

DOI: 10.48303/bese.2024.2029271.1161

نوع مقاله: مروری

چکیده

آیین‌نامه‌های لرزه‌ای از ایده ساده ضریب زلزله آغاز و طی یک‌صد سال به شکل امروزی درآمدند. درک ضوابط پیچیده و به کارگیری درست آن در گرو شناخت مبانی نظری این ضوابط است اما متأسفانه در این باره کمتر بحث شده است. در این مقاله پیدایش و سیر تحولات آیین‌نامه‌های لرزه‌ای و چگونگی تعیین ضریب رفتار، طیف طرح، توزیع نیرو، و تکیه فزاینده بر تحلیل دینامیکی تشریح و دقت مفروضات آیین‌نامه بحث شده است. پرسش اساسی این است که ضوابط آیین‌نامه چگونه می‌تواند سازه را علیرغم فقدان مقاومت کافی ایمن سازد؟ کلید این معما در ضریب رفتار است که باید تغییر شکل ایجاد شده را در محدوده ظرفیت شکل‌پذیری نگاه دارد. رابطه ضریب رفتار با تغییر شکل لرزه‌ای، صعوبت تخمین ظرفیت شکل‌پذیری، چگونگی برآورد ضرایب رفتار فعلی، و مسئولیت آیین‌نامه‌های طراحی در ارائه روش محاسبه و تأمین شکل‌پذیری از محورهای اصلی این گفتار است و نشان داده شده کاهش شدید ظرفیت شکل‌پذیری در سازه‌های فولادی به خاطر بروز پدیده جهش کرنش و در قاب‌های بتنی به خاطر زوال مقاومت فشاری ستون تابعی از انحراف (دریفت) است. از این رو، انحراف و میزان خسارت سیستم‌های لرزه بر سخت مانند دیوار برشی، مهاربند و میانقاب بسیار کمتر از قاب بوده و از حاشیه اطمینان بسیار بیشتری برخوردارند. جایگزینی طیف انحراف به جای طیف طرح پیشنهادی برای آینده است که قابلیت سیستم‌های لرزه بر در کاستن از انحراف را به صورت خودکار لحاظ نموده و برخلاف آیین‌نامه‌های فعلی درجه اطمینان مشابهی را برای انواع سیستم‌های تحت پوشش فراهم می‌سازد.

واژگان کلیدی: تاریخچه آیین‌نامه، طیف طرح، منشا ضریب رفتار، شکل‌پذیری، زوال مقاومت ستون بتنی، توزیع نیروی زلزله.

آیین‌نامه‌های لرزه‌ای، گذشته، حال و چشم‌انداز آینده

حسن مقدم

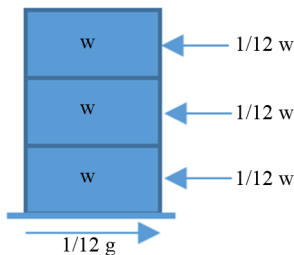
استاد، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شریف، تهران، ایران،
moghadam@sharif.edu

۱- مقدمه

متأسفانه در ده‌ها هزار مقاله علمی، گزارش و دستورالعمل فنی، کتاب و پایان‌نامه منتشر شده در زمینه مهندسی زلزله نشانی از توضیح علمی این روش دیده نمی‌شود. از سال ۱۹۰۹ تا میانه سال‌های ۱۹۸۰ در سراسر جهان نیروی زلزله برابر با ۱۰ درصد وزن ساختمان فرض و به صورت یکنواخت و بعداً مثلثی توزیع شد، در دورانی که نه شتاب‌نگاشتی ثبت شده بود و نه تحلیل و اندازه‌گیری نیروی زلزله امکان‌پذیر بود. حتی پس از سال‌های ۱۹۴۰ که این امکان به وجود آمد و لزوم اصلاحات اساسی قطعی شد، ساختار قدیمی به مدت چهل سال دیگر حفظ شد.

در مورد تاریخچه پیدایش و مبانی نظری نیروی زلزله در آیین‌نامه‌های لرزه‌ای مطلب و مرجع چندانی در دسترس نیست. از این مراجع بسیار محدود می‌توان به گزارش کمیته بارهای جانبی انجمن مهندسان ساختمان آمریکا (Fajfar, 2018) و (ASCE Joint Committee on Lateral Forces, 2000) اشاره نمود. در هردو مرجع شرح مختصری در مورد روش محاسبه نیروی زلزله و توزیع آن ارائه شده اما بحثی پیرامون پایه‌های نظری و میزان دقت این روش‌ها به میان نیامده است. طی بیش از یک‌صد سال، میلیون‌ها بنا بر اساس این روش بارگذاری و طرح شده‌اند؛ اما

ضرب شتاب زمین در جرم هر طبق به دست می آید.



شکل (۱): مدل صلب پنتی برای محاسبه نیروی زلزله.

بدین ترتیب در مدل پنتی، کل نیروی زلزله مطابق رابطه (۱) به صورت درصدی از وزن کل ساختمان تعریف می شود.

$$V = CW \quad (1)$$

ایده پنتی به تدریج در سایر کشورها پذیرفته شد و با تغییراتی مبنای محاسبه نیروی زلزله قرار گرفت. تا سال ۱۹۳۰ ایتالیا و ژاپن تنها کشورهای دارای آیین نامه زلزله بودند. در ژاپن سانو در سال ۱۹۱۶ مانند پنتی از مدل صلب استفاده کرد و ضریب زلزله را برابر ۰/۳ فرض کرد (Fajfar, 2018) اما برای اولین بار در سال ۱۹۲۴ در آیین نامه ساختمان ژاپن رسماً مقدار ضریب زلزله برابر ۰/۱ اعلام شد که در سال ۱۹۵۰ به ۰/۲ افزایش یافت. در سال ۱۹۸۱ و خیلی بعد از آمریکا و سایر کشورها، اثر زمان تناوب بر ضریب زلزله وارد آیین نامه ژاپن شد. در آمریکا در سال ۱۹۲۷ مدل پنتی در ضوابط UBC وارد شد و ضریب زلزله بسته به نوع خاک بین ۷/۵ تا ۱۰ درصد در نظر گرفته شد (Fajfar, 2018). در سال ۱۹۴۳ در ضوابط شهر لس آنجلس برای اولین بار ضریب زلزله به صورت تابعی از تعداد طبقات ظاهر شد.

$$C = \frac{60}{(N + 4.5)(100)} \quad (2)$$

در سال ۱۹۵۱ کمیته ای مرکب از اعضای انجمن مهندسان سازه شمال کالیفرنیا و انجمن مهندسان عمران آمریکا گزارشی منتشر کرد که در آن توصیه شده نیروی زلزله به صورت تابعی از زمان تناوب در نظر گرفته شده و به صورت مثلثی در ارتفاع ساختمان توزیع گردد. این توصیه در سال ۱۹۵۶ به تصویب شهر لس آنجلس رسید. متعاقباً در سال ۱۹۵۹، در دستورالعمل سیاک

در سال ۱۹۷۸ با ابداع ضریب رفتار، بارگذاری لرزه ای چهره ای نسبتاً علمی به خود گرفت و زمینه برای برقراری ارتباطی درست میان مقاومت سازه و ظرفیت شکل پذیری سازه فراهم آمد اما متأسفانه در عمل اتفاق دیگری افتاد و این مهم محقق نگردید. در چند دهه اخیر آیین نامه های لرزه ای مرتباً مفصل تر و حجیم تر، و ضوابط مدام پیچیده تر شده اند. درک این ضوابط پیچیده و اطلاع از مبانی نظری آنها یکی از دشواری ها و دغدغه های دائمی مهندسان بوده است: اینکه ضرایب رفتار، شتاب پایه و طیف بازتاب چگونه تعیین شده اند و دقت آنها چقدر است، چه ضریب اطمینانی برای طراحی لرزه ای منظور شده است، و چگونه با شکل پذیری مرتبط است، روش استاتیکی نسبت به دینامیکی تا چه تقریبی و قابل اعتماد است، و پرسش های بسیار دیگر. مهم ترین پرسش این است که آیین نامه های لرزه ای که سازه ها را بر پایه معیار تغییر شکل طراحی می کنند نه مقاومت، آیا با معیار تغییر شکل، سازه های طراحی شده از درجه ایمنی یکسانی برخوردارند؟

در این مقاله تاریخچه پیدایش آیین نامه های زلزله و سیر تحول آنها بررسی، و این پرسش ها از منظر علمی مورد بحث قرار گرفته است. در این گفتار خواهیم دید که برخلاف ظاهرشان، آیین نامه های لرزه ای در واقع سازه ها را بر پایه معیار تغییر شکل طراحی می کنند نه مقاومت، و با معیار تغییر شکل، سازه های طراحی شده طبق ضوابط فعلی متأسفانه از درجه ایمنی یکسانی برخوردار نیستند. چرخش از معیار مقاومت به شکل پذیری، نیازمند تغییراتی بنیادی است نظیر تعریف دقیق شکل پذیری و استفاده از طیف جابه جایی به جای شتاب که در ادامه مقاله بحث شده است.

۲- نسل اول آیین نامه های لرزه ای: ایده پنتی سنگ بنا

اولین بار در سال ۱۹۰۹ به دنبال وقوع زلزله ای در مسینا رجویو ایتالیا، پنتی (Panetti) مدل بسیار ساده ای برای محاسبه نیروی زلزله ارائه نمود (Fajfar, 2018). مدل پنتی مشابه ساختمان های سنگی شهر مسینا سه طبقه و صلب بود. شتاب زلزله برابر $\frac{1}{14}g$ فرض شده بود. طبق شکل (۱) نیروی زلزله به صورت خیلی ساده از

آن نوع قاب‌های خمشی اعم از بتنی و فولادی در نقاط پرخطر به دلیل عملکرد خطرناک مجاز نیست (قاب‌های معمولی) و برای قاب‌های بتنی فقط با تمهیدات بسیار در قالب سیستم ویژه مجاز می‌باشد. متعاقباً در سیاک ۱۹۷۴ و UBC ۱۹۷۶ ضرایب S و I ، Z و S برای انعکاس اثرات پهنه لرزه‌ای، اهمیت سازه و نوع خاک وارد مدل پنتی گردید و نیروی زلزله طبق رابطه (۴) محاسبه شد:

$$V = ZIKCSW \quad (۴)$$

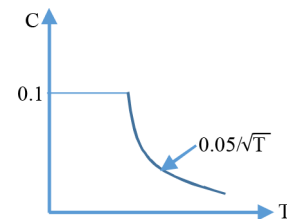
اولین آیین‌نامه سایر کشورها به ترتیب زیر است (Fajfar, 2018): نیوزیلند و هند ۱۹۳۵، شیلی ۱۹۳۹، کانادا و شوروی سابق ۱۹۴۱، رومانی ۱۹۴۲، مکزیک ۱۹۴۲، ترکیه ۱۹۴۴، چین ۱۹۷۴. در ایران اولین ضوابط زلزله در بخشی از آیین‌نامه بارگذاری ۵۱۹ در سال ۱۳۴۸ منتشر شد که در آن ضریب زلزله بدون در نظر گرفتن اثر زمان تناوب برابر 0.8 در نظر گرفته شده بود. در کلیه این آیین‌نامه‌ها ایده ساده پنتی شالوده اصلی را تشکیل می‌دهد. به‌مرور ایده ضریب زلزله و نیروی استاتیکی معادل در بسیاری کشورها رواج یافت. در جدول (۲) ضریب زلزله برابر با نسبت برش پایه به وزن برای یک ساختمان بتنی ۵ طبقه با آیین‌نامه‌های مختلف تا سال ۱۹۸۰ برآورد شده است.

۳- ساخت شتاب‌نگار و طیف‌های زلزله

دستگاه لرزه‌نگار در اواخر قرن نوزدهم ساخته شد و خیلی زود در شبکه‌های لرزه‌نگاری در ژاپن، ایالات متحده آمریکا و سایر نقاط جهان به کار افتاد اما متأسفانه نیروی زلزله را نمی‌توان از لرزه‌نگاشت استخراج نمود زیرا مطابق رابطه (۵)، برای محاسبه پاسخ ارتعاش یک سازه نیاز به شتاب زمین $\ddot{v}_g(t)$ می‌باشد:

ضریب زلزله علاوه بر زمان تناوب، اثر نوع سازه را برای اولین بار با ضریب K در نظر گرفت. این ضریب برای دیوار برشی برابر $1/33$ و قاب خمشی برابر 0.67 بود (شکل ۲).

$$V = KCW \quad (۳)$$



شکل (۲): ضریب زلزله تابعی از زمان تناوب سازه.

جدول (۱): ضریب زلزله در نسل اول آیین‌نامه‌های آمریکا ۱۹۲۷-۱۹۷۶.

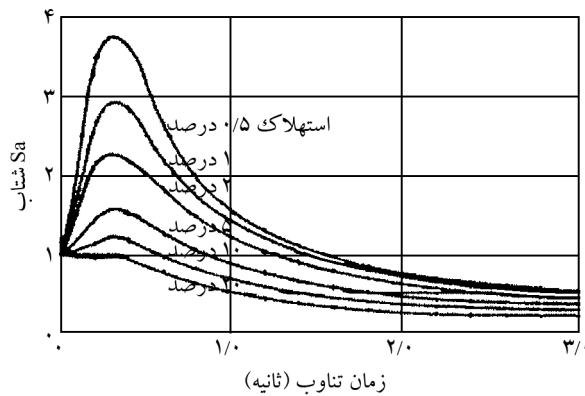
1906 San Francisco Rebuilt to 30 PSF Wind
1927 Uniform Building Code ($C = 0.075$ to 0.10)
1933 Los Angeles City Code ($C = 0.08$)
1943 Los Angeles City Code ($C = 0.60 / (N+4.5)$, $N \leq 13$ stories)
1952 ASCE-SEAONC ($C = K_1 / T$, $K_1 = 0.015$ to 0.02)
1959 SEAOC ($V=KCW$, $C = 0.05 / \sqrt{T}$)
1976 UBC $V=ZIKCSW$
1978 ATC-3 Tentative Recommendation

جدول (۱) تغییرات ضریب زلزله را در نسل اول آیین‌نامه‌های لرزه‌ای آمریکا نشان می‌دهد (Newmark, 1982). همان‌طور که می‌بینیم ضریب زلزله به تدریج ظاهر پیچیده‌تری پیدا کرده است. اثر نوع سیستم لرزه بر در سیاک ۱۹۵۹ با ضریب K متمایز شده است و در آن بی‌جهت برای قاب خمشی نسبت به دیوار برشی ضریب کمتری در نظر گرفته شده است. این دیدگاه نادرست متأسفانه تبعات منفی بسیاری را به دنبال داشته است که بعداً به آن خواهیم پرداخت. در نادرست بودن این دیدگاه همین بس که در آیین‌نامه کنونی آمریکا (ASCE7-22, 2022) استفاده از

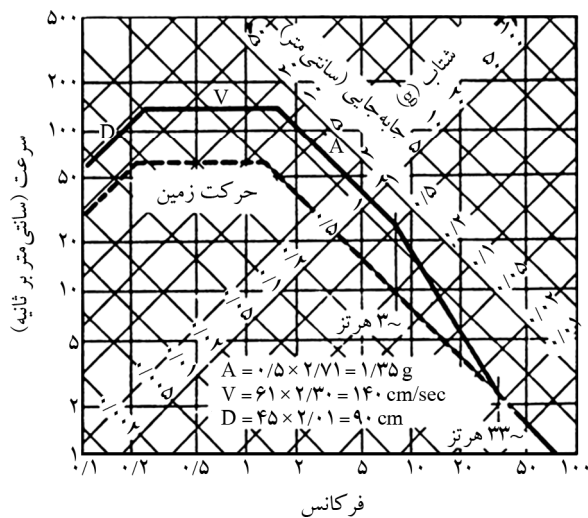
جدول (۲): ضریب زلزله (نسبت نیروی زلزله به وزن) V/W یک ساختمان بتنی ۵ طبقه آیین‌نامه‌های مختلف (به نقل از Wakabayashi, 1986).

کشور	کانادا	چین	آلمان	هند	ایتالیا	ژاپن	زلاندنو	رومانی	روسیه	یوگوسلاوی	آمریکا
V/W	۰/۰۴	۰/۱۱	۰/۰۷	۰/۰۶	۰/۱۰	^(۱) ۰/۲۰	۰/۱۲	۰/۰۸	۰/۱۰	۰/۱۰	^(۳) ۰/۰۹
						^(۲) ۰/۳۰					^(۴) ۰/۱۱

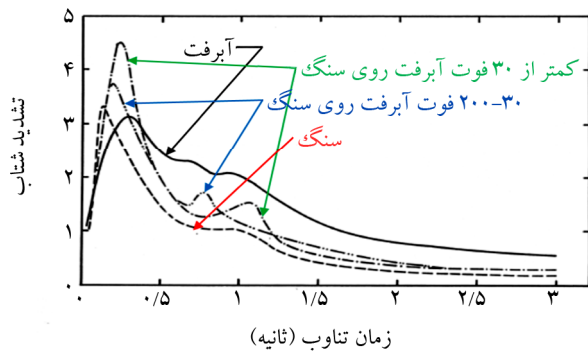
(۱) زلزله معمولی، (۲) زلزله قوی، (۳) ضوابط UBC، (۴) ضوابط ATC



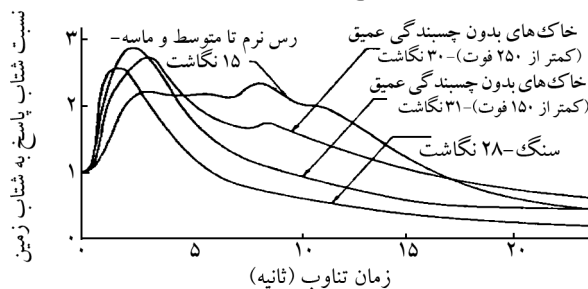
(الف) طیف طرح هاوزنر (Housner, 1959)



(ب) طیف طرح نیومارک (Newmark, 1982)



(پ) طیف طرح محرز (Mohraz, 1976)



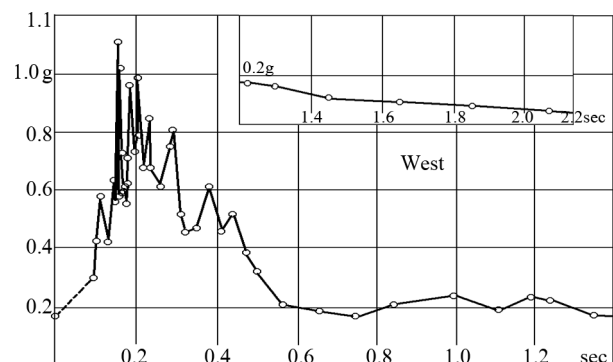
(ت) طیف طرح سید برای زمین‌های مختلف (Seed, 1979)

شکل (۴): نمونه‌ای از طیف‌های طرح ارائه شده توسط پژوهشگران مختلف.

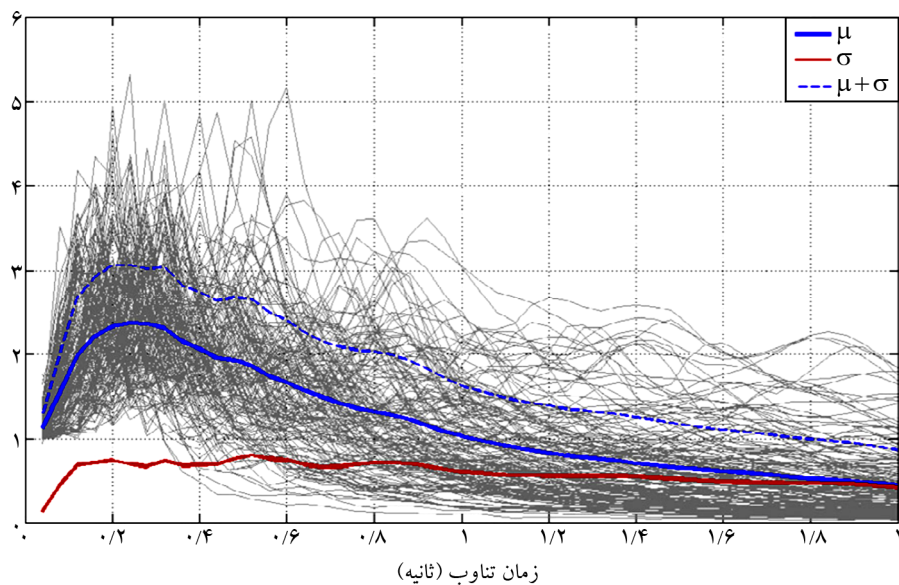
$$m\ddot{v}(t) + c\dot{v}(t) + kv(t) = -m\ddot{v}_g(t) \quad (5)$$

در سال ۱۹۳۱ در آمریکا بودجه‌ای برای ساخت دستگاه شتاب‌نگار تخصیص یافت و متعاقباً در سال ۱۹۳۲ دستگاه ساخته شد و شبکه شتاب‌نگار در کالیفرنیا نصب و برای اولین بار در سال ۱۹۳۳ اولین شتاب‌نگاشت ثبت شد (زلزله لانگ‌بیچ کالیفرنیا). بایوت موضوع پایان‌نامه دکترای خود را محاسبه طیف شتاب زلزله انتخاب نمود و اولین طیف‌های زلزله را در سال ۱۹۴۱ طی مقاله‌ای منتشر کرد (Biot, 1941) (شکل ۳).

با توسعه شبکه‌های شتاب‌نگار و ثبت زلزله‌های فراوان، به مرور ایده تهیه طیف طرح قوت گرفت. در فاصله ۱۹۴۱ تا ارائه اولین طیف طرح در گزارش ATC در سال ۱۹۷۸، (ATC, 1978) محققان با محاسبه طیف زلزله‌های گوناگون برای ارائه طیف طرح تلاش فراوانی مبذول داشتند (Housner, 1959; Newmark, 1982; Seed, 1979; Mohraz, 1976, 1989). برای تهیه طیف طرح، ابتدا هر شتاب‌نگاشت به شتاب اوج تقسیم می‌شود تا بدین ترتیب همه شتاب‌نگاشت‌های مجموعه مورد نظر هم‌پایه شوند. آنگاه میانگین یا فوق میانگین (میانگین به علاوه یک انحراف استاندارد) محاسبه می‌شود. معمولاً یک الگو یا قالب برای طیف طرح انتخاب و به طیف میانگین یا فوق میانگین برآزش می‌گردد. این طیف‌ها با توجه به اینکه به شتاب اوج زمین هم‌پایه شده‌اند در واقع طیف بازتاب هستند و برای محاسبه شتاب پاسخ باید مقدار طیف در شتاب زمین ضرب شود. نمونه‌ای از این طیف‌ها در شکل (۴) آمده است (Moghaddam, 2002).



شکل (۳): اولین طیف زلزله در جهان، زلزله: هلنا مونتانا ۳۱ اکتبر ۱۹۳۵ (Biot, 1941)



شکل (۵): طیف بازتاب زلزله‌های مختلف (Palermo et al., 2014).

بیشتر از حد انتظار است. واقعیتی که با ثبت زلزله‌های جدید بارها و بارها تکرار شد.

پرش بسیار اساسی در سال‌های ۷۰-۱۹۵۰ این بود که این تفاوت فاحش میان نیروی آیین‌نامه و واقعیت را چگونه باید تفسیر کرد و چه تبعاتی دارد؟ و سرنوشت سازه‌هایی که با نیروهای بسیار کوچک طرح شده‌اند در زلزله‌های واقعی چیست؟ شاید با ابزارگذاری و مطالعه دقیق و علمی رفتار سازه‌ها در زلزله‌های مخرب و قوی بتوان رفتار پیچیده آنها را در سازه بهتر متوجه شد اما از ۱۹۲۷ که اولین ضوابط لرزه‌ای آمریکا در آمد تا سال ۱۹۵۰ زلزله مخربی که نظرها را به خود جلب کند در آمریکا رخ نداد.

بعد از بایوت احتمالاً هاوزنر (Housner, 1959) اولین کسی بود که در سال ۱۹۵۹ طیف چهار زلزله بزرگ آمریکا تا آن زمان یعنی الاسترو، تافت، کالیفرنیا و المپیا را محاسبه و تلاش نمود طیف طرح را به دست آورد. محاسبات وی نشان می‌داد نیروهای زلزله بسیار بیش از مقادیری است که در ضوابط طراحی در نظر گرفته می‌شود. خیلی زود نظرها متوجه تفاوت نیروی زلزله با سایر نیروها شد و شکل‌پذیری به‌عنوان عامل پایداری در برابر زلزله مطرح گردید. نقش شکل‌پذیری در شکل (۶) نشان داده شده است. سازه‌ای با جرم m توسط سازه‌ای

بدین ترتیب با برآورد شتاب اوج زمین در سایت مورد نظر و انتخاب یک طیف طرح قاعدتاً می‌توان شتاب پاسخ و نیروی زلزله را برای سازه مورد نظر تعیین کرد اما در این مورد با مشکل بزرگی مواجه هستیم که بعداً به آن خواهیم پرداخت.

