

بررسی اثر و نحوه‌ی تقویت ناشی از ضوابط کنترل تغییرمکان در رفتار غیرخطی لرزه‌ی قاب‌های فولادی لاغر

مجید محمدی* (استادیار)

پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله

سیده سمانه میرکازمی (کارشناس ارشد)

دانشکده‌ی مهندسی عمران، دانشگاه غیرانتفاعی صدراهنائین

مهندسی عمران شریف، زمستان ۱۳۹۳ (۴-۵-۲)
دوری ۲ - شماره ۳، ص. ۴۳-۵۳

براساس استاندارد ۲۸۰۰، برای بررسی ضوابط کنترل دررفت طبقات می‌توان از برش پایه‌ی استفاده کرد که بر پایه زمان تناوب حاصل از فرمول‌های تجربی پیشنهادی این استاندارد یا مدل‌های تحلیلی باشد. در این تحقیق نشان داده شده است که برای یک ساختمان پنج طبقه دارای قاب خمشی استفاده از زمان تناوب تحلیلی به سازه با وزن کمتر و رفتار لرزه‌ی بهتر منجر می‌شود. در ادامه راهکاری ساده برای یافتن اعضایی که با تقویت آنها سازه می‌تواند محدودیت‌های کنترل تغییرمکان را ارضا نماید پیشنهاد و با تحلیلی IDA نشان داده شد که سازه حاصل از این روش در مقایسه با روشی که در برخی دفاتر مهندسی به کار گرفته و در آن تنها ستون‌های طبقات نخست ساختمان تقویت می‌شوند، دارای رفتار لرزه‌ی بهتر می‌باشد.

واژگان کلیدی: تحلیل تاریخچه‌ی زمانی غیرخطی، سازه‌ی فولادی، سازه‌ی بلند، کنترل جابجایی.

m.mohammadigh@iiees.ac.ir
samane_mirkazemi@yahoo.com

۱. مقدمه

راه کلی طراحی ساختمان این است که ابتدا سازه برای بارها تحلیل و طراحی و سپس ضوابط کنترل دررفت روی سازه بررسی شود و در صورت عدم جوابگویی این ضوابط در برخی طبقات سازه، المان‌های آن طبقه برای برآوردن ضوابط کنترل تغییرمکان تقویت می‌شود. در استاندارد ۲۸۰۰ ایران^[۱] برای کنترل تغییرمکان جانبی سازه دو راه وجود دارد.

الف) راه اول:

براساس بند ۳-۵-۲ آیین‌نامه مزبور: تغییرمکان جانبی نسبی واقعی طرح یا تغییرمکان جانبی نسبی غیرارتجاعی در هر طبقه، تغییرمکانی است که با در نظرگیری رفتار غیرخطی سازه به دست می‌آید. در مواردی که تحلیل سازه با فرض خطی بودن آن انجام می‌شود، این تغییرمکان را می‌توان از رابطه‌ی ۱ به دست آورد:

$$\Delta_M = 0.7 R \Delta_W \quad (1)$$

که در آن، Δ_M تغییرمکان جانبی نسبی واقعی طرح در طبقه R ضریب رفتار است. Δ_W تغییرمکان جانبی نسبی طرح در طبقه است که برای محاسبه آن از برش پایه مبتنی بر زمان تناوب حاصل از فرمول‌های تجربی موجود در استاندارد است.

* نویسنده مسئول

تاریخ دریافت: ۱۳۹۱/۸/۱۰، اصلاحیه ۱۳۹۲/۳/۵، پذیرش ۱۳۹۲/۴/۴.

بر اساس بند ۴-۵-۲ آیین‌نامه: تغییرمکان جانبی نسبی واقعی طرح در محل مرکز جرم هر طبقه نباید از این مقادیر بیشتر شود:

-- برای ساختمان‌های با زمان تناوب اصلی کمتر از ۰/۷ ثانیه:

$$\Delta_M \leq 0.25 \text{ برابر ارتفاع طبقه}$$

-- برای ساختمان‌های با زمان تناوب اصلی بیشتر یا مساوی ۰/۷ ثانیه:

$$\Delta_M \leq 0.2 \text{ برابر ارتفاع طبقه}$$

که در آن، Δ_M تغییرمکان جانبی نسبی واقعی طرح در طبقه با منظورکردن اثر $P - \Delta$ است.^[۱]

ب) راه دوم:

طبق تبصره‌ی بند ۴-۵-۲ آیین‌نامه‌ی ۲۸۰۰ زلزله،^[۱] در محاسبه‌ی تغییرمکان نسبی هر طبقه (Δ_W)، برای رعایت محدودیت‌های فوق، مقدار برش پایه را می‌توان بدون منظورکردن محدودیت‌های مربوط به زمان تناوب اصلی ساختمان (T) در تبصره‌ی ۱ بند ۳-۲-۶ تعیین کرد. طبق این تبصره می‌توان از زمان تناوب محاسباتی استفاده کرد.

جدول ۱. سازه‌های مورد بررسی در این پژوهش.

سازه‌های مورد بررسی				
یک و دو دهانه‌ی ۵ طبقه	دو دهانه‌ی ۶ طبقه	دو دهانه‌ی ۷ طبقه	دو دهانه‌ی ۸ طبقه	دو دهانه‌ی ۹ طبقه
قاب خمشی فولادی متوسط	قاب خمشی فولادی متوسط	قاب خمشی فولادی متوسط	قاب خمشی فولادی متوسط	قاب خمشی فولادی متوسط
قاب خمشی فولادی ویژه	قاب خمشی فولادی ویژه	قاب خمشی فولادی ویژه	قاب خمشی فولادی ویژه	قاب خمشی فولادی ویژه

جدول ۲. مشخصات رکوردهای لرزه‌ی اعمالی به سازه.

رکورد لرزه‌ی	تاریخ وقوع	PGA (g)
طبس	۱۹۷۸/۰۹/۱۶	۰/۸۳۶
کوبه	۱۹۹۵/۰۱/۱۶	۰/۸۲۱
منجیل	۱۹۹۰/۰۶/۲۰	۰/۳۹
نرثریج	۱۹۹۴/۰۱/۱۷	۱/۷۸
السترو	۱۹۴۰/۰۵/۲۲	۰/۲۳

برای انجام تحلیل‌ها (بارافزون، تاریخچه‌ی زمانی) از نرم‌افزار ۳D-PERFORM V۴/۰/۳ استفاده شده است. علت استفاده از این نرم‌افزار آن است که صحت محاسبات آن در حوزه‌ی خطی و غیرخطی اثبات شده است،^[۱] و نتایج به‌دست‌آمده از نرم‌افزار به‌صورت بسیار کاربردی و متنوع در اختیار کاربر قرار می‌گیرد.

۲. مشخصات مدل‌ها و رکوردهای در نظر گرفته‌شده

سازه‌های مورد بررسی در این پژوهش در جدول ۱ آمده که هر یک دارای ارتفاع ۳ متر در هر طبقه و دهانه‌ی ۵ متر است. از آنجایی که هدف اصلی این پژوهش چگونگی برآوردن ضوابط کنترل تغییرمکان و اثر نحوه‌ی تقویت در آنها بوده است، ساختمان‌های مورد بررسی همگی لاغر انتخاب شده‌اند.

در تمامی موارد مذکور، این سازه‌ها ابتدا در نرم‌افزار ETABS تحلیل و طراحی استاتیکی خطی و سپس با مقاطع به‌دست‌آمده در نرم‌افزار PERFORM مدل شده‌اند. برای هر یک از این ساختمان‌ها، علاوه بر تحلیل بارافزون، تحلیل تاریخچه‌ی زمانی غیرخطی تحت رکوردهای لرزه‌ی نیز انجام شده است.

