

ارزیابی پایداری قاب‌های خمشی فولادی در برابر خرابی‌های پیشرونده

موسی محمودی صاحبی^{۱*}، سیده‌زیر کوزانی^۲، طه تیموری^۳ و سیدشاکر هاشمی^۴

^۱ دانشیار گروه عمران، دانشگاه تربیت دبیر شهید رجایی تهران

^۲ کارشناس ارشد سازه، دانشگاه تربیت دبیر شهید رجایی تهران

^۳ کارشناس ارشد سازه، دانشگاه تربیت دبیر شهید رجایی تهران

^۴ استادیار گروه عمران، دانشکده مهندسی، دانشگاه خلیج فارس بوشهر

چکیده

با توجه به حوادث ناشی از خرابی‌های پیشرونده در سال‌های اخیر، اکثر آیین‌نامه‌ها بر کنترل موضوع خرابی پیشرونده تأکید نمودند. تحلیل خرابی پیشرونده نقش مهمی در تشخیص پایداری سازه‌ها در اثر بمب‌گذاری، برخورد وسائل نقلیه، آتش‌سوزی و غیره دارد. تحقیق حاضر به تحلیل وضعیت خرابی پیشرونده سازه‌های طراحی شده بر اساس آیین‌نامه‌های رایج در ایران می‌پردازد. برای این منظور، چند نمونه ساختمان‌های با سیستم قاب خمشی فولادی متوسط (دارای تعداد طبقات و طول دهانه‌های متنوع)، انتخاب شد و با حذف ناگهانی هر یک از ستون‌های آن، امکان پل‌زدن بر روی المان‌های دیگر بررسی شد. در ارزیابی سازه‌ها از روش مسیر جایگزین، معرفی شده توسط آیین‌نامه DOD2009 استفاده شد. در تحلیل سازه‌ها، سه روش تحلیل استاتیکی خطی، تحلیل استاتیکی غیر خطی و تحلیل دینامیکی غیر خطی مورد استفاده قرار گرفت. نتایج نشان می‌دهند که، اکثر تیرهای موجود در قاب، قادر هستند پس از حذف ستون، بر روی المان‌های دیگر پل بزنند. هر چند بر اساس نتایج حاصل از تحلیل استاتیکی خطی بعضی از تیرها، در معرض خطر قرار دارند. تیرهای قرار گرفته در بالاترین طبقه ساختمان از این قاعده مستثنی هستند و در تمامی تحلیل‌ها از عملکرد مناسبی برخوردار نمی‌باشند. در مورد ستون‌ها نیز نتایج نشان می‌دهند که فقط بر اساس تحلیل استاتیکی خطی، بعضی از ستون‌ها مستعد خرابی هستند. به طور کلی می‌توان ادعا کرد بر اساس نتایج به دست آمده در این تحقیق، روش استاتیکی خطی نسبت به روش‌های دیگر محافظه‌کارانه‌تر عمل می‌نماید.

واژگان کلیدی: خرابی پیشرونده، مسیر جایگزین، تحلیل دینامیکی غیر خطی، تحلیل استاتیکی خطی، تحلیل استاتیکی غیر خطی، قاب خمشی.

۱- مقدمه

و GSA اشاره کرد [۱، ۲]. رویکرد این آیین‌نامه‌ها بدین گونه است که در اثر تخریب ناگهانی یکی از اعضای اصلی سازه، اعضای باقی‌مانده قادر به پل زدن به روی دیگر المان‌ها باشند و مسیر جایگزینی جهت انتقال بار داشته باشند. مبحث دهم مقررات ملی ساختمان ایران نیز به کنترل سازه در برابر خرابی‌های پیشرونده اشاره می‌کند و اعلام می‌نماید که ساختمان‌ها می‌بایست در برابر این نوع خرابی‌ها براساس مبحث بیست و یکم مقررات ملی ساختمان کنترل شوند [۳]. آیین‌نامه DOD که به صورت خاص به کنترل خرابی‌های پیشرونده در قالب مجموعه ضوابط آیین‌نامه‌های UFC می‌پردازد، مبنای تحقیق حاضر قرار دارد.

Kim و همکاران [۴]، به بررسی عملکرد قاب‌های خمشی فولادی مقاوم در برابر خرابی پیشرونده پرداختند. در این تحقیق که بر روی سه ساختمان فولادی با قاب خمشی انجام پذیرفت، عملکرد سازه‌ها با استفاده از دو آیین‌نامه GSA2003 و DOD2005 مورد ارزیابی قرار گرفت. در تحلیل سازه‌ها از سه روش، تحلیل استاتیکی خطی (LS)، استاتیکی غیر خطی (NS) و دینامیکی غیر خطی (ND) استفاده شد. نتایج حاصل از این

خرابی پیشرونده، پدیده‌ای است که طی آن، خسارت جزئی در یکی از اعضای سازه، باعث خسارت کلی در سازه می‌شود. در حقیقت، با گسیختگی موضعی در بخشی از سازه، پایداری کل سازه مورد تهدید قرار می‌گیرد. خسارت جزئی در عضو می‌تواند ناشی از انفجار، آتش‌سوزی، برخورد وسیله نقلیه به سازه، نشست ناگهانی و غیره باشد. این آسیب‌ها اغلب در مدت زمان کوتاه و به صورت دینامیکی به سازه اعمال می‌شود.

در سال‌های اخیر، با توجه به حوادث ناشی از خرابی‌های پیشرونده، در اکثر آیین‌نامه‌ها بر کنترل این موضوع تأکید شده است. بعد از تخریب ساختمان رونان پوینتدر سال ۱۹۶۸ و توجه بیشتر مهندسیین به بحث خرابی پیشرونده، موجی از تحقیقات بر روی روش‌های پیشگیری و یا کاهش پتانسیل سازه به خرابی پیشرونده آغاز گردید. نتیجه آن در ابتدا به صورت تغییرات در آیین‌نامه‌ها بود؛ ولی پس از گذشت چند سال و وقوع چندین حادثه مشابه، از جمله حوادث تروریستی ۱۱ سپتامبر آمریکا، آیین‌نامه‌های مجزایی جهت کاهش و یا جلوگیری از تخریب تنظیم گردید. از جمله این آیین‌نامه‌ها که به صورت مجزا به بحث خرابی پیشرونده می‌پردازند، می‌توان به دو آیین‌نامه DOD

Ezoddin و Zahrai [۸] روش ساده‌ای را برای ارزیابی خرابی پیشرونده پیشنهاد کردند و نتایج حاصل از آن را با نتایج حاصل از روش‌های رایج مقایسه نمودند و نتیجه گرفتند که روش پیشنهادی آن‌ها می‌تواند سازه‌ها را به روش ساده ارزیابی نماید.

