نقد و بررسی ضوابط آیین‌نامه زلزله ایران در مورد سازه‌های ترکیبی در ارتفاع

علی خیرالدین، دانشیار/ علی همتی، فارغ‌التحصیل کارشناس ارشد سازه، دانشکده مهندسی دانشگاه سمنان

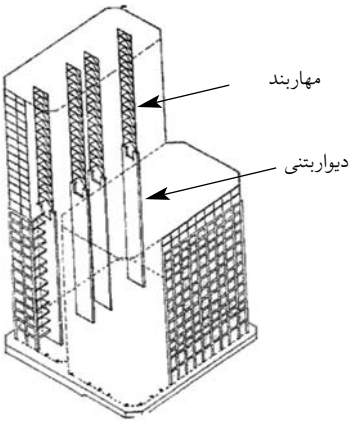
۱- چکیده

ساختمانهایی که در طبقات پایین آنها از سازه بتن مسلح و در طبقات بالا از سازه فولادی استفاده‌شده‌است، نمونه‌ای از سازه‌های ترکیبی در ارتفاع می‌باشند. این سازه‌ها رفتار لرزه‌ای مشخصی ندارند و آیین‌نامه زلزله ایران استفاده از آنها را توصیه نمی‌کند؛ اما ضوابطی را برای بارگذاری جانبی آنها پیشنهاد می‌نماید. در این مقاله ضوابط استاندارد ۲۸۰۰ درباره این ساختمانها مورد نقد و بررسی قرارگرفته‌اند. با معرفی مدلهای ۵ و ۱۰ طبقه که سیستم مقاوم آنها کاملاً منطبق بر بندهای آیین‌نامه است دو روش ارائه شده در آیین‌نامه با هم مقایسه‌شده‌اند. روش اول استاندارد ۲۸۰۰ تحلیل کل سازه تحتانی بتنی و فوقانی فولادی با ضریب رفتار حداقل و روش دوم، تحلیل سازه‌ها به صورت مجزا و با اعمال ضریب رفتار مربوط به هر بخش می‌باشد. علاوه‌برآن، با انجام تحلیل استاتیکی فزاینده غیرخطی، شکل‌پذیری سازه‌های ترکیبی با شکل‌پذیری سازه‌های کاملاً فولادی و کاملاً بتنی مقایسه گردیده‌است. نتایج تحلیل مبیّن آن است که روش اول آیین‌نامه برش پایه کمتر و تغییر مکان جانبی بیشتری نسبت به روش دوم به دست می‌دهد. در انتها نیز برای تکمیل ضوابط آیین‌نامه پیشنهادهایی داده‌شده‌است.

کلید واژه‌ها: ساختمانهای ترکیبی در ارتفاع، آیین‌نامه زلزله ایران، ضریب رفتار، تحلیل غیرخطی

۲- مقدمه

ساختمانهای ترکیبی در ارتفاع (شکل۱) معمولاً به‌حکم ضرورت اجرا می‌شوند [۱] و امکان مانور زیادی روی سیستم مقاوم بخشهای فوقانی و تحتانی آنها وجودندارد؛ اما می‌توان با استفاده از طبقه انتقالی (Transition Floor) رفتار لرزه‌ای این سازه‌ها را تا حدودی اصلاح نمود[۲]. طبقات انتقالی بر روی بخش بتنی تحتانی و در محل تغییر سیستم سازه‌ای اجرا می‌شوند. تعداد این طبقات به ارتفاع سازه و بارهای وارده



شکل (۱): نمای عمومی از یک سازه ترکیبی با قاب بتنی در پایین و قاب فلزی در بالا[۱]

بستگی دارد[۳]. در طبقه انتقالی، یک سازه مرکب بتنی- فولادی اجرا می‌شود که ستونهای فلزی داخل ستونهای بتن مسلح قرار می‌گیرند. محل بهینه این طبقه در یک سوم فوقانی ارتفاع سازه قراردارد[۴].

۲- دیدگاه آیین‌نامه زلزله ایران در مورد سیستم‌های ترکیبی در ارتفاع

استاندارد ۲۸۰۰ [۵] در بند ۲-۴-۸ در مورد سیستم‌های ترکیبی در ارتفاع ضوابطی را ارائه می‌کند که عبارتند از:

"توصیه می‌شود حتی‌المقدور از ترکیب سیستم‌های سازه‌ای متفاوت در یک مجموعه سازه خودداری گردد. در صورت ضرورت ضوابط زیر باید رعایت گردند. در این حالت ضریب رفتار R انتخاب شده برای سیستم قسمت تحتانی سازه نباید از قسمت فوقانی آن بیشتر باشد. محاسبه نیروی زلزله مؤثر بر کل سازه می‌تواند به یکی از دو روش زیر انجام شود:

الف) مقدار نیروی زلزله برای مجموعه سازه با منظور نمودن کمترین مقدار R (مربوط به سیستم‌های مختلف سازه‌ای به کار رفته در ارتفاع) برای کل سازه محاسبه می‌گردد. مقدار زمان تناوب اصلی مجموعه سازه از روشهای تحلیلی و یا مقدار محاسبه‌شده از فرمولهای تجربی بند ۲-۴-۵ هر کدام بیشتر باشد اختیار می‌گردد. زمان اصلی محاسبه‌شده از روش تحلیلی می‌بایست شرایط تبصره ۲ بند ۲-۴-۵ را در برداشته‌باشد. لازم است که از فرمول تجربی محاسبه زمان تناوب اصلی مربوط به آن سیستم سازه‌ای به‌کاررفته در مجموعه ساختمان که کوچکترین زمان تناوب اصلی (T) را می‌دهد، استفاده گردد.

ب) برای سازه‌های مشمول بند ۲-۳-۱، پ، روش دو مرحله‌ای زیر می‌تواند به‌کار گرفته‌شود:

- سازه انعطاف‌پذیر قسمت فوقانی به‌طور مجزا و با تکیه‌گاههای صلب درنظر گرفته‌می‌شود و نیروی جانبی آن با منظورکردن ضریب رفتار مربوط به این سازه محاسبه می‌گردد. بر این نیروها، نیروهای عکس‌العمل ناشی از تحلیل قسمت فوقانی که در نسبت ضریب رفتار قسمت فوقانی به ضریب رفتار قسمت تحتانی ضرب شده‌اند، افزوده‌می‌شوند"[۵].

