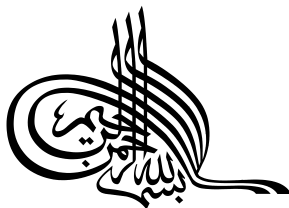




# اصول مهندسی زلزله



ترجمہ و تالیف:  
حمزہ شکیب - مہدی علیرضایی



# اصول مهندسی زلزله

دکتر حمزه شکیب

(استاد دانشگاه تربیت مدرس)

مهدی علیرضایی

(دانشجوی دکترای سازه - پژوهشگاه بین‌المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله)

تابستان ۱۳۹۰

## ☞ مهندسی زلزله،

- ✓ هنر استفاده از مصالحی است که تنها می‌توان خواص آنها را حدس زد.
- ✓ طراحی لرزه‌ای سازه‌هایی است که تنها می‌توان آنها را به صورت تقریبی تحلیل نمود.
- ✓ ایجاد مقاومت در برابر نیروهایی است که به صورت دقیق شناخته شده و دارای قطعیت نیستند.

## پیشگفتار

شکر و سیاس خداوند، که این توفیق را به ما عطا کرد با ترجمه و تالیف این کتاب گامی هر چند ناچیز در جهت ادای وظیفه خود به جامعه علمی و دانشگاهی کشور برداریم. یکی از عوامل موثر در اعتلای سطح علمی دانشجویان و مهندسین عمران و ارتقاء دانش فنی مهندسان، وجود مراجع مفید در زمینه‌های مختلف این رشته می‌باشد. در طی ۵۰ سال گذشته تحقیقات زیادی در زمینه مهندسی زلزله شاهد بودیم. تحقیقات انجام شده بدون شک منشا تحولات بنیادی در آئین‌نامه‌های کشورها شده است. اما افزایش اطلاعات در مورد نحوه رفتار ساختمان‌ها در زلزله‌های اخیر، باعث نگرانی در مورد وضعیت لرزه‌ای حجم وسیعی از ساختمان‌های موجود کشور شده است که بدون اعمال توجه به ضوابط جدید ساخته شده‌اند. ما در کشورمان به طور متوسط در هر دهه شاهد وقوع زلزله‌های شدیدی بوده‌ایم که باعث خسارات جانی و مالی جبران ناپذیری شده است. به طور متوسط در هر سال حدود ۱۰۰۰۰ نفر در سراسر جهان در اثر زلزله کشته می‌شوند. طبق برآوردهای انجام شده، در قرن بیستم، حدود ۱/۵ میلیون نفر در اثر زلزله جان خود را از دست داده‌اند و تعداد کشته‌های ناشی از زلزله در قرن بیستم و یکم حدود نیم میلیون نفر بوده است. زلزله عامل مرگ میر نیست، بلکه سازه‌های ساخته شده به دست بشر عامل مرگ میر انسان‌ها بوده‌اند. نخستین انگیزه مدرن برای لرزه شناسی، پس از زلزله بزرگ نئوپولیتن در ۱۸۵۷ در جنوب ایتالیا، از تحقیق میدانی گسترده مهندسی ایرلندی، رابرت مالت، ناشی شد. وی توضیح در مورد «توده‌های جابجا شده سنگ و ملات» را بر حسب اصول مکانیک آغاز کرد و کوشید تا واژه‌های اساسی از قبیل «لرزه شناسی»، «کانون زلزله» و «هم لرزه‌ای» را وضع کند. از آن وقت به بعد پیوند نزدیک بین مهندسی و لرزه شناسی ادامه یافت. امروزه دانش مربوط به حرکات شدید زمین در حال پیشرفت سریع است و این تا حد زیادی ناشی از افزایش تعداد شتابنگارهای حرکات شدید زمین است که تقریباً در سراسر

مناطق زلزله خیز دنیا به طور مناسب قرار گرفته‌اند. برای مثال در «برنامه استفاده از شتابنگارهای حرکات شدید» در کالیفرنیا، تا سال ۱۹۸۶، ۳۲۵ دستگاه در فضای آزاد، ۸۵ دستگاه در ساختمان‌ها و ۳۰ دستگاه دیگر در سازه‌ها نصب شد. بیش از ۲۰۰ نوار دیجیتالی ثبت شده و برای استفاده در پژوهش و یا در عمل موجود است. حفظ نفوس و سرمایه‌های ملی کشور نیازمند کسب آگاهی و اخذ تدابیر ویژه‌ای جهت رویارویی با این پدیده طبیعی است. تدوین آیین‌نامه لازم‌الاجرا طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله، هر چند گام مهمی در بهبود وضعیت ساخت و ساز کشور بود، اما رعایت نکردن مفاد آن در ساخت و سازهای متداول، موجب خرابی‌های بسیاری شده است، بطوری که طبق گزارش‌های موجود از سال ۱۸۹۰ میلادی تاکنون بیش از ۲۰۰۰۰۰ نفر در ایران جان خود را در اثر زلزله از دست داده‌اند همانند آنچه در زمین‌لرزه بم و منجیل شاهد بودیم. علم مهندسی زلزله، با تمام پیشرفت‌های حاصل شده در آن، علم نوپا و جوانی است که نیاز به پژوهش‌های بیشتری دارد. همچنین رشد و توسعه علوم کامپیوتری در دو بخش سخت افزار و نرم‌افزار، نقش موثری در پیشرفت این علم داشته است. با توجه به اینکه زلزله یک واقعیت زندگی در ایران است، بایستی با سلاخی مجهزتر به مقابله با این پدیده طبیعی برخاست و با استفاده از تجربیات بدست آمده، از ناشناخته‌ها در این زمینه کاست. تفکر مقاوم سازی ساختمان‌ها به دلیل موفقیت چشمگیر در نجات انسان‌ها همچنان بی‌وقفه با شتابی روزافزون در حال پیشروی است. در کشورهای در حال توسعه ضعف اساسی در اطلاع رسانی و کاربرد نتایج تحقیقات در عمل است. لذا بر آن شدیم تا با گردآوری مجموعه‌ای کوچک از آخرین دستاوردهای پژوهشگران در زمینه مهندسی زلزله، این ضعف تا حدودی پوشانده شود. در کشور ما روز ۲۰ مهر به عنوان روز ملی کاهش اثرات بلایای طبیعی نامگذاری شده است. لیکن برای رویارویی با این حوادث علاوه بر عزم ملی و آمادگی‌های فردی بایستی با افزایش اطلاع رسانی در این ارتباط هر روز بیش از پیش در جهت افزایش ایمنی و عدم آسیب پذیری در برابر این حوادث گام برداشت. تهیه و آماده سازی این کتاب مدت زمان نسبتاً زیادی را بخود اختصاص داده است. سعی شده کتاب با حداقل اشکال منتشر شود. با این وصف وقوف کامل داریم که هر اثری خالی از اشکال نیست و نمی‌تواند رضایت کلیه دست‌اندرکاران را برآورده سازد ولی امیدواریم که رهگشایی برای کارهای بعدی باشد. در به کاربردن اصطلاحات فنی فارسی سعی شده لغت معادل به زبان انگلیسی در پایین صفحه آورده شود تا چنانچه اصطلاحات چندان گویا نبود، لغت معادل به زبان دیگر معنی را برساند و ضمناً با دانستن لغت لاتین، خواننده بتواند مطلب را در کتاب‌های مرجع انگلیسی جستجو کند. فرض بر آن است که خواننده با اصول تحلیل و طراحی سازه‌ها در حد درس‌های دوره کارشناسی آشناست و نیز تحلیل سیستم‌های نامعین استاتیکی، مباحث ریاضی تا حد معادلات دیفرانسیل مقدماتی و جبر ماتریسی مقدماتی را می‌داند. اگرچه سعی شده که مطالب ارائه شده در کتاب تا حد زیادی مستقل از آیین‌نامه‌های طراحی باشد، ولی در هر قسمت و پس از ارائه مفاهیم مرتبط، مطلب و نکات

## ب

آیین‌نامه‌ای در زمینه مربوط به صورت مجزا قید شده است. این کتاب حاوی مثال‌های حل شده نسبتاً زیادی است که در تنظیم مثال‌ها تلاش شده تا نکات ویژه گنجانده شود. امید است جامعه مهندسين عمران و کلیه متخصصين در این ارتباط، بیش از گذشته به اصول حرفه‌ای و تخصص خویش پایبند باشند، چرا که هر گونه کوتاهی در این زمینه تهدیدی جدی برای جان انسان‌هاست. در نوشتن مثال‌ها سعی شده تا حد امکان مثال‌های عددی به صورت کاربردی در متن گنجانده شوند. همچنین اعمال ضوابط آیین‌نامه‌ها سعی شده در درجه اول از آیین‌نامه‌ها داخلی استفاده شود و در مواردی که توصیه‌ای در آیین‌نامه‌های داخلی در ارتباط با آن ضابطه وجود نداشته است از آیین‌نامه‌های معتبر بین‌المللی استفاده شده است. این مجموعه را به رسم حق شناسی به تمامی کسانی که در طول زندگی، ما را در رشد و بالندگی یاری نموده و مشوق و همراه ما بوده‌اند تقدیم می‌کنیم. دریافت نظرات، پیشنهادات و رهنمون‌های همکاران محترم، دانشجویان گرامی و خوانندگان عزیز موجب امتنان است.

شکيب - علی‌رضایی - تابستان ۱۳۹۰

*Shakib@modares.ac.ir*

*M.Alirezai@iies.ac.ir*

## فصل ۱ - مشخصات زلزله

### ۱-۱- تئوری صفحات زمین ساخت

یک زمین‌لرزه توسط لرزش زمین، در اثر رها شدن انرژی<sup>۱</sup> از پوسته زمین<sup>۲</sup> آشکار می‌شود. این انرژی ممکن است از منابع مختلفی مانند جابجایی پوسته زمین<sup>۳</sup>، فوران آتشفشانی<sup>۴</sup>، انفجارهای ایجاد شده به دست بشر و یا ریزش تونل‌های زیرزمینی سرچشمه گیرد. بنابراین انواع مختلفی از زلزله وجود دارند. نظریه تکتونیک زمین‌ساخت، از سال ۱۹۶۰، در میان مهندسان زلزله بیشترین مقبولیت را دارد. براساس این نظریه، پوسته زمین مرکب از صفحاتی است که دائم، در حال حرکت می‌باشد. این حرکات بسیار کم می‌باشد و با مقیاس سانتیمتر بر سال اندازه‌گیری می‌شوند. ریشتر (۱۹۵۸) لیستی از اختلالات ایجاد شده در زمین که توسط لرزه‌نگارها ثبت شده‌اند را گردآوری نمود (شکل ۱-۱). صفحات زمین ساخت در کنار یکدیگر قرار داشته و توسط گسل‌های انتقالی از هم متمایز شده و روی هم می‌لغزند. این صفحات دارای ابعاد بزرگ و ضخامتی در حدود ۱۰۰ کیلومتر می‌باشند که در زیر قاره‌ها دارای ضخامت بیشتر، و در محل اقیانوس‌ها دارای ضخامت کمتری (۵ تا ۱۵ کیلومتر) می‌باشند. این صفحات بر روی گوشته زمین<sup>۵</sup> قرار دارند (شکل ۱-۲). گوشته نیز دارای عمق متغییری مابین ۳۰ تا ۲۹۰۰ کیلومتر است. ماده سخت صفحات به طور مستمر در حال تجدید و نوسازی است، ولی با فرو رفتن به داخل گوشته از بین می‌رود. در بعضی از مناطق سازندگی بیشتر از تخریب است. با نگاهی ساده بر روی نقشه توزیع زلزله‌های دنیا متوجه می‌شویم که اکثر زلزله‌ها در محل برخورد این صفحات، به وقوع می‌پیوندند.

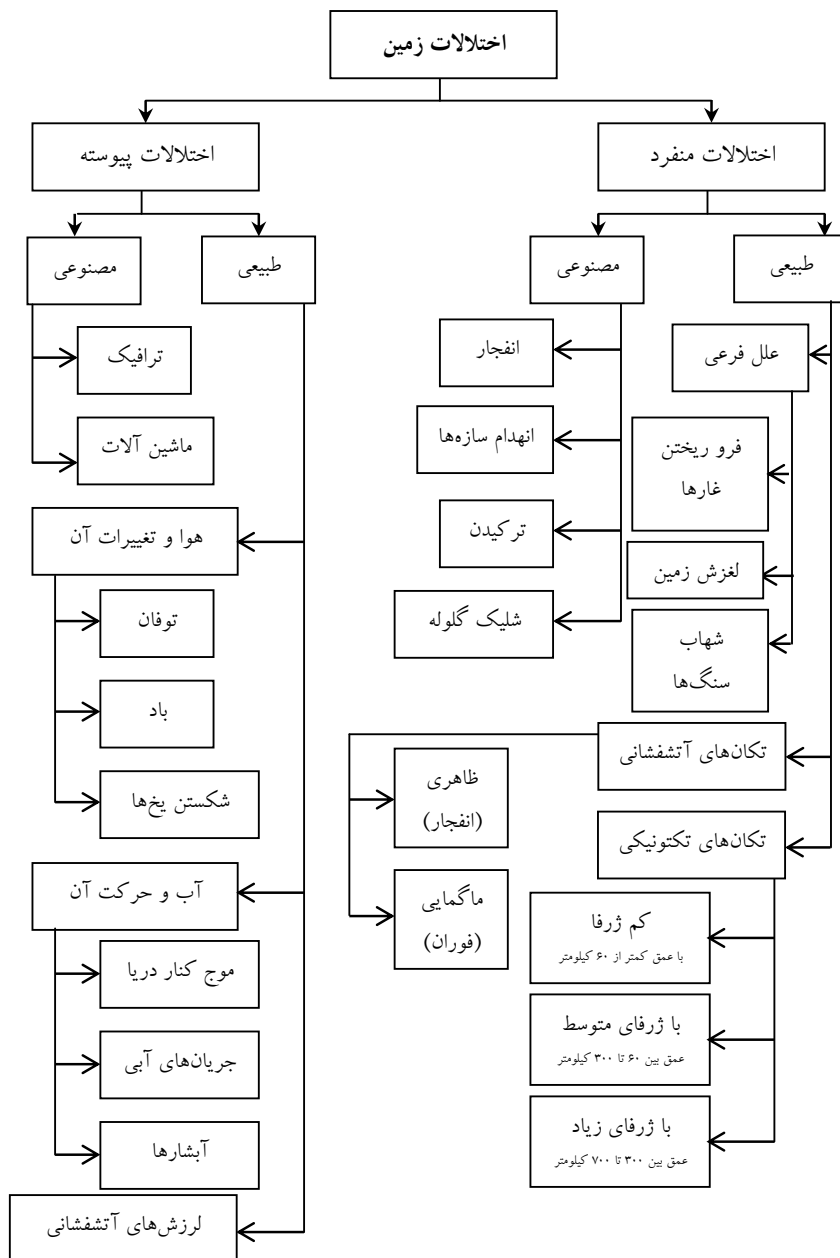
<sup>1</sup> Release of energy

<sup>2</sup> Earth's crust

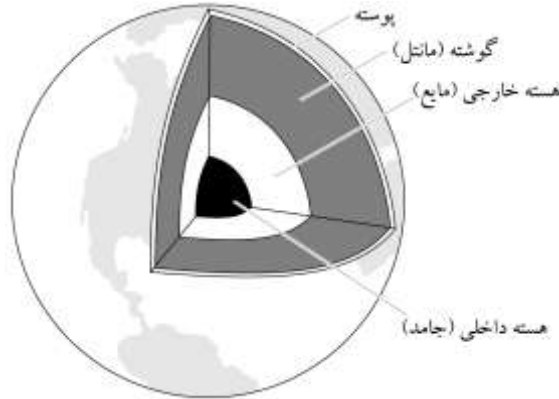
<sup>3</sup> Dislocations of the crust

<sup>4</sup> Volcanic eruptions

<sup>5</sup> Mantle of the Earth

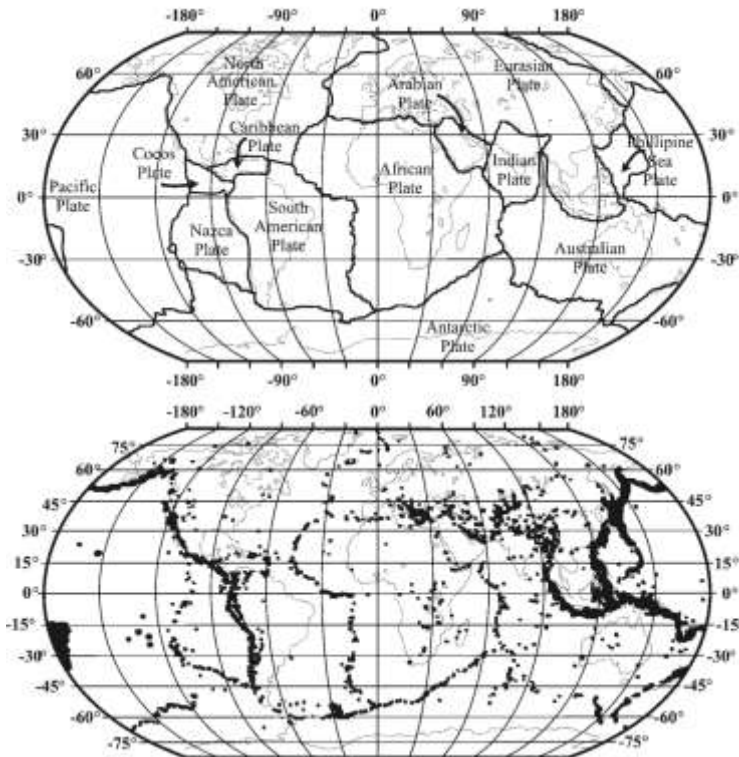


شکل ۱-۱ انواع اختلالات ثبت شده توسط لرزه‌نگارها



شکل ۱-۲ ساختمان درونی زمین

شکل ۱-۳ توزیع زلزله‌های جهان را نشان می‌دهد.



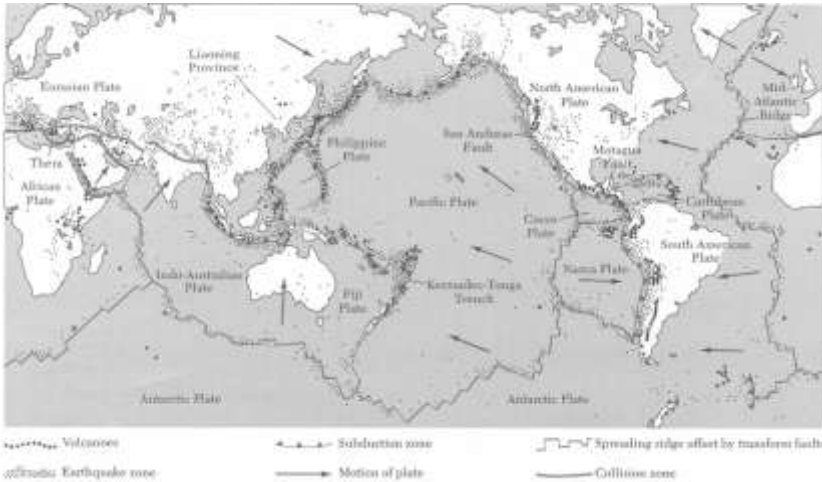
شکل ۱-۳ صفحات تکتونیک (شکل بالا) و توزیع زلزله‌ها بر روی زمین (شکل پایین)

هسته داخلی بسیار سخت بوده و عمدتاً از آهن و نیکل تشکیل شده است. ضخامت هسته داخلی در حدود ۱۲۹۰ کیلومتر، حرارت مرکز آن در حدود ۲۵۰۰ درجه سانتیگراد، فشار در حدود ۴



میلیون اتمسفر و چگالی آن برابر  $14\text{gcm}^{-3}$  است. در سطح زمین درجه حرارت ۲۵ درجه سانتیگراد، فشار یک اتمسفر و چگالی  $1.5\text{gcm}^{-3}$  است. هسته خارجی که هسته داخلی را احاطه کرده دارای ضخامتی در حدود ۲۲۰۰ کیلومتر بوده و به سبب آنکه مایع می‌باشد، امواج برشی قادر به عبور از آن نیستند.

قاره‌ها دارای وزن مخصوص کمتری می‌باشند، در گوشته فرو نمی‌روند و دارای ضخامت زیادی هستند. همچنین سن صفحات قاره‌ها نسبت به صفحات سازنده کف اقیانوس‌ها بسیار زیادتر می‌باشند. همانطور که گفته شد این صفحات مدام در حال حرکت می‌باشند. برخورد این صفحات به یکدیگر باعث ایجاد نیروها و تنش‌های زیادی در مرز مابین آنها می‌شود. در شکل ۴-۱ جهت حرکت این صفحات نشان داده شده است. جهت و امتداد حرکت این صفحات و واکنش آنها در لبه‌های مشترک، مسئله پیچیده‌ای است. هر کدام از این صفحات یا قسمت‌هایی از آنها در امتداد و جهت معینی حرکت می‌کنند و تعدادی دیگر نیز از مقابل به یکدیگر برخورد می‌کنند و به هم فشار وارد می‌کنند. برخی دیگر نیز با لغزیدن به موازات یکدیگر حرکت می‌کنند. این حرکات باعث ایجاد تغییرات فیزیکی و شیمیایی در سطح مابین این صفحات می‌شود.



شکل ۴-۱ توزیع جهانی زلزله و جهت حرکت صفحات تکتونیکی

حرکت این صفحات در بین ۱ تا ۱۰ سانتیمتر در سال است. این حرکات توسط وسایل فاصله‌یابی لیزری ماهواره‌ای<sup>۱</sup> و سیستم‌های موقعیت‌یابی جهانی<sup>۲</sup> به صورت روزمره اندازه‌گیری می‌شود. با توجه به شکل ۳-۱ و شکل ۴-۱ دیده می‌شود که بیشترین زلزله‌های اتفاق افتاده در جهان در مرز

<sup>1</sup> Satellite laser ranging

<sup>2</sup> Global positioning systems(GPS)

مشترک و محل برخورد این صفحات ایجاد شده‌اند. این مناطق تحت عنوان کمربند زلزله<sup>۱</sup> شناخته می‌شوند. برخی از محققین در سطح زمین هشت صفحه تمیز داده‌اند:

۱- صفحه آفریقا (قاره‌ای)

۲- صفحه اروپا آسیا که اساساً قاره‌ای است. این صفحه قسمتی از اقیانوس اطلس شمالی را نیز در بر می‌گیرد.

۳- صفحه آمریکای شمالی که قسمت دیگر اقیانوس اطلس شمالی را نیز در بر می‌گیرد.

۴- صفحه آمریکای جنوبی که نصف آن قاره‌ای و نصف دیگر آن اقیانوسی است (اقیانوس اطلس جنوبی).

۵- صفحه اقیانوس منجمد جنوبی که مرکب از یک بخش قاره‌ای و یک بخش دیگر اقیانوسی می‌باشد (جنوب اقیانوس هند).

۶- صفحه هند و استرالیا بخش شمال شرقی اقیانوس هند و قاره استرالیا است.

۷- صفحه اقیانوس آرام جنوبی که تماماً اقیانوسی است.

۸- صفحه اقیانوس آرام شمالی که این هم تماماً اقیانوسی است.

کمربند حاشیه اروپا-آسیا از لرزه‌خیزترین مناطق دنیاست. این کمربند از جنوب شرقی آسیا آغاز شده و پس از گذشتن از ژاپن، فیلیپین، قسمت جنوبی رشته کوه‌های هیمالیا<sup>۲</sup>، اندونزی، هند، پاکستان از ایران و ترکیه گذشته و بخش‌هایی از اروپا را نیز در شامل می‌شود. زلزله بم در ۲۶ دسامبر ۲۰۰۳، زلزله اقیانوس هند در ۲۴ دسامبر ۲۰۰۴ و زلزله کشمیر در ۸ اکتبر ۲۰۰۵ از جمله زلزله‌های ایجاد شده توسط این کمربند هستند. برحسب نوع حرکات نسبی صفحات مجاور هم، سه نوع مرز صفحه‌ای تشخیص داده شده است که تقریباً اکثر زلزله‌های طبیعی، به نوعی در ارتباط با تنش‌های موجود در همین مرزها می‌باشند. انواع اصلی مرزهای مابین صفحات را می‌توان به صورت زیر طبقه‌بندی نمود:

۱) *نواحی واگرا*<sup>۳</sup> یا *دور شونده*؛ در این مناطق صفحات تمایل به جدا شدگی از یکدیگر دارند. در وسط اقیانوس‌ها مواد مذاب یا گدازه‌های آتشفشان به سمت بالا فوران می‌کند و باعث تولید پوسته‌های جدید بر روی سطح می‌شود که همراه با ایجاد لیتوسفر<sup>۴</sup> (خارجی‌ترین بخش جامد زمین، که شامل پوسته و گوشته بالایی است و حدود ۱۰۰ کیلومتر ضخامت دارد) جدید، صفحات از یکدیگر دور می‌شوند. این مرزها را واگرا یا

<sup>1</sup> Seismic belt

<sup>2</sup> Himalayas

<sup>3</sup> Divergent zones

<sup>4</sup> Lithosphere

دور شونده گویند. مانند مرز واگرا در وسط اقیانوس اطلس و شرق اقیانوس آرام. جداسدگی صفحات، غالباً در رشته کوه‌های میان اقیانوسی رخ می‌دهد. شکاف‌های ایجاد شده در اثر دور شدن صفحات، بلافاصله با سنگ‌های مذاب که از استنوسفر<sup>۱</sup> بالا می‌آید، پر می‌شوند. این مواد گرم، به آرامی سرد شده و بستر جدید اقیانوسی را تشکیل می‌دهند. این پدیده میلیون‌ها سال بطور مداوم تکرار می‌شود و بدین ترتیب هزاران کیلومتر مکعب بستر جدید ایجاد می‌گردد. این مکانیزم، کف اقیانوس آتلانتیک را در ۱۶۰ میلیون سال گذشته پدید آورده است که به این پدیده «گسترش بستر دریا» اطلاق می‌شود. سرعت بسترسازی در قسمت‌های مختلف متفاوت است. این سرعت از ۲/۵ سانتیمتر در سال در آتلانتیک شمالی تا ۲۰ سانتیمتر در سال در قسمت شرقی اقیانوس آرام متغیر است. با اینکه بیشترین نرخ بستر سازی، در مقیاس تاریخ بشر بسیار کند است، ولی کمترین نرخ تولید سنگ‌کره به اندازه کافی سریع است که در طول ۲۰۰ میلیون سال گذشته بستر تمام اقیانوس‌های زمین را ایجاد کرده باشد. در حقیقت بستر تمام اقیانوس‌ها که تعیین عمر شده‌اند از ۱۸۰ میلیون سال تجاوز نمی‌کند. این زلزله‌ها معمولاً در عمق ۱۰ کیلومتری و یا کمتر با بزرگی ضعیف تا متوسط رخ می‌دهند. علت کم عمق بودن کانون این گونه از زلزله‌ها این است که در این نواحی، جریان‌های حرارتی بالایی وجود دارد. لذا زلزله‌ها منحصر به اعماق بسیار کم می‌باشند.

(۲) *نواحی فرورونده یا همگرا*<sup>۲</sup>؛ در نواحی مرزهای مشترک صفحات ممکن است برخوردی بین آنها ایجاد شود و به پوسته زمین فشار آورند. از این بهم خوردگی صفحات ممکن است کوه‌های جدید ایجاد شوند. در اثر این تصادم ممکن است یکی از صفحات زیر صفحه دیگر فرو رود و مواد لیتوسفری را با خود به داخل گوشته زمین فرو برد. این عمل در نقاطی موسوم به نواحی فرورونده صورت می‌گیرد. حاشیه‌هایی از صفحات که پوسته اقیانوسی در حال اضمحلال است به نام «مناطق فرورانش» شناخته می‌شوند. در این مناطق صفحه فرورفته در حال حرکت به سمت پایین، وارد محیط با دما و فشار بالا می‌شود. مقداری از مواد فرو رفته و نیز مقدار بیشتری از استنوسفر که در بالای صفحه فرورفته قرار می‌گیرد، ذوب شده و به سوی بالا حرکت می‌کند. البته بندرت این سنگ مذاب، ممکن است که به سطح زمین برسد و انفجارات آتشفشانی را ایجاد نماید. بهرحال بیشتر این مواد مذاب به سطح زمین نمی‌رسد و در همان عمق، جامد شده و به ضخیمتر شدن پوسته می‌انجامند. دو نوع منطقه همگرا وجود دارد: اقیانوسی و مرزهای همگرای

<sup>1</sup> Asthenosphere

<sup>2</sup> Convergent or subduction zones

قاره‌ای. نوع اول هنگامی که دو صفحه در زیر اقیانوس‌ها به هم برخورد می‌کنند، ایجاد می‌شود و در برخورد نواحی قاره‌ای به یکدیگر به دلیل سبک بودن قاره‌ها معمولاً به زیر یکدیگر فرو نمی‌روند. نواحی پیرامونی اقیانوس آرام و کمربند اروپا به ترتیب نمونه‌هایی از مرزهای همگرای اقیانوسی و قاره‌ای هستند. این زلزله‌ها حتی تا اعماق ۷۵۰ کیلومتری نیز به وقوع پیوسته‌اند، زیرا که فروانش سریع، باعث پایین کشیدن خطوط هم دما شده و زلزله‌ها در اعماق زیاد نیز رخ می‌دهند. اما در مناطقی که فروانش با سرعت کمتر از ۳۰ میلیمتر در سال صورت می‌پذیرد، حرارت لیتوسفر فرورونده به تدریج در اعماق کم افزایش یافته و زلزله‌ای صورت نمی‌گیرد.

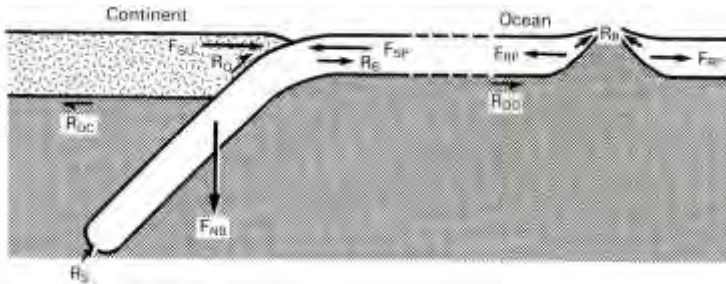
(۳) *نواحی تبدیلی شونده<sup>۱</sup> یا حفظ شونده؛* در این حالت صفحات لیتوسفری نسبت به یکدیگر در صفحه افقی می‌لغزند و نه پوسته جدیدی ایجاد شده، و نه منهدم می‌شود. در مرزهایی که صفحات بصورت سایشی از کنار هم عبور می‌کنند، هیچگونه اضمهلالی در مرزها ایجاد نشده و پوسته جدیدی تولید و پوسته قدیمی نابود نمی‌شود. این گسل‌ها در جهت حرکت صفحات ایجاد شده برای اولین بار در امتداد رشته‌کوه‌های اقیانوسی یافت شدند. با وجود اینکه بیشتر گسل‌های امتدادلغز<sup>۲</sup> در طول رشته کوه‌های اقیانوسی قرار گرفته است، تعدادی نیز در داخل قاره‌ها وجود دارند. دو مثال از این گسل‌ها، گسل سن آندریاس در کالیفرنیا و گسل آلپین در زلاندنو می‌باشد. در طول گسل سن آندریاس، صفحه «آرام» در حال حرکت به سمت شمال غربی نسبت به صفحه مجاور (صفحه آمریکای شمالی) است. حرکت در طول این مرز ناشناخته نمانده است، چرا که این حرکت باعث ایجاد کرنش در سنگ‌های دو سمت گسل می‌گردد و گاه‌ها سنگ‌ها، انرژی ذخیره شده را بصورت زلزله‌های بزرگی رها می‌کنند، مانند زلزله سال ۱۹۰۶ که سان‌فرانسیسکو را ویران کرد. این زلزله‌ها که معمولاً بزرگتر از زلزله‌های مرتبط با مرزهای دور شونده هستند، غالباً تا عمق ۲۰ کیلومتری رخ می‌دهند. همان طور که می‌دانیم با افزایش عمق، درجه حرارت زمین بالا می‌رود. حال اگر شیب گرمایی متوسط زمین را ۳۰ درجه سانتیگراد در هر کیلومتر در نظر بگیریم، ملاحظه می‌گردد که در عمق ۲۰ و ۳۰ کیلومتری به ترتیب با دمای در حدود ۶۰۰ و ۹۰۰ درجه سانتیگراد مواجه خواهیم شد. از آنجا که وضعیت لیتوسفر در این محدوده دمایی، نسبت به بخش‌های بالاتر خود خمیری می‌باشد، دگر شکلی آن، برخلاف بخش‌های بالاتر که شکننده است، شکل پذیر می‌گردد. بنابراین زلزله‌های حاصل از آزاد شدن انرژی ذخیره

<sup>1</sup> Transform zones

<sup>2</sup> Strike - slip

شده در اثر اصطکاک دو صفحه لیتوسفری، تنها در بخش‌های شکننده بالایی (اعماق کمتر از ۲۰ کیلومتری) به وقوع می‌پیوندند.

همان‌طور که ملاحظه گردید، نواحی و مرزهای حفظ‌شونده و نزدیک‌شونده دارای خطرناک‌ترین نوع زلزله هستند، محاسبات نشان داده‌اند که مجموع طول مرزهای فرورانش و گسل‌های تبدیلی بالغ بر ۵۰ هزار کیلومتر است، حال چنانچه به طور متوسط پهنای مورد تهدید را ۳۰۰ کیلومتر در نظر بگیریم، مساحتی معادل ۱۵ میلیون کیلومتر مربع واجد پتانسیل خطر می‌باشند. به عبارت دیگر در حدود ۱۰ درصد از کل مناطق خارج از آب در معرض خطر وقوع زلزله قرار می‌گیرند. در اثر فرورانش<sup>۱</sup> که در طی آن یک ورقه تکتونیکی به درون گوشته زیرین ورقه‌ای دیگر فرورانده می‌شود، کرنش‌ها و کشش‌های بسیار زیادی در لایه‌های پوسته زمین ایجاد می‌شود. در اثر این کشیدگی‌ها شکستگی‌های سطحی بر روی قسمت‌هایی از پوسته ظاهر شده و در نهایت کرنش و انرژی زمین به شکل زلزله آزاد می‌گردد. زلزله‌ها عموماً در اعماق چند ده کیلومتر و در گاهی اوقات در اعماق چند صد کیلومتر ایجاد می‌شوند. مرزهای صفحات واگرا<sup>۲</sup> که عموماً دارای پهنای کمی هستند باعث ایجاد زلزله‌های کم ژرفا تا متوسط می‌شوند. برخورد صفحات به یکدیگر باعث ایجاد زلزله‌های با بزرگی بالایی می‌شوند. به عنوان مثال زلزله آسام هند در سال ۱۸۹۷ باعث ایجاد خسارت و شکستگی‌های سطحی فراوانی شد. زلزله‌های عمیق مابین ۳۰۰ تا ۷۰۰ کیلومتر عموماً در مناطق فرورانش ایجاد می‌شوند. تاکنون نیروهای مختلفی را به عنوان عامل حرکات لیتوسفر پیشنهاد نموده‌اند که در این بخش با توجه به شکل ۱-۵، به طور مختصر به معرفی برخی از آنها می‌پردازیم.



شکل ۱-۵ نیروهای موثر در حرکت صفحات

### نیروی هل دهنده پشته ( $F_{RP}$ )

این نیرو از شناوری مواد داغ و سیالی که سبب مرتفع شدن پشته‌های میان اقیانوسی می‌شود، به وجود آمده و بر حاشیه صفحات اقیانوسی دور شونده، اعمال می‌گردد.

<sup>1</sup> Subduction

<sup>2</sup> Divergent plate boundaries

**نیروی مقاومت کننده پشته ( $R_R$ )**

این نیرو که در بخش‌های بالایی و شکننده پوسته اقیانوسی در محل پشته به وسیله وقوع زلزله‌ها کم عمق شناخته شده است، از گسترش پوسته اقیانوسی جلوگیری می‌نماید.

**نیروی کشیده گوشته‌ای زیر اقیانوس ( $R_{DO}$ )**

این نیرو از حرکت لیتوسفر اقیانوسی بر روی آستنوسفر ممانعت به عمل می‌آورد.

**نیروی کشیده گوشته‌ای زیر قاره ( $R_{DC}$ )**

این نیرو در جهت خلاف حرکت لیتوسفر قاره‌ای بر روی آستنوسفر ایجاد می‌گردد و مقدارش تقریباً برابر  $R_{DO}$  می‌باشد.

**نیروی کشنده قطعه‌ای ( $F_{SP}$ )**

این نیرو سبب فرورفتن لیتوسفر اقیانوسی در زیر لیتوسفر قاره‌ای یا لیتوسفر اقیانوسی دیگری می‌گردد. مقدار نیروی کشنده با افزایش عمق قطعه فرو رونده، به علت افزایش دانسیته آن ازدیاد می‌یابد.

**نیروی مقاومت کننده قطعه‌ای ( $R_S$ )**

نیروی است که در خلاف جهت نیروی کشنده قطعه‌ای و بر لبه یا پیشانی قطعه اقیانوسی فرو رونده عمل می‌کند.

**نیروی مقاومت کننده صفحه رویی ( $R_O$ )**

این نیرو را می‌توان به عنوان نیروی اصطکاک بین صفحه رویی و صفحه فرورونده در نظر گرفت که عامل وقوع زلزله‌های مخرب در مناطق کم عمق لیتوسفر اقیانوسی فرورونده محسوب می‌گردد.

**نیروی مقاومت کننده خمشی ( $R_B$ )**

این نیرو در محل خمیدگی لیتوسفر اقیانوسی در جهت خلاف نیروی کشنده قطعه‌ای عمل می‌نماید.

**نیروی شناوری منفی ( $F_{NB}$ )**

مهم‌ترین نیرو در نواحی فرورانش است که از شناوری منفی لیتوسفر اقیانوسی سرد و متراکم فرورونده حاصل می‌شود.

**نیروی مکش ترانشه ( $F_{SU}$ )**

این نیرو در اثر افزایش زاویه شیب فرورانش، پسروی قطعه فرورونده، ایجاد جریان‌های همرفتی در بالای لیتوسفر اقیانوسی فرورونده و کلیه عوامل به وجود آورنده حوضه‌های حاشیه‌ای، تشکیل می‌گردد.

زمین لرزه نشانه بی تعادلی پوسته زمین و در نتیجه تغییر و تحولات ژئودینامیکی بعدی آن است بنابراین بین زمین لرزه و تکتونیک هر ناحیه رابطه‌ای مستقیم وجود دارد که با پی بردن به آن می‌توان مناطق زلزله‌خیز را تعیین نمود.

## ۱-۲- لرزه‌خیزی ایران

در زمین‌شناسی ایران، این باور وجود دارد که سرزمین ایران در بخش میانی کوهزاد آلپ - هیمالیا است، که از باختر اروپا آغاز و پس از گذر از ترکیه، ایران، افغانستان تا تبت و شاید تا نزدیکی‌های برمه و اندونزی ادامه دارد. در اواخر سال ۱۳۵۶ سازمان زمین‌شناسی ایران برای اولین بار مجموعه‌ای از گزارش‌ها و نقشه‌ها را تحت عنوان «پژوهش و بررسی لرزه‌های زمین ساخت ایران» که برای اولین بار توسط آقایان امبرسز و مانوئل بربریان کارشناسان زمین‌شناسی تهیه شده بود، منتشر نمود. در این گزارش که اطلاعات کامل و جامعی در ارتباط با زلزله‌های قرن‌های گذشته را شامل می‌شد، شدت و بزرگی، فاصله کانونی و عمق زمین لرزه‌ها و همچنین ارتباط بین زلزله‌ها با ویژگی‌های زمین ساخت ایران همراه با تقسیم بندی سنی گسل‌های ایران ارائه شد. این گزارش‌ها همانطور که انتظار می‌رفت مورد استقبال پژوهشگران و صاحب نظران ایرانی و خارجی قرار گرفت. سابقه‌ی تاریخی کشور ایران نشان می‌دهد که ایران، کشوری زلزله خیز می‌باشد و در گذشته در مواردی، به نام شهرهای بزرگی در تاریخ ایران برخورد می‌کنیم که امروزه اثری از آنها بر روی زمین دیده نمی‌شود مانند شهر ملوان در سرپل ذهاب و سمره در شرق ایران و مهرجان قزاق در استان ایلام که اخیراً بقایای این شهر را از دل خاک بیرون آورده‌اند براساس کاوش‌های باستان شناسی علت ویرانی این شهر باستانی وقوع زلزله‌ای در سال ۳۲۴ هـ ق بوده است. همچنین زلزله‌های بزرگی در سال‌های اخیر مانند زلزله‌های شهرهای طبس با بزرگی ۷/۴ ریشتر در سال ۵۷ و منجیل و رودبار با بزرگی ۷/۲ ریشتر در سال ۶۹ و زلزله بم در سال ۸۲ با بزرگی ۶/۴ ریشتر به وقوع پیوسته و به روش علمی ثابت گشته که اکثر نقاط کشور ایران بر روی کمربند زلزله خیز واقع شده‌اند. در بین مناطق لرزه خیز ایران، منطقه‌ی مرکزی ایران به ویژه اصفهان و یزد و دشت‌های ساحلی خوزستان و بوشهر، امن‌ترین منطقه از نظر عدم وقوع زلزله و منطقه تبریز و خورگویی بندرعباس و طبس پرخطرترین ناحیه از نظر زلزله خیزی می‌باشند (شکل ۱-۶).