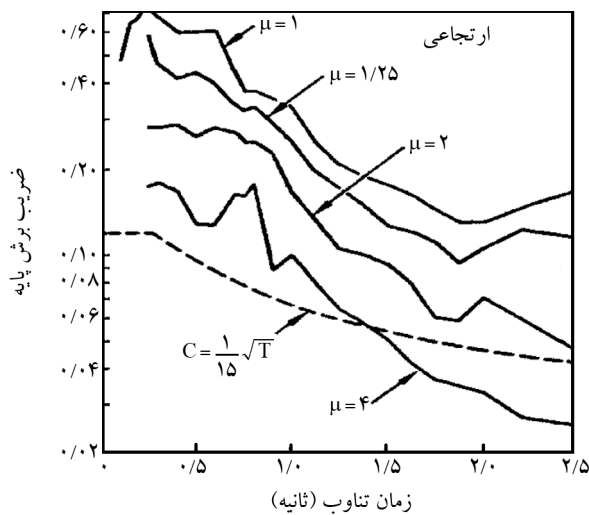
قالب نیومارک پیش از بقیه قالب‌ها مورد توجه قرار گرفته است و دارای سه ناحیه ثابت است: در بازه ۲ تا ۸ هرتر که شامل سازه‌های نسبتاً سخت است شتاب پاسخ ثابت فرض می‌شود و به همین علت بازه شتاب ثابت نامیده می‌شود. در بازه ۰/۲ تا ۲ هرتر سرعت، و در بازه کمتر ۰/۲ جابه‌جایی پاسخ ثابت فرض می‌شود. باید توجه داشت این قالب‌ها منطبق به طیف هیچ زلزله‌ای نیستند. حتی با میانگین‌گیری طیف زلزله‌ها نیز نمی‌توان به آنچه هاوزنر، نیومارک یا محرز ارائه کرده‌اند رسید.

همان‌طور که در شکل (۵) دیده می‌شود، ضریب بازتاب یک زلزله واقعی گاهی چند برابر مقدار میانگین است. این بدان معناست که نیروی محاسبه شده به کمک یک طیف طرح ممکن است چندین برابر کوچک‌تر از نیروی یک زلزله واقعی باشد.

۴- مواجهه با واقعیت و طرح ایده شکل‌پذیری

بایوت (Biot, 1941) نشان داد که شتاب پاسخ زلزله‌ها بسیار

غیرارتجاعی را مطرح نمود. طیف غیرارتجاعی زلزله ال سترو در شکل (۷) نشان داده شده است (Newmark et al., 1971). از این طیف این طور برداشت می شود که ضریب زلزله برای سازه های غیرارتجاعی کمتر از ارتجاعی است و با افزایش شکل پذیری ضریب تا آنجا کاهش می یابد که حتی از مقدار پیشنهادی آیین نامه، نمودار خط چین، کمتر می شود.



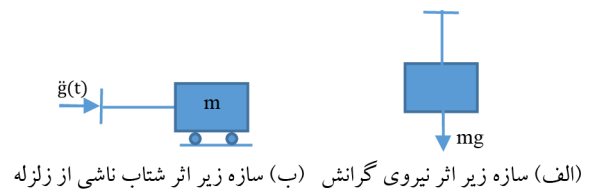
شکل (۷): طیف غیرارتجاعی شتاب زلزله ال سترو ۱۹۴۰.

۵- ارزیابی و تجزیه و تحلیل آیین نامه های لرزه ای نسل اول

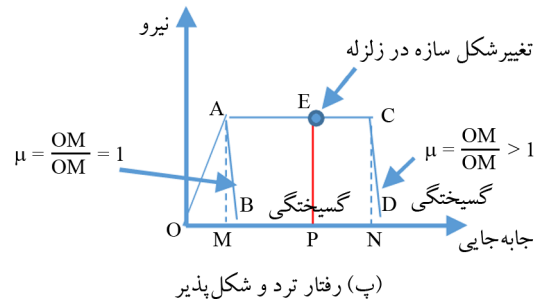
در ارزیابی آیین نامه های لرزه ای لازم است به دو پرسش محوری پرداخت: (۱) آیا آیین نامه های نسل اول دارای بنیان و پشتوانه علمی اند؟ و (۲) آیا سازه هایی که بر اساس این آیین نامه ها طرح شوند در زلزله پایدار می مانند؟

۵-۱- بنیان و پشتوانه علمی

جستجو برای یافتن مستندات که نحوه محاسبه و تدوین ضوابط مذکور را روشن سازد متأسفانه تاکنون بی نتیجه بوده است. ضوابط اولیه شامل دو بخش است: ضریب زلزله، و نحوه توزیع نیروی زلزله در سازه. چگونگی استخراج مقدار $0.1g$ برای ضریب زلزله، و توزیع آن به صورت خطی چنانچه بر پایه علمی صورت گرفته باشد می باید در پی تحلیل های دینامیکی پرشمار و برای بازه وسیعی از انواع سازه های کوتاه و بلند بوده



(الف) سازه زیر اثر نیروی گرانش (ب) سازه زیر اثر شتاب ناشی از زلزله



شکل (۶): تأثیر شکل پذیری بر پایداری لرزه ای.

با جرم m توسط یک میله به تکیه گاه متصل است. در حالت الف جرم از سقف آویزان شده و نیرو برابر است با جرم ضربدر شتاب زمین. در حالت ب تکیه گاه تحت شتاب زلزله قرار دارد و نیروی وارد به جرم برابر است با حاصل ضرب جرم در شتاب ایجاد شده. در هر دو حالت چنانچه میله مقاومت کافی در برابر نیروهای ایجاد شده داشته باشد پایدار خواهد ماند. اکنون فرض کنیم مقاومت میله به حد کافی نباشد. در این صورت در حالت الف سازه قطعاً پایدار نخواهد ماند زیرا میله گسیخته می شود و وزنه فرو می افتد اما در حالت ب وضعیت پایداری سازه متفاوت است و بستگی به شکل پذیری میله دارد. چنانچه میله مانند چدن ترد باشد با رسیدن به تغییر شکل OM به حداکثر مقاومت خود رسیده و گسیخته می شود، اما در صورت داشتن شکل پذیری کافی، میله تسلیم می شود، نیرو ثابت می ماند و میله دچار تغییر شکل غیرارتجاعی MP می شود. برای پایداری، ظرفیت تغییر شکل میله MN باید بیش از MP باشد.

طبق تعریف ظرفیت شکل پذیری برابر است با:

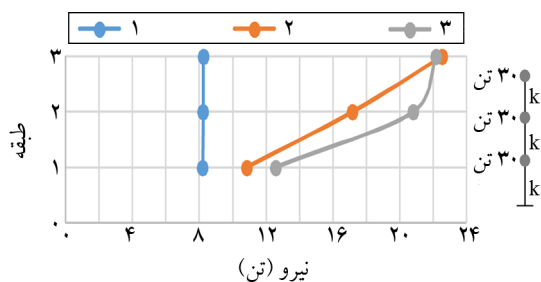
$$\mu = \frac{ON}{OM} \quad (۶)$$

و شکل پذیری طلب برابر است با:

$$\mu = \frac{OP}{OM} \quad (۷)$$

نیومارک با استفاده از تعریف شکل پذیری، ایده طیف

یافت که چنین فرکانس بالایی داشته باشد. فرکانس یک سازه سه طبقه بعید است بیش از ۵ هرتز باشد. طبق منحنی ۲ نیروهای اینرسی طبقات سازه ۵ هرتز برابر با $10/8$ ، $17/2$ و $22/5$ تن است که بسیار بیش از سازه صلب است. از سوی دیگر توزیع نیرو کاملاً با حالت صلب فرق دارد و تقریباً شبیه مثلث است. می‌توان نتیجه گرفت که عدم صلیبت سازه هم مقدار نیروهای اینرسی و هم نحوه توزیع را به شدت تغییر داده است. در منحنی ۳ ملاحظه می‌شود در اثر کاهش سختی سازه در طبقه دوم نحوه توزیع نیرو نیز کاملاً تغییر نموده است. در دهه‌های اخیر آیین‌نامه‌ها با توجه به این موضوع تحلیل دینامیکی را برای سازه‌های نامنظم الزامی نموده‌اند. در این مورد بعداً بحث خواهد شد.



شکل (۸): نیروی اینرسی اسمی در زلزله امپریال ولی ۱۹۷۹ با شتاب اوج $0/27g$. منحنی ۱: سازه منظم با فرکانس ۱۰۰ هرتز، منحنی ۲: سازه منظم با فرکانس ۵ هرتز، منحنی ۳: ۵۰ درصد کاهش سختی در سازه ۵ هرتز.

باید توجه داشت که در سال ۱۹۰۹ پنتی نه شتاب‌نگاشتی در اختیار داشت و نه رایانه‌ای برای تحلیل دینامیکی. البته مدل صلب پنتی نیازی به تحلیل دینامیکی ندارد و وی چاره‌ای نداشت جز آنکه مقدار شتاب زلزله را حدس بزند: $0/08g$. حدسی که بعداً مشخص شد کاملاً نادرست بوده و شتاب اوج زلزله‌های مختلف بسیار بیشتر از این حدس اولیه است: $0/34g$ ال‌سنترو ۱۹۴۰، $0/52g$ پارک فیلد ۱۹۶۶، $0/76g$ گازللی ۱۹۷۹، $0/93g$ طیس ۱۹۷۸، $0/78g$ بم ۲۰۰۳. از آنچه گفته شد می‌توان نتیجه گرفت مدل پنتی بسیار ساده‌انگارانه است و نمی‌تواند رفتار دینامیکی پیچیده سازه را تبیین نماید. از این رو خطای فاحشی در برآورد نیروها و نحوه توزیع آن دارد که البته با توجه به محدودیت‌های عصری که این مدل ارائه شد امری عادی است.

باشد. نحوه انجام این محاسبات، معرفی زلزله‌ها و مدل‌های سازه‌ای استفاده شده و چگونگی جمع‌بندی و استنتاج نتایج چنین محاسباتی در نیمه اول قرن بیستم آن‌قدر ارزشمند و درخشان می‌بود که می‌توانست در ژورنال‌های معتبر و کتب مهندسی زلزله منعکس شود، آن‌چنان که طیف‌های محاسبه شده توسط بایوت در مقاله مشهوری در معرض دید همگان قرار گرفت (Biot, 1941). در فاصله بیش از یک‌صد سال که از آغاز این ضوابط می‌گذرد علیرغم اینکه ده‌ها هزار مقاله و هزاران گزارش علمی، پایان‌نامه و کتاب که در زمینه‌های مختلف مهندسی زلزله منتشر شده، هیچ نشانی از پیشینه‌ای علمی برای ضوابط لرزه‌ای یافت نشد اما انبوهی از پرسش‌ها مطرح است که در اینجا به برخی از آنها خواهیم پرداخت.

۵-۲- مبنای نظری مدل پنتی

روش نیروی استاتیکی معادل بر پایه مدل صلب پنتی بنا نهاده شده است. مدل صلب پنتی در شکل (۱) از نظر علمی می‌تواند درست و دقیق باشد مشروط به اینکه (۱) شتاب در نظر گرفته شده برای زمین دقیق باشد، و (۲) فرکانس مدل خیلی بیش از فرکانس‌های فعال زلزله باشد. در صورت تحقق این شرایط، طبق رابطه نیوتن نیروهای اینرسی ایجاد شده مطابق شکل (۱) بوده و مدل صلب دقیق است. اما چنانچه هریک از این دو شرط برقرار نباشد نمی‌توان روی دقت مدل صلب حساب باز کرد. در شکل (۸) نیروهای وارد به یک ساختمان سه‌طبقه در زلزله امپریال ولی آمریکا در ۱۹۷۹ با شتاب $0/27g$ برای حالت‌های مختلف نشان داده شده است. طبق منحنی ۱ نیروی اینرسی طبقات ۱ تا ۳ برای سازه ۱۰۰ هرتز به ترتیب $8/20$ ، $8/23$ و $8/25$ تن است. این بسیار به سازه صلب پنتی نزدیک است که در آن نیرو برابر است با حاصل ضرب جرم در شتاب زمین ($0/27 \times 30 = 8/10$). در نیمه اول قرن بیستم در اکثر کشورهای جهان نیروی زلزله به همین ترتیب محاسبه می‌شد البته با این تفاوت که به جای شتاب واقعی زمین، از مقادیر بسیار کوچک‌تری نظیر $0/05g$ و $0/1g$ استفاده می‌شد. باید توجه داشت که کمتر ساختمانی را می‌توان

۵-۳- مبنای نظری روش نیروی استاتیکی معادل

در آمریکا در سال ۱۹۵۶ مدل توزیع مثلثی جایگزین مدل توزیع ثابت سازه صلب شد. ضریب زلزله به صورت تابعی از زمان تناوب درآمد و نیروی زلزله به صورت مثلثی در ارتفاع توزیع گردید. توزیع مثلثی با مدل میله صلب و فتر قابل تبیین است. در این مدل تعداد درجات آزادی سازه به یک تقلیل می‌یابد. از ویژگی‌های این مدل این است که همه طبقات همواره با هم به جابه‌جایی اوج می‌رسند. چنانچه شتاب دورانی میله برابر $\ddot{\theta}$ فرض شود، شتاب و نیروی اینرسی طبقه j ام برابر است با $m_j h_j \ddot{\theta}$ و $m_j h_j \ddot{\theta}$ بدین ترتیب، برش طبقه i ام برابر است با $\sum_{j=i}^n m_j h_j \ddot{\theta}$ و برش پایه برابر است با $\sum_{j=1}^n m_j h_j \ddot{\theta}$ برای محاسبه $\ddot{\theta}$ از روش کار مجازی استفاده می‌کنیم.

در شکل (۹-ب) نیروهای ایجاد شده در اثر شتاب $\ddot{g}(t)$ نشان داده شده است. با اعمال چرخش مجازی $\delta\theta$ ، کار مجازی نیروها برابر است با:

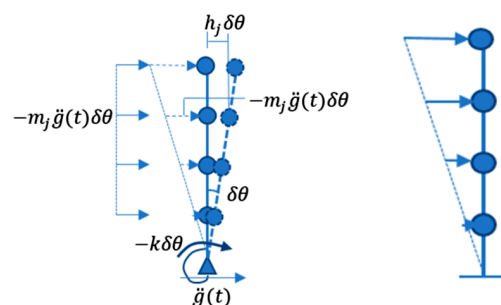
$$-\sum_{j=1}^n (m_j h_j \ddot{\theta})(h_j \delta\theta) - k\theta \delta\theta + \sum_{j=1}^n (-m_j \ddot{g}(t))(h_j \delta\theta) = 0$$

و یا

$$\left(\sum_{j=1}^n m_j h_j^2 \right) \ddot{\theta} + k\theta = - \left(\sum_{j=1}^n m_j h_j \right) \ddot{g}(t) \quad (۸)$$

و یا $\ddot{\theta} + \omega^2 \theta = - \frac{\left(\sum_{j=1}^n m_j h_j \right)}{\left(\sum_{j=1}^n m_j h_j^2 \right)} \ddot{g}(t)$ که با در نظر گرفتن میرایی:

$$\ddot{\theta} + 2\xi\omega\dot{\theta} + \omega^2 \theta = - \frac{\left(\sum_{j=1}^n m_j h_j \right)}{\left(\sum_{j=1}^n m_j h_j^2 \right)} \ddot{g}(t) \quad (۹)$$



الف) الگوی توزیع مثلثی نیروی زلزله ب) مدل کار مجازی

شکل (۹): مدل میله صلب برای تبیین الگوی توزیع مثلثی.

$\ddot{\theta}(t)$ از حل معادله دیفرانسیل (۹) به دست می‌آید و مقدار اوج آن $\ddot{\theta}_{\max}$ حداکثر نیروی اینرسی هر طبقه را برابر $m_j h_j \ddot{\theta}_{\max}$ و برش طبقات را برابر $\sum_{j=1}^n m_j h_j \ddot{\theta}_{\max}$ به دست می‌دهد. بدین ترتیب نسبت نیروی هر طبقه به برش پایه برابر است با $m_j h_j / \sum_{j=1}^n m_j h_j$ که همان توزیع مثلثی است.

دقت مدل استاتیکی معادل وابسته به $\ddot{\theta}_{\max}$ است که به‌نوبه خود بستگی به شتاب زمین $\ddot{g}(t)$ ، فرکانس و میرایی سازه ω و ξ ، و پارامتر توزیع جرم $(\sum_{j=1}^n m_j h_j) / (\sum_{j=1}^n m_j h_j^2)$ دارد. بدیهی است برای تعیین $\ddot{\theta}_{\max}$ می‌باید مدل‌های مختلف سازه‌های برای گستره وسیعی از پارامترهای مذکور در معرض زلزله‌های زیادی قرار گیرند تا مقدار به دست آمده دارای قابلیت اعتماد کافی باشد. لازمه چنین مطالعه‌ای در دست داشتن تعداد کافی رکورد زلزله، و تحلیل عددی معادله (۹) برای پهنه وسیعی از پارامترهای مذکور است. برخلاف پنتی که نه شتاب‌نگاشتی در اختیار داشت و نه رایانه‌ای، در سال ۱۹۵۶ این هردو در دسترس بود اما فارغ از هر تحلیلی، ضریب زلزله به سیاق قبل از $0.1g$ تجاوز نکرد. بدین ترتیب نیروهای پیشنهادی بدون ارتباط نظری روشن با معادلات حاکم بر رفتار ارتعاشی سازه‌ها و پارامترهای تعیین‌کننده، و بسیار کوچک‌تر از واقع بود. علاوه بر عدم پایبندی به مدل پیشنهادی در تعیین $\ddot{\theta}_{\max}$ ، خود مدل در مقایسه با سازه‌های واقعی دارای یک کاستی مهم دیگر است. در این مدل نیروی اینرسی و برش طبقات با هم به اوج می‌رسند و متناظرند اما در سازه‌های واقعی لحظات اوج این دو متفاوت است و تجربه نشان داده است نیروهای اینرسی بزرگ‌تر از مقادیر $m_j h_j \ddot{\theta}_{\max}$ به دست آمده از مدل میله صلب است. آیین‌نامه‌های مدرن این نکته را مورد توجه قرار داده‌اند و روابط متفاوتی برای محاسبه برش و نیروی اینرسی طبقات ارائه نموده‌اند.

۵-۴- تفاوت ضریب زلزله برای قاب و دیوار

در سال ۱۹۵۹ دستورالعمل سیاک ضریب k را برای لحاظ کردن رفتار سازه اضافه نمود و نیروی زلزله را برای قاب خمشی

بنیادی فزونی نیروی طرح از نیروی واقعی است. در واقع با نقض این شرط به‌ظاهر تضمینی برای پایداری سازه وجود ندارد. بدیهی است در مواجهه با واقعیت، لازم بود اصلاح لازم صورت گرفته و نیروی زلزله افزایش یابد به‌ویژه اینکه مطالعات متواتر بعدی همگی حاکی از فزونی چشمگیر نیروی زلزله بود. مشکل اینجا بود که نیروی زلزله‌های واقعی ده‌ها برابر مقادیر آیین‌نامه بود! و معلوم نبود اصولاً طراحی سازه برای چنین نیروهای عظیمی امکان‌پذیر باشد. طرح ایده شکل‌پذیری آن‌چنان که در بخش ۴ آمد آیین‌نامه را از این چالش بغرنج خلاص کرد و نشان داد سازه‌هایی با مقاومت خیلی کم می‌توانند در زلزله پایدار بمانند مشروط به اینکه شکل‌پذیری در آنها تأمین شده باشد. البته باید توجه داشت که آیین‌نامه‌های طراحی فولاد و بتن در این دوره درک چندانی از نقش شکل‌پذیری در پایدار نگاه داشتن سازه‌های فاقد مقاومت نداشتند و قاعدتاً سازه‌های آن زمان در زلزله بسیار آسیب‌پذیر بودند زیرا نه مقاومت کافی داشتند و نه شکل‌پذیری لازم. ضوابط لرزه‌ای در آیین‌نامه‌های فولاد و بتن از اواسط سال‌های ۱۹۸۰ ظاهر شد و هدف آن در ارتباط با نسل دوم آیین‌نامه‌های لرزه‌ای ایجاد شکل‌پذیری به‌عنوان شرط لازم برای عدم فروریزی سازه در زلزله بود. ضوابط لرزه‌ای هر از گاه با بهره‌گیری از یافته‌های تحقیقاتی و با هدف افزایش شکل‌پذیری و جلوگیری از بروز مدهای شکست ترد و نامطلوب به‌روز می‌شود. این ضوابط بیشتر جنبه تجویزی داشته و هنوز روشی برای محاسبه شکل‌پذیری سازه‌های فولادی و بتنی در دسترس مهندسان قرار ندارد.

۵-۶- نقش آیین‌نامه‌های نسل اول در کاهش تلفات و خسارات زلزله

هرچند آیین‌نامه‌های نسل اول به دلیل نبود امکان ثبت شتاب زمین، و رایانه و نرم‌افزارهای تحلیلی به‌ناچار حدسیاتی دور از واقع را مبنای طراحی قرار دادند اما موضوع دیگری کمک نمود تا اتفاقاً نقش مؤثری در کاهش تلفات و خسارات زلزله داشته باشند. تا ابتدای قرن بیستم بناها عموماً متشکل از ساختمان‌های

کمتر و برای دیوار برشی بیشتر اعلام کرد. k برای قاب برابر $0/67$ و برای دیوار برابر $1/33$ در نظر گرفته شد. هیچ گزارشی حاوی تحلیل‌ها و محاسباتی که نحوه استخراج این اعداد را به دست دهد در دسترس نیست. همان‌طور که بخش ۲ آمد این ذهنیت که دیوار برشی رفتار نامطلوب‌تری از قاب دارد بی‌اساس است و متأسفانه در برخی موارد نتایج نامطلوبی داشته است که بعداً بحث خواهد شد.

۵-۵- تأثیر تسلیم

از بدو پیدایش آیین‌نامه‌های لرزه‌ای تا انتشار مقاله بایوت در سال ۱۹۴۱ امکان محاسبه نیروی زلزله وجود نداشت و تعیین نیروی زلزله در این دوره صرفاً بر پایه حدس صورت گرفت. طبق روش تنش مجاز متعارف در آن زمان، نیروی طرح باید بیش از نیروی واقعی و تنش‌ها کمتر از مقادیر مجاز باشد. در این روش، حاشیه اطمینان که با ضریب اطمینان تعریف می‌شود که برابر با نسبت تنش تسلیم به مجاز است. بدین ترتیب نیروهای توصیه شده در آیین‌نامه‌های بارگذاری برای بار مرده، سربار، برف، باد، زلزله و... همگی باید بیش از نیروهایی می‌بود که در طول عمر سازه رخ می‌داد. برای نیروی زلزله به علت پایین بودن احتمال وقوع تنش مجاز به میزان $\frac{1}{3}$ افزایش یافت. جالب اینکه با رواج روش ضرایب بار و مقاومت در سال‌های ۱۹۸۰، برای نیروی زلزله مانند سایر نیروها ضریب بار در نظر گرفته شد. ضریب بار برای آن در نظر گرفته می‌شود که طراحی برای نیرویی بزرگ‌تر از واقع انجام شود تا سازه تحت اثر نیروی واقعی تسلیم نشود. اما دیدیم پژوهش‌های سال‌های ۱۹۶۰ نشان دادند سازه‌هایی که بر اساس آیین‌نامه‌های وقت طرح شوند در زلزله تسلیم می‌شوند و لذا در نظر گرفتن ضریب بار برای آنها موجه نیست. این نشان می‌دهد حتی بعد از گذشت ۲۰ سال هنوز ابعاد تسلیم سازه در زلزله آن‌طور که باید مورد توجه قرار نگرفته بود. در واقع آیین‌نامه‌های لرزه‌ای بعد از انتشار مقاله بایوت در سال ۱۹۴۱ با این چالش بغرنج مواجه شدند که نیروی زلزله در آیین‌نامه بسیار کمتر از واقع بود و این ناقص شرط اساسی و

از آن بود، اما نکته این است که در آن زمان روش محاسبه مقاومت افقی ساختمان‌های سنگی و آجری در دانشگاه‌ها تدریس نمی‌شد، اما دانش‌آموختگان شیوه محاسبه مقاومت افقی قاب‌های خمشی، مهاربند و دیوار برشی را آموخته بودند. از این‌رو مهندسان برای در نظر گرفتن نیروی زلزله ناگزیر از استفاده این فرم‌های سازه‌ای شدند که در مقایسه با ساختمان‌های آجری و سنگی، دارای شکل‌پذیری ذاتی بسیار بیشتری هستند و به خاطر این ویژگی در زلزله‌های مخرب عملکرد بسیار بهتری از ساختمان‌های آجری و سنگی دارند. البته باید توجه داشت که فرم‌های سازه‌ای مذکور به دلیل عدم اطلاع مهندسان از نقش شکل‌پذیری، در موارد بسیار آسیب‌های جدی دیده‌اند اما این خرابی‌ها به دلیل شکل‌پذیری ذاتی بسیار زیاد فولاد در مقایسه با مصالح سنگی و آجری، کمتر از ساختمان‌های آجری و سنگی بوده است.

