

مقاومت افزون قاب‌های فولادی خمشی با مهاربندی برون محور با استفاده از آنالیزهای فزاینده استاتیکی و دینامیکی غیرخطی

فرهاد دانشجو و مهدی حجری

چکیده: هدف اصلی این تحقیق تعیین ضرائب مقاومت افزون قاب‌های فولادی خمشی با مهاربندی برون محور به روش‌های آنالیز فزاینده استاتیکی و دینامیکی غیر خطی و بررسی تأثیر پارامترهای مختلف بر ضرائب مقاومت افزون قاب‌های مذکور می‌باشد. در قسمت اول که برای محاسبه ضرائب مقاومت افزون از روش متداول آنالیز استاتیکی فزاینده غیر خطی و منحنی‌های Push Over استاتیکی (SPO) استفاده شده، نحوه تأثیر پارامترهای تعداد طبقات، نسبت خروج از مرکزی e/l ، میزان بار ثقلی و ضریب کرنش سختی بر این ضرائب مورد مطالعه قرار گرفته است. در هر مورد با اعمال تغییرات در پارامتر مورد نظر، سایر پارامترها ثابت نگاه داشته شده اند. در بخش دیگر قاب‌های با تعداد طبقات مختلف، با استفاده از رکورد زلزله‌های طیس، ناغان و السنترو تحت آنالیز دینامیکی افزایشی (IDA) قرار داده می‌شوند. در این قسمت نیز با استفاده از منحنی‌های Push Over دینامیکی (DPO) حاصل، روشی برای محاسبه اضافه مقاومت دینامیکی قاب تحت رکورد زلزله‌های مورد نظر ارائه شده و نتایج حاصل با نتایج مربوط به تحلیل‌های استاتیکی مورد مقایسه قرار می‌گیرند.

واژه‌های کلیدی: قاب مهاربندی شده برون محور، مقاومت افزون، آنالیز فزاینده استاتیکی غیرخطی، آنالیز دینامیکی افزایشی

۱. مقدمه

رفتار سراسری واقعی قاب‌های فولادی (منحنی مقاومت - جابجایی مثلاً برش پایه در مقابل تغییر مکان طبقه فوقانی) با مدل رفتار ایده آل الاستوپلاستیک کامل که در آن سازه پس از ورود به ناحیه غیر ارتجاعی با شیب صفر تا حد تشکیل مکانیزم پیش می‌رود، متفاوت است. منحنی‌های واقعی رفتار بیانگر این مطلب هستند که قاب‌های فولادی نسبت به مقاومت معادل تشکیل اولین مفصل پلاستیک (ابتدای مرحله غیر ارتجاعی)، مقاومت بیشتری از خود نشان می‌دهند. طوری که رفتار سازه در ناحیه غیر ارتجاعی نرم تر شده (شیب منحنی کاهش می‌یابد) و سازه ضمن تجربه تغییر مکان‌های نسبتاً بزرگ، مقاومتش نیز تا رسیدن به نقطه نهایی، تا حدی افزایش می‌یابد. اضافه مقاومتی را که سیستم‌های سازه‌ای پس از تشکیل اولین

مفصل پلاستیک تا نقطه نهایی تجربه می‌کنند، "مقاومت افزون" می‌نامند. مقاومت افزون یکی از عوامل بسیار مهم در تعیین ضریب رفتار قاب‌ها می‌باشد. اهمیت پدیده مقاومت افزون در جلوگیری از تخریب سازه‌هایی که در معرض زلزله‌های بسیار شدید قرار گرفته اند، سال‌ها پیش توسط محققین شناخته شد. آن‌ها مشاهده کردند که سازه‌های کوتاه (با دوره تناوب پایین) کمتر از سازه‌های بلند دچار تخریب می‌شوند. در حالی که ضریب رفتار ناشی از شکل پذیری (R_{μ}) در سازه‌های کوتاه نسبت به سازه‌های بلند کمتر بوده و سازه‌های کوتاه از ظرفیت شکل پذیری کمتری برخوردار هستند. با این وجود مقاومت لرزه ای سازه‌ها به ویژه سازه‌های کوتاه بیشتر از حد انتظار بوده است. این اثر به پدیده مقاومت افزون نسبت داده می‌شود، که عوامل متعددی در آن دخالت دارند. مقالات علمی متعددی لزوم مطالعه بیشتر را جهت تعیین دقیقتر مقاومت افزون سازه‌ها با احتساب عوامل مؤثر، یادآور شده‌اند [۱]. در این مقاله پس از معرفی سیستم‌های سازه‌ای، زلزله‌ها و روش محاسبه ضرائب مقاومت افزون به بررسی تأثیر پارامترهای مختلف هندسی و بارگذاری بر این ضرائب و برآورد اضافه مقاومت دینامیکی قاب‌های فولادی خمشی با مهاربندی برون محور تحت حرکات لرزه‌ای می‌-

نسخه اصلی مقاله در تاریخ ۱۳۸۲/۳/۱۲ اصل، و پس از بازنگری‌های لازم، در تاریخ ۱۳۸۳/۴/۲۹ به تصویب نهایی رسیده است.

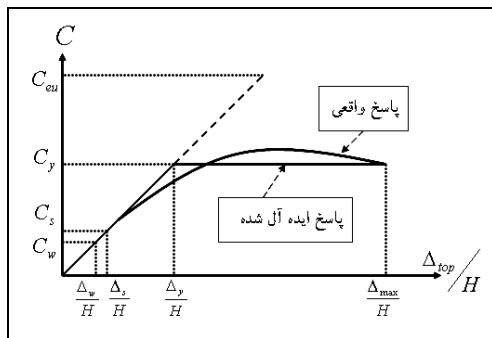
دکتر فرهاد دانشجو، دانشیار دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه تربیت مدرس تهران، danesh_f@modares.ac.ir.

