



معاونت شهرسازی و معماری

خرابی پیشرونده

مهندسین مشاور تهران محاسب



خرداد ۱۳۹۶

فهرست مطالب

عنوان	صفحه
فصل ۱.....	۱
خرابی پیشرونده.....	۱
۱-۱- آشنایی با خرابی پیشرونده.....	۱
۲-۱-۱- عوامل بوجود آورنده خرابی پیشرونده.....	۳
۱-۲-۱-۱- خطاهای طراحی و ساخت	۳
۱-۱-۲-۱-۱- خطاهای طراحی	۳
۲-۱-۲-۱-۱- خطاهای اجرایی	۴
۲-۲-۱-۱- بارهای غیر عادی	۵
۳-۱-۱- احتمال وقوع خرابی پیشرونده.....	۵
۴-۱-۱- عوامل مؤثر در کاهش اثرات خرابی پیشرونده.....	۶
۱-۴-۱-۱- شکل پذیری	۷
۲-۴-۱-۱- نامعینی	۷
۳-۴-۱-۱- پیوستگی	۸
۵-۱-۱- روش‌های کاهش خطر خرابی پیشرونده.....	۸
۱-۵-۱-۱- روش کنترل حادثه	۸
۲-۵-۱-۱- روش طراحی غیر مستقیم	۹
۳-۵-۱-۱- روش طراحی مستقیم	۱۰
۱-۳-۵-۱-۱- روش مقاوم سازی محلی ویژه	۱۰
۲-۳-۵-۱-۱- روش مسیر جایگزین	۱۰
۴-۵-۱-۱- مقایسه روش‌های کاهش خطر خرابی پیشرونده	۱۲
فصل ۲.....	۱۴
آیین‌نامه‌های مربوط به خرابی پیشرونده.....	۱۴
۱-۲- مقدمه.....	۱۴
۲-۲- مراجع اصلی مربوط به فروریزش پیشرونده.....	۱۵
۱-۲-۲- آئین‌نامه GSA.....	۱۵
۲-۲-۲- آئین‌نامه UFC.....	۱۷
۱-۲-۲-۲- قوانین طراحی ساختمان با سطح محافظت خیلی کم VLLOP	۱۸
۲-۲-۲-۲- قوانین طراحی ساختمان با سطح محافظت کم LLOP	۱۹
۳-۲-۲-۲- قوانین طراحی ساختمان با سطح محافظت متوسط و بالا MLOP, HLOP	۱۹
۱-۳-۲-۲-۲- نیروی مهاری	۲۰
۲-۳-۲-۲-۲- مسیر جایگزین	۲۰
۳-۳-۲-۲-۲- نیازهای شکل‌پذیری اضافی	۲۰
۳-۲- تفاوت آئین‌نامه‌های GSA2003 , UFC2005 , UFC2009.....	۲۲
۲-۳-۲-۲- ضریب اثر دینامیکی در UFC2009 (ΩN)	۲۷
مراجع.....	۳۰

فهرست جداول

صفحه	عنوان
۲۶.....	جدول ۱-۲ : مقایسه ضوابط آئین نامه های UFC 2009 , UFC 2005 , GSA 2003
۲۷.....	جدول ۲-۲ : مقادیر ضریب افزایش دینامیکی در UFC2009 [31]
۲۸.....	جدول ۳-۲ : متغیرهای مدل سازی غیرخطی و معیارهای مجاز برای تیرهای بتن مسلح UFC2009 [31]
۳۰.....	جدول ۴-۲ : تغییر شکل های مجاز برای ساختمان بتن مسلح UFC2005 [14]

فهرست شکل‌ها

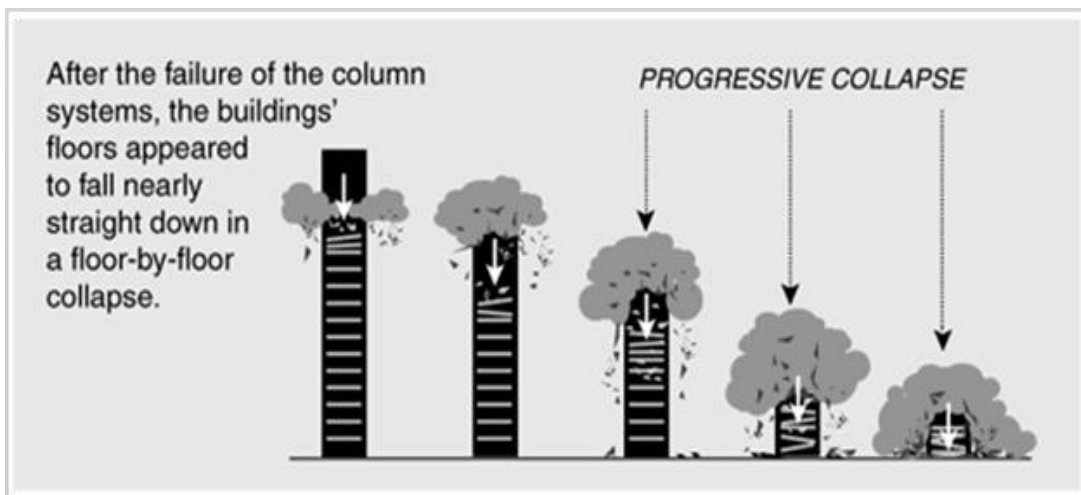
صفحه	عنوان
۱	شکل ۱-۱: نمای شماتیک خرابی پیشرونده [1].....
۲	شکل ۲-۱: خرابی ساختمان رونان [2].....
۳	شکل ۳-۱: خرابی ساختمان مورا [3].....
۴	شکل ۴-۱: خرابی ساختمان Sampooing department store ناشی از خطای طراحی [5].....
۵	شکل ۵-۱: خرابی ساختمان Ambiance Plaza ناشی از خطای اجرایی [5].....
۶	شکل ۶-۱: ترم‌های بیان‌کننده مفهوم خرابی [۸].....
۸	شکل ۷-۱: حصار پیرامون ستون جهت محافظت [12].....
۱۰	شکل ۸-۱: نمای شماتیک نیروهای مهاری [14].....
۱۱	شکل ۹-۱: جریان بار قبل از آسیب [15].....
۱۱	شکل ۱۰-۱: عمل زنجیروار خمشی بعد از آسیب [15].....
۱۲	شکل ۱۱-۱: عمل زنجیروار کششی بعد از آسیب [15].....
۱۶	شکل ۱-۲: روند تعیین معاف یا عدم معاف بودن ساختمان در برابر خرابی پیشرونده در آئین نامه GSA [32].....
۱۷	شکل ۲-۲: روند کلی طراحی در GSA [32].....
۱۸	شکل ۳-۲: روند طراحی ساختمان با سطح VLLOP [14].....
۱۹	شکل ۴-۲: روند طراحی ساختمان با سطح LLOP [14].....
۲۱	شکل ۵-۲: روند طراحی ساختمان‌ها با سطوح MLOP, HLOP [14].....
۲۲	شکل ۶-۲: محل ستون حذف شده و سطح تحت تأثیر آن [32].....
۲۳	شکل ۷-۲: روش صحیح حذف المان ستون [32].....
۲۴	شکل ۸-۲: اعمال ترکیبات بار برای طبقه بالای المان حذف شده در UFC [32].....
۲۵	شکل ۹-۲: سطح تحت تأثیر المان خارجی حذف شده در GSA [32].....
۲۵	شکل ۱۰-۲: سطح تحت تأثیر المان داخلی حذف شده در GSA [32].....

فصل ۱

خرابی پیشرونده

۱-۱- آشنایی با خرابی پیشرونده

خرابی پیشرونده یک حادثه نادر است که در طی آن، همه یا قسمت بزرگی از سازه به علت آسیب یا گسیختگی موضعی قسمت کوچکی از سازه به صورت ناگهانی خراب می‌گردد. خرابی پیشرونده اغلب با علت ایجاد آسیب در تناسب نیست و سازه ممکن است به علت یک حادثه کوچک در معرض خرابی پیشرونده قرار می‌گیرد. شکل ۱-۱ نمایشی شماتیک از وقوع این خرابی را نشان می‌دهد [1].



شکل ۱-۱: نمای شماتیک خرابی پیشرونده [1].

از نقطه نظر تحلیلی خرابی پیشرونده زمانی اتفاق می‌افتد که الگوی باربری سازه یا شرایط مرزی سازه تغییر کند. نظیر اینکه در اثر حذف المان‌های باربر، باز پخش بار منجر به خرابی المان‌های دیگر شود.

اولین خرابی پیشرونده در سال ۱۹۶۸ میلادی، در ساختمان مسکونی رونان^۱ اتفاق افتاد و توجه همگان را به خود جلب کرد. این ساختمان مسکونی دارای ۲۲ طبقه و از پانل‌های بتنی پیش ساخته درست شده بود. ساختمان در طبقه همکف روی پارکینگی قرار داشت که با استفاده از بتن ریزی درجا ساخته شده بود. خرابی به دنبال انفجار گاز، در آشپزخانه یکی از آپارتمان‌ها در طبقه هجدهم اتفاق افتاد و این انفجار، باعث خرابی یکی از پانل‌های اصلی ساختمان شد. خرابی این پانل، یک واکنش زنجیری را به همراه خود ایجاد کرد که به سمت پایین محل وقوع خرابی پیشرفت کرده و به جز پارکینگ، باعث خرابی تمام طبقات شد. خرابی طبقات بالا را می‌توان به علت از دست دادن تکیه‌گاه و خرابی طبقات پایین را به علت اضافه بار حاصل از نخاله‌های طبقات بالا دانست [2].



شکل ۱-۲: خرابی ساختمان رونان [2].

به عنوان مثال دیگری از خرابی پیشرونده می‌توان به انفجار ساختمان فدرال آمریکا در شهر Oklahoma اشاره کرد. در این حادثه که در ساعت ۹ صبح و در ۱۹ آوریل سال ۱۹۹۵ اتفاق افتاد حدود ۱۷۰ نفر کشته و تعداد زیادی مجروح شدند. لازم به ذکر است که حدود ۸۰ درصد تلفات به علت خرابی‌های بعد از انفجار بوجود آمدند. سیستم سازه‌ای این ساختمان، بتن مسلح با قاب‌های خمشی معمولی و قسمت برجسته و مهم این ساختمان از لحاظ سازه‌ای، استفاده از یک شاهتیر انتقالی بود که در تراز طبقه سوم قرار داشت و بوسیله

^۱ Ronan

آن وزن ۱۱ ستون بالایی به ۶ ستون پایینی منتقل می‌شد. یعنی ستون‌های میانی از طبقه سوم تا تراز بام، روی این شاهتیر قرار داشتند. انفجار بمب باعث خرابی یکی از ستون‌های میانی شاهتیر انتقالی در طبقه همکف شد، این خرابی منجر به باز توزیع نیروهای زیادی به اعضای مجاور گشت [3]. به علت زیاد بودن مقدار نیروی باز توزیع شده، اعضای مجاور نتوانستند آن را تحمل کنند و در نتیجه خرابی پیشرفت کرد.