بند ۲-۴-۵ آیین‌نامه مربوط به محاسبه زمان تناوب اصلی نوسان سازه، با استفاده از روابط تجربی می‌باشد و تبصره ۲ آن شرایط استفاده از پریود تحلیلی را ارائه‌می‌کند. بند ۲-۳-۱، پ نیز شرایط ساختمانهایی را که‌سختی جانبی قسمت‌فوقانی آنها به‌طور قابل‌ملاحظه‌ای کمتر از سختی قسمت تحتانی است، بیان می‌نماید.

۳- نقد و بررسی ضوابط آیین‌نامه

در این بخش ضوابط آیین‌نامه زلزله ایران در خصوص سازه‌های ترکیبی در ارتفاع بررسی گردیده‌است.

۳-۱- ضریب رفتار سازه ترکیبی در ارتفاع

الزام استاندارد ۲۸۰۰ بر این است که ضریب رفتار بخش فوقانی سازه ترکیبی در ارتفاع، از ضریب رفتار بخش تحتانی آن بیشتر باشد. به عبارت دیگر، آیین‌نامه می‌خواهد از ایجاد تمرکز تنش وتغییر شکلهای غیرارتجاعی در سیستم پایینی جلوگیری کند. به عبارت ساده‌تر لازم است قسمت بالایی زودتر از قسمت پایینی وارد قلمرو رفتار غیرارتجاعی شود تا ایمنی ساختمان بیشتر باشد و طبقه نرم در قسمت تحتانی سازه اتفاق نیفتد[۶]؛ اما این امر به دلایل مختلفی در مورد ساختمانهای رایج در ایران امکان پذیر نمی‌باشد. از جمله این دلایل عبارتنداز:

الف) سیستم‌های ترکیبی به علل مختلفی اجرا می‌شوند که یکی از آنها مشکلات بتن‌ریزی در ارتفاع زیاد و ساختمانهای بلند مرتبه می‌باشد. یک سیستم پرکاربرد و مناسب در مورد ساختمانهای بتنی بلند، سیستم مختلط دیوار برشی و قاب بتنی متوسط می‌باشد که این سیستم دارای ضریب رفتار بالایی است (R=9). این سیستم معمولاً در طبقات بتنی تحتانی به‌کار برده می‌شود. طبق توصیه آیین‌نامه ضریب رفتار بخش فوقانی باید از ضریب رفتار بخش تحتانی بیشتر باشد تا رفتار غیرارتجاعی در قسمت فوقانی ایجادشود؛ اما سیستم رایج فولادی در کشور ما، سیستم قاب ساده و بادبند هم محور یا برون محور فولادی است که دارای ضرایب رفتار به ترتیب R=7 و R=6 می‌باشند. این نمونه پرکاربرد در کشور ما، بر خلاف بندهای آیین‌نامه‌ای است.

ب) سیستم‌های قاب فولادی ساده و مهاربند به طور کلی دارای ضرایب رفتار کمی هستند؛ لذا امکان اجرای این سیستم بر روی قاب بتن مسلح و دیوار برشی با توجه به اصول آیین‌نامه‌ای مجاز نیست. در صورتی‌که اجرای اتصالات مفصلی در سازه‌های فولادی بسیار آسان است و طراحان، علاقه‌مند به استفاده از آن می‌باشند.

پ) سیستم‌های قاب خمشی فولادی و مهاربند به صورت مختلط دارای ضریب رفتار بالایی هستند؛ اما اجرای اتصالات گیردار در سازه‌های فولادی بسیار مشکل و پرهزینه است و درصد گیرداری آنها بستگی زیادی به روش اجرا و روشهای ساخت دارد. در کشور ما اجرای اتصالات فولادی به صورت گیردار، ابهام زیادی دارد؛ لذا استفاده از سیستم دوگانه قاب خمشی فلزی و بادبند که دارای ضریب رفتار بالایی است به علت مشکلات اجرایی کاربرد کمتری دارد.

ت) سیستم قاب خمشی بتنی معمولی تنها سیستم بتن مسلح است که ضریب رفتار پایینی دارد (R=5)؛ لذا طبق آیین‌نامه، این سیستم سازه‌ای، برای طبقات تحتانی سازه ترکیبی مناسب است و بر روی آن می‌توان از سیستم قاب خمشی فولادی معمولی (R=6) استفاده نمود تا شرایط آیین‌نامه ارضا شود؛ ولی مشکل اجرای اتصالات گیردار در سازه‌های فلزی به قوت خود باقی است.

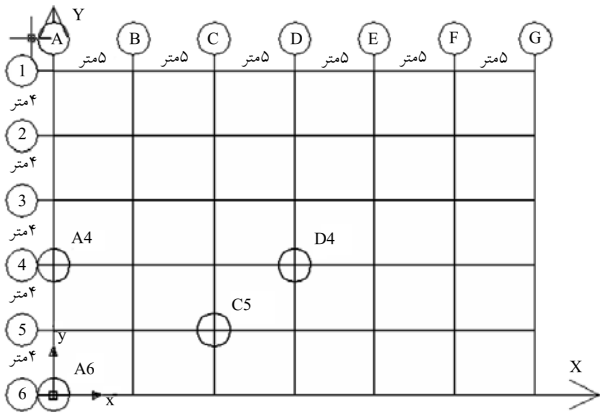
ث) استفاده از سیستم قاب ساده فولادی و بادبند بر روی قاب خمشی بتنی معمولی، یکی دیگر از روشهای ممکن برای تأمین ضوابط آیین‌نامه است؛ اما در این حالت به علت قطع عناصر باربر جانبی (بادبندها) در تراز تغییر سیستم سازه‌ای و تغییر سختی، در ساختمان ترکیبی که یک سازه نامنظم در ارتفاع است، نامنظمی جدیدی ایجاد می‌شود که باعث پیچیدگی بیشتر رفتار کلی سازه در برابر زلزله می‌گردد.

ملاحظه می‌شود در شرایط واقعی و اجرایی، برآورده ساختن این شرایط آیین‌نامه که RTOP>RBOT باشد بسیار سخت و مشکل‌ساز است؛ بنابراین در محاسبه نیروی زلزله وارد بر ساختمان از ضریب رفتار حداقل در دو بخش فوقانی و تحتانی استفاده می‌شود و بدین ترتیب نیروی زلزله وارد بر کل سازه افزایش می‌یابد.

۳-۲- مقایسه دو روش بارگذاری لرزه‌ای استاندارد ۲۸۰۰ ایران

در آیین‌نامه زلزله ایران دو روش برای بارگذاری لرزه‌ای ساختمانهای ترکیبی در ارتفاع ارائه‌شده‌است. در این مقاله

ساختمانهای ۵ و ۱۰ طبقه با هر دو شیوه ارائه‌شده در استاندارد ۲۸۰۰ و به روش تحلیل استاتیکی معادل تحلیل و برش پایه و تغییر مکان در تراز بام آنها با هم مقایسه گردیده‌است. پلان سازه‌های مورد مطالعه در شکل (۲) نشان داده‌شده‌است.