رکوردهای موردنیاز برای تحلیل تاریخچه‌ی زمانی ۵ رکورد واقعی زلزله، شامل: طبس، منجیل، الاسترو، کوبه و نرثریج با مشخصات مذکور در جدول ۲ است. مشخصات دقیق‌تر این رکوردها در پژوهشی در سال ۲۰۱۱،^[۱] ارائه شده است.

۳. صحت‌سنجی نرم‌افزار مورد استفاده

برای تحقیق صحت نرم‌افزار PERFORM در انجام تحلیل تاریخچه‌ی زمانی خطی، یک سازه‌ی یک درجه آزادی تحت تحریک سینوسی $500 \sin 10t$ ، تحلیل و نتایج آن با حل دستی مقایسه شد، که نتایج حاکی از صحت و دقت نرم‌افزار است. در مرحله‌ی بعد، نتایج تحلیل تاریخچه‌ی زمانی خطی با اعمال رکورد کوبه و طبس و نرثریج به همان سازه در دو نرم‌افزار SAP۲۰۰۰ V۱۰/۰/۷ و PERFORM برابر با هم به‌دست آمد، که نشان‌گر صحت تحلیل تاریخچه‌ی زمانی خطی در این نرم‌افزار است. برای اطمینان از صحت تحلیل تاریخچه‌ی زمانی غیرخطی در این

این تذکر لازم است که برای کنترل دررفت^۲ در سازه‌ها روند معمول، که امروزه در برخی مراکز محاسباتی انجام می‌شود، استفاده از تبصره‌ی مذکور است. آنها پس از طراحی سازه طبق آیین‌نامه‌ی زلزله‌ی (استاندارد ۲۸۰۰) در نرم‌افزاری مثل ETABS، زمان تناوب اصلی (مود اول) را از نرم‌افزار می‌خوانند و سپس از طریق اعمال آن به‌عنوان دوره‌ی تناوب محاسبه‌ی بار لرزه‌ی در تعریف بار لرزه‌ی، سازه را مجدد تحلیل می‌کنند. سپس تغییرمکان جانبی طبقه را با میزان مجاز (که در بند ۲-۵-۴ محاسبه شد) مقایسه می‌کنند، که در صورت تجاوز، سازه باید تقویت شود. این تقویت معمولاً روی المان‌های ستون طبقات نخست انجام می‌شود.

بررسی‌های موجود در پژوهشی در سال ۲۰۱۱ نشان داده است که تقویت ساختمان باعث افزایش برش پایه در زلزله‌های واقعی می‌شود.^[۲] مثلاً اگر دو ساختمان دارای سختی یکسان ولی با مقاومت‌های متفاوت باشند، ساختمان قوی‌تر در زلزله، برش پایه‌ی بیشتری می‌گیرد. افزایش برش پایه، که متناسب با مقاومت جانبی سازه است، می‌تواند عملکرد برخی المان‌ها و همچنین اتصالات را تحت تأثیر قرار دهد. لذا لازم است بررسی‌های دقیق صورت گیرد تا اثر این نوع تقویت در رفتار لرزه‌ی سازه‌ها بررسی شود.

در این پژوهش برای تقویت سازه‌ها، دو راه در نظر گرفته شده است؛ که عبارت‌اند از:

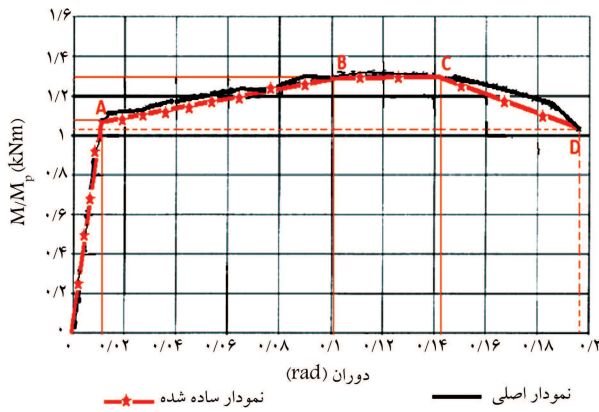
۱. تقویت به شیوه‌ی معمول در برخی دفاتر مهندسی، که در آن فقط ستون‌های طبقات پایین تقویت می‌شوند.
۲. تقویت بهینه در المان‌های نیازمند (تقویت پیشنهادی این پژوهش).

البته در حال حاضر روند مورد قبول پژوهشگران این است که فقط در طبقاتی از سازه که دررفت جوابگو نبوده است، به تقویت تیر یا ستون اقدام شود. در این پژوهش روش دیگری پیشنهاد شده است که در آن مقاومت اعضاء نسبت مناسب‌تری با توزیع بار جانبی ناشی از زلزله دارند و لذا می‌توانند رفتار بهتری بروز دهند و در ضمن بین اعضاء سازه‌ی ساختمانی که با این روش به‌دست می‌آید، هماهنگی بیشتری وجود دارد.

با توجه به اهمیت مسئله‌ی تقویت و اثر آن در سازه، در این پژوهش رفتار لرزه‌ی ساختمان تقویت‌شده با ساختمان تقویت‌نشده مقایسه و راهکاری نیز برای یافتن اعضایی که نیاز به تقویت دارند، پیشنهاد شده است تا تقویت به‌طور مناسب انجام شود. بنابراین، برای این ساختمان‌ها سه حالت در نظر گرفته شده است، که عبارت‌اند از:

۱. ساختمانی که در آن ضوابط کنترل تغییرمکان برآورده نشده است.
۲. ساختمانی که در آن ضوابط با استفاده از تقویت ستون طبقات پایین ارضاء شده‌اند.
۳. ساختمان پیشنهادی این پژوهش که تقویت در المان‌های نیازمند و به‌صورت مناسب صورت می‌گیرد.

در این پژوهش، عملکرد سه سازه با هم مقایسه می‌شود، تا ضمن یافتن تأثیر تقویت روی سازه مشخص شود که کدام تقویت سبب عملکرد بهتر ساختمان می‌شود.



شکل ۲. نمودار ساده‌شده‌ی لنگر خمشی - دوران آزمایش ۰.۲۲ [۱۰].

جدول ۳. مقایسه‌ی مقادیر پارامترهای a, b و c از طریق جدول FEMA ۳۵۶ [۷] و نوشتار Davies [۱۰].

روش	a(θy)	b(θy)	c
FEMA ۳۵۶ [۷]	۹	۱۱	۰٫۶
نوشتار Davies [۱۰]	۱۱	۱۴	۰٫۹

طبق ضوابط FEMA ۳۵۶ [۷] و نشریه‌ی ۳۶۰ ایران [۹] برای یافتن نمودار غیرخطی دو روش وجود دارد که در این پژوهش از هر دو روش استفاده شده است:

۱. براساس جدول: مقادیر پارامترهای a و b و c مطابق شکل الف برای اجزای قاب خمشی فولادی در جدول ۳-۵ (از نشریه‌ی ۳۶۰) [۷] آمده است.

۲. براساس مطالعات آزمایشگاهی: به طور عملی طبق مطالعات آزمایشگاهی پژوهشی در سال ۲۰۰۰ [۷] استفاده شده است.

برای یافتن پارامترهای a, b و c، ساده‌سازی نمودار رفتاری ممان خمشی در برابر دوران مقاطع UB فولادی در نرم‌افزار ANSYS برگرفته از مطالعات انجام شده در پژوهشی در سال ۲۰۰۶ [۱۰] در شکل ۲ انجام شده است تا مشابه نمودارهای تعریف شده در FEMA ۳۵۶ (شکل الف) و PERFORM (شکل ب) شود. مقایسه‌ی مقدار پارامترهای a, b و c، حاصل از جدول FEMA ۳۵۶ [۷] و تحلیل انجام شده در پژوهشی در سال ۲۰۰۶ [۱۰] در جدول ۳ آمده است.