۶- شکل‌پذیری و ضریب رفتار

دیدیم که سازه به علت فقدان مقاومت متحمل تغییر شکل خمیری می‌شود. این تغییر شکل خمیری با شاخص شکل‌پذیری طلب μ در رابطه (۷) مشخص می‌گردد. تغییر شکل خمیری ایجاد شده در یک سازه بستگی به میزان مقاومت آن دارد. با کاهش مقاومت، تغییر شکل خمیری عموماً افزایش می‌یابد. بدین ترتیب مقدار تغییر شکل خمیری ایجاد شده در یک زلزله تابعی از مقاومت است. نیومارک رابطه ساده‌ای را برای محاسبه شکل‌پذیری طلب پیشنهاد نمود (Newmark et al., 1971):

$$\mu = (R^2 + 1) / 2 \quad (10)$$

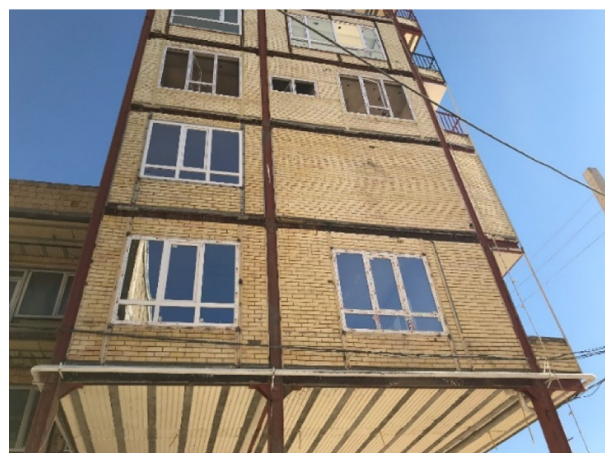
که در آن μ نسبت شکل‌پذیری طلب طبق رابطه (۷) و R ضریب رفتار برابر با نسبت نیروی ارتجاعی زلزله R_e به مقاومت سازه R_y می‌باشد. این رابطه مستقل از زلزله و صرفاً بر اساس توازن انرژی جذب شده توسط دو سازه ارتجاعی و ارتجاعی-خمیری ایده‌آل به دست آمده است (Moghaddam, 2002). طی سال‌های ۱۹۶۰ تا ۲۰۰۰ تحقیقات پر دامنه‌ای در این زمینه انجام شد که در آن علاوه بر مدل ارتجاعی-خمیری ایده‌آل، انواع

گلی، آجری و سنگی بود و وقوع زلزله باعث تخریب گسترده این ساختمان‌ها می‌گردید. دیدیم چگونه زلزله‌ای در مسینای ایتالیا در سال ۱۹۰۸ باعث نابودی ساختمان‌های سنگی شهر شد و زمینه پیدایش اولین ضوابط بارگذاری لرزه‌ای را فراهم ساخت. در ایران نیز طی یک‌صد سال گذشته زلزله‌های متعددی ساختمان‌های بنایی را ویران ساخته است، همچون زلزله بم که در سال ۱۳۸۲ شهر را تقریباً با خاک یکسان نمود (شکل ۱۰).

طبق آیین‌نامه‌های نسل اول، ساختمان باید برای یک نیروی افقی طرح می‌شد. هر چند این نیرو در مقایسه با نیروی زلزله بسیار ناچیز و مقاومت اکثر ساختمان‌های سنگی و آجری بیشتر



(الف)



(ب)

شکل (۱۰): تأثیر آیین‌نامه در کاهش خسارات زلزله. (الف) ویرانی گسترده ساختمان‌های بنایی فاقد سیستم لرزه بر شهر بم در زلزله ۱۳۸۲ که منجر به مرگ هزاران تن شد و (ب) فقدان تلفات جانی گسترده و عدم فروریزی ساختمان‌ها در زلزله ۱۳۹۶ کرمانشاه، بسیاری از ساختمان‌ها دارای سیستم لرزه بر متعارف شامل مهاربند، قاب خمشی فولادی، دیوار برشی بتنی، و میانقاب بودند.

بزرگی مواجه شدند. پردازش شمار زیادی شتاب‌نگاشت ثبت شده در فاصله سال‌های ۱۹۴۰ تا ۱۹۷۰ به‌خوبی روشن ساخت که نیروی زلزله در آیین‌نامه‌های نسل اول با واقعیت همخوان نیست و بسیار کوچک‌تر از واقع در نظر گرفته شده است. تلاش پژوهشگران برای رفع این تناقض متوجه ابداع ایده شکل‌پذیری شد و همان‌طور که دیدیم با انجام تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی نشان دادند کمبود مقاومت موجب تسلیم و ایجاد تغییرشکل خمیری و شکل‌پذیری طلب می‌شود. با انتشار نتایج این پژوهش‌ها، انتظار برای هماهنگ شدن آیین‌نامه با یافته‌های علمی بالا رفت. در اوایل دهه ۱۹۷۰ در آمریکا کمیته‌ای برای انجام این مهم مأموریت یافت و حاصل کار خود را در سال ۱۹۷۸ منتشر ساخت (ATC, 1978). بر اساس این گزارش برای اولین بار نیروی زلزله بر اساس طیف ارتجاعی محاسبه گردید و اثر رفتار غیرخطی و تسلیم توسط ضریب رفتار در نظر گرفته شد. نیروی ارتجاعی زلزله از ضرب شتاب پایه A در ضریب بازتاب S_a و وزن به دست می‌آید، $V_e = AS_a W$ ، و نیروی طرح برابر است با:

$$V = \frac{AS_a W}{R} \quad (12)$$

همچنین، رابطه (۱۳) برای محاسبه تغییرشکل غیرخطی سازه

Δ_i در زلزله ارائه شد.

$$\Delta_i = C_d \cdot \Delta_e \quad (13)$$

که در آن Δ_e تغییر مکان ارتجاعی و C_d ضریبی است که به همراه ضریب رفتار R برای فرم‌های مختلف در جدولی ارائه گردید.

گزارش ATC خیلی زود مورد استقبال گسترده قرار گرفت و مبنای نسل دوم آیین‌نامه‌های زلزله آمریکا و سراسر جهان گردید. در آمریکا، ضوابط UBC تا قبل از سال ۱۹۸۸ مطابق نسل اول بود اما در این سال روش ATC جایگزین شد. در ایران در سال ۱۳۶۶ آیین‌نامه ۲۸۰۰ جایگزین ضوابط نشریه ۵۱۹ شد. روش محاسبه نیروی زلزله در این آیین‌نامه کاملاً برگرفته از گزارش ATC ۱۹۷۸ بود و برای نواحی مختلف ایران شتاب مبنای طرح مشخص شده بود.

مدل‌های دیگر با سختی و مقاومت کاهنده در معرض زلزله‌های مختلف قرار گرفتند و روابطی بر اساس نتایج این تحلیل‌ها ارائه شد (Riddell et al., 1989; Fajfar, et al., 1989; Krawinkler & Rahnama, 1992; Miranda, 1993; Vidic, 1994; Miranda & Bertero, 1994; Riddell, 1995; Lee et al., 1999). این مطالعات نشان داد که شکل‌پذیری طلب علاوه بر ضریب رفتار به زمان تناوب سازه نیز وابسته است. به‌عنوان نمونه می‌توان به رابطه ریدل (Riddell et al., 1989) مرجع ۱۵۳ اشاره نمود که در آن ضریب رفتار بر حسب شکل‌پذیری طلب و زمان تناوب سازه برای ساختمان‌های کم‌ارتفاع بر روی زمین‌های با T_0 محاسبه می‌شود.

$$R = 1 + (\mu_e - 1) T / T_0 \quad (11)$$

T زمان تناوب و μ_e شکل‌پذیری طلب سازه است و از جدول (۳) به دست می‌آید.

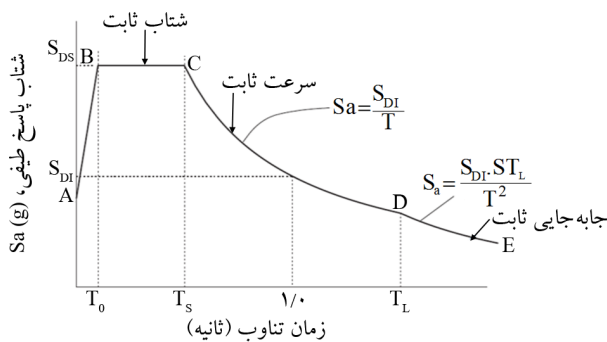
جدول (۳): پارامترهای رابطه (۱۰).

μ	۲	۳	۴	۵	۶	۷	۸	۹	۱۰
μ_e	۲	۳	۴	۵	۵/۶	۶/۷	۶/۸	۷/۸	۸
T_0	۰/۱	۰/۲	۰/۳	۰/۴	۰/۴	۰/۴	۰/۴	۰/۴	۰/۴

بدیهی است در صورتی که ظرفیت شکل‌پذیری سازه از شکل‌پذیری طلب بیشتر باشد، برای پایدار ماندن در زلزله مقاومت آن باید حداقل برابر I/R نیروی زلزله باشد. مشکل اینجاست که هنوز پس از چند دهه تحقیقات در مورد شکل‌پذیری طلب و ضریب رفتار، روش جامعی برای محاسبه ظرفیت شکل‌پذیری سازه ارائه در دسترس نیست و حتی اگر بتوان نیروی زلزله، ضریب رفتار و شکل‌پذیری طلب را با دقت کافی برآورد نمود، به دلیل فقدان راهکار مناسب برای محاسبه ظرفیت شکل‌پذیری ارزیابی پایداری لرزه‌ای سازه‌ها متأسفانه با مشکل مواجه است.

۲- نسل دوم آیین‌نامه‌های لرزه‌ای

پس از انتشار مقاله بایوت (Biot, 1941) آیین‌نامه‌ها با معضل



شکل (۱۱): طیف طرح آیین نامه آمریکا.

۸- پرسش‌هایی پیرامون روش ATC و فرضیات آن

اینک در سراسر جهان آیین‌نامه‌های لرزه‌ای بر پایه فرضیات پیشنهادی ATC (1978) تنظیم شده‌اند و این روش جدید در طراحی میلیون‌ها بناها به کار گرفته شده است. با این وجود، پرسش‌های بسیاری پیرامون آن مطرح است که نیاز به پاسخی روشن و مستدل دارند.

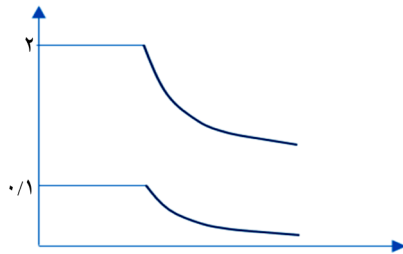
یک پرسش ثابت و همیشگی در مورد ضرایب رفتار است. ضریب رفتار بر اساس شکل‌پذیری سازه، نیروی طرح را کاهش می‌دهد. پرسش این است که: (۱) آیا ضرایب رفتار طوری اختیار شده‌اند که شکل‌پذیری مورد نیاز از ظرفیت شکل‌پذیری کمتر باشد؟ (۲) از چه روشی برای محاسبه ظرفیت شکل‌پذیری استفاده شده؟ (۳) مقادیر منظور شده برای ظرفیت شکل‌پذیری سازه‌های مختلف چقدر است؟ (۴) از چه روشی برای محاسبه شکل‌پذیری مورد نیاز در زلزله استفاده شده است؟ (۵) مقادیر به‌دست آمده برای شکل‌پذیری مورد نیاز سازه‌های مختلف چقدر است؟ (۶) ضریب اطمینان طراحی چگونه تعریف شده است؟ و آیا برای سازه‌های مختلف ضریب اطمینان یکسانی در نظر گرفته شده است؟

علاوه بر این، نحوه تعیین و میزان دقت شتاب پایه، طیف بازتاب، و مدل توزیع نیرو، میزان دقت روش‌های استاتیکی، و دینامیکی خطی، و مبنای نظری محدودیت ارتفاع پرسش‌هایی هستند که برای مهندسان محاسب و طراحان اهمیت بسیار دارد. بخش‌های بعدی به بررسی این پرسش‌ها تخصیص یافته است.

مهم‌ترین تغییرات در آیین‌نامه‌های نسل دوم عبارتند از:

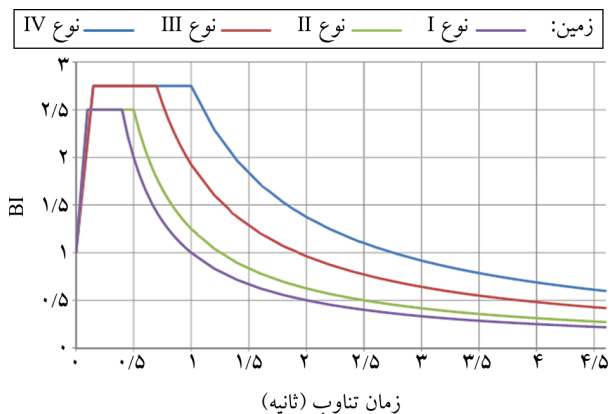
- ۱- ارائه طیف ارتجاعی زلزله برای پهنه‌های لرزه‌ای و انواع زمین،
 - ۲- در نظر گرفتن تسلیم و رفتار غیرخطی سازه،
 - ۳- در نظر گرفتن درجات مختلف شکل‌پذیری برای سازه‌های فولادی و بتنی،
 - ۴- ارائه ضریب رفتار برای انواع سازه‌ها برحسب درجه شکل‌پذیری،
 - ۵- تعیین محدودیت ارتفاع بر حسب نوع و درجه شکل‌پذیری سازه،
 - ۶- ارائه روش محاسبه تغییر مکان غیرخطی،
 - ۷- در نظر گرفتن تحلیل دینامیکی خطی برای سازه‌های غیرمنظم و یا بلند،
 - ۸- گسترش پهنه کاربرد آیین‌نامه برای انواع جدیدی از سازه‌های لرزه بر ادوات و عایق‌های لرزه‌ای، ادوات و تجهیزات مکانیکی و برقی، میانقاب‌ها، تیغه‌ها و ناسازه‌ها.
- در آمریکا، پس از چندی ایده اولیه استفاده از پهنه‌بندی شتاب و طیف بازتاب جای خود را به پهنه‌بندی طیف‌های شتاب داد. اینک به جای پهنه شتاب مبنا در ASCE 7 (ASCE7-22, 2022) مؤلفه‌های طیف شتاب برای پریود کوتاه S_s و پریود ۱ ثانیه S_1 از نقشه استخراج و پس از ضرب در ضرایب سایت F_a و F_v که با در نظر گرفتن جنس زمین و پهنه لرزه‌ای در جداولی داده شده، طیف طرح ساخته می‌شود (شکل ۱۱).
- این تغییر در آیین‌نامه بر اساس پژوهش‌های کمپبل و بزرگ‌نیا (Campbell & Bozorgnia, 2014) صورت گرفته است. در این طیف $S_{DI} = \frac{2}{3} F_v S_1$ و $S_{DS} = \frac{2}{3} F_a S_s$ می‌باشد و مرز ناحیه جابه‌جایی ثابت T_L در جداول آیین‌نامه داده شده است.
- توضیحات بیشتر در مورد مدل‌های مورد استفاده برای محاسبه مؤلفه‌های طیفی به رضائیان و همکاران (Rezaeian et al., 2021) ارائه شده است. طیف‌های مشابهی نیز برای ایران تهیه شده است (Farajpour et al., 2019)، (Moghaddam, 2024).

متفاوت است اما باید توجه داشت که توان T در مدل ATC و مدل‌های قبلی، از دل محاسبات ریاضی به دست نیامده و کاملاً فرضی است.



شکل (۱۲): طیف طرح ATC بر ساخته از ضریب زلزله آیین‌نامه‌های نسل اول.

اینکه چرا حداکثر طیف بازتاب برابر ۲ فرض شده چندان مشخص نیست اما شاید از روی طیف‌هایی که در دهه هفتاد در اختیار کمیته ATC بوده به‌طور چشمی و سلیقه‌ای این عدد مناسب تشخیص داده شده باشد. زلزله‌های بعدی و طیف‌های میانگین سید و محرز در شکل (۴) نشان داد این عدد باید افزایش یابد به همین دلیل خیلی زود به ۲/۵ افزایش یافت. البته طبق شکل (۵) این مقدار نیز کم است و ضریب بازتاب می‌تواند به بزرگی ۵ باشد. باید توجه داشت که ضریب بازتاب برای سازه‌های بسیار سخت نمی‌تواند نزدیک به یک است. از این‌رو بخش افقی طیف برگرفته از ضریب زلزله قدیم نیاز به اصلاح داشت و باید از ۱ شروع می‌شد. در مدل‌های بعدی طیف بازتاب این نقیصه برطرف شد و مطابق شکل (۱۳)، بخش اول طیف با یک خط به بخش افقی متصل گردید.



شکل (۱۳): طیف بازتاب آیین‌نامه ۲۸۰۰ ویرایش ۴.

۹- طیف بازتاب، شتاب پایه و ضرایب رفتار

در مدل پیشنهادی در گزارش ATC (1978, ATC) طبق رابطه (۱۲) برای تعیین نیروی زلزله باید طیف بازتاب، شتاب پایه A و ضریب رفتار معلوم باشد. مقادیر شتاب زمین در آیین‌نامه ۲۸۰۰ به صورت فرضی انتخاب شده‌اند هر چند می‌توان آنها را با روش تحلیل ریسک تعیین نمود. اگرچه سعی شده مقادیر مفروض تا حدودی با شتاب‌نگاشت‌های موجود همخوان باشد اما حداکثر شتاب‌های ثبت شده بسیار بیشتر از مقادیر مفروض است. به‌عنوان مثال حداکثر شتاب ثبت شده در زلزله‌های طبرس، منجیل و بم به ترتیب ۰/۹۳، ۰/۶۵ و ۰/۷۸ بود که بسیار بیش از شتاب پایه ۰/۳۵ است. نگارنده برای اول بار نشان داد مطابق رابطه زیر ضرایب رفتار و طیف بازتاب در گزارش ATC از همسنگ کردن نیروی زلزله طرح با آیین‌نامه‌های نسل اول به دست آمده است (مقدم، ۱۳۸۱).

$$V = ZIKCSW = \frac{IAS_a W}{R} \quad (14)$$

سمت چپ نیروی زلزله آیین‌نامه‌های نسل اول از رابطه (۴) و سمت راست، نیروی پیشنهادی ATC است. در واقع ضریب R طوری تنظیم شده که طیف بازتاب ارتجاعی S_a نسبت به طیف زلزله‌های واقعی خیلی مغایرت نداشته باشد.

$$S_a = R \cdot \frac{ZKS}{A} \cdot C \quad (15)$$

به‌عنوان مثال برای گروه بزرگی از سازه‌ها zks برابر ۰/۱ است، در این صورت اگر شتاب اوج زمین برابر ۰/۳۵ فرض شود، با انتخاب عدد ۷ برای ضریب رفتار R، طیف بازتاب زلزله برابر خواهد بود با:

$$S_a = (7) \frac{1}{0.35} C = 20C \quad (16)$$

بدین ترتیب با فرض شتاب ۰/۳۵ برای زمین و انتخاب عدد ۷ برای ضریب رفتار، طیف بازتاب شتاب ۲۰ برابر ضریب زلزله رابطه (۴) است و شکل آن کاملاً مشابه و متناسب با شکل (۲) به صورت شکل (۱۲) درمی‌آید. البته شاخه نزولی در گزارش ATC و به تبع آن ویرایش ۱ آیین‌نامه ۲۸۰۰ برابر تابع $1/T^{2/3}$ در نظر گرفته شد که با مدل‌های قبلی مذکور در جدول (۱) قدری

۱۰- پشتوانه علمی نیروی زلزله در آیین‌نامه‌های نسل

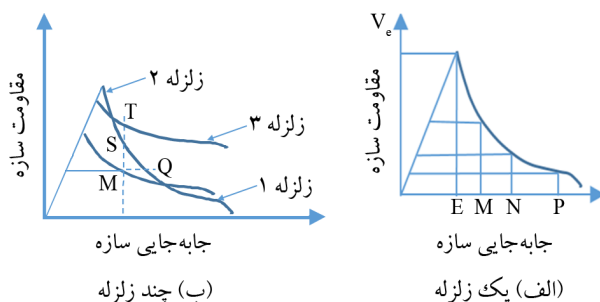
دوم

نیروی زلزله در آیین‌نامه‌های نسل دوم برخلاف نسل اول به لحاظ ظاهری تا حدودی علمی است. در واقع اگر بتوان سازه‌ها را با یک درجه آزادی مدل نمود، در این صورت نیروی زلزله در بازه ارتجاعی عیناً مطابق آیین‌نامه است مشروط بر اینکه شتاب پایه و طیف بازتاب از دقت کافی برخوردار باشند. اما با تقسیم این نیرو بر ضریب رفتار دیگر امکان راستی‌آزمایی نیروی زلزله از میان می‌رود زیرا ضریب رفتار به صورت علمی و مطابق تحقیقاتی که قبلاً اشاره شد تعیین نگردید بلکه صرفاً یک عدد رابط است که از همسنگ کردن نیروی زلزله طرح با آیین‌نامه‌های نسل اول به دست آمده است (Moghaddam, 2002; Moghaddam, 1994). در سال ۱۳۷۳ که اول بار موضوع فقدان پایه علمی ضرایب رفتار مطرح شد پذیرش آن برای بسیاری از کارشناسان دشوار بود، شاید به علت نحوه بیان گزارش ATC که ضریب رفتار به صورت خیلی کلی و مبهم، و بدون کوچک‌ترین اشاره‌ای به جزئیات، صرفاً به عنوان عاملی برای در نظر گرفتن شکل پذیری معرفی شده بود. در سال ۲۰۰۹، بیش از سی سال پس از انتشار گزارش ATC، فیما (FEMA-P695, 2009) روشی برای محاسبه و تعیین ضریب رفتار پیشنهاد و در مقدمه آن تصریح نمود ضرایب رفتار در گزارش ATC صرفاً بر اساس قضاوت مهندسی بوده است. همین سخن را تدوین‌کنندگان فیما، چارلز کرچر و یان هانتز (Kircher & Heintz, 2008) تکرار نمودند بدون اینکه مشخص نمایند چگونه با قضاوت مهندسی به چنین اعدادی رسیده‌اند. همان‌طور که اشاره شد ضرایب رفتار پیشنهادی صرفاً واسطه تبدیل نیروی قدیم به جدید می‌باشند، و قضاوت مهندسی در کار نبوده است، موضوعی که در سال ۲۰۱۸ توسط یوانگ و برونو نیز بیان شد (Uang & Bruneau, 2018).

۱۱- مشکلات بنیادی مدل ضریب رفتار

با ارائه مدل ضریب رفتار در گزارش ATC به نظر می‌رسید ایراد اساسی قبلی در عدم برآورد درست نیروی زلزله و نادیده

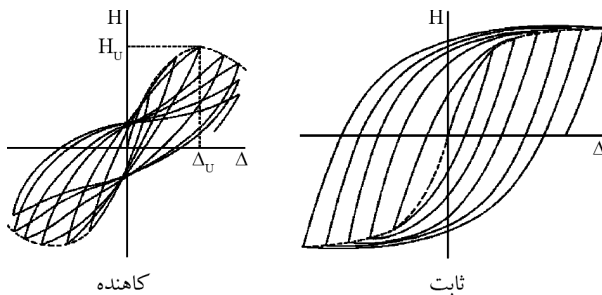
گرفتن رفتار غیرخطی حل شده باشد اما متأسفانه این‌طور نشد زیرا ضرایب رفتار که می‌توانست از مقایسه شکل پذیری طلب و ظرفیت شکل پذیری به دست آید صرفاً به صورت فرضی و با یک ضرب و تقسیم ساده اختیار شد و بی‌انگر ظرفیت شکل پذیری سازه‌های موجود نبود. مشکلات تعیین شکل پذیری طلب و ظرفیت شکل پذیری بعداً بررسی خواهد شد. در شکل (۶-پ) رفتار ترد و شکل پذیر مقایسه شد و دیدیم سازه حتی اگر مقاومت کافی نداشته باشد می‌تواند در زلزله فرو نریزد به شرط آنکه جابه‌جایی ایجاد شده از حد گسیختگی N تجاوز نکند. برای یافتن رابطه میان مقاومت و شکل پذیری و تعیین نمودار شکل پذیری، مدل شکل (۶-ب) تحت یک زلزله دلخواه قرار گرفته و پس از تحلیل دینامیکی غیرخطی جابه‌جایی به دست می‌آید. آنگاه مقاومت سازه کاهش یافته و تحلیل تکرار می‌شود. نتیجه به صورت نمادین در شکل (۱۴) نشان داده شده است. ملاحظه می‌شود که چنانچه مقاومت بیشتر یا مساوی نیروی ارتجاعی زلزله V_e باشد جابه‌جایی از حد خطی E تجاوز نمی‌کند و جابه‌جایی خمیری صفر است. در این حالت سازه برای پایداری در برابر زلزله نیازی به شکل پذیری ندارد. اما اگر مقاومت کمتر از این باشد سازه باید شکل پذیر باشد و هر قدر نسبت مقاومت سازه V_y به نیروی ارتجاعی زلزله V_e کمتر باشد جابه‌جایی خمیری بیشتر است و سازه باید شکل پذیرتر باشد. پس برای هر زلزله یک نمودار که بیان‌کننده رابطه میان مقاومت و جابه‌جایی خمیری است به دست می‌آید که نمودار شکل پذیری طلب نامیده می‌شود و طبق آن برای هر مقدار شکل پذیری یک مقاومت حداقل وجود دارد که تضمین‌کننده عدم گسیختگی و پایداری سازه است.



شکل (۱۴): نمودارهای شکل پذیری طلب.

تمرکز تنش و جهش کرنش است (شکل ۱۵).

پدیده‌ای که نه‌تنها در سال ۱۹۷۸ بلکه هنوز هم چندان شناخته نیست و در طراحی لرزه‌ای حضور پر رنگی ندارد (Moghaddam & Pirayegar, 2008; Moghaddam & Sadrara, 2021). تمرکز و جهش کرنش عامل اصلی گسیختگی اتصالات فولادی است، و در مقاطع فولادی تیر، ستون و بادبند نیز پس از بروز کماتش موضعی، جهش کرنش آغاز می‌شود و خیلی زود کرنش‌ها به حد گسیختگی می‌رسند. اما در سازه‌های بتنی به جای کماتش‌های کلی و موضعی، زوال مقاومت بیشتر ناشی از شکست برشی است. در سطح ریز، مهم‌ترین نوع شکست برشی ناشی از کرنش محوری زیاد و انبساط جانبی است که در ستون‌های بتنی در مجاورت گره رخ می‌دهد و در چرخه‌های متناوب بارگذاری باعث خرد شدن بتن و لخت شدن میلگردهای طولی می‌شود که به کماتش موضعی، جهش کرنش و پارگی آنها می‌انجامد. دیوارها، تیغه‌ها و ناسازه‌ها نیز در رفتار چرخه‌ای و زوال مقاومت نقش ایفا می‌کنند.