شکل (۲): پلان مدل‌های مورد بررسی

در روش اول، کل سازه با ضریب رفتار حداقل تحلیل می‌شود؛ اما در روش دوم بر بارگذاری لرزه‌ای تأکید شده‌است که سازه انعطاف‌پذیر قسمت فوقانی به‌طور مجزا با تکیه‌گاههای صلب درنظر گرفته‌شود؛ در صورتی‌که پیشنهاد می‌شود برای کاهش لنگر در محل اتصال دو سازه فولادی و بتنی این اتصال به صورت مفصلی اجراگردد[۲]. این مطلب نیز برای منظور نمودن اثر لنگر منتقل شده از سازه فوقانی به سازه تحتانی بررسی می‌شود تا مشخص‌گردد منظور آیین‌نامه از تکیه‌گاه صلب چیست. آیا منظور آیین نامه تکیه‌گاه کاملاً صلب است یا تکیه‌گاهی که حرکت انتقالی نداشته‌باشد هر چند به صورت مفصلی نیز باشد.

در روش دوم بارگذاری تأکید بر سازه صلب تحتانی است. به عبارت دیگر، سختی سازه بتنی تحتانی نسبت به سازه فولادی فوقانی چنان زیاد باشدکه در محاسبه نیروها، بتوان تراز پایه را از روی این طبقات سخت به حساب آورد [۷]. این امر در مورد سازه مورد بررسی در این قسمت هنگامی تا حدودی صحیح است که سازه بتنی تحتانی دارای ارتفاع کمتری نسبت به سازه فولادی فوقانی باشد تا بتوان این فرض را در مورد آن اعمال‌نمود. از آنجایی‌که سختی سازه نیرویی است که در تراز بام اعمال می‌گردد و باعث ایجاد تغییر مکان واحد در آن می‌شود باکاهش ارتفاع سازه نیروی لازم برای ایجاد تغییر مکان واحد زیاد می‌گردد؛ لذا سختی سازه تحتانی باکاهش ارتفاع آن افزایش می‌یابد.

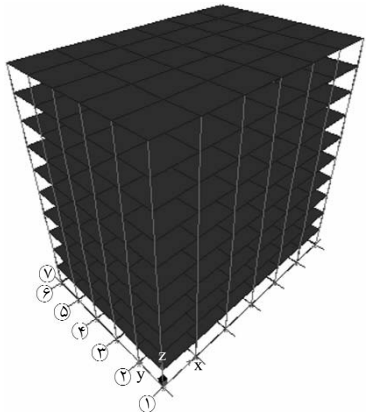
۲-۳-۱- ساختمان مورد مطالعه

یک ساختمان ۵ و ۱۰ طبقه بتنی با سیستم قاب خمشی بتنی معمولی (R=5) درنظر گرفته‌شد و با روش استاتیکی معادل تحلیل گردید. درمرحله بعد بتدریج طبقات فوقانی این سازه با یک قاب فولادی با سیستم قاب خمشی فولادی معمولی (R=6) جایگزین گردید تا به ساختمان ۵ و ۱۰ طبقه، اما فولادی برسد. علت انتخاب چنین سیستمی این است که نسبت ضرایب رفتار RTOP/RBOT=6.5=1.2 گردد. به عبارت دیگر، تا ضریب رفتار سازه فوقانی از ضریب رفتار سازه تحتانی بیشتر باشد تا هنگامی‌که عکس العملهای سازه فوقانی در نسبت RTOP/RBOT ضرب می‌شوند، افزایش یابند و در تراز بام سازه بتنی تحتانی اعمال گردند.

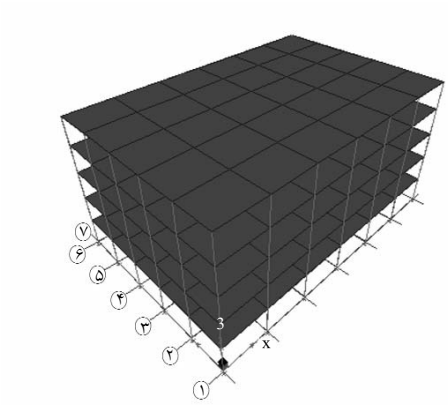
۴- نامگذاری مدلها

در نامگذاری مدلهای تحلیل شده حرف C معرف سازه بتنی (Concrete) و حرف S معرف سازه فولادی (Steel) است. CS نیز معرف سازه ترکیبی می‌باشد. اعداد پس از C و S به ترتیب تعداد طبقات بتنی تحتانی و فولادی فوقانی سازه ترکیبی هستند. مدل سه بعدی کامپیوتری سازه‌های C4S6 و C2S3 نیز در شکلهای (۳) و (۴) آمده‌است. پارامتر NST نشان دهنده تعداد طبقات فولادی فوقانی سازه ترکیبی و پارامتر N

معرف تعداد کل طبقات این سازه می‌باشد. برای بی‌بعد کردن نتایج از نسبت NST/N استفاده شده‌است که عددی بین صفر و یک می‌باشد. عدد صفر بیانگر سازه کاملاً بتنی، عدد یک بیانگر سازه کاملاً فولادی و اعداد بین صفر و یک معرف سازه‌های ترکیبی می‌باشند.



شکل (۳): مدل کامپیوتری سازه C4S6



شکل(۴): مدل کامپیوتری سازه C2S3

۴-۱- مشخصات بخش بتنی سازه ترکیبی ۱۰ طبقه

در بخش بتنی سازه ترکیبی ۱۰ طبقه ابعاد ستونها ۶۰×۶۰ سانتیمتر، ابعاد تیرها ۶۰×۴۰ سانتیمتر، ستونهای بخش فلزی از نوع BOX 40×40 و تیرها از نوع IPE هستند که ضخامت ستونها و اندازه تیرها از طراحی به‌دست آمده‌است.

۴-۲- مشخصات بخش بتنی سازه ترکیبی پنج طبقه

در بخش بتنی ترکیبی پنج طبقه ابعاد ستونها ۵۰×۵۰ سانتیمتر، ابعاد تیرها ۵۰×۳۵ سانتیمتر، ستونهای بخش فلزی از نوع BOX 30×30 و تیرها از نوع IPE هستند که مانند مرحله قبل با طراحی به‌دست آمده‌اند. در مورد همه مدلها سقف از نوع تیرچه بلوک و به ضخامت ۳۰ سانتیمتر می‌باشد. طراحی قسمتهای بتنی براساس آیین‌نامه ACI [۸]، طراحی بخشهای فولادی بر اساس آیین‌نامه AISC [۹] و کلیه تحلیلها با استفاده از نرم‌افزار ETABS 2000 NONLINEAR انجام شده‌است [۱۰]. مراحل تحلیل این مدلها به همراه روش تحلیل و نحوه اتصال دو سازه فوقانی و تحتانی در جدول (۱) ارائه شده‌است.