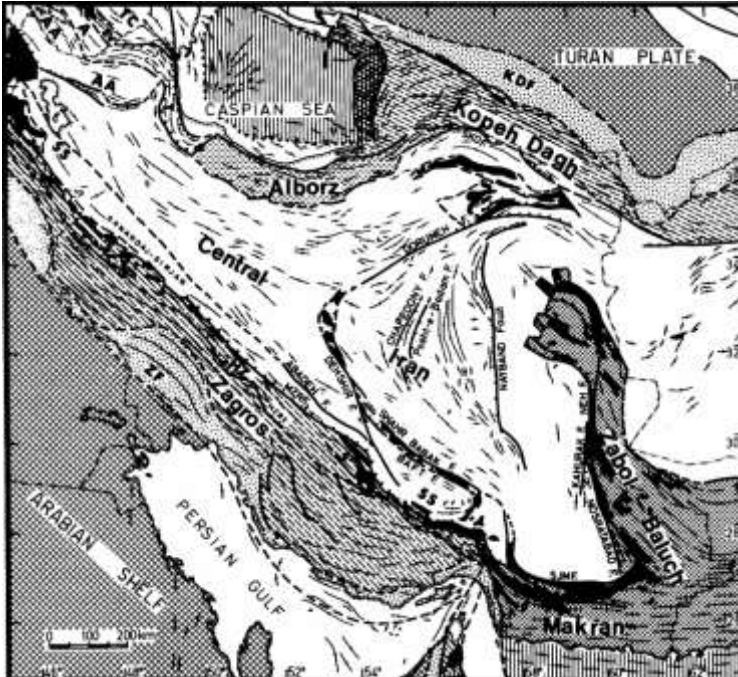


شکل ۱-۶ پراکندگی زلزله‌های ایران در بین سال‌های ۱۹۶۱ تا ۱۹۸۰ (اقتباس از گزارش گسل‌های فعال و تکتونیک ایران، مانوئل بربریان)

بر اساس اطلاعات جمع آوری شده توسط ویلسون (۱۹۳۰م) تا سال ۱۹۳۰ تعداد زلزله‌های ثبت شده‌ی ایران ۱۶۶ بوده است همچنین در سال ۱۹۸۱، نقشه سیزموتکتونیک ایران با مقیاس ۱:۲۵۰۰۰۰۰ توسط سازمان انرژی اتمی ایران منتشر شده است و در آن زمین لرزه‌های سال‌های ۱۹۰۰ تا ۱۹۸۱ از نظر عمق و بزرگی مشخص گردیده‌اند. در طی این ۸۱ سال تعداد ۸۴۲ زلزله به ثبت رسیده است بررسی‌های آماری این زلزله‌ها نشان داده شده است که از نظر تعداد، ناحیه زاگرس با ۵۰/۸۳ درصد در رده‌ی نخست قرار می‌گیرد و ناحیه مکران و شرق ایران با ۳/۷۴ درصد کمترین فرکانس زلزله‌ها را به خود اختصاص داده‌اند همچنین در تمامی نواحی زمین ساختی ایران به استثناء ایران مرکزی، زلزله‌های با بزرگی  $4/5$  ریشتر تا ۵ ریشتر بیشترین درصد، و زمین لرزه‌های بالای ۷ ریشتر کمترین درصد را شامل می‌شوند. در چارچوب جهانی، فلات ایران در محل تلاقی صفحه‌های عربستان (عربستان - آفریقا)، هند (هند-استرالیا) و اوراسیا (اروپا- آسیا) واقع شده است. تلاقی این صفحه‌ها باعث شده است تا پوسته فلات ایران که در کل ضعیف‌تر از صفحه یاد شده است، تغییر شکل پیدا کند و توسط چین خوردگی‌ها و رشته کوه‌هایی چون زاگرس در غرب، البرز و کپه داغ در شمال شرق و کوه‌های شرق ایران و مکران به ترتیب در شرق و جنوب شرق احاطه شود. کوه‌ها و چین خوردگی‌های پوسته فلات ایران هنوز به وضعیت پایدار خود نرسیده‌اند، بنابراین با تداوم حرکت صفحه‌ها شاهد فعالیت‌های لرزه‌ای در اغلب نقاط ایران به



خصوص نواحی کوهستانی هستیم. وقوع زمین لرزه‌هایی چون زمین لرزه ۱۳۵۷ طیس یادآور این مطلب است که حتی منطقه‌های نزدیک به ایران مرکزی به علت نیروهای وارده در معرض خطر زمین لرزه می‌باشند. در شکل ۱-۷ نواحی لرزه‌ای و قسمت‌های مختلف صفحه زمین‌ساخت ایران نشان داده شده است.



شکل ۱-۷ قسمت‌های مختلف صفحه زمین‌ساخت ایران (اقتباس از گزارش گسل‌های فعال و تکتونیک ایران، مانوئل بربریان)

نقاط مختلف ایران، به دلیل شرایط متفاوت، رفتار لرزه‌ای مشابه را نشان نمی‌دهند. با توجه به شکل ۱-۷ و شکل ۱-۸ منطقه زاگرس که در واقع منطقه برخورد صفحه عربستان با ایران است، نیروها فشاری است. وجود لایه‌های شکل پذیری تبخیری چون نمک‌های هرمز در این منطقه باعث شده است تا زمین لرزه‌ها اغلب دوره بازگشتی کوتاه را نشان دهند و در نتیجه به علت فاصله زمانی کوتاه بین رویداد زمین لرزه‌ها، انرژی انباشته شده در حدی نیست که زمین لرزه‌های با بزرگی بالا را سبب شود. به این ترتیب زمین لرزه‌های زاگرس اغلب فراوان، با بزرگی متوسط و بیشتر به واسطه وجود سازنده‌های تبخیری کم و بدون شکستگی سطحی (گسله) می‌باشند. با توجه به شکل ۱-۷، منطقه‌های البرز و کپه داغ که در جنوب صفحه اوراسیا و در شمال و شمال شرقی ایران واقع شده‌اند عموماً رفتار لرزه‌ای متفاوتی را در مقایسه با زاگرس نشان می‌دهند. زمین لرزه‌ها در این منطقه فراوانی کمتری را نشان می‌دهند و نسبت به زاگرس انرژی بیشتری را رها

می‌سازند. زمین لرزه‌های بزرگ آن قسمت را می‌توان اغلب به شکستگی‌ها (گسله‌ها) نسبت داد. با توجه به شکل ۸-۱ منطقه ایران مرکزی که بین زاگرس و کپه داغ واقع شده است. لرزه خیزی ناپیوسته‌ای را نشان می‌دهد و اغلب زمین لرزه‌های بزرگی را به همراه دارد. این زمین لرزه‌ها معمولاً دوره بازگشت طولانی دارند و می‌توان آنها را به گسله‌های بارزی نسبت داد. منطقه مکران که در جنوب شرقی ایران واقع شده است در واقع متأثر از فرو ریختن پوسته اقیانوسی به زیر صفحه ایران است. فعالیت لرزه‌ای این منطقه در مقایسه با زاگرس کمتر است و در قرن حاضر دو زمین لرزه با بزرگی بیش از ۷ در آنجا واقع شده است.



شکل ۸-۱ موقعیت قرارگیری قسمت‌های مختلف صفحه زمین‌ساخت ایران

در مجموع نقشه سیزموتکتونیک ایران نشان دهنده تمرکز فعالیت‌های زلزله در حواشی کوه‌های البرز و زاگرس است. چرا که در زاگرس و البرز از نظر ژئودینامیکی هنوز تعادل ایزوستازی<sup>۱</sup> واقعی وجود ندارد. در نقشه‌های تکتونیک دنیا، به ویژه در مسائل مربوط به تکتونیک صفحه‌ای، سرزمین ایران محل عبور دو خط برخورد، یکی به موازات و در امتداد گسل زاگرس و دیگری به موازات البرز در نظر گرفته می‌شود. این دو خط در آذربایجان (احتمالاً در آرات) به هم متصل می‌شوند و ایران به صورت صفحه کوچکی نشان داده می‌شود. بررسی خطوط گسل‌های اصلی نیز که اغلب بستگی به نوسانات زیاد و تفاوت ضخامت پوسته زمین دارند و همچنین تجزیه و تحلیل زمین

<sup>۱</sup> تعادل ایزوستازی، به برقراری یک وضعیت پایدار بین صفحات تکتونیکی مجاور هم می‌گویند.

لرزه‌های رخ داده در سال‌ها و دهه‌های گذشته اساس نظریه تکتونیک صفحه‌ای در ایران را محکم‌تر ساخته است. این نظریه، خصوصاً در زاگرس مصداق می‌یابد که پیدایش و تکامل آن را نتیجه برخورد سپر عربستان با فلات ایران می‌دانند. دلیل دیگری که از نظر زلزله‌خیزی نظریه فوق را تایید می‌کند، عمق زلزله‌ها در جنوب و جنوب غربی زاگرس است که از غرب به شرق کاهش می‌یابد. این امر با مکانیزم زلزله‌ها با حالت فرورونده در ارتباط با فشار ناشی از حرکت سپر عربستان قابل توجیه است. به ویژه، زلزله‌هایی که در این نواحی رخ می‌دهند نشان‌گر این است که این حرکات زیر زمینی هنوز خاتمه نیافته است و این مطلب به واسطه زلزله‌های ادواری و بروز گسل‌های جوان و دره‌های عمیق، که تاقدیس‌ها را بریده و حرکات از زیر به بالا را نشان داده است، اثبات می‌شود. عمق زلزله‌های گذشته نشان می‌دهد، فلات ایران تحت فشارهایی به سمت شمال و از جانب صفحه عربستان به طرف صفحه توران قرار دارد. چنین نیرویی سبب کوتاه شدن فلات ایران در امتداد شمال شرقی، جنوب غربی و راندن فلات مرکزی و شرق مرکزی به سمت شرق یعنی صفحه اوراسیا می‌گردد. همین فشارهای جانبی صفحه کوچک ایران را به صورت صفحه‌ای ترد و شکننده و به ویژه در حاشیه‌های شمالی و جنوبی و شرقی در امتداد گسل‌ها در می‌آورد و نقاط اصلی زلزله خیزی ایران را تشکیل می‌دهد. در قسمت شمالی ناحیه مرکزی و شرقی ایران یک رشته گسل‌های شرقی- غربی وجود دارند که تعدادی از آنها در اواخر کوهزایی آلپی و اوایل دوران چهارم فعال بوده‌اند. این گسل‌های تحت فشارهای فوق‌الذکر باید حرکات جانبی چپ‌گرد، علاوه بر حرکات عمودی داشته باشند. حرکات جانبی چپ‌گرد گسل ایپک در غرب تهران در زلزله بویین زهرا در سال ۱۳۴۱ و حرکات چپ‌گرد گسل دشت بیاض جنوب شرق خراسان که در سال ۱۳۴۸ فعال شد، مثال‌هایی از این مکانیزم می‌باشند. بنابراین برخورد صفحات در امتداد خطوط ذکر شده در زلزله خیزی ایران بسیار موثر است. با تامل روی نقشه ساینموتکتونیک ایران و انطباق آن با نقشه تکتونیک صفحه‌ای ایران، ملاحظه می‌گردد، در حاشیه‌های برخورد صفحات، که با حداکثر فعالیت لرزه‌ای مشخص شده‌اند، دو نوار زلزله خیز شمالی و جنوبی- جنوب شرقی، صفحه کوچک داخلی را، که به صفحه ایران موسوم است، احاطه کرده‌اند. از طرفی، نقشه ساینموتکتونیک ایران نشان می‌دهد که در داخل صفحه کوچک ایران، که میان دو حاشیه زلزله خیز واقع شده، کم‌تر زلزله‌ای اتفاق می‌افتد. اما چون ایران کوچک است و حاشیه‌های جانبی برخورد آن تقریباً به هم نزدیک‌اند، در برخی موارد زلزله‌هایی در داخل این صفحه رخ می‌دهد. تحت چنین شرایطی است که مرکز ایران و ایران خاوری، کم و بیش در برابر زلزله، پایداری و مقاومت بیشتری از خود نشان می‌دهند.

همان طور که در بخش توزیع جغرافیایی زلزله‌ها مطرح شده، کشور ایران بخشی از کمربند زلزله خیز آلپ- هیمالیا را تشکیل می‌دهد و بنابراین ایران از نظر ژئودینامیکی بسیار فعال است.

نکته حائز اهمیت در تکامل زمین شناسی و تکنونیک ایران قرار گرفتن آن در میان دو پوسته قاره‌ای قدیمی یعنی سپر عربستان در جنوب غرب و توران در شمال شرق است. تحت تاثیر فشارهای حاصل از این دو توده سنگین قدیمی، سیستم‌های کوهستانی ایران به شکل امروزی خود چین خوردگی پیدا کرده‌اند. در بخش‌های شرقی و جنوب شرقی کشور نیز اثرات برخورد قاره هندوستان در ساختمان زمین شناسی این ناحیه را می‌توان مشاهده نمود. پراکندگی زلزله‌ها نشان داده است که موقعیت زلزله خیزی ایران بر وضعیت تکنونیک ایران کاملاً منطبق می‌باشد، لذا تقسیم بندی تکنونیک کشور ایران می‌تواند تا حد زیادی موید استان‌های لرزه ساختی ایران باشد. تقسیم بندی تکنونیک ایران بر اساس مطالعات ژئودزی را می‌توان به صورت زیر خلاصه نمود:

**ناحیه زاگرس:** دارای زلزله‌های فراوان کم عمق با بزرگی متوسط و بعضاً زیاد می‌باشد. حل سازوکار کانونی زلزله‌های زاگرس، موید گسل‌های معکوس یا راندگی با شیب زیاد (۴۰ تا ۵۰ درجه) می‌باشد که امتداد آنها از امتداد کلی زاگرس پیروی می‌کند. کمربند چین خوردگی زاگرس، به عنوان یک قسمتی از زنجیره آلپ- هیمالیا در جهت شمال غربی- جنوب شرقی از شرق ترکیه تا میناب، زندان و پالامی در جنوب ایران گسترش یافته است. حرکت به سمت راست<sup>۱</sup> با مایل بودن همگرایی بین عربستان و اوراسیا مطابقت می‌کند. نتایج GPS این ناحیه نشان از کوتاه شدگی شمالی جنوبی در طول زاگرس در حدود ۱ سانتیمتر در سال است. کوتاه شدگی عمود بر محور زاگرس از ۰/۶ سانتیمتر در سال در زاگرس مرکزی (حوالی شیراز)، تا ۰/۳ سانتیمتر در سال در شمال زاگرس (حوالی ایلام) کاهش می‌یابد. با این فرض که همگرایی مایل در طول سیستم<sup>۲</sup> واقع شده است، آنها به حرکت امتداد لغز راست گرد که از زاگرس مرکزی با ۰/۵ سانتیمتر در سال تا زاگرس شمالی با ۰/۲ سانتیمتر در سال کاهش می‌یابد، رسیدند. ناحیه انتقالی بین زاگرس- مکران در طول تنگه هرمز اتفاق می‌افتد و با یک مجموعه از گسل‌های شمالی- جنوبی واقع شده در بندر عباس، جاسک و ... همخوانی دارد. میدان سرعت GPS بیانگر حرکت راست لغز در طول گسل‌های واقع شده در ناحیه انتقالی زاگرس- مکران در حدود ۱/۱ سانتیمتر در سال است.

**ناحیه ایران مرکزی:** که زلزله‌های این ناحیه به فراوانی زاگرس نبوده ولی معمولاً دارای عمق کمتر و بزرگی بیشتر هستند. بالا بودن بزرگی زلزله‌های ایران مرکزی بیشتر به دلیل ماهیت گسل‌های این منطقه (معکوس) می‌باشد و عمق کم کانون زلزله‌ها نیز به این صورت توجیه می‌گردد که فروانش پوسته اقیانوسی و در نتیجه ذوب بخشی و فعالیت آذرین موجب افزایش دما شده، به نحوی که در طول دوران سوم فعالیت‌های آتشفشانی شدیدی رخ داده و این افزایش سبب

<sup>1</sup> Main Recent Fault

<sup>2</sup> Main Zagros Trust Fault

شده تا مرز بین بخش شکننده و شکل پذیر، بالا آمده و زلزله‌های ایران مرکزی دارای کانون‌های کم عمق تری نسبت به زاگرس باشند. بخش‌های دگرگون شده ایران مرکزی، در اثر دگرگونی (دیناموترومتامورفیزم<sup>۱</sup>) سخت و پایدار گردیده و توان لرزه‌خیزی این مناطق کاهش یافته است. مثلاً نوار دگرگونی سنندج - سیرجان علی‌رغم قرارگیری در حاشیه برخورد ایران مرکزی و عربستان دارای قابلیت لرزه‌خیزی ناچیزی می‌باشد که اندکی از توان لرزه‌خیزی منطقه مکران و شرق ایران بیشتر است. لازم به ذکر است که در برخی نواحی ایران مرکزی نظیر بخش شمال - شمال غربی، زلزله‌های با ساز و کار کششی به وقوع پیوسته که اگر چه دلیل آن به درستی مشخص نشده است، ولی دو نکته ذیل را می‌توان برای توجیه این ساز و کار در نظر گرفت. الف - در جهت عمود بر فشار حداکثر ( $N20^{\circ}E$ )، یک نیروی کششی ( $N70^{\circ}E$ ) عمل می‌کند. ب - ممکن است در دوره ویژه‌ای، فشار حداکثر کاهش یافته یا به کلی قطع گردد و روشن است که توقف فشار با ایجاد یک نیروی کششی همراه خواهد بود.

**منطقه مکران:** این منطقه از نظر لرزه‌خیزی دارای یک رژیم پراکنده با عمق کانونی تا ۱۰۰ کیلومتر است که احتمالاً در برخی مکان‌ها به بیش از ۱۰۰ کیلومتر (زلزله‌های زیر پوسته‌ای) نیز می‌رسد. داده‌های لرزه‌ای تاریخی و لرزه ساختی مکران بسیار کم است. به عقیده برخی از محققین، احتمال لرزه خیز بودن مکران زیاد است و امکان دارد پس از یک دوره نبود لرزه‌ای طولانی، زلزله‌ای بزرگ در آن به وقوع پیوندد. نرخ کوتاه شدگی با GPS برای خلیج عمان، بین ۹ تا ۱۳ میلیمتر در سال ( $JASC$ ) نسبت به عربستان و  $17/5$  تا  $21/5$  میلیمتر در سال ( $CHAB$ ) نسبت به عربستان، تعیین شده است. ناحیه جاسک در نزدیکی میناب، زندان، پالامی، سیستم گسلش شمال-شمال غربی، جنوب-جنوب شرقی واقع شده است. این ناحیه گسل نشان می‌دهد که بین ناحیه برخورد زاگرس و فرورانش مکران می‌باشد. بنابراین این ناحیه می‌تواند توسط تصادم بهبود یابد. نرخ کوتاه شدگی  $17/5$  تا  $21/5$  میلیمتر در سال، بین  $CHAB$  و صفحه عربی بیشتر مؤید نرخ فرو رانش است. این سرعت بالا، زلزله‌های بزرگی را باید ایجاد کند. در حالی که نرخ کنونی لرزه‌خیزی در مکران، به غایت کم است. گمان می‌رود که بیشتر رویدادها به علت خمش در اعماق میانی در خلال پائین رفتن صفحه باشد. این رویدادها در صفحه وجه مشترک در نزدیکی ساحل، فقط در ناحیه شکاف شرق سیستان (جایی که سه زلزله بزرگ تاریخی با  $M_w > 7$  رخ داده است)، شناخته شده‌اند.

**ناحیه البرز:** زلزله‌های این ناحیه اغلب بزرگ و از نوع کم عمق هستند که در مقایسه با زاگرس از دوره آرامش طولانی‌تری برخوردارند. اکثر زلزله‌های شمال ایران ظاهراً در ارتباط با گسل‌های

<sup>1</sup> Dynamothermometamorphism

سطحی شناخته نشده بوده و ساز و کار اغلب آنها راندگی با مولفه امتداد لغز می‌باشد، نظیر زلزله ۳۱ خرداد ماه ۱۳۶۹ گیلان و زنگان با عمق کانونی حدود ۱۰ کیلومتر و  $M_b = 7.3$ . در امتداد شرقی قفقاز در زیر دریای خزر یک عامل زمین ساختی، شمال این دریا را از جنوب خیلی عمیق آن جدا می‌کند. این ساختمان در یک ناحیه لرزه خیزی عمیق و مترکم واقع شده است که مؤید فرورانش جنوب دریای خزر در زیر اوراسیا می‌باشد.

اندازه گیری‌های *GPS*، کوتاه شدگی شمالی- جنوبی ۶ تا ۱۰ میلیمتر در سال بین بلوک ایران مرکزی و ایستگاه جنوب خزر ایستگاه محمودآباد را نشان می‌دهد. از این رو به نظر می‌رسد کوتاه شدگی در البرز مرکزی ۶ تا ۱۰ میلیمتر در سال در تطابق با نرخ زمین شناسی ۵ میلیمتر در سال در بیش از ۵ میلیون سال قبل باشد.

**ناحیه کپه داغ:** چنین به نظر می‌رسد که پوسته این منطقه در حال کوتاه شدگی است و این کوتاه شدگی با گسلش راندگی و امتداد لغز چپ‌گرد در بخش غربی و امتداد لغز راست‌گرد در بخش شرقی همراه است (گسل عشق آباد). زلزله‌های این ناحیه، کم عمق و آنهایی که ساز و کار راندگی دارند فاقد گسلش سطحی می‌باشند. شرق قسمت جنوبی حوزه خزر، ناحیه کپه‌داغ کوتاه‌شدگی در حدود ۴/۵ تا ۸/۵ میلیمتر در سال را نشان می‌دهد.

به طور کلی ایران از نظر تقسیمات زمین شناسی - تکتونیکی از سه بخش اصلی تشکیل شده است: بخش داخلی، شامل هسته محکم ایران مرکزی؛ بخش به شدت چین خورده میانی، شامل البرز و زاگرس؛ بخش خارجی، شامل حوضه‌های پست شمال و جنوب کشور.

### ۱-۳- توزیع جغرافیایی زلزله‌های جهان

با توجه به نقشه‌های توزیع مراکز سطحی زلزله‌های دنیا و به خاطر آوردن مرزهایی که در مبحث تکتونیک صفحه‌ای مورد بررسی قرار گرفتند، به انطباق و ارتباط مستقیمی بین آنها پی خواهیم برد. بدین ترتیب ملاحظه می‌گردد اکثر زلزله‌ها در امتداد سه منطقه با کمربند اصلی رخ می‌دهند که ویژگی دیگر آنها وجود آتشفشان‌های فعال است.

#### الف- کمربند حاشیه اقیانوس آرام

این همان حلقه آتش است که در یک کمربند زلزله‌خیز چهل هزار کیلومتری فعالیت داشته و سواحل غربی آمریکای شمالی و جنوبی را به آتش می‌کشد و از آنجا به آلاسکا، مجمع الجزایر آلوشن ژاپن، چین و سپس به سوی فیلیپین، اندونزی و استرالیا سرازیر می‌شود. زلزله‌هایی که در این کمربند به وقوع می‌پیوندند، ۸۰ درصد مقدار کل انرژی آزاد شده به وسیله زلزله سراسر دنیا را به خود اختصاص می‌دهند و در طول قرن‌ها، جان میلیون‌ها نفر را گرفته‌اند. به طور کلی تغییر

مکان گسل‌ها در امتداد این کمربند نشانگر دوران در جهت خلاف عقربه‌های ساعت صفحه آرام نسبت به صفحات مجاور است.

### ب- کمربند آلپ- هیمالیا یا آلپاید (آلپی)

۱۵ درصد دیگر از کل انرژی آزاد شده توسط زلزله‌ها در کمربندی آزاد می‌شوند که از خلیج بنگال به سوی هیمالیا روانه شده و پس از عبور از عرض ایران تا جزایر آژورس ادامه می‌یابد. این کمربند در واقع عرصه برخورد صفحه اوراسیا با صفحه هند و عربستان و آفریقا می‌باشند که باعث تشکیل کوهستان‌ها و بروز زلزله‌های نسبتاً کم عمق فراوان در جنوب اروپا، شمال آفریقا و خاورمیانه می‌گردد. لرزه‌خیزی اروپا بیشتر در جنوب آن پراکنده شده است. جنوب ترکیه، یونان، یوگسلاوی، ایتالیا، اسپانیا و پرتغال از جمله لرزه‌خیزترین کشورهای اروپا می‌باشند.

### پ- کمربند پشته میانی اقیانوس اطلس

در حدود ۵ درصد باقی مانده از کل انرژی‌های آزاد شده نیز به نواحی پشته‌های اقیانوسی و مناطقی که هر از چند گاهی به صورت پراکنده دچار زلزله‌های کم عمق می‌شوند، اختصاص می‌یابد. برخی از رویدادهای لرزه‌ای که در جهان و ایران بوقوع پیوسته‌اند از نظر مهندسی زلزله و بررسی آنها از اهمیت زیادی برخوردار است. در جدول ۱-۱ تعداد زلزله‌های با بزرگی بیش از ۵ از سال ۱۹۹۰ تا سال ۲۰۰۹ و خسارات ناشی از آنها نشان داده شده است.

جدول ۱-۱ خسارات ایجاد شده در زلزله‌های اخیر

سال	بزرگی				کل	تخمین مرگ و میر
	5.0-5.9	6.0-6.9	7.0-7.9	8.0-8.9		
1990	1635	115	12	0	1762	52000
1991	1469	105	11	0	1585	2300
1992	1541	104	23	0	1668	3800
1993	1449	141	15	1	1606	10000
1994	1542	161	13	2	1718	1050
1995	1327	185	22	3	1537	8000
1996	1223	160	21	1	1405	500
1997	1118	125	20	0	1263	3000
1998	979	113	14	2	1108	9000
1999	1106	123	23	0	1252	23000
2000	1345	158	14	1	1518	200
2001	1243	126	15	1	1385	21500
2002	1086	132	13	0	1231	1700
2003	1203	140	14	1	1358	33819

2004	1118	139	13	2	1272	284000
2005	1700	144	10	1	1855	89354
2006	1427	132	10	1	1570	6666
2007	1696	167	14	4	1881	789
2008	1768	168	12	0	1948	88011
2009	1465	125	15	1	1606	1748

در جدول ۲-۱ مهمترین زلزله‌های اتفاق افتاده از سال ۱۹۰۰ میلادی تا ۲۰۱۰ که بیش از ۱۰۰۰ نفر تلفات جانی داشته‌اند ارائه شده است.

جدول ۲-۱ زلزله‌های انتخابی از سال ۱۹۰۰ تا ۲۰۱۱ میلادی

ردیف	تاریخ	مکان	عرض جغرافیایی	طول جغرافیایی	تلفات	بزرگا	توضیحات
1902	19-Apr	گوآتمالا	14N	91W	۲۰۰۰	7.5	
1902	16-Dec	ترکمنستان	40.8N	72.6E	۴۵۰۰	6.4	
1903	19-Apr	ترکیه	39.1N	42.4E	۱۷۰۰		
1903	28-Apr	ترکیه	39.1N	42.5E	۲۲۰۰	6.3	
1905	04-Apr	کانگرا-هند	33.0N	76.0E	۱۹۰۰۰	8.6	
1905	08-Sep	کالیبریا-ایتالیا	39.4N	16.4E	۲۵۰۰	7.9	
1906	31-Jan	کلمبیا	1N	81.5W	۱۰۰۰	8.9	
1906	18-Apr	سانفرانسیسکو	38N	123W	۲۰۰۰	8.3	آتش سوزی
1906	16-Mar	تایوان	23.6N	120.5E	۱۳۰۰	7.1	
1906	17-Aug	سانتیوگو-شیلی	33S	72W	۲۰۰۰۰	8.6	
1907	14-Jan	جامائیکا	18.2N	76.7W	۱۶۰۰	6.5	آتش سوزی
1907	21-Oct	آسیای مرکزی	38N	69E	۱۲۰۰۰	8.1	
1908	28-Dec	مسینا-ایتالیا	38N	15.5E	۷۰۰۰۰	7.5	
1909	23-Jan	ایران	33.4N	49.1E	۵۵۰۰	7.3	
1912	09-Aug	دریای مرمر-ترکیه	40.5N	27E	۱۹۵۰	7.8	
1915	13-Jan	ایتالیا	42N	13.5E	۲۹۹۸۰	7.5	
1917	21-Jan	بالی-اندونزی	8.0S	115.4E	۱۵۰۰۰		
1917	30-Jul	چین	28.0N	104.0E	۱۸۰۰	6.5	
1918	13-Feb	کانتون-چین	23.5N	117.0E	۱۰۰۰۰	7.3	
1920	16-Dec	گانسو-چین	35.8N	105.7E	۲۰۰۰۰۰	8.6	رانش خاک
1923	24-Mar	چین	31.3N	100.8E	۵۰۰۰	7.3	
1923	25-May	ایران	35.3N	59.2E	۲۲۰۰	5.7	
1923	01-Sep	کانتو-ژاپن	35.0N	139.5E	۱۴۳۰۰۰	8.3	آتش سوزی
1925	16-Mar	چین	25.5N	100.3E	۵۰۰۰	7.1	
1927	07-Mar	تانگو-ژاپن	35.8N	134.8E	۳۰۲۰	7.9	



## مشخصات زلزله

۲۰

1927	22-May	چین	36.8N	102.8E	۲۰۰۰۰۰	8.3	شکست‌های بزرگ در زمین
1929	01-May	ایران	38N	58E	۳۳۰۰	7.4	
1930	06-May	ایران	38.0N	44.5E	۲۵۰۰	7.2	
1930	23-Jul	ایتالیا	41.1N	15.4E	۱۴۳۰	6.5	
1931	31-Mar	نیکاراگوئه	13.2N	85.7W	۲۴۰۰	5.6	
1932	25-Dec	چین	39.7N	97.0E	۷۰۰۰۰	7.6	
1933	02-Mar	ژاپن	39.0N	143.0E	۳۹۹۰	8.9	
1933	25-Aug	چین	32.0N	103.7E	۱۰۰۰۰	7.4	
1934	15-Jan	نیپال-هند	26.6N	86.8E	۱۰۷۰۰	8.4	
1935	20-Apr	تایوان	24.0N	121.0E	۳۲۸۰	7.1	
1935	30-May	کویت-پاکستان	29.6N	66.5E	۳۰۰۰۰	7.5	
1935	16-Jul	تایوان	24.4N	120.7E	۳۷۰۰	6.5	
1939	25-Jan	شیلی	36.2S	72.2W	۲۸۰۰۰	8.3	خسارات بیش از ۱۰۰ میلیون دلار
1939	26-Dec	ترکیه	39.6N	38E	۳۰۰۰۰	8	
1940	10-Nov	رومانی	45.8N	26.8E	۱۰۰۰	7.3	
1942	26-Nov	ترکیه	40.5N	34.0E	۴۰۰۰	7.6	
1942	20-Dec	ترکیه	40.9N	36.5E	۳۰۰۰	7.3	
1943	10-Sep	ژاپن	35.6N	134.2E	۱۱۹۰	7.4	
1943	26-Nov	ترکیه	41.0N	33.7E	۴۰۰۰	7.6	
1944	15-Jan	آرژانتین	31.6S	68.5W	۵۰۰۰	7.8	
1944	01-Feb	ترکیه	41.4N	32.7E	۲۸۰۰	7.4	
1944	07-Dec	ژاپن	33.7N	136.2E	۱۰۰۰	8.3	
1945	12-Jan	ژاپن	34.8N	137.0E	۱۹۰۰	7.1	
1945	27-Nov	ایران	25.0N	60.5E	۴۰۰۰	8.2	
1946	31-May	ترکیه	39.5N	41.5E	۱۳۰۰	6	
1946	10-Nov	پرو	8.3S	77.8W	۱۴۰۰	7.3	رانش زمین
1946	20-Dec	ژاپن	32.5N	134.5E	۱۳۳۰	8.4	
1948	28-Jun	فوکوی-ژاپن	36.1N	136.2E	۵۳۹۰	7.3	آتش سوزی
1948	05-Oct	ترکمستان	38.0N	58.3E	۱۱۰۰۰۰	7.3	
1949	05-Aug	اکوادور	1.2S	78.5E	۶۰۰۰	6.8	رانش خاک
1950	15-Aug	آسام-هند	28.7N	96.6E	۱۵۳۰	8.7	تغییرات زیاد در توپوگرافی منطقه
1954	09-Sep	الجزیره	36N	1.6E	۱۲۵۰	6.8	
1957	27-Jun	شوروی سابق	56.3N	116.5E	۱۲۰۰		
1957	02-Jul	ایران	36.2N	52.7E	۱۲۰۰	7.4	
1957	13-Dec	ایران	34.4N	47.6E	۱۱۳۰	7.3	
1960	29-Feb	مراکش	30N	9W	۱۰۰۰۰	5.9	
1960	22-May	شیلی	39.5S	74.5W	۴۰۰۰	9.5	

1962	01-Sep	قزوین-ایران	35.6N	49.9E	۱۲۳۰	7.3	
1963	26-Jul	یوگوسلاوی	42.1N	21.4E	۱۱۰۰	6	کم ژرفا
1966	19-Aug	ترکیه	39.2N	41.7E	۲۵۲۰	7.1	
1968	31-Aug	ایران	34.0N	59.0E	۱۲۰۰۰	7.3	
1969	25-Jul	شرق چین	21.6N	111.9E	۳۰۰۰	5.9	
1970	04-Jan	یانان-چین	24.1N	102.5E	۱۰۰۰۰	7.5	
1970	28-Mar	ترکیه	39.2N	29.5E	۱۱۰۰	7.3	
1970	31-May	پرو	9.2S	78.8W	۶۶۰۰۰	7.8	رانش خاک
1972	10-Apr	جنوب ایران	28.4N	52.8E	۵۰۵۴	7.1	
1972	23-Dec	نیکاراگوئه	12.4N	86.1W	۵۰۰۰	6.2	
1974	10-May	چین	28.2N	104.0E	۲۰۰۰۰	6.8	
1974	28-Dec	پاکستان	35.0N	72.8E	۵۳۰۰	6.2	
1975	04-Feb	چین	40.6N	122.5E	۱۰۰۰۰	7.4	
1975	06-Sep	ترکیه	38.5N	40.7E	۲۳۰۰	6.7	
1976	04-Feb	گواتمالا	15.3N	89.1W	۲۳۰۰۰	7.5	
1976	06-May	شمال ایتالیا	46.4N	13.3E	۱۰۰۰	6.5	
1976	25-Jun	گیته نو	4.6S	140.1E	۴۲۲	7.1	
1976	27-Jul	چین	39.6N	118.0E	۲۵۵۰۰۰	8	
1976	16-Aug	فیلیپین	6.3N	124.0E	۸۰۰۰	7.9	
1976	24-Nov	ایران-مرز شوروی	39.1N	44.0E	۵۰۰۰	7.3	
1977	04-Mar	رومانی	45.8N	26.8E	۱۵۰۰	7.2	
1978	16-Sep	طیس-ایران	33.2N	57.4E	۱۵۰۰۰	7.8	۱۱ میلیون دلار خسارت
1980	10-Oct	الجزیره	36.1N	1.4E	۳۵۰۰	7.7	
1980	23-Nov	جنوب ایتالیا	40.9N	15.3E	۳۰۰۰	7.2	
1981	11-Jun	جنوب ایران	29.9N	57.7E	۳۰۰۰	6.9	
1981	28-Jul	جنوب ایران	30.0N	57.8E	۱۵۰۰	7.3	
1982	13-Dec	عربستان	14.7N	44.4E	۲۸۰۰	6	
1983	30-Oct	ترکیه	40.3N	42.2E	۱۳۴۲	6.9	
1985	19-Sep	مکزیک	18.2N	102.5W	۹۵۰۰	8.1	
1986	10-Oct	السالوادور	13.8N	89.2W	۱۰۰۰	5.5	
1987	06-Mar	کلمبیا	0.2N	77.8W	۱۰۰۰	7	
1988	20-Aug	نپال مرز هند	26.8N	86.6E	۱۴۵۰	6.6	
1988	07-Dec	ارمنستان	41.0N	44.2E	۲۵۰۰۰	7	۱۶ میلیون دلار خسارت
1990	20-Jun	منجیل-ایران	37.0N	49.4E	۴۰۰۰۰	7.7	
1990	16-Jul	فیلیپین	15.7N	121.2E	۱۶۲۱	7.8	نشست خاک
1991	19-Oct	هند	30.8N	78.8E	۲۰۰۰	7	
1992	12-Dec	اندونزی	8.5S	121.9E	۲۵۰۰	7.5	سونامی با ارتفاع موج ۲۵ متر

## مشخصات زلزله

1993	29-Sep	جنوب هند	18.1N	76.5E	۹۷۴۸	6.3	
1995	16-Jan	کوبه-ژاپن	34.6N	135E	۶۰۰۰	6.9	آتش سوزی
1995	27-May	جزیره ساخالین	52.6N	142.8E	۱۹۸۹	7.5	
1997	10-May	شمال ایران	33.9N	59.7E	۱۵۶۰	7.5	خرابی ۶۰۰۰۰ خانه
1998	04-Feb	افغانستان	37.1N	70.1E	۲۳۲۳	6.1	همچنین در تاجیکستان
1998	30-May	افغانستان	37.1N	70.1E	۴۰۰۰	6.9	همچنین در تاجیکستان
1998	17-Jul	گینه نو	2.96S	141.9E	۲۱۸۳	7.1	سونامی
1999	25-Jan	کلمبیا	4.46N	75.82W	۱۱۸۵	6.3	
1999	17-Aug	ترکیه	40.7N	30.0E	۱۷۱۱۸	7.4	
1999	20-Sep	تایوان	23.7N	121.0E	۲۲۹۷	7.6	خرابی ۶۰۰۰۰۰ خانه
2001	26-Jan	هند	23.3 N	70.3 E	۱۹۹۸۸	7.7	
2002	25-Mar	افغانستان	35.9N	69.2E	۱۰۰۰	6.1	همچنین در تاجیکستان
2003	21-May	شمال الجزیره	36.90N	3.71E	۲۲۶۶	6.8	سونامی به ارتفاع ۲ متر
2003	26-Dec	بم - ایران	28.99N	58.31E	۳۱۰۰۰	6.6	شدت IX در بم
2004	26-Dec	سوماترا - اندونزی	3.30N	95.87E	۲۲۷۸۹۸	9.1	لغزش خاک و سونامی
2005	28-Mar	سوماترا - اندونزی	2.07N	97.01E	۱۳۱۳	8.6	سونامی
2005	8-Oct	پاکستان	34.53N	73.58E	۸۶۰۰۰	7.6	
2006	26-May	اندونزی	7.96N	110.44E	۵۷۴۹	6.3	
2008	12-May	سیچوان - چین	31.0N	103.3E	۸۷۵۸۷	7.9	
2010	12-Jan	هابتی	18.45N	72.53W	۲۱۷۰۰۰	7	مجروح شدن بیش از سیصد هزار نفر
2011	11-Mar	ژاپن	38.32N	142.369E	۱۶۰۰۰	9	سونامی شدید

با توجه به جدول ۱-۲، مجموع رویدادهای آورده شده برابر ۱۲۰ بوده که در آنها مجموع تلفات جانی برابر ۲۴۴۱۱۱۳ می‌باشد. با نگاه اجمالی بر آمار ارائه شده در این جدول دیده می‌شود که به طور متوسط هر سال حدوداً ۲۲۰۰۰ نفر جان خود را در اثر زلزله از دست داده‌اند. همچنین در جدول ۱-۳ مهمترین زلزله‌های پیش از قرن بیستم که تعداد تلفات آنها بیش از ۵۰۰۰۰ نفر می‌باشد، نشان داده شده است.

