داشته باشد.

مثال ۵-۶: تحلیل حساسیت نسبت به متغیر تصادفی مقاومت تسلیم فولاد

به‌منظور بررسی تأثیر تغییرات ضریب پراکندگی مقاومت تسلیم فولاد بر احتمال خرابی و شاخص ایمنی سیستم قاب خمشی، تحلیل حساسیت بر روی قاب سه‌طبقه مثال ۶-۳، تحت ترکیب بار لرزه‌ای انجام‌گرفته است. نتایج تحلیل در شکل (۶-۷) نشان داده شده است.

همان‌طور که در شکل ملاحظه می‌شود، شاخص ایمنی و احتمال خرابی سیستم در مقابل ضریب پراکندگی مقاومت تسلیم فولاد در محدوده‌ی ۰.۰۱ تا ۰.۱۵ ترسیم شده است. نمودار نشان می‌دهد که با افزایش ضریب پراکندگی، احتمال خرابی سیستم افزایش و به‌عبارت‌دیگر قابلیت اعتماد سیستم کاهش می‌یابد. به‌طور مثال، احتمال خرابی برای ضریب تغییرات ۰.۰۷ برابر 0.961×10^{-3} و برای ضریب تغییرات ۰.۱۵ برابر 1.31×10^{-3} می‌باشد. به‌عبارت‌دیگر چنانچه ضریب تغییرات از ۰.۰۷ به ۰.۱۵ افزایش یابد، احتمال خرابی سیستم با شیب بیشتری افزایش پیدا می‌کند. این مورد بیانگر آن است که کنترل کیفیت مناسب در فرآیند تولید فولاد سهم قابل‌توجهی در قابلیت اعتماد قاب خمشی فولادی دارد.



شکل (۶-۷) قابلیت اعتماد سیستم در مقابل ضریب پراکندگی مقاومت تسلیم فولاد

قاب سه‌طبقه مثال ۵-۶

مثال ۶-۶: بررسی احتمال خرابی ساختمان‌های طراحی شده بر مبنای آیین‌نامه‌های قدیم

در این مثال به بررسی قابلیت اعتماد سازه‌ی قاب خمشی فولادی سه‌بعدی طراحی شده بر مبنای آیین‌نامه‌های فولاد قدیم و جدید ایران پرداخته شده است. برای این منظور قاب‌های سه‌طبقه و شش-طبقه‌ی مثال‌های ۳-۶ و ۴-۶ بر مبنای استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش سوم [۸۲] و مبحث ششم مقررات ملی ویرایش دوم [۸۳] بارگذاری شده و با استفاده از مبحث دهم مقررات ملی ویرایش دوم [۸۴] طراحی شده‌اند. تحلیل قابلیت اعتماد قاب طراحی شده بر مبنای آیین‌نامه‌ی قدیم با معیارهای خرابی ارائه شده در روابط (۲-۶) و (۳-۶) انجام گرفته و احتمال خرابی هر یک از قاب‌ها محاسبه می‌شود. در تحلیل قابلیت اعتماد سازه‌ای از روند تحلیل پلاستیک مرجع [۱۹] استفاده شده است. هدف از طرح این مثال، تعیین سطح ایمنی سازه‌های طراحی شده بر مبنای روش تنش مجاز و روش حالات حدی و تعیین احتمال خرابی سیستم سازه‌ای بر اساس ضابطه‌ی خرابی مبتنی بر ظرفیت خمشی و محوری الاستیک و پلاستیک است.

$$g = 1 - \frac{f_{bz}}{F_y} \quad \text{تیرها} \quad (۲-۶)$$

$$\left\{ \begin{array}{ll} g = 1 - \frac{f_a}{F_y} - \frac{f_{bz}}{F_y} - \frac{f_{by}}{F_y} & \text{اگر } \frac{f_a}{F_a} \leq 0.15 \\ g = 1 - \frac{f_a}{F_a} - \frac{C_m f_{bz}}{(1 - f_a / F_{ex}) F_y} - \frac{C_m f_{by}}{(1 - f_a / F_{ey}) F_y} & \text{اگر } \frac{f_a}{F_a} > 0.15 \end{array} \right. \quad \text{ستون‌ها} \quad (۳-۶)$$

که f_a تنش محوری فشاری محاسبه شده، f_{bz} و f_{by} به ترتیب تنش‌های خمشی محاسبه شده حول محورهای y و z هستند. F_e تنش اولر و C_m ضریب انحنای عضو و F_a مقاومت فشاری محوری بدون ضریب اطمینان است که از روابط (۴-۶) به دست می‌آید:

$$F_a = \begin{cases} F_y [1 - 0.5(\lambda_{max} / C_c)^2] & \text{اگر } \lambda_{max} \leq \sqrt{2\pi} \sqrt{\frac{E}{F_y}} \\ F_e = \pi^2 E / \lambda_{max}^2 & \text{اگر } \lambda_{max} > \sqrt{2\pi} \sqrt{\frac{E}{F_y}} \end{cases} \quad (۴-۶)$$

پس از تحلیل احتمالاتی ساختمان‌های طراحی شده بر مبنای آیین‌نامه‌های قدیم، این ساختمان - ها بر مبنای آیین‌نامه‌های جدید بارگذاری شده و مجدداً مورد تحلیل احتمالاتی قرار می‌گیرند. بدین منظور بارگذاری جانبی و ثقلی سازه با استفاده از استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم [۸۵] و مبحث ششم مقررات ملی ویرایش سوم [۸۶]، انجام گرفته و احتمال خرابی بر مبنای معیارهای خرابی روابط (۵-۶) و (۶-۶) محاسبه می‌گردد.

$$g = 1 - \frac{f_{bz}}{F_y} \quad \text{تیرها} \quad (۵-۶)$$

$$(۶-۶) \quad \text{ستون‌ها} \quad \begin{cases} g = 1 - \frac{P_u}{P_n} - \frac{8}{9} \left(\frac{M_{uZ}}{M_{nZ}} + \frac{M_{uY}}{M_{nY}} \right) & \text{اگر } \frac{P_u}{P_n} \geq 0.2 \\ g = 1 - \frac{P_u}{2P_n} - \left(\frac{M_{uZ}}{M_{nZ}} + \frac{M_{uY}}{M_{nY}} \right) & \text{اگر } \frac{P_u}{P_n} < 0.2 \end{cases}$$

P_u نیروی فشاری یا کششی موردنیاز بدون ضرایب بار، P_n مقاومت فشاری یا کششی اسمی، M_{uZ} و M_{uY} به ترتیب لنگر خمشی موردنیاز بدون ضرایب بار به ترتیب حول محورهای Z و Y و M_{nZ} و M_{nY} به ترتیب مقاومت خمشی اسمی نهایی عضو حول محورهای Z و Y می‌باشند.

مقاومت‌های خمشی اسمی نهایی را می‌توان از روابط $M_{nY} = F_y \cdot Z_Y$ و $M_{nZ} = F_y \cdot Z_Z$ به دست آورد که Z_Y و Z_Z اساس‌های مقطع پلاستیک نسبت به محورهای Z و Y بوده و F_y مقاومت تسلیم فولاد است. مقاومت محوری کششی یک تیر-ستون با فرض تسلیم تمام سطح مقطع، A_g ، بر اساس رابطه‌ی $P_n = F_y \cdot A_g$ به دست می‌آید. مقاومت محوری فشاری اسمی عضو بدون ضریب تقلیل ظرفیت به صورت زیر حاصل می‌گردد:

$$(۷-۶) \quad P_n = \begin{cases} F_y A_g (0.658^{\frac{F_y}{F_e}}) & \text{اگر } F_e \geq 0.44 F_y \\ 0.877 F_e A_g & \text{اگر } F_e < 0.44 F_y \end{cases}$$

مثال‌های عددی

خصوصیات هندسی اعضای قاب طراحی شده بر مبنای آیین‌نامه‌های قدیم در جداول (۶-۱۰) و (۶-۱۱) آمده است.

جدول (۶-۱۰) خصوصیات مقاطع اعضای قاب شش طبقه مثال ۶-۶

طبقه	عضو	پروفیل	سطح مقطع (cm ²)	اساس مقطع پلاستیک حول Z (cm ³)	اساس مقطع پلاستیک حول Y (cm ³)
1, 2, 3	C1	HE 360B	181	2683	1032
	B1	IPE 360	72.7	1019	191
4	C2	HE 340B	171	2408	986
	B2	IPE 330	62.6	804	154
5	C3	HE 280B	131	1534	718
	B3	IPE 300	53.8	628	125
6	C4	HE 240B	106	1053	498
	B4	IPE 240	39.1	367	73.9

جدول (۶-۱۱) خصوصیات مقاطع اعضای قاب سه طبقه مثال ۶-۶

طبقه	عضو	پروفیل	سطح مقطع (cm ²)	اساس مقطع پلاستیک حول Z (cm ³)	اساس مقطع پلاستیک حول Y (cm ³)
1, 2	C1	HE 240B	106	1053	498
	B1	IPE 300	53.8	628	125
3	C2	HE 220B	91	827	394
	B2	IPE 240	39.1	367	73.9

نوع تابع چگالی احتمال (PDF) و پارامترهای احتمالاتی برای تمام متغیرهای تصادفی همانند مثال (۳-۶) فرض شده و در جدول (۵-۶) آمده است. نتایج تحلیل قابلیت اعتماد سازه‌ای تحت ترکیبات بار ثقلی (G) و لرزه‌ای (E) در جداول (۱۲-۶) و (۱۳-۶) قابل مشاهده می‌باشد.

جدول (۱۲-۶) نتایج تحلیل مونت کارلو قاب سه‌بعدی شش طبقه مثال ۶-۶

احتمال خرابی P_f	شاخص ایمنی β		
1.4×10^{-5}	4.19	آیین‌نامه قدیم	ترکیب بار ثقلی (G)
1.5×10^{-5}	4.17	آیین‌نامه جدید	
0.921×10^{-3}	3.116	آیین‌نامه قدیم	ترکیب بار لرزه‌ای (E)
1.65×10^{-3}	2.938	آیین‌نامه جدید	

جدول (۱۳-۶) نتایج تحلیل مونت کارلو قاب سه‌بعدی سه طبقه مثال ۶-۶

احتمال خرابی P_f	شاخص ایمنی β		
1.5×10^{-5}	4.17	آیین‌نامه قدیم	ترکیب بار ثقلی (G)
1.6×10^{-5}	4.16	آیین‌نامه جدید	
0.944×10^{-3}	3.108	آیین‌نامه قدیم	ترکیب بار لرزه‌ای (E)
1.78×10^{-3}	2.924	آیین‌نامه جدید	

با توجه به نتایج ارائه‌شده، ملاحظه می‌شود که احتمال خرابی در قاب‌های طراحی‌شده بر اساس آیین‌نامه‌های قدیم ایران، تحت ترکیبات بار ثقلی در هر دو نسخه قدیم و جدید ایران تفاوت چندانی نداشته و در محدوده‌ی قابل قبول می‌باشد؛ اما با توجه به نتایج تحلیل مونت کارلو تحت ترکیب بار لرزه‌ای، شاخص ایمنی از مقدار $\beta \approx 3.11$ برای قاب طراحی‌شده بر اساس آیین‌نامه‌های قدیم ایران به مقدار $\beta \approx 2.93$ برای همان قاب ولی تحت شرایط بارگذاری آیین‌نامه جدید ایران افتاده است. با توجه به محدوده‌ی مناسب برای β (اغلب مقادیر 10^{-3} تا 10^{-4} برای احتمال خرابی اسمی، P_{fN} ، یعنی

مقادیر 3.1 تا 3.7 برای شاخص ایمنی، β ، [۸۷]، به نظر می رسد ساختمان های طراحی شده بر مبنای آیین نامه های قدیم با توجه به الزامات آیین نامه های جدید، کاهش در تراز ایمنی را از خود نشان می دهند. این کاهش در قابلیت اعتماد ساختمان های طراحی شده بر مبنای آیین نامه های قدیمی، می تواند تا حدودی نگران کننده باشد. بنابراین جهت اطمینان از ایمنی سازه های موجود که بر مبنای آیین نامه های قدیم طراحی شده اند نیاز به بررسی های دقیق تر بوده و شاید در برخی موارد نیاز به مقاوم سازی ساختمان ها باشد.