شکل (الف) سازه فولادی با کاهندگی کم (ب) سازه بتنی با کاهندگی زیاد

شکل (۱۵): زوال سختی و مقاومت.

۱۲- مقاومت ناکافی: توپ در میدان آیین‌نامه‌های طراحی

از انتشار گزارش ATC در سال ۱۹۷۸ تاکنون بهبود و ارتقا شکل‌پذیری سازه‌های بتنی و فولادی موضوع پایان‌نامه‌های بی‌شماری بوده و هزاران مقاله علمی در این مورد منتشر شده است. اما باید توجه داشت در هنگام تدوین آیین‌نامه‌های نسل دوم این اطلاعات در اختیار نبود. اینکه در آمریکا تا زمان انتشار گزارش ATC خسارات قابل ملاحظه‌ای در زلزله مشاهده نشده

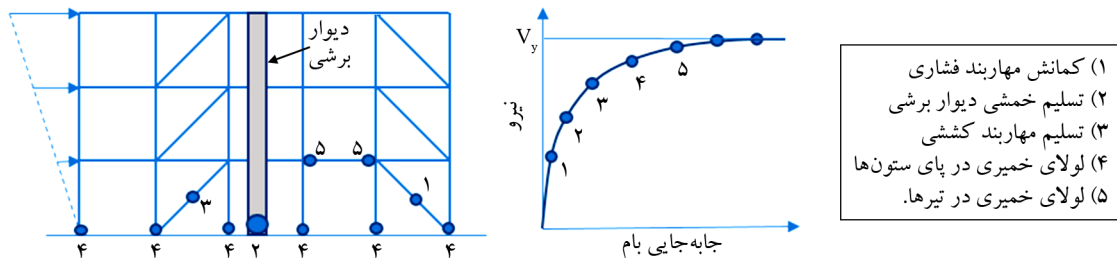
پس چنانچه سازه دارای این مقدار مقاومت باشد در زلزله مزبور پایدار خواهد ماند. باید توجه داشت که مطابق شکل (۱۴-الف) برای هر زلزله یک رابطه شکل‌پذیری یگانه وجود دارد. مطابق شکل (۱۴-ب) سازه‌ای با ظرفیت جابه‌جایی خمیری M که بر اساس رابطه شکل‌پذیری زلزله ۱ طرح شده باشد اگر در معرض زلزله ۲ قرار گیرد فرو می‌ریزد زیرا فاقد شکل‌پذیری لازم است اما اگر مقاومت آن تا حد S افزایش یابد بدون افزایش ظرفیت شکل‌پذیری پایدار می‌ماند، و یا اینکه اگر شکل‌پذیری آن تا حد Q افزایش یابد با همان مقاومت قبلی ناپایدار نخواهد شد مانند بهسازی ستون‌های بتنی با دورپیچ FRP که بدون تغییر مقاومت و فقط با افزایش شکل‌پذیری پایدار می‌شوند. بدیهی است با توجه به مشخص نبودن زلزله‌های آتی، همواره ممکن است زلزله‌ای یافت شود که بر شکل‌پذیری سازه غلبه کند و سازه ناپایدار شود (مانند زلزله ۳). بدین ترتیب برای حصول اطمینان باید پوش روابط مقاومت و جابه‌جایی تهیه شود. همان‌طور که دیدیم اعداد پیشنهادی ATC برای ضرایب رفتار متأسفانه از روابط شکل‌پذیری به دست نیامده‌اند و صرفاً حاصل یک ضرب و تقسیم ساده‌اند و از این‌رو، نمی‌توانند متضمن پایداری سازه در زلزله باشد. مشکل دیگر نامشخص بودن ظرفیت شکل‌پذیری سازه‌ها است. شکل‌پذیری تعریف شده در رابطه (۶) برای یک سازه خمیری ارتجاعی است که در دور اول بارگذاری پس از رسیدن به نقطه C گسیخته می‌شود اما در جابه‌جایی‌های کمتر می‌تواند هزاران چرخه بار را تحمل کند بدون اینکه از سختی و مقاومتش کاسته شود. متأسفانه کمتر سازه‌ای چنین رفتاری دارد. سازه‌های واقعی در چرخه‌های بارگذاری سختی و مقاومت خود را از دست می‌دهند و از آن مهم‌تر معمولاً نقطه گسیختگی مشخصی ندارند و مقاومت در چرخه‌های مختلف دچار زوال می‌شود.

زوال سختی و مقاومت سازه‌ها به عوامل بسیاری بستگی دارد: ابعاد سازه، جنس مصالح، جزئیات اجرای اتصالات، تیرها، ستون‌ها، و کف‌ها، نوع سیستم سازه‌ای، نوع سیستم لرزه بر... در سازه‌های فولادی، اصلی‌ترین عامل زوال سختی و مقاومت

چهار دهه گذشته بی‌وقفه در تلاش بوده‌اند با استمداد از نتایج پژوهش‌های علمی ضوابط لازم را برای جلوگیری از بروز حالت‌های شکست ترد و هدایت سازه برای تسلیم در مدهای شکل‌پذیری تدوین کنند.

در سازه‌های فولادی عمده‌ترین مدهای شکست ترد عبارتند از: گسیختگی اتصال عضو تسلیم‌شونده به سازه مانند اتصال تیر به ستون، مهاربند به صفحه اتصال، یا صفحه اتصال به قاب، کمانش ستون‌های مجاور مهاربند تحت فشار اضافی و پیش‌بینی‌نشده ناشی از تسلیم مهاربند، شکست برشی ستون متصل به بادبند ناشی از کنده شدن جوش صفحه اتصال به تیر، کمانش موضعی بال‌های تیر و ستون در اثر تشکیل لولای خمیری، کمانش موضعی مهاربندها در اثر کرنش‌های خمشی ایجاد شده پس از کمانش کلی. تشکیل لولای خمیری در ستون در مقایسه با تیر نامطلوب تشخیص داده شد اما کمانش مهاربند به‌عنوان یک واقعیت غیرقابل گریز پذیرفته شد.

بود احتمالاً عاملی برای ترغیب ATC بود تا نیروی زلزله قدیمی را تغییر ندهد. در عوض، لازم بود با تمهیداتی ظرفیت شکل‌پذیری سازه‌ها تا آنجا که امکان داشت افزایش یابد تا خطر فروریزی کاهش یابد. با مشخص بودن مقاومت، طبق نمودارهای شکل (۱۴) ظرفیت شکل‌پذیری باید آنقدر افزایش یابد تا ایمنی سازه تأمین شود. از آن پس این وظیفه دشوار بر عهده آیین‌نامه‌های طراحی بود تا با وضع ضوابط لازم شکل‌پذیری کافی را در سازه‌ها تأمین کنند. پذیرش این واقعیت در آیین‌نامه‌های نسل دوم که سازه به علت مقاومت ناکافی حتماً در زلزله تسلیم می‌شود بلافاصله میدان را برای طرح ایده طراحی برای ظرفیت (Capacity Design) گشود و نیوزلند از پیشگامان این مکتب شد. سازه باید تحت رانش قرار گیرد و بتواند به تسلیم کامل برسد بدون آنکه دچار شکست‌های ناگهانی و ترد شود (شکل ۱۶). بدین ترتیب حالات شکست ترد و شکل‌پذیری شناسایی و از هم تفکیک شدند و آیین‌نامه‌های طراحی طی



شکل (۱۶): رانش سازه برای مشخص شدن مدهای شکست.



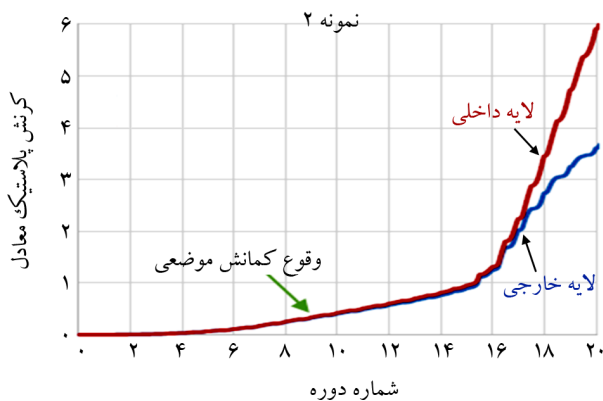
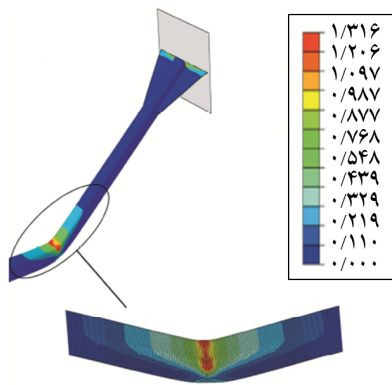
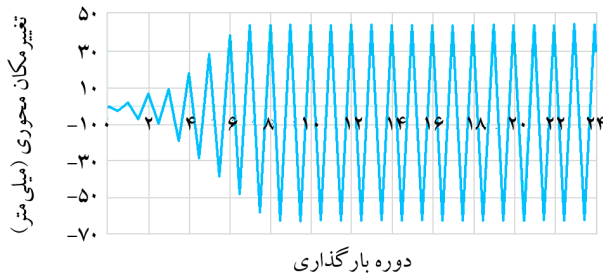
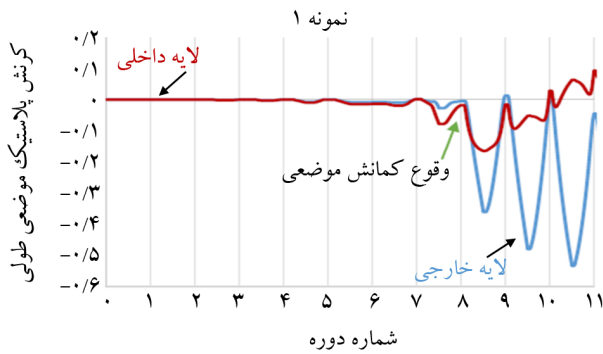
(ب)



(الف)

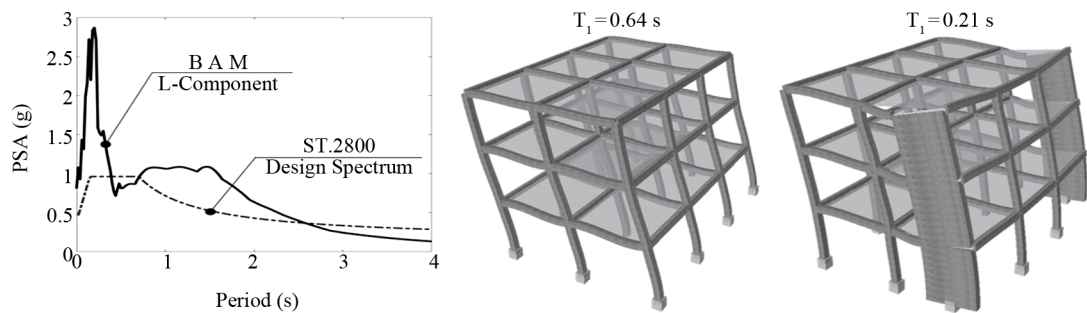
شکل (۱۷): (الف) مدهای شکست مهاربند: (۱) کمانش کلی، (۲) تشکیل لولای خمیری، (۳) کمانش موضعی بال در اثر دوران زیاد، (۴) آغاز جهش کرنش و پارگی بال و (ب) کنده شدن مهاربند در اثر تمرکز تنش و جهش کرنش در جوش اتصال.

موضعی وضع شود. در مهاربندهای کمانش تاب، با ضعیف کردن میانه عضو و جلوگیری از کمانش موضعی آن کمانش‌های کلی و موضعی متوقف می‌شود و شکل‌پذیری به میزان قابل توجهی افزایش می‌یابد.

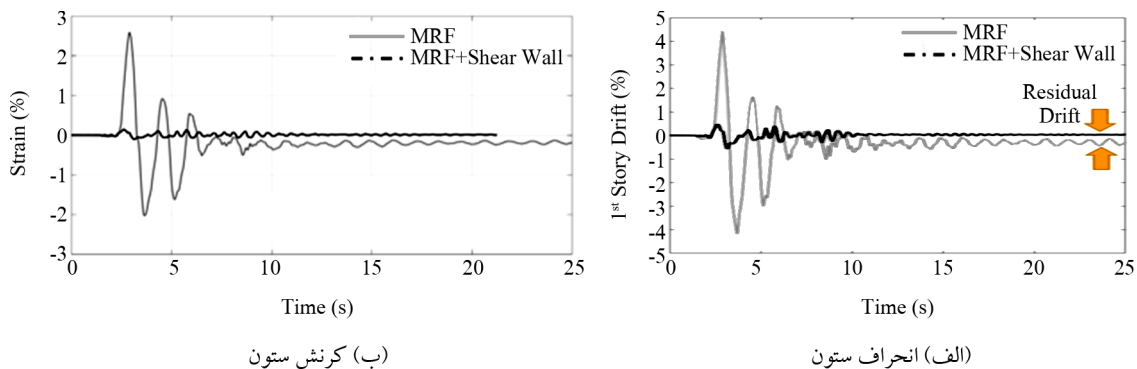


شکل (۱۸): پدیده جهش کرنش پس از وقوع کمانش موضعی (Moghaddam & Karbaee, 2016).

تا اواخر سال‌های ۱۹۸۰ در آمریکا هنوز اتصال تیر به ستون در قاب‌های خمشی برای ۵۰ درصد ظرفیت خمشی تیر طرح می‌شد اما به مرور ضوابطی تدوین شد که در آن حداقل ظرفیت خمشی اتصال می‌باید بیش از تیر برابر می‌بود. این نکته که تنش تسلیم واقعی فولاد بالاتر از تنش تسلیم اسمی است باعث شد ظرفیت خمشی تیر ۱۵ تا ۲۰ درصد بالاتر از مقاومت خمشی اسمی آن در نظر گرفته شود. برای پرهیز از تشکیل لولای خمیری در ستون‌ها، طراح ملزم گردید قاب را طوری طرح کند که جمع مقاومت خمشی تیرها در یک گره کمتر از ستون‌ها باشد. برای جلوگیری از کمانش ستون‌های مجاور مهاربند نیروی فشاری ناشی از زلزله در مهاربند Ω_0 برابر شد اما سقفی برای آن تعیین شد که عبارت است از حداکثر نیروی فشاری ایجاد شده در ستون هنگامی که سازه تحت رانش جانبی (Push Over) به تسلیم کامل برسد. برای به تعویق انداختن کمانش موضعی مقاطع فولادی نیز نسبت عرض به ضخامت بال و جان در مواضع لولای خمیری به‌طور چشمگیری کاهش یافت تا بتوانند پذیرای کرنش‌هایی به مراتب بزرگ‌تر از کرنش تسلیم ۱۴۰۰ میکرواسترین باشند. علاوه بر این برای ممانعت از کمانش، ضریب لاغری مجاز مهاربند کاهش یافت که البته به نظر می‌رسد بی‌فایده باشد زیرا کمانش مهاربند در زلزله قهری است و نمی‌توان با این تدابیر جلوی آن را گرفت. کمانش کلی موجب از بین رفتن مهاربند نمی‌شود اما دو تأثیر بالقوه مخرب دارد. اول اینکه به علت دوران می‌تواند موجب ایجاد کمانش موضعی صفحه اتصال (گاست پلیت) شود. پیوست لرزه‌ای آیین‌نامه آمریکا ضوابطی را برای فراهم کردن امکان دوران و تشکیل لولای خمشی در ورق اتصال ارائه نموده است. دوم اینکه در اثر کمانش در میانه مهاربند کرنش خمشی قابل توجهی ایجاد می‌شود که می‌تواند موجب کمانش موضعی و بروز پدیده جهش کرنش شود زیرا کرنش‌ها در چرخه‌های بارگذاری به سرعت رشد نموده و از کرنش تسلیم ۱۴۰۰ به بیش از ۲۰۰۰۰۰ میکرواسترین می‌رسند و مهاربند گسیخته می‌شود. پدیده جهش کرنش در گذشته کمتر مورد توجه قرار گرفته است و به نظر می‌رسد باید ضوابط سخت‌گیرانه‌تری برای جلوگیری از کمانش



شکل (۱۹): مدل ساختمان بتنی سه طبقه تحلیل دینامیکی غیرخطی تحت زلزله بم.



شکل (۲۰): تغییرات زمانی انحراف طبقه (دریفت) و کرنش ستون.

در سازه‌های بتنی خطر کماتش‌های کلی پایین است و معمولاً تسلیم خمشی در تیر و دیوار برشی به‌عنوان مد شکست شکل‌پذیر و مطلوب تلقی می‌شود. هر قدر مقطع کم‌آرمه‌تر باشد، به علت کاهش کرنش فشاری در بتن عضو شکل‌پذیرتر است. عمده‌ترین مدهای شکست ترد عبارتند از: شکست برشی عضو، خردشدگی بتن ناشی از تنش فشاری و گسیختگی میلگردهای طولی در اثر کماتش موضعی و جهش کرنش. جلوگیری از شکست برشی از آن دیرباز مورد توجه آیین‌نامه‌های بتن بوده و برای جلوگیری از آن ضوابط بسیاری تدوین شده است اما تسلیم سازه در زلزله‌لنگرهای خمشی بزرگی در دو انتهای اعضای تسلیم شده تولید می‌کند که موجب ایجاد نیروهای برشی اضافی است که ضوابط لرزه‌ای آیین‌نامه‌های طراحی آن را برای طرح اعضا در نظر می‌گیرند. علاوه بر این، برای پرهیز از تشکیل لولا و شکست خمشی ستون، ضوابطی پیش‌بینی شده از جمله کمتر بودن مجموع مقاومت خمشی تیرها از ستون‌ها در هر گره. خردشدگی بتن تحت تنش فشاری مخرب‌ترین نوع شکست است. کرنش شکست بتن غیرمسلح در حدود ۳۰۰۰ تا ۵۰۰۰ میکرواسترین است. اما در زلزله

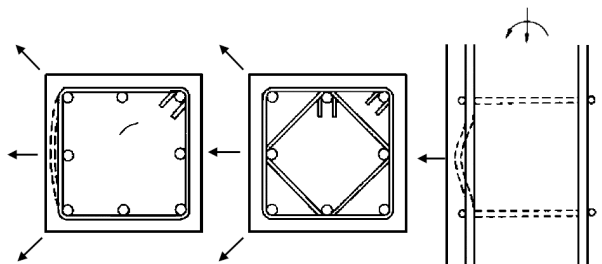
مقاطع بتنی تحت کرنش‌های بسیار بزرگ تری قرار می‌گیرند. کرنش ایجاد شده در یک ساختمان بتنی سه طبقه تحت زلزله بم ۱۳۸۲ در دو حالت با و بدون دیوار برشی در شکل (۱۹) نشان داده شده است. تحلیل به‌صورت دینامیکی غیرخطی با استفاده از المان‌های فیزیکی انجام شده است. همان‌گونه که در نتایج شکل (۲۰) آمده ملاحظه می‌شود کرنش ستون به ۲۶۰۰۰ میکرواسترین رسیده که بسیار بیش از حد خردشدگی بتن غیرمسلح پوشش است. خردشدگی پوشش ستون‌های بتنی یکی از گسترده‌ترین مدهای خرابی در زلزله است (شکل ۲۱).

در راستای رسالت جدید، آیین‌نامه‌های طراحی در چند دهه گذشته تلاش نموده‌اند با وضع ضوابطی مانع از خرابی بتن هسته شوند. این ضوابط حول این دو محور می‌چرخد: (۱) افزایش کرنش شکست از طریق کاهش فاصله تنگ‌ها، (۲) انتقال لولای شکست از ستون به تیر. وجود تنگ به دلیل اثر محصورکنندگی نقش کلیدی در افزایش کرنش شکست دارد (Mander et al., 1988; Mehdizad & Moghaddam, 2005; Moghaddam & Mehdizad, 2007; Moghaddam et al, 2010).

اعضای بتنی بستگی تنگاتنگ و بسیار حساسی با این موضوع دارد و بدون رعایت این ضوابط سخت‌گیرانه اساساً هیچ اطمینانی از پایدار ماندن سازه در زلزله نیست. حتی با رعایت این ضوابط نیز تضمینی برای خرد شدن بتن هسته وجود ندارد. بر همین اساس آیین‌نامه آمریکا تشکیل لولای شکست در ستون را مجاز نمی‌داند و در نتیجه استفاده از قاب‌های با شکل‌پذیری متوسط و معمولی را برای رسته لرزه‌ای بالا ممنوع اعلام نموده است (بند C12.2.1 آیین‌نامه (ASCE7-22, 2022)).



شکل (۲۱): خرابی پوشش ستون‌های بتنی در زلزله.

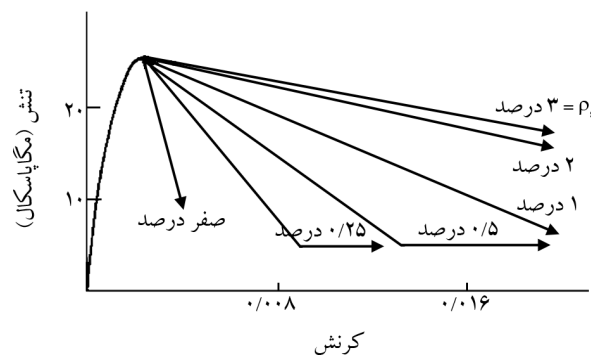
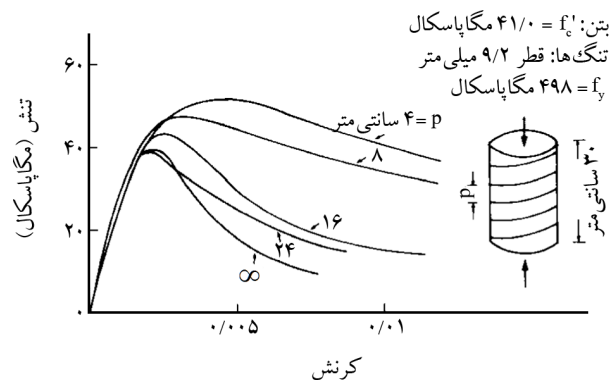


شکل (۲۳): تأثیر تنگ در جلوگیری از گمانش میلگردهای فشاری.

اینکه با رعایت این ضوابط، آیا شکل‌پذیری لازم و درجه اطمینان کافی برای پایداری سازه در زلزله‌های آتی تأمین می‌شود پرسشی است که به نظر نمی‌رسد پاسخ مستندی برای آن ارائه شده باشد. در بخش بعدی بیشتر به این موضوع پرداخته شده است.

۱۳- مسئولیت بلا تکلیف

دیدیم وقتی مقاومت سازه کمتر از نیروی ارتجاعی زلزله باشد شرط پایداری این است که ظرفیت شکل‌پذیری بیش از شکل‌پذیری طلب باشد. شکل (۲۴) نمودارهای شکل‌پذیری طلب زلزله الاسترو را برای مقاومت‌ها و زمان‌های تناوب مختلف نشان می‌دهد. با این نمودارها می‌توان وضعیت پایداری هر سازه‌ای با زمان تناوب و مقاومت مشخص را ارزیابی کرد. مثلاً برای سازه‌ای با زمان تناوب ۰/۵ ثانیه و نسبت مقاومت به وزن ۰/۲، شکل‌پذیری طلب برابر ۲/۷۵ است. وضعیت پایداری سازه کاملاً بستگی به ظرفیت شکل‌پذیری آن دارد. چنانچه ظرفیت شکل‌پذیری بیش از ۲/۷۵ باشد سازه در زلزله الاسترو پایدار و اگر کمتر از آن باشد ناپایدار است.



شکل (۲۲): اثر محصورکنندگی تنگ‌ها در افزایش کرنش شکست (Kent, 1997).

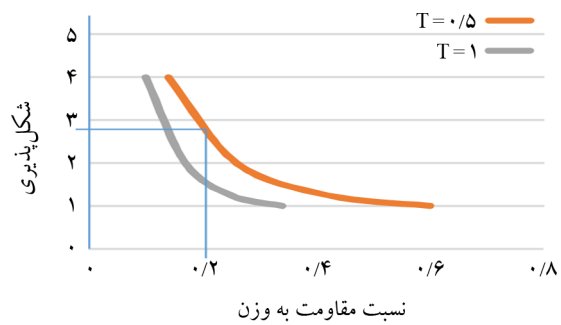
همان‌طور که در شکل (۲۲) می‌بینیم با کاهش فاصله تنگ‌ها به ۸ سانتی‌متر کرنش شکست از ۳۰۰۰ به حدود ۱۰۰۰۰ میکرواسترین افزایش یافته است. در همین راستا ضوابط آیین‌نامه در مورد فاصله تنگ‌ها در نواحی شکست (لولای خمیری) بی‌وقفه سخت‌گیرانه‌تر شده است. هم به لحاظ فاصله تنگ‌ها و هم آرایش آن (شکل ۲۳). در واقع شکل‌پذیری

تکلیف این بخش بسیار مهم که لازمه و مکمل ضوابط ATC است مشخص نیست.

