

# تعیین نشست تفاضلی مجاز ساختمان‌های قاب خمشی فولادی بر مبنای سطح عملکرد

میثم غلامی (کارشناس ارشد)

علیرضا باقریه\* (استادیار)

امین محب‌خواه (دانشیار)

مهدی مرادی (دانشجوی دکتری)

دانشکده مهندسی عمران و معماری، دانشگاه ملایر

مهندسی عمران شریف (زمستان ۱۳۹۷)  
دری ۲ - ۳۴، شماری ۴/۱، ص. ۱۱۹-۱۲۹، (یادداشت فنی)

در طراحی روسازه‌ی اغلب ساختمان‌ها، تنش‌های القایی ایجادشده در اثر نشست‌های تفاضلی در نظر گرفته نمی‌شود و تأثیر نشست‌های تفاضلی فقط در تحلیل دال فونداسیون به صورت مجزا تعیین و به مقدار مجاز محدود می‌شود. آیین‌نامه‌های موجود، معیارهای دقیقی برای نشست تفاضلی مجاز ساختمان‌ها ارائه نمی‌دهند و سازه‌ها را از این منظر در گروه‌های کلی، مانند: سازه‌های بنایی، فولادی و بتنی طبقه‌بندی می‌کنند. در پژوهش حاضر، برای تعیین مقادیر نشست مجاز در قاب‌های فولادی بر مبنای سطح عملکرد لرزه‌یی آن‌ها، ابتدا ۴ سازه‌ی قاب خمشی فولادی طبق روش‌های متعارف بدون اعمال نشست طراحی شدند. سپس سازه‌ها با اعمال نشست‌های تفاضلی مختلف (نقطه‌یی، خطی و بلوکی)، به روش بارافزون تحلیل شدند. براساس نتایج تحلیل، مقادیر بحرانی نشست تفاضلی نظیر سطح عملکرد ایمنی جانی، قاب‌های مورد بررسی طبق ضوابط استاندارد FEMA-۳۶۵ محاسبه شدند. نتایج پژوهش حاضر نشان داد که ارتفاع سازه، تأثیر قابل‌توجهی در مقادیر مجاز نشست‌های تفاضلی دارد، به طوری که افزایش ارتفاع سازه می‌تواند تا ۵۰٪ مقدار نشست مجاز سازه را کاهش دهد.

m.gholami11286@yahoo.com  
bagheri@malayeru.ac.ir  
amoheb@malayeru.ac.ir  
mehdimoradi@live.com

واژگان کلیدی: نشست تفاضلی، قاب خمشی فولادی، روش بارافزون، نشست مجاز.

## ۱. مقدمه

تحلیل مجزای دال فونداسیون محاسبه و به مقدار مجاز محدود می‌شود.<sup>[۴-۲]</sup> مقدار مجاز نشست تفاضلی، دامنه‌یی است که سازه با تحمل آن دچار صدمه‌ی جدی یا اختلالی در بهره‌برداری نشود.

یکی از گام‌های مهم در طراحی پی، محاسبه و تخمین نشست کل و نشست تفاضلی است. اهمیت وقوع نشست‌های تفاضلی از نشست یکپوخت بیشتر است چرا که این‌گونه نشست‌ها می‌توانند موجب اعوجاج ساختمان و در نتیجه ترک‌خوردگی سقف‌ها، ناشاقولی و در نهایت ایجاد تنش‌های اضافی در اجزاء سازه‌یی شوند. پیش‌بینی مقدار نشست تفاضلی در یک سازه به علت اندرکنش سازه، فونداسیون و خاک زیر آن پیچیدگی‌های زیادی دارد. عده‌یی از پژوهشگران، مقدار نشست تفاضلی را به صورت نسبتی از نشست کل سازه تخمین می‌زنند. برخی از آن‌ها، به عنوان یک تخمین، مقدار نشست تفاضلی مجاز در خاک‌های ماسه‌یی را معادل ۷۵٪ کل نشست یکپوخت سازه پیشنهاد کرده‌اند. به عنوان یک قاعده‌ی تجربی، عده‌یی از طراحان، مقدار نشست‌های تفاضلی را ۲۰٪ نشست کلی در نظر می‌گیرند.<sup>[۶]</sup> البته در پژوهشی در سال ۱۹۹۴،<sup>[۷]</sup> پیشنهاد شده است که در خاک‌های همگن، مانند خاکریزهای مهندسی، می‌توان نسبت مذکور را در ضریبی بین ۵٪ تا ۷۵٪

متغیر بودن شرایط ژئوتکنیکی و یا هندسی در زیر پی می‌تواند موجب نشست‌های غیریکسان در نقاط مختلف پی شود.<sup>[۱]</sup> علاوه بر این، حتی در صورت یکسان بودن پروفیل زیرزمینی در زیر یک ساختمان، بار وارده از طرف پی بر خاک ممکن است از نقطه‌یی به نقطه‌ی دیگر تغییر کند؛ در این حالت نشست به وجود آمده در نقاط مختلف پی متفاوت است و در اصطلاح نشست تفاضلی رخ می‌دهد. عوامل دیگری، نظیر: آب‌شستگی سطحی و زیرسطحی، تورم خاک در اثر یخبندان، حفاری و ساخت و ساز در نزدیکی پروژه نیز ممکن است منجر به وقوع نشست‌های تفاضلی شوند. در سازه‌هایی با اتصال‌های مفصلی، نشست‌های مذکور چندان اثری در نیروهای داخلی اعضاء سازه ندارند؛ اما با افزایش درجه‌ی نامعینی استاتیکی سازه، به عنوان نمونه در سازه‌هایی با اتصال‌های صلب، نشست‌های تفاضلی با بازتوزیع نیروها در سازه و پی می‌توانند منجر به آثار نامطلوبی در سازه شوند. در طراحی اغلب سازه‌ها، نشست‌های غیریکپوخت در نظر گرفته نمی‌شوند و فقط مقدار آن‌ها در

\* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۳۹۵/۷/۱۴، اصلاحیه ۱۳۹۵/۱۰/۲۱، پذیرش ۱۳۹۵/۱۱/۱۶.

DOI:10.24200/J30.2019.1438

ضرب کرد. تخمین و پیش‌بینی نشست تفاضلی مورد انتظار در یک سازه، مورد توجه گروهی از پژوهشگران بوده و هدف از این قبیل پژوهش‌ها، معرفی روش‌های دقیق‌تری برای تحلیل مسئله‌ی پیچیده‌ی تعیین نشست‌های تفاضلی با توجه به اندرکنش عوامل مختلف است. برخی دیگر از پژوهشگران، [۸] آثار وقوع نشست تفاضلی در یک ساختمان قاب خمشی را به صورت مدل‌سازی سه‌بعدی هم‌زمان سازه و خاک را به منظور بررسی آثار نشست تفاضلی بر اجزاء سازه‌ی مطالعه کرده‌اند و البته هدف آن‌ها تعیین بیشینه‌ی نشست تفاضلی قابل تحمل توسط سازه نبوده است. همچنین در سال ۲۰۱۲، برای محاسبه‌ی نشست‌های تفاضلی سازه، شالوده و خاک به صورت هم‌زمان مدل‌سازی و نتیجه‌گیری شد که برای در نظر گرفتن آثار اندرکنش در محاسبه‌ی جابه‌جایی‌ها و نیروها در سازه و شالوده، باید آن‌ها به صورت توأمان در تحلیل وارد شوند. [۹] در سال ۲۰۰۹، نیز به دلیل وجود عدم قطعیت در پارامترهای ژئوتکنیکی، از روش طراحی بر مبنای قابلیت اطمینان برای محاسبه‌ی نشست‌های تفاضلی در خاک‌های غیر چسبنده استفاده شده است. [۱۰]

برخی از پژوهش‌ها نیز با هدف مطالعه‌ی تأثیر نشست تفاضلی در سازه و خصوصاً تغییرات به وجود آمده در نیروها و گشتاورهای داخلی اعضاء سازه انجام شده‌اند. مثلاً در مطالعه‌ی در سال ۲۰۱۵، [۱۱] که به صورت پارامتری انجام شده است، اثر وقوع نشست تفاضلی در یک قاب پرتال به صورت عددی بررسی و مشخصات قاب تغییر داده شده است، تا آثار یک مقدار نشست تفاضلی مشخص (۱۰ میلی‌متر) در توزیع نیروهای داخلی قاب بررسی شود. همچنین هدف پژوهش مذکور تعیین عددی نشست تفاضلی قابل تحمل توسط سازه نبوده است. همچنین برخی پژوهشگران (۲۰۱۵)، [۱۲] یک ساختمان ۱۰ طبقه‌ی بتنی را تحت نشست تفاضلی به روش بارافزون بررسی کردند و سه نقطه را برای اعمال نشست تفاضلی در نظر گرفتند و تحت نشست به مقدار ۲۵ میلی‌متر قرار دادند و نتیجه گرفتند که مقدار نشست تفاضلی مجاز معرفی شده در آیین‌نامه‌ها، محافظه‌کارانه است و نشست ستون میانی، بحرانی‌ترین حالت را دارد.

بعضی از نوشتارها نیز مطالعات موردی از وقوع نشست‌های تفاضلی در ساختمان و راهکارهای مقابله و ترمیم آن را گزارش کرده‌اند؛ از جمله نوشتاری در سال ۲۰۰۹، [۱۳] که آثار وقوع نشست‌های تفاضلی شدید در یک هتل ۵ طبقه را بررسی کرده و راهکارهای مقابله و تثبیت سیستم فونداسیون و جلوگیری از ادامه‌ی روندهای نشست تفاضلی و ترمیم سازه‌ی و ژئوتکنیکی را در پروژه‌ی خاص مذکور ارائه داده‌اند.