Osama در سال ۲۰۱۵ رابطه‌ای برای ضریب افزایش بار در تحلیل‌های خرابی پیشرونده پیشنهاد نمود که دقت تحلیل را افزایش می‌دهد [۹].

Seweryn و همکاران، روش‌های استاتیکی و دینامیکی را برای ارزیابی خرابی پیشرونده قاب‌های خمشی با دال تخت انتخاب نمودند و نتایج حاصل از آن‌ها مقایسه نمودند [۱۰].

در این تحقیق به ارزیابی قاب‌های خمشی فولادی متوسط (طراحی شده بر اساس آیین‌نامه‌های بارگذاری و طراحی ایران) در برابر خرابی‌های پیشرونده بر پایه روش مسیر بار جایگزین (معرفی شده در آیین‌نامه DOD آمریکا) پرداخته می‌شود. در این تحقیق، تحلیل‌های سه‌بعدی به کار گرفته می‌شود. هدف اولیه این مقاله ارزیابی میزان استقامت سازه‌های مورد بررسی در برابر خرابی‌های پیشرونده است. دومین هدفی که این مقاله پی‌گیری می‌کند مقایسه کارائی روش‌های سه‌گانه در ارزیابی خرابی پیشرونده است.

۲- روش‌های تحلیل خرابی پیشرونده

جهت بررسی سازه ساختمان‌ها در برابر خرابی پیشرونده با استفاده از روش مسیر بار جایگزین در آیین‌نامه DOD، سه نوع تحلیل استاتیکی خطی (LS)، استاتیکی غیر خطی (NS) و دینامیکی غیر خطی (ND) پیشنهاد می‌شود.

۲-۱- روش استاتیکی خطی

در این روش که ساده‌ترین روش محسوب می‌شود، برای ارزیابی اعضا در برابر خرابی پیشرونده، ضریبی تحت عنوان m_{LIF} برای تصحیح تأثیرات ناشی از هندسه اعضا و بار دینامیکی در بارگذاری ثقلی اعضای بالایی ستون حذف شده در نظر گرفته می‌شود. با توجه به نوع سازه، اعم از فولادی، بتنی یا غیره و همچنین نوع اتصالات، ضریبی تحت عنوان ضریب بزرگ‌نمایی (m) برای هریک از اعضا، استخراج می‌گردد. m_{LIF} کوچک‌ترین ضریب بزرگ‌نمایی (m) المان‌های متصل به تیر می‌باشد. در تحقیق حاضر، مقدار m با عنایت به اتصال گیردار بهبود یافته در نظر گرفته شده است. ضریب بارگذاری (Ω) با توجه به m_{LIF}

تحقیق به این صورت است که وضعیت ستون‌های گوشه نسبت به ستون‌های مشابه بسیار ضعیف بوده و از پتانسیل بالایی جهت گسترش خرابی برخوردار هستند. علت این امر، کمبود المان‌های اضافه^۱ جهت پل زدن بار می‌باشد. همچنین با افزایش تعداد طبقات، احتمال تشکیل خرابی پیشرونده در طبقات تحتانی کاهش می‌یابد. علاوه بر آن اگر چه تحلیل ساختمان به روش استاتیکی خطی بسیار ساده می‌باشد، لیکن این روش، در برخی موارد، محافظه کارانه می‌باشد.

Khandelwal و همکاران [۵]، برای اندازه‌گیری مقاومت سازه از روش پائین کشیدن^۲ استفاده کردند. در این روش، سازه به سه حالت، شامل بار افزایشی عمودی (به صورت گسترده^۳)، بار افزایشی عمودی بر روی دهانه^۴ و بار افزایشی عمودی به صورت دینامیکی^۵ بر اساس دو آیین‌نامه GSA و DOD مورد ارزیابی قرار گرفت. نتایج حاصل از این تحقیق نشان می‌دهند که روش آیین‌نامه GSA در مقایسه با DOD محافظه کارانه‌تر می‌باشد.

Liu [۶] تأثیر نوع تحلیل خرابی پیشرونده را بر اقتصاد طرح بررسی کرد. برای این منظور ایشان چند سازه فولادی را انتخاب نمود و در چهار حالت آن‌ها را طراحی نمود. در حالت اول سازه‌ها را بدون لحاظ نمودن تأثیرات خرابی پیشرونده (MWD) طراحی کرد ولی در حالت‌های بعدی، تأثیرات خرابی پیشرونده نیز منظور شد. برای اعمال اثرات خرابی پیشرونده به صورت جداگانه از سه تحلیل استاتیکی خطی (PCLS)، استاتیکی غیر خطی (PCNS) و دینامیکی غیر خطی (PCND) استفاده نمود. نتایج تحقیق ایشان نشان می‌دهد که در نظر گرفتن اثرات خرابی پیشرونده در طراحی، سازه‌ها را سنگین‌تر می‌کند. این مورد برای تحلیل‌های استاتیکی خطی، استاتیکی غیر خطی و دینامیکی غیر خطی به ترتیب برابر ۳۸/۸ درصد، ۱۳/۲ درصد و ۸/۲ درصد است.

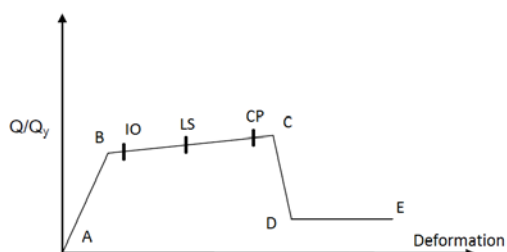
Rashidi و Tavakoli [۷] پدیده خرابی پیشرونده را برای قاب‌های خمشی تحت بارگذاری جانبی بررسی کردند و استقامت سازه آسیب دیده (سازه‌ای که یک ستون خود را از دست داد) را ارزیابی نمودند. آن‌ها در این تحقیق تأثیر تعداد طبقات و محل حذف ستون را مورد مطالعه قرار دادند.