جدول (۱): مراحل تحلیل مدل های ارائه‌شده

نوع سازه / روش تحلیل	سازه‌های ترکیبی پنج طبقه	سازه‌های ترکیبی ده طبقه
روش اول آیین‌نامه	تحلیل کل سازه (سازه فوقانی با تکیه‌گاههای گیردار)	تحلیل کل سازه (سازه فوقانی با تکیه‌گاههای گیردار)
	تحلیل کل سازه (سازه فوقانی با تکیه‌گاههای مفصلی)	تحلیل کل سازه (سازه فوقانی با تکیه‌گاههای مفصلی)
روش دوم آیین‌نامه	تحلیل سازه‌ها به صورت مجزا (سازه فوقانی با تکیه‌گاههای گیردار)	تحلیل سازها به صورت مجزا (سازه فوقانی با تکیه گاههای گیردار)
	تحلیل سازه‌ها به صورت مجزا (سازه فوقانی با تکیه‌گاههای مفصلی)	تحلیل سازه‌ها به صورت مجزا (سازه فوقانی با تکیه گاههای مفصلی)

۵- نتایج و نمودارها

پس از تحلیل سازه‌ها توسط برنامه کامپیوتری نتایج زیر به‌دست آمده‌اند.

۵-۱- برش پایه

برش پایه برای سازه‌های ترکیبی پنج طبقه مختلف با استفاده از روشهای اول و دوم آیین‌نامه محاسبه و در جدول (۲) آورده‌شده‌است. در این جدول برش پایه با فرض تکیه‌گاه گیردار و مفصلی برای سازه فلزی فوقانی در محل اتصال به سازه بتنی تحتانی ارائه شده‌است؛ زیرا گیردار یا مفصلی بودن تکیه‌گاه سازه فوقانی ربطی به محاسبه برش پایه ندارد.

جدول (۲) مبیّن آن است که برش پایه به‌دست آمده از روش تحلیل مجزای هر یک از دو سازه فولادی و بتنی (روش دوم

استاندارد ۲۸۰۰) مقادیر بیشتری به‌دست می‌دهد؛ اما در مورد سازه ترکیبی که دارای یک طبقه بتنی تحتانی و چهار طبقه فولادی فوقانی است (C1S4) به علت تفاوت قابل‌توجه سختی این دو سازه که حدود چهار برابر می‌باشد، تفاوت روشهای اول و دوم کم می‌شود.

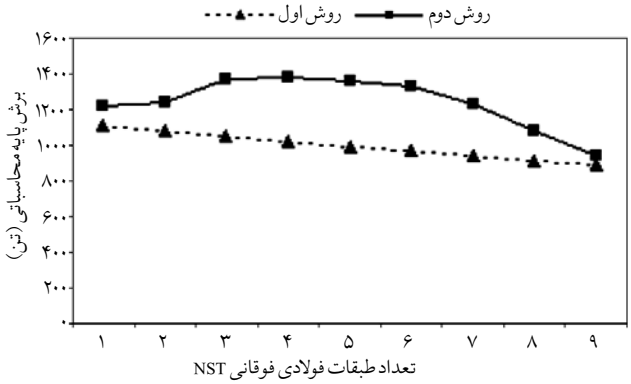
جدول (۲): برش پایه محاسبه شده برای سازه های ترکیبی پنج طبقه

نام سازه	برش پایه با استفاده از روش اول آیین‌نامه (تن)	برش پایه با استفاده از روش دوم آیین‌نامه (تن)	اختلاف روشهای اول و دوم (تن)
C4S1	۷۰۵/۰۳	۷۸۹/۷	۸۳/۹۷
C3S2	۶۷۲/۸۱	۷۸۹/۳۲	۱۱۶/۵۱
C2S3	۶۴۱/۲۳	۷۵۲/۳۱	۱۱۱/۰۸
C1S4	۶۱۱/۲۴	۶۴۶/۱۹	۳۴/۹۵

برش پایه ساختمانهای ترکیبی ده طبقه با استفاده از روشهای اول و دوم استاندارد ۲۸۰۰ محاسبه و در جدول (۳) و شکل (۵) نشان داده‌شده‌است.

جدول (۳): برش پایه محاسبه شده برای سازه های ترکیبی ده طبقه

نام سازه	برش پایه با استفاده از روش اول آیین‌نامه (تن)	برش پایه با استفاده از روش دوم آیین‌نامه (تن)	اختلاف روشهای اول و دوم (تن)
C9S1	۱۱۱۲/۸۴	۱۲۱۶/۴۲	۱۰۳/۵۸
C8S2	۱۰۸۱/۹۸	۱۲۴۴/۷	۱۶۲/۷۲
C7S3	۱۰۵۱/۹۶	۱۳۷۳/۱۷	۳۲۱/۲۱
C6S4	۱۰۲۳/۸۳	۱۳۷۵/۳۱	۳۵۱/۴۸
C5S5	۹۹۴/۷۴	۱۳۶۱/۰۲۴	۳۶۶/۲۸
C4S6	۹۶۶/۴۵	۱۳۲۷/۵۳	۳۶۱/۰۸
C3S7	۹۴۲/۰۳	۱۲۲۶/۴۷	۲۸۴/۴۴
C2S8	۹۱۳/۷۳	۱۰۷۹/۵۴	۱۶۵/۸۱
C1S9	۸۸۸/۴۲	۹۳۸/۹۵	۵۰/۵۳



شکل (۵): برش پایه محاسباتی ساختمانهای ترکیبی ده طبقه

جدول (۳) و شکل (۵) مبیّن آن است که، مجدداً برش پایه به‌دست‌آمده از روش دوم آیین‌نامه مقدار بیشتری دارد. اختلاف بین برشهای پایه به‌دست‌آمده از دو روش، هنگامی‌که سختی قسمت تحتانی نسبت به قسمت فوقانی به نحو قابل ملاحظه‌ای افزایش می‌یابد کم می‌شود. این اختلاف از حدود ۲۵ درصد شروع می‌شود و در مورد سازه C1S9 که تفاوت سختی دو قسمت تقریباً هفت برابر است، به حدود پنج درصد می‌رسد. آیین‌نامه این روش را برای سازه‌هایی مجاز می‌داند که سختی سازه تحتانی ده برابر سختی سازه فوقانی باشد[۵].

