

مدل‌سازی رفتار تیر پیوند به منظور ارزیابی عملکرد آن مطابق FEMA 356 و محاسبه تغییر مکان هدف سطوح عملکرد

وجود تیر پیوند در قاب‌های مهاربندی واگرا مهم‌ترین عامل تفاوت رفتاری این قاب با سایر سیستم‌های سازه‌ای، است. به همین دلیل، مدل‌سازی رفتار تیر پیوند اهمیت بسیاری دارد. مطابق آیین‌نامه FEMA 356 برای ارزیابی عملکرد تیر پیوند در تمام محدوده‌های رفتاری آن، نیاز به چرخش خمیری مفاصل خمیری است. در بسیاری از مطالعات، برای مدل‌سازی تیر پیوند، در محل تشکیل مفصل خمیری، دو مفصل خمشی و برشی متمرکز را به صورت همزمان مدل می‌کنند. در این روش، در صورت حاکم شدن رفتار برشی در تیر پیوند، دورانی در دو طرف مفصل خمیری به وجود نمی‌آید. به همین دلیل، نمی‌توان به مدل‌سازی رفتار تعمیم‌یافته تیر پیوند و ارزیابی عملکردی آن مطابق آیین‌نامه FEMA 356، پرداخت. در این مقاله روش جدیدی برای مدل‌سازی رفتار تیر پیوند ارائه شده است. طبق این روش، در محل تشکیل مفصل خمیری، تنها یک مفصل خمیری خمشی مدل می‌شود و رفتار آن به گونه‌ای تعیین می‌گردد که معادل رفتار تیر پیوند باشد. علاوه بر ارائه روش جدید مدل‌سازی تیر پیوند، فرآیند محاسبه تغییر مکان هدف هر سطح عملکرد نیز در این مقاله شرح داده می‌شود. به منظور مدل‌سازی و تحلیل استاتیکی غیرخطی از نرم‌افزار OpenSees استفاده شده است. در انتها، برای صحت‌سنجی فرآیند محاسبه تغییر مکان هدف هر سطح عملکرد و روش مدل‌سازی ارائه شده، نتایج حاصل از تحلیل استاتیکی غیرخطی یک قاب مهاربندی واگرای فولادی دوبعدی ارائه گردیده و با نتایج نرم‌افزار SAP2000 مقایسه شده است. مقایسه نتایج، صحت مدل‌سازی و فرآیند محاسبه تغییر مکان هدف را تأیید می‌کند.

واژگان کلیدی: تیر پیوند، تحلیل استاتیکی غیرخطی، مدل‌سازی، ارزیابی عملکرد سازه.

محمدعلی فتحعلی

دانشجوی کارشناسی ارشد سازه،
دانشکده فنی مهندسی، دانشگاه
قم.

پست الکترونیک:

M.Fathali@stu.qom.ac.ir

سید روح‌الله

حسینی‌واعظ*

دانشیار، دانشکده فنی مهندسی،
دانشگاه قم.

پست الکترونیک:

Hoseinivaez@qom.ac.ir

احسان دهقانی

استادیار، دانشکده فنی
مهندسی، دانشگاه قم.

پست الکترونیک:

Dehghani@qom.ac.ir

۱- مقدمه

مهاربند واگرا، مهاربندی است که در آن حداقل یکی از دو انتهای اعضای مورب، در فاصله کمی از محل تقاطع تیر با ستون و یا تیر با عضو مورب دیگر، محور تیر را قطع کند. در نتیجه تیر حداقل به دو قسمت تقسیم می‌شود و تیر پیوند به وجود می‌آید. تیر پیوند، عامل اصلی زیاد بودن سختی قاب مهاربندی واگرا و شکل‌پذیری

مطلوب آن، می‌باشد. در صورت طراحی مناسب و صحیح تیر پیوند، این تیر با جذب انرژی و رفتار غیرخطی خود، مانع از ایجاد رفتار غیرخطی در سایر اعضا و در نتیجه بروز خسارت در آن‌ها می‌شود. رفتار تیر پیوند، براساس طول و ظرفیت خمشی و برشی آن، می‌تواند برشی، خمشی و یا برشی-خمشی باشد.

برای مدل‌سازی تیر پیوند، روش‌های متفاوتی ارائه شده است. در سال ۱۹۹۴، ریکلز و پاپوف^۱ برای بررسی رفتار غیرخطی تیر پیوند در تحلیل لرزه‌ای قاب‌های

* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۳۹۶/۱۲/۱۵، بازنگری ۱۳۹۷/۰۳/۱۰، پذیرش ۱۳۹۷/۰۳/۱۷.

DOI: 10.22091/cer.2018.3193.1118 شناسه دیجیتال

¹- Ricles and Popov

روش بر مبنای برنامه‌نویسی و محاسبات رایانه‌ای را در سال ۲۰۰۲، ارائه نمودند [۶]. در این روش، شاخصی به نام «شاخص خمیری» که میزان پلاستیسیته مفاصل پلاستیک را مشخص می‌کند، معرفی شده است. باتوجه به این شاخص، ماتریس‌های سختی الاستیک و سختی هندسی اعضای قاب (تیرها، ستون‌ها و غیره) به صورت مداوم برای رفتار غیرخطی الاستیک-پلاستیک، تحت بارهای ثابت گرانشی و افزایش تدریجی بارهای جانبی، اصلاح می‌گردند. در این روش، شاخص خمیری، براساس روابط اتصال نیمه‌صلب تعریف شده است و بار زلزله، به صورت استاتیکی معادل، به سازه اعمال می‌شود. این روش، توسط محققان دیگر نیز مورد استفاده قرار گرفته است [۷-۹]. گنزرتلی^۶ و همکاران در سال ۲۰۰۰، و مین لیو^۷ و همکاران در سال ۲۰۰۴، برای انجام تحلیل استاتیکی غیرخطی از نرم‌افزار DRAIN-2DX، و قلی‌زاده و همکاران از نرم‌افزار OpenSees در سال ۲۰۱۳، استفاده کردند [۱۰-۱۲].

برای انجام تحلیل استاتیکی غیرخطی طبق آیین‌نامه FEMA 356، رفتار اعضا را می‌توان براساس مدل تعمیم‌یافته رفتاری معرفی شده در آیین‌نامه معرفی نمود [۱۳]. مطابق آیین‌نامه، پارامترهای مدل‌سازی رفتار تعمیم‌یافته تیر پیوند و ارزیابی عملکرد آن، در تمامی حالات رفتاری (برشی، خمشی، برشی-خمشی)، براساس میزان چرخش خمیری معرفی شده است. به همین دلیل، استفاده از روش‌هایی که به مدل‌سازی همزمان مفصل خمیری خمشی و برشی می‌پردازند، برای انجام تحلیل استاتیکی غیرخطی با مدل رفتار تعمیم‌یافته و ارزیابی عملکردی مناسب نیستند؛ چون، در صورتی که رفتار برشی در تیر پیوند وجود داشته باشد، چرخشی در دو طرف مفصل خمیری برشی، ایجاد نمی‌شود. در این مقاله، برای انجام تحلیل استاتیکی غیرخطی با استفاده از مدل

مهاربندی واگرا، روشی را برای مدل‌سازی تیر پیوند و مفاصل آن ارائه نمودند [۱]. رمضان و قبارا^۲، به منظور بررسی رفتار تیر پیوند، به مدل‌سازی آن در سال ۱۹۹۵ پرداختند [۲]. در این روش، برای مدل‌سازی تیر پیوند و مفاصل آن، از یک المان ارتجاعی استفاده شده است که در دو انتهای آن، مفصل خمیری مدل می‌شود. هر مفصل خمیری، از دو نوع مفصل برشی و خمشی تشکیل می‌شود؛ به گونه‌ای که برآیند رفتار آن‌ها، معادل رفتار تیر پیوند باشد. با استفاده از همین مدل، ریچاردز و یوانگ^۳، در سال ۲۰۰۶، به بررسی ظرفیت دوران غیرارتجاعی مفاصل تیر پیوند تحت تاریخچه بارگذاری پرداختند [۳]. در سال ۲۰۰۸، اوژندکی^۴، برای بررسی تأثیر هندسه قاب بر وزن و رفتار غیرخطی قاب مهاربندی واگرا شورون، تیر پیوند را براساس مدل رمضان و قبارا، مدل‌سازی نمود [۴]. محب‌خواه و فراهانی نیز با استفاده از همین مدل، در سال ۲۰۱۶، رفتار لرزه‌ای قاب‌های مهاربندی واگرا را در طراحی براساس تغییرمکان بررسی نمودند [۵].