مهدی حجری، کارشناس ارشد مهندسی زلزله، mehdihajari@yahoo.com

۳. آنالیزهای استاتیکی افزایشی غیرخطی

(Static Push Over Analysis (SPO))

برای تعیین ضریب مقاومت افزون سازه در این تحقیق نیروهای طراحی جانبی مطابق الگوی بارگذاری آئین نامه ۲۸۰۰ ایران به همراه بارهای ثقلی به سازه اعمال شده اند. سپس به طور یکنواخت مقدار نیروی جانبی افزایش داده شده و در هر مرحله مقادیر برش پایه و تغییر مکان طبقه فوقانی ثبت می‌شوند. این افزایش بار تا آنجا ادامه می‌یابد که سازه از لحاظ استاتیکی ناپایدار شده و یا یک پارامتر تغییر شکلی خاص از مقدار مجاز خود تجاوز نماید. در صورت ترسیم مقادیر برش پایه نرمال شده به وزن سازه $(C = V_b/W)$ در مقابل تغییر مکان نسبی بام (Δ_{top}/H) ، منحنی SPO پاسخ سازه حاصل می‌شود. منحنی SPO پاسخ یک سازه متعارف در شکل ۱ نشان داده شده است.



شکل ۱. منحنی پاسخ یک سازه متعارف [5]

علائم w ، s ، و y در منحنی نشان داده شده در شکل ۱ به ترتیب بیانگر نقاط نظیر طراحی، تشکیل اولین مفصل پلاستیک و نهایی می‌باشند. در تعریف نقطه نهایی از محدودیت حداکثر تغییر مکان نسبی بین طبقه ای ۲ درصد که توسط FEMA 273 [4] در سطح عملکرد جلوگیری از فروپاشی برای قاب‌های مهاربندی شده برون محور تجویز شده، استفاده می‌گردد.

ضریب مقاومت افزون مطابق رابطه (۱) برابر با نسبت مقاومت نهایی به مقاومت معادل تشکیل اولین مفصل پلاستیک تعریف می‌گردد [5]:

$$\Omega = \frac{C_y}{C_s} \quad (1)$$

در رابطه فوق C_y و C_s به ترتیب برش پایه نرمال شده نهایی و نظیر تشکیل اولین مفصل پلاستیک و Ω ضریب مقاومت افزون می‌باشد. علاوه بر اضافه مقاومتی که سازه پس از تشکیل اولین مفصل پلاستیک تا نقطه نهایی تجربه می‌کند، اضافه مقاومتی نیز نسبت به سطح بارهای طراحی تا بروز اولین تسلیم از خود نشان می‌دهد. برای اندازه گیری این اضافه مقاومت، ضریب تنش مجاز Y به شکل زیر تعریف می‌گردد:

پردازیم. کلیه تحلیل‌های استاتیکی و دینامیکی غیر خطی در این تحقیق توسط برنامه DRAIN-2DX [2] انجام گرفته اند.

۲. معرفی سیستم‌های سازه‌ای و زلزله‌های

مورد استفاده

در این تحقیق از قاب‌های دو بعدی فولادی با سیستم ترکیبی قاب خمشی به علاوه مهاربندی برون محور استفاده شده است. این قاب‌ها شامل قاب‌های منظم ۲، ۵ و ۸ طبقه و ۳ دهانه می‌باشند که دهانه-ی وسط هر قاب دارای مهاربند خارج از مرکز است. طوری که تیر رابط هر طبقه بین دو انتهای مهاربند و دور از ستون‌ها قرار گرفته است. در این قاب‌ها، ارتفاع طبقات ثابت و برابر با ۳/۲ m، طول دهانه‌ها برابر با ۵ m و طول تیر رابط برابر با ۱/۷۵ m ($e/l = 0.35$) در نظر گرفته شده است. به علاوه برای بررسی تأثیر نسبت e/l طول تیر رابط در قاب ۵ طبقه با حفظ سایر ابعاد برابر با ۱ m ($e/l = 0.2$) و $e/l = 0.5$ ($e/l = 0.5$) انتخاب شده است. تیرهای رابط موجود در کلیه قاب‌ها طبق ضوابط AISC از نوع تیرهای رابط بلند و خمشی بوده $e > 2.5M_p/V_p$ و کلیه اتصالات تیر به ستون و مهاربند به تیر رابط از نوع گیردار فرض شده است. محل احداث این قاب‌ها بر روی خاک نوع II و در منطقه با خطر نسبی بسیار زیاد در نظر گرفته شده است. پس از تغییر هر پارامتر، قاب حاصل مطابق ضوابط LRFD آئین نامه AISC 97 [3] طراحی شده است. بنابراین تأثیر تغییر هر پارامتر بر نتایج طراحی نیز لحاظ شده و قاب‌ها از لحاظ مقاطع بکار رفته قاب‌های واقعی می‌باشند. جدول ۱ مشخصات اعضای قاب‌های طراحی شده را نشان می‌دهد.

برای انجام آنالیزهای دینامیکی افزایشی (IDA) در این تحقیق از رکورد زلزله‌های طیس، ناغان والسنترو و استفاده شده است. نگاشت-های زمین لرزه‌های مورد استفاده در این مقاله در خاک نوع II ثبت شده اند و با توجه به طیف طرح محل احداث سازه، شتابنگاشت‌های مورد استفاده مطابق روش ارائه شده در آئین نامه ۲۸۰۰ اصلاح شده اند. مدت زمان تکان قوی زلزله طیس ۲۵ ثانیه و بیشینه شتاب زمین (PGA) این زلزله حدود $0.93g$ می‌باشد. محل وقوع این زمین لرزه روی خاک نوع II و پیروید غالب آن 0.769 ثانیه است. زلزله ناغان دارای مدت زمان تکان قوی $5/0$ ثانیه بوده و بیشینه شتاب زمین و پیروید غالب این زلزله به ترتیب $0.72g$ و 0.764 ثانیه می‌باشند. مدت زمان تکان قوی زلزله والسنترو $12/1$ ثانیه است. این زمین لرزه دارای بیشینه شتاب $0.32g$ و پیروید غالب 0.555 ثانیه می‌باشد.

