

آنالیز دقیق توالی ساخت و مقایسه‌ی آن با آنالیز متداول و روش تقریبی ضرایب اصلاح

علی خیرالدین (استاد)

مجید فلهکی* (دانشیار)

محمد جلیل‌زاده افشاری (دانشجوی دکتری)

دانشکده‌ی مهندسی عمران، دانشگاه سمنان

مهندسی عمران شریف، زمستان ۱۳۹۵ (۱۳۹۵)
دوری ۲-۳، شماره ۱/۴، ص. ۸۱-۹۳

در تحلیل‌های متداول سازه‌یی، کل طبقات سازه با فرض عدم اعمال بار تا اتمام مراحل ساخت به طور هم‌زمان و یک‌باره تحت بارگذاری قرار می‌گیرند، در حالی که بارهای مرده ناشی از وزن سازه و کف‌سازی همگام با پیشرفت مراحل ساخت به تدریج به اعضا ساخته شده در مراحل قبلی اعمال می‌شوند. طبقات پایین سازه تحت بارهای ثقلی مذکور، تغییرشکل می‌یابند و طبقات فوقانی، بر روی سازه‌ی تغییرشکل یافته‌ی زیرین قرار می‌گیرند. تغییرشکل‌های نهایی سازه، از جمع کلیه‌ی تغییرشکل‌های رخ داده در هر مرحله تا تکمیل نهایی سازه حاصل می‌شود. در این نوشتار، آنالیز دقیق توالی ساخت و محاسبه‌ی دستی آن به جهت آگاهی از نحوه‌ی عملکرد نرم‌افزار ETABS مورد بررسی قرار گرفته و میزان اختلاف نتایج با آنالیز متداول و روش‌های شبیه‌ساز رفتار واقعی سازه منطبق با مراحل عملی ساخت مانند روش ضرایب اصلاح، در قالب مطالعه‌ی موردی سازه‌ی فلزی ۲۱ طبقه مقایسه شده است. عدم لحاظ توالی ساخت در سازه‌ی مورد بررسی، موجب طرح غیراقتصادی تیرها و بادبندها شده است.

واژگان کلیدی: آنالیز مرحله‌یی توالی ساخت، آنالیز متداول، روش ضرایب اصلاح، کوتاه‌شدگی ستون.

ali.kheyroddin@uta.edu
mgholhaki@semnan.ac.ir
m.jalilzadeh.afshari@yahoo.com

۱. مقدمه

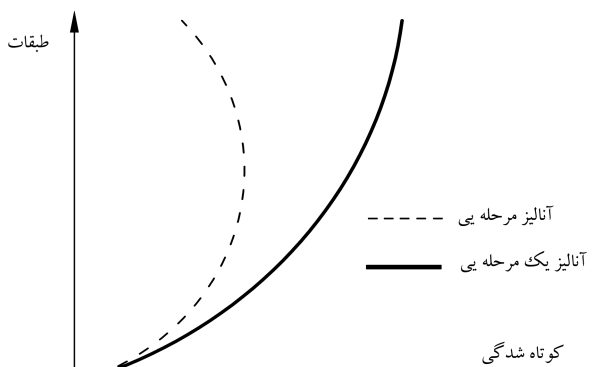
از طرفی پر واضح است که بار مرده‌ی اعضا اضافه شده به سازه طی مراحل ساخت، توسط همان بخشی از سازه که تا آن لحظه موجود است، تحمل می‌شود. بنابراین توزیع تنش‌ها و تغییرمکان‌های ناشی از بار اعضا موجود در هر لحظه از ساخت سازه، مستقل از اندازه، خواص، و حضور بقیه‌ی اعضایی است که هنوز وارد مراحل ساخت نشده‌اند. عدم توجه به موضوع ذکر شده و نیز لحاظ کردن بازتوزیع نیروهای داخلی اعضا ناشی از کوتاه‌شدگی جمعی ستون‌ها، که اصولاً در یک تحلیل سستی و یک‌باره‌ی کل سازه بدون در نظر گرفتن مراحل و توالی ساخت صورت می‌پذیرد، در موارد بسیاری منجر به بروز مشکلات قابل توجه در طراحی سازه‌ها بالاخص در سازه‌های بلندمرتبه می‌شود.

نتایج و تجربیات متعدد نشان می‌دهد که اصولاً سازه‌های بتنی به واسطه‌ی پدیده‌های خزش و جمع‌شدگی، در درازمدت تغییرشکل‌ها و یا حتی اضافه تنش‌های زیادی را متحمل می‌شوند. نتیجه‌ی این مسئله افزایش خیز تیرهای بتنی، گسترش ترک‌ها در نواحی کششی المان‌های بتنی، کوتاه‌شدگی فزاینده‌ی ستون‌ها، تغییرمکان‌های متفاوت اعضا سازه‌یی افقی نظیر تیرها ناشی از تغییرشکل‌های محوری متفاوت اعضا سازه‌یی مجاور که با گذشت زمان سیر صعودی دارند و بازپخش قابل توجه تنش در بین المان‌های سازه‌یی است. تمامی این پدیده‌ها به نوعی در تغییر رفتار سازه مستقیماً و یا غیرمستقیم دخالت دارند، که باید در قالب آنالیز توالی ساخت و بارگذاری

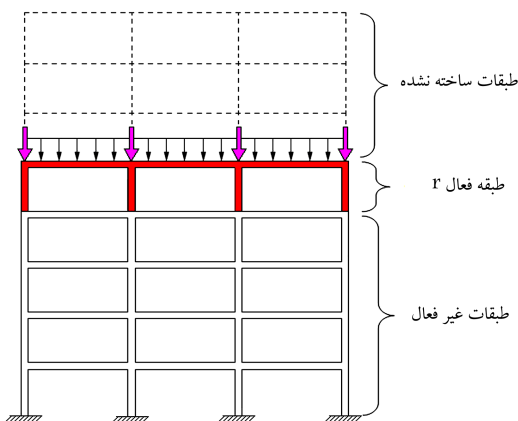
امروزه در تحلیل‌های متعارف سازه‌یی، کل طبقات سازه به طور هم‌زمان تحت اثر بارهای مرده و زنده قرار می‌گیرند. به عبارت دیگر، فرض بر این است که تا زمان اتمام مراحل ساخت، سازه تحت اثر هیچ بارگذاری قرار نمی‌گیرد. این مسئله در مورد بارهای جانبی نظیر باد و زلزله منطقی به نظر می‌رسد و حتی در مورد بارهای مرده ناشی از تجهیزات داخلی سازه نیز می‌توان شرایط بارگذاری فوق را پذیرفت. اما بارگذاری بارهای مرده ناشی از وزن مرده‌ی سازه و کف‌سازی به گونه‌ی دیگری است. زیرا این‌گونه بارها هم‌زمان با پیشرفت مراحل ساخت و مطابق با برنامه‌ی اجرایی سازه، به تدریج به اعضا ساخته شده در مراحل قبلی اعمال می‌شوند، که این امر به نحوه‌ی ساخت سازه و ترتیب‌ات اجرایی آن بستگی دارد. به عبارت دیگر، طبقات پایین سازه پیش از احداث طبقات بالا، در معرض بارهای مرده‌ی ناشی از وزن طبقات قرار گرفته و تغییرشکل‌های سازه در آنها به وقوع می‌پیوندد. در واقع سازه در هر مرحله از ساخت، بر روی سازه‌ی تغییرشکل یافته‌ی زیرین ناشی از وزن مرده و کف‌سازی مرحله‌ی قبل قرار می‌گیرد. از این رو، تغییرشکل‌های نهایی سازه با فرض مراحل ساخت طبقه به طبقه از جمع کلیه‌ی تغییرشکل‌های رخ داده در هر طبقه تا تکمیل نهایی سازه حاصل می‌شود.

* نویسنده مسئول

تاریخ دریافت: ۱۳۹۴/۸/۱۳، اصلاحیه ۱۳۹۵/۷/۱۴، پذیرش: ۱۳۹۵/۸/۸.



شکل ۱. کوتاه شدگی ستون‌ها تحت دو آنالیز مرحله به مرحله و یک مرحله بی.



شکل ۲. دسته‌بندی طبقات جهت مدل‌سازی در آنالیز مرحله به مرحله.

مرحله به مرحله حین ساخت در طراحی ساختمان‌های بلندمرتبه مدنظر قرار گیرند.^[۶-۱] این پژوهش سعی در معرفی مفهوم توالی ساخت و نحوه اعمال آن در آنالیز سازه به منظور محاسبه دستی تغییرشکل‌های کشسان رخ داده مطابق با مراحل عملی اجرا داشته و میزان اختلاف تغییرشکل‌ها و نیروهای داخلی اعضا ناشی از ۳ نوع آنالیز مرحله‌بی توالی ساخت و آنالیز متداول یک مرحله‌بی و آنالیز CFM^۱ (که از جمله روش‌های تحلیل رفتار واقعی سازه منطبق بر مراحل عملی اجراست) مقایسه شده است. با توجه به هدف ترسیم‌شده‌ی نوشتار حاضر، اهمیت آشنایی با تاریخچه‌ی پژوهش‌های مرتبط با موضوع مورد بررسی و روش‌های موجود مورد استفاده جهت چگونگی منظورکردن توالی ساخت در آنالیز آشکار است. از جمله مهم‌ترین این روش‌ها، روش آنالیز طبقه‌ی فعال و روش ضرایب اصلاح (CFM) هستند، که در ادامه به طور خلاصه مورد بررسی قرار گرفته‌اند.

۱.۱. آنالیز توالی ساخت با مفهوم آنالیز طبقه‌ی فعال

یکی از مهم‌ترین عواملی که عدم در نظر گرفتن آن در اثر طراحی متداول و یک مرحله‌بی کل سازه و غفلت از آنالیز مرحله به مرحله، موجب تفاوت فاحش در نتایج آنالیز شده است و باعث می‌شود که از ظرفیت سازه کاملاً استفاده نشود، مسئله‌ی کوتاه‌شدگی ستون‌هاست. ستون‌های بیرونی ساختمان تقریباً به میزان نصف ستون‌های داخلی باربری ثقلی دارند، لیکن در طراحی به جهت تحمل لنگرهای واژگونی ناشی از بارهای جانبی، سطح مقطعی برابر با ستون‌های داخلی خواهند داشت. این تفاوت قابل توجه در نسبت باربری ثقلی به سطح مقطع ستون‌های داخلی و خارجی، سبب بروز مقادیر متفاوتی از کوتاه‌شدگی در این ستون‌ها می‌شود و این تفاوت در میزان کوتاه‌شدگی منجر به ایجاد لنگرهای خمشی و نیروهای برشی در اعضاء متصل به ستون‌های ذکر شده می‌شوند.