رایج‌ترین روش تحلیل برای ارزیابی عملکرد سازه، روش تحلیل استاتیکی غیرخطی است. در روش تحلیل استاتیکی غیرخطی، بار جانبی زلزله، به صورت استاتیکی به سازه اعمال می‌شود و تدریجاً افزایش می‌یابد تا زمانی که تغییرمکان در یک نقطه خاص (نقطه کنترل) تحت اثر بار جانبی، به مقدار مشخصی (تغییرمکان هدف) برسد و یا سازه فروریزد. بار ثقلی نیز، به صورت ثابت و از ابتدای اعمال بار جانبی بر سازه وارد می‌شود. برای انجام تحلیل استاتیکی غیرخطی، علاوه بر استفاده از نرم‌افزارهای رایج مانند SAP2000 و ETABS، از نرم‌افزارها و روش‌های دیگری براساس روابط اجزای محدود استفاده می‌شود. حسن^۵ و همکاران، برای انجام تحلیل غیرخطی استاتیکی (پوش‌آور)، به منظور طراحی براساس عملکرد قاب‌ها، یک

2- Ramadan and Ghojarah

3- Richards and Uang

4- Ozhendekci

5- Hasan

6- Ganzerli

7- Min Liu

$$M_{CE} = ZF_{ye} \quad (2)$$

$$V_{CE} = 0.6 A_w F_{ye} \quad (3)$$

در روابط (۲) و (۳)، Z ، اساس خمیری مقطع، A_w ، مساحت سطح مقطع جان و F_{ye} تنش تسلیم مورد انتظار مصالح است.

برای مدل‌سازی تیر پیوند و مفاصل خمیری آن در این تحقیق، به جای دو مفصل خمیری برشی و خمشی، تنها یک مفصل خمیری خمشی در دو انتهای یک تیر ارتجاعی مدل می‌شود و برای مدل‌سازی رفتار تیر پیوند، رفتار مفصل خمشی براساس رابطه (۱) تعریف می‌گردد. با این روش مدل‌سازی، به دلیل ایجاد چرخش خالص در مفصل خمیری، می‌توان به تعریف مدل تعمیم‌یافته رفتاری تیر پیوند و ارزیابی عملکرد آن پرداخت.

در ارزیابی عملکردی، معیار سطح عملکرد آستانه فروریزش، همواره قبل از نقطه شروع افت مقاومت قرار دارد و تجاوز از معیار این سطح عملکرد، به معنای فروریزش سازه می‌باشد. بر این اساس، در این پژوهش، مطابق شکل ۱، از افت مقاومت در مدل تعمیم‌یافته رفتار تیر پیوند، صرف نظر شده است و به جای افت مقاومت، نمودار با همان شیب قسمت سخت‌شدگی کرنشی امتداد می‌یابد. به این ترتیب، برای مدل‌سازی رفتاری تیر پیوند، تنها به مقادیر دوران تسلیم تیر پیوند (θ_y)، مقاومت مورد انتظار تیر پیوند (Q_{CE}) و شیب قسمت سخت‌شدگی کرنشی نیاز است.

رابطه زیر مقدار دوران تسلیم تیر پیوند را بیان می‌کند:

$$\theta_y = \frac{Q_{CE}}{K_e e} \quad (4)$$

مقدار θ_y ، برای تیر پیوند کوتاه، برابر 0.1 رادیان است. در رابطه (۴)، e ، طول، Q_{CE} ، مقاومت مورد انتظار و K_e ، سختی ارتجاعی تیر پیوند می‌باشند. براساس رابطه زیر محاسبه می‌گردد:

رفتار تعمیم‌یافته، روش جدیدی برای مدل‌سازی تیر پیوند و مفاصل خمیری آن پیشنهاد شده است. همچنین، فرآیند انجام تحلیل استاتیکی غیرخطی مطابق آیین‌نامه FEMA 356 برای محاسبه تغییر مکان هدف هر سطح عملکرد، ارائه می‌گردد.

۲- مدل‌سازی تیر پیوند

طبق آیین‌نامه FEMA 356، در ارزیابی عملکردی، تنها رفتار برشی و خمشی در تیر پیوند می‌تواند کنترل‌شونده توسط تغییر شکل و مابقی تلاش‌های اعضای دیگر، باید کنترل‌شونده توسط نیرو باشند [۱۳]. در نتیجه، مفصل خمیری، فقط می‌تواند در تیر پیوند ایجاد گردد. همانطور که در مقدمه اشاره شد، رفتار تیر پیوند، براساس طول و ظرفیت آن تعیین می‌شود و می‌تواند خمشی، برشی و یا تحت اندرکنش خمش و برش باشد. در آیین‌نامه FEMA 356، مقاومت مورد انتظار تیر پیوند، براساس برش بیان شده است [۱۳]. تعادل استاتیکی اقتضا می‌کند لنگر انتهای تیر پیوند (M) با نصف حاصلضرب طول تیر پیوند (e) در برش ایجاد شده در آن (V) برابر باشد. بنابراین می‌توان مقاومت مورد انتظار تیر پیوند (Q_{CE}) را برحسب لنگر خمشی، طبق رابطه زیر محاسبه نمود:

$$\begin{aligned} \text{for } e \leq \frac{1.6M_{CE}}{V_{CE}} : \\ Q_{CE} &= \frac{eV_{CE}}{2} \\ \text{for } \frac{1.6M_{CE}}{V_{CE}} < e \leq \frac{2.6M_{CE}}{V_{CE}} : \\ Q_{CE} &= \left[1.37 - 0.23 \frac{eV_{CE}}{M_{CE}} \right] \frac{eV_{CE}}{2} \\ \text{for } e > \frac{2.6M_{CE}}{V_{CE}} : \\ Q_{CE} &= M_{CE} \end{aligned} \quad (1)$$

در رابطه (۱)، M_{CE} و V_{CE} ، به ترتیب، ظرفیت خمشی و برشی مورد انتظار تیر پیوند می‌باشند که طبق روابط زیر محاسبه می‌شوند:

تیر-ستون ارتجاعی) به سختی عضو واقعی میل می‌کند. به عبارتی دیگر، مانند مدل مفصل در نرم‌افزار SAP2000، به ازای لنگر کوچک‌تر از مقاومت مورد انتظار تیر پیوند، چرخشی در مفصل خمیری به وجود نمی‌آید. بنابراین، چرخش مفصل، با چرخش خمیری آن برابر می‌شود. براساس این اصلاحات، مقادیر E_0 و b ، در تعریف مفصل خمیری، با توجه به شکل ۱، به ترتیب از رابطه‌های زیر به دست می‌آیند:

$$E_0 = (n+1) \frac{Q_{CE}}{\theta_y} \quad (8)$$

$$b = \frac{0.03}{n+1} \quad (9)$$

همچنین، سختی ارتجاعی اصلاحی المان تیر-ستون ارتجاعی (E)، از رابطه زیر محاسبه می‌شود که در آن، E_s ، سختی ارتجاعی فولاد می‌باشد:

$$E = \frac{n+1}{n} E_s \quad (10)$$

در این پژوهش، برای انجام تحلیل استاتیکی غیرخطی، از نسخه 2.5.0 نرم‌افزار OpenSees استفاده شده است. نرم‌افزار OpenSees، یک برنامه شیء‌گرا و کدباز، برای تجزیه و تحلیل قاب‌ها به روش اجزای محدود است. شکل ۲ مراحل مدل‌سازی تیر پیوند و مفصل خمیری آن را در نرم‌افزار OpenSees نشان می‌دهد.