۶-۴- تحلیل قابلیت اعتماد با روش LHS و M-LHS پیشنهادی

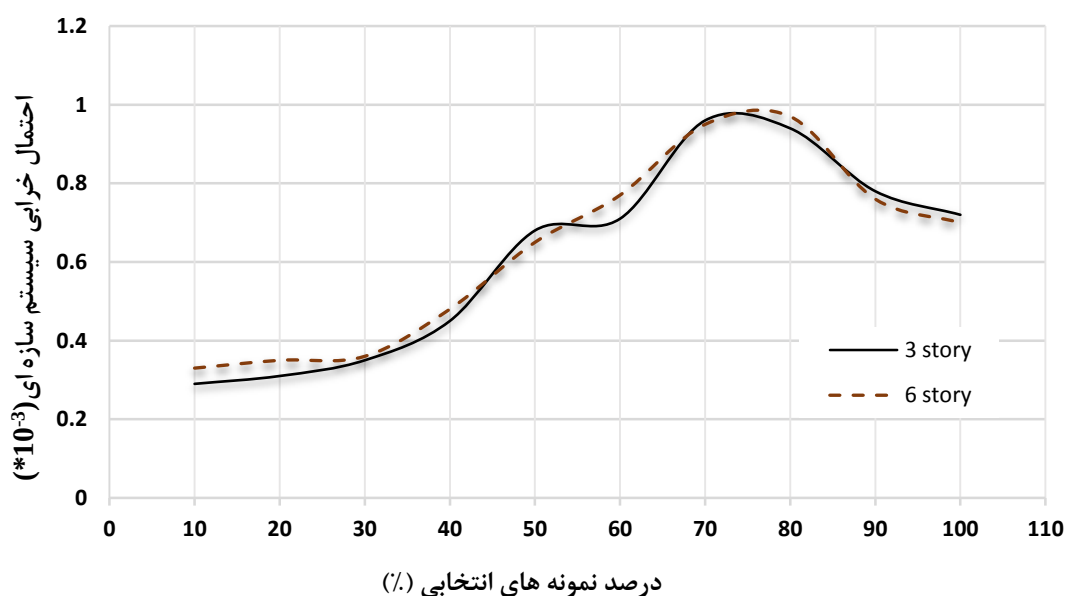
همان طور که در بخش ۵-۳ اشاره شد، جهت کاهش خطای احتمالاتی در روش شبیه سازی مونت کارلو، باید تعداد نمونه ها بسیار زیاد باشد. با توجه به محدوده ی احتمال خرابی برای سازه های ساختمانی که بایستی کوچک تر از 10^{-3} باشد، نیاز به حداقل 100,000 شبیه سازی برای متغیرهای تصادفی است. در نتیجه فرآیند بهینه یابی، تعداد زیاد محاسبات را در پی دارد که بسیار زمان بر خواهد بود. به همین دلیل روش لاتین هایپرکیوب اصلاح شده، $M-LHS$ ، پیشنهاد شد. در ادامه طی مثال های ارائه شده به صحت سنجی راهکار پیشنهادی از طریق مقایسه ی پاسخ ها با نتایج حاصل از شبیه سازی مونت کارلو و نمونه برداری لاتین هایپرکیوب با بازه های ثابت، پرداخته شده است.

مثال ۶-۷: بررسی همگرایی راهکار پیشنهادی دوم

به منظور بررسی همگرایی راهکار پیشنهادی لاتین هایپرکیوب اصلاح شده، $M-LHS$ ، قاب های سه بعدی سه طبقه و شش طبقه مثال های ۶-۳ و ۶-۴ انتخاب شده اند. همان طور که در بخش ۵-۳ اشاره شد، طبق این راهکار پیشنهادی بایستی بیشترین حجم نمونه ها از بازه های مشخصی انتخاب شوند. بدین منظور برای رسیدن به احتمال خرابی 10^{-3} با تعداد 1000 نمونه برداری، درصدهای مختلفی از نمونه ها در این بازه های مشخص شده انتخاب می شوند تا درصد بهینه ی تعداد نمونه های انتخابی تعیین شود. مشخصات

هندسی اعضا برای قاب‌های انتخاب‌شده در جدول ۴-۶ برای قاب سه طبقه و جدول ۸-۶ برای قاب شش طبقه آمده است. نوع توابع چگالی احتمال (PDF) و پارامترهای احتمالاتی برای تمام متغیرهای تصادفی همانند مثال ۳-۶ فرض شده و در جدول (۵-۶) آمده است.

تحلیل احتمالاتی سازه با استفاده از روابط مرجع [۱۹] فقط برای ترکیب بار لرزه‌ای انجام گرفته است و به‌منظور اطمینان از پاسخ‌های احتمالاتی، هرکدام از تحلیل‌ها ۲۰ مرتبه تکرار شده‌اند. نمودار میانگین احتمال خرابی‌های به‌دست‌آمده از ۲۰ مرتبه تحلیل احتمالاتی نسبت به درصد انتخاب نمونه‌ها از بازه‌های مشخص‌شده، برای قاب‌های سه طبقه و شش طبقه در شکل (۸-۶) قابل‌مشاهده است.



شکل (۸-۶) میانگین احتمال خرابی سیستم سازه‌ای در مقابل درصد نمونه‌های انتخابی در بازه‌های

مشخص‌شده روش $M-LHS$ مثال ۶-۷

با توجه به نتایج به‌دست‌آمده، پیشنهاد می‌شود برای قاب‌های خمشی فولادی با احتمال خرابی کمتر از 10^{-3} با تعداد حداقل ۱۰۰۰ نمونه‌برداری در روش $M-LHS$ ، حدود ۷۰ الی ۸۰ درصد نمونه‌ها از بازه‌های مشخص‌شده در بخش ۳-۵ انتخاب شوند.

مثال ۸-۶: مقایسه روش $M-LHS$ پیشنهادی با روش مونت کارلو و روش LHS

به منظور بررسی راه کار پیشنهادی لاتین هایپرکیوب اصلاح شده، $M-LHS$ و مقایسه آن با روش‌های مونت کارلو و لاتین هایپرکیوب، قاب‌های سه بعدی سه طبقه و شش طبقه مثال‌های ۳-۶ و ۴-۶ انتخاب شده‌اند. مشخصات هندسی اعضا برای قاب‌های انتخاب شده در جدول ۴-۶ برای قاب سه طبقه و جدول ۸-۶ برای قاب شش طبقه آمده است. نوع توابع چگالی احتمال (PDF) و پارامترهای احتمالاتی برای تمام متغیرهای تصادفی همانند مثال ۳-۶ فرض شده و در جدول (۵-۶) آمده است.

تحلیل قابلیت اعتماد سازه‌ای با استفاده از روابط مرجع [۱۹] فقط برای ترکیب بار لرزه‌ای انجام گرفته است که تعداد شبیه‌سازی در نظر گرفته شده برای روش $M-LHS$ تعداد ۱۰۰۰ نمونه، برای روش LHS با بازه‌های ثابت تعداد ۱۰۰۰ نمونه و ۱۰,۰۰۰ نمونه و برای روش مونت کارلو تعداد ۱۰۰,۰۰۰ می‌باشند. به منظور اطمینان از پاسخ‌های احتمالاتی، هر کدام از تحلیل‌ها بیست مرتبه تکرار شده‌اند که نتایج حاصل برای قاب سه طبقه در جدول (۱۴-۶) قابل مشاهده می‌باشد.

جدول (۱۴-۶) نتایج تحلیل‌های مونت کارلو، LHS و $M-LHS$ قاب سه طبقه
تحت ترکیب بار لرزه‌ای مثال ۸-۶

شماره تحلیل	مونت کارلو N=100,000	LHS N=1000	LHS N=10,000	M-LHS N=1000
1	0.929x10 ⁻³	0	12 x10 ⁻³	1 x10 ⁻³
2	0.952x10 ⁻³	0	9 x10 ⁻³	1 x10 ⁻³
3	0.918x10 ⁻³	0	10 x10 ⁻³	1 x10 ⁻³
4	0.936x10 ⁻³	1 x10 ⁻³	10 x10 ⁻³	1 x10 ⁻³
5	0.914x10 ⁻³	0	12 x10 ⁻³	1 x10 ⁻³
6	0.949x10 ⁻³	0	8 x10 ⁻³	0
7	0.941x10 ⁻³	0	11 x10 ⁻³	1 x10 ⁻³
8	0.918x10 ⁻³	0	10 x10 ⁻³	2 x10 ⁻³
9	0.925x10 ⁻³	0	7 x10 ⁻³	1 x10 ⁻³
10	0.936x10 ⁻³	0	9 x10 ⁻³	1 x10 ⁻³

1×10^{-3}	11×10^{-3}	0	0.932×10^{-3}	11
1×10^{-3}	10×10^{-3}	0	0.922×10^{-3}	12
0	10×10^{-3}	1×10^{-3}	0.943×10^{-3}	13
1×10^{-3}	11×10^{-3}	0	0.927×10^{-3}	14
1×10^{-3}	8×10^{-3}	0	0.937×10^{-3}	15
1×10^{-3}	10×10^{-3}	1×10^{-3}	0.921×10^{-3}	16
1×10^{-3}	9×10^{-3}	0	0.919×10^{-3}	17
1×10^{-3}	9×10^{-3}	0	0.947×10^{-3}	18
1×10^{-3}	10×10^{-3}	0	0.938×10^{-3}	19
1×10^{-3}	10×10^{-3}	0	0.935×10^{-3}	20

میانگین احتمال خرابی‌های به‌دست‌آمده در جدول (۶-۱۵) ارائه شده است.

جدول (۶-۱۵) میانگین احتمال خرابی به‌دست‌آمده از تحلیل‌های مونت کارلو، LHS و $M-LHS$

قاب سه‌طبقه برای ترکیب بار لرزه‌ای مثال ۶-۸

M-LHS	LHS	LHS	مونت کارلو	
N=1000	N=10,000	N=1000	N=100,000	
0.95×10^{-3}	0.98×10^{-3}	0.15×10^{-3}	0.931×10^{-3}	احتمال خرابی P_f
3.105	3.07	3.615	3.111	شاخص ایمنی β

با توجه به نتایج میانگین احتمال خرابی حاصل از تحلیل‌های انجام‌شده، ملاحظه می‌شود که در روش نمونه‌برداری LHS با بازه‌های ثابت با 1000 نمونه‌ی انتخابی، مقدار احتمال خرابی بسیار پایین‌تر از روش مونت کارلو است که همین امر باعث می‌شود تا این روش با 1000 نمونه‌ی انتخابی قابل‌اعتماد نباشد. اما چنانچه تعداد نمونه‌برداری‌ها به 10,000 نمونه افزایش یابد، دقت احتمال خرابی به‌طور قابل-

قبولی به احتمال خرابی حاصل از روش مونت کارلو نزدیک می‌شود. اما مسلماً این تعداد زیاد از نمونه-برداری روش LHS در فرآیند بهینه‌یابی، باز هم زمان‌بر خواهد بود. اما نتایج حاصل از روش پیشنهادی $M-LHS$ که در آن 70 الی 80 درصد نمونه‌ها از یک بازه‌ی خاص انتخاب می‌شوند، نشان می‌دهد که تنها با تعداد 1000 نمونه‌ی انتخابی برای هر متغیر طراحی، می‌توان به پاسخ قابل قبولی برای احتمال خرابی دست یافت.