در تحلیل متداول کلی سازه، بیشترین کوتاه‌شدگی تحت بار ثقلی به صورت جمعی در طبقات فوقانی رخ می‌دهد و به تبع آن بیشترین لنگرهای خمشی و نیروهای برشی ناشی از این تفاوت در کوتاه‌شدگی ستون‌های مجاور نیز در تیرهای طبقات بالایی سازه مشاهده می‌شود. لیکن از آنجا که در عملیات واقعی اجرا و بالاخص در سازه‌های بتنی، طبقات در زمان اجرا و احداث خود (صرف‌نظر از تغییرشکل‌های وابسته به زمان رخ داده در طبقات زیرین) در تراز موردنظر قالب‌بندی و اجرا می‌شوند، تغییرشکل‌های طبقات زیرین قابل صرف‌نظر کردن است و میزان کوتاه‌شدگی ستون‌ها و در پی آن لنگرها و برش‌ها ناشی از آن در تیرها نیز کمتر خواهد بود، به گونه‌ی که تفاوتی قابل توجه مابین لنگرها و نیروهای برشی تیرهای طبقه‌های فوقانی سازه‌ی تحلیل‌شده به روش متداول و روش تحلیل مرحله به مرحله به چشم خواهد خورد.

به‌طور کلی فارغ از سیستم سازه‌بی مورد بررسی، مقادیر کوتاه‌شدگی نسبی در اعضاء قائم در تحلیل یک مرحله‌بی، روندی رو به رشد در ارتفاع سازه دارد و این در حالی است که در تحلیل مرحله به مرحله و اعمال تدریجی بارها، از روند رو به رشد آن در ارتفاع به مراتب کاسته می‌شود و در طبقات میانی سازه، بیشترین مقدار خود را دارد و نهایتاً در طبقات بالایی سازه از روند نزولی تبعیت می‌کند و در طبقه‌ی انتهایی به مقدار بسیار کمتری در مقایسه با مقدار متناظر به دست آمده در تحلیل یک مرحله‌بی کلی مطابق شکل ۱ می‌رسد. در حقیقت در سازه‌ی تحلیل‌شده تحت بارگذاری تدریجی و مطابق با برنامه‌ی بارگذاری، مقدار تغییرمکان قائم سازه تحت بارهای ثقلی و در آخرین طبقه، تنها به تغییرمکان قائم ناشی از بارهای اعمال شده در همان طبقه منتهی می‌شود.

اصول روش آنالیز طبقه‌ی فعال بر مبنای سه مفهوم طبقه‌ی فعال^۲، طبقه‌ی غیرفعال^۳ و طبقات ساخته‌نشده^۴ و روندی با جهت معکوس روند واقعی ساخت یعنی از بالا به پایین استوار است. در این روش، آنالیز طبقه‌ی فعال r گویای آن است که تحلیل طبقه‌ی r تحت اثر وزن همان طبقه و نیز بارهای ثقلی ستون‌های طبقه‌ی $r+1$ (ناشی از تحلیل مرحله قبل) جهت یافتن تغییرشکل‌های طبقه‌ی r و در پی آن نیروهای داخلی اعضاء و ستون‌های طبقه‌ی r جهت به‌کارگیری در مرحله‌ی بعد انجام و این در حالی است که طبقات غیرفعال بدون وزن در نظر گرفته شده و از تغییرشکل‌های وابسته به زمان رخ داده در طبقات غیرفعال در تحلیل طبقه‌ی r صرف‌نظر شده است.

به عبارت دیگر، در تحلیل طبقه‌ی r ، طبقات غیرفعال فقط حکم تکیه‌گاه‌های کشسان را برای طبقه‌ی فعال r بازی می‌کنند. فرض اساسی روش مذکور، یعنی صرف‌نظرکردن از تغییرشکل‌های رخ داده در طبقات غیرفعال (طبقاتی که در عملیات اجرای واقعی طبیعتاً قبل از طبقه‌ی r ساخته شده‌اند) و بدون وزن، به جهت منظورکردن عدم دخالت این طبقات در آنالیز طبقه‌ی فعال باعث فراهم کردن امکان استقرار یک مدل تحلیلی طبقه به طبقه می‌شود، که به‌طور کاملاً مشخص شرایط لازم جهت اعمال آنالیز مرحله به مرحله واقعی در طراحی را مهیا می‌سازد (شکل ۲).

به‌عنوان مثال، در ابتدا طبقه‌ی فوقانی سازه (طبقه‌ی m) به‌عنوان طبقه‌ی فعال شناخته می‌شود و از آنجا که طبقه‌ی روی آن قرار ندارد، فقط تحت اثر وزن خود تغییرشکل خواهد یافت و مابقی قاب، غیرفعال در نظر گرفته می‌شوند. پس از تحلیل و یافتن تغییرمکان‌ها و تغییرشکل‌های طبقه‌ی فعال m ، نیروهای اعضاء و نهایتاً

است، حاصل می‌شوند. برای استخراج منحنی اصلاح ضرایب، تعداد زیادی سازه با مشخصات متفاوت در پلان و ارتفاع تحت ۲ آنالیز به این شرح قرار می‌گیرند:
 متد A: طراحی و آنالیز کلی سازه به صورت سستی و یک مرحله‌ای؛
 متد B: آنالیز مرحله به مرحله ی سازه با استفاده از روش چوی و کیم ناشی از مفهوم طبقات فعال.

با روی نمودار بردن میزان کوتاه‌شدگی ستون‌ها بر حسب ارتفاع سازه تحت دو متد مذکور و کم کردن دو نمودار از هم، میزان خطای نرمال شده ی کوتاه‌شدگی ستون‌ها مطابق شکل ۳ برای هر سازه ی مورد بررسی حاصل می‌شود.

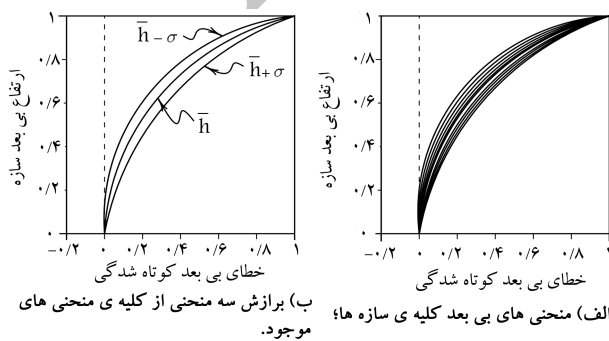
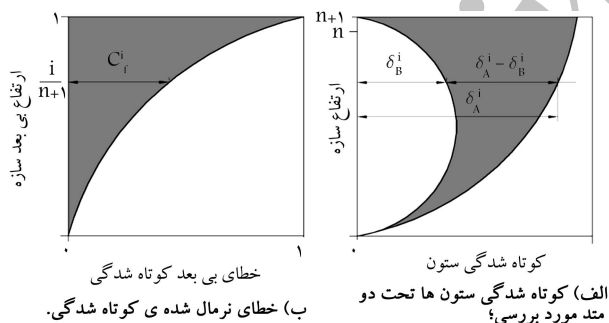
نمودار خطای نرمال کوتاه‌شدگی ستون‌ها برای هر سازه که با روش CFM حاصل شده است، با مقیاس کردن مطابق شکل ۴ الف روی یک گراف منتقل می‌شوند تا بتوان با استفاده از روش‌های آماری به برازش بهترین ۳ منحنی گذرنده، شامل میانگین (\bar{h}) ، میانگین به اضافه ی انحراف استاندارد $(\bar{h} + \sigma)$ ، و میانگین منهای انحراف استاندارد $(\bar{h} - \sigma)$ ، مطابق شکل ۴ ب پرداخت.

ضرایب اصلاح برای طبقه ی i ام (C_f^i) ، که مبین نسبت میزان اختلاف کوتاه‌شدگی ستون‌های طبقه ی i به کوتاه‌شدگی طبقه ی آخر سازه است، مطابق رابطه ی ۲ به دست می‌آید:

$$C_f^i = \frac{(\delta_A^i - \delta_B^i)}{\delta_A^n} \quad (2)$$

که در آن، δ میزان کوتاه‌شدگی ستون‌ها، اندیس A و B نشان‌گر متد مورد بررسی، اندیس i و n به ترتیب نشان‌گر طبقه ی i و طبقه ی n است. بنابراین میزان خطای موجود در کوتاه‌شدگی ستون‌ها، ناشی از عدم در نظر گرفتن توالی ساخت برای طبقه ی i ام مطابق رابطه ی ۳ از ضرب ضرایب اصلاح طبقه در کوتاه‌شدگی ستون‌های طبقه ی آخر ناشی از متد A حاصل می‌شود:

$$\delta_e^i = \delta_A^i - \delta_B^i \approx \delta_A^n \times C_f^i \quad (3)$$



نیروهای ستون‌های آن طبقه محاسبه و جهت به‌کارگیری در مرحله ی بعد به‌عنوان بارهای اعمالی از طبقه ی بالا ذخیره می‌شوند. در این مرحله بلافاصله طبقه ی زیرین آن (طبقه ی $m-1$) فعال می‌شود و تحت اثر وزن خود و نیروهای ذکر شده در مرحله ی قبل (نیروهای محوری ستون‌های طبقه ی بالا) قرار می‌گیرد و فرایند مذکور تا زمان رسیدن طبقه ی فعال به طبقه ی همکف تکرار می‌شود. این تذکر لازم است که معادله ی اساسی جهت آنالیز طبقه ی فعال به صورت رابطه ی ۱ تعریف می‌شود:

$$K^r U^r = P^r \quad (1)$$

که در آن، $K^r = \sum_{m=1}^r K^m$ ماتریس سختی کلی سازه از طبقه ی همکف تا طبقه ی r است و P^r بردار نیروهای اعمالی شامل: وزن طبقه ی r و نیروی محوری ستون‌های طبقه ی بالا، و نهایتاً U^r بردار تغییرمکان گره‌ی است. کاملاً مشهود است که جهت انجام آنالیز مرحله به مرحله ی یک سازه ی n طبقه، نیاز به انجام n آنالیز برای کل سازه است، که مستلزم صرف وقت زیاد است. از این رو به جهت کاهش حجم و زمان محاسبات، استفاده از شیوه ی زیرسازه^۵ می‌تواند مؤثر واقع شود. در روش مذکور، فرایند فعال ساختن طبقه به طبقه را می‌توان برای گروهی از طبقات با عنوان زیرسازه انجام داد و مفاهیم طبقه ی فعال، طبقه ی غیرفعال، و طبقات ساخته نشده را به گروهی از طبقات تعمیم داد. در اینجا نیز آنالیز گروه طبقات فعال شامل وزن آن طبقات به علاوه ی نیروهای نقلی طبقات بالای آن که از واکنش روی مرزهای بین گروه طبقات فعال و گروه طبقات بالای آن وجود دارد، حاصل می‌شود.^[۷]