شکل ۱-۳: خرابی ساختمان مورا [3].

۱-۱-۲- عوامل بوجود آورنده خرابی پیشرونده

این عوامل را می‌توان به دو دسته تقسیم کرد [4]:

- خطاهای طراحی و ساخت^۱
- بارهای غیر عادی^۲

۱-۱-۲-۱- خطاهای طراحی و ساخت

گاهی اوقات، مهندسين در هنگام طراحی یا اجرای سازه‌ها دچار خطاهایی می‌شوند که این خطاها یا سهل‌انگاری‌ها، تحت شرایطی می‌توانند منشأ خرابی‌های اولیه در سازه شده و خرابی‌های بیشتری را بوجود آورند. نمونه‌هایی از خرابی ناشی از این خطاها در زیر آورده شده است:

۱-۱-۲-۱-۱- خطاهای طراحی

^۱ Construction and design errors

^۲ Abnormal Loading

از جمله خطاهای طراحی که معمولاً در سازه‌ها اتفاق می‌افتد در نظر نگرفتن اثرات مربوط به خزش و جمع شدگی بتن می‌باشد که می‌تواند باعث خرابی اولیه در سازه‌ها و منجر به خرابی پیشرونده گردد. به عنوان مثال، خرابی تکیه‌گاه از خرابی‌های مربوط به خطای طراحی می‌باشد که اغلب به علت نامناسب بودن جزییات اتصال تکیه‌گاهها در تیرهای پیش ساخته یا دال‌های متکی بر اعضای باربر اتفاق می‌افتد. در این حالت، خرابی اولیه معمولاً از اتصالات شروع شده و به علت نبود مقاومت و پیوستگی لازم در اعضا می‌تواند خرابی‌های کلی را بوجود آورد. به عنوان مثال می‌توان به خرابی ساختمان Sampooing در کره اشاره کرد. علت خرابی این ساختمان به علت عدم طراحی سقف ساختمان برای تحمل تجهیزات سنگین تهویه هوا بود.



شکل ۱-۴: خرابی ساختمان Sampooing department store ناشی از خطای طراحی [5].

۱-۱-۲-۱-۲- خطاهای اجرایی

خطاهای اجرایی به علت رعایت نکردن موارد ایمنی در اجرای سازه‌ها و یا اجرای نامناسب بوجود می‌آید. طبق تحقیقاتی که Hadiprion بر روی تحلیل خرابی ساختمان‌ها انجام داد، دریافت حدود ۲۶ درصد از کل خرابی‌ها در حین اجرا اتفاق افتاده است [5]. خرابی آپارتمان Ambiance Plaza که در حین اجرا و به علت خرابی یکی از تکیه‌گاههای جک بالا برنده اتفاق افتاده است، نمونه‌ای از این خطا است.



شکل ۱-۵: خرابی ساختمان Ambiance Plaza ناشی از خطای اجرایی [5].

۱-۲-۲- بارهای غیر عادی

معمولا ساختمان‌ها برای بارهای مرده، زنده، باد و زلزله طراحی می‌شوند. با وجود این بارهای دیگری نیز وجود دارند که اگرچه احتمال وقوعشان کم است ولی در صورت اتفاق افتادن می‌توانند منجر به خسارت‌های زیادی شوند. بارهای مذکور، بارهای غیرعادی نامیده می‌شوند. بارهای غیرعادی در واقع بارهایی هستند که مقدار، راستا و مدت تداوم آنها غیر قابل پیش بینی است [6]. بارهای غیرعادی به صورت زیر رده بندی می‌شوند [7].

۱- تغییرات شدید در فشار هوا نظیر:

- انفجار بمب
- انفجار گاز
- انفجارهای خارجی اطراف ساختمان

۲- ضربه‌های تصادفی

- ضربه وسایل نقلیه بزرگراه
- ضربه تجهیزات ساختمانی
- ضربه هواپیما به ساختمان

۳- گسیختگی شالوده

- نشست پیش بینی نشده
- گسیختگی دیوار فونداسیون
- گودبرداری‌های مجاور

۱-۱-۳- احتمال وقوع خرابی پیشرونده

خرابی پیشرونده توسط ساز و کارهای مختلفی تولید می‌گردد که بستگی به نوع و شکل سازه و همچنین به موقعیت و مقدار بار وارده دارد. احتمال خرابی سازه به علت وقوع بارهای غیرعادی توسط یک رابطه احتمالاتی زنجیروار بیان می‌گردد [8].

$$P(F) = P(F|DH) \cdot P(D|H) \cdot P(H) \quad \text{رابطه ۱-۱}$$

که در آن:

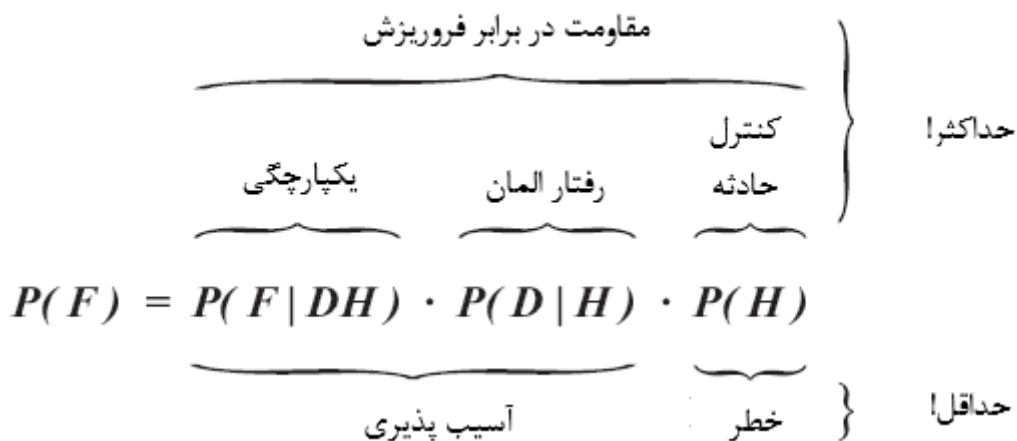
$P(H)P(A)$: احتمال وقوع یک بار غیرعادی در اثر بارگذاری غیرعادی H

$P(D|H)$: احتمال وقوع خرابی موضعی در اثر بارگذاری غیرعادی

$P(C|LD)$: احتمال خرابی پیشرونده در اثر وقوع خرابی موضعی

$P(F)P(C)$: احتمال وقوع خرابی سازه.

احتمال خرابی پیشرونده بایستی توسط مقادیر مجاز کنترل شود. هر سه احتمال جزئی رابطه بالا از طریق مشارکت راهبردهای کنترل حادثه، بهبود رفتار المان منفرد و بهبود رفتار کلی ساختمان تعدیل می‌یابد.



شکل ۱-۶: ترم‌های بیان کننده مفهوم خرابی [۸]

احتمال وقوع بارگذاری غیرعادی تحت کنترل مهندس طراح نمی‌باشد ولی رفتار المان و یکپارچگی تحت کنترل مهندس می‌باشد. بنابراین با کنترل رفتار موضعی و کلی سازه می‌توان احتمال خرابی را کاهش داده و سازه را در برابر خرابی مقاوم کرد.

۱-۱-۴ - عوامل مؤثر در کاهش اثرات خرابی پیشرونده

خرابی پیشرونده معمولاً یک حادثه نامتناسب است، یعنی به علت آسیب کوچک در سازه خرابی بزرگی در سازه اتفاق می‌افتد. جهت کاهش احتمال خرابی پیشرونده در سازه مطابق شکل (۲-۶) بایستی رفتار موضعی و کلی سازه را بهبود بخشید. برای بهبود رفتار موضعی و کلی سازه نیاز به تأمین متغیرهای زیر در سازه می‌باشد.

(۱) شکل پذیری^۱

(۲) نامعینی^۲

(۳) پیوستگی^۳

۱-۱-۴-۱- شکل پذیری

شکل پذیری توانایی سازه جهت تحمل تغییر شکل‌های بزرگ قبل از گسیختگی نهایی است. شکل پذیری پاسخی از سازه است که در بیشتر ساختمان‌های مهندسی به عنوان یک مزیت محسوب می‌گردد. به خاطر اینکه سازه در مود گسیختگی قبل از خرابی نهایی تغییر شکل‌های بزرگی از خودش نشان می‌دهد. وقتی بارهای غیرعادی مانند انفجار و ضربه در نظر گرفته می‌شوند با اعمال افزایش مقاومت در سازه مقاطع بزرگ در طراحی حاصل خواهد شد که نتایج غیر اقتصادی است و در این موارد افزایش مقاومت هم جواب نمی‌دهد و ممکن است ساختمان همچنان در معرض خرابی پیشرونده باشد. در نظر گرفتن سیستم سازه‌ای شکل‌پذیر بستگی به سیستم سازه‌ای و مصالح دارد [9]. اما سه اصل کلی در این زمینه وجود دارد که باید رعایت گردد:

- (۱) سختی مصالح متناسب با میزان فولادگذاری است و جزئیات مربوط به فولادگذاری می‌تواند شکل پذیری را بهبود دهد.
- (۲) تعیین ظرفیت خمشی و برشی و اطمینان از اینکه برش حاکم بر مود گسیختگی نیست و توجه به رفتار اتصالات و مفاصل برای رسیدن به مقاومت نهایی.
- (۳) طراحی در شرایط برکنش برای ستون‌ها.

۱-۱-۴-۲- نامعینی

نامعینی، مسیر انتقال بار در سازه را افزایش می‌دهد. دستیابی به نامعینی در سازه‌های موجود به آسانی امکان پذیر نیست. برای مثال یک انفجار بمب ممکن است توسط ستون‌های بزرگ تحمل گردد اما تیرهای پیرامونی و دال‌ها ممکن است، گسیخته شوند و خرابی پیشرونده بدون در نظر گرفتن مقاومت ستون‌ها رخ دهد. روش‌هایی مانند کاهش طول دهانه‌های بزرگ، استفاده بیشتر از المان‌های تیر و ستون و وجود المان‌های بیشتر در سیستم تکیه‌گاهی باعث افزایش نامعینی در سازه می‌گردد. نامعینی، مسیر جایگزین بارگذاری را افزایش می‌دهد. زمانی که ستون از سیستم حذف می‌شود، سازه با استفاده از روش مسیر جایگزین، مسیر مناسب دیگری جهت انتقال بار در سازه ایجاد می‌کند [10].

