

ارزیابی اثر ناشاقولی اولیه‌ی ستون‌ها در رفتار قاب‌های فولادی خمشی دوبعدی با مقایسه‌ی ضرایب پیشنهادی سازه به‌وسیله‌ی تحلیل پیشرفته‌ی ناحیه‌ی خمیری

وحید اقتصادی* (کارشناس ارشد)

دانشکده‌ی مهندسی عمران، دانشگاه آزاد اسلامی واحد بندرعباس

محسن گرامی (دانشیار)

پژوهشکده فناوری‌های نوین عمران، دانشگاه سمنان

مهندسی عمران شریف، بهار ۱۳۹۴ (ص. ۳۱-۳۰، شماره ۱/۱، ص. ۳۹-۳۸)

در قاب‌های فولادی مهاربندی‌نشده، ناشاقولی اولیه‌ی ستون‌ها در رفتار سازه تأثیر بسزایی دارد. منظور از ناشاقولی در سازه، مایل بودن ستون‌هاست، که به دلیل عدم اجرای صحیح ساختمان به وجود می‌آید. تحلیل پیشرفته، هر روش تحلیل یا طراحی است که بتواند عوامل کلیدی تأثیرگذار در رفتار سازه را مستقیماً و دقیق وارد روند محاسبات کند. در این مطالعه، ۳ قاب فولادی خمشی دوبعدی بدون ناشاقولی اولیه در ستون‌ها و با ناشاقولی ۲° و ۵° و ۷° ارتفاع ستون تحت اثر ۳ نوع بارگذاری مختلف با روش تحلیل پیشرفته‌ی ناحیه‌ی خمیری، تحلیل و نمودار نیرو- تغییر مکان برای هر حالت رسم شده است. سپس با رگرسیون‌گیری خطی از این نمودارها ضرایب جدیدی برای ارزیابی رفتار سازه پیشنهاد و مشخص شد که تأثیر ناشاقولی اولیه‌ی ستون‌ها در حالت بارهای ثقلی بزرگ بیشتر است. ناشاقولی اولیه‌ی ستون‌ها به میزان ۲° و ۵° ارتفاع ستون در قاب‌های خمشی ۱، ۶ و ۲۰ طبقه‌ی مورد بررسی به ترتیب باعث کاهش ۱/۲، ۳/۵ و ۶/۹ درصدی مقاومت نهایی سازه شده است. ضمناً نقص ناشاقولی باعث افزایش خطر ناپایداری ناگهانی در سازه می‌شود.

واژگان کلیدی: نقص ناشاقولی ستون، تحلیل پیشرفته‌ی ناحیه‌ی خمیری، غیرخطی هندسی، غیرخطی مواد، قاب فولادی.

vahideghtesadi@yahoo.com
mgerami@semnan.ac.ir

۱. مقدمه

بارکمانش کشسان عضوهای دارای نقص هندسی (و بدون نقص هندسی)، سرانجام به مقداری یکسان هم‌گرا می‌شود، ولی لنگرهای مرتبه‌ی دوم ناشی از آنها در طول مسیر تعادل متفاوت است و این عامل بر آغاز جاری شدن و بارکمانش ناکشسان عضو اثر می‌گذارد.^[۱] در پژوهشی سال ۱۹۹۵، روش تحلیل کشسان مرتبه‌ی دومی پیشنهاد شد که اثر نقص هندسی را شامل می‌شد و در آن تابع نقص شکم‌دادگی به صورت سهمی درجه‌ی دو در نظر گرفته شده و از آن در رابطه‌ی سازی ماتریس سختی مماسی جزء استفاده شده است.^[۲] همچنین در پژوهش دیگری در سال ۱۹۹۶، سه شیوه برای وارد کردن اثر نقص‌های هندسی در تحلیل پیشنهاد شد: ۱. الگوسازی صریح نقص‌ها، ۲. روش بار مجازی معادل، ۳. شیوه‌ی ضریب ارتجاعی مماسی کاهش یافته.^[۳]

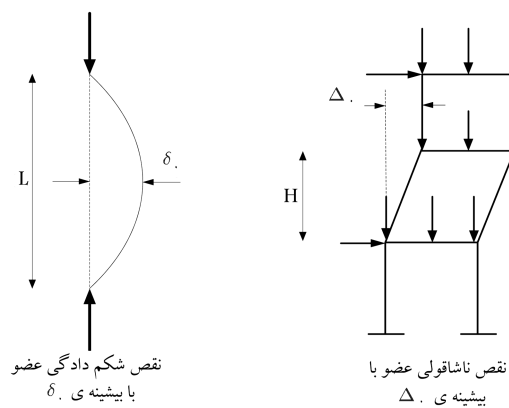
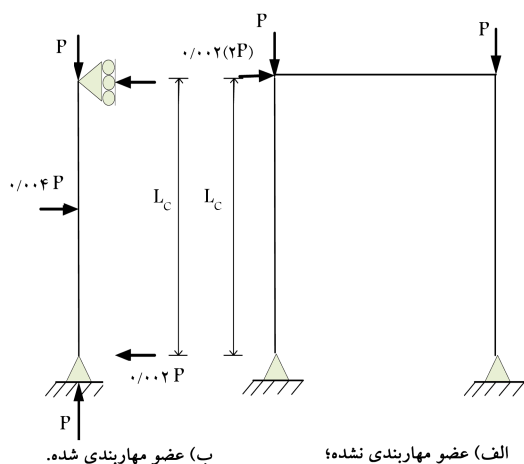
عوامل گوناگونی در رفتار سازه‌های فولادی اثر می‌گذارد، از آن جمله: اثرهای مرتبه‌ی دوم، توزیع مجدد نیروهای داخلی به سبب تشکیل مفاصل خمیری، تنش‌های پسماند، کاهش سختی جزء به سبب جاری شدن فولاد، نقص‌های هندسی اولیه، غیرخطی اتصالات، تغییر شکل‌های برشی و اندرکنش سازه با پی و خاک. این اثرات را می‌توان به دو گروه کلی غیرخطی مواد و غیرخطی هندسی تقسیم کرد. برای مثال، اثر جاری شدن مواد و تنش‌های پسماند در گروه اول و نقص‌های هندسی و اثرهای مرتبه‌ی دوم در گروه دوم قرار می‌گیرند. در حالت کلی، نقص‌های هندسی در اثر خطاهای غیر قابل اجتناب در فرآیند ساخت و نصب عضوهای سازه به وجود می‌آیند. در قاب‌ها، نقص ناشاقولی ستون‌ها و انحنای نخستین یا شکم‌دادگی آن اهمیت بیشتری دارند. نمونه‌ی از این نقص‌ها در شکل ۱ نمایش داده شده‌اند. اثر نقص هندسی در رفتار قاب ممکن است کم یا زیاد باشد. در سازه‌های مهاربندی‌شده، نقص شکم‌دادگی عضو و در سازه‌های مهاربندی‌نشده، نقص ناشاقولی عضو اثر بیشتری دارد.^[۱] باید به خاطر سپرد، اگر چه

۱.۱. روش الگوسازی صریح نقص‌ها

این‌نامه‌ی AISC-LRFD در سال ۱۹۹۳،^[۵] پیشینه‌ی نقص ناشاقولی عضو برای قاب‌های مهاربندی‌نشده را $L_c/5^\circ$ پیشنهاد کرده است. همچنین، پیشینه‌ی

* نویسنده مسئول

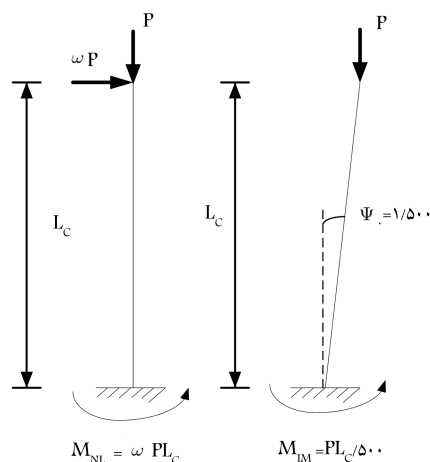
تاریخ: دریافت ۱۳۹۱/۷/۳۰، اصلاحیه ۱۳۹۲/۵/۱۳، پذیرش ۱۳۹۲/۶/۱۶.