با توجه به مقادیر a, b و c حاصل از جدول ۳ و بهره‌گرفتن از نظر FEMA ۳۵۶ و پژوهشی در سال ۲۰۰۰ [۷] مقدار پارامترهای a, b و c به ترتیب برابر ۱۱، ۱۶ و ۰٫۸۲ در نظر گرفته شده است. این مقادیر و پارامترهای رفتار غیرخطی مفصل خمیری در نرم‌افزار PERFORM (شکل ب) به این طریق تعریف می‌شود:

$$D_U/D_Y = 8 \quad D_L/D_Y = 11 \quad D_R/D_Y = 15$$

$$D_X/D_Y = 16 \quad F_R/F_U = 0.6 \quad F_Y/F_U = 0.82$$

رفتار غیرخطی اعضا به همین شکل مدل می‌شود.

۵. بررسی نحوه‌ی محاسبه‌ی زمان تناوب بر رفتار لرزه‌ی

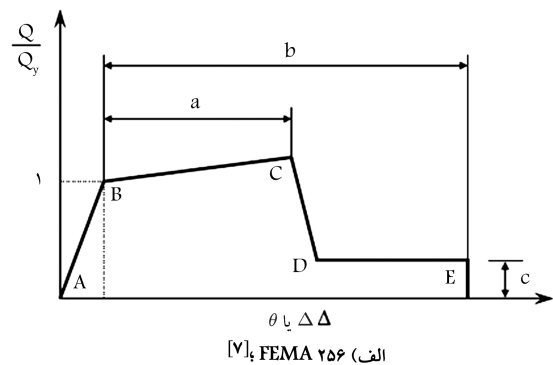
پس از تحلیل استاتیکی خطی سازه‌های تک دهانه و دو دهانه‌ی ۵ طبقه در نرم‌افزار ETABS طبق آیین‌نامه‌ی ۲۸۰، که مقاطع آن به ترتیب در شکل‌های الف و الف ۳

نرم‌افزار، مثالی که در آن یک مسئله به صورت دقیق و دستی حل شده بود (مثال ۵.۶)، پس از مدل‌سازی آن مشاهده شد که نتایج حاصل از نرم‌افزار به خوبی با حل دقیق هم‌خوانی دارد. نمودارها و نتایج مربوط به طور کامل در مرجع [۲] آمده است.

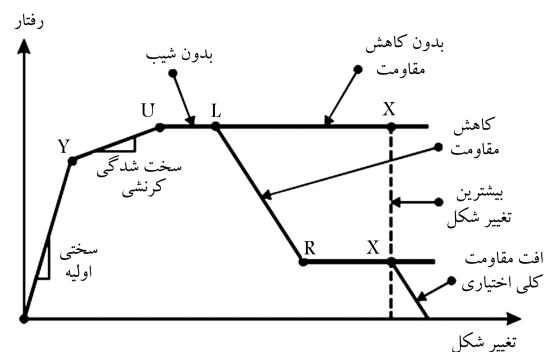
۴. مشخصات مفصل خمیری اعضای سازه‌ی

یکی از راه‌های مدل‌سازی رفتار غیرخطی سازه‌ها، استفاده از مفصل غیرخطی در اعضاست. لازمی انجام هرگونه تحلیل غیرخطی، معرفی مشخصات مفصل غیرخطی است. این مفصل در نقاطی از اعضا که احتمال تجاوز نیروهای داخلی عضو از مقاومت تسلیم وجود دارد، تعریف می‌شوند. [۴] رفتار واقعی اجزای در یک سازه‌ی حقیقی معمولاً با عدم قطعیت‌های بی‌شماری سروکار دارد. در بیشتر مواقع بهترین راهکار این است که فقط از قسمت‌هایی از یک رفتار غیرخطی استفاده کنیم که بیشترین تأثیر را دارند. [۵]

در قاب خمشی، این مفصل در ابتدا و انتهای تیر و ستون در نظر گرفته شده‌اند. [۶] منحنی رفتار غیرخطی مفصل خمیری در FEMA ۳۵۶ [۷] و در نرم‌افزار PERFORM [۸]، به ترتیب در شکل‌های الف و ب آمده است، که اندکی با هم تفاوت دارند. براساس FEMA ۳۵۶ [۷] و نشریه‌ی ۳۶۰ [۹] رفتار هر یک از مفصل به صورتی که در شکل الف نشان داده شده است، تعریف می‌شود. پارامترهای a و b، به ترتیب بیان‌گر نسبت دوران متناظر با ممان بیشینه و دوران نهایی، به دوران نقطه‌ی تسلیم است و نشان‌گر شکل‌پذیری و نرمی سازه است. پارامتر c نشان‌گر تنش پسماند، یعنی مقدار تنش باقیمانده، یا لنگر خمشی باقیمانده در سازه است.



الف) FEMA ۲۵۶ [۷]



ب) نرم‌افزار PERFORM [۸]

شکل ۱. منحنی رفتار غیرخطی سازه‌ها در محل تشکیل مفصل خمیری.

جدول ۴. کنترل دررفت سازه‌های ۵ طبقه از طریق بند ۲-۵-۴ آیین‌نامه‌ی ۲۸۰۰.

سازه	تغییرمکان جانبی طبقه‌ی آخر	تغییرمکان جانبی مجاز طبقه‌ی آخر	نیاز به تقویت
	سازه (m)	سازه (m)	
۵ طبقه‌ی تک دهانه	۰/۱۰۳۹	۰/۷۶۵	دارد
۵ طبقه‌ی دو دهانه	۰/۱۰۵	۰/۷۶۵	دارد

جدول ۵. کنترل دررفت سازه‌های ۵ طبقه از طریق تبصره‌ی بند ۲-۵-۴ آیین‌نامه‌ی ۲۸۰۰.

سازه	دوره‌ی تناوب اول سازه‌ی اصلی (s)	تغییرمکان جانبی سازه (m)	تغییرمکان جانبی مجاز به تقویت (m)	نیاز به تقویت
۵ طبقه‌ی تک دهانه	۱/۵۰۶۵	۰/۰۷۱	۰/۰۷۶۵	ندارد
۵ طبقه‌ی دو دهانه	۱/۵۱۴۵	۰/۰۷۲۱۹	۰/۰۷۶۵	ندارد

حال اگر از راه دوم و تبصره‌ی بند ۲-۵-۴ استاندارد استفاده شود، تغییرمکان جانبی سقف از میزان مجاز تغییرمکان جانبی کمتر و سازه جوابگوی کنترل دررفت است (جدول ۵)، بدون اینکه نیاز به تقویتی داشته باشد. به عبارت دیگر، سازه‌ی کنترل دررفت شده از راه دوم، همان سازه‌ی اصلی (سازه‌ی بدون کنترل دررفت) است.

پس در بررسی نحوه‌ی محاسبه‌ی زمان تناوب در سازه‌ی ۵ طبقه با دو حالت روبرو هستیم:

سازه‌ی ۱: سازه‌ی که بدون تقویت خاص جوابگوی کنترل دررفت از راه دوم است. (سازه نشان داده شده در قسمت الف شکل‌های ۳ و ۴)

سازه‌ی ۲: سازه‌ی که برخی از اعضای آن باید تقویت شود (سازه‌ی جوابگوی کنترل دررفت از راه اول که در قسمت ب شکل‌های ۳ و ۴ نشان داده شده است).