جدول ۱-۳ مهمترین زلزله‌های پیش از قرن بیستم

سال	ماه	روز	مکان	تلفات	بزرگی	توضیحات
856	12	22	دامغان-ایران	۲۰۰۰۰۰	7.5	
893	3	23	اردبیل-ایران	۱۵۰۰۰۰		
1138	8	9	حلب-سوریه	۲۳۰۰۰۰		
1268			آسیای صغیر	۶۰۰۰۰		
1290	9		چیپلی-چین	۱۰۰۰۰۰		
1556	1	23	شانسی-چین	۸۳۰۰۰۰		

1667	11		قفقاز	۸۰۰۰۰		
1693	1	11	ایتالیا	۶۰۰۰۰		
1727	11	18	تبریز-ایران	۷۷۰۰۰		
1755	11	1	لیسبون-پرتغال	۷۰۰۰۰	8.7	آتش سوزی و سونامی بزرگ
1783	2	4	کالبریا-ایتالیا	۵۰۰۰۰		

#### ۴-۱- مهمترین رویدادهای لرزه‌ای اخیر

##### ۴-۱-۱- زلزله سانفرانسیسکو در سال ۱۹۰۶ ( $M_w=7.9$ )

این زلزله باعث ویرانی گسترده‌ای در کالیفرنیا شد و یکی از رویدادهای مهم در تاریخ مهندسی زلزله است. شکل ۹-۱ قسمت‌هایی از خسارات ایجاد شده در حین این زلزله را نشان می‌دهد. این زلزله در بیشتر کالیفرنیا و قسمت‌هایی از شرق نوادا<sup>۱</sup> و جنوب اریگان<sup>۲</sup> احساس شد. علت این زلزله، زلزله، گسل طویل سانفرانسیسکو بود که دارای مکانیزم امتداد لغز<sup>۳</sup> است. این زلزله باعث کشته شدن حدوداً ۳۰۰۰ نفر شد. خسارات مالی در حدود ۵۲۴ میلیون دلار برآورد شد. در شکل ۱۰-۱ خطوط هم‌لرزه برای این زلزله در نواحی اطراف محل وقوع زلزله نشان داده شده است.

<sup>1</sup> Nevada

<sup>2</sup> Oregon

<sup>3</sup> Strike slip



شکل ۱-۹ (الف) خسارت ایجاد شده در ویرجینیا (ب) خمیدگی راه آهن به سبب جابجایی زمین (ج) روانگرایی و جوشش ماسه

در اثر این زلزله بسیاری از خطوط لوله موجود در شهر آسیب عمده دیدند. در این زلزله خرابی ساختمان‌های بنا شده روی زمین‌های نرم و خاکریزی چشمگیر بوده است. طولی از گسل که حرکت کرده در حدود ۳۵۰ کیلومتر و جابجایی در گسل در حدود ۶/۵ متر بوده است. همچنین خرابی ساختمان‌های آجری بیشتر بوده ولی بسیاری از ساختمان‌های فولادی، مقاومت خوبی از خود نشان دادند. از دیگر حوادث قابل توجه در این رویداد، آتش سوزی وسیع در شهر بوده که سه روز به طول کشیده است.



شکل ۱-۱ شدت زلزله سانفرانسیسکو در سال ۱۹۰۶

بسیاری از ساختمان‌های نزدیک گسل خراب شدند. شکل ۱-۱ الف پرچینی با طول یک کیلومتر را نشان می‌دهد که در اثر این زلزله در حدود ۲/۶ متر جابجا شده است. همچنین در شکل ۱-۱ ب خیابانی را در این شهر نشان می‌دهد که سطح آن از مکان ابتدایی در حدود ۳ متر جابجا شده است. در برخی نقاط نیز روانگرایی<sup>۱</sup> اتفاق افتاد.

<sup>۱</sup> این فرآیند تحت تاثیر لرزش (ناشی از زمین لرزه، انبساط خاک و ...) در خاک‌هایی با مقاومت پایین، چسبندگی کم و اشباع ایجاد می‌گردد. در این فرآیند سطح تماس ذرات خاک در یک لحظه کمتر شده و خاک رفتار روان از خود نشان می‌دهد.



الف



ب

شکل ۱۱-۱ خسارات ایجاد شده در اثر زلزله سانفرانسیسکو (۱۹۰۶)

### ۱-۴-۲ - زلزله کنتو<sup>۱</sup> ژاپن در سال ۱۹۲۳ ( $M_w=7.9$ )

زلزله ۷/۹ ریشتری کانتو در ساعت ۱۱:۵۸ قبل از ظهر روز یکم سپتامبر ۱۹۲۳ اتفاق افتاد. این زلزله فاجعه بزرگی برای شهرهای توکیو و یوکوهاما<sup>۲</sup> بود. مرکز زلزله در خلیج ساگامی<sup>۳</sup> و فاصله آن تا شهر توکیو ۱۰۴ کیلومتر و از یوکوهاما ۶۰ کیلومتر بوده است. زلزله کنتو باعث ایجاد امواج سونامی در حدود ۳ تا ۶ متر شد و همچنین در بعضی از نواحی باعث بلند شدگی زمین در حدود ۲ متر شد. تعداد کل تلفات جانی این زلزله ۱۴۳۰۰۰ نفر بوده است (شکل ۱-۱۲).



شکل ۱۲-۱ خسارات ایجاد شده در زلزله کنتو (۱۹۲۳)

تکان اصلی زلزله، طول زمانی یک دقیقه را داشته و پس‌لرزه‌های آن در ماه سپتامبر به تعداد ۳۳۷ بوده است. صدمات بزرگ زلزله کانتو بیشتر از آتش‌سوزی‌های پس از زلزله بوده است (شکل ۱-۱۳).

<sup>۱</sup> Kanto

<sup>۲</sup> Yokohama and Tokyo

<sup>۳</sup> Sagami



شکل ۱-۱۳ آتش سوزی‌های ایجاد شده بعد از زلزله کانتو

#### ۱-۴-۳ - زلزله شیلی<sup>۱</sup> در آمریکای جنوبی در سال ۱۹۶۰ ( $M_w=9.5$ )

این زلزله در ۲۲ می سال ۱۹۶۰ در جنوب شیلی روی داد. از ویژگی‌های این زلزله آن بود که تکان‌های اصلی آن متعدد و در ظرف چند روز اتفاق افتاد. این سری زلزله‌ها با تکانی به بزرگی ۷/۵ ریشتر در ۲۱ ماه مه شروع شد و متعاقب آن چند تکان بزرگ اتفاق افتاد. از جمله حوادث قابل مشاهده در این زلزله رانش خاک<sup>۲</sup> و سونامی بود (شکل ۱-۱۴). تعداد تلفات جانی بین ۴۹۰ تا ۵۷۰۰ نفر تخمین زده شده است. همچنین در این رویداد ۵۸۶۲۲ خانه خراب و براساس برآوردهای دولت شیلی حدود ۲۰۰۰۰۰۰ نفر بی‌خانمان شدند. میزان خسارات مالی در حدود ۵۰۰ میلیون دلار برآورد شد.

<sup>1</sup> Chile

<sup>2</sup> Landslides





شکل ۱-۱۴ الف نمایی از یک ویلا قبل از زلزله را نشان می‌دهد و در شکل ب همان عکس بعد از زلزله می‌باشد که به سبب سونامی با ارتفاع ۴/۵ متر درختان و ساختمان‌ها به میزان ۲ کیلومتر حرکت کرده‌اند.

#### ۱-۴-۴ - زلزله آلاسکا<sup>۱</sup> در سال ۱۹۶۴ ( $M_w=8.3$ )

این زلزله در ۲۸ مارس سال ۱۹۶۴ اتفاق افتاد و یکی از زلزله‌های بزرگ بوده که میزان شدت و مداومت آن بسیار بالا می‌باشد که باعث کشته شدن ۱۲۵ نفر (۱۱۰ نفر به سبب سونامی و ۱۵ نفر به سبب زلزله) شد. میزان خسارات مالی در حدود ۳۱۱ میلیون دلار برآورد شد. این زلزله باعث ایجاد خسارات زیادی در شهرهای اطراف شد. شکل ۱-۱۵ خطوط هم‌مرز برای این زلزله را نشان می‌دهد.

<sup>۱</sup> Alaska



شکل ۱-۱۵ نقشه شدت اصلاح شده مرکالی زلزله آلاسکا (۱۹۶۴)

شهر آنکراچ<sup>۱</sup> در حدود ۱۲۰ کیلومتر و در شمال غربی مرکز این زلزله قرار داشت. زمین حوالی شهر آنکراچ از شن و ماسه نسبتاً فشرده به ضخامت ۶ تا ۳۰ متر تشکیل می‌شود. خاک محل در زمان وقوع زلزله تا عمق ۱/۵ تا ۲ متر منجمد بوده و بعد از زلزله تغییر شکل‌های بزرگی در آن بوجود آمده است. از دیگر پدیده‌های ایجاد شده بعد از این زلزله، وقوع سونامی بوده است. در شکل ۱-۱۶ نمونه‌هایی از خسارات ایجاد شده در اثر وقوع این پدیده نشان داده شده است.

<sup>۱</sup> Anchorage



شکل ۱-۱۶ خسارات ناشی از سونامی زلزله آلاسکا (۱۹۶۴)

#### ۱-۴-۵ - زلزله نی ایگاتا<sup>۱</sup> ژاپن در سال ۱۹۶۴ ( $M=7.5$ )

زلزله نی ایگاتا در ۱۶ ژوئن و در ساعت ۱:۲۵ بعد از ظهر اتفاق افتاد. این زلزله یکی از بزرگترین نمونه‌هایی است که عوارض روانگرایی<sup>۲</sup> در زمین و صدمات و خسارات غیر قابل جبران آن را بخوبی مشاهده شد. شهر نی ایگاتا بر روی لایه‌ای از جنس ماسه شل از نوع آبرفت رودخانه‌ای قرار دارد و در آن سطح آب‌های زیرزمینی بالاست. در شکل ۱-۱۷ نمونه‌ای از خسارات ایجاد شده در حین روانگرایی خاک نشان داده شده است.

<sup>۱</sup> Niigata

<sup>۲</sup> Liquefaction



شکل ۱-۱۷ روانگرایی ایجاد شده در زلزله نی ایگاتا (۱۹۶۴)

در شکل ۱-۱۸ نقشه خطوط هممرزه برای زلزله نی ایگاتای به نقل از آژانس هواشناسی ژاپن<sup>۱</sup> نشان داده شده است. در این زلزله تعداد زیادی از ساختمان‌ها، اسکله‌ها و شریان‌های اصلی دچار آسیب شدند ولیکن تعداد کشته‌های این زلزله ۲۶ نفر بود

<sup>۱</sup> Japan Meteorological Agency



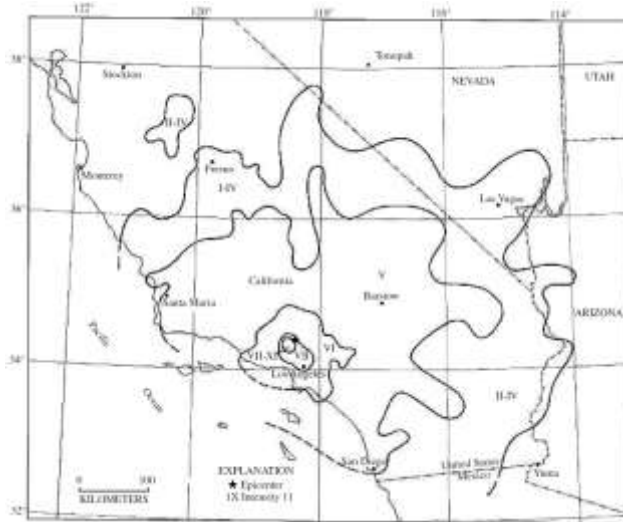
شکل ۱-۱۸ نقشه خطوط هم‌لرزه برای زلزله نی‌ایگاتای (۱۹۶۴)

### ۱-۴-۶- زلزله سن‌فرناندو<sup>۱</sup> کالیفرنیا در سال ۱۹۷۱ ( $M=6.5$ )

این زلزله در ۹ فوریه سال ۱۹۷۱ روی داد و میزان تلفات جانی در طی این رویداد ۶۵ نفر و میزان خسارات مالی در حدود ۵۰۵ میلیون دلار برآورد شد. شتاب زمین بسیار بالا بود، در محل سد پاکوئیم<sup>۲</sup> در ۴/۵ کیلومتری جنوب مرکز زلزله شتاب  $1.25g$  و در نقاط دیگر شتاب‌های  $0.4g$  و بیشتر نیز ثبت شده است. در شکل ۱-۱۹ نقشه شدت اصلاح شده مرکالی زلزله سن‌فرناندو نشان داده شده است. در این زلزله حداکثر میزان جابجایی قائم زمین در حدود ۱ متر و حداکثر فرو رفتگی زمین در حدود ۰/۹ متر اندازه‌گیری شد. در شکل ۱-۲۰ بخشی از خسارت ایجاد شده در اثر این زلزله نشان داده شده است. شکل ۱-۲۰ الف ساختمان یک بیمارستان که در سال ۱۹۷۰ با هزینه‌ای بالغ بر ۲۵ میلیون دلار ساخته شد را نشان می‌دهد. این ساختمان شامل چهار بلوک بود که سه بلوک آن دارای ستونهای بتنی که با خرابی این ستون‌ها، این ساختمان‌ها نیز دچار خرابی شدند. شکل ۱-۲۰ ب نمای نزدیکی از یکی از ستون‌های خراب شده در طبقه اول را نشان می‌دهد. عدم محصور شدگی کافی از علل اصلی در خرابی این ستون می‌باشد.

<sup>۱</sup> San Fernando

<sup>۲</sup> Pacoima



شکل ۱-۱۹ نقشه شدت اصلاح شده مرکالی زلزله سن فرناندو (۱۹۷۱)



ب



الف

شکل ۱-۲۰ بخشی از خسارات زلزله سن فرناندو (۱۹۷۱)

### ۱-۴-۷ - زلزله اسپیتاک<sup>۱</sup> ارمنستان در سال ۱۹۸۸ (M=7.0)

این زلزله در ۷ دسامبر سال ۱۹۸۸ در ساعت ۱۱:۴۱ قبل از ظهر در کشور ارمنستان با مساحتی در حدود ۳۰۰۰۰ کیلومتر مربع و جمعیتی در حدود ۳/۵ میلیون نفر بوقوع پیوست و سبب ایجاد تلفات جانی و مالی زیادی شد. میزان خسارات جانی در حدود ۲۵۰۰۰ نفر و خسارات مالی در حدود ۱۶ میلیون دلار برآورد شد (شکل ۱-۲۱).

<sup>۱</sup> Spitak



شکل ۱-۲۱ خرابی‌های ایجاد شده در زلزله ارمنستان (۱۹۸۸)

در زمان این زلزله تعدادی دستگاه لرزه‌نگار و شتاب‌نگار در نقاط مختلف ارمنستان نصب شده بود، ولی تعدادی از این وسایل ثبت زلزله در ساختمان‌هایی بودند که دچار ریزش شدند و رکورد ثبت شده در آنها قابل استفاده نبود. در شکل ۱-۲۲ خطوط هم‌لرزه برای این زلزله نشان داده شده است. همانطور که دیده می‌دهد حداکثر شدت زلزله در نزدیکی گسل در مقیاس مرکالی اصلاح شده برابر ۱۰ می‌باشد.



شکل ۱-۲۲ خطوط هم‌لرزه در زلزله ارمنستان (۱۹۸۸)

#### ۱-۴-۸ - زلزله لوماپریتا<sup>۱</sup> خلیج سانفرانسیسکو در سال ۱۹۸۹ ( $M_w=7.1$ )

زمان وقوع این زلزله در ساعت ۵:۰۴ بعداز ظهر روز سه شنبه ۱۷ اکتبر سال ۱۹۸۹ بود. در این سال مراکز زلزله‌نگاری با وسایل جدید موجود بودند. مقدار حداکثر شدت زلزله در مقیاس اصلاح شده مرکالی برابر IX (بازده) در قسمت‌هایی از اکلند<sup>۲</sup> بود. در این رویداد تعداد زیادی رانش خاک در نواحی مرکز زلزله روی داد. شکل ۱-۲۳ بخشی خسارات ایجاد شده در حین این زلزله را بر روی پایه دو پل نشان می‌دهد.

<sup>۱</sup> Spitak

<sup>۲</sup> Oakland



شکل ۱-۲۳ خسارات ایجاد شده در زلزله لومپرتنا

#### ۱-۴-۹ - زلزله بم در سال ۲۰۰۳ ( $M_s=6.5$ )

در ساعت ۵:۲۶ بامداد روز ۸۲/۱۰/۵ زمین لرزه بزرگی بخش وسیعی از استان کرمان را به لرزه درآورد. موقعیت کانونی این زمین لرزه به مختصات  $29.01$  درجه عرض شمالی و  $58.26$  درجه طول خاوری در حدود  $10$  کیلومتری جنوب غرب شهر بم واقع می‌گردد. این زمین لرزه با بزرگی  $M_s=6.5$  موجب تخریب بخش وسیعی از شهرستان بم و روستاهای اطراف گردید و خسارات مالی و جانی قابل توجهی به بار آورد. سازوکار کانونی زمین لرزه اخیر باتوجه به گسل‌های منطقه دلالت بر گسلش از نوع امتدادلغز راستگرد دارد. نزدیکی زیاد محل وقوع زمین لرزه اصلی با گسل بم و همخوانی خوب صفحه شمال جنوبی سازوکار کانونی حل شده برای زمین لرزه فوق الذکر با امتداد گسل مزبور، نشان می‌دهد که این زمین لرزه به احتمال قوی می‌تواند به فعالیت گسل فوق الذکر نسبت داده شود (شکل ۱-۲۴).





شکل ۱-۲۴ بنای تاریخی ارگ بم بعد و قبل از زلزله

#### ۱-۴-۱- زلزله هاییتی در سال ۲۰۱۰ ( $M_s=7$ )

زلزله‌ای با بزرگی ۷، در دوازدهم ژانویه سال ۲۰۱۰ در هاییتی رخ داد. در این زلزله که کانون آن در نزدیکی شهر پرتاوپرس، پایتخت هاییتی قرار داشت در حدود ۲۳۰۰۰۰ نفر کشته، ۳۰۰۰۰۰ نفر زخمی و بیش از ۱۰۰۰۰۰۰ نفر بی‌خانمان شدند. در این زلزله بیش از ۲۵۰۰۰۰ خانه مسکونی و ۳۰۰۰۰ ساختمان تجاری خراب و یا دچار آسیب‌های عمده سازه‌ای شدند. عمق کانونی این زلزله در حدود ۱۳ کیلومتر بوده که نزدیکی مرکز زلزله به شهر و ضعف سازه‌های ساخته شده در آن عامل اصلی تلفات زیاد بوده است (شکل ۱-۲۵).



شکل ۱-۲۵ بخشی از خسارات ایجاد شده در زلزله هاییتی

#### ۱-۴-۱۱- زلزله سن‌دای ژاپن در سال ۲۰۱۱ ( $M_w=9$ )

در روز جمعه ۱۱ مارس ۲۰۱۱ و در ساعت ۱۴:۴۶ به وقت محلی ژاپن زلزله‌ای با بزرگای گشتاوری ۹ در ۷۰ کیلومتری شهر توهوکو با عمقی در حدود ۳۲ کیلومتر اتفاق افتاد. زلزله ژاپن پنجمین زمین‌لرزه پر قدرت دنیا از زمانی که دستگاه‌های لرزه‌نگاری وجود دارند معرفی شده است.

این زلزله باعث حرکت جزیره هونشو به میزان ۲۴۰ سانتیمتر شد. امواج سومانای حاصل از این زلزله تا ارتفاعی برابر ۴۰/۵ متر بوجود آمدند و باعث خسارات زیادی در شهرهای ساحلی شدند (شکل ۱-۲۶). میزان پیشروی آب در ساحل بیش از ۱۰ کیلومتر گزارش شد. در حدود ۱۲۵۰۰۰ ساختمان دچار آسیب سازه‌ای شدند و میزان تلفات جانی ۱۵۶۹۴ نفر گزارش شد. از دیگر خسارات این زلزله شدید، نشت مواد رادیواکتیو از نیروگاه تولید برق فُکوشیما بود. میزان خسارات مالی در حدود ۱۴/۵ تا ۳۴/۶ بیلیون دلار برآورد شد. در اثر این جابجایی، سرعت چرخش زمین افزایش یافته و موجب شده است که ۱/۶ میکروثانیه از طول روزها کم شود.



شکل ۱-۲۶ بخش از خسارات ایجاد شده در زلزله ۲۰۱۱ ژاپن

## ۱-۵- تاریخچه زلزله‌های شدید در ایران

در ایران مناطقی وجود دارد که به دلیل زلزله‌های تاریخی در جهان شناخته شده هستند. شهر ری که امروزه در حومه‌ی تهران بزرگ قرار دارد، از جمله‌ی این شهرهاست. یونانیان شهر ری را «راگه» (*Rhagae*) می‌نامیده‌اند که مفهوم آن زیر و رو شدن بر اثر زلزله است. جالب است که نخستین زمین لرزه که در تاریخ ایران ثبت شده است، به منطقه شهر ری مربوط می‌شود. این زمین لرزه در سده چهارم پیش از میلاد روی داده و این منطقه را ویران کرد. درباره‌ی زلزله‌های بسیار قدیمی اطلاعات زیادی در دست نیست و اندک اطلاعات موجود بر پایه شواهد باستان‌شناسی و گزارش‌های تاریخی استوار است: مثلاً کاوش‌های باستانی در گورستان و تپه مسگرآباد از توابع بوئین زهرا نشان داد که در هزاره‌ی سوم پیش از میلاد، زمین لرزه‌ای شدید آبادی‌های این منطقه را از بین برده است. به هر حال مطالعات تاریخی، برخی از بزرگ‌ترین زلزله‌های ادوار گذشته را روشن ساخته است که به طور خلاصه به چند مورد از آنها اشاره می‌شود:

در فاصله سال های ۱۱۱ تا ۱۲۰ (هق) زمین لرزه‌ای سیستان و بلوچستان را ویران کرد. در سال ۲۲۴ نیز شهر در حال گسترش تبریز بر اثر وقوع زلزله تقریباً به تمامی ویران شد. در سال ۷۶۳ (هق) زمین لرزه‌ای فاجعه بار در خراسان روی داد و در اواخر سال ۸۷۴ زمین لرزه‌ای ویرانگر، ۲۰۰۰ تن از سربازان را که در گرگان پناه گرفته بودند، کشت. آسیب چنان بود که بسیاری از گرگانیان به بغداد کوچ کردند. یکی دیگر از زلزله‌های شدید مربوط به دهه‌های گذشته که اطلاعات دقیق تری از آن در دست است، در سال ۱۲۸۷ (ساعت ۶:۱۸ بامداد سوم بهمن‌ماه مطابق با ۲۳ ژانویه ۱۹۰۹ میلادی) به وقوع پیوست. این زلزله با بزرگی ۷/۴ در مقیاس امواج سطحی ( $M_s$ ) بخش وسیعی از ناحیه‌ی سیلاخور (بین شهرهای بروجرد و دورود) را به شدت تکان داد و حدود ۸۰۰۰ کشته به جای گذاشت. از میان زلزله‌های شدید سالیان اخیر، مردم میهن ما چند زلزله را هنوز کاملاً به خاطر دارند. یکی از این زلزله‌ها در روز دهم شهریور ۱۳۴۱ با بزرگی ۷/۲ در مقیاس ریشتر در ساعت ۲۲ و ۵۵ دقیقه به وقت محلی، ناحیه بوئین زهرا را ویران کرد. بر اثر این زلزله ۹۱ روستا تخریب گردید و حدود ۱۲۲۰۰ نفر کشته شد و در مجموع ۲۱۳۱۰ منزل مسکونی آسیب دید. این زمین لرزه در قزوین و جنوب تهران خساراتی به همراه داشت. بر اثر لرزش زمین، تا شعاع ۱۷۰ کیلومتری موج‌های بزرگی در آب سدها به وجود آمد. زلزله سهمناک دیگری در سال ۱۳۷۴ بخش وسیعی از استان خراسان را به لرزه درآورد. این زلزله که دشت بیاض معروف است، طی دو مرحله در منطقه کاخک، دشت بیاض (گناباد) و فردوس روی داد. اولین زمین لرزه با قدرت ۷/۳ درجه در مقیاس ریشتر روز نهم شهریورماه کاخک و دشت بیاض را تکان داد و زمین لرزه بعدی با قدرت ۶ ریشتر در فردای آن روز، شهر فردوس را لرزاند. بر اثر این دو زمین لرزه در مجموع ۱۱۶۰۰ نفر کشته شدند. یکی از شدیدترین زلزله‌ای قرن گذشته در ایران به ثبت رسیده، در شهر طیس روی داد. قدرت این زلزله ۷/۷ درجه در مقیاس ریشتر بود و باعث کشته شدن ۱۹۶۰۰ نفر شد. این زلزله در ۲۵ شهریور سال ۱۳۵۷ اتفاق افتاد. زلزله شدید دیگری که خاطره‌ی تلخ آن هنوز در اذهان باقی است و بازماندگان آن، لحظه‌های پر رنج و درد حین و پس از زلزله را فراموش نکرده‌اند، زلزله سال ۱۳۶۹ رودبار و منجیل است. در اولین دقایق روز پنجشنبه ۳۱ خرداد سال ۱۳۶۹ زلزله‌ای ویرانگر قسمت عظیمی از کشور، به ویژه استان‌های گیلان و زنجان را به لرزه درآورد. بزرگی این زمین لرزه ۷/۳ ریشتر بود و طبق آمار رسمی بیش از ۳۵۰۰۰ نفر را از بین برد. بر اثر لرزش زمین به حدود ۷۰۰ روستا و ۳ شهر رودبار، لوشان و منجیل خسارت‌های سنگینی وارد شد و ۶۰۰۰ واحد مسکونی صددرصد ویران گردید. خسارت‌های اولیه‌ی ناشی از این زلزله بالغ بر ۲۰۰ میلیارد تومان تخمین زده شده که طبیعتاً خسارت‌های بلند مدت ناشی از آن به مراتب بیشتر از این رقم است. پس از زلزله رودبار تا چند سال زلزله‌ی شدیدی روی نداد. در دهم اسفند ۱۳۷۵ زلزله‌ای به قدرت ۵/۵ ریشتر شهرستان‌های اردبیل، سرعین و

حوالی مشکین شهر را لرزاند که بر اثر آن قریب به ۱۰۰۰ نفر از هموطنان ما کشته و ۴۰۰۰۰ نفر بی خانمان شدند. پس لرزه‌های این زلزله قدرت ۵/۲ در روزهای بعد ادامه داشت. یکسال پس از زلزله اردبیل در ساعت ۲۳ دقیقه بامداد روز شنبه ۲۳ اسفند ۱۳۷۶ زمین لرزه‌ای با قدرت ۶/۴ ریشتر در گلباف کرمان روی داد که بر اثر آن تعدادی از روستاها آسیب دید. زلزله بم در تاریخ ۵ دی ماه ۱۳۸۲ روی داد که بزرگی آن ۶/۴ ریشتر بود که بیش از ۳۰ هزار کشته بر جای گذاشت. طول گسل بم بسیار زیاد است و توان یک زلزله با بزرگی ۷ ریشتر را دارد. راستای آن شمالی- جنوبی و نوع حرکت آن «امتداد لغز» است. البته در استان کرمان بسیاری از گسل‌ها آثار سطحی زیادی ندارد. گرچه این بدان معنا نیست که فعال نباشد، لیکن گسل‌هایی که از شمال بم در ۲ شاخه به سمت شمال غربی ادامه می‌یابد، جزو گسل‌های فعال هستند که به واسطه عمر بسیار طولانی ۱۰ تا ۱۲ هزار سال تنها فعالیت یا جابجایی نسبی از خود بروز می‌دهند، بدون آن که فعالیت ظاهری داشته باشند و یا به صورت زلزله مخرب تظاهر پیدا کنند. آزاد شدن انرژی از گسلی که برای چند سده خاموش مانده بود، عامل پدید آمدن این لرزه عظیم بود، این گسل به دلیل حرکت دو صفحه عربستان (که در حال حرکت به سمت شمال است) و صفحه اوراسیا (که در حال حرکت به سمت جنوب است) شکل گرفته و فعال شده بود. این صفحات با سرعت ۳ سانتی‌متر در سال حرکت می‌کنند و این گسل خاموش را شکل داده‌اند؛ گسلی که تا ترکمنستان ادامه دارد. زلزله سیلاخور با بزرگی ۶/۱ ریشتر در تاریخ یازدهم فروردین ۱۳۸۵ در جنوب شهرستان بروجرد با چندین پیش لرزه و پس لرزه همراه بوده است. پیش‌لرزه‌های این رویداد با بزرگی ۴/۶ و ۵/۱ که بترتیب در ساعات ۱۹:۴۷ و ۲۳:۰۶ نیمه شب دهم فروردین رخ دادند باعث هراس و هوشیاری مردم منطقه گردید. در این رویداد لرزه‌ای، بیشینه شتاب برای دو مولفه افقی به ترتیب ۴۴۶ و ۳۳۶ سانتیمتر بر مجذور ثانیه و بیشینه شتاب قائم برابر ۵۶۱ سانتیمتر بر مجذور ثانیه در ایستگاه چالان چولان به ثبت رسید.

## ۱-۶- گسلش

هنگامی که دو توده زمین<sup>۱</sup> نسبت به یکدیگر حرکتی می‌کنند، انرژی کرنشی الاستیک<sup>۲</sup> ذخیره شده مابین این دو صفحه توسط گسیختگی ناحیه بین این دو صفحه آزاد می‌گردد. این حرکت و گسیختگی مابین دو بلوک باعث برقراری تعادل، بین دو صفحه خواهد شد. این فرآیند تحت عنوان «برگشت ارتجاعی»<sup>۳</sup> (آزاد شدن ناگهانی نیروهای تغییر شکل دهنده در سنگ‌ها که موجب حرکت

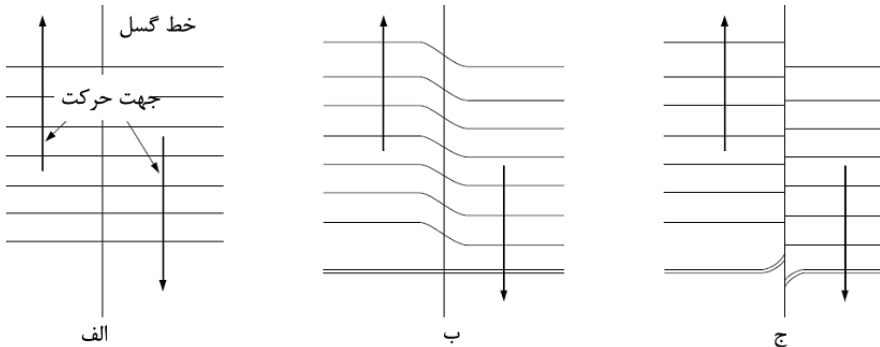
<sup>۱</sup> Groundmasses

<sup>۲</sup> Elastic strain energy

<sup>۳</sup> Elastic rebound

در امتداد گسل می‌گردد) شناخته می‌شود. تئوری برگشت ارتجاعی زلزله یکی از مهمترین اصولی است که سال‌ها مورد بررسی بوده و به عنوان عامل ایجاد زلزله مطرح شده است. این نظریه برای اولین بار در زلزله سانفرانسیسکو (۱۹۰۶) بنا نهاده شد. در شکل ۱-۲۷ این پدیده نشان داده شده است. در شکل ۱-۲۷ الف، جاده‌ای را نشان می‌دهد که در مسیر خط گسل قرار گرفته در شکل ۱-۲۷ ب این کرنش‌ها ایجاد شده است ولی هنوز زلزله رخ نداده و در نهایت در شکل ۱-۲۷ ج که کرنش‌ها و تنش‌های ایجاد شده بیش از تحمل زمین شده، گسلش و جابجایی در آن اتفاق می‌افتد. حرکت گسل از یک نقطه شروع می‌گردد لیکن آزاد شدن انرژی در طول کیلومترها از طول گسل (طول گسلش) رخ می‌دهد. طول گسل رابطه مستقیمی با بزرگی زلزله‌های ایجاد شده از آن دارد. به عنوان مثال در زیر طول چند گسل و مقدار گسلش ایجاد شده در اثر زلزله‌های آنها آورده شده است:

- گسل سان‌اندریاس به طول ۳۰۰ کیلومتر، امتداد لغز، با لغزشی برابر ۶/۴ متر
- گسل امپریال ولی به طول ۶۰ کیلومتر، راست گرد و با حداکثر لغزشی برابر ۵ متر



شکل ۱-۲۷ بیان تئوری برگشت ارتجاعی

در مقابل افزایش تدریجی تنش، به جای آنکه با لغزش در امتداد گسل مواجه گردیم، در اثر نیروی اصطکاک در بلوک‌های طرفین گسل، قفل شدگی صورت می‌پذیرد و در نتیجه بلوک‌های طرفین گسل، در امتداد آن تغییر شکل می‌دهند. این تغییر تا هنگامی که از مقاومت الاستیکی سنگ کمتر باشد، ادامه می‌یابد بدین ترتیب تنش در آن ذخیره می‌گردد، ناگهان بلوک‌های طرفین گسل بر هم می‌لغزند و انرژی ذخیره شده در آن به صورت امواج لرزه‌ای در تمام جهات آزاد می‌گردد. بنابراین بلوک‌های تغییرشکل یافته به شکل اولیه خود باز می‌گردند. گسیختگی در نقطه بحرانی منطقه گسل اتفاق می‌افتد و به سرعت در جهات دیگر منتشر می‌شود. همچنین برآمدگی و فرورفتگی‌هایی نیز در کنار جاده‌ها و دیوارهای بر سر راه گسل دیده می‌شود. جابجایی‌های ناشی از زلزله در زلزله‌های بزرگ به صورت کاملاً آشکار دیده می‌شود. با این گسلش، امواج به مانند دایره‌ای از محل مرکز زلزله به اطراف گسترش می‌یابند. این امواج، در اثر شکستگی پوسته ترد

زمین تولید می‌شوند و از مرکز انتشار به سمت لایه‌های خارجی زمین، حرکت می‌نماید. مقدار سرعت امواج به خصوصیات مواد محیط انتشار بستگی دارند. شکل ۱-۲۸ دو نمونه از گسل‌های موجود را نشان می‌دهد. گسل سمت چپ، گسل سان‌اندریاس<sup>۱</sup> می‌باشد که بخوبی قابل مشاهده است. همچنین شکل سمت راست گسل شمال تهران در وردیج را نشان می‌دهد.



شکل ۱-۲۸ دو نمونه از گسل‌های موجود

گسل‌های فعال معمولاً توسط هندسه و جهت لغزش نسبی آنها طبقه‌بندی می‌شوند. پارامترهایی که برای توصیف حرکت یک گسل استفاده می‌شود به صورت زیر است:

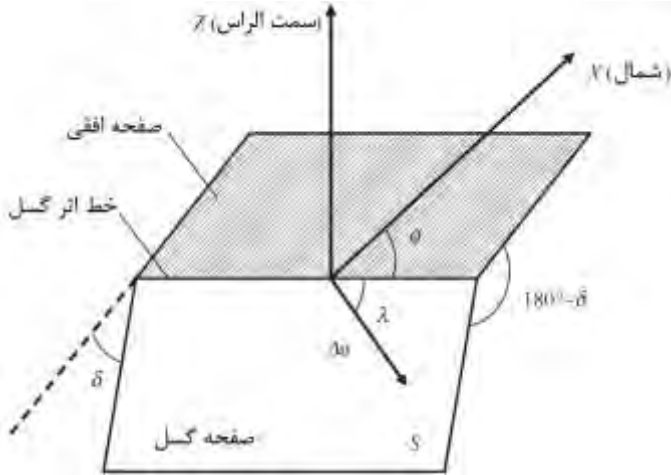
- **آزیموت<sup>۲</sup>  $\phi$** : زاویه بین خط اثر گسل (به عنوان مثال فصل مشترک گسل و خط افقی زمین) و جهت شمال ( $0 \leq \phi \leq 360^\circ$ ). این زاویه از صفحه گسل در جهت حرکت دست راست اندازه‌گیری می‌شود.
  - **شیب  $\delta$** : زاویه بین سطح افق و سطح گسل را شیب گسل می‌نامند. ( $0 \leq \delta \leq 90^\circ$ )
  - **لغزش یا زاویه ریک<sup>۳</sup>  $\lambda$** : زاویه بین خطی که اثر حرکت گسل را در روی صفحه آن نشان می‌دهد، با خط افقی که در صفحه گسل قرار دارد و از صفحه گسل اندازه‌گیری می‌شود. ( $-180^\circ \leq \lambda \leq 180^\circ$ )
  - **جابجایی نسبی<sup>۴</sup>  $\Delta u$** : فاصله طی شده توسط یک ذره بر روی صفحه گسل می‌باشد.
  - **مساحت  $S$** : مساحت قسمتی از سطح گسل که تحت تنش قرار دارد.
- پارامترهای  $\phi$ ،  $\delta$  و  $\lambda$  در شکل ۱-۲۹ نشان داده شده است. لغزش گسل توسط جابجایی نسبی  $\Delta u$  تعیین می‌شود.