شکل ۱. الگوی نقص‌های هندسی عضو.

شکل ۳. الگوی بار جانبی معادل بر پایه‌ی آیین‌نامه‌ی آمریکا AISC-LRFD.

وجود، می‌توان از همان فلسفه‌ی قاب‌های مهاربندی‌نشده بهره گرفت. برای این کار، باید یک بار مجازی معادل در وسط ستون، همانند شکل ۳ ب وارد شود، تا نقص هندسی $LC/1000$ را ایجاد کند.^[۲] روش بار مجازی اثر ناشاقولی را با شیوه‌ی ساده وارد تحلیل می‌کند، ولی برای قاب‌های گوناگون نیاز به تنظیم دارد. همچنین در این شیوه، نیروی محوری ستون‌ها در آغاز تحلیل مشخص نیست. بار مجازی ضریبی از نیروی محوری ستون است و این مقدار در پایان تحلیل به دست می‌آید. از سوی دیگر، حدس نیروی محوری در سازه‌های بزرگ زیر اثر ترکیب‌های گوناگون بارها بسیار دشوار است. افزون بر این، جهت نیروی مجازی باید در جهت بحرانی ناشاقولی باشد. این جهت در آغاز تحلیل مشخص نیست. با توجه به همه‌ی این عامل‌ها پیشنهاد می‌شود در صورت امکان از دو روش دیگر الگوسازی نقص‌های هندسی استفاده شود.^[۲]



شکل ۲. الگوسازی بار مجازی معادل.

۳.۱. روش ضریب ارتجاعی مماسی کاهش یافته

می‌توان اثر کاهش سختی ناشی از ناشاقولی را در ضریب ارتجاعی مماسی E_t وارد کرد. این کار در قاب‌های مهاربندی‌شده و مهاربندی‌نشده به صورت یکسان و همانند انجام می‌پذیرد. کیم و چن (۱۹۹۶) عدد 0.85 را انتخاب و آن را در ضریب ارتجاعی مماسی CRC ضرب کردند، تا اثر نقص‌های هندسی وارد شود.^[۴] این عدد هم‌خوانی بسیار خوبی با نمودارهای مقاومت ستون آیین‌نامه‌ی AISC-LRFD دارد. در راهکار ضریب مماسی کاهش یافته، نقص هندسی را همواره کاهش دهنده‌ی سختی خمشی می‌پندارند. بنابراین ممکن است در پاره‌ی از سازه‌ها این روش بیش از حد محافظه‌کارانه باشد.

در یکی از تازه‌ترین پژوهش‌ها در سال ۲۰۰۵، شکل نقص ناشاقولی را ترکیبی از شکل مودهای کمانشی فرض کردند و اثر آن را در معادله‌ی دفرانسیل یک عضو تیر-ستون با شرط‌های تکیه‌گاهی دلخواه وارد ساختند. سپس، یک روش ساده‌شده برای الگوسازی نقص ناشاقولی در طراحی به روش آیین‌نامه‌ی Eurocode ۳ را پیشنهاد کردند.^[۶]

روش‌های تحلیلی که بتوانند عوامل غیرخطی بیشتری را مستقیماً و دقیقاً وارد روند محاسبات کنند، پیشرفته‌تر هستند. انواع روش‌های تحلیل به ترتیب پیشرفته‌بودن شامل: الف) تحلیل‌های ارتجاعی مرتبه‌ی اول، ب) تحلیل‌های ارتجاعی مرتبه‌ی دوم، ج) تحلیل‌های پیشرفته‌ی غیرارتجاعی مرتبه‌ی اول، د) تحلیل‌های پیشرفته‌ی غیرارتجاعی مرتبه‌ی دوم، هـ) تحلیل‌های پیشرفته‌ی غیرارتجاعی مرتبه‌ی دوم با

خطای ساخت و نصب را در راستای بیرونی قاب به 25 mm (۱ اینچ) و در راستای درونی قاب به 50 mm (۲ اینچ) محدود می‌کند. این ضابطه برای قاب‌های کمتر از 2° طبقه به‌کار می‌رود. در این مطالعه از روش الگوسازی صریح استفاده شده است.

۲.۱. روش بار مجازی معادل

نقص ناشاقولی عضو در قاب‌های مهاربندی‌نشده را می‌توان با بارهای مجازی جایگزین کرد. این نیروها به صورت ضریبی از بارهای وزنی طبقه وارد تحلیل می‌شوند. برای آشنایی بیشتر با این شیوه، ستون طره‌ی شکل ۲ به‌کار می‌رود. لنگر M_{IM} ناشی از نقص هندسی پای ستون برابر با $PLC/500$ است. از سوی دیگر، لنگر M_{NL} ناشی از بار مجازی معادل در پای ستون برابر با $omega PLC$ است. ضریب بار مجازی معادل است. برای یکسان‌بودن اثر این دو، مقدار M_{IM} و M_{NL} باید برابر باشند. بر این پایه، $omega = 0.002$ به دست می‌آید. در نتیجه، مقدار بار مجازی معادل در هر طبقه برابر با $0.002 \sum P_u$ و کل بار وزنی ضریب‌دار وارد بر طبقه $\sum P_u$ است. این بار باید به صورت جانبی در تراز همه‌ی طبقه‌های قاب وارد و به بارهای جانبی افزوده شود. شکل ۳ الف نیز نمونه‌ی از واردکردن بار مجازی معادل به یک قاب پرتال را نشان می‌دهد. مؤسسه‌ی ECCS برای قاب‌های مهاربندی‌نشده، روش بار مجازی معادل را جایگزینی برای الگوی نقص هندسی معرفی می‌کند، ولی برای قاب‌های مهاربندی‌شده ضابطه‌ی ندارد. با این

روش اطلاعات زیادی در مورد رفتار سازه در اثر اعمال بارهای خارجی و شرایط محیطی به طراحان می‌دهد.

انواع روش‌های انجام تحلیل پیشرفته عبارت‌اند از: روش مفصل ارتجاعی - خمیری، روش مفصل خمیری اصلاح شده، و روش تحلیل ناحیه‌ی خمیری.^[۸] روش تمام پژوهشگران برای ارزیابی نقص ناشاقولی در ستون‌ها، جزء روش‌های تحلیل ارتجاعی مرتبه‌ی دوم بوده است و برای سازه‌های با درجات نامعینی بالا چندان دقیق نیست و هیچ‌کدام از پژوهشگران برای بررسی رفتار سازه‌های دارای نقص مایل‌بودن اولیه در ستون‌ها از روش‌های تحلیل پیشرفته استفاده نکرده‌اند. هدف از این نوشتار، ارائه‌ی یک روش دقیق‌تر برای در نظر گرفتن اثر نقص ناشاقولی در ستون‌هاست. برای این منظور از یک روش پیشرفته‌ی ناحیه‌ی خمیری با استفاده از نرم‌افزار ANSYS،^[۹] استفاده شده است.