۳- تحلیل استاتیکی غیرخطی

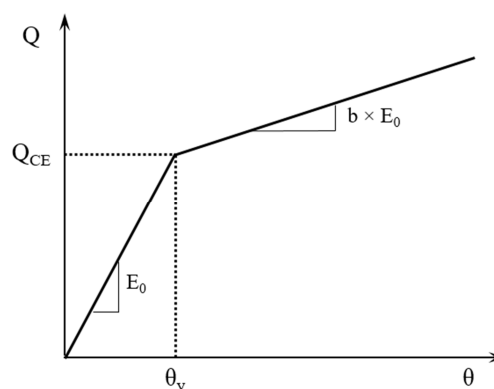
مهم‌ترین پارامتر انجام تحلیل استاتیکی غیرخطی، مقدار تغییرمکان هدف است که طبق آیین‌نامه FEMA 356، از رابطه زیر محاسبه می‌شود [۱۳]:

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \quad (11)$$

پارامترهای رابطه فوق به شرح زیر هستند:

T_e - زمان تناوب اصلی مؤثر سازه که طبق رابطه

زیر به دست می‌آید:



شکل ۱- نمودار رفتاری تیر پیوند بدون در نظر گرفتن افت مقاومت.

$$K_e = \frac{K_s K_b}{K_s + K_b} \quad (5)$$

در رابطه فوق، K_b و K_s ، به ترتیب سختی متناظر با تغییرشکل برشی و تغییرشکل خمشی تعریف می‌شوند که براساس روابط زیر به دست می‌آیند:

$$K_s = \frac{G A_w}{e} \quad (6)$$

$$K_b = \frac{12 EI}{e^3} \quad (7)$$

در روابط (۶) و (۷)، E ، مدول الاستیسیته، G ، مدول برشی، e ، طول تیر پیوند، I ، ممان اینرسی خمشی مقطع و A_w ، مساحت سطح مقطع جان تیر پیوند، می‌باشد.

برای اینکه سختی ارتجاعی برآیند مدل‌سازی تیر پیوند و مفصل آن، معادل با سختی ارتجاعی تیر پیوند واقعی باشد، می‌بایست سختی قسمت ارتجاعی تیر پیوند و مفصل آن اصلاح گردد. برای این منظور، ایبارا و کراوینکلر^۸، روشی را براساس مفهوم سختی معادل فنرهای سری ارائه نمودند [۱۴]. طبق این روش، باید سختی ارتجاعی تیر پیوند و مفصل، به ترتیب، $(n+1)/n$ و $(n+1)$ برابر سختی عضو واقعی باشند (n بسیار بزرگ‌تر از یک). در صورتی که مقدار n بسیار بزرگ باشد (در این پژوهش ۱۰۰۰ در نظر گرفته شده است)، عملاً، سختی ارتجاعی مفصل به بی‌نهایت و سختی تیر پیوند (المان

8- Ibarra and Krawinkler

۱. محاسبه MCE و VCE طبق روابط (۲) و (۳)
۲. تعیین حدود $2.6M_{CE}/V_{CE}$ و $1.6M_{CE}/V_{CE}$
۳. تعیین رفتار تیر پیوند
۴. محاسبه QCE طبق رابطه (۱)
۵. محاسبه θ_y طبق رابطه (۴) (برای تیر پیوند کوتاه: $\theta_y = 0.01 \text{ rad}$)
۶. محاسبه E_0 طبق رابطه (۸)
۷. محاسبه b طبق رابطه (۹)
۸. محاسبه E طبق رابطه (۱۰)
۹. تعریف مصالح Steel01 با پارامترهای Q_{CE} ، E_0 و b
۱۰. تعریف دو گره هم‌مختصات در محل‌های تشکیل مفصل (دو انتهای تیر پیوند)
۱۱. وابسته‌سازی درجات آزادی انتقالی گره‌های هم‌مختصات با استفاده از دستور equalDOF
۱۲. تعریف المان zeroLength بین گره‌های هم‌مختصات و اختصاص مصالح تعریف شده در بند ۹ به درجه آزادی دورانی
۱۳. تعریف المان elasticBeamColumn بین گره‌های دو سر تیر پیوند با پارامتر E و مشخصات مقطع (سطح مقطع (A) و ممان اینرسی مقطع حول محور قوی (I))

شکل ۲- مراحل مدل‌سازی تیر تیوند و مفاصل خمیری آن در OpenSees.

C_2 : ضریب اعمال اثر کاهش سختی و افت مقاومت

اعضای سازه‌ای بر تغییرمکان‌ها به دلیل رفتار

غیرارتجاعی آن‌ها است که برای قاب

مهاربندی واگرا، برابر یک می‌باشد.

C_3 : ضریب اعمال اثر افزایش تغییرشکل جانبی

سازه تحت اثر $P-\Delta$ در محدوده رفتار

غیرخطی مصالح است.

g : شتاب گرانش زمین (۳۸۶/۱ اینچ بر مجذور ثانیه

یا ۹/۸۱ متر بر مجذور ثانیه).

S_a : شتاب طیفی به ازای زمان تناوب مؤثر سازه

(T_e) است. مقدار S_a مطابق FEMA 356،

برای هر سطح خطر وقوع زلزله، از روند زیر

محاسبه می‌گردد:

۱- محاسبه پارامترهای مقدار شتاب طیفی در زمان

تناوب یک ثانیه (S_1) و زمان تناوب کوتاه (S_S)

با استفاده از نقشه‌های شتاب پاسخ طیفی و

کلاس محل ساخت سازه و رابطه زیر:

$$S_i = S_{i10/50} \left(\frac{P_R}{475} \right)^n \quad (17)$$

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} \quad (12)$$

در رابطه فوق:

T_i : زمان تناوب اصلی سازه با فرض رفتار خطی

است که در این پژوهش، زمان تناوب مود

اول سازه در نظر گرفته شده است.

K_i : سختی جانبی ارتجاعی سازه که مطابق

شکل ۳ از مدل رفتار دوخطی سازه به‌دست

می‌آید.

K_e : سختی جانبی مؤثر سازه که مطابق شکل ۳

از مدل رفتار دوخطی سازه به‌دست می‌آید.

C_0 : ضریب اصلاح برای ارتباط تغییرمکان طیفی

سیستم یک‌درجه آزادی به تغییرمکان بام

سیستم چنددرجه آزادی که از مقادیر تقریبی

جدول ۲ فصل سوم FEMA 356، قابل

استخراج است [۱۳].

C_1 : ضریب اصلاح برای ارتباط حداکثر

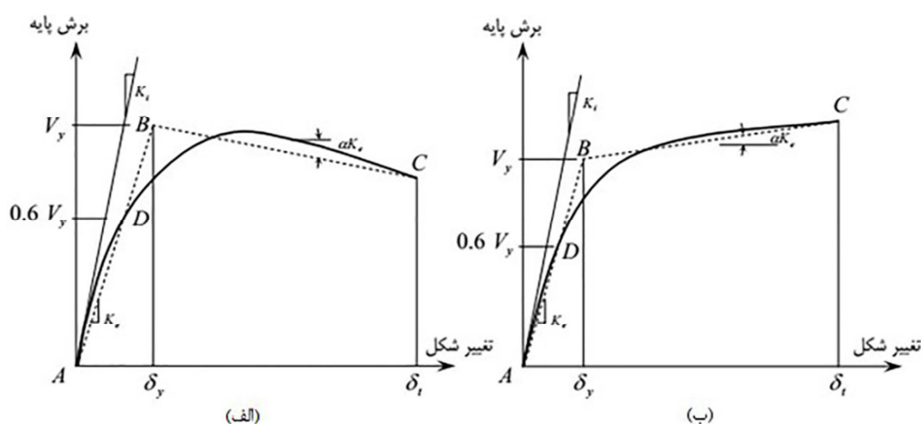
تغییرمکان‌های غیرارتجاعی به تغییرمکان‌های

محاسبه شده برای پاسخ خطی ارتجاعی.