- 1- Redundancy
- 2- Pushdown
- 3- Uniform pushdown
- 4- Bay pushdown
- 5- Incremental dynamic pushdown

ضریب افزایش بار دینامیکی (DIF) برای تحلیل استاتیکی غیر خطی (Ω_N)، برای ساختمان فولادی با قاب خمشی از طریق رابطه (۲) به دست می‌آید:

$$\Omega_N = 1.08 + 0.76(\theta_{pra} / \theta_y + 0.83) \quad (2)$$

در این رابطه θ_{pra} زاویه دوران پلاستیک عضو می‌باشد که باید از جداول آئین‌نامه ASCE41-06 [۱۳] و DOD [۱] انتخاب شود. در واقع این مقادیر، ظرفیت‌های مربوط به اعضا می‌باشند. θ_y زاویه دوران تسلیم عضو می‌باشد که از ضوابط پیشنهادی آئین‌نامه ASCE41-06 [۱۳] به دست می‌آید. یکی از بخش‌های مهم در تحلیل استاتیکی غیر خطی تعریف مدل بار تغییر شکل اعضاست. در شکل (۲) رفتار بار-تغییر شکل عضو خمشی به همراه مقادیر مجاز آن (برای هر یک از عملکردهای IO (بهره برداری بی‌وقفه)، LS (ایمنی جانی) و CP (آستانه فروریزش)) که در این تحقیق مورد استفاده قرار گرفت به صورت شماتیک نشان داده شده است.



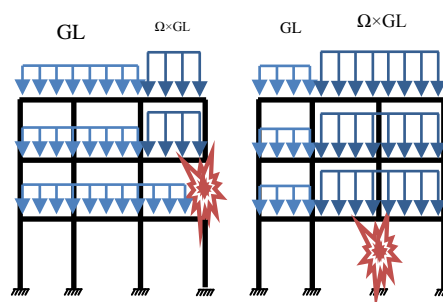
شکل ۲- معیارهای کنترل در تحلیل غیر خطی

پس از حذف ستون و انجام تحلیل، در صورتی که دوران مفصل پلاستیک، تعریف شده در اعضا، از محدوده معیارهای تعیین شده مطابق شکل (۲) عبور نمایند، آن عضو آسیب‌پذیر تلقی می‌شود و باید باز طراحی شود و یا تقویت گردد [۱، ۱۰]. در شکل (۳) یکی از حالت‌های تغییر شکل یافته سازه پس از تحلیل استاتیکی غیر خطی که در آن دوران مفصل پلاستیک یکی از اعضا از حد مجاز CP فراتر رفته است، به عنوان نمونه، نشان داده شده است.

تعیین می‌گردد. این ضریب برای ترکیب بارگذاری در محدوده فوقانی ستون حذف شده، به ترکیب بارگذاری معرفی شده در آیین‌نامه DOD (رابطه (۱))، اعمال می‌گردد.

$$GL = (1/2D \text{ یا } D) + (0/5L \text{ یا } 1/2S) \quad (1)$$

در این رابطه D بار مرده، L بار زنده و S بار برف می‌باشد. نحوه بارگذاری، در شکل (۱) ارائه شده است.

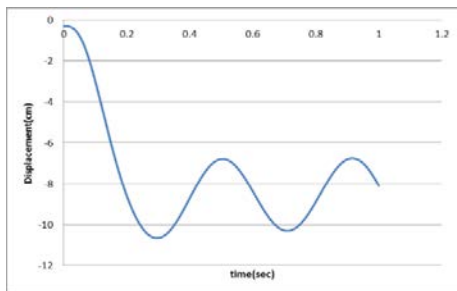


شکل ۱- نحوه یا اعمال بارگذاری در تحلیل استاتیکی خطی

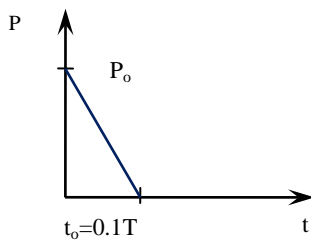
پس از اعمال بارگذاری ثقلی جدید بر روی سازه، نیرویی معادل $0.02\Sigma P$ به عنوان بار جانبی به هر یک از دو وجه سازه اعمال می‌گردد. مقدار ΣP برابر با مجموع بارهای مرده و زنده بدون ضریب وارده بر هر طبقه است. برای ارزیابی مقاومت اعضا، نسبت ظرفیتی اعضا که از تقسیم ظرفیت موجود به ظرفیت مجاز مقطع اعضا حاصل می‌گردد (DCR)، محاسبه می‌شود. اگر DCR به دست آمده از m_{LIF} بزرگ‌تر باشد، آن عضو آسیب‌پذیر تلقی می‌شود و باید مجدداً طراحی شود و یا تقویت گردد، در غیر این صورت آن عضو مشکلی ندارد [۱، ۱۱ و ۱۲].

۲-۲- روش استاتیکی غیر خطی

در روش استاتیکی غیر خطی (NS)، ضریبی که تنها ناشی از تأثیرات بارگذاری دینامیکی است، به بارگذاری ثقلی اعضا بالایی ستون حذف شده، افزوده می‌شود. این ضریب، با توجه به نوع سازه و همچنین نوع اتصالات آن، تعیین و از جداول تعریف شده در آیین‌نامه استخراج می‌شود. پس از اعمال بارگذاری جدید بر روی سازه، نیروی $0.02\Sigma P$ به عنوان بار جانبی به هر یک از دو وجه سازه اعمال می‌گردد. مقدار ΣP برابر مجموع بارهای مرده و زنده بدون ضریب وارده بر هر طبقه است.



