

طراحی لرزه‌ی قاب‌های ساختمانی توأم با مهاربندی‌های هم‌گرا از طریق ایجاد تغییرات دما در اعضاء مهاربندی

اباذر اصغری* (استادیار)

حمید اسدی (کارشناس ارشد)

دانشکده‌ی مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی ارومیه

مهندسی عمران شریف، بهار ۱۳۹۵ (۱۳۹۵)
دوری ۲ - ۳۲، شماره ۱/۲، ص. ۱۰۹-۱۱۸، (پادداشت نشی)

آئین‌نامه‌های طراحی، هرچند وقت یک بار، با اضافه‌کردن الزامات و ضوابطی نسبت به ویرایش‌های قبلی تغییر می‌کنند. به واسطه‌ی این تغییرات، باید نرم‌افزارهای تحلیل و طراحی نیز به روز شوند. در آئین‌نامه‌ی طراحی لرزه‌ی ۱۰-۳۴۱ AISC قید شده است که در قاب‌های مهاربندی هم‌گرای ویژه، تیرها و ستون‌ها باید برای نیروهای نظیر تسلیم مورد انتظار مهاربندها طراحی شوند. از آنجایی که کنترل این بند آئین‌نامه، با قابلیت‌های فعلی نرم‌افزارهای SAP ۲۰۰۰ و ETABS، وقت‌گیر و دشوار است، می‌توان به جای بارگذاری‌های از نوع نیرو، از بارگذاری تغییر دمایی استفاده کرد. استفاده از این روش در قاب‌های مهاربندی شده، که باید ضوابط طراحی لرزه‌ی مندرج در آئین‌نامه‌ی ۱۰-۳۴۱ AISC را ارضاء کند، روش کارآمدی است. بدین صورت که با ایجاد تغییر در مدول کشسانی مصالح مهاربندها، به‌جای استفاده از بارگذاری نیرویی، با اختصاص دادن تغییر دمای متناظر این نیروها به اعضاء مهاربندی می‌توان به سهولت طراحی لرزه‌ی قاب‌های ساختمانی توأم با مهاربندی‌های هم‌گرا را انجام داد.

واژگان کلیدی: قاب مهاربندی هم‌گرای ویژه، بارگذاری تغییر دمایی، طراحی لرزه‌ی قاب‌های مهاربندی هم‌گرا.

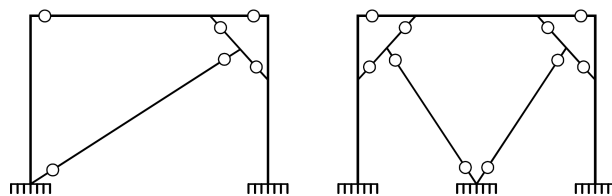
۱. مقدمه

مهاربندهای هم‌گرا، کماتش اعضاء مهاربندی و در نتیجه کاهش شکل‌پذیری این‌گونه سیستم‌های سازه‌ی است.^[۴] در سال‌های اخیر، برای جلوگیری از کماتش اعضاء مهاربندی و نیز افزایش شکل‌پذیری این‌گونه سیستم‌های سازه‌ی مطالعات گسترده‌ی صورت گرفته است. در پژوهشی در سال ۲۰۰۴ نشان داده شده است که استفاده از مهاربندهای هم‌محور کماتش‌ناپذیر می‌تواند رفتار چرخه‌ی این‌گونه سیستم‌های سازه‌ی را بهبود بخشد و نتیجتاً شکل‌پذیری آنها را افزایش دهد.^[۵] در پژوهش دیگری (۲۰۰۶) نیز نشان داده شده است که استفاده از مهاربندهای زانوئی در صورتی که طراحی آنها به‌گونه‌ی باشد که عضو زانوئی در برش تسلیم شود، می‌تواند با واسطه‌ی تغییرشکل‌های غیرکشسان اعضاء زانوئی از کماتش مهاربندها جلوگیری کند و باعث استهلاک انرژی ناشی از زلزله و نتیجتاً باعث افزایش شکل‌پذیری آنها شود (شکل ۱).^[۶] متناسب با نتایج به‌دست‌آمده از پژوهش‌های صورت‌گرفته بر روی سیستم‌های سازه‌ی قاب ساختمانی ساده توأم با مهاربندهای هم‌گرا و نیز مشاهده‌های صورت‌گرفته از مکانیزم‌های خرابی این‌گونه سیستم‌های سازه‌ی، چه در آزمایشگاه‌ها و چه در اثر زلزله‌های صورت‌گرفته، آئین‌نامه‌های طراحی ساختمان‌ها نیز تلاش کردند تا حدودی نقایص این‌گونه سیستم‌های سازه‌ی را پوشش دهند. به همین منظور در ویرایش جدید میجث دهم مقررات ملی ساختمان و نیز در ویرایش اخیر آئین‌نامه‌ی

امروزه سیستم قاب ساختمانی ساده توأم با مهاربندهای هم‌گرا، یکی از رایج‌ترین سیستم‌های باربر جانبی به‌شمار می‌رود. اگرچه در آئین‌نامه‌های طراحی استفاده از این‌گونه سیستم‌های سازه‌ی به قاب‌های تا ارتفاع ۵۰ متر و با ۱۵ طبقه محدود می‌شود، لیکن به‌دلیل آنکه بیشتر ساختمان‌های شهری عموماً زیر ۱۵ طبقه هستند، لذا دامنه‌ی کاربرد آن می‌تواند بسیار وسیع باشد.^[۱] به‌طور کلی، در نزد مهندسان محاسب، داشتن سختی قابل توجه این‌گونه سیستم‌های سازه‌ی و در نتیجه، کاهش قابل توجه تغییرمکان جانبی نسبی طبقات و بی‌نیاز به جوش‌های با نفوذ کامل در اتصالات این‌گونه سیستم‌های سازه‌ی و نیز مقرون به صرفه‌بودن آنها نسبت به سایر سیستم‌های سازه‌ی متعارف مهم‌ترین حسن این‌گونه سیستم‌های سازه‌ی و از طرفی ایجاد محدودیت معماری در طرح و نگرانی از کماتش اعضاء مهاربندی در هنگام زلزله و نیز پایین بودن سطح شکل‌پذیری این‌گونه سیستم‌های سازه‌ی، مهم‌ترین عیب آنها به‌شمار می‌رود.^[۲] یکی از نگرانی‌های اصلی در سیستم‌های سازه‌ی قاب ساختمانی ساده‌ی توأم با

* نویسنده مسؤل

تاریخ: دریافت ۱۳۹۲/۱۱/۲، اصلاحیه ۱۳۹۳/۳/۱۹، پذیرش ۱۳۹۳/۴/۲۱.



شکل ۱. قاب ساختمانی ساده توأم با مهاربند زانویی.

ت) در قاب‌های مهاربندی‌شده‌ی هم‌گرای ویژه، نیروی جانبی باید بین کلیه‌ی مهاربندی‌های کششی و فشاری توزیع شود و مهاربندی‌ها باید برای بیشینه‌ی نیروی ایجادشده در آنها تحت اثر ترکیبات بار متعارف طراحی شوند. در قاب‌های مهاربندی‌شده‌ی هم‌گرای ویژه، طراحی مهاربندی‌ها به صورت فقط کششی مجاز نیست.

ث) مهاربندی‌ها در امتداد هر محور در هر طبقه باید طوری در نظر گرفته شوند که در هر راستای بارگذاری کمینه‌ی ۳٪ و بیشینه‌ی ۷٪ نیروی جانبی سهم آن محور در کشش تحمل شود، مگر آنکه اعضاء مهاربندی‌های فشاری، مقاومتی بیشتر از آنچه تحلیل سازه برای بار زلزله از جمله ترکیبات بار تشدید یافته نشان می‌دهد، داشته باشند.

ج) ضریب لاغری (KL/r) مهاربندهای فشاری در قاب‌های مهاربندی‌شده با هر نوع مهاربندی (قطری، ضرب‌دری، ۷ و ۸)، نباید از ۲۰۰ تجاوز کند.