سال در محل ساخت سازه، کمتر یا بزرگتر از $g/5$ است، تعیین می‌گردد. P_R ، متوسط دوره بازگشت زلزله برحسب سال است که برای زلزله‌ای که احتمال وقوع آن در Y سال، P_{EY} می‌باشد، از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$P_R = \frac{-Y}{\ln(1 - P_{EY})} \quad (18)$$

رابطه فوق، پارامترهای S_1 و S_s را برای زلزله‌هایی با احتمال وقوع بیش از ۱۰ درصد در ۵۰ سال، محاسبه می‌کند. در این رابطه، i برای مقدار شتاب طیفی در زمان تناوب یک ثانیه، برابر یک و برای شتاب طیفی در زمان تناوب کوتاه، برابر « S » است. مقدار n براساس اینکه مقدار شتاب طیفی در زمان تناوب کوتاه برای سطح خطر وقوع زلزله به احتمال ۲ درصد در ۵۰



شکل ۳- منحنی ساده شده ظرفیت سازه. (الف) سازه با سختی منفی پس از تسلیم (ب) سازه با سختی مثبت پس از تسلیم.

۵ اثر میرایی هستند که برای میرایی مؤثر ۵ درصد، هر دو برابر یک می‌باشند.

۵- محاسبه مقدار S_a برای هر یک از سطوح خطر وقوع زلزله با استفاده از رابطه زیر:

$$S_a = \begin{cases} S_{XS} \left[\left(\frac{5}{B_S} - 2 \right) \frac{T}{T_S} + 0.4 \right] & 0 < T < T_0 \\ \frac{S_{XS}}{B_S} & T_0 < T < T_S \\ \frac{S_{X1}}{B_1 T} & T > T_S \end{cases} \quad (23)$$

به منظور بهسازی مطلوب، هرکدام از سطوح خطر لرزه‌ای، مطابق جدول ۱، به یکی از سطوح عملکردی مرتبط می‌شوند.

رابطه تغییرمکان هدف و تعاریف پارامترهای آن، نشان می‌دهد که برای محاسبه مقدار تغییرمکان هدف هر یک از سطوح عملکردی، نیاز به مدل دو خطی رفتار سازه می‌باشد. دو خطی نمودن رفتار سازه نیز، براساس مقدار

۲- محاسبه ضرایب F_v و F_a که مربوط به محل ساخت سازه می‌باشند و به ترتیب براساس مقدارهای S_1 و S_s هر سطح خطر وقوع زلزله تعیین می‌گردند.

۳- محاسبه پارامترهای مقدار شتاب طیفی طراحی در زمان تناوب یک ثانیه (S_{X1}) و زمان تناوب کوتاه (S_{XS}) طبق روابط زیر:

$$S_{XS} = F_a S_s \quad (19)$$

$$S_{X1} = F_v S_1 \quad (20)$$

۴- محاسبه پارامترهای T_S و T_0 با استفاده از روابط زیر:

$$T_S = (S_{X1} B_S) / (S_{XS} B_1) \quad (21)$$

$$T_0 = 0.2 T_S \quad (22)$$

مقدار پارامترهای B_S و B_1 مربوط به اعمال

نمودن رفتار سازه برای این سطح عملکرد انجام می‌شود. این فرآیند تا زمانی که تمامی مقادیر تغییرمکان هدف سطوح عملکرد، از مقدار تغییرمکان هدفی که تحلیل استاتیکی غیرخطی با آن انجام شده است، کمتر شوند، تکرار می‌گردد.

برای دو خطی نمودن رفتار سازه، پس از فرض تغییرمکان هدف، کافی است اولین نقطه تقاطع نمودار دو خطی با منحنی (نقطه D در شکل ۳) که در آن مساحت زیر نمودار دو خطی و منحنی با هم برابر می‌شود، مشخص گردد؛ چراکه، این نقطه، تعیین‌کننده شکل نمودار دو خطی خواهد بود. برای انجام تحلیل استاتیکی غیرخطی، گام افزایش تغییرمکان جانبی نقطه کنترل تعیین می‌گردد و سازه تا برابر شدن تغییرمکان جانبی نقطه کنترل با تغییرمکان هدف، در هر گام، تحلیل می‌شود. بنابراین، منحنی رفتار سازه، متشکل از یک سری نقاط است. در نتیجه، مساحت زیر منحنی، برابر است با جمع مساحت چندین دوزنقه قائم‌الزاویه با قواعد مقدار برش در گام‌های i و $i-1$ ، و ارتفاعی به اندازه گام افزایش تغییرمکان جانبی نقطه کنترل. برای یافتن نقطه D در شکل ۳ نیز، فرض می‌شود که یکی از نقاط منحنی رفتار سازه، نقطه D باشد و براساس این فرض، نمودار دو خطی به دست می‌آید. اگر اختلاف نسبی مساحت زیر نمودار دوخطی با مساحت زیر منحنی رفتار سازه، کمتر از یک درصد باشد، آن نقطه فرضی، نقطه D خواهد بود. این فرآیند، از دومین نقطه منحنی رفتار سازه شروع می‌شود و در اولین نقطه‌ای که شرط بیان شده محقق گردید، خاتمه می‌یابد. در این مطالعه، برای بارگذاری جانبی، از الگوی شکل مود اول سازه استفاده شده است.

شکل ۴، روند دو خطی نمودن رفتار سازه در هر سطح عملکرد را نمایش می‌دهد. نحوه محاسبه مقدار تغییر مکان هدف طبق رابطه (۱۱) با فرض در دست داشتن نمودار رفتار دوخطی سازه، در شکل ۵ نشان داده شده است. شکل ۶ نیز نشان‌دهنده فرآیند مدلسازی و

تغییرمکان هدف انجام می‌شود. بنابراین، محاسبه مقدار تغییرمکان هدف هر سطح عملکرد، روندی تکراری همراه با سعی و خطا و نیازمند یک فرض اولیه برای آن می‌باشد. در این پژوهش، برای فرض اولیه مقدار تغییرمکان هدف در هر سطح عملکرد، از مقادیر تغییرمکان جانبی گذرا برای هر سطح عملکرد، استفاده شده است. منظور از تغییرمکان جانبی گذرا، حداکثر تغییرمکان نسبی جانبی طبقات است که پیش‌بینی می‌شود در طول وقوع زلزله طرح در ساختمان ایجاد شود. این مقادیر که صرفاً برای تجسم عملکرد ساختمان در سطوح مختلف، در آیین‌نامه FEMA 356 ارائه گردیده، در جدول ۲ مشخص شده است [۱۳].

جدول ۱- ارتباط سطح خطر لرزه‌ای با سطح عملکرد.

احتمال وقوع زلزله	سطح عملکرد سازه
۲۰ درصد در ۵۰ سال	قابلیت استفاده بی‌وقفه (IO)
۱۰ درصد در ۵۰ سال	ایمنی جانی (LS)
۲ درصد در ۵۰ سال	آستانه فروریزش (CP)

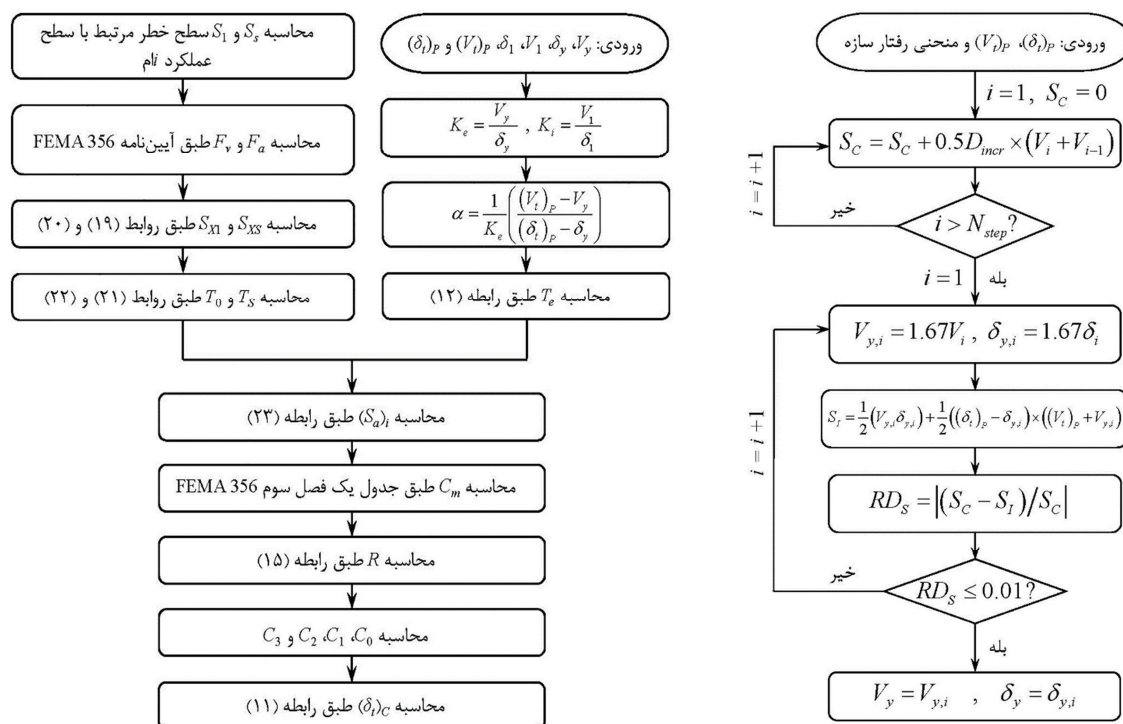
برای به دست آوردن منحنی رفتار سازه نیز، از مقدار تغییرمکان جانبی گذرای سطح عملکرد آستانه فروریزش استفاده شده است.