تاکنون بیشتر مطالعاتی که در زمینه‌ی تعیین «نشست‌های تفاضلی مجاز» و یا به عبارتی قابل تحمل، انجام گرفته است، بر مبنای جمع‌آوری اطلاعات ساختمان‌هایی است که در اثر این موضوع دچار خسارت و عیب شده‌اند. برخی پژوهشگران (۱۹۵۶)، [۱۴] پس از جمع‌آوری داده‌ها از ساختمان‌هایی که نشانه‌های خسارت به علت نشست، در ۴۱٪ از آن‌ها مشاهده می‌شد، توصیه‌هایی برای حد مجاز نشست یکنواخت و تفاضلی ارائه کردند و معیار خسارتی به نام انحراف زاویه‌ی را تعریف و مقادیر مجاز آن را توصیه کردند. انحراف زاویه‌ی (β) با تقسیم تغییرات نشست به طولی مشخص بین دو نقطه از سازه پس از حذف اثر شیب ساختمان به دست می‌آید. در پژوهش مذکور، [۱۴] مقدار مجاز انحراف زاویه‌ی برای خسارت معماری برابر  $\frac{1}{300}$  و برای خسارت سازه‌ی برابر  $\frac{1}{500}$  معرفی شده است. همچنین پس از بررسی تعدادی از ساختمان‌های آسیب‌دیده به علت نشست‌های تفاضلی در اتحاد جماهیر شوروی سابق، [۱۵] معیاری با عنوان تغییرشکل نسبی (نسبت تغییرمکان به طول تغییرشکل‌یافته) برای کنترل نشست‌های ذکر شده معرفی شد و مقادیر مجاز ارائه شده‌ی آن‌ها برای سازه‌های فلزی و بتنی با و بدون دیوارهای میان‌قاب‌ی به ترتیب

بین  $\frac{1}{80}$  تا  $\frac{1}{300}$  هستند. [۱۵] این مقادیر با مقادیر پیشنهادی برخی پژوهشگران، مشابهت دارند. [۱۶، ۱۷] نتایج دو پژوهش مذکور مبنای بسیاری از تحقیقات بعدی شده و حتی به نظر می‌رسد در آیین‌نامه‌ی یورو کد نیز مدنظر قرار گرفته است. آیین‌نامه‌ی یورو کد ۷، [۱۷] محدوده بین  $\frac{1}{300}$  تا  $\frac{1}{100}$  برای سازه‌های فاقد میان‌قاب پیشنهاد شده است. در پژوهشی در سال ۱۹۷۴، [۱۸] نیز نشست و خسارت ۹۵ سازه علاوه بر گزارش‌های پژوهشگران پیشین بررسی شده است. همچنین برخی پژوهشگران (۱۹۷۴)، [۱۶] شرایط خسارت ناشی از نشست را مطالعه کردند و نتیجه گرفتند که ترک‌خوردگی در اثر وقوع کرنش‌های کششی بزرگ رخ می‌دهد. عملکرد ۴۳۹ کوله پل نیز که دچار نشست شده بودند، در سال ۱۹۹۶ بررسی شد، [۱۹] و نتایج پژوهش اخیر برای استفاده، توسط آیین‌نامه‌ی آشتو، پیشنهاد شده است. [۲۰]

در پژوهشی در سال ۱۹۹۴، [۲۱] نشست‌های قابل تحمل انواع مختلف ساختمان خلاصه و بر روی عواملی که می‌تواند در مقدار پارامتر مذکور تأثیرگذار باشد، بحث شده است. برخی پژوهشگران، [۲۲، ۲۳] نیز براساس بررسی‌های میدانی، گزارشی در مورد افزایش آثار منفی نشست تفاضلی در سازه‌های بتن مسلح ارائه و بر لزوم ارائه‌ی طراحی‌های اقتصادی و ایمن تأکید کردند. همچنین در سال ۲۰۰۷، [۲۴] مقدار مجاز نشست تفاضلی برای ساختمان‌های معمولی برابر ۵۰ میلی‌متر معرفی شده است. آیین‌نامه‌ی ACI، مقدار مجاز نشست غیریکنواخت را برای سازه‌های عادی برابر ۱۹ میلی‌متر اعلام کرده است. [۴]

پژوهشگران دیگری، [۲۵] نیز با استفاده از روش احتمالاتی، تغییرشکل‌های قابل تحمل بی‌ی‌ها را در حالت حد خدمت‌پذیری تعیین و استدلال کردند که علی‌رغم اینکه توصیه‌های موجود برای تعیین نشست تفاضلی مجاز به صورت تعینی هستند، مطالعات نشان می‌دهد که به علت نبود قطعیت، نشست قابل تحمل توسط یک نوع خاص از سازه، یک متغیر تصادفی است و نمی‌توان آن را یک مقدار ثابت در نظر گرفت. آن‌ها همچنین منحنی توزیع احتمال نشست قابل تحمل را براساس جمع‌آوری داده‌های مربوط به ساختمان‌های ساخته شده و در عین حال با استفاده از بانک اطلاعات محققان پیشین ارائه دادند. همان‌گونه که ذکر شد، اغلب پژوهشگران با جمع‌آوری اطلاعات ساختمان‌های مسئله‌دار در اثر نشست تفاضلی، بانک‌های اطلاعاتی نسبتاً محدودی فراهم و معیارهایی برای نشست تفاضلی مجاز ارائه کرده‌اند. آیین‌نامه‌ها نیز عمدتاً از نتایج این‌گونه مطالعات میدانی برای تعیین نشست‌های تفاضلی مجاز برای سازه‌ها استفاده کرده‌اند. در برخی مطالعات اخیر نشان داده شده است که مقادیر نشست مجاز معرفی شده توسط آیین‌نامه‌ها محافظه‌کارانه است، [۲۳، ۲۴] و بعضاً نوع سیستم سازه‌ی و آثار مهم آن در مقدار نشست تفاضلی مجاز به دقت تفکیک و تبیین نشده است. بدیهی است که اعمال مقادیر غیردقیق و دست بالای نشست‌های تفاضلی مجاز در طراحی سازه می‌تواند موجب به مخاطره افتادن ایمنی سازه شود و در مقابل، مقادیر دست‌پایین نیز باعث افزایش هزینه‌ی ساخت ساختمان می‌شود. در تعیین مقادیر نشست مجاز، تاکنون کمتر به صورت دقیق به سیستم سازه‌ی توجه شده است. علاوه بر این، باید توجه داشت که سازه‌ها با کاربری متفاوت، تعریف متفاوتی برای ایمنی سازه دارند. راه مستقیم تحلیل مسئله‌ی ذکر شده، مدل‌سازی آثار نشست‌های تفاضلی بر سازه است که تاکنون مطالعه‌ی مهمی در مورد روش مذکور در منابع علمی گزارش نشده است. فقط می‌توان به پژوهشی در سال ۲۰۱۰ اشاره کرد، [۲۶] که با مطالعه‌ی آثار اعمال نشست تفاضلی در یک قاب بتن مسلح یک دهانه - یک طبقه، تلاش شده است منحنی‌های توزیع احتمال نشست مجاز را ارائه کنند. نکته‌ی قابل توجه در پژوهش مذکور این است که تعیین مرز خرابی در آن فقط بر مبنای کرنش محوری به وجود آمده در مصالح بوده است که معیار دقیقی به نظر نمی‌رسد و معیارهای پذیرش آیین‌نامه‌ی FEMA که در پژوهش حاضر استفاده شده

نتایج تحلیل طبق معیارهای پذیرش آیین‌نامه‌ی FEMA-۳۶۵<sup>[۳۲]</sup> مشخص شدند.

## ۱.۲. تحلیل بارافزون

در روش تحلیل بارافزون، آثار غیرخطی تغییرات سختی اعضا تسلیم شده، آثار مرتبه‌ی دوم به علت انحنای اعضا و آثار ایجاد شده به علت برون‌محوری بارهای ثقلی به علت تغییر مکان جانبی ( $P - \Delta$ ) در نظر گرفته می‌شوند. در روش بارافزون، ابتدا بارهای گرانشی و یک الگوی بار جانبی مشخص در ارتفاع با توجه به بارهای لرزه‌یی بر سازه اعمال می‌شود. سپس نیروهای جانبی تا تسلیم اعضا سازه افزایش می‌یابد. تحلیل غیرخطی براساس روش تحلیل بارافزون تا رسیدن جابه‌جایی نقطه‌ی کنترل (مرکز جرم بام) به یک مقدار از پیش تعیین شده به نام تغییر مکان هدف ادامه می‌یابد. حاصل روش بارافزون به شکل منحنی ظرفیت نمایش داده می‌شود. در منحنی ظرفیت، برش پایه در مقابل تغییر مکان بام ترسیم می‌شود. نیروهای داخلی و تغییر شکل‌های متناظر با جابه‌جایی هدف به ترتیب به عنوان مقاومت و تغییر شکل مورد نیاز در نظر گرفته می‌شوند. تحلیل بارافزون، مبتنی بر مود اول سازه است و برای سازه‌هایی با زمان تناوب کم و نیز برای سازه‌هایی که زمان تناوب مدهای ارتعاشی در آن‌ها به اندازه‌ی کافی از هم فاصله دارند، نتایج رضایت بخشی ارائه می‌دهد.<sup>[۳۳]</sup>