نحوه‌ی کنترل الزامات جدید این آئین‌نامه‌ها، از طریق قابلیت‌های فعلی نرم‌افزارهای تحلیلی از جمله SAP۲۰۰۰ و ETABS بدین صورت است: پس از آنکه طراحی سازه براساس آئین‌نامه‌های بارگذاری زلزله و آئین‌نامه‌ی طراحی صورت گرفت، [۱۱] مقاومت ستون‌ها توسط ترکیبات بارگذاری تشدید یافته‌ی زلزله طبق الزامات طرح لرزه‌یی صورت گرفت، ابتدا باید مهاربندها را حذف و برای جلوگیری از ناپایداری سیستم، کف‌های سازه را در برابر حرکت جانبی مقید کرد. سپس با اعمال نیروی ارائه‌شده در رابطه‌ی ۱، در راستای مهاربندهای کششی حذف و اعمال نیروی ارائه‌شده در رابطه‌ی ۲ و یا ۳، در راستای مهاربندهای فشاری حذف و قاب در حضور بارهای ثقلی تحلیل و طراحی شود. از آنجایی که اختصاص نیروها به غیر از راستای افقی و قائم، در این نرم‌افزارها امکان‌پذیر نیست، باید این نیروها را در راستای افق و قائم تجزیه کرد و در گره‌های مورد نظر اعمال شوند. [۱۲]

از طرفی، به دلیل منظورکردن اثر رفت و برگشتی زلزله، باید دو مرتبه این بارگذاری و کنترل‌ها انجام شود و این کار مستلزم صرف زمان قابل توجهی است. هر چند برای قاب‌های مهاربندی‌شده با تعداد طبقات کم و تعداد دهانه‌ی مهاربندی کم، روش بارگذاری نیرویی، روش خوبی است؛ ولی در سازه‌های با تعداد طبقات بالا و نیز با تعداد دهانه‌ی مهاربندی زیاد (مانند شکل ۲)، امکان وقوع اشتباه زیاد خواهد بود و استفاده از روش بارگذاری نیرویی، علاوه بر صرف زمان زیاد، به دقت زیادی در اختصاص دادن این نیروها، به گره‌ها نیاز خواهد داشت.

در این پژوهش با ارائه‌ی یک روش با عنوان بارگذاری تغییر دمایی و با استفاده از قابلیت‌های موجود در نرم‌افزارهای تحلیل‌گر ذکرشده با کمک مفاهیم مقاومت مصالح، به جای اختصاص دادن نیروهای مذکور با اختصاص دادن تغییر دمایی که باعث به‌وجود آمدن این نیروها در اعضاء مهاربندی شود، ضوابط طرح لرزه‌یی اخیر کنترل می‌شود. این روش، راه‌حل مناسبی برای تحلیل و طراحی قاب‌هایی با پیکربندی همانند شکل ۲ خواهد بود.

۲. بارگذاری به روش ایجاد تغییر دما

اگر عضوی مانند شکل ۳ به طول مشخص، با سطح مقطع یکنواخت و ضریب انبساط حرارتی مشخص، که آزادانه روی یک سطح صیقلی افقی قرار گرفته است، را در نظر بگیریم.

از مقاومت مصالح به خاطر داریم چنانچه عضو تحت اثر تغییر دما قرار گیرد، بسته به اینکه این تغییر دما مثبت و یا منفی باشد، دچار افزایش و یا کاهش طول

۱۰-۳۴۱ AISC سعی شده است با اضافه کردن الزامات طراحی لرزه‌یی، رفتار غیرکشسان ساختمان‌هایی که براساس تحلیل‌های کشسان طراحی می‌شوند، به‌طور قابل قبولی تخمین زده و از نگرانی در مورد رفتار غیرکشسان این‌گونه سیستم‌های سازه‌یی را در هنگام وقوع زلزله کاسته شود. [۸،۷]

با اضافه شدن این ضوابط و الزامات، نرم‌افزارهای تحلیل و طراحی ساختمان‌ها نیز باید به‌روز شود و هم‌گام با آئین‌نامه‌ها، قابلیت‌های آنها افزایش یابد. در ویرایش جدید مبحث دهم مقررات ملی ساختمان و نیز در ویرایش اخیر آئین‌نامه‌ی طراحی لرزه‌یی ۱۰-۳۴۱ AISC، ضمن معرفی سیستم‌های قاب مهاربندی‌شده‌ی هم‌گرای ویژه، نسبت به ویرایش قبلی آنها (ویرایش ۱۳۸۷ مبحث دهم و ۱۰-۳۴۱ AISC)، الزامات جدیدی اضافه شده است. [۹] به این صورت که در سیستم‌های باربر جانبی مذکور، تیرها و ستون‌ها باید برای بیشینه‌ی نیروی کششی و فشاری مورد انتظار وارده از طرف مهاربندها طراحی شوند. فلسفه‌ی اضافه شدن این بند آن است که مفاصل خمیری ابتدا در مهاربندها تشکیل شود و تشکیل مفاصل خمیری در ستون‌ها به تعویق بیفتد، تا استهلاك انرژی در این‌گونه سیستم‌ها، توسط مهاربندها صورت گیرد و ستون‌ها در حین زلزله، رفتارشان کشسان باقی بماند. در آئین‌نامه‌های مذکور عنوان شده است که مقاومت‌های طراحی تیرها، ستون‌ها، و اتصالات آنها در قاب‌های مهاربندی‌شده‌ی هم‌گرای ویژه نباید از نیروهای ناشی از این تحلیل‌ها کوچک‌تر در نظر گرفته شوند:

الف) تحلیلی که در آن فرض می‌شود نیروی مهاربندی‌های کششی برابر $R_y F_y A_g$ (رابطه‌ی ۱) و نیروی مهاربندی‌های فشاری برابر $1/14 F_{cre} A_g$ (رابطه‌ی ۲) است.

ب) تحلیلی که در آن فرض می‌شود نیروی مهاربندی‌های کششی برابر $R_y F_y A_g$ و نیروی مهاربندی‌های فشاری برابر $1/14 F_{cre} A_g \times 0.3$ (رابطه‌ی ۳) است.

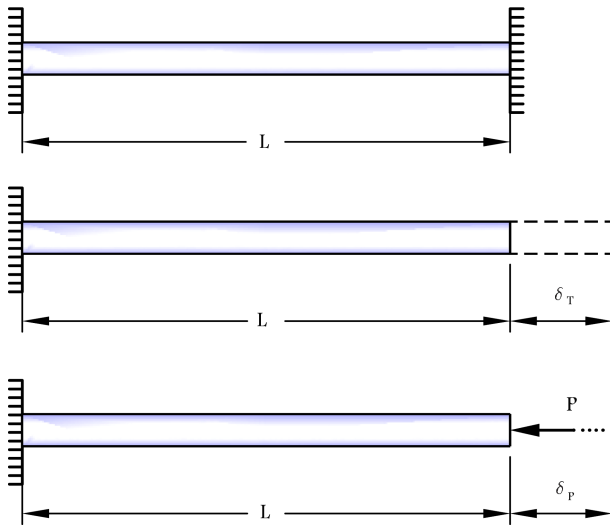
$$T = R_y F_y A_g \quad (1)$$

$$C_1 = 1/14 F_{cre} A_g \quad (2)$$

$$C_2 = 0.3 \times 1/14 F_{cre} A_g \quad (3)$$

که در آن‌ها، T نیروی مورد انتظار مهاربندهای کششی؛ C نیروی مورد انتظار مهاربندهای فشاری؛ A_g سطح مقطع کلی عضو مهاربندی؛ F_y تنش تسلیم فولاد؛ R_y نسبت تنش تسلیم مورد انتظار فولاد (F_{ye}) به کمینه‌ی تنش تسلیم تعیین شده (F_y)، به منظور در نظر گرفتن افزایش مقاومت مورد نیاز. مقدار این ضریب بسته به نوع تولیدات فولاد متفاوت است و به عوامل متعددی نظیر شکل مقاطع و افزودنی‌های به‌کار رفته در طی روند تولید فولاد در کارخانجات بستگی دارد و عموماً بین ۱/۱ الی ۴/۱ است؛ F_{cre} تنش فشاری مورد انتظار ناشی از کماتش، که در محاسبه‌ی آن، به جای F_y از F_{ye} استفاده می‌شود؛ F_{ye} تنش تسلیم مورد انتظار فولاد.