^۱ Ductility

^۲ Redundancy

^۳ Continuity

۱-۱-۴-۳- پیوستگی

پیوستگی شرایطی است که اتصالات داخلی بین المان‌های سازه‌ای پیوسته باقی بماند. این امر از طریق رعایت نکات فولادگذاری حاصل می‌گردد [11]. چند روش برای بهبود پیوستگی در سازه‌ها وجود دارد که به صورت خلاصه در زیر به آنها اشاره شده است:

- ۱) رعایت جزئیات خاص در اتصالات
- ۲) طراحی ستون‌ها با محصور شدگی مناسب
- ۳) طراحی بر مبنای ظرفیت برشی ماکزیمم
- ۴) محدود کردن طول دهانه‌ی تیرها و دال‌ها

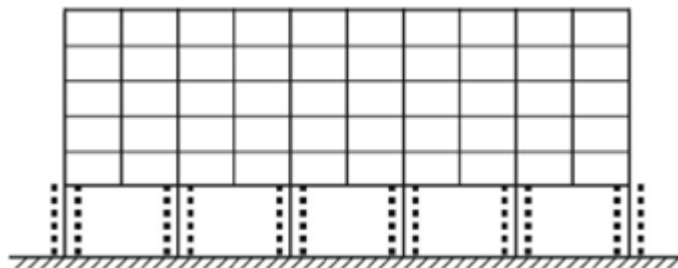
۱-۱-۵- روش‌های کاهش خطر خرابی پیشرونده

روش‌های کاهش خطر خرابی پیشرونده را می‌توان به سه دسته اصلی زیر طبقه بندی کرد [12].

- ۱) کنترل حادثه^۱
- ۲) روش طراحی غیر مستقیم^۲
- ۳) روش طراحی مستقیم^۳

۱-۱-۵-۱- روش کنترل حادثه

در این روش تلاش برای کنترل و جلوگیری از بارگذاری غیرعادی می‌باشد. یعنی حذف یک حادثه، کاهش اثرات حادثه و محافظت در مقابل حادثه. روش کنترل حادثه، مقاومت سازه را افزایش نمی‌دهد و تحت کنترل مهندس سازه نیست و خارج از محدوده کاری اوست. قرار گرفتن ساختمان در نواحی دورتر از مناطق متراکم و ایجاد حصار پیرامون ستون جهت جلوگیری از ضربه وسایل نقلیه مثال‌هایی از این روش می‌باشد.



شکل ۱-۷: حصار پیرامون ستون جهت محافظت [12].

^۱ Event Control

^۲ Indirect Method

^۳ Direct Method

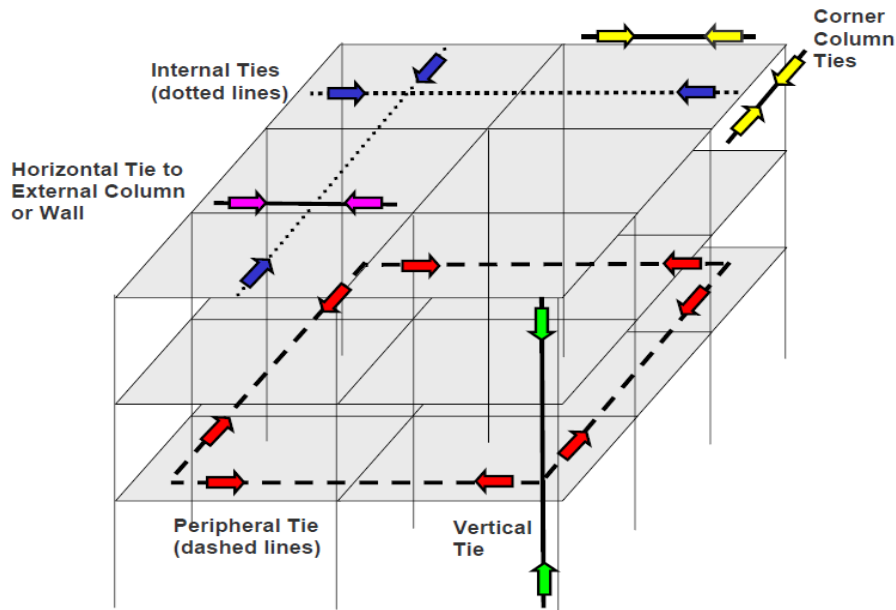
۱-۱-۵-۲- روش طراحی غیر مستقیم

در این روش حداقل مقاومت، شکل‌پذیری و نامعینی در سازه جهت تأمین مقاومت در برابر خرابی پیشرونده تأمین می‌گردد. بهبود اتصالات گرهی، تولید نامعینی و شکل‌پذیری از جمله تکنیک‌ها در این روش می‌باشد. عبارت یکپارچگی سازه^۱ توسط بعضی از محققین برای توصیف این روش استفاده می‌گردد. بخاطر اینکه این روش پاسخ کلی سازه را بهبود می‌دهد و متناسب با طراحی خوب سازه است.

با اینکه روش طراحی غیر مستقیم کاربرد زیادی در بین محققین دارد، اما بعضی از محققین از این روش انتقاد می‌کنند. به خاطر اینکه این روش قوانین مربوط به رفتار سازه را تحت گسیختگی یک المان بحرانی ارائه نمی‌دهد. ساده‌ترین راه برای استفاده از این روش، افزایش ضریب اطمینان برای تمام اعضای سازه‌ای است. برای فهم بهتر این روش می‌توان از حداقل پیوستگی و شکل‌پذیری لازم برای تمام اتصالات نام برد. اهمیت اتصالات شکل‌پذیر در سازه‌ها به عنوان یک نکته اساسی و مهم، روشن و مشخص است. اتصالات باید بتوانند در مواقع ضروری تغییرشکل‌های بزرگ نشان دهند و انرژی در بار نهایی را جذب کنند. برای داشتن اتصالاتی با این شرایط، بایستی جزئیات ویژه‌ای در نظر گرفته شود که با رعایت این جزئیات، مقاومت سازه در برابر خرابی پیشرونده بیشتر خواهد شد. در آئین‌نامه‌ای مانند ACI318-05، پیوستگی در فولاد گذاری جهت بهبود نامعینی و شکل‌پذیری در سازه مورد نیاز است [13].

همچنین جهت اطمینان از رفتار شکل‌پذیر باید مقاومت برشی از مقاومت خمشی تجاوز کند و نیروهای مهاریه نظیر شکل ۱-۸ باید در سازه ایجاد گردد. این مهارها که به صورت داخلی، خارجی و پیرامونی هستند، المان‌های سازه‌ای را به یکدیگر پیوند داده و به سازه جهت گسترش عمل زنجیروار در هنگام حذف المان کمک می‌کنند. نیروهای مهاریه (Tie Force) در المان‌های اتصالی نقش قابل توجهی را در نگهداری سازه اعمال می‌کنند. این رفتار به عنوان عمل زنجیروار تلقی می‌گردد. مهارهای داخلی توسط تیرهای پیوسته ایجاد می‌شود. مهار قائم توسط ستون یا دیوارها از پائین‌ترین سطح تا بالاترین سطح ایجاد می‌گردد. مهارهای پیرامونی باید در پیرامون پلان ایجاد گردد [14].

^۱ Structural integrity



شکل ۸-۱: نمای شماتیک نیروهای مهاري [14].

۱-۱-۵-۳- روش طراحی مستقیم

در این روش سازه در برابر خرابی پیشرونده با استفاده از دو راهکار زیر مقاوم می‌گردد:

(۱) روش مقاوم سازی محلی ویژه

(۲) روش مسیر جایگزین

۱-۱-۵-۳-۱- روش مقاوم سازی محلی ویژه

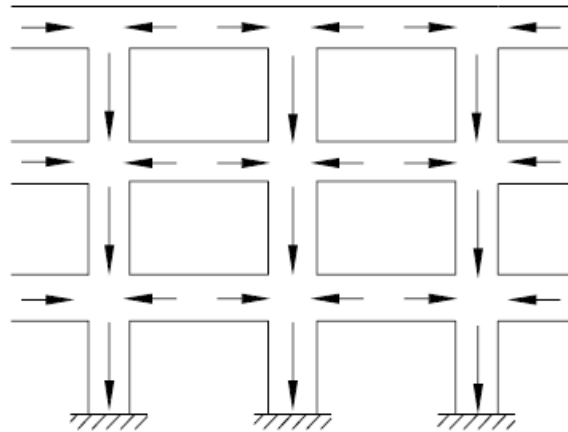
این روش ابزاری برای کاهش خطر خرابی موضعی فراهم می‌کند. در این روش المان‌های سازه‌ای بحرانی باید قادر به تحمل بارگذاری غیرعادی فرضی باشند. بنابراین مقاومت و شکل پذیری کافی برای المان‌های بحرانی در طول طراحی بایستی در نظر گرفته شود. ساده‌ترین راه برای استفاده از مقاومت موضعی افزایش ضریب بار طراحی است که منجر به اضافه شدن مقاومت در المان می‌گردد.

۱-۱-۵-۳-۲- روش مسیر جایگزین

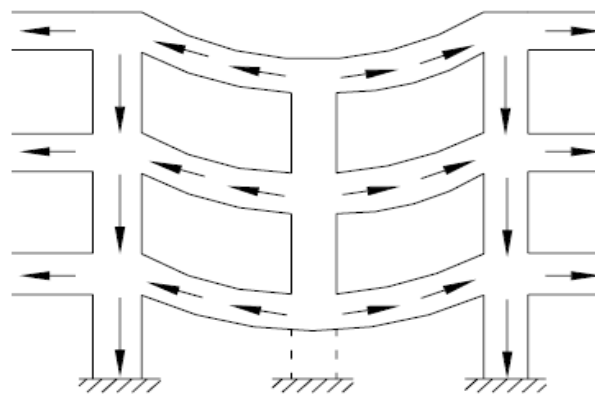
توزیع نیروی ثقلی در سازه قبل از حذف المان برابر به صورت شکل ۹-۱ می‌باشد. زمانی که یک المان برابر توانایی تحمل بارهای ثقلی را نداشته باشد، المان مجاور، بارها را مانند شکل ۱۰-۱ و شکل ۱۱-۱ پخش خواهند کرد. مسیر بارگذاری قبل از آسیب شامل انتقال بار از دال کف‌ها به تیرها و سپس به ستون‌ها است. بعد از آسیب در ستون، مسیرهای بارگذاری در المان‌های مجاور ستون آسیب دیده تغییر می‌کند. اگر اعضای مجاور ظرفیت باربری و شکل‌پذیری کافی را نداشته باشند، سیستم سازه‌ای می‌تواند مسیرهای بارگذاری

دیگری ایجاد کند و به ساکنین اجازه تخلیه محل را بدهد. سیستم سازه‌ای بار را با دو سازوکار خمشی و کششی در سازه پخش می‌کند.

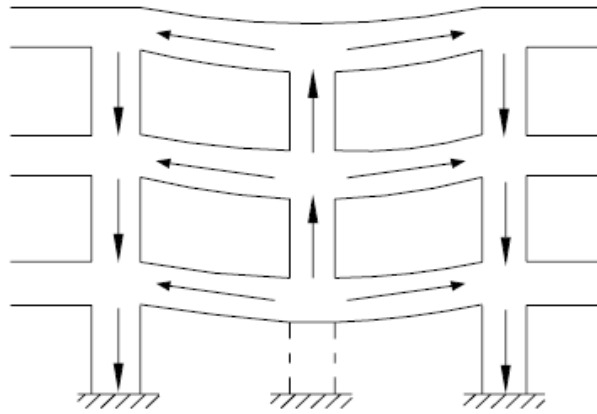
در شکل ۱۰-۱ وقتی ستون حذف می‌شود، کف به سمت پایین شکم کرده و در این صورت دهانه میانی در اثر از دست دادن ستون توسط عمل زنجیروار خمشی بار را تحمل می‌کند. اگر مقاومت مفاصل پلاستیک جهت نگهداری و تحمل بار ناکافی باشد، تغییر شکل در تیر افزایش پیدا می‌کند و سازوکار کششی در سازه فعال می‌گردد.