## ۲.۲. معیار پذیرش

در پژوهش حاضر از آیین‌نامه‌ی FEMA-۳۵۶<sup>[۳۲]</sup> برای کنترل خسارت در سازه استفاده شده است که سه سطح عملکردی: قابلیت استفاده‌ی بی‌وقفه، ایمنی جانی، و آستانه‌ی فروریزش را برای سازه‌ها در نظر می‌گیرد. طبق تعریف آیین‌نامه‌ی مذکور، در سطح عملکرد قابلیت استفاده‌ی بی‌وقفه، در اثر وقوع زلزله‌ی طرح، مقاومت و سختی اجزاء سازه تغییر قابل توجهی پیدا نکرده و استفاده‌ی بی‌وقفه از سازه امکان پذیر است. همچنین در سطح عملکرد ایمنی جانی در اثر وقوع زلزله‌ی طرح، خسارت سازه نباید منجر به خسارت جانی شود. در سطح عملکرد آستانه‌ی فروریزش نیز انتظار می‌رود در اثر وقوع زلزله‌ی طرح، خسارت گسترده در سازه ایجاد نشود. با توجه به ضوابط پذیرش FEMA-۳۵۶<sup>[۳۲]</sup> برای سطح عملکرد ایمنی جانی، زاویه‌ی دوران تسلیم هر یک از اعضا سازه باید محدود شود (جدول ۱). به عبارت دیگر، برای کنترل معیار مذکور، مقدار چرخش خمیری کلیه‌ی اعضا در حین افزایش نشست تفاضلی تعیین می‌شود. سپس مقادیر به دست آمده با زاویه‌ی دوران تسلیم مجاز مقایسه می‌شوند. هنگامی که اولین مفصل سازه از معیارهای قابل پذیرش

است، معیار درست‌تر و کامل‌تری است. امروزه با پیشرفت روش‌های تحلیل عددی سازه‌ها، تعیین نشست تفاضلی مجاز از طریق تحلیل مستقیم سازه میسر شده است از این رو هدف اصلی پژوهش حاضر، اعمال نشست اجباری به تکیه‌گاه‌های سازه و تحلیل سازه تحت اثر نشست مذکور و تعیین مقدار قابل تحمل آن است.

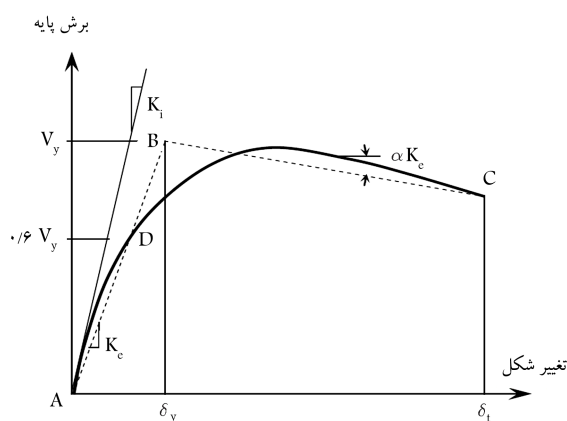
در پژوهش حاضر، نشست‌های تفاضلی به صورت تدریجی و افزایشی به سازه اعمال شده است تا اینکه در نقطه‌یی از سازه، معیار ایمنی جانی به حد مرزی خود رسیده و نشست تفاضلی در این حالت به عنوان نشست تفاضلی قابل تحمل در حد ایمنی جان معرفی شده است. مقادیر مجاز نشست‌های تفاضلی در قاب‌های فولادی با در نظر گرفتن سطح عملکردی ایمنی جانی بررسی می‌شوند. برای این منظور ۴ ساختمان با قاب خمشی فولادی در نظر گرفته شده است. نحوه‌ی انتخاب نمونه‌ها به گونه‌یی بود تا محدوده‌ی مناسبی از سازه‌های متعارف مشابه را در برگیرند. همچنین حالات متنوعی برای اعمال نشست به سازه‌ها در نظر گرفته شده است تا تمام احتمالات ممکن بررسی شود.

## ۲. برنامه و روش مدل‌سازی عددی

برای دست‌یابی به مقادیر نشست تفاضلی مجاز در قاب‌های فولادی، ۴ سازه‌ی قاب خمشی فولادی بررسی شدند. این سازه‌ها بدون اعمال نشست براساس میحث ششم مقررات ملی ساختمان<sup>[۲۷]</sup> و آیین‌نامه‌ی ۲۸۰۰<sup>[۲۸]</sup> بارگذاری ثقلی و لرزه‌ی شدند و در نرم‌افزار تجاری ETABS<sup>[۲۹]</sup> براساس آیین‌نامه‌ی AISC ۳۶۰-۰۵<sup>[۳۰]</sup> طراحی شدند.<sup>[۳۰]</sup> برای تولید قاب‌های خمشی ویژه در پژوهش حاضر، از ضوابط خاص مطرح شده در میحث دهم از مقررات ملی ساختمان<sup>[۲۹]</sup> (فصل سوم: الزامات طراحی لرزه‌یی) برای حاکم شدن مود خرابی مطلوب ستون قوی - تیر ضعیف استفاده شده است. از موارد مهم در طراحی قاب‌های خمشی با شکل‌پذیری ویژه می‌توان به کنترل سازه برای ترکیب‌های بارگذاری زلزله‌ی مورد انتظار ظرفیتی (با در نظر گرفتن آثار سخت کرنشی و اضافه مقاومت مصالح) و زلزله‌ی تشدید یافته (با در نظر گرفتن ضریب اضافه مقاومت سازه) اشاره کرد. برای اطمینان بیشتر از فعال شدن مود خرابی مطلوب مورد نظر در قاب‌ها، با پیش نحوه‌ی تسلیم‌شدگی اعضا و توزیع آن‌ها در کل سازه در پایان هر تحلیل همان‌طور که انتظار می‌رفت، ملاحظه شد که تسلیم‌شدگی‌ها فقط در دو انتهای تیرها و پای ستون‌ها تشکیل می‌شوند. سپس با استفاده از روش تحلیل بارافزون<sup>۱</sup> و با اعمال نشست‌های تفاضلی تحلیل شده و نشست‌های تفاضلی مجاز براساس

جدول ۱. معیارهای پذیرش زاویه‌ی چرخش خمیری اعضا اصلی سازه برای سطح عملکرد ایمنی جانی.<sup>[۳۲]</sup>

اجزاء	مشخصات مقطع	زاویه‌ی چرخش خمیری مجاز
تیر	$\frac{b_f}{t_f} \leq \frac{220}{\sqrt{F_{yc}}} \text{ و } \frac{h}{t_w} \leq \frac{3180}{\sqrt{F_{yc}}}$	$6\theta_y$
	$\frac{b_f}{t_f} \geq \frac{520}{\sqrt{F_{yc}}} \text{ و } \frac{h}{t_w} \geq \frac{520}{\sqrt{F_{yc}}}$	$20\theta_y$
تیرستون	$\frac{b_f}{t_f} \leq \frac{220}{\sqrt{F_{yc}}} \text{ و } \frac{h}{t_w} \leq \frac{2500}{\sqrt{F_{yc}}}$	$6\theta_y$
	$\frac{b_f}{t_f} \geq \frac{520}{\sqrt{F_{yc}}} \text{ و } \frac{h}{t_w} \geq \frac{2500}{\sqrt{F_{yc}}}$	$20\theta_y$
تیرستون	$\frac{b_f}{t_f} \leq \frac{220}{\sqrt{F_{yc}}} \text{ و } \frac{h}{t_w} \leq \frac{2170}{\sqrt{F_{yc}}}$	$\gamma \left(1 - \gamma \sqrt{\frac{P}{P_{cl}}}\right) \theta_y$
	$\frac{b_f}{t_f} \geq \frac{520}{\sqrt{F_{yc}}} \text{ و } \frac{h}{t_w} \geq \frac{2180}{\sqrt{F_{yc}}}$	$0.50\theta_y$



شکل ۲. منحنی ظرفیت در حالت کلی و نحوه تبدیل آن به منحنی دوطخطی. [۳۴]

آزادی، ضریب اصلاح جابه‌جایی بیشینه، ضریب اصلاح آثار سختی و ضریب اصلاح برای اعمال آثار  $P - \Delta$  است. مقادیر ضرایب اصلاح با توجه به آیین‌نامه‌ی FEMA-۳۵۶ [۳۲] تعیین می‌شوند. زمان تناوب مؤثر سازه براساس سختی‌های جانبی آن مطابق رابطه‌ی ۴ محاسبه می‌شود:

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} \quad (4)$$

که در آن،  $T_i$  زمان تناوب کشسان سازه است و مقدار آن از تحلیل مودال کشسان سازه حاصل می‌شود.  $K_i$  و  $K_e$  نیز در رابطه‌ی ۴ به ترتیب سختی جانبی کشسان و مؤثر سازه هستند. این مقادیر با توجه به منحنی نیرو - تغییرمکان ایده‌آل تعیین می‌شوند.

