



مطالعه موردی کارایی لرزهای ناشی از ایجاد طبقه نرم در سازه‌های فولادی کوتاه و جایگزینی مهاربندها با قاب خمشی معادل

پرویز عبادی^{*}، احمد مقصودی

دانشکده مهندسی عمران، موسسه آموزش عالی صدرالمتهین (صدرا)، تهران، ایران

تاریخچه داوری:

دریافت: ۱۵ آذر ۱۳۹۳
بازنگری: ۲۸ دی ۱۳۹۳
پذیرش: ۲۵ خرداد ۱۳۹۴
ارائه آنلاین: ۲۹ تیر ۱۳۹۴

کلمات کلیدی:

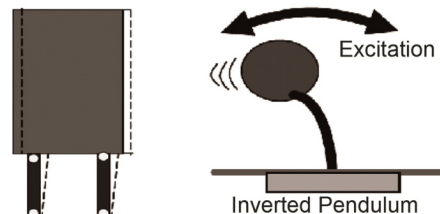
طبقه نرم
شکل‌پذیری
ظرفیت جذب انرژی
مهاربند ضربدری
تحلیل استاتیکی و دینامیکی غیرخطی.

چکیده: تغییرات کاربری در طبقه همکف منجر به حذف مهاربند در طبقات می‌گردد و اصطلاحاً طبقه نرم در سازه شکل می‌گیرد. این پدیده منجر به از دست رفتن سختی در طبقات نرم و خرابی سازه در زلزله‌های شدید می‌شود. به همین دلیل آیین‌نامه‌های لرزهای ضوابط سخت گیرانه‌ای برای مقابله با طبقه نرم در نظر گرفته‌اند. مطالعه زلزله‌های گذشته همچون زلزله بم در پنجم دی ماه سال ۱۳۸۲ یا زلزله چیچی تابوان در بیستم سپتامبر سال ۱۹۹۹، بیانگر آن است که انسان‌های بیشماری بر اثر ایجاد طبقه نرم ناشی از حذف مهاربندها و میانقاب‌ها به دلیل تغییر کاربری از مسکونی به تجاری یا سایر دلایل معماری جان خود را از دست داده‌اند. در این تحقیق، اثرات حذف مهاربند ضربدری در طبقات پایینی در ساختمان‌های فولادی کوتاه (۴ طبقه) با استفاده از تحلیل‌های استاتیکی و دینامیکی غیرخطی بررسی گردیده است. به منظور بررسی ضوابط آیین‌نامه‌های طراحی، سختی سیستم در طبقه نرم با استفاده از قاب خمشی فولادی به صورت تدریجی افزایش یافته و تاثیر جایگزینی مهاربندها در طبقه نرم با استفاده از قاب خمشی معادل (با سختی‌های مختلف) بررسی گردیده است و پارامترهای طراحی لرزهای سیستم نظیر دررفت گذرا و ماندگار، ضریب شکل‌پذیری و جذب انرژی به صورت مقایسه‌ای در نمودارهایی ارائه شده‌اند. همچنین روابط کلاسیک محاسبه سختی سیستم‌های مهاربند ضربدری و قاب خمشی ارائه شده و مورد بحث قرار گرفته‌اند. با توجه به نتایج بدست آمده جایگزینی سیستم مهاربندی در یک طبقه با قاب خمشی معادل با سختی مشابه منجر به دررفت‌های بزرگتر و جذب انرژی کمتر می‌گردد.

۱- مقدمه

در بسیاری از سازه‌ها ایجاد باز شو و یا افزایش ارتفاع یک طبقه نسبت به سایر طبقات و حذف اجباری تعدادی از مهاربندها و میانقاب‌ها منجر به ایجاد طبقه نرم در سازه می‌گردد که این پدیده معمولاً در هتل‌ها یا اماکن تجاری بزرگ و پارکینگ‌ها اتفاق می‌افتد.

طبقه‌ای که به عنوان طبقه نرم در سازه شناخته می‌شود در معرض آسیب‌پذیری بیشتری نسبت به سایر طبقات قرار دارد. زیرا زمانی که تحریک ناشی از زلزله بر ساختمان وارد شود، طبقه نرم شبیه یک میله و طبقات بالای طبقه نرم همانند یک جسم صلب عمل می‌نماید. این جسم صلب همانند یک سیستم با یک درجه آزادی عمل نموده و با حرکت در خلاف جهت زلزله و تمرکز تغییرشکل‌ها و تنش‌ها باعث خرابی آن طبقه می‌گردد [۵].



شکل ۱: معادلسازی طبقه نرم با مدل یک درجه آزادی [۵]

Fig.1. Equivalent soft story with one degree of freedom model

ظرفیت تغییرمکانی و جذب انرژی در طبقه نرم محدود گردیده و تقاضای جذب انرژی افزایش می‌یابد. بنابراین با نزدیک شدن ظرفیت و تقاضا، ستون‌های واقع در طبقه نرم در معرض آسیب و خرابی بیشتری قرار می‌گیرند [۵].

اولین تحقیقات در ارتباط با پدیده طبقه نرم در سازه در سال ۱۹۸۶ میلادی توسط مول و الارکون [۶] انجام گردید. در این تحقیقات رفتار سازه‌های بت‌نارمه با سیستم دوگانه قاب خمشی و دیوار برشی به صورت تحلیلی و آزمایشگاهی مطالعه گردید. در یکی از مدل‌ها، دیوار برشی در تراز طبقه اول قطع شد و مشاهده گردید که نیاز شکل‌پذیری اعضا در محل ناپیوستگی ۴ تا ۵ برابر حالتی است که دیوار برشی به صورت پیوسته می‌باشد. و المادسون و ناو^۲ در سال ۱۹۹۷ میلادی [۷] اثرات تغییر سختی و مقاومت را در طبقه اول ساختمان‌های ۵، ۱۰ و ۲۰ طبقه بررسی کردند و مشاهده نمودند که با کاهش سختی طبقه اول تا ۲۰ درصد، دررفت طبقه بین ۲۰ تا ۴۰ درصد افزایش می‌یابد. همچنین با کاهش همزمان سختی و مقاومت در طبقه اول به میزان ۳۰ درصد، تقاضای شکل‌پذیری به میزان ۲/۲ تا ۳ برابر افزایش می‌یابد.

¹ Moehle and Alarcone

² Valmudsson and Nau

* نویسنده عهده‌دار مکاتبات: parviz.ebadi@gmail.com

میزان تغییر ناگهانی در سختی طبقه برای اجتناب از ایجاد طبقه نرم در سازه را به ۳۰ درصد محدود نمودند. در آیین‌نامه طراحی لرزه‌ای ترکیه [۱۴] برای تعیین طبقه نرم از روابط کیفی همانند دیگر آیین‌نامه‌ها استفاده نشده و برای تعیین منظم بودن سازه در ارتفاع از رابطه ۱ استفاده شده است. بنابراین سازه در صورتی منظم در ارتفاع می‌باشد که رابطه ۱ برقرار شود.

$$\eta_{ki} = (\Delta_i / h_i)_{avr} / (\Delta_{i+1} / h_{i+1})_{avr} < 2 \quad (1)$$

که در آن η_{ki} دررفت طبقه i ام می‌باشد و با استفاده از تحلیل استاتیکی معادل و با در نظر گرفتن خروج از مرکزیت، ۵ درصد محاسبه می‌گردد. Δ_i و Δ_{i+1} نیز به ترتیب تغییر مکان طبقات تحت بار زلزله هستند و h_i و h_{i+1} نیز به ترتیب ارتفاع طبقات i و $i+1$ می‌باشد.

در آیین‌نامه طرح لرزه‌ای اروپا^۴ نیز اجازه ایجاد طبقه نرم به سازه داده نمی‌شود [۱۵]. در این آیین‌نامه نیازمندی‌های زیر باید در نظر گرفته شوند:

۱- سیستم باربر جانبی سازه-عم از قاب خمشی یا مهاربندی- از فونداسیون تا بالاترین تراز ساختمان باید بدون درز و پیوسته باشد.

۲- سختی و جرم ساختمان در ارتفاع باید ثابت باشد یا بتدریج کاهش یابد. همچنین باید از تغییر ناگهانی سختی و جرم در طبقات سازه جلوگیری بعمل آید.

در این مقاله اثر ایجاد طبقه نرم در ساختمان‌های فولادی کوتاه نظیر یک ساختمان ۴ طبقه با سیستم مهاربندی ضربدری ویژه بصورت موردی مطالعه گردیده است. این ساختمان با استفاده از مبحث ششم مقررات ملی ساختمان ایران [۳]، آیین‌نامه ۲۸۰۰ ایران [۲] و ضوابط لرزه‌ای مبحث دهم مقررات ملی ساختمان ایران طراحی گردیده و با حذف مهاربندها در طبقات در دو حالت متفاوت، وضعیت رفتاری سازه‌ها بررسی گردیده‌اند. در حالت اول فقط مهاربند طبقه اول حذف شد، در حالت دوم نیز مهاربندهای طبقه دوم حذف گردیدند. سپس با جایگزینی مهاربند در طبقه نرم با اتصالات خمشی تیر به ستون و افزایش تدریجی سختی طبقه با افزایش ابعاد تیرها و ستون‌ها، رفتار هر یک از این قاب‌ها به صورت مجزا و با استفاده از تحلیل استاتیکی و دینامیکی غیرخطی تحلیل و ارزیابی گردیده‌اند. بعبارت دیگر امکان جایگزینی مهاربندها با قاب خمشی معادل در طبقه نرم مورد بحث و بررسی قرار گرفته است. همچنین وضعیت رفتاری این سیستم با استفاده از تحلیل دینامیکی غیرخطی تحت شتابنگاشت‌های زلزله چی چی^۵، طیس^۶، سن فرناندو^۷ و نورث‌بریج^۸ بررسی گردیده است.

چوپرا و چینتانپکدی^۱ در سال ۲۰۰۴ میلادی [۸] اثر نامنظمی در سختی و مقاومت را بر روی دررفت و تغییر مکان یک ساختمان ۱۲ طبقه با در نظر گرفتن اصل ستون قوی-تیر ضعیف در طراحی تحت ۲۰ شتابنگاشت مختلف بررسی کردند و مشاهده نمودند که در صورت ایجاد طبقه نرم یا ضعیف، دررفت آن طبقه و طبقات مجاور نسبت به سازه منظم اولیه بیشتر و در سایر طبقات کمتر از سازه منظم می‌شود. بنابراین نامنظمی در یک طبقه در تغییر مکان ایجاد شده در طبقات بالایی تاثیر چندانی نداشت و بیشتر در همان طبقات نامنظم تاثیرگذار بود.