در ادامه نتایج حاصل از تحلیل‌های مونت کارلو، LHS و $M-LHS$ برای قاب شش طبقه در جدول‌های (۶-۱۶) و (۶-۱۷) آمده است.

جدول (۶-۱۶) نتایج تحلیل‌های مونت کارلو، LHS و $M-LHS$ قاب شش طبقه
تحت ترکیب بار لرزه‌ای مثال ۶-۸

شماره تحلیل	مونت کارلو N=100,000	LHS N=1000	LHS N=10,000	M-LHS N=1000
1	0.901×10^{-3}	0	10×10^{-3}	1×10^{-3}
2	0.914×10^{-3}	0	10×10^{-3}	1×10^{-3}
3	0.913×10^{-3}	0	11×10^{-3}	1×10^{-3}
4	0.895×10^{-3}	0	8×10^{-3}	1×10^{-3}
5	0.928×10^{-3}	0	9×10^{-3}	1×10^{-3}
6	0.916×10^{-3}	0	10×10^{-3}	1×10^{-3}
7	0.902×10^{-3}	1×10^{-3}	10×10^{-3}	1×10^{-3}
8	0.909×10^{-3}	0	9×10^{-3}	1×10^{-3}
9	0.925×10^{-3}	0	8×10^{-3}	0
10	0.904×10^{-3}	0	11×10^{-3}	1×10^{-3}
11	0.901×10^{-3}	1×10^{-3}	7×10^{-3}	1×10^{-3}
12	0.913×10^{-3}	0	12×10^{-3}	1×10^{-3}
13	0.899×10^{-3}	0	10×10^{-3}	1×10^{-3}
14	0.902×10^{-3}	0	11×10^{-3}	1×10^{-3}

1×10^{-3}	9×10^{-3}	0	0.902×10^{-3}	15
1×10^{-3}	9×10^{-3}	0	0.918×10^{-3}	16
1×10^{-3}	11×10^{-3}	0	0.915×10^{-3}	17
1×10^{-3}	11×10^{-3}	0	0.901×10^{-3}	18
1×10^{-3}	10×10^{-3}	0	0.914×10^{-3}	19
1×10^{-3}	9×10^{-3}	0	0.908×10^{-3}	20

جدول (۶-۱۷) میانگین احتمال خرابی به دست آمده از تحلیل های مونت کارلو، $M-LHS$ و LHS
قاب شش طبقه برای ترکیب بار لرزه ای مثال ۶-۸

M-LHS	LHS	LHS	مونت کارلو	
N=1000	N=10,000	N=1000	N=100,000	
0.95×10^{-3}	0.97×10^{-3}	0.10×10^{-3}	0.909×10^{-3}	احتمال خرابی P_f
3.105	3.09	3.715	3.119	شاخص ایمنی β

با توجه به نتایج میانگین احتمال خرابی حاصل از تحلیل های انجام شده برای قاب شش طبقه، ملاحظه می شود که این بار نیز در روش نمونه برداری LHS با بازه های ثابت با 1000 نمونه ای انتخابی، مقدار احتمال خرابی بسیار پایین تر از روش مونت کارلو است. لذا احتمال خرابی به دست آمده با استفاده از این روش نمونه برداری با 1000 نمونه ای انتخابی، برای قاب های خمشی فولادی مناسب نبوده و پاسخ های دور از واقعیت نتیجه می دهد. اما چنانچه تعداد نمونه برداری ها به 10,000 نمونه افزایش یابد، دقت احتمال خرابی به طور قابل قبولی به احتمال خرابی حاصل از روش مونت کارلو نزدیک می شود که همان طور که اشاره شد این تعداد زیاد از نمونه برداری روش LHS در فرآیند بهینه یابی، زمان بر خواهد بود. اما نتایج حاصل از روش پیشنهادی $M-LHS$ همانند نتایج قاب خمشی سه طبقه، نشان می دهد که با تعداد 1000 نمونه ای انتخابی، پاسخ قابل قبولی برای احتمال خرابی به دست می آید.

از آنجاکه سازه‌های انتخابی بر مبنای آیین‌نامه‌های رایج، طراحی شده است و احتمال خرابی برای سازه‌های ساختمانی در این آیین‌نامه‌ها کوچک‌تر یا مساوی 10^{-3} در نظر گرفته می‌شود، نتایج حاصل از تحلیل‌های انجام‌شده نشان از عملکرد قابل قبول راهکار پیشنهادی *M-LHS* دارد.

۵-۶- بهینه‌یابی بر مبنای قابلیت اعتماد

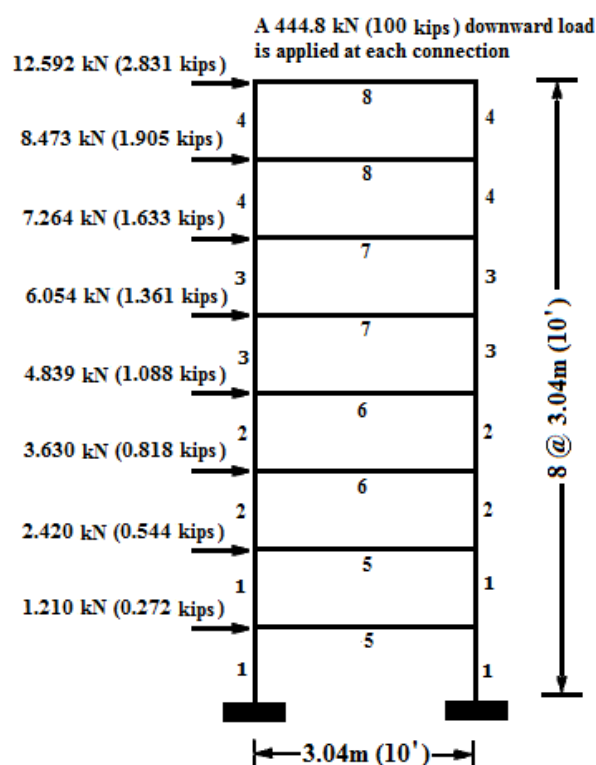
در این بخش الگوریتم‌های راه‌حل‌های ارائه‌شده در بخش‌های قبلی، در یک نرم‌افزار طراحی و بهینه‌سازی که در زبان برنامه‌نویسی *CSharp* گردآوری شده، ارائه می‌شود. برای بررسی عملکرد برنامه‌ی *3DSMF-RBO*، ابتدا یک قاب خمشی از مرجع [۸۸] انتخاب شده و طراحی بهینه انجام می‌گیرد. سپس بهینه‌یابی بر مبنای قابلیت اعتماد سیستم سازه‌ای بر روی دو قاب خمشی سه‌بعدی سه‌طبقه و شش طبقه انجام شده و نتایج آن‌ها در مثال‌هایی ارائه می‌گردند.

مثال ۶-۹: بهینه‌سازی قاب یک دهانه‌ی هشت طبقه

در این مثال به منظور صحت‌سنجی برنامه‌ی نوشته‌شده‌ی *3DSMF-RBO*، به بهینه‌یابی قاب سازه‌ی هشت طبقه‌ی دوبعدی مطابق شکل (۶-۹) پرداخته شده است. این سازه پیش‌تر توسط *Khot* و همکاران [۸۸] بهینه شده است. برای تمامی اعضای قاب، مدول کشسانی برابر $200GPa$ فرض شده و تنها قید مسئله، تغییر مکان جانبی گره‌های طبقه‌ی آخر سازه است که نباید بیش از ۲ اینچ (۵,۰۸ سانتی‌متر) باشد. طبق شکل (۶-۹)، ۲۴ عضو سازه‌ای در هشت گروه طبقه‌بندی شده‌اند که از لیست ۲۵۶ تایی پروفیل‌های *W* به شرح جدول (۶-۱۸) انتخاب می‌شوند.

جدول (۶-۱۸) اعضای لیست مقاطع W برای قاب یک دهانه‌ی هشت طبقه [۸۹]

شماره	نام مقطع	$A(cm^2)$	$I_z(cm^4)$	$S_z(cm^3)$	$I_y(cm^4)$	$S_y(cm^3)$
1	W44x335	634.19	1294479.73	23105.76	49947.77	2458.06
2	W44x290	553.55	1127987.16	20319.96	43704.30	2179.48
3	W44x262	436.77	1007280.05	18353.51	38584.65	1933.67
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
267	W5x16	30.19	886.57	139.45	312.59	49.16
268	W4x13	24.71	470.34	89.47	160.67	31.14



شکل (۶-۹) قاب سازه‌ای یک دهانه‌ی هشت طبقه مثال ۶-۹ [۸۸]

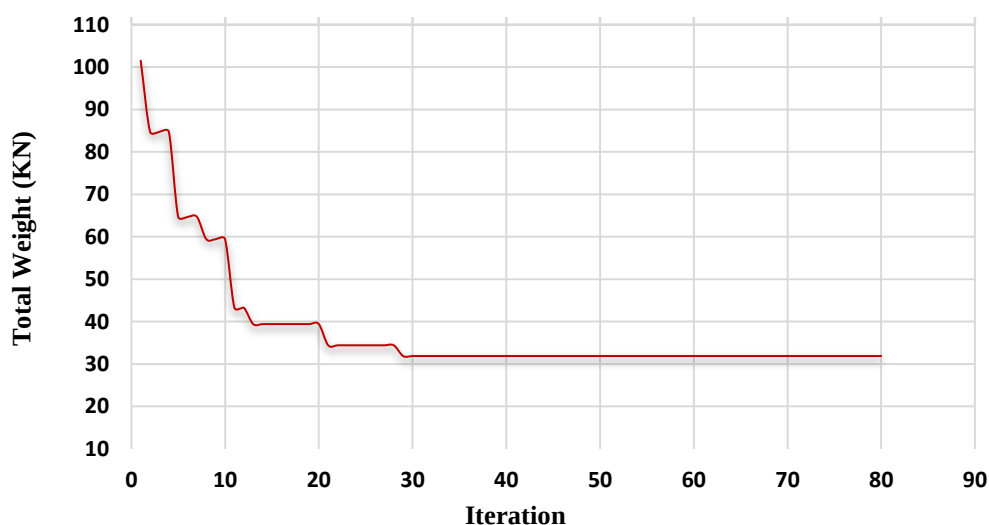
جهت همگرایی الگوریتم، تقریباً نیاز به تولید ۳۰ نسل از جمعیت فرزندان می‌باشد. نتایج طرح

بهینه‌ی سازه‌ی مذکور بر اساس برنامه‌ی نوشته‌شده و سایر مراجع در جدول (۶-۱۹) ارائه شده است.

جدول (۱۹-۶) مقایسه‌ی نتایج بهینه‌یابی برای قاب یک دهانه‌ی هشت طبقه مثال ۹-۶

شماره گروه	تعداد اعضا	Camp et al. [91]	Kaveh et al. [90]	Khot et al. [88]	Present work
1	4	W18×46	W21×44	W14×34	W18×35
2	4	W16×31	W18×35	W10×39	W16×31
3	4	W16×26	W14×22	W10×33	W14×30
4	4	W12×16	W12×14	W8×18	W10×15
5	2	W18×35	W16×26	W21×68	W18×35
6	2	W18×35	W18×40	W24×55	W21×44
7	2	W18×35	W18×35	W21×50	W18×35
8	2	W16×26	W12×22	W12×40	W14×22
وزن کل [kN(kips)]	-	32.83(7.38)	31.38 (7.051)	41.02 (9.22)	31.86(7.16)

شکل (۱۰-۶) سیر تکاملی فرآیند بهینه‌یابی را توسط برنامه‌ی نوشته‌شده، برای قاب یک دهانه‌ی هشت طبقه نشان می‌دهد.