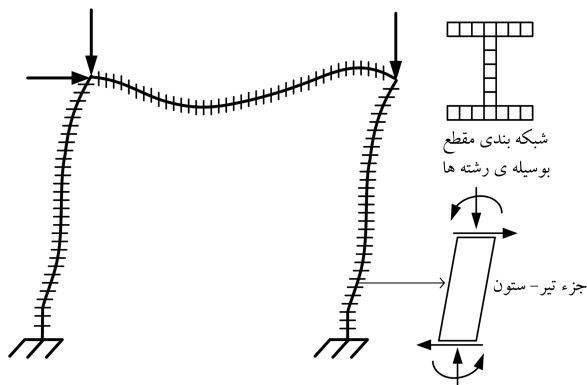
۲. تشریح روش مورد مطالعه و معیارهای

پیشنهادی در رفتار سازه

روش مورد مطالعه، جزء روش‌های تحلیل ناحیه‌ی خمیری محسوب می‌شود. این شیوه دقیق است و براساس روش اجزاء محدود اصلاح شده برای تحلیل سیستم سازه به‌کار می‌رود. به‌عنوان یک مقایسه، مدل مفصل ارتجاعی - خمیری، به ساده‌ترین تحلیل اشاره دارد؛ در حالی که مدل ناحیه‌ی ارتجاعی - خمیری بیشترین اصلاحات را نشان می‌دهد.

روش تحلیل ناحیه‌ی خمیری، گسترش خمیری شدن در حجم سازه را مستقیماً و صریح مدل‌سازی می‌کند. این شیوه در حالت کلی به دو گونه انجام می‌پذیرد: ۱. شبکه‌بندی با اجزاء محدود، ۲. روش تیر - ستونی. در تحلیل با اجزاء محدود، به‌طور معمول از جزء پوسته‌ی فضایی استفاده می‌شود. این شیوه می‌تواند مقاومت قاب‌ها را در حد نهایی پیش‌بینی کند و نمودار بار - تغییرمکان را به دقت رسم کند. در این شیوه، ماتریس سختی، مقاومت مقطع و مقاومت عضو با تابع انتگرال‌گیری عددی به دست می‌آید. پژوهشگران زیادی ثابت کرده‌اند که این روش توانایی رسیدن به پاسخ دقیق سازه را دارد.^{[۱۰][۱۱]} باید دانست تحلیل با جزء پوسته‌ی فضایی افزون بر مهندسی سازه در بسیاری از شاخه‌ها مانند مهندسی هوا فضا و خودروسازی به‌کار می‌رود.

در روش تیر - ستونی، هر عضو به چند جزء تیر - ستون و سطح مقطع آن به چند جزء رشته‌ی تقسیم می‌شود. شکل ۶، نمونه‌ی از این الگو را نشان می‌دهد. در این

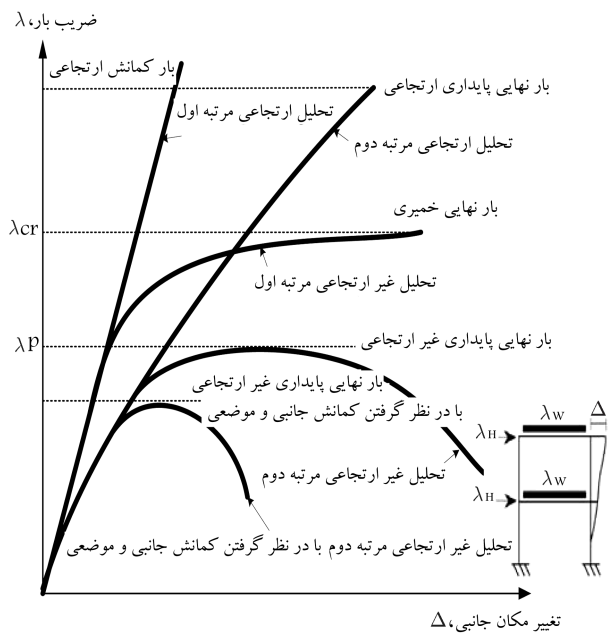


شکل ۶. مدل‌سازی قاب در روش تحلیل ناحیه‌ی خمیری.

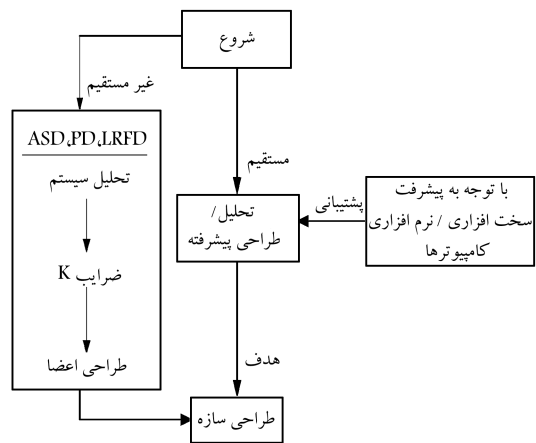
در نظر گرفتن کمانش جانبی و موضعی هستند. این روش‌ها در شکل ۴ نشان داده شده‌اند.^[۷]

برای انجام هر یک از روش‌های تحلیلی مذکور، راه‌کارهای گوناگونی توسط پژوهشگران و دستورالعمل‌های طراحی پیشنهاد شده است. به‌عنوان نمونه، آیین‌نامه‌ی AISC-LRFD،^[۵] به جهت سهولت، دو مورد اول را با ترفند خاص (استفاده از ضرایب طول مؤثر، ضرایب تشدید و روابط طراحی اندرکنش) در طراحی سازه‌ها پیشنهاد داده است. مورد چهارم، که به تحلیل پیشرفته معروف است، به زودی به روش مرسوم تحلیل/طراحی سازه‌ها در قرن ۲۱ تبدیل خواهد شد.

تحلیل پیشرفته، به هر نوع تحلیل سازه‌ی اطلاق می‌شود که استحکام و پایداری یک سیستم سازه و اعضای منفرد آن را به گونه‌ی تعیین کند، که نیازی به کنترل ظرفیت اعضای منفرد و همچنین تعیین ضرایب طول مؤثر (k) نباشد (شکل ۵). این



شکل ۴. انواع روش‌های تحلیل/طراحی سازه‌های فولادی - تحلیل‌های پیشرفته و قدیمی.^[۷]



شکل ۵. خصوصیات روش‌های مختلف تحلیل و طراحی.

راهکار فرض می‌شود هنگامی که تنش در مرکز جزء به مقاومت تک محوری می‌رسد، جزء جاری شده است. تنش در هر رشته و تغییرمکان در هر گره، با انتگرال‌گیری عددی به دست می‌آید. همچنین، تنش پسماند در هر رشته را مقداری ثابت فرض می‌کنند، زیرا رشته‌ها به مقدار کافی کوچک هستند.

نرم‌افزارهایی نیز به طور دقیق، توانایی انجام این تحلیل‌ها را دارند. از این میان می‌توان از ANSYS،^[۹] و ABAQUS،^[۱۱] نام برد. در این مطالعه، برای انجام تحلیل ناحیه‌ی خمیری از نرم‌افزار ANSYS،^[۹] استفاده شده است. این تحلیل، یک نوع تحلیل ناحیه‌ی خمیری تیر - ستونی است.