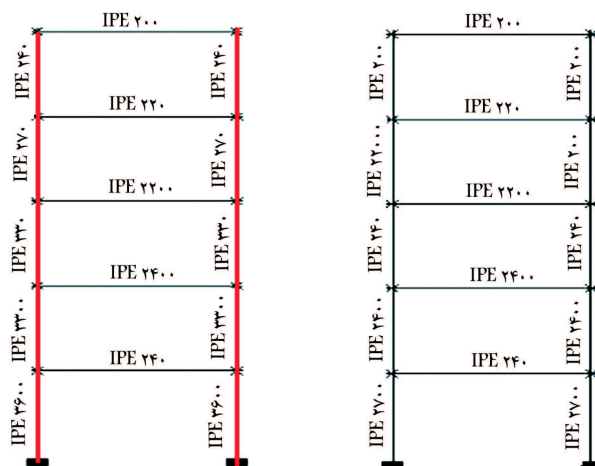
مقایسه‌ی نمودارهای تحلیل بارافزون^۳ در دو سازه‌ی ۱ و ۲ در قاب ۵ طبقه‌ی تک و دو دهانه به ترتیب در شکل‌های ۵الف و ۵ب آمده است. طبق شکل ۵، سازه‌ی ۲ به علت داشتن سختی بیشتر (مقاطع قوی‌تر)، دارای برش پایه‌ی بیشتر و تغییرمکان جانبی سقف کمتر است.

تعداد مفاصل خمیری تشکیل شده در سازه‌ی ۱ و ۲ در سازه‌ی ۵ طبقه‌ی تک دهانه به ترتیب ۹ و ۸ عدد و در سازه‌ی ۵ طبقه‌ی دو دهانه به ترتیب ۲۱ و ۱۷ عدد است و تمامی مفاصل خمیری در تیرها و پای ستون‌ها تشکیل شده‌اند و هیچ‌کدام در المان ستون (غیر از پای ستون) تشکیل نشده است. مفصلی که سبب خرابی سازه و متوقف شدن تحلیل شده است، به ترتیب در تیر طبقه‌ی دوم و سوم از سازه‌ی ۱ و ۲ است. محل و ترتیب تشکیل مفاصل خمیری به طور کامل در مرجع^[۲] آمده است.

۱.۵. تحلیل تاریخیچه زمانی ساختمان ۵ طبقه

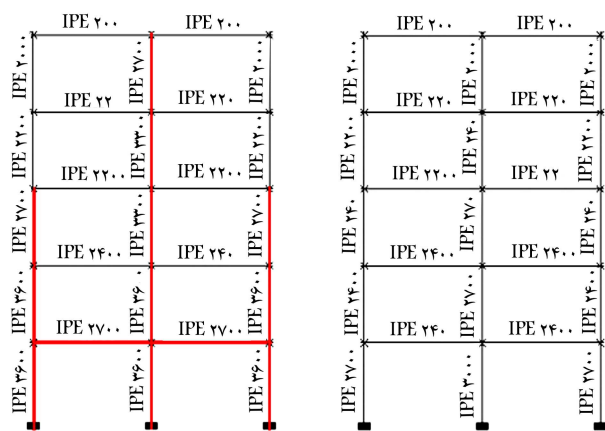
برای ساختمان‌های ۵ طبقه حاصل که در شکل‌های ۳ و ۴ دیده می‌شوند تحلیل تاریخیچه‌ی زمانی غیرخطی با اعمال رکوردهای طیس، منجیل، الستر، کوبه و نشریح با مشخصات مذکور در جدول ۲ در نرم‌افزار PERFORM انجام می‌شود و با افزایش PGA (بیشینه‌ی شتاب)، بیشینه‌ی شتابی که ساختمان از هر رکورد می‌تواند تحمل کند، به دست می‌آید.

نتایج تحلیل تاریخیچه‌ی زمانی غیرخطی افزاینده (IDA)^۴ سازه‌ی ۱ و ۲ در



الف) بدون کنترل دررفت؛ ب) با کنترل دررفت از راه اول.

شکل ۳. مقاطع حاصل از طراحی سازه‌های ۵ طبقه‌ی تک دهانه.



الف) بدون کنترل دررفت؛ ب) با کنترل دررفت از راه اول.

شکل ۴. مقاطع حاصل از طراحی سازه‌های ۵ طبقه‌ی دودهانه.

آمده است، به کنترل دررفت سازه پرداخته می‌شود. براساس استاندارد ۲۸۰۰، راه برای کنترل وجود دارد که عبارت‌اند از:

۱. استفاده از زمان تناوب به دست آمده از فرمول‌های تجربی موجود در استاندارد ۲۸۰۰؛

۲. استفاده از دوره‌ی تناوب به دست آمده از تحلیل مدل‌های رایانه‌ی سازه (براساس تبصره‌ی بند ۲-۵-۴ استاندارد ۲۸۰۰).

این تذکر لازم است که در ساختمان‌های مذکور مود اول غالب است؛ لذا به جای نشان دادن دررفت همه‌ی طبقات در جداول و نمودارها، فقط تغییرمکان جانبی سازه در طبقه‌ی آخر ارائه شده است.

همانگونه که در جدول ۴ نشان داده شده است براساس راه نخست سازه‌های حاصل جوابگوی ضوابط کنترل دررفت نیستند و نیاز به تقویت دارند. سازه‌های تقویت شده که جوابگوی ضوابط کنترل دررفت هستند دارای مشخصات مقاطع نشان داده شده در شکل ۳ب و ۴ب هستند. اعضای تقویت شده در سازه‌ی ۵ طبقه‌ی تک دهانه طبق شکل ۳ب، ستون‌های طبقات اول تا پنجم و در سازه‌ی ۵ طبقه‌ی دو دهانه مطابق شکل ۴ب، ستون‌های کناری طبقات اول تا سوم و ستون وسط طبقات اول تا پنجم و تیرهای طبقه‌ی اول هستند.

جدول ۸. کنترل دررفت سازه‌های ۶، ۷، ۸ و ۹ طبقه با استفاده از تبصره‌ی بند ۲-۵-۴ آیین‌نامه‌ی ۲۸۰۰ و بررسی لزوم تقویت.

سازه	دوره‌ی تناوب	تغییرمکان	تغییرمکان	نیاز
اول سازه‌ی اصلی (s)	جانبی طبقه‌ی آخر	جانبی طبقه‌ی آخر	جانبی مجاز	به تقویت
۶ طبقه	۱,۹۱۷۱	۰,۰۶۹	۰,۰۶۴۲۸	دارد
۷ طبقه	۲,۰۳۱۸	۰,۰۷۸	۰,۰۷۵	دارد
۸ طبقه	۲,۲۴۷۸	۰,۰۹۱۹	۰,۰۸۵	دارد
۹ طبقه	۲,۴۷۳۹	۰,۱۰۷۴	۰,۰۹۶	دارد

جدول ۹. کنترل دررفت و جوابگویی سازه‌های تقویت‌شده‌ی ۶، ۷، ۸ و ۹ طبقه با استفاده از تبصره‌ی بند ۲-۵-۴ آیین‌نامه‌ی ۲۸۰۰.

سازه	دوره‌ی تناوب اول	تغییرمکان	تغییرمکان	جوابگویی
سازه‌ی تقویت‌شده	از روش اول (s)	آخر	جانبی مجاز	کنترل
۶ طبقه	۱,۷۴۸	۰,۰۶۴	۰,۰۶۴۲	است
۷ طبقه	۱,۹۳۷	۰,۰۷۴۹	۰,۰۷۵	است
۸ طبقه	۲,۰۷۳۸	۰,۰۸۵۲	۰,۰۸۵۷	است
۹ طبقه	۲,۲۲۲۳	۰,۰۹۶۳	۰,۰۹۶۴	است