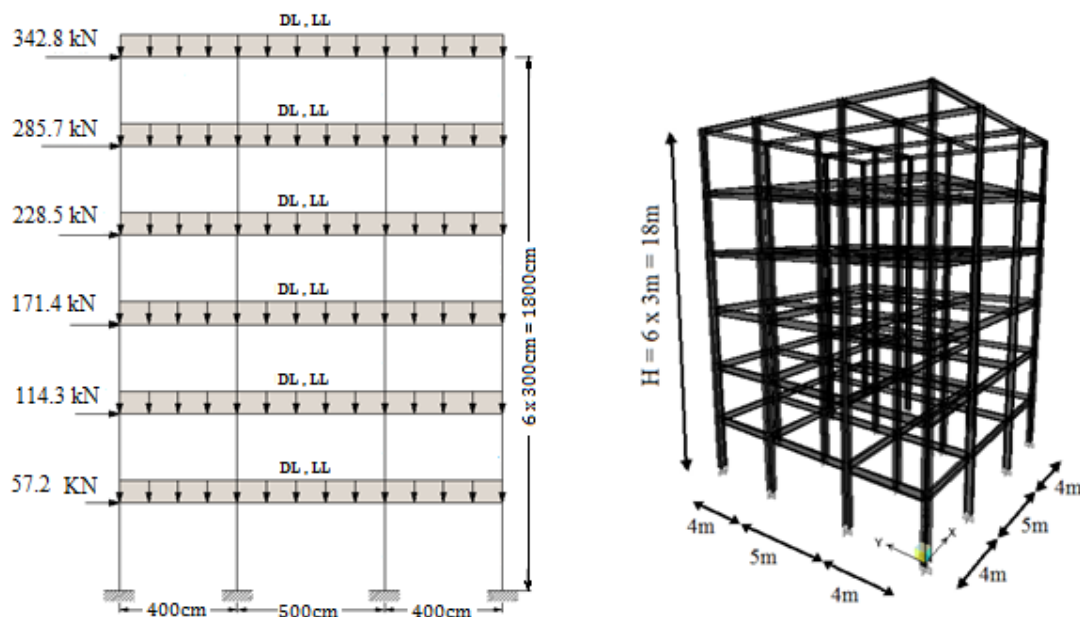


شکل (۱۰-۶) سیر همگرایی بهینه‌یابی قاب سازه‌ای یک دهانه‌ی هشت طبقه مثال ۹-۶

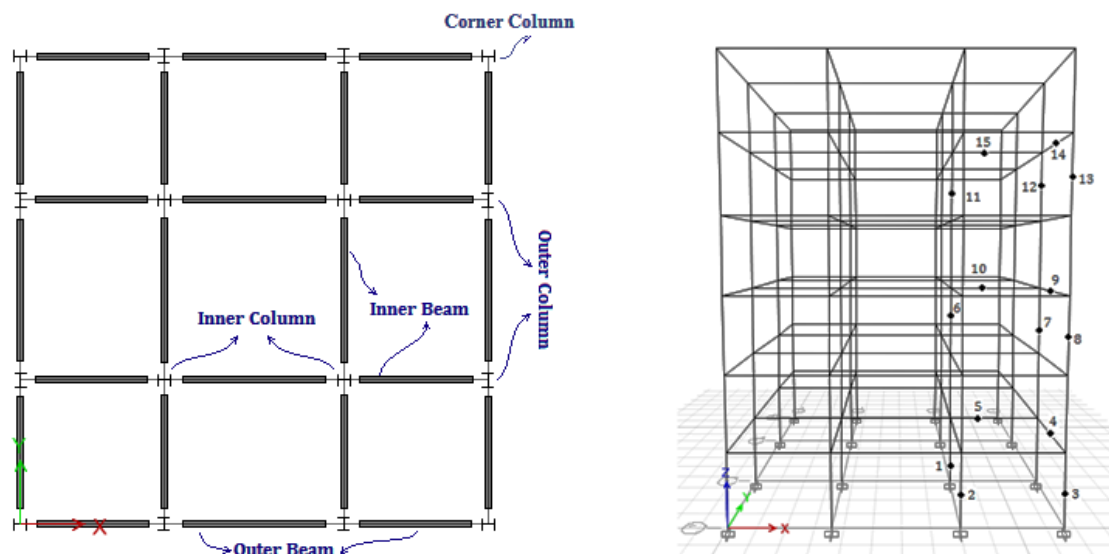
نتایج جدول (۱۹-۶) بیانگر عملکرد مناسب برنامه *3DSMF-RBO* نوشته‌شده جهت بهینه‌یابی بر مبنای قابلیت اعتماد می‌باشد. در ادامه با ذکر مثال‌هایی به طراحی بهینه‌ی قاب‌های خمشی فولادی سه‌بعدی پرداخته شده است.

مثال ۱۰-۶- بهینه‌سازی قاب خمشی فولادی سه‌بعدی شش طبقه تحت قید قابلیت اعتماد

قاب خمشی فولادی نشان داده شده در شکل (۱۱-۶) به عنوان اولین مثال جهت ارزیابی عملکرد الگوریتم بهینه‌یابی تحت قید قابلیت اعتماد نوشته شده، انتخاب شده است. قاب تحت ترکیب بار ثقلی (مرده و زنده) و بار جانبی (زلزله) بدون ضرایب بار به صورت $1.0G + 1.0E$ قرار می‌گیرد. بارگذاری زلزله، بار استاتیکی معادل طبق آیین‌نامه‌ی *ASCE* [۹۲] می‌باشد که به صورت بار متمرکز به گره‌های خارجی هر طبقه اعمال می‌شود. همان‌طور که در شکل (۱۲-۶) مشاهده می‌شود، ۲۴۰ عضو قاب در ۱۵ گروه طبقه‌بندی شده‌اند، به طوری که تیرها و ستون‌های دوطبقه‌ی مجاور یکسان هستند. ۲۶۸ مقطع از پروفیل *W* همانند جدول (۱۸-۶) جهت اختصاص به اعضا در نظر گرفته می‌شود. در جدول (۲۰-۶) بارهای ثقلی اعمال شده به تیرهای بام و طبقات آمده است. خصوصیات احتمالاتی متغیرهای تصادفی همانند مثال (۳-۶) بوده و در جدول (۵-۶) قابل مشاهده است.



شکل (۱۱-۶) قاب خمشی فولادی سه‌بعدی شش طبقه مثال ۱۰-۶



شکل (۶-۱۲) گروه‌بندی اعضای قاب خمشی فولادی سه‌بعدی شش طبقه مثال ۶-۱۰

جدول (۶-۲۰) بارگذاری ثقلی روی تیرهای قاب خمشی فولادی سه‌بعدی شش طبقه مثال ۶-۱۰

بار گسترده (kN/m)		طبقه
تیرهای داخلی	تیرهای خارجی	
14.91	9.42	بام
17.66	14.7	طبقات

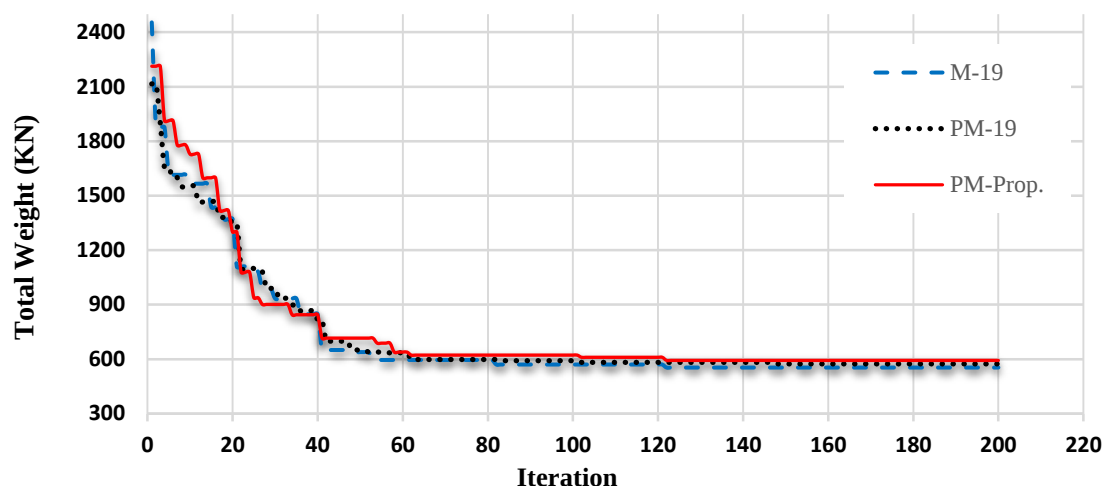
قید مسئله‌ی بهینه‌یابی، احتمال خرابی سیستم سازه‌ای می‌باشد که در آن $P_{f\text{system}}$ باید بزرگ‌تر از 1.0×10^{-3} نباشد. بهینه‌یابی قاب با استفاده از الگوریتم ژنتیک جزیره‌ای با تولید 100 جمعیت اولیه که به‌طور مساوی بین 5 زیرجمعیت توزیع شده‌اند، انجام می‌گیرد. وقفه‌ی مهاجرت در نسل 20 ام و نرخ مهاجرت 5% در نظر گرفته شده است.

به‌منظور بررسی تاثیر اندرکنش نیروی محوری و خمش دومحوره در بهینه‌یابی قاب سازه‌ای، تحلیل و طراحی بهینه‌ی قاب سه مرتبه انجام شده است. در حالت اول، از تاثیر نیروی محوری صرف‌نظر شده و در تحلیل الاستو-پلاستیک از روابط مرجع [۱۹] ارائه‌شده در بخش ۴-۳-۵ استفاده شده است (M-19). در حالت دوم، با در نظر گرفتن تاثیر اندرکنش نیروهای داخلی از روابط مرجع [۱۹] طبق

بخش ۴-۳-۶ در تحلیل الاستیک با ضابطه‌ی خرابی پلاستیک استفاده شده است ($PM-19$) و در حالت سوم، تاثیر اندرکنش نیروهای داخلی با استفاده از روابط راهکار پیشنهادی ارائه شده در فصل پنجم به‌ازای تحلیل الاستیک با ضابطه خرابی متناظر با تسلیم اولیه، در نظر گرفته می‌شود ($PM-Proposed$). طرح بهینه‌ی نهایی و مقاطع به‌دست آمده برای ۱۵ گروه اعضا با استفاده از برنامه‌ی $3DSMF-RBO$ در جدول (۶-۲۱) آمده است. همچنین منحنی‌های تاریخچه‌ی فرآیند بهینه‌یابی در شکل (۶-۱۳) قابل مشاهده است. با توجه به شکل (۶-۱۳)، برنامه‌ی $3DSMF-RBO$ وزن کل سازه را از حدود $2200kN$ به $573.77kN$ در حالت اول، $553.61kN$ در حالت دوم و $592.84kN$ در حالت سوم کاهش می‌دهد. این کاهش وزن تقریباً در طی تولید ۲۰۰ نسل غیرصعودی اتفاق افتاده است. همان‌طور که ملاحظه می‌شود، پس از نسل ۱۰۰ تغییرات ناچیزی در طرح بهینه‌ی سازه را شاهد هستیم.