۲.۱ آنالیز توالی ساخت با روش CFM

اثر اعمال مرحله به مرحله ی بار مرده ی سازه مطابق با ماهیت مرحله به مرحله ی اجرای سازه و تفاوت میزان کوتاه‌شدگی ستون‌ها براساس سهیم بارگیری نقلی آنها دو عامل بسیار مهم در طراحی سازه‌های بلندمرتبه هستند که اثر مستقیم در دقت طراحی دارد و معمولاً مورد غفلت و چشم‌پوشی واقع می‌شوند، که این غفلت سبب بروز مشکلات مشخصی در آنالیز سازه خصوصاً در طبقات فوقانی سازه خواهد بود. از جمله افرادی که طی مطالعاتشان به بررسی مسئله ی ذکر شده پرداخته‌اند می‌توان به چوی و کیم (۱۹۸۵) اشاره کرد که مسئله ی توالی ساخت را با مفهوم طبقات فعال، وارد آنالیز سازه کرده‌اند.^[۷] سافارینی و ویلسون (۱۹۸۳) نیز بدون داشتن اطلاع از کار مشابه و هم‌زمان چوی و کیم، به ایجاد مدل شبیه‌ساز رفتار واقعی سازه تحت بارهای مرحله به مرحله ی نقلی پرداخته‌اند.^[۸] در پژوهش‌های ایشان ماتریس سختی سازه در هر لحظه از مراحل ساخت و مطابق با برنامه ی ساخت با اضافه شدن سختی اعضا جدید افزوده شده، باز تولید شده و ماتریس منحصر به فرد کلی سازه از جمع آثار تمامی ماتریس‌های سختی سازه در کلیه ی مراحل ساخت حاصل می‌شود. دو روش مذکور مسئله ی توالی ساخت را با توجه به پیشرفت‌های رخ داده در صنعت رایانه وارد آنالیز سازه کرده‌اند، که اگرچه بسیار مفید هستند، لیکن شناخت الگوریتم و شیوه‌های به کاررفته در هر کدام نیاز به مهندسان متخصص و الگوریتم‌های پیچیده جهت برنامه‌نویسی دارد. روش CFM که روش اصلاح ضرایب نامیده می‌شود،^[۹] با روشی بسیار ساده و ارثه ی ضرایب اصلاح جهت طرح اعضا سازه با لحاظ کردن اثرات توالی ساخت در تحلیل سازه، این نقصان را به خوبی جبران کرده است.

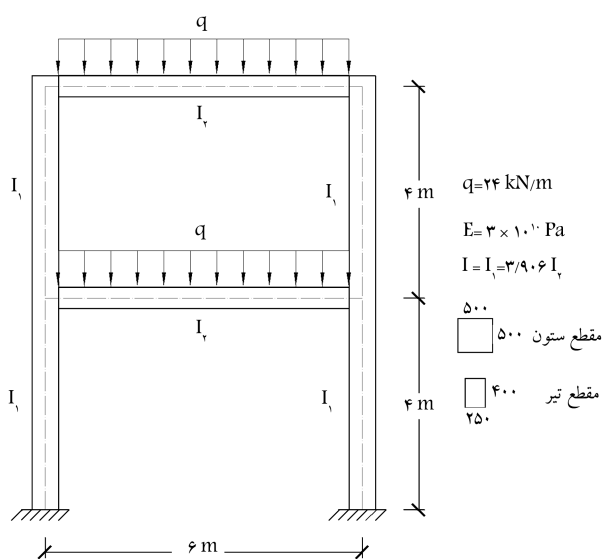
در روش مذکور، به جای استفاده از آنالیزهای پیچیده و تکراری، ضرایب اصلاح افزایشده و یا کاهشده که از منحنی‌های ضرایب به دست آمده از داده‌های آماری از رفتار سازه‌های موجود، که منطبق بر طیف پاسخ طراحی جهت طرح لرزه‌ی بوده

فرآیندهای مراحل ساخت، معرفی و نتایج حاصل با مقادیر متناظر از نرم‌افزارهای المان محدود مانند ETABS، که امکان اعمال توالی ساخت را برای کاربر مهیا کرده‌اند، مقایسه شده است.

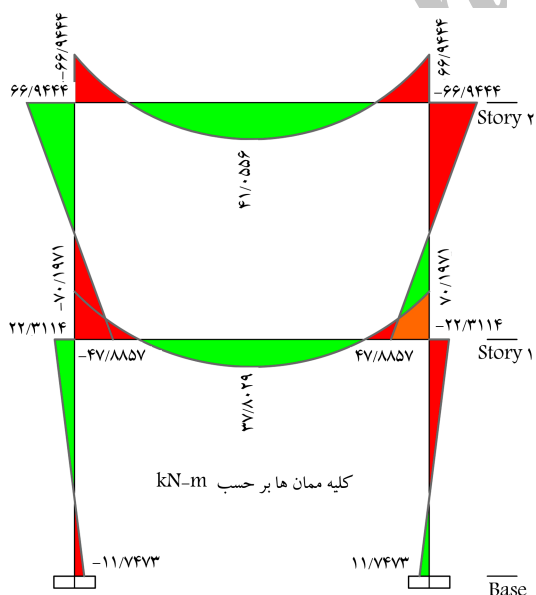
۱.۲. تحلیل کشسان توالی ساخت در قاب‌های تحت بار ثقلی

قاب دوپنجه‌ی ۱ دهانه و دو طبقه‌ی بتنی با مشخصات مندرج در شکل ۵ به منظور تشریح مفهوم توالی ساخت با استفاده از روش شیب - افت مد نظر است. لازم به ذکر است که در شکل ۵، E مدول کشسانی بتن و q بارگذاری گسترده‌ی یکپارچه اعمال شده بر روی تیرهاست.

ممان‌های انتهایی اعضاء حاصل از نتایج آنالیز کشسان مرتبه‌ی اول سازه، که به منظور مقایسه با ممان‌های نهایی ناشی از آنالیز توالی ساخت مورد استفاده خواهد بود، در شکل ۶ نشان داده شده است. جهت انجام آنالیز توالی ساخت فرض



شکل ۵. مشخصات هندسی و مقاطع قاب مورد بررسی.



شکل ۶. ممان‌های انتهایی اعضاء از آنالیز متداول کلی سازه.

بنابراین مقادیر مورد نیاز جهت اصلاح لنگر و برش تیرهای طبقه‌ی i ، با استفاده از تئوری کشسانی مطابق روابط ۴ و ۵ حاصل می‌شود:

$$M_c^i = \frac{6EI}{L^2(1 + 2\beta)} \times \delta_e^i \quad (4)$$

$$S_c^i = \frac{12EI}{L^3(1 + 2\beta)} \times \delta_e^i \quad (5)$$

که در آن‌ها، $\beta = \frac{6EI}{L^2AG}$ ، L طول تیر، E مدول یانگ، I ممان اینرسی، A مساحت مؤثر برشی، و G مدول برشی هستند.

مقادیر نهایی لنگر و برش اعضاء جهت اصلاح به منظور اعمال اثرات توالی ساخت، از کم کردن مقادیر متناظر حاصل از آنالیز متداول و لنگر و برش اصلاحی به دست آمده از روابط ۴ و ۵، مطابق روابط ۶ و ۷ به دست می‌آیند:

$$M_f^i = M_o^i - M_c^i \quad (6)$$

$$S_f^i = S_o^i - S_c^i \quad (7)$$

که در آن‌ها، M_f^i و S_f^i ، لنگر و برش نهایی اصلاح شده و M_o و S_o ، لنگر و برش ناشی از تحلیل متداول A هستند.

ضریب اصلاح طبقه‌ی i چه به صورت گرافیکی از روی شکل ۴ ب و چه با استفاده از معادلات برازشی برای سازه‌ی n طبقه به صورت رابطه‌ی ۸ حاصل می‌شود:

$$C_f^i = \left(\frac{i}{n+1} \right)^\alpha \quad (8)$$

که در آن، α بسته به ارتفاع سازه متغیر است. برای سازه‌هایی که در دسته‌ی میانگین قرار دارند: $\alpha = 2/8$ ، برای سازه‌هایی که در دسته‌ی میانگین به اضافی انحراف استاندارد قرار دارند: $\alpha = 2/3$ ، و برای سازه‌های دسته‌ی میانگین منهای انحراف استاندارد: $\alpha = 3/3$ است. لازم به ذکر است که در دسته‌بندی مذکور سازه‌ها، دسته‌ی سازه‌های میانگین منهای انحراف استاندارد شامل سازه‌های بلندمرتبه (بالای ۳۱ طبقه)، دسته‌ی سازه‌های میانگین شامل سازه‌های میان مرتبه (۱۶ تا ۳۰ طبقه) و دسته‌ی سازه‌های میانگین به اضافی انحراف استاندارد شامل سازه‌های کوتاه (۱ تا ۱۵ طبقه) است. مزیت این روش در آن است که بدون انجام آنالیزهای پیچیده و زمان‌بر مرحله‌ی، فقط با استفاده از ضرایب اصلاح مشروحه، نیروهای داخلی اعضاء سازه‌ی تحت آنالیز کلی و یک‌باره‌ی سازه، اصلاح و اثر توالی ساخت در آنالیز سازه لحاظ می‌شود.^[۱۰،۹]

۲. معرفی آنالیز توالی ساخت

همان‌طور که در بخش مقدمه عنوان شده است، سازه در آنالیز توالی ساخت برخلاف تحلیل متداول و یک باره‌ی کل سازه، طی مراحل ساخت، اجرا و تکمیل شده و به تعداد مراحل ساخت تحلیل می‌شود. سازه در دست احداث در هر مرحله بر روی طبقات زیرین که ناشی از وزن مرده‌ی طبقه و کف‌سازی دچار تغییرشکل شده‌اند، قرار می‌گیرد. تغییرشکل‌ها در هر مرحله (طبقه) محاسبه و در نهایت، کلیه‌ی تغییرشکل‌ها در هر مرحله تا زمان تکمیل نهایی سازه، با یکدیگر جمع می‌شوند و با این عمل، اثر توالی ساخت در تحلیل کشسان سازه اعمال می‌شود. در ادامه، به منظور روشن شدن مفهوم اثر توالی ساخت، طی دو مثال جداگانه از قاب دوپنجه‌ی تحت بارهای ثقلی و بارهای جانبی، نحوه‌ی اعمال موضوع توالی ساخت و محاسبه‌ی تغییرشکل‌های کشسان

در نهایت با قراردادن مقادیر چرخش‌های محاسبه‌شده در معادلات شیب افت (شکل ۸)، ممان‌های نهایی ناشی از آنالیز توالی ساخت مطابق مجموعه روابط ۱۰ به دست می‌آیند. در روابط مذکور، کلیه ممان‌ها بر حسب کیلونیوتن - متر هستند.