۵-۲- تغییر مکان جانبی سازه ترکیبی در تراز بام

تغییر مکان جانبی سازه در تراز بام، یکی از پارامترهای کنترل‌کننده رفتار سازه در هنگام زلزله است که نباید از حد مجاز تجاوز کند. در این قسمت اتصال سازه فوقانی به سازه تحتانی یک‌بار، گیردار و بار دیگر مفصلی فرض شده تا تغییر مکان سازه تحت نیروی زلزله با استفاده از دو روش آیین‌نامه با هم مقایسه گردد.

در جدول (۴) تغییر مکان در تراز بام سازه‌های ترکیبی پنج طبقه در دو حالت اتصال گیردار و مفصلی نشان داده‌شده‌است. به عبارت دیگر، در روش دوم یک بار سازه فوقانی با تکیه‌گاههای گیردار و یک بار با تکیه‌گاههای مفصلی مدل و تغییر مکانها با هم مقایسه شده‌اند. چنانچه از این جدول ملاحظه می‌شود، روش اول آیین‌نامه مقادیر بیشتری (حدوده درصد) را برای تغییر مکان در تراز بام سازه ترکیبی به‌دست می‌دهد. علاوه برآن، هنگامی‌که اتصال طبقات فوقانی به طبقات تحتانی مفصلی است، مقادیر این تغییر مکانها در تراز بام حدود بیست درصد افزایش می‌یابند؛ زیرا اتصال مفصلی قابلیت چرخش نیز دارد.

جدول (۴): تغییرمکان جانبی سازه‌های ترکیبی پنج طبقه در تراز بام

نام سازه	تغییرمکان جانبی سازه در تراز بام با روش اول آیین‌نامه (سانتیمتر)		تغییرمکان جانبی سازه در تراز بام با روش دوم آیین‌نامه (سانتیمتر)	
	اتصال گیردار	اتصال مفصلی	اتصال گیردار	اتصال مفصلی
C4S1	۷/۶۸۵	۱۹/۶۳۸	۸/۵۲	۱۴/۱۵۳
C3S2	۱۱/۰۲	۱۹/۷۹۷	۱۰/۳۵۸	۱۶/۱۱۸
C2S3	۱۳/۳۳۹	۲۰/۹۲۴	۱۲/۱۷۵	۱۷/۸۰۴
C1S4	۱۴/۴۵۸	۲۲/۳۱	۱۱/۴۸۳	۱۷/۳۷۳

در جدول (۵) تغییر مکان در تراز بام سازه‌های ترکیبی ده طبقه آورده‌شده‌است. این مقادیر در حالت اتصال گیردار و مفصلی سازه فوقانی به سازه تحتانی ارائه‌شده‌اند.

جدول(۵): تغییرمکان جانبی سازه‌های ترکیبی ده طبقه در تراز بام

نام سازه	تغییرمکان جانبی سازه در تراز بام با روش اول آیین‌نامه (سانتیمتر)		تغییرمکان جانبی سازه در تراز بام با روش دوم آیین‌نامه (سانتیمتر)	
	اتصال گیردار	اتصال مفصلی	اتصال گیردار	اتصال مفصلی
C9S1	۱۱/۳۹۷	۲۰/۳۱	۱۱/۸۳۱	۱۵/۳۱
C8S2	۱۳/۷۳۴	۲۰/۸۲	۱۲/۸۶۸	۱۶/۱
C7S3	۱۵/۱۴۶	۲۱/۵	۱۳/۷۱۶	۱۶/۸
C6S4	۱۵/۷	۲۲/۱۱	۱۲/۱۰۱	۱۶/۶
C5S5	۱۶/۰۳	۲۳/۳	۱۲/۱۵۶	۱۷/۹۳
C4S6	۱۶/۸۹	۲۴/۱	۱۲/۱۴۸	۱۷/۸۵
C3S7	۱۷/۸۶	۲۴/۹۲	۱۲/۰۰۱	۱۸/۲
C2S8	۱۸/۵۳	۲۵/۳	۱۱/۷۷۹	۱۹/۸
C1S9	۱۹/۶۸	۲۶/۸	۱۳/۷۴۸	۲۰/۳

چنانچه از این جدول نیز ملاحظه می‌شود، روش اول آیین‌نامه(تحلیل کل سازه) مقادیر بیشتری برای تغییر مکانها ارائه می‌دهد و این تفاوت با افزایش تعداد طبقات فولادی سازه بیشتر می‌شود؛ لذا می‌توان گفت در روش دوم (مجزا سازی سازه‌ها) با افزایش طبقات سازه فولادی فوقانی و حاکم شدن ضریب رفتار بیشینه (RTOP=6) در کل سازه ترکیبی، نیروی زلزله محاسباتی و تغییر مکان جانبی سازه‌کاهش می‌یابد و سازه بتنی تحتانی نیز که از سختی بیشتری نسبت به سازه فلزی فوقانی برخوردار است، تغییر مکان کمتری می‌دهد؛ اما در روش اول، کل سازه با ضریب رفتار حداقل تحلیل می‌گردد که سبب افزایش برش پایه و در نتیجه افزایش تغییر مکان جانبی سازه در تراز بام می‌شود. علاوه‌برآن، مفصلی بودن اتصال سازه فوقانی به سازه تحتانی، هر چند باعث افزایش تغییر مکانهای سازه‌های ترکیبی در تراز بام می‌گردد، اما باعث می‌شود لنگر منتقل شده از بخش فوقانی به بخش تحتانی کمتر شده و به بهبود رفتار سازه کمک شایانی کند. به‌عنوان مثال، در مورد ستونهای A4، A6، C5 و D4 ساختمانهای ترکیبی پنج طبقه نیروهای محوری و برشی و لنگرهای حاصل از نیروی زلزله در تراز تغییر سیستم سازه‌ای در جدول (۶) آورده‌شده‌است.