جدول ۲- مقادیر تغییرمکان جانبی گذرا در هر سطح عملکرد برای قاب مهاربندی واگرا.

سطح عملکرد	تغییرمکان جانبی گذرا
قابلیت استفاده بی‌وقفه (IO)	۰/۵ درصد
ایمنی جانی (LS)	۱/۵ درصد
آستانه فروریزش (CP)	۲ درصد

در صورتی که در روند دو خطی نمودن رفتار سازه در سطح عملکرد آستانه فروریزش، مقدار تغییرمکان هدف این سطح عملکرد، از مقدار تغییرمکان جانبی گذرای آن بیشتر شود، سازه دوباره و با مقدار تغییرمکان هدف جدید سطح عملکرد آستانه فروریزش، تحلیل استاتیکی غیرخطی می‌گردد. به این ترتیب، منحنی رفتار سازه تا مقدار تغییرمکان هدف جدید سطح عملکرد آستانه فروریزش به دست می‌آید. سپس، دوباره روند دو خطی

تحلیل استاتیکی غیرخطی می باشد. متغیرهای شکل های ۴ تا ۶، در جدول ۳ معرفی شده اند.



شکل ۵- فلوچارت محاسبه تغییرمکان هدف محاسباتی

شکل ۴- فلوچارت دو خطی نمودن رفتار سازه برای هر

سطح عملکرد.

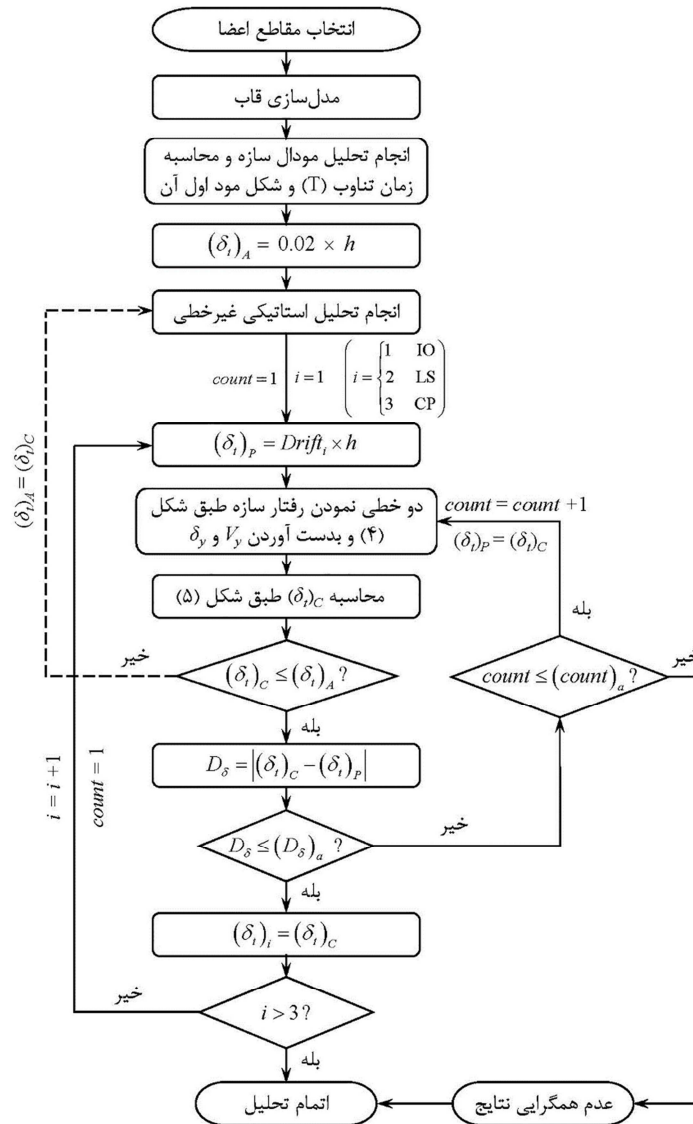
جدول ۳- معرفی متغیرهای شکل های ۴ تا ۶.

متغیر	تعریف
$(V_i)_P, (\delta_i)_P$	تغییرمکان هدف فرضی در روند محاسبه تغییرمکان هدف و برش متناظر آن
S_I, S_C	مساحت زیر منحنی و زیر نمودار دو خطی رفتار سازه
δ_i, V_i	برش پایه و تغییرمکان جانبی گره کنترل در گام i ام
D_{incr}	مقدار گام افزایشی تغییرمکان جانبی گره کنترل
N_{step}	تعداد گام های افزایشی تغییرمکان جانبی گره کنترل
RD_S	اختلاف نسبی S_I با S_C
$\delta_{y,i}, V_{y,i}$	برش تسلیم مؤثر به ازای فرض نقطه نام منحنی به عنوان نقطه D در شکل ۳ و تغییرمکان متناظر آن
δ_y, V_y	برش تسلیم مؤثر سازه و تغییرمکان متناظر آن
δ_1, V_1	برش پایه گام اول و تغییرمکان متناظر آن
h	ارتفاع بام سازه
$Drift_i$	مقادیر تغییرمکان جانبی گذرا در سطح عملکرد نام طبق جدول ۲
$(\delta_i)_A$	تغییرمکان هدف مورد استفاده برای انجام تحلیل استاتیکی غیرخطی
$(\delta_i)_P$	تغییرمکان هدف فرضی در روند محاسبه تغییرمکان هدف
$(\delta_i)_C$	تغییرمکان هدف محاسباتی طبق رابطه (۱۱)
D_δ	قدر مطلق اختلاف تغییرمکان هدف فرضی با محاسباتی
$(D_\delta)_a$	مقدار اختلاف قابل قبول بین تغییرمکان هدف فرضی و محاسباتی: $3 \times D_{incr}$
$(\delta_i)_i$	تغییرمکان هدف نهایی سطح عملکرد نام
count	شمارنده تعداد تکرارهای روند محاسبه تغییرمکان هدف هر سطح عملکرد
$(count)_a$	حداکثر تعداد تکرارهای روند محاسبه تغییرمکان هدف هر سطح عملکرد: ۱۰۰.

۴- مثال عددی و صحت‌سنجی

نتایج حاصل از تحلیل استاتیکی غیرخطی این قاب، در نرم‌افزار OpenSees و نسخه ۱۶ نرم‌افزار SAP2000، ارائه و با هم مقایسه می‌شوند.