رابطه‌ی حاکم بر رفتار سازه در تحلیل ناحیه‌ی خمیری را می‌توان به صورت رابطه‌ی ۱ فرض کرد:^[۱۳]

$$\{\dot{Q}\} = [[k_P] + [k_G] + [k_0]]\{\dot{u}\} \quad (1)$$

در این رابطه، $\{\dot{Q}\}$ و $\{\dot{u}\}$ ، به ترتیب بردار نموی نیرو و تغییرمکان هستند. $[k_0]$ ماتریس سختی تغییرمکان‌های بزرگ و $[k_G]$ ماتریس سختی هندسی نام دارد. اثر تغییرمکان‌های بزرگ در $[k_0]$ و اثر نیروی محوری در $[k_G]$ وارد می‌شود. $[k_P]$ ماتریس سختی ارتجاعی - خمیری همراه با اثر جاری شدن مواد است. درایه‌های $[k_P]$ در هر گام تحلیل از جمع برداری سختی مماسی بخش ارتجاعی در دسترس قرار می‌گیرد. همچنین، در پایان هر گام، نیروهای نامیزان با فرآیندی تکراری پخش می‌شوند.

تحلیل پیشرفته‌ی ناحیه‌ی خمیری مورد مطالعه، که شامل تمام اثرات غیرخطی ذکر شده در بخش مقدمه است، تا به حال برای یک سازه‌ی بلند با درجات آزادی زیاد، مانند قاب ۲۰ طبقه انجام نشده است و بیشتر سازه‌های بلند توسط روش‌های ساده‌شده‌ی مفصل خمیری اصلاح شده مورد تحلیل قرار گرفته‌اند.

با استفاده از روش تحلیل ناحیه‌ی خمیری، مقادیر مربوط به نمودار نیرو - تغییرمکان هر سازه به دقت محاسبه و سپس رسم شده است. با رگرسیون‌گیری خطی $(y=Ax+B)$ از این نمودارها، سختی هر حالت محاسبه شده است. این سختی یک سختی پیشنهادی است که همان شیب معادله‌ی رگرسیون است. سختی پیشنهادی، میانگینی از سختی سازه در حالت خطی و غیرخطی است و تفاوت آن با سختی رایج در آن است که اثرات غیرخطی نیز در این سختی ملحوظ شده است. به علاوه، هر چه مقدار این سختی بیشتر باشد، نشان‌دهنده‌ی آن است که نسبت بیشینه‌ی نیروی قابل تحمل سازه به تغییرمکان نهایی سازه عدد بزرگ‌تری است.

میزان خطای بین نمودار نیرو - تغییرمکان سازه و معادله‌ی رگرسیون خطی را می‌توان توسط کمیت R^2 تعیین کرد. این عدد مقداری بین ۰ و ۱ است. هرچه مقدار این عدد کوچک‌تر باشد، خطای رگرسیون‌گیری خطی بزرگ‌تر است. برای مثال، $R^2 = ۰.۳$ یعنی ۳۰٪ تغییرات نمودار نیرو - تغییرمکان می‌تواند توسط خط رگرسیون بیان شود. همچنین نشان می‌دهد که نمودار نیرو - تغییرمکان سازه حالت غیرخطی بیشتری دارد، در نتیجه نواحی خمیری به تدریج و در اعضای با اهمیت کمتر در سازه تشکیل می‌شوند و با افزایش بار، ناپایداری سازه به صورت ناگهانی نیست.

مطالعه و تحلیل قرار گرفته است. برای عمومیت یافتن نتایج تحلیلی، هر قاب تحت ۳ نوع بارگذاری مختلف در نظر گرفته شده است و جهت دخیل کردن اثرات بارهای ثقلی، این بارها نیز همراه با بارهای جانبی و با یک ضریب یکسان افزایش پیدا می‌کنند. روش ارائه شده در این مطالعه برای بررسی رفتار سازه‌های دارای نقص ناشاقولی اولیه در ستون‌ها، یک روش جدید است.

به منظور کسب اطمینان از جواب‌ها، یکی از قاب‌ها، قابی در نظر گرفته شده است که وگل^[۱۴] و همچنین کیم و همکاران^[۱۵] با استفاده از روش‌های خود تحلیل کرده‌اند. مشخص شد که روش تحلیل پیشرفته‌ی ناحیه‌ی خمیری مورد مطالعه، ضریب بار نهایی قاب «وگل» را با خطای بیشینه‌ی ۳.۷٪ نسبت به روش‌های تحلیل ناحیه‌ی خمیری وگل^[۱۴] و تحلیل مفصل خمیری کیم و همکاران^[۱۵] برآورد می‌کند.

با توجه به اینکه در روش مورد مطالعه و همچنین در تحلیل ناحیه‌ی خمیری پیشنهادشده توسط وگل^[۱۴] و تحلیل مفصل خمیری پیشنهادشده توسط کیم و همکاران^[۱۵] عواملی از قبیل: اثرهای مرتبه‌ی دوم، توزیع مجدد نیروهای داخلی به سبب شکل‌گیری مفاصل خمیری، تنش‌های پسماند، تنزل سختی جزء به سبب جاری شدن فولاد، نقص‌های هندسی اولیه و تغییرشکل‌های برشی در تحلیل دخیل هستند و با توجه به نزدیک بودن جواب‌های روش مورد مطالعه با این روش‌ها، در نتیجه تحلیل مورد مطالعه می‌تواند تمام عوامل مذکور را به خوبی وارد روند تحلیل کند.

۱.۳. فرضیات مدل سازی

اعضاء قاب‌ها از لحاظ جانبی کاملاً مهاربندی شده و به ظرفیت خمیری کامل خود رسیده‌اند. ضمناً تمام اتصالات صلب فرض شده‌اند. جزء انتخابی در نرم‌افزار ANSYS،^[۹] BEAM1۸۹ است. این جزء برای تحلیل سازه‌های تیر با ضخامت نازک مناسب است و براساس تئوری تیر تیموشنکو کار می‌کند و شامل تغییرشکل‌های برشی است. این جزء، یک جزء سه بعدی مکعبی است، که ۶ یا ۷ درجه‌ی آزادی در هر گره دارد. الگوی نمودار تنش - کرنش فولاد به صورت دو خطی و شیب قسمت دوم نمودار صفر فرض شده است. بار ثقلی تیرها، به صورت گسترده اعمال شده است. برای تعیین بار فروپاشی سازه، بارهای نموی در گام اول از طریق تقسیم بارهای کلی به ضریب ۱۰۰۰ تعیین می‌شوند و میزان افزایش بارها در هر گام به صورت خودکار تعیین می‌شود. جهت وارد کردن اثر ناشاقولی، ستون‌ها به اندازه‌ی $\psi = ۰.۰۰۲$ و $\psi = ۰.۰۰۵$ ارتفاع خود، مایل فرض شده‌اند. مقاطع اعضای ساخته شده از ورق با گوشه‌های تیز هستند.

۲.۳. حالت‌های بارگذاری

بارگذاری‌های مفروض به این شرح هستند:

- بارگذاری نوع A: بارگذاری اصلی.
- بارگذاری نوع B:

(بارهای ثقلی بارگذاری نوع A) $3 \times A =$ بارهای ثقلی

(بارهای جانبی بارگذاری نوع A) $A =$ بارهای جانبی

- بارگذاری نوع C:

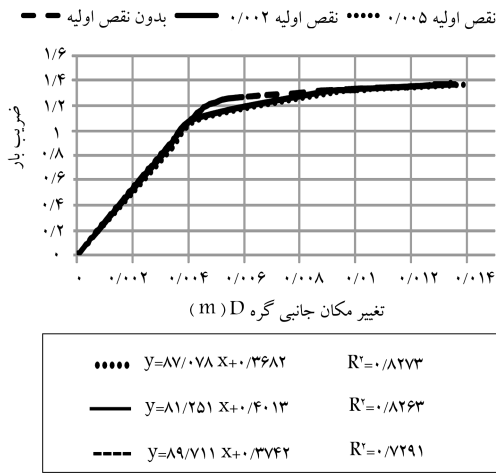
(بارهای ثقلی بارگذاری نوع A) $A =$ بارهای ثقلی