جدول (۶): نیروی برشی محوری و لنگر خمشی در تراز تغییر سیستم سازهای تحت نیروی زلزله

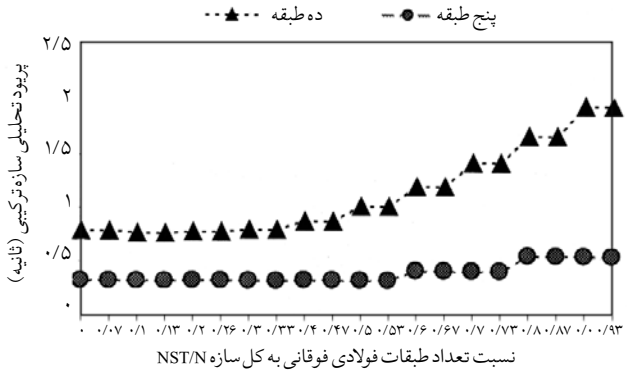
نام سازه	نیروی مورد نظر	ستون A4		ستون A6		ستون C5		ستون D4	
		گیردار	مفصلی	گیردار	مفصلی	گیردار	مفصلی	گیردار	مفصلی
C4S1	PE (تن)	۰/۷۹	۲/۳۵	۰/۸۹	۲/۷	۰/۰۳	۰/۱۱	۰	۰
	VE(تن)	۱/۷	۱/۶۳	۱/۷۶	۱/۷۶	۱/۹۲	۲/۰۳	۱/۹۴	۲/۰۷
	ME(تن)	۴/۴۱۳	-	۴/۴۸۲	-	۴/۶۸۵	-	۴/۷۰۴	-
C3S2	PE(تن)	۵/۰۷	۸/۷۱	۵/۵۲	۹/۱۸	۰/۱۶	۰/۲۸	۰	۰
	VE(تن)	۳/۱۹	۳/۳۵	۳/۲۴	۳/۳۶	۵/۶۶	۵/۵	۵/۶۹	۵/۵۵
	ME(تن)	۸/۴۲۷	-	۸/۴۸	-	۱۴/۸۲۷	-	۱۴/۸۶۵	-
C2S3	PE(تن)	۱۱/۴۶	۱۶/۸	۱۵/۸۴	۲۲/۱۵	۰/۱۸	۰/۳۸	۰	۰
	VE(تن)	۷/۸۴	۷/۰۲	۷/۹۷	۷/۴۵	۷/۶۴	۷/۶۴	۷/۵۲	۷/۲۷
	ME(تن)	۱۸/۶۴۲	-	۱۸/۸	-	۱۸/۱۷۲	-	۱۸/۲۴۹	-
C1S4	PE(تن)	۱۹/۹۱	۲۵/۷۶	۲۰/۳۴	۲۶/۲	۰/۰۹	۰/۱۷	۰	۰
	VE(تن)	۸/۰۱	۷/۸۳	۸/۰۱	۷/۸۲	۹/۸۸	۹/۹۳	۹/۸۹	۹/۹۵
	ME(تن)	۲۰/۹۶۹	-	۲۰/۹۶۴	-	۲۳/۲۶۹	-	۲۳/۲۸۳	-

مشاهده می‌شودکه مفصلی شدن اتصال، تأثیر چندانی بر روی نیروی برشی در تراز تغییر سیستم سازه‌ای ندارد؛ اما باعث افزایش نیروی محوری حاصل از زلزله در ستونهای تراز تغییر سیستم سازه‌ای می‌گردد. در این جدول نیروی محوری با P، نیروی برشی با V و لنگر خمشی با M نشان داده‌شده‌اند. جدول (۶) مبیّن آن است که با مفصلی شدن اتصال سازه فوقانی به سازه تحتانی، نیروی محوری حاصل از زلزله در ستونها تقریباً ۲۰ درصد افزایش می‌یابد؛ در مقابل می‌توان از انتقال لنگرهای

بزرگی به بخش تحتانی جلوگیری نمود و جزئیات ساده‌تری را در اجرا به‌کار برد.

۵-۳- پریود تحلیلی سازه ترکیبی در ارتفاع

به‌نظر می‌رسد که در سازه‌های ترکیبی با توجه به رفتار نسبتاً پیچیده این سازه‌ها در برابر زلزله، آیین‌نامه سعی می‌کند تا در جهت اطمینان نیروی زلزله محاسباتی بیشتری را ارائه‌دهد؛ ولی استفاده از بیشینه پریود تحلیلی و محاسبات در بارگذاری لرزه‌ای، باعث کاهش نیروی زلزله وارد بر ساختمان می‌شود. در شکل (۶) پریود تحلیلی سازه‌های ترکیبی پنج و ده طبقه نشان داده‌شده‌است. ملاحظه می‌شود هنگامی‌که تراز تغییر سیستم سازه‌ای از یک سوم فوقانی پایین‌تر می‌آید و یا به عبارت دیگر، تعداد طبقات فولادی فوقانی سازه ترکیبی بیشتر می‌شود، رفتار لرزه‌ای سازه پیچیده‌تر می‌گردد و نیروی محوری و برشی در تراز تغییر سیستم سازه‌ای افزایش می‌یابند[۴]؛ اما پریود تحلیلی سازه نیز بیشتر می‌شود. این امر باعث کاهش ضریب برش پایه و نهایتاً برش پایه وارد بر سازه می‌گردد. اعمال این شرط استاندارد ۲۸۰۰ سبب می‌شود که سازه ضعیفتر طرح شود. در حالی‌که استفاده از روابط تجربی آیین‌نامه در جهت اطمینان بوده و با اعمال نیروی محاسباتی بیشتری سازه قویتر می‌گردد؛ بنابراین چنین به‌نظر می‌رسد که پریود تحلیلی در این قسمت قابل استفاده نباشد و به جای آن بهتر است که از روابط تجربی استفاده شود.



شکل(۶): پریود تحلیلی سازه‌های ترکیبی در ارتفاع

۵-۴- شکل‌پذیری

تحلیل استاتیکی فزاینده غیرخطی (Pushover) روشی ساده برای بررسی عملکرد سازه هنگام زلزله می‌باشد. با استفاده از این روش آثار وارد شدن اعضا به ناحیه غیرارتجاعی و از بین رفتن مقاومت اعضای منفرد وارد تحلیل می‌شود. با این روش می‌توان میزان شکل‌پذیری سازه را ارزیابی نمود و شکل‌پذیری سازه‌های ترکیبی را با سازه‌های کاملاً فولادی و بتنی و نحوه انهدام این ساختمانها مورد بررسی قرارداد. برای این نوع تحلیل از نرم‌افزار ETABS 2000 NONLINEAR استفاده‌شده‌است[۱۰]. علت استفاده از روش Pushover این است که مدل نمودن یک سازه ۵ یا ۱۰ طبقه در برنامه‌های رایج غیر خطی مثل NONLACS2 بسیار وقت گیر و غیراجرایی است.