مطالعات انجام شده توسط محققان چینی به نام های ترانگ و لی^۲ در سال ۲۰۰۸ میلادی [۹] بر روی اثر نامنظمی در ارتفاع یک سازه ۲۰ طبقه با سیستم قاب خمشی، بیانگر آن است که تیرهای با عرض بال کاهش داده شده در نزدیک اتصالات عملکرد خوبی داشتند و توانستند محل ایجاد مفاصل پلاستیک را به دور از اتصالات تیر به ستون انتقال دهند. آن‌ها نامنظمی را در طبقات ۱، ۱ تا ۳، ۳ تا ۹، ۹ تا ۱۲، ۱۸ تا ۲۰ و ۲۰ مطالعه نمودند و مشاهده کردند که کاهش سختی منجر به افزایش دررفت در طبقه موردنظر و کاهش آن در طبقات مجاور می‌گردد. همچنین کاهش سختی در طبقات میانی و پایینی سازه نسبت به طبقات فوقانی بحرانی‌تر می‌باشد.

پیریزاده و شکیب در سال ۲۰۱۳ میلادی [۱۰] دو نوع ساختمان منظم و نامنظم را با استفاده از تحلیل افزایشی دینامیکی^۳ مورد مطالعه قرار دادند. آن‌ها یک سازه منظم ۱۰ طبقه و سایر سازه‌های نامنظم را با تغییرات در سختی، جرم، مقاومت و ترکیب مقاومت و سختی بررسی نمودند. با توجه به نتایج این تحقیق تغییر در نیمه پایینی سازه منجر به کاهش ظرفیت تغییر مکانی طبقه می‌گردد و احتمال ناپایداری افزایش می‌یابد.

قلعه‌نوعی و گلکاری در سال ۱۳۹۰ هجری شمسی [۱۱] اثرات حذف مهاربند در طبقات ساختمان‌های اسکلت فلزی را به منظور تامین ورودی یا پنجره‌های بزرگ بررسی کرده و مشاهده نمودند که تشکیل مفاصل و خسارات ناشی از طبقه نرم در طبقات میانی ساختمان‌های با ارتفاع متوسط و بلند به مراتب بیشتر است. همچنین ایجاد طبقه نرم در طبقات ساختمان‌های بلند با توجه به توزیع مفاصل در مهاربندها منجر به ایجاد حاشیه امنتری نسبت به سایر ساختمان‌های مورد مطالعه می‌گردد.

آیین‌نامه‌های طراحی لرزه‌ای ضوابط خاصی برای جلوگیری از ایجاد طبقه نرم در سازه‌ها در نظر گرفته‌اند. به‌عنوان نمونه در آیین‌نامه‌های طراحی لرزه‌ای ایران (۲۸۰۰) [۲]، هند [۱۱]، چین [۱۲] و آیین‌نامه بارگذاری انجمن مهندسی عمران آمریکا [۱۳] حداکثر

⁴ Eurocode 8

⁵ Chi Chi

⁶ Tabas

⁷ San Fernando

⁸ Northridge

¹ Chintanapakdee and Chopra

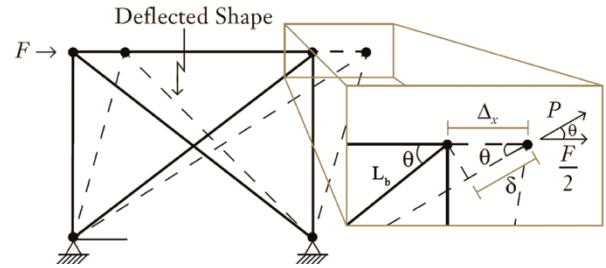
² Trung and lee

³ Incremental Dynamic Analysis

۲- سختی طبقه

۲-۱- سختی قاب مهاربندی

برای مقایسه سختی طبقات، سختی سیستم‌های مورد بررسی با استفاده از روابط کلاسیک مکانیک جامدات و معادلات تعادل قاب‌ها تعیین گردیده‌اند. بنابراین با در نظر گرفتن قاب یک طبقه و فرض رفتار برشی برای قاب‌های مهاربندی، با توجه به شکل ۲ سختی این سیستم به صورت زیر قابل محاسبه است. در محاسبه سختی قاب‌های مهاربندی ضربدری تمام اتصالات از نوع مفصلی در نظر گرفته شده‌اند.



شکل ۲: رفتار قاب مهاربندی تحت بار جانبی

Fig.2. Behavior of bracing frame under lateral load

به منظور محاسبه سختی قاب مهاربندی، ابتدا نیرو و تغییرمکان افقی قاب با استفاده از پارامترهای نشان داده شده در شکل ۲ محاسبه شده‌اند. با افزایش بار جانبی، ابتدا مهاربند تحت فشار کمانه می‌نماید. در این حالت نیرو در مهاربند تحت کشش برابر با مقدار نیرو در مهاربند تحت فشار می‌گردد. بنابراین مقدار نیروی برشی کل سیستم در لحظه کمانش مهاربند تحت فشار برابر است با:

$$F = 2F_y \cdot 0.658 \frac{F_y}{F_c} \cdot A \cdot \cos \theta \quad (2)$$

که در آن F_y تنش تسلیم فولاد، θ زاویه مهاربند با افق، F_c تنش کمانش بحرانی اولر در حالت الاستیک و A سطح مقطع مهاربند می‌باشد. مقدار داخل کروشه در رابطه ۲ تنش کمانش مهاربند تحت فشار می‌باشد که با استفاده از ضوابط مبحث ۱۰ مقررات ملی ساختمان ایران محاسبه گردیده است. در این رابطه، با توجه به الزام آییننامه‌های لرزه‌ای در استفاده از مهاربندهای چاق، از روابط کمانش غیرخطی مهاربندها استفاده شده است. تغییرمکان افقی قاب مهاربندی را میتوان با توجه به تصویر افزایش طول محوری مهاربند تحت کشش و با استفاده از روابط کلاسیک مقاومت مصالح به صورت زیر محاسبه نمود:

$$\Delta = \frac{F \cdot L_b}{E \cdot A \cdot \cos \theta} = \frac{F \cdot 0.658 \frac{F_y}{F_c} \cdot L_b}{E \cdot \cos \theta} \quad (3)$$

که E مدل الاستیسیته فولاد، L_b طول مهاربند و A سطح مقطع مهاربند می‌باشد.

با محاسبه برش پایه و تغییرمکان جانبی با استفاده از معادلات ۲ و ۳،

سختی سیستم از تقسیم برش پایه بر تغییرمکان جانبی بدست می‌آید.

$$K = \frac{F}{\Delta} = \frac{2 \cdot E \cdot A \cdot \cos^2 \theta}{L_b} \quad (4)$$

که با جایگذاری $\cos \theta = \frac{b}{L_b}$ در معادله ۴، سختی قاب مهاربندی به صورت رابطه ۵ محاسبه می‌گردد:

$$K = \frac{2 \cdot E \cdot A \cdot b^2}{L_b^3} \quad (5)$$

۲-۲- سختی قاب خمشی

سختی قاب خمشی با توجه به صرف نظر کردن از اثر تغییرشکل‌های محوری و با استفاده از روابط شیب افت محاسبه گردیده است.

از تعادل لنگرها در گره‌های سازه، مجموع لنگر تیرها و ستون‌ها در محل اتصال برابر با صفر می‌باشد. بنابراین با استفاده از روابط شیب افت می‌توان روابط زیر را در گره‌های B و C از قاب خمشی شکل ۳ بدست آورد.

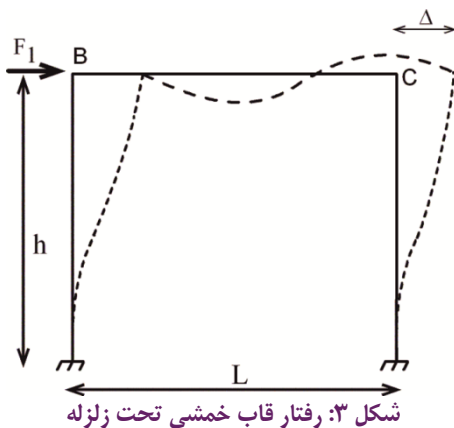
$$M_{BA} + M_{BC} = 0 \quad (6)$$

$$\frac{I_c}{h} \left(\psi_{\theta B} - \psi \frac{\Delta}{h} \right) + \frac{I_b}{L} (\psi_{\theta B} + \theta_C) = 0 \quad (7)$$

$$M_{CD} + M_{CB} = 0 \quad (8)$$

$$\frac{I_c}{h} \left(\psi_{\theta C} - \psi \frac{\Delta}{h} \right) + \frac{I_b}{L} (\psi_{\theta C} + \theta_B) = 0 \quad (9)$$

که L طول دهانه، h ارتفاع ستون، I_b ممان اینرسی تیر و I_c ممان اینرسی ستون می‌باشد.

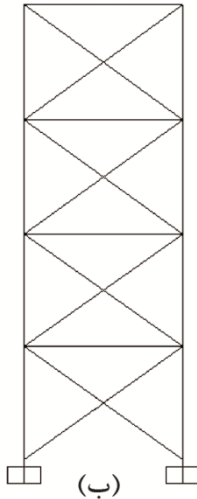


شکل ۳: رفتار قاب خمشی تحت زلزله

Fig.3. Behavior of moment frame under earthquake

با ترکیب معادلات ۷ و ۹ با یکدیگر زوایای اتصال تیر به ستون در نقاط B و C برابر می‌شود ($\theta_B = \theta_C$).

مجموع عکس‌العمل نیروها در پای ستون‌ها در جهت افق با برش پایه سازه برابر است. از تساوی زوایای نقاط B و C، معادله ۱۰ بدست می‌آید:



شکل ۴: (الف) پلان ساختمان مورد بررسی، (ب) قاب مهاربندی مورد بررسی
Fig.4. a) Plan of building, b) Braced frame

۳-۳- طراحی نمونه ها

۳-۱- مشخصات کلی ساختمان

قاب مهاربندی مورد بررسی از یک ساختمان ۴ طبقه (مطابق شکل ۴) انتخاب گردیده است. این قاب با توجه به پلان طبقات سازه در راستای محور یک و بین دو محور B و C انتخاب شده است. این ساختمان در منطقه با زلزله خیزی خیلی شدید واقع گردیده و نوع خاک II در طراحی لرزه ای سازه فرض گردیده است.

سیستم باربر جانبی از نوع مهاربندی ضربدری ویژه با ضریب رفتار ۶ در سطح تنش مجاز می باشد و ارتفاع طبقات نیز ۳/۲ متر در نظر گرفته شده اند. همچنین برای طراحی از مقاطع HEB برای ستون ها، IPE برای تیرها و ناودانی دابل برای مهاربندها استفاده شده است. سقف از نوع تیرچه بلوک در نظر گرفته شده و بارگذاری براساس مبحث ۶ مقررات ملی ساختمان ایران [۱۵] انجام گردیده است.