شکل ۴- تغییرات جابه‌جایی قائم گره فوقانی ستون حذف شده در تحلیل دینامیکی غیر خطی

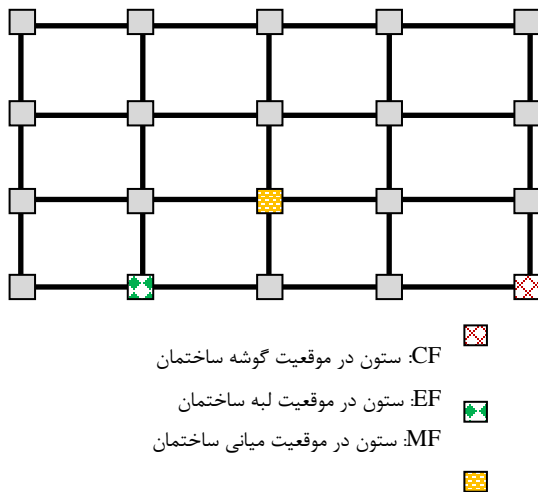


شکل ۵- تاریخچه بارگذاری در تحلیل دینامیکی غیر خطی

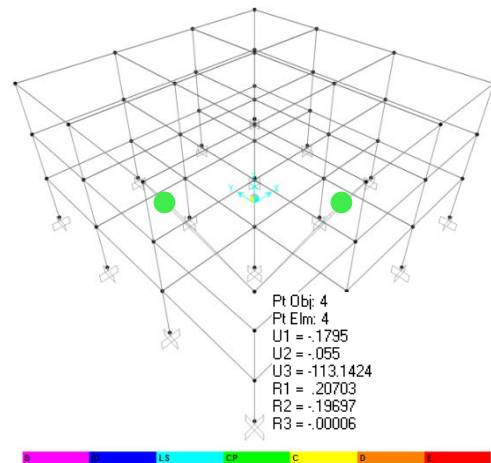
در صورتی که دوران مفاصل تعریف شده در اعضا از محدوده مجاز تعیین شده عبور نماید آن عضو آسیب‌پذیر تلقی می‌شود و باید بازطراحی شود و یا تقویت گردد [۱، ۱۱].

۳- روش تحقیق

در این تحقیق، سه حالت برای محل حذف ستون در نظر گرفته شد که عبارتند از: حذف ستون گوشه، حذف ستون کناری و حذف ستون میانی. در شکل (۶) موقعیت هر یک از این حالت‌ها در پلان و در شکل (۷) موقعیت ارتفاعی هر یک از آنها نشان داده شده است.



شکل ۶- موقعیت تخریب ستون در پلان طبقات



شکل ۳- سازه نمونه ۳ طبقه همراه با مشخصات مفصل پلاستیک تیر آسیب‌پذیر

۳-۲- روش دینامیکی غیر خطی

در روش دینامیکی غیر خطی (ND) که رفتار واقعی‌تر سازه را در بر می‌گیرد، ارزیابی اعضا به این صورت انجام می‌شود که ابتدا نیروهای داخلی موجود در اعضای متصل به گره محل حذف ستون محاسبه می‌شود (P_0). سپس ستون مذکور از مدل‌سازی حذف می‌شود و عکس‌العمل‌های متناظر در گره مذکور اعمال می‌شود. برای محاسبه تغییر مکان‌ها و مشخص شدن وضعیت مفاصل پلاستیک در اعضا، عکس‌العمل‌های وارده به صورت یک بار ضربه‌ای، در یک مدت زمان محدود، از روی سازه حذف می‌شود و برای سازه تحت بارگذاری جدید، تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی غیر خطی انجام می‌شود. در شکل (۴) نتیجه تحلیل تاریخچه زمانی برای یکی از گره‌ها به عنوان نمونه ترسیم شده است که در آن جابه‌جایی قائم گره فوقانی ستون حذف شده بر حسب زمان قابل مشاهده است. بر اساس آیین‌نامه DOD مدت زمان حذف ستون برابر یک دهم پریرود ارتعاشی عمودی سازه در اثر حذف ستون در نظر گرفته می‌شود [۱]. در شکل (۵) الگوی بارگذاری در تحلیل دینامیکی غیر خطی نشان داده شده است. در این الگو، نیروی فشاری ستون در مدت زمان یک دهم پریرود ارتعاشی سازه از مقدار P_0 به مقدار صفر می‌رسد. در مرجع [۱۴] تأثیر مقدار زمان تناوب ارتعاش بر پاسخ سازه‌ها بررسی شد و همچنین رابطه پارامتری برای تعیین آن پیشنهاد گردید.

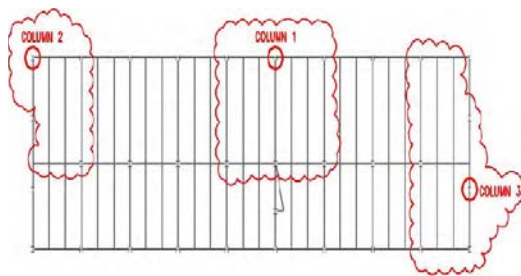
جدول ۱- مقایسه نتایج DCRهای به دست آمده به منظور

صحت سنجی

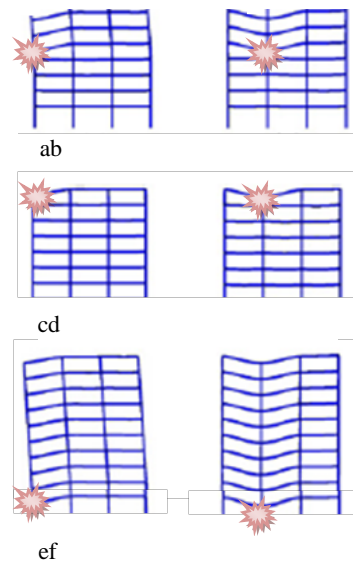
محل	B1	B2	B3	B4	C1	C2	C3
DOD	۱/۵۶	۱/۹۷	۱/۸۱	۱/۲۶	۱/۲	۰/۹	۱/۴۶
تحقیق	۱/۵۷	۱/۹۷	۱/۸۲	۱/۲۵	۱/۳	۰/۹	۱/۴۱

۳-۲- مدل‌های مورد بررسی

در این تحقیق، بیست و چهار مدل ساختمانی از نوع قاب خمشی فولادی متوسط با تعداد طبقات ۳، ۵، ۷ و ۱۰، تعداد دهانه‌های ۳ و ۵ دهانه و طول دهانه‌های متنوع ۴، ۵ و ۶ متری، مورد ارزیابی قرار گرفت. ارتفاع طبقات در همه مدل‌ها یکسان و برابر با ۳/۴ متر در نظر گرفته شد. تمامی مدل‌های مورد بررسی بر مبنای آیین‌نامه بارگذاری ایران [۱۲]، بارگذاری و بر مبنای آیین‌نامه طراحی سازه‌های فولادی ایران طراحی شده‌اند [۳]. این سازه‌ها در منطقه لرزه‌خیزی با خطر نسبی خیلی زیاد ($A=0.35$) و خاک نوع دو واقع شده‌اند. بار مرده برای تمامی ساختمان‌ها در طبقات ۶۰۰ کیلوگرم بر مترمربع و بار زنده متناسب با کاربری مسکونی (۲۰۰ کیلوگرم بر مترمربع) در نظر گرفته شده است. بار مرده بام، مشابه بار مرده طبقات و بار زنده آن (بار برف) برابر با ۱۵۰ کیلوگرم بر مترمربع مد نظر قرار گرفت. مشخصات هندسه قاب‌ها در دو جهت عمود بر هم در پلان، مشابه در نظر گرفته شد و الگوی توزیع بار به صورت شطرنجی در چشمه‌های سقف، تنظیم شد. قاب‌ها به صورت سه بعدی مدل‌سازی و تحلیل شدند. طراحی کلیه ساختمان‌ها به روش حدی انجام گرفت. مشخصات قاب‌های خمشی در جداول (۲) تا (۴) ارائه شده است. در مجموع ۲۱۶ حالت خرابی برای قاب‌های انتخابی در نظر گرفته شد.