از محدوده‌ی خاصی فراتر رود، براساس استاندارد [۱]، ۲۸۰۰ باید ساختمان را جزء سازه‌های نامنظم به حساب آورد. از طرف دیگر، معمولاً راهکار مناسبی برای انتخاب اعضاء از بین تیر و ستون هر طبقه برای تقویت به منظور ارضاء ضوابط کنترل تغییرمکان نیز وجود ندارد. هر چند که تقویت تیرها می‌تواند در این زمینه مؤثر باشد؛ ولی باعث می‌شود که برخی ضوابط ساختمان‌های ویژه از جمله ضوابط بخش ۷-۵ استاندارد ۲۸۰۰، که همواره وجود ستون قوی‌تر از تیر را کنترل می‌کند، متأثر شود. بنابراین در این‌گونه موارد طراح باید علاوه بر تقویت تیر، ستون را نیز قوی‌تر کند. در این بخش راهکار دیگری برای یافتن اعضایی که نیاز به تقویت دارند تا ضوابط کنترل تغییرمکان ارضاء شود، ارائه شده است. در این روش، تقویت به صورت مناسب و در المان‌های مورد نیاز در چند مرحله انجام می‌شود به این صورت که در هر مرحله، برش پایه‌ی آن مرحله در نسبت تغییرمکان جانبی آن مرحله به تغییرمکان نسبی مجاز ضرب می‌شود و برش پایه‌ی جدید به دست آمده مجدداً به سازه اعمال می‌شود (رابطه‌ی ۲).

$$C_{i+1}/C_i = V_{i+1}/V_i = \Delta_i/\Delta W \quad (2)$$

که در آن، V_i برش پایه‌ی سازه‌ی مرحله‌ی i ام، C_i ضریب زلزله‌ی سازه‌ی مرحله‌ی i ام، Δ_i تغییرمکان جانبی سازه‌ی مرحله‌ی i ام، ΔW تغییرمکان مجاز. با اعمال این بار لرزه‌ی به سازه ممکن است بعضی المان‌ها جوابگو نباشند؛ که تقویت می‌شوند. حال کنترل جابجایی با تبصره‌ی بند ۲-۵-۴ (استفاده از دوره‌ی تناوب محاسباتی) انجام می‌شود، اگر دررفت سازه با این میزان تقویت جوابگو نبود،

در سازه‌های ۲ دهانه‌ی ۵ طبقه با سیستم قاب خمشی فولادی ویژه و ۲ دهانه‌ی ۶، ۷، ۸ و ۹ طبقه با سیستم قاب خمشی فولادی متوسط برای کنترل دررفت از راه دوم، یعنی با استفاده از زمان تناوب به دست آمده از مدل رایانه‌ی مشاهده شد که این سازه‌ها بدون نیاز به تقویت، جوابگوی ضابطه‌ی کنترل تغییرمکان آیین‌نامه هستند؛ لذا همین سازه‌ها (۶، ۷، ۸ و ۹ طبقه) با سیستم قاب خمشی فولادی ویژه مورد توجه قرار گرفتند.

۶. بررسی اثر چگونگی اعمال تقویت‌های سازه به منظور ارضاء ضوابط کنترل تغییرمکان

در این بخش به چگونگی اعمال تقویت‌های سازه‌ی مورد نیاز برای ارضاء ضوابط کنترل تغییرمکان پرداخته شده است. همان‌گونه که قبلاً بیان شده است، برای این امر ۳ راه وجود دارد، که عبارت‌اند از:

۱. تقویت ستون‌های پایین ساختمان، که روش معمول برخی دفاتر مهندسی است.
۲. تقویت فقط در طبقاتی که دررفت آنها از حد مجاز فراتر رفته است.
۳. روش پیشنهادی این پژوهش.

راه دوم در برخی پژوهش‌ها بررسی شده است، و در این پژوهش به آن پرداخته نمی‌شود.

برای بررسی و مقایسه‌ی روش‌های اول و سوم، سازه‌های ۶، ۷، ۸ و ۹ طبقه، دارای قاب خمشی فولادی ویژه در نظر گرفته می‌شوند.

در این سازه‌ها، بعد از تحلیل استاتیکی خطی براساس آیین‌نامه‌ی ۲۸۰۰ در نرم‌افزار ETABS، کنترل دررفت سازه‌ها، از طریق راه دوم، یعنی استفاده از تبصره‌ی بند ۲-۵-۴، انجام می‌گیرد. جدول ۸، عدم جوابگویی کنترل دررفت در سازه‌ها و لزوم تقویت در آنها را نشان می‌دهد.

تقویت سازه‌های در نظر گرفته شده به منظور ارضاء ضوابط کنترل دررفت به دو صورت انجام می‌گیرد:

روش اول: تقویت به روش معمول، که فقط با تقویت ستون‌های طبقات پایین انجام می‌گیرد و تقویت به حدی انجام می‌شود، که تغییرمکان جانبی کمتر از تغییرمکان مجاز شود. در این روش سازه در ستون‌های طبقات نخست تقویت می‌شود و سپس کنترل دررفت سازه‌ی تقویت‌یافته از طریق اعمال دوره‌ی تناوب اول آن در تعریف بار لرزه‌ی به عنوان دوره‌ی تناوب محاسبه‌ی بار لرزه‌ی و سپس تحلیل مجدد آن و مقایسه‌ی تغییرمکان جانبی سقف با میزان مجاز تغییرمکان انجام می‌گیرد.

براساس جدول ۹، تغییرمکان جانبی سقف از میزان مجاز تغییرمکان کمتر است که نشان می‌دهد سازه‌ی تقویت‌شده جوابگوی کنترل دررفت است. برای نمونه، سازه‌ی ۶ طبقه‌ی تقویت‌شده به روش معمول که اعضاء تقویت‌شده‌ی آن ستون‌های کناری در طبقات اول تا چهارم و ستون وسط در طبقات اول تا سوم است در شکل ۵، ب، آمده است.

برای بقیه‌ی سازه‌ها، یعنی سازه‌ی ۷، ۸ و ۹ طبقه، این تقویت‌ها انجام شده است، که در جدول ۱۰، اعضاء تقویت‌شده به روش ارائه آمده است.

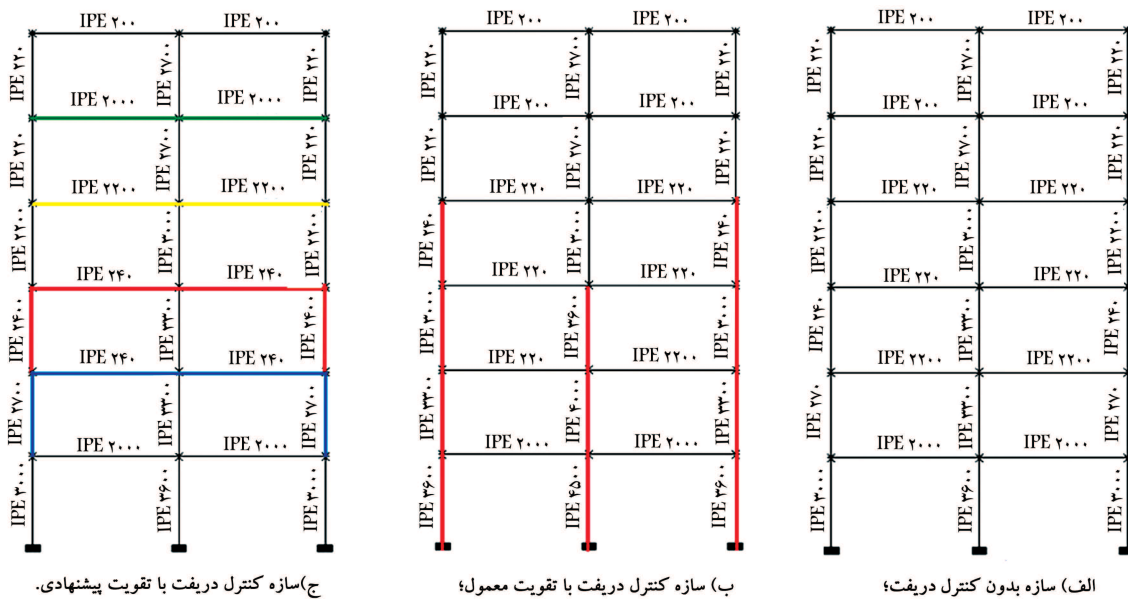
روش دوم: هرچه مقاومت و سختی سازه در طبقات مختلف دارای تغییرات یکنواخت‌تر باشد، آن ساختمان رفتار لرزه‌ی بهتر و برعکس هرچه تغییرات سختی و مقاومت طبقات زیادتر باشد، رفتار بدتر خواهد داشت؛ به گونه‌ی که اگر این تغییرات

جدول ۱۰. اعضای تقویت شده در سازه‌های ۷، ۸ و ۹ طبقه طبق دو روش معمول و پیشنهادی به منظور کنترل دررفت.