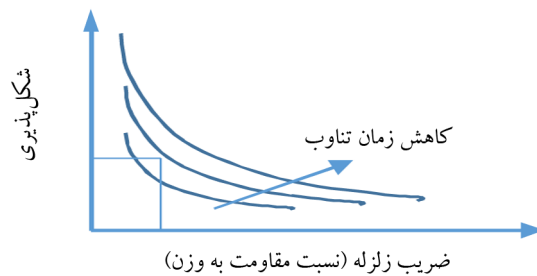
۱۴- وضعیت ایمنی ساختمان‌ها در آیین‌نامه‌های نسل دوم

در چهل سال گذشته آیین‌نامه‌های طراحی فولاد و بتن تلاش نموده‌اند ضوابطی را برای جلوگیری از مدهای شکست خطرناک ارائه کنند. این ضوابط عمدتاً تجویزی و بر اساس قضاوت مهندسی، مشاهده خرابی‌ها در زلزله، و تا حدودی هم متأثر از نتایج تحقیقات پژوهشگران بوده است. با این وجود، متأسفانه هنوز روش جامعی برای محاسبه ظرفیت شکل‌پذیری سازه در دست نیست. از دید آیین‌نامه‌های لرزه‌ای، علت انتخاب نیروهای ده‌بار کوچک‌تر از نیروی ارتجاعی زلزله شکل‌پذیری است اما ظاهراً بار مسئولیت تأمین شکل‌پذیری بر عهده آیین‌نامه‌های طراحی است. آیین‌نامه‌های طراحی به‌نوبه خود با دو مشکل بزرگ مواجه هستند: اولاً شکل‌پذیری طلب مشخص نیست. این بدان معناست که حداکثر تغییرشکلی که قرار است سازه‌ها در زلزله‌های آتی تحمل کنند و قاعدتاً باید با انجام تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی بسیار وسیع و جامع مشخص شده باشد، متأسفانه در اختیار تدوین‌کنندگان آیین‌نامه‌های طراحی قرار ندارد. از سوی دیگر، حتی اگر مقادیر شکل‌پذیری طلب مشخص شود، هنوز روش جامعی برای محاسبه ظرفیت شکل‌پذیری سازه‌ها در دست نیست و معلوم نیست با رعایت ضوابط آیین‌نامه ظرفیت شکل‌پذیری یک سازه چگونه باید حساب شود؟ دستگاه‌های نظارتی و دفاتر مجری با دقت محاسبات و طراحی را کنترل نموده و سرسوزنی اغماض نمی‌کنند اما به‌هیچ‌وجه نمی‌توان با قطعیت از پایداری این سازه‌ها در زلزله‌های مخرب سخن گفت همچنان که ناپایداری سازه‌هایی که محاسبات را جواب نداده‌اند قطعی نیست!

برای روشن شدن موضوع وضعیت ساختمان سه‌طبقه شکل (۱۹) با زمان تناوب ۰/۶۴ ثانیه را در برابر نیروهای باد و زلزله در نظر می‌گیریم. فرض کنید در بارگذاری ثقلی نسبت



(الف) نمودار شکل‌پذیری طلب زلزله‌السترو برای زمان‌های تناوب ۰/۵ و ۱ ثانیه

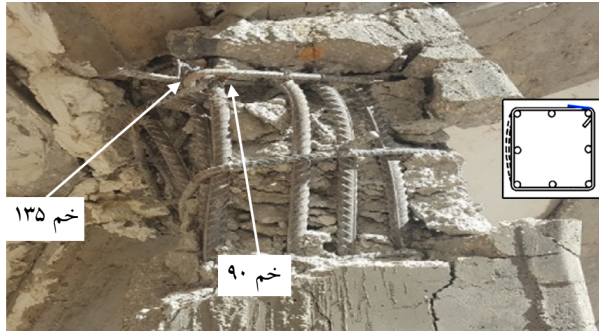


(ب) پوش نمودارهای شکل‌پذیری طلب زلزله‌های مختلف.

شکل (۲۴): نمودار شکل‌پذیری طلب.

البته توجه داریم که این صرفاً برای زلزله‌السترو درست است. برای هر زلزله دیگری باید نمودار شکل‌پذیری طلب مربوطه تعیین شود تا وضعیت پایداری سازه در آن زلزله قابل بررسی باشد. حال اگر پوش نمودارهای شکل‌پذیری طلب تعداد زیادی زلزله در دست باشد، برای تعیین وضعیت پایداری لرزه‌ای یک سازه با نسبت مقاومت به وزن و زمان تناوب مشخص مطابق شکل می‌توان شکل‌پذیری طلب را محاسبه نمود. اما مشکل اینجاست که روشی کلی برای محاسبه ظرفیت شکل‌پذیری سازه‌ها در دسترس نیست. افزون بر این، پوش شکل‌پذیری طلب زلزله‌ها که می‌توان آن را طیف شکل‌پذیری طلب نامید نیز در دسترس نیست و بدون این دو، اساساً بررسی و ارزیابی پایداری سازه‌ها امکان‌پذیر نیست! بیش از چهل سال از طرح ایده ضریب رفتار می‌گذرد اما هنوز تکلیف مسئولیت تهیه طیف طرح شکل‌پذیری طلب و ارائه روش جامعی برای محاسبه ظرفیت شکل‌پذیری مشخص نیست. شاید از نظر تدوین‌کنندگان ضوابط آیین‌نامه‌های لرزه‌ای این بر عهده آیین‌نامه‌های طراحی است اما معلوم نیست آنها این مسئولیت را پذیرفته باشند. بدین ترتیب

اتفاق می‌افتد. در مورد زوال مقاومت فشاری ستون‌های بتنی بیشتر بحث خواهیم کرد.



شکل (۲۵): فروریزی ساختمان بتنی در زلزله کرمانشاه به علت عدم اجرای درست تنگ‌ها.

۱۵- کدام معیار مناسب‌تر است، شکل‌پذیری یا انحراف (دریفت)؟

شکل‌پذیری تعریفی کاملاً انتزاعی است که در سال‌های ۱۹۶۰ مطرح شد و علیرغم تحقیقات مفصل انجام شده روی شکل‌پذیری طلب، در آیین‌نامه‌های نسل دوم فارغ از این تحقیقات فقط از واژه شکل‌پذیری استفاده شد. ایراد اساسی تعریف شکل‌پذیری نسبت آن است زیرا طبق رابطه (۷) برابر است با نسبت جابه‌جایی طلب به جابه‌جایی تسلیم. تجربه نشان داده است که آسیب یک بنا بستگی زیادی به انحراف (دریفت) دارد. شکل (۲۶) شکل‌پذیری طلب به دو سازه با سختی متفاوت را نشان می‌دهد. فرض کنیم سختی سازه ۱ بیست برابر سازه ۲ باشد. در این صورت علیرغم جابه‌جایی یکسان، شکل‌پذیری طلب سازه ۱ بیست برابر سازه ۲ است در حالی که خسارات وارده به بنا برای هر دو حالت مشابه است.

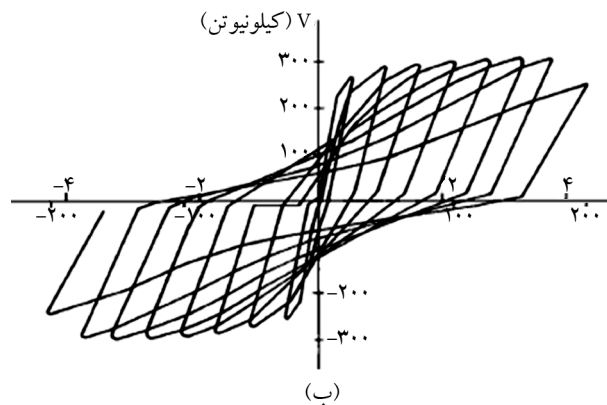
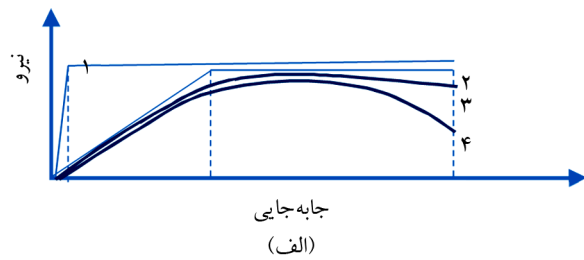
نیرو به مقاومت همه اعضا کمتر از ۱ است. چنانچه در بارگذاری‌های باد و زلزله در ستون AB نسبت نیرو به مقاومت $\frac{2}{5}$ باشد وضعیت پایداری این ستون را چنانچه تحت بار باد آیین‌نامه و زلزله بم قرار گیرد چگونه است؟ در مورد بار باد میدانیم که آیین‌نامه بارگذاری مبحث ششم مقررات ملی ساختمان ویرایش ۴ (۱۳۹۸) ضریب بار باد را برابر $\frac{1}{6}$ فرض نموده است. بنابراین با فرض اینکه نیروی باد مطابق آیین‌نامه باشد، به دلیل اینکه نسبت نیرو به مقاومت خیلی بیش از $\frac{1}{6}$ است در انتهای ستون میلگردها تسلیم و لولای خمیری تشکیل می‌شود، و در اثر فشار مستمر باد، لولای خمیری دوران قابل ملاحظه‌ای متحمل می‌شود، آنگاه ستون خم شده و به کمک لنگرهای ثانوی ناشی از بار وزن بر ستون، دوران افزایش می‌یابد و ستون AB و بخشی از ساختمان فرو خواهد ریخت. در مورد بار زلزله با توجه به طیف زلزله بم در شکل (۲۰)، نیروی ارتجاعی زلزله تقریباً با وزن ساختمان برابر است اما نیروی طرح بسیار کوچک‌تر است. از این رو، در عمل فرقی نمی‌کند که در محاسبات مربوطه نسبت نیرو به مقاومت کمتر از ۱ باشد یا بیشتر، در هر صورت سازه تسلیم می‌شود و در پی آن میلگردهای طولی تسلیم و در انتهای ستون لولای خمیری تشکیل می‌شود. کرنش‌ها در پوشش بتن مطابق شکل (۲۰) به حدود ۲۶۰۰۰ میکرواسترین می‌رسد و بتن پوشش به راحتی خرد می‌شود. نتایج تحلیل شکل (۲۰) برای قاب بتنی است که در طراحی نسبت نیرو به مقاومت کمتر از ۱ بوده است. چنانچه این نسبت ۲ باشد، ممکن است کرنش‌ها از این هم بیشتر شود. در هر حال، چه برای سازه‌ای که نیروهای طراحی را جواب داده و یا نداده، بتن پوشش به احتمال قوی می‌ریزد و تنگ‌ها لخت می‌شوند. حال چنانچه انتهای تنگ‌ها به‌طور کامل با خم ۱۳۵ در داخل هسته مهار نشده باشند با از دست رفتن پوشش بتنی تنگ‌ها به راحتی باز می‌شوند و نمی‌توانند نقش محصورکننده خود را ایفا کنند و در نتیجه بتن هسته تاب تحمل چنین کرنش بزرگی را نداشته و خرد می‌گردد. در این حال احتمال فروریزی ستون بسیار بالا است. پدیده شکست پنکیکی قاب‌های بتنی در زلزله به کرات

می شود. تعیین نقطه تسلیم اسمی در این حالت همواره یک معضل بوده است. با انتخاب انحراف به جای شکل پذیری این مشکل به کلی حل می شود. باید توجه داشت که پیشرفت روزافزون نرم افزارها این امکان را به وجود آورده است که بتوان هرگونه رفتار پسماند را به راحتی مدل و انحراف طلب را تحت زلزله محاسبه و با انحراف مجاز مقایسه نمود.

۱۶- آیا سازه‌هایی که بر اساس آیین‌نامه طرح شوند درجه ایمنی و عملکرد یکسانی دارند؟

برای روشن شدن پرسش، فرض کنید ساختمان شکل (۱۹) در منطقه‌ای قرار دارد که بار باد غالب است. بود و نبود دیوار برشی تأثیری بر حاشیه اطمینان طراحی برای بار باد ندارد زیرا سازه تحت بار باد تحلیل شده و نسبت نیرو به مقاومت در همه اعضا کمتر یا مساوی ۱ است. با توجه به ضریب بار باد در ترکیب‌های بارگذاری، حاشیه اطمینان مشخص می شود. مثلاً طبق مبحث ششم مقررات ملی ساختمان ویرایش ۱۳۹۸، ترکیب بارگذاری $1.2D+1.6W+L$ بر طراحی حاکم است. در این صورت تحت بار باد پیش‌بینی شده در آیین‌نامه، اعضای سازه دارای حاشیه اطمینانی بیش از ۶۰ درصد خواهد بود. این واقعیت که بارهای مرده و زنده معمولاً کمتر از ترکیب مزبورند، و اینکه مقاومت اعضا کمتر از حد واقع در نظر گرفته شده، حاشیه اطمینان را بازهم بیشتر می کند. بدین ترتیب کلیه اعضای قاب بتنی تنها (بدون دیوار برشی) دارای حاشیه اطمینانی بسیار بیش از ۶۰ درصد در برابر بار باد می باشند و نبود دیوار برشی هیچ خلل جدی به پایداری سازه تحت بار باد وارد نمی سازد. از این رو، انتخاب سیستم سازه‌ای صرفاً بر اساس ملاحظات معماری، اقتصادی و... انجام می شود و از نظر حاشیه ایمنی و برای همه سیستم‌های سازه‌ای وضعیت یکسانی متصور است.

اما وضعیت حاشیه اطمینان در زلزله بسیار پیچیده‌تر است. ترکیب بارگذاری زلزله برابر با $1.2D+E+L$ است. در این صورت، حاشیه اطمینان سازه در برابر زلزله آیین‌نامه صفر است، زیرا ضریبی برای بار در نظر گرفته نشده است. البته ممکن است



شکل (۲۶): مقایسه شکل‌پذیری دو سازه با سختی‌های متفاوت.

بنابراین شکل‌پذیری نمی‌تواند شاخص مناسبی برای بیان خرابی باشد زیرا خرابی سازه سخت‌تر را خیلی بیشتر از واقع نشان می دهد. مثلاً چنانچه جابه‌جایی ساختمانی با دیوار برشی با یک قاب خمشی برابر شود، شکل‌پذیری طلب دیوار برشی بسیار بزرگ‌تر از قاب است و در نتیجه سیستم دیوار نامطلوب ارزیابی شود در حالی که آسیب و خسارت دو سازه به دلیل جابه‌جایی یکسان مشابه است؛ ضمن اینکه دیوار برشی به دلیل ظرفیت شکل‌پذیری بیشتر حاشیه اطمینان بالاتری دارد. علاوه بر این، طیف‌های جابه‌جایی نشان می‌دهند که با افزایش سختی، جابه‌جایی عموماً جابه‌جایی سازه کاهش می‌یابد. این به معنی عملکرد بهتر سازه‌های سخت است. بدین ترتیب به نظر می‌رسد انحراف (دریافت) شاخص مناسب‌تری برای ارزیابی عملکرد لرزه‌ای و خسارت است. استفاده از انحراف به جای شکل‌پذیری مشکل تعیین جابه‌جایی تسلیم را نیز حل می‌کند. در سازه‌های واقعی، تسلیم معمولاً تدریجی است و همچون نمودارهای (۳) و (۴) در شکل (۲۶-الف) نقطه تسلیم خاصی وجود ندارد. از سوی دیگر، در زلزله سازه تحت چرخه‌های بارگذاری قرار گرفته و مطابق شکل (۲۶-ب) دچار زوال سختی و مقاومت

اهمیت متوسط در اثر زلزله طرح آسیب عمده سازه‌ای و غیر سازه‌ای نبینند و تلفات جانی حداقل باشد، ۲) ساختمان‌های با اهمیت زیاد در اثر زلزله طرح آسیب عمده نبینند به طوری که در زمان کوتاهی قابل مرمت باشند، ۳) ساختمان‌های با اهمیت زیاد در اثر زلزله طرح تغییر مقاومت و سختی در اجزای سازه‌ای و غیرسازه‌ای نداشته باشند به طوری که بهره‌برداری از آنها امکان‌پذیر باشد، ۴) کلیه ساختمان‌های بلندتر از ۵۰ متر و یا بیشتر از ۱۵ طبقه و نیز کلیه ساختمان‌های با اهمیت زیاد و خیلی زیاد در اثر زلزله بهره‌برداری آسبایی نبینند و قابلیت بهره‌برداری خود را حفظ کنند.

و در مورد زلزله‌های مبنای طراحی چنین می‌گوید: زلزله‌های مبنای طراحی به شرح زیر می‌باشند: الف) زلزله طرح زلزله‌ای است که احتمال فراگذشت آن در ۵۰ سال ده درصد باشد. دوره بازگشت این زلزله ۴۷۵ سال است، ب) زلزله بهره‌برداری زلزله‌ای است که احتمال فراگذشت آن در ۵۰ سال ۹۹/۵ درصد باشد. دوره بازگشت این زلزله حدود ۱۰ سال است.

برای ارزیابی اینکه آیا در مثال فوق این اهداف تا چه حد محقق شده است باید مشخص شود آیا زلزله بم زلزله طرح بود یا بهره‌برداری. تاریخچه زلزله‌های ایران نشان می‌دهد تقریباً در هر ۱۳ سال زلزله‌ای بسیار مخرب داشته‌ایم: طبس ۱۳۵۷، منجیل ۱۳۶۹، بم ۱۳۸۲ و کرمانشاه ۱۳۹۶. البته علاوه بر این، زلزله‌هایی مخرب دیگری هم داشته‌ایم. به هر حال اعم از اینکه زلزله بم بهره‌برداری فرض شود یا طرح، ملاحظه می‌شود که قاب بتنی نتوانسته است در چارچوب اهداف اعلام شده عمل کند و دچار انحراف ۴/۵ درصد شده است، کرنش ستون‌ها به ۲۶۰۰۰ میکرو استرین رسیده و آن‌چنان که بعداً خواهیم دید در معرض خطر زوال مقاومت فشاری و فروریزی پنکیکی قرار دارد. حتی به فرض ضعیف عدم فروریزی ساختمان، در چنین انحرافی همه اعضای سازه‌ای مانند تیرها و ستون‌ها، و ناسازه‌ها شامل تیغه‌ها، دیوارها، پنجره‌ها و نما به شدت آسیب خواهند دید که برخلاف هدف اعلام شده است. برعکس، شکل (۲۰) حاکی است در ساختمان دارای دیوار برشی با انحراف ۰/۵ درصد اهداف آیین‌نامه تأمین

تصور شود با توجه به اینکه مقاومت واقعی اعضای سازه بیش از مقدار محاسباتی‌اند، یک حاشیه اطمینانی وجود دارد اما با توجه به اینکه نیروی زلزله در ترکیب مزبور از تقسیم بر ضریب رفتار به دست آمده، چنین حاشیه اطمینانی وجود ندارد. شاید تصور شود که آیین‌نامه با در نظر گرفتن ضرایب رفتار مختلف برای انواع مختلف سازه، حاشیه اطمینان یکسانی را تأمین نموده است اما مشخص نیست این حاشیه اطمینان برای هر سازه چقدر است و چگونه می‌تواند محاسبه شود؟ همان‌طور که قبلاً دیدیم، پس از تسلیم سازه، نیروی زلزله مفهوم خود را از دست داده و برابر مقاومت سازه است. افزایش مقاومت سازه صرفاً موجب افزایش نیروی زلزله می‌شود، و تغییری در نسبت نیرو به مقاومت به وجود نمی‌آید. حاشیه اطمینان از مقایسه تغییر شکل‌های ایجاد شده با ظرفیت شکل‌پذیری سازه به دست می‌آید. چنانچه انحراف سازه به‌عنوان معیار ارزیابی ایمنی انتخاب شود در این صورت ضریب اطمینان برابر است با نسبت انحراف طلب به ظرفیت انحراف. در شکل (۲۰) دیدیم که تحت زلزله بم، انحراف قاب بتنی بی‌دیوار برابر ۴/۵ درصد و قاب بتنی با دیوار برشی برابر ۰/۵ درصد است. هر دو سازه با ضوابط آیین‌نامه طرح شده‌اند اما خرابی یکی ۹ برابر دیگری است! این نشان می‌دهد که ضوابط آیین‌نامه به هیچ وجه نتوانسته شرایط مشابهی را برای این دو نوع سازه فراهم سازد و قاب‌های بتنی که بر اساس ضوابط فعلی طراحی شوند حاشیه اطمینان بسیار کمتری نسبت به دیوارهای برشی دارند. ظاهر ضوابط آیین‌نامه و به‌ویژه جدول ضریب رفتار در آیین‌نامه‌های نسل دوم متأسفانه این‌طور تداعی می‌کند که مجموعه متنوعی از سیستم‌های لرزه بر در معرض انتخاب مهندس طراح قرار دارد که با انتخاب هر یک، ضریب رفتار و سایر ضوابط طوری تنظیم شده که اهداف عملکردی تأمین و این سازه‌ها در زلزله رفتاری همسنگ داشته باشند. در آیین‌نامه ۲۸۰۰ به پیروی از آیین‌نامه آمریکا این‌گونه اعلام شده است: هدف این آیین‌نامه تعیین حداقل ضوابط و مقررات برای طرح و اجرای ساختمان‌ها در برابر آثار ناشی زلزله است به طوری که با رعایت آن انتظار می‌رود: ۱) ساختمان‌های با

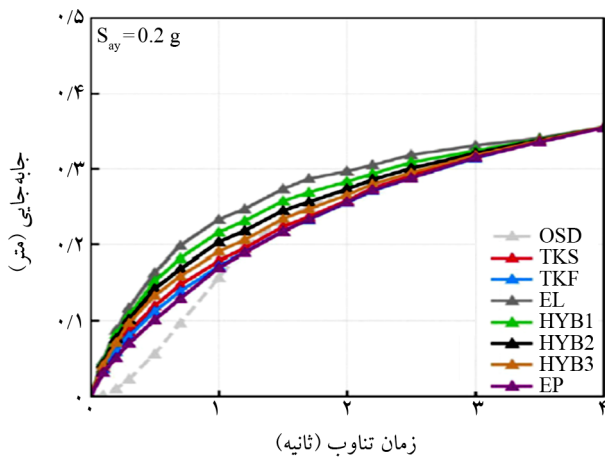


شکل (۲۷): شکست پنکیکی در زلزله اخیر ترکیه و کرایست چرچ نیوزلند.

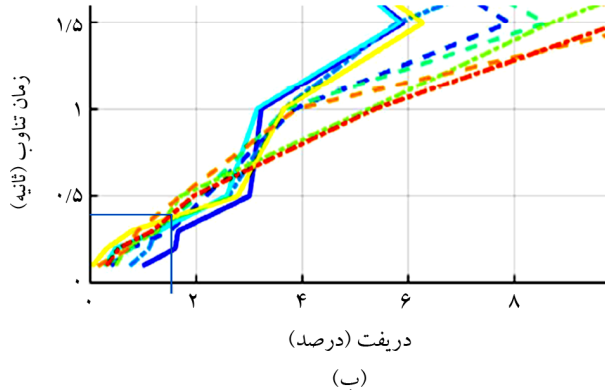
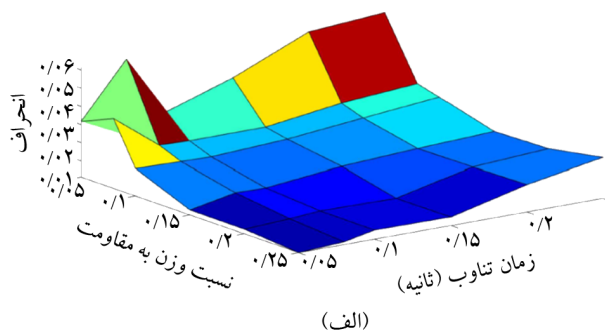
۱۷- طیف جابه‌جایی همسان و طرحی نو برای طراحی لرزه‌ای

دیدیم که با توجه به تسلیم سازه در زلزله، طراحی باید برای تغییر شکل انجام شود و طراحی برای نیروهای زلزله معنای خاصی ندارد. شکل (۲۸) طیف جابه‌جایی زلزله‌های مختلف و طیف‌های میانگین و فوق میانگین ضریب بازتاب را نشان می‌دهد که با میانگین‌گیری تعداد زیادی زلزله توسط پالمو و همکاران ارائه شده است (Palermo et al., 2014). جابه‌جایی ارتجاعی سازه از ضرب ضریب بازتاب α_D در جابه‌جایی اوج زمین به دست می‌آید. ملاحظه می‌شود برای سازه‌های کوتاه با زمان تناوب کمتر از ۱ ثانیه که بخش عمده ساختمان‌های شهری و روستایی را تشکیل می‌دهند، افزایش سختی و کاهش زمان تناوب بدون استثنا باعث کاهش جابه‌جایی می‌شود. این بدان معناست که در طراحی ساختمان‌های کوتاه، استفاده از سیستم‌های سخت مانند دیوار برشی همواره باعث بهبود عملکرد لرزه‌ای است. برعکس، چنانچه طیف شتاب شکل (۵) مینا قرار

شده زیرا در این میزان انحراف نه تنها ناسازه‌ها آسیب چندانی نمی‌بینند و به راحتی قابل تعمیرند، بلکه کرنش ستون‌ها به حدود ۲۰۰۰ میکرو استرین کاهش یافت که کمتر از حد شکست بتن پوشش است. پس، در این حالت تیرها و ستون‌ها کمترین آسیبی نمی‌بینند. این مثال به خوبی نشان می‌دهد درجه ایمنی و عملکرد سازه‌هایی که بر اساس آیین‌نامه طرح می‌شوند یکسان نیست. برخی ممکن است آسیب‌های جدی ببینند و فروریزند و برخی دیگر به راحتی و بدون آسیب زلزله را از سر بگذرانند. بروز چنین نقیصه مهمی ناشی از این است که به جای جابه‌جایی، نیرو مبنای طراحی قرار گرفته است. در واقع باید پرسید چرا باید سازه‌هایی که بر پایه فرضیات پستی و روش استاتیکی معادل بارگذاری شده‌اند اهداف مورد نظر آیین‌نامه را تأمین کنند؟ چنانچه به علت پیش‌بینی درست پستی و آیین‌نامه‌های نسل اول از مقدار و نحوه توزیع نیروی زلزله باشد، در این صورت دیدیم که این فرضیات تا چه حد نادرستند و نمی‌توانند تضمین‌کننده تأمین اهداف آیین‌نامه باشند. اما چنانچه علت تمهیداتی باشد که آیین‌نامه‌های طراحی وضع کرده‌اند، در این صورت شایسته است که به جای آیین‌نامه‌های بارگذاری، آیین‌نامه‌های فولاد و بتن راسا اهداف مذکور را اعلام نمایند و البته مشخص نمایند چگونه توانسته‌اند به این اهداف دست یابند. در هر صورت مشخص است که ضوابط آیین‌نامه نمی‌تواند درجه خرابی یکسانی را برای انواع سازه‌ها تأمین کند و نیاز به بازنگری دارد. در چارچوب ضوابط فعلی به نظر می‌رسد سیستم‌های لرزه بر انعطاف‌پذیر مانند قاب‌های بتنی و فولادی به علت انحراف (گریز) بسیار بیشتر در مقایسه با سیستم‌های سخت مانند دیوار برشی، مهاربند و میانقاب خسارات سازه‌ای و ناسازه‌ای بسیار بیشتری را متحمل می‌شود. در مورد قاب‌های بتنی، به علت خطر زوال مقاومت فشاری ستون‌ها، مطابق شکل (۲۷) خطر فروریزی پنکیکی و تلفات جانی را نباید از نظر دور داشت. مطالعات حاضر برای ساختمان‌های کوتاه در حدود تا ۶ طبقه این نتیجه‌گیری را تأیید می‌کند اما در مورد ساختمان‌های بلندتر به علت نبود اطلاعات کافی، لازم است مطالعات بیشتری صورت گیرد.