<sup>1</sup> San Andreas fault

<sup>2</sup> Azimuth

<sup>3</sup> Slip or rake

<sup>4</sup> Relative displacement



شکل ۱-۲۹ پارامترهای مورد استفاده برای توصیف حرکت گسل

بر اساس حرکت گسل‌ها نسبت به یکدیگر، مکانیزم‌های مختلفی بوجود می‌آید. معمول‌ترین این مکانیزم‌ها با توجه به شکل ۱-۳۰ در زیر شرح داده شده است:

- **گسل‌های شیب لغز<sup>۱</sup>:** در این گسل یک بلوک حرکتی قائم نسبت به دیگری دارد. به بلوک قرار گرفته در زیر صفحه گسل فوت‌وال<sup>۲</sup> و به قسمت قرار گرفته در بالا، هنگینگ‌وال<sup>۳</sup> گویند. در صورتی که فوت‌وال به سمت بالا حرکت کند گسل نرمال یا عادی<sup>۴</sup> ایجاد می‌شود که در اثر گسیختگی برشی تولید نیروهای کششی می‌کند. اکثر گسل‌های نرمال در طول مرز صفحات تکتونیکی واگرا ایجاد می‌شوند. همچنین در صورتی که هنگینگ‌وال به صورت نسبی به سمت بالا حرکتی داشته باشد، گسل معکوس پدید می‌آید. پشته‌های اقیانوسی<sup>۵</sup> عموماً از گسل‌های نرمال ایجاد شده‌اند. زلزله سان‌فراندو<sup>۶</sup> در سال ۱۹۷۱ در کالیفرنیا به علت یک گسل با مکانیزم معکوس ایجاد شد. اکثر گسل‌های معکوس در محل تصادم صفحات همگرا ایجاد می‌شوند.
- **گسل‌های امتداد لغز<sup>۷</sup>:** در این حالت دو بلوک گسل به صورت افقی و در مجاور یکدیگر دچار لغزش می‌شوند. گسل‌های امتداد لغز بسته به نوع حرکت به دو صورت چپ‌گرد و

<sup>1</sup> Dip slip fault

<sup>2</sup> Footwall

<sup>3</sup> Hanging wall

<sup>4</sup> Normal fault

<sup>5</sup> Oceanic ridge

<sup>6</sup> San Fernando

<sup>7</sup> Strike slip faults

راست‌گرد وجود دارند. یک نمونه از زلزله‌های ناشی از گسل‌های امتداد لغز، زلزله سانفرانسیسکو<sup>۱</sup> در سال ۱۹۰۶ می‌باشد که به علت گسل سان‌اندرس ایجاد شد. پارامترهای فوق را می‌توان به صورت ریاضی توسط مقادیر شیب  $\delta$  و لغزش  $\lambda$  نیز بیان نمود. به عنوان مثال برای گسل‌های امتداد لغز نشان داده شده،  $\delta = 90^\circ$  و  $\lambda = 0^\circ$  می‌باشد. زاویه  $\lambda$  برای گسل‌های نرمال منفی و برای گسل‌های معکوس مثبت می‌باشد. اگر  $\delta > 0^\circ$  باشد، صفحه گسل شیب‌دار بوده و حرکت آن در صورتی که  $\lambda = \pm 180^\circ$  و  $\lambda = 0^\circ$  باشد به صورت قائم و در صورتی که  $\lambda = \pm 90^\circ$  باشد، حرکت گسل به صورت افقی خواهد بود. برای مقادیر دیگر  $\lambda$  جابجایی صفحه گسل شامل یک حرکت افقی و قائم است. بنابراین با توجه به علامت جبری  $\lambda$  می‌توان به مکانیزم گسل (نرمال یا معکوس) پی برد. گسل‌هایی که در چند صد هزار سال گذشته تحت تغییر شکل بوده‌اند و در آینده نیز به این تغییر شکل ادامه می‌دهند را گسل‌های فعال گویند که با کمک نقشه برداری‌های زمین‌شناسی و عکس برداری‌های هوایی کشف می‌شوند از آنجایی که زلزله‌ها اغلب در گسل‌ها رخ می‌دهند در طراحی سازه لازم است در پیش بینی حرکت لرزه‌ای زمین عوامل مختلف از جمله فاصله از محل ساخت تا گسل فعال یا گسل‌های منطقه مدنظر قرار گیرد.

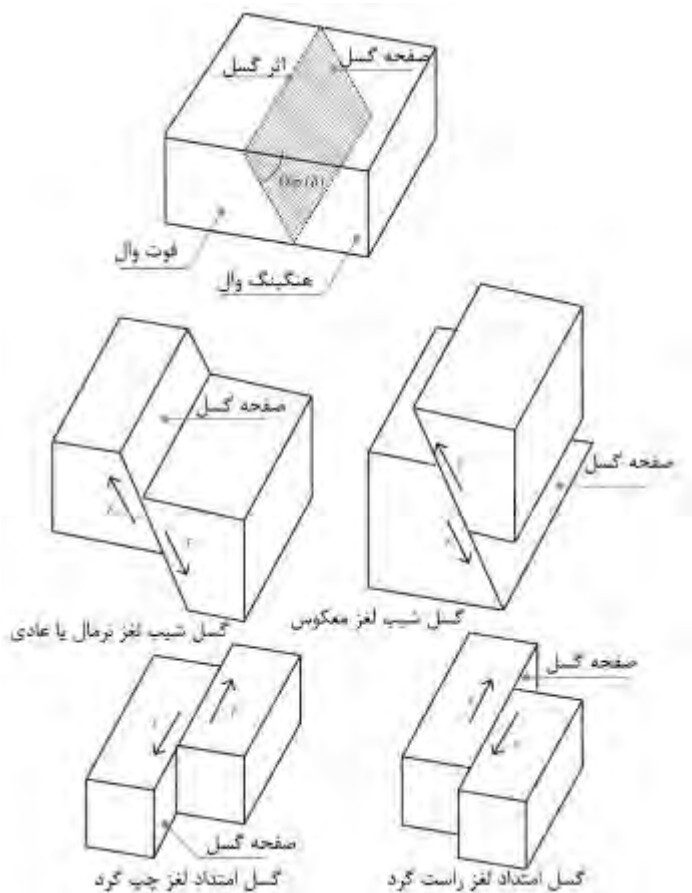
کانون یک زلزله<sup>۲</sup> اولین نقطه گسیختگی یک زلزله یا به عبارت دیگر مکانی است که انرژی کرنشی نخستین بار به موج الاستیک تبدیل می‌شود. این نقطه، محلی درون زمین است که مرکز زمینلرزه است. تصویر این نقطه بر روی سطح زمین، مرکز زلزله<sup>۳</sup> نامیده می‌شود. مکان کانون توسط مختصات جغرافیایی (طول و عرض جغرافیایی) تعیین می‌شود. پارامترهای معرفی شده در بالا، در شکل ۱-۳۱ نشان داده شده است.

<sup>1</sup> San Francisco

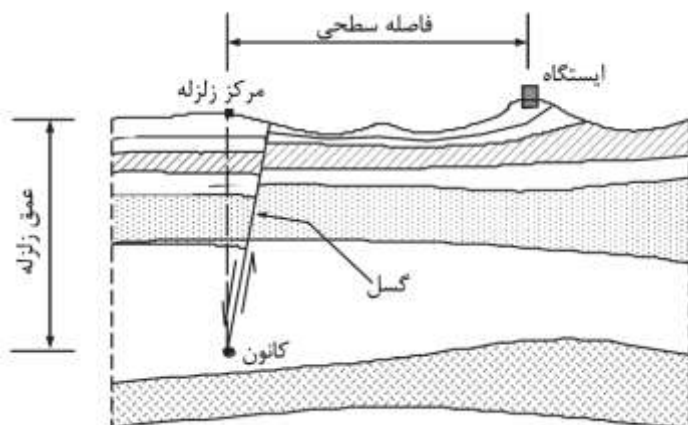
<sup>2</sup> Focus or hypocentre

<sup>3</sup> Epicentre





شکل ۳۰-۱ مکانیزم‌های مختلف گسلیش



شکل ۳۱-۱ پارامترهای مربوط به زلزله

استفاده غیرتجاری از این اثر بلامانع است.

در هر صورت برخی صاحب نظران زلزله‌های تکتونیکی را برحسب عمق کانون‌هایشان تقسیم بندی نموده‌اند:

الف- زلزله‌های کم عمق<sup>۱</sup>: کانون در عمق صفر تا ۷۰ کیلومتری واقع بوده که در هر سه نوع مرز تکتونیکی رخ می‌دهد از این رو ۸۰٪ کل زلزله‌های کم عمق هستند.

ب- زلزله‌های متوسط عمق<sup>۲</sup>: کانون در عمق ۷۰ تا ۳۰۰ کیلومتری واقع بوده و بیشتر در مرزهای نزدیک شونده ایجاد می‌گردند.

پ- زلزله‌های عمیق<sup>۳</sup>: کانون در عمق ۳۰۰ تا ۷۰۰ کیلومتری واقع بوده و تنها در مرزهای نزدیک شونده به صورت نقاطی بر روی صفحه‌ای که شبیه بین ۳۵ تا حدود ۹۰ درصد دارد، رخ می‌دهد، این سطح که در واقع چیزی جز صفحه فرورونده به زیر صفحه دیگر نمی‌باشد، به محدوده واداتی- بینوف معروف گردید در حالی که امروزه استعمال این اصطلاح برای فرورانش‌های کم شیب نیز معمول شده است. بررسی‌های آماری نشان داده است که در اعماق بیش از ناپیوستگی موهو، فراوانی زلزله‌ها به طور ناگهانی کاهش می‌یابد از این رو باید قبول کرد که اکثر زلزله‌ها از پوسته زمین منشا می‌گیرند.

بطور کلی می‌توان غسل‌ها را به لحاظ فعالیت آنها به دو دسته فعال و غیر فعال تقسیم نمود. غسل فعال به گسلی اطلاق می‌شود که در حال حاضر احتمال وقوع زمین‌لرزه بر اثر فعالیت‌ها آن احساس می‌شود. اداره زمین شناسی و معادن کالیفرنیا غسل فعال را بعنوان گسلی که در زمان هولوسن (حدود ۱۲۰۰۰ سال گذشته) دچار گسیختگی سطحی شده است تعریف می‌نماید. برای سدها، اداره مهندسی ارتش ایالات متحده، محدوده زمانی برای غسل فعال را ۳۵۰۰۰ سال در نظر گرفته است.

### ۱-۶-۱ زلزله‌های درون صفحه‌ای

این زلزله‌ها به صورت متفرق و پراکنده در مناطقی که فاصله زیادی از مرزهای صفحات دارند، رخ می‌دهد و از آنجا که غالباً به صورت غیر منتظره و به ندرت به وقوع می‌پیوندند، می‌توانند خسارت زیادی را به بار می‌آورند. به عنوان مثال می‌توان از زلزله‌های مهیب ۱۸۱۲-۱۸۱۱ نیومادرید در ایالت مسوری، ۱۸۱۹ ایالت کوچ در هندوستان و ۱۸۸۶ چارلستون در ایالت کارولینای جنوبی نام برد. مطالعات اخیر دلالت بر فعالیت مجدد غسل‌ها در مناطقی که قبلاً محتمل کشش گردیده‌اند، دارد. بررسی‌های آماری روی بیش از ۸۰۰ زلزله نشان داده که تقریباً نیمی از آنها (۴۹٪) در محل چنین کشش‌هایی رخ داده‌اند و هر چه بزرگی زلزله زیاد می‌شود، احتمال ارتباط آن به

<sup>1</sup> Shallow focus

<sup>2</sup> Intermediate focus

<sup>3</sup> Deep focus

چنین مناطقی نیز افزایش می‌یابد، به طوری که تنها ۴۶ درصد برای زلزله‌های دارای بزرگی کمتر از ۶ ریشتر به مناطق مذکور مربوط می‌گردند، اما این عدد به ۶۰ درصد برای زلزله‌های واجد بزرگی بین ۶ و ۷ ریشتر می‌رسد. البته باید توجه داشت که منظور از کشش قدیمی، کششی است که بین ۲۵ تا ۲۵۰ میلیون سال پیش اتفاق افتاده است. اما در مورد زلزله‌های کوچک مناطق پایدار قاره‌ای، تنش‌های فشاری که در پوسته شکننده فوقانی قاره‌ها وجود دارند، در اعماق بیش از ۲۰ تا ۲۵ کیلومتر پوسته نیز یافت می‌شوند. در چنین اعماقی حرارت زیاد و اختلاف در ترکیب، پوسته را به حالت خمیری تبدیل می‌کند. یعنی به جای شکستن یا خمش الاستیک، به آرامی جریان می‌یابد و بدین ترتیب به تنش موجود در پوسته شکننده فوقانی می‌افزاید. حال اگر این تغییر شکل خمیری به نحوی در یک ناحیه کوچک تمرکز یابد، تنش‌های پوسته بالایی با تجمع خود می‌تواند باعث وقوع زلزله‌ها گردند. بنابراین همان طور که ملاحظه گردید، اکثر زلزله‌های مهیب در وهله اول در مرزهای نزدیک شونده و حفظ شونده فعلی و در وهله دوم در مرزهای قبلی صفحات که به علت جوش خوردگی تغییر شکل داده اند، رخ می‌دهند، که معمولاً هر چه سن این جوش خوردگی بیشتر باشد، از فراوانی و بزرگی زلزله‌ها کاسته می‌شود. البته می‌بایستی، تاریخچه اولیه تکتونیک، خصوصیات عناصر تکتونیک و این که هم اکنون در چه مرحله‌ای از تکامل به سر می‌برند، نیز مورد بررسی قرار گیرند و به همین خاطر است که قابلیت لرزه‌خیزی کمربندهای کوهستانی مختلف از تنوع خاصی برخوردار است.

زلزله‌های پوسته زمین عموماً دارای عمقی در حدود ۳۰ کیلومتر یا کمتر هستند. به عنوان مثال اکثر زلزله‌هایی که در ایران و یا مرکز کالیفرنیا روی می‌دهند دارای عمقی مابین ۵ تا ۱۰ کیلومتر هستند. همچنین بعضی از زلزله‌های روی داده در دریای اژه<sup>۱</sup>، رومانی و اسپانیا دارای عمق متوسط هستند. تعیین عمق کانونی برای کاربردهای زمین‌شناسی دارای ارزش بالایی، بویژه برای تعیین روابط میرایی<sup>۲</sup> می‌باشد. به عنوان مثال در زلزله ۲۶ ژوئن ۱۹۹۸ در ترکیه، دو ایستگاه شتاب‌نگاشت یکی در سی‌هان<sup>۳</sup> و دیگری در کاراتاس<sup>۴</sup>، بترتیب در فاصله‌های ۳۲ و ۳۶ کیلومتری از مرکز زلزله قرار داشته‌اند. در حالی که حداکثر شتاب ثبت شده در ایستگاه سی‌هان  $0.27g$  و در کاراتاس  $0.03g$  بود.

مثال) مکانیزم گسلی با  $\delta > 60^\circ$  و  $\lambda > 45^\circ$  را تعیین نمایید.

<sup>1</sup> Aegean Sea

<sup>2</sup> Attenuation relationships

<sup>3</sup> Ceyhan

<sup>4</sup> Karatas

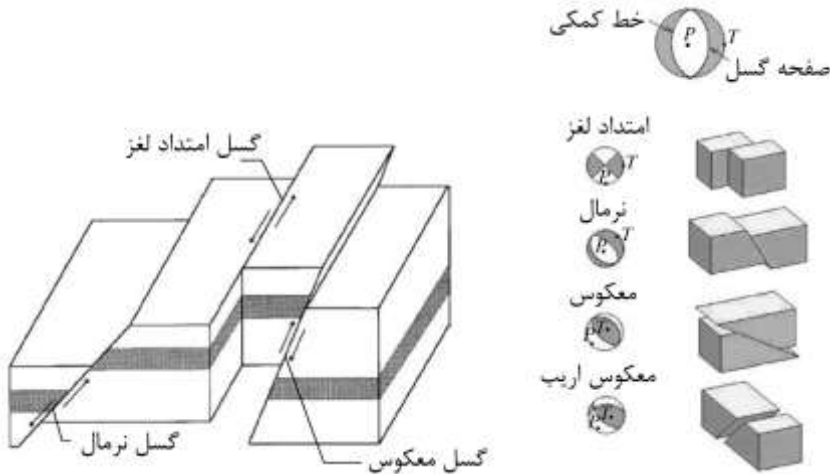
مثال) در شکل ۳۲-۱ جهت حرکت دو بلوک گسل نشان داده شده است. با توجه به نحوه گسلش ایجاد شده، مکانیزم گسلش را تعیین نمایید.



شکل ۳۲-۱ حرکت نسبی دو بلوک گسل

معمولا مکانیزم گسلش<sup>۱</sup> بر روی نقشه‌های شناسایی گسل‌ها درج می‌شود. برای نشان دادن مکانیزم گسل از نماد گوی سیاه و سفید استفاده می‌شود. این نماد تصویر افقی نیمه پایینی گوی می‌باشد. یکی از خط‌های روی گوی به صورت کمکی و دیگری نشان دهنده تصویر صفحه گسل می‌باشد. نماد گوی جهت تنش در زمان وقوع زلزله را نشان می‌دهند. ربع‌های سیاه نشان دهنده کشش ( $T$ ) و ربع‌های سفید نشان دهنده تنش فشاری ( $P$ ) می‌باشند. در شکل ۳۳-۱ نمادهای استفاده شده برای بیان نوع گسلش نشان داده شده است. این گوی‌ها جهت میدان تنش را در زمان گسیختگی را نشان می‌دهند.

<sup>۱</sup> Focal mechanism



شکل ۱-۳۳ نمادهای استفاده شده برای بیان نوع گسلش

## ۷-۱- امواج زلزله

در حین یک گسلش و شکست ترد قسمتی از پوسته زمین، در حدود ۱۰٪ کل انرژی ذخیره شده در صفحه به شکل امواج زلزله تلف می‌شود. بسته به فاصله تا منبع لرزه‌زا، ارتعاش به صورت ترکیبی از تمام امواج منتشر شده می‌باشد. امواج حجمی از لایه‌های درونی زمین عبور می‌کنند. امواج حجمی شامل دو دسته از امواج هستند. دسته نخست، امواج طولی یا امواج اولیه<sup>۱</sup>  $P$  هستند. به این موج، موج تراکمی<sup>۲</sup> نیز گفته می‌شود. دسته دوم امواج عرضی یا امواج ثانویه<sup>۳</sup>  $S$  می‌باشند<sup>۴</sup>. امواج  $P$  و  $S$  به دلیل اینکه در ابتدا و قبل از بقیه امواج دریافت می‌شوند، تحت عنوان جنبش اولیه<sup>۵</sup> نیز شناخته می‌شوند (Kanai, 1983). امواج  $P$  مانند شکل ۱-۳۴ باعث فشردگی یا کشیدگی

<sup>۱</sup> Longitudinal or Primary waves

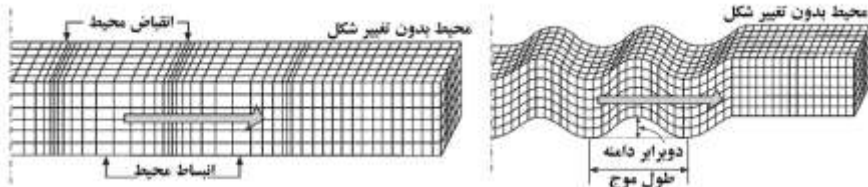
<sup>۲</sup> امواج تراکمی از همه محیط‌هایی که توان تحمل فشار را دارند از جمله گازها و مایعات عبور می‌کنند. ذراتی که تحت تاثیر موج  $p$  قرار می‌گیرند در جهت انتشار موج به جلو یا عقب نوسان می‌کنند. اولین موجی که از زلزله احساس می‌شود امواج  $p$  هستند.

<sup>۳</sup> Transverse or Secondary waves

<sup>۴</sup> امواجی که بلافاصله بعد از امواج اولیه به وسیله لرزه نگار ثبت می‌گردند امواج ثانویه نام دارند دامنه امواج ثانویه از دامنه امواج اولیه بیشتر است و از نوع امواج عرضی محسوب می‌گردند. این امواج تنها در محیط‌هایی که می‌توانند در برابر تغییر شکل جانبی مقاومت کنند، مانند محیط‌های جامد، منتشر می‌گردند. در این امواج ارتعاش ذرات محیط عمود بر جهت حرکت موج می‌باشد.

<sup>۵</sup> Preliminary tremors

حجم مواد می‌شوند. بنابراین محیط انتشار به صورت متناوب منبسط و منقبض می‌شود لیکن شکل اولیه خود را حفظ می‌کنند.



شکل ۱-۳۴ نحوه انتشار امواج طولی و عرضی در محیط

شکل موج  $P$  مانند حرکت موج صوتی، با دامنه کوچک و دوره تناوب پایین است و می‌تواند در تمام محیط‌ها (مایع، جامد و گاز) منتشر شوند. پتانسیل خرابی موج  $P$  بسیار ناچیز است. موج  $S$  دارای حرکتی سینوسی است و با حرکات بالا و پایین خود باعث تخریب می‌شود. حرکت این موج مانند شکل ۱-۳۴ با ایجاد تنش‌های برشی در ذرات می‌باشد به همین علت به آنها موج برشی<sup>۱</sup> نیز گفته می‌شود. به دلیل اینکه سیالات قادر به تحمل تنش‌های برشی نیستند، موج  $S$  قادر به حرکت در داخل سیالات نیست. حرکت موج برشی را می‌توان به دو مولفه افقی  $SH$  و قائم  $SV$  تجزیه نمود که هر یک از آنها می‌توانند عامل خرابی باشند. حرکت موج برشی همانند امواج الکترومغناطیسی<sup>۲</sup>، با دامنه بزرگ و دوره تناوب بلند می‌باشند. در هنگام وقوع یک زمین‌لرزه در ابتدا امواج حجمی توسط لرزه‌نگاشت‌ها<sup>۳</sup> ثبت می‌شوند. موج  $P$  نسبت به موج  $S$  دارای سرعت بیشتری بوده و با سرعتی بین  $1/5$  تا  $8$  کیلومتر بر ثانیه حرکت می‌کند در حالی که موج  $S$  دارای سرعت پایین‌تری می‌باشد. سرعت موج  $S$  در حدود  $50\%$  تا  $60\%$  سرعت موج  $P$  می‌باشد. سرعت واقعی انتشار این امواج به چگالی خاک منطقه و میزان ارتجاعی آن بستگی دارد. سرعت انتشار امواج  $P$  و  $S$  در یک محیط ایزوتروپیک و ارتجاعی با چگالی  $\rho$  به صورت زیر بیان می‌شود:

$$v_p = \sqrt{\frac{E(1-\nu)}{\rho(1+\nu)(1-2\nu)}} \quad (1-1)$$

$$v_s = \sqrt{\frac{E}{2\rho(1+\nu)}} = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \quad (2-1)$$

که در رابطه فوق  $\nu$  نسبت پواسون،  $E$  ضریب ارتجاعی و  $G$  مدول برشی خاک می‌باشند. نسبت سرعت امواج  $P$  و  $S$  به صورت زیر است.

<sup>1</sup> Shear wave

<sup>2</sup> Electromagnetic waves

<sup>3</sup> Seismographs

$$\frac{v_S}{v_P} = \sqrt{\frac{1-2\nu}{2(1-\nu)}} \quad (۳-۱)$$

مقدار نسبت پواسون برای خاک‌های معمولی در حدود  $0/۳$  تا  $0/۵$  می‌باشد. بنابراین:

$$0 \leq v_S \leq 0.53v_P \quad \Rightarrow v_P/v_S \approx \sqrt{3} \quad (۴-۱)$$

در جدول ۴-۱ سرعت امواج  $P$  و  $S$  در لایه‌های مختلف زمین نشان داده شده است.

جدول ۴-۱ سرعت اولیه و ثانویه برای لایه‌های مختلف زمین

نوع خاک	عمق (km)	موج $P$ (km/s)	موج $S$ (km/s)
پوسته	۱۰-۳۰	۶/۵۷	۳/۸۲
	۴۰	۸/۱۲	۴/۴۲
	۲۲۰	۸/۰۶	۴/۳۵
گوشته بالایی	۴۰۰	۹/۱۳	۵/۲۲
	۶۷۰	۱۰/۷۵	۵/۹۵
	۱۲۰۰	۱۱/۷۸	۶/۵۲
گوشته تحتانی	۲۸۸۵	۱۳/۷۲	۷/۲۶
	۲۸۹۰	۸/۰۶	۰
	۳۸۰۰	۹/۳۱	۰
هسته بیرونی	۵۱۵۰	۱۰/۳۶	۰
	۵۱۵۵	۱۱/۰۳	۳/۵
هسته درونی	۶۳۷۱	۱۱/۲۶	۳/۶۷

در نزدیکی سطح زمین،  $V_p=5-7 \text{ km.s}^{-1}$  و  $V_s=3-4 \text{ km.s}^{-1}$  می‌باشد. با استفاده از روابط (۱-۱) و (۲-۱) می‌توان با اختیار داشتن اطاعات مربوط به یک شتاب‌نگاشت، مکان وقوع یک زلزله را تعیین نمود. برای زلزله‌های کم ژرفا می‌توان از انحناء زمین صرف نظر نمود و توزیع امواج حجمی را در یک سطح در نظر گرفت. همچنین خاک منطقه مابین ایستگاه ثبت رکورد و مرکز زلزله به صورت همگن<sup>۱</sup> در نظر گرفته می‌شود. همچنین فاصله کانونی  $\Delta x$  را می‌توان با استفاده از مدت زمان مابین رسیدن موج  $P$  و  $S$  ( $\Delta t$ ) به صورت زیر تعیین نمود.

$$\Delta x = \frac{v_P v_S}{v_P - v_S} \Delta t \quad (۵-۱)$$

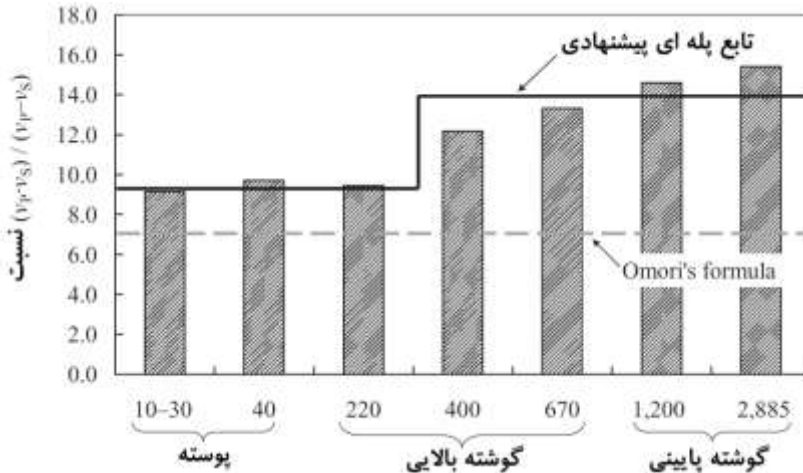
بنابراین در صورت در دسترس بودن سرعت موج  $P$  و  $S$  می‌توان با استفاده از رابطه فوق مقدار فاصله کانونی را تعیین نمود. برای تعیین سریع فاصله کانونی می‌توان از رابطه آماری نیز استفاده نمود:

<sup>۱</sup> Homogenous

$$\Delta x \approx 7.42 \Delta t$$

(۶-۱)

که در رابطه فوق  $\Delta t$  و  $\Delta x$  به ترتیب بر حسب ثانیه و کیلومتر بیان می‌شوند. در شکل ۱-۳۵، ضریب  $7/42$  در رابطه اُموری<sup>۱</sup> با ضریب  $\Delta t$  در رابطه (۵-۱) مقایسه شده است. مقادیر سرعت موج  $S$  و  $P$  از جدول ۴-۱ تعیین شده‌اند.



شکل ۱-۳۵ مقایسه بین سرعت‌های امواج حجمی در روابط (۵-۱) و (۶-۱)

در تابع پله‌ای نشان داده شده در شکل، بایستی مقدار سرعت را در گوشته‌های دورنی به صورت متغییر در نظر گرفت. بنابراین برای تابع پیشنهاد شده در شکل فوق می‌توان مقدار ضریب موجود در رابطه (۶-۱) را برای قسمت پوسته زمین عدد  $9/43$  و برای اعماق بیش از  $300$  کیلومتر عدد  $13/88$  را در نظر گرفت. بطور کلی برای تعیین مکان وقوع یک زمین‌لرزه بایستی مراحل زیر را طی نمود:

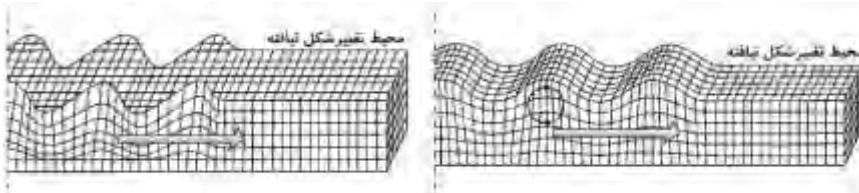
۱. رکورد ثبت شده توسط دستگاه لرزه‌نگاشت استخراج شود.
۲. زمان شروع موج حجمی در رکورد تعیین شود.
۳. تاخیر زمانی بین رسیدن موج  $P$  و  $S$  بر روی رکورد تعیین شود ( $\Delta t$ ).
۴. با استفاده از رابطه ۱-۵ یا رابطه ۶-۱ فاصله کانونی  $\Delta x$  تعیین شود.
۵. یک دایره به مرکز محل ایستگاه با شعاعی معادل طول  $\Delta x$  بر روی نقشه کشیده می‌شود. دایره رسم شده، مکان‌های احتمالی برای وقوع مرکز زلزله را نشان می‌دهند.
۶. گام‌های (۱) تا (۵) را برای ایستگاه دوم انجام دهید تا یک دایره دیگر ترسیم شود و دایره اول را در دو نقطه قطع کند.

<sup>1</sup> Omori



۷. گام‌های (۱) تا (۵) را نیز برای ایستگاه سوم انجام دهید تا یک دایره دیگر ترسیم شود. سطح مشترک بین هر یک از سه دایره ترسیم شده مکان وقوع زلزله را نشان می‌دهد. همچنین در صورتی که وتر مشترک هر یک از دایره‌ها ترسیم شود، مکان دقیق وقوع زلزله تعیین می‌شود.

در روش ارائه شده که به صورت گرافیکی می‌باشد، خط‌هایی نیز وجود دارد که با افزایش تعداد ایستگاه‌ها این خط‌ها ناچیز می‌شوند. اخیراً با به کار بردن کامپیوترها برای تعیین مرکز زلزله میزان خطاها بسیار کاهش یافته است (Lee et al., 2003). با برخورد امواج حجمی به سطح بیرونی پوسته زمین امواج سطحی ایجاد شده و به موازات سطح زمین حرکت می‌کنند. امواج سطحی شامل دو دسته امواج لَو<sup>۱</sup> و ریلی<sup>۲</sup> هستند. امواج لَو را با  $L$  یا  $LQ$  و امواج ریلی را با  $R$  یا  $LR$  نشان می‌دهند. امواج سطحی باعث ایجاد جابجایی‌های بزرگ می‌شوند و یکی دیگر از عوامل تخریب هستند. امواج سطحی در زلزله‌های سطحی دارای نمود بیشتری هستند در حالی که امواج حجمی تقریباً برای تمام اعماق با هم برابرند. امواج لَو از تداخل امواج برشی و برخورد آنها با سطح بیرونی پوسته ایجاد می‌شوند به همین علت این امواج نیز قادر به حرکت در سیال نیستند. حرکت موج لَو بر روی سطح زمین مانند حرکت خزنده مار به صورت افقی و عمود بر جهت حرکت است که در شکل ۱-۳۶ این حرکت نشان داده شده است. دامنه حرکت موج لَو بزرگ و دارای دوره تناوب بلند<sup>۳</sup> است. امواج لَو با دوره تناوب بالای بین ۶۰ تا ۳۰۰ ثانیه امواج  $G$  نامیده می‌شوند (Richter, 1958). برای این دوره تناوب حرکت موج دارای سرعتی در حدود ۴ کیلومتر بر ثانیه بوده و پالس‌گونه می‌باشد. امواج ریلی در اثر تداخل امواج حجمی مانند موج  $P$  و  $SV$  با سطح پوسته ایجاد می‌شوند و دارای حرکتی بیضی‌گونه بوده و حرکت آنها عمود بر سطح زمین است. امواج ریلی دارای دامنه بزرگ می‌باشند و سرعت آنها از سرعت امواج  $S$  کمتر است.



شکل ۱-۳۶ مکانیزم حرکت امواج سطحی، موج لَو (سمت چپ) موج ریلی (سمت راست)

به صورت تقریبی در صورتی که سرعت موج ریلی برابر  $v_{LR}$  باشد، داریم: (Bolt, 1999)

$$v_{LR} \approx 0.92v_S \quad (V-1)$$

<sup>1</sup> Love

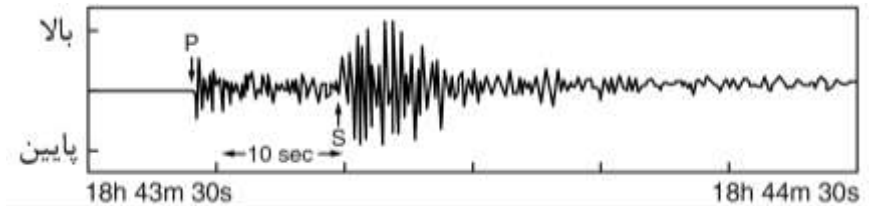
<sup>2</sup> Rayleigh

<sup>3</sup> Large amplitudes and long periods

برای یک محیط دارای چند لایه سرعت موج لاو ( $v_{LQ}$ ) از رابطه زیر پیروی می‌کند:

$$v_{S1} < v_{LQ} < v_{S2} \quad (۸-۱)$$

که در آن  $v_{S1}$  و  $v_{S2}$  به ترتیب سرعت موج برشی در لایه بالایی و پایینی هستند. سرعت امواج سطحی کمتر از امواج حجمی بوده لیکن در بین امواج سطحی، سرعت موج لاو بیشتر از موج ریلی می‌باشد. بعلاوه دامنه امواج  $P$  و  $S$  با فاصله گرفتن از کانون زلزله به صورت خطی کاهش می‌یابد لیکن دامنه امواج سطحی با معکوس جدر فاصله کاهش می‌یابد. امواج  $S$  سریعتر از امواج  $P$  میرا شده و در حین میرایی فرکانس افزایش می‌یابد. طبق قانون انکسار اسنل، امواج حجمی در حین برخورد با سطح مابین لایه‌های مختلف خاک دچار انعکاس و انکسار می‌شوند و دچار چند فازی می‌شوند. در اثر برخورد امواج حجمی با سطح مابین لایه‌ها امواج  $SP$ ،  $PP$ ،  $SS$  و  $PS$  ایجاد می‌شوند. حرف اول هر یک از امواج شکسته شده، نشان دهنده موج اولیه بوده و حرف دوم، حالت بعدی موج را نشان می‌دهد. به عنوان مثال موج  $SP$  از یک موج  $S$  شروع شده و به صورت یک موج  $P$  ادامه می‌یابد. در شکل ۱-۳۷ لرزه‌نگار ثبت شده در زلزله کالیفرنیا در ۲۷ ژوئن ۱۹۸۸ با بزرگی  $۵/۳$  که در ۹۰ کیلومتری مرکز زلزله قرار داشته را نشان می‌دهد. زمان نشان داده شده، از چپ به راست افزایش می‌یابد. بر روی شکل زمان رسیدن موج  $P$  و  $S$  مشخص شده است.



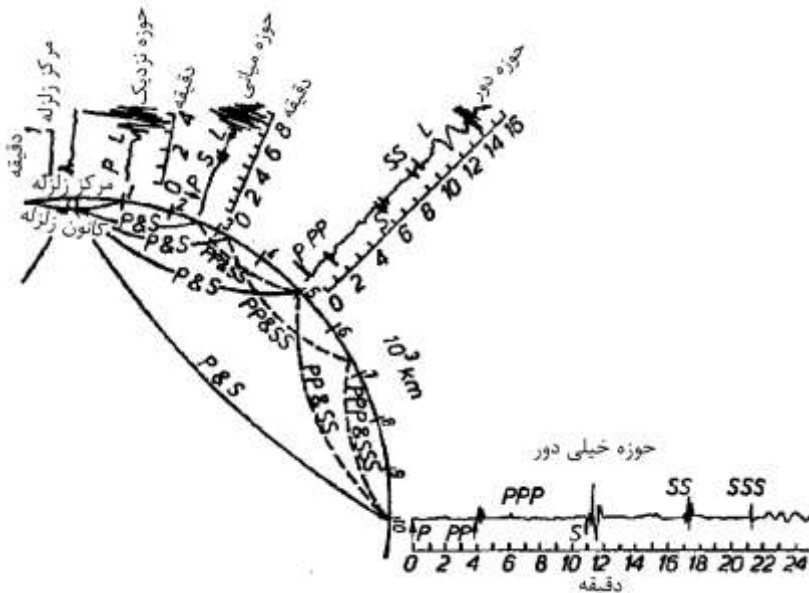
شکل ۱-۳۷ لرزه‌نگار ثبت شده در زلزله کالیفرنیا

مثال) شکل ۱-۳۸، مکان سه ایستگاه لرزه‌نگار زلزله‌ای که در ایتالیا رخ داده است را نشان می‌دهد. در صورتی که فاصله زمانی بین رسیدن امواج  $P$  و  $S$  در این سه ایستگاه به ترتیب برابر ۵،  $۷/۵$  و ۶ ثانیه و سرعت امواج حجمی برابر  $۸/۵$  و  $۴/۳$  کیلومتر بر ثانیه باشد، محل کانون زلزله را تعیین کنید.



شکل ۱-۳۸ مشخصات سه ایستگاه ثبت کننده زلزله

با افزایش فاصله از مرکز زلزله، مدت زمان تکان زمین افزایش یافته و محتوای آن پیچیده می‌شود. این امر در شکل ۱-۳۹ نشان داده شده است.



شکل ۱-۳۹ امواج زلزله در فاصله دور از کانون زلزله

افزایش زمان بین رسیدن امواج  $P$  و  $S$  به سبب برخورد این امواج با سطوح مختلف زمین و انعکاس آنها می‌باشد. در این شکل موج  $PP$  و  $PPP$ ، به ترتیب معرف اولین و دومین انعکاس امواج زلزله بر سطح زمین می‌باشند.

### ۸-۱- اندازه‌گیری زلزله

اندازه یک زلزله به دو روش کلی انجام می‌شود. روش اول به صورت کیفی یا غیر دستگاهی<sup>۱</sup> و روش دوم به صورت کمی یا دستگاهی می‌باشد. اندازه‌گیری‌های غیر دستگاهی به لحاظ بررسی زلزله‌های گذشته که قبل از اختراع دستگاه‌های ثبت زلزله به وقوع پیوسته‌اند و همچنین برای استفاده در تحلیل‌های ریسک زلزله و زلزله‌های تاریخی دارای اهمیت هستند. به طور کلی اطلاعات مربوط به زلزله‌های تاریخی چندان قابل اطمینان نیست. لیکن به دلیل کمبود آمار موجود از زلزله‌های اخیر گاهی اوقات مجبور به استفاده از اطلاعات مربوط به زلزله‌های تاریخی هستیم.

#### ۱-۸-۱- شدت زلزله

شدت<sup>۲</sup> زلزله یک مقیاس غیر دستگاهی بوده که توسط خرابی‌ها، اثرات سطح زمین مانند شکاف‌های ایجاد شده، لغزش خاک و عکس‌العمل ساکنین آن مناطق در برابر آن زلزله تعیین می‌شود. درجه‌های این مقیاس توسط اعداد رومی<sup>۳</sup> بیان می‌شود. البته مقیاس‌های زیادی در سراسر جهان برای بیان شدت زلزله وجود دارند. اولین کوشش‌ها برای تنظیم مقیاس شدت زلزله در کشور ایتالیا و سویس در سال‌های مابین ۱۷۰۰ تا ۱۹۰۰ صورت گرفت (Kanai, 1983). دقت در تعیین شدت زلزله به دقت مشاهده کننده وابسته است. تخمین شدت، روش مفیدی برای تخمین اندازه زلزله‌های تاریخی است، بویژه در ناحیه‌هایی نظیر کشور ما که کشوری باستانی و با میراث تاریخی و فرهنگی کهن است و لذا اطلاعات مهمی را می‌توان از زلزله‌های رویداده در زمانی که ثبت تاریخی وجود دارد به دست آورد. تعیین شدت زمین لرزه بدین ترتیب است که برای هر کدام از مقیاس‌ها جدولی تهیه شده است و بر اساس آن میزان آسیب‌های ناشی از زلزله بر سازه‌های مختلف ارائه گردیده است و مشاهده‌گر با تطبیق خسارت‌های بوجود آمده از زلزله با موارد ذکر شده در جدول، شدت زلزله را تعیین می‌کند. بعضی از مقیاس‌های شدت در ایالات متحده آمریکا و برخی در اروپا و برخی نیز در ژاپن مورد استفاده قرار می‌گیرد. در زیر تعدادی از مقیاس‌های معروف موجود معرفی شده‌اند:

۱. مقیاس *Mercalli-Cancani-Seiberg* (MCS): دارای ۱۲ درجه بوده و در کشورهای

اروپای جنوبی مورد استفاده قرار می‌گیرد.