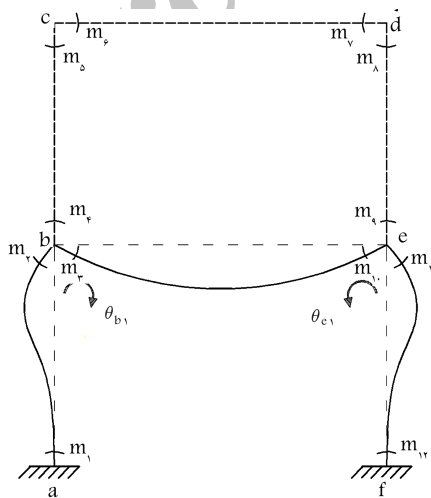
$$\begin{aligned} m_1 &= 24,3 & m_5 &= -m_6 = 65,63 & m_{11} &= -48,46 \\ m_2 &= 48,46 & m_7 &= -m_8 = +65,63 & m_{12} &= -24,3 \\ m_3 &= -67,86 & m_9 &= -19,4 & m_4 &= 19,4 & m_{10} &= 67,86 \end{aligned} \quad (10)$$

مقایسه‌ی نتایج حاصل از مدل سازی قاب مذکور در ETABS برای انجام آنالیز توالی ساخت به منظور به دست آوردن ممان‌های انتهایی اعضاء، با نتایج محاسباتی دستی مطابق روابط ۱۰، همان‌طور که در شکل ۹ نشان داده شده است، حاکی از صحت و دقت محاسبات است. اختلاف قابل توجه میان ممان‌های اعضاء ناشی از آنالیز مرحله‌یی (شکل ۹) و آنالیز متداول یک مرحله‌یی (شکل ۶) اهمیت لزوم بررسی توالی ساخت را بیش از پیش آشکار می‌سازد.

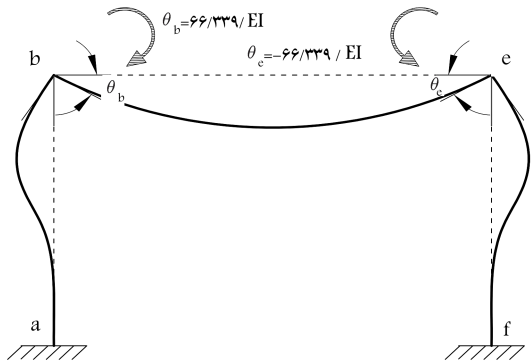
۲.۲. تحلیل کشسان توالی ساخت در قاب‌های تحت بار جانبی

قاب دو بُعدی ۱ دهانه، دو طبقه فولادی با مشخصات مندرج در شکل ۱۰ به منظور تشریح مفهوم توالی ساخت و نحوه‌ی اعمال آن در تحلیل با استفاده از روش شیب - آفت مد نظر است. نتایج حاصل از تحلیل مرحله‌ی اول ساخت با فرض مراحل ساخت طبقه به طبقه در شکل ۱۱ نشان داده شده است.

تغییرشکل‌های محاسبه‌شده در مرحله‌ی اول در قالب چرخش‌ها و انتقال‌گره‌ها، به‌عنوان مقادیر اولیه، فقط در نوشتن معادلات شیب - آفت اعضاء طبقه‌ی اول سازه یعنی فقط در روابط $m_1, m_2, m_3, m_4, m_5, m_6, m_7, m_8, m_9, m_{10}, m_{11}, m_{12}$ مطابق شکل ۱۲ وارد می‌شوند. با نوشتن معادلات تعادل لنگر در گره‌های b, c, d, e و معادلات تعادل برش در ترازهای طبقه‌های اول و دوم و تشکیل ماتریس ضرایب مربوط، مجهولات مسئله به راحتی مطابق رابطه‌ی ۱۱ به دست می‌آیند.



شکل ۸. احداث طبقه‌ی دوم روی طبقه‌ی اول تغییرشکل یافته.



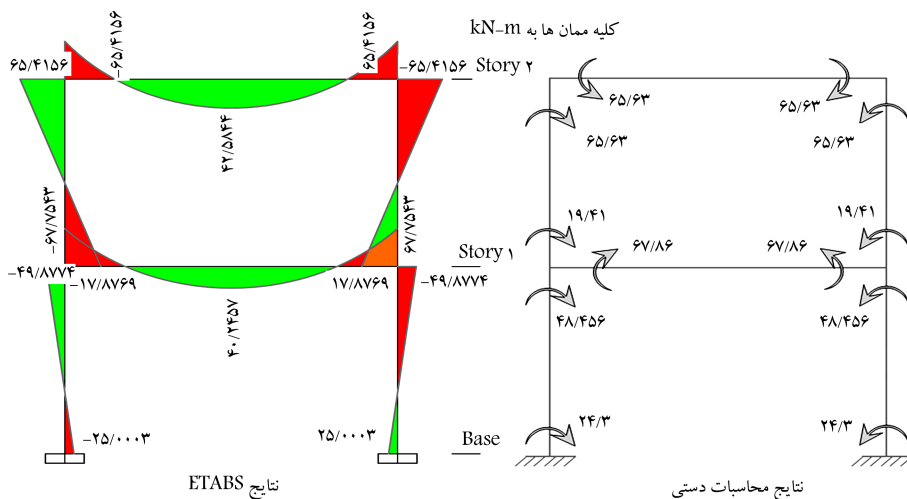
شکل ۷. تغییرشکل سازه پس از احداث و بارگذاری مرحله‌ی اول ساخت.

می‌شود که در هر مرحله از ساخت، یک طبقه احداث شود. به این ترتیب پس از احداث و بارگذاری طبقه‌ی اول در قدم نخست، مقادیر تغییرشکل‌های سازه شامل چرخش‌های گره‌های b و e (مطابق شکل ۷) به ترتیب برابر با $\theta_b = \frac{66,339}{EI}$ و $\theta_e = \frac{-66,339}{EI}$ محاسبه و در مرحله‌ی بعد به‌عنوان تغییرشکل‌های اولیه‌ی موجود در سازه‌ی زیرین، فقط در نوشتن معادلات شیب - آفت ممان‌های اعضاء طبقه‌ی اول (مطابق شکل ۸) وارد می‌شوند.

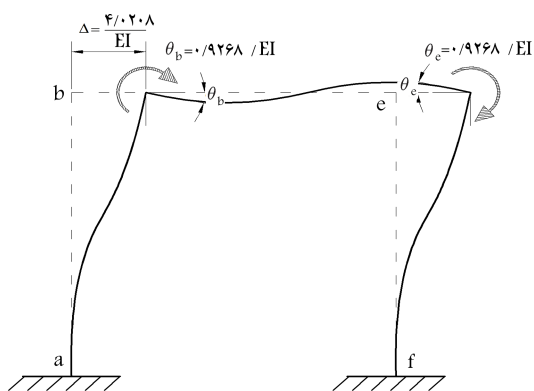
همان‌طور که مشاهده می‌شود، مقادیر اولیه‌ی چرخش‌های موجود گره‌های b و e فقط در روابط $m_1, m_2, m_3, m_4, m_5, m_6, m_7, m_8, m_9, m_{10}, m_{11}, m_{12}$ مربوط به طبقه‌ی اول اعمال شده است. با نوشتن معادلات تعادل لنگر در گره‌های b, c, d, e و تشکیل ماتریس ضرایب، مجهولات مسئله به راحتی مطابق رابطه‌ی ۹ محاسبه می‌شوند.

$$EI \begin{bmatrix} 2,1706 & 0,5 & 0 & 0,085 \\ 0,5 & 1,1706 & 0,085 & 0 \\ 0 & 0,085 & 1,1706 & 0,5 \\ 0,085 & 0 & 0,5 & 2,1706 \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} \theta_b \\ \theta_c \\ \theta_d \\ \theta_e \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ 72 \\ -72 \\ 0 \end{bmatrix} \Rightarrow \begin{bmatrix} \theta_b \\ \theta_c \\ \theta_d \\ \theta_e \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -17,881 \\ 74,576 \\ -74,576 \\ 17,881 \end{bmatrix} / EI \quad (9)$$

$$\begin{aligned} m_1 &= 0,5 EI (\theta_b + 66,339) \\ m_2 &= 0,5 EI [2 (\theta_b + 66,339)] \\ m_3 &= (32/375) EI [2 (\theta_b + 66,339) + (\theta_c - 66,339)] - 72 \\ m_4 &= 0,5 EI (2\theta_b + \theta_c) \\ m_5 &= 0,5 EI (2\theta_c + \theta_b) \\ m_6 &= (32/375) EI (2\theta_c + \theta_d) - 72 \\ m_7 &= (32/375) EI (2\theta_d + \theta_c) + 72 \\ m_8 &= 0,5 EI (2\theta_d + \theta_c) \\ m_9 &= 0,5 EI (2\theta_c + \theta_d) \\ m_{10} &= (32/375) EI [2 (\theta_c - 66,339) + (\theta_b + 66,339)] + 72 \\ m_{11} &= 0,5 EI [2 (\theta_c - 66,339)] \\ m_{12} &= 0,5 EI (\theta_c - 66,339) \end{aligned}$$



شکل ۹. مقایسه‌ی محاسبات دستی با نتایج ETABS.