شکل (۲۹): طیف جابه‌جایی غیرارتجاعی برای نسبت مقاومت به وزن ۰/۲ (Proietti et al., 2023).

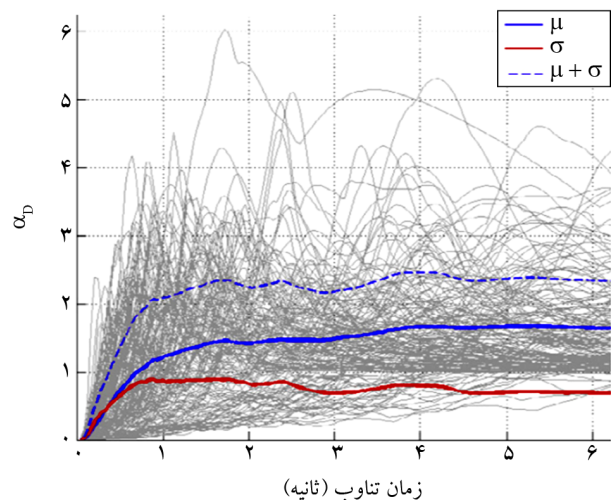
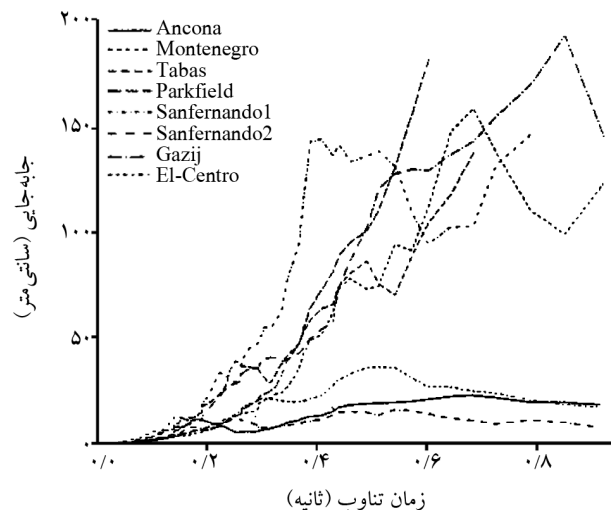


شکل (۳۰): طیف سه‌بعدی جابه‌جایی غیرخطی زلزله منجیل بر حسب نسبت مقاومت به وزن C و زمان تناوب T.

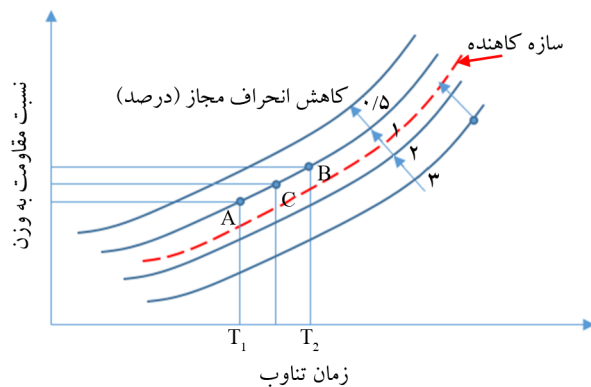
تأثیر مقاومت بر جابه‌جایی سازه را در شکل (۱۴) دیدیم. مطالعات نشان می‌دهد در بازه غیرخطی برای سازه‌های با زمان تناوب کوچک، افزایش مقاومت همواره موجب کاهش جابه‌جایی می‌شود. شکل (۳۰) انحراف را بر حسب نسبت مقاومت به وزن C و زمان تناوب T نشان می‌دهد. همچنین برای مقادیر مختلف C، تغییرات زمان تناوب بر حسب انحراف نشان

گیرد، کاهش سختی و افزایش زمان تناوب موجب کاهش نیروی زلزله است. در این صورت ممکن است این‌طور نتیجه گرفت که استفاده از قاب خمشی با سختی کمتر در مقایسه با دیوار برشی بهتر است زیرا باعث کاهش نیروی زلزله می‌شود. شاید بر پایه همین استدلال نادرست در آمریکا به‌طور سنتی قاب‌های خمشی به دیوار برشی ترجیح داده شده است.

شکل (۲۹) طیف جابه‌جایی غیرارتجاعی را برای نسبت مقاومت به وزن ۰/۲ نشان می‌دهد. محاسبات برای سیستم‌های پسماند مختلف انجام شده است (Proietti et al., 2023). EP نشانگر مدل الاستوپلاستیک است. به‌خوبی می‌توان دید که همچون حالت ارتجاعی، در بازه غیرارتجاعی نیز کاهش سختی و افزایش زمان تناوب باعث افزایش جابه‌جایی می‌شود.



شکل (۲۸): طیف جابه‌جایی زلزله‌های مختلف (Moghaddam, 2002) و طیف ضریب بازتاب جابه‌جایی پالمو (Palermo et al., 2014).



شکل (۳۱): طیف‌های انحراف ثابت.

۱۸- توزیع نیروی زلزله در ارتفاع: آیا روش دینامیکی دقیق تر است یا استاتیکی

در رابطه (۸) دیدیم با استفاده از مدل میله صلب توزیع نیرو به صورت $m_j h_j / \sum_{j=1}^n m_j h_j$ درمی‌آید. توزیع نیرو در آیین‌نامه آمریکا (ASCE7-22, 2022) برای سازه‌های با زمان تناوب کمتر از ۰/۵ ثانیه به همین صورت، و برای زمان‌های تناوب بیش از ۰/۵ ثانیه توزیع به صورت $m_j h_j^k / \sum_{j=1}^n m_j h_j^k$ است که در آن: $k = 0.5T + 0.75 \leq 2$. در توجیه علت استفاده از توان k در بند C12.8.2.1 آیین‌نامه مذکور چنین آمده است: این رابطه بر پایه مدل ساده‌سازی شده مد اول سازه در شکل زیر استوار است. در این شکل F_x بیانگر نیروی اینرسی در طبقه x برابر است با شتاب این طبقه ضربدر جرم آن. برش پایه برابر است با جمع نیروی اینرسی طبقات.

جزئیات محاسبات آیین‌نامه در شکل (۳۲) آمده است. در مورد شکل مد اول آیین‌نامه چنین می‌گوید: شکل 3-12.8 c تابعی از k است که بیانگر تأثیر مدهای بالاتر در سازه‌های با زمان تناوب بزرگ‌تر است. در ادامه آیین‌نامه اشاره‌ای به تحقیقات لویز و کروز (Lopez & Cruz, 1996) درباره تأثیر مدهای بالا دارد. همچنین روشن می‌سازد که نیروی اینرسی F_x بیانگر نیروی اینرسی واقعی که در سازه در هر لحظه به وجود می‌آید نیست بلکه مقداری اسمی است و طوری در نظر گرفته شده که بیانگر پوش نیروهای برشی باشد که از محاسبات دقیق‌تری به دست آمده است.

داده شده است. بدین ترتیب با داشتن مقاومت سازه می‌توان حداکثر زمان تناوب را طوری تعیین کرد که انحراف از حد مشخصی بیشتر نشود.

اکنون فرض کنیم طیف‌های سه‌بعدی فوق برای مجموعه‌ای از رکوردهای زلزله تهیه و با میانگین‌گیری طیف سه‌بعدی طرح تعیین شده باشد که در آن انحراف محور قائم، و نسبت مقاومت به وزن و زمان تناوب محورهای افقی را تشکیل می‌دهند که مشابه شکل (۳۰-الف) خواهد بود. از قطع صفحاتی افقی با این سطح سه‌بعدی، نمودارهای دو بعدی به دست می‌آید که هر یک مربوط است به یک انحراف ثابت. این نمودارها در شکل (۳۱) به صورت نمادین نشان داده شده است. محورهای این نمودار نسبت مقاومت به وزن و زمان تناوب است. برای هر انحراف یک نمودار وجود دارد که هر نقطه آن مربوط به سازه‌ای با زمان تناوب و مقاومت مشخص است که وقتی تحت زلزله قرار گیرد انحراف آن کمتر یا مساوی انحراف مشخصه آن نمودار است. به‌عنوان مثال فرض کنیم می‌خواهیم سازه را طوری طرح کنیم که حداکثر آن در زلزله از ۱ درصد تجاوز نکند. با فرض یک زمان تناوب اولیه T_1 از روی نمودار انحراف ۱ درصد نقطه A به دست می‌آید و نسبت مقاومت به وزن مشخص می‌شود. سازه برای این مقاومت طرح شده و زمان تناوب T_2 محاسبه می‌شود. با داشتن T_2 نقطه B و مقاومت و زمان تناوب جدید محاسبه می‌شود. این عمل آن‌قدر ادامه می‌یابد تا تغییر زمان تناوب قابل اغماض باشد. برای به دست آوردن نمودارهای مذکور می‌توان از مدل الاستوپلاستیک کامل استفاده نمود. البته با توجه به زوال مقاومت و سختی، می‌توان از مدل‌های پسماند کاهنده استفاده نمود و نمودارهای طراحی را برای سازه‌های کاهنده به دست آورد. در این روش طراحی نیازی به در نظر گرفتن ضریب رفتار نیست و میزان خرابی برای انواع سیستم‌های سازه‌ای یکسان خواهد بود. بدین ترتیب سیستم‌های ضعیفی همچون قاب خمشی به‌صورت خودکار حذف خواهند شد و یا برای تأمین سختی و مقاومت لازم ابعاد مقاطع آنها آن‌چنان افزایش خواهد یافت که عملکردشان مشابه دیوار برشی گردد.

حاکم بر ارتعاش سازه را در نظر می‌گیریم. می‌دانیم پاسخ دینامیکی دقیق $\bar{v}(t)$ از جمع آثار همه مدها در هر لحظه به دست می‌آید.

$$\bar{v}(t) = \bar{\Phi} \cdot \bar{Y}(t) \quad (17)$$

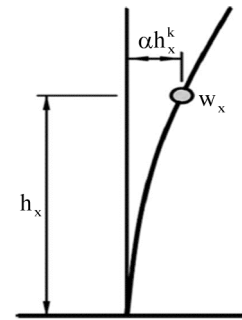
دامنه حرکت هر مد $y_i(t)$ برابر است با $z_i(t)$ که از حل معادله زیر به دست می‌آید که در آن فرکانس زاویه ای مد اول، و $\ddot{g}(t)$ شتاب زلزله می‌باشد.

$$\ddot{z}_i + 2\xi_i \omega_i \dot{z}_i + \omega_i^2 z_i = -\ddot{g}(t) \quad (18)$$

$$F_x = \omega^2 \alpha h_x^k \frac{w_x}{g}$$

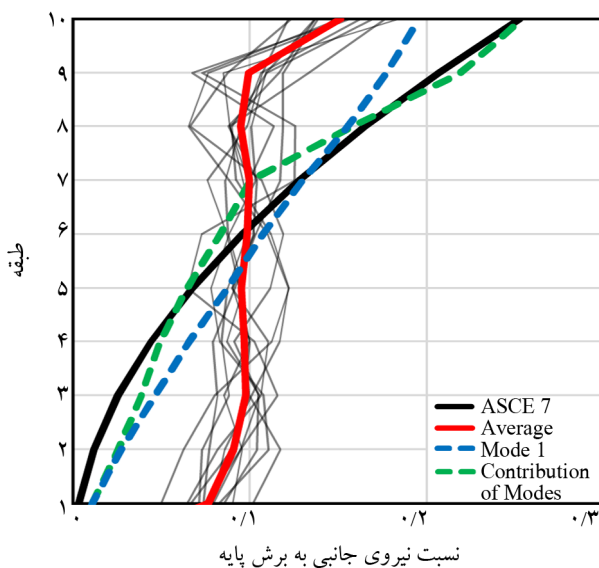
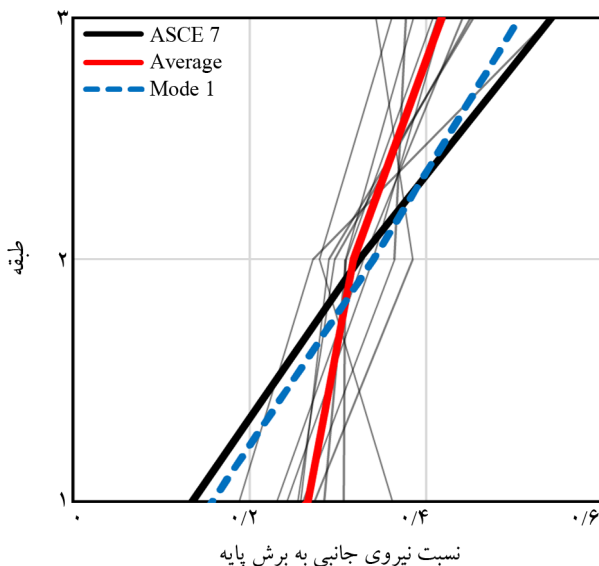
$$V_b = \sum_{i=1}^n \omega^2 \alpha h_i^k \frac{w_i}{g}$$

$$C_{vx} = \frac{F_x}{V_b} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k}$$



شکل (۳۲): توزیع نیروها بر اساس شکل مد اول (بازسازی شکل C12.8-3 آیین‌نامه (ASCE7-22, 2022)).

ایرادات متعددی به این توضیحات ASCE7 در مورد علت انتخاب رابطه مذکور برای توزیع نیرو وارد است. در ابتدا برای روشن شدن موضوع به ارائه نتایج تحلیل دینامیکی تعدادی ساختمان تحت زلزله‌های مختلف می‌پردازیم. این سازه‌ها متشکل از قاب‌های خمشی فولادی با تعداد طبقات مختلفند که طبق ضوابط آیین‌نامه ۲۸۰۰ طرح و تحت ۱۲ زلزله قرار گرفته‌اند. نتایج این تحلیل‌ها در شکل (۳۳) نشان می‌دهد توزیع نیروها در هیچ زلزله‌ای با توزیع آیین‌نامه انطباق ندارد. در هر دو سازه، نیروی اینرسی طبقات بالا در تقریباً همه زلزله‌ها کمتر از آیین‌نامه است. در طبقات پایین این روند معکوس می‌باشد. حتی میانگین پاسخ زلزله‌ها نیز هیچ تطابقی با توزیع مفروض آیین‌نامه ندارد.



شکل (۳۳): مقایسه توزیع نیروی اینرسی اسمی برای ساختمان‌های فولادی ۳ و ۱۰ طبقه با توزیع آیین‌نامه (ASCE7-22, 2022).

شکل (۳۴) توزیع نیروهای اینرسی اسمی برای سازه ۱۰ طبقه را در لحظه اوج برش طبقه اول نشان می‌دهد. در مدل ساده ASCE7 شکل توزیع نیرو در همه لحظات ثابت می‌ماند و همه طبقات در یک لحظه یکسان به اوج می‌رسند. به همین دلیل تفاوتی میان نیروهای اینرسی واقعی و نیروهای متناظر با برش اوج طبقات وجود ندارد و در نتیجه نیروهای برشی اوج طبقات می‌تواند از الگوی شکل اول به دست آید.

در سازه واقعی، مطابق شکل (۳۴) در لحظه اوج برش طبقه اول الزاماً برش در سایر طبقات به اوج نرسیده است و الگوی توزیع نیروهای اینرسی و برش طبقات در هر لحظه در تغییر است.

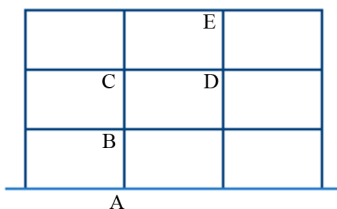
برای توضیح علت عدم هم‌زمانی لحظات اوج، معادلات

حالت کلی این دو شرط برقرار نیست هر چند گاهی ممکن است یکی از این دو شرط محقق شود. به همین ترتیب می‌توان نشان داد که لحظه اوج نیروهای اینرسی دو طبقه مختلف نیز می‌تواند متفاوت باشد. این موضوع را می‌توان به همه نیروها و تغییر شکل‌های سازه تعمیم داد. به‌عنوان مثال در سازه شکل (۳۵) این کمیت‌ها را در نظر بگیرید: لنگر ستون AB، نیروی محوری ستون AB، برش ستون BC، لنگر تیر CD و جابه‌جایی افقی نقطه E. در تحلیل استاتیکی معادل و با استفاده از الگوی توزیع بار آیین‌نامه، مقدار حداکثر همه این کمیت‌ها به راحتی قابل محاسبه است. ابتدا برای هر مد محاسبه می‌شود و پس از به دست آوردن نیروهای اینرسی و جابه‌جایی طبقات در هر مد، نیروها و تغییر شکل‌های سازه در آن مد قابل محاسبه خواهد بود و مقدار هر کمیت در زمان مشابه روابط زیر خواهد بود:

$$r(t) = \sum a_i z_i(t) = a_1 z_1(t) + a_2 z_2(t) + \dots \quad (23)$$

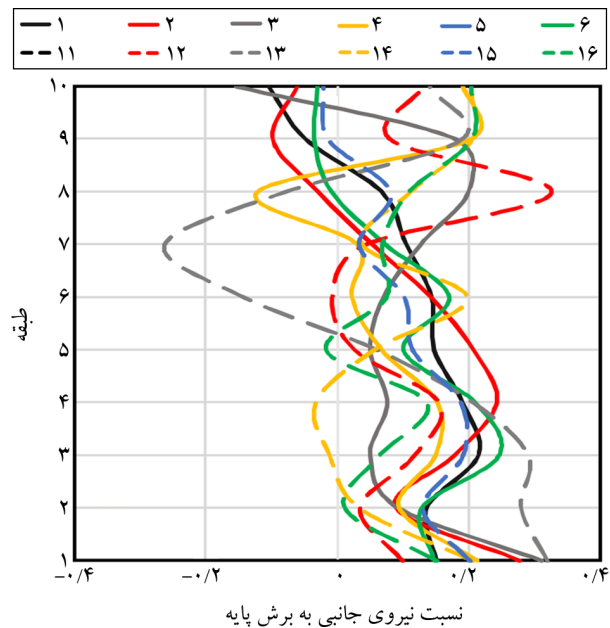
$$S(t) = \sum b_i z_i(t) = b_1 z_1(t) + b_2 z_2(t) + \dots$$

که r و S می‌توانند نیرو و جابه‌جایی سازه در هر نقطه یا عضو باشند. شرط هم‌زمانی مقادیر اوج این دو کمیت این است که یا همه مدها در یک لحظه به اوج برسند و یا اینکه ضرایب متناسب باشند، $b_i = ka_i$. با توجه به اینکه در حالت کلی هیچ‌یک از این دو شرط برقرار نیست، پس اصولاً نباید انتظار داشت با فرض یک الگوی بار اینرسی فرضی و تحلیل استاتیکی بتوان نیروها و جابه‌جایی‌های سازه را با همان دقت روش دینامیکی به دست آورد.



شکل (۳۵): ناهم‌زمانی لحظه اوج نیروهای داخلی.

آیین‌نامه ASCE7 تحلیل دینامیکی را برای همه سازه‌های مجاز و برای سازه‌های نامنظم و نیز سازه‌های منظم بلندتر از ۱۵ طبقه الزامی نموده است. با توضیحات فوق مشخص است که



شکل (۳۴): توزیع نیروی اسمی طبقات در لحظه اوج نیروی برشی طبقه اول در ۱۲ رکورد زلزله.

می‌توان نشان داد که نیروی اینرسی و جابه‌جایی هر طبقه در مد i برابرند با:

$$q_{ji} = \omega_i^2 m_j \varphi_{ji} \frac{\sum_{j=1}^n m_j \varphi_{ji}}{\sum_{j=1}^n m_j \varphi_{ji}^2} z_i(t) \quad (19)$$

$$v_{ji} = \frac{q_{ji}(t)}{m_j \omega_i^2} \quad (20)$$

m_j جرم طبقه j ام و φ_{ji} مؤلفه شکل مد i ام در طبقه j ام می‌باشد. پس نیروی اینرسی و برش طبقه j ام در هر لحظه برابر است با:

$$q_j(t) = q_{j1}(t) + q_{j2}(t) + \dots \quad (21)$$

$$v_j(t) = v_{j1}(t) + v_{j2}(t) + \dots = \quad (22)$$

$$\frac{1}{m_1 \omega_1^2} q_{j1}(t) + \frac{1}{m_2 \omega_2^2} q_{j2}(t) + \dots$$

شرط اینکه نیروی اینرسی و برش طبقه j ام با هم به اوج برسند این است که یا همه مدها به‌طور هم‌زمان در یک لحظه t_m حداکثر شوند که در این صورت مقدار حداکثر هر دو رابطه فوق در t_m به دست می‌آید، و یا اینکه همه ضرایب جملات رابطه دوم با هم برابر باشد یعنی $1/m_1 \omega_1^2 = 1/m_2 \omega_2^2 = \dots$

بدین ترتیب n معادله برای جرم‌های m_1 تا m_n به دست می‌آید که از حل آن جابه‌جایی‌ها، سرعت‌ها و نیروهای f_{Dj} و f_{sj} معین می‌شود. این الگوریتم بر پایه رفتار خطی سازه بنا شده است، زیرا f_{sj} در رابطه (۲۶) رابطه‌ای خطی با جابه‌جایی دارد. تسلیم هر یک از اجزای سازه در حالت کلی ماتریس سختی را کاهش می‌دهد.

این بدین معنا است که عناصر این ماتریس k_{ij} شروع به کاهش می‌کنند و به تدریج تعدادی از این عناصر صفر خواهند شد و رابطه (۲۶) تغییر می‌کند. مثلاً با تشکیل یک لولای خمیری در درجه آزادی ۲، نیروی انتقالی از آن به سایر درجات آزادی ثابت خواهند ماند و نیروی مقاوم در همه درجات آزادی به صورت زیر تغییر می‌کند:

$$f_{sj} = k_{1j}v_1(t) + f_{2jy} + k_{3j}v_3(t) + \dots + k_{nj}v_n(t) \quad (27)$$

بدیهی است معادلات دیفرانسیل حرکت ۲۴ نیز به تبع آن تغییر می‌کند و جابه‌جایی‌ها و نیروها نسبت به حالت خطی متفاوت خواهد بود. پس از تشکیل لولاهای خمیری به تعداد کافی و تسلیم کامل سازه، داریم:

$$f_{sj} = f_{1jy} + f_{2jy} + \dots + f_{njy} = f_{jy} \quad (28)$$

پس نیروی مقاوم سازه در همه درجات آزادی به حد تسلیم خود f_{1y} ، f_{2y} ، ... رسیده و با جمع جبری این مقادیر (که برخی ممکن است منفی باشند) برش تسلیم طبقه زام به دست می‌آید. پس می‌توان نتیجه گرفت که پس از تسلیم سازه، نیروهای زلزله صرفاً تابع مقاومت سازه بوده و هیچ وابستگی به زلزله ندارند و مود ارتعاشی چندان نقش مشخصی ندارد زیرا معادله ۲۷ از محدوده خطی خارج شده و مدهای ارتعاشی در هر لحظه تغییر می‌کنند. برش هر طبقه تحت یک زلزله دلخواه همواره کمتر و یا مساوی برش تسلیم آن طبقه است. شکل (۳۷) به خوبی صحت این مطلب را نشان می‌دهد. قاب ده طبقه فولادی طبق آیین‌نامه ASCE7 طراحی و تحت زلزله‌های مختلف قرار گرفته است. نتایج نشان می‌دهد در تمام طبقات برش ایجاد شده در کلیه زلزله‌ها کمتر یا برابر برش طرح است.