پ) مقاطع اعضاء مهاربندی‌ها و ستون‌های نظیر دهانه‌های مهاربندی‌شده باید از نوع فشرده‌ی لرزه‌یی و مقاطع بقیه‌ی ستون‌ها باید فشرده باشند.



شکل ۵. عضو مقیدشده از دو انتها.

که در آن، δ_P تغییر طول عضو در اثر نیروی محوری؛ E مدول کشسانی مصالح عضو تحت نیروی محوری؛ A سطح مقطع عضو. حال اگر در یک عضو استاتیکی نامعین مانند شکل ۵، تغییر طول‌های حاصل از تغییر درجه حرارت، به وسیله تکیه‌گاه‌ها محدود شوند، تغییر طول عضو صفر و در نتیجه، کرنش طولی عضو صفر خواهد بود و این عمل باعث به‌وجود آمدن تنش‌های حرارتی در داخل عضو می‌شود.

این مسئله نامعین استاتیکی را می‌توان با استفاده از روش جمع آثار قوا حل کرد. بدین صورت که تغییر دما باعث به‌وجود آمدن دو نیروی برابر و مخالف P در تکیه‌گاه‌ها می‌شود که مانع از افزایش طول عضو و باعث به‌وجود آمدن تنش در عضو می‌شوند.

بنابراین نخست باید مقدار عکس‌العمل‌های تکیه‌گاهی براساس این شرط که افزایش طول میله برابر صفر است، محاسبه شوند. با جدا کردن یک انتهای عضو از تکیه‌گاه، افزایش آزادانه‌ی طول ایجاد شده در عضو به علت تغییر دما از رابطه‌ی ۴ به‌دست می‌آید. سپس با وارد کردن نیروی عکس‌العمل تکیه‌گاهی بر انتهای آزاد، تغییر طول متناظر از رابطه‌ی ۵ به‌دست می‌آید. از آنجایی که به‌علت مقید بودن عضو توسط تکیه‌گاه‌ها، تغییر طول کلی عضو باید برابر صفر باشد، لذا با فرض افزایش تغییرات دما، رابطه‌ی ۶ به‌دست می‌آید، که براساس افزایش تغییرات دما تنظیم شده است:

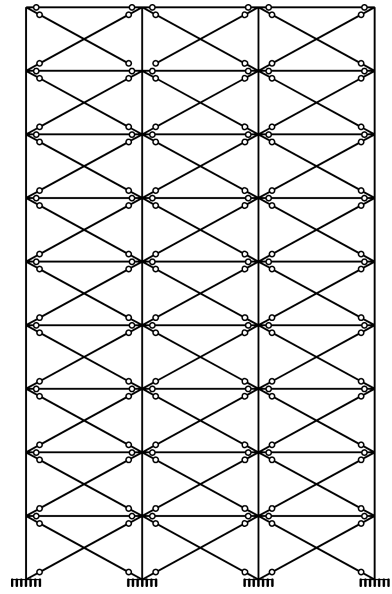
$$\delta = 0 \Rightarrow \delta_T + \delta_P = 0 \Rightarrow \alpha L \Delta T + \frac{PL}{EA} = 0 \quad (6)$$

$$\Delta T_T = -\frac{P}{EA\alpha}$$

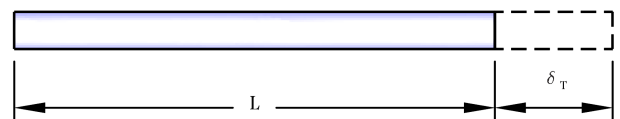
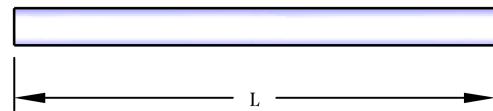
همچنین برای به‌دست آوردن روابط براساس کاهش تغییرات دما، کافی است به‌جای ΔT ، $-\Delta T$ در روابط قرار داده شود، که اگر این تغییرات صورت گیرد، رابطه‌ی ۷ به‌دست می‌آید:

$$\Delta T_c = \frac{P}{EA\alpha} \quad (7)$$

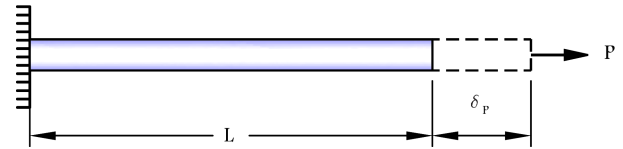
که در آن‌ها، منظور از ΔT_T ، تغییر دمای متناظر نیروی کششی و منظور از ΔT_c ، تغییر دمای متناظر نیروی فشاری است. نکته‌ی مهم این است که روابط ذکر شده، در حالت نبودن هرگونه کرنش در عضو، فقط در صورتی که عضو همگن و همسان‌گرد



شکل ۲. قاب با تعداد دهانه‌ی مهاربندی زیاد.



شکل ۳. عضو روی سطح صیقلی.



شکل ۴. عضو تحت نیروی محوری.

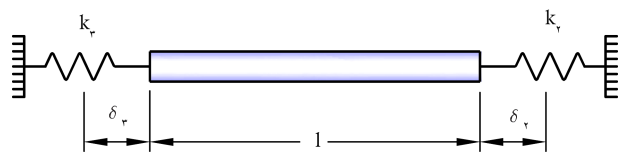
می‌شود. به‌صورت تجربی اثبات شده است که این تغییر طول و تغییر دما با یکدیگر رابطه‌ی خطی دارند و تغییر طول عضو در اثر تغییر درجه حرارت توسط رابطه‌ی ۴ بیان می‌شود:

$$\delta_T = \alpha L \Delta T \quad (4)$$

که در آن، α ضریب انبساط حرارتی؛ ΔT تغییر درجه حرارت عضو؛ L طول اولیه‌ی عضو؛ δ_T تغییر طول عضو در اثر تغییر درجه حرارت.

در یک عضو استاتیکی معین، به دلیل آنکه با تغییر درجه حرارت، عضو به‌صورت آزادانه انبساط می‌یابد، لذا در آن تنش‌ی به‌وجود نخواهد آمد. از طرفی اگر عضو نشان داده شده در شکل ۴ به طول مشخص و سطح مقطع یکنواخت، تحت اثر نیروی محوری قرار گیرد، طبق قانون هوک، تغییر طول آن، از طریق رابطه‌ی ۵ به‌دست می‌آید:

$$\delta_P = \frac{PL}{EA} \quad (5)$$



شکل ۸. مدل ریاضی عضو مهاربندی در سایر طبقات.

روش جمع آثار قوا، می‌توان به این صورت رابطه‌سازی کرد:

-- رابطه‌سازی برای مدل شکل ۸ (روابط ۸ الی ۱۱):

$$\delta_{Total} = 0 \Rightarrow \delta_r + \delta_r + \delta_T + \delta_P = 0 \quad (8)$$

$$\delta_r = P_r / K_r \quad (9)$$

$$\delta_r = P_r / K_r \quad (10)$$

$$\frac{P_r}{K_r} + \frac{P_r}{K_r} + \frac{PL}{EA} + L\alpha\Delta T = 0 \quad (11)$$

از آنجایی که نیرو در کل طول اعضا، که به صورت سری به یکدیگر متصل شده‌اند، برابر است؛ می‌توان روابط ۱۲ و ۱۳ را نوشت:

$$P_r = P_r = P \quad (12)$$

$$\Delta T = -\frac{P}{L\alpha} \left(\frac{1}{K_r} + \frac{1}{K_r} + \frac{L}{EA} \right) \quad (13)$$

-- رابطه‌سازی برای مدل شکل ۷:

در طبقه‌ی اول نیز رابطه‌سازی مطابق روند طی شده‌ی ذکر شده است، با این تفاوت که از یک انتها توسط تکیه‌گاه مقید است و در نهایت رابطه‌ی ۱۴ برای آن به دست می‌آید:

$$\Delta T = -\frac{P}{L\alpha} \left(\frac{1}{K_1} + \frac{L}{EA} \right) \quad (14)$$

در روابط ذکر شده، δ_1 و δ_2 تغییر طول ابتدا و انتهای عضو؛ K_1 و K_2 سختی معادل ابتدا و انتهای گره‌ی اتصال در راستای عضو قطری. برای بارگذاری تغییردمایی، در این‌گونه مدل‌ها به جای بارگذاری نیرویی، با اختصاص دادن ΔT نظیر این نیروها مطابق روابط ۱۳ و ۱۴ به اعضا مهاربندی، نیروهای مذکور در این اعضا به وجود خواهد آمد.