شکل ۱۱. تغییر شکل سازه پس از احداث و بارگذاری مرحله‌ی اول ساخت.

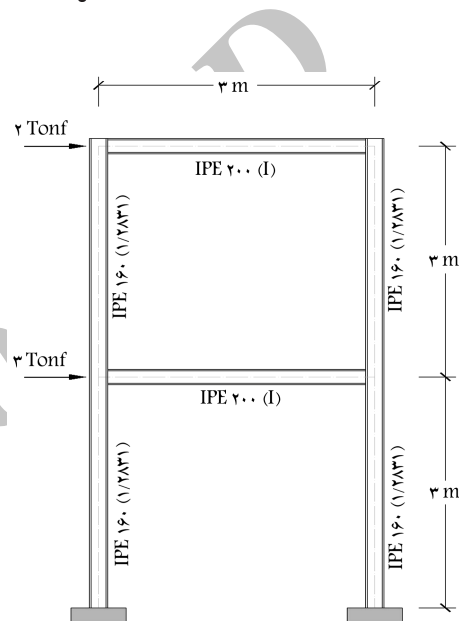
در نهایت با قراردادن مقادیر تغییر شکل‌های محاسبه شده در معادلات شیب - افت (شکل ۱۲)، ممان‌های نهایی ناشی از آنالیز توالی ساخت، مطابق مجموعه روابط ۱۲ حاصل می‌شوند. در روابط مذکور، کلیه‌ی ممان‌ها بر حسب تن - متر هستند.

$$\begin{aligned}
 m_1 &= -4,648 & m_5 &= -m_6 = -1,65 & m_{11} &= -2,849 \\
 m_2 &= -2,849 & m_7 &= -m_8 = 1,649 & m_{12} &= -4,648 \\
 m_3 &= 4,2 & m_9 &= -1,351 & m_{13} &= -1,351 & m_{10} &= 4,2
 \end{aligned}
 \quad (12)$$

مقایسه‌ی نتایج حاصل از مدل‌سازی قاب مذکور در ETABS به جهت انجام آنالیز توالی ساخت به منظور حصول ممان‌های انتهایی اعضا، با نتایج محاسبات دستی مطابق شکل ۱۳ نشان از صحت محاسبات دارد.

۳. مطالعه‌ی موردی: ساختمان مسکونی ۲۱ طبقه‌ی فولادی در تهران

در این سازه اثر لحاظ کردن برنامه‌ی ساخت در طراحی و در پی آن میزان تفاوت در تغییر شکل‌ها و تغییر نیروهای طراحی برای اعضاء مختلف سازه شامل: تیر، ستون، و مهاربند مورد بررسی قرار گرفته است. سازه‌ی مورد نظر، ساختمان ۲۱

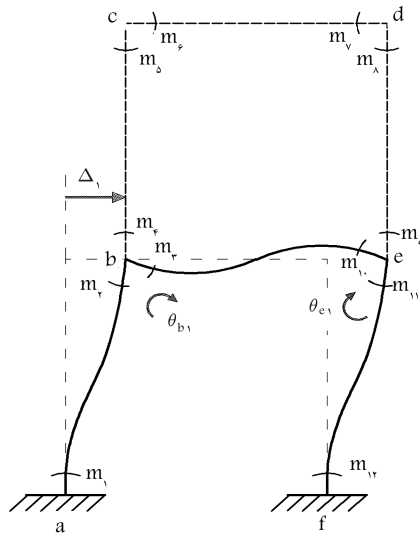


شکل ۱۰. مشخصات هندسی و مقاطع قاب مورد بررسی.

$$EI \begin{bmatrix} 4,7547 & 0,8553 & 0 & 0,667 & -1,8553 & -1,8553 \\ 1,8553 & 3,044 & 0,667 & 0 & 0 & -1,8553 \\ 0 & 0,667 & 3,044 & 0,8553 & 0 & -1,8553 \\ 0,667 & 0 & 1,8553 & 4,7547 & -1,8553 & -1,8553 \\ -1,8553 & 0 & 0 & -1,8553 & 1,1404 & 0 \\ -1,8553 & -1,8553 & -1,8553 & -1,8553 & 0 & 1,1404 \end{bmatrix}$$

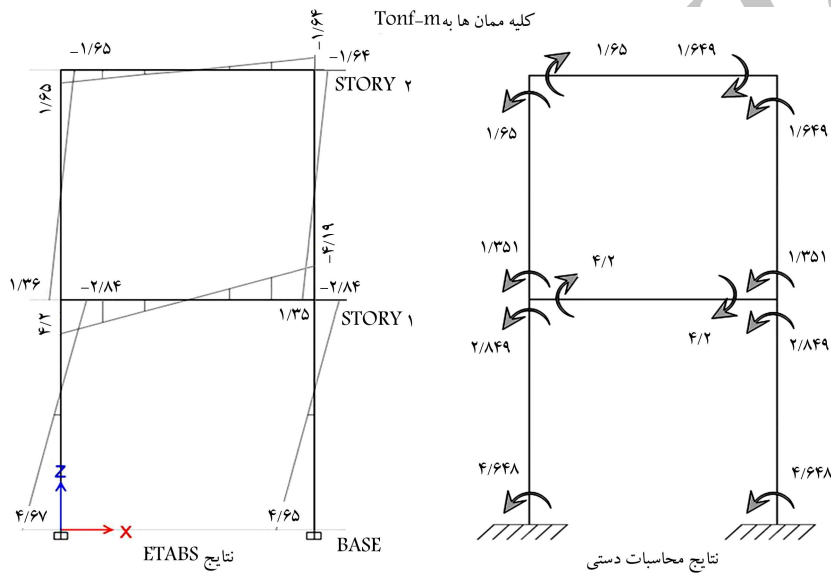
$$\begin{bmatrix} \theta_b \\ \theta_c \\ \theta_d \\ \theta_e \\ \Delta_1 \\ \Delta_2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 2 \\ 2 \end{bmatrix} \Rightarrow \begin{bmatrix} \theta_b \\ \theta_c \\ \theta_d \\ \theta_e \\ \Delta_1 \\ \Delta_2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1,1742 \\ 0,8247 \\ 0,8247 \\ 1,1742 \\ 3,5149 \\ 4,7521 \end{bmatrix} / EI$$

(11)



$$\begin{aligned}
 m_1 &= 2/566 EI \left[(\theta_b + 0.9268) - (\Delta_1 + 4/0.208) \right] \\
 m_2 &= 2/566 EI \left[2(\theta_b + 0.9268) - (\Delta_1 + 4/0.208) \right] \\
 m_3 &= 2 EI/3 \left[2(\theta_b + 0.9268) + (\theta_c + 0.9268) \right] \\
 m_4 &= 2/566 EI/3 (2\theta_b + \theta_c - \Delta_1) \\
 m_5 &= 2/566 EI/3 (2\theta_c + \theta_b - \Delta_1) \\
 m_6 &= 2 EI/3 (2\theta_c + \theta_d) \\
 m_7 &= 2 EI/3 (2\theta_d + \theta_c) \\
 m_8 &= 2/566 EI/3 (2\theta_d + \theta_c - \Delta_1) \\
 m_9 &= 2/566 EI/3 (2\theta_c + \theta_d - \Delta_1) \\
 m_{10} &= 2 EI/3 \left[2(\theta_c + 0.9268) + (\theta_b + 0.9268) \right] \\
 m_{11} &= 2/566 EI \left[2(\theta_c + 0.9268) - (\Delta_1 + 4/0.208) \right] \\
 m_{12} &= 2/566 EI \left[(\theta_c + 0.9268) - (\Delta_1 + 4/0.208) \right]
 \end{aligned}$$

شکل ۱۲. احداث طبقه‌ی دوم روی طبقه‌ی اول تغییر شکل یافته.



شکل ۱۳. مقایسه‌ی محاسبات دستی با نتایج ETABS

ششم مقررات ملی ساختمان ایران^[۱۱] و بارگذاری بار جانبی براساس آئین‌نامه‌ی ۲۸۵۰ زلزله^[۱۲] و طراحی سازه براساس آئین‌نامه‌ی AISC-ASD ۸۹^[۱۳] و مبحث دهم مقررات ملی ایران^[۱۴] است. سیستم سقف از نوع کامپوزیتی و ارتفاع طبقات ۳/۴ متر است. مقاطع اعضاء سازه در جدول ۱ نشان داده شده است.

نام مقاطع تخصیص یافته به اعضاء سازه‌ی جدول ۱، مشخصات مندرج در جدول ۲ را دارند. این تذکر لازم است که مقاطع مهاربندهای حد فاصل محورهای ۱ تا ۲ و ۳ تا ۴ از نوع ۲UNP۱۴۰ و مهاربندهای حد فاصل محورهای ۲ تا ۳ از ۲UNP۲۰۰ و کلیه‌ی دستک‌های سازه از مقطع ۲UNP۲۲۰ انتخاب شده‌اند.