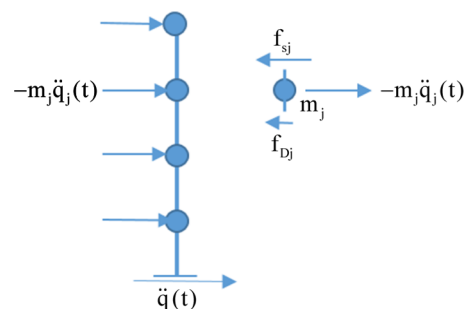
تحلیل سازه به دو روش استاتیکی و دینامیکی قاعده‌تأ نمی‌تواند همواره به پاسخ یکسانی منجر شود اعم از اینکه سازه منظم باشد یا نامنظم، بلندتر از ۱۵ طبقه باشد یا کوتاه‌تر. در این صورت این پرسش مطرح می‌شود که توجیه اینکه تحلیل دینامیکی فقط برای گروهی از سازه‌ها الزامی شده چیست؟ و مرز این محدودیت‌ها برای روش استاتیکی معادل بر چه اساسی تعیین گردیده است؟ جستجویی برای یافتن مستندات در این باره تاکنون به نتیجه‌ای نرسیده است. از سوی دیگر، استفاده از این دو روش در سازه‌های منظم و کوتاه‌تر از ۱۵ طبقه به نتایج و طرح‌های متفاوتی منجر می‌شود. پرسش این است که کدام یک از این دو از حاشیه اطمینان بیشتری برخوردارند؟ در ادامه به بررسی این دو پرسش می‌پردازیم. دیدیم که توزیع نیرو در روش استاتیکی معادل بر اساس مدلی از مد اول، و در روش دینامیکی بر اساس مشارکت همه مدها صورت می‌گیرد که هر دو بر پایه رفتار خطی سازه استوار است. آیین‌نامه اثر تسلیم را به صورت تقسیم نیروها به ضریب رفتار، و هم‌پایه کردن برش پایه روش دینامیکی به استاتیکی در نظر گرفته است. می‌دانیم در یک سازه (شکل ۳۶) تحت زلزله‌ای با شتاب $\ddot{q}_j(t)$ ، معادله دیفرانسیل حاکم بر حرکت جرم m_j عبارت است از:

$$m_j \ddot{v}_j(t) + f_{Dj} + f_{sj} = -m_j \ddot{q}_j(t) \quad (24)$$

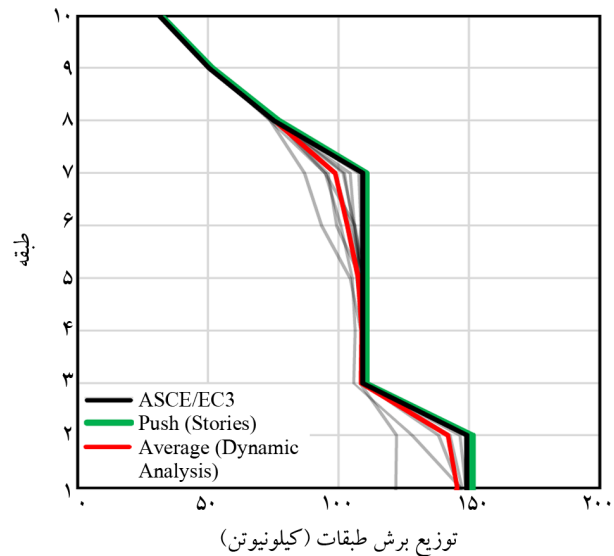
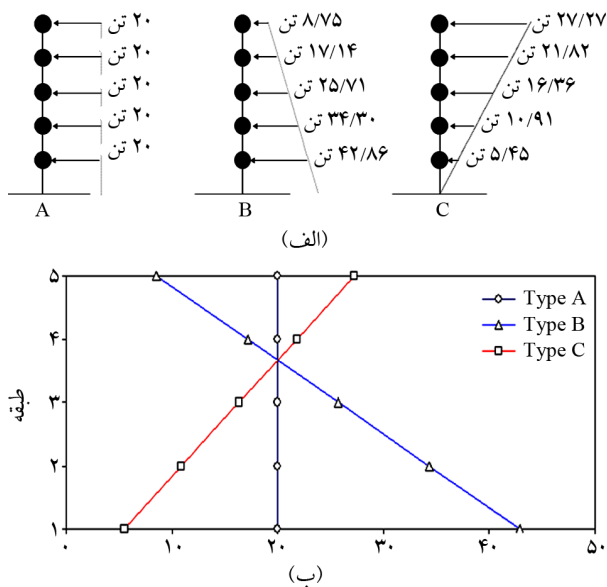
f_{Dj} نیروی میرایی و f_{sj} نیروی مقاوم سازه‌اند که در بازه ارتجاعی برابرند با:

$$f_{Dj} = c_{1j} \dot{v}_1(t) + c_{2j} \dot{v}_2(t) + \dots + c_{nj} \dot{v}_n(t) \quad (25)$$

$$f_{sj} = k_{1j}v_1(t) + k_{2j}v_2(t) + \dots + k_{nj}v_n(t) \quad (26)$$



شکل (۳۶): نیروهای وارد به جرم m_j .



شکل (۳۷): مقایسه برش طبقات در زلزله‌های مختلف با نیروی آیین‌نامه.

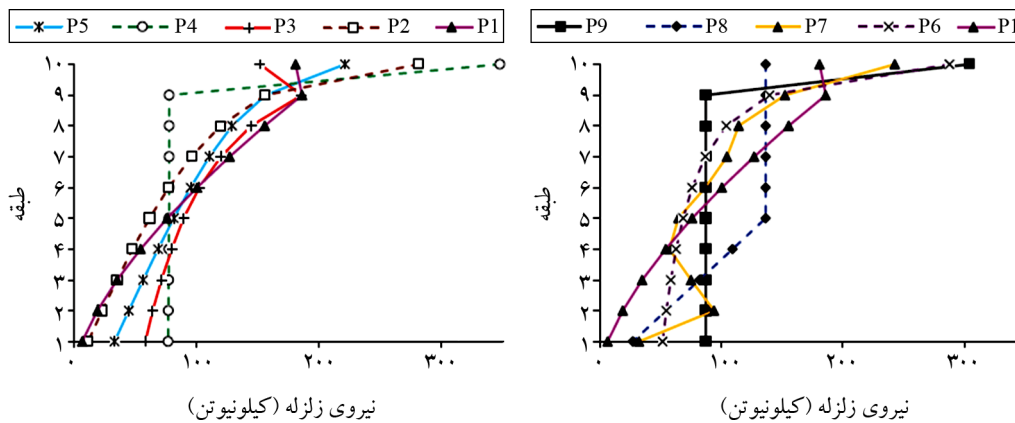
شکل (۳۸): نیروهای اینرسی اسمی متناظر با برش ایجاد شده در طبقات در زلزله نورث‌ریج.

مقاومت و سختی در سازه. استفاده از الگوهای توزیع مختلف و یا توزیع بر اساس تحلیل دینامیکی خطی همگی منجر به آرایش خاصی از توزیع مقاومت و سختی می‌شوند. سازه‌هایی که بر اساس این الگوها طرح شده‌اند در معرض زلزله دچار مقداری خرابی می‌شوند. الگویی مناسب‌تر است که منجر به خرابی کمتری شود. بر همین اساس محققان به جستجوی الگوهای پرداخته‌اند که بتوانند از الگوی توزیع متداول بهتر عمل کنند. نمونه‌ای از این الگوها در نمودارهای P2 تا P9 شکل (۳۹) به نقل از این محققان آمده است (Goel et al., 2010; Hajirasouliha & Moghadam, 2009; Park & Medina, 2007; BJI, 1997; Deguchi et al., 2008; Kato et al., 1982; Motamedi & Nateghi, 2008; Moghaddam & Karami, 2006). در این شکل الگوی توزیع ASCE7 (ASCE7-22, 2022) می‌باشد. به منظور ارزیابی این الگوها، تعدادی قاب خمشی فولادی بر اساس این الگوها طرح و در معرض زلزله‌های مختلف قرار گرفت (Moghaddam, 2018).

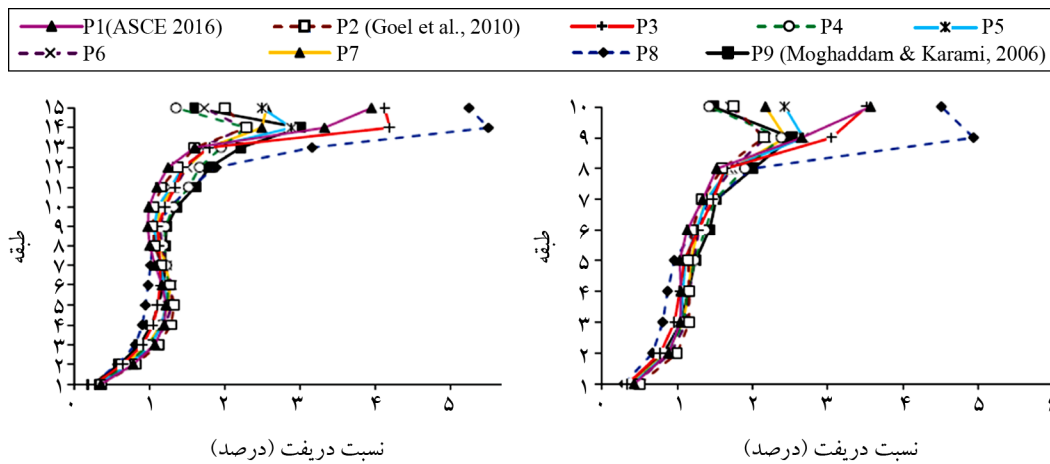
میانگین انحراف (دریافت) این سازه‌ها در شکل (۴۰) نشان می‌دهد که برخی از الگوها نسب به آیین‌نامه و بقیه الگوها عملکرد بهتری داشته‌اند.

تا اینجا مشخص شد بروز تسلیم سازه دقت تحلیل دینامیکی خطی در برآورد نیروها و جابه‌جایی‌ها به شدت متأثر می‌سازد، پرسش این است که کدام روش نیروهای ایجاد شده در زلزله را بهتر برآورد می‌کند؟ برای این منظور یک سازه ۵ طبقه برشی با سه الگوی توزیع نیرو مطابق شکل (۳۸-الف) طرح شد و در معرض زلزله نورث‌ریج قرار گرفت. آنگاه به کمک مقادیر به دست آمده برای برش طبقات، نیروهای اینرسی اسمی متناظر با نیروهای برشی محاسبه و در شکل (۳۸-ب) نشان داده شد. ملاحظه می‌گردد که نیروهای اینرسی اسمی ایجاد شده برای هر یک از این مدل‌ها عیناً مانند مدل مزبور است. پس دقت هر سه الگو در پیش‌بینی نیروهای ایجاد شده در زلزله ۱۰۰ درصد بوده است. این تحلیل برای زلزله‌های دیگری نیز انجام و عیناً همین نتیجه تکرار آمد. پس می‌توان نتیجه گرفت نیروهای ایجاد شده پس از تسلیم ربطی به زلزله نداشته و عیناً مانند الگوی توزیع نیروی به کار رفته در طراحی می‌باشند. از این رو، هر دو روش استاتیکی و دینامیکی خطی نیروهای زلزله را با دقت کامل برآورد می‌کنند. در اینجا این سؤال پیش می‌آید که کدام بهتر است؟

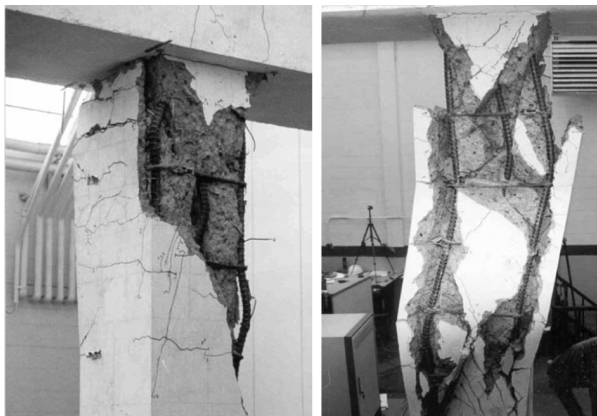
ارزیابی الگوی توزیع نیرو بر اساس توفیق آن در کاستن از خرابی‌های زلزله انجام می‌شود نه برآورد درست نیروهای ایجاد شده در زلزله. الگوی توزیع در واقع ابزاری است برای توزیع



شکل (۳۹): الگوهای توزیع بار ارائه شده توسط محققان مختلف.



شکل (۴۰): میانگین انحراف مدل‌های قاب خمشی فولادی طراحی شده با الگوهای توزیع مختلف.



(الف) نمونه تحت نیروی فشاری زیاد (ب) نمونه تحت نیروی فشاری کم

شکل (۴۱): شکست فشاری ستون بتنی تحت جابه‌جایی جانبی (Sezen, 2002).

الوود (Elwood & Moehle, 2003) مشاهدات خود را از زوال مقاومت ستون‌های بتنی در آزمایش‌های میز لرزه چنین بیان می‌کند: نتایج نشان داد رفتار قاب بستگی به تنش فشاری

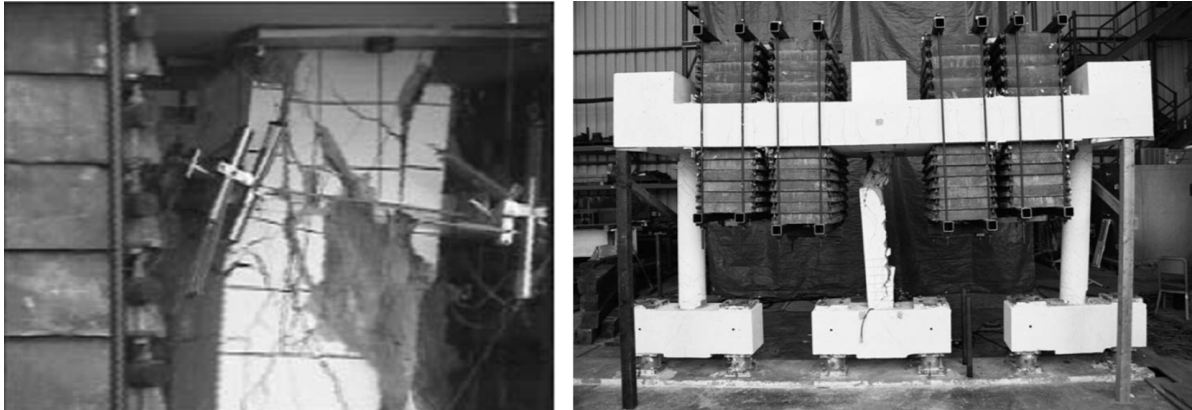
۱۹- پدیده زوال ستون و شکست پنکیکی قاب‌های بتنی

آزمایش نشان می‌دهد هنگامی که ستون بتنی تحت بار جانبی قرار می‌گیرد با افزایش جابه‌جایی لحظه‌ای فرا می‌رسد که مقاومت فشاری ستون به کلی از دست می‌رود و تحت بار محوری وارد فروریزد. این پدیده توسط محققان مختلف مشاهده و گزارش شده است از جمله سوسیانواتی و پارک (Soesianawati et al., 1986)، و نتایج آزمایش سزن در شکل (۴۱) نشان داد با افزایش نیروی فشاری ستون احتمال خرابی آن بیشتر می‌شود (Sezen, 2002).

در اثر زوال مقاومت فشاری ستون، ساختمان‌های بتنی مطابق شکل (۲۷) دچار شکست پنکیکی می‌شوند، پدیده‌ای که به کرات در زلزله‌های سهمگین مشاهده شده و موجب تلفات جانی و خسارات فراوانی بوده است.

مقطع تحت تنش فشاری یکنواخت است (گام اول). با اعمال بار جانبی و قبل از رسیدن کرنش تار انتهایی به حد خردشدگی، توزیع تنش مطابق گام دوم می‌باشد. بتن پوسته با رسیدن به کرنش خردشدگی فرو می‌ریزد و تنش‌ها به داخل هسته جابه‌جا می‌شوند (گام سوم).

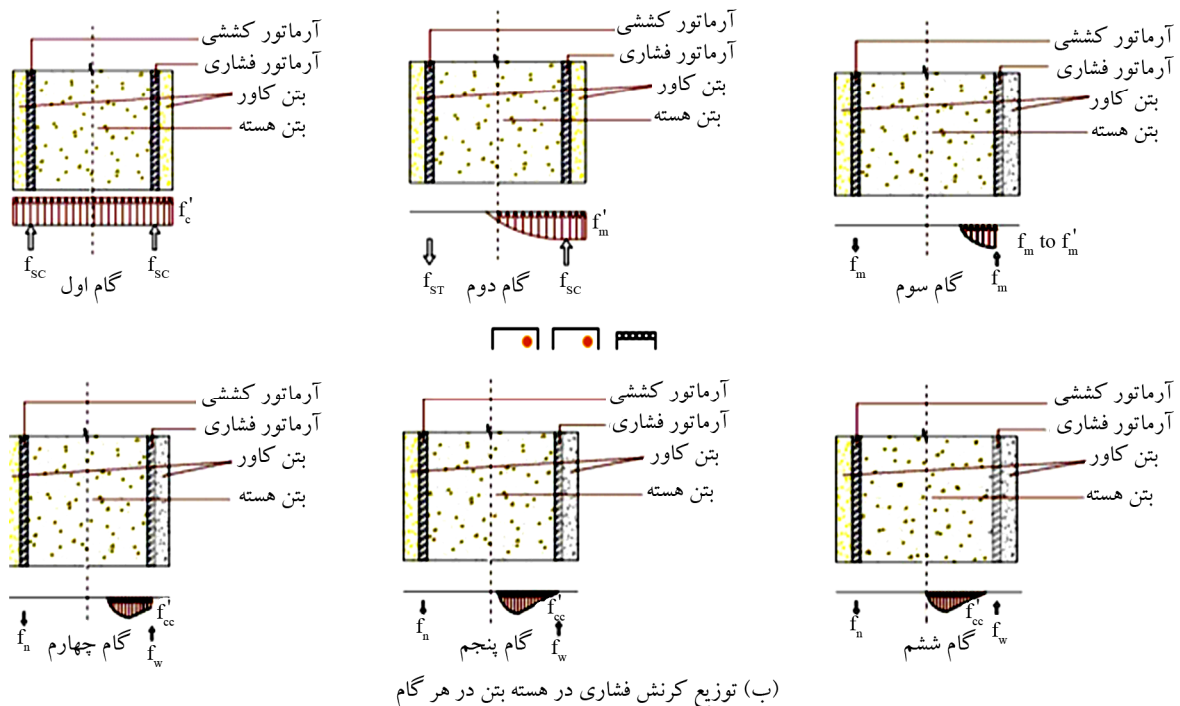
اولیه ستون‌ها دارد. ستون با بار فشاری کمتر دچار زوال مقاومت فشاری نشد، اما ستون با بار فشاری بیشتر در جابه‌جایی کمتری نسبت به اولی، در اثر شکست فشاری فرو ریخت (شکل ۴۲). شکل (۴۳) چگونگی زوال مقاومت محوری را نشان می‌دهد (Moghaddam & Samadi, 2012). قبل از اعمال بار جانبی،



شکل (۴۲): زوال مقاومت فشاری در ستون بتنی تحت زلزله (آزمایش میز زلزله).



(الف) افزایش کرنش فشاری در اثر انحراف (دریفت)



(ب) توزیع کرنش فشاری در هسته بتن در هر گام

شکل (۴۳): شکست تدریجی بتن هسته با افزایش انحراف ستون.

راهبرد اول منجر به معرفی قاب‌های ویژه شده است که در آن با اعمال شرط قوی‌تر بودن ستون از تیر و برخی ضوابط دیگر از تشکیل لولا در ستون جلوگیری می‌شود و بدین وسیله پایداری سازه زیر اثر نیروی پایستار وزن تأمین می‌گردد. باید دانست این راهبرد دارای حساسیت فوق‌العاده و صعوبت زیادی است و خطاهای گوناگون در مراحل طراحی و اجرا می‌تواند باعث شود لولا به جای تیر در ستون تشکیل شده و مخاطرات مذکور را در بر داشته باشد. مضافاً در مرحله طراحی تأمین شرط قوی‌تر بودن ستون با استفاده از میلگردهای طولی منجر به تراکم بالای میلگرد شده و کار بتن‌ریزی را دشوار می‌سازد.

راهبرد دوم معمولاً در مقاوم‌سازی و با استفاده از پلیمر الیافی و روش‌های مشابه استفاده می‌شود. تحقیقات گسترده نشان داده است این روش‌ها می‌تواند ظرفیت دوران لولای خمیری را به‌طور قابل توجهی افزایش داده و پایداری قاب بتنی را در زلزله‌های مهیب تأمین نماید. علیرغم کارایی بالای این راهبرد، متأسفانه در حال حاضر استفاده از آن منحصراً به بخش مقاوم‌سازی محدود است. در راهبرد سوم همان‌طور که دیدیم با استفاده سیستم‌های سخت همچون میانقاب و یا دیوار برشی سختی و مقاومت جانبی افزایش و دوران ایجاد شده در لولاها کاهش می‌یابد.

۲۱- مزیت‌های نسبی دیوار برشی

محققانی مانند پاولی و پریستلی (Paulay & Priestley, 1992) دیوار برشی را به‌عنوان سیستم لرزه برتر در مقالات و کتب خود معرفی نموده‌اند. در معرفی دیوار برشی به‌عنوان سیستم لرزه برتر اندرو چارلسن (Charleson, 2008) چنین می‌گوید: در میان انواع سیستم‌های لرزه بر، دیوار برشی بهترین عملکرد را داشته است. در زلزله‌های مخرب، دیوارهای برشی، حتی اگر فاقد دیتیلینگ مناسب باشند، مانع فرو ریختن ساختمان‌ها شده‌اند. این عملکرد خوب باعث شده است مهندسان سازه مجرب دیوار برشی را به‌عنوان سیستم برتر معرفی نمایند. مارک فینتل مهندس صاحب نام با مطالعه عملکرد دیوارهای برشی در یک دوره سی ساله معتقد است ساختمان‌های بتنی

در گام‌های بعد، با افزایش جابه‌جایی جانبی ستون کرنش در نقاط انتهایی به حد خردشدگی می‌رسد و پس از خرد شدن بتن، تنش به نقاط مجاور منتقل می‌شود و محور خنثی به سمت مرکز مقطع جابه‌جا می‌شود. کاهش ظرفیت فشاری ستون در هر گام به خوبی قابل مشاهده است. خرد شدن تدریجی بتن هسته باعث کاهش مهارشدگی تنگ‌ها و کمانش میلگردهای فشاری می‌شود. بدین ترتیب ظرفیت فشاری مقطع که متکی به مقاومت فشاری میلگردها و بتن است به شدت کاهش می‌یابد به طوری که ستون تحت بار وزنی فرو می‌ریزد.

۲۰- راهکارهای کاهش خطر قاب بتنی

افزودن سیستم‌های سخت مانند دیوار برشی، میانقاب و مهاربند راهکار مناسبی برای کاهش جابه‌جایی جانبی و مخاطرات ناشی از آن است. کاهش جابه‌جایی جانبی باعث کاهش دوران تیرها و ستون‌ها، و تخریب ناشی از تشکیل لولاها شکست، کم شدن کرنش در تیرها و ستون‌ها، کاستن روند زوال مقاومت فشاری ستون‌ها، و ممانعت از خردشدگی پوسته ستون‌ها و تیرها می‌گردد. افزون بر این، تیغه‌ها و سایر اجزای غیر سازه‌ای مانند نما، درب‌ها و پنجره‌ها آسیب کمتری می‌بینند. در شکل (۲۰) دیدیم چگونه با افزودن دیوار برشی انحراف طبقه از ۴/۵ درصد به ۰/۵ درصد، و کرنش ستون از ۲۵۰۰۰ به ۲۰۰۰ میکرو استرین کاهش یافت. بتن غیر مسلح پوشش ستون می‌تواند به خوبی این میزان کرنش را تحمل کند و قاب بتنی به علت استفاده از دیوار برشی بدون هیچ آسیب جدی از گزند زلزله بم با شتاب اوج $0.78g$ در امان بماند.

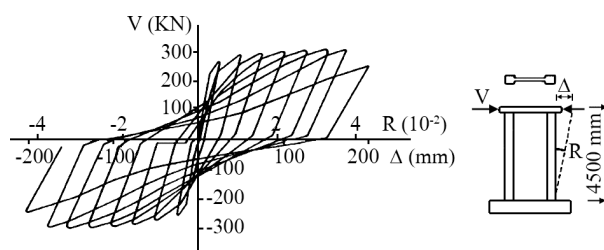
دیدیم تشکیل لولای خمیری در ستون‌های بتنی که می‌تواند به ناپایداری ستون و فروریزی ساختمان بیانجامد. به‌طور کلی خطر لولای خمیری در ستون را می‌توان با راهبردهای مختلف زیر مهار نمود:

۱. انتقال لولا از ستون به تیر
۲. انجام محصورشدگی بیرونی برای افزایش ظرفیت دوران خمیری
۳. کاهش دوران طلب با افزودن سیستم‌های لرزه بر سخت.

افزایش مقدار بتن مقطع کار تحمل تنش‌های فشاری ناشی از کنش مزبور را آسان‌تر نموده و بدین ترتیب، شکل‌پذیری افزایش می‌یابد.