جدول ۱. مشخصات اعضای قابهای طراحی شده

| تعداد طبقات | e/l | شماره طبقات تیپ | نتایج طراحی | | | |
|-------------|-------|--------------------|-------------|------------------------|-----------|---------------------------|
| | | | ستون‌ها | تیرهای دهانه‌های کناری | باد بندها | تیرهای رابط (دهانه میانی) |
| ۲ | ۰/۳۵ | دو طبقه | IPB140 | 2IPE200 | 2[100 | IPE220 |
| ۵ | ۰/۲۰ | سه طبقه پائین | IPB220 | 2IPE200 | 2[120 | IPE270 |
| | | دو طبقه بالا | IPB140 | 2IPE200 | 2[100 | IPE220 |
| | ۰/۳۵ | سه طبقه پائین | IPB220 | 2IPE220 | 2[120 | IPE300 |
| | | دو طبقه بالا | IPB140 | 2IPE200 | 2[100 | IPE240 |
| | ۰/۵۰ | سه طبقه پائین | IPB220 | 2IPE220 | 2[120 | IPE360 |
| | | دو طبقه بالا | IPB140 | 2IPE200 | 2[100 | IPE300 |
| ۸ | ۰/۳۵ | سه طبقه پائین | IPB300 | 2IPE220 | 2[140 | IPE360 |
| | | سه طبقه وسط | IPB200 | 2IPE220 | 2[120 | IPE330 |

اعمال تغییرات فوق در طول تیر رابط، نتایج ضرائب مقاومت افزون در جدول ۳ و شکل ۳ ارائه شده‌اند.

چنانکه از شکل ۳ ملاحظه می‌شود، ضرائب مقاومت افزون با افزایش نسبت e/l و طول تیر رابط، افزایش می‌یابند. افزایش طول تیر رابط در قابهای خمشی با مهاربندی برون محور به معنی نزدیک شدن رفتار این قاب‌ها به قابهای خمشی است و از طرفی می‌دانیم که ضرائب مقاومت افزون قابهای خمشی نسبت به قابهای مهاربندی بیش‌تر می‌باشد. بنابراین افزایش ضرائب مقاومت افزون با افزایش طول تیر رابط را می‌توان به نزدیک شدن رفتار قاب‌ها به قاب خمشی نسبت داد.

ج) اثر میزان بار ثقلی

اثرات $P\Delta$ که متأثر از مقادیر بار ثقلی هستند، بر ضرائب مقاومت افزون قاب‌ها تأثیر می‌گذارند [6]. برای بررسی این اثر، قابهای ۲، ۵ و ۸ طبقه با نسبت $e/l = 0/35$ انتخاب و در هر مورد بار ثقلی برابر با ۰/۵ و ۱/۰ و ۱/۵ برابر بار ثقلی حاصل از بارگذاری واقعی قرار داده شده است.

نتایج حاصل از تغییر میزان بار ثقلی بر ضرائب مقاومت افزون هر قاب، در جدول ۴ و شکل ۴ ارائه شده‌اند. چنانکه از شکل ۴ ملاحظه می‌شود، ضرائب مقاومت افزون با افزایش مقدار بار ثقلی کاهش می‌یابند. این مطلب در مورد قابهای کوتاه تر مشهودتر است که علت این امر را می‌توان به حاکم بودن بارهای ثقلی بر رفتار این قاب‌ها نسبت داد.

$$Y = \frac{C_S}{C_W} \quad (2)$$

در رابطه فوق C_S و $C_W = \frac{ABI}{R}$ به ترتیب برش پایه نرمال شده معادل تشکیل اولین مفصل پلاستیک و سطح طراحی می‌باشند.

در این قسمت برای بررسی اثر پارامترهای مختلف بر ضریب مقاومت افزون قاب‌ها، ضمن اعمال تغییرات در پارامترهای مورد نظر، قاب تحت آنالیز استاتیکی افزایشی قرار گرفته و با استفاده از منحنی‌های Push Over حاصل، ضرائب Ω و Y مطابق روابط ۱ و ۲ تعیین می‌گردند.

الف) اثر تعداد طبقات

قابهای مورد مطالعه در این قسمت، قابهای ۲، ۵ و ۸ طبقه، با $h = 7.5m$ ، $e = 0.75m$ و $l = 10m$ می‌باشند. نتایج حاصل در جدول ۲ و شکل ۲ ارائه شده‌اند. چنانکه از شکل ۲ ملاحظه می‌شود، با افزایش تعداد طبقات و پیوند سازه، ضریب مقاومت افزون کاهش می‌یابد. علت این امر که توسط سایر محققین نیز نتیجه شده است، حاکم بودن بارهای ثقلی در طراحی قابهای کوتاه مرتبه می‌باشد.

ب) اثر طول تیر رابط (نسبت e/l)

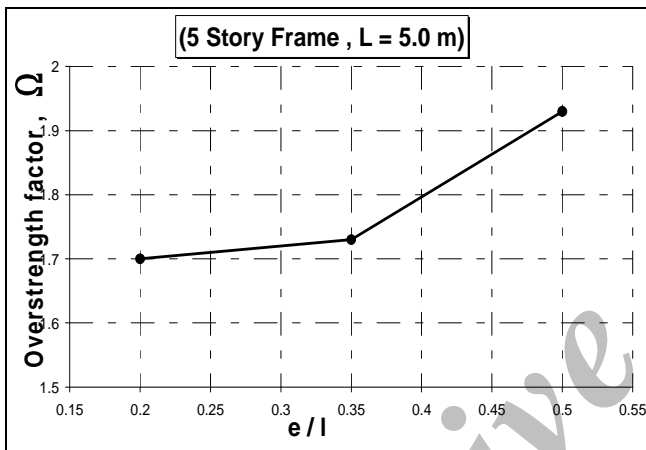
در این قسمت از قاب ۵ طبقه با $h = 3/2m$ استفاده شده و برای بررسی اثر e/l ، طول دهانه‌ها ثابت و برابر با ۵ m نگاه داشته شده و طول تیر رابط (e) برابر با ۱ m، ۱/۷۵ m و ۲/۵ m انتخاب شده است. در هر سه حالت تیر رابط از نوع خمشی و بلند می‌باشد. پس از