در این بخش، به منظور صحت‌سنجی روند مدل‌سازی و تحلیل استاتیکی غیرخطی در OpenSees،

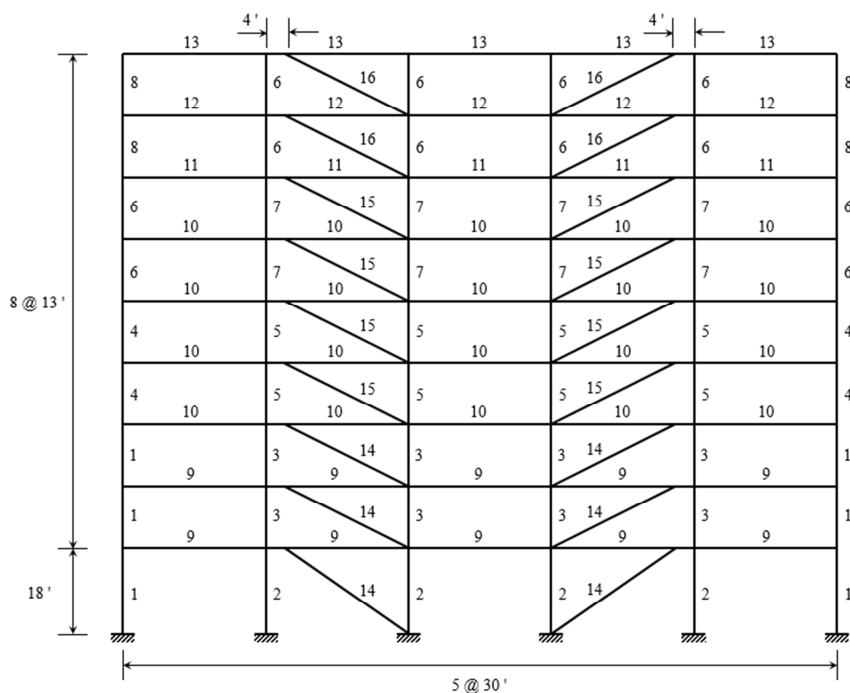


شکل ۶- فلوچارت مدل‌سازی و تحلیل استاتیکی غیرخطی.

باید به این نکته اشاره نمود که فقط تحلیل و راستی‌آزمایی مدل‌سازی، در این مقاله مورد نظر می‌باشد و طراحی قاب مدنظر نیست.

طبق شکل ۸، که مشخص‌کننده بارگذاری ثقلی قاب می‌باشد، تمامی طبقات، به غیر از بام، دارای بارگذاری یکسان هستند. مقادیر بارهای ثقلی و مشخصات مصالح در جدول ۵ مشخص شده‌اند.

در شکل ۷، هندسه قاب مورد نظر نشان داده شده است. همچنین، تمامی اعضای قاب، در ۱۶ گروه دسته‌بندی شده‌اند که شماره گروه هر عضو در این شکل مشخص گردیده است. همان‌طور که این شکل نشان می‌دهد، طول تیر پیوند در تمامی طبقات، برابر ۴ فوت (= ۴۸ اینچ) می‌باشد. مقاطع هر گروه در جدول ۴، مشخص شده است.



شکل ۷- هندسه قاب مهاربندی واگرای فولادی و گروه‌بندی اعضای آن.

در جدول ۶، نیز مقادیر پارامترهایی که در محاسبه تغییرمکان هدف نیاز هستند و به نتایج تحلیل وابسته نمی‌باشند، ذکر شده است. مقادیر شتاب طیفی در زمان تناوب بلند (S_1) و زمان تناوب کوتاه (S_s) در سطح خطر-۲ (احتمال وقوع ۲ درصد در ۵۰ سال) در این پژوهش، براساس مقادیر ذکر شده در تحقیق چاو و جوئل، تعیین شده‌اند [۱۵].

جدول ۶- مقادیر پارامترهای محاسبه تغییرمکان هدف.

مقدار	پارامتر
۱/۵	C_0
۱/۰	C_2
۰/۹	C_m

برای محاسبه مقادیر سطح خطر-۱ (احتمال وقوع ۱۰ درصد در ۵۰ سال)، از دو سوم مقادیر سطح خطر-۲ استفاده شده است. مقادیر فوق در سطح خطر زلزله‌ای با احتمال وقوع ۲۰ درصد در ۵۰ سال، براساس رابطه (۱۷) محاسبه شده‌اند. با توجه به بیشتر بودن مقدار S_s سطح خطر-۲ از ۱/۵ برابر شتاب گرانش، و با فرض قرارگیری سازه در کالیفرنیا، مقدار n در رابطه (۱۷)، برای هر دو مقدار S_1 و S_s برابر ۰/۴۴ خواهد بود. این مقادیر، به همراه مقادیر F_v ، F_a ، شتاب طیفی طراحی در زمان تناوب بلند

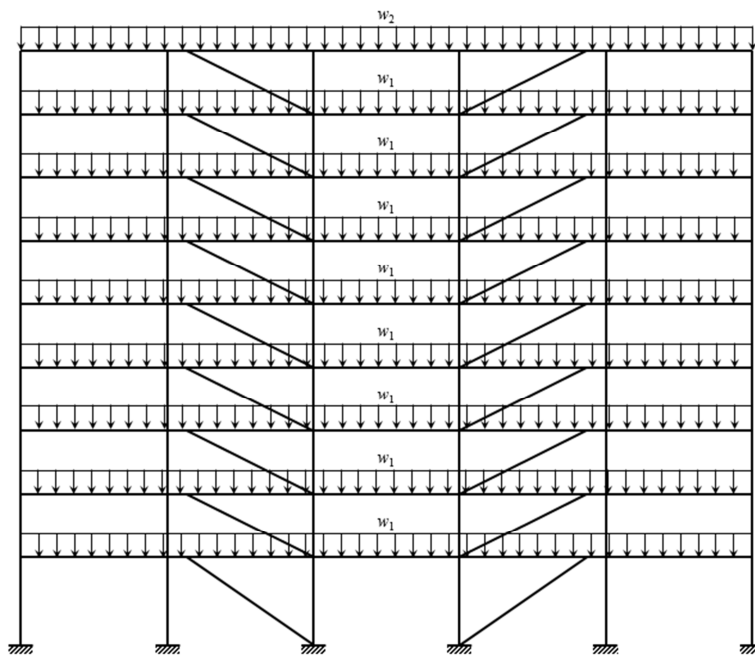
جدول ۴- مقاطع هر گروه از اعضای قاب شکل ۷.

مقطع	گروه
W 36 × 135	۱
W 40 × 167	۲
W 40 × 149	۳
W 33 × 130	۴
W 36 × 160	۵
W 27 × 178	۶
W 33 × 221	۷
W 21 × 83	۸
W 33 × 130	۹
W 30 × 116	۱۰
W 27 × 114	۱۱
W 24 × 306	۱۲
W 21 × 57	۱۳
HSS 16 × 16 × 1/2	۱۴
HSS 14 × 14 × 5/8	۱۵
HSS 12 × 12 × 1/2	۱۶

جدول ۵- بار ثقلی و مشخصات مصالح قاب شکل ۷.

مقدار	پارامتر
۲/۲۰ kip/ft	بار ثقلی w_1
۱/۹۷ kip/ft	بار ثقلی w_2
۲۹۰۰۰ ksi	مدول الاستیسیته فولاد (E_s)
۵۰ ksi	تنش تسلیم فولاد (F_y)
۲/۸۳۶ E - ۴ kip/in ³	وزن واحد حجم فولاد (γ_s)

(S_{X1}) و زمان تناوب کوتاه (S_{XS}) و T_0 و T_S ، با فرض اینکه نوع خاک ساختگاه D و میرایی مؤثر سازه ۵ درصد است، در جدول ۷ مشخص شده‌اند.



شکل ۸- بارگذاری ثقلی قاب.