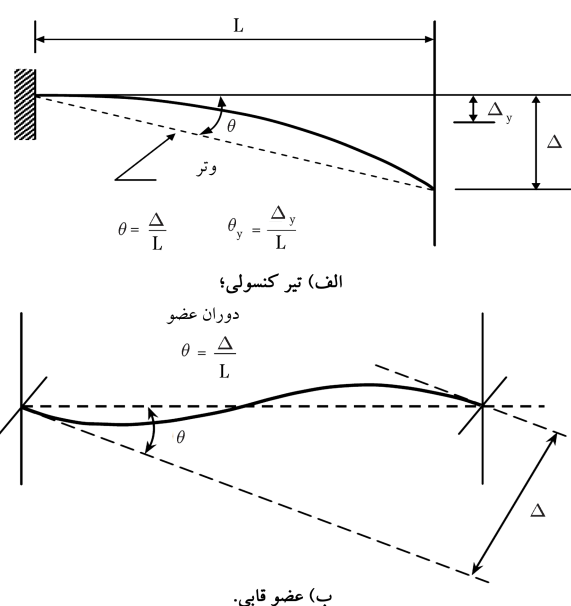
رفتار غیرخطی سازه براساس نمودار ظرفیت حاصل از روش بارافزون تعریف می‌شود. برای محاسبه‌ی  $K_e$  و برش تسلیم مؤثر، نمودار ظرفیت با یک مدل رفتار دوطخطی ساده جایگزین می‌شود. در شکل ۲، منحنی ظرفیت در حالت کلی و نحوه تبدیل آن به منحنی دوطخطی ارائه شده است. در منحنی ظرفیت مطابق شکل ۲، نقطه‌ی B باید به‌گونه‌ی انتخاب شود که سطح زیر مدل رفتار دوطخطی برابر سطح زیر منحنی رفتار غیرخطی باشد. همچنین طول پاره خط  $AD$  برابر  $60\%$  طول پاره خط  $AB$  شود. در این شرایط نیروی برشی متناظر نقطه‌ی B، برش تسلیم مؤثر ( $V_y$ ) است. در برش پایه‌ی  $0.6 V_y$  در منحنی رفتار غیرخطی، مدول سکانت بیانگر سختی جانبی مؤثر ( $K_e$ ) است.

### ۳. مدل‌سازی نمونه‌ها و نتایج

#### ۳.۱. مشخصات نمونه‌ها

در پژوهش حاضر، ۴ سازه‌ی قاب خمشی فولادی با هدف دست‌یابی به مقادیر نشست‌های تفاضلی مجاز بررسی شدند (جدول ۲). دو طرح ارائه شده در شکل ۳ برای پلان نمونه‌ها انتخاب شده‌اند. هدف از انتخاب پلان‌های مذکور، بررسی سازه‌هایی با پلان‌های مربعی (شکل ۳ الف) و مستطیلی (شکل ۳ ب) بود. مشخصات طراحی قاب‌های فولادی در جدول ۳ ارائه شده است.

نمونه‌های معرفی شده مطابق روش ارائه شده در بخش ۳ طراحی شدند. برای تحلیل سازه‌ها به روش بارافزون، تغییرمکان هدف نمونه‌ها با استفاده از رابطه‌ی ۳ محاسبه شد. مقادیر استفاده شده در رابطه‌ی ۳ براساس نتایج تحلیل و الزامات آیین‌نامه‌ی FEMA-۳۵۶ [۳۲] برای کلیه‌ی نمونه‌ها محاسبه و در جدول ۴ ارائه شده



شکل ۱. تعریف انواع چرخش اعضا. [۳۴]

آیین‌نامه عبور کند، نشست مجاز سازه تعیین می‌شود. [۳۴] در جدول ۱،  $h$ ،  $t_f$ ،  $b_f$ ،  $P$ ،  $t_w$  و  $P_{cl}$  به ترتیب عرض بال، ضخامت بال، ارتفاع جان، ضخامت جان و نیروی محوری عضو در تغییرمکان هدف، کرانه‌ی پایین مقاومت فشاری ستون و چرخش حد تسلیم هستند.

• دوران تسلیم اعضاء فولادی: در شکل ۱، چرخش دو عضو کنسولی و قابی نمایش داده شده است که در آن،  $\theta$ ،  $\Delta$  و  $\Delta y$  به ترتیب کل چرخش ارتجاعی و خمیری، کل تغییرمکان ارتجاعی و خمیری و تغییرمکان حد تسلیم هستند. چرخش تیر را می‌توان با جمع چرخش حد تسلیم و چرخش خمیری و یا براساس تغییرمکان نسبی طبقه تعیین کرد. برای اعضاء فولادی، نتایج آزمایش‌ها غالباً بر حسب چرخش خط واصل بین ابتدا و انتهای اعضا ارائه شده است. مطابق پیشنهاد نشریه‌ی ۳۶۰ [۳۴]، برای تعیین زاویه‌ی دوران تسلیم تیرها و ستون‌ها به ترتیب می‌توان از رابطه‌های ۱ و ۲ استفاده کرد:

$$\theta_y = \frac{Z F_{ye} L_b}{6 E I_b} \quad (1)$$

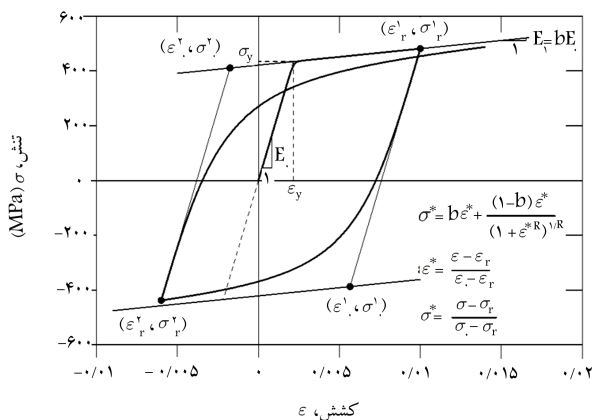
$$\theta_y = \frac{Z F_{ye} L_c}{6 E I_c} \left( 1 - \frac{P}{P_{ye}} \right) \quad (2)$$

در رابطه‌ی ۱،  $Z$ ،  $F_{ye}$ ،  $L_b$ ،  $I_b$  و  $E$  به ترتیب اساس مقطع خمیری، تنش حد تسلیم مورد انتظار برای مصالح، طول تیر، ممان اینرسی تیر و ضریب ارتجاعی فولاد هستند. در رابطه‌ی ۲،  $I_c$ ،  $L_c$  و  $P_{ye}$  به ترتیب طول ستون، ممان اینرسی ستون و نیروی محوری حد تسلیم مورد انتظار هستند.

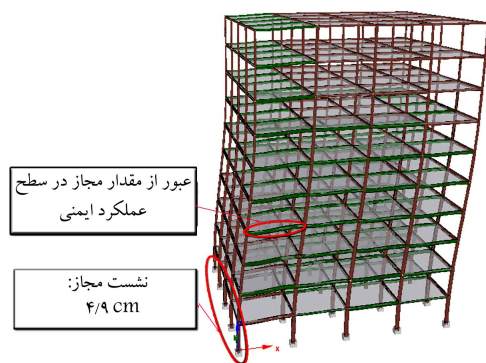
• تغییرمکان هدف در روش بارافزون: همان‌طور که گفته شد، در روش بارافزون نیاز به انتخاب تغییرمکان جانبی برای سازه با عنوان تغییرمکان هدف است. آیین‌نامه‌ی FEMA-۳۵۶ [۳۲] رابطه‌ی ۳ را برای تعیین تغییرمکان هدف پیشنهاد کرده است:

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 \frac{T_e^2}{4 \pi^2} g \quad (3)$$

که در آن،  $T_e$ ،  $g$ ،  $C_0$ ،  $C_1$ ،  $C_2$  و  $C_3$  به ترتیب زمان تناوب مؤثر سازه، شتاب گرانشی زمین، ضریب اصلاح سیستم چند درجه آزادی به سیستم یک درجه



شکل ۴. مدل رفتاری استفاده شده برای فولاد. [۳۶]



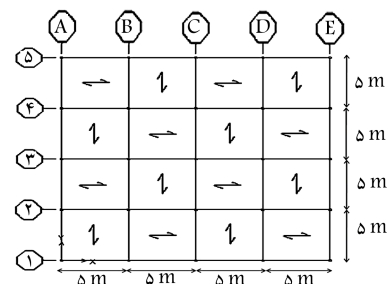
شکل ۵. نمونه‌یی از نتایج تحلیل‌های عددی در سازه‌ی ۱۰ طبقه با پلان مربعی (S#۱).

غیرکشیان مصالح در نظر گرفته شد. مقاطع ستون‌ها از نوع قوطی و مقاطع تیرها از نوع IPE انتخاب شدند. همچنین برای کلیه‌ی مقاطع از فولاد ST۳۷ استفاده شد. نشست‌های تفاضلی مجاز براساس نتایج تحلیل طبق معیارهای پذیرش آیین‌نامه‌ی FEMA-۳۵۶ [۳۲] مشخص شدند. برای دستیابی به بحرانی‌ترین مقدار برای نشست تفاضلی، سه حالت در نظر گرفته شد. این حالت‌ها شامل نشست یک ستون (نقطه‌یی)، نشست یک محور از ستون‌ها (خطی یا محوری) و نشست یک بلوک از ستون‌ها بودند. هر کدام از حالات نشست معرفی شده می‌توانند در بخش‌های متفاوتی از سازه اعمال شوند. بنابراین ضمن بررسی کلیه‌ی احتمالات برای مکان و نحوه‌ی اعمال نشست‌های تفاضلی، بحرانی‌ترین مکان برای هر یک از نمونه‌ها شناسایی شد.