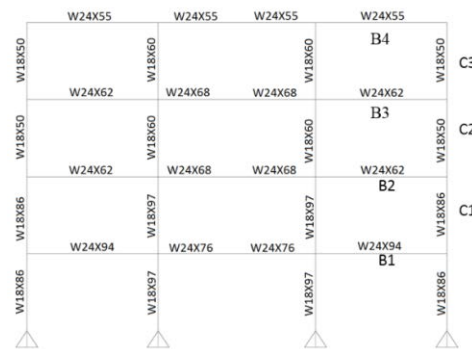
شکل ۹- موقعیت ستون‌های تخریب شده در مدل‌ها



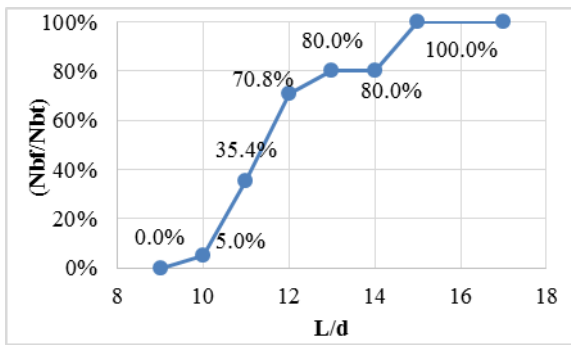
شکل ۷- موقعیت تخریب ستون در ارتفاع ساختمان

۳-۱- صحت سنجی

برای کنترل درستی تحلیل‌های صورت گرفته از نتایج مثال حل شده در آیین‌نامه DOD استفاده شده است. در این مثال یک ساختمان فولادی چهار طبقه، مطابق شکل (۸) با استفاده از نرم‌افزار SAP2000، به کمک تحلیل استاتیکی خطی مورد ارزیابی قرار گرفت. محل‌های تخریب ستون مطابق شکل (۹) در نظر گرفته شد. با توجه به مشخصات مقاطع، مقادیر ضریب (m) و پس از آن m_{LIF} تعیین شد. پس از آن مقادیر DCR هر یک از اعضا محاسبه شد و در نهایت، نتایج حاصل از تحلیل آئین‌نامه DOD و نتایج حاصل از این تحقیق، مقایسه شد. نتایج نشان می‌دهد که اختلاف نتایج حاصل در این دو حالت، بسیار ناچیز است (جدول (۱)).



شکل ۸- نمونه انتخابی و موقعیت اعضا در تحلیل صحت سنجی



شکل ۱۰- وضعیت تیرهای تخریب شده به تیرهای موجود در محدوده حذف ستون بر حسب نسبت طول به ارتفاع تیر

۴- روند ارزیابی

در ارزیابی اعضا تحت خرابی پیشرونده، بر اساس الزام آیین‌نامه DOD، کلیه تحلیل‌ها به صورت سه بعدی انجام شد. مفاصل پلاستیک، مطابق آیین‌نامه ASCE 41 تعریف شد [۱۳]. برای هر یک از تحلیل‌های دینامیکی غیر خطی (ND)، استاتیکی غیر خطی (NS) و استاتیکی خطی (LS) از ترکیب بارهای ارائه شده در آیین‌نامه DOD استفاده شد. اتصالات سازه‌ها از نوع اتصال مستقیم اصلاح شده به همراه جان پیچ شده در نظر گرفته شد.

۵- تفسیر نتایج

پس از تحلیل سازه‌های مذکور، محاسبه میزان نشست، پیروید ارتعاشی و تعیین DCR ها و غیره، قاب‌های خمشی فولادی در برابر خرابی‌های پیشرونده به شرح ذیل ارزیابی شدند.

۵-۱- وضعیت تیرها

پس از بررسی پاسخ سازه‌ها در سه حالت دینامیکی غیر خطی، استاتیکی غیر خطی و استاتیکی خطی، نتایج نشان می‌دهد که در تمامی مدل‌ها (ساختمان‌های ۳، ۵، ۷ و ۱۰ طبقه)، تیرهای واقع در بالاترین طبقه ساختمان از عملکرد مناسبی برخوردار نیستند، به طوری که پس از حذف ستون، این تیرها به سرعت ناپایدار می‌شوند. این موضوع می‌تواند به دلیل کمبود نامعینی در تراز بام، به ویژه عدم وجود ستون فوقانی باشد. کلیه تیرهای مورد مطالعه به غیر از تیرهای واقع در بالاترین طبقه ساختمان (که توسط روش دینامیکی غیر خطی و استاتیکی غیر خطی مورد بررسی قرار گرفته‌اند)، قابلیت پل زدن بر روی اعضای دیگر را دارند. این موضوع برای تحلیل استاتیکی خطی صادق نیست. یعنی این که در تحلیل استاتیکی خطی، بعضی از تیرها، قادر به پل زدن نیستند. نسبت تعداد تیرهای خراب شده به تعداد تیرهای فوقانی موجود در محدوده حذف ستون (N_{bf}/N_{bt}) با افزایش نسبت طول دهانه تیر (L) به ارتفاع تیر (d)، افزایش می‌یابد. N_{bf} تعداد تیرهای خراب شده در محدوده فوقانی ستون حذف شده است و N_{bt} تعداد تیرهای فوقانی در محدوده حذف ستون است. در حالت کلی، در صورتی که نسبت L/d کمتر از ۹ باشد ($L/d < 9$) پتانسیل خرابی در روش استاتیکی خطی به صفر می‌رسد. در شکل (۱۰) متوسط درصد تیرهای تخریب شده نشان داده شده است.