شکل ۹-۱: جریان بار قبل از آسیب [15].



شکل ۱۰-۱: عمل زنجیروار خمشی بعد از آسیب [15].



شکل ۱-۱۱ : عمل رنجیروار کششی بعد از آسیب [15].

روش مسیر جایگزین در تقابل با روش مقاومت موضعی خاص است و رفتار یک سازه را بعد از گسیختگی المان‌ها صرف نظر از علت گسیختگی در نظر می‌گیرد. جذابیت این روش بخاطر اینکه عملکرد سازه در برابر آسیب درک می‌گردد نیست، بلکه جذابیت این روش بخاطر عدم نیاز به تعیین بار غیرعادی است. از مزیت‌های این روش، بهبود خصوصیات شکل پذیری، پیوستگی و جذب انرژی است. استفاده از روش مسیر جایگزین از طرق زیر امکان پذیر است:

- ۱) افزایش ظرفیت خمشی در تیرها و دال‌ها جهت تشکیل عمل زنجیروار از روی المان گسیخته شده
- ۲) رعایت جزئیات مربوط به اتصالات جهت تشکیل عمل زنجیروار از روی المان گسیخته شده
- ۳) طراحی سازه جهت ایجاد عمل خرابایی از قاب‌های چند طبقه روی ستون گسیخته شده
- ۴) ایجاد دیوارهای برشی در سازه
- ۵) ایجاد دهانه‌های کوچکتر نزدیک گوشه ساختمان، از آن جهت که تیرهای پیرامونی مانند طره روی ستون حذف شده عمل کنند

۱-۱-۵-۴- مقایسه روش‌های کاهش خطر خرابی پیشرونده

در قسمت قبل سه روش کاهش خطر خرابی پیشرونده به طور مفصل تشریح شده است. در این قسمت مزایا و معایب سه روش بیان و با یکدیگر مقایسه شده است [15].

- ۱) روش کنترل حادثه
در این روش توجهی به افزایش مقاومت نمی‌شود و از طرف دیگر به عواملی بستگی دارد که از کنترل طراح خارج است. بنابراین روش کنترل حادثه روش کارامدی نیست.
- ۲) روش طراحی غیر مستقیم
چون در این روش ضریب اطمینان برای تمام اعضای سازه‌ای در نظر گرفته می‌شود، این روش غیر اقتصادی است.
- ۳) روش طراحی مستقیم

در روش مقاومت موضعی نیاز به تعیین بار غیرعادی است، در حالی که بار غیرعادی نامشخص است. روش مسیر جایگزین از منطقی‌ترین و اقتصادی‌ترین روش‌هاست و نیاز به تعیین بار غیرعادی ندارد. در این روش پایداری کلی سازه مورد بحث قرار می‌گیرد و یکپارچگی سازه تأمین می‌شود.

فصل ۲

آیین‌نامه‌های مربوط به خرابی پیشرونده

۲-۱- مقدمه

از آن زمان که مرکز تجارت جهانی بعد از حمله تروریستی خراب شد، علاقه شدیدی به بررسی رفتار فروریزش پیشرونده در بین محققین و کمیته‌های طراحی ایجاد شد. خرابی ساختمان‌های مورا، مرکز خرید جهانی و رونان سرآغاز بسیاری از بحث‌ها برای تغییر در قوانین آیین‌نامه‌ها بود. در زیر چند مورد از آیین‌نامه‌های فروریزش پیشرونده معرفی شده است:

• آیین‌نامه انگلستان

بعد از خرابی ساختمان رونان در اثر انفجار گاز قوانین مربوط به فروریزش پیشرونده در سال ۱۹۷۹ در پنجمین اصلاحیه قوانین ساختمان انگلیس وارد شد. این قوانین برای ساختمان‌های بلند و بیشتر از ۵ طبقه بود و همچنین برای سطوح آسیب دیده ناشی از حذف یک عضو سازه‌ای و مقاومت در برابر فشار خاص بیان شده است [27].

• آیین‌نامه آمریکا

در سال ۱۹۷۱ سازمان گسترش شهری شروع به مطالعه فروریزش پیشرونده در ایالت متحده کرد. در اواسط سال ۱۹۷۰ با بررسی‌های این سازمان، استانداردهایی برای طراحی ساختمان‌ها در برابر فروریزش پیشرونده ارائه شد. این سازمان مطالعاتی برای طراحی در برابر بارهای غیرعادی انجام داد و در سال ۱۹۷۲ موسسه استاندارد آمریکا (ANSI) قوانین کلی مربوط به فروریزش پیشرونده را ارائه داد. در سال ۱۹۸۲ انجمن مهندسی عمران آمریکا (ASCE) قوانینی را در بخش ASCE7 [28] مربوط به فروریزش ارائه دادند. این قوانین شامل روش‌های طراحی مستقیم و غیرمستقیم برای کاهش احتمال فروریزش پیشرونده است. قوانینی نظیر جزئیات مربوط به اتصالات و عمل زنجیروار در سازه و غیره، که تأکید بر جلوگیری از فروریزش پیشرونده دارند. در آیین‌نامه نیویورک مخصوصاً بر قوانین روش نیروی مهارتی تأکید و حدود آسیب برای کف طبقات حدود ۲۰٪ از کل سطح طبقه یا 1000 ft^2 فوت مربع در جهت افقی برای ساختمان‌های بیش از ۳

طبقه بیان شده است. قوانین مربوط به پیوستگی سازه‌ای در سال ۱۹۸۹ در آئین نامه ACI مطرح شده است. جزئیات میلگردگذاری و محصورشدگی در اعضا در فصل ۲۰ آئین نامه ACI318 ارائه شده است.

• آئین نامه اروپا

این آئین نامه فروریزش پیشرونده را به عنوان یک حادثه نادر در نظر گرفته و روش‌هایی را برای جلوگیری از آسیب نامتناسب در برابر حادثه ارائه داده است. در این آئین نامه قوانین نیروهای مهاری و روش مسیر جایگزین مطرح شده ولی از روش مقاومت موضعی خاص استفاده نکرده است. این آئین نامه از تحلیل استاتیکی خطی برای ساختمان‌ها با ارتفاع متوسط و دینامیکی غیرخطی برای ساختمان‌های بیشتر از ۱۰ طبقه استفاده می‌کند [29 و 30].

۲-۲- مراجع اصلی مربوط به فروریزش پیشرونده

در کل سه آئین نامه اصلی در مورد فروریزش پیشرونده وجود دارد که عبارتند از :

(۱) آئین نامه GSA^۱ ۲۰۰۳ [32]

(۲) آئین نامه UFC^۲ ۲۰۰۵ [14]

(۳) آئین نامه UFC ۲۰۰۹ [31]

UFC و GSA دو مرجع کامل و قابل قبول در زمینه کاهش خطر فروریزش پیشرونده در سازه‌های دولتی، نظامی جدید و موجود می‌باشند و برای ساختمان‌های چند طبقه‌ای که در معرض بارهای غیر عادی قرار دارند، استفاده می‌گردند. تحلیل و طراحی در هر دو آئین نامه در برابر بارهای غیرعادی به خاطر محاسبات پیچیده و آسیب‌های بزرگ ناشناخته‌ای که به سازه وارد می‌گردد، مستقل از بار است. در این آیین‌نامه‌ها جهت کاهش پتانسیل فروریزش پیشرونده، ائتلاف انرژی از طریق شکل‌پذیری، پیوستگی و نامعینی پیشنهاد شده است. اگرچه در این دو آیین نامه استفاده از تحلیل استاتیکی خطی پیشنهاد شده است ولی در کل روند تحلیل استاتیکی و دینامیکی غیرخطی برای سازه‌های پیچیده بکار می‌رود. برای ساختمان‌های بیشتر از ۱۰ طبقه و ساختمان نامنظم باید از روندهای غیرخطی جهت ارزیابی پتانسیل ساختمان در برابر فروریزش پیشرونده استفاده کرد.

۲-۲-۱- آئین نامه GSA

این قوانین برای ساختمان‌های دولتی و پروژه‌های مدرن بکار می‌رود. در این قوانین بدون توجه به سطح اهمیت سازه مراحل زیر جهت طراحی در برابر فروریزش پیشرونده باید صورت بگیرد. این آیین نامه در

^۱ General Services Administration

^۲ Unified Facilities Criteria

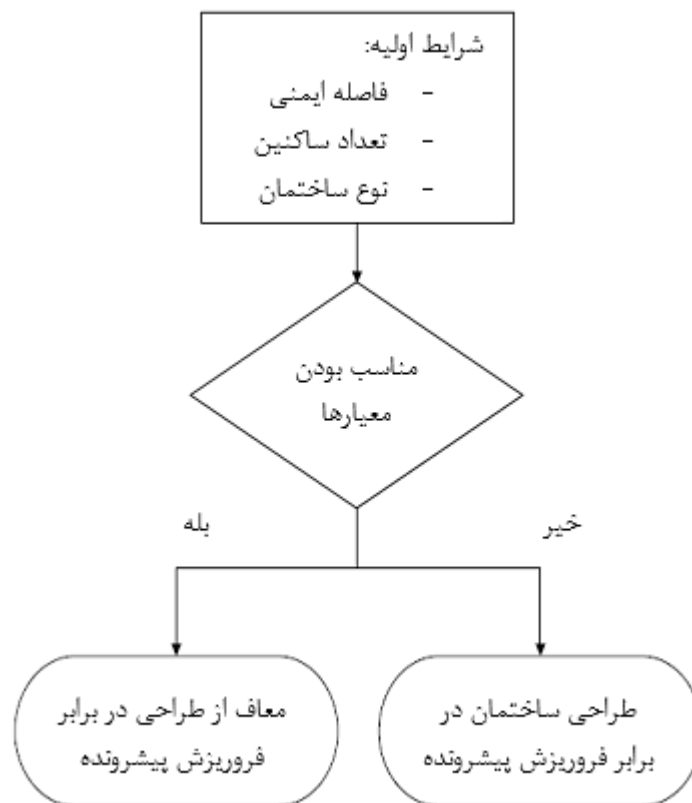
سال ۲۰۰۰ انتشار پیدا کرده و بحث اصلی آن در مورد سازه‌های بتنی است و اصلاحیه آن در سال ۲۰۰۳ شامل قوانین طراحی ساختمان‌های فولادی در برابر فروریزش پیشرونده نیز می‌باشد.