(بارهای جانبی بارگذاری نوع A) $3 \times A =$ بارهای جانبی

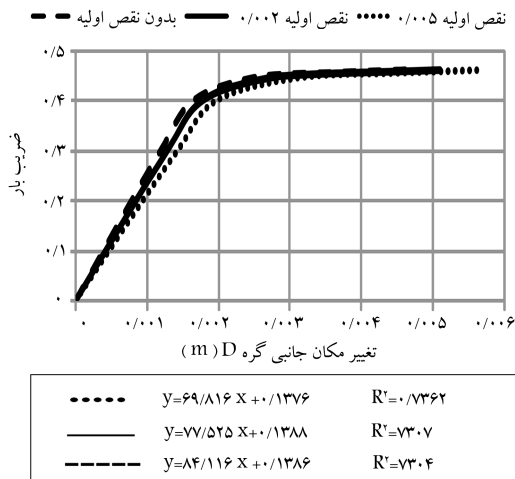
۳. مدل سازی، فرضیات مدل سازی و حالت‌های مختلف

بارگذاری در مدل‌ها

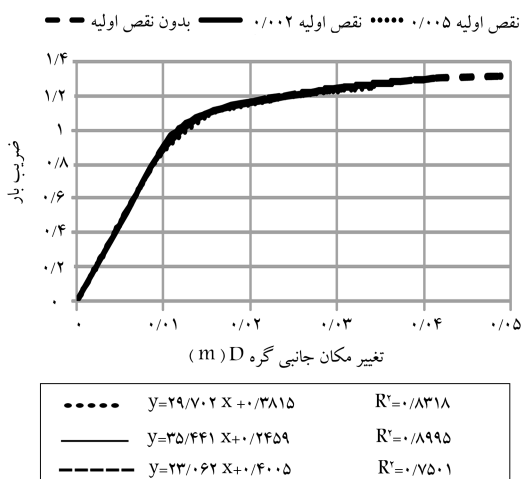
سه قاب خمشی فولادی با دو نقص ناشاقولی اولیه در ستون‌ها به میزان ۰.۰۰۲ و ۰.۰۰۵ ارتفاع ستون، با استفاده از روش تحلیل پیشرفته‌ی ناحیه‌ی خمیری مورد



شکل ۹. نمودار نیرو - تغییر مکان قاب یک طبقه در مقادیر مختلف نقص ناشاقولی ستون‌ها - بارگذاری نوع A.



شکل ۱۰. نمودار نیرو - تغییر مکان قاب یک طبقه در مقادیر مختلف نقص ناشاقولی اولیه‌ی ستون‌ها - بارگذاری نوع B.



شکل ۱۱. نمودار نیرو - تغییر مکان قاب یک طبقه در مقادیر مختلف نقص ناشاقولی اولیه‌ی ستون‌ها - بارگذاری نوع C.

۳.۳. قاب خمشی فولادی یک طبقه

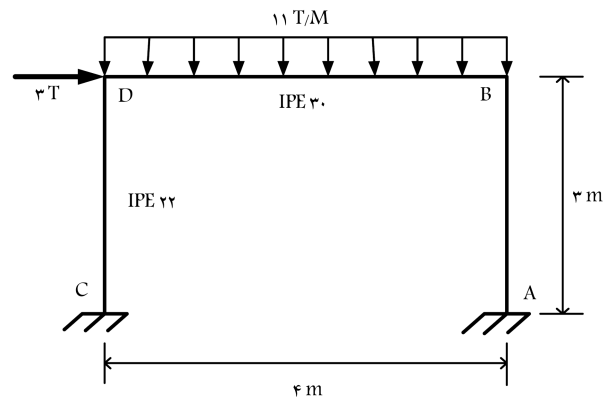
شکل ۷، قاب فولادی یک طبقه تحت اثر ترکیب بارهای ثقلی و جانبی با بارگذاری نوع A و شکل ۸، مدل سازی و مش بندی سازه را در نرم افزار ANSYS نشان می دهد. تنش تسلیم فولاد 2400 kg/cm^2 و مدول ارتجاعی آن $2/1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$ فرض شده است.

نمودار نیرو - تغییر مکان و همچنین روابط مربوط به محاسبه‌ی ضرایب پیشنهادی در رفتار سازه‌ی قاب یک طبقه در حالات مختلف بارگذاری و نقص ناشاقولی ستون‌ها، با استفاده از تحلیل مورد مطالعه در شکل‌های ۹ الی ۱۱ رسم شده است.

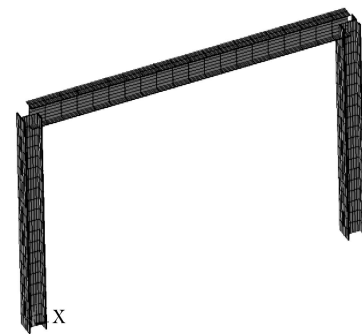
۴.۳. قاب خمشی ۶ طبقه‌ی وگل

وگل، قابی ۶ طبقه را به دو روش ناحیه‌ی خمیری و مفصل خمیری تحلیل کرد. هندسه، نوع مقاطع قاب و بارگذاری آن در نوع A در شکل ۱۲ نشان داده شده است. وی در تحلیل ناحیه‌ی خمیری، ستون‌ها را با یک جزء و تیرها را با ۸ جزء الگوسازی کرده است. نقص ناشاقولی ستون‌ها را بر پایه‌ی ضابطه‌ی آیین‌نامه‌ی ECSS، $\psi = 0/0222$ طول آن‌ها فرض کرد. او ضریب بار نهایی را در تحلیل ناحیه‌ی خمیری و مفصل خمیری، به ترتیب $1/120$ و $1/111$ به دست آورد. تنش تسلیم فولاد 235 MPa و مدول ارتجاعی آن 205 GPa است. در سال 2004 ، کیم و همکاران، شیوه‌ی مفصل خمیری را به کار بردند و ضریب بار را با بهره‌گیری از ۲ جزء در تیرها $1/090$ ، با استفاده از ۴ جزء در تیرها $1/088$ و با روش پیشنهادی خود $1/131$ برآورد کردند.^[۱۵]

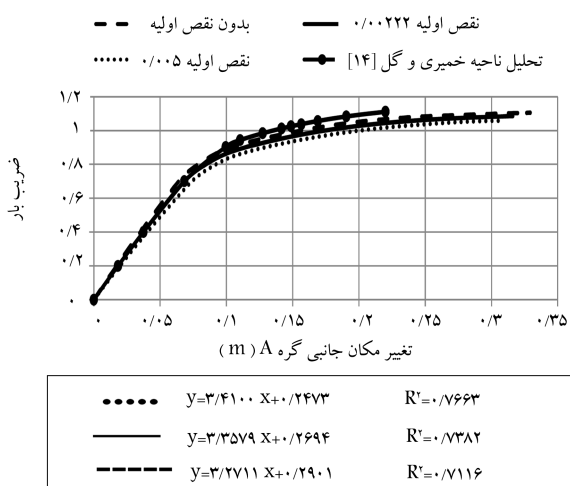
نمودار نیرو - تغییر مکان و همچنین روابط مربوط به محاسبه‌ی ضرایب



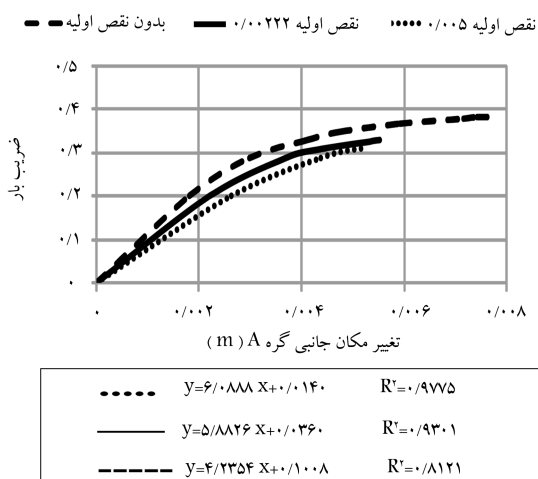
شکل ۷. قاب خمشی فولادی یک طبقه در بارگذاری نوع A.