<sup>1</sup> Non - instrumental

<sup>2</sup> Intensity

<sup>3</sup> Roman numerals

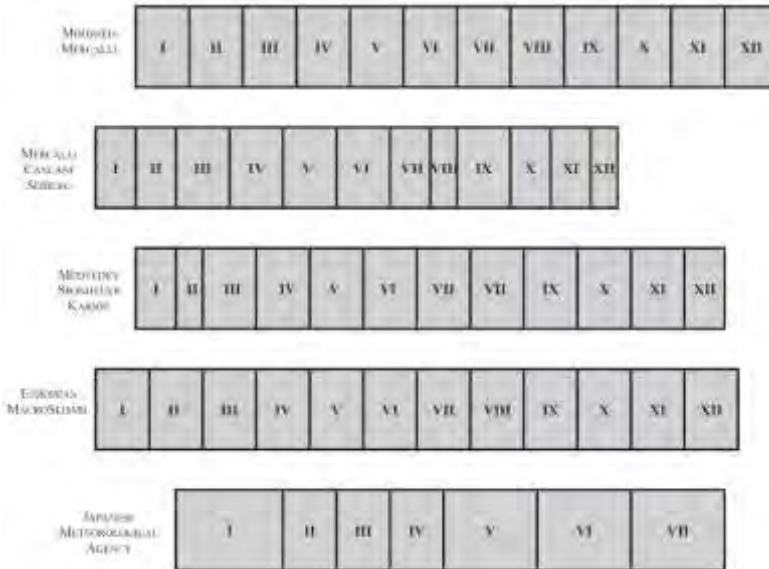
۲. مقیاس *MM (Modified Mercalli)*: دارای ۱۲ درجه بوده و در سال ۱۹۳۱ توسط وود و نیومن با اقتباس از مقیاس *MCS* برای کالیفرنیا تنظیم شد. این مقیاس هم‌اکنون در آمریکای شمالی و در بسیاری از کشورهای دیگر مورد استفاده قرار می‌گیرد.
۳. مقیاس *MSK (Medvedev-Sponheuer-Karnik)*: دارای ۱۲ درجه بوده در شرق و مرکز اروپا توسعه یافت و همچنین در بعضی از کشورها دیگر مورد استفاده قرار می‌گیرد.
۴. مقیاس *EMS (European Macroseismic Scale)*: دارای ۱۲ درجه بوده و از سال ۱۹۹۸ در اروپا پذیرفته شد.
۵. مقیاس *JMA (Japanese Meteorological Agency)*: دارای ۷ درجه بوده و در کشور ژاپن مورد استفاده قرار می‌گیرد.
- برای مشاهده جزئیات هر یک مقیاس‌های فوق، می‌توانید به کتاب‌های مهندسی زلزله (*Reiter, 1990 ; Kramer, 1996 ; Lee et al., 2003*) مراجعه نمایید. لیکن مقیاس *MM* (اصلاح شده مرکالی) در جدول ۱-۵ آورده شده است.

جدول ۱-۵ تشریح مقیاس اصلاح شده مرکالی

بزرگی	شدت	تاثیرها
<3	I	احساس نمی‌شود.
3	II	توسط شخص در حال استراحت یا در طبقات بالای ساختمان احساس می‌شود.
<4	III	در داخل ساختمان احساس می‌شود. اشیاء آویزان تکان می‌خورند ارتعاشی مثل گذر کامیون‌های سبک دارند. مدت لرزش قابل برآورد است. ممکن است زلزله به حساب نیاید.
4	IV	اشیاء آویزان تاب می‌خورند. ارتعاشی مثل گذر کامیون‌های سنگین یا احساس ضربتی مثل برخورد یک توپ سنگین به دیوار دارد. ماشینهای پارک شده تکان می‌خورند. پنجره‌ها، بشقاب‌ها و درها به صدا در می‌آیند. شیشه‌ها به صدا در می‌آیند. ظروف سفالی به هم می‌خورند. در حد فوقانی <i>IV</i> دیوارهای چوبی و قابها ترک بر می‌دارند.
<5	V	در خارج ساختمان احساس می‌شود. جهت آن قابل برآورد است. افراد خواب بیدار می‌شوند. مایعات به حرکت در می‌آیند و برخی از آنها به خارج ظرف خود می‌ریزند. اشیاء ناپایدار کوچک جا به جا یا واژگون می‌شوند. درها تکان می‌خورند و باز و بسته می‌شوند. ساعت‌های آونگی متوقف شده، به حرکت آمده یا سرعتشان تغییر می‌کند.
5	VI	توسط همه احساس می‌شود. بسیاری از افراد دچار ترس شده و از ساختمان‌ها خارج می‌شوند. اشخاص به طور نامتعادلی حرکت می‌کنند. پنجره‌ها، بشقاب‌ها و ظروف شیشه‌ای می‌شکنند. اشیاء، کتاب‌ها و چیزهای

<p>دیگر از قفسه‌ها به خارج می‌ریزند. عکس‌ها از دیوارها فرو می‌افتند. مبل‌ها جا به جا شده یا واژگون می‌شوند. گچ‌های ضعیف ترک بر می‌دارند. زنگ‌های کوچک کلیساها و مدارس به صدا در می‌آیند. درختان و بوته‌ها تکان می‌خورند.</p>		
<p>ایستادن مشکل می‌شود. توسط رانندگان وسایل نقلیه احساس می‌شود. اشیاء آویزان شدیداً نوسان می‌کنند. مبل‌ها و وسایل چوبی می‌شکنند. بناهای ضعیف صدمه می‌بینند و ترک بر می‌دارند. دودکش‌های ضعیف در محل اتصالشان به سقف می‌شکنند. قطعات گچ، آجرهای سست، سنگ و کاشی سقوط می‌کنند، امواج آب در سطح حوض‌ها و آبگیرها گل‌آلود می‌شود. لغزش‌ها و حفرات کوچکی در سواحل شنی و ماسه‌ای ایجاد می‌شود. زنگ‌های بزرگ کلیساها به صدا در می‌آیند. نهرهای آبیاری صدمه می‌بینند.</p>	VII	6
<p>هدایت وسایل نقلیه مشکل می‌شود. گچ‌کاری‌ها و برخی از دیوارها فرو می‌ریزند. دودکش‌ها و بناهای یادبود، برجها و مخازن مرتفع می‌چرخند و فرو می‌ریزند. دیوارهای جداکننده‌ای که محکم نباشد از محل خود خارج می‌شوند. شمع‌های فرسوده شده می‌شکنند. شاخه‌های درختان می‌شکنند. میزان دما و جریان آب چشمه‌ها و چاهها تغییر می‌کند. در زمین‌های مرطوب و دامنه‌های پرشیب ترک‌هایی ایجاد می‌شود.</p>	VIII	<7
<p>پی اغلب بناهای معمولی و پیش ساخته تخریب می‌شود. برخی از سازه‌های چوبی خوب ساخته شده و پل‌ها تخریب می‌شوند. سدا و خاکریزها صدمه جدی می‌بینند. زمین لغزه‌های بزرگ به وقوع می‌پیوندد. آب از ساحل کانال‌ها، رودخانه‌ها، دریاچه‌ها و غیره به خارج می‌ریزند. ماسه و گل در سواحل و زمین‌های هموار به طور افقی جا به جا می‌شوند. ریل‌های راه آهن کمی خم می‌شوند.</p>	X	7
<p>ریل‌ها به شدت خم می‌شوند. خطوط لوله زیرزمینی کاملاً از سرویس خارج می‌شوند.</p>	IX	>7
<p>خسارت تقریباً به طور کامل است. توده‌های سنگی بزرگ جا به جا می‌شوند. اشیاء به هوا پرتاب می‌شوند.</p>	XXI	>7

در شکل ۱-۴۰ مقیاس‌های شدت *JMA* و *EMS*، *MSK*، *MM*، *MCS* با یکدیگر مقایسه شده‌اند. به توجه به این شکل دیده می‌شود که هر یک از مقیاس‌ها تقریباً به هم نزدیک هستند ولی مقیاس *MCS* قادر به بیان زلزله‌های خیلی شدید نیست و اختلاف آن نیست به بقیه مقیاس‌ها بیشتر است.



شکل ۱-۴۰ مقایسه بین مقیاس‌های تعیین شدت زلزله

بعد از تعیین شدت زلزله در مناطق زلزله زده، نقاطی که دارای شدت یکسانی هستند، بر روی نقشه به یکدیگر وصل می‌شوند که به آنها خطوط هم‌لرزه<sup>۱</sup> نیز می‌گویند. نقشه شدت زلزله، توزیعی تقریبی از خسارات و وسعت زلزله را نشان می‌دهد. شکل ۱-۴۱ نقشه خطوط هم‌لرزه برای زلزله بم را نشان داده شده است. مرکز زلزله در نزدیکی شهر بم می‌باشد. بر روی خطوط، شدت زلزله در آن نواحی با اعداد رومی در مقیاس اصلاح شده مرکالی بیان شده است. با توجه به نقشه شدت  $IX$  در محدوده شهر بم مشاهده می‌شود. دیده می‌شود که بیشترین شدت زلزله در نواحی نزدیک مرکز زلزله بوده و با دور شدن از مرکز زلزله از میزان خسارات وارد آمده کمتر شده و به عبارتی انرژی زلزله میرا شده است. توزیع غیر عادی شدت در نواحی نزدیک مرکز زلزله می‌تواند ناشی از عدم سکونت در بعضی مناطق، عمق و شرایط خاک منطقه و اثرات جهت پذیری<sup>۲</sup> زلزله بستگی داشته باشد. تکان قوی در زلزله بم توسط ۲۳ شتابنگاشت دیجیتال به ثبت رسید. فاصله مرکز زلزله تا شهر در حدود ۲ کیلومتر بوده است. مقدار شدت اندازه‌گیری شده در مرکز زلزله برابر با  $I_0$  بوده که مقدار حداکثر شدت می‌باشد.

<sup>1</sup> Isoseismals

<sup>2</sup> Directivity effects



شکل ۱-۴۱ نقشه خطوط همتراز برای زلزله بم، ۲۶ دسامبر ۲۰۰۳

در مقیاس‌های مشابه مانند  $JMA$  شدت زلزله بر اساس شعاع  $R$  که در آن منطقه زلزله حس شده است بیان می‌شود (Kanai, 1983). ارتباط بین شعاع  $R$  و طبقه‌بندی شدت زلزله در جدول ۱-۶ نشان داده شده است. همانطور که گفته شد، در نواحی نزدیک مرکز زلزله که بیشترین شدت در آن نواحی به ثبت رسیده است، بیشترین شتاب زلزله نیز در آن نواحی به ثبت می‌رسد. لیکن برای ارزیابی زلزله، بیان حداکثر شتاب ثبت شده غیرمنطقی می‌باشد و بایستی پارامترهای مختلف دیگر را نیز مورد مطالعه قرار داد.

جدول ۱-۶ شدت زلزله بر حسب شعاع احساس آن

شعاع بر حسب کیلومتر	شدت زلزله
$R < 100$	محلی
$100 < R < 200$	کوچک منطقه‌ای
$200 < R < 300$	نسبتاً شدید
$R > 300$	شدید

اندازه‌گیری بزرگی زلزله بایستی بر اساس مقدار انرژی آزاد شده در کانون زلزله باشد. لیکن بجای شدت زلزله مقیاس بزرگی زلزله تعریف شد.



## ۱-۸-۲- بزرگی زلزله

بزرگی زلزله براساس حداکثر دامنه امواج حجمی یا سطحی اندازه گیری می شود و کمیتی است که با استفاده از آن می توان اندازه زلزله و ابعاد گسل<sup>۱</sup> را اندازه گیری نمود. هر چه گسل دارای ابعاد بیشتری باشد، قادر به ایجاد زلزله بزرگتری خواهد بود. اندازه گیری زلزله بر اساس بزرگی آن یک مقیاس دستگاهی می باشد. اولین کوشش ها برای ساختن این مقیاس در ژاپن توسط واداتی<sup>۲</sup> و در ایالت کالیفرنیا توسط ریشتر<sup>۳</sup> در سال ۱۹۳۰ به انجام رسید. چندین مقیاس متفاوت وجود دارد که در ادامه به آنها اشاره می شود.

الف) مقیاس محلی یا ریشتر<sup>۴</sup>: ( $M_L$ ) برابر با لگاریتم حداکثر دامنه ثبت شده توسط یک دستگاه لرزه نگار استاندارد ووداندرسن<sup>۵</sup> بر حسب میکرون در فاصله ۱۰۰ کیلومتری از مرکز زلزله توسط دستگاه استاندارد ووداندرسن که دارای دوره تناوب ۰/۸ ثانیه، نسبت میرایی بحرانی ۰/۸ و ضریب بزرگنمایی ۲۸۰۰ می باشد. به علت دوره تناوب پایین فقط زلزله های محلی با بزرگی کم را ثبت می کند (شکل ۱-۴۲). به همین جهت به آن بزرگی محلی نیز می گویند. چون امکان کمی وجود دارد که دستگاه در فاصله ۱۰۰ کیلومتری از مرکز زلزله باشد، که با رابطه زیر بیان می شود:

$$M_L = \log(A) - \log(A_0) \quad (9-1)$$

که در آن  $A_0$  فاکتور کالیبراسیون بوده و به فاصله بستگی دارد (Richter, 1958). در مقیاس ریشتر فرض شده که یک زلزله با بزرگی  $M_L=3$  و با فاصله ۱۰۰ کیلومتری از مرکز زلزله، دارای حداکثر دامنه  $A=1mm$  می باشد که با این شرایط مقدار  $\log A_0 = -3$  برای فاصله ۱۰۰ کیلومتری بدست می آید. زلزله ای با بزرگی بیش از ۵/۵ ریشتر باعث خرابی های زیاد شده لیکن در زلزله ای با بزرگی ۲ ریشتر بسیاری از مردم آن را احساس نمی کنند. از مقیاس بزرگی  $M_L$  برای تعیین بزرگی زلزله های با فاصله کانونی کمتر از ۶۰۰ کیلومتر استفاده می شود. خرابی های ایجاد شده از یک زلزله ای به بزرگی ۵ در شعاعی در حدود ۸ کیلومتر ایجاد می شود در حالی که شعاع خرابی های ایجاد شده از زلزله هایی به بزرگی ۷ و ۸، به ترتیب در شعاع های ۸۰ و ۲۵۰ کیلومتری رخ خواهند داد. شعاع احساس این زلزله ها به ترتیب برابر ۱۵۰، ۴۰۰ و ۶۰۰ کیلومتر خواهد بود.

<sup>1</sup> Fault dimensions

<sup>2</sup> Wadati

<sup>3</sup> Richter

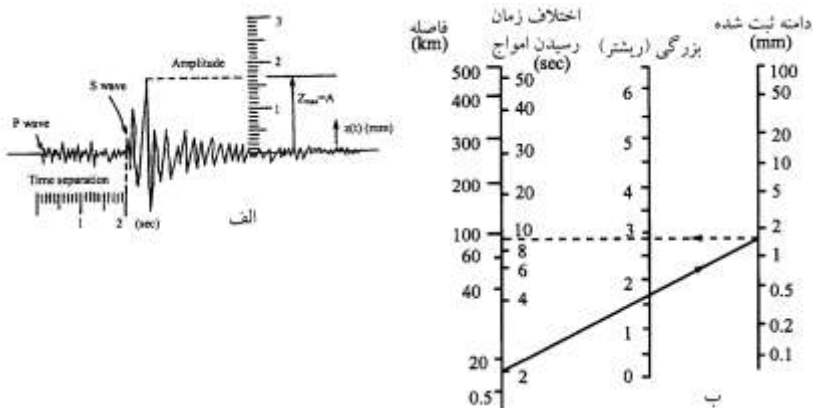
<sup>4</sup> Local (or Richter) magnitude

<sup>5</sup> Standard Wood – Anderson seismograph



شکل ۱-۴۲ دکتر چارلز ریشر اولین مقیاس اندازه‌گیری زلزله را بنیان نهاد

روش دیگر برای تعیین بزرگی محلی برای فوسلی به غیر از ۱۰۰ کیلومتر از مرکز زلزله، استفاده از گراف‌های موجود برای تخمین بزرگا می‌باشد. نمونه‌ای از این گراف‌ها در شکل ۱-۴۳ نمایش داده شده است.



شکل ۱-۴۳ روش تصحیح بزرگی محلی

برای تعیین بزرگای محلی با استفاده از گراف به صورت زیر عمل می‌شود:

- اختلاف مدت زمان رسیدن امواج  $P$  و  $S$  بر روی شتاب نگاشت تعیین می‌شود. به عنوان مثال در شکل ۱-۴۳ الف، اختلاف زمان رسیدن امواج  $P$  و  $S$  برابر ۲ ثانیه می‌باشد.

- مقدار حداکثر دامنه ثبت شده توسط دستگاه لرزه‌نگار تعیین می‌شود. به عنوان مثال با توجه به شکل ۱-۴۳ الف، مقدار حداکثر دامنه برابر ۱/۷ میلی‌متر می‌باشد.
- مقدار اختلاف زمان بدست آمده از رسیدن امواج را در سمت چپ گراف و از طرف دیگر مقدار حداکثر جابجایی به ثبت رسیده را در قسمت راست گراف مشخص و توسط یک خط مستقیم به یکدیگر متصل می‌نماییم.
- مقدار بزرگی را از قسمت میانی گراف خوانده می‌شود.
- مقدار فاصله لرزه‌نگار از مرکز زلزله از قسمت سمت چپ گراف خوانده می‌شود.

زلزله‌ای با بزرگای محلی ۵، در نزدیکی گسل دارای شتابی در حدود  $0.09g$  و مدامت ۲ ثانیه می‌باشد، در حالی که زلزله‌ای با بزرگای محلی ۷ در نزدیکی گسل دارای شتابی در حدود  $0.37g$  و مدامت ۲۴ ثانیه می‌باشد.

ب) بزرگی امواج حجمی<sup>۱</sup> ( $m_b$ ): که در آن دامنه موج  $P$  با دوره تناوب حدود ۱ ثانیه و طول موج کمتر از ۱۰ کیلومتر اندازه‌گیری می‌شود. این مقیاس اندازه‌گیری برای تعیین بزرگی زلزله‌های عمیق مناسب بوده که امواج سطحی کمی دارند. همچنین از این مقیاس برای اندازه‌گیری زلزله‌های با عمق کانونی بیشتر از ۴۵ کیلومتر و مرکز زلزله حداکثر ۶۰۰ کیلومتر می‌توان استفاده نمود. بزرگی امواج حجمی با رابطه زیر تعیین می‌شود که در آن  $A$  دامنه و  $T$  دوره تناوب موج  $P$  به صورت زیر بیان می‌شود:

$$m_b = \log\left(\frac{A}{T}\right) + \sigma(\Delta) \quad (10-1)$$

که در آن  $\sigma(\Delta)$  تابعی از زاویه مرکز زلزله برحسب درجه می‌باشد. برای مثال برای  $\Delta = 45^\circ$  مقدار  $\sigma = 6.8$  خواهد بود. برای دیدن جزئیات بیشتر می‌توانید به کتاب‌های نوشته شده در این زمینه مراجعه نمایید. (مانند *Udias, 1999*)

پ) مقیاس امواج سطحی<sup>۲</sup> ( $M_s$ ): که با رابطه زیر تعریف می‌شود و در آن دامنه موج  $LR$  با یک دوره تناوب ۲۰ ثانیه و طول موج ۶۰ کیلومتر اندازه‌گیری می‌شود. این مقیاس برای تعیین بزرگی زلزله‌های با فاصله زیاد (حدوداً بیش از ۱۰۰۰ کیلومتر) مناسب می‌باشد. از مقیاس  $M_s$  برای اندازه‌گیری زلزله‌های بزرگ استفاده می‌شود.

$$M_s = \log\left(\frac{A}{T}\right) + 1.66 \log(\Delta) + 3.30 \quad (11-1)$$

<sup>1</sup> Body wave magnitude

<sup>2</sup> Surface wave magnitude

که در رابطه فوق ( $\Delta$ ) زاویه بین مرکز زلزله و ایستگاه‌های لرزه‌نگاری نسبت به مرکز زمین، بر حسب درجه بوده و  $A$  دامنه بر حسب میکرون و  $T$  دوره تناوب مربوط به جابجایی بیشینه بر حسب ثانیه می‌باشد. رابطه (۱-۱۱) برای  $\Delta > 15^\circ$  صادق است. برای ارتباط بین بزرگی حجمی می‌توان از رابطه زیر که توسط داراق و همکاران<sup>۱</sup> پیشنهاد شده است، استفاده نمود.

$$m_b = 2.5 + 0.63M_s \quad (12-1)$$

همچنین با استفاده از رابطه تجربی زیر می‌توان بزرگی سطحی را به بزرگی محلی تبدیل نمود:

$$M_s = 1.27(M_L - 1) - 0.016M_L^2 \quad (13-1)$$

ت) بزرگی گشتاوری<sup>۲</sup> ( $M_w$ ): این مقیاس برای تمام زلزله‌ها قابل استفاده می‌باشد و بر اساس مقدار برش ایجاد شده در منبع لرزه‌زا بیان می‌شود. بزرگی گشتاوری به صورت تابعی از گشتاور لرزه‌ای  $M_0$  بیان می‌شود:

$$M_0 = GA\Delta u \quad (14-1)$$

که در رابطه فوق  $G$  مدول برشی خاک (معمولاً برابر  $G = 3 \times 10^{11} \text{ dyne/cm}^2$  برای پوسته و  $G = 7 \times 10^{13} \text{ dyne/cm}^2$  برای گوشته فرض می‌شود) و  $\Delta u$  میانگین جابجایی ایجاد شده در گسل و  $A$  مساحتی از گسل است که دچار گسلسش شده است. مقدار  $G$  در پوسته زمین حدوداً برابر  $32000 \text{ Mpa}$  و در مانند برابر  $75000 \text{ Mpa}$  می‌باشد. بزرگی گشتاوری با رابطه زیر بیان می‌شود:

$$M_w = \frac{2}{3} \log(M_0) - 10.7 \quad (15-1)$$

که  $M_0$  بر حسب ایرگ بیان می‌شود. از بزرگی گشتاوری برای تعیین بزرگی زلزله‌های عمیق و سطحی می‌توان استفاده نمود. همانطور که قبلاً گفته شد، مقیاس  $M_L$ ، به صورت محلی بوده و برای اندازه‌گیری زلزله‌های با فاصله کانونی کم استفاده می‌شود. لیکن مقیاس‌های  $M_s$ ،  $M_w$  و  $m_b$  مقیاس‌های جهانی می‌باشند. جزئیات بیشتر هر یک از مقیاس‌های بیان شده، در جدول ۱-۷ آورده شده است.

جدول ۱-۷ مشخصات مقیاس‌های بزرگی زلزله

قابلیت کار	پارامتر مرجع	فاصله کانونی (km)	عمق زلزله	اندازه زلزله	مؤلف	نوع مقیاس
محلی (کالیفرنیا)	دامنه موج	کمتر از ۶۰۰	کم ژرفا	کوچک	ریشتر ۱۹۳۵	$M_L$
جهانی	دامنه موج	بیش از ۱۰۰۰	عمیق	کوچک تا	گوتنبرگ و	$m_b$

<sup>1</sup> Darragh et al

<sup>2</sup> Moment magnitude

	ریشتر ۱۹۵۶	متوسط			$P$	
$M_S$	ریشتر و گوتنبرگ ۱۹۳۶	بزرگ	کم ژرفا	بیش از ۲۰۰۰	دامنه موج $LR$	جهانی
$M_w$	کاناموری ۱۹۷۷	تمام موارد	تمام موارد	تمام موارد	گشتاور لرزه‌ای	جهانی

به غیر از مقیاس‌های معرفی شده در فوق، مقیاس‌های دیگری نیز موجود هستند که اغلب آنها بر اساس حداکثر دامنه  $A$  امواج ثبت شده توسط یک دستگاه لرزه‌نگاشت است. بزرگای زلزله رابطه مستقیمی با تعداد رخداد آنها در سال دارد. در جدول جدول ۸-۱ رابطه بین تعداد رویدادهای لرزه‌ای و بزرگی آنها نشان داده شده است.

جدول ۸-۱ رابطه بین تعداد رخدادهای لرزه‌ای و بزرگی آنها

توصیف	بزرگی	میانگین سالیانه
خیلی شدید	$>9.0$	هر ۲۰ سال یکبار
شدید	8.0-8.9	۱
بزرگ	7.0-7.9	۱۸
قوی	6.0-6.9	۱۲۰
متوسط	5.0-5.9	۸۰۰
خفیف	4.0-4.9	۶۲۰۰
ضعیف	3.0-3.9	۴۹۰۰۰
خیلی ضعیف	2.0-2.9	روزی ۱۰۰۰ دفعه
	1.0-1.9	روزی ۸۰۰۰ دفعه

ارتباط بین بزرگی  $M$  و دامنه  $A$  به صورت زیر توسط ریتر<sup>۱</sup> در سال ۱۹۹۰ بیان می‌شود:

$$M = \log(A) + f(d, h) + C_S + C_R \quad (۱۶-۱)$$

که در آن تابع  $f(d, h)$  برای فاصله کانونی  $d$  و عمق کانونی  $h$  محاسبه می‌شود و ضرائب  $C_S$  و  $C_R$  به ترتیب ضرائب تصحیح دستگاه و منطقه می‌باشند که برای اثرات محلی و منطقه‌ای محاسبه می‌شوند. معمولاً تبدیل هر یک از مقیاس‌ها به یکدیگر توسط روابط تجربی و یا نیمه تجربی انجام می‌شود. به عنوان مثال مقیاس  $M_{JMA}$  که توسط سازمان هواشناسی ژاپن<sup>۲</sup> ارائه شده است، توسط رابطه زیر به بزرگی ریشتر مرتبط می‌شود:

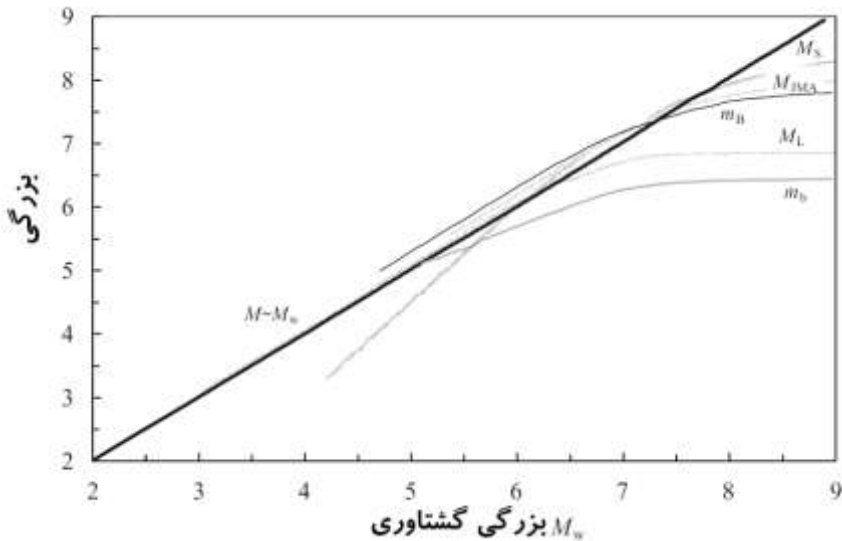
$$M_{JMA} = 2M_L - 9.7 \quad (۱۷-۱)$$

<sup>۱</sup> Reiter 1990

<sup>۲</sup> Japanese Meteorological Agency

که در آن  $M_L$  بر حسب یرگ بیان می‌شود. توجه شود که زلزله‌های با اندازه و انرژی رها شده متفاوت ممکن است دارای بزرگی یکسانی باشند. به عنوان مثال زلزله سان‌فرانسیسکو در سال ۱۹۰۶ (کالیفرنیا) و زلزله شیلی در سال ۱۹۶۰ هر دو دارای بزرگی  $M_S=8.3$  بوده‌اند. لیکن مساحت گسلش در زلزله شیلی ۳۵ برابر بزرگتر از زلزله کالیفرنیا بوده است. گشتاور لرزه‌ای برای وسعت و میزان گسلش تعریف می‌شود (Scholz, 1990). بزرگی گشتاوری  $M_w$  برای زلزله سان‌فرانسیسکو برابر با ۸ بوده ولی در زلزله شیلی بزرگی گشتاوری آن در حدود ۹/۵ اندازه‌گیری شده است. در شکل ۱-۴۴ مقیاس‌های مختلف اندازه‌گیری بزرگی زلزله با یکدیگر مقایسه شده‌اند.

برای بزرگی حدود ۵/۵، مقیاس‌های  $M_S$  و  $m_b$  در یک نقطه قرار دارند. برای زلزله‌های کوچک  $M_w < 5.5$  مقدار  $M_S > m_b$  می‌باشد، در حالی که برای بزرگی‌های بزرگ،  $M_S > m_b$  خواهد شد. بنابراین بزرگی سطحی، زلزله‌های کوچک را کمتر از واقعیت تخمین می‌زند در حالی که زلزله‌های بزرگ را دست بالا تخمین می‌زند. همچنین بزرگای  $M_w$  برای مقادیر کوچکتر از  $M_w=6$  برابر با بزرگای  $M_L$  می‌باشد.



شکل ۱-۴۴ مقایسه بین بزرگی‌های زلزله

بزرگی زلزله ارتباط مستقیم با انرژی آزاد شده در حین گسلش دارد. انرژی زلزله توسط امواج لرزه‌ای رها می‌گردد. رابطه نیمه تجربی (۱-۱۸) توسط گوتنبرگ و ریشر در سال ۱۹۵۸ به صورت زیر بیان شد:

$$\log(E) = 1.5M_S + 11.8 \quad (1-18)$$

که در آن  $E$  بر حسب ارگ (دین-سانتیمتر) می‌باشد. در صورتی که بزرگی زلزله به اندازه یک واحد بزرگ شود، انرژی آن زلزله  $31/6$  برابر خواهد شد و در صورتی که بزرگی دو واحد اضافه شود، مقدار انرژی زلزله  $1000$  برابر خواهد شود. همچنین  $m_b$  و  $M_S$  توسط روابط تجربی زیر به انرژی رها شده مرتبط می‌گردند:

$$\log(E) = 2.4m_b - 1.3 \quad (19-1)$$

$$\log(E) = 1.5M_S + 4.2 \quad (20-1)$$

که در آنها  $E$  بر حسب ژول<sup>۱</sup> (یک ژول معادل  $10^7$  ارگ) می‌باشد. در شکل ۱-۴۵ ارتباط بین انرژی آزاد شده در حین زلزله با بزرگی سطحی  $M_S$  و رویدادهای دیگر، برای مقایسه آنها با یکدیگر آورده شده است. به عنوان مثال مقدار انرژی رها شده ناشی از بمب اتمی هیروشیما معادل  $8 \times 10^{20}$  ارگ می‌باشد که معادل یک زلزله با بزرگی  $6/3$  ریشتری است.



شکل ۱-۴۵ ارتباط بین بزرگی زلزله‌های و انرژی رها شده

گشتاور لرزه‌ای  $M_0$  مقدار انرژی  $E$  رها شده توسط گسلش را بیان می‌کند (Scholz, 1990). رابطه زیر انرژی رها شده در حین گسلش را بدست می‌دهد که می‌توان آن را برای تمام مکانیزم‌های گسلش به کار برد.

$$E = \frac{\Delta\tau}{2G} M_0 \quad (21-1)$$

<sup>1</sup> Joules

که در آن  $\Delta\tau$ ، مقدار افت تنش  $\Delta\tau = \tau_1 - \tau_2$  می‌باشد. همچنین  $\tau_1$  و  $\tau_2$  تنش‌های برشی گسل قبل و بعد از وقوع شکست آن می‌باشند. پارامتر  $G$  مدول برشی مصالح مجاور گسل می‌باشد. برای زلزله‌های متوسط تا بزرگ، مقدار میانگین  $\Delta\tau$ ، معادل  $6\text{MPa}$  می‌باشد. در تعریف  $M_w$  مقدار افت تنش به صورت ثابت فرض شده است. رابطه تجربی زیر برای تعیین بزرگی گشتاوری با دوره تناوب کمتر از ۲۰ ثانیه نیز مورد استفاده قرار می‌گیرد (Purcaru and Berckhemer, 1978):

$$\log(M_0) = 1.5M_s + 16.1 \quad (22-1)$$

همچنین بزرگی امواج حجمی را نیز می‌توان با استفاده از رابطه نیمه تجربی زیر که توسط گوتنبرگ و ریشتر ارائه شده، به بزرگی امواج سطحی مرتبط نمود (Richter, 1958).

$$m_b = 0.63M_s + 2.5 \quad (23-1)$$

بنابراین با ترکیب روابط (۲۲-۱) و (۲۳-۱) می‌توان گشتاور لرزه‌ای  $M_0$  را بر اساس بزرگی امواج درونی بیان نمود و بالعکس. ارتباط بین مقیاس بزرگی و پارامترهای گسل در کارهای پژوهشی بسیاری موجود است<sup>۱</sup>. به عنوان مثال بونیلا و همکاران در سال ۱۹۸۴، بزرگی امواج سطحی را به صورت تابعی از طول گسیختگی گسل به صورت زیر بیان نمودند:

$$M_s(L) = 6.04 + 0.71 \log(L) \quad (24-1)$$

که در آن طول گسیختگی بر حسب کیلومتر می‌باشد. رابطه (۲۴-۱) برای زلزله‌های با  $M_s > 6.7$  قابل استفاده می‌باشد. همچنین با استفاده از رابطه (۲۵-۱) می‌توان بزرگی سطحی را به حداکثر جابجایی گسل<sup>۲</sup>،  $D$  مرتبط نمود (Stemmons, 1977):

$$M_s = a + b \log(D) \quad (25-1)$$

که در آن  $D$  بر حسب متر و ثابت‌های  $a$  و  $b$  از جدول ۹-۱ بدست می‌آید.

جدول ۹-۱ مقادیر ضرایب برای رابطه (۲۵-۱)

مکانیزم گسلش	$a$	$b$
عادی	6.67	0.75
معکوس	6.79	1.31
شیب لغز	6.97	0.8

به طور مشابه و این<sup>۳</sup> در سال ۱۹۷۹ رابطه بین سطح گسیختگی گسل  $S$  و بزرگی سطحی  $M_s$  را به صورت زیر ارائه داد.

<sup>1</sup> Tocher, 1958 ; Housner, 1965 ; Seed et al ., 1969 ; Krinitzsky, 1974 ; Mark and Bonilla

<sup>2</sup> Displacement of fault

<sup>3</sup> Wyss



$$M_S = 4.15 + \log(S) \quad (۲۶-۱)$$

که در آن  $S$  بر حسب کیلومتر مربع می‌باشد. رابطه (۲۶-۱) برای  $M_S > 5.6$  قابل استفاده است. ویلس و کاپراسمیت<sup>۱</sup> در سال ۱۹۹۴ مطالعاتی را بر روی گسل‌های با مکانیزم‌های مختلف انجام دادند و روابطی تجربی را برای بزرگی گشتاوری و طول گسلش ارائه دادند که در جدول ۱-۱۰ به صورت خلاصه ارائه شده است. در جدول ۱-۱۰،  $M_w$  بزرگی گشتاوری  $L$  طول گسلش بر روی سطح بر حسب کیلومتر،  $L'$  طول گسلش در زیر سطح بر حسب کیلومتر،  $A$  سطح گسلش بر حسب کیلومتر مربع،  $W$  عمق گسلش بر حسب کیلومتر،  $D$  و  $\bar{D}$  نیز به ترتیب حداکثر و میانگین جابجایی سطح بر حسب متر می‌باشند.

جدول ۱-۱۰ روابط تجربی ارائه شده توسط ویلس و کاپراسمیت

مکانیزم گسلش	رابطه	حدود بزرگی
امتداد لغز	$M_w = 5.16 + 1.12 \log L$	۵.۶ تا ۸.۱
معکوس	$M_w = 5.00 + 1.22 \log L$	۵.۴ تا ۷.۴
نرمال	$M_w = 4.86 + 1.32 \log L$	۵.۲ تا ۷.۳
تمام مکانیزم‌ها	$M_w = 5.08 + 1.16 \log L$	۵.۲ تا ۸.۱
امتداد لغز	$M_w = 4.33 + 1.49 \log L'$	۴.۸ تا ۸.۱
معکوس	$M_w = 4.49 + 1.49 \log L'$	۴.۸ تا ۷.۶
نرمال	$M_w = 4.34 + 1.54 \log L'$	۵.۲ تا ۷.۳
تمام مکانیزم‌ها	$M_w = 4.38 + 1.49 \log L'$	۴.۸ تا ۸.۱
امتداد لغز	$M_w = 3.98 + 1.02 \log A$	۴.۸ تا ۷.۹
معکوس	$M_w = 3.33 + 0.90 \log A$	۴.۸ تا ۷.۶
نرمال	$M_w = 3.93 + 1.02 \log A$	۵.۲ تا ۷.۳
تمام مکانیزم‌ها	$M_w = 4.07 + 0.98 \log A$	۴.۸ تا ۷.۹
امتداد لغز	$M_w = 3.80 + 2.59 \log W$	۴.۸ تا ۸.۱
معکوس	$M_w = 4.37 + 1.95 \log W$	۴.۸ تا ۷.۶
نرمال	$M_w = 4.04 + 2.11 \log W$	۵.۲ تا ۷.۳
تمام مکانیزم‌ها	$M_w = 4.06 + 2.25 \log W$	۴.۸ تا ۸.۱
امتداد لغز	$M_w = 6.81 + 0.78 \log D$	۵.۶ تا ۸.۱
معکوس	$M_w = 6.52 + 0.44 \log D$	۵.۴ تا ۷.۴

<sup>۱</sup> Wells and Coppersmith

نرمال	$M_w = 6.61 + 0.71 \log D$	7.3 تا 5.2
تمام مکانیزمها	$M_w = 6.69 + 0.74 \log D$	8.1 تا 5.2
امتداد لغز	$M_w = 7.04 + 0.89 \log \bar{D}$	8.1 تا 5.6
معکوس	$M_w = 6.64 + 0.13 \log \bar{D}$	7.4 تا 5.8
نرمال	$M_w = 6.78 + 0.65 \log \bar{D}$	7.3 تا 6.0
تمام مکانیزمها	$M_w = 6.93 + 0.82 \log \bar{D}$	8.1 تا 5.6

روابط ارائه شده در جدول ۱۰-۱ برای زلزله‌هایی که در نواحی نزدیک مرز صفحات تکتونیکی ایجاد می‌شوند صادق بوده و برای زلزله‌هایی که در نواحی دورتر مانند ناحیه نیومادرید نیز، مطالعاتی به انجام رسیده است. ناتلی<sup>۱</sup> در سال ۱۹۸۳ برای این زلزله‌ها مطالعاتی انجام داد و نشان داد که استفاده از روابط نواحی نزدیک مرزهای تکتونیکی، طول گسلش را عموماً دست بالا تخمین می‌زند. در جدول ۱۱-۱ پارامترهای ارائه شده در این تحقیق نشان داده شده است.

جدول ۱۱-۱ پارامترهای ارائه شده برای نواحی نزدیک مرزهای تکتونیکی

طول گسیختگی بر حسب کیلومتر	لغزش بر حسب متر	$m_b$	$M_S$	$\log M_0 (\text{dyne-cm})$
2.1	0.01	4.5	3.35	28.2
3.8	0.03	5.0	4.35	28.2
7.0	0.11	5.5	5.35	28.2
13.0	0.34	6.0	6.35	28.2
24.0	1.10	6.5	7.35	28.2
45.0	3.70	7.0	8.32	28.2
58.0	5.80	7.2	8.53	28.2
75.0	9.20	7.4	8.87	28.2
85.0	11.50	7.5	9.00	28.2

همانطور که قبلاً بیان شد، مقدار بزرگی زلزله با انرژی آزاد شده در حین گسلش مرتبط است. بولینا و همکاران<sup>۲</sup> تحقیقاتی را بر روی طول گسلش برای بزرگی‌های مختلف در سراسر جهان انجام دادند و رابطه‌های زیر را برای تمام انواع گسل‌ها پیشنهاد دادند:

$$\log_{10} L = -2.77 + 0.619 M_S \quad (27-1)$$

$$\log_{10} d = -3.58 + 0.550 M_S \quad (28-1)$$

که در رابطه (۲۸-۱)،  $d$  طول میانگین جابجایی گسل بر حسب متر و  $L$  طولی از گسل (بر حسب کیلومتر) است که گسلش در آن ایجاد شده است. به عنوان مثال برای یک زلزله با بزرگی ۷ ریشتر در مقیاس امواج سطحی، طول گسیختگی در حدود ۳۶ کیلومتر و متوسط جابجایی گسل ۱/۸۶

<sup>1</sup> Nuttli

<sup>2</sup> Bonilla et al

متر می‌باشد. همچنین در سال ۹۴ میلادی ولز و کوپراسمیت<sup>۱</sup> بر روی ۴۲۱ زلزله در سراسر جهان در ارتباط با طول گسلش تحقیقاتی انجام دادند که در جدول ۱-۱۲ و جدول ۱-۱۳ نشان داده شده است. میزان طول گسل رابطه مستقیمی با بزرگای زلزله تولید شده توسط آن دارد که در قسمت اخیر مورد بحث قرار گرفت. به عنوان مثال یک گسل با طول ۱۰ تا ۱۵ کیلومتر قادر به تولید زلزله‌ای با بزرگای ۶ و در صورتی که طول گسل به ۱۰۰ تا ۲۰۰ کیلومتر برسد، قادر به تولید زلزله‌ای با بزرگای ۸ خواهد بود.