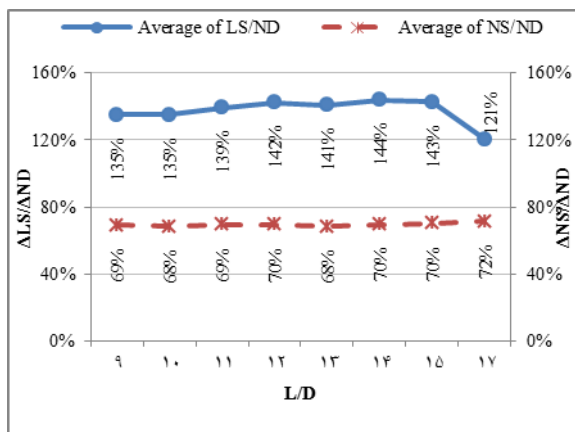
۵-۲- وضعیت ستون‌ها

پس از بررسی مدل‌ها بر اساس روش‌های تحلیل استاتیکی غیر خطی و دینامیکی غیر خطی، مشخص گردید، در تمامی مناطق کنترل شده (CF, EF, MF)، ستون‌ها قابلیت انتقال بار بر روی المان‌های دیگر را دارند ولی بر اساس روش تحلیل استاتیکی خطی مشخص شد با افزایش نسبت L/d ، علی-الخصوص فراتر از ۱۵ ($L/d > 15$)، ستون فوقانی محل تخریب در گوشه ساختمان، قابلیت انتقال بار را ندارد. همچنین در ستون‌های کناری ساختمان با عبور نسبت L/d از ۱۶ ($L/d > 16$)، DCR ستون فوقانی محل تخریب نیز از m_{LIF} بیشتر می‌گردد. این در حالی است که در تمامی ستون‌های داخلی ساختمان، DCR از m_{LIF} کمتر می‌باشد. در جدول (۵) به مقایسه وضعیت مقاومت ستون‌ها در برابر خرابی پیشرونده با توجه به موقعیت خرابی و تحلیل مورد استفاده می‌پردازد.

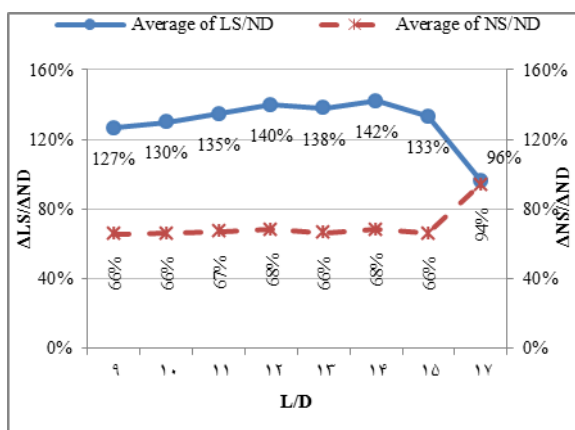
جدول ۵- مقایسه وضعیت ستون‌ها بر اساس موقعیت خرابی و

نوع تحلیل

محدوده خرابی	دینامیکی غیرخطی	استاتیکی غیرخطی	استاتیکی خطی
CF	در تمامی حالات مقاوم	در تمامی حالات مقاوم	برای $L/d < 15$ مقاوم
EF	در تمامی حالات مقاوم	در تمامی حالات مقاوم	برای $L/d < 16$ مقاوم
MF	در تمامی حالات مقاوم	در تمامی حالات مقاوم	در تمامی حالات مقاوم



شکل ۱۲- تغییرات نسبت نشست گره محل حذف ستون در حالت NS و LS به ND در موقعیت EF



شکل ۱۳- تغییرات نسبت نشست گره محل حذف ستون در حالت NS و LS به ND در موقعیت MF

۶- نتیجه گیری

در این تحقیق، خرابی قاب‌های خمشی فولادی با شکل‌پذیری متوسط (طراحی شده بر اساس آئین‌نامه‌های ایران) در اثر حذف ستون به صورت ناگهانی به سه روش تحلیل استاتیکی خطی، تحلیل استاتیکی غیر خطی و دینامیکی غیر خطی مورد ارزیابی قرار گرفت و نتایج ذیل حاصل شد:

۱- تیرهای موجود در طبقه آخر، در صورت حذف ستون زیر آنها، قادر به پل‌زدن بر اعضای دیگر نیستند و تخریب می‌شوند و ممکن است تخریب حادث در آنها، سبب تخریب کلی سازه شود که معمولاً در تحلیل خرابی پیشرونده این موضوع دیده نمی‌شود.

۲- بر اساس نتایج حاصل از تحلیل‌های دینامیکی غیر خطی و استاتیکی غیر خطی، تمامی تیرها (به غیر از تیرهای موجود در تراز بام)، در تمامی حالات مکانی ستون (MF، CF و EF) به

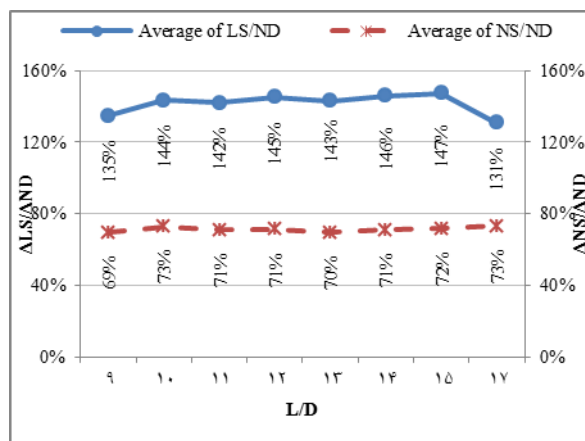
۵-۳- مقایسه میزان نشست

پس از تحلیل سازه‌ها به روش‌های دینامیکی غیر خطی (ND)، استاتیکی غیر خطی (NS) و استاتیکی خطی (LS) در موقعیت‌های مختلف (CF، EF و MF) میزان حداکثر نشست گره فوقانی هر یک از سازه‌ها استخراج شد. در تحلیل‌های مختلف مقایسه شد. در شکل‌های (۱۱) تا (۱۳) نسبت تغییرات نشست در تحلیل LS به ND و همچنین نسبت تغییرات نشست گره‌ها در تحلیل NS به ND بر حسب نسبت طول به ارتفاع تیر (L/d) رسم شد. با بررسی نمودارهای به دست آمده نتایج ذیل حاصل شد:

۱- بیشترین نشست گره فوقانی محل حذف ستون به ترتیب در تحلیل‌های LS، ND و NS رخ می‌دهد. به عبارت دیگر همواره $\Delta_{LS} > \Delta_{ND} > \Delta_{NS}$ است.