در این قوانین پتانسیل فروریزش پیشرونده در نتیجه بارهای غیرعادی برای سازه‌های بتنی و فولادی بایستی ارزیابی گردد. GSA ساختمان‌ها را به دو دسته تقسیم می‌کند:

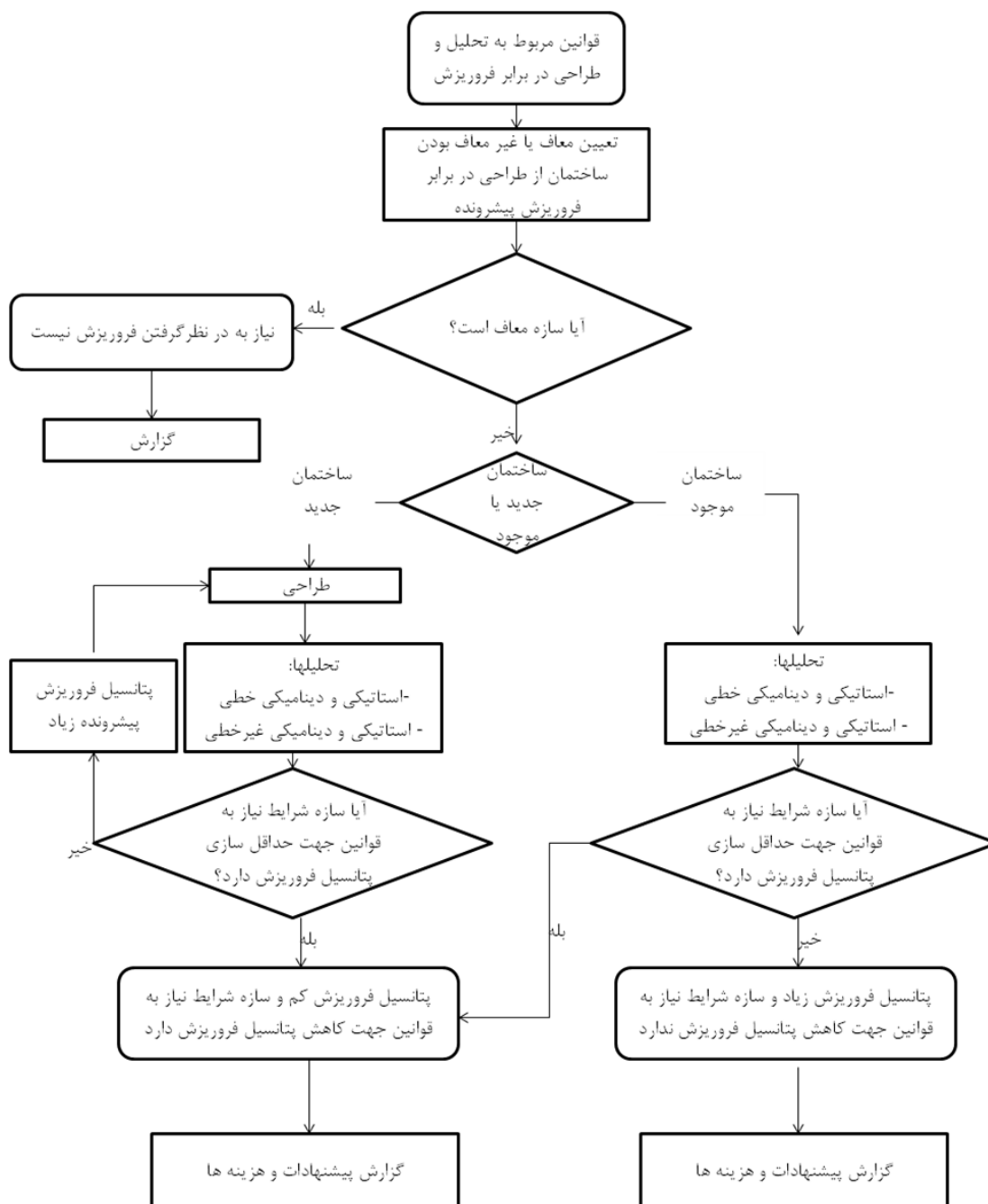
(۱) ساختمان‌های معاف از قوانین فروریزش پیشرونده

(۲) ساختمان‌های غیر معاف از قوانین فروریزش پیشرونده

اگر ساختمان دارای خطر کم برای وقوع فروریزش پیشرونده باشد و یا تعداد ساکنین ساختمان خیلی کم باشد، سازه ممکن است از در نظر گرفتن فروریزش پیشرونده معاف باشد. قوانین GSA به طور کلی در شکل ۱-۲ داده شده است.



شکل ۱-۲: روند تعیین معاف یا عدم معاف بودن ساختمان در برابر خرابی پیشرونده در آئین نامه GSA [32].



شکل ۲-۲: روند کلی طراحی در GSA [32].

۲-۲-۲- آئین نامه UFC

این آئین نامه برای ساختمان‌های جدید و موجود دولتی جهت کاهش پتانسیل فروریزش پیشرونده بدون هزینه زیاد یا تغییرات اساسی در عملکرد سیستم و طراحی به کار می‌رود. در این آئین نامه جهت طراحی از دو سطح مقاومت زیر استفاده می‌گردد:

(۱) سطح اول نیروهای مهاری را در بر می‌گیرد و بر اساس پاسخ زنجیروار سیستم می‌باشد.

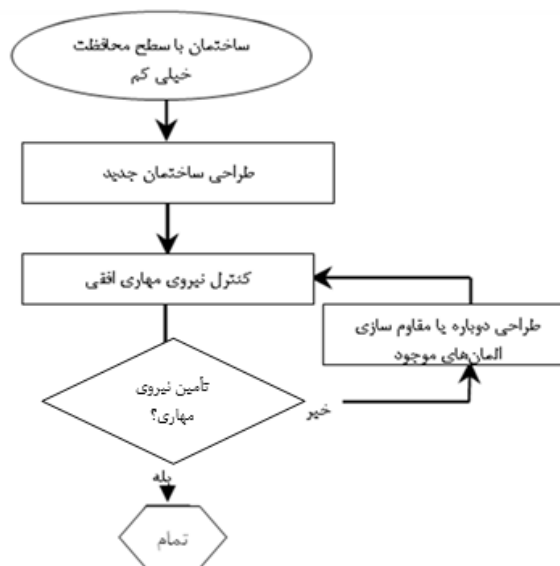
۲) سطح دوم روش مسیر جایگزین را در برمی‌گیرد و در این حالت مود ساختمان خمشی است و ساختمان از روی المان حذف شده پل می‌زند.
در آئین نامه UFC طراحی مطابق با سطح محافظت ساختمان است و در این آئین‌نامه ۴ سطح محافظت تعریف شده است:

- | | |
|--------------------------------|--|
| (Very Low Level Of Protection) | ۱) ساختمان با سطح محافظت خیلی کم VLLOP |
| (Low Level Of Protection) | ۲) ساختمان با سطح محافظت کم LLOP |
| (Medium Level Of Protection) | ۳) ساختمان با سطح محافظت متوسط MLLOP |
| (High Level Of Protection) | ۴) ساختمان با سطح محافظت زیاد HLLLOP |

در سطوح VLLLOP, LLOP طراحی غیرمستقیم توسط اختصاص دادن نیروهای مهاري مورد نیاز به سازه بکار می‌رود. در مواردی که نیروهای مهاري در المان‌های قائم سازه‌ای گسترش پیدا نکند، از روش مسیر جایگزین جهت پل زدن از المان گسیخته شده استفاده می‌گردد و عمل زنجیروار در سازه انتشار پیدا می‌کند. در سطوح HLOP, MLOP نیروهای مهاري در سازه ایجاد گشته و توسط مسیر جایگزین مقاومت خمشی کافی در سازه ایجاد می‌گردد و عمل زنجیروار در سازه گسترش پیدا می‌کند.

۲-۲-۱- قوانین طراحی ساختمان با سطح محافظت خیلی کم VLLLOP

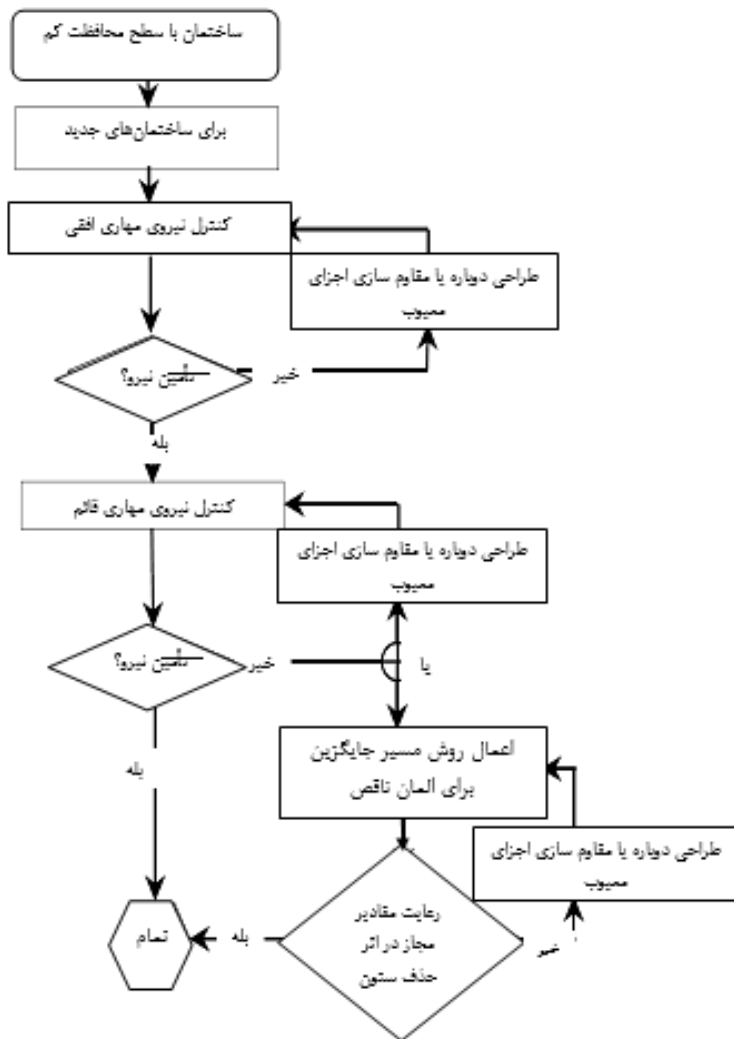
چنین ساختمانی بایستی مقاومت مهاري افقی کافی تولید کند. نیروهای مهاري با نوع ساخت و ساز و موقعیت سازه تغییر می‌کند. در این سطح از طراحی از روش مسیر جایگزین استفاده نمی‌گردد و اگر المان نتواند مقاومت مهاري مورد نیاز را فراهم کند سازه بایستی دوباره طراحی گردد. شکل ۲-۳ روند طراحی ساختمان با سطح VLLLOP را نشان می‌دهد.



شکل ۲-۳: روند طراحی ساختمان با سطح VLLLOP [14].