جدول ۱۲-۱ ارتباط بین طول و سطح گسیختگی و بزرگی گشتاوری

رابطه	نوع لغزش	تعداد رخداد	ضرایب و خطاهای استاندارد		انحراف معیار $s$	ضریب همبستگی $r$	دامنه بزرگی
			$a(sa)$	$b(sb)$			
$M=a+b*\log(SRL)$	SS	43	5.16(0.13)	1.12(0.08)	0.28	0.91	8.1t5.6
	R	19	5.00(0.22)	1.22(0.16)	0.28	0.88	7.4t5.4
	N	15	4.86(0.34)	1.32(0.26)	0.34	0.81	7.3t5.2
	All	77	5.08(0.10)	1.16(0.07)	0.28	0.89	8.1t5.2
$\log(SRL)=a+b*M$	SS	43	-3.55(0.37)	0.74(0.05)	0.23	0.91	8.1t5.6
	R	19	-2.86(0.55)	0.63(0.08)	0.2	0.88	7.4t5.4
	N	15	-2.01(0.65)	0.50(0.10)	0.21	0.81	7.3t5.2
	All	77	-3.22(0.27)	0.69(0.04)	0.22	0.89	8.1t5.2
$M=a+b*\log(RLD)$	SS	93	4.33(0.06)	1.49(0.05)	0.24	0.96	8.1t4.8
	R	50	4.49(0.11)	1.49(0.09)	0.26	0.93	7.6t4.8
	N	24	4.34(0.23)	1.54(0.18)	0.31	0.88	7.3t5.2
	All	167	4.38(0.06)	1.49(0.04)	0.26	0.94	8.1t4.8
$\log(RLD)=a+b*M$	SS	93	-2.57(0.12)	0.62(0.02)	0.15	0.96	8.1t4.8
	R	50	-2.42(0.21)	0.58(0.03)	0.16	0.93	7.6t4.8
	N	24	-1.88(0.37)	0.50(0.06)	0.17	0.88	7.3t5.2
	All	167	-2.44(0.11)	0.59(0.02)	0.16	0.94	8.1t4.8
$M=a+b*\log(RW)$	SS	87	3.80(0.17)	2.59(0.18)	0.45	0.84	8.1t4.8
	R	43	4.37(0.16)	1.95(0.15)	0.32	0.9	7.6t4.8
	N	23	4.04(0.29)	2.11(0.28)	0.31	0.86	7.3t5.2
	All	153	4.06(0.11)	2.25(0.12)	0.41	0.84	8.1t4.8
$\log(RW)=a+b*M$	SS	87	-0.76(0.12)	0.27(0.02)	0.14	0.84	8.1t4.8
	R	43	-1.61(0.20)	0.41(0.03)	0.15	0.9	7.6t4.8
	N	23	-1.14(0.28)	0.35(0.05)	0.12	0.86	7.3t5.2
	All	153	-1.01(0.10)	0.32(0.02)	0.15	0.84	8.1t4.8
$M=a+b*\log(RA)$	SS	83	3.98(0.07)	1.02(0.03)	0.23	0.96	7.9t4.8
	R	43	4.33(0.12)	0.90(0.05)	0.25	0.94	7.6t4.8
	N	22	3.93(0.23)	1.02(0.10)	0.25	0.92	7.3t5.2
	All	148	4.07(0.06)	0.98(0.03)	0.24	0.95	7.9t4.8
$\log(RA)=a+b*M$	SS	83	-3.42(0.18)	0.90(0.03)	0.22	0.96	7.9t4.8
	R	43	-3.99(0.36)	0.98(0.06)	0.26	0.94	7.6t4.8
	N	22	-2.87(0.50)	0.82(0.08)	0.22	0.92	7.3t5.2
	All	148	-3.49(0.16)	0.91(0.03)	0.24	0.95	7.9t4.8

که در جدول فوق،  $SRL$  طول گسیختگی سطحی بر حسب کیلومتر،  $RLD$  طول گسیختگی زیر سطحی بر حسب کیلومتر،  $RW$  عمق گسیختگی بر حسب کیلومتر و  $RA$  سطح گسیختگی بر

<sup>1</sup> Wells and Coppersmith

حسب کیلومتر مربع می‌باشد. همچنین مکانیزم  $SS$  مربوط به امتداد لغز،  $R$  معکوس و  $N$  نرمال می‌باشد.

جدول ۱-۱۳ ارتباط بین جابجایی و بزرگی گشتاوری

رابطه	نوع لغزش	تعداد رخداد	ضرایب و خطاهای استاندارد		انحراف معیار $s$	ضریب همبستگی $r$	دامنه بزرگی
			$a(sa)$	$b(sb)$			
$M=a+b*\log(MD)$	SS	43	6.81(0.05)	0.78(0.06)	0.29	0.9	8.1±5.6
	R	21	6.52(0.11)	0.44(0.26)	0.52	0.36	7.4±5.4
	N	16	6.61(0.09)	0.71(0.15)	0.34	0.8	7.3±5.2
	All	80	6.69(0.04)	0.74(0.07)	0.4	0.78	8.1±5.2
$\log(MD)=a+b*M$	SS	43	-7.03(0.55)	1.03(0.08)	0.34	0.9	8.1±5.6
	R	21	-1.84(1.14)	0.29(0.17)	0.42	0.36	7.4±5.4
	N	16	-5.90(1.18)	0.89(0.18)	0.38	0.8	7.3±5.2
	All	80	-5.46(0.51)	0.82(0.08)	0.42	0.78	8.1±5.2
$M=a+b*\log(AD)$	SS	29	7.04(0.05)	0.89(0.09)	0.28	0.89	8.1±5.6
	R	15	6.64(0.16)	0.13(0.36)	0.5	0.1	7.4±5.8
	N	12	6.78(0.12)	0.65(0.25)	0.33	0.64	7.3±6
	All	56	6.93(0.05)	0.82(0.10)	0.39	0.75	8.1±5.6
$\log(AD)=a+b*M$	SS	29	-6.32(0.61)	0.90(0.09)	0.28	0.89	8.1±5.6
	R	15	-0.74(1.40)	0.08(0.21)	0.38	0.1	7.4±5.8
	N	12	-4.45(1.59)	0.63(0.24)	0.33	0.64	7.3±6
	All	56	-4.80(0.57)	0.69(0.08)	0.36	0.75	8.1±5.6

هرچه ابعاد گسل بزرگ‌تر باشد، قادر به ایجاد زلزله‌های با قدرت بیشتری می‌باشد. در جدول ۱-۱۴ ابعاد گسل و بزرگی زلزله‌هایی که قادر به ایجاد آن هستند و در جدول ۱-۱۵ رابطه بین  $M_s$  و  $m_b$  برای مناطق مختلف ایران ارائه شده است.

جدول ۱-۱۴ ارتباط بین ابعاد گسل و بزرگی زلزله‌ها

بزرگی	ابعاد گسل بر حسب کیلومتر (عمق × طول)
۴/۰	$1/2 \times 1/2$
۵/۰	$3/3 \times 3/3$
۶/۰	$10 \times 10$
۶/۵	$16 \times 16$ و $25 \times 10$
۷/۰	$40 \times 20$ و $50 \times 15$
۷/۵	$140 \times 15$ و $100 \times 20$ و $72 \times 30$ و $50 \times 40$ و $45 \times 45$
۸/۰	$300 \times 20$ و $200 \times 30$ و $150 \times 40$ و $125 \times 50$

جدول ۱-۱۵ رابطه بین  $M_s$  و  $m_b$  برای مناطق مختلف ایران

ناحیه	رابطه بین $M_s$ و $m_b$	بازه دامنه بزرگا	تعداد داده‌ها (ISC&USGS)
زاگرس	$M_s = 1.79m_b - 4.32$	$4.0 \leq m_b \leq 6.2$	484

آذربایجان-البرز-کپه داغ	$M_s = 2.01m_b - 5.28$	$4.0 \leq m_b \leq 6.2$	263
ایران مرکزی	$M_s = 2.0m_b - 5.28$	$4.1 \leq m_b \leq 6.2$	201
مکران	$M_s = 1.58m_b - 3.11$	$4.0 \leq m_b \leq 5.9$	78

### ۳-۸-۱- روابط بین بزرگی و شدت زلزله

از روابط بین بزرگی و شدت برای تخمین بزرگی زلزله‌های تاریخی که توسط دستگاه به ثبت نرسیده‌اند، استفاده می‌شود. چندین رابطه بین بزرگا و شدت، توسط محققین مختلف ارائه شده است. گوتنبرگ و ریشر در سال ۱۹۵۶ یک رابطه خطی را بین بزرگای محلی  $M_L$  و حداکثر شدت زلزله در مرکز آن  $I_0$  برای جنوب کالیفرنیا به صورت زیر پیشنهاد دادند:

$$M_L = 0.67I_0 + 1.00 \quad (۲۹-۱)$$

که در آن شدت  $I_0$  بر حسب  $MM$  (اصلاح شده مرکالی) بیان می‌شود. با توجه به رابطه فوق برای یک زلزله‌ای که در مرکز آن شدت اندازه‌گیری شده برابر  $VI$  باشد، مقدار بزرگای آن برابر  $M_L = 5.02$  خواهد بود. استریت و همکاران<sup>۱</sup> در سال ۱۹۷۷ رابطه دیگری را برای شدت  $I_0$  و بزرگی  $m_b$  به صورت زیر ارائه دادند که در آن شدت  $I_0$  بر حسب  $MM$  (اصلاح شده مرکالی) بیان می‌شود.

$$m_b = 0.49I_0 + 1.66 \quad (۳۰-۱)$$

در رابطه (۳۰-۱) وقتی شدت زلزله برابر  $VI$  باشد، بزرگی امواج حجمی برای آن  $۴/۶$  بدست می‌آید. روابط دیگری توسط امبرسیز<sup>۲</sup> در سال ۱۹۸۹ برای اروپا به صورت زیر ارائه شد.

$$M_S = -1.10 + 0.62I_i + 1.30 \times 10^{-3} r_i + 1.62 \log(r_i) \quad (۳۱-۱)$$

رابطه (۳۱-۱) برای شمال و غرب اروپا قابل استفاده بوده و همچنین رابطه زیر برای ناحیه آلپ می‌باشد.

$$M_S = -0.90 + 0.58I_i + 1.10 \times 10^{-3} r_i + 2.11 \log(r_i) \quad (۳۲-۱)$$

که در آن شدت  $I_0$  بر حسب  $MM$  (اصلاح شده مرکالی) بیان می‌شود و  $r_i$  شعاع معادل محصور شده توسط  $\lambda$  امین خط هم‌لرزه بر حسب کیلومتر می‌باشد. عمق کانونی نیز یکی از فاکتورهایی است که می‌تواند بر روی شدت زلزله تاثیرگذار باشد. اسپونهیور<sup>۳</sup> در سال ۱۹۶۰ رابطه زیر را پیشنهاد داد که بر اساس آن بزرگی سطحی و شدت زلزله در مرکز زلزله به عمق کانونی بر حسب

<sup>1</sup> Street and Turcotte

<sup>2</sup> Ambraseys

<sup>3</sup> Sponheuer

کیلومتر مرتبط می‌شوند و همچنین در آن شدت  $I_0$  بر حسب  $MM$  (اصلاح شده مرکالی) بیان می‌شود.

$$M_S = 0.66I_0 + 1.70 \log(h) - 1.4 \quad (33-1)$$

مثال) در یک زلزله ایجاد شده، مقدار شدت زلزله بر حسب مقیاس اصلاح شده مرکالی برابر  $VII$  می‌باشد و همچنین به صورت تقریبی شعاع دایره خط هم‌لرزه برابر ۲۰ کیلومتر می‌باشد. مقدار جابجایی گسل و بزرگی آن بر حسب مقیاس امواج سطحی  $M_S$  را محاسبه کنید. فرض کنید که مکانیزم گسل نرمال باشد.

مثال) در حین یک زلزله فرض نمایید که لرزه‌نگاری در فاصله ۱۲۰۰ کیلومتری از مرکز زلزله قرار دارد. حداکثر جابجایی ثبت شده توسط این دستگاه برابر ۱۵/۶ میلی‌متر می‌باشد. دوره تناوب امواج سطحی برابر ۲۰ ثانیه می‌باشد. مقدار بزرگی بر حسب امواج سطحی را تعیین نمایید. محیط زمین برابر  $4 \times 10^7 m$  فرض شود.  
حل: فاصله تا لرزه‌نگار برابر ۱۲۰۰ کیلومتر، معادل  $1.2 \times 10^6 m$  می‌باشد.

$$\Delta = \frac{1.2 \times 10^6}{4 \times 10^7} (360^\circ) = 10.8^\circ$$

با توجه به اینکه  $A = 15.6 mm = 15600 \mu m$  داریم:

$$M_S = \log\left(\frac{A}{T}\right) + 1.66 \log(\Delta) + 3.30 = \log\left(\frac{15600}{20}\right) + 1.66 \log(10.8^\circ) + 3.3 = 7.9$$

مثال) فرض کنید در حین یک زلزله بزرگ، طول گسلش برابر ۶۰۰ کیلومتر، عمق گسلش برابر ۱۵ کیلومتر و میانگین جابجایی گسل برابر ۲/۵ متر باشد. بزرگی گشتاوری زلزله را تعیین نمایید. فرض کنید که مدول برشی خاک  $G = 3 \times 10^{11} dyne/cm^2$  باشد.

حل: با توجه به تعریف ارائه شده برای بزرگای سطحی داریم:

$$M_0 = GA\Delta u = (3 \times 10^{11})(15 \times 10^5)(600 \times 10^5)(250) = 6.75 \times 10^{27} \frac{dyne}{cm^2}$$

$$M_w = \frac{2}{3} \log(M_0) - 10.7 = \frac{2}{3} \log(6.75 \times 10^{27}) - 10.7 = 7.8$$

مثال) در صورتی که گسل نه‌اوند، دارای لغزشی به میزان ۹ میلی‌متر در سال باشد مقدار بزرگی زلزله‌ای با دوره بازگشت ۲۰۰ سال را برای آن تعیین نمایید. طول گسل نه‌اوند ۵۰ کیلومتر و عمق آن ۱۴ کیلومتر است. فرض کنید که مدول برشی خاک برابر  $G = 3 \times 10^{11} dyne/cm^2$  باشد.

مثال) در حین یک زلزله فرض نمایید که لرزه‌نگاری در فاصله ۱۰۰۰ کیلومتری از مرکز زلزله قرار دارد. حداکثر جابجایی ثبت شده توسط این دستگاه برابر ۱۵/۶ میلی‌متر می‌باشد. دوره تناوب

امواج سطحی برابر ۲۰ ثانیه می‌باشد. مقدار بزرگی بر حسب امواج سطحی را تعیین نمایید. محیط زمین برابر  $4 \times 10^7 m$  فرض شود.

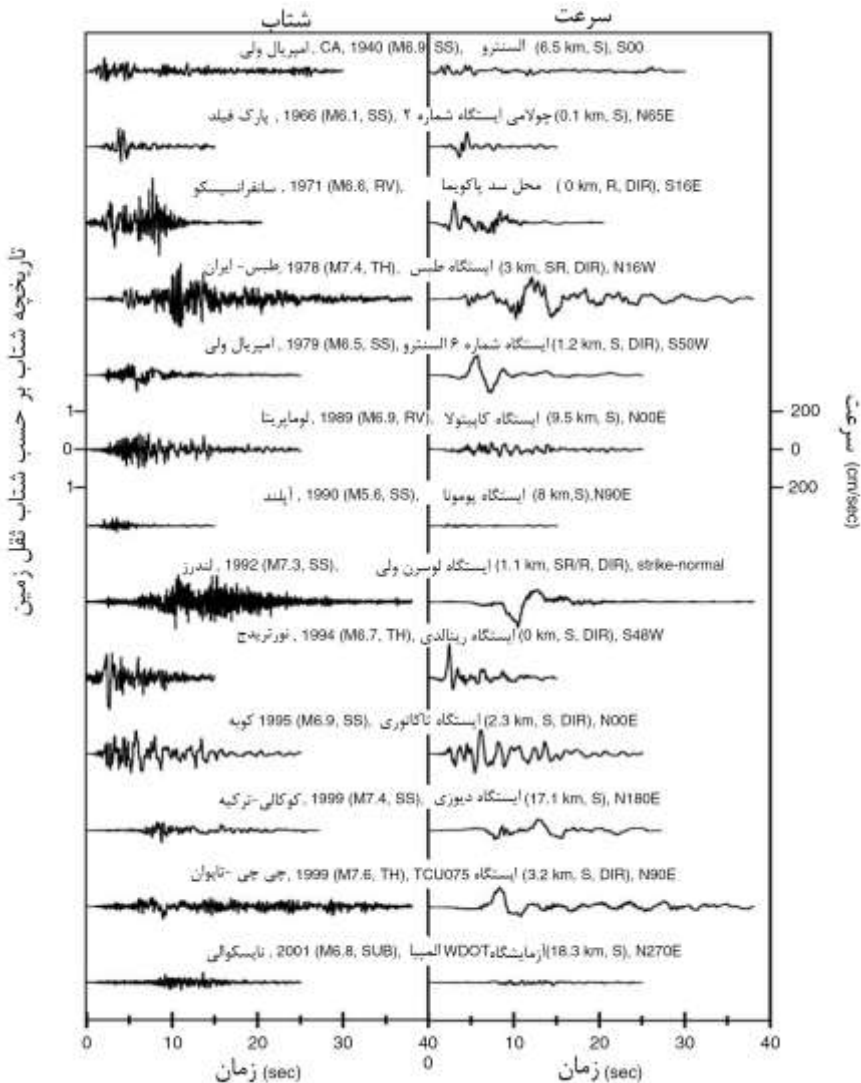
پاسخ:  $M_s = 7.7$

مثال) یک دستگاه لرزه‌نگار از نوع ووداندرسن با دوره تناوب طبیعی  $0.8$  ثانیه و ضریب میرایی  $0.8$  و بزرگنمایی  $2800$ ، در فاصله  $100$  کیلومتری از مرکز زلزله واقع شده است. حداکثر دامنه ثبت شده در یک زلزله برابر  $14/9$  سانتیمتر می‌باشد. بزرگای محلی را تعیین نمایید.

پاسخ:  $M_L = 5.2$

#### ۱-۸-۴ - ابزارهای اندازه‌گیری

**الف) شتابنگاشت:** دستگاه‌های شتابنگاشت جهت نصب در نزدیکی مراکز زمین لرزه‌ها و گسل‌های فعال و همچنین در سازه‌های مهم بسیار مناسب‌اند و اطلاعات آنها در مهندسی زلزله از اهمیت زیادی برخوردار هستند. از شتابنگاشت‌ها همچنین برای تحلیل طبیعت جنبش قوی زمین (فاصله، عمق، شتاب، جابجایی، ساز و کار گسل و بزرگی) استفاده می‌شود. بعد از زلزله سانتا‌باربارا در کالیفرنیا (۱۹۲۵) برنامه‌هایی برای مطالعه بر روی جنبش زمین شروع شد. در سال ۱۹۳۲ اولین دستگاه‌های شتاب‌نگار مورد استفاده قرار گرفت و اولین رکورد ثبت شده در سال ۱۰ مارس ۱۹۳۳ مربوط به زلزله لانگ‌بیچ ( $M_w = 6.4$ ) می‌باشد. در سال ۱۹۴۰ زلزله امپریال‌ولی با بزرگی  $M_w = 6.9$  رخ داد که این رویداد توسط یک شتاب‌نگار که در زیرزمین یک ساختمان بتنی در السنترو قرار داشت و فاصله آن تا محل گسیختگی در حدود ۶ کیلومتر بود به ثبت رسید. رکورد ثبت شده در السنترو برای سالیان دراز در سراسر جهان برای تحلیل‌های لرزه‌ای و طراحی مورد استفاده قرار گرفت. از زمان نصب اولین شتاب‌نگار تا کنون رکوردهای مختلفی از زلزله‌ها به ثبت رسیده‌اند. در شکل ۱-۴۶ تعدادی از رکوردهای مهم ثبت شده تاکنون به همراه سرعت آنها نشان داده شده است.



شکل ۱-۴۶ رکوردهای انتخابی به همراه تاریخچه سرعت

در شکل فوق نماد *SS* معرف گسل امتداد لغز، *RV* گسل معکوس، *TH* گسلش زیر رانده<sup>۱</sup>، *SUB* زلزله در منطقه فرورانش صفحات، *S* سایت خاکی، *R* سایت سنگی، *SR* سایت سنگی نرم و *DIR* رکوردی است که در آن اثرات جهت پذیری وجود دارد. در این شکل شتاب ثبت شده مربوط به زلزله سانفرانسیسکو<sup>۲</sup> (۱۹۷۱) برابر ۱/۱۷ برابر شتاب ثقل زمین در محل پاکویما و بیشترین

<sup>۱</sup> گسل زیر رانده گسل معکوسی را که شیب آن کمتر از ۴۵ درجه و بیشتر از ۱۰ درجه باشد، راندهگی گویند.

<sup>۲</sup> San Fernando earthquake

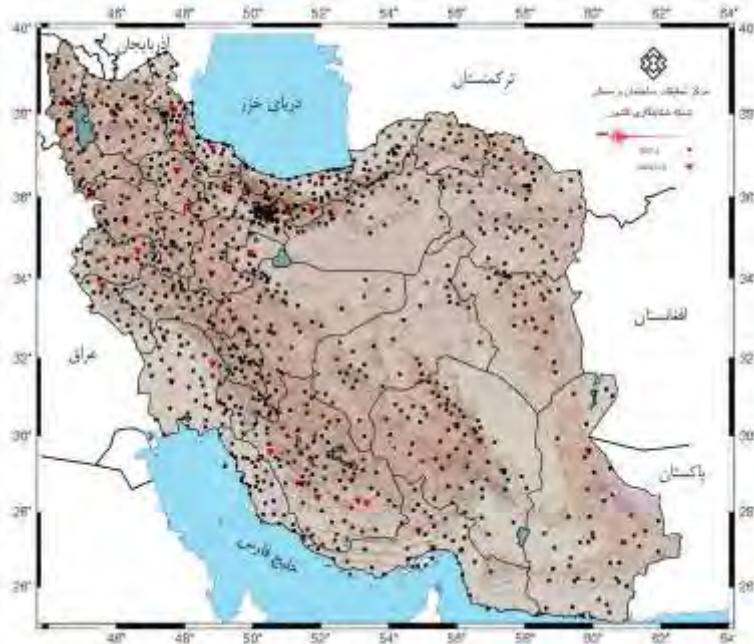


سرعت ثبت شده برابر ۱۷۸ سانتیمتر بر ثانیه مربوط به زلزله نورتریج<sup>۱</sup> (۱۹۹۴) در محل ایستگاه رینالدی می‌باشد. مشخصات ویژه دیگر رکوردها مانند اثرات جهت پذیری در ادامه مورد بحث قرار خواهند گرفت.

شبکه شتابنگاری ایران در سال ۱۳۵۲ تأسیس و تا سال ۱۳۷۱ حدود ۲۷۶ دستگاه شتابنگار آنالوگ (SMAI) را در سراسر کشور نصب کرد. این دستگاه‌ها توانسته‌اند زمین لرزه‌های مهمی مانند زمین لرزه‌های طبس (۱۳۵۷) و گلباف (۱۳۶۰) را ثبت کنند. ایستگاه جهرم در استان فارس در تاریخ ۱۳۵۲/۱۲/۵ خورشیدی اولین شتابنگاشت را با بیشینه شتابی برابر با ۰/۰۱۷ شتاب ثقل زمین به ثبت رسانید. بعد از زمین لرزه رودبار- منجیل (۱۳۶۹) طرح توسعه شبکه شتابنگاری در دستور کار مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن قرار گرفت و از سال ۱۳۷۲ نصب دستگاه‌های دیجیتال شروع شد. اولین دستگاه‌های شتابنگار دیجیتال در روستای سفیدآبه (بعد از زمین لرزه چهارم اسفند ۱۳۷۲)، زنجیران و ذرات (بعد از زمین لرزه دهم اسفند ۱۳۷۲ موک) نصب گردیدند. این دستگاه‌ها زمین‌لرزه‌های مهمی مانند زنجیران، گرمخان بجنورد، اردکول، سرعین، گلباف و زمین لرزه بم را ثبت کرده‌اند. بیشینه شتاب ثبت شده در زمین‌لرزه بم، بر روی مؤلفه قائم ۰/۹۸۹ شتاب ثقل زمین است. بیشینه شتاب ثبت شده بر روی مؤلفه قائم و نزدیک بودن به کانون و گسل مسبب، این شتابنگاشت را به یکی از بارزترین شتابنگاشت‌های دنیا در آورده است. در شکل ۱-۴۷ شبکه شتابنگاری کشور به نقل از مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن نشان داده شده است. دستگاه شتابنگار SMAI در سال ۱۹۶۹ میلادی طراحی و در سال ۱۹۷۰ وارد مجموعه شتابنگاری کشور آمریکا گردید. این دستگاه در زمان خود از پیشرفته‌ترین و کارآمدترین دستگاه‌های شتابنگار آنالوگ محسوب می‌شد و هنوز هم مورد استفاده قرار می‌گیرد.

جنبش زمین توسط پرتوهای نور ابر روی فیلم ۷۰ میلیمتری ثبت می‌شود. عنصر نوسان‌کننده در این دستگاه که به ترانس دیوسر موسوم است و یک سیستم با یک درجه آزادی است که جرم آن یک آونگ صفحه‌ای است که به وسیله یک فنر پیچشی به یک محور متصل است، این محور از دو طرف به صورت لولایی بر روی دو تکیه‌گاه قرار دارد. فنر پیچشی در یک میدان مغناطیسی که یک میرایی لزجی تولید می‌کند قرار می‌گیرد. میرایی اسمی این فنر در حدود ۰/۶ مقدار بحرانی است.

<sup>1</sup> Northridge earthquake



شکل ۱-۴۷ شبکه شتابنگاری کشور

دستگاه | تا قبل از رسیدن امواج در حالت آماده به کار قرار دارد، متعاقب رسیدن امواج زمینلرزه، دستگاه روشن شده و شروع | به ثبت نگاشت می نماید. راه انداز قائم، حرکت اولین جنبش زمین را در صورتی که شتاب این حرکت از آستانه‌ای که برای دستگاه تنظیم گردیده است فراتر رود دریافت کرده و در زمانی کمتر از  $0/05$  ثانیه دستگاه را به طور کامل به راه می‌اندازد. دستگاه پس از روشن شدن تا ۱۰ ثانیه پس از آخرین اوج شتابی را که بر اساس آن تنظیم شده است، به کار خود ادامه می‌دهد. پس از ثبت زمینلرزه، دستگاه در موقعیت آماده به کار باقی می‌ماند تا اینکه زمین لرزه دیگری روی دهد. دستگاه شتابنگار  $SSA2$  از جدیدترین دستگاه‌های شتابنگار دیجیتالی است که در حال حاضر مورد استفاده شبکه شتابنگاری ایران می‌باشد. دستگاه شتابنگار  $SSA2$  به دلیل باند بسامد وسیعتر، دامنه دینامیکی بیشتر نسبت به  $SMAI$ ، داده‌های کاملتری در حافظه ثبت می‌کند لذا پردازش داده‌ها از طریق نرم‌افزارهای خاص پردازش به مراتب سریع‌تر و با اطمینان بیشتری از  $SMAI$  می‌باشد. قابلیت ارتباط با آن از طریق مودم کارایی آنرا بالا برده است. اطلاعاتی که از یک دستگاه بدست می‌آید به دلایل مختلفی دارای خطا می‌باشد و می‌باید حتی‌الامکان تصحیح گردد. منابع عمده خطا عبارتند از:

- ✓ شتابنگاشت را معمولاً برای آستانه حرکت معینی تنظیم می‌کنند به طوری که با رسیدن شتاب به حد مشخصی دستگاه شروع به ثبت می‌کند. این باعث می‌گردد که ارتعاشات

- بی اهمیتی نظیر حرکت وسایل نقلیه بی جهت ثبت نگردد. از این رو بخش اول شتابنگاشت که در آن شتاب کمتر از شتاب آستانه است از بین می‌رود.
- ✓ معیار مشخصی برای تعیین نقطه پایان شتابنگاشت موجود نیست. در واقع در پایان زلزله ارتعاشات کوچکی ناشی از عناصر مختلفی که بعضاً می‌توانند به خود دستگاه شتابنگاشت مربوط باشند به چشم می‌خورد که از حیث تاثیر بر سازه‌ها بی‌اهمیت هستند اما در تصحیح شتابنگاشت نقش دارند.
  - ✓ گاهی بخش‌هایی از شتابنگاشت جا افتاده است.
  - ✓ محور زمان در یک شتابنگاشت با نقاطی با فواصل زمانی معین مشخص می‌گردد. گاهی بعضی از این نقاط جا می‌افتد.
  - ✓ تابیدگی در فیلم
  - ✓ لقی نوار کاغذی

نرم‌افزارهای مختلفی جهت پردازش اطلاعات مربوط به شتابنگارها موجود می‌باشد. سازمان زمین‌شناسی ایالات متحده<sup>۱</sup> برنامه  $BAP^2$  را در این راستا جهت رایانه‌های شخصی ارائه داد که نوع پیشرفته‌تر آن برای رایانه‌های مرکزی<sup>۳</sup> تحت عنوان  $AGRAM$  می‌باشد. همچنین به می‌توان به نرم‌افزارهای دیگری همچون  $SPECEQ^4$ ، بسته‌های نرم‌افزاری برای  $MATLAB$ ، نرم‌افزار  $SMA$  و  $SeismoSignal$  را نام برد. جدول ۱-۱۶ لیستی از پایگاه‌های اینترنتی که بر روی آنها رکوردهای مختلفی از شتابنگاشت‌های موجود، قرار داده شده است را نشان می‌دهد.

جدول ۱-۱۶ پایگاه‌های اینترنتی موجود در ارتباط با رکوردهای زلزله

منبع	پایگاه اینترنتی
California Strong Motion Instrumentation Program (CSMIP)	<a href="http://www.consrv.ca.gov/cgs/smip">/http://www.consrv.ca.gov/cgs/smip</a>
California Integrated Seismic Network (CISN)	<a href="http://docinet3.consrv.ca.gov/csmip/cisn-edc/default.htm">http://docinet3.consrv.ca.gov/csmip/cisn-edc/default.htm</a>
U.S. Geological Survey (USGS)	<a href="http://nsmp.wr.usgs.gov">/http://nsmp.wr.usgs.gov</a>
'TriNet', and 'ShakeMap'	<a href="http://www.trinet.org">/http://www.trinet.org</a>
University of Southern California (USC)	<a href="http://www.usc.edu/dept/civil_eng/Earthquake_eng">/http://www.usc.edu/dept/civil_eng/Earthquake_eng</a>
US National Geophysical Data Center (NGDC/NOAA)	<a href="http://www.ngdc.noaa.gov/seg/hazard/strong.html">http://www.ngdc.noaa.gov/seg/hazard/strong.html</a>
Pacific Earthquake Engineering Research (PEER) Center	<a href="http://peer.berkeley.edu/smcat/search.html">http://peer.berkeley.edu/smcat/search.html</a>
SAC steel project, strong-motion database	<a href="http://nisee.berkeley.edu/data/strong_motion/sacsteel">/http://nisee.berkeley.edu/data/strong_motion/sacsteel</a>

<sup>1</sup> United States Geological Survey

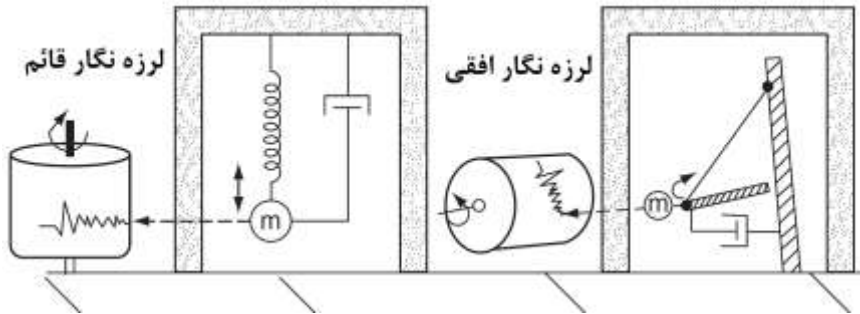
<sup>2</sup> Converse, 1992

<sup>3</sup> Mainframe

<sup>4</sup> Nigam and Jennings, 1968; NISEE, 1999

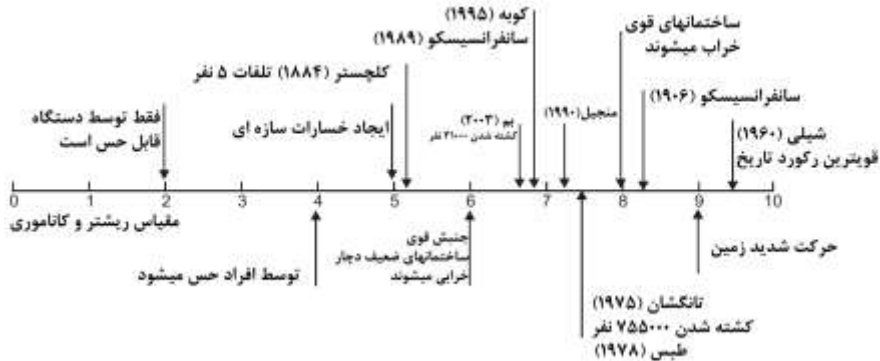
Pacific Northwest Seismograph Network (PNSN)	<a href="http://www.geophys.washington.edu/SEIS/PNSN/SMO">/http://www.geophys.washington.edu/SEIS/PNSN/SMO</a>
European Strong-Motion Database (ESD)	<a href="http://www.isesd.hi.is/ESD_Local/frameset.htm">http://www.isesd.hi.is/ESD_Local/frameset.htm</a>
Japan, Kyoshin Net (K-Net); National Research Institute	<a href="http://www.k-net.bosai.go.jp">/http://www.k-net.bosai.go.jp</a>
Mexico, Guerrero Accelerograph Network	<a href="http://www.seismo.unr.edu/ftp/zeng/GUERRERO/guerrero.html">http://www.seismo.unr.edu/ftp/zeng/GUERRERO/guerrero.html</a>
Taiwan, Central Weather Bureau (CWB)	<a href="http://www.cwb.gov.tw/V4e/index.htm">http://www.cwb.gov.tw/V4e/index.htm</a>
Turkey, General Directorate of Disaster Affairs	<a href="http://angora.deprem.gov.tr/indexen.htm">http://angora.deprem.gov.tr/indexen.htm</a>

**ب) لرزه نگار:** لرزه نگارها دستگاه‌های بسیار حساسی هستند که قادرند حرکات فوق العاده ضعیف زمین ناشی از رویداد زمین لرزه‌ها را با دقت زیاد ثبت کنند. در واقع لرزه نگار با توجه به مکانیزم آن که در شکل ۴۸-۱ نشان داده شده است، حرکت بین جرم و قاب را ثبت می‌نماید. به طور کلی از داده‌های لرزه نگاری نمی‌توان به طور مستقیم در مهندسی زلزله استفاده کرد چون در فاصله‌های نزدیک به مراکز زمین لرزه اشباع می‌شوند و قادر به ثبت حرکات قوی زمین نمی‌باشد. در ضمن به دلیل فرکانس پایین آنها استفاده از لرزه نگارها در مهندسی زلزله مشکل است. پارامترهایی که توسط پایگاه‌های لرزه نگاری گزارش می‌شوند شامل: تاریخ، زمان، بزرگی، ژرفا و مکانیسم چشمه زمین لرزه می‌باشد. سالانه در حدود ۵۰۰۰۰۰ رخداد لرزه‌ای توسط لرزه نگارها ثبت می‌شود.



شکل ۴۸-۱ مکانیزم عملکرد یک لرزه نگار

از بین این تعداد حدود ۱۰۰۰۰۰ رخداد قابل حس بوده و در حدود ۱۰۰۰ زلزله در سال باعث ایجاد خسارات می‌شود. در ایران قدیمی‌ترین شبکه لرزه نگاری متعلق به موسسه ژئوفیزیک دانشگاه تهران است که از سال ۱۳۳۸ تاکنون در شهرهای مختلف کشور و با همکاری دانشگاه‌های آن شهرها، مسئولیت ثبت لرزه نگاری در سطح کشور را بر عهده دارد. برخی از رخداد‌های لرزه‌ای مهم در مهندسی زلزله در شکل ۴۹-۱ که توسط لرزه نگارها به ثبت رسیده‌اند نشان داده شده است.



شکل ۱-۴۹ بزرگی برخی از زلزله‌های رخ داده

پ) **مبدل‌های سرعت:** دراکتشاف ژئوتکنیکالی، برای تعریف خصوصیات مکانیکی و هندسی (سرعت موج) از لایه‌های سطحی استفاده شده‌اند و مبدل‌ها بر روی انفجارها و دیگر تحریکات، همانند ویبره‌ها، نویزهای ساده و ضربه‌ای پایه گذاری شده‌اند. آنها یک محدوده‌ی وسیعی از دامنه و فرکانس را پوشش می‌دهند اما بطور کلی حساس‌تر از مبدل‌های حرکت قوی هستند.

## ۹-۱- اثرات سایت و منبع لرزه‌زا

امواج زلزله از منبع که منتشر می‌شوند، تا مسیر مربوطه را طی کرده و به ایستگاه مورد نظر برسند، به علت عوامل مختلفی دچار تغییر شکل و خواص می‌شوند. به کلیه این عوامل، اثرات فاصله حرکت موج گفته می‌شود. بعلاوه شرایط سایت نیز ممکن است باعث تغییرات دامنه و شدت آن شود که به این عوامل اثرات سایت<sup>۱</sup> گفته می‌شود. پاسخ غیرخطی خاک و شکل پروفیل خاک می‌توانند تاثیرات قابل ملاحظه‌ای بر روی حرکت زمین داشته باشند (Silva, 1988). برای مثال در زلزله ۲۶ دسامبر ۱۹۹۷ ایتالیا<sup>۲</sup> در بسیاری از مناطقی که حتی از مرکز زلزله دور بوده‌اند، تقویت دامنه حرکت مشاهده شده است (Sano and Pugliese, 1999).