۳-۲- قاب مهاربندی

قاب های مورد بررسی در دو گروه F۴A و F۴B طبقه بندی گردیده اند. در قاب گروه F۴A، مهاربند ضربدری هم مرکز در تمام طبقات وجود دارد. در طراحی المان ها سعی گردیده است تا حد امکان ظرفیت المان ها به ظرفیت مورد نیاز نزدیک باشد. همچنین با توجه به اینکه در تعدادی از تحلیل های دینامیکی غیرخطی انجام شده بر روی قاب ها، مهاربندهای طبقه دوم به شدت تحت تاثیر نیروهای اضافی ناشی از حذف مهاربند در طبقه اول قرار گرفته و تحلیلها ناپایدار گردیدند، بنابراین یک گروه جدید از مهاربندها با نام F۴B نیز در نظر گرفته شدند. در این گروه، مهاربندهای طبقه دوم کمی تقویت شده و مشابه طبقه اول در نظر گرفته شدند. در نتیجه سختی دو طبقه ابتدایی برابر شده است. به عبارت دیگر تفاوت گروه های F۴A و F۴B در سائز مهاربندهای طبقه دوم می باشد. مقاطع قاب های مهاربندی F۴A و F۴B در جدول ۱ ارایه شده اند.

$$F_1 = \frac{2EI_c}{h^2} \left(\epsilon \theta_B - \frac{12\Delta}{h} \right) \quad (10)$$

که F_1 برش پایه ستون و E مدول الاستیسیته فولاد می باشد. از طرفی با جایگذاری $\theta_B = \theta_C$ در معادله ۷، مقدار θ_B حاصل می شود:

$$\theta_B = \frac{3\Delta I_c}{h^2 \left(\frac{2I_c}{h} + \frac{3I_b}{L} \right)} \quad (11)$$

و با جایگذاری معادله ۱۰ در معادله ۹ مقدار تغییر مکان ناشی از بار زلزله در قاب خمشی بدست می آید.

$$\Delta = \frac{F_1 h^2 (2I_c L + 3I_b h)}{12EI_c (I_c L + 6I_b h)} \quad (12)$$

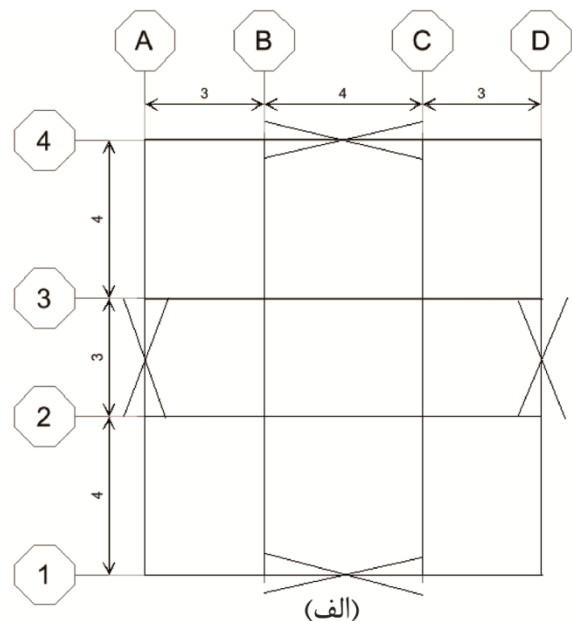
با تقسیم معادله ۱۲ بر نیروی جانبی وارد شده (F_1) از معادله ۱۰ سختی الاستیک قاب خمشی حاصل می شود.

$$K = \frac{12EI_c (I_c L + 6I_b h)}{h^3 (2I_c L + 3I_b h)} \quad (13)$$

با تقسیم صورت و مخرج معادله ۱۳ بر $\frac{2}{I_c h}$ معادله سختی قاب خمشی به صورت رابطه ۱۴ بدست می آید که با رابطه بدست آمده در مقاله آقای سیلوا و همکارانش نیز یکسان است [۱۶].

$$K = \frac{24EI_c}{h^3} \left(\frac{\epsilon \alpha + \beta}{\epsilon \alpha + 4\beta} \right) \quad (14)$$

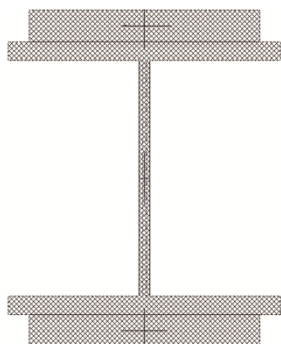
$$\alpha = \frac{I_b}{I_c} \quad \beta = \frac{L}{h}$$



مشخصات قاب‌های طراحی شده در طبقه نرم در جدول ۲ آورده شده‌اند. در نام‌گذاری این قاب‌ها عدد ارایه شده در انتها بیانگر درصد نسبت سختی طبقه اول به طبقه دوم می‌باشد. ضمناً مشخصات المان‌های تیر و ستون در طبقات بالایی ثابت در نظر گرفته شده‌اند و تغییر نکرده‌اند. اعداد داخل پرانتز مربوط به قاب F۴B می‌باشد که مهاربند طبقه دوم مشابه طبقه اول در نظر گرفته شده است. بنابراین نسبت سختی طبقه اول به دوم در قاب‌های سری F۴B کمتر از F۴A می‌باشد که به دلیل استفاده از مهاربند بزرگتر در طبقه دوم می‌باشد.

۳-۳- حذف مهاربندها و ایجاد قاب خمشی در طبقه دوم

برای بررسی اثرات حذف مهاربند در طبقه دوم بصورت مشابه با روش مربوط به حذف مهاربند در طبقه اول عمل شده است. بنابراین با حذف مهاربندها در طبقه دوم، سختی طبقه دوم نسبت به طبقه سوم کاهش یافته و طبقه نرم در آن تشکیل شد. بعبارت دیگر برای بررسی وضعیت ایجاد طبقه نرم در طبقه دوم، مهاربندهای طبقه دوم حذف گردیدند. سپس اتصالات تیر و ستون گیردار شده و قاب خمشی در طبقه دوم ایجاد گردید. با افزایش اندازه تیر و ستون‌های طبقه دوم، سختی طبقه به تدریج اضافه شد. در طراحی قاب خمشی در طبقه دوم نیز فلسفه ستون قوی-تیر ضعیف رعایت گردیده است.



شکل ۵: نحوه تقویت ستون‌ها در طبقه نرم دوم

Fig.5. Strengthening of columns in soft story at second floor

مشخصات قاب‌های مورد بررسی برای ایجاد طبقه نرم در طبقه دوم (سری F۴C) در جدول ۳ آورده شده‌اند. در نام‌گذاری این قاب‌ها عدد ارایه شده در انتهای آن برابر با درصد نسبت سختی طبقه دوم به طبقه سوم می‌باشد. در اینجا نیز، برای بررسی کاملتر اثرات تغییر سختی در طبقه نرم، سختی طبقه دوم به بیش از ۷۰ درصد افزایش داده شده است. با توجه به اینکه در این تحقیق تقویت موضعی طبقه نرم به منظور بررسی رفتار آن طبقه تحت بارهای جانبی مدنظر می‌باشد، مقاطع ستون‌های طبقه دوم مطابق شکل ۵ با استفاده از ورق تقویت گردیده‌اند.

جدول ۱: مقاطع قاب‌های مهاربندی گروه‌های F۴A و F۴B

Table 1. Sections of braced frames of groups F4A and F4B

طبقه	ستون	تیر	مهاربند در قاب F۴A	مهاربند در قاب F۴B
۱	HEB۲۶۰	IPE۲۴۰	۲UNP۱۰۰	۲UNP۱۰۰
۲	HEB۲۰۰	IPE۲۴۰	۲UNP۸۰	۲UNP۱۰۰
۳	HEB۱۶۰	IPE۲۴۰	۲UNP۸۰	۲UNP۸۰
۴	HEB۱۰۰	IPE۲۴۰	۲UNP۸۰	۲UNP۸۰

حذف مهاربند و ایجاد قاب خمشی در طبقه اول

با حذف مهاربندها در طبقه اول، سختی این طبقه نسبت به طبقه دوم کاهش یافته و طبقه نرم در آن شکل می‌گیرد.

در این مرحله، برای بررسی امکان جایگزینی مهاربندها در طبقه نرم با قاب خمشی، اتصالات تیر و ستون‌های این طبقه گیردار گردیدند. سپس با افزایش تدریجی اندازه تیر و ستون‌های طبقه نرم، سختی این طبقه به تدریج اضافه شده و تا خروج از حالت طبقه نرم مطابق با تعریف ارایه شده در بند ۱-۱-۸-۱ الف آییننامه ۲۸۰۰ [۲] (که برابر ۷۰ درصد سختی طبقه دوم می‌باشد) ادامه یافت. همچنین برای بررسی بهتر پارامترهای لرزه‌ای قاب خمشی، سختی طبقه اول تا بیش از ۷۰ درصد سختی طبقه دوم نیز افزایش یافت. گفتمنی است که در طراحی قاب‌های خمشی در طبقه اول اصل ستون قوی-تیر ضعیف در طراحی المان‌ها رعایت گردیده است.

جدول ۲: مقاطع قاب‌های مورد بررسی در طبقه نرم در طبقه اول

Table2. Sections of studied frames in soft story at first floor

قاب	ستون	تیر	درصد سختی طبقه اول به دوم*
F۴A۱۰ (F۴B۸)	HEB۲۶۰	IPE۲۴۰	۱۰ (۸)
F۴A۲۵ (F۴B۲۰)	HEB۳۶۰	IPE۳۰۰	۲۵ (۲۰)
F۴A۳۵ (F۴B۲۸)	HEB۴۰۰	IPE۳۳۰	۳۵ (۲۸)
F۴A۵۳ (F۴B۴۲)	HEB۴۵۰	IPE۴۰۰	۵۳ (۴۲)
F۴A۷۲ (F۴B۵۹)	HEB۵۰۰	IPE۴۵۰	۷۲ (۵۹)
F۴A۸۲ (F۴B۶۶)	HEB۵۰۰	IPE۵۰۰	۸۲ (۶۶)
F۴A۹۷ (F۴B۷۷)	HEB۵۵۰	IPE۵۰۰	۹۷ (۷۷)
F۴A۱۲۴ (F۴B۹۹)	HEB۶۰۰	IPE۵۵۰	۱۲۴ (۹۹)

* اعداد داخل پرانتز مربوط به قاب F۴B می‌باشد.