جدول ۲. مشخصات منحنی پاسخ قاب‌های ۲، ۵ و ۸ طبقه ($h/l = 0.64, e/l = 0.35$)

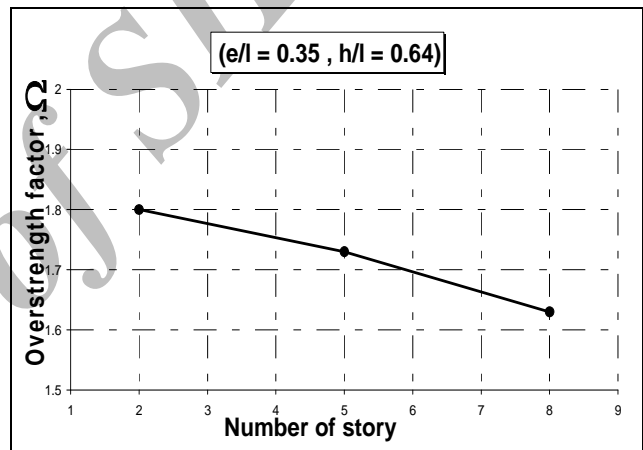
| تعداد طبقه | پریود اصلی (sec) | C_w | C_s | C_y | Y | Ω |
|------------|------------------|-------|-------|-------|-------|----------|
| ۲ | ۰/۵۷ | ۰/۱۱۷ | ۰/۲۰۳ | ۰/۳۶۶ | ۱/۷۴۳ | ۱/۸۰۳ |
| ۵ | ۰/۹۰ | ۰/۰۹۹ | ۰/۱۵۴ | ۰/۲۶۷ | ۱/۵۶۲ | ۱/۷۳۴ |
| ۸ | ۱/۲۳ | ۰/۰۷۸ | ۰/۱۳۳ | ۰/۲۱۸ | ۱/۷۰۵ | ۱/۶۳۹ |

جدول ۳. مشخصات منحنی پاسخ قاب ۵ طبقه با نسبت‌های مختلف e/l ($h = 3/2m, l = 5m$)

| e/l | e (m) | C_w | C_s | C_y | Y | Ω |
|-------|-------|-------|-------|-------|-------|----------|
| ۰/۲۰ | ۱/۰۰ | ۰/۰۹۹ | ۰/۱۸۸ | ۰/۳۲۰ | ۱/۸۹۹ | ۱/۷۰۲ |
| ۰/۳۵ | ۱/۷۵ | ۰/۰۹۹ | ۰/۱۵۴ | ۰/۲۶۷ | ۱/۵۶۲ | ۱/۷۳۴ |
| ۰/۵۰ | ۲/۵۰ | ۰/۰۹۹ | ۰/۱۴۶ | ۰/۲۸۲ | ۱/۴۷۵ | ۱/۹۳۲ |



شکل ۳. اثر نسبت e/l بر ضرائب مقاومت افزون



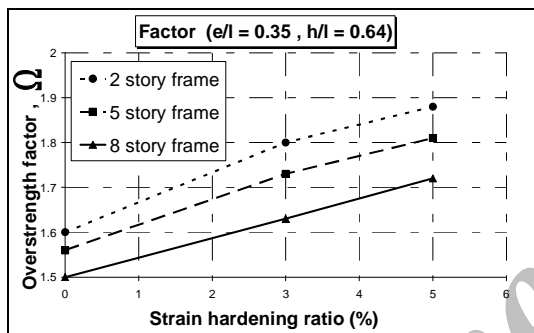
شکل ۲. اثر تعداد طبقات بر ضرائب مقاومت افزون

جدول ۴. اثر میزان بار ثقلی بر ضرائب مقاومت افزون

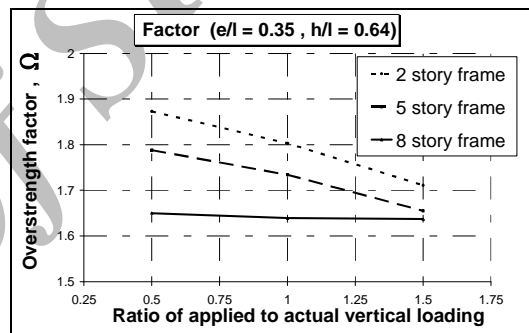
| تعداد طبقات | نسبت بار ثقلی موجود به بار واقعی | C_w | C_s | C_y | Y | Ω |
|-------------|----------------------------------|-------|-------|-------|-------|----------|
| ۲ | ۰/۵ | ۰/۱۱۷ | ۰/۲۱۳ | ۰/۳۹۹ | ۱/۸۲۱ | ۱/۸۷۳ |
| | ۱/۰ | ۰/۱۱۷ | ۰/۲۰۳ | ۰/۳۶۶ | ۱/۷۴۳ | ۱/۸۰۳ |
| | ۱/۵ | ۰/۱۱۷ | ۰/۱۹۴ | ۰/۳۳۲ | ۱/۶۵۸ | ۱/۷۱۱ |
| ۵ | ۰/۵ | ۰/۰۹۹ | ۰/۱۶۰ | ۰/۲۸۶ | ۱/۶۱۶ | ۱/۷۸۸ |
| | ۱/۰ | ۰/۰۹۹ | ۰/۱۵۴ | ۰/۲۶۷ | ۱/۵۶۲ | ۱/۷۳۴ |
| | ۱/۵ | ۰/۰۹۹ | ۰/۱۴۸ | ۰/۲۴۵ | ۱/۴۹۵ | ۱/۶۵۵ |
| ۸ | ۰/۵ | ۰/۰۷۸ | ۰/۱۴۰ | ۰/۲۳۱ | ۱/۷۹۵ | ۱/۶۵۰ |
| | ۱/۰ | ۰/۰۷۸ | ۰/۱۳۳ | ۰/۲۱۸ | ۱/۷۰۵ | ۱/۶۳۹ |
| | ۱/۵ | ۰/۰۷۸ | ۰/۱۲۴ | ۰/۲۰۳ | ۱/۵۹۰ | ۱/۶۳۷ |