### ۱-۹-۱- اثرات نزدیکی به گسل و جهت پذیری

در زلزله‌های با بزرگی کوچک که تعداد آنها در سطح جهان زیاد می‌باشد، می‌توان منبع لرزه‌زا را به صورت یک نقطه در نظر گرفت. لیکن در زلزله‌های بزرگ طول گسلش می‌تواند تا چندین کیلومتر ادامه داشته باشد. امواج زلزله بعد از تولید به تمام جهات منتشر می‌شوند. رکوردهای موجود از زلزله‌ها دارای پیچیدگی‌های خاصی هستند و نظم خاصی بر آنها حاکم نیست ولی در رکوردهای

<sup>1</sup> Site effects

<sup>2</sup> Umbria- Marche (Italy)

نزدیک گسل خواص خاصی از قبیل پالسونه بودن رکورد و بالا بودن مقدار حداکثر سرعت قابل مشاهده است. این خواص مشترک ما را کمک می‌کنند تا بتوانیم رکوردهای موجود را ساده سازی نموده و یا حتی با حفظ رفتار واقعی رکورد، آن را برای مناطق دیگر تعمیم دهیم. با توجه به خصوصیات رکوردهای نزدیک گسل، در نظر گرفتن اثر نزدیکی به گسل در طرح لرزه‌ای و آیین‌نامه‌های طراحی سازه‌ها لازم می‌باشد. رکوردهای نزدیک گسل دارای محتوای فرکانسی بالایی هستند، زیرا به دلیل فاصله کوتاه حرکت امواج، زمان کافی برای کاهش محتوای فرکانس بالای رکورد وجود ندارد، همچنین در محدوده تحت اثر جهت‌پذیری گسیختگی<sup>۱</sup>، رکوردهای نزدیک گسل می‌توانند شامل پالس، سرعت با دامنه بلند و مدت زمان طولانی باشند. این ویژگی‌ها بر روی پاسخ سازه‌هایی با فرکانس بالا (سازه‌های سخت) و همچنین با پی‌بند بلند (سازه‌های نرم) اثر می‌گذارد. اکثر ویژگی‌های خاص رکوردهای نزدیک گسل و نحوه تاثیر آنها بر روی سازه‌ها به دلیل اثرات جهت‌پذیری و دارا بودن محتوای فرکانسی بالا می‌باشد. با توجه به ویژگی‌های خاص رکوردهای نزدیک گسل، طیف‌های پاسخ آنها نیز نسبت به طیف‌های پاسخ رکوردهای دور از گسل دارای تفاوت‌هایی می‌باشند. با توجه به لرزه‌خیزی بالای کشور ایران و قرار گرفتن بسیاری از مناطق شهری در کنار گسل‌های فعال، مسئله زلزله‌های نزدیک گسل در کشور از اهمیت ویژه‌ای برخوردار است. در سال‌های اخیر شاهد رخداد زلزله‌ای همچون بم (در سال ۸۲) بوده‌ایم که به دلیل دارا بودن ویژگی‌های خاص نزدیک گسل، خسارات و تلفات بسیاری را بر جای گذاشت و توجه متخصصان امر را بیش از پیش به مسئله زلزله‌های نزدیک گسل جلب نمود. ناحیه نزدیک گسل به نواحی اطلاق می‌شود که فاصله حداکثر آن از گسیختگی، تقریباً ۲۰ تا ۶۰ کیلومتر باشد. در ناحیه نزدیک گسل، حرکات زمین به نحو قابل توجهی از عواملی نظیر مکانیزم گسیختگی، جهت گسترش گسیختگی به سمت ساختگاه و احتمالاً جابجایی دائمی زمین که از لغزش گسل منتج می‌شوند، تاثیر می‌پذیرد. پارامترهای مذکور منجر به تاثیراتی می‌شود که به جهت‌پذیری گسیختگی و گام جهشی مشهور می‌باشند. رکوردهایی که در نزدیک گسل به ثبت رسیده‌اند از نظر تعداد زیاد نیستند. از جمله زلزله‌های نزدیک گسل می‌توان به زلزله کوبه<sup>۲</sup> ۱۹۹۵، نورتریج<sup>۳</sup> ۱۹۹۴، زلزله منحصر به فرد چی‌چی<sup>۴</sup> ۱۹۹۹، زلزله‌های طبس ۱۹۷۸، دیپوزی<sup>۵</sup> ترکیه در سال ۱۹۹۹ و زلزله بم در سال ۱۳۸۲ شمسی و چند زلزله دیگر که دارای رکوردهای نزدیک گسل می‌باشند، اشاره نمود. در صورتی که رکورد نزدیک گسل در مسیر پیشرو گسیختگی قرار گرفته

<sup>1</sup> Rupture directivity

<sup>2</sup> 1995 Kobe earthquake

<sup>3</sup> 1994 Northridge earthquake

<sup>4</sup> 1999 Chi-Chi earthquake

<sup>5</sup> 1999 Duzce earthquake

باشد، بین دو مولفه موازی و عمود بر گسل برای رکورد، تفاوت عمده وجود دارد. با توجه به ویژگی‌های خاص رکوردهای نزدیک گسل قرار گرفته در مسیر پیشرو گسیختگی، این نوع از رکوردها نیازمند تحقیق بیشتر می‌باشند. در رکوردهای نزدیک گسل پالس‌های با پریود بلند زیاد دیده می‌شود. از این نظر معرفی مقدار زمانی پالس، به عنوان یکی از ویژگی‌های رکوردهای نزدیک گسل می‌باشد. پالس رکورد، تحت تاثیر موقعیت قرار گیری جهت لغزش گسل و موقعیت و راستای قرار گیری دستگاه ثبت رکورد نسبت به گسل قرار دارد. این تاثیر که بدلیل گسترش گسیختگی در جهت ایستگاه ثبت رکورد می‌باشد، به نام اثر جهت‌پذیری معروف است. به صورت خلاصه مهمترین خصوصیات رکوردهای نزدیک گسل را می‌توان به صورت زیر بیان نمود:

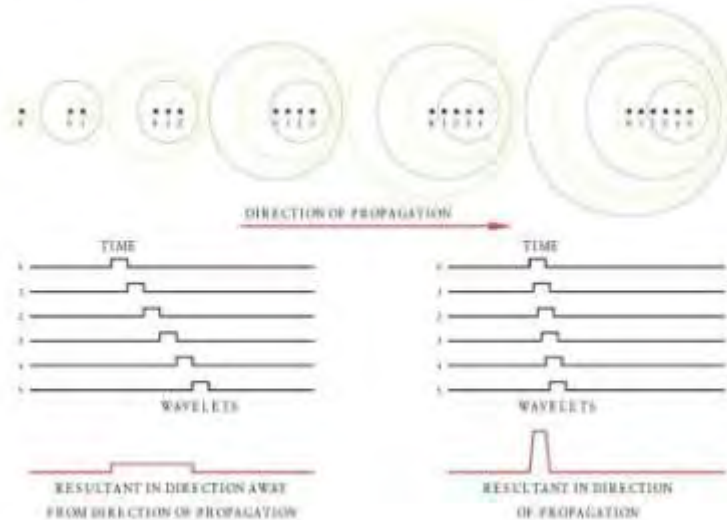
- رکوردهای نزدیک گسل در فرکانس‌های بالا غنی هستند.
- وجود حرکت پالس‌گونه با پریود بلند در ابتدای رکوردها
- تفاوت در مولفه‌های تاریخچه زمانی و طیفی بین مولفه‌های عمود بر گسل و موازی گسل
- تجمع انرژی و انتقال آن در مدت زمان کوتاه و اعمال نیروی ضربه‌گونه به سازه‌های موجود در مسیر پیشرو گسیختگی گسل
- وجود مقادیر بیشینه شتاب ( $PGA$ )، بیشینه سرعت ( $PGV$ ) و بیشینه جابجایی ( $PGD$ ) بالا در رکوردهای نزدیک گسل
- نسبت بالای بیشینه سرعت رکورد ( $PGV$ ) به بیشینه شتاب رکورد ( $PGA$ )،  $\frac{PGV}{PGA}$

در مقایسه با رکوردهای دور از گسل

جنبش قوی زمین در نزدیکی گسل معمولاً دارای امواج پالس‌گونه است. برای گسل‌هایی که جابجایی اصلی آنها در سطح افقی صورت گرفته و ناشی از لغزش افقی‌اند<sup>۱</sup>، در این حالت حرکت افقی غالب بوده و ممکن است باعث ظهور پالس‌های تکی یا دوبل شود. این مشخصات به نوع، طول و پیچیدگی گسیختگی گسل بستگی دارد. مدت زمان (پریود) پالس اصلی ممکن است در حدود ۰/۵ تا ۵ ثانیه و یا حتی بیشتر برای بزرگی‌های بزرگ باشد که البته به نوع، طول و مشخصات گسل بستگی دارد. طول زیاد پریود پالس به دو علت رخ می‌دهد: اول، تداخل فزاینده سازوکارهای دینامیکی تکان به سبب جهت گسیختگی گسل و دوم، وابستگی حرکت زمین با تغییرشکل‌های ماندگار آن. وابستگی جهتی این دو حالت نتیجه برگشت الاستیک در گسیختگی گسل است. به عبارت دیگر برای توصیف می‌توان اینطور بیان کرد که این عمل به علت حرکت خیلی سریع زمین در حین زلزله ایجاد می‌شود. رسیدگی به این مفاهیم باعث طراحی مقاوم

<sup>۱</sup> Strike-slip

لرزه‌ای می‌شود. اولین مباحث در ارتباط با مشخصات و زلزله‌های نزدیک گسل در ادبیات فنی به ثبت رکورد افقی زلزله پارک‌فیلد<sup>۱</sup> و زلزله سان‌فراندو<sup>۲</sup> مربوط می‌شود (Bolt 1975). اگر سایت نزدیک رومرکز<sup>۳</sup> قرار گرفته باشد و به عبارتی گسیختگی از آن دور شود، امواج لرزه‌ای که به سایت می‌رسد در طول زمان توزیع می‌شوند، این حالت که به جهت‌پذیری پس‌رو<sup>۴</sup> منسوب است توسط حرکاتی با مدت زمان نسبتاً طولانی و دامنه کوچک توصیف شده است. حالت جهت‌پذیری خنثی<sup>۵</sup> برای مناطقی رخ می‌دهد که نه در جهت انتشار گسیختگی گسل و نه در خلاف این جهت باشند. همچنین دامنه فرکانس ثبت شده نیز به هندسه قرار گیری کانون زلزله و زاویه برخورد موج نیز بستگی دارد. در شکل ۱-۵۰ تاثیر جهت گسیختگی گسل بر حرکات زمین در نواحی پس‌رو و پیش‌روی گسیختگی نشان داده شده است.



شکل ۱-۵۰ تاثیر جهت گسیختگی گسل بر حرکات زمین در نواحی *Forward* و *Backward* یک مثال روشن در این ارتباط رکورد ثبت شده در اکتبر ۱۹۷۹ در زلزله امپریال‌ولی<sup>۶</sup> کالیفرنیا می‌باشد که در اثر یک منبع لرزه‌ای، گسلش آن به صورت افقی صورت گرفته است. همچنین در شکل ۱-۵۱ دو رکورد ثبت شده در جهات مختلفی این زلزله نشان داده شده است. سرعت‌های ثبت شده از هر دو رکورد نیز نشان داده شده‌اند. دیده می‌شود که رکوردی که در مسیر حرکت

<sup>1</sup> 1966 Parkfield, California

<sup>2</sup> 1971 San Fernando, California

<sup>3</sup> Epicenter

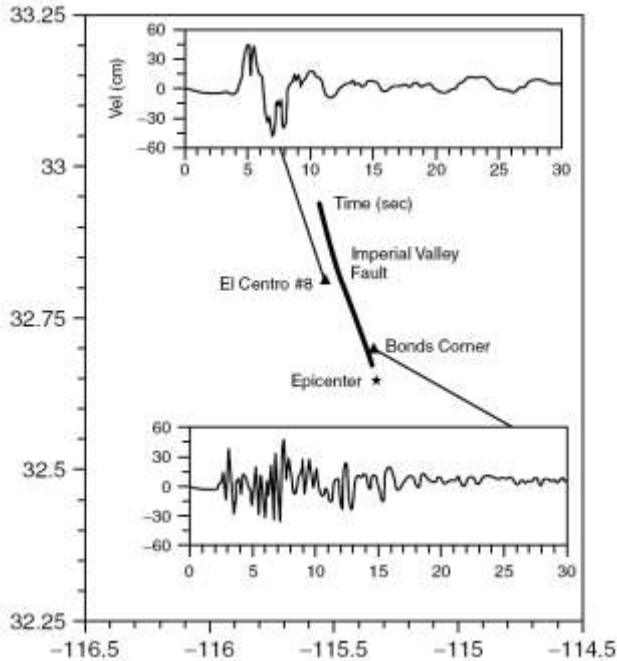
<sup>4</sup> Backward directivity

<sup>5</sup> Neutral directivity

<sup>6</sup> Imperial Valley



گسل بوده، دارای نمودار سرعت با حرکات پالس گونه بیشتری هست. در شکل حرکت پیشرو به سمت ایستگاه السنترو (جهت پذیری پیشرو) می‌باشد و از ایستگاه باندکرنر در حال دور شدن (جهت پذیری پسرو) است.



شکل ۱-۵۱ تاریخچه سرعت برای رکورد السنترو

تحقیقات بعدی در جهت شناسایی جامع‌تر این گونه زلزله‌ها متمرکز گردید. در این راستا تحقیقات انجام گرفته عمدتاً به دو دسته تقسیم بندی می‌گردد.

دسته اول مجموعه تحقیقاتی است که بر روی رکوردهای ثبت شده ناشی از جنبش قوی زمین در نزدیک گسل شامل مشخصات و پارامترهای مختلف مربوط به رکوردهای نزدیک گسل انجام گرفته است. با جمع بندی دقیق اطلاعات بدست آمده از رکوردهای ثبت شده زمین لرزه‌های نزدیک گسل، اطلاعات کامل و قابل استفاده‌ای جهت بررسی رفتار سازه‌ها تحت این رکوردها در اختیار محققین قرار می‌گیرد. تحقیقاتی که در زمینه تولید رکوردهای نزدیک گسل مصنوعی در شرایط جغرافیایی و توپوگرافی مختلف با استفاده از روش‌های شبیه‌سازی صورت می‌گیرد، در این دسته از تحقیقات، لحاظ می‌گردند. دسته دوم از تحقیقات، مربوط به بررسی رفتار سازه‌ها تحت اثر رکوردهای نزدیک گسل می‌باشد. در این زمینه اثرات زلزله‌های حوزه نزدیک در سیستم‌های سازه‌ای مورد مطالعه قرار می‌گیرد.

با توجه به ویژگیهای خاص رکوردهای نزدیک گسل، طیفهای پاسخ آنها نیز نسبت به طیف-های پاسخ رکوردهای دور از گسل دارای تفاوتهایی می‌باشند. در طراحی سازه‌های قرار گرفته در شرایط نزدیک گسل، استفاده از طیفهای طراحی بدون در نظر گرفتن آثار رکوردهای نزدیک گسل کاری صحیح نمی‌باشد. برخی از آیین‌نامه‌ها همچون *UBC 97*، اثرات رکوردهای نزدیک گسل را در نظر گرفته‌اند، این آیین‌نامه با اعمال ضرایبی بزرگتر از یک، آثار رکوردهای نزدیک گسل را با افزایش مقدار نیروی جانبی وارد به سازه در نظر می‌گیرد. این ضرایب با توجه به فاصله از سرچشمه لرزه‌ای تعریف شده در آیین‌نامه، در نواحی مختلف طیفی اعمال می‌شوند. آیین‌نامه *UBC97* اثرات نزدیک گسل را با اعمال فاکتورهای نزدیک گسل  $N_v$  و  $N_a$  در پریودهای پایین و پریودهای میانی طیف پاسخ شتاب، در نظر می‌گیرد. فاکتورهای نزدیک گسل برای فواصل کمتر از ۱۵ کیلومتر (از تصویر صفحه گسل بر روی زمین) و برای سه نوع مختلف سرچشمه لرزه‌زا مشخص شده است. فاکتورهای نزدیک گسل در *UBC* با میانگین مولفه‌های عمود بر گسل و موازی گسل در مدل سامرویل سازگار است.

با توجه به ویژگی‌های خاص و شدت بالای حرکات زمین در نزدیکی گسل، میزان آسیب وارده به سازه‌ها در این مناطق و به ویژه در امتداد پیشرو گسیختگی گسل بسیار بالا می‌باشد. محققین دریافته‌اند که می‌توان پالس‌های پیروید بلند حرکت زمین را عامل اصلی خرابی‌های گسترده در زلزله‌های نزدیک گسل دانست. این پالس‌ها پاسخهای بزرگ و شکل‌پذیری زیادی را به سازه تحمیل می‌کنند. در حقیقت خسارات وارده به سازه‌ها در زلزله‌های نزدیک گسل در اثر اعمال چند جابجایی بزرگ ضربه‌ای می‌باشد، در حالی که در زلزله‌های دور از گسل، نوسانات رفت و برگشتی موجب تخریب سازه می‌شود. اولین گزارش از دیدگاه لرزه‌شناسی، در مورد پدیده زلزله‌های نزدیک گسل توسط بنیوف<sup>۱</sup> (۱۹۵۵) منتشر شد که در توضیح الگوی شدت<sup>۲</sup> مشاهده شده در زلزله *Kern Country* (۱۹۵۲) کالیفرنیا بود. او نشان داد که انتشار گسیختگی گسل به عنوان یک منبع متحرک می‌تواند دو نوع متفاوت از لرزش را در دو انتهای ناحیه شکست ایجاد کند. در سال‌های اخیر بررسی‌های گسترده‌ای در مورد پاسخ سازه‌ها به حرکات نزدیک گسل زمین صورت گرفته است. نیاز شکل‌پذیری بالای ساختمانهای با پایه گیردار و ساختمان‌های جداسازی شده از پی، از موضوعات خاص بوده است. پاسخ غیرالاستیک ساختمان‌ها به حرکات پالس‌مانند مورد تحقیق محققین قرار گرفته است. از دیگر موضوعات، بررسی بر روی فاکتورهای کاهش مقاومت و نسبت تغییر شکل‌های غیر الاستیک به الاستیک سیستم‌ها می‌باشد. اعتبار روش طیف ظرفیت برای تخمین تغییرشکل‌های سازه‌ای ناشی از حرکات زمین در نزدیکی گسل مورد بررسی قرار گرفته

<sup>۱</sup> Benioff

<sup>۲</sup> intensity pattern

است. طیف تقاضای تغییرشکل نسبی طبقه به عنوان یک معیار جدید برای نیاز لرزه‌ای در حرکات نزدیک گسل پیشنهاد شده است. اکثر تحقیقات بر اختلاف بین پاسخ سازه‌ای به حرکات نزدیک گسل (شامل یک یا چند پالس غالب) و دور از گسل (که معمولاً تحریکاتی با باند فرکانسی پهن هستند) تاکید کرده‌اند.

### ۱-۹-۲- اثرات محل

نوع خاک محل یکی از فاکتورهای مهم در طراحی لرزه‌ای است. در صورتی که سازه بر روی خاک سختی ساخته شود تحت تحریک با دوره تناوب پایین (و فرکانس بالا) قرار خواهد گرفت و در صورتی که خاک محل نرم و آبرفتی باشد، در حین زلزله تحت تحریکات با دوره تناوب بالا و فرکانس پایین قرار خواهد گرفت. توجه به این موضوع بسیار مهم بوده و مهندس طراح بایستی با انتخاب مقدار سختی سازه، از همگامی فرکانس خاک و فرکانس سازه جلوگیری کند. به این پدیده اثر همگامی سایت<sup>۱</sup> گفته می‌شود. در حالتی که فرکانس سازه و فرکانس خاک محل در یک محدوده قرار گرفته و به یکدیگر نزدیک شوند، پاسخ‌های سازه چندین برابر می‌شود. در این ناحیه مقدار میرایی سیستم نقش قابل توجهی در کاهش پاسخ‌ها دارد. در صورتی که خاک از یک لایه تشکیل شده باشد، با استفاده از رابطه زیر می‌توان مقدار دوره تناوب خاک را تعیین نمود:

$$T_s = \frac{4H}{v_s} \quad (۱-۳۴)$$

که در رابطه فوق،  $T_s$  دوره تناوب خاک بر حسب ثانیه،  $H$  ارتفاع لایه خاک بر حسب متر و  $v_s$  سرعت موج برشی بر حسب متر بر ثانیه می‌باشد. مقدار سرعت موج برشی در خاک تابعی از نوع خاک و عمق آن می‌باشد. در جدول ۱-۱۷ سرعت موج برشی برای چند نوع از خاک‌ها، بر حسب ارتفاع آنها نشان داده شده است.

جدول ۱-۱۷ سرعت موج برشی برای چند خاک بر حسب متر بر ثانیه

نوع مصالح	عمق بر حسب متر		
	1<H<6	7<H<15	H>15
ماسه اشباع شل	60	-	-
ماسه رسی	100	250	-
ماسه نرم اشباع	110	-	-
مخلوط ماسه و رس	140	-	-
ماسه متراکم	160	-	-
شن با سنگ	180	-	-

<sup>1</sup> Site resonance effect

شن متوسط	200	-	-
ماسه رسی با شن	-	330	-
شن متوسط	-	-	780
سنگ سخت	-	-	1200

رابطه (۱-۳۴)، دوره تناوب خاکی که به صورت همگن<sup>۱</sup> و در یک لایه باشد را بدست می‌دهد. دوره تناوب متناظر با مدهای دیگر را می‌توان از رابطه زیر تعیین نمود:

$$T_{S,n} = \frac{1}{2n-1} \frac{4H}{v_s} \quad (۳۵-۱)$$

که در آن  $n$  مد ارتعاش می‌باشد. در خاک‌های آبرفتی ارتعاش به علت انعکاس موج تا به سطح زمین برسد، دچار تقویت می‌شود. نسبت بین حداکثر دامنه در سطح زمین  $a_g$  به حداکثر دامنه در سنگ بستر<sup>۲</sup>  $a_b$  (سنگ زیرین سخت و مقاومی را گویند که بر روی آن رسوبات سست و نرم یا نیمه سخت انباشته شده باشند). با استفاده از رابطه‌ای توسط اکاموتو<sup>۳</sup> در سال ۱۹۸۴ ارائه شد، بدست می‌آید.

$$\left| \frac{a_g}{a_b} \right| = \left( \cos^2 \frac{\omega H}{v_s} + \alpha^2 \sin^2 \frac{\omega H}{v_s} \right)^{-\frac{1}{2}} \quad (۳۶-۱)$$

که در آن  $\omega$  فرکانس زاویه‌ای طبیعی لایه خاک و  $\alpha$  امپیدانس انتشار موج بوده که از رابطه زیر تعیین می‌شود:

$$\alpha = \frac{\rho_s v_s}{\rho_b v_b} \quad (۳۷-۱)$$

که در رابطه اخیر،  $\rho$  و  $v$  به ترتیب چگالی و سرعت بوده که اندیس  $s$  متناظر با لایه سطح و اندیس  $b$  مقادیر آنها متناظر با لایه پایین می‌باشند. پاسخ خطی لایه‌های خاک در یک لایه محدود  $H$  و مدول‌های برشی مختلف در برابر زلزله برای اولین بار توسط امبرسیز<sup>۴</sup> در سال ۱۹۵۹ مورد ارزیابی قرار گرفت. رابطه زیر برآورد دقیق‌تری از دوره تناوب خاک در مد  $n$ ام بیان می‌کند.

$$T_{S,n} = \frac{5.66}{2n-1} \frac{H}{v_s} \frac{k}{\sqrt{1+k^2}} \quad (۳۸-۱)$$

که در آن  $k$  نسبت سختی،  $\bar{G}$  مدول برشی متوسط در سطح خاک و  $G_b$  مدول برشی در سنگ بستر می‌باشد.

<sup>1</sup> Homogeneous

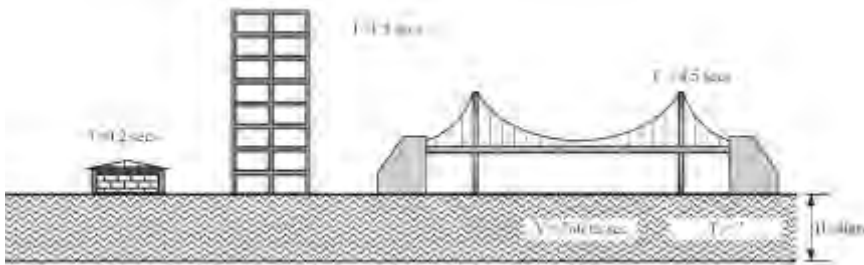
<sup>2</sup> Bedrock

<sup>3</sup> Okamoto

<sup>4</sup> Ambraseys

$$k = \sqrt{\frac{\bar{G}}{G_b}} \quad (۳۹-۱)$$

مثال) در شکل ۱-۵۲ مقدار دوره تناوب خاک را که دارای عمق ۴۰ متر و سرعت موج برشی آن برابر ۷۸۰ متر بر ثانیه است را تعیین کنید. سه سازه مطابق شکل بر روی این خاک ساخته شده است. ساختمان یک طبقه دارای دوره تناوب ۰/۲ ثانیه، ساختمان چند طبقه با دوره تناوب ۱/۵ ثانیه و یک پل با دوره تناوب ۴/۵ ثانیه می‌باشند. ساختن کدام یک از این سازه‌ها بر روی این خاک مناسب نیست؟



شکل ۱-۵۲ سیستم‌های سازه‌ای با دوره تناوب‌های مختلف

### ۱-۱- روانگرایی<sup>۱</sup>

روانگرایی پدیده‌ای است که از سال ۱۹۶۰ و در پی خرابی‌های عظیم به وجود آمده در زلزله نیگاتا در ژاپن مورد توجه قرار گرفت. ابتدا در تحقیقات مختلفی که صورت می‌گرفت، فرض می‌شد که رفتار ماسه‌های سیلت دار و یا به صورت کلی ماسه‌های حاوی ریزدانه، مشابه رفتار ماسه‌های تمیز است. اما با تحقیقات گسترده‌ای که در سال‌های اخیر انجام شده است، معلوم شده است که نه تنها این دو رفتار تشابهی ندارند، بلکه تا حد زیادی در ضمن اعمال بارهای برشی و لرزه‌ای از خود رفتارهای متفاوت نشان می‌دهند. خرابی‌های ناشی از زلزله در کل می‌تواند ناشی از دو عامل باشد: (۱) خرابی‌های ناشی از گسیختگی‌های سازه‌ای که ربطی به مسائل ژئوتکنیک ندارد و ناشی از عدم طراحی درست یا عدم اجرای درست می‌باشد.

(۲) خرابی‌های مربوط به مسائل ژئوتکنیک مثل خرابی‌های مربوط به روان‌گرایی، زمین‌لرزه‌ها یا لغزش شیب‌ها و ...

آن طور که از شواهد تاریخی مشخص است، کلمه روانگرایی برای اولین بار توسط هازن (۱۹۲۰) برای توصیف خرابی به وجود آمده در سد کالابراس مورد استفاده قرار گرفت. روانگرایی اشاره به

<sup>۱</sup> Liquefaction

شرایطی دارد که در آن یک تغییر شکل پیوسته در یک مقاومت پس‌ماند پایین یا بدون مقاومت پس‌ماند، به صورت مداوم ادامه پیدا می‌کند، که این امر در نتیجه بالا رفتن فشار آب حفره‌ای و کاهش تنش موثر به یک مقدار بسیار پایین است. افزایش فشار آب حفره‌ای می‌تواند هم به وسیله ایجاد تنش استاتیکی و هم با تنش تناوبی صورت گیرد. وقتی نهشته‌های ماسه‌ای اشباع تحت تاثیر لرزش‌های زمین قرار گیرد میل به متراکم شدن و کاهش حجم خواهد داشت که در صورت عدم زهکشی این تمایل به کاهش حجم، منجر به افزایش فشار منفذی می‌شود اگر این افزایش به حدی برسد که فشار آب منفذی ( $U$ ) مساوی فشار رو بار شود تنش موثر صفر شده و ماسه، همه یا قسمتی از مقاومت خود را از دست داده و به حالت روان در می‌آید که این پدیده را روان‌گرایی می‌نامند. سید و ادريس<sup>۱</sup> در سال ۱۹۸۲ تعیین کردند که روان‌گرایی فقط وقتی می‌تواند رخ دهد که هر سه عامل زیر وجود داشته باشد:

- درصد وزنی رس خاک از ۱۵ درصد کمتر باشد.
  - حد روانی از ۳۵ درصد کمتر باشد.
  - درصد رطوبت طبیعی خاک بیشتر از  $0/۹$  حد روانی باشد.
- در حقیقت پتانسیل روان‌گرایی هر نهشته خاکی توسط ترکیبی از عوامل زیر کنترل می‌شود:
- ویژگی‌های خاک (مدول برشی خاک، ویژگی‌های میرایی، وزن مخصوص، خصوصیات دانه بندی و شکل و اندازه دانه‌ها، چگالی نسبی و ساختار خاک)
  - عوامل محیطی (نحوه تشکیل خاک، تاریخچه زمین شناسی، تاریخچه لرزه خیزی منطقه، ضریب فشار جانبی خاک، عمق سطح آب، فشار محصور کننده موثر)
  - ویژگی‌های زلزله (شدت تکان زلزله، مدت دوام)

در این حالت خاک به صورت سیال ویسکوز عمل می‌کند. روان شدن خاک دارای آثاری چون غلیان و جوشش ماسه از زمین خواهد بود که این امر به علت بالا بودن فشار آب حفره‌ای و تمایل آن برای زهکشی از سطح زمین می‌باشد. به این ترتیب آب با جوشش از سطح زمین، دانه‌های ماسه را هم همراه خود بیرون می‌آورد. به علت کاهش تنش موثر بین دانه‌ها و روان شدن آنها، نشست‌های قابل ملاحظه‌ای در خاک رخ می‌دهد که موجب خرابی و ویرانی سازه‌های موجود روی آن منطقه، جابجایی و بیرون زدگی لوله‌ها و شریان‌های حیاتی عبور کرده از آن منطقه، خرابی دیوارهای حائل و خاکریزها می‌شود. این پدیده غالباً در ماسه‌های با دانه‌بندی متوسط تا ریز اتفاق می‌افتد. شکل ۱-۵۳ دو نمونه از جوشش ماسه به سبب روانگرایی خاک در زلزله ترکیه<sup>۲</sup> (۱۹۹۸)

<sup>1</sup> Seed and Idriss

<sup>2</sup> Adana - Ceyhan (Turkey)

و زلزله هند<sup>۱</sup> (۲۰۰۱) را نشان می‌دهد. آزمایشاتی که توسط ایشیهارا و همکاران در ۲۰۰۱ صورت گرفت، نشان داد که درجه اشباع می‌تواند دارای تاثیر زیادی روی مقاومت دوره‌ای خاک در مقابله با روان گرایی باشد. بزرگ‌ترین خسارات ایجاد شده ناشی از روانگرایی مربوط به زلزله نیگاتا ۱۹۶۴ و زلزله پرو<sup>۲</sup> در سال ۲۰۰۷ می‌باشد.



شکل ۱-۵۳ جوشش خاک در زلزله ترکیه (شکل چپ) و زلزله هند (شکل راست)



شکل ۱-۵۴ خسارات ناشی از روانگرایی در زلزله‌های نیگاتا (سمت چپ) جوشش ماسه در کنار پایه پل در زلزله کوبه (سمت راست)

شکل ۱-۵۴ خسارات ناشی از روانگرایی در زلزله نیگاتا و کوبه را نشان می‌دهد. بزرگی زلزله نیگاتا  $M_S=7.5$  بوده است. از دیدگاه مکانیک خاک، خاک‌های متورم شونده جزء خاک‌های مسئله داری محسوب می‌شوند که تغییرات حجمی آنها، خسارات قابل ملاحظه‌ای را بر سازه‌های روی این خاک‌ها وارد می‌نماید.

<sup>1</sup> Bhuj (India)

<sup>2</sup> Pisco - Chincha (Peru)

مثال) یک ساختمان با اهمیت زیاد در منطقه‌ای در دست احداث است. سایت در نزدیکی گسل فعالی واقع شده است. خاک از نوع ماسه‌ای تمیز غیرچسبیده با تراکم پایین می‌باشد. در برآوردهای اولیه حداکثر شتاب محتمل زلزله برای این سازه برابر  $0.45g$  در نظر گرفته شده است. تراز سطح آب زیرزمینی نسبت به سطح زمین برابر  $1/5$  متر می‌باشد. وزن واحد حجم خاک بالای سطح آب برابر  $18.9kN/m^3$  و وزن واحد حجم خاک پایین سطح آب برابر  $9.84kN/m^3$  می‌باشد. عدد ضربه استاندارد آن در آزمایش نفوذ استاندارد،  $(N_1)_{60}$  و در عمق ۳ متری برابر  $7/7$  می‌باشد. بزرگای زلزله محتمل را برابر  $7/5$  در نظر بگیرید. ضریب ایمنی در برابر روانگرایی برای ماسه اشباع تمیز در عمق ۳ متری زیر سطح زمین را تعیین نمایید. درصد ریزدانه موجود در خاک کمتر از  $5\%$  است. احتمال روانگرایی را بررسی کنید.

حل) در عمق ۳ متری، تنش کل قائم در زیر ستون خاک برابر است با:

$$\sigma_{v0} = 1.5 \times 18.9 + 1.5 \times (9.84 + 9.81) = 58kPa$$

$$\sigma'_{v0} = 1.5 \times 18.9 + 1.5 \times 9.84 = 43kPa$$

مقدار میانگین ضریب کاهش تنش،  $r_d$  را می‌توان برای عمق‌های  $z$  مختلف با استفاده از روابط زیر تخمین زد:

$$r_d = 1 - 0.012z \quad \text{برای عمق کمتر از ۳ متر}$$

$$r_d = 1 - 0.00765z \quad \text{برای اعماق بین ۳ تا ۹/۱۵ متر}$$

$$r_d = 1.174 - 0.0267z \quad \text{برای اعماق بین ۹/۱۵ تا ۲۳ متر}$$

$$r_d = 0.744 - 0.008z \quad \text{برای اعماق بین ۲۳ تا ۳۰ متر}$$

$$r_d = 0.5 \quad \text{برای اعمال بیش از ۳۰ متر}$$

$$\Rightarrow r_d = 1 - 0.012z = 1 - 0.012(3m) = 0.96$$

همچنین:

$$\frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} = \frac{58}{43} = 1.35 \quad \Rightarrow \quad \frac{a_{\max}}{g} = \frac{0.45g}{g} = 0.45$$

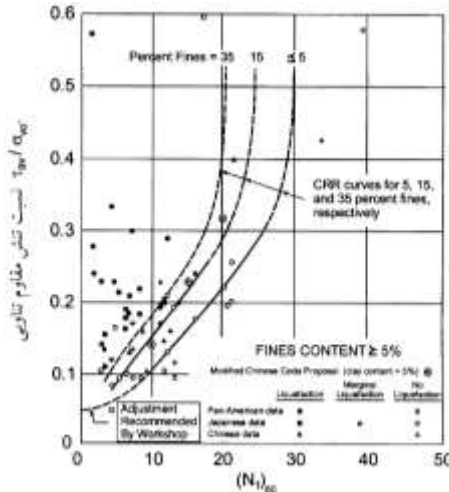
نسبت تنش تناوبی<sup>۱</sup> ( $CSR$ ) با استفاده از رابطه زیر تعیین می‌شود.

$$CSR = \left( \frac{t_{cyc}}{\sigma'_{v0}} \right) = 0.65 r_d \left( \frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \right) \left( \frac{a_{\max}}{g} \right) = 0.65 \times 0.96 \times 1.35 \times 0.45 = 0.38$$

همچنین با توجه به اینکه عدد ضربه استاندارد آن در آزمایش نفوذ استاندارد،  $(N_1)_{60}$  و در عمق ۳ متری برابر  $7/7$  می‌باشد، برای تعیین نسبت مقاومت تناوبی<sup>۱</sup> ( $CRR$ ) می‌توان از شکل ۱-۵۵ استفاده نمود.

<sup>۱</sup> Cyclic stress ratio





شکل ۱-۵۵ تعیین CRR با استفاده از اطلاعات SPT

شکل فوق برای مقادیر  $(N_1)_{60}$  کمتر از ۳۰ معتبر می‌باشد. همچنین شکل فوق تنها برای بزرگی  $۷/۵$  می‌باشد. برای بزرگی‌های دیگر بایستی مقادیر بدست آمده از این شکل در ضرائب بزرگنمایی جدول ۱-۱۸ ضرب گردد. با استفاده از جدول فوق و منحنی مربوط به درصد ریزدانه کمتر از  $۵/۵$ ،  $CRR=0.09$  خواهد بود. ضریب ایمنی روانگرایی برابر با نسبت  $CRR/CSR$  خواهد بود.

$$\text{ضریب ایمنی روانگرایی} = \frac{CRR}{CSR} = \frac{0.09}{0.38} = 0.237$$

با توجه به اینکه ضریب ایمنی کمتر از یک می‌باشد، احتمال روانگرایی وجود دارد. (مثال) در مسئله قبل فرض نمایید سربار قائم اعمال شده بر سطح زمین معادل  $20kPa$  باشد. نسبت تنش تناوبی ( $CSR$ ) را تعیین نمایید.

حل) با استفاده از نتایج بدست آمده از مثال قبل داریم:

$$\sigma_{v0} = 58 + 20 = 78kPa \quad \sigma'_{v0} = 43 + 20 = 63kPa$$

$$\Rightarrow CSR = 0.65 \times 0.96 \times \frac{78}{63} \times 0.45 = 0.347$$

$$CRR_{7.5} = 0.09$$

جدول ۱-۱۸ ضرائب اصلاح برای CRR

بزرگی زلزله مورد انتظار	ضریب اصلاح بزرگی
۸/۵	۰/۸۹
۷/۵	۱/۰

<sup>1</sup> Cyclic resistance ratio

۶/۷۵	۱/۱۳
۶	۱/۳۲
۵/۲۵	۱/۵۰

### ۱۱-۱- ثبت حرکات زمین

حرکات زمین در حین زلزله به کمک یک شتاب‌نگاشت حرکت شدید که شتاب زمین را در یک محل خاص ثبت می‌کند اندازه‌گیری می‌شود. سه مولفه متعامد حرکت، دو تا در امتداد افقی و یکی در راستای قائم به وسیله دستگاه ضبط می‌شوند. دستگاه ممکن است بر روی سطح زمین و یا روی سازه باشد. سه مولفه حرکت زمین در یک ساختگاه، ترکیبی از انواع امواج زلزله شامل امواج اولیه، برشی و سطحی و مولفه‌های منعکس و شکسته شده آنها، به دستگاه‌های ثبت حرکت می‌رسند. لرزه‌نگاشت‌های حرکت قائم زمین، شامل امواج اولیه، برشی و ریلی است و امواج لایه را نمی‌توان توسط لرزه‌نگاشت حرکت‌های قائم ثبت نمود. به غیر از سه مولفه انتقالی که توسط دستگاه‌های شتاب‌نگاشت ثبت می‌شود، سه مولفه شتاب دورانی نیز در حین زلزله ایجاد می‌شوند که توسط دستگاه‌های معمولی ثبت نمی‌شوند. این مولفه‌های دورانی شامل مولفه‌های چرخشی (گهواره‌ای و پیچشی) زلزله می‌باشند. در طراحی سازه‌ها عموماً از اثر مولفه‌های چرخشی در مقایسه با مولفه‌های انتقالی صرف نظر می‌شود. معمولاً آیین‌نامه‌های طراحی لرزه‌ای اثر مولفه پیچشی (مجموعه‌ای از پیچش تصادفی و پیچش ناشی از مولفه‌های زمین) را به نوعی توسط پیچش تصادفی در نظر می‌گیرند. اثرات چرخشی زلزله بر روی خسارات سازه‌ای یکی از مباحث جدید در مهندسی زلزله است. حرکات چرخشی نیز به مانند حرکات افقی زمین به مشخصات خاک محل بستگی دارند. قائم‌مقامیان و ماتوساکا<sup>۱</sup> در سال ۲۰۰۳ اثرات حرکات چرخشی را در اثرات پاسخ سایت مورد بررسی قرار دادند. آنها نشان دادند که مولفه‌های چرخشی باعث جداسازی در مقادیر حداکثر پاسخ‌های فرکانس و مقادیر کم تقویت می‌شوند. به‌رحال با استفاده از تکنیک‌های مستقیم می‌توان مولفه‌های چرخشی را بدست آورد که این روش نسبت به روش‌های غیرمستقیم به جواب‌های دقیق‌تری منجر می‌شود. لجراند<sup>۲</sup> در سال ۲۰۰۳ نشان داد که ارائه یک منبع محدود برای مدل سازی منبع لرزه‌ها اطلاعات بیشتری را شامل حرکات چرخشی ارائه می‌دهد. حرکت قائم همانند حرکات افقی می‌تواند باعث بوجود آمدن نیروهای لختی در اعضای مختلف سازه شوند که در بعضی از موارد می‌تواند بسیار حاد باشد، این امر بخصوص وقتی

<sup>1</sup> Ghayamghamian and Matosaka

<sup>2</sup> Legrand

که شدت مولفه قائم بیشتر از مولفه‌های افقی آن باشد اتفاق می‌افتد. گزارش زلزله کوبه ژاپن نشان داد که اکثر خسارات زلزله در اثر مولفه‌های قائم آن بوده است، زیرا بر خلاف انتظار مولفه قائم در حدود ۱/۵ برابر مولفه افقی آن بوده که این امر پدیده‌ای نادر در زلزله می‌باشد. در زمینه تفاوت بین مولفه قائم و افقی زلزله تحقیقات زیادی انجام گرفته است. در این زمینه می‌توان به تحقیقات بزرگنیا در سال ۱۹۹۳ و ۱۹۹۹ اشاره کرد. این مطالعات حاکی از وجود محتوای فرکانسی بالا در رکوردهای قائم ثبت شده در خاک‌های آبرفتی هستند. معمولاً نسبت  $PGA$  (بیشینه شتاب ثبت شده) در رکوردهای قائم برای زلزله‌های دور از گسل نسبت به رکوردهای نزدیک گسل مقدار پایین‌تری است، ولی این امر برای رکوردهای نزدیک گسل ممکن است برعکس باشد.