سختی‌های معادل ابتدا و انتهای گره‌ی اتصال (K_1 و K_2)، یگانه مجهولات روابط مذکور هستند.

از آنجایی که مشخصات گره‌های اتصال به علت تغییر اعضا سازه در ارتفاع ساختمان تغییر می‌کند، به دست آوردن این سختی‌ها باعث پیچیده‌تر شدن استفاده از این روش می‌شود و عملاً آن را غیر قابل استفاده می‌کند. به همین دلیل باید به دنبال روش‌های ساده‌تر باشیم.

۳. روش ساده‌شده‌ی بارگذاری تغییر دمایی و نحوه‌ی

انجام آن در نرم‌افزار

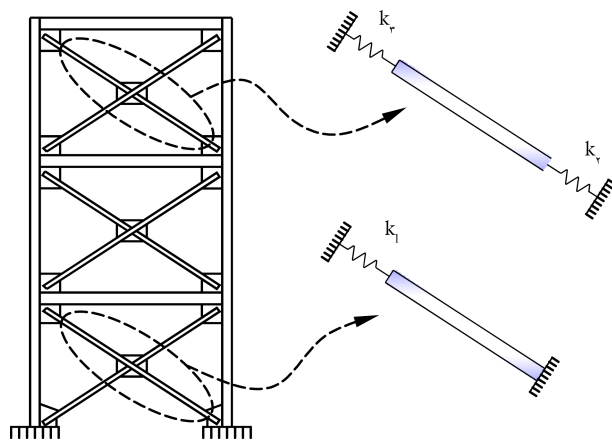
پس از مورد بررسی قرار دادن تعداد زیادی از قاب‌های ساختمانی توأم با مهاربندهای هم‌گرا و پیکربندی‌های مختلف و همچنین با شرایط تکیه‌گاهی و تعداد طبقات مختلف نتیجه آن شده است که می‌توان با اعمال تغییراتی در خواص مکانیکی

با سطح مقطع یکنواخت باشد، صادق هستند. در این‌گونه مسائل که عضو از دو انتها در برابر افزایش و یا کاهش طول مقید شده باشد، با استفاده از روابط ۶ و ۷ می‌توان با اعمال بارگذاری تغییر دمایی، نیروی موردنظر را در داخل اعضا ایجاد کرد.

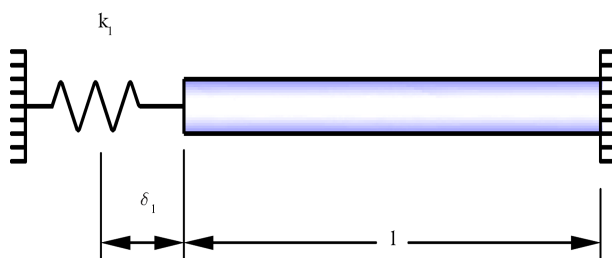
در سازه‌های ساختمانی متداول، به ندرت مدل‌های ساده‌شده‌ی مانند شکل ۵ وجود دارد که از دو انتها کاملاً مقید باشند و تغییر مکان ابتدا و انتهای عضوی نسبت به هم دقیقاً برابر صفر باشد. مدل‌های موجود در سازه‌های ساختمانی مانند شکل ۶ هستند. در چنین مواردی که عضو قطری به علت مقید نبودن کامل گره اتصال (منظور محل تقاطع تیر و ستون و اعضا مهاربندی است)، رابطه‌سازی کمی پیچیده‌تر خواهد بود. بدین صورت که در صورت اعمال بارگذاری تغییر دمایی، در اعضا هم کرنش و هم تنش به وجود خواهد آمد. همان‌طور که در شکل ۶ ملاحظه می‌شود، در مدل ریاضی اعضا قطری، اثر سختی محوری محل تقاطع تیر و ستون در راستای مهاربند به وسیله‌ی فزنی با سختی معادل، در دو انتهای عضو قطری لحاظ شده است.

به دلیل آنکه اثر وزن اعضا قطری به دلیل هم راستابودن، از قبل در فنرها اعمال شده است، می‌توان مدل ریاضی شکل ۶ را به صورت شکل‌های ۷ و ۸ به صورت افقی در نظر گرفت و در معادلات از اثر وزن اعضا قطری صرف‌نظر کرد. [۱۳] شکل ۷، مدل ریاضی عضو قطری در طبقه‌ی اول (منظور پایین‌ترین طبقه) ساختمان‌ها را که از یک انتها (از طریق اتصال به صفحه‌ی ستون) مقید است و شکل ۸، مدل ریاضی عضو قطری در سایر طبقات ساختمان‌ها را نمایش می‌دهند.

در این نوع مدل‌ها جهت بارگذاری تغییر دمایی دیگر نمی‌توان از روابط ۶ و ۷ استفاده کرد. ولی با مدل‌سازی این اعضا به صورت یک فنر سری معادل و به کار بردن



شکل ۶. قاب مهاربندی‌شده و مدل ریاضی اعضا مهاربندی.



شکل ۷. مدل ریاضی عضو مهاربندی در طبقه‌ی اول.

لرزه‌ی لازم است مدل سازه اصلاح و پس از اختصاص تغییرات دمای متناظر با نیروهای کششی و فشاری مورد انتظار مهاربندها به مهاربندها، اجزاء سازه مجدداً برای ترکیبات بارگذاری فوق مورد کنترل قرار گیرد و در صورت بزرگ‌تر بودن مقدار تقاضا از ظرفیت در اعضا، باید مقاطع قوی‌تری به آن اعضا اختصاص داده شود.

۴. ارائه‌ی یک مثال از روش بارگذاری تغییر دمایی و

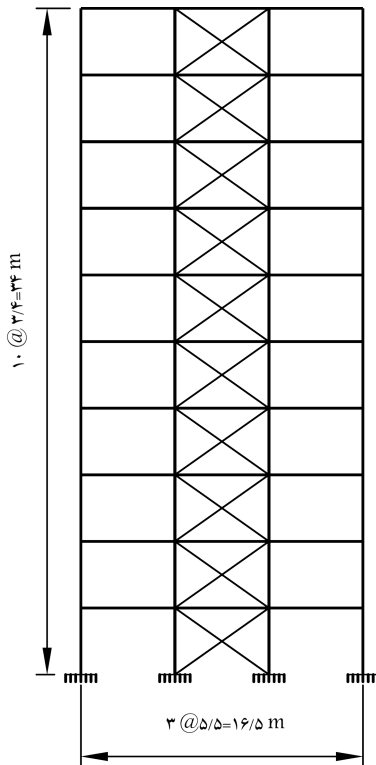
مقایسه‌ی نتایج آن با روش بارگذاری نیرویی

در این بخش با ارائه‌ی یک مثال، روش بارگذاری تغییردمایی توضیح داده شده و برای صحت‌سنجی، نتایج آن با روش متداول بارگذاری نیرویی مقایسه شده است.

۱.۴. مشخصات قاب مورد مطالعه

مدل مورد بررسی یک قاب مهاربندی فولادی با شکل‌پذیری ویژه است. این قاب دو بُعدی ۱۰ طبقه با ابعاد و اندازه در شکل ۹ نشان داده شده است.

بار مرده و زنده‌ی طبقات به صورت بار خطی به ترتیب برابر ۴۰۰۰ و ۱۲۰۰ کیلوگرم بر متر طول، به تیرها اختصاص داده شده است. در بارگذاری سازه از آیین‌نامه‌ی ASCE۷ استفاده شده است. در این نوشتار، نیروی جانبی زلزله‌ی مؤثر در سازه با استفاده از روش استاتیکی معادل صورت گرفته و ضریب زلزله برابر ۰٫۱۷۵ در نظر گرفته شده است و Ω در این سیستم برابر ۲ است. در طراحی سازه، از روش ضرایب بار و مقاومت و آیین‌نامه‌ی AISC استفاده و نیز تحلیل و طراحی سازه در نرم‌افزار ETABS انجام شده است. فولاد مصرفی از نوع ST۳۷ و مقاطع مورد استفاده در سازه، مطابق جدول ۱ است.