جدول ۵. اثر ضریب کرنش سختی بر ضرائب مقاومت افزون

| تعداد طبقات | نسبت کرنش سختی α (%) | C_w | C_s | C_y | Y | Ω |
|-------------|-----------------------------|-------|-------|-------|-------|----------|
| ۲ | ۰ | ۰/۱۱۷ | ۰/۲۰۳ | ۰/۳۲۵ | ۱/۷۴۳ | ۱/۶۰۱ |
| | ۳ | ۰/۱۱۷ | ۰/۲۰۳ | ۰/۳۶۶ | ۱/۷۴۳ | ۱/۸۰۳ |
| | ۵ | ۰/۱۱۷ | ۰/۲۰۳ | ۰/۳۸۳ | ۱/۷۴۳ | ۱/۸۸۷ |
| ۵ | ۰ | ۰/۰۹۹ | ۰/۱۵۴ | ۰/۲۴۱ | ۱/۵۶۲ | ۱/۵۶۵ |
| | ۳ | ۰/۰۹۹ | ۰/۱۵۴ | ۰/۲۶۸ | ۱/۵۶۲ | ۱/۷۳۴ |
| | ۵ | ۰/۰۹۹ | ۰/۱۵۴ | ۰/۲۷۹ | ۱/۵۶۲ | ۱/۸۱۲ |
| ۸ | ۰ | ۰/۰۷۸ | ۰/۱۳۳ | ۰/۲۰۰ | ۱/۷۰۵ | ۱/۵۰۴ |
| | ۳ | ۰/۰۷۸ | ۰/۱۳۳ | ۰/۲۱۸ | ۱/۷۰۵ | ۱/۶۳۹ |
| | ۵ | ۰/۰۷۸ | ۰/۱۳۳ | ۰/۲۲۹ | ۱/۷۰۵ | ۱/۷۲۲ |



شکل ۵. اثر نسبت کرنش سختی بر ضرائب مقاومت افزون



شکل ۴. اثر بار ثقلی بر ضرائب مقاومت افزون

۴. آنالیزهای دینامیکی افزایشی (IDA)

رفتار مدل‌های مختلف سازه ای را همچنین می‌توان از روش آنالیزی بدست آورد که "آنالیز دینامیکی افزایشی" نام دارد. در این روش آنالیز که مجموعه ای از چند آنالیز تاریخچه زمانی غیر خطی است، مدل تحلیلی سازه تحت یک زمین لرزه با شدت‌های مختلف قرار گرفته و حداکثر مقادیر پاسخ مورد نظر (در این تحقیق تغییر مکان بام به ارتفاع کل) در هر مرحله آنالیز ثبت می‌شود. افزایش شدت زمین لرزه از طریق ضرب عددی (اسکالر) ساده در تمامی مقادیر شتاب‌نگاشت زلزله مورد نظر و با استفاده از ضرائب مقیاس انجام گرفته و تا جایی ادامه می‌یابد که یک کمیت بحرانی به مقدار غیر قابل قبولی برسد. در پاره ای از تحقیقات، به منحنی حاصل از این روش که عبارت از منحنی ضرائب مقیاس در مقابل تغییر شکل (در اینجا $Sa/g - \Delta/H$) می‌باشد، "منحنی Push Over دینامیکی یا (DPO)" اطلاق شده است [7, 8, 9]. علت انتخاب این نام برای منحنی‌های مذکور، ماهیت افزایشی تحلیل‌های دینامیکی در این روش ذکر شده است. تعاریف مربوط به حالات تسلیم و نهایی عیناً مشابه موارد ذکر شده در مورد آنالیزهای

د) اثر ضریب کرنش سختی اعضا

ضریب کرنش سختی هر عضو برابر با نسبت شیب منحنی مقاومت - جابجایی عضو پس از ورود به ناحیه غیر ارتجاعی به شیب ناحیه خطی در مدل دو خطی عضو می‌باشد. این ضریب را در حقیقت می‌توان به نوعی مقاومت افزون محلی دانست چرا که با حداکثر مقاومت قابل قبول هر عضو رابطه مستقیم دارد. ضریب مقاومت افزون سراسری قاب، متأثر از ضریب کرنش سختی تک تک اعضا می‌باشد. برای بررسی این اثر در تحقیق حاضر، قاب‌های ۲، ۵ و ۸ طبقه با نسبت $e/l = 0.35$ و سطح بار ثقلی واقعی انتخاب شده و در مورد هر قاب، ضرائب کرنش سختی کلیه اعضا برابر با ۰، ۳ و ۵ درصد در نظر گرفته شده‌اند. نتایج تأثیر هر مورد بر ضرائب مقاومت افزون قاب‌ها در جدول ۵ و شکل ۵ ارائه شده‌اند. چنانکه ملاحظه می‌گردد ضرائب مقاومت افزون کلیه قاب‌ها با افزایش ضریب کرنش سختی افزایش می‌یابند.

چرا که در رفتار غیر ارتجاعی رابطه بین شتاب و نیرو دیگر به صورت خطی نخواهد بود.

برای رفع این مشکل در روش دوم تعریف ضریب اضافه مقاومت دینامیکی به جای مقادیر طیفی شتاب در آنالیزهای نهایی و تسلیم، از حداکثر مقادیر برش پایه دینامیکی در همین آنالیزها استفاده می‌گردد. بنابراین ضریب اضافه مقاومت دینامیکی به روش دوم مطابق رابطه (۴) تعریف می‌گردد.

$$\Omega_{Dyn,2} = \frac{(V_{b,Dyn})_u}{(V_{b,Dyn})_y} \quad (4)$$

در رابطه فوق $\Omega_{Dyn,2}$ ضریب اضافه مقاومت دینامیکی به روش دوم (استفاده از حداکثر مقادیر برش پایه دینامیکی) و $(V_{b,DYN})_u$ و $(V_{b,DYN})_y$ به ترتیب حداکثر مقادیر برش پایه دینامیکی در آنالیزهای نهایی و تسلیم می‌باشند.