جدول (۶-۲۱) طراحی بهینه‌ی قاب خمشی فولادی سه‌بعدی شش طبقه مثال ۶-۱۰

شماره گروه	نوع عضو	تعداد اعضا	حالت $M-19$	حالت $PM-19$	حالت $PM-Proposed$
1	Inner column	8	W16×89	W14×90	W16×89
2	Outer column	16	W16×77	W16×89	W16×89
3	Corner column	8	W16×67	W16×67	W16×67
4	Outer beam	24	W16×26	W16×26	W16×31
5	Inner beam	24	W16×31	W16×31	W16×36
6	Inner column	8	W12×72	W12×72	W14×82
7	Outer column	16	W12×72	W12×79	W12×79
8	Corner column	8	W12×53	W12×53	W14×74
9	Outer beam	24	W16×31	W16×31	W16×26
10	Inner beam	24	W16×36	W16×36	W16×31
11	Inner column	8	W10×45	W10×49	W12×58
12	Outer column	16	W12×58	W12×65	W12×53
13	Corner column	8	W8×31	W8×31	W10×45
14	Outer beam	24	W10×30	W10×30	W10×30
15	Inner beam	24	W10×26	W10×26	W12×30
وزن کل (kN)		-	553.61	573.77	592.84



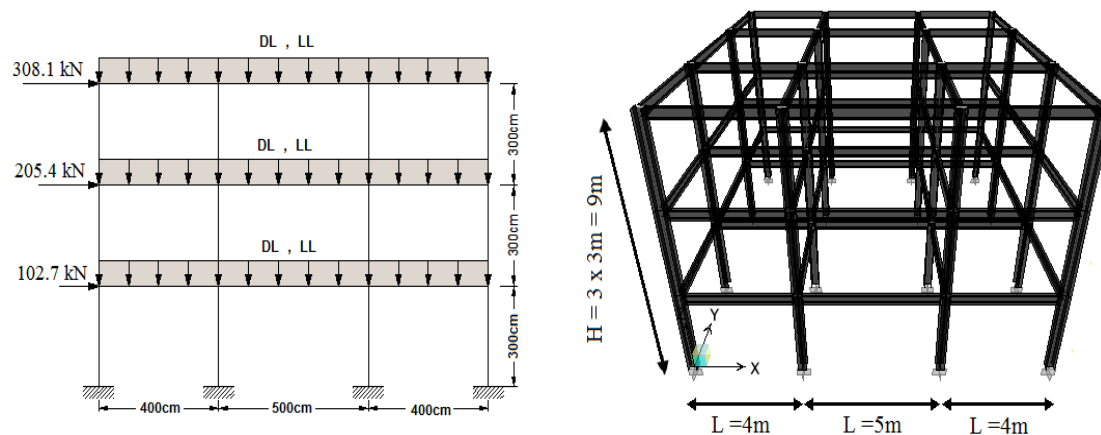
شکل (۶-۱۳) تاریخچه‌ی فرآیند بهینه‌یابی قاب خمشی فولادی سه‌بعدی شش طبقه مثال ۶-۱۰

طبق نتایج حاصل از جدول (۶-۲۱) مشاهده می‌شود که با در نظر گرفتن اندرکنش نیروی محوری و خمش دومتا محوره، عمدتاً مقاطع برخی اعضا تغییر کرده و وزن بهینه‌ی سازه در حالت دوم حدود ۴٪ نسبت به حالت اول افزایش یافته است. همچنین مشاهده می‌شود که وزن سازه طبق راهکار پیشنهادی حدود ۳.۳٪ نسبت به روش مرجع [۱۹] بیشتر شده است. این افزایش می‌تواند به دلیل آن باشد که در راهکار پیشنهادی از مفاهیم تحلیل الاستیک و ضابطه‌ی خرابی متناظر با تسلیم اولیه استفاده شده است. همان‌طور که در فصل چهارم اشاره شد، در روش مرجع [۱۹] به‌منظور پرهیز از تحلیل زمان‌بر الاستو-پلاستیک، از تحلیل الاستیک با ضابطه‌ی خرابی پلاستیک استفاده شده است. لذا از آنجاکه در راهکار پیشنهادی از تقریب روش مرجع [۱۹] اجتناب شده و همچنین، به دلیل انطباق تحلیل الاستیک با ضابطه‌ی خرابی الاستیک، نتایج راهکار پیشنهادی قابل‌اعتمادتر است.

مثال ۶-۱۱- بهینه‌سازی قاب خمشی فولادی سه‌بعدی سه طبقه تحت قید قابلیت اعتماد

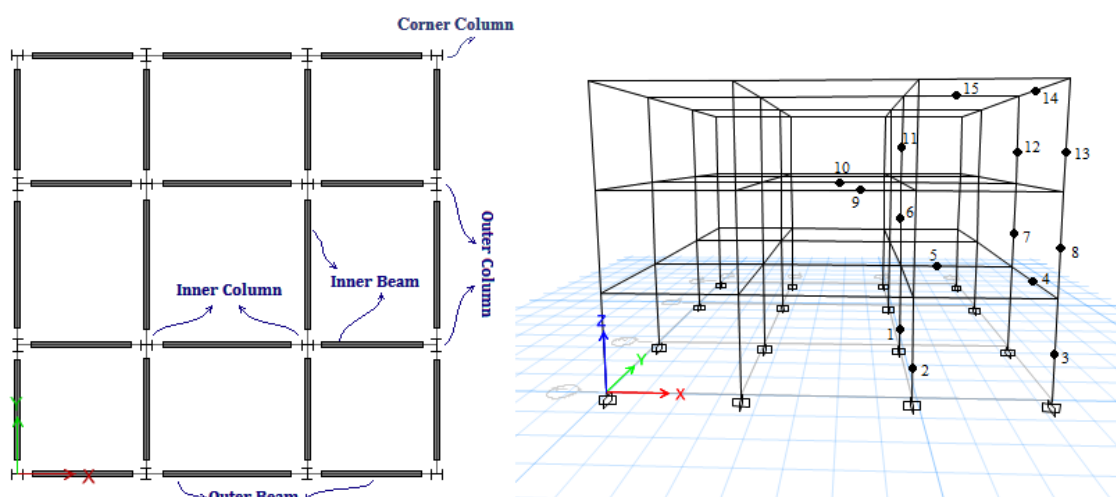
قاب خمشی فولادی نشان داده شده در شکل (۶-۱۴) به‌عنوان مثال دیگر جهت ارزیابی عملکرد الگوریتم نوشته شده، انتخاب شده است. قاب تحت ترکیب بار ثقلی (مرده و زنده) و بار جانبی (زلزله) بدون ضرایب

بار به صورت $1.0G + 1.0E$ قرار می‌گیرد. بارگذاری زلزله، بار استاتیکی معادل طبق آیین‌نامه‌ی ASCE [۹۲] می‌باشد که به صورت بارهای متمرکز به گره‌های خارجی هر طبقه اعمال می‌شود.



شکل (۶-۱۴) قاب خمشی فولادی سه‌بعدی سه طبقه مثال ۶-۱۱

۱۲۰ عضو قاب در ۱۵ گروه طبقه‌بندی شده‌اند که در شکل (۶-۱۵) مشاهده می‌شود. ۲۶۸ مقطع از پروفیل W همانند جدول (۶-۱۸) جهت اختصاص به اعضا در نظر گرفته می‌شود. در جدول (۶-۲۰) بارهای ثقلی اعمال شده به تیرهای بام و طبقات آمده است. خصوصیات احتمالاتی متغیرهای تصادفی همانند مثال (۶-۳) بوده و در جدول (۶-۵) قابل مشاهده است.



شکل (۶-۱۵) گروه‌بندی اعضای قاب خمشی فولادی سه‌بعدی سه طبقه مثال ۶-۱۱

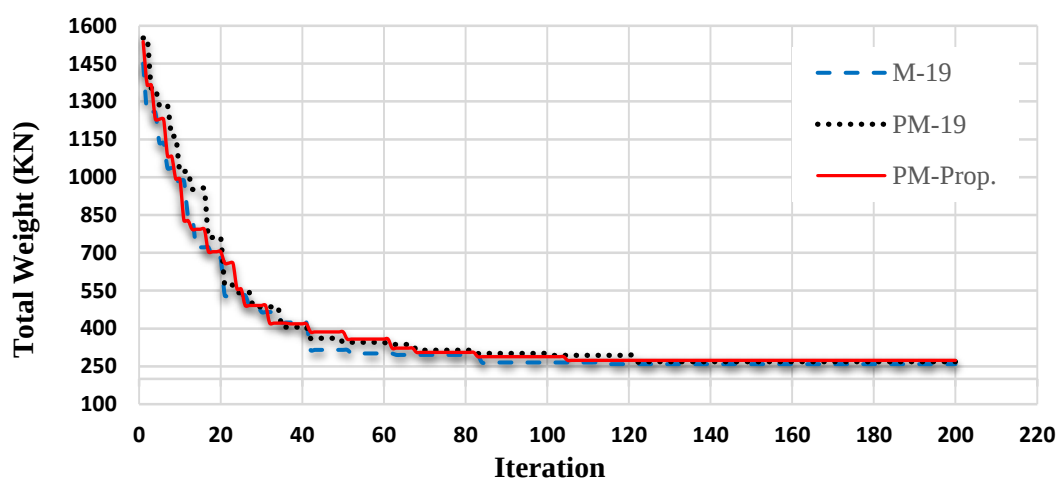
قید مسئله‌ی بهینه‌یابی، احتمال خرابی سیستم سازه‌ای می‌باشد که در آن $P_{f\text{system}}$ باید بزرگ‌تر از 1.0×10^{-3} نباشد. بهینه‌یابی قاب با استفاده از الگوریتم ژنتیک جزیره‌ای با تولید 100 جمعیت اولیه که به‌طور مساوی بین 5 زیرجمعیت توزیع شده‌اند، انجام می‌گیرد. وقفه‌ی مهاجرت در نسل 20 ام و نرخ مهاجرت 5% در نظر گرفته شده است.

در این مثال طراحی بهینه نیز، به‌منظور بررسی تاثیر اندرکنش نیروی محوری و خمش دومحوره در بهینه‌یابی قاب سازه‌ای، تحلیل و طراحی بهینه‌ی قاب سه مرتبه انجام شده است. همانند مثال ۶-۱۰، در حالت اول، از تاثیر نیروی محوری صرف‌نظر شده و از روابط مرجع [۱۹] ارائه‌شده در بخش ۴-۳ استفاده شده است ($M-19$). در حالت دوم، با در نظر گرفتن تاثیر اندرکنش نیروهای داخلی از روابط مرجع [۱۹] طبق بخش ۴-۳-۶ استفاده شده است ($PM-19$) و در حالت سوم، تاثیر اندرکنش نیروهای داخلی با استفاده از روابط راه‌کار پیشنهادی ارائه‌شده در فصل پنجم، در نظر گرفته شده است ($PM-Proposed$).

طرح بهینه‌ی نهایی و مقاطع به‌دست‌آمده برای ۱۵ گروه اعضا با استفاده از برنامه‌ی $3DSMF-RBO$ در جدول (۶-۲۲) آمده است. همچنین منحنی‌های تاریخچه‌ی فرآیند بهینه‌یابی در شکل (۶-۱۶) قابل‌مشاهده است. با استفاده از برنامه‌ی $3DSMF-RBO$ وزن کل سازه بهینه‌شده در حالت اول $258.77kN$ ، در حالت دوم $268.24kN$ و در حالت سوم $273.65kN$ به‌دست‌آمده است. این کاهش وزن تقریباً در طی تولید 200 نسل غیرصعودی اتفاق افتاده است.