شکل ۹. قاب مهاربندی‌شده‌ی مورد مطالعه.

اعضاء مهاربندها، کرنش‌های حرارتی را در این اعضا حذف و استفاده از بارگذاری تغییر دمایی را در این اعضا عملی کرد.

نحوه‌ی اعمال بارگذاری تغییر دمایی به این صورت است که با توجه به واحدهای پارامترهای F_{cre} و F_y ، P ، A که در روابط ۱۵ و ۱۶ برای به‌دست آوردن ΔT و ΔT_C به‌کار برده شده‌اند، یک نوع فولاد با مشخصات فولاد مورد استفاده در سازه با مدول کشسانی واحد در نرم‌افزار ایجاد کرد، سپس مصالح مهاربندهای مورد استفاده در سازه‌ی موجود به این فولاد تغییر داده شود. این کار باعث حذف کرنش‌های حرارتی در اعضا مهاربندی و همچنین پارامتر مدول کشسانی از این روابط می‌شود. با این تغییر، سختی محوری عضو مهاربند در مقابل سختی گره اتصال ابتدا و انتها ناپدید می‌شود. به‌طوری‌که می‌توان عضو مهاربندی را به‌صورت مفیدشده از دو انتها در نظر گرفت. در نتیجه برای بارگذاری تغییر دمایی می‌توان از روابط ۶ و ۷ استفاده کرد. تغییر دمای متناظر نیروی کششی با حذف پارامتر مدول کشسانی (E) از رابطه‌ی ۵، در نهایت از رابطه‌ی ۱۵ به‌دست می‌آید:

$$\Delta T_T = -\frac{P}{A\alpha} = -\frac{R_y F_y A_g}{A\alpha} \Rightarrow \Delta T_T = -\frac{R_y F_y}{\alpha} \quad (15)$$

تغییر دمای متناظر نیروی فشاری نیز طبق رابطه‌ی ۱۶ به‌دست می‌آید:

$$\Delta T_C = \frac{P}{A\alpha} = \frac{1/14 F_{cre} A_g}{A\alpha} \Rightarrow \Delta T_C = \frac{1/14 F_{cre}}{\alpha} \quad (16)$$

با توجه به اینکه در بیشتر مواقع حالت نیروی فشاری مهاربندها برابر $1/14 F_{cre} A_g$ از حالت نیروی فشاری مهاربندها برابر $1/14 F_{cre} A_g \times 0.3$ تعیین‌کننده است، لذا رابطه‌ی ۱۶ براساس آن تنظیم شده است.

با اختصاص دادن این تغییر دماها به اعضا مهاربندی، نیروهای T و C در مهاربندها ایجاد و در نتیجه این نیروها به تیرها و ستون‌ها اعمال خواهد شد. در تبصره‌ی این بند آیین‌نامه عنوان شده است که برای این کنترل از خمش ناشی از تغییرمکان جانبی نسبی می‌توان صرف‌نظر کرد، در نتیجه باید کف طبقات در برابر حرکت جانبی مقید شوند. پس از بارگذاری تغییر دمایی به مهاربندهای کششی و فشاری (طبق روابط ۱۵ و ۱۶)، سازه تحلیل می‌شود. خروجی‌های تحلیل ناشی از بارگذاری تغییر دمایی در مهاربندها باید با مقادیر نیروهای T و C (مقادیر روابط ۱، ۲ و ۳) برابر باشند.

پس از به‌وجود آمدن نیروهای ذکرشده در آیین‌نامه، در اعضا مهاربندی مطابق روال ذکرشده‌ی اخیر، نوبت به طراحی سازه تحت این بارها و در حضور بارهای ثقلی ضریب‌دار (در صورتی‌که آیین‌نامه‌ی طراحی براساس LRFD باشد) و یا بارهای ثقلی بدون ضریب (در صورتی‌که آیین‌نامه‌ی طراحی براساس ASD باشد) می‌رسد. برای کنترل این بند آیین‌نامه کافی است در ترکیبات بارگذاری آیین‌نامه‌ی موردنظر، پارامتر نیروی زلزله‌ی (E) موجود در ترکیب بارها، با پارامترهای T و C جایگزین و سازه طراحی شود. به عنوان مثال اگر آیین‌نامه‌ی بارگذاری ASCE۷ باشد و در طراحی سازه از روش LRFD استفاده شده باشد، کافی است در کنترل و یا طراحی مجدد تیرها و ستون‌ها از ترکیبات بارگذاری مطابق روابط ۱۷ الی ۲۰ استفاده شود:

$$1/2 DL + 1 LL + E \Rightarrow 1/2 DL + 1 LL + (T + C) \quad (17)$$

$$1/2 DL + 1 LL + E \Rightarrow 1/2 DL + 1 LL + (T + C) \quad (18)$$

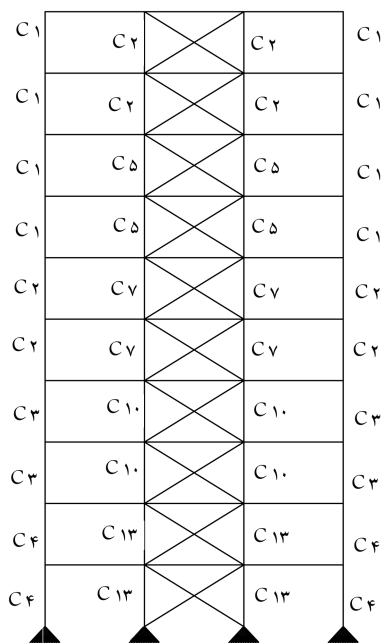
$$0.9 DL + E \Rightarrow 0.9 DL + (T + C) \quad (19)$$

$$0.9 DL - E \Rightarrow 0.9 DL - (T + C) \quad (20)$$

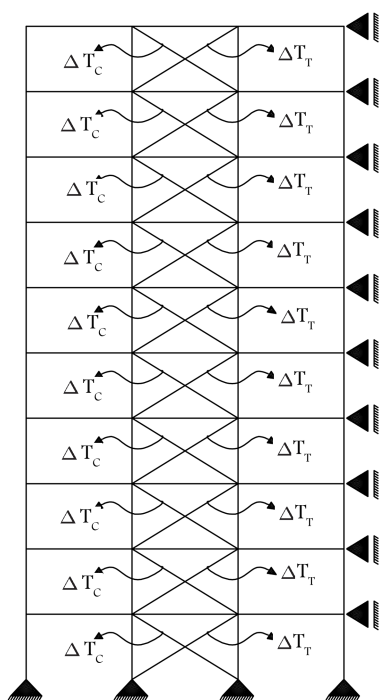
بنابراین بعد از طراحی اولیه‌ی سازه براساس ترکیبات بارگذاری متعارف و نیز کنترل مقاومت محوری ستون‌ها براساس ترکیبات بار زلزله‌ی تشدید یافته، برای انجام طراحی

جدول ۱. مقاطع استفاده‌شده در قاب مورد مطالعه.

المان	نام مقطع	مشخصات (میلی متر)
Column	C۱	BOX ۱۵۰ × ۱۵۰ × ۸
	C۲	BOX ۲۰۰ × ۲۰۰ × ۱۰
	C۳	BOX ۲۰۰ × ۲۰۰ × ۱۲
	C۴	BOX ۲۰۰ × ۲۰۰ × ۱۴
	C۵	BOX ۲۵۰ × ۲۵۰ × ۱۸
	C۶	BOX ۳۰۰ × ۳۰۰ × ۲۲
	C۷	BOX ۳۵۰ × ۳۵۰ × ۲۴
	C۸	BOX ۳۵۰ × ۳۵۰ × ۲۸
	C۹	BOX ۴۰۰ × ۴۰۰ × ۲۸
	C۱۰	BOX ۴۰۰ × ۴۰۰ × ۳۲
	C۱۱	BOX ۴۰۰ × ۴۰۰ × ۳۵
	C۱۲	BOX ۴۵۰ × ۴۵۰ × ۳۸
	C۱۳	BOX ۴۵۰ × ۴۵۰ × ۴۰
	C۱۴	BOX ۵۰۰ × ۵۰۰ × ۴۰
	C۱۵	BOX ۵۰۰ × ۵۰۰ × ۴۵
Brace	Br۱	BOX ۱۰۰ × ۱۰۰ × ۱۰
	Br۲	BOX ۱۲۰ × ۱۲۰ × ۱۲
	Br۳	BOX ۱۵۰ × ۱۵۰ × ۱۰
	Br۴	BOX ۱۵۰ × ۱۵۰ × ۱۲
	Br۵	BOX ۱۶۰ × ۱۶۰ × ۱۲
	Br۶	BOX ۱۶۰ × ۱۶۰ × ۱۵
Beam	B۱	t_w ۱۰ H ۳۴۰ t_f ۲۰ b_f ۱۵۰



شکل ۱۰. قاب طراحی شده براساس ترکیب بارگذاری متعارف و تشدید یافته‌ی زلزله.