۲- در سازه‌های فولادی منظم، پاسخ اثر بار جانبی موهومی^۱ ($0.02\Sigma P$) در جهات مختلف، تقریباً برابر است و این اختلاف بسیار ناچیز می‌باشد.

۳- پس از بررسی میزان نشست گره محل تخریب، مشخص گردید، تغییر مکان‌های ناشی از تحلیل استاتیکی خطی حدوداً ۴۰٪ بیشتر از مقادیر حاصل از تحلیل دینامیکی غیر خطی می‌باشد. البته این مقدار با افزایش درجه نامعینی کم می‌شود. همچنین میزان نشست گره محل تخریب در روش NS نسبت به روش ND کمتر بوده و نسبت آن حدوداً ۳۰٪ می‌باشد.



شکل ۱۱- تغییرات نسبت نشست گره محل حذف ستون در حالت NS و LS به ND در موقعیت CF

1- Notional load

- شرط این که نسبت L به d کم‌تر از ۱۷ باشد ($L/d < 17$) در برابر خطرات ناشی از حذف ستون، مقاوم هستند.
- ۳- بر اساس نتایج حاصل از تحلیل استاتیکی خطی، با کاهش نسبت طول به دهانه تیر (L/d) میزان خرابی المان‌ها کاهش می‌یابد. در این حالت در محدوده‌هایی از سازه با $L/d < 9$ ، پتانسیل خرابی در تیرها به صفر می‌رسد.
- ۴- در تحلیل دینامیکی غیر خطی و استاتیکی غیر خطی ستون‌ها هیچ‌گونه خرابی را نشان ندادند. لیکن در تحلیل استاتیکی خطی، ستون فوقانی محل خرابی در محدوده EF و MF، از وضعیت مناسبی برخوردار نیستند.
- ۵- روش استاتیکی خطی، نسبت به روش دینامیکی غیر خطی حدوداً ۴۰٪ محافظه‌کارانه‌تر می‌باشد.
- ۶- میزان نشست گرهی که در زیر آن ستون حذف شده است بر اساس تحلیل‌های مختلف متفاوت است. نسبت مقادیر حاصل از تحلیل‌های استاتیکی خطی و استاتیکی غیر خطی به مقادیر حاصل از تحلیل دینامیکی غیر خطی به ترتیب حدوداً برابر ۴۰ و ۳۰ درصد می‌باشد.
- ۷- مراجع**
- [1] DoD, "Design of Buildings to Resist Progressive Collapse (UFC 4-023-03)", Washington DC, US, 2009.
- [2] GSA, "Progressive Collapse Analysis and Design Guidelines for New Federal Office Buildings and Major Modernization Projects", Washington DC, US, 2003.
- [۳] دفتر تدوین و ترویج مقررات ملی ساختمان، "مبحث دهم مقررات ملی ساختمان، طرح و اجرای ساختمان‌های فولادی"، ۱۳۸۸.
- [4] Kim, J., Kim, T., "Assessment of Progressive Collapse-Resisting Capacity of Steel Moment Frames", Journal of Constructional Steel Research, 2009, 65, 169-179.
- [5] Khandelwal, K., El-Tawil, S., "Pushdown Resistance as a Measure of Robustness in Progressive Collapse Analysis", Journal of Engineering Structures, 2011, 33, 2653-2661.
- [6] Liu, M., "A New Dynamic Increase Factor for Nonlinear Static Alternate Path Analysis of Building Frames Against Progressive Collapse", Engineering Structures, 2013, 48, 666-673.
- [7] Tavakoli, H. R., Rashidi A., "Evaluation of Progressive Collapse Potential of Multi-Story Moment Resisting Steel Frame Buildings Under Lateral Loading", Scientia Iranica, 2013, 20 (1), 77-86.
- [8] Zahrai, S. M., Ezoddin, A. R., "Numerical Study of Progressive Collapse in Intermediate Moment Resisting Reinforced Concrete Frame Due to Column Removal", Civil Engineering Infrastructures Journal, 2014, 47 (1), 71-88.
- [9] Osama A. M., "Calculation of Load Increase Factors for Assessment of Progressive Collapse Potential in Framed Steel Structures", Case Studies in Structural Engineering, 2015, 3, 11-18.
- [10] Seweryn K., Armelle A., Paolo N., George S., "Static and Dynamic Analysis of a Reinforced Concrete Flat Slab Frame Building for Progressive Collapse", Engineering Structures, 2012, 40, 205-217.
- [11] ASCE, "Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures (ASCE 7-10)", US, 2010.
- [۱۲] دفتر تدوین و ترویج مقررات ملی ساختمان، "مبحث ششم، بارهای وارد بر ساختمان"، ۱۳۸۸.
- [13] ASCE, "Seismic Rehabilitation of Existing Buildings (ASCE 41-06)", 2007.
- [۱۴] محمودی صاحبی، م.، تیموری، ط.، کوزانی، س. ه.، هاشمی، س. ش.، "ارزیابی زمان تناوب قائم ارتعاش سازه ناشی از حذف ستون و تأثیر آن بر پاسخ سازه در خرابی پیش‌رونده"، مجله مکانیک سازه‌ها و شاره‌ها، ۱۳۹۳، ۴ (۳)، ۱-۱۰.

EXTENDED ABSTRACT

Stability Assessment of Steel Moment Frames against Progressive Collapse

Mussa Mahmoudi Sahebi ^{a,*}, Seyed Hazhir Koozani ^a, Taha Teimoori ^a, Seyed Shaker Hashemi ^b

^a Faculty of Civil Engineering, Shahid Rajaei Teacher Training University, Tehran, Iran

^b School of Civil Engineering, Persian Gulf University, Boushehr, Iran

Received: 15 August 2015; **Accepted:** 09 February 2016

Keywords:

Progressive collapse, Non-linear time history analysis, Moment resisting frames

1. Introduction

Progressive collapse means gradual destruction of a part of a structure resulting from uncommon damage and expansion of this destruction to other parts of the structure. The damage can be caused by an explosion, earthquake, being hit by a vehicle or a sudden collapse etc. The damage is often applied to the structure dynamically and during a short time period. After the destruction of Ronand's Building and engineers' focus on progressive collapse, a wave of research on protective methods or reducing the structure's potential against progressive collapse started. In the beginning the result was in the form of some changes in codes; however, after a few years when a couple of similar happenings occurred, separate codes were set to reduce or protect destruction. Two of these codes which deal with progressive collapse separately are Department of Defense (DOD) [1] and General Service Administration (GSA) [2].