جدول ۷- مقادیر پارامترهای محاسبه شتاب طیفی

T_0	T_S	$S_{X1}(g)$	$S_{XS}(g)$	F_v	F_a	$S_1(g)$	$S_S(g)$	سطح خطر لرزه‌ای
۰/۱۰۸۴	۰/۵۴۲	۰/۶۴۵	۱/۱۸۹	۱/۶۰	۱/۰۴	۰/۴۰۳	۱/۱۴۳	۲۰ درصد در ۵۰ سال
۰/۱۰۵۸	۰/۵۲۹	۰/۸۴۰	۱/۵۸۷	۱/۵۰	۱/۰۰	۰/۵۶۰	۱/۵۸۷	۱۰ درصد در ۵۰ سال
۰/۱۰۵۸	۰/۵۲۹	۱/۲۶۰	۲/۳۸۰	۱/۵۰	۱/۰۰	۰/۸۴۰	۲/۳۸۰	۲ درصد در ۵۰ سال

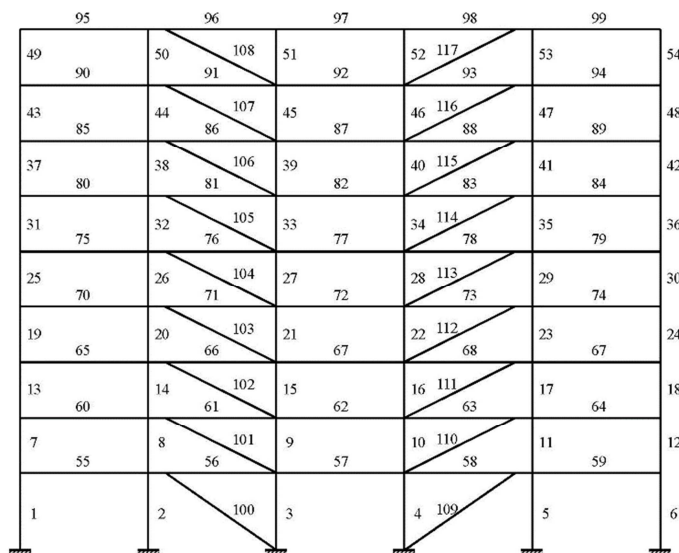
کدام از مفاصل در تغییرمکان هدف سطح عملکرد ایمنی جانی، برای دو نرم‌افزار نشان داده شده است. در این شکل‌ها، مفاصلی که خمیری شده‌اند، به رنگ سیاه به نمایش درآمده‌اند. شکل ۱۱، نمودارهای نیرو-تغییرشکل حاصل از دو نرم‌افزار OpenSees و SAP2000 را نشان می‌دهد. همچنین، در این شکل، تغییرمکان هدف سطوح عملکرد سازه، طبق نتایج OpenSees مشخص شده است. در شکل ۱۲، نیروی محوری ستون ۲ و در شکل ۱۳، رفتار مفصل خمیری تیر ۵۶، طبق شماره‌گذاری شکل ۹، نشان داده شده است.

شکل ۹، شماره‌گذاری اعضای قاب را نشان می‌دهد. در جدول ۸، مقادیر زمان تناوب سازه، تغییرمکان هدف سطوح عملکرد، در دو نرم‌افزار با هم مقایسه شده‌اند.

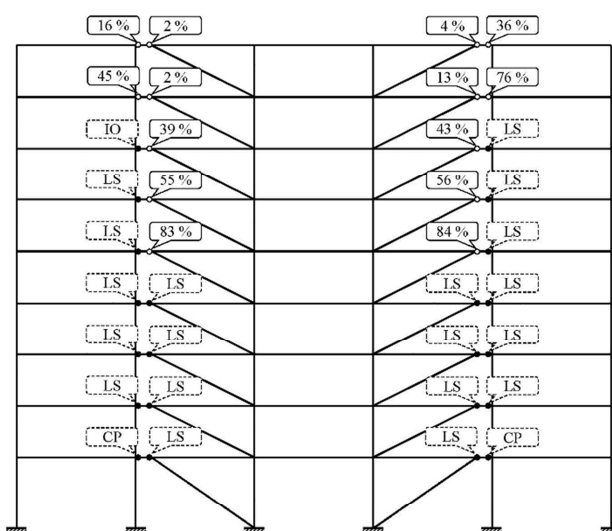
جدول ۸- مقایسه مقادیر پارامترهای مختلف در دو نرم‌افزار.

پارامتر	نتیجه <i>OpenSees</i>	نتیجه <i>SAP2000</i>	اختلاف نسبی
T	۱/۸۲۳۶ s	۱/۸۶۸۲ s	۲/۳۹ %
δ_{IO}	۱۷/۴۰۳ in	۱۶/۳۷۱ in	۵/۹۳ %
δ_{LS}	۲۲/۳۰۳ in	۲۱/۱۴۲ in	۵/۱۸ %
δ_{CP}	۳۳/۴۰۳ in	۳۰/۹۴۰ in	۷/۳۷ %

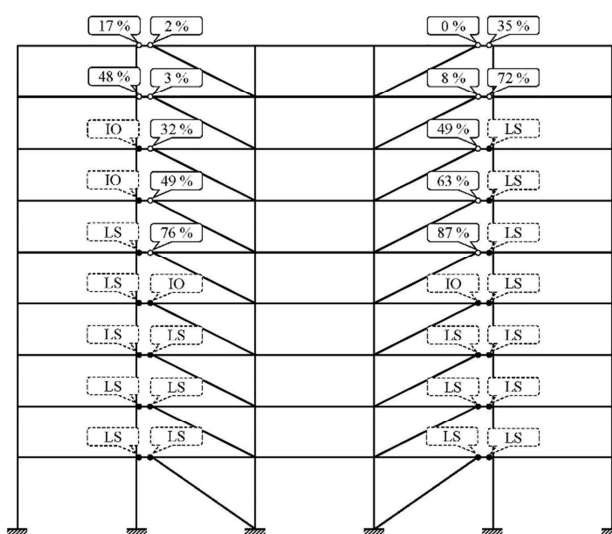
در شکل ۱۰، نسبت لنگر خمشی ایجاد شده در مفاصل به مقاومت مورد انتظار آن‌ها و سطح عملکرد هر



شکل ۹- شماره‌گذاری اعضای قاب.

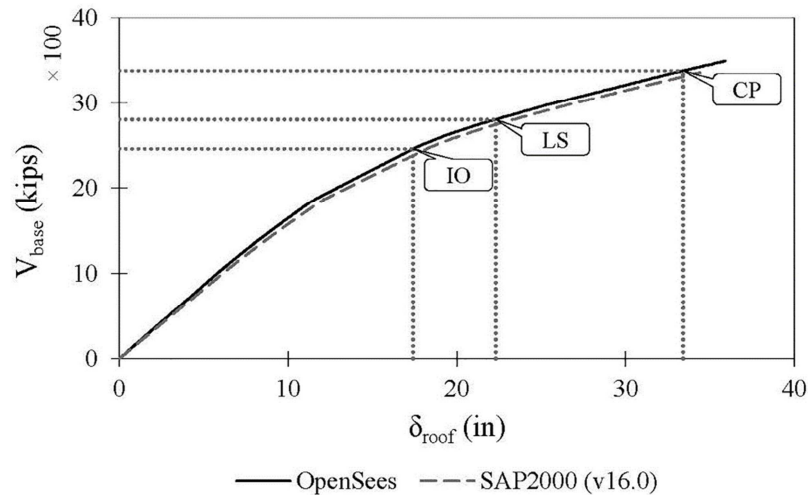


(الف)



(ب)

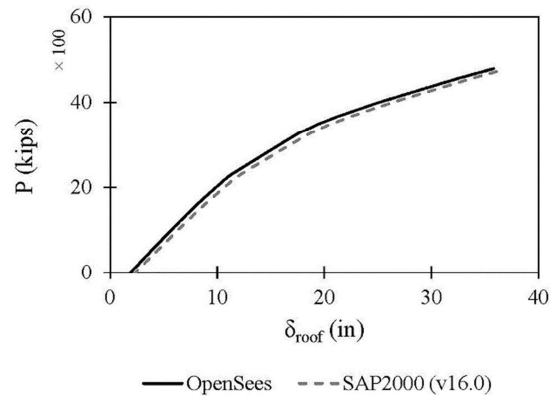
شکل ۱۰- M/Q_{CE} مفاصل و سطح عملکرد هر کدام در δ_{LS} : (الف) نتایج OpenSees، (ب) نتایج SAP2000.