تعداد طبقه	نوع تقویت	طبقات تقویت شده	
		ستون وسط	ستون‌های کناری
۷	برخی دفاتر مهندسی	اول و دوم	اول تا سوم
	پیشنهادی	دوم	دوم و پنجم
۸	برخی دفاتر مهندسی	اول تا چهارم	اول تا ششم
	پیشنهادی	—	اول، دوم، پنجم تا هفتم
۹	برخی دفاتر مهندسی	اول تا هشتم	اول تا هفتم
	پیشنهادی	اول، دوم، چهارم، هفتم	سوم، ششم تا هشتم

جدول ۱۱. مراحل تقویت اعضای سازه‌ی ۶ طبقه به منظور کنترل دررفت طبق روش پیشنهادی.

I	اعضای تقویت شده	C_i	ΔW	Δ_i	C_{i+1}	دوره‌ی تناوب اصلی	جوابگوی کنترل دررفت
۱	—	۰٫۰۷	۰٫۰۶۴۲	۰٫۰۶۹	۰٫۰۷۴۸	۱٫۹۱۷۱	نیست
۲	تیرها و ستون‌های کناری طبقه‌ی سوم	۰٫۰۷۵	۰٫۰۶۴۲	۰٫۰۶۷	۰٫۰۷۸	۱٫۸۵۲	نیست
۳	تیرهای طبقه‌ی پنجم	۰٫۰۷۸	۰٫۰۶۴۲	۰٫۰۶۶۱۹	۰٫۰۸۰۴	۱٫۸۴۵	نیست
۴	تیرها و ستون‌های کناری طبقه‌ی دوم	۰٫۰۸	۰٫۰۶۴۲	۰٫۰۶۴۶	۰٫۰۸۰۹	۱٫۷۹۹	نیست
۵	تیرهای طبقه‌ی چهارم	۰٫۰۸۱	۰٫۰۶۴۲	۰٫۰۶۳	۰٫۰۸۰۹	۱٫۷۸۵	است



شکل ۶. مقاطع حاصل از طراحی سازه‌ی دو دهانه‌ی ۶ طبقه‌ی قاب خمشی ویژه در نرم‌افزار ETABS.

دوباره برای مرحله‌ی بعدی این روند تکرار و تقویت‌های جدیدتری انجام می‌شود و این تقویت‌های مرحله‌ی آنقدر تکرار می‌شوند که سازه بتواند جوابگوی ضوابط کنترل دررفت باشد. برای نمونه، برای سازه‌ی ۶ طبقه، تقویت به روش پیشنهادی (روش دوم) به صورت مرحله به مرحله و اعضای تقویت شده در هر مرحله در جدول ۱۱ نشان داده شده است. از آنجایی که مود غالب نوسان مود نخست است فقط تغییرمکان طبقه‌ی آخر مد نظر قرار می‌گیرد و لازم نیست دررفت تمامی طبقات کنترل شوند. سازه‌ی نخست (سازه‌ی بدون کنترل دررفت) در شکل الف و سازه‌ی تقویت شده

به روش برخی دفاتر مهندسی (تقویت در ستون‌های پایینی ساختمان) در شکل ب و سازه‌ی که از روش پیشنهادی پژوهش حاضر تقویت شده است (سازه‌ی مرحله‌ی پنجم در جدول ۱۰)، در شکل ج نشان داده شده‌اند. برای بقیه‌ی سازه‌ها نیز روش تقویت پیشنهادی همانند سازه‌ی ۶ طبقه، به صورت مرحله به مرحله انجام شده است. اعضای تقویت شده در سازه‌های ۷، ۸ و ۹ طبقه طبق دو روش معمول برخی دفاتر مهندسی و پیشنهادی به منظور کنترل دررفت در جدول ۱۱ آمده است.

به طور خلاصه، برای هرکدام از سازه‌های ۶، ۷، ۸، ۹ طبقه با سه سازه مواجه هستیم:

سازه ۱: سازه اولیه که فقط برای تحمل بارها و بدون در نظرگیری ضوابط کنترل دررفت به دست آمده و در نمودارها با نام «سازه کنترل نشده» نشان داده شده است.

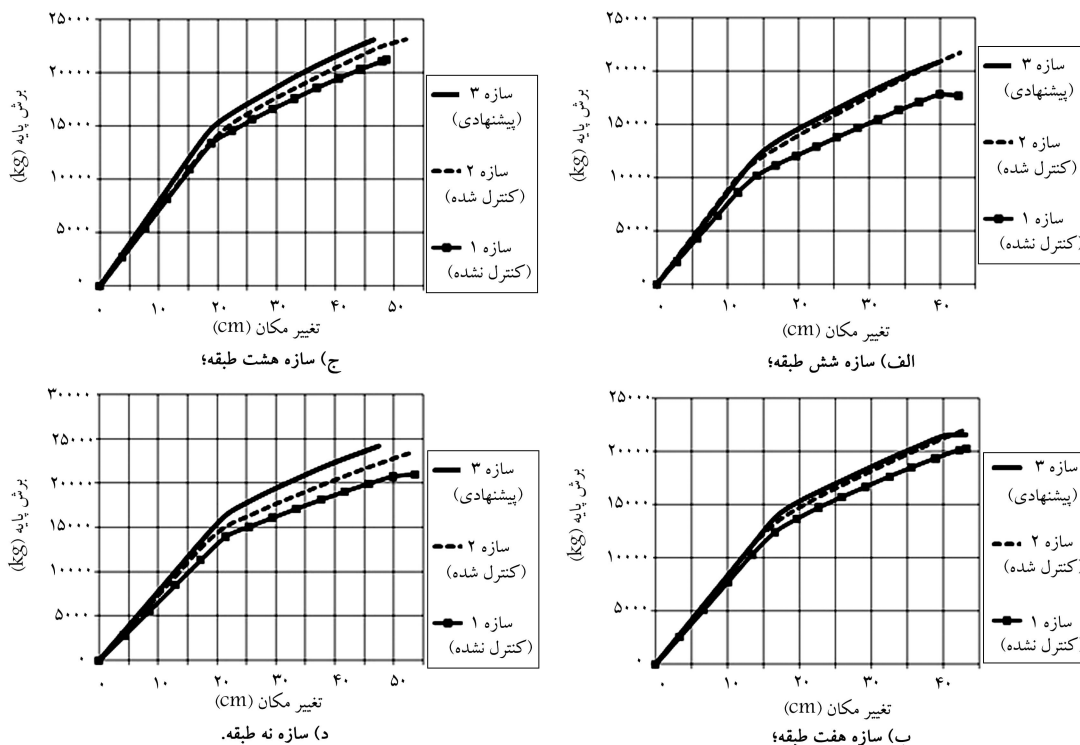
سازه ۲: سازه طراحی شده با انجام کنترل دررفت که فقط ستون‌های طبقات پایینی آن تقویت و در نمودارها با نام «سازه کنترل شده» نام‌گذاری شده است.

سازه ۳: سازه‌ی که کنترل دررفت آن به روش پیشنهادی این پژوهش انجام و با

نام «سازه‌ی پیشنهادی» در نمودارها نشان داده شده است.

مقایسه‌ی نمودارهای بارافزون در سازه‌های ۱، ۲ و ۳ از قاب‌های ۶، ۷، ۸ و ۹ طبقه به ترتیب در شکل ۷ الف و ب و ج و د آمده است. بیشینه‌ی برش پایه و تغییرمکان سازه‌ها و شکل‌پذیری سازه‌های ۱، ۲ و ۳ با توجه به نمودار بارافزون در جدول ۱۲ آمده است.