۲-۲-۲-۲- قوانین طراحی ساختمان با سطح محافظت کم LLOP

در این ساختمان‌ها طراح باید نیروهای قائم و افقی مهاري را تركيب کند. برای المان‌ها با نیروی مهاري افقی ناکافی روش مسیر جایگزین استفاده نمی‌گردد. در این مورد ساختمان باید دوباره طراحی گردد یا اعضایی به سازه اضافه گردد. ولی در مورد نیروهای مهاري قائم، اگر این نیرو تامین نشد، از روش مسیر جایگزین استفاده می‌کنیم. شکل ۲-۴ روند طراحی ساختمان‌ها با سطح LLOP را نشان می‌دهد.



شکل ۲-۴: روند طراحی ساختمان با سطح LLOP [14].

۲-۲-۲-۳- قوانین طراحی ساختمان با سطح محافظت متوسط و بالا MLOP, HLOP

در این ساختمان‌ها باید ۳ مورد زیر رعایت گردد:

- (۱) نیروهای مهاري
- (۲) مسیرهای جایگزین
- (۳) قوانین شکل پذیری اضافی

۲-۲-۳-۱- نیروی مهارتی

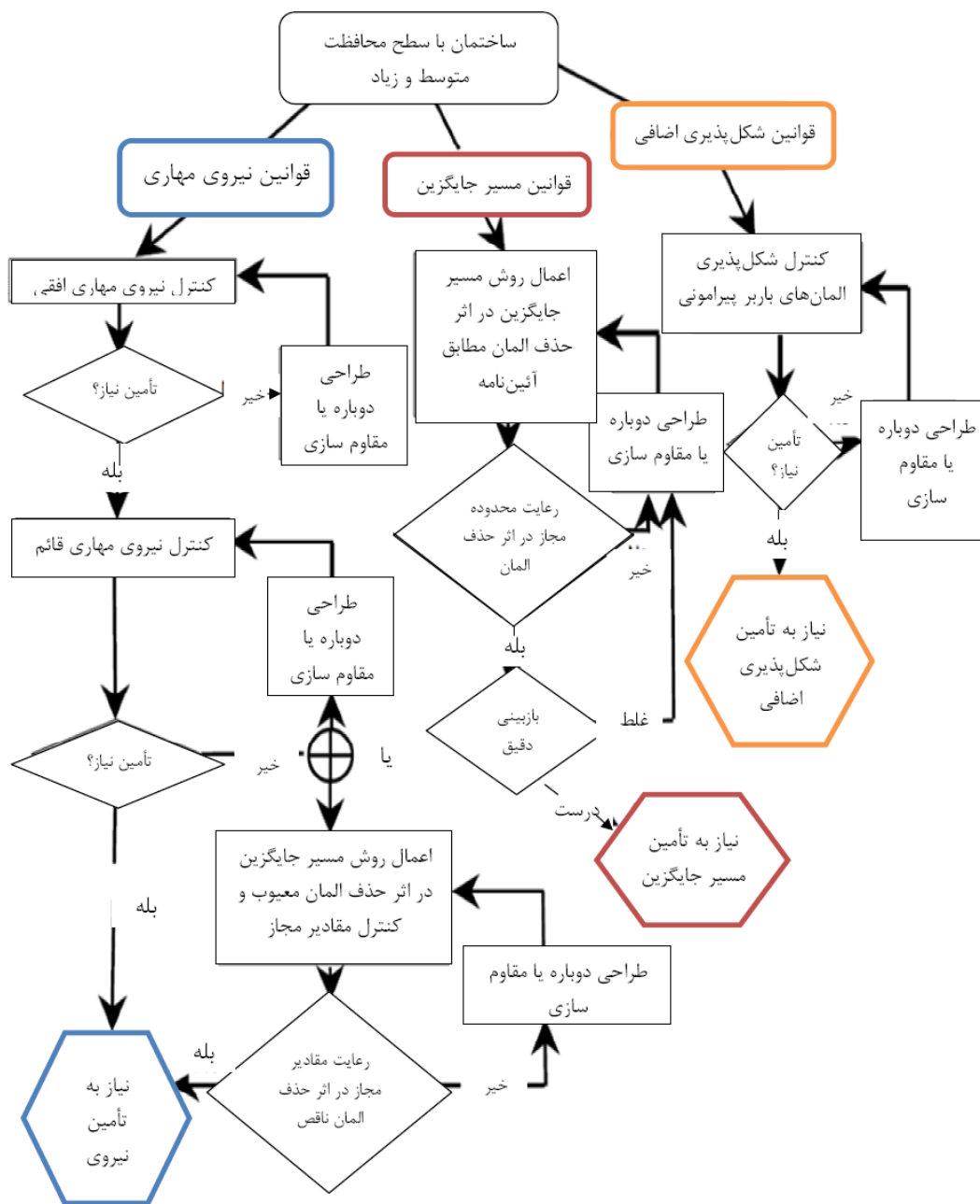
طراح باید نیروی مهارتی افقی و قائم در سازه ایجاد کند. حتی اگر یکی از عضوهای سازه‌ای، نیروی مهارتی قائم مورد نیاز را فراهم نکند، طراح باید عضو را دوباره طراحی کند یا از روش مسیر جایگزین استفاده کند. برای المان با ظرفیت نیروی مهارتی افقی ناکافی نمی‌توان از روش مسیر جایگزین استفاده کرد. در این مورد طراح بایستی عضوها را دوباره طراحی کند.

۲-۲-۳-۲- مسیر جایگزین

در روش مسیر جایگزین سازه باید قادر به تشکیل عمل زنجیروار از روی المان گسیخته شده باشد. موقعیت عضو حذف شده در پلان حداقل در مرکز وجه کوچکتر، مرکز وجه بزرگتر و گوشه‌های ساختمان می‌باشد. حذف المان‌های باربر قائم تغییرات و ناپیوستگی‌های زیادی در هندسه سازه ایجاد می‌کند نظیر وارد شدن گوشه‌های جدید به پلان ساختمان و تغییرات ناگهانی در اندازه دهانه‌ها. روش تحلیل مسیر جایگزین برای هر پلان موقعیتی از حذف المان و برای هر کف انجام می‌شود.

۲-۲-۳-۳- نیازهای شکل‌پذیری اضافی

نیاز به شکل‌پذیری اضافی در سازه برای المان‌های باربر پیرامونی مورد نیاز است. روند طراحی ساختمان‌ها با سطح محافظت MLOP, HLOP در شکل ۲-۵ نشان داده شده است.



شکل ۲-۵: روند طراحی ساختمان ها با سطوح MLOP, HLOP [14].

۳-۲-۲- تفاوت آئین نامه‌های UFC2009 , UFC2005 , GSA2003

UFC, GSA قوانین خود را بر اساس حذف ستون بحرانی بیان کرده‌اند. ستون بحرانی به یکی از

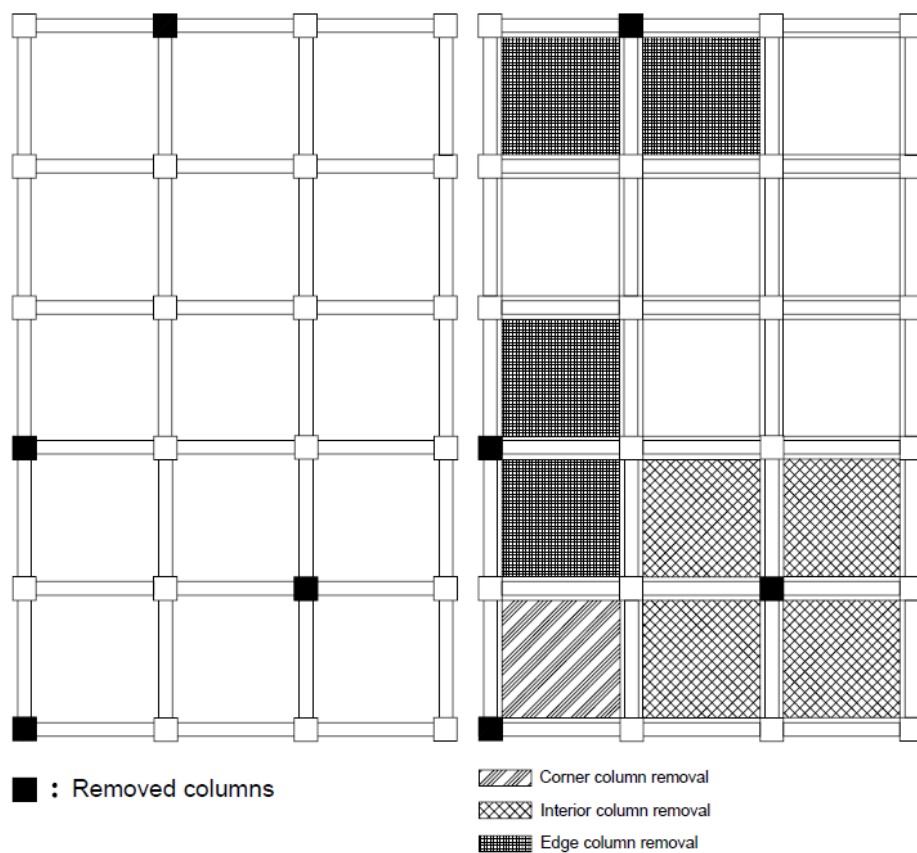
صورت‌های زیر می‌باشد

(۱) ستون نزدیک وسط وجه کوچکتر

(۲) ستون نزدیک وسط وجه بزرگتر

(۳) ستون گوشه

(۴) ستون میانی برای ساختمان‌ها با پارکینگ زیر زمینی یا ناحیه غیر کنترل شده

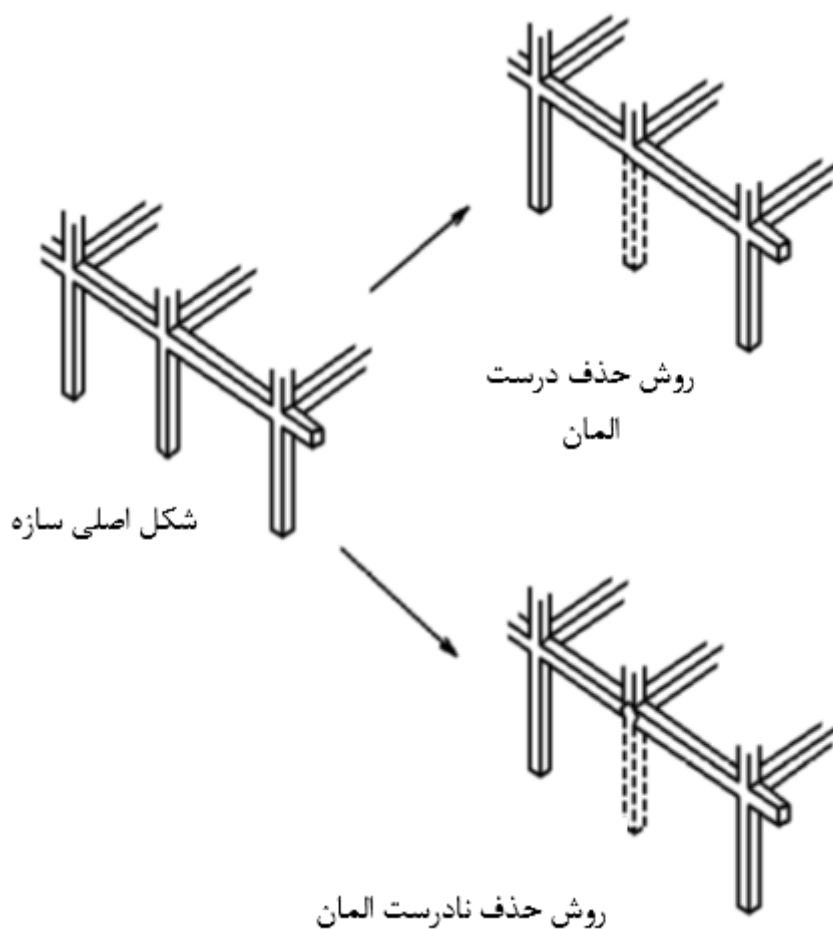


شکل ۲-۶: محل ستون حذف شده و سطح تحت تأثیر آن [32].