جدول ۳: مقاطع قاب خمشی طبقه نرم در طبقه دوم
Table3. Sections of moment frame in soft story at second floor

قاب	ستون	ورق تقویتی بال	تیر	درصد سختی طبقه ۲ به ۳
F4C8	HEB200	-----	IPE240	8
F4C28	HEB260	PL220-X22	IPE400	28
F4C40	HEB260	PL220-X30	IPE450	40
F4C50	HEB260	PL220-X50	IPE450	50
F4C70	HEB260	PL220-X70	IPE500	70
F4C79	HEB260	PL220-X70	IPE550	79
F4C88	HEB260	PL220-X70	IPE600	88

استاتیکی غیرخطی اعمال می‌گردد و در هر مرحله ماتریس سختی براساس هندسه تغییرشکل یافته قاب اصلاح می‌شود. در هر مرحله مقدار نیروی داخلی اعضا در محل مفاصل تعیین گردیده و با مقدار نیروی حد تسلیم در مفصل معرفی شده مقایسه می‌شود. اگر نیروی داخلی به حد تسلیم نرسیده باشد، با حفظ سختی مرحله قبل مقداری به بار سازه اضافه و تحلیل ادامه می‌یابد. ولی اگر نیروی داخلی فراتر از حد تسلیم مفصل باشد، سختی مفصل و در نتیجه سختی سازه با توجه به منحنی نیرو-تغییرمکان اصلاح می‌شود. این بارگذاری مرحله‌ای تا رسیدن سازه به حد مکانیزم یا به معیار تغییرمکان معرفی شده به برنامه ادامه می‌یابد [۴].

۵-۲- تحلیل دینامیکی غیرخطی (تاریخچه زمانی)

تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی روشی پیچیده و در عین حال دقیق برای ارزیابی نیاز غیرالاستیک سازه تحت اثر شتابنگاشت‌های انتخابی می‌باشد. این روش یک تحلیل گام به گام برای برآورد پاسخ دینامیکی سازه تحت یک بارگذاری خاص - که ممکن است متغیر با زمان باشد - است.

تحلیل تاریخچه زمانی برای مشخص کردن پاسخ‌های غیرخطی سازه تحت یک بارگذاری دلخواه مورد استفاده قرار می‌گیرد. شکل کلی معادلات در این تحلیل عبارت است از:

$$K.u(t) + C.\dot{u}(t) + M.\ddot{u}(t) = r(t) \quad (15)$$

که K ماتریس سختی، C ماتریس میرایی، M ماتریس جرم، $u(t)$ تغییرمکان، $\dot{u}(t)$ سرعت، $\ddot{u}(t)$ شتاب و $r(t)$ بردار نیروهای اعمالی به سازه می‌باشد.

شتابنگاشت‌های مورد استفاده باید تا حد امکان نمایانگر حرکت واقعی زمین در هنگام وقوع زلزله در محل احداث بنا باشند. بنابراین باید ضوابط ۱۳-۴-۱-۴-۱ آییننامه ۲۸۰۰ ارضا گردند [۲].

جدول ۴: مشخصات شتابنگاشت‌های مورد استفاده در تحلیل‌های غیرخطی تاریخچه زمانی

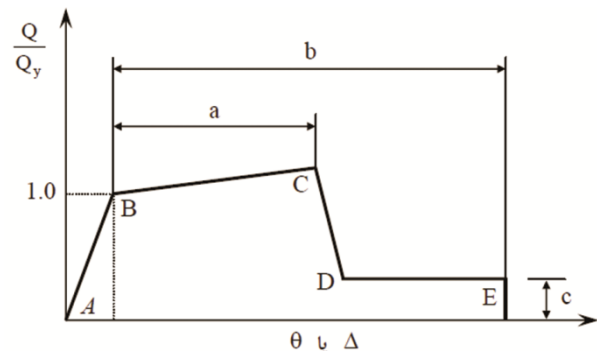
Table4. Earthquake records for nonlinear time history analyses

نام زلزله	تاریخ	MW	P.G.A	مدت زمان حرکت شدید
N	۲۰/۰۹/۱۹۹۹	۷,۶۲	۰,۵۱۲g	۱۰,۸۱
چی چی			۰,۴۷۴g	۱۱,۲۷
LN	۱۶/۰۹/۱۹۷۸	۷,۴	۰,۳۲۸g	۱۲,۳
طیس			۰,۴۰۶g	۱۲,۳۶
۰۹۰	۱۷/۱/۱۹۹۴	۶,۷	۰,۳۵۵g	۱۰,۹۲
نورثریج			۰,۵۶۳g	۱۱,۳۲
۰۲۱	۰۹/۰۲/۱۹۷۱	۶,۶	۰,۳۲۴g	۱۴,۵۳
سن فرناندو			۰,۲۶۸g	۱۵,۳۵

۴- مدل‌سازی

برای بررسی عملکرد لرزه‌ای قاب‌های مورد بررسی، محل تشکیل مفاصل پلاستیک بر روی تیرها، ستون‌ها و مهاربندها با استفاده از ضوابط FEMA۳۵۶ مشخص گردیده و از تحلیل استاتیکی غیرخطی استفاده شده است. منحنی نیرو-تغییرمکان در نرم‌افزار SAP۲۰۰۰ برای هر عضو به صورت شکل ۶ تعریف شده است. در ناحیه B-A رفتار الاستیک و منحنی نیرو-تغییرمکان به صورت خطی است. نقطه B شروع رفتار غیرالاستیک و محل تشکیل مفاصل پلاستیک می‌باشد. ناحیه B-C در منحنی نیرو-تغییرمکان کرنش سخت‌شوندگی نامیده می‌شود و دارای رفتار خمیری است. حداکثر شیب این ناحیه با توجه به آییننامه FEMA۳۵۶ برابر ۳ درصد شیب ناحیه الاستیک در نظر گرفته شده است. از نقطه C تا D کاهش ناگهانی مقاومت ایجاد شده و از D تا E مجدداً رفتار خمیری (با مقاومت کاهش یافته) دیده می‌شود و در نقطه E نیز گسیختگی مفصل اتفاق می‌افتد [۱۷].

روش کار در تحلیل غیرخطی بدین ترتیب است که ابتدا بارهای ثقلی به سازه اعمال می‌گردد و در ادامه، بارهای جانبی به مجموع بارهای ثقلی اضافه می‌شوند.



شکل ۶: منحنی نیرو-تغییرمکان [۱۵]

Fig.6. Force- displacement diagram [15]

۵- روش‌های تحلیل

۵-۱- تحلیل استاتیکی غیرخطی

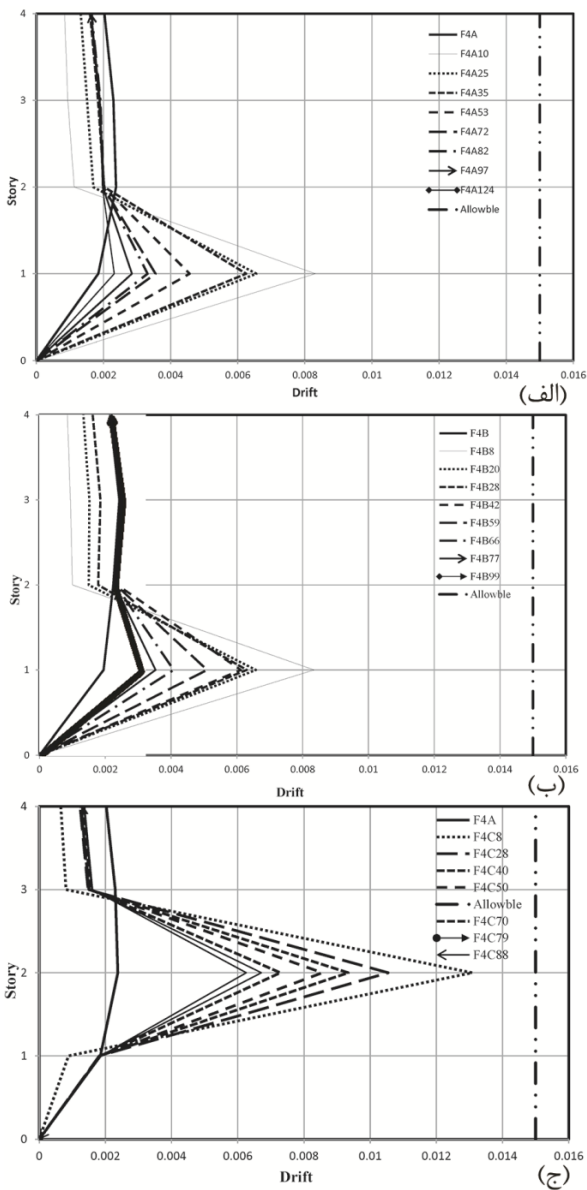
الگوی بارگذاری معرفی شده به صورت مرحله‌ای در تحلیل

۶- ارزیابی کارایی لرزه‌ای نمونه‌ها تحت تحلیل استاتیک غیرخطی

۶-۱- دریافت گذرا

دریافت در دو حالت گذرا و ماندگار بررسی گردیده است تا قابلیت سیستم برای ارضای شرایط مورد نیاز در طراحی لرزه‌ای براساس سطوح عملکرد بررسی گردد.

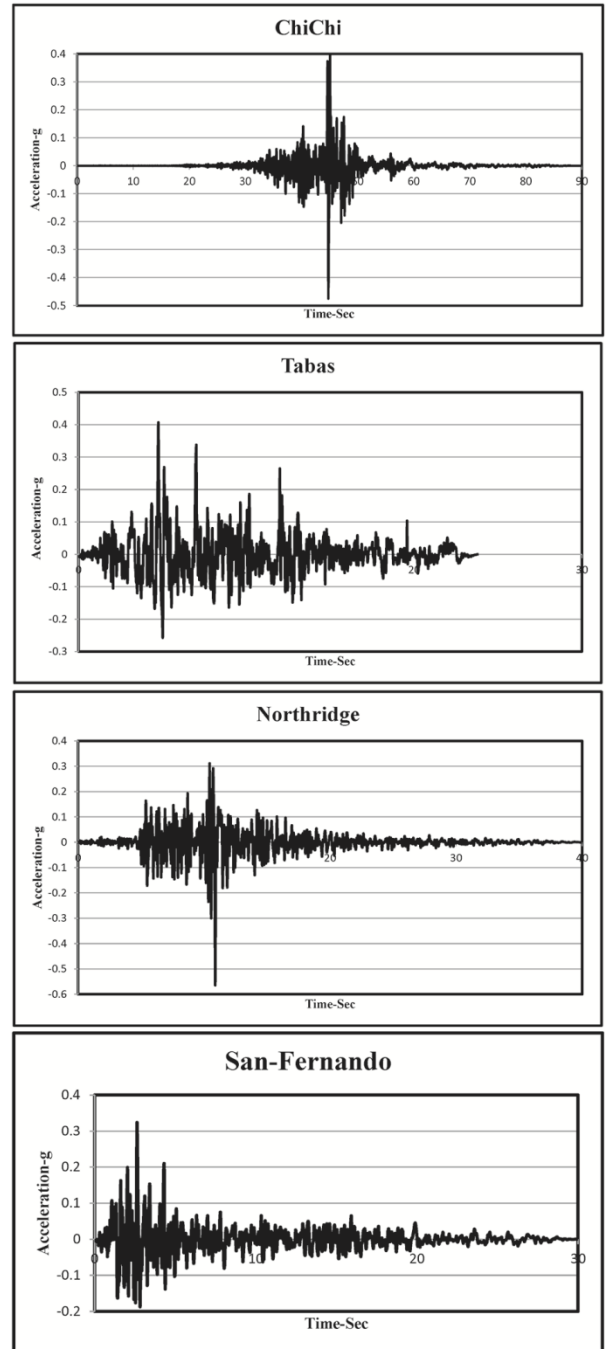
برای انتخاب سطح عملکرد سازه، با توجه به اینکه سازه دارای اهمیت متوسط می‌باشد و با توجه به بخش الف از بند ۱-۱ آییننامه ۲۸۰۰ [۲]، ساختمان باید با حفظ ایستایی در زلزله‌های شدید، تلفات جانی را به حداقل برساند و در زلزله‌های خفیف و متوسط بدون وارد شدن آسیب عمده سازه‌ای قادر به مقاومت باشد. بنابراین سطح عملکرد ایمنی جانی برای بررسی معیار پذیرش سازه‌ها در نظر گرفته شده است.