میانگین ضرائب اضافه مقاومت دینامیکی قاب‌های ۲، ۵ و ۸ طبقه به این روش به ترتیب ۱/۹۹۴، ۲/۲۲۹ و ۲/۳۰۵ می‌باشند. چنانکه ملاحظه می‌گردد این ضرائب دارای مقادیر عددی نسبتاً قابل قبولی بوده و در محدوده مورد انتظار ضرائب مقاومت افزون قرار دارند، اما با افزایش تعداد طبقات افزایش می‌یابند که برخلاف انتظار و نتایج حاصل از سایر تحقیقات می‌باشد. این روند متناقض (افزایش ضرائب اضافه مقاومت دینامیکی میانگین حاصل از روش دوم با تعداد طبقات قاب) به عدم قطعیت در تعریف آنالیز تسلیم نسبت داده می‌شود. چرا که در تعریف نقطه تسلیم تنها به شکل‌گیری اولین مفصل پلاستیک اشاره می‌شود. حال آنکه این مفصل در آنالیزهای دینامیکی می‌تواند در یک زمان منفرد و یا بیشتر پدید آید ولی باز هم تنها یک مفصل و در یک نقطه از سازه باشد.

در روش سوم تعریف ضریب اضافه مقاومت دینامیکی به دلایلی که در بالا مطرح گردید، به جای استفاده از برش پایه دینامیکی تسلیم، از برش پایه تسلیم استاتیکی که مستقل از نوع زلزله می‌باشد استفاده می‌گردد و تنها مقاومت نهایی از آنالیزهای دینامیکی استخراج می‌شود. بدین ترتیب ضریب اضافه مقاومت دینامیکی به روش سوم مطابق رابطه (۵) تعریف می‌گردد.

$$\Omega_{Dyn,3} = \frac{(V_{b,Dyn})_u}{(V_{b,st})_y} \quad (5)$$

در رابطه فوق $\Omega_{Dyn,3}$ ضریب اضافه مقاومت دینامیکی به روش سوم (استفاده از برش پایه نهایی دینامیکی و تسلیم استاتیکی) و $(V_{b,st})_y$ برش پایه تسلیم حاصل از آنالیزهای استاتیکی غیر خطی SPO و برابر با $C_s W$ می‌باشند (W وزن کل قاب است). پارامترهای C_s و $(V_{b,Dyn})_u$ به ترتیب در روابط (۱) و (۴) تعریف شدند.

نتایج ضرائب اضافه مقاومت دینامیکی حاصل از این روش در جدول ۶ ارائه و همراه با ضرائب مقاومت افزون حاصل از آنالیزهای استاتیکی غیر خطی در شکل ۷ نمایش داده شده‌اند.

استاتیکی غیرخطی می‌باشد [2]. مقادیر مختلف Sa عبارت از مقادیر طیفی مود اول شتاب در تحلیل با ضرائب مقیاس مختلف شتابنگاشت زلزله مورد نظر می‌باشند که به شتاب ثقل نرمال شده اند.

در این قسمت قاب‌های ۲، ۵ و ۸ طبقه با $e/l = 0.35$ ، $\alpha = 3\%$ و بار ثقلی واقعی تحت زلزله‌های طیس، ناغان و السنترو مورد آنالیز دینامیکی افزایشی قرار داده می‌شوند. برای ترسیم منحنی‌های DPO حاصل از این آنالیزها، از مقادیر طیفی مود اول شتاب در تحلیل‌های تاریخچه زمانی با ضرائب مقیاس مختلف در مقابل تغییر مکان نسبی بام استفاده شده است. بدین ترتیب می‌توان منحنی Push Over استاتیکی (SPO) را نیز همراه با این منحنی‌ها نمایش داد. برای این کار مقادیر $\frac{V_b}{W}$ را در تحلیل‌های استاتیکی افزایشی،

معادل با $\frac{Sa}{g}$ ، یعنی همان محور قائم منحنی‌های DPO در نظر می‌گیریم. نمونه چنین منحنی که منحنی‌های Push Over استاتیکی و دینامیکی را توأم نمایش می‌دهد، برای قاب ۵ طبقه در شکل ۶ نشان داده شده است.

در بین آنالیزهای متعدد انجام گرفته در IDA دو آنالیز حائز اهمیت می‌باشند. اولی که آنرا "آنالیز نهایی" می‌نامیم، آنالیزی است که به حداکثر drift نسبی طبقه ای ۲ درصد منجر گردد و دومین آنالیز که "آنالیز تسلیم" نام دارد، آنالیزی است که تحت آن تنها در یک زمان و در یک نقطه از سازه مفصل پلاستیک تشکیل گردد. در این تحقیق با استفاده از آنالیزهای دینامیکی افزایشی و منحنی‌های DPO حاصل سه روش برای برآورد اضافه مقاومت دینامیکی قاب‌های مورد مطالعه ارائه شده که نهایتاً پس از بررسی نتایج یک روش برای این منظور پیشنهاد می‌گردد.