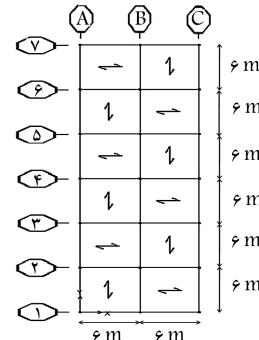
### ۲.۳. بررسی و مقایسه‌ی نتایج نمونه‌ها

نتایج حاصل از تحلیل نمونه‌ها در جدول ۵ ارائه شده است. نشست تفاضلی بیشینه‌ی نمونه‌ها زمانی اتفاق می‌افتد که اولین عضو از معیار مجاز آیین‌نامه‌ی FEMA-۳۵۶، عبور کند. بنابراین در جدول ۵، علاوه بر مقدار بیشینه‌ی نشست تفاضلی مجاز، عضو تعیین‌کننده‌ی آن نیز معرفی شده است. برای نمونه، در شکل ۵ نتایج حاصل از تحلیل سازه‌ی S#۱ در اثر اعمال نشست مشاهده می‌شود که در آن تیر AB محور ۵ در طبقه‌ی چهارم زودتر از سایر اعضا به حد مجاز ایمنی می‌رسد.

نمودارهای چرخش در مقابل نشست اعضاء بحرانی برای کلیه‌ی نمونه‌ها در



الف) پلان مربعی؛



ب) پلان مستطیلی.

شکل ۳. طرح‌های استفاده شده برای پلان قاب‌های خمشی.

جدول ۲. مشخصات کلی نمونه‌ها.

نام نمونه	تعداد طبقات (ارتفاع هر طبقه ۳ متر)	نوع پلان
S#۱	۱۰	مربعی
S#۲	۱۰	مستطیلی
S#۳	۵	مربعی
S#۴	۵	مستطیلی

جدول ۳. مشخصات طراحی نمونه‌ها.

مشخصه	مقدار
اهمیت سازه	خیلی زیاد
نوع زمین	II
ارتفاع طبقات	۳ متر
نوع قاب	قاب خمشی ویژه
نسبت شتاب مبناى طرح	۰/۳۵
نوع سقف	دال یک‌طرفه‌ی بتنی

است. در ادامه، نمونه‌ها با استفاده از روش تحلیل بارافزون و با اعمال نشست‌های تفاضلی در نرم‌افزار اجزاء محدود SeismoStruct [۳۵] تحلیل شدند. در نرم‌افزار مذکور برای مدل‌سازی مقاطع عرضی تیرها و ستون‌ها از اجزاء رشته‌یی استفاده می‌شود. معمولاً هر مقطع از ۲۰۰ رشته تشکیل می‌شود و هر رشته می‌تواند مصالحی با منحنی تنش - کرنش متفاوت داشته باشد. برای مدل‌سازی رفتار غیرخطی فولاد از مدل منوگوتو - پینتو، استفاده شده است. [۳۶] که شکل کلی آن در شکل ۴ مشاهده می‌شود. در مدل منوگوتو - پینتو، انتقال از حالت شیب اولیه به سمت مجانب نهایی به صورت تدریجی با یک منحنی به شعاع R انجام می‌شود.

انتگرال پاسخ رشته‌های مذکور، پاسخ کلی مقطع را مشخص می‌کند. برای تحلیل تیرها و ستون‌ها در نرم‌افزار SeismoStruct [۳۵]، خواص غیرخطی هندسی و

جدول ۴. محاسبه‌ی تغییر مکان هدف نمونه‌ها.

نام نمونه	$C_0$	$C_1$	$C_2$	$C_3$	$T_e$	$S_a$	تغییر مکان هدف (mm)
S#۱	۱٫۵	۱	۱	۱	۲٫۲۳۷	۰٫۳۲۲	۶۰۰
S#۲	۱٫۵	۱	۱	۱	۲٫۱۸	۰٫۳۲۸	۵۸۰
S#۳	۱٫۴	۱	۱	۱	۱٫۳۷۷	۰٫۴۴۵	۲۹۴
S#۴	۱٫۴	۱	۱	۱	۱٫۳۰۴	۰٫۴۶۲	۲۷۳

جدول ۵. نتایج حاصل از تحلیل نمونه‌ها.

نام نمونه	-	نشست تک‌ستون	نشست یک‌محور از ستون‌ها	نشست یک بلوک از ستون‌ها
S#۱	بحرانی‌ترین محل اعمال نشست اولین عضو ارضاکننده معیار مجاز نشست تفاضلی بحرانی (سانتیمتر)	ستون A۵ تیر AB محور ۵ در طبقه چهارم ۵٫۱	ستون‌های محور A تیر AB محور ۱ در طبقه چهارم ۴٫۹	ستون‌های A۵، B۵، A۴، B۴ تیر BC محور ۵ در طبقه چهارم ۶٫۹
S#۲	بحرانی‌ترین محل اعمال نشست اولین عضو ارضاکننده معیار مجاز نشست تفاضلی بحرانی (سانتیمتر)	ستون A۱ تیر AB محور ۱ در طبقه چهارم ۳	ستون‌های محور A تیر AB محور ۱ در طبقه چهارم ۴٫۷	ستون‌های A۱، B۱، A۲، B۲ تیر AB محور ۱ در طبقه چهارم ۳٫۹
S#۳	بحرانی‌ترین محل اعمال نشست اولین عضو ارضاکننده معیار مجاز نشست تفاضلی بحرانی (سانتیمتر)	ستون A۱ تیر AB محور ۱ در طبقه دوم ۷٫۵	ستون‌های محور A تیر AB محور ۱ در طبقه دوم ۷٫۴	ستون‌های A۱، B۱، A۲، B۲ تیر AB محور ۱ در طبقه دوم ۹٫۴
S#۴	بحرانی‌ترین محل اعمال نشست اولین عضو ارضاکننده معیار مجاز نشست تفاضلی بحرانی (سانتیمتر)	ستون A۱ تیر AB محور ۱ در طبقه دوم ۶٫۴	ستون‌های محور A تیر AB محور ۱ در طبقه دوم ۷٫۳	ستون‌های A۱، B۱، A۲، B۲ تیر AB محور ۱ در طبقه دوم ۷

جدول ۶. مقادیر نشست تفاضلی مجاز و انحراف زاویه‌یی.

-	S#۱	S#۲	S#۳	S#۴
نشست تفاضلی (cm)	۴٫۹	۳	۷٫۴	۶٫۴
انحراف زاویه‌یی	$\frac{1}{102}$	$\frac{1}{200}$	$\frac{1}{68}$	$\frac{1}{94}$

جدول ۷. مقایسه‌ی انحراف زاویه‌یی پیشنهادی با مطالعات پیشین.

نوع سازه	قاب خمشی فولادی
مقادیر پیشنهادی	$\frac{1}{94}$
اسکمپتون و مک‌دونالد [۶]	$\frac{1}{150}$
مایرهوف [۳۷]	$\frac{1}{250}$
پولشین و توکار [۱۵]	$\frac{1}{300}$
فرانک [۲۴] (مقدار معادل)	$\frac{1}{120}$ تا $\frac{1}{100}$
ACI [۴] (مقدار معادل)	$\frac{1}{316}$ تا $\frac{1}{263}$

پیوست الف ارائه شده است. همچنین نمودارهای ظرفیت نمونه‌ها با و بدون اعمال نشست برای کلیه نمونه‌ها در پیوست الف ارائه شده است.

با توجه به نتایج مدل‌سازی نمونه‌ها برای کلیه حالت نشست‌های در نظر گرفته‌شده، شامل: نشست تک‌ستون، نشست محوری از ستون‌ها و نشست بلوکی از ستون‌ها، نشست ستون‌های کناری بحرانی‌ترین مکان بودند (جدول ۵). نمونه‌های با پلان مستطیلی، قابلیت تحمل نشست تفاضلی کمتری نسبت به پلان مربعی داشتند. همچنین مطابق نتایج ارائه‌شده در جدول ۵، برای سازه‌های مستطیلی، نشست تک‌ستون و برای سازه‌های مربعی، نشست محوری از ستون‌ها تعیین‌کننده بودند. در شکل ۶، نشست تفاضلی سازه‌های کوتاه و بلند مقایسه شده‌اند. شکل ۶ نشان می‌دهد که با افزایش طبقات نشست تفاضلی مجاز به‌طور متوسط تا ۵۰٪ کاهش می‌یابد.

مقادیر مجاز نشست تفاضلی و متعاقباً انحراف زاویه‌یی مجاز نمونه‌ها در جدول ۶ ارائه شده است. با توجه به نتایج جدول ۶ می‌توان نتیجه گرفت که با افزایش ارتفاع سازه‌ها، توانایی تحمل نشست تفاضلی آن‌ها کاهش می‌یابد. بنابراین مقدار مجاز انحراف زاویه‌یی در سطح عملکرد ایمنی جانی برای سازه‌های قاب خمشی فولادی کوتاه‌تر از ۵ طبقه برابر  $\frac{1}{94}$  و برای سازه‌های بین ۵ تا ۱۰ طبقه برابر  $\frac{1}{200}$  پیشنهاد می‌شوند. در جدول ۷، مقایسه‌ی بین انحراف زاویه‌یی مجاز پیشنهادی و مطالعات پیشین ارائه شده است. با مقایسه‌ی نتایج پژوهش حاضر و مقادیر مجاز ارائه‌شده تاکنون،

می‌توان نتیجه گرفت که در نظر نگرفتن اثر ارتفاع سازه‌ها ممکن است منجر به خسارت سازه یا طراحی محافظه‌کارانه‌ی آن شود.