همان‌طور که در شکل ۱۶ مشاهده می‌شود، تغییرمکان قائم مشخص شده در آنالیز توالی ساخت، به شکل قابل ملاحظه‌ی از مقدار نظیر در تحلیل سنتی بیشتر است. دلیل این امر این است که در تحلیل متداول و یک‌باره‌ی سازه، وجود مهاربندها سبب کاهش چشم‌گیر تغییرمکان نقطه‌ی مذکور می‌شود، حال آنکه به دلیل عدم

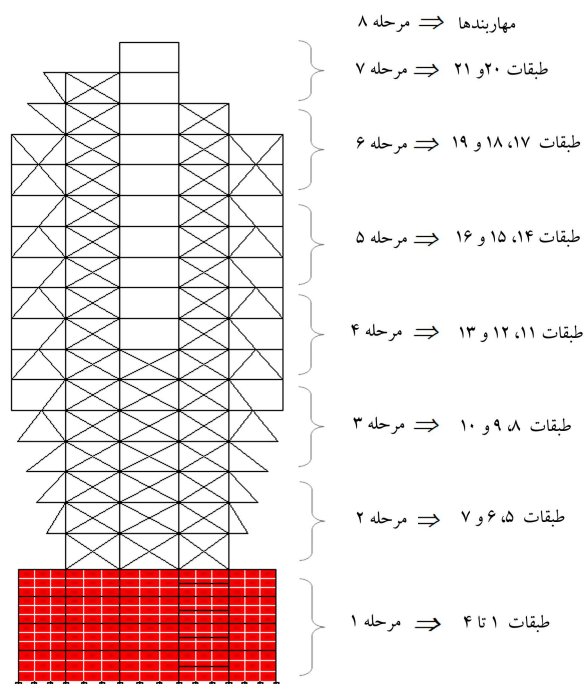
طبقه‌ی فولادی با تعریف مراحل اجرا مطابق شکل ۱۴ و مشخصات هندسی سازه مطابق شکل ۱۵ است. در مرحله‌ی اول ساخت ۴ طبقه‌ی زیرزمین و در مرحله‌ی دوم تا ششم، هر ۳ طبقه به صورت یک‌جا و واحد ساخته شده‌اند. در مرحله‌ی هفتم، طبقات ۲۰ و ۲۱ و نهایتاً در مرحله‌ی آخر، مهاربندها نصب شده‌اند. مقایسه‌ی نتایج حاصل از آنالیز متداول و آنالیز مرحله‌ی سازه منطبق با برنامه‌ی ساخت مطابق آنچه در شکل ۱۴ عنوان شده است، درخصوص تغییرمکان قائم نقطه‌ی دلخواه در تراز ۹م در شکل ۱۶ نشان داده شده است. این تذکر لازم است که منظور از مهاربندها، فقط بادبندهای قرارگرفته بین محورهای ۱ تا ۴ مطابق پلان شکل ۱۷ است و دستک‌های خارج از محورهای ۱ و ۴ هر طبقه در زمان ساخت طبقه‌ی مربوطه (مراحل ۲ تا ۶) احداث شده‌اند. ترکیب بار مورد استفاده در تحلیل توالی ساخت $DL + 0.7LL$ انتخاب شده است. سیستم باربر جانبی سازه‌ی موردنظر قاب فولادی خمشی متوسط و قاب فولادی خمشی متوسط + بادبندی هم‌محور، بارگذاری تقابلی مطابق مبحث

جدول ۱. اسامی مقاطع اعضاء تخصیص یافته‌ی سازه‌ی مورد بررسی.

ستون	اعضاء		طبقات
	تیر		
	جهت x	جهت y	
C۸	B۴	B۳	۱۹ تا ۲۱
C۷	B۴	B۳	۱۷ و ۱۸
C۶	B۴	B۱	۱۵ و ۱۶
C۵	B۴	B۱	۱۳ و ۱۴
C۴	B۴	B۲	۱۱ و ۱۲
C۳	B۴	B۲	۹ و ۱۰
C۲	B۴	B۲	۷ و ۸
C۱	B۴	B۲	۵ و ۶
C۱	B۴	B۱	۱ تا ۴

جدول ۲. مقاطع اعضاء سازه‌ی مورد بررسی.

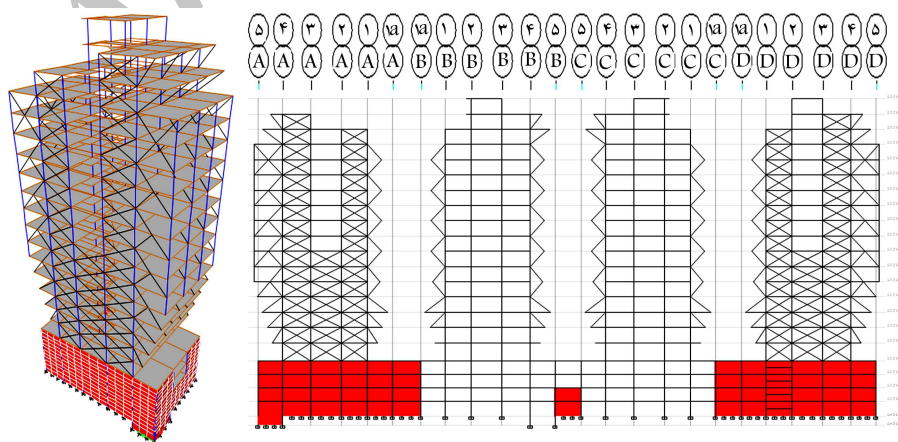
نام مقطع	مشخصات مقاطع (تیرها I شکل و ستون‌ها قوطی شکل)	ابعاد به میلی‌متر
C۱		BOX ۵۶۰ × ۵۶۰ × ۳۰
C۲		BOX ۵۱۰ × ۵۱۰ × ۳۰
C۳		BOX ۴۶۰ × ۴۶۰ × ۳۰
C۴		BOX ۴۵۰ × ۴۵۰ × ۲۵
C۵		BOX ۴۰۰ × ۴۰۰ × ۲۵
C۶		BOX ۳۹۰ × ۳۹۰ × ۲۰
C۷		BOX ۳۴۰ × ۳۴۰ × ۲۰
C۸		BOX ۲۸۰ × ۲۸۰ × ۲۰
B۱		۲ PL ۲۴۰ × ۲۵ + PL ۴۵۰ × ۸
B۲		۲ PL ۲۷۰ × ۲۵ + PL ۴۵۰ × ۸
B۳		۲ PL ۲۰۰ × ۱۵ + PL ۴۰۰ × ۸
B۴		۲ PL ۲۰۰ × ۱۲ + PL ۴۰۰ × ۸



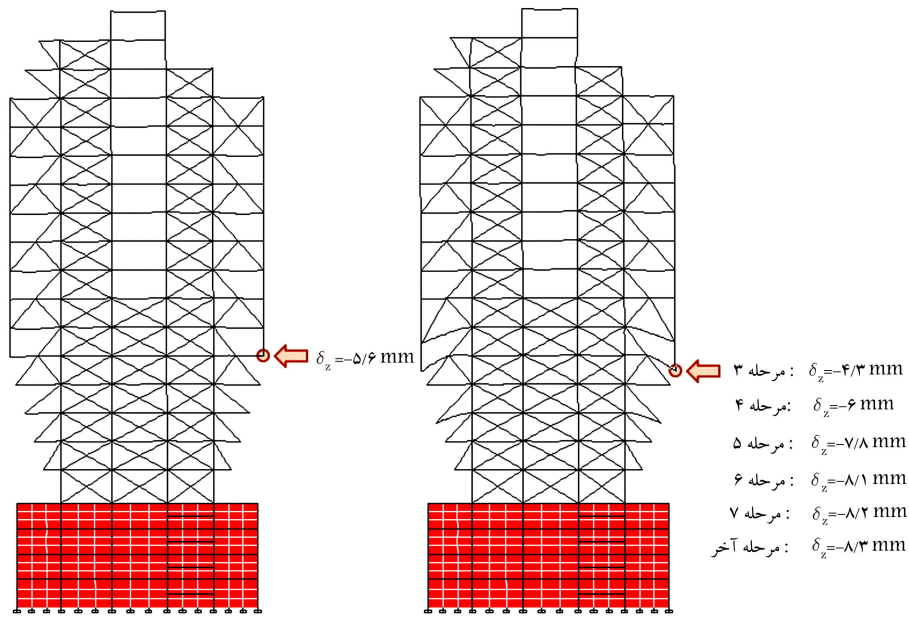
شکل ۱۴. مراحل ساخت و اجرای لحاظ شده در آنالیز مرحله‌یی.

نصب مهاربندها تا مرحله‌ی هشتم از ساخت، تغییر مکان نقطه‌ی مذکور حدود ۴۸٪ افزایش می‌یابد.

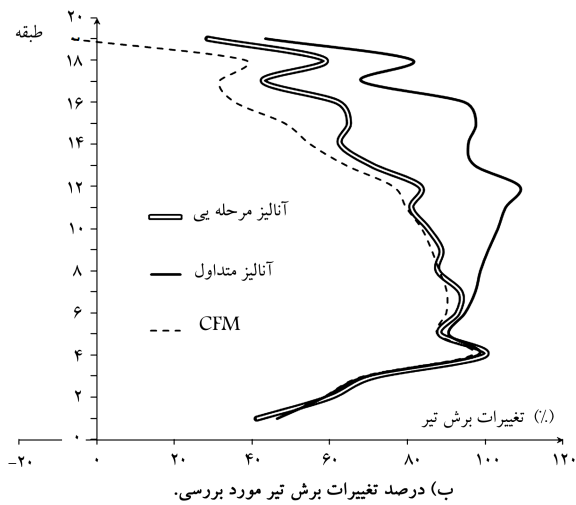
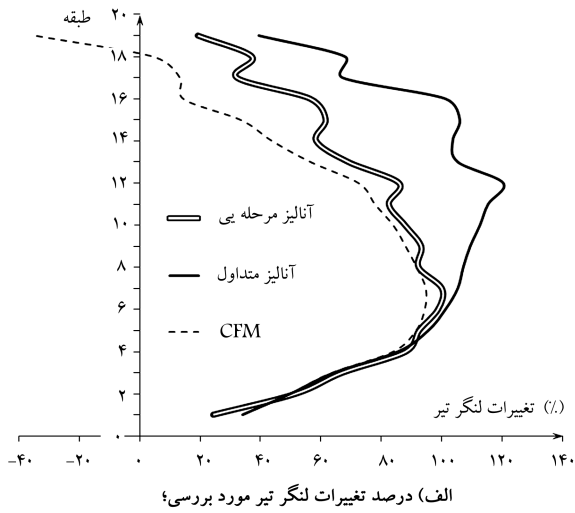
تیر مشخص شده در پلان سازه مطابق شکل ۱۷، واقع روی محور ۱ بین محورهای A و B به جهت مقایسه‌ی لنگر و برش تیر تحت سه آنالیز متداول، مرحله‌یی و روش CFM انتخاب شده است. انتخاب تیر مذکور از آن جهت که بین دو سیستم متفاوت باربر ثقلی قرار گرفته و امکان نمود واضح تر اختلاف نتایج بین آنالیزهای مذکور را مهیا می‌سازد، صورت گرفته است. درصد تغییرات لنگر خمشی و نیروی برشی تیر مذکور در کلیه‌ی طبقات نسبت به مقادیر حاصل از آنالیز مرحله‌یی در شکل ۱۸ نشان داده شده است. نتایج نشان می‌دهد که لنگر و برش محاسبه شده ناشی از آنالیز متداول سازه، از طبقه‌ی ۷م تا طبقه‌ی انتهایی افزایش چشم‌گیری نسبت به مقادیر متناظر ناشی از آنالیز تالی ساخت نشان می‌دهد، به گونه‌یی که متوسط این افزایش برای لنگر و برش به ترتیب ۳۷٪ و ۲۳٪ است. مطلب فوق به این معناست که در صورت عدم لحاظ کردن آنالیز مرحله‌یی و انجام تحلیل سنتی،



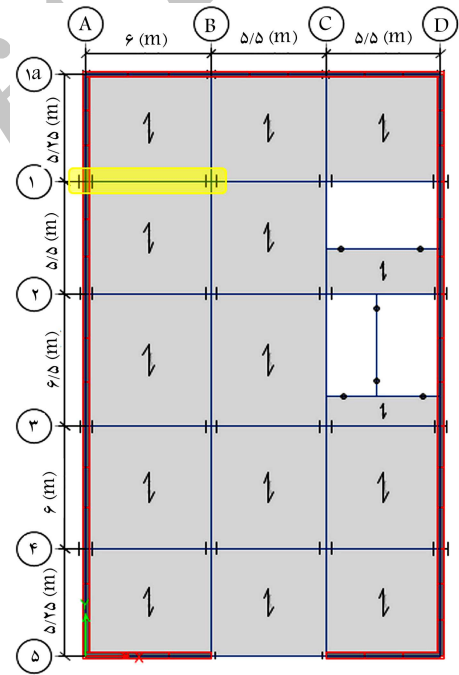
شکل ۱۵. مشخصات هندسی سازه‌ی مورد بررسی.