در روش اول برای تعریف اضافه مقاومت دینامیکی یک قاب تحت تأثیر یک زلزله، مستقیماً از محور قائم منحنی‌های DPO استفاده می‌شود. ضریب اضافه مقاومت دینامیکی در این روش مطابق رابطه ۳ تعریف می‌گردد.

$$\Omega_{Dyn,1} = \frac{(Sa/g)_u}{(Sa/g)_y} \quad (3)$$

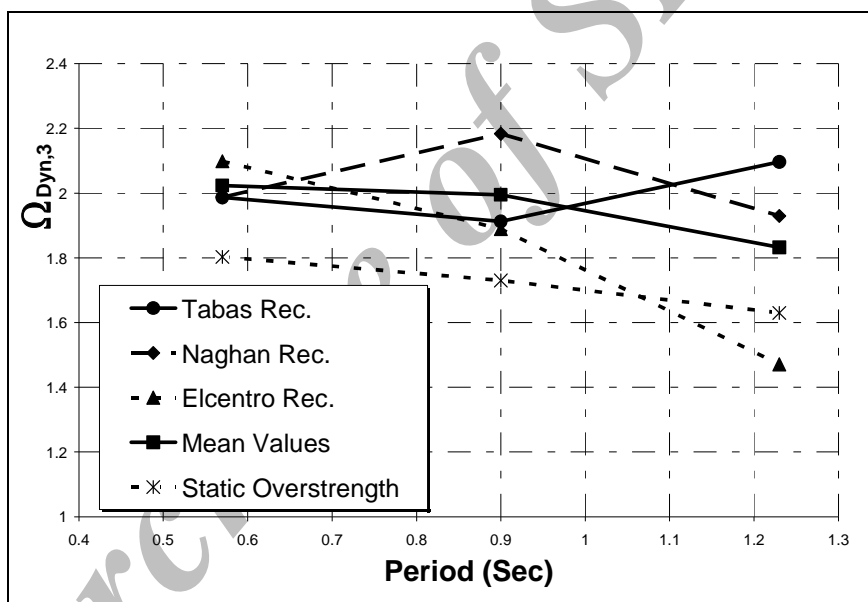
در رابطه فوق $\Omega_{Dyn,1}$ ضریب اضافه مقاومت دینامیکی به روش اول (با استفاده از مقادیر طیفی شتاب در مود اول) و $(Sa/g)_u$ و $(Sa/g)_y$ به ترتیب مقادیر طیفی شتاب مود اول بر حسب شتاب ثقل در آنالیزهای نهایی و تسلیم می‌باشند.

میانگین ضرائب اضافه مقاومت دینامیکی قاب‌های ۲، ۵ و ۸ طبقه به این روش به ترتیب ۷/۷۸، ۶/۶۵ و ۳/۱۳ نتیجه شدند. چنانکه ملاحظه می‌گردد این ضرائب با افزایش تعداد طبقات کاهش می‌یابند ولی مقادیر بسیار دست بالا و غیر منطقی را برای اضافه مقاومت ارائه می‌دهند. علت این امر را می‌توان به استفاده از مقادیر طیفی شتاب به جای نیرو در حوزه رفتار غیر ارتجاعی نسبت داد.

جدول ۶. ضرائب اضافه مقاومت دینامیکی به روش سوم

(برش‌های پایه دینامیکی نهایی و استاتیکی تسلیم)

| تعداد طبقه | T_1 (Sec) | $(V_{b,St})_y$ (Ton) | زلزله | $(V_{b,Dyn})_u$ (Ton) | $\Omega_{Dyn,3}$ | میانگین $\Omega_{Dyn,3}$ |
|------------|-------------|----------------------|---------|-----------------------|------------------|--------------------------|
| ۲ | ۰/۵۷ | ۱۵/۶۲ | طیس | ۳۱/۰۲۶ | ۱/۹۸۶ | ۲/۰۲۴ |
| | | | ناغان | ۳۱/۰۳۸ | ۱/۹۸۷ | |
| | | | السنترو | ۳۲/۷۷۰ | ۲/۰۹۸ | |
| ۵ | ۰/۹۰ | ۲۹/۶۵ | طیس | ۵۶/۶۹۲ | ۱/۹۱۲ | ۱/۹۹۵ |
| | | | ناغان | ۶۴/۷۳۷ | ۲/۱۸۳ | |
| | | | السنترو | ۵۶/۰۱۲ | ۱/۸۸۹ | |
| ۸ | ۱/۲۳ | ۴۰/۹۴ | طیس | ۸۵/۸۳۰ | ۲/۰۹۶ | ۱/۸۳۲ |
| | | | ناغان | ۷۸/۹۸۴ | ۱/۹۲۹ | |



شکل ۷. ضرائب اضافه مقاومت دینامیکی به روش سوم و مقاومت افزون استاتیکی

این بدان معناست که انتهای ناحیه خطی که معادل تشکیل اولین مفصل پلاستیک در سازه است، بین آنالیزهای استاتیکی و دینامیکی افزایشی نقطه‌ای مشترک می‌باشد و می‌توان از آنالیزهای استاتیکی برای این منظور استفاده کرد. با توجه به مطالب مطرح شده ملاحظه می‌گردد که روش سوم تعریف ضریب اضافه مقاومت دینامیکی تحت تأثیر یک زلزله، روشی منطقی می‌باشد. بنابراین استفاده از همین روش (مطابق رابطه ۵) برای این منظور پیشنهاد می‌گردد.

چنان‌که از نتایج ارائه شده در جدول ۶ و شکل ۷ ملاحظه می‌گردد، ضرائب اضافه مقاومت دینامیکی به روش سوم دارای مطابقت نسبتاً خوبی با نتایج مقاومت افزون استاتیکی بوده و با افزایش تعداد طبقات و پررود سازه نیز کاهش می‌یابند. چنانکه ملاحظه گردید در تعریف ضریب اضافه مقاومت دینامیکی به روش سوم از آنالیزهای استاتیکی برای تعیین مقاومت تسلیم استفاده شد. این امر قابل توجه است چرا که نقطه تسلیم سراسری یک سازه ثابت بوده و در تعریف نیاز شکل پذیری نیز تغییر مکان معادل تسلیم از آنالیز استاتیکی Push Over استخراج می‌گردد. گذشته از این برخی محققین در ترسیم منحنی‌های DPO و SPO، ناحیه خطی دو منحنی را بر هم منطبق می‌سازند [6, 7].