Kim and Kim [3] have studied the performance of steel moment resisting frame (SMRF) against progressive collapse. In this paper which has been conducted on three steel moment resisting frame the performance of the structures has been evaluated using DOD2005 and GSA2003 codes. Also, structures have been analyzed using these three analyses: Linear Static (LS), Linear Dynamic (LD), and Nonlinear Dynamic (ND). The results of the survey are the indicative of the fact that the condition of corner columns compared to similar columns is very weak and enjoys a high potential to expand destruction.

2. Analysis methods of progressive collapse

In order to study the building's structure against progressive collapse using the alternative path method in DOD code, there are three analyses (LS, NS, and ND) to control the behavior of main members such as beams and columns which are destroyed suddenly.

2.1. Linear static approach

In this method which is considered the simplest one, to check the members against progressive collapse, to rectify the effects resulting from member geometry and dynamic load in gravity loading of upper members of removed column a factor called m_{LIF} is applied. Regarding the type of structure whether steel, concrete etc., and also the kind of joints, a factor called magnifying coefficient (m) is extracted. It is necessary to mention that m_{LIF} is the smallest magnifying coefficient (m) of elements which are joined to the beam. In the current research, the amount of m has been taken into account regarding the improved rigid joint. The loading coefficient (Ω) is calculated concerning the m_{LIF} .

* Corresponding Author

E-mail addresses: m.mahmoudi@srttu.edu (Mussa Mahmoudi), kozani.h@gmail.com (Seyed Hazhir Koozani), tahatt@gmail.com (Taha Teimoori), sh.hashemi@pgu.ac.ir (Seyed Shaker Hashemi).

2.2. Nonlinear static approach

In Nonlinear Static Method (NS) the factor which results from dynamic loading effect is added to the gravity loading of the removed column's upper members. This coefficient is calculated and extracted based on the defined tables in code regarding the type of structure as well as the type of joints.

2.3. Nonlinear dynamic approach

In Nonlinear Dynamic Method to evaluate members, first the existing interior forces in the node of the removed column are calculated. Then the mentioned column is removed from the numerical modeling and analogous reactions in the mentioned node are applied. To calculate displacement and specifying the condition of plastic joints of the members' elements, the incoming reactions are removed from the structure in a form of an impact load. It is necessary to mention that the time period of removing the load is time history algorithm.

3. Research method

In this paper, different scenarios of removing the column are based on the introduced locations in codes which behaviorally speaking are divided into three groups: Middle Column (MC), Edge Column (EC) and Corner Column (CC).

4. The studied models

In this paper, 24 structural models in ordinary MRF with following specifications have been studied: number of stories: 3, 5, 7 and 10, number of spans: 3 and 5, various span length, 4, 5 and 6 meters.

5. Discussion

After analyzing the fore mentioned structures for each of (ND), (NS) and (LS) analyses, besides calculation of subsidence, vibration period, study of DCR's, etc., also comparison of structure's response to each other, we can assess the steel moment resisting frame against Progressive Collapse.

5.1. Situation of beams

After analyzing the structures' response in three modes [Nonlinear Dynamic (ND), Nonlinear Static (NS) and Linear Static (LS)], the results indicates that in all the models, including 3, 5, 7 and 10-story buildings, the beams which have been located on the highest floor do not have a suitable performance because they become unstable quickly when the column is removed, which can due to unclear redundancy in the last beam, particularly lack of upper column. In addition, all the studied areas' beams are capable of bridging over other members, except for the beams located on the highest floor that have been tested with Nonlinear Dynamic (ND), Nonlinear Static (NS) method. It is necessary to mention that the results of Linear Static (NS) analysis concerning the floor beams shows the percentage of destroyed beams compared to total number of upper beams in the removed column area (N_{bf}/N_{bt}) increases as the proportion of span length (L) to beam's height (d) goes up. N_{bf} is the number of destroyed beams in the upper area of removed column and N_{bt} is the total number of upper beams in the removed column area. Generally speaking, if the proportion of L/d does not exceed 9 ($L/d < 9$) the destruction potential in linear static method will be zero. In Fig. 1, the average percentage of destroyed beams has been checked in different positions.

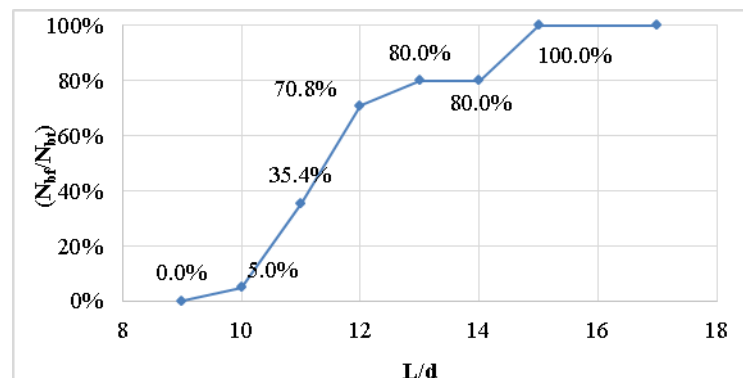


Fig. 1. Situation of beam's destruction to the total number of beams in the removed column area in proportion of length to beam's height

5.2. Situation of columns

After checking the models in different destruction modes and type of analysis, it got clear that in all the controlled areas (MC, EC and CC) with nonlinear dynamic (ND), nonlinear static (NS) methods the columns have the capability of transferring loads over other elements.

6. Conclusions

Regarding the carried out research on steel structures designed based on Iranian codes as well as their evaluations against progressive collapse with alternative path approach suggested by DOD, the following results were achieved:

Concerning the performed studies, it was made clear that in SMRF buildings designed based on Iranian code, the last floor's beam are not capable of bridging over other members and are prone to progressive collapse. The introduced linear static approach in DOD code is approximately 40% more conservative than nonlinear dynamic method.

In analyzing the structures designed based on nonlinear static approach the amount of Δ_{NS} is approximately 30% more Δ_{ND} .

7. References

- [1] DoD, "Design of Buildings to Resist Progressive Collapse (UFC 4-023-03)", Washington DC, US, 2009.
- [2] GSA, "Progressive Collapse Analysis and Design Guidelines for New Federal Office Buildings and Major Modernization Projects", Washington DC, US, 2003.
- [3] Kim, J., Kim, T., "Assessment of Progressive Collapse-Resisting Capacity of Steel Moment Frames", Journal of Constructional Steel Research, 2009, 65, 169-179.