شکل ۱۱. نحوه‌ی بارگذاری تغییر دمایی.

سانتی‌متر مربع) به عدد ۱ تغییر و بارگذاری حرارتی مطابق جدول ۲، به مهاربندها اختصاص داده شده است.

همان‌گونه که از مقادیر جدول ۲ پیداست، تغییر دمای متناظر اعضای کششی برای تمامی مقاطع و همچنین در تمام طبقات سازه یکسان و مستقل از نوع مقطع است. چراکه طبق رابطه‌ی ۱۵، تغییر دمای متناظر اعضای کششی فقط به پارامترهای F_y و R_y وابسته است.

در نهایت، سازه باید برای ترکیب بارهای ذکر شده مطابق روابط ۱۷ الی ۲۰

۲.۴. تحلیل و طراحی مدل براساس ترکیب بارگذاری متعارف (مبنا) و تشدید یافته‌ی زلزله

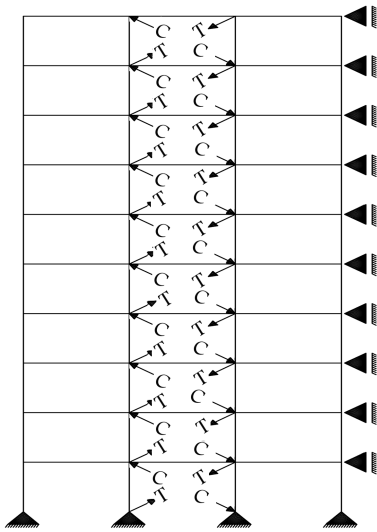
در این قسمت پس از مدل‌سازی قاب مورد مطالعه در محیط ETABS و بارگذاری آن براساس استاندارد ۲۸۰۰ ایران، ابتدا سازه برابر ترکیب بارگذاری متعارف (مبنا) طراحی و سپس مطابق الزامات و ضوابط مبحث دهم مقررات ملی ساختمان ایران، مقاومت محوری ستون‌ها در برابر ترکیب بارگذاری زلزله‌ی تشدید یافته بازمینی شده است. در شکل ۱۰، ابعاد ارائه‌شده‌ی کلیه‌ی تیرها از نوع B۱ و مقاطع مهاربندها مطابق مقادیر ارائه‌شده در جدول ۲ است.

۳.۴. تحلیل و طراحی مدل براساس بارگذاری تغییر دمایی

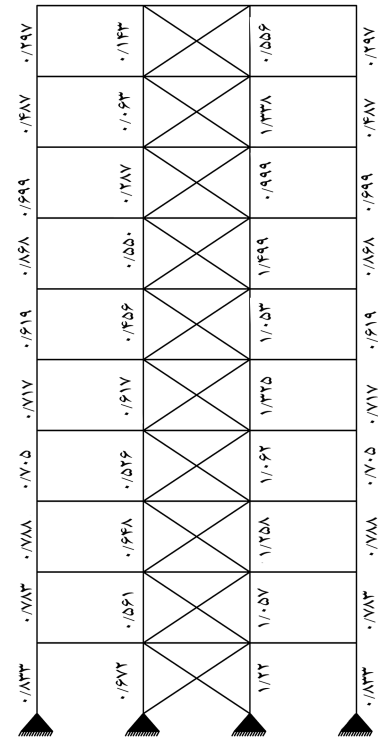
در مرحله‌ی دوم مطابق شکل ۱۱، کف طبقات در برابر حرکت جانبی مقید شده است. همچنین مدل کشسانی اعضای مهاربندها در نرم‌افزار (در واحد کیلوگرم بر

جدول ۲. تغییر دماهای اختصاص داده شده و نیروهای به دست آمده از خروجی های تحلیل دراعضاء مهاربندی براساس $(R_y = 1, \alpha = 1,17 \times 10^{-5}, F_y = 2400 \text{ kg/cm}^2)$

طبقه	۱ و ۲	۳ و ۴	۵ و ۶ و ۷	۸	۹	۱۰
مقطع مهاربند	BR۶	BR۵	BR۴	BR۳	BR۲	BR۱
T (ton)	۲۲۹,۶۸	۱۸۷,۵۴۶	۱۷۴,۸۷۴	۱۴۷,۸۴	۱۳۶,۸۵۸	۹۵,۰۴
C (ton)	۱۳۹,۵۴	۱۱۶,۵۷	۹۹,۳۰	۸۵,۴۹	۵۰,۵۶	۲۴,۳۸
ΔT_T	-۲۲۵۶۴۱۰۲۵	-۲۲۵۶۴۱۰۲۵	-۲۲۵۶۴۱۰۲۵	-۲۲۵۶۴۱۰۲۵	-۲۲۵۶۴۱۰۲۵	-۲۲۵۶۴۱۰۲۵
ΔT_C	۱۳۷۰۸۴۷۱۶	۱۴۰۲۴۳۹۲۹	۱۲۸۱۱۹۹۶۷	۱۳۰۴۶۱۶۴۰	۸۳۶۴۳۲۹	۵۷۸۹۰۱۵۵
$T_{Analyze}$ (ton)	۲۲۹,۶۸	۱۸۷,۵۴۶	۱۷۴,۸۷۴	۱۴۷,۸۴	۱۳۶,۸۵۸	۹۵,۰۴
$C_{Analyze}$ (ton)	۱۳۹,۵۴	۱۱۶,۵۷	۹۹,۳۰	۸۵,۴۹	۵۰,۵۶	۲۴,۳۸



شکل ۱۳. بارگذاری نیرو برای کنترل الزامات طراحی لرزه‌یی.

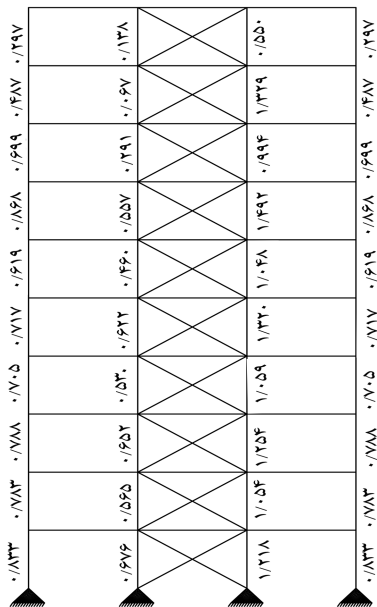


شکل ۱۲. نسبت تنش در ستون‌ها به روش بارگذاری تغییر دمايي.

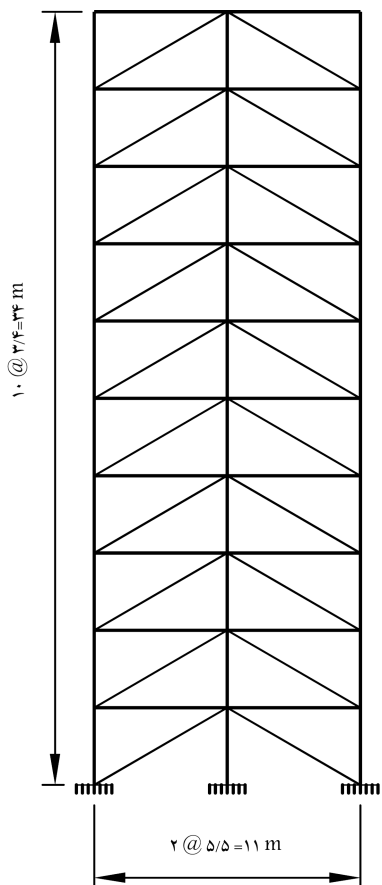
طراحی شود. در شکل ۱۲، مقادیر نسبت تقاضا به ظرفیت (DCR) ستون‌ها حاصل از ترکیب بار $1,2DL + 1LL + (T + C)$ ، نمایش داده شده است.