جدول (۶-۲۲) طراحی بهینه‌ی قاب خمشی فولادی سه‌بعدی سه‌طبقه مثال ۶-۱۱

شماره گروه	نوع عضو	تعداد اعضا	حالت M-19	حالت PM-19	حالت PM-Proposed
1	Inner column	4	W14×82	W16×77	W18×76
2	Outer column	8	W16×77	W16×77	W16×77
3	Corner column	4	W16×67	W16×67	W16×67
4	Outer beam	12	W12×26	W14×26	W14×26
5	Inner beam	12	W12×26	W14×30	W12×30
6	Inner column	4	W16×67	W12×65	W14×68
7	Outer column	8	W12×65	W14×68	W14×68
8	Corner column	4	W14×61	W12×58	W12×58
9	Outer beam	24	W12×30	W12×30	W10×33
10	Inner beam	12	W10×33	W12×35	W12×35
11	Inner column	4	W12×40	W12×45	W10×45
12	Outer column	8	W10×49	W10×45	W10×49
13	Corner column	4	W8×21	W10×22	W8×24
14	Outer beam	12	W8×24	W10×30	W12×26
15	Inner beam	12	W10×26	W12×30	W8×35
وزن کل (kN)		-	258.77	268.24	273.65



شکل (۶-۱۶) تاریخچه‌ی فرآیند بهینه‌یابی قاب خمشی فولادی سه‌بعدی سه‌طبقه مثال ۶-۱۱

با توجه به نتایج جدول (۶-۲۲) مشاهده می‌شود که با در نظر گرفتن اندرکنش نیروی محوری و خمش دومحوره، مقاطع برخی اعضا تغییر کرده و وزن بهینه‌ی سازه در حالت دوم (PM-19) حدود 3.7% نسبت به حالت اول (M-19) افزایش یافته است. همچنین مشاهده می‌شود که وزن سازه طبق راهکار پیشنهادی حدود 2.1% نسبت به روش مرجع [۱۹] بیشتر شده است. ملاحظه می‌شود که فرض ایجاد مفصل پلاستیک در اعضا تحت فقط لنگر خمشی و صرف نظر از نیروی محوری، طرح بهینه با وزن بیشتر را نتیجه خواهد داد و روش راهکار پیشنهادی، طرح‌های محافظه‌کارانه‌تر و نزدیک به واقعیت را نتیجه می‌دهد. با این حال اختلاف نتایج آن‌چنان زیاد نبوده و جهت سهولت کار و تخمین‌های اولیه‌ی طرح، می‌توان روش حالت اول را نیز مورد استفاده قرار داد.

در این فصل با ارائه‌ی مثال‌هایی تأثیر استفاده از راهکارهای پیشنهادی بررسی شد. در فصل بعد نتایج به دست آمده به صورت کامل دسته‌بندی و تحلیل شده و پیشنهادهایی ارائه خواهد شد.



فصل هفتم

جمع بندی و پیشنهادها

۷-۱- پیش‌گفتار

هدف از انجام این رساله، بهینه‌سازی قاب‌های خمشی فولادی سه‌بعدی با در نظر گرفتن اندرکنش نیروی محوری و لنگر خمشی دومحوره تحت قید قابلیت اعتماد سیستم سازه‌ای با استفاده از الگوریتم ژنتیک مستقل از هر آیین‌نامه طراحی بوده است. تعیین احتمال خرابی سیستم سازه‌ای همواره امری زمان‌بر بوده و اکثر آیین‌نامه‌های طراحی اندرکنش اعضا را لحاظ نکرده و تنها به بررسی عضو منفرد سازه‌ای بسنده کرده‌اند. همچنین در اکثر تحقیقات انجام‌شده در زمینه بهینه‌یابی تحت قید قابلیت اعتماد، احتمال خرابی سیستم سازه‌ای به‌طور محافظه‌کارانه از روی احتمال خرابی اعضا تخمین زده شده است و یا به‌منظور ساده‌سازی روابط از تاثیر اندرکنش نیروهای داخلی صرف‌نظر شده و معیار خرابی، لنگر خمشی تنها در نظر گرفته شده است.

در این تحقیق به‌منظور تسریع در روند تعیین احتمال خرابی سیستم سازه‌ای و بهینه‌یابی مبتنی بر آن، راهکار لاتین هاپیرکیوب اصلاح‌شده، $M-LHS$ ، ارائه شده است. همچنین جهت بررسی تاثیر اندرکنش نیروی محوری و خمش دومحوره، روابطی مبتنی بر مقاومت‌های حد الاستیک اعضا پیشنهاد شده و در فصل ششم مثال‌هایی جهت بررسی راهکارهای پیشنهادی و بهینه‌سازی قاب‌های ساختمانی ارائه شده است. در ادامه به بیان خلاصه‌ای از نتایج و دستاوردهای حاصل از این رساله پرداخته می‌شود. همچنین جهت ادامه‌ی پژوهش در زمینه تحقیقات و فعالیت‌های حاضر، پیشنهادهایی ارائه شده است.

۷-۲- جمع‌بندی و نتیجه‌گیری

نتایج حاصل از این رساله با توجه به راهکارهای پیشنهادی به‌طور خلاصه به شرح زیر قابل بیان است.

۱- در این رساله روندی گام‌به‌گام برای به دست آوردن احتمال خرابی سیستم سازه‌ای مبتنی بر روش‌های شبیه‌سازی ارائه گردید که نتایج قابل قبولی را به دنبال داشته است. ارزیابی قابلیت اعتماد

سیستم سازه‌ای در این رساله با استفاده از روش پیشنهادی لاتین هایپرکیوب اصلاح‌شده $M-LHS$ انجام شد تا زمان انجام محاسبات کاهش یابد.

۲- با توجه به نتایج احتمال خرابی سیستم سازه‌ای حاصل از تحلیل‌های مونت کارلو، LHS و $M-LHS$ مشاهده شد که با کاهش تعداد نمونه‌های انتخابی برای هر متغیر تصادفی از 100,000 نمونه در روش شبیه‌سازی مونت کارلو و 10,000 نمونه در روش لاتین هایپرکیوب به 1000 نمونه در روش پیشنهادی $M-LHS$ ، نتایج احتمال خرابی به‌خوبی تقریب زده شد. بنابراین زمان محاسبه‌ی احتمال خرابی سیستم سازه‌ای و نهایتاً اجرای محاسبات بهینه‌یابی به‌طور قابل‌توجهی کاهش می‌یابد.

۳- با توجه به خروجی نتایج تحلیل حساسیت احتمال خرابی در برابر ضریب پراکندگی مقاومت تسلیم فولاد، ملاحظه شد که افزایش ضریب پراکندگی بعد از مقدار 0.07 باعث جهش قابل‌توجهی در احتمال خرابی سیستم سازه‌ای می‌شود؛ بنابراین می‌توان نتیجه گرفت که کنترل کیفیت مناسب در تولید فولاد می‌تواند تأثیر قابل‌ملاحظه‌ای در قابلیت اعتماد قاب خمشی فولادی داشته باشد.

۴- نتایج حاصل از تحلیل قابلیت اعتماد سازه تحت ترکیب بار ثقلی نشان می‌دهد که احتمال خرابی به‌دست‌آمده در قاب‌های طراحی‌شده بر اساس آیین‌نامه قدیم $1.5 \times 10^{-5} \sim 1.4 \times 10^{-5}$ و P_f و ارزیابی‌شده تحت شرایط آیین‌نامه جدید ایران $1.6 \times 10^{-5} \sim 1.5 \times 10^{-5}$ ، تفاوت چندانی نداشته و در محدوده قابل‌قبول می‌باشد.

۵- با توجه به نتایج تحلیل قابلیت اعتماد سازه تحت ترکیب بار لرزه‌ای، در هر دو قاب خمشی سه‌طبقه و شش‌طبقه، شاخص ایمنی در قاب طراحی‌شده بر اساس آیین‌نامه قدیم حدود $\beta \approx 3.11$ بوده و در همان قاب تحت بارگذاری ثقلی و لرزه‌ای آیین‌نامه جدید ایران کاهش $\beta \approx 2.93$ داشته است. با توجه به محدوده مناسب برای شاخص ایمنی و احتمال خرابی ($\beta \approx 3.1-3.7$)، ملاحظه می‌شود که ساختمان‌های طراحی‌شده بر مبنای آیین‌نامه‌های قدیم چنانچه تحت شرایط آیین‌نامه‌های جدید ایران ارزیابی شوند، کاهش در تراز ایمنی را از خود نشان می‌دهند؛ بنابراین جهت اطمینان

از ایمنی سازه‌های موجود که بر مبنای آیین‌نامه‌های قدیم طراحی شده‌اند نیاز به بررسی‌های دقیق‌تر داشته و شاید در برخی موارد نیاز به مقاوم‌سازی ساختمان‌ها باشد.

۶- بررسی تاثیر اندرکنش نیروی محوری و لنگر خمشی در ارزیابی قابلیت اعتماد سیستم سازه‌ای که تا پیش‌ازاین چندان موردتوجه قرار گرفته نشده بود، انجام شد و برای آن برنامه‌ای به زبان برنامه‌نویسی *CSharp* نوشته شد.

۷- در برنامه‌ی نوشته‌شده‌ی *3DSMF-RBO*، بهینه‌یابی با استفاده از الگوریتم ژنتیک جزیره‌ای انجام می‌گیرد و محدودیت عملکرد، احتمال خرابی سیستم سازه‌ای است که با استفاده از روش *M-LHS* به دست می‌آید.

۸- به‌منظور بررسی تاثیر اندرکنش نیروهای داخلی، با استفاده از مفاهیم مقاومت حد الاستیک جهت ساده‌سازی توابع حالات حدی و ماتریس‌های سختی اصلاح‌شده، همچنین دوری از عملیات سنگین ماتریسی که منجر به افزایش زمان محاسبات در فرآیند بهینه‌یابی می‌شود، راهکار پیشنهادی ارائه شد. نتایج طراحی بهینه‌ی قاب‌های سه‌طبقه و شش طبقه اشاره به عملکرد مناسب الگوریتم‌های پیشنهادی که در قالب برنامه‌ی *3DSMF-RBO* ارائه شده است، دارد.

۹- با توجه به مقاطع طراحی و وزن‌های به‌دست‌آمده از مثال‌های بهینه‌یابی، مشاهده می‌شود که با در نظر گرفتن اندرکنش نیروی محوری و لنگر خمشی نسبت به حالت لنگر خمشی تنها، ابعاد مقاطع بعضی از اعضا افزایش یافته و وزن بهینه حدود 4% بیشتر شده است.

۱۰- وزن بهینه‌ی به‌دست‌آمده از راهکار پیشنهادی نسبت به روش تحلیل الاستیک با ضابطه‌ی خرابی ایجاد مفاصل پلاستیک، در قاب سه‌طبقه (2.1%) و در قاب شش طبقه (3.3%) افزایش داشته است. این مطلب بیانگر آن است که با تحلیل الاستیک و ضابطه‌ی خرابی مبتنی بر تسلیم اولیه در مقاطع، وزن بهینه تا حدی بیشتر حاصل می‌شود.

۱۱- با راه‌کار تحلیل الاستیک و ضابطه‌ی خرابی تسلیم اولیه؛ انطباق تحلیل سازه با ضابطه‌ی خرابی پدید آمده و نیاز به تحلیل زمان‌بر الاستو-پلاستیک برطرف شده است.

۱۲- نتایج بهینه‌سازی دو قاب خمشی سه‌بعدی فولادی سه‌طبقه و شش‌طبقه نشان داد که فرض ایجاد مفصل پلاستیک در اعضا در اثر فقط لنگر خمشی و صرف‌نظر از تاثیر نیروی محوری، اختلاف زیادی با حالت در نظر گرفتن اندرکنش نیروی محوری و خمش دومحوره ایجاد نمی‌کند.

۳-۲- پیشنهادها

در راستای توسعه و بهبود عملکرد روش بهینه‌یابی مبتنی بر قابلیت اعتماد، موضوعات زیر جهت ادامه‌ی تحقیقات حاضر پیشنهاد می‌شود.