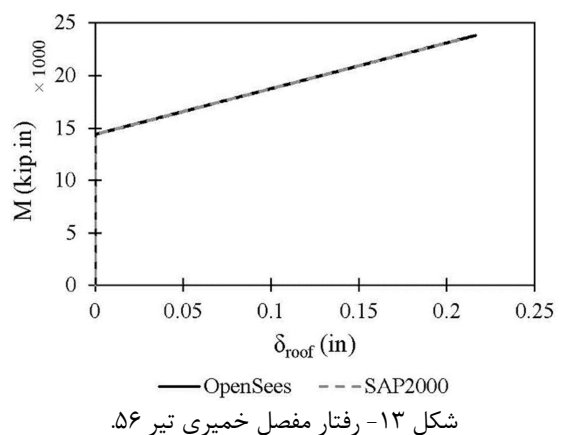
شکل ۱۱- نمودار نیرو-تغییر شکل سازه و تغییر مکان هدف سطوح عملکرد

خمشی تعریف گردد و رفتار آن، بر اساس مقاومت مورد انتظار تیر پیوند بر حسب لنگر خمشی، تعیین شود. به این ترتیب، در تمامی حالات رفتاری تیر پیوند، که شامل رفتار خمشی، برشی و خمشی-برشی است، همواره چرخش خمیری به وجود می‌آید. با استفاده از این روش مدل‌سازی، می‌توان به مدل‌سازی رفتار تعمیم‌یافته تیر پیوند و ارزیابی عملکردی آن، مطابق آیین‌نامه FEMA 356، پرداخت. همچنین، فرآیند محاسبه تغییر مکان هدف سازه برای هر یک از سطوح عملکرد در این مقاله توضیح داده شده است. برای انجام مدل‌سازی و تحلیل استاتیکی غیرخطی، نرم‌افزار OpenSees مورد استفاده قرار گرفته است. به منظور صحت‌سنجی فرآیند محاسبه تغییر مکان هدف سازه و روش مدل‌سازی ارائه شده، نتایج تحلیل استاتیکی غیرخطی یک قاب فولادی دوبعدی مهاربندی واگرا، در دو نرم‌افزار OpenSees و SAP2000 ارائه و گردیده است.

مشاهده می‌شود که مقدار اختلاف نسبی نتایج تغییر مکان هدف هر سطح عملکرد در شکل ۸، حدود ۵ درصد است. این اختلاف، با توجه به مقادیری که برای $(D\delta)_a$ و RD_s در این مطالعه در نظر گرفته شده‌اند، نشان می‌دهد که روند دوخطی نمودن رفتار سازه و محاسبه تغییر مکان هدف به درستی صورت گرفته است. کاهش



شکل ۱۲- تغییرات نیروی محوری ستون ۲.



شکل ۱۳- رفتار مفصل خمیری تیر ۵۶.

۵- نتیجه‌گیری

در این مقاله روش جدیدی برای مدل‌سازی رفتار تیر پیوند در قاب مهاربندی واگرا پیشنهاد شده است. مطابق این روش، برای مدل‌سازی تیر پیوند و مفاصل آن، کافی است در دو انتهای یک تیر ارتجاعی، مفصل خمیری

مقادیر $(D\delta)_a$ و RD_s باعث خواهد شد که دقت محاسبه تغییرمکان هدف افزایش یابد. اختلاف بسیار اندک منحنی‌های رفتار سازه در دو نرم‌افزار که در شکل ۱۱ قابل مشاهده است، صحت تحلیل استاتیکی غیر خطی سازه را نشان می‌دهد. همچنین، مقایسه نیروی محوری ستون ۲ در دو نرم‌افزار (شکل ۱۲)، نشان‌دهنده درستی روند مدل‌سازی و انجام تحلیل استاتیکی غیر خطی برای اعضای قاب می‌باشد.

مراجع

- [1] Rides, J.M. & Popov, E.P. (1994), "Inelastic Link Element for EBF Seismic Analysis", *Journal of Structural Engineering*, 120(2), 441-463.
- [2] Ramadan, T. & Ghobarah, A. (1995), "Analytical Model for Shear-Link Behavior", *Journal of Structural Engineering*, 121(11), 1574-1580.
- [3] Richards, P.W. & Uang, C.-M. (2006), "Testing Protocol for Short Links in Eccentrically Braced Frames", *Journal of Structural Engineering*, 132(8), 1183-1191.
- [4] Özhendekci, D. & Özhendekci, N. (2008), "Effects of the frame geometry on the weight and inelastic behaviour of eccentrically braced chevron steel frames", *Journal of Constructional Steel Research*, 64(3), 326-343.
- [5] Mohebkhah, A. & Farahani, S. (2016), "Seismic Behavior of Direct Displacement-based Designed Eccentrically Braced Frames", *International Journal of Engineering-Transactions C: Aspects*, 29(6), 752.
- [6] Hasan, R., Xu, L. & Grierson, D.E. (2002), "Push-over analysis for performance-based seismic design", *Computers & Structures*, 80(31), 2483-2493.
- [7] Gong, Y., Xu, L. & Grierson, D.E. (2005), "Performance-based design sensitivity analysis of steel moment frames under earthquake loading", *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, 63(9), 1229-1249.
- [8] Grierson, D.E., Gong, Y. & Xu, L. (2006), "Optimal performance-based seismic design using modal pushover analysis", *Journal of Earthquake Engineering*, 10(01), 73-96.
- [9] Kaveh, A. & Nasrollahi, A. (2014), "Performance-based seismic design of steel frames utilizing charged system search optimization", *Applied Soft Computing*, 22, 213-221.
- [10] Ganzerli, S., Pantelides, C.P. & Reaveley, L.D. (2000), "Performance-based design using structural optimization", *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 29(11), 1677-1690.
- [11] Liu, M., Burns, S.A. & Wen, Y.K. (2005), "Multiobjective optimization for performance-based seismic design of steel moment frame structures", *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 34(3), 289-306.
- [12] Gholizadeh, S., Kamyab, R. & Dadashi, H. (2013), "Performance-based design optimization of steel moment frames", *Int J Optim Civil Eng*, 3, 327-343.
- [13] FEMA-356 (2000). "Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings" Washington, DC: Federal Emergency Management Agency.
- [14] Ibarra, L.F. & Krawinkler, H. (2005). "Global collapse of frame structures under seismic excitations" Stanford, CA: The John A. Blume Earthquake Engineering Center, Stanford University.
- [15] Chao, S.-H. & Goel, S.C. (2006), "Performance-based seismic design of eccentrically braced frames using target drift and yield mechanism as performance criteria", *Engineering Journal-American Institute of Steel Construction Inc*, 43(3), 173-200.

M.A.Fathali

MSc Student, Department of
Civil Engineering, Faculty of
Engineering, University of
Qom.

e-mail: M.Fathali@stu.qom.ac.ir

S.R.Hoseini Vaez *

Assistant Professor,
Department of Civil
Engineering, Faculty of
Engineering, University of
Qom.

e-mail: Hoseinivaez@qom.ac.ir

E. Dehghani

Assistant Professor,
Department of Civil
Engineering, Faculty of
Engineering, University of
Qom.

e-mail: Dehghani@qom.ac.ir

Modeling the link beam behavior to evaluate its performance in accordance with FEMA 356 and calculating the target displacement of performance levels

The presence of the link beam in eccentrically braced frames is primarily responsible for different behavior of this frame with other structural systems. For this reason, modeling the behavior of the link beam is important. In accordance with the FEMA 356, for the evaluation of the performance of the link beam in all of its behavioral areas, the plastic rotation of the plastic hinges is required. In many studies, for the modeling of the link beam, at two end of an elastic beam, two bending and shear plastic hinge are modeled simultaneously. In this method, in the case of shear behavior in the link beam, there is no rotation on both sides of the hinge. For this reason, it is not possible to model the generalized behavior of the beam and evaluate its performance in accordance with the FEMA 356. In this paper, a new method for modeling the behavior of the link beam is presented. According to this method, at the location of the joint formation, only one flexural joint is modeled and its behavior is determined to be equivalent to the behavior of the link beam. In addition to presenting a new method for link beam modeling, the process of calculating the target displacement for each level of performance is described. OpenSees software has been utilized to model and analyze. Finally, for verifying the process of calculating the target displacement of performance levels and the proposed modeling method, the results of nonlinear static analysis of a 2D eccentrically braced frame are presented and compared with the results of the SAP2000. Comparison of the results confirms the accuracy of the modeling and the process of calculating the target displacement.

Keywords: Link Beam, Nonlinear Static Analysis, Modeling, Evaluation of the Structure performance.

* Corresponding author