۴.۴. تحلیل و طراحی مدل براساس بارگذاری نیرویی

چنانچه مطابق شکل ۱۳، همان قاب براساس بارگذاری نیرویی طراحی شود، در مدل‌سازی آن باید مهاربندها را حذف و کف طبقات را در برابر تغییر مکان جانبی مقید کرد، و در امتداد مهاربندهای حذف شده، نیروهای T و C نشان داده شده در شکل ۱۳ را در راستای افق و قائم تجزیه و به همراه بارهای نقلی سازه تحلیل و طراحی کرد. پس از تحلیل و طراحی سازه با بارگذاری نشان داده شده در شکل ۱۳ به همراه بارهای نقلی، نسبت تنش‌های حاصل از این روش مطابق شکل ۱۴ خواهد بود.



شکل ۱۴. نسبت تنش در ستون‌ها به روش بارگذاری نیرویی.

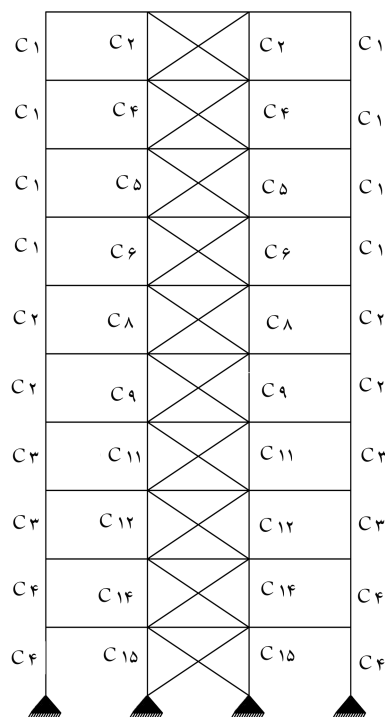


شکل ۱۶. قاب مهاربندی شده برای بررسی رفتار غیرخطی استاتیکی آن.

نوع قاب‌ها مورد مطالعه قرار گرفته است. مطابق سایر قاب‌های مورد مطالعه در این پژوهش، این قاب مهاربندی شده ابتدا به‌طور مجزا براساس هر دو آئین‌نامه‌ی مذکور بارگذاری، تحلیل کشسان، طراحی، و نهایتاً تحلیل غیرخطی استاتیکی شده است.

براساس نتایج تحلیل در طراحی کشسان قاب مذکور مطابق آئین‌نامه‌های ذکر شده، تفاوت‌هایی در وزن اسکلت حاصل شده است که در مقایسه با وزن کل اسکلت چندان قابل ملاحظه نیست. لیکن همان‌گونه که در شکل‌های ۱۷ الی ۱۹ نیز نمایش داده شده است، تفاوت‌های اساسی بین رفتار غیرخطی استاتیکی در طراحی براساس این دو آئین‌نامه مشاهده می‌شود. مطابق شکل ۱۷، در سازه‌ی طراحی شده براساس AISC 2005، پس از تشکیل مفاصل خمیری ناشی از کماتش مهاربندها در مهاربندهای فشاری با بازتوزیع نیروی جانبی، نیروی وارد بر مهاربندهای کششی افزایش یافته و باعث کماتش زود هنگام ستون‌های میانی شده و مکانیزم رخ داده است. ولی در شکل ۱۸، که براساس آئین‌نامه‌ی AISC 2010 طراحی شده است، ملاحظه می‌شود که مفاصل خمیری در اعضا بیشتری گسترش یافته و از ظرفیت تغییرشکل‌ی مهاربندها بیشتر استفاده شده و کماتش در ستون‌ها به تعویق افتاده است. منحنی ظرفیت این قاب که در شکل ۱۹ آمده است، نیز مؤید همین موضوع است.

تفاوت‌های اساسی بین رفتار غیرخطی استاتیکی در طراحی براساس آئین‌نامه‌های AISC 2005 و AISC 2010 را می‌توان این‌گونه نیز تفسیر کرد که در قاب‌های ساختمانی ساده‌ی توأم با مهاربندی، ستون‌هایی که خارج از دهانه‌های مهاربندی قرار می‌گیرند و نیز ستون‌های میانی که در قاب‌های مشابه قاب شکل ۱۶، در وسط



شکل ۱۵. سازه‌ی طراحی شده براساس آئین‌نامه‌ی AISC 2010-15.

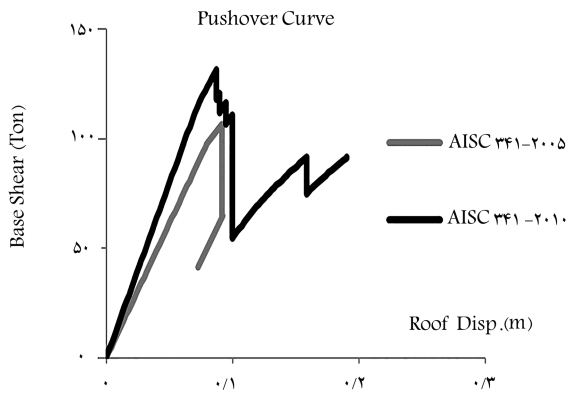
با مقایسه‌ی DCR خروجی تحلیل قاب‌ها مشاهده می‌شود که نتایج روش بارگذاری تغییر دمایی با روش بارگذاری نیرویی تفاوتی ندارد و روش کاملاً دقیقی است.

برای منظورکردن اثر رفت و برگشتی زلزله باید نیروها و یا تغییر دماهای اختصاص داده شده به اعضا مهاربندی، در اعضا کششی و فشاری با هم عوض شود. در نتیجه روال طی شده‌ی ذکر شده برای حالت دوم نیز باید تکرار شود، که به علت مشابه بودن عملیات این حالت با حالت قبلی به جزئیات این حالت پرداخته نشده است. اگر این کار صورت پذیرد، در نهایت سازه‌ی طراحی شده مطابق شکل ۱۵ خواهد بود.

۵. مقایسه‌ی رفتار لرزه‌ی قاب‌های طراحی شده براساس

آئین‌نامه‌ی AISC 2010 با آئین‌نامه‌ی AISC 2005

پس از مقایسه‌ی نتایج به دست آمده از تحلیل و طراحی قاب‌ها براساس آئین‌نامه‌ی AISC 2005 و AISC 2010 مشاهده شده است که در طراحی لرزه‌ی قاب‌های ساختمانی توأم با مهاربندهای هم‌گرای ویژه براساس آئین‌نامه‌ی AISC 2010، اگرچه تغییرات به وجود آمده در وزن اسکلت ساختمان و نهایتاً در میزان هزینه‌ی مورد نیاز برای ساخت آن قابل ملاحظه نیست، لیکن به نظر می‌رسد این تغییرات هر چند کوچک و متقبل اندک هزینه‌ی افزایش یافته ناشی از تغییر وزن اسکلت، موجب بهبود رفتار غیرخطی این‌گونه ساختمان‌ها می‌شود. به همین منظور در این قسمت سعی شده است که رفتار غیرخطی استاتیکی یک نمونه از قاب‌های مهاربندی شده، که براساس AISC 2010 طراحی شده است، با رفتار غیرخطی استاتیکی آن در حالتی که براساس AISC 2005 طراحی شده است، مورد مقایسه قرار گیرد. برای این منظور، مطابق شکل ۱۶ رفتار غیرخطی استاتیکی نمونه‌ی دیگری از این



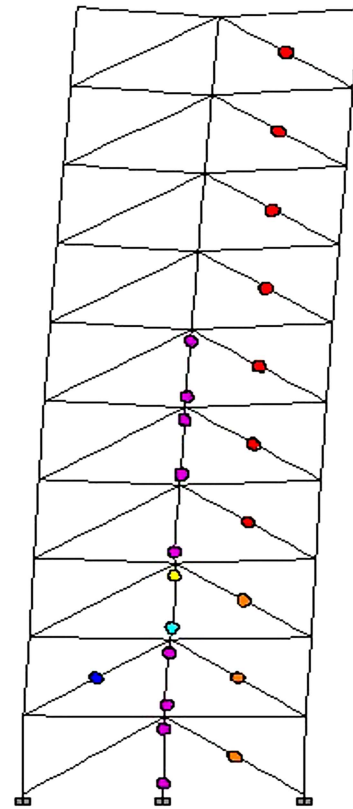
شکل ۱۹. مقایسه‌ی منحنی ظرفیت سازه طراحی شده براساس آئین‌نامه‌ی ۲۰۰۵ AISC و AISC ۲۰۱۰.