شکل ۱۶. مقایسه‌ی تغییر مکان تحت دو آنالیز متداول و مرحله‌یی.



شکل ۱۸. مقایسه نیروهای داخلی تیر مورد بررسی تحت سه روش مدنظر.

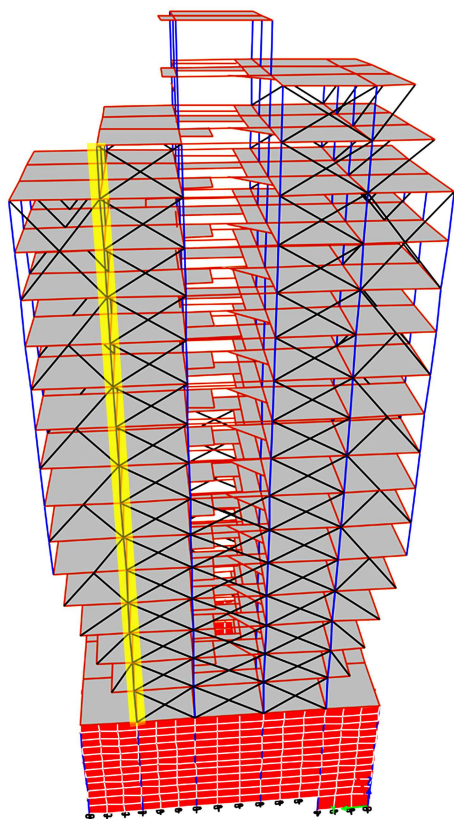


شکل ۱۷. موقعیت تیر مد نظر در پلان سازه.

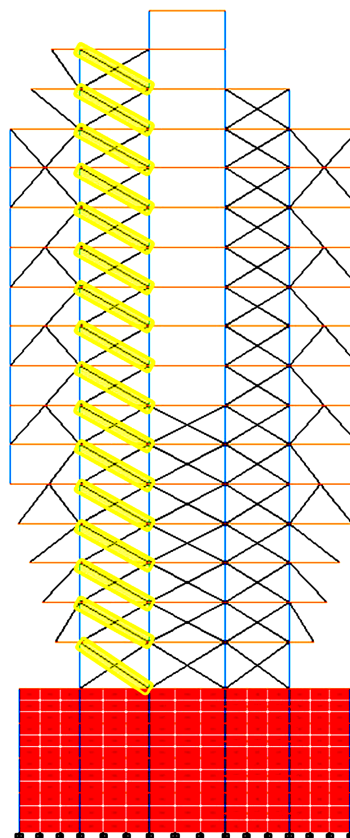
طرح تیرهای مذکور محافظه‌کارانه و غیراقتصادی بوده است. دلیل این امر را می‌توان در عدم انطباق طراحی با مراحل عملی اجرا دانست. تیر مذکور، که واسط دو سیستم سازه‌یی متفاوت است، در اثر کوتاه‌شدگی متفاوت ستون‌های دو سیستم در دو طرف تیر، تغییر مکان‌های متفاوت خواهد داشت، که منجر به شکل‌گیری لنگر طراحی قابل ملاحظه در آنالیز متداول می‌شود. لیکن عدم نصب مهاربند تا مرحله‌ی هشتم از مراحل عملی ساخت، تغییر مکان‌های دو سر تیر را یکسان کرده است و لذا لنگر القاشده به تیر، کاهش چشم‌گیری در آنالیز مرحله‌یی منطبق بر مراحل واقعی اجرا خواهد داشت.

نمودارهای مربوط به درصد تغییرات نیروی محوری ستون مورد بررسی تحت ۳ آنالیز مورد بررسی، که نسبت به مقادیر آنالیز متداول بی‌بعد شده است، در شکل ۲۲ نشان داده شده است. نتایج مبین آن است که نیروی مؤثر طراحی در تحلیل به روش متداول، تقریباً ۱۴٪ کمتر از مقدار متناظر ناشی از آنالیز توالی ساخت برآورد شده است و این بدان معنی است که طراحی ستون مذکور با نیروهای حاصل از تحلیل متداول مخاطره برانگیز بوده است؛ چرا که نیروهای حاصل از مقادیر واقعی ناشی از تحلیل توالی ساخت که منطبق بر واقعیت است، کمتر بوده و ضریب اطمینان عملکرد ستون‌ها کاهش یافته است. از طرف دیگر، روش CFM به دلیل ماهیت کاهندگی ضرایب اصلاح، پیش‌بینی درستی از نیروی محوری ستون نداشته و نیروی مذکور را

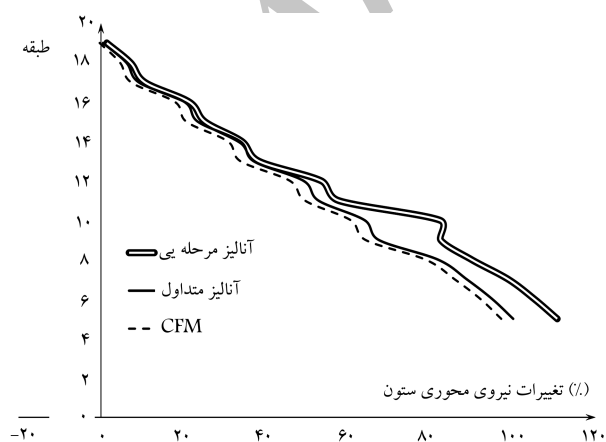
برای مهاربندهای مشخص شده در شکل ۱۹، نتایجی مشابه تیرهای مذکور حاصل می‌شود. افزایش تقریبی ۵۰٪ درصدی نیروی محوری مهاربندها در آنالیز متداول نسبت به مقادیر متناظر واقعی از آنالیز مرحله‌بی، همان‌طور که در شکل ۲۰ که درصد تغییرات مقادیر مذکور نسبت به مقادیر آنالیز مرحله‌بی را نشان می‌دهد، حاکی از طرح غیراقتصادی و فوق‌العاده محافظه‌کارانه‌ی مهاربندها در طراحی براساس نیروهای به دست آمده از آنالیز متداول است. برخلاف مطالب ذکر شده برای تیرها و مهاربندها، مقایسه‌ی نتایج آنالیز متداول و مرحله‌بی برای ستون‌های مشخص شده در شکل ۲۱ گویای نتایج متفاوتی است.



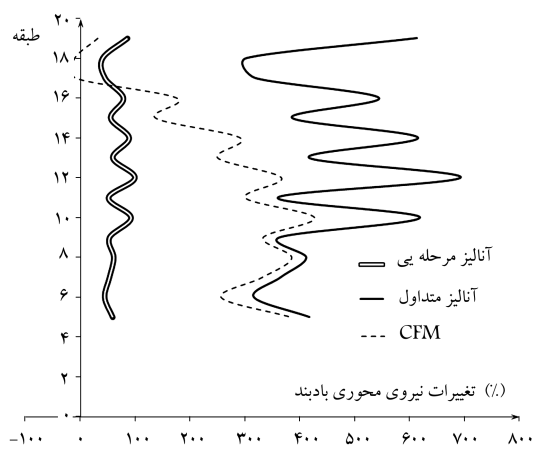
شکل ۲۱. موقعیت ستون مورد بررسی.



شکل ۱۹. موقعیت بادبندهای مورد بررسی.



شکل ۲۲. درصد تغییرات نیروی محوری ستون تحت آنالیزهای مورد بررسی.



شکل ۲۰. درصد تغییرات نیروی بادبندها تحت آنالیزهای مورد بررسی.

نمودار کوتاه‌شدگی ستون در آنالیز مرحله‌بی (مطابق شکل ۲۴) شکل دندانیه‌یی دارد، که مسئله‌ی فوق به دلیل اجرای هر ۳ طبقه در یک مرحله از ساخت مطابق برنامه‌ی اجرای سازه است. فرض اجرای هم‌زمان هر ۳ طبقه در هر واحد ساخت باعث می‌شود که کوتاه‌شدگی ستون‌های طبقات فوقانی هر مرحله از ساخت همانند آنالیز متداول به صورت تجمعی افزایش داشته و با نزدیک شدن رفتار به حالت متداول، مقدار کوتاه‌شدگی طبقات فوقانی هر واحد ساخت با انحراف از مقدار متناظر طبقه‌ی اول همان واحد، شکل دندانیه‌یی داشته باشد. مطلب مذکور از جمله نقاط ضعف روش CFM در عدم توانایی لحاظ کردن شرایط ساخت مجموعه‌ی طبقات در یک زمان است. روش CFM با فرض مراحل ساخت طبقه به طبقه فقط کوتاه‌شدگی ستون‌های طبقه‌ی اول از هر واحد ساخت را به صورت صحیح مطابق شکل ۲۴ برآورد می‌کند. [۱۶، ۱۵]

۴. نتیجه‌گیری

در این نوشتار، آنالیز مرحله‌بی سازه منطبق با مراحل عملی اجرا، با عنوان آنالیز دقیق توالی ساخت با استفاده از نرم افزار ETABS مورد بررسی قرار گرفته است. نحوه‌ی محاسبه‌ی دستی تغییرشکل‌های کشسان سازه تحت بارهای ثقلی و جانبی در هر مرحله از ساخت به جهت منظورکردن اثرات توالی ساخت سازه و آگاهی از نحوه‌ی عملکرد نرم‌افزار عنوان شده است. به منظور مقایسه‌ی رفتار سازه در قالب تغییرشکل‌ها و تغییر نیروهای داخلی اعضا تحت ۳ آنالیز توالی ساخت، آنالیز متداول، و روش‌های ساده‌ی شبیه‌ساز رفتار واقعی (CFM)، مطالعه‌ی موردی سازه‌ی عینی پژوهش حاضر صورت گرفته است.