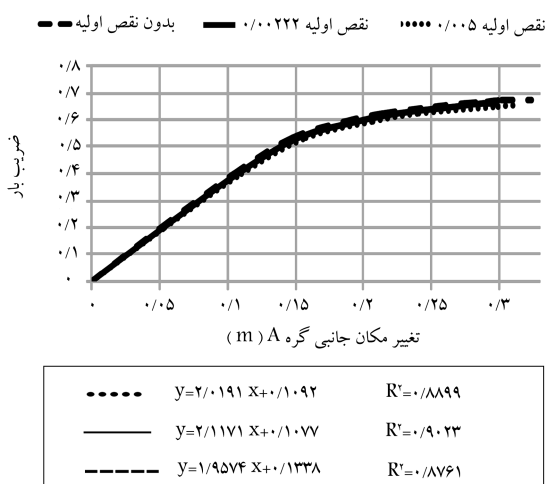
شکل ۸. مدل سازی و مش بندی سازه در نرم افزار ANSYS.



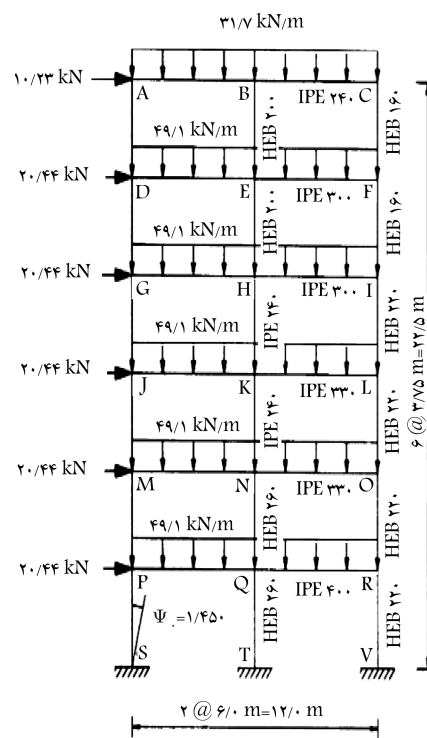
شکل ۱۳. نمودار نیرو - تغییر مکان قاب ۶ طبقه‌ی وگل در مقادیر مختلف نقص ناشاقولی اولیه‌ی ستون‌ها - بارگذاری نوع A.



شکل ۱۴. نمودار نیرو - تغییر مکان قاب ۶ طبقه‌ی وگل در مقادیر مختلف نقص ناشاقولی اولیه‌ی ستون‌ها - بارگذاری نوع B.



شکل ۱۵. نمودار نیرو - تغییر مکان قاب ۶ طبقه‌ی وگل در مقادیر مختلف نقص ناشاقولی اولیه‌ی ستون‌ها - بارگذاری نوع C.



شکل ۱۲. مشخصات قاب ۶ طبقه‌ی وگل در بارگذاری نوع A.

پیشنهادی در رفتار سازه‌ی قاب ۶ طبقه‌ی وگل در حالات مختلف بارگذاری و نقص ناشاقولی اولیه‌ی ستون‌ها، با استفاده از تحلیل پیشرفته‌ی ناحیه‌ی خمیری پیشرفته در شکل‌های ۱۳ الی ۱۵ رسم شده است. شکل ۱۳، دقت روش مورد مطالعه را نشان می‌دهد.

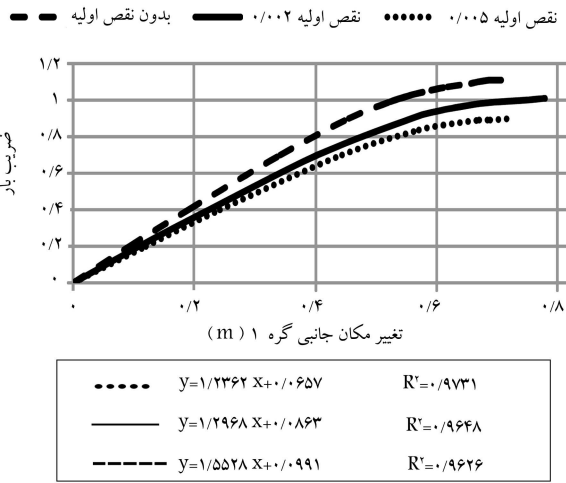
۵.۳. قاب خمشی ۲۰ طبقه

هر ستون با ۱۰ جزء و هر تیر با ۲۰ جزء مدل شده است. تنش جاری شدن فولادهای مصرفی 2400 kg/cm^2 و مدول ارتجاعی آن 10^6 kg/cm^2 است. مشخصات ابعادی قاب و مقاطع اعضاء در بارگذاری نوع A در شکل ۱۶ نشان داده شده است.

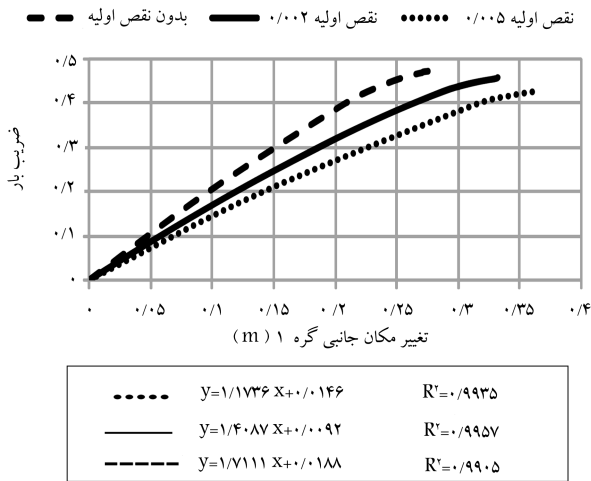
نمودار نیرو - تغییر مکان و همچنین روابط مربوط به محاسبه‌ی ضرایب پیشنهادی در رفتار سازه‌ی قاب ۲۰ طبقه در حالات مختلف بارگذاری و نقص ناشاقولی اولیه‌ی ستون‌ها، با استفاده از روش مورد مطالعه در شکل‌های ۱۷ الی ۱۹ رسم شده است.

۴. بررسی نتایج تحلیل مدل‌ها

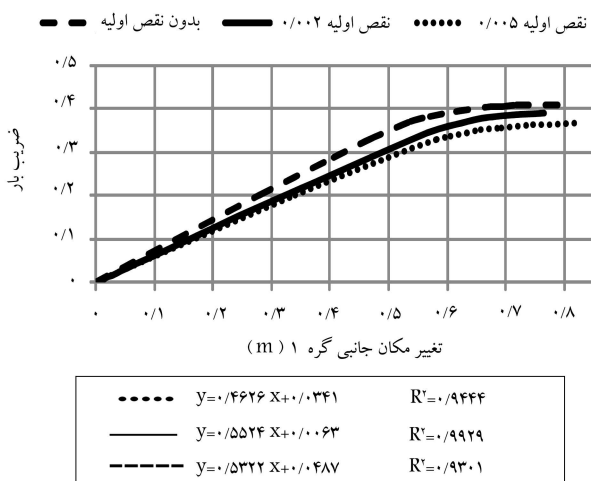
با توجه به نمودارهای ۹ الی ۱۱، ۱۳ الی ۱۵ و ۱۷ الی ۱۹ و جدول‌های ۱ و ۲: نقص ناشاقولی اولیه، تأثیر چندانی در رفتار قاب یک طبقه ندارد و در بدترین حالت (نقص ۰/۰۰۵) به طور متوسط باعث کاهش ۲ درصدی مقاومت نهایی و افزایش ۸ درصدی ضریب R^2 سازه شده است. تأثیر نقص ناشاقولی اولیه در رفتار قاب وگل بیشتر از قاب یک طبقه است و در بدترین حالت (نقص ۰/۰۰۵) به طور متوسط باعث کاهش ۶ درصدی مقاومت نهایی و افزایش ۱۰ درصدی ضریب R^2 سازه شده است.