دو دهانه‌ی مهاربندی شده قرار می‌گیرند، به دلیل کشسان بودن تحلیل برای رعایت الزامات طراحی عموماً تحت اثر نیروهای زلزله‌ی کمتری قرار می‌گیرند و نیروهای حاکم بر طراحی این‌گونه ستون‌ها اکثراً ثقلی است. لیکن باید به این نکته توجه داشت که در هنگام وقوع زلزله، تحلیل‌های کشسان نمی‌توانند نتایج واقعی را نشان دهند، چرا که با ورود اعضاء مهاربندها به مرحله‌ی غیرخطی و پس از افت مقاومت در آن‌ها، بازتوزیع نیروی جانبی صورت می‌گیرد و به ستون‌های میانی نیز نیروی زلزله وارد می‌شود و در نتیجه، آنها نیز وارد مرحله‌ی غیرخطی خواهند شد. از طرف دیگر، تحمل بارهای ثقلی توسط مهاربندها، که ظرفیت شکل‌پذیری پایینی دارند، باعث کم‌انگام آن‌ها می‌شود و ظرفیت استهلاک انرژی اعضاء مذکور به شدت کاهش می‌یابد. چرا که بخش عمده‌ی این ظرفیت محوری مهاربندها صرف تحمل بارهای ثقلی می‌شود و سازه عملکرد لرزه‌ی خوبی در برابر زلزله از خود نشان نخواهد داد.

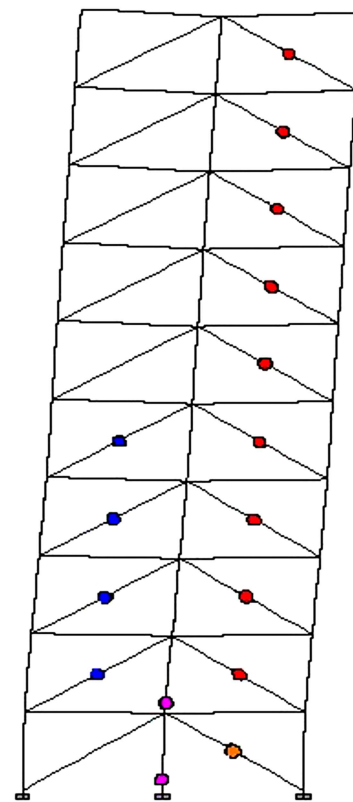
۶. نتیجه‌گیری

در این پژوهش، با مطالعه‌ی تعداد زیادی قاب ساختمانی توأم با مهاربندی هم‌گرا با پیکربندی‌ها و تعداد طبقات مختلف، و همچنین مقاطع و شرایط تکیه‌گاهی و سیستم باربر جانبی متفاوت، روشی کارآمد برای طراحی لرزه‌ی این قاب‌ها با عنوان «روش بارگذاری تغییر دمایی» معرفی شده است. از مزایای این روش نسبت به روش‌های مرسوم و متداول بارگذاری نیرویی، می‌توان به این موارد اشاره کرد:

۱. روش بارگذاری تغییر دمایی، در قاب‌های با تعداد دهانه‌های مهاربندی زیاد و همچنین سازه‌های بلندمرتبه، نسبت به روش بارگذاری نیرویی روش بهتری است و باعث افزایش سرعت عمل و در نتیجه صرفه‌جویی در زمان تحلیل و طراحی سازه می‌شود. چرا که به دلیل در نظر گرفتن اثرات رفت و برگشتی زلزله این کنترل باید در ۲ مرتبه صورت پذیرد و سازه برای بدترین حالت ممکن طراحی شود و استفاده از بارگذاری نیرویی، مستلزم صرف زمان زیادی است. یکی دیگر از حسن‌های روش بارگذاری تغییر دمایی این است که تغییر دمای متناظر اعضاء کششی برای تمام مقاطع و همچنین در تمام طبقات سازه یکسان و مستقل از نوع مقطع است.
۲. استفاده از روش بارگذاری تغییر دمایی نسبت به روش بارگذاری نیرویی، در روند بارگذاری به دقت کمتری نیاز دارد. همچنین پس از اختصاص دادن تغییر دماها



شکل ۱۷. قاب طراحی شده براساس آئین‌نامه‌ی ۲۰۰۵.



شکل ۱۸. قاب طراحی شده براساس آئین‌نامه‌ی ۲۰۱۰.

۱۰-۳۴۱ AISC قید شده است که در سیستم‌های قاب مهاربندی هم‌گرایی ویژه، تیرها و ستون‌ها باید برای نیروهای نظیر تسلیم مورد انتظار مهاربندها طراحی شوند. در این نوشتار نشان داده شده است که روش ایجاد تغییرات دما در اعضای مهاربندی متناظر با نیروهای نظیر تسلیم مورد انتظار مهاربندها، یکی از ساده‌ترین و مؤثرترین روش‌ها جهت رعایت الزامات طراحی لرزه‌ی قاب‌های ساختمانی ساده توأم با مهاربندی به‌شمار می‌رود.

به اعضای مهاربندی و تحلیل سازه، با استفاده از خروجی‌های گرافیکی نرم‌افزار تحلیل‌گر می‌توان نیروی داخلی اعضای مهاربندها در اثر بارگذاری تغییر دمایی را به راحتی کنترل و از صحت بارگذاری اطمینان پیدا کرد.

۳. رعایت الزامات ویرایش جدید آئین‌نامه‌ی AISC یعنی AISC ۲۰۱۰ منجر به افزایش شکل‌پذیری این‌گونه سیستم‌های سازه‌ی می‌شود. زیرا در آئین‌نامه‌ی

منابع (References)

1. BHRC, *Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of Buildings: Standard No. 2800 (3rd Edition)*, Building and Housing Research Center (2005).
2. Sabelli, R., *Research on Improving the Seismic Behavior of Earthquake-Resistant Steel Braced Frames*, EERI/FEMA NEHRP Professional Fellowship Rep., Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, CA (2001).
3. Uriz, P., Filippou, F.C. and Mahin, S.A. "Model for cyclic inelastic buckling of steel braces", *J. Struct. Eng.*, **134**(4), pp. 619-628 (2008).
4. Uriz, P. and Mahin, S.A., *Toward Earthquake-Resistant Design of Concentrically Braced Steel-Frame Structures*, PEER-2008/08, Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER), Univ. of California, Berkeley, Berkeley, CA (2008).
5. Uang, C.M. and Nakashima, M., *Steel Buckling-Restrained Frames*, (Chapter 16), *Earthquake Engineering: From Engineering Seismology to Performance-Based Engineering*, Y. Bozorgnia and V.V. Bertero, eds, CRC Press, Boca Raton, FL (2004).
6. Mofid, M. and Lotfollahi, M. "On the characteristics of new ductile knee bracing systems", *Journal of Constructional Steel Research*, **62**(3), pp. 271-281 (2006).
7. MHUD, *Iranian National Building Code, Part 10, Steel Structure Design*, Tehran (Iran), Ministry of Housing and Urban Development (2013).
8. *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*, American Institute of Steel Construction (AISC341), pp. 52-53 (2010).
9. *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*, American Institute of Steel Construction (AISC341), pp. 44-48 (2005).
10. *Specification for Structural Steel Buildings*, American Institute of Steel Construction (AISC360) (2010).
11. *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*, American Society of Civil Engineers (ASCE7), pp. 7 (2010).
12. ETABS, *Integrated Building Design Software, Nonlinear Version 9.7.3*, Berkeley (California), USA: Inc. (1995).
13. Asghari, A., *Dynamics of Structures*, Amirkabir University of Technology, Tehran, Iran (2013).