#### ۴. نتیجه‌گیری

در پژوهش حاضر، ۴ سازه با سیستم قاب خمشی فولادی برای محاسبه‌ی مقادیر مجاز تنش‌های تفاضلی مدل‌سازی و بررسی شده‌اند. نتایج حاصل از بررسی تحلیلی آن‌ها را می‌توان به این صورت خلاصه کرد:

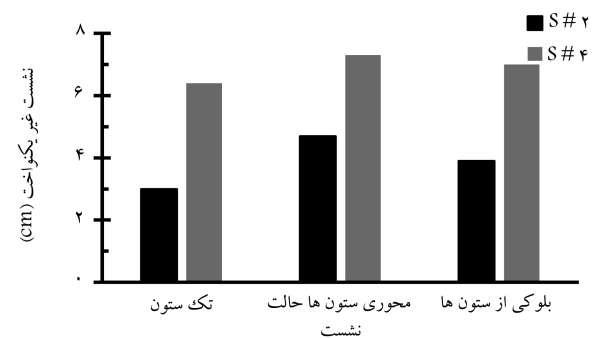
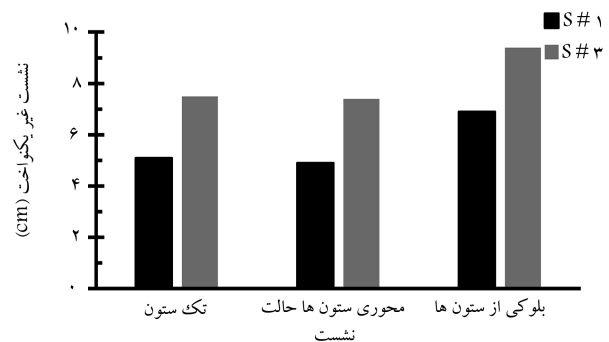
- مقدار انحراف زاویه‌ی مجاز در سطح عملکردی خسارت جانی برای سازه‌های قاب خمشی فولادی کوتاه‌تر از ۵ طبقه برابر  $\frac{1}{400}$  و برای سازه‌های بین ۵ تا ۱۰ طبقه برابر  $\frac{1}{300}$  محاسبه شد.
- پلان‌های مستطیلی قابلیت تحمل نشست تفاضلی کمتری نسبت به پلان مربعی دارند. همچنین نشست یک ردیف ستون در سازه با پلان مربعی و نشست تک‌ستون در پلان‌های مستطیلی، بحرانی‌ترین حالت‌های نشست تفاضلی است.
- ارتفاع سازه در نشست تفاضلی مجاز تأثیرگذار است و این نکته‌ی است که در ضوابط موجود چندان مورد توجه نبوده‌است. با افزایش تعداد طبقات در سازه‌های مورد بررسی، نشست تفاضلی مجاز تا ۵۰٪ کاهش یافت، ضمن اینکه نشست ستون‌های کناری آثار نامساعدتری را برای سازه به دنبال داشت.
- نشست تفاضلی مجاز تابع عوامل بسیاری است، نتایج پژوهش حاضر نشان داد انجام پژوهش‌های بیشتر برای دقیق‌تر کردن ضوابط موجود ضروری است.

#### پانویس

1. Pushover analysis

#### منابع (References)

1. Breyse, D. "Influence of soil variability on differential settlements of buildings", *Revue Francaise De Genie Civil*, **6**(3), pp. 409-419 (2002).
2. National Building Code of Canada (NBCC), "Institute for research in construction, national research council of Canada", Ottawa, Ontario, Canada (2010).
3. California Building Standards Commission, "California green building standards code california code of regulations", title 24, Part 11 (2010).
4. ACI Committee 318, "American concrete institute, and international organization for standardization", Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-14) and Commentary, American Concrete Institute, (2014).
5. Terzaghi, K., Peck, R.B. and Mesri, G., *Soil Mechanics in Engineering Practice*, John Wiley & Sons (1996).
6. Holtz, R.D., *Stress Distribution and Settlement of Shallow Foundations*, Foundation Engineering Handbook, 2nd Ed., H.-Y. Fang, ed., pp. 166-216, Van Nostrand Reinhold, New York (1991).
7. Coduto, D.P., *Foundation Design*, Prentice-Hall, Englewood Cliffs, N.J. (1994).
8. Gatmiri, B., Gholamifard, S. and Dehghan, K. "3D effects of differential settlements on a special moment resisting frame due to earthquake", *13th World Conference on Earthquake Engineering Vancouver, B.C., Canada August 1-6*, Paper No. 808. (2004).
9. Arapakou, A.E. and Papadopoulos, V.P. "Factors affecting differential settlements of framed structures", *Geotech. Geol. Eng.*, **30**(6), pp. 1323-1333 (2012).
10. Akbas, S.O. and Kulhawy, F.H. "Reliability-based design approach for differential settlement of footings on cohesionless soils", *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, **135**(12), pp. 1779-1788 (2009).
11. Lahri, A. and Garg, V. "Effect of differential settlement on frame forces- A parametric Study", *International Journal of Research in Engineering and Technology*, **4**(9), pp. 453-464 (2015).
12. Lin, L., Hanna, A., Sinha, A. and Tirca, L. "Structural response to differential settlement of its foundations", *Journal of Civil Engineering Research*, **5**(3), pp. 59-66 (2015).



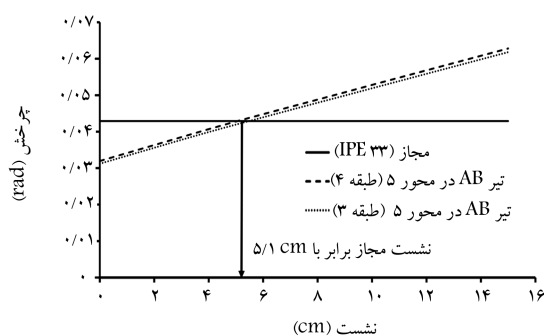
شکل ۶. مقایسه‌ی نشست‌های تفاضلی.

13. Hebel, G.L., Ospina, R.I., Howard, D.K. and et al. "Assessment and remediation of geotechnical and structural deficiencies at a 5-story hotel experiencing large differential settlements", *Forensic Engineering Congress*, ASCE, pp. 278-287 (2009).
14. Skempton, A.W. and Macdonald, D.M. "The allowable settlements of buildings", *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, **5**(6), pp. 727-768 (1956).
15. Polshin, D.E. and Tokar, R.A. "Maximum allowable non-uniform settlement of structures", *Proceedings 4th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, **1**, pp. 402-405 (1957).
16. Burland, J.B. and Wroth, C.P., *Settlement of Buildings and Associated Damage*, Pentech Press (1974).
17. Eurocode 7, "Geotechnical design-part 1: General rules", BS EN 1997-1 (2004).
18. Grant, R., Christian, J.T. and Vanmarcke, E.H. "Differential settlement of buildings", *J. Geotech. Engng.*, **100**(9), pp. 973-991 (1974).
19. Moulton, L.K. "Tolerable movement criteria for highway bridges", Report No. FHWA/RD-85/107, Washington, DC: Federal Highway Administration (1985).
20. AASHTO, "Standard specifications for highway bridges", 16th Ed., AASHTO, Washington, D.C. (1996).
21. Wahls, H. E. "Tolerable deformations", Proc., Vertical and Horizontal Deformations of Foundations and Embankments (GSP 40), A. T. Yeung and G. Y. Felio, eds., pp. 1611-1628, ASCE, New York (1994).
22. Hanna, A.M., Douglass, M.M. and Jeyasingham, B. "Allowable differential settlements for rigid frame structures", *Proceedings of the Annual Conference of the Canadian Society for Civil Engineering*, Fredericton, May, (1981).
23. Hanna, A.M. "Interactions between Superstructure and Substructure of buildings for achieving economical building design", *International Journal for Housing Science and its Applications*, **27**(3), pp. 171-178 (2003).
24. Frank, R. "General presentation of eurocode 7 on geotechnical design". In: *Proceedings of the 5th Hellenic conference on geotechnical and environmental engineering*, **4**, Xanthi, pp. 133-142 (2006).
25. Zhang, L.M. and Ng, A.M.Y. "Probabilistic limiting tolerable displacements for serviceability limit state design of foundations", *Geotechnique*, **55**(2), pp. 151-161 (2005).
26. Negulescu, C. and Foerster, E. "Parametric studies and quantitative assessment of the vulnerability of a RC frame building exposed to differential settlements", *Nat. Hazards Earth Syst. Sci.*, **10**(9), pp. 1781-1792 (2010).
27. INBC, "Iranian national building code, part6, design loads for buildings", Ministry of Housing and Urban Development, Tehran, (In Persian) (2006).
28. Standard No. 2800. "Iranian code of practice for seismic resistant design of buildings", 3ed Revision, Building and Housing Research Center, Tehran, (In Persian) (2005).
29. Habibullah, A. "ETABS-nonlinear, three dimensional analysis and design of building systems", *Computer and Structures*, Inc, Berkeley, California, USA (1998).
30. American Institute of Steel Construction (AISC), "360-05, specification for structural steel buildings", Chicago (2005).
31. INBC, "Iranian building code, part 10, design of steel structures", Ministry of Housing and Urban Development, Tehran, (In Persian) (2013).
32. Estados Unidos Federal Emergency Management Agency (FEMA), "Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings", FEMA, Washington DC, (2000).
33. Krawinkler, H. and Seneviratna, G.D.P.K. "Pros and cons of a pushover analysis of seismic performance evaluation", *Engineering Structures*, **20**(4), pp. 452-464 (1998).
34. Management and Planning Organization Office of Deputy for Technical Affairs Technical Criteria Codification & Earthquake Risk Reduction Affairs Bureau., *Instruction for Seismic Rehabilitation of Existing Buildings No.360* (In Persian) (2007).
35. Seismo Soft., SeismoStruct. "A computer program for static and dynamic nonlinear analysis of framed structures", User Manual, <http://www.seismosoft.com>, (2006).
36. Menegotto, M. and Pinto, P.E. "Method of analysis for cyclically loaded RC plane frames including changes in geometry and non-elastic behavior of elements under normal force and bending", *Preliminary Report IABSE*, **13**, pp. 15-22 (1973).
37. Meyerhof, G.G. "The settlement analysis of building frames", *The Structural Engineer*, **25**(9), pp.369-409 (1947).