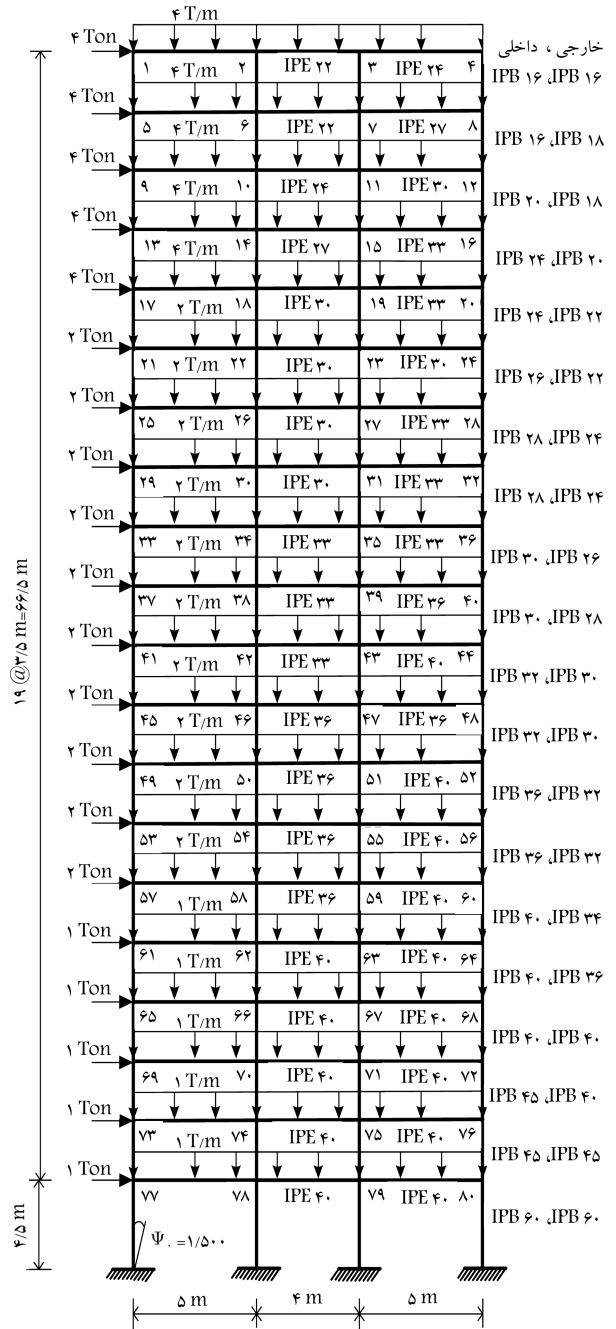
شکل ۱۷. نمودار نیرو- تغییر مکان قاب ۲۰ طبقه در مقادیر مختلف نقص ناشاقولی اولیه‌ی ستون‌ها - بارگذاری نوع A.



شکل ۱۸. نمودار نیرو- تغییر مکان قاب ۲۰ طبقه در مقادیر مختلف نقص ناشاقولی اولیه‌ی ستون‌ها - بارگذاری نوع B.



شکل ۱۹. نمودار نیرو- تغییر مکان قاب ۲۰ طبقه در مقادیر مختلف نقص ناشاقولی اولیه‌ی ستون‌ها - بارگذاری نوع C.



شکل ۱۶. قاب خمشی ۲۰ طبقه‌ی فولادی در بارگذاری نوع A.

تأثیر نقص ناشاقولی اولیه‌ی ستون‌ها در رفتار قاب ۲۰ طبقه بیشتر از دو قاب دیگر مورد بررسی است و در بدترین حالت (نقص ۰/۰۰۵) به طور متوسط باعث کاهش ۱۵ درصدی مقاومت نهایی سازه و افزایش ۱ درصدی ضریب R^2 سازه شده است.

۵. نتیجه‌گیری

در حوزه‌ی فرضیات در نظر گرفته شده در این مطالعه، موارد زیر نتیجه شده است:
 -- نقص ناشاقولی اولیه‌ی ستون‌ها به میزان ۰/۰۰۲ در قاب‌های خمشی ۱، ۶

جدول ۱. کمیت‌های محاسبه‌شده‌ی سازه‌های مورد بررسی در بارگذاری‌های مختلف.

قاب	میزان ناشاقولی	مقادیر ضریب مقاومت نهایی سازه در بارگذاری‌های مختلف			مقادیر سختی پیشنهادی سازه در بارگذاری‌های مختلف			مقادیر R^2 در بارگذاری‌های مختلف			متوسط R^2
		A	B	C	A	B	C	A	B	C	
یک طبقه	۰	۱,۳۸۲	۰,۴۶۲	۱,۳۱۶	۸۹,۷۱۱	۸۴,۱۱۶	۲۳,۰۶۲	۰,۷۲۹	۰,۷۳۰	۰,۷۵۰	۰,۷۳۷
	۰,۰۰۲	۱,۳۸۲	۰,۴۶۲	۱,۲۷۷	۸۱,۲۵۱	۷۷,۵۲۵	۳۵,۴۴۱	۰,۸۲۶	۰,۷۳۱	۰,۹۰۰	۰,۸۱۹
	۰,۰۰۵	۱,۳۷۹	۰,۴۶۲	۱,۲۵۷	۸۷,۰۷۸	۶۹,۸۱۶	۲۹,۷۰۲	۰,۸۲۷	۰,۷۳۶	۰,۸۳۲	۰,۷۹۸
۰	۱,۱۰۶	۰,۳۸۳	۰,۶۷۲	۳,۲۷۱	۴,۲۳۵	۱,۹۵۷۴	۰,۷۱۲	۰,۸۱۲	۰,۸۷۶	۰,۸۰۰	
شش طبقه	۰,۰۰۲	*	*	*							
وگل	۰,۰۰۲۲	۱,۰۸۶	۰,۳۲۸	۰,۶۶۶	۳,۳۵۸	۵,۸۸۳	۲,۱۱۷۱	۰,۷۳۸	۰,۹۳۰	۰,۹۰۲	۰,۸۵۷
۰,۰۰۲۲	۱,۱۱۱ در تحلیل ناحیه خمیری وگل، بارگذاری نوع A										
۰,۰۰۵	۱,۰۶۰	۰,۳۱۰	۰,۶۵۲	۳,۴۱۰	۶,۰۸۹	۲,۰۱۹	۰,۷۶۶	۰,۹۷۸	۰,۸۹۰	۰,۹۷۸	۰,۸۷۸
۰	۱,۱۱۳	۰,۴۷۴	۰,۴۱۱	۱,۵۵۳	۱,۷۱۱	۰,۵۳۲	۰,۹۶۳	۰,۹۹۱	۰,۹۳۰	۰,۹۶۳	۰,۹۶۱
بسیست طبقه	۰,۰۰۲	۱,۰۱۱	۰,۴۵۸	۰,۳۹۱	۱,۲۹۷	۱,۴۰۹	۰,۵۵۲	۰,۹۶۵	۰,۹۹۶	۰,۹۹۳	۰,۹۸۴
۰,۰۰۵	۰,۹۰۳	۰,۴۳۰	۰,۳۶۸	۱,۲۳۶	۱,۱۷۴	۰,۴۶۳	۰,۹۷۳	۰,۹۹۴	۰,۹۴۴	۰,۹۴۴	۰,۹۷۰

جدول ۲. درصد تغییرات کمیت‌های مختلف در ناشاقولی‌های مختلف در سازه‌های مورد بررسی.