طریقه حذف المان در دو آئین‌نامه مشابه می‌باشد. در مورد حذف ستون‌های داخلی و یا خارجی،

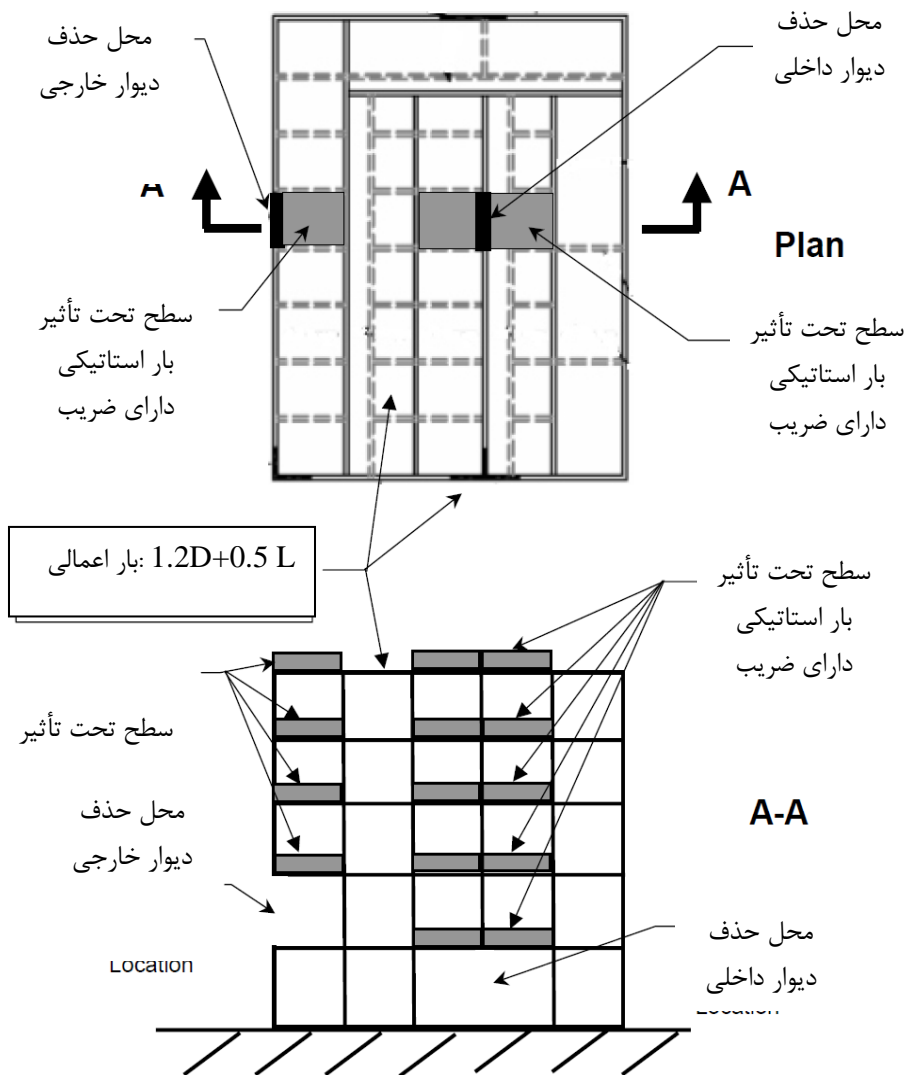
پیوستگی از طریق المان‌های افقی توسط اتصالات انتهایی ستون بایستی باقی بماند. طریقه صحیح حذف

المان در شکل ۲-۷ نشان داده شده است.

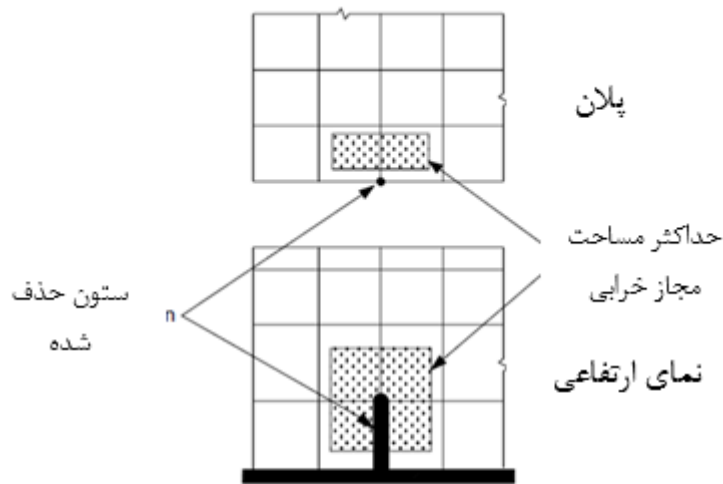


شکل ۲-۷: روش صحیح حذف المان ستون [32].

GSA حذف ستون را در طبقه اول در نظر می‌گیرد ولی UFC حذف ستون را در تمام طبقات در نظر می‌گیرد. ترکیبات بار در دو آئین‌نامه متفاوت می‌باشد و GSA ترکیبات بار را برای همه طبقات به کار می‌برد ولی در UFC بارهای ضریب‌دار برای طبقات بالای عضو گسیخته شده استفاده می‌گردد (شکل ۲-۸). برای ستون یا دیوار خارجی حذف شده، سطح آسیب دیده کف مستقیماً بالای ستون حذف شده در آئین‌نامه UFC کمتر از $75 \cdot ft^2$ یا ۱۵٪ کل سطح کفی که مستقیماً زیر المان حذف شده است، نباید گسیخته گردد. ولی در آئین‌نامه GSA این مقدار $180 \cdot ft^2$ می‌باشد. برای ستون داخلی یا دیوار باربر داخلی سطح آسیب دیده کف مستقیماً بالای المان حذف شده در آئین‌نامه UFC کمتر از $1500 \cdot ft^2$ یا ۳۰٪ کل سطح کفی که مستقیماً زیر المان حذف شده است، نباید گسیخته گردد. ولی در آئین‌نامه GSA این مقدار $3600 \cdot ft^2$ می‌باشد.



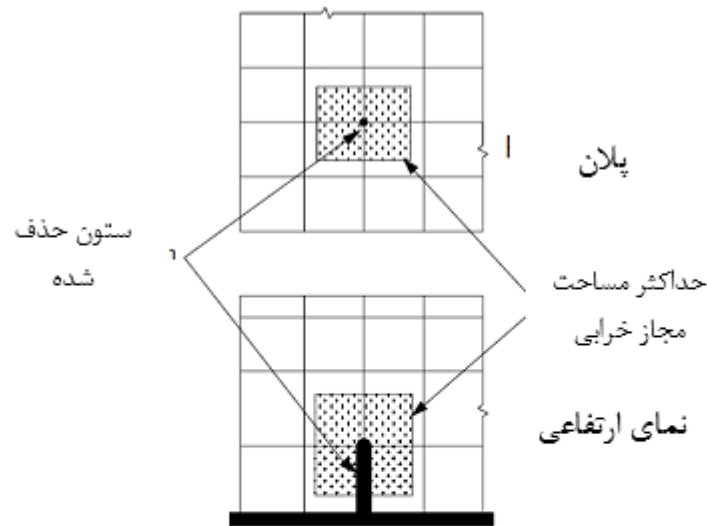
شکل ۲-۸: اعمال ترکیبات بار برای طبقه بالای المان حذف شده در UFC [32].



الف) حذف ستون خارجی

حداکثر مساحت مجاز خرابی:
 (۱) دهانه‌هایی که مستقیماً بالای ستون حذف شده می‌باشند.
 (۲) 1800 ft^2 از سطح کفی که مستقیماً بالای ستون حذف شده می‌باشد

شکل ۲-۹: سطح تحت تاثیر المان خارجی حذف شده در GSA [32].



الف) حذف ستون داخلی

حداکثر مساحت مجاز خرابی:
 (۱) دهانه‌هایی که مستقیماً بالای ستون حذف شده می‌باشند.
 (۲) 2600 ft^2 از سطح کفی که مستقیماً بالای ستون حذف شده می‌باشد

شکل ۲-۱۰: سطح تحت تاثیر المان داخلی حذف شده در GSA [32].

به طور کلی تفاوت‌های این سه آئین‌نامه به طور خلاصه در جدول ۱-۲ ارائه شده است.

جدول ۱-۲: مقایسه ضوابط آئین‌نامه های UFC 2009 , UFC 2005 , GSA 2003

UFC 2009	UFC 2005	GSA 2003	ضوابط
در وسط وجه کوچکتر، در وسط وجه بزرگتر، ستون گوشه، حذف در تمامی طبقات	در وسط وجه کوچکتر، در وسط وجه بزرگتر، ستون گوشه، حذف در تمامی طبقات	در وسط وجه کوچکتر، در وسط وجه بزرگتر، ستون گوشه، حذف در طبقه همکف	حذف ستون
استاتیکی خطی، استاتیکی غیر خطی، دینامیکی غیر خطی	استاتیکی خطی، استاتیکی غیر خطی، دینامیکی غیر خطی	ترجیحاً استاتیکی خطی	روش تحلیل
$1.2DL + 0.5LL + 0.002P^f$	$1.2DL + 0.5LL + 0.2W^g$	$DL^1 + 0.25LL^2$	ترکیب بار دینامیکی غیر خطی
$GN = \Omega N^h (1.2 DL + 0.5 LL)$ در دهانه‌های مجاور و طبقات بالای ستون حذف شده $1.2DL + 0.5LL$ برای قسمت‌های دیگر	$2(1.2DL + 0.5LL) + 0.2W$ در دهانه‌های مجاور و طبقات بالای ستون حذف شده $1.2DL + 0.5LL$ برای قسمت‌های دیگر	$2(DL + 0.25LL)$ در همه دهانه‌ها و طبقات	ترکیب بار استاتیکی غیر خطی
بررسی مقدار دوران مفاصل خمیری (تحلیل غیر خطی)	بررسی مقدار دوران مفاصل خمیری (تحلیل غیر خطی)	$DCR^f \leq 2$ برای ساختمان‌های متعارف (تحلیل خطی)	معیارهای مجاز

¹ Dead Load

² Live Load

³ Wind Load

⁴ Sum of gravity loads (Dead and Live) acting on only that floor

⁵ Dynamic Increase factor

⁶ Demand-to-Capacity Ratio

۲-۳-۲-۲- ضریب اثر دینامیکی در UFC2009 (Ω_N)

از آنجا که حذف المان یک پدیده دینامیکی است، بایستی ضریب اثر دینامیکی را در تحلیل‌های استاتیکی اعمال کنیم. در این آئین‌نامه با توجه به نوع مصالح بکار رفته در ساختمان این ضریب تعیین می‌گردد. این مقادیر در جدول ۲-۲ نشان داده شده است. ولی در GSA2003, UFC2005 این ضریب برابر ۲ در نظر گرفته شده است.