این برنامه، تحلیل غیرخطی را بر مبنای آیین‌نامه‌های FEMA273[۱۱] و ATC40[۱۲] انجام‌می‌دهد[۱۰]. به‌منظور انجام این تحلیل، باید ابتدا سازه تحلیل خطی و سپس طراحی شود. در مرحله بعد با باز بینی نیروهای سازه، محلهای مستعد تشکیل مفاصل خمیری مثل دو انتهای تیرها و مهاربندها و... مشخص می‌گردد. درنهایت نوع مفاصل و خواص آنها تعریف و به اعضای سازه نسبت داده‌می‌شود. این تحلیل غیرخطی با تعریف مفاصل لنگر خمشی و نیروی برشی در ابتدا و انتهای تیرها و مفصل بار محوری همراه با لنگر خمشی و نیروی برشی در ابتدای ستونها انجام می‌گیرد. این سازه منطبق بر ضوابط استاندارد ۲۸۰۰ است و چون همه اعضای آن اجزای خطی (FRAME) هستند، لذا امکان تشکیل مفاصل خمیری در همه اعضا وجوددارد. در جدول (۷) ضرایب شکل‌پذیری ساختمانهای بتنی، ترکیبی و فولادی پنج طبقه آورده شده‌است.

جدول (۷): ضرایب شکل‌پذیری سازه‌های پنج طبقه

نام سازه		ضریب شکل‌پذیری (μ)
بتنی	C5	۱/۲۳
ترکیبی	C4S1	۲/۰۷
ترکیبی	C3S2	۲/۰۶
ترکیبی	C2S3	۲/۴۹
ترکیبی	C1S4	۳/۰۲
فولادی	S5	۲/۹۱

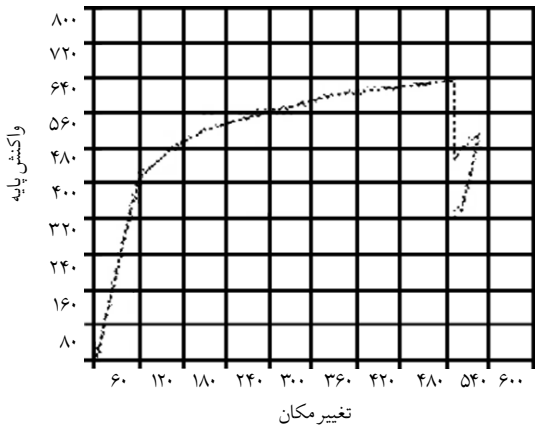
مفاصل خمیری در کلیه مدلها ابتدا در تیرها تشکیل می‌گردد و سپس این مفاصل در پای ستونها اتفاق می‌افتد. در جدول (۸) ضرایب شکل‌پذیری ساختمانهای بتنی، ترکیبی و فولادی ده طبقه آورده‌شده‌است.

جدول (۸): ضرایب شکل‌پذیری سازه‌های ده طبقه

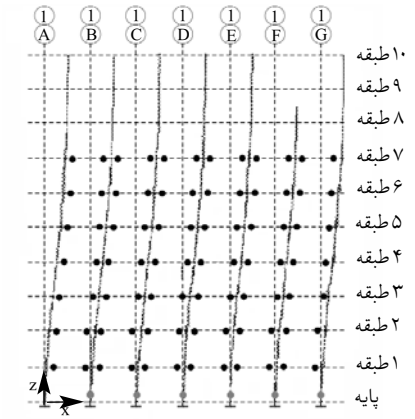
نام سازه		ضریب شکل‌پذیری (μ)
بتنی	C10	۱/۷۷
ترکیبی	C9S1	۱/۷۸
ترکیبی	C8S2	۱/۷۶
ترکیبی	C7S3	۱/۷۳
ترکیبی	C6S4	۱/۷۷
ترکیبی	C5S5	۱/۸۱
ترکیبی	C4S6	۱/۹۴
ترکیبی	C3S7	۲/۴۱
ترکیبی	C2S8	۲/۹۱
ترکیبی	C1S9	۳/۰۶
فولادی	S10	۲/۹۸

در این مرحله نیز مفاصل خمیری ابتدا در تیرها تشکیل می‌گردد و سپس با تشکیل مفصل در پای ستونها مکانیزم ایجاد می‌گردد. در شکل (۷) منحنی بار ـ تغییر مکان جانبی سازه C7S3 به عنوان نمونه نشان داده‌شده‌است که از تحلیل غیرخطی فزاینده استاتیکی غیرخطی به‌دست آمده‌است.

محل تشکیل مفاصل خمیری در این سازه در شکل (۸) نشان داده‌شده‌است. این مفاصل ابتدا در تیرها و سپس در ستونها ایجاد می‌شوند.



شکل (۷): منحنی بار-تغییرمکان جانبی سازه C7S3



شکل (۸): نحوه تشکیل مفاصل خمیری سازه C7S3

جدولهای (۷) و (۸) مبیّن آن است که ضریب شکل‌پذیری سازه‌های ترکیبی عددی بین شکل‌پذیری سازه‌های کاملاً فولادی و کاملاً بتنی با همان تعداد طبقات می‌باشد؛ لذا استفاده از ضریب رفتار کمینه برای بارگذاری زلزله که در آیین‌نامه مطرح شده‌است در جهت اطمینان می‌باشد. به عبارت دیگر، شکل‌پذیری سازه‌های ترکیبی با افزایش تدریجی طبقات فولادی فوقانی به سمت شکل‌پذیری یک سازه کاملاً فولادی میل می‌کند.

۶- پیشنهادهایی برای آیین‌نامه زلزله ایران

تبعیت از شرایط ارائه‌شده در آیین‌نامه در مورد سازه‌های ترکیبی در ارتفاع به دلایل ذکر شده بسیار مشکل می‌باشد. این در حالی است که ساخت چنین سازه‌هایی معمولاً به حکم

ضرورت پیش می‌آید و امکان مانور زیادی روی سیستم مقاوم سازه تحتانی وجودندارد؛ اما می‌توان با استفاده از طبقات انتقالی و محدودسازی تراز تغییر سیستم سازه‌ای به یک سوم فوقانی ارتفاع سازه رفتار این سازه‌ها را اصلاح نمود[۴]. استاندارد ۲۸۰۰ با توجه به پیچیدگی رفتار سازه‌های ترکیبی سعی می‌کند تا در همه موارد نیروی زلزله محاسباتی بیشتری ارائه‌کند. استفاده از پریود و ضریب رفتار حداقل در دو بخش سازه به‌منظور برآورده ساختن این هدف می‌باشد. به‌نظر می‌رسد که برای افزایش نیروهای محاسباتی زلزله به‌جای استفاده‌از پریود تحلیلی باید از پریود تجربی استفاده‌نمود تا در سازه‌های بلند مرتبه‌تر نیروی محاسباتی بیشتری اعمال گردد؛ زیرا همان‌طور که از منحنی ارائه‌شده در شکل(۶) مشخص می‌شود با جایگزینی طبقات فولادی فوقانی، پریود تحلیلی سازه‌های ترکیبی افزایش می‌یابد و باعث کاهش برش پایه محاسباتی خواهدشد.