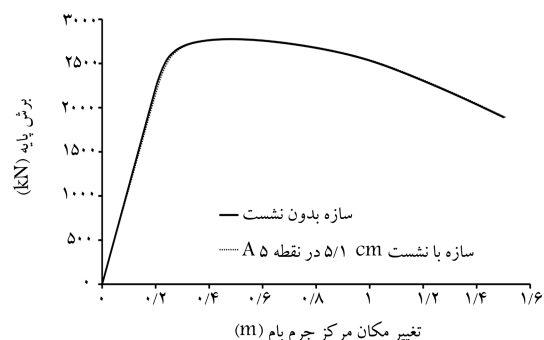
نمونه ها با و بدون اعمال نشست برای کلیه ی حالات در نظر گرفته شده برای نشست ها در شکل های ۱ الف تا ۱۲ الف ارائه شده است:

**پیوست الف: جزئیات نتایج مدل سازی نمونه ها**  
نمودارهای چرخش در مقابل نشست اعضاء بحرانی و همچنین نمودار ظرفیت



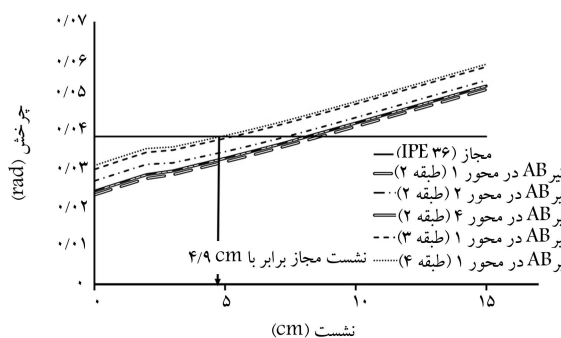


(ب) نمودار چرخش خمیری در مقابل نشت بحرانی ترین اعضا سازه.

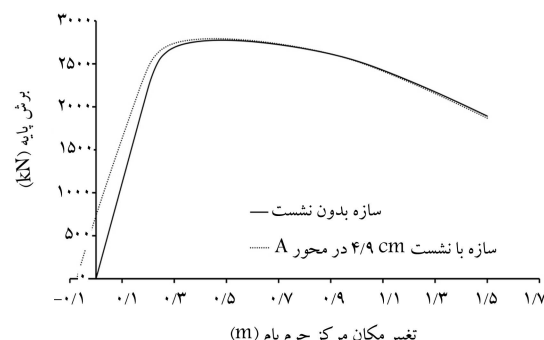


(الف) نمودار ظرفیت سازه با و بدون اعمال نشت؛

شکل ۱ الف. نشت تک ستون در نمونه‌ی ۱ S#.

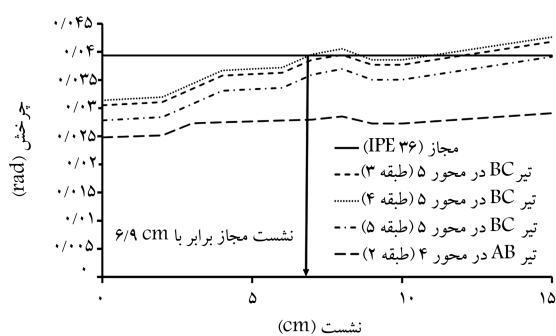


(ب) نمودار چرخش خمیری در مقابل نشت بحرانی ترین اعضا سازه.

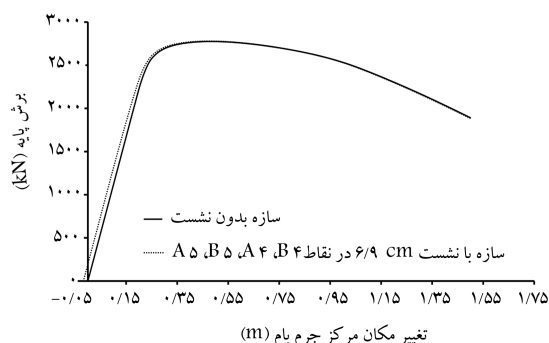


(الف) نمودار ظرفیت سازه با و بدون اعمال نشت؛

شکل ۲ الف. نشت محوری ستون‌های نمونه‌ی ۱ S#.

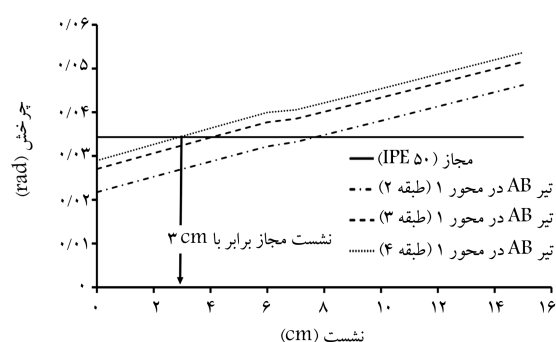


(ب) نمودار چرخش خمیری در مقابل نشت بحرانی ترین اعضا سازه.

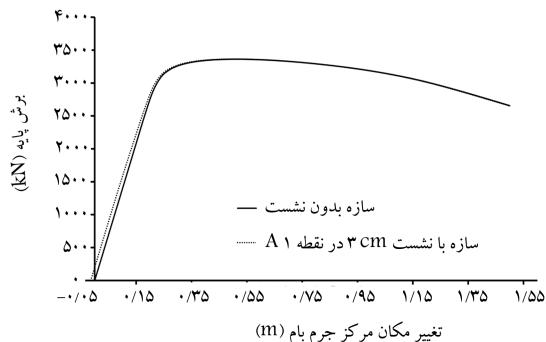


(الف) نمودار ظرفیت سازه با و بدون اعمال نشت؛

شکل ۳ الف. نشت یک بلوک از ستون‌های نمونه‌ی ۱ S#.

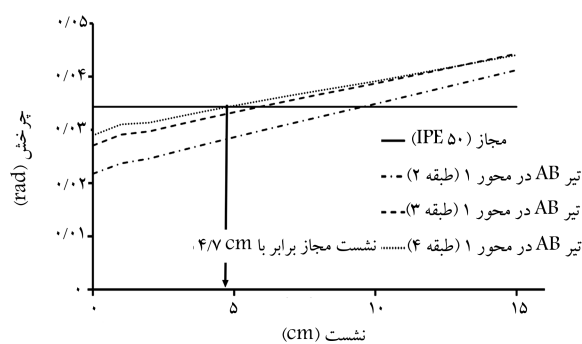


(ب) نمودار چرخش خمیری در مقابل نشت بحرانی ترین اعضا سازه.

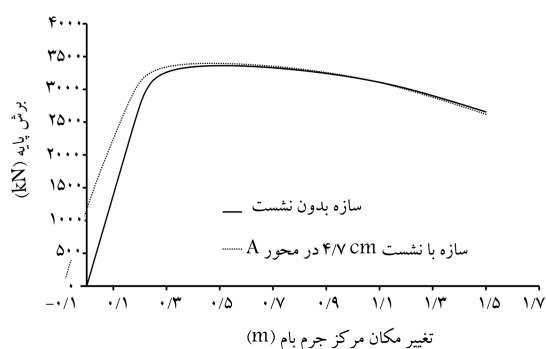


(الف) نمودار ظرفیت سازه با و بدون اعمال نشت؛

شکل ۴ الف. نشت تک ستون در نمونه‌ی ۲ S#.

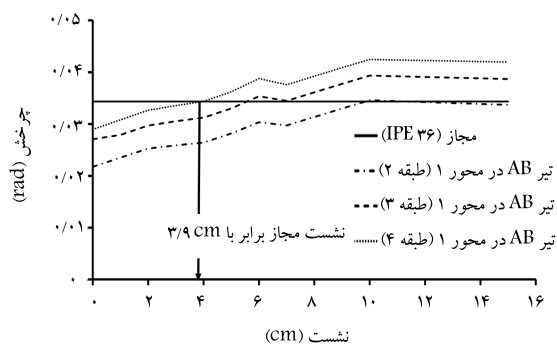


ب) نمودار چرخش خمیری در مقابل نشست بحرانی ترین اعضا سازه.

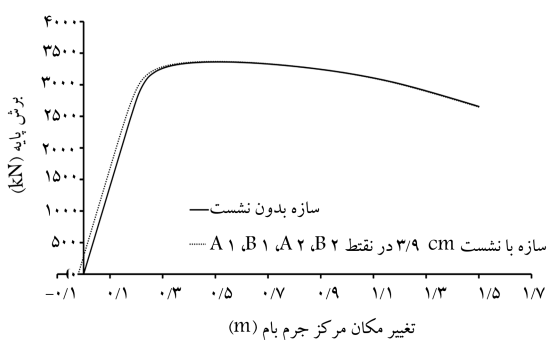


الف) نمودار ظرفیت سازه با و بدون اعمال نشست؛

شکل ۵الف. نشست محوری ستون‌های نمونه‌های S#۲.