در تمامی سازه‌ها، همه‌ی مفاصل خمیری در تیرها و پای ستون‌ها تشکیل شده‌اند و هیچ‌کدام در المان ستون (غیر از پای ستون) تشکیل نشده است. مفصلی که سبب خرابی سازه و متوقف شدن تحلیل شده است، در تیر طبقه‌ی سوم یا چهارم سازه‌ها بوده است.



شکل ۷. مقایسه‌ی نمودار بارافزون سازه‌ی ۱، ۲ و ۳.

جدول ۱۲. بیشینه‌ی برش پایه و تغییرمکان و شکل‌پذیری سازه‌ی ۱، ۲ و ۳ (۶، ۷، ۸ و ۹ طبقه).

سازه	تعداد طبقات	برش پایه		تعداد طبقات	جابجایی		شکل‌پذیری
		بیشینه (kg)	جابجایی بیشینه (cm)		بیشینه (kg)	جابجایی بیشینه (cm)	
سازه اولیه (کنترل نشده)		۱۷۶۷۱	۴۲٫۵۸	۳٫۰۲	۲٫۵۶	۲٫۵۶	۲٫۵۶
سازه‌ی کنترل شده (با تقویت ستون)	۶	۲۱۷۴۶	۴۲٫۸۳	۲٫۹۷	۲٫۳۸	۲٫۳۸	۲٫۳۸
سازه‌ی پیشنهادی		۲۰۸۲۴	۳۹٫۶۴	۲٫۷۶	۲٫۴۵	۲٫۴۵	۲٫۴۵
سازه‌ی اولیه (کنترل نشده)		۲۰۲۴۴	۴۳٫۱۶	۲٫۶	۲٫۴۹	۲٫۴۹	۲٫۴۹
سازه‌ی کنترل شده (با تقویت ستون)	۷	۲۲۱۰۰	۴۳٫۲	۲٫۵۶	۲٫۴۴	۲٫۴۴	۲٫۴۴
سازه‌ی پیشنهادی		۲۱۵۶۸	۴۳٫۱۸	۲٫۵۷	۲٫۲	۲٫۲	۲٫۲

جدول ۱۳. بیشینه شتاب قابل تحمل (مضرب g) از رکوردها توسط هر یک از سازه‌های ۱، ۲ و ۳.

الف) ساختمان ۶ طبقه‌ی ویژه.

سازه	طبس	کوبه	منجیل	نرثریج	السنترترو	وزن (Kg)
اولیه	۰٫۱۷	۰٫۲۵	۰٫۴۷	۰٫۵	۰٫۱۶	۱۰۹۱۶
ستون تقویت شده	۰٫۲۵	۰٫۲۵	۰٫۴۳	۰٫۶۸	۰٫۲۱	۱۰۹۶۶
تقویت پیشنهادی	۰٫۲۵	۰٫۲۵	۰٫۵۱	۰٫۵	۰٫۲۳	۱۰۹۳۳

ب) ساختمان ۷ طبقه‌ی ویژه.

سازه	طبس	کوبه	منجیل	نرثریج	السنترترو	وزن (Kg)
اولیه	۰٫۱۷	۰٫۲۵	۰٫۵۱	۰٫۱۸	۰٫۱۸	۱۲۷۷۵
ستون تقویت شده	۰٫۲۵	۰٫۲۵	۰٫۵۱	۰٫۱۸	۰٫۱۸	۱۲۸۰۶
تقویت پیشنهادی	۰٫۲۵	۰٫۲۵	۰٫۵۹	۰٫۱۸	۰٫۲۳	۱۲۷۸۸

ج) ساختمان ۸ طبقه‌ی ویژه.

سازه	طبس	کوبه	منجیل	نرثریج	السنترترو	وزن (Kg)
اولیه	۰٫۱۷	۰٫۲۵	۰٫۵۱	۰٫۴۶	۰٫۱۶	۱۴۶۲۵
ستون تقویت شده	۰٫۲۵	۰٫۱۶	۰٫۵۱	۰٫۲۵	۰٫۱۸	۱۴۷۰۳
تقویت پیشنهادی	۰٫۱۷	۰٫۲۵	۰٫۵۱	۰٫۲۸	۰٫۱۶	۱۴۶۴۳

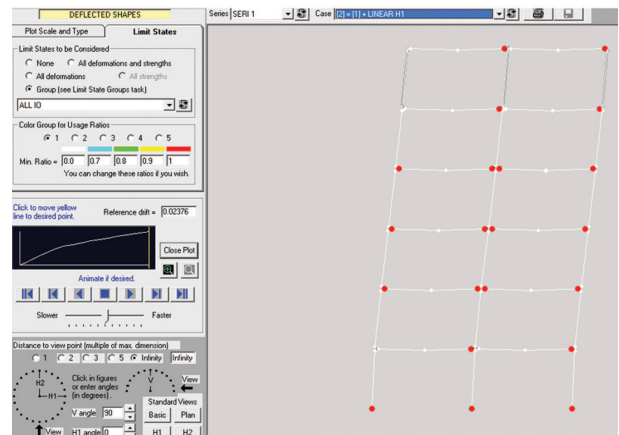
د) ساختمان ۹ طبقه‌ی ویژه.

سازه	طبس	کوبه	منجیل	نرثریج	السنترترو	وزن (Kg)
اولیه	۰٫۱۷	۰٫۲۵	۰٫۵۱	۰٫۳۶	۰٫۱۸	۱۶۴۷۶
ستون تقویت شده	۰٫۰۸	۰٫۲۵	۰٫۴۷	۰٫۱۸	۰٫۱۶	۱۶۶۲۱
تقویت پیشنهادی	۰٫۱۷	۰٫۲۵	۰٫۵۵	۰٫۳۶	۰٫۲۳	۱۶۵۱۲

طبق جدول ۱۳ در تحلیل تاریخی زمانی غیرخطی ساختمان ۹ طبقه، سازه با تقویت پیشنهادی از سازه‌ی اصلی عملکرد بهتر داشته است، ولی سازه با تقویت معمول حتی از سازه‌ی بدون تقویت در رکوردها ضعیف‌تر عمل کرده است. لذا سازه با تقویت پیشنهادی با توجه به داشتن وزن کمتر، عملکرد بهتری نسبت به سازه با تقویت معمول داشته است.

۲.۶. بیشینه‌ی جابجایی و برش پایه در سازه‌ها

بیشینه‌ی جابجایی سقف و برش پایه (که به ترتیب با D و V نشان داده شده‌اند) حاصل از تحلیل تاریخی زمانی غیرخطی تحت زلزله‌ی یکسان در سازه‌ی اولیه، کنترل شده و پیشنهادی در قاب ۶، ۷، ۸ و ۹ طبقه به ترتیب در جدول‌های ۱۴ الف تا ۱۴ د است.



شکل ۸. تغییرشکل سازه‌ی ۶ طبقه در PERFORM.

تحلیل‌های غیرخطی این سازه‌ها در نرم‌افزار PERFORM انجام می‌شود. به‌عنوان نمونه، مدل‌سازی سازه‌ی ۶ طبقه و تغییرشکل تحت بار استاتیکی غیرخطی در نرم‌افزار PERFORM در شکل ۸ آمده است.

۱.۶. نتایج تحلیل تاریخی زمانی غیرخطی سازه‌ها

نتایج تحلیل تاریخی زمانی غیرخطی سازه‌ی ۱، ۲ و ۳ از ساختمان ۶، ۷، ۸ و ۹ طبقه و همچنین وزن هر یک از آنها بر حسب کیلوگرم به ترتیب در جدول‌های ۱۳ الف تا ۱۳ د آمده است.