جدول ۲-۲: مقادیر ضریب افزایش دینامیکی در UFC2009 [31]

Material	Structural type	Ω_N
Steel	Frame	$1.08 + 0.76 / (\theta_{pra} / \theta_y + 0.83)$
Reinforced concrete	Frame	$1.04 + 0.45 / (\theta_{pra} / \theta_y + 0.48)$
	Load- bearing wall	2
Masonry	Load- bearing wall	2
Wood	Load- bearing wall	2
Cold- formed steel	Load- bearing wall	2

θ_{pra} زاویه دوران خمیری در معیارهای مجاز داده شده در جداول موجود در UFC با توجه به سطح عملکردی ساختمان (ایمنی جانی^۱ LS یا جلوگیری از فروریزش^۲ CP) و θ_y مقدار زاویه دوران تسلیم می‌باشد. به عنوان مثال مقدار دوران مجاز در تیرهای ساختمان بتن مسلح در آئین‌نامه در جدول ۲-۳ برای تحلیل‌های غیرخطی آورده شده است. همچنین معیارهای مجاز آئین‌نامه UFC2005 برای ساختمان‌های بتن مسلح در برابر فروریزش پیشرونده در جدول ۲-۴ ارائه شده است.

^۱ Life Safety

^۲ Collapse Prevention

جدول ۲-۳ : متغیرهای مدل سازی غیرخطی و معیارهای مجاز برای تیرهای بتن مسلح UFC2009
[31].

Conditions	Modeling Parameters ¹			Acceptance Criteria ^{1,2}			
	Plastic Rotations Angle, radians		Residual Strength Ratio	Plastic Rotations Angle, radians			
				Component Type			
	a	b	c	Primary		Secondary	

i. Beams controlled by flexure³

$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	Trans. Reinf. ⁴	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$						
≤ 0.0	C	≤ 3	0.063	0.10	0.2		0.063	0.10
≤ 0.0	C	≥ 6	0.05	0.08	0.2		0.05	0.08
≥ 0.5	C	≤ 3	0.05	0.06	0.2		0.05	0.06
≥ 0.5	C	≥ 6	0.038	0.04	0.2		0.038	0.04
≤ 0.0	NC	≤ 3	0.05	0.06	0.2		0.05	0.06
≤ 0.0	NC	≥ 6	0.025	0.03	0.2		0.025	0.03
≥ 0.5	NC	≤ 3	0.025	0.03	0.2		0.025	0.03
≥ 0.5	NC	≥ 6	0.013	0.02	0.2		0.013	0.02

ii. Beams controlled by shear³

Stirrup spacing ≤ d / 2	0.0030	0.02	0.2		0.002	0.01
Stirrup spacing > d / 2	0.0030	0.01	0.2		0.002	0.005

iii. Beams controlled by inadequate development or splicing along the span³

Stirrup spacing ≤ d / 2	0.0030	0.02	0.0		0.002	0.01
Stirrup spacing > d / 2	0.0030	0.01	0.0		0.002	0.005

iv. Beams controlled by inadequate embedment into beam-column joint³

	0.015	0.03	0.2		0.01	0.02
--	-------	------	-----	--	------	------

1. Linear interpolation between values listed in the table shall be permitted. See Section 3-2.4 for definition of primary and secondary components and Figure 3-6 for definition of nonlinear modeling parameters a , b , and c .
2. Primary and secondary component demands shall be within secondary component acceptance criteria where the full backbone curve is explicitly modeled including strength degradation and residual strength, in accordance with Section 3.4.3.2 of ASCE 41.
3. Where more than one of the conditions i, ii, iii, and iv occurs for a given component, use the minimum appropriate numerical value from the table.
4. "C" and "NC" are abbreviations for conforming and nonconforming transverse reinforcement. A component is conforming if, within the flexural plastic hinge region, hoops are spaced at ≤ $d/3$, and if, for components of moderate and high ductility demand, the strength provided by the hoops (V_h) is at least three-fourths of the design shear. Otherwise, the component is considered nonconforming.

جدول ۲-۴ : تغییر شکل‌های مجاز برای ساختمان بتن مسلح UFC2005 [14]

component	AP for Low LOP		AP for Medium and High LOP	
	Ductility (μ)	Rotation, degrees (θ)	Ductility (μ)	Rotation, degrees (θ)
Slab and beam without tension membrane				
Single-reinforced or double- reinforced w/o shear reinforcing	-	3	-	2
Double- reinforced w/ shear reinforcing	-	6	-	4
Slab and beam with tension membrane				
Normal properties ($L/h \geq 5$)	-	20	-	12
Deep properties ($L/h < 5$)	-	12	-	8
Compression members				
Walls and seismic cloumns	3	-	2	-
Non-seismic cloumns	1	-	0.9	-

مراجع

1. Nair, R.S. . "Progressive collapse basics," <http://www.aisc.org/Content/ContentGroups/Documents/freePubs/Blast_Symposium_Proceedings.pdf>, (April 2nd, 2008)
2. Pearson, C. and Delatte, N. "Ronan Point Apartment Tower Collapse and its Effect on Building Codes Specific Local Resistance Concepts". Journal of Performance of Constructed Facilities, Volume 19, No. 2, 2005.
3. Corley, W. G., Smith, R.G., and Colarusso, L. J., "Structural integrity and the Oklahoma City bombing," Concrete Construction, A Hanley-Wood Publication, Addison, Illinois, , Vol. 46, No. 12, pp. 29-30, 2001.
4. Ellingwood, B., and Dusenberry, D. O. "Building design for abnormal loads and progressive collapse." Comput. Aided Civ. Infrastruct. Eng., 20, pp. 194–205, 2005.
5. Wardhana, K. and Hadipriono, F. C. "Study of Recent Building Failures in the United States. Journal of Performance of Constructed Facilities", Volume 17, No. 3, 2003
6. Gross, J. L., McGuire, W., "Progressive Collapse Resistant Design", Journal of Structural Engineering, Vol. 109, No. 1, , pp.1-15, 1983.
7. Ellingwood, B., Leyendecker, E. V., and Yao, J. T. P. "Probability of Failure from Abnormal Load. Journal of Structural Engineering", ASCE, 109(4), pp. 875-890, 1983
8. Starossek U. "Progressive collapse of structures: Nomenclature and procedures". Structural Engineering International, 16(2), pp.113–7, 2006.
9. Crawford, J. E. "Retrofit Methods to Mitigate Progressive Collapse". Multihazard Mitigation Council National Workshop on Prevention of Progressive Collapse, Chicago. IL, July 2002.
10. Smilowitz, Robert, et al, "Best Practices Guidelines for the Mitigation of Progressive Collapse," NIBS working document, presented at the 2/17/04 NIST Workshop.
11. Burns, J., Abruzzo, J., and Tamaro, M. "Structural Systems for Progressive Collapse Prevention". Multihazard Mitigation Council National Workshop on Prevention of Progressive Collapse, Chicago. IL, July 2002.
12. Leyendecker EV, Ellingwood BR. "Design methods for reducing the risk of progressive collapse in Buildings". US Department of Commerce, National Bureau of Standards, Washington, April 1977
13. ACI Committee 318, "Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI318-02) and Commentary (ACI318R-02)," American Concrete Institute, Farmington Hills, MI , 2002.
14. Design of Buildings to Resist Progressive Collapse. "The Unified Facilities Criteria (UFC) 4-023-03", Department of Defense, Approved for public release.
15. HYUNJIN KIM, "Progressive Collapse Behavior of Reinforced Concrete Structures with Deficient Details", 2006.

16. Breen, J. E." Progressive Collapse of Building Structures". Proceedings of a Research Workshop held at the University of Texas at Austin, pp. 18-20, Nov. 1975.
17. Popoff, A. Jr." Design against Progressive Collapse". PCI Journal, Volume 20, No. 2, pp. 44-57, 1975.
18. Taylor, D. A. "Progressive collapse". Canadian Journal of Civil Engineering, Volume 2, No 4, Dec. 1975.
19. Ellingwood, B. R. and Dusenberry, D. O." Building Design for Abnormal Loads and Progressive Collapse". Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering, Volume 20, pp. 194-205, 2005.
20. Ellingwood, B., Leyendecker, E. V., and Yao, J. T. P. "Probability of Failure from Abnormal Load". Journal of Structural Engineering, ASCE, 109(4), pp. 875-890, 1983.
21. Monsted, J. M. "Buildings Susceptible to Progressive Collapse". International Journal for Housing Science and Its Application, Volume 3, No. 1, pp. 55-67, 1979.
22. Webster, F. A. "Reliability of Multistory Slab Structures against Progressive Collapse During Construction". Journal of The American Concrete Institute, Volume 77, No 6, pp. 449-457, 1980.
23. Bennett, R. M. "Formulation for Probability of Progressive Collapse". Structural Safety, Volume 5, pp. 67-77, 1988.
24. Prendergast, J." Oklahoma City Aftermath". Civil Engineering, Volume 65, No. 10, , pp. 42-45, Oct 1995.
25. Erling, Murtha-Smith. "Progressive Collapse Loads for Flat Roof Structures". Journal of Structural Engineering, Volume 121, No. 6, June. 1995.
26. Marjanishvili, S. M. "Progressive Analysis Procedure for Progressive Collapse". Journal of Performance of Constructed Facilities, Volume 18, No. 2, May. 2004.
27. European prestandard, Draft prEN 1991-1-7: March 2002, "Eurocode 1 : Actions on Structures". Part 1.7: General Actions - Accidental actions due to impact and explosions. First Project Team (stage 32) draft, Amended version 8, Brussels,2002.
28. ASCE 7-02 , "Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, 2002 edition," American Society of Civil Engineers, 2002.
29. Eurocode 1 : Actions on Structures. Part 1.7: General Actions - Accidental actions due to impact and explosions. First Project Team (stage 32) draft, Amended version 8, Brussels.
30. European prestandard (2002), Draft prEN 1992-1-1: July 2002, Eurocode 2 : Design of concrete structures, Part 1: General and rules for buildings, Brussels.
31. Design of Buildings to Resist Progressive Collapse. The Unified Facilities Criteria (UFC) 4-023-03, Department of Defense, Approved for public release.2009

32. General Services Administration, "Progressive Collapse Analysis and Design Guidelines for New Federal Office Buildings and Major Modernization Projects", U.S., Nov. 2003.