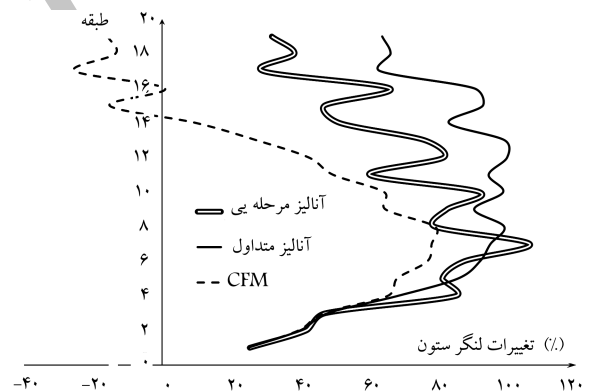
نتایج حاصل از بررسی مطالعه‌ی موردی پژوهش حاضر نشان داده است که عدم منظورکردن توالی ساخت سازه می‌تواند منجر به بروز مشکلات قابل توجه در طراحی سازه‌های بلندمرتبه، بالاخص در طبقات فوقانی سازه شود. عدم لحاظ اثرات توالی ساخت و غفلت از کوتاه‌شدگی واقعی ستون‌ها در سازه‌ی مورد بررسی، موجب طرح غیراقتصادی و محافظه‌کارانه‌ی تیرها و بادبندها شده و با توجه به اینکه طراحی مقاطع اعضاء سازه براساس آنالیز متداول صورت گرفته است، در عمل به طور متوسط و به ترتیب فقط از ۵۷ و ۲۰ درصد ظرفیت تیرها و بادبندهای مورد بررسی در طبقات یک چهارم فوقانی سازه استفاده شده است. از طرفی ستون‌هایی وجود داشته‌اند که طرح آنها براساس نیروهای داخلی کوچک‌تر آنالیز متداول نسبت به مقادیر متناظر از آنالیز مرحله‌بی، مخاطره‌برانگیز بوده و روش CFM نیز به دلیل ماهیت کاهندگی روش برآورد درستی از نیروهای مذکور ارائه نداده است، که اهمیت لزوم انجام آنالیز مرحله‌بی را بیش از پیش آشکار می‌سازد.

اگرچه روش CFM نسبت به روش دقیق، حجم محاسبات کمتر و سرعت بالاتر دارد، لیکن استفاده از آن در این موارد مشروحه با تقریب قابل ملاحظه همراه خواهد بود:

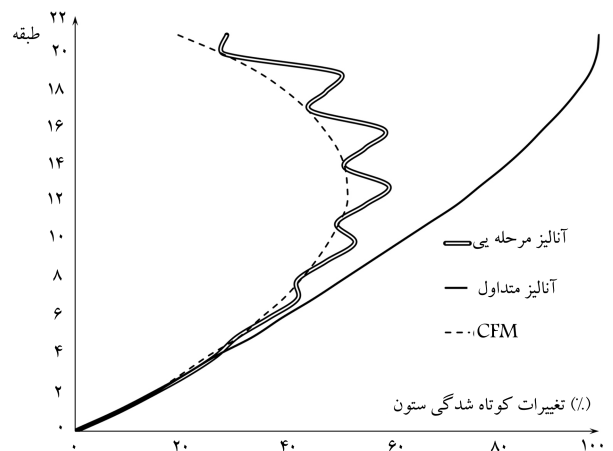
۱. تخمین لنگرهای اصلاح‌شده‌ی نهایی ستون‌ها با برقراری رابطه‌ی تعادل لنگر در گره اتصال تیر و ستون در طبقات فوقانی سازه بالاخص در صورت وجود عضو مهاربند در گره اتصال.
۲. سازه با برنامه‌ی ساخت مبنی بر احداث مجموعه‌ی طبقات در یک واحد زمانی.
۳. تقدم و تأخر مراحل ساخت و نصب اعضاء سازه به گونه‌ی که مراحل ساخت طبقه به طبقه رعایت نشود.

کمتر از مقادیر واقعی ناشی آنالیز مرحله‌بی و حتی آنالیز متداول برآورد کرده است. نمودارهای مربوط به درصد تغییرات لنگر خمشی پای ستون‌های مورد بررسی در طبقات، تحت ۳ آنالیز مورد بررسی که نسبت به مقادیر آنالیز متداول بی‌بعد شده است، در شکل ۲۳ نشان داده شده است. این تذکر لازم است که روش CFM لنگرهای اصلاح‌شده‌ی ستون‌ها را فقط با استفاده از برقراری رابطه‌ی تعادل لنگر در گره‌های اتصال تیر و ستون برآورد می‌کند. تخمین لنگرهای اصلاح‌شده‌ی ستون‌ها از تعادل لنگرهای اصلاحی، با تقریب قابل ملاحظه در طبقات فوقانی سازه، بالاخص در صورت وجود عضو مهاربند در گره‌ی اتصال همراه خواهد بود (شکل ۲۳). درصد تغییرات کوتاه‌شدگی ستون واقع بر تقاطع محورهای ۳ و B در سه حالت آنالیز مورد بررسی پژوهش حاضر، که نسبت به مقادیر آنالیز متداول بی‌بعد شده است، در شکل ۲۴ نشان داده شده است. مقایسه‌ی نحوه‌ی تغییرشکل ستون مورد بررسی در شکل ۲۴ با رفتار مورد انتظار مطابق نمودار شکل ۱، نشان از صحت عملکرد پژوهش حاضر دارد.

آن چنانکه در شکل ۲۴ مشاهده می‌شود، تا حدود طبقه‌ی هشتم تفاوت قابل ملاحظه‌ی بین مقادیر کوتاه‌شدگی ستون مورد بررسی تحت آنالیزهای متداول و مرحله‌بی به چشم نمی‌خورد، لیکن آنالیز مرحله‌بی سازه، مقدار واقعی کوتاه‌شدگی ستون مذکور در طبقه‌ی آخر را تقریباً ۲۹٪ مقدار متناظر ناشی از آنالیز یک‌باره‌ی سازه نشان می‌دهد. مسئله‌ی ذکرشده منجر به طرح غیراقتصادی تیرها و بادبندهای سازه علی‌الخصوص در طبقات فوقانی سازه و عدم استفاده‌ی مطلوب از ظرفیت اعضاء سازه‌ی فوق می‌شود.



شکل ۲۳. درصد تغییرات لنگر ستون تحت آنالیزهای مورد بررسی.



شکل ۲۴. درصد تغییرات کوتاه‌شدگی ستون تحت آنالیزهای مورد بررسی.

پانوشتها

1. correction factor method
2. active floor
3. inactive floors
4. deactivated floors
5. substructuring technique

منابع (References)

1. Esmaili, O. "Considering sequential construction methods of reinforced concrete high-rise buildings with material time-dependency effects", M.Sc. Dissertation, University of Tehran (2008).
2. Esmaili, O., Epackachi, S., Mirghaderi, R., Ghalibafian, M. and Taheri, A.A., "Evaluation of the construction sequence loading effects on seismic performance of high-rise buildings with different structural systems", *Proceedings of 9th Canadian Conference on Earthquake Engineering*, Ottawa, Ontario, Canada (2007).
3. Kwak, H.G. and Kim, J.K. "Time-dependent analysis of RC frame structures considering construction sequences", *Building and Environment*, **41**(10), pp. 1423-1434 (2006).
4. Vafai, A., Ghabdian, M., Estekanchi, H.E. and Desai, C.S. "Calculation of creep and shrinkage in tall concrete buildings using nonlinear staged construction analysis", *Asian Journal of Civil Engineering*, **10**(4), pp. 409-426 (2009).
5. Dinar, Y., Munshi, M.R., Chowdhury, M. and Ashraf, M. "Chronological construction sequence effects on reinforced concrete and steel buildings", *The International Journal of Engineering And Science (IJES)*, **3**(1), pp. 52-63 (2014).
6. Lokanath Reddy, M. and Kumar, A. "Construction sequential analysis and design of Rc high rise buildings by

- etabs", *International Journal of Research (IJR)*, **2**(12), pp. 247-250 (2015).
7. Choi, C.-K. and Kim, E.-D. "Multistory frames under sequential gravityloads", *Journal of Structural Engineering ASCE*, **111**(11), pp. 2373-2384 (1985).
8. Saffarini, H.S. and Wilson, E.L. "New approaches in the structural analysis of building systems", Research Report No. UCB/SEMM-83/08; Department of Civil Engineering, University of California, Berkeley, USA (in Persian) (1983).
9. Choi, C.K., Chung, H.K., Lee, L.G. and Wilson, E.L. "Simplified building analysis with equential dead loads—CFM", *Journal of Structural Engineering ASCE*, **118**(4), pp. 944-954 (1992).
10. Han-Soo, K., Se-Hun, J., Seung-Hak, S. and Jae-Pyo, P. "Simplified column shortening analysis of a multi-storey reinforced concrete frame", *Struct. Design Tall Spec. Build.*, **21**(6), pp. 405-415 (2012).
11. *Iranian National Building Code*, Part 6th, Design Loads for Buildings (2013).
12. *Iranian Building Codes And Standards*, Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of Buildings, Standard No.2800, 4th Edition (2014).
13. AISC, *Specification for Structural Steel Buildings-Allowable Stress Design and Plastic Design*, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL, USA (1 June 1989).
14. *Iranian National Building Code*, Part 10th, Design and Construction of steel buildings, 4th Edition (2013).
15. Han-Soo, K., Se-Hun, J., and Seung-Hak, S. "Column shortening analysis of tall buildings with lumped construction sequences", *Struct. Design Tall Spec. Build.*, **21**(10), pp. 764-776 (2012).
16. Zhao, X. and Dong, P.W. "Impact of construction sequence on structural seismic performance – A virtual oad method", Hokkaido University Collection of Scholarly and Academic Papers (HUSCAP) (2013).