در مورد روشهای ارائه‌شده برای بارگذاری لرزه‌ای این سازه‌ها روش اول آیین‌نامه (تحلیل کل سازه با ضریب رفتار حداقل) به واقعیت نزدیکتر است؛ زیرا شکل‌پذیری سازه‌های ترکیبی بین شکل‌پذیری سازه کاملاً فولادی و کاملاً بتنی می‌باشد. روش دوم آیین‌نامه (روش مجزاسازی) هنگامی‌که سختی سازه تحتانی حدود ده برابر سختی سازه فوقانی باشد، به‌کار برده می‌شود؛ لذا با توجه به اینکه محل بهینه تغییر سیستم سازه‌ای در یک‌سوم فوقانی ارتفاع آن قراردارد، به‌نظر می‌رسدکه بهتر است روش اول بارگذاری آیین‌نامه در مورد سازه‌های ترکیبی به‌کار برده‌شود.

۷ـ نتیجه‌گیری

اهم نتایج تحقیق عبارتند از:

۱ـ ضوابط ارائه‌شده در استاندارد ۲۸۰۰ مبهم می‌باشد؛ به‌گونه‌ای که استفاده از آنها بسیار مشکل است. علاوه‌برآن، رعایت ضوابط آیین‌نامه در موردسیستم‌های ترکیبی در ارتفاع از جمله مسأله ضریب رفتار به دلایل فنی و اجرایی بسیار مشکل و پرهزینه است.

۲ـ آیین‌نامه الزام داردکه ضریب رفتار سازه فوقانی بیشتر از سازه تحتانی باشد؛ اما ضریب رفتار سازه بتن مسلح با دیوار برشی از ضریب رفتار سیستم‌های متداول فلزی درکشورما بیشتر می‌باشد و این خلاف آیین‌نامه است.

۳ـ هر چه تعداد طبقات فوقانی فولادی در سازه ترکیبی بیشتر می‌شود در پریود تحلیلی سازه بیشتر می‌شود؛ لذا برش پایه بر آن‌کاهش می‌یابد و استفاده‌از روابط تجربی آیین‌نامه برای محاسبه زمان تناوب اصلی سازه در جهت اطمینان می‌باشد.

۴ـ روش اول ارائه‌شده در استاندارد ۲۸۰۰ برای بارگذاری لرزه‌ای ساختمانهای ترکیبی، برش پایه کمتری به‌دست می‌دهد؛ اما تغییر مکان جانبی سازه در تراز بام بیشتر می‌گردد. در روش دوم (تحلیل دو سازه مجزای فوقانی و تحتانی) برش پایه ساختمان بیشتر می‌شود و تغییر مکان جانبی سازه در تراز بام‌کاهش می‌یابد.

۵ـ اختلاف بین دو روش ارائه‌شده در آیین‌نامه، هنگامی‌که تعداد طبقات فولادی فوقانی سازه زیاد می‌شود (سختی بتن مسلح تحتانی نسبت به سازه فلزی افزایش می‌یابد)، کاهش می‌یابد.

۶ـ هنگامی‌که اتصال سازه فولادی فوقانی به سازه بتنی تحتانی به صورت گیردار باشد، لنگر زیادی از بخش فوقانی به بخش تحتانی منتقل می‌شود؛ اما هنگامی‌که این اتصال به صورت مفصلی اجرا شود، نیروی

محوری و برشی ناشی از بارهای ثقلی ثابت می‌ماند. نیروی برشی ناشی از زلزله نیز تقریباً ثابت می‌ماند؛ ولی نیروی محوری ناشی از زلزله و تغییر مکان جانبی سازه نیز در تراز بام افزایش می‌یابد. در مقابل لنگر از بخش فوقانی به بخش تحتانی انتقال نیافته و بر روی بهبود رفتار سازه تأثیر مثبتی دارد.

۷ـ با انجام تحلیل غیرخطی بر روی سازه‌های ترکیبی نتیجه می‌شود که شکل‌پذیری این سازه‌ها، عددی بین شکل‌پذیری سازه‌های کاملاً فولادی و کاملاً بتنی می‌باشد و مفاصل خمیری ابتدا در تیرها و سپس در ستونها ایجاد می‌شوند.

۹-مراجع

1.Taranath, B.S. (1988). Structural Analysis and Design of Tall Buildings.

2.Ivan, M., Viest and Contributors,"Composite Construction Design for Buildings", ASCE, (1997).

۳. خیرالدین، علی؛ همتی، علی. (۱۳۸۱). بررسی نقش طبقه انتقالی در رفتار لرزه‌ای ساختمانهای ترکیبی در ارتفاع. اساس، فصلنامه انجمن مهندسین عمران ایران، شماره ۱۴، ۴۳-۵۱.

۴. خیرالدین، علی؛ همتی، علی. (۱۳۸۲). تعیین محل بهینه طبقه انتقالی در ساختمانهای ترکیبی در ارتفاع. مجموعه مقالات چهارمین کنفرانس بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله (۱۹۳-۱۹۸). تهران: پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله ایران.

۵.مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن. آیین نامه طرح ساختمانها در برابر زلزله. (ویرایش دوم، ۱۳۷۸). تهران: مؤلف.

۶. تسنیمی، عباسعلی. رفتار و طرح لرزه‌ای ساختمانهای بتن مسلح. تهران: مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن.

۷. مقدم. حسن. (۱۳۸۱). مهندسی زلزله مبانی و کاربرد. تهران: فراهنگ، دانشگاه صنعتی شریف.

8.Building Code Requirements for Reinforced Concrete(ACI 318-83).

۹. میرقادری، رسول. (۱۳۸۰). ترجمه آیین نامه سازه‌های فولادی *AISC*. اصفهان: جهاد دانشگاهی واحد صنعتی اصفهان.

۱۰. برخورداری. محمدعلی؛ باجی، حسن؛ هاشمی، جواد. (۱۳۸۰). تحلیل و طراحی سه بعدی سازه‌های ساختمانی مرجع نرم‌افزار ETABS2000. دانشگاه هرمزگان.

11.Applied Technology Council (1996). Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings (ATC-40). *Vol. 1.* Redwood City, Calif.

12.Federal Emergency Management Agency (1996). *NEHRP guidelines for the seismic rehabilitation of buildings (FEMA-273).* Washington D. C.