طبق جدول ۱۳ الف در تحلیل تاریخی زمانی غیرخطی ساختمان ۶ طبقه، سازه با تقویت پیشنهادی (سازه‌ی ۳) نسبت به سازه‌ی اصلی (سازه‌ی ۱) در هیچ رکوردی ضعیف‌تر عمل نکرده است، ولی سازه با تقویت معمول و رایج در دفاتر مهندسی (سازه‌ی ۲) در رکورد منجیل ضعیف‌تر از سازه‌ی اصلی عمل کرده است. فقط در رکورد نرثریج، سازه با تقویت معمولی از سازه با تقویت پیشنهادی شتاب بیشتری را تحمل کرده است، که البته در این حالت نیز سازه‌ی پیشنهادی مانند سازه‌ی اولیه عمل کرده است. لذا سازه با تقویت پیشنهادی با وجود داشتن وزن کمتر، عملکرد بهتری نسبت به سازه با تقویت معمولی داشته است.

طبق جدول ۱۳ ب در تحلیل تاریخی زمانی غیرخطی ساختمان ۷ طبقه، سازه‌های تقویت‌شده از هر دو روش در این تحلیل عملکرد بهتری نسبت به سازه‌ی بدون تقویت داشته‌اند و در تمامی رکوردها، سازه‌ی ۳ از سازه‌ی ۲ بهتر عمل کرده است و شتاب بزرگ‌تری از رکوردها را تحمل کرده است. بنابراین در این حالت نیز سازه با تقویت پیشنهادی با وجود داشتن وزن کمتر، عملکرد بهتری نسبت به سازه با تقویت معمول داشته است.

طبق جدول ۱۳ ج در تحلیل تاریخی زمانی غیرخطی ساختمان ۸ طبقه، در رکورد نرثریج سازه‌های تقویت‌شده از هر دو روش، از سازه‌ی اصلی شتاب کمتری را تحمل کرده‌اند؛ البته بین این شتاب‌ها، سازه با تقویت پیشنهادی، شتاب بیشتری را نسبت به سازه با تقویت معمول تحمل کرده است. سازه با تقویت پیشنهادی در رکوردهای دیگر (غیر از رکورد نرثریج) ضعیف‌تر از سازه بدون تقویت عمل نکرده است، حال آنکه سازه با تقویت معمول علاوه بر رکورد نرثریج در رکورد کوبه نیز از سازه‌ی بدون تقویت ضعیف‌تر عمل کرده است. لذا سازه با تقویت پیشنهادی با وجود داشتن وزن کمتر، عملکرد بهتری از سازه با تقویت معمول داشته است.

جدول ۱۴. بیشینه‌ی جابجایی و برش پایه‌ی حاصل از تحلیل تاریخچه‌ی زمانی غیرخطی در سازه‌ی اولیه، کنترل شده و پیشنهادی.

الف) ساختمان ۶ طبقه‌ی ویژه.

سازه‌ی پیشنهادی		سازه‌ی کنترل شده		سازه‌ی اولیه		رکورد
V	D	V	D	V	D	
(KN)	(Cm)	(KN)	(Cm)	(KN)	(Cm)	
۱۵۹٫۴	۱٫۴۶	۱۳۶٫۱	۰٫۹	۱۶۰٫۷	۱٫۶۶	طبس (PGA=۰٫۲۵ g)
۱۴۷٫۵	۱٫۶۶	۱۶۳٫۴	۱٫۲۸	۱۳۷٫۵	۱٫۴۸	کوبه (PGA=۰٫۲۵ g)
۲۲۷٫۹	۲٫۶۴	۲۶۳٫۳	۱٫۷۷	۱۶۵٫۱	۲٫۰۰	منجیل (PGA=۰٫۴۳ g)
۱۹۶٫۲	۱٫۵۸	۱۸۷٫۷	۱٫۱۱	۲۱۰٫۳	۱٫۷۹	نثریج (PGA=۰٫۳۶ g)
۱۳۴٫۶	۱٫۲۵	۱۳۴٫۵	۰٫۹۸	۱۶۰٫۴	۱٫۵۸	السنتر (PGA=۰٫۱۶ g)

ب) ساختمان ۷ طبقه‌ی ویژه.

سازه‌ی پیشنهادی		سازه‌ی کنترل شده		سازه‌ی اولیه		رکورد
V	D	V	D	V	D	
(KN)	(Cm)	(KN)	(Cm)	(KN)	(Cm)	
۱۶۷٫۱	۱٫۳۷	۱۸۲٫۹	۱٫۰۵	۱۷۳٫۶	۱٫۴۱	طبس (PGA=۰٫۱۷ g)
۲۴۳٫۹	۱٫۹۷	۲۲۴٫۲	۱٫۵۲	۲۲۸٫۷	۲٫۰۲	کوبه (PGA=۰٫۲۵ g)
۲۴۶٫۳	۱٫۸۲	۲۳۵٫۸	۱٫۴۳	۲۳۶٫۲	۱٫۶۷	منجیل (PGA=۰٫۵۱ g)
۱۳۶٫۲	۱٫۰۹	۱۴۴٫۳	۰٫۷۸	۱۲۸٫۴	۱٫۰۳	نثریج (PGA=۰٫۱۸ g)
۱۷۰٫۹	۱٫۴۶	۱۷۹٫۰	۱٫۱۹	۲۰۵٫۱	۱٫۷۵	السنتر (PGA=۰٫۱۸ g)

ج) ساختمان ۸ طبقه‌ی ویژه.

سازه‌ی پیشنهادی		سازه‌ی کنترل شده		سازه‌ی اولیه		رکورد
V	D	V	D	V	D	
(KN)	(Cm)	(KN)	(Cm)	(KN)	(Cm)	
۲۱۴٫۶	۱٫۶۰	۱۸۹٫۸	۱٫۰۸	۲۰۸٫۰	۱٫۴۹	طبس (PGA=۰٫۱۷ g)
۱۷۴٫۵	۱٫۳۹	۱۹۳٫۱	۱٫۰۹	۱۶۲٫۰	۱٫۳۹	کوبه (PGA=۰٫۱۶ g)
۲۳۴٫۱	۱٫۴۵	۲۷۲٫۱	۱٫۲۸	۱۹۹٫۰	۱٫۴۵	منجیل (PGA=۰٫۵۱ g)
۱۳۰٫۴	۰٫۸۴	۱۵۶٫۰	۰٫۶۱	۱۰۲٫۵	۰٫۶۳	نثریج (PGA=۰٫۱۸ g)
۲۱۳٫۰	۱٫۸۹	۲۲۱٫۲	۱٫۱۴	۲۲۹٫۳	۲٫۴۱	السنتر (PGA=۰٫۱۶ g)

د) ساختمان ۹ طبقه‌ی ویژه.

سازه‌ی پیشنهادی		سازه‌ی کنترل شده		سازه‌ی اولیه		رکورد
V	D	V	D	V	D	
(KN)	(Cm)	(KN)	(Cm)	(KN)	(Cm)	
۱۲۶٫۵	۰٫۸۶	۱۵۸٫۹	۰٫۸۴	۹۶٫۳	۰٫۷۵	طبس (PGA=۰٫۰۸ g)
۱۹۱٫۳	۱٫۴۶	۱۹۱٫۷	۱٫۰۸	۱۹۴٫۳	۱٫۵۰	کوبه (PGA=۰٫۲۵ g)
۲۱۵٫۹	۱٫۳۱	۱۹۹٫۴	۱٫۰۱	۱۷۳٫۶	۱٫۱۷	منجیل (PGA=۰٫۴۷ g)
۱۰۹٫۳	۰٫۶۸	۱۱۳٫۹	۰٫۴۷	۱۱۳٫۹	۰٫۶۰	نثریج (PGA=۰٫۱۸ g)
۲۵۶٫۵	۱٫۹۵	۲۴۲٫۴	۱٫۶۷	۲۰۵٫۴	۱٫۴۴	السنتر (PGA=۰٫۱۶ g)