شکل ۸: مقایسه دریافت گذرای قابها، الف) گروه F4A، ب) گروه F4B، ج) گروه F4C

Fig.8. Maximum drifts of stories; a) F4A, b) F4B, c) F4C

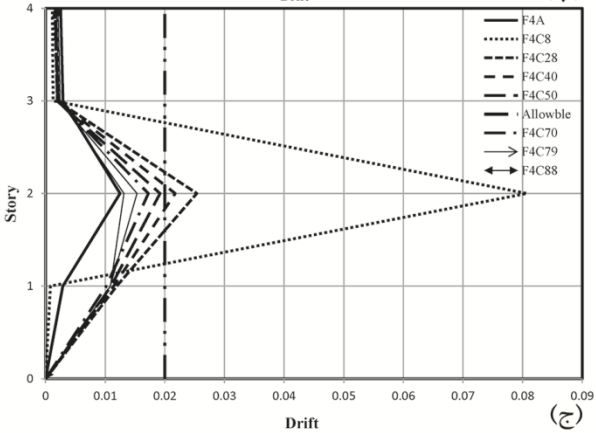
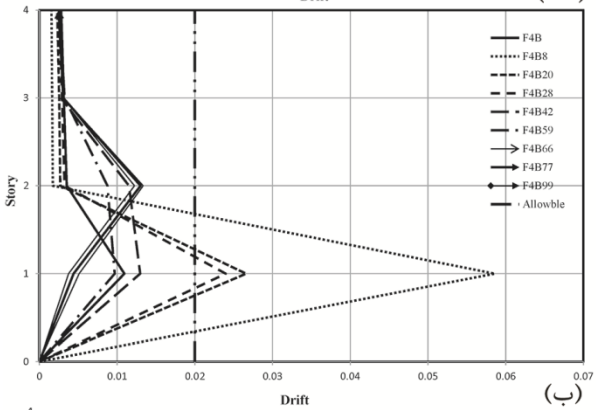
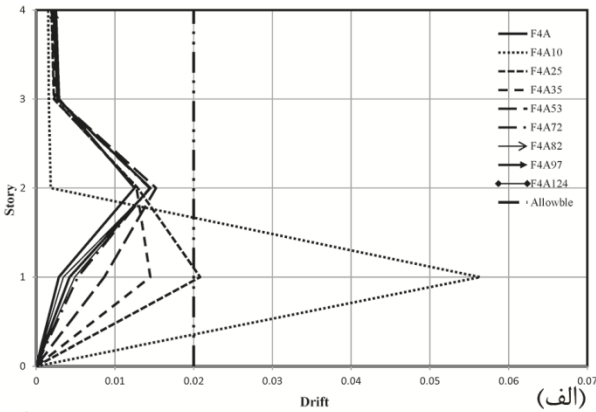
با توجه به قرار گرفتن سازه در فاصله‌ای بیش از ۲۰ کیلومتر از منشأ زلزله (حوزه دور از گسل) و انتخاب خاک نوع ۲ برای محل قرارگیری آن، سرعت موج برشی متوسط بین ۳۷۵ تا ۷۵۰ متر بر ثانیه در نظر گرفته شده است. شتابنگاشت‌هایی از زلزله‌های سن فرناندو در سال ۱۹۷۱، طیس در سال ۱۹۷۸، نورثریج در سال ۱۹۹۴ و چی چی در سال ۱۹۹۹ با مشخصات موردنظر از سایت Peer [۱۸] انتخاب گردیده و در تحلیل‌ها مورد استفاده قرار گرفته‌اند. مشخصات زلزله‌های مورد استفاده در جدول ۴ و شکل ۷ ارایه شده‌اند.



شکل ۷: شتاب نگاشت مورد استفاده در تحلیل دینامیکی غیرخطی

Fig.7. Earthquake records for nonlinear dynamic analysis

۶۶ و ۸۸ درصد در قابهای گروه F4A، F4B و F4C، دریفت طبقات نرم با دریفت قاب مهاربندی برابر می‌شود.



شکل ۱۰: مقایسه دریفت ماندگار قابها، الف) گروه F4A، ب) گروه F4B، ج) گروه F4C

Table 10. Comparison of permanent drifts; a) F4A, b) F4B, c) F4C

۶-۳- ضریب شکلپذیری

قابلیت سازه در تحمل تغییرشکل‌های غیرالاستیک و پلاستیک قبل از خرابی سازه، ضریب شکل‌پذیری نامیده می‌شود که با معادله ۱۶ تعیین می‌شود [۴]:

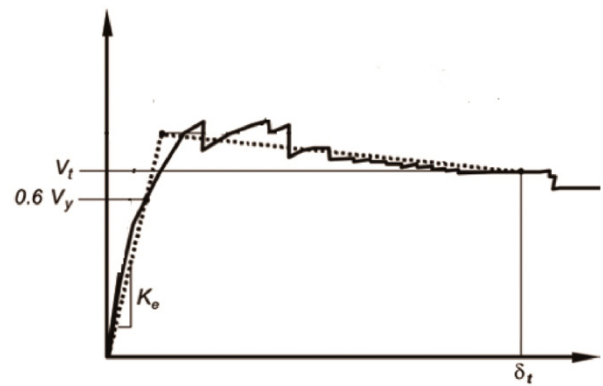
$$\mu = \frac{\Delta u}{\Delta y} \quad (16)$$

حداکثر تغییرمکان جانبی نسبی طبقات با دریفت گذرا تعریف گردیده و پیش‌بینی می‌شود در طول وقوع زلزله، طرح در ساختمان ایجاد گردد. در آییننامه FEMA۳۵۶ [۱۷] مقدار دریفت گذرای مجاز سیستم برابر با ۰/۰۱۵ در نظر گرفته شده است. دریفت گذرای هر یک از سیستمهای مورد بررسی و مقایسه با مقادیر مجاز در شکل ۸ ارایه شده‌اند.

با توجه به دیاگرامهای ارایه شده در شکل ۸ مشاهده می‌گردد که دریفت گذرای طبقه نرم کمتر از مقادیر مجاز آیین‌نامه‌ای می‌باشد. همچنین مشاهده می‌گردد که افزایش سختی طبقه نرم منجر به کاهش دریفت طبقه می‌گردد. نکته قابل توجه این است که با وجود اینکه سختی طبقه نرم با استفاده از اتصالات گیردار و قاب خمشی به سختی معادل قاب مهاربندی می‌رسد و حتی بیشتر از قاب مهاربندی نیز می‌گردد، ولی دریفت گذرای آن به میزان قابل توجهی بیشتر از سازه مهاربندی می‌باشد.

۶-۲- دریفت ماندگار

دریفت ماندگار به حداکثر تغییرمکان جانبی نسبی طبقات گفته می‌شود که پس از وقوع زلزله به دلیل رفتار خمیری یا ترکخوردگی در سازه باقی می‌ماند. بنابراین در تحلیل استاتیکی غیرخطی به گام بعد از تغییرمکان هدف در شکل ۹ اتلاق می‌شود. تغییرمکان مجاز ماندگار سیستم با توجه به آییننامه FEMA۳۵۶ [۱۷] برابر ۰/۰۲ می‌باشد.



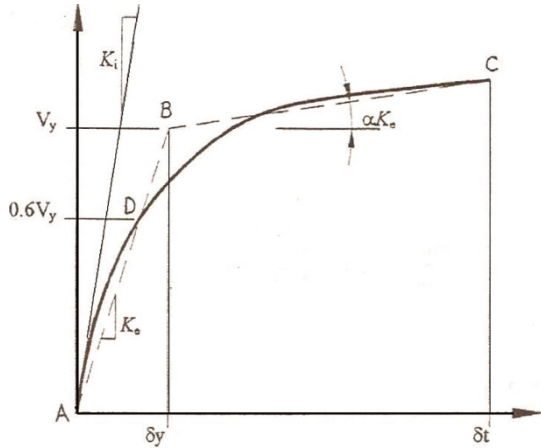
شکل ۹: تغییرمکان نظیر دریفت ماندگار [۱۷]

Fig.9. Permanent drifts [17]

در شکل ۹، K_e سختی اولیه سیستم، δ_t و V_t به ترتیب تغییرمکان و نیروی جانبی متناظر با تغییرمکان هدف می‌باشد. در شکل ۱۰ دریفت ماندگار قاب‌های گروه F4A، F4B و F4C تحت بارگذاری استاتیکی غیرخطی در تغییرمکان متناظر با تغییرمکان هدف به همراه مقادیر مجاز آییننامه نشان داده شده‌اند. با توجه به شکل ۱۰ می‌توان ملاحظه نمود که حذف مهاربند در طبقات اول و دوم منجر به افزایش قابل ملاحظه دریفت طبقه می‌گردد. مقایسه سختی‌ها نیز بیانگر آن است که افزایش سختی قاب خمشی به میزان ۲۵، ۲۰ و ۴۰ درصد در قاب‌های گروه F4A، F4B و F4C منجر به کاهش دریفت‌ها به مقدار مجاز می‌گردد. همچنین با افزایش سختی به میزان ۷۲،

رسم این دو خط باید به گونه‌ای باشد که:

- ۱- سطح زیر منحنی ظرفیت برابر با سطح زیر دو خط متقاطع باشد.
- ۲- مختصات نقطه تقاطع خط رسم شده با شیب K_e و منحنی ظرفیت روی محور مختصات قائم (یعنی محور تعیین کننده میزان برش پایه) برابر با $0.7V_y$ باشد [۱۷].