قاب	میزان ناشاقولی	متوسط ضریب مقاومت نهایی سازه	درصد تغییر مقاومت نسبت به حالت بدون ناشاقولی	متوسط سختی پیشنهادی	درصد تغییر سختی نسبت به حالت بدون ناشاقولی	متوسط R^2 به حالت بدون ناشاقولی	درصد تغییر کمیت R^2 نسبت به حالت بدون ناشاقولی
یک طبقه	۰	۱,۰۵۳	—	۶۵,۶۳۰	—	۰,۷۳۷	—
	۰,۰۰۲	۱,۰۴۰	۱,۲۳	۶۴,۷۳۹	۱,۳۶	۰,۸۱۹	۱۱,۱۳
	۰,۰۰۵	۱,۰۳۳	۱,۹۰	۶۲,۱۹۹	۵,۲۳	۰,۷۹۸	۸,۲۸
۰	۰,۷۲۰	—	۳,۱۵۵	—	۰,۸۰۰	—	
شش طبقه وگل	۰,۰۰۲	با درون‌یابی ۰,۶۹۵	۳,۴۷	با درون‌یابی ۳,۷۴۶	۱۸,۷۳	با درون‌یابی ۰,۸۵۳	۶,۶۲
	۰,۰۰۲۲	۰,۶۹۳	۳,۷۵	۳,۷۸۶	۲۰,۰۰	۰,۸۵۷	۷,۱۲
	۰,۰۰۵	۰,۶۷۴	۶,۳۹	۳,۸۳۹	۲۱,۶۸	۰,۸۷۸	۹,۷۵
۰	۰	۰,۶۶۶	—	۱,۲۶۵	—	۰,۹۶۱	—
بسیست طبقه	۰,۰۰۲	۰,۶۲۰	۶,۹۱	۱,۰۸۶	۱۴,۱۵	۰,۹۸۴	۲,۳۹
	۰,۰۰۵	۰,۵۶۷	۱۴,۸۶	۰,۹۵۷	۲۴,۳۵	۰,۹۷۰	۰,۹۴

و باعث کاهش مقاومت و همچنین سختی سازه می‌شود. در حالت بارهای ثقلی بزرگ، این تأثیر زیادتر است.

-- میزان کاهش سختی در محدوده‌ی خطی از حالت بدون ناشاقولی به حالت دارای ناشاقولی ۰,۰۰۲ در ستون‌ها، در قاب‌های ۱، ۶ و ۲۰ طبقه به ترتیب ۷,۲، ۱۹,۵ و ۱۶,۸ درصد است.

-- در حالت بارهای جانبی بزرگ، قاب‌های بدون نقص و قاب‌هایی که دارای نقص ناشاقولی اولیه در ستون‌ها هستند، در محدوده‌ی خطی تقریباً رفتار مشابهی دارند.

-- روش تحلیل پیشرفته‌ی ناحیه‌ی خمیری مورد مطالعه، ضریب بار نهایی قاب «وگل» را با خطای بیشینه‌ی ۳,۳٪ نسبت به روش‌های تحلیل ناحیه‌ی خمیری «وگل»،^[۱۴] و تحلیل مفصل خمیری «کیم و همکاران»،^[۱۵] برآورد می‌کند.

و ۲۰ طبقه به ترتیب باعث کاهش ۱,۲، ۳,۵ و ۶,۹ درصدی مقاومت نهایی سازه می‌شود.

-- نقص ناشاقولی اولیه‌ی ستون‌ها به میزان ۰,۰۰۵ در قاب‌های خمشی ۱، ۶ و ۲۰ طبقه مورد بررسی به ترتیب باعث کاهش ۱,۹، ۶,۴ و ۱۴,۹ درصدی مقاومت نهایی سازه می‌شود، که برای قاب‌های ۶ و ۲۰ طبقه مقدار بزرگی است.

-- نقص ناشاقولی اولیه‌ی ستون‌ها به میزان ۰,۰۰۵ در قاب‌های خمشی ۱، ۶ و ۲۰ طبقه به ترتیب باعث افزایش ۸، افزایش ۱۰ و افزایش ۱ درصدی ضریب R^2 سازه می‌شود.

-- تأثیر نقص ناشاقولی اولیه‌ی ستون‌ها از محدوده‌ی رفتار خطی سازه شروع شده

(References) منابع

1. Clarke, M.J., Bridge, R.Q., Hancock, G.J. and Trahair, N.S. "Advanced analysis of steel building frames", *Journal of Constructional Steel Research*, **23**(1-3), pp. 1-29 (1992).
2. Rezaiee Pajand, M. and Mohtashami, E. "Effect of initial out-of-straightness imperfection on second- order elastic behavior of planar frames", *Journal of Iranian Society of steel structures*, **4**(4), (autumn of 2007).
3. Chen, S.L. and Zhou, Z.H. "Second-order elastic analysis of frames using single imperfect element per member", *Journal of structural Engineering, ASCE*, **121**(6), pp. 939-949 (1995).
4. Kim, S.E. and Chen, W.F. "Practical advanced analysis for braced steel frame design", *Journal of structural Engineering, ASCE*, **122**(11), pp. 1257-1274 (1996).
5. AISC, *Load and Resistance Factor Design, Manual of Steel Construction*, 3rd ed., American Institute of Steel Construction, Chicago, IL (2001).
6. Gonclaves, R. and Camotim, D. "On the incorporation of equivalent member imperfections in the in-plane design of steel frames", *Journal of Constructional Steel Research*, **61**(9), pp. 1226-1240 (2005).
7. Chen, W.F. "Advanced analysis for structural steel building design", *Front. Archit. Civ. Eng., China*, **2**(3), pp. 189-196 (2008).
8. Chen, W.F. and Kim, S.E., *LRF D Steel Design Using Advanced Analysis*, CRC Press, New York (1997).
9. ANSYS/ online manual version 5.5. ANSYS (2000).
10. King, W.S., White, D.W. and Chen, W.F. "Second-order inelastic analysis for steel frame design", *Journal of structural Engineering, ASCE*, **118**(2), pp. 408-428 (1992).
11. Liew, J.Y.R., White, D.W. and Chen, W.F. "Second-order refined plastic hinge analysis for frame design: Part 1", *Journal of Structural Engineering, ASCE*, **119**(11), pp. 3196-3216 (1993).
12. ABAQUS/ Standard User's Manual, version 5.8. vol I (1998).
13. Chan, S.L. "Review: Nonlinear behavior and design of steel structures", *Journal of Constructional Steel Research*, **57**(12), pp. 1217-1231 (2001).
14. Vogel, U. "Calibrating frames", *Stahlbau*, **10**, pp. 1-7 (1985).
15. Kim, S.E. and Choi, S.H. "Practical second-order inelastic analysis for three-dimensional steel frames subjected to distributed load", *Thin-Walled Structures, ELSEVIER*, **43**(1), pp. 135-160 (2005).