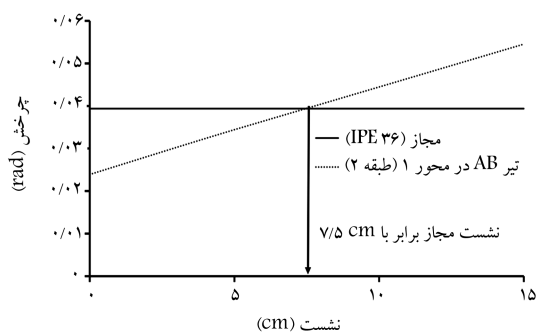


ب) نمودار چرخش خمیری در مقابل نشست بحرانی ترین اعضا سازه.

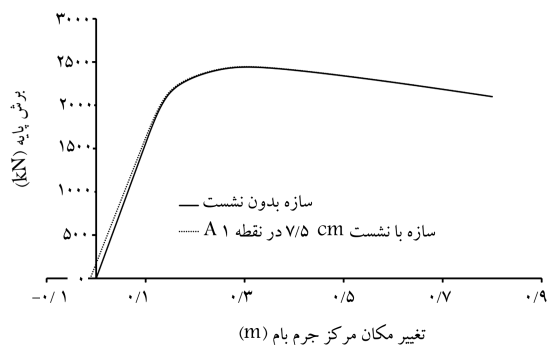


الف) نمودار ظرفیت سازه با و بدون اعمال نشست؛

شکل ۶الف. نشست یک بلوک از ستون‌های نمونه‌ی S#۲.

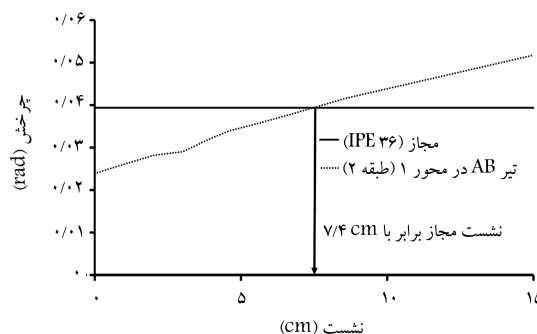


ب) نمودار چرخش خمیری در مقابل نشست بحرانی ترین اعضا سازه.

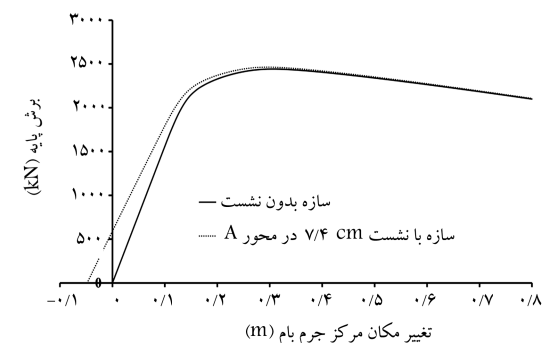


الف) نمودار ظرفیت سازه با و بدون اعمال نشست؛

شکل ۷الف. نشست تک‌ستون در نمونه‌ی S#۳.

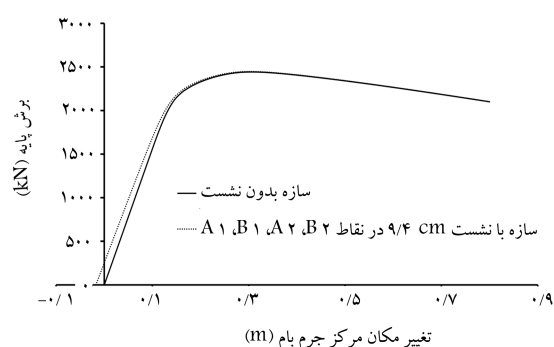
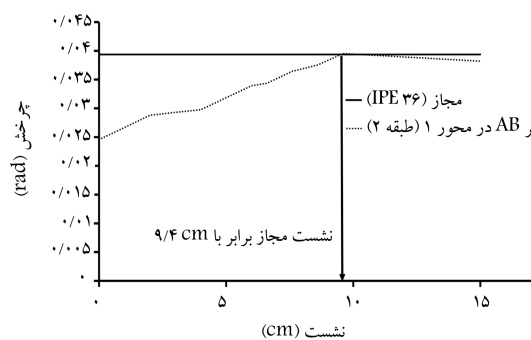


ب) نمودار چرخش خمیری در مقابل نشست بحرانی ترین اعضا سازه.



الف) نمودار ظرفیت سازه با و بدون اعمال نشست؛

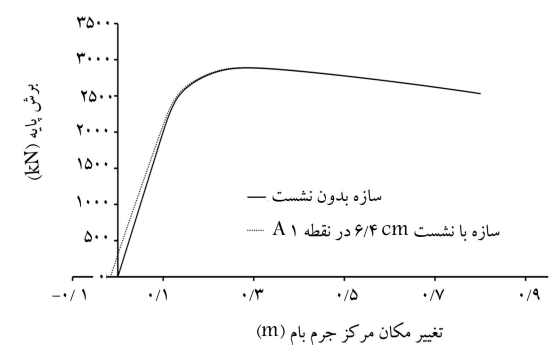
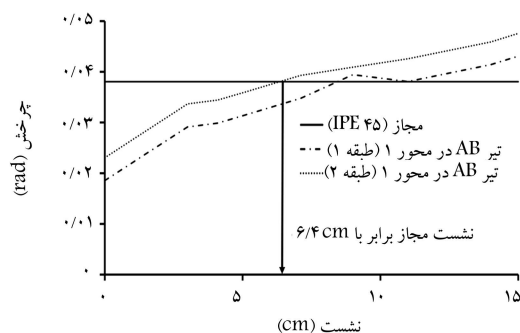
شکل ۸الف. نشست محوری ستون‌های نمونه‌ی S#۳.



(ب) نمودار چرخش خمیری در مقابل نشست بحرانی ترین اعضا سازه.

(الف) نمودار ظرفیت سازه با و بدون اعمال نشست؛

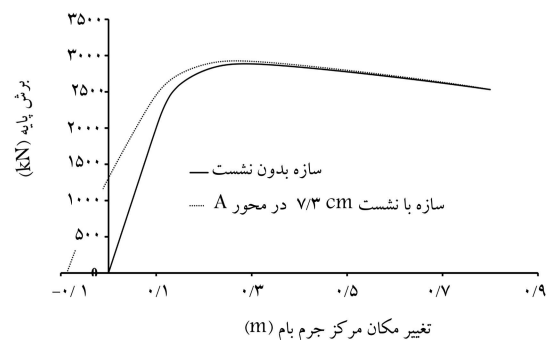
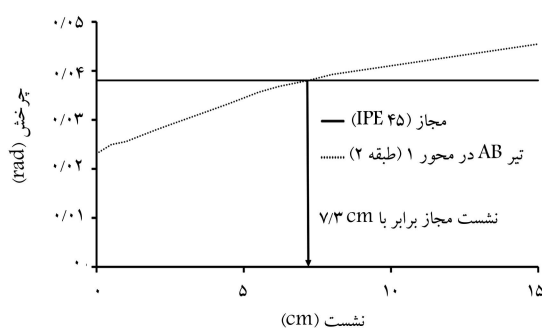
شکل ۹ الف. نشست یک بلوک از ستون‌های نمونه‌ی S#۳.



(ب) نمودار چرخش خمیری در مقابل نشست بحرانی ترین اعضا سازه.

(الف) نمودار ظرفیت سازه با و بدون اعمال نشست؛

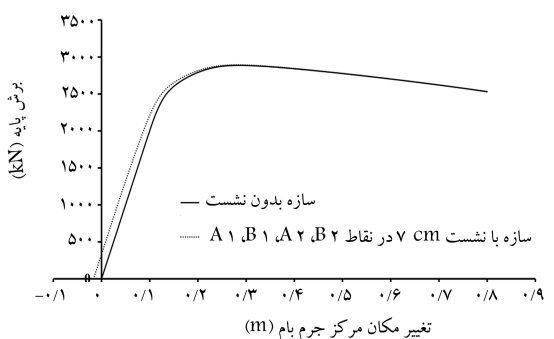
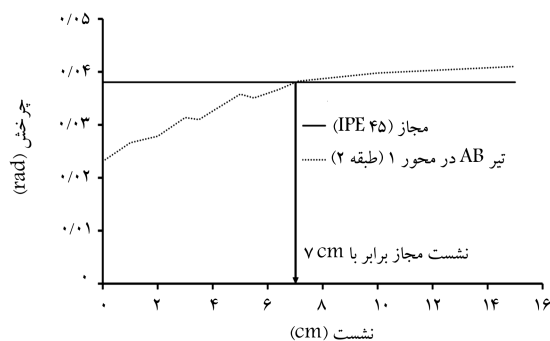
شکل ۱۰ الف. نشست تک‌ستون در نمونه‌ی S#۴.



(ب) نمودار چرخش خمیری در مقابل نشست بحرانی ترین اعضا سازه.

(الف) نمودار ظرفیت سازه با و بدون اعمال نشست؛

شکل ۱۱ الف. نشست محوری ستون‌های نمونه‌ی S#۴.



(ب) نمودار چرخش خمیری در مقابل نشست بحرانی ترین اعضا سازه.

(الف) نمودار ظرفیت سازه با و بدون اعمال نشست؛

شکل ۱۲ الف. نشست یک بلوک از ستون‌های نمونه‌ی S#۴.