شکل ۱۱: نمایش دوخطی منحنی پوش‌آور [۱۷]

Fig.11. Bi-linear pushover diagram [17]

انرژی مستهلک شده توسط میرایی در سیستم غیرالاستیک با سطح محصور منحنی دو خطی رفتار سازه با رابطه ۱۷ بیان میشود [۱۹].

$$E_D = \varphi (a_y d_{pi} - d_y a_{pi}) \quad (17)$$

که a_y و d_y به ترتیب نیرو و تغییرمکان نقطه تسلیم سازه می‌باشد و a_{pi} و d_{pi} به ترتیب نیرو و تغییرمکان حداکثر منحنی پوش‌آور هستند. با توجه به اینکه هر یک از قاب‌ها دارای یک تغییرمکان هدف مخصوص به خود می‌باشد که توسط آییننامه FEMA۳۵۶ محاسبه می‌گردند، مقدار جذب انرژی هر یک از قاب‌ها تا تغییرمکان هدف محاسبه گردیده و در جدول ۶ ارایه شده است.

با توجه به جدول ۶ ملاحظه می‌گردد که با حذف مهاربندها و ایجاد طبقه نرم در طبقه دوم جذب انرژی به میزان $3/42$ برابر قاب مهاربندی افزایش می‌یابد. به عبارتی تقاضای جذب انرژی در سازه به میزان $3/42$ برابر قاب مهاربندی افزایش می‌یابد. با مقایسه مقادیر جذب انرژی برای قاب‌های سری F4A و F4B با سری F4C مشاهده می‌گردد که در قاب F4C تقاضای جذب انرژی در قاب دارای طبقه نرم در طبقه دوم $3/42$ و در قاب دارای طبقه نرم در طبقه اول (F4A۱۰) برابر قاب مهاربندی می‌باشد که نشاندهنده تاثیر بیشتر حذف مهاربند در طبقه دوم نسبت به طبقه اول در قاب‌های مورد مطالعه می‌باشد.

همچنین با افزایش سختی طبقه نرم در طبقه اول در نمونه‌های سری F4A و F4B و طبقه دوم در نمونه‌های سری F4C میزان تقاضای جذب انرژی روند رو به کاهش داشته و به مقادیر جذب انرژی قاب مهاربندی نزدیک می‌گردد.

که Δu تغییرمکان حداکثر منحنی پوش‌آور و Δy تغییرمکان تسلیم سازه می‌باشد. هر یک از قاب‌ها دارای یک تغییرمکان هدف مخصوص به خود می‌باشد که توسط ضوابط آییننامه FEMA۳۵۶ [۱۷] تعیین می‌شوند. بنابراین مقدار ضریب شکل‌پذیری هر یک از قاب‌ها تحت تحلیل استاتیکی غیرخطی و با فرض تغییرمکان نهایی برابر با تغییرمکان هدف در جدول ۵ ارایه شده است.

جدول ۵: محاسبه ضریب شکل‌پذیری قاب‌ها در تغییرمکان نهایی متناظر با تغییرمکان هدف تحت تحلیل استاتیکی غیرخطی

Table 5. Ductility of frames for ultimate displacement at performance point

قاب	μ	قاب	μ	قاب	μ
F4A	۲/۳	F4B	۲/۳۴	F4A	۲/۳
F4C8	۳/۴۷	F4B8	۳/۶۲	F4A10	۳/۶۵
F4C28	۲/۵۲	F4B20	۲/۴۳	F4A25	۲/۵۴
F4C40	۲/۴۸	F4B28	۲/۲۱	F4A35	۲/۴۵
F4C50	۲/۴۷	F4B42	۱/۹۵	F4A53	۲/۵۲
F4C70	۲/۴	F4B59	۱/۹۴	F4A72	۲/۵۹
F4C79	۲/۳	F4B66	۱/۹۲	F4A82	۲/۵۷
F4C88	۲/۴۳	F4B77	۲	F4A97	۲/۵۳
---	---	F4B99	۱/۸۸	F4A124	۲/۴۹

با توجه به جدول ۵، حذف مهاربندها و ایجاد قاب خمشی و تشکیل طبقه نرم در طبقه دوم، تقاضای شکل‌پذیری را تا $1/5$ برابر قاب مهاربندی افزایش می‌دهد، ضمن اینکه با حذف مهاربند در طبقه اول تقاضای شکل‌پذیری تا $1/6$ برابر قاب مهاربندی کامل افزایش می‌یابد که با توجه به شکل‌پذیری بالاتر قاب خمشی رفتار قابل انتظاری می‌باشد. با سخت‌تر کردن طبقه نرم با استفاده از اتصالات گیردار تیر به ستون و تقویت المان‌ها، ضریب شکل‌پذیری روند رو به کاهش می‌یابد و به تدریج به ضریب شکل‌پذیری نظیر قاب مهاربندی نزدیک می‌گردد.

۴-۶- جذب انرژی

میزان جذب انرژی یا استهلاک انرژی ورودی به سازه پارامتر مهمی در بررسی میزان کارایی سازه در محدوده غیرالاستیک می‌باشد. جذب انرژی را می‌توان با محاسبه مساحت زیر منحنی نیرو-تغییرمکان و یا مدل دو خطی معادل سازه محاسبه نمود. برای رسم مدل دو خطی معادل، با توجه به ضوابط FEMA-۳۵۶ در ناحیه الاستیک یک خط با شیب K_e و سپس در ناحیه غیرالاستیک یک خط با شیب αK_e رسم می‌گردد و مختصات نقطه تقاطع این دو خط روی محور قائم (برش پایه) برابر با V_y می‌باشد [۱۹].

جدول ۶: جذب انرژی با تغییر مکان هدف مخصوص به هر قاب

Table 6. Energy absorption capacity of frames

ED	قاب	ED	قاب	ED	قاب
۸۹۸۰۵	F۴A	۸۸۶۲۰	F۴B	۸۹۸۰۵	F۴A
۳۰۳۴۰۴	F۴C۸	۲۶۸۹۳۸	F۴B۸	۲۶۹۱۹۰	F۴A۱۰
۱۳۶۹۷۶	F۴C۲۸	۱۴۴۸۴۴	F۴B۲۰	۱۶۴۴۴۴	F۴A۲۵
۱۳۲۶۳۵	F۴C۴۰	۱۳۸۱۲۷	F۴B۲۸	۱۵۲۵۰۳	F۴A۳۵
۱۲۸۸۵۹	F۴C۵۰	۱۴۵۵۸۵	F۴B۴۲	۱۱۹۱۱۹	F۴A۵۳
۱۲۴۸۹۲	F۴C۷۰	۱۲۳۴۸۱	F۴B۵۹	۱۰۲۸۶۲	F۴A۷۲
۱۱۶۴۵۱	F۴C۷۹	۱۱۷۸۹۰	F۴B۶۶	۱۰۰۶۷۳	F۴A۸۲
۱۰۳۸۰۵	F۴C۸۸	۱۱۶۷۵۳	F۴B۷۷	۹۴۷۹۳	F۴A۹۷
---	---	۱۰۵۳۸۷	F۴B۹۹	۸۸۴۰	F۴A۱۲۴

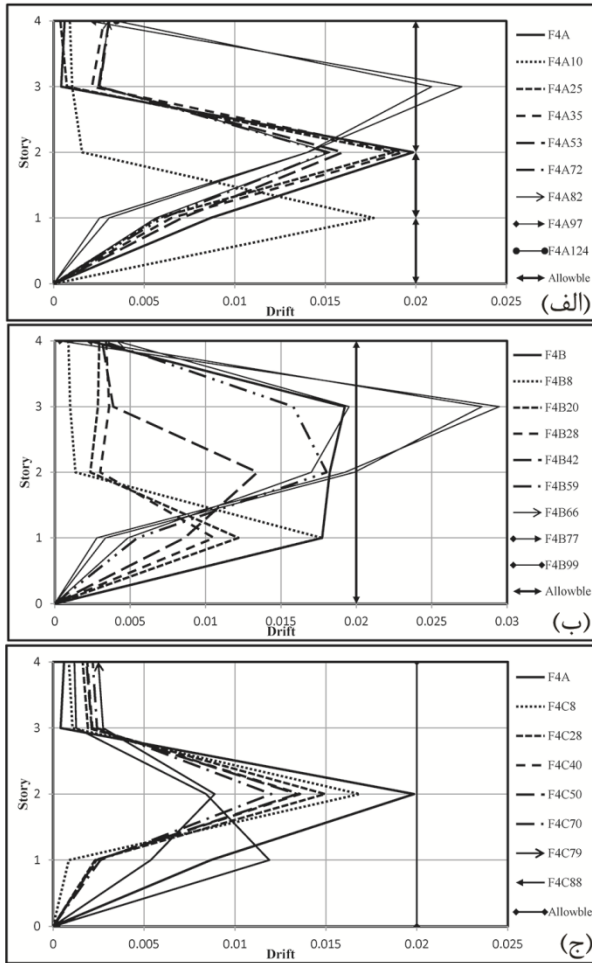
۷- ارزیابی لرزه‌ای نمونه‌ها تحت تحلیل دینامیکی غیرخطی

۷-۱- دررفت حداکثر طبقات

دررفت حداکثر طبقات سازه‌های مدل شده تحت هر ۴ شتابنگاشت زلزله در شکل‌های ۱۲ تا ۱۵ با یکدیگر مقایسه شده‌اند.

با توجه به شکل ۱۲، در قاب F۴B زمان تناوب طبیعی سازه برابر ۰/۴۳۹ و زمان تناوب غالب شتابنگاشت زلزله چی چی برابر با ۰/۴۴ می‌باشد و این نزدیکی زمان تناوبها باعث تشدید (رزونانس) می‌گردد. همچنین با توجه به اینکه زمان تناوب طبیعی در قاب F۴A برابر با ۰/۴۴۷ می‌باشد، به دلیل اختلاف بیشتر زمان تناوب غالب شتابنگاشت و زمان تناوب طبیعی سازه پدیده تشدید با شدت کمتری ایجاد می‌گردد. در ضمن می‌توان مشاهده نمود که با افزایش سختی در قاب‌های سری F۴A دررفت طبقه اول نسبت به دررفت طبقه اول قاب مهاربندی کامل کاهش می‌یابد. با در نظر گرفتن محدودیت ۰/۰۲ برای دررفت حداکثر طبقات و در قاب‌هایی که سختی نسبی طبقه اول نسبت به طبقه بالایی آن بیشتر از ۷۰ درصد می‌باشد، دررفت طبقه سوم از حد مجاز آییننامه تحت زلزله چی چی بیشتر می‌گردد که به دلیل عدم شکل‌گیری مفصل پلاستیک در قاب با طبقه نرم در طبقه اول و نیز پدیده تشدید می‌باشد.