۲۲- شکل‌پذیری دیوار برشی

همان‌طور که دیدیم مارک فینتل دیدگاه منفی آیین‌نامه‌ها را نسبت به دیوار برشی فاقد پشتوانه علمی می‌داند اما متأسفانه به نظر می‌رسد این باور غلط به‌طور گسترده‌ای از آمریکا به همه‌جا منتقل شده و حتی در آموزش‌های مهندسی نیز رسوخ نموده است و در نتیجه بسیاری از مهندسان چنین می‌پندارند که شکل‌پذیری دیوار برشی در مقایسه با قاب بسیار کمتر است. این باور به‌هیچ‌وجه صحیح نیست و علاوه بر عملکرد سازه‌ها در زلزله‌های گذشته، آزمایش‌ها نیز مؤید این حقیقتند که پس از ورود به بازه غیرارتجاعی، دیوار برشی مقاومت خود را در چرخه‌های بارگذاری بسیار بهتر از قاب حفظ نموده و جابه‌جایی خمیری بزرگ‌تری را می‌تواند تحمل نماید. از این مهم‌تر آنکه پدیده مهلک زوال مقاومت فشاری که در ستون‌ها رخ می‌دهد در دیوار برشی موضوعیت ندارد. نتایج آزمایش (Fiorato, 1976) در شکل (۴۴) نشان می‌دهد که دیوار بتنی به ارتفاع ۴/۵ متر توانسته مقاومت خود را تا انحراف حدود ۴ درصد حفظ کند درحالی‌که قبلاً دیدیم ستون بتنی در گریز کمتر از ۲ درصد بتن پوسته را از دست داد و به آستانه فروریزش نزدیک شد. در شکل (۴۵) (Zhang & Wang, 2000)، دیوار چرخه‌های جابه‌جایی تا ۲۵ میلی‌متر را به‌راحتی تحمل کرده است که با توجه به ارتفاع مؤثر ۱۵۰۰ میلی‌متر، معادل انحراف ۱/۷ درصد است.



شکل (۴۴): رفتار پسماند دیوار برشی در حالت شکست خمشی.

بدون دیوار برشی قادر نیستند در زلزله‌های بزرگ پایدار بمانند. از نظر چارلسن، سختی، برتری فنی، صرفه اقتصادی و سادگی اجرا از مزایای اصلی دیوار برشی‌اند و به معماران توصیه می‌کند در طرح‌های خود اول از همه به سراغ دیوار برشی بروند. مارک فینتل (Fintel, 1995) عملکرد دیوارهای برشی در زلزله‌های مخرب و مهیب طی یک دوره سی‌ساله از ۱۹۶۰ تا ۱۹۹۰ را بررسی و قابلیت اعتماد چشمگیر این سیستم را مورد تأکید قرار داده است. وی با تأسف خاطر نشان نموده که دیدگاه منفی در آیین‌نامه‌ها نسبت به دیوار برشی فاقد پایه علمی و تحقیقاتی است. مزیت دیگر دیوارهای برشی این است که چنانچه با آرایش مناسبی در سازه توزیع شوند می‌توانند سختی و مقاومت پیچشی قابل توجهی را ایجاد نموده و تغییرشکل‌های پیچشی ناشی از نامنظمی احتمالی سازه را به حداقل رسانده و رفتار لرزه‌ای آن را بهبود بخشند.

باید توجه داشت که محول نمودن بخش بزرگی از سهم بار جانبی به دیوار برشی و میانقاب، و کاهش سهم قاب‌ها باعث صرفه‌جویی قابل ملاحظه‌ای در مصرف میلگرد است. تحمل لنگر ناشی از نیروی زلزله مستلزم استفاده از حجم زیادی از میلگرد طولی در تیرها و ستون‌ها می‌باشد و با کاهش لنگرها: (۱) صرفه‌جویی زیادی به عمل می‌آید، (۲) کار بتن ریزی آسان‌تر شده و بتن جای میلگردها را در نواحی لولای خمیری پر می‌کند. در توجیه علت صرفه‌جویی اقتصادی توجه به این نکته مفید است که در دیوار برشی، بازوی لنگر ده‌ها برابر ستون بتنی است و این باعث می‌شود کارایی دیوار و میلگردهای طولی آن برای مقابله با کنش زلزله بسیار بیشتر از قاب باشد. در مورد علت افزایش شکل‌پذیری سیستم دوگانه، علاوه بر شکل‌پذیری زیادی دیوارهای برشی که در بخش بعد ذکر شده، باید دانست که با کاهش تراکم میلگرد طولی، شکل‌پذیری قاب بیشتر می‌شود زیرا حجم بالای میلگرد طولی در ستون و تیر تأثیری منفی بر شکل‌پذیری قاب دارد. در واقع در لولاهای خمیری، کاهش مقدار میلگرد طولی از یکسو باعث کاهش نیروی فشاری ناشی از کنش اهرمی میلگردهای کششی می‌گردد و از سوی دیگر

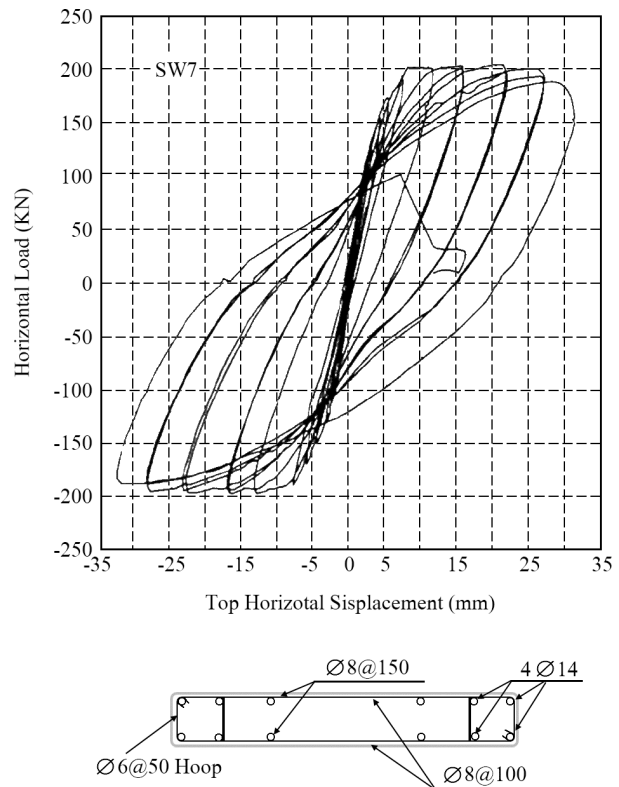
شکل‌پذیری نام گرفت. در این مقاله رابطه شکل‌پذیری و مقاومت مورد بحث قرار گرفته است.

۳. آیین‌نامه‌های نسل دوم از میانه سال‌های ۱۹۸۰ تاکنون بر پایه روش پیشنهادی ATC (ATC, 1978) بنا شده‌اند. در این روش، نیروی ارتجاعی زلزله از ضرب شتاب زمین در ضریب بازتاب محاسبه و بر عددی فرضی بنام ضریب رفتار تقسیم می‌شود تا نیروی زلزله طرح به دست آید.

۴. علیرغم تغییرات ظاهری زیاد، نیروی زلزله طرح در آیین‌نامه‌های نسل دوم نسبت به قبل تغییر چندانی نکرده است. شتاب پایه بسیار کمتر از مقادیر واقعی است، طیف بازتاب صرفاً از ضرب عددی اختیاری در ضریب زلزله آیین‌نامه‌های نسل اول به دست آمده و تفاوت فاحشی با طیف زلزله‌های واقعی دارد، این عدد اختیاری ضریب رفتار نامیده شد.

۵. تغییرات ضرایب رفتار و وضع محدودیت‌های ارتفاعی و سایر الزامات در آیین‌نامه‌های نسل دوم حاصل آرای اعضای کمیته‌های مربوطه و متکی به فرضیاتی است که اساس درستی ندارند و چندان قابل اتکا نمی‌باشند. این فرضیات عبارتند از: (۱) مقادیر پیشنهادی ATC (ATC, 1978) کم‌ویش درست است و متضمن ایمنی ساختمان می‌باشد، (۲) با اعمال ضوابط لرزه‌ای آیین‌نامه‌های طراحی، شکل‌پذیری ساختمان‌ها تأمین می‌شود. از این رو، ضرایب رفتار فعلی چون بر پایه شکل‌پذیری سازه‌های تحت پوشش آیین‌نامه تنظیم نشده‌اند همچنان که دیدیم درجه اطمینان مشابهی را فراهم نمی‌سازد و قاب‌های بتنی نسبت به سیستم‌های سخت نظیر دیوار برشی حاشیه اطمینان بسیار کمتری دارند.

۶. برای تضمین ایمنی سازه در زلزله، باید ضریب رفتار به نحوی محاسبه شود که شکل‌پذیری طلب از ظرفیت شکل‌پذیری سازه تجاوز نکند. ATC نه راهکاری برای محاسبه ظرفیت شکل‌پذیری ارائه نمود و نه اطلاعاتی پیرامون مقدار شکل‌پذیری مورد نیاز سازه‌های تحت



شکل (۴۵): رفتار پسماند دیوار برشی با شکست خمشی. ابعاد دیوار ۱۵۰۰×۷۰۰×۱۰۰ میلی‌متر (ارتفاع، طول و ضخامت)، مقاومت فشاری بتن و تنش تسلیم میلگردها ۲۹/۷ و ۴۰۵ نیوتن بر میلی‌متر مربع (Zhang & Wang, 2000).

۲۳- جمع‌بندی

در این گفتار دیدیم که:

۱. آیین‌نامه‌های لرزه‌ای نسل اول در سال ۱۹۰۹ با گزارش پنتی در ایتالیا آغاز و تا میانه سال‌های ۱۹۸۰ نقش مهمی در کاهش خسارات و تلفات زلزله داشتند. نیروی زلزله مفروض هیچ ربطی به واقعیت نداشت اما الزام برای انجام محاسبات زلزله موجب کنار گذاشتن سازه‌های بنایی و رواج گسترده سیستم‌های قابل محاسبه همچون دیوار برشی، مهاربند و قاب شد که به علت شکل‌پذیری ذاتی عملکرد نسبتاً مناسب‌تری در زلزله داشتند.
۲. تحقیقات علمی در فاصله سال‌های ۱۹۶۰-۱۹۸۰ نشان داد نیروی زلزله واقعی می‌تواند بسیار بیشتر از مقادیر مفروض آیین‌نامه باشد اما سازه به شرط ظرفیت کافی برای پذیرش تغییرشکل‌های خمیری می‌تواند پایدار بماند. این ویژگی

تسلیم، توزیع نیروهای داخلی عیناً مانند الگوی توزیع نیروی طرح است. ارزیابی الگوی توزیع نیرو بر اساس انحراف (دریفت) است و تحقیقات نشان داده است طرح با روش دینامیکی خطی الزاماً به انحراف کمتری منجر نمی‌شود.

References

مراجع

ASCE Joint Committee on Lateral Forces (2000). Earthquake forces for the lateral force code. *Structural Design of Tall Building*, 9, 49-64.

ASCE7-22. (2022). *Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and other Structures*. American Society of Civil Engineers.

ATC. (1978). *Tentative Provisions for the Development of Seismic Regulations for Buildings (ATC 3-06)*. Washington: Applied Technology Council.

Biot, M. (1941). A mechanical analyzer for the prediction of earthquake stresses. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 31.

BJI. (1997). *Seismic Provisions for Design of Building Structures*. Tokyo, Japan, Building Center of Japan.

Campbell, K.W., & Bozorgnia, Y. (2014). NGA-West2 ground motion model for the average horizontal components of PGA, PGV, and 5% damped linear acceleration response spectra. *Earthquake Spectra*, 30(33), 1087-1115.

Charleson, A. (2008). *Seismic Design for Architects*. Elsevier.

Deguchi, Y., Kawashima, T., Yamanari, M., & Ogawa, K. (2008). Seismic design load distribution in steel frame. *14th World Conference on Earthquake Engineering*. Beijing, China.

Elwood, K.A., & Moehle, J.P. (2003). *Shake Table Tests and Analytical Studies on the Gravity Load Collapse of Reinforced Concrete Frames*. University of California, PEER. Berkley: University of California.

Fajfar, P. (2018). Analysis in seismic provisions for building: past, present and future. *Bull Earthquake Engineering*, 16, 2567-2608.

Fajfar, P., Vidic, T., & Fischinger, M. (1989). Seismic demand in medium-and-long-period structures. *Eq. Eng. And Str. Dyn*, 18, 1133-1144.

پوشش، از این رو، وضعیت ایمنی و ضریب اطمینان سازه‌ها علیرغم تضمین‌های تصریح شده در آیین‌نامه مشخص نیست زیرا ضرایب رفتار صرفاً اعدادی فرضی‌اند. البته ضوابط لرزه‌ای آیین‌نامه‌های فولاد و بتن هر از گاه با بهره‌گیری از یافته‌های تحقیقاتی و با هدف افزایش شکل‌پذیری و جلوگیری از بروز مدهای شکست ترد و نامطلوب بروز می‌شود. این ضوابط بیشتر جنبه تجویزی داشته و هنوز روشی برای محاسبه شکل‌پذیری سازه‌های فولادی و بتنی در دسترس مهندسان قرار ندارد.

۷. زوال مقاومت فشاری ستون‌های بتنی و جهش کرنش در اتصالات فولادی مدهای شکست خطرناکی هستند که باید با وضع ضوابط مناسب کنترل شوند.

۸. خطر فروریزی پنکیکی قاب‌های بتنی که شهرها و روستاها را تهدید می‌کند می‌تواند با به کارگیری سیستم‌های سخت مانند دیوار برشی و میانقاب مهار شود زیرا به کارگیری سیستم‌های سخت مانند دیوار برشی، میانقاب و مهاربند راهکار مناسبی برای کاهش انحراف (دریفت) و مخاطرات ناشی از آن است. تقلیل انحراف باعث کاهش دوران تیرها و ستون‌ها، و تخریب ناشی از تشکیل لولاهای شکست، کم شدن کرنش در تیرها و ستون‌ها، کاستن روند زوال مقاومت فشاری ستون‌ها، و ممانعت از خردشدگی پوسته ستون‌ها و تیرها می‌گردد.

۹. انحراف (دریفت) شاخص مناسبی برای سنجش خسارات سازه‌ای و غیرسازه‌ای است. نسل آینده آیین‌نامه‌های لرزه‌ای با تهیه طیف انحراف بر حسب مقاومت و زمان تناوب زمینه طراحی بر اساس تغییرشکل را فراهم سازند. در این صورت بدون نیاز به استفاده از ضریب رفتار می‌توان سازه‌ها را طوری طرح کرد که خسارات آنها در زلزله همسنگ باشد.

۱۰. تحلیل سازه به دو روش استاتیکی و دینامیکی الزاماً به نتیجه یکسانی منجر نمی‌شود اعم از اینکه سازه منظم باشد یا نامنظم، بلندتر از ۱۵ طبقه باشد یا کوتاه‌تر. اما دقت این دو روش در برآورد نیروهای داخلی تفاوتی ندارد زیرا پس از

- the seismic design of buildings. *Earthquake Engineering and Struct. Dyn.*, 25(8), 837-856.
- Mander, B.J., Priestley, J.N., & Park, R. (1988). Theoretical stress-strain model for confined concrete. *ASCE J. Struct. Eng.*, 114(8), 1804-1826.
- Mehdizad, S., & Moghaddam, H. (2005). Behaviour of square concrete columns strengthened with carbon fiber reinforced polymer (CFRP) strips. *Proc. of the International Conference on Concrete Repair, Rehabilitation and Retrofitting*, Cape Town, South Africa, 21-23 Nov, 1273-1278.
- Miranda, E. (1993). Site-dependent strength-reduction factors. *ASCE, J. Str. Eng.*, 115(12), 3503-3519.
- Miranda, E., & Bertero, V. (1994). Evaluation of strength reduction factors for earthquake-resistant design. *Earthquake Spectra*, 10(2), 357-379.
- Moghaddam, H. (1994). *Seismic Design of Masonry Buildings*. Sharif University Publication, Tehran (in Persian).
- Moghaddam, H. (2002). *Earthquake Engineering, Theory And Application*. Farahang Pub, Tehran (in Persian).
- Moghaddam, H. & Pirayegar, S. (2008). Strain rise phenomenon in rigid steel connections. *4th National Congress of Civil Engineering*, University of Tehran (in Persian).
- Moghaddam, H. (2018). More efficient lateral load patterns for seismic design of steel moment-resisting frames. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Structures and Buildings*, 171(6), 487-502.
- Moghaddam, H., & Karami, R. (2006). More efficient seismic loading for multidegrees of freedom structures. *Journal of Structural Engineering ASCE*, 132(10), 1673-1677.
- Moghaddam, H., & Mehdizad, S. (2007). Experimental and analytical investigation of square RC columns retrofitted with pre-stressed FRP strips. Greece.
- Moghaddam, H., & Karbalaei, M. (2016). *9th National Congress of Civil Engineering, Mashhad*. University of Ferdowsi (in Persian).
- Moghaddam, H., & Sadrara, A. (2021). Seismic performance of stainless-steel built-up box columns subjected to constant axial loads and cyclic lateral deformations. *Structures*, 33, 4080-4095.
- Farajpour, Z., Pezeshk, S., & Zare, M. (2019). A new empirical ground-motion model for Iran. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 109(2), 732-744.
- Fema-P695. (2009). *Quantification of Building Seismic Performance Factors*. Federal Emergency Management Agency.
- Fintel, M. (1995). Performance of Buildings with Shear Walls in Earthquakes of the Last Thirty Years. *PCI Journal*, 40(3), 62-80.
- Fiorato, A.e. (1976). Reversing load tests of five isolated structural walls. *Proceedings of Int. Symp. Earthquake Struct. Eng.* St. Louis: University of Missouri-Rolla.
- Goel, S.C., Liao, W.C., Bayat, M., & Chao, S. (2010). Performance-based plastic design (PBDP) method for earthquake-resistant structures: an overview. *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 19(1), 115-137.
- Hajirasouliha, I., & Moghaddam, H. (2009). New lateral force distribution for seismic design of structures. *Structural Engineering, ASCE*, 135(8), 906-915.
- Housner, G. (1959). Behaviour of structures during earthquakes. *J. Eng. Mech Div, ASCE*, 85(EM-4), 109-129.
- Kato, B., & Akiyama, H. (1982). Seismic design of steel buildings. *Journal of the Structural Division ASCE*, 108(8), 1709-1721.
- Kent, D. C. (1997). Flexural members with confined concrete. *J. Struc. Div., ASCE*, ST-7, 1969-1990.
- Kircher, C., & Heintz, J. (2008). ATC-63-Recommended methodology for quantification of building system performance and response parameters. *The 14th World Conference on Earthquake Engineering*, China.
- Krawinkler, H., & Rahnama, M. (1992). Effects of soft soil and hysteresis models on seismic design spectra. *Proc 10th World Conf on Earthquake Engineering*, 10, 5841-5846, Madrid.
- Lee, L.H., Han, S.W., & Oh, Y.H. (1999). Determination of ductility factor considering different hysteretic models. *Earthquake Eng. And Structural Dynamics*, 28, 957-977.
- Lopez, O.A., & Cruz, M. (1996). Number of modes for

- Proietti, G., Pedone, L., D'Amore, S., & Pampanin, S. (2023). Inelastic response spectra for an integrated displacement and energy-based seismic design (DEBD) of structures, *Front. Built Environ. Front. Built Environ.*, 9. doi: 10.3389/fbuil.2023.1264033
- Rezaeian, S., Powers, P.M., Shumway, A.M., Petersen, M.D., Luco, N., Frankel, A.D., & ... & McNamara, D. E. (2021). The 2018 update of the US National Seismic Hazard Model: Ground motion models in the central and eastern US. 371.
- Riddell, R. (1995). Inelastic design spectra accounting for soil conditions. *Eq. Eng. And Str. Dyn.*, 24, 1491-1510.
- Riddell, R., Hidalgo, P., & Cruz, E. (1989). Response modification factors for earthquake resistant design of short period buildings. *Earthquake Spectra*, 5(3), 571-590.
- Seed, H.e. (1979). Site dependent for earthquake resistant design. *Bull Seis Soc Am*, 66, 221-243.
- Sezen, H. (2002). *Seismic Response and Modeling of Reinforced Concrete Building Columns*. Ph.D. Dissertation. Berkeley, California: University of California.
- Soesianawati, M., Park, R., & and Priestley, M. (1986). *Limited Ductility Design of Reinforced Concrete Columns*. University of Canterbury, Department of Civil Engineering. Hristchurch, New Zealand: University of Canterbury.
- Uang, C., & Bruneau, M. (2018). State-of-the-art review on seismic design of steel structures. *Structural Engineering*, 144(4).
- Vidic, T., Fajfar, P., & Fischinger, M. (1994). Consistent inelastic design spectra: strength and displacement. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 23, 507-521.
- Wakabayashi, M. (1986). *Design of Earthquake Resistant Buildings*. McGraw Hill.
- Zhang, Y., & Wang, Z. (2000). Seismic behavior of reinforced concrete shear walls subjected to high axial loading. *ACI Structural Journal*, 97, 739-750.
- Moghaddam, H., & Sadrara, A. (2021). The Effect of the Strain Rise Phenomenon on the Deformation Capacity of Concentric Braces. *17 World Conference Earthquake Eng.*, Japan.
- Moghaddam, H., & Samadi, M. (2012). Prediction of the Ultimate deformation capacity of RC columns. *15th World Conf. on Eq. Eng.*, Lisbon.
- Moghaddam, H. (2024). A new strong ground motion model for predicting Peak Ground Acceleration (PGA), pseudo-acceleration spectra and displacement spectra in Iran. *Sharif Journal of Civil Engineering* (in Persian). doi: 10.24200/J30.2023.63008.3251
- Moghaddam, H., Samadi, M., Pilakoutas, K., & Mohebbi, S. (2010). Axial compressive behavior of concrete actively confined by metal strips; part a: experimental study. *Materials and Structures*.
- Mohraz, B. (1976). A study of earthquake response spectra for different geological conditions. *Bull. Seism. Soc. Am.*, 66(3), 915-935.
- Mohraz, B. (1989). Earthquake Ground Motion and Response Spectra. In F. Naeim, *The Seismic Design Handbook*. Van Nostrand.
- Motamedi, M., & Nateghi, F. (2008). A proposed lateral load pattern using seismic energy distribution along the height of buildings. *14th World Conference on Earthquake Engineering*, Beijing, China.
- Newmark, N.H. (1982). *Earthquake Spectra and Design*. Berkeley, California: The Earthquake Research Centre.
- Newmark, N., & Rosenblueth, E. (1971). *Fundamentals of Earthquake Engineering*. Prentice-Hall.
- Palermo, M., Silvestri, S., Gasparini, G., & Trombetti, T. (2014). A statistical study on the peak ground parameters and amplification factors for an updated design displacement spectrum and a criterion for the selection of recorded ground motions. *Engineering Structures*, 76, 163-176.
- Park, K., & Medina, R. (2007). Conceptual seismic design of regular frames based on the concept of uniform damage. *Structural Engineering, ASCE*, 133(7), 945-955.
- Paulay, T., & Priestley, M. (1992). *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*. John Wiley.

Seismic Codes: Past, Present and Future Outlook

Hassan Moghaddam

Professor, Civil Engineering Department, Sharif University of Technology, Tehran, Iran, moghadam@sharif.edu

Seismic codes began with the simple concept of the earthquake coefficient and, over the course of a century, evolved into their current form. Understanding the complex regulations and applying them correctly depends on a solid grasp of the theoretical foundations of these codes. Unfortunately, there has been little discussion on this matter. This article explores the origin and evolution of seismic codes, the determination of the response modification factor R , the design spectrum, force distribution, and the increasing reliance on dynamic analysis. It also discusses the accuracy of the assumptions in the codes. A key question is how the code regulations can ensure the safety of a structure despite insufficient resistance. The key to this dilemma lies in the response modification factor, which should keep the deformation within the limits of the structure's deformation capacity. The relationship between the R and seismic deformation, the difficulty in estimating the deformation capacity, how current values of R are estimated, and the responsibility of design codes in providing methods for calculating and maintaining sufficient ductility are the main topics of this article. It is shown that the significant reduction in deformation capacity in steel structures is due to the occurrence of the strain rise phenomenon, and in concrete frames, it results from the loss of column compressive strength, due to the drift. Therefore, in stiff seismic-resistant systems such as shear walls, braces, and infill walls are more reliable than flexible frames as they experience much lower drifts. Drift spectra are suggested to replace the existing seismic design spectra as they can easily appreciate the adequacy and potential of seismic resistant systems in reducing seismic drifts, and, unlike the current practice, provide a uniform level of confidence for all types of structural systems.

The concept of the seismic coefficient was recommended by Italian engineers in 1909. In the absence of accelerographs, it was arbitrarily assumed to be equal to 0.125. This oversimplified concept was soon spread throughout the world and was used for seismic design of all sorts of structures. The advent of accelerographs in the 1930s and thousands of recorded accelerograms demonstrated a vast gap between the assumption and reality. However, the concept survived miraculously and remains almost intact to this day, although it has undergone a disguising process that has made it unrecognizable using scientific-looking frameworks. The introduction of the response modification factors in 1978 was the most important step. They were used as adapters to keep the seismic forces unchanged despite employing seismic spectra hugely greater than the original values of seismic coefficients. It is shown that these values of R do not guarantee parity, and some forms of structures may suffer far more damage than others. The present seismic codes face two unknown facts: i) The actual deformation demand in severe earthquakes, ii) The actual deformation capacity of different types of structures. Without being able to equate these two, the codes would lack the necessary rational basis for judging seismic stability of structures.

The present pattern for the distribution of seismic forces is shown to relate to a rigid bar rotating about its base. It is also shown that the ever-growing emphasis on linear dynamic analysis does not guarantee more accuracy due to excessively nonlinear behavior in strong earthquakes. The adequacy of a distribution model can only be asserted via nonlinear dynamic analyses. Some of these models are presented. Furthermore, the adequacy of acceleration spectra for displacement-based design is also discussed. It is shown that they are not suitable for estimating the nonlinear displacement response and do not lead to a competent design for structures with insufficient lateral stiffness such as bending frames. On the contrary, the suggested drift spectra look promising as they can adequately predict the seismic drift, taking into account the actual strength and stiffness of the structure.

Keywords: History of Seismic Codes, Design Spectra, Origin of Response Modification Factor, Ductility, Deterioration of Compressional Strength, Distribution of Seismic Forces