۱- برای تحقیقات پیش رو پیشنهاد می‌گردد که تحلیل قابلیت اعتماد سیستم سازه‌ای با استفاده از روش‌های دیگر مانند روش جدا کردن β ، روش شاخه و کرانه، روش $PNET$ و روش‌های مبتنی بر برنامه‌ریزی خطی و غیرخطی انجام شده و نتایج حاصل با نتایج این تحقیق مقایسه گردد.

۲- یکی از معایب روش‌های مبتنی بر روش‌های شبیه‌سازی در تحلیل قابلیت اعتماد سازه‌ای، تعداد زیاد تکرار تحلیل و متعاقب آن صرف زمان زیاد است. هرچند در آینده‌ی نه‌چندان دور با ارتقاء سیستم‌های سخت‌افزاری و نرم‌افزاری این مسئله حل می‌شود اما ارائه‌ی راه‌کارهایی که منجر به کاهش تعداد شبیه‌سازی‌ها شود، تاثیر بسیاری در افزایش سرعت بهینه‌یابی دارد.

۳- در این رساله از متغیرهای طراحی گسسته استفاده شد. استفاده از متغیرهای پیوسته قطعا به نتایج بهینه‌تر منجر می‌شود. همچنین با استفاده از الگوریتم‌های بهینه‌یابی دیگر ممکن است بتوان نتایج مطلوب‌تری کسب نمود.

۴- همان‌طور که در بخش ۵-۳ اشاره شد، روش پیشنهادی $M-LHS$ برای متغیرهای طراحی با توزیع نرمال، توزیع لگ نرمال، توزیع تابع حدی نوع I و توزیع تابع حدی نوع II قابل‌استفاده می‌باشند و برای سایر توابع توزیع نیاز به مطالعات و بررسی‌های بیشتر دارد.

۵- نتایج حاصل از بهینه‌یابی قاب‌های میان‌مرتبه‌ی انتخاب‌شده، نشان از عملکرد قابل‌قبول راه‌کارهای پیشنهادی داشت، اما برای قاب‌های خمشی بلندمرتبه نیاز به تحقیقات بیشتر داشته و در نظر گرفتن اثرات $P-\Delta$ هندسی در تحقیقات آتی پیشنهاد می‌شود.



فصل

مراجع

مراجع

- [1] Kaveh A. and Kalatjari VR. (2003), "Topology optimization of trusses using genetic algorithm, force method and graph theory", *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, **58**, pp. 771-791.
- [2] Kaveh A. and Talatahari S. (2010), "A novel heuristic optimization method: charged system search", *Acta Mechanica*, **213**(3-4), pp. 267-289.
- [3] Fogel, L.J. (1999), *"Intelligence through Simulated Evolution: forty years of evolutionary programming"*, John Wiley and Sons Inc. New York, NY, USA.
- [4] De Jong, K. (1975), *"Analysis of the Behavior of a Class of Genetic Adaptive Systems"*, Ph.D. Thesis, University of Michigan, Ann Arbor, MI.
- [5] Koza, J.R. (1990), "Genetic programming: a paradigm for genetically breeding populations of computer programs to solve problems", *Stanford University Computer Science Department Technical Report*, STAN-CS-90-1314.
- [6] Holland J.H. (1975), *"Adaptation in Natural and Artificial Systems"*, the University of Michigan and MIT Press, Cambridge, MA.
- [7] Goldberg D.E. (1989), *"Genetic Algorithms in Search, Optimization and Machine Learning"*, Addison-Wesley Longman Publishing Co, Boston, MA.
- [8] Dorigo M., Maniezzo V. and Colorni A. (1996), "The ant system: optimization by a colony of cooperating agents", *IEEE Transaction on Systems, Man, Cybernetics*. Part: B **26**(1), pp. 29-41.
- [9] Kirkpatrick, S., Gelatt, C. and Vecchi, M. (1983), "Optimization by simulated annealing", *Science*, **220**(4598), pp. 671-680.
- [10] Kaveh A. and Talatahari S. (2011), "Optimization of large-scale truss structures using modified charged system search", *International Journal of Optimization in Civil Engineering*, **1**, pp. 15-28.
- [11] Kaveh A. and Talatahari S. (2011), "An enhanced charged system search for configuration optimization using the concept of fields of forces", *Structural and Multidisciplinary Optimization*, **43**(3), pp. 339-51.

[12] کاوه ، ع. و کلات جاری، و.ر. (۱۳۷۳) "نظریه قابلیت اعتماد و کاربرد آن در مهندسی سازه"،

چاپ اول، دانشگاه علم و صنعت، تهران.

- [13] Nowak AS, Collins KR. (2012), "*Reliability of Structures*", Taylor and Francis Group, 2nd Edition.
- [14] Hasofer AM, Lind N. (1974), "An exact and invariant first order reliability format", *Journal of Engineering mechanics, ASCE*, **100**, pp. 111-21.
- [15] Rackwitz R, Fiessler B. (1978), "Structural reliability under combined random load sequences", *Computers & structures*, **9**, pp. 489-94.
- [16] Rashed R, Moses F. (1986), "Application of linear programming to structural system reliability", *Computers & structures*, **24**, pp. 375-84.
- [17] Ang AHS, Ma HF. (1981), "On the reliability of structural systems", *3rd International Conference on Structural Safety and Reliability, Elsevier, Amsterdam*, pp. 295-314.
- [18] Ghasemi MR, Yousefi M. (2011), "Reliability-based optimization of steel frame structures using modified genetic algorithm", *Asian Journal of Civil Engineering*, **12**, pp. 449-75.
- [19] Thoft-Christensen P. and Murotsu Y., (1986), "*Application of Structural Systems Reliability Theory*", Springer-Verlag, Berlin Heidelberg New York Tokyo.
- [20] Gharaibeh E.S., McCartney J.S., Frangopol D.M. (2001), "Reliability-based importance assessment of structural members", *First MIT Conference on Computational Fluid and Solid mechanics*, pp.198-200.
- [21] Tarek N. K., Chung C. F. (2002), "Redundancy analysis of existing truss bridges: A system reliability-based approach", *First International Conference Bridge Maintenance, Safety and Management, Barcelona, IABMAS*.
- [22] Kamal, A.H., Ayyub, M.B. (2002), "Correlation effects on reliability assessment of structural systems", *15th ASCE Engineering Mechanics Conference*, Colombia University, New York, NY.
- [23] Trandafir R., Demetriu S., and Mierlus-Mazilu I., (2003), "Determination of reliability bounds for structural systems using linear programming", *Analele Stiintifice ale Universitatii Ovidius Constanta*, **11**(2), pp. 171–82.
- [24] حصیرچی ر. (۱۳۸۲) "تحلیل قابلیت اعتماد سازه‌های فولادی مهاربندی‌شده در برابر زلزله"، پایان‌نامه کارشناسی ارشد، اساتید راهنما: محسنعلی شایانفر و ابراهیم ثنایی، دانشکده عمران دانشگاه علم و صنعت ایران.

- [25] Sues R.H. , Cesare M.A. (2005), "System reliability and sensitivity factors via the MPPSS method", *Probabilistic Engineering Mechanics*, **20**(2), pp. 148-57.
- [26] Qiu Z., Yang D., Elishakoff D., (2008), "Probabilistic interval reliability of structural systems", *International Journal of Solids and Structures*, Science Direct, **45**, pp. 2850–60.
- [27] Kang W.H. and Song J. (2010), "Evaluation of multivariate normal integrals for general system by sequential compounding", *Structural Safety*, **32**, pp. 35-41.
- [28] Abdelal G.F. and Cooper J.E. (2013), "Reliability assessment of 3D space frame structures applying stochastic finite element analysis", *International Journal of Mechanic Material*, **9**, pp. 1-9.
- [29] Chun J., Song J. and Paulino G.H. (2015), "Parameter sensitivity of system reliability using sequential compounding method", *Structural Safety*, **55**, pp. 26-36.
- [30] Elligwood B., Galambos T.V., MacGregor J.G. and Cornell C.A. (1980), "Development of a Probability Based Load Criterion for American National Standard A58", National Bureau of Standards, NBS Special Publication 577, Washington D.C.
- [31] Ellingwood, B. and Rosowsky, D. (1996), "Combining snow and earthquake load for limit state design", *Journal of the Structural Engineering*, **122**(11), 1364-68.
- [32] اندرواره ز. (۱۳۹۳) "بررسی قابلیت اعتماد ستون‌های بتن آرمه تقویت شده با FRP براساس آیین‌نامه‌های ایران و آمریکا"، رساله کارشناسی ارشد، استاد راهنما: وحیدرضا کلات‌جاری، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شاهرود.
- [33] Shayanfar, M.A. and Barkhordari M.A. Rahmanian M. (2011), "Reliability of the member stability criteria in the 2008 Iranian specification for structural steel", *Journal of Structure and Steel*, **9**, pp. 5-12.
- [34] Hess, P.E., Bruchman, D., Assakkaf, I.A. and Ayyub, B.M. (2002), "Uncertainties in material and geometric strength and load variables", *Naval Engineering Journal*, Technical Report, **114**, pp. 139-66.
- [35] Galambos, T.V. and Ravindra T.V. (1978), "Properties of steel for use in LRFD", *Journal of the Structural Division*, ASCE, **104**(ST9).

- [36] Mansour, A.E., Jan H.Y., Zigelman C.I., Chen Y.N. and Harding S.J. (1984), "Implementation of reliability methods to marine structures", *Society of Naval Architects and Marine Engineers*, **92**, pp.11-20.
- [37] Kala Z., Melcher J. and Puklický L. (2009), "Material and geometrical characteristics of structural steels based on statistical analysis of metallurgical products", *Journal of Civil Engineering and Management*, **15**(3), pp. 299-307.
- [38] Melchers R.E. and Tang L.K. (1984), "Dominant failure modes in stochastic structural systems", *Structural Safety*, **2**, pp. 127-43.
- [39] Dey A and Mahadevan S. (1988), "Ductile structural system reliability analysis using adaptive importance sampling", *Structural Safety*, **20**, pp. 137-54.
- [40] Watwood VB. (1979), "Mechanism generation for limit analysis of frames", *Journal of Structural Division*, ASCE, **109**, pp. 1–15.
- [41] Gorman MR. (1981), "Automatic generation of collapse mode equation", *Journal of Structural Division*, ASCE, **107**, pp. 1350-4.
- [42] Moses F and Stahl B. (1978), "Reliability analysis format for offshore structures", Paper OTC 3046, *Offshore Technology Conference*, Houston.
- [43] Ang AH-S and Ma HF. (1981), "On the reliability of structural systems", 3rd *International Conference on Structural Safety and Reliability*, Elsevier, Amsterdam, Netherlands, pp. 295-314 .
- [44] Murotso Y., Taguchi K., Grimmelt M. and Yonezawa Y., (1984), "Automatic generation of stochastically dominant failure modes of frame structures", *Structural Safety*, **2**(1), pp. 17-25.
- [45] Ranganathan R and Deshpande AG. (1987), "Generation of dominant modes and reliability analysis of frames", *Structural Safety*, **4**, pp. 217–28 .
- [46] Park S., Choi S., Sikorski C. and Stubbs N. (2004), "Efficient method for calculation of system reliability of a complex structure", *International Journal of Solids and Structures*, **41**, pp. 5035-50.
- [47] Cardoso, J.B., Almeida, G.R. Dias, J.M. and Coelho, P.M. (2008), "Structural reliability analysis using Mont Carlo simulation and neural networks", *Advances in Engineering Software*, **39**, pp. 505-13

[48] McKay, M.D., Beckman, R.J. and Conover, W.J. (1979), "A comparison of three methods for selecting values of input variables in the analysis of output from computer code", *Technometrics*, **21**(2), pp. 239-48.