می‌دهد. نتایج حاصل از تحقیق حاضر نشان می‌دهد برای قاب‌های مورد مطالعه و زلزله‌های استفاده شده مقادیر میانگین این ضرائب با افزایش تعداد طبقات کاهش می‌یابند. اضافه مقاومت دینامیکی قاب‌ها که با روش IDA محاسبه می‌شوند به مشخصه‌های رفتار دینامیکی قاب‌ها مانند فرکانس طبیعی و شکل مودها و میرایی و همچنین مشخصه‌های زلزله‌ها مانند محتوای فرکانس و پریودهای غالب و PGA نیز وابسته است. لذا نمی‌توان انتظار داشت که مقادیر ضرائب اضافه مقاومت دینامیکی قاب‌ها تحت زلزله‌های مختلف همانند اضافه مقاومت استاتیکی حتماً با افزایش تعداد طبقات کاهش یابد و نتایج تحقیق حاضر نیز مؤید این موضوع است.

مراجع

[۱] محمودی صاحبی، موسی، «اثر زمان تناوب و مقاومت افزون بر نیاز لرزه‌ای غیرارتجاعی قاب‌های خمشی بتن مسلح» رساله دکتری سازه، دانشگاه تربیت مدرس، ۱۳۷۷.

[2] Prakash V. and Powell G.H, *Drain – 2DX User Guide, Version 1.0*, 1992, Dept. of civil Eng. University of California, Berkeley.

[3] AISC, *LFRD Specification of Seismic Provisions for Structural steel Buildings*, 1997.

[4] FEMA273, NEHRP, *Guidlines for Seismic Rehabilitations for Buildings*. Ballot Version, Federal Emergency Management Agency, Report NO. FEMA 273, 1996.

[5] Uang C.M., “Establishing R or (R_w) and C_a Factors for Building Seismic Provisions”, *ASCE Structural Engineering Journal*, Vol. 17, No.1, PP 19-28, 1991.

[6] Vayas And Spiliopoulos A., *Ductility And Overstrength Of Moment Frames*, 1999, *Stability And Ductility Of Steel Structures*, PP. 439 – 446.

[7] Luco N. & Cornell A., *The Effect of Connection Fractures on SMRF Seismic Demand and Safety*, 1998, Dept. of civil Eng. Stanford University.

[8] Vamvatsikos D. and Cornell A., *The Incremental Dynamic analysis And Its Application to Performance – Based Earthquake Engineering*, 2001, The John A.Blume Earthquake Engineering Center.

[9] Vamvat sikos D., *Introducing the Incremental Dynamic Analysis (aka IDA, Dynamic Push Over, DPO)*, 2001, *Reliability of Marine Structures*, Stanford University.

۵. نتایج

نتایج کلی زیر را می‌توان از تحقیق حاضر استخراج نمود:

- ضرائب مقاومت افزون قاب‌های فولادی خمشی با مهاربندی برون محور با افزایش تعداد طبقات و پریود سازه کاهش می‌یابند. یا به عبارت دیگر این نوع قاب‌ها با طبقات کمتر دارای مقاومت افزون بیشتر هستند. علت کاهش مقاومت افزون با افزایش ارتفاع (یا به عبارت دیگر افزایش مقاومت افزون با کاهش ارتفاع) در این نوع قاب‌ها را می‌توان در حاکم بودن بارهای ثقلی در طراحی قاب‌های کوتاه مرتبه دانست.
- ضرائب مقاومت افزون قاب‌های مذکور با افزایش طول تیر رابط (نسبت e/l) افزایش می‌یابند. علت این امر را می‌توان به نزدیک شدن رفتار قاب‌های برون محور به قاب‌های خمشی با افزایش طول تیر رابط نسبت داد.
- افزایش مقدار بار ثقلی در یک قاب خمشی با مهاربندی برون محور معمولاً به کاهش ضرائب مقاومت افزون آن قاب منجر خواهد شد. به طور مثال برای قاب دو طبقه مورد بررسی در این تحقیق، با افزایش بار ثقلی با استفاده از ضرائب $1/5$ ، $1/0$ و $1/5$ مقدار Ω برابر $1/873$ و $1/803$ و $1/711$ است و برای قاب ۵ طبقه برابر $1/788$ و $1/734$ و $1/655$ است که بیانگر کاهش مقدار Ω در اثر افزایش بار ثقلی است. در قاب دو طبقه به علت حاکم بودن بارهای ثقلی بر رفتار قاب‌های کوتاه، این کاهش یعنی کاهش مقاومت افزون Ω در اثر افزایش بار ثقلی مشهودتر است.
- ضرائب مقاومت افزون قاب‌های خمشی با مهاربندی برون محور با افزایش نسبت کرنش سختی اعضا که خود به نوعی نمایانگر اضافه مقاومت محلی می‌باشد، افزایش می‌یابد.
- در صورت استفاده از مقادیر طیفی شتاب در محاسبه ضریب اضافه مقاومت دینامیکی (روش اول)، نتایج دست بالا و غیر منطقی برای این ضرائب حاصل می‌شود که علت آن استفاده از مقادیر شتاب به جای نیرو در حوزه رفتار غیر خطی و غیر ارتجاعی می‌باشد.
- ضرائب اضافه مقاومت دینامیکی میانگین حاصل از روش دوم (با استفاده از برش‌های پایه دینامیکی نهایی و تسلیم) نسبتاً در محدوده قابل قبولی از ضرائب مقاومت افزون قرار می‌گیرند ولی این ضرائب با افزایش تعداد طبقات قاب‌ها افزایش می‌یابند که علت این امر به تعریف آنالیز تسلیم نسبت داده شد.
- در روش سوم، ضریب اضافه مقاومت دینامیکی با نسبت حداکثر برش پایه دینامیکی نهایی به برش پایه تسلیم استاتیکی تعریف شده است. این تعریف، نتایج قابل قبولی را برای محاسبه ضرائب ضریب اضافه مقاومت دینامیکی با استفاده از روش IDA ارائه