همچنین با توجه به شکل ۱۲ قسمت ب، در قاب F۴B با افزایش سختی طبقه دوم به دلیل استفاده از مهاربند بزرگتر، تغییر مکان‌های طبقه دوم تا حدودی کنترل می‌گردند و دررفت حداکثر طبقات تا حدودی به یکدیگر نزدیک می‌گردند. ولی هنوز مقدار تغییر مکان‌ها به دلیل پدیده تشدید قابل توجه می‌باشد.

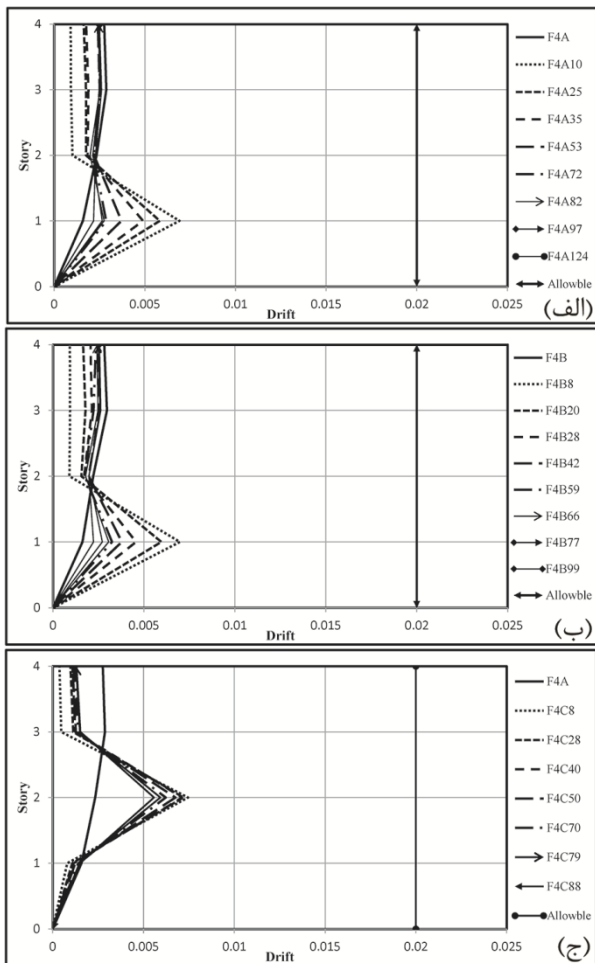


شکل ۱۲: دررفت حداکثر طبقات تحت زلزله چی چی، الف) قاب‌های گروه F۴A، ب) قاب‌های گروه F۴B، ج) قاب‌های گروه F۴C

Fig.12. Maximum drift of stories under ChiChi earthquake; a)F4A, b)F4B, c)F4C

با افزایش سختی به بیش از ۸۰ درصد در سری قاب‌های F۴C در شکل ۱۲ قسمت ج دررفت طبقه اول نسبت به قاب مهاربندی کامل افزایش و دررفت طبقه دوم (قاب خمشی) کاهش چشمگیری یافته است که این روند در قاب‌های طبقه نرم در طبقه اول با سختی بیش از ۷۰ درصد نیز مشاهده می‌گردد. یعنی دررفت طبقه نرم نسبت به دررفت قاب مهاربندی در طبقه اول کاهش و نسبت به دررفت طبقه دوم قاب مهاربندی افزایش چشمگیری می‌یابد. کاهش دررفت طبقات سوم و چهارم در هر ۳ گروه قاب‌های F۴A، F۴B و F۴C نسبت به دررفت طبقات متناظر در قاب مهاربندی کامل دارای تغییراتی است که حذف مهاربند نه تنها بر طبقات مجاور بلکه بر طبقات غیرمجاور نیز تاثیر می‌گذارد. باید توجه داشت که تاثیر طبقه نرم بر طبقات مجاور بیشتر می‌باشد که می‌تواند به اندرکنش بیشتر طبقات مجاور بر رفتار یکدیگر نسبت داده شود.

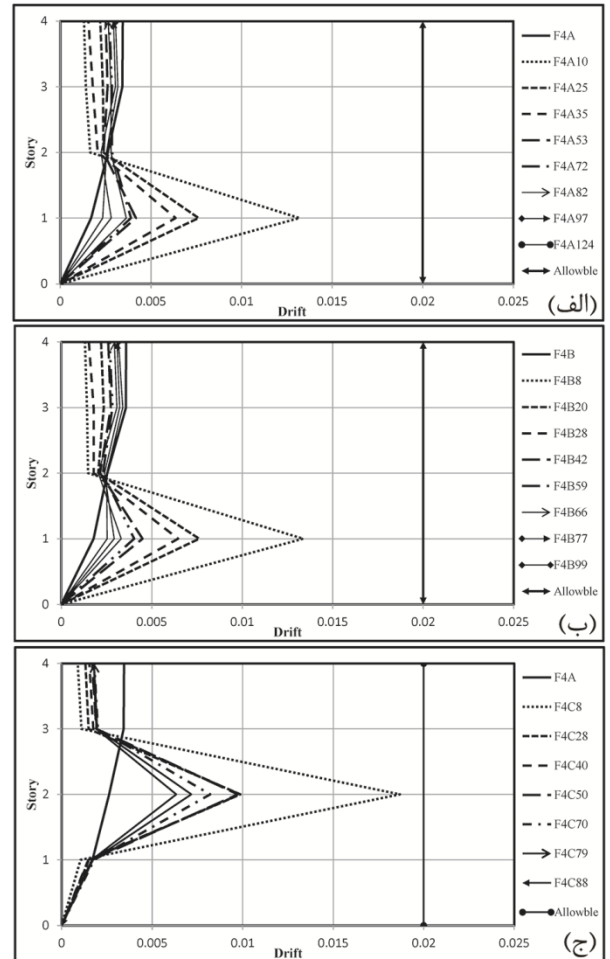
نسبت به قاب مهاربندی کمتر می‌باشد. به عبارتی می‌توان به تمرکز بیشتر انرژی زلزله در طبقه نرم اشاره نمود.



شکل ۱۴: دریفت حداکثر طبقات تحت زلزله نورتریج، الف) قاب‌های گروه F4A، ب) قاب‌های گروه F4B، ج) قاب‌های گروه F4C

Fig.14. Maximum drift of stories under Northridge earthquake; a)F4A, b)F4B, c)F4C

با توجه به شکل ۱۴ ملاحظه می‌گردد که با حذف مهاربند های طبقات اول یا دوم، دریفت طبقات اول یا دوم نسبت به قاب مهاربندی به ترتیب $4/3$ و $3/2$ برابر شده است. با افزایش سختی قاب‌ها در طبقه اول یا دوم، دریفت طبقات اول یا دوم نسبت به حالت حذف مهاربند در قاب F4A10، F4B8، F4C8 و کاهش چشمگیری می‌یابد، اما هیچ‌گاه به دریفت قاب مهاربندی کامل نمی‌رسد. همچنین مشابه آنچه در زلزله طبس دیده شد، با حذف مهاربند در طبقات اول و دوم، دریفت طبقات مجاور و غیرمجاور نسبت به قاب مهاربندی کمتر می‌باشد.



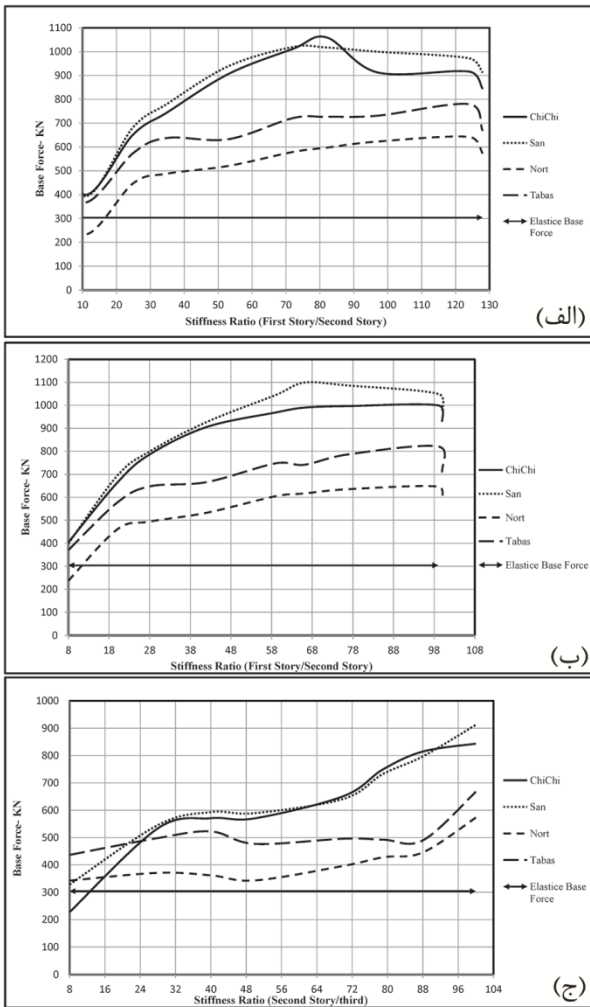
شکل ۱۳: دریفت حداکثر طبقات تحت زلزله طبس، الف) قاب‌های گروه F4A، ب) قاب‌های گروه F4B، ج) قاب‌های گروه F4C

Fig.13. Maximum drift of stories under Tabas earthquake; a)F4A, b)F4B, c)F4C

با توجه به شکل ۱۳ مشاهده می‌گردد که با حذف مهاربند های طبقات اول و دوم، دریفت طبقات اول و دوم نسبت به قاب مهاربندی به ترتیب $7/7$ و $7/2$ برابر شده است. با افزایش سختی قاب‌ها در طبقه اول با استفاده از اتصالات گیردار و افزایش اندازه تیر و ستون‌های طبقه، دریفت طبقه اول نسبت به حالت حذف مهاربند در قاب‌های F4A10 و F4B8 کاهش چشمگیری می‌یابد، اما هیچ‌گاه به دریفت قاب مهاربندی کامل نمی‌رسد. همچنین با افزایش سختی در قاب‌های F4C28 تا F4C50 دریفت طبقه دوم (نرم) نسبت به قاب F4C8 تقریباً به نصف کاهش می‌یابد، با افزایش سختی طبقه دوم به بیش از ۷۰ درصد (از قاب F4C70 به بعد)، دریفت طبقه دوم دچار کاهش قابل توجهی می‌گردد. ولی به مقدار دریفت طبقه دوم در قاب مهاربندی F4A نمی‌رسد.