[49] شایانفر م.ع.، قانونی بقا م. و جهانی ا. (۱۳۹۴) "تئوری قابلیت اعتماد سازه‌ها"، چاپ اول، انتشارات دانشگاه علم و صنعت، تهران.

[50] Rosenblueth E. (1975), "Point estimates for probability moments", *Proceedings of the National Academy of Sciences*, **72**(10), pp. 3812-14.

[51] Sorensen, J.D. (2004), "*Notes in Structural Reliability Theory and Risk Analysis*", Institute of Building Technology and Structural Engineering, Aalborg University, Aalborg, Denmark.

[52] طالب پور م.ح. (۱۳۹۲) "بهینه‌یابی سازه‌ها با استفاده از روش‌های فرا ابتکاری ترکیباتی"، رساله دکتری، استاد راهنما: دکتر وحیدرضا کلات‌جاری، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شاهرود.

[53] علیرضا م. (۱۳۹۳) "مقدمه‌ای بر الگوریتم‌های ژنتیک و کاربردهای آن"، چاپ ششم، انتشارات ناقوس، تهران.

[54] رضایی ع.، رنجبران س. (۱۳۹۱) "آموزش کاربردی الگوریتم ژنتیک و فازی در نرم‌افزار Matlab"، چاپ دوم، کتاب پدیده، تهران.

[55] Rajeev S. and Krishnamoorthy C.S. (1992), "Discrete optimization of structures using genetic algorithms", *ASCE, Journal of Structural Engineering*, **118**(5), pp. 1233-50.

[56] طالب پور م.ح. (۱۳۸۷) "بهینه‌یابی سطح مقطع و توپولوژی خرپاها با استفاده از روش‌های نوین الگوریتم ژنتیک" پایان‌نامه کارشناسی ارشد، استاد راهنما: وحیدرضا کلات‌جاری، دانشکده عمران، دانشگاه صنعتی شاهرود.

[57] کلات‌جاری و.ر. (۱۳۸۰) "بهینه‌یابی خرپاها با استفاده از الگوریتم ژنتیک و روش جبری نیروها"، رساله دکتری، استاد راهنما: علی کاوه، دانشکده عمران، دانشگاه علم و صنعت ایران.

- [58] Long H.V. and Hung N.D. (2010), "Plastic optimization of 3D steel frames under fixed or repeated loading: Reduction Formulation", *Engineering Structures*, **32**, pp. 1092-99.
- [59] Sivanandam S.N. and Deepa S.N., (2008), *"Introduction to Genetic Algorithms"*, Springer-Berlin Heidelberg, New York.
- [60] Haupt R.L. and Haupt S.E., (2004), *"Practical Genetic Algorithm"*, 2nd Edition, John Wiley and Sons, New York.
- [61] Yang J. and Soh C.K., (1997), "Structural optimization by genetic algorithms with tournament selection", *Journal of Computing in Civil Engineering*, **11**(3), pp 195-200.
- [62] Bagchi T.P., (1999), *"Multiobjective Scheduling by Genetic Algorithms"*, Kluwer Academic Publishers, Massachusetts.
- [63] Tanimura Y., Hiroyasu T. and Miki M. (2001), "Discussion on distributed genetic algorithms for designing truss structures", *The 5th International Conference and Exhibition on High Performance Computing in the Asia-Pacific Region*, Queensland Australia.
- [64] کلات جاری و.ر.، طالب پور م.ح. (۱۳۹۰) "بهبهینه یابی سطح مقطع و توپولوژی سازه های خرپایی توسط روش اصلاحی جستجوی چندمنظوره"، نشریه مهندسی عمران و نقشه برداری - دانشکده فنی، دوره ۴۵، شماره ۳، صفحه ۳۵۱-۳۶۳.
- [65] Lagaros N.D., Tsompanakis Y. and Papadrakakis M. (2002), "Reliability based structural optimization", *4th GRACM Congress on Computational Mechanics*, Patra 27-29 June 2002.
- [66] Tsompanakis Y. and Papadrakakis M. (2004), "Large scale reliability based structural optimization", *Structural and Multidisciplinary Optimization*, **26**, pp. 429-40.
- [67] Papadrakakis M., Tsompanakis Y., Lagaros N.D. and Fragiadakis M. (2004), "Reliability based optimization of structures under seismic excitation", *European Congress on Computational Methods in Applied Sciences and Engineering*, Jyvaskyla, Finland.
- [68] Togan V., Daloglu A. (2006), "Optimum design of a truss system under the constraint of failure probability", *ARI, the Bulletin of the Istanbul Technical University*, **54**, No.5, Zekai Celep.

[69] مستخدمین حسینی م. ر.، (۱۳۸۵) "بهینه‌یابی سازه‌های خرپایی بر اساس نظریه قابلیت اعتماد با استفاده از الگوریتم وراثتی اصلاح‌شده"، پایان‌نامه کارشناسی ارشد، استاد راهنما: محمدرضا قاسمی، دانشکده عمران، دانشگاه سیستان و بلوچستان.

[70] شایانفر م.ع.، جهانی ا.، (۱۳۸۷) "تئوری قابلیت اعتماد با استفاده از الگوریتم ژنتیک و شبکه‌های عصبی"، چهارمین کنگره ملی مهندسی عمران، دانشگاه تهران.

[71] منصوریان پ. (۱۳۹۰) "بهینه‌یابی سازه‌های خرپایی با استفاده از الگوریتم ژنتیک تعمیم‌یافته تحت قید قابلیت اعتماد اعضا و کل سازه"، رساله دکتری، استاد راهنما: وحیدرضا کلات‌جاری، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شاهرود.

[72] بیابانی همدانی ک. (۱۳۹۴) "بهینه‌یابی سطح مقطع و هندسه خرپاها تحت قید قابلیت اعتماد با استفاده از الگوریتم ژنتیک"، رساله کارشناسی ارشد، استاد راهنما: وحیدرضا کلات‌جاری، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شاهرود.

[73] Li G.Q. and Li J.J. (2007), "*Advanced Analysis and Design of Steel Frames*", John Wiley & Sons, New York.

[74] Wong M.B. (2009), "*Plastic Analysis and Design of Steel Structures*", 1st Edition, Department of Civil Engineering, Monash University of Australia, Elsevier.

[75] Eurocode 3, (2005), "*Design of Steel Structures – part 1-1; General Rules and Rules for Buildings*", European norm 1993-1-1, Brussels: CEN.

[76] Skordeli M.-A.A. and Bisbos C.D. (2010), "Limit and shakedown analysis of 3D steel frames via approximate ellipsoidal yield surfaces", *Engineering Structures*, **32**, pp.1556-67.

[77] AISC, (2016), "*Specification for Structural Buildings*", Chicago, American Institute of Steel Construction.

[78] Kassimali, A. (2012), "*Matrix Analysis of Structures*", 2nd Edition, Globe: Cengage Learning.

[79] Irani, H.R., Kalatjari, V.R. and Dibaei Bonab, M.H., (2020), "Reliability based optimization of 3D steel moment frames considering axial force and biaxial bending moments interaction", *International Journal of Optimtimization in Civil Engineering*, **10**(1), pp. 137-55.

- [80] Gorman, M.R. and Moses, F. (1972), "*Reliability of Structural Systems*", Ohio: Case Western Reserve University, Report No. 79(2).
- [81] Hadianfard, M.A. and Razani, R. (2003), "Effect of semi-rigid behavior of connections in the reliability of steel frames", *Journal of Structural Safety*, **25**, pp. 123-38.
- [82] Standard NO. 2800-84. (2005), "*Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of Buildings*", 3rd Edition, Tehran: Building and Housing Research Center (BHRC).
- [83] Sixth National Building Regulation. (2006), "*Design Loads for Buildings*", 2nd Edition, Tehran: National Building Regulation Office.
- [84] Tenth National Building Regulation. (2008), "*Design and Construction of Steel Structures*", 3rd Edition, Tehran: National Building Regulation Office.
- [85] Standard NO. 2800. (2015), "*Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of Buildings*", 4th Edition, Tehran: Road Housing and Urban Development Research Center (BHRC).
- [86] Sixth National Building Regulation. (2013), "*Design Loads for Buildings*", 3rd Edition, Tehran: National Building Regulation Office.
- [87] Melchers, R.E. and Beck, A.T. (2018), "*Structural Reliability Analysis and Prediction*", 2nd Edition, Hoboken NJ: Wiley.
- [88] Khot NS, Venkayya VB, Berke L. (1973), "Optimization of structures for strength and stability requirements", *Air Force Flight Dynamics LAB Wright-Patterson AFB*, Ohaio, No. AFFDLTR-73-98.
- [89] AISC., (1994), "*Manual of Steel Construction - Load & Resistance Factor Design*", 2nd edition, American Institute of Steel Construction, Inc.
- [90] Kaveh A, and Malakoutirad S., (2010), "Hybrid genetic algorithm and particle swarm optimization for the force method-based simultaneous analysis and design", *Iranian Journal of Science and Technology*, 2010; **34**: pp. 15-34.
- [91] Camp C. V., Pezeshk S. and Cao G., (1998), "Optimized design of two dimensional structures using a genetic algorithm", *Journal of Structural Engineering*, **124**, 5, pp 551-59.
- [92] American Society of Civil Engineering, ASCE/SEI 7-16, (2017), "*Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures*", Virginia, USA.

Abstract

In the last few decades, reducing the time and cost of designing structures and saving on materials has made the issues of structural optimization particularly important. In addition, the reliability of structural systems in recent years has been an issue that has been considered by designers. However, due to the time-consuming optimization based on the reliability of the structural system, many researchers by using conservative and simplistic assumptions have estimated the probability failure of structures based on the probability failure of members. Alternatively, the effect of axial force and bending moments interaction is ignored which has led to poor design and economic results.

The present thesis is based on the development of optimization of three-dimensional steel moment frames by considering the axial force and biaxial bending moments interaction in plastic hinge formation and tries to obtain new achievements with purposeful steps.

For this purpose, optimization of three-dimensional steel moment frame using island genetic algorithm and reliability analysis of structural system using the proposed Modified Latin Hypercube Sampling, M-LHS, has been performed. In addition, in order to consider the interaction of the axial force and biaxial bending moments, solutions have been proposed and studied.

In the proposed M-LHS method, the arrangement of intervals is selected so that the largest volume of samples is in ranges with specified distances from the mean value. According to the results, it is suggested that about 70 to 80% of the samples be selected from these ranges.

The optimization results of the three-dimensional moment steel frames showed that the assumption of plastic hinges in the members due to bending moment alone and regardless of the effect of axial force did not cause much difference with considering the interaction of axial force and biaxial bending moment. In this case, optimal weight of the structure has been increased by only about 4%, taking into account the interaction of internal forces. In addition, the optimal weight obtained from the proposed solution to consider the interaction of axial force and biaxial bending moment, compared to the method of elastic analysis with plastic failure criterion, has increased by about 2.1% in the three-story frame and 3.3% in the six-story frame. This could indicate that due to the compliance of the elastic analysis of the structure with the initial yield failure criterion in

the proposed solution, the answers are more reliable and the need for time-consuming elasto-plastic analysis has been eliminated.

Keywords:

Reliability-based optimization, Probability failure of structural system, Interaction of the axial force and biaxial bending moments, Modified Latin Hypercube method, Island genetic algorithm, Three-dimensional steel moment frames



Shahrood University of Technology

Faculty of Civil Engineering

Ph.D. Thesis in Structures

Optimization of 3D Steel Moment Frames Based on Modified Reliability Using Genetic Algorithm

By: Hamidreza Irani

Supervisor:
Dr. Vahid Reza Kalatjari

Advisor:
Dr. Mohamad Hosein Dibaei Bonab

September 2020