با حذف مهاربند در طبقات اول یا دوم، دریفت طبقات مجاور و غیرمجاور

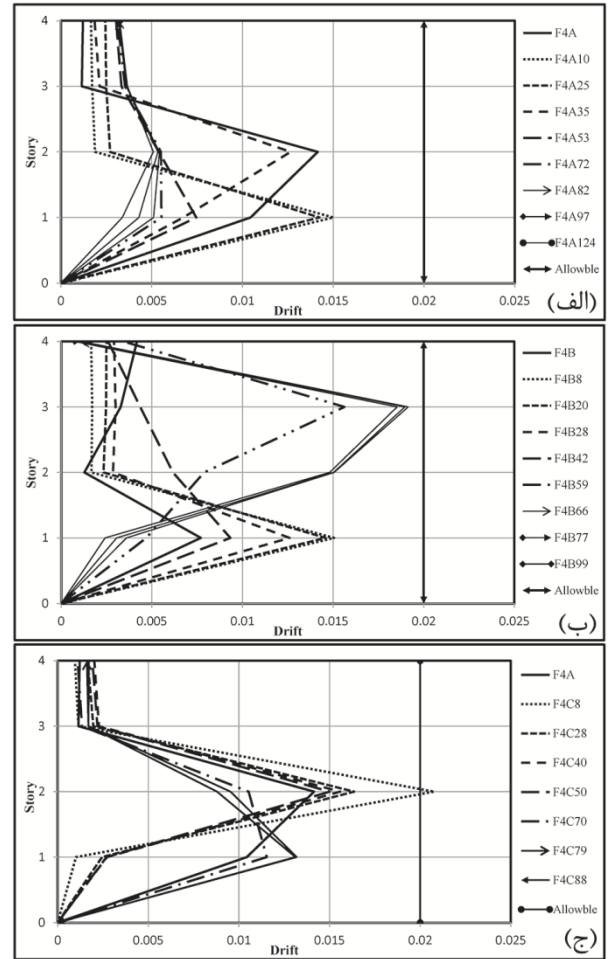
طیس و نورتریج در شکل ۱۶ ترسیم و مقایسه گردیده‌اند.



شکل ۱۶: مقایسه برش پایه قاب‌های مدل شده تحت هر ۴ شتاب‌نگاشت ، قاب‌های گروه F۴A، (ب) قاب‌های گروه F۴B، (ج) قاب‌های گروه F۴C

Fig.16. Comparison of base shear of frames under all records; ; a)F4A, b)F4B, c)F4C

با توجه به شکل ۱۶ ملاحظه می‌گردد که با حذف مهاربندها در طبقه نرم برش پایه حداکثر در هر ۴ شتاب‌نگاشت زلزله کاهش می‌یابد و حتی مقدار برش پایه در شتاب‌نگاشت نورتریج در قاب طبقه نرم در طبقه اول و در شتاب‌نگاشت چی‌چی در قاب طبقه نرم در طبقه دوم از برش پایه الاستیک نیز کمتر می‌شود. برش پایه با افزایش سختی طبقه اول به میزان ۷۰ درصد طبقه دوم تحت دو شتاب‌نگاشت چی‌چی و سن فرناندو روند صعودی دارد و از سختی ۷۰ درصد به بعد این روند با شیبی ملایم به صورت نزولی می‌گردد. همچنین برش پایه با افزایش سختی طبقه اول به میزان ۸۰ درصد طبقه دوم در دو شتاب‌نگاشت نورتریج و طیس روند صعودی یافته و از سختی ۸۰ درصد به بعد روند تقریباً ثابتی می‌یابد. با افزایش سختی طبقه نرم در طبقه دوم به میزان ۲۸ درصد سختی طبقه سوم در قاب F۴C۲۸ برش پایه به میزان



شکل ۱۵: دریفت حداکثر طبقات تحت زلزله سن فرناندو، (الف) قاب‌های گروه F۴A، (ب) قاب‌های گروه F۴B، (ج) قاب‌های گروه F۴C

Fig.15. Maximum drift of stories under San Fernando earthquake; a)F4A, b)F4B, c)F4C

همانگونه که در شکل ۱۵ ملاحظه می‌گردد با حذف مهاربندهای طبقات اول یا دوم، دریفت این طبقات نسبت به قاب مهاربندی به ترتیب ۲ و ۱/۵ برابر شده است و حتی از محدوده مجاز تعیین شده توسط آییننامه (۰/۰۲) نیز عبور کرده است. با افزایش سختی در قاب طبقه نرم دریفت طبقه روند کاهشی می‌یابد و حتی از مقدار قاب مهاربندی نیز کمتر می‌شود. با افزایش سختی در طبقه نرم به میزان بیش از ۷۰ درصد دریفت طبقه نرم کاهش چشمگیری می‌یابد، مفاصل در طبقات مجاور شکل می‌گیرند و در نتیجه دریفت طبقات مجاور نسبت به قاب مهاربندی افزایش می‌یابد. دریفت طبقات غیرمجاور نسبت به قاب مهاربندی با افزایش کمی روبرو می‌شود که نشان‌دهنده تاثیر حذف مهاربند و افزایش سختی در طبقه نرم بر طبقات غیرمجاور می‌باشد.

۷-۲- مقایسه برش پایه حداکثر

برش پایه قاب‌های مدل شده تحت ۴ شتاب‌نگاشت چی‌چی، سن فرناندو،

- [3] Valmundsson, E. V. and J. M. Nau (1997). "Seismic response of building frames with vertical structural irregularities." *Journal of Structural Engineering* 123(1): 30-41.
- [4] Chintanapakdee, C. and A. K. Chopra (2004). "Seismic response of vertically irregular frames: response history and modal pushover analyses." *Journal of Structural Engineering* 130(8): 1177-1185.
- [5] Le-Trung, K., et al. (2008). Seismic Behavior and Evaluation of Steel SMF Buildings with Vertical Irregularities. *14th World Conference on Earthquake Engineering*, China.
- [6] Pirizadeh, M. and H. Shakib (2013). "Probabilistic seismic performance evaluation of non-geometric vertically irregular steel buildings." *Journal of Constructional Steel Research* 82: 88-98.
- [7] Ghale-Noei, M., et al. (2011). Evaluation of the Effect of Soft-story on Performance of Structures with the Capacity Spectrum Approach. *Sixth National Conference on Civil Engineering*, Semnan, Iran.
- [8] Code-2800 (2006). Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of Buildings, Standard No. 2800, Road, *Housing and Urban Development Research Center*.
- [9] National-Code (2005). National Building Code of India. *Structural Design*.
- [10] National-Code (2002). National Standard of the People's Republic of China. *Code of Seismic Design of Buildings*.
- [11] ASCE7 (2010). Minimum Design Loads for Buildings and other Structures.
- [12] Turkish-Standard (2007). *Turkish_Earthquake_Code*.
- [13] Eurocode-8 (2003). *Design of structures for earthquake resistance*.
- [14] National-Code (2006). "National Iranian Code No. 6."
- [15] Silva, P. and S. Badie (2008). "Optimum beam-to-column stiffness ratio of portal frames under lateral loads." *Struct. Mag*.
- [16] FEMA356 (2000). *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*.
- [17] Taghinejad, R. (2010). Design and seismic rehabilitation of structures based on performance using pushover analysis.
- [18] <http://peer.berkeley.edu>.
- [19] ATC40 (1996). "Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings." *Applied Technology Council, report ATC-40. Redwood City*.

۲/۳۵ برابر در زلزله چی چی، ۱/۶۶ برابر در زلزله سن فرناندو، ۱/۱۴ برابر در زلزله طیس و ۱/۰۸ برابر در زلزله نورثریج نسبت به قاب F^۴C^۸ افزایش می‌یابد. با افزایش سختی طبقه نرم در طبقه دوم به بیش از ۲۸ درصد (از قاب F^۴C^{۲۸} به بعد) در سری قابهای F^۴C، مقدار برش پایه افزایش می‌یابد، اما هیچگاه به برش پایه قاب مهاربندی نمی‌رسد.

۸- نتیجه‌گیری

تعداد ۲۵ قاب مختلف چهار طبقه از یک ساختمان فولادی تحت تحلیل استاتیکی غیرخطی قرار گرفته و تاثیر حذف مهاربند در طبقه نرم (در طبقات اول و دوم) و میزان سختی قاب خمشی معادل بر عملکرد لرزه‌ای سازه‌ها بررسی گردیده‌اند. با توجه به تحلیل‌های انجام شده مشاهده گردید که با حذف مهاربندها در طبقه اول یا دوم، طبقه نرم در سازه ایجاد می‌گردد. بنابراین با گیردار کردن اتصالات تیر به ستون در طبقه نرم، قاب ساده به قاب خمشی تبدیل گردید. در گام بعدی با افزایش سطح مقطع تیر و ستونها در طبقه نرم سختی طبقه نرم به صورت تدریجی افزایش یافت تا به سختی معادل قاب مهاربندی برسد.

با انجام تحلیل‌های استاتیکی و دینامیکی غیرخطی، پارامترهای لرزه‌ای سیستم بررسی و با یکدیگر مقایسه گردیدند. با حذف مهاربند و تبدیل قاب ساده در طبقه نرم به قاب خمشی مقدار دررفت و شکل‌پذیری نسبت به قاب منظم افزایش چشمگیری می‌یابد. حذف مهاربند و ایجاد طبقه نرم در طبقه دوم نسبت به حذف مهاربند در طبقه اول تا حدودی بحرانی‌تر می‌باشد. با توجه به نتایج بدست آمده، مناسب‌ترین سختی برای قاب خمشی در طبقه اول باید حداقل دارای سختی ۵۰ تا ۷۰ درصد سختی طبقه دوم و در طبقه دوم باید دارای سختی بیش از ۷۰ درصد طبقه سوم باشد تا رفتار قاب در طبقه نرم با قاب کاملاً مهاربندی معادل و یکسان شود. بنابراین سختی‌های ارایه شده در آیین‌نامه برای جلوگیری از اثرات مخرب طبقه نرم مناسب می‌باشد. گفتنی است که نتایج حاصل از این تحقیق محدود به مطالعه موردی یک قاب از ساختمان چهار طبقه فولادی می‌باشد و در صورت تغییر تعداد طبقات، تحقیقات بیشتری به منظور راستی آزمایی نتایج حاصله لازم می‌باشد.

مراجع

- [1] Wibowo, A., et al. (2010). "Collapse modelling analysis of a precast soft storey building in Australia." *Engineering Structures* 32(7): 1925-1936.
- [2] Moehle, J. P. and L. F. Alarcon (1986). "Seismic analysis methods for irregular buildings." *Journal of Structural Engineering* 112(1): 35-52.

برای ارجاع به این مقاله از عبارت زیر استفاده کنید:



Please cite this article using:

P. Ebadi, A. Maghsoudi, "Case Study on Seismic Performance of Soft Stories in Short Steel Structures and Replacement of Braces with Equivalent Moment Resisting Frame". *Amirkabir J. Civil Eng.*, 49(2) (2017) 237-250.

DOI:10.22060/ceej.2015.408