### ۱۲-۱- مشخصات جنبش نیرومند زمین

در مهندسی زلزله، برخی از خصوصیات جنبش زمین از اهمیت بیشتری برخوردار است که به صورت خلاصه در زیر آورده شده است:

- ✓ بیشینه جنبش زمین (بیشینه شتاب زمین، بیشینه سرعت زمین و بیشینه جابجایی زمین)<sup>۱</sup>
- ✓ مدت زمان تکان قوی
- ✓ محتوای فرکانسی<sup>۲</sup>

هر یک از پارامترهای فوق در پاسخ لرزه‌ای سازه تاثیر گذار می‌باشند. بیشینه جنبش زمین به دامنه حرکت زمین مربوط می‌شود که در نواحی مختلف دارای مقادیر متفاوتی می‌باشد و هر چه از مرکز زلزله دور شویم، از آن کاسته خواهد شد. همچنین مدت زمان تکان قوی تاثیر قابل توجهی بر میزان خسارات سازه‌ای خواهد داشت. یک زلزله با بیشینه شتاب متوسط و مدت زمان طولانی، از یک زلزله با بیشینه شتاب زیاد، ولی با مدت زمان کوتاه‌تر می‌تواند خسارات بیشتری را ایجاد نماید. محتوای فرکانسی به میزان زیادی بر پاسخ سازه اثر می‌گذارد این اثر در هنگامی که محتوای فرکانسی جنبش زمین با فرکانس‌های طبیعی سازه به یکدیگر نزدیک باشند، بیشتر ظاهر می‌شود. در این حالت پدیده همگامی ایجاد می‌شود. در ادامه هر یک از پارامترهای فوق به صورت جداگانه تشریح شده است.

<sup>1</sup> Peak ground acceleration, peak ground velocity, and peak ground displacement

<sup>2</sup> Frequency content

## ۱-۱۲-۱ - بیشینه جنبش زمین

در جدول ۱۹-۱ مقادیر بیشینه شتاب  $PGA$ ، سرعت  $PGV$  و جابجایی  $PGD$  برای تعدادی از رکوردهای موجود رخ داده در غرب ایالات متحده نشان داده شده است. بسیاری از این رکوردها در کارهای تحقیقاتی مهندسی زلزله مورد استفاده قرار می‌گیرند. از بیشینه شتاب برای مقیاس نمودن طیف‌های طراحی و تاریخچه زمانی استفاده می‌شود.

جدول ۱۹-۱ بیشینه جنبش زمین، بزرگی زلزله برخی از رکوردهای غرب ایالات متحده

سایت	PGD(cm)	PGV(cm/sec)	PGA(g)	مقیاس مکانی	فاصله مکانی	بزرگی زلزله	تاریخ زلزله	زلزله
سنگی هلنا <i>Helena, Montana Carroll College</i>	S00W	7.34	0.146	6.3	6.0	10/31/1935		
	S90W	13.34	0.145					
	Vert	9.70	0.089					
آبرفتی امپریال ولی <i>El Centro site</i>	S00E	33.45	0.348	11.5	6.9	5/18/1940		
	S90W	36.93	0.214					
	Vert	10.85	0.210					
ماسه‌ای غرب واشنگتن <i>Olympia, Washington Highway Test Lab</i>	N04W	21.41	0.165	16.9	7.1	4/13/1949		
	N86E	17.09	0.280					
	Vert	7.04	0.092					
ماسه‌ای شمال غرب کالیفرنیا <i>Ferndale City Hall</i>	S44W	4.80	0.104	56.2	5.8	10/7/1951		
	N46W	7.39	0.112					
	Vert	2.21	0.027					
آبرفتی کرت کانتی <i>Taft Lincoln School Tunnel</i>	N21E	15.72	0.156	41.4	7.2	7/21/1952		
	S69E	17.70	0.179					
	Vert	6.68	0.105					
ماسه‌ای یوریکا <i>Eureka Federal Building</i>	N11W	31.60	0.168	24.0	6.5	12/21/1954		
	N79E	29.39	0.258					
	Vert	8.20	0.083					
ماسه‌ای یوریکا <i>Ferndale City Hall</i>	N44W	35.66	0.159	40.0	6.5	12/21/1954		
	N46E	26.04	0.201					
	Vert	7.59	0.043					
سنگ سانفرانسیسکو <i>San Francisco Golden Gate Park</i>	N10E	4.93	0.083	11.5	5.3	3/22/1957		
	S80E	4.62	0.105					
	Vert	1.22	0.038					
آبرفتی هولیستر <i>Hollister City Hall</i>	S01W	7.77	0.065	22.2	5.7	4/8/1961		
	N89W	17.15	0.179					
	Vert	4.70	0.050					
آبرفتی پار کفیلد <i>No. 5 Cholame Shandon, California Arroyo</i>	N05W	23.16	0.355	56.1	5.6	6/27/1966		
	N89E	25.45	0.434					
	Vert	7.29	0.119					
آبرفتی کوهستان بورگو <i>El Centro site</i>	S00W	23.16	0.355	67.3	6.4	4/8/1968		
	S90W	25.45	0.434					
	Vert	7.29	0.119					
آبرفتی سانفرانکو <i>8244 Orion Blvd., 1st Floor</i>	N00W	30.00	0.255	21.1	6.4	2/9/1971		
	S90W	23.93	0.134					
	Vert	31.95	0.171					
ماسه سنگ سانفرانکو <i>Castaic Old Ridge Route</i>	N21E	17.17	0.315	29.5	6.4	2/9/1971		
	N69W	27.81	0.271					
	Vert	6.45	0.156					
دیوریت سانفرانکو <i>Pacoima Dam</i>	S15W	113.23	1.170	7.2	6.4	2/9/1971		
	S74W	57.73	1.075					
	Vert	58.32	0.709					
گرانیت سانفرانکو <i>Griffith Park Observatory</i>	S00W	20.52	0.180	32.5	6.4	2/9/1971		
	S90W	14.55	0.171					
	Vert	7.42	0.123					
تفنجین لوماپریتا <i>Corralitos, Eureka Canyon Road</i>	90	47.50	0.479	7.0	7.0	10/17/1989		
	360	55.19	0.630					
	Vert	18.62	0.439					
آهکی لوماپریتا <i>Santa Cruz - UCSC/LICK Lab</i>	90	21.23	0.409	16.0	7.0	10/17/1989		
	360	21.23	0.452					
	Vert	11.96	0.331					

لوماپریتا <i>Sunnyvale – Colton Avenue</i>	10/17/1989	7.0	43.0	360	0.219	33.43	13.84	آبرفتی
				270	0.215	34.09	12.65	
				Vert	0.103	7.39	3.07	
لندرز <i>SCE Lucerne Valley Station</i>	6/28/1992	7.3	1.8	350	0.800	32.79	71.93	آبرفتی
				260	0.730	149.45	272.31	
				Vert	0.860	42.09	43.26	
نورتیدج <i>Pacoima Dam</i>	1/17/1994	6.6	19.3	265	0.434	30.61	5.00	گنیس
				175	0.415	44.68	4.65	
				Vert	0.184	16.08	2.62	
نورتیدج <i>Santa Monica – City Hall Ground</i>	1/17/1994	6.6	22.5	90	0.883	41.76	14.33	آبرفتی
				360	0.370	24.92	6.53	
				Vert	0.232	14.02	3.78	
نورتیدج <i>Lot Sylmar – County Hospital Parking</i>	1/17/1994	6.6	15.8	90	0.604	76.94	15.21	آبرفتی
				360	0.843	128.88	32.54	
				Vert	0.535	18.64	7.54	

### ۱-۱۲-۲- مدت زمان تکان قوی

کل مدت زمان یک زلزله به عوامل متعددی همچون بزرگای زلزله بستگی دارد. برای زلزله‌های با بزرگای کم ( $M < 5$ ) مدت زمان زلزله در حدود ۴ تا ۶ ثانیه و برای زلزله‌های بزرگ ممکن است تا بیش از ۴۰ ثانیه نیز به طول انجامد. روش‌های متعددی برای محاسبه مدت زمان تکان قوی یک شتاب‌نگاشت پیشنهاد شده است. پیچ و بولت<sup>۱</sup> مدت زمان محصور شده را که در آن فاصله زمانی بین اولین و آخرین دامنه شتاب که بزرگتر از یک مقدار معین (معمولاً  $0.05g$ ) است را به عنوان مدت زمان تکان قوی پیشنهاد دادند. تریفوناک و بریدی<sup>۲</sup> مدت تکان قوی را فاصله زمانی تعریف نمودند که در آن به انتگرال مربع شتاب‌ها ( $\int a^2 dt$ ) موسوم به شدت شتاب‌نگاشت<sup>۳</sup>، سهم قابل ملاحظه‌ای افزوده می‌شود. آنها فاصله زمانی بین سهم‌های ۵٪ و ۹۵٪ را به عنوان تکان قوی انتخاب کردند. مک‌کان و شاه<sup>۴</sup> روشی را پیشنهاد نمودند که مبتنی بر آهنگ ورود انرژی متوسط است. آنها برای تعیین دو زمان قطع، آهنگ تغییرات شتاب جذر میانگین مربعات تجمعی<sup>۵</sup> ( $rms$ ) را مورد جستجو قرار دادند. هنگامی که آهنگ تغییر شتاب  $rms$  تجمعی منفی شود و در بقیه نگاشت همان طور باقی بماند زمان قطع نهایی  $T_2$  بدست می‌آید. زمان اولیه  $T_1$  نیز به نحو مشابهی با آغاز جستجو از انتهای نگاشت بدست می‌آید.

استفاده از روش‌های متفاوت به مقادیر مختلفی از مدت زمان تکان قوی منجر خواهد شد. برای محاسبه پاسخ الاستیک و غیرالاستیک سازه‌ها استفاده از مدت زمان محصور شده پیشنهادی توسط پیچ و بولت احتمالاً مناسبتر می‌باشد. روش مک‌کان و شاه نیز بیشتر برای مطالعه ویژگی‌های ایستایی نگاشت‌های زمین‌لرزه و در محاسبه چگالی طیفی توان مناسب‌تر است. در

<sup>1</sup> Page and Bolt

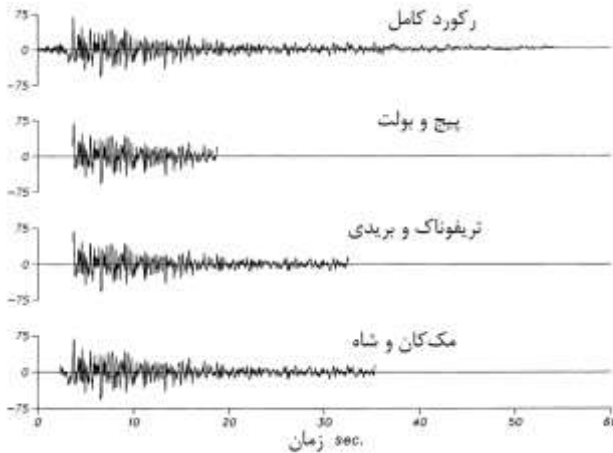
<sup>2</sup> Trifunac and Brady

<sup>3</sup> Accelerogram intensity

<sup>4</sup> McCann and Shah

<sup>5</sup> Cumulative root mean square acceleration

شکل ۱-۵۶ با استفاده از روش‌های مختلف محاسبه مدت زمان تکان قوی، برای یک رکورد نشان داده شده است.



شکل ۱-۵۶ مقایسه روش‌های مختلف برای محاسبه مدت زمان تکان قوی شتاب‌نگاشت برای مولفه *S69E*

رکورد *Taft* در زلزله ۲۱ ژوئیه ۱۹۸۲ کالیفرنیا

همچنین در جدول ۱-۲ زمان اولیه  $T_1$ ، زمان نهایی  $T_2$ ، مدت زمان تکان قوی  $\Delta T$ ، جذر میانگین مربعات (*rms*) و درصد مشارکت  $\int a^2 dt$  برای چندین رکورد نشان داده شده است.

جدول ۱-۲۰ مقایسه مدت زمان تکان قوی برای هشت مولفه زلزله

رکورد	مولفه	شیوه	$T_1$ (sec)	$T_2$ (sec)	$\Delta T$ (sec)	RMS (cm/sec <sup>2</sup> )	$\int a^2 dt$
El Centro, 1940	S00E	الف	0.00	53.74	53.74	46.01	100
		ب	0.88	26.74	25.86	65.16	97
		پ	1.68	26.10	24.42	64.75	90
		ت	0.88	26.32	25.44	65.60	96
	S90W	الف	0.00	53.46	53.46	38.85	100
		ب	1.24	26.64	25.40	54.88	95
		پ	1.66	26.20	24.54	54.39	90
		ت	0.80	26.62	25.82	24.73	96
Taft, 1952	N21E	الف	0.00	54.34	54.34	25.03	100
		ب	3.44	22.94	19.50	38.50	85
		پ	3.70	34.24	30.54	31.70	90
		ت	2.14	36.46	34.32	30.85	96
	S69E	الف	0.00	54.38	54.38	26.10	100

		ب	3.60	18.72	15.12	44.61	82
		پ	3.66	32.52	28.86	33.96	90
		ت	2.34	35.30	32.96	32.71	95
El Centro, 1934	S00W	الف	0.00	90.28	90.28	19.48	100
		ب	1.92	14.78	12.86	46.89	83
		پ	2.82	23.92	21.10	38.27	90
		ت	1.92	23.88	21.96	38.38	94
	S90W	الف	0.00	90.22	90.22	20.76	100
		ب	1.98	20.10	18.12	44.58	93
		پ	2.86	23.14	20.28	41.57	90
		ت	1.62	20.10	18.48	44.26	93
Olympia, 1949	N04W	الف	0.00	89.06	89.06	22.98	100
		ب	0.74	22.30	22.30	44.25	93
		پ	1.78	25.80	25.80	40.51	90
		ت	0.08	22.94	22.94	43.73	93
	N86E	الف	0.00	89.02	89.02	28.10	100
		ب	1.00	21.04	21.04	56.00	94
		پ	4.34	18.08	18.08	59.22	90
		ت	0.28	21.52	21.52	55.48	94

توضیحات:

روش الف: کل رکورد؛ روش ب: پیچ و بولت؛ روش پ: تریفوناک و بریدی؛ روش ت: مک کان و شاه

### ۱-۱۲-۳ - محتوای فرکانسی

محتوای فرکانسی تکان زمین را می‌توان با تبدیل متغیر حرکت (شتاب) از حوزه زمان به حوزه فرکانس به وسیله تبدیل متناهی فوریه<sup>۱</sup> بررسی کرد. از طیف دامنه فوریه<sup>۲</sup> ( $FAS$ ) که از جنس سرعت است و چگالی طیفی توان<sup>۳</sup> ( $PSD$ ) که مبتنی بر این تبدیل می‌باشند، می‌توان برای توصیف محتوای فرکانس استفاده کرد. تبدیل متناهی فوریه  $F(\omega)$  یک شتابنگاشت  $a(t)$  از رابطه زیر بدست می‌آید.

$$F(\omega) = \int_0^T a(t) e^{-i\omega t} dt \quad i = \sqrt{-1} \quad (۴۰-۱)$$

<sup>۱</sup> Finite Fourier transform

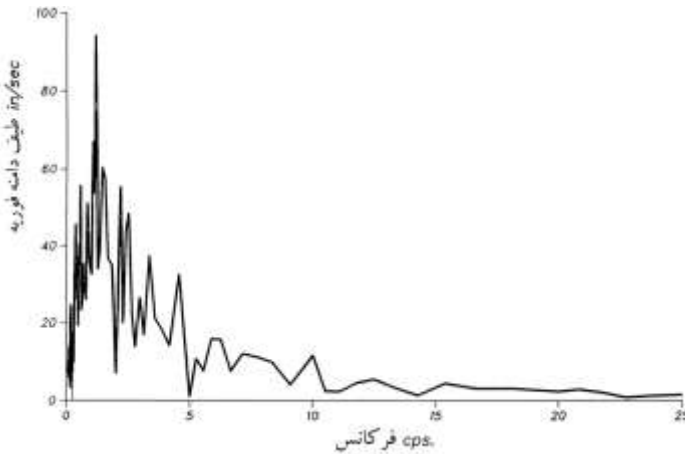
<sup>۲</sup> Fourier Amplitude Spectrum

<sup>۳</sup> Power spectral density

که در آن  $T$  مدت شتابنگاشت و  $\omega$  نیز فرکانس دورانی بر حسب  $rad/sec$  است. طیف دامنه فوریه  $FS(\omega)$  بنابه تعریف، ریشه دوم مجموع مربعات قسمت‌های حقیقی و موهومی  $F(\omega)$  است و از رابطه زیر بدست می‌آید. از آنجا که از رابطه دیده می‌شود همیشه مقداری مثبت است.

$$FS(\omega) = \left[ \left( \int_0^T a(t) \sin \omega t dt \right)^2 + \left( \int_0^T a(t) \cos \omega t dt \right)^2 \right] \quad (41-1)$$

از طیف دامنه فوریه در مباحث مربوط به زمین‌شناسی برای تعیین برخی مشخصات حرکت زمین<sup>۱</sup> استفاده می‌شود. مساحت زیر این منحنی به نوعی با انرژی آزاد شده مرتبط است که می‌توان از این منحنی برای طراحی لرزه‌ای سازه‌ها استفاده نمود. در شکل ۱-۵۳ طیف دامنه فوریه برای مولفه  $S00E$  السنترو در زلزله امپریال ولی در ۱۸ می ۱۹۴۰ میلادی نشان داده شده است. با توجه به شکل دیده می‌شود که بیشتر انرژی در شتاب‌نگاشت در فرکانس‌های ۰/۱ تا ۱۰ هرتز بوده و میزان بیشترین دامنه در فرکانس ۱/۵ هرتز رخ داده است.



شکل ۱-۵۳ طیف دامنه فوریه برای مولفه  $S00E$  زلزله السنترو

برای یک سیستم یک درجه آزادی<sup>۲</sup> ( $SDOF$ ) که به صورت غیر میرا می‌باشد را در نظر بگیرید. برای این سیستم معادله حرکت به صورت زیر نوشته می‌شود.

$$\ddot{u} + \omega^2 u = -a(t) \quad (42-1)$$

که در آن  $u$  و  $\ddot{u}$  به ترتیب جابجایی و شتاب و  $\omega$  فرکانس طبیعی سیستم می‌باشد. با استفاده از انتگرال دیوهمال، پاسخ حالت پایدار سیستم به صورت زیر بدست می‌آید.

$$u(t) = \frac{1}{\omega} \int_0^t -a(\tau) \sin \omega(t - \tau) d\tau \quad (43-1)$$

<sup>1</sup> Characterizing ground motion

<sup>2</sup> Single-degree-of-freedom



سرعت نسبی  $\dot{u}(t)$  به صورت زیر بدست می‌آید.

$$\dot{u}(t) = \int_0^t -a(\tau) \cos \omega(t - \tau) d\tau \quad (44-1)$$

که می‌توان رابطه اخیر را به صورت زیر بیان نمود:

$$\dot{u}(t) = - \left[ \int_0^t -a(\tau) \cos \omega \tau d\tau \right] \cos \omega t - \left[ \int_0^t -a(\tau) \sin \omega \tau d\tau \right] \sin \omega t \quad (45-1)$$

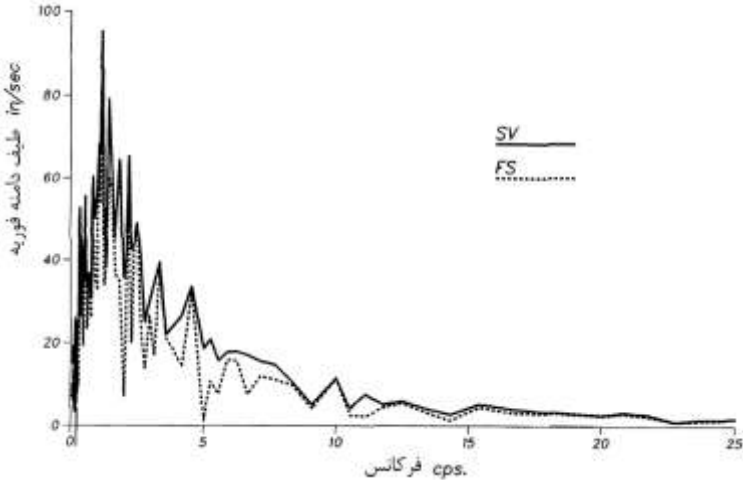
حداکثر سرعت نسبی (سرعت طیفی) برای یک سیستم با فرکانس طبیعی  $\omega$  توسط  $SV(\omega)$  نشان داده می‌شود و فرض می‌شود که در زمان  $t_v$  رخ می‌دهد. بنابراین:

$$SV(\omega) = \sqrt{\left[ \int_0^{t_v} a(\tau) \sin \omega \tau d\tau \right]^2 + \left[ \int_0^{t_v} a(\tau) \cos \omega \tau d\tau \right]^2} \quad (46-1)$$

شبه سرعت  $PSV(\omega)$  با ضرب فرکانس طبیعی  $\omega$  در حداکثر جابجایی نسبی  $SD(\omega)$  بدست می‌آید. در صورتی که  $SD(\omega)$  در زمان  $t_d$  رخ دهد، داریم:

$$SV(\omega) = \omega SD(\omega) = \sqrt{\left[ \int_0^{t_d} a(\tau) \sin \omega \tau d\tau \right]^2 + \left[ \int_0^{t_d} a(\tau) \cos \omega \tau d\tau \right]^2} \quad (47-1)$$

با مقایسه روابط (۴۶-۱) و (۴۱-۱) دیده می‌شود که برای میرایی صفر حداکثر سرعت نسبی برای طیف دامنه فوریه در زمان  $t_v = T$  خواهد بود. همچنین با مقایسه روابط (۴۷-۱) و (۴۱-۱) دیده می‌شود که شبه سرعت و طیف دامنه فوریه در زمان در صورت  $t_d = T$ ، باشد با هم معادل هستند. در شکل ۱-۵۸،  $FS(\omega)$  و  $SV(\omega)$  برای میرایی صفر و برای مولفه  $SOOE$  رکورد الاسترو در زلزله امپریال ولی در ۱۸ می ۱۹۴۰ نشان داده شده است. با توجه به شکل دیده می‌شود که مقدار هر دو به یکدیگر نزدیک می‌باشد.



شکل ۱-۵۸ مقایسه بین طیف دامنه فوریه و طیف سرعت برای یک سیستم یک درجه آزادی نامیرا و برای مولفه  $S00E$  رکورد السترو در زلزله امپریال ولی در ۱۸ می ۱۹۴۰ با معکوس تبدیل فوریه  $F(\omega)$ ، داریم:

$$a(t) = \frac{1}{\pi} \int_0^{\omega_0} F(\omega) e^{i\omega t} d\omega \quad (۴۸-۱)$$

که در آن حداکثر فرکانس بوده که با استفاده فرکانس نایکیست بدست می‌آید. روابط ۱-۳۹ و ۱-۴۷ جفت تبدیل فوریه نامیده می‌شوند. شدت شتاب‌نگاشت که قبلاً مورد بحث قرار گرفت به صورت زیر بدست می‌آید:

$$I = \int_0^T a^2(t) dt \quad (۴۹-۱)$$

بر اساس تئوری پارسوال<sup>۱</sup>، شدت  $I$  را می‌توان در حوزه فرکانس به صورت زیر بیان نمود:

$$I = \frac{1}{\pi} \int_0^{\omega_0} |F(\omega)|^2 d\omega \quad (۵۰-۱)$$

شدت بر واحد زمان می‌توان با تقسیم هر یک از روابط (۱-۴۹) و (۱-۵۰) بر زمان  $T$  بدست آورد. بنابراین:

$$\psi^2 = \frac{1}{T} \int_0^T a^2(t) dt = \frac{1}{\pi T} \int_0^{\omega_0} |F(\omega)|^2 d\omega \quad (۵۱-۱)$$

طیف چگالی توان زمانی نیز به صورت زیر تعیین می‌شود:

$$G(\omega) = \frac{1}{\pi T} |F(\omega)|^2 \quad (۵۲-۱)$$

<sup>۱</sup> Parseval's theorem

با ترکیب روابط (۵۱-۱) و (۵۲-۱) میانگین مربع شتاب‌نگاشت به صورت زیر بدست می‌آید:

$$\psi^2 = \int_0^{\omega_0} G(\omega) d\omega \quad (۵۳-۱)$$

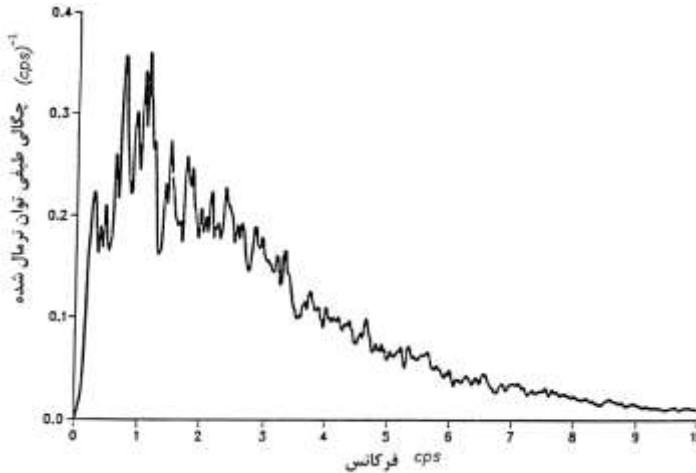
در عمل چگالی طیفی توان تکان زمین از معدلگیری بین چگالی‌های طیفی توان زمانی مجموعه نماینده‌ای از  $N$  شتاب‌نگاشت بدست می‌آید. بنابراین:

$$G(\omega) = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N G_i(\omega) \quad (۵۴-۱)$$

که در رابطه فوق  $G_i(\omega)$  چگالی طیفی توان  $i$ امین نگاشت است. چگالی طیفی توان غالباً به صورت حاصلضرب یک چگالی طیفی توان نرمال شده  $G^{<n>}(\omega)$  (با مساحت زیر منحنی واحد) در یک شتاب مربع میانگین  $\psi^2$  بدست می‌آید. بنابراین:

$$G(\omega) = \psi^2 G^{<n>}(\omega) \quad (۵۵-۱)$$

در شکل ۵۹-۱ نمونه‌ای از چگالی طیفی توان نرمال شده برای مجموعه ۱۶۱ شتاب‌نگاشت بر روی خاک آبرفتی نشان داده شده است.



شکل ۵۹-۱ نمونه‌ای از چگالی طیفی توان نرمال شده برای یک مجموعه ۱۶۱ شتاب‌نگاشت بر روی خاک آبرفتی

### ۱-۱۳- جذر میانگین مربعات شتاب<sup>۱</sup>

یکی از فاکتورهای مهم در بیان قدرت تکان یک زلزله استفاده از جذر میانگین مربعات شتاب است که به صورت زیر تعریف می‌شود:

<sup>۱</sup> Root mean square acceleration

$$a_{rms} = \left\{ \frac{1}{T_2 - T_1} \int_{T_1}^{T_2} a^2(t) dt \right\}^{1/2} \quad (۵۶-۱)$$

در عبارت فوق معمولاً زمان رسیدن موج برشی را برابر  $T_1$  در نظر می‌گیرند. مکان و بور<sup>۱</sup> مقدار زمان ثانویه  $T_2 = T_1 + 10$  ثانیه و تریفوناک و بریدی<sup>۲</sup>  $T_2 = T_1 + T_d$  در نظر گرفته است که  $T_d$  مدت زمان گسلش می‌باشد. محدوده زمانی  $T_d$  بین ۲ تا ۲۰ ثانیه برای زلزله‌هایی با بزرگی  $M=5$  تا  $M=7.7$  تغییر می‌کند.

در انتهای این فصل برای آشنایی بیشتر خوانندگان با آخرین دستاوردهای علم مهندسی زلزله، در جدول ۱-۲۱ تعدادی از سایت‌های اینترنتی مفید در زمینه مهندسی زلزله آورده شده است.

جدول ۱-۲۱ تعدادی از سایت‌های مفید در زمینه مهندسی زلزله

Applied Technology Council (ATC)	www.atcouncil.org
Assn. Bay Area Governments (ABAG)	www.abag.org
California Division of Mines and Geology (CDMG)	http://www.consrv.ca.gov/cgs/
California Seismic Safety Commission (CSSC)	www.seismic.ca.gov
Consortium of Universities for Research in Earthquake Engineering (CUREE)	www.curee.org
Disaster Research Center (DRC)	www.udel.edu/DRC/
Earthquake Engineering Research Center (EERC)	www.eerc.berkeley.edu/eea
Earthquake Engineering Research Institute (EERI)	www.eeri.org
EQNET	www.EQNET.org
Federal Emergency Management Agency (FEMA)	www.fema.gov
Mexico National Seismological Service	http://www.ssn.unam.mx/SSN/Sismos/region_sismica_mx.html
Pacific Earthquake Engineering Research (PEER) Center	http://peer.berkeley.edu/
Japan NDRPI	http://www.bosai.go.jp/
Mexico National Seismological Service	http://www.ssn.unam.mx/
Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research (MCEER)	http://mceer.buffalo.edu/
Natural Hazards Research and Applications Information Center (NHRAIC)	http://www.colorado.edu/hazards/litbase/
Southern California Earthquake Center (SCEC)	http://www.scec.org/
Structural Engineers Association of California (SEAOC)	http://www.seaoc.org/
پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله	http://www.iiees.ac.ir/

<sup>1</sup> McCann and Boore (1983)

<sup>2</sup> Trifunac and Brady (1975)

مراجع:

- ۱- قاسمی، عباس، «بررسی پاسخ پیچشی مناسب ساختمان‌های نامتقارن تحت حرکات نزدیک گسل» رساله دکتری، به راهنمایی دکتر حمزه شکیب، دانشگاه تربیت مدرس، دانشکده فنی و مهندسی، ۱۳۸۶
- ۲- ضیاتوحیدی، رضا، «تاثیر مولفه پیچشی بر خروج از مرکزیت اتفاقی در ساختمان‌های نامتقارن» پایان‌نامه کارشناسی ارشد، به راهنمایی دکتر حمزه شکیب، دانشگاه تربیت مدرس، دانشکده فنی و مهندسی، ۱۳۷۶
- ۳- علیرضایی، مهدی، شکیب، حمزه، «ارزیابی شش مولفه‌ای رکورد زلزله‌های نزدیک گسل»، هشتمین کنگره بین‌المللی مهندسی عمران، دانشگاه شیراز ۱۳۸۸
- ۴- حمیدی، مهدی، «پیشنهاد شرایط مرزی مناسب برای مدل‌المان محدود میدان تغییرشکل صفحه تکتونیک ایران» پایان‌نامه کارشناسی ارشد، به راهنمایی دکتر ناصر خاجی، دانشگاه تربیت مدرس، دانشکده فنی و مهندسی، ۱۳۸۸
- ۵- علیرضایی، مهدی، «اثرات شش مولفه‌ای زلزله‌های نزدیک گسل بر سازه‌های سه بعدی»، پایان‌نامه کارشناسی ارشد، به راهنمایی دکتر حمزه شکیب، دانشگاه تربیت مدرس، دانشکده فنی و مهندسی، ۱۳۸۸
- ۶- جموری، سلطانی‌پور ع، صفری ع، وضعیت ژئودینامیک ایران، نشریه سازمان نقشه‌برداری، ۱۳۷۸، شماره ۳۷
- ۷- مقدم ح، مهندسی زلزله مبانی و کاربرد، انتشارات فراهنگ
- ۸- پورکرمانی م، آراین م، «سایزمو تکتونیک»، شرکت مهندسی مشاور دزآب، (۱۳۷۶)
- ۹- شکیب، ضیاتوحیدی ۱۳۸۲، «پاسخ لوله‌های فلزی مدفون در برابر حرکات سه بعدی گسل»، امیرکبیر، جلد ۱۴، شماره ۵۶
- ۱۰- حمزه شکیب، مهدی عظیمی و مجید برکچیان، «تحقیقات لرزه‌خیزی و طرح مقاوم سازی ساختمانهای ایلام، جلد سوم: ارزیابی آسیب پذیری ساختمانهای متداول شهری»، ۱۳۷۹، دانشگاه تربیت مدرس و مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن
- ۱۱- بدرلو، بیت ا...، «بررسی رفتار دینامیکی غیر خطی قاب‌های فولادی خمشی بلند تحت اثر رکوردهای نزدیک گسل و دور از گسل»، پایان‌نامه کارشناسی ارشد، به راهنمایی دکتر فرهاد دانشجو، دانشگاه تربیت مدرس، دانشکده فنی و مهندسی، ۱۳۸۳
- ۱۲- دردایی، صادق، «پاسخ غیر ارتجاعی سازه‌ها تحت اثر همزمان مولفه‌های افقی حرکات زمین نزدیک گسل»، پایان‌نامه کارشناسی ارشد، به راهنمایی دکتر حمزه شکیب دانشکده فنی دانشگاه تربیت مدرس، ۱۳۸۳
- 13- Abrahamson, N.A. (1991). *Spatial coherency of ground motion from the SMART- 1 array*. Geotechnical News, 9 (1), 31– 34
- 14- AIJ (1995). *Performance of Steel Buildings during the 1995 Hyogoken-Nanbu Earthquake*. Architectural Institute of Japan, Tokyo, Japan
- 15- Applied Technology Council (ATC) (1998). *Design, Retrofit and Performance of Nonstructural components*. Proceedings of the ATC Seminar, Report No.2-1, Redwood City, CA
- 16- Clough, R.W. and Penzien, J.(1995). *Dynamics of Structures*. 3rd Edition, McGraw-Hill, New York, NY, USA
- 17- Elnashai, Amr S. and Sarno, Luigi Di(2008). *Fundamental of Earthquake Engineering*. John Wiley

- 18- Federal Emergency Management Agency (FEMA) (2001 ). *HAZUS 1999 Estimated Annualized Earthquake Losses for United States*. Report No. FEMA 366, Washington, DC, USA.
- 19- Der Kiureghian , A. (1996). *A coherency model for spatially varying ground motions*. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 25(1),99–111
- 20- Gutenberg,B. and Richter , C.F.(1936). *Magnitude and energy of earthquakes*. *Science*, 83 (2147),183–185.
- 21- Gutenberg, B. and Richter, C.F.(1956). *Earthquake magnitude. Intensity, energy and acceleration*. *Bulletin of the Seismological Society of America*,46 (1),105–145.
- 22- Singh, J.P(1985). *Earthquake ground motions: Implications for designing structures and reconciling structural damage*. *Earthquake Spectra*,1 (2),239–270.
- 23- Somerville, P.G., Smith, N.E., Graves , R.W. and Abrahamson, N.A. (1995). *Accoting for near fault rupture directivity effects in the development of design ground motion* , *Pressure Vessels and Piping Division* , ASME, PVP319, pp. 67-82
- 24- Bozorgnia, Y. and Bertero, V.V. (2004). *Earthquake Engineering From Engineering Seismology to Performance - Based Engineering*. CRC Press , Boca Raton, FL, USA.
- 26- Abrahamson N and Silva W (1997) *Empirical response attenuation relations for shallow crustal earthquakes*. *Seism Res Letters* 68(1): 94–117.
- 27- Bommer J (2002) *Deterministic vs. probabilistic hazard assessment: an exaggerated and obstructive dichotomy*. *J Earthq Eng 6 (Special Issue 1): 43–73*.
- 28- EERI Committee on Scientific Risk (1984) *Glossary of terms for probabilistic seismic-risk and hazard analysis*. *Earthq Spectra* 1(1): 33–40.
- 29- Naeim F, Alimoradi A and Pezeshk S (2004) *Selection and scaling of ground motion time histories for structural design using genetic algorithm*. *Earthq Spectra* 20(2): 413–426.
- 30- Bozorgnia, Y., Campbell, K.W and Niazi, M. (1999). *Vertical ground motion: characteristics, relationship with horizontal component, and building-code implications*. Proc., SMIP99 Sem. on Utilization of Strong-Motion Data, San Francisco, CA.
- 31- Khaji N., *Development of a Versatile Numerical Method for Crustal Movement and its Application to Tokai District*, Central Japan, Ph.D. Dissertation, The University of Tokyo.2001
- 32- Shakib, H., and Datta, T.K., *Inelastic response of torsionally coupled system to an ensemble of non-stationary ground motion*, *Journal of Engineering Structure*, Butterworth, U.K., Vol: 15, No.1, pp. 13-20, 1993.
- 33- Shakib, H., and Hosseini, M., *Analysis of concrete water towers under seismic excitation*, IIEES Research Report No. 75-96-11, Tehran, 1996
- 34- F. Nilforoushan, et al. , *GPS networks monitors the Arabia– Eurasia collision deformation in Iran*, *J. Geod.* 77 (2003) 411–422.
- 35- Shakib, H., and Fuladgar, A., *Dynamic soil–structure interaction effects on the seismic response of asymmetric buildings*, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 24, Issue 5, pp. 379-388, 2004
- 36- Chen, W.F. & Scawthorn C. 2002 - *Earthquake Engineering Handbook*,
- 37- M.Ahmadizadeh, H.Shakib “*On the December 26, 2003, southeastern Iran earthquake in Bam region*” / *Engineering Structures* 26 (2004) 1055–1070
- 38- Mirzaei, N., Gao., M. and Chen, Y. T. and Wang, J., “*A Uniform Catalog of Earthquakes for Seismic Hazard Assessment in Iran,*” *Acta Seismologica Sinica* 10(6), pp. 713-726, Nov. 1997.

## فصل ۲ - دینامیک سازه‌ها

### ۲-۱- کلیات

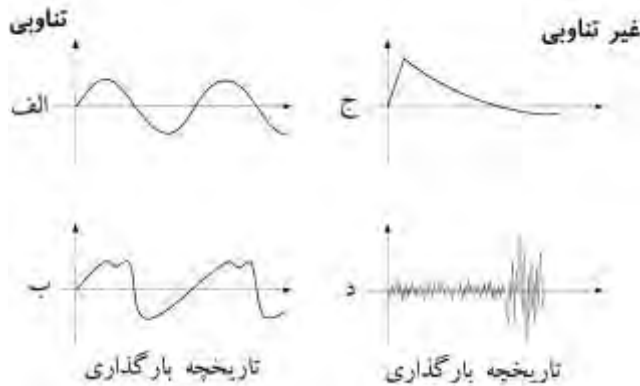
در اوایل قرن بیستم با پیشرفت علم و شناخت بیشتر از زلزله و رفتار سازه‌ها در برابر آن، امکان ساخت و طراحی سازه‌های مقاوم و ایمن در مقابل نیروهای وارده میسر گردید به طوری که با طراحی و ساخت سازه‌هایی با سطح ایمنی بالا، احتمال وقوع خسارات جانی و مالی به حداقل رسید. نیروهای وارد بر سازه‌ها را می‌توان به دو دسته ثقلی و جانبی تقسیم بندی نمود. از نیروهای جانبی می‌توان نیروی مربوط به زمین لرزه را نام برد که در طراحی اکثر سازه‌ها تأثیر به‌سزایی دارد. در علم مهندسی سازه هدف از طراحی سازه‌های ایمن و مقاوم در برابر نیروهای وارده، طراحی و ساخت سازه‌هایی می‌باشد که ضمن رعایت مسائل اقتصادی توانائی تحمل نیروهای وارده را داشته باشند. در حال حاضر اکثر سازه‌ها بر اساس آیین نامه‌های مربوطه طرح می‌شوند. آیین‌نامه‌های ساختمانی، صورت‌های ساده شده‌ای از معیارهای محاسبه نیروی وارد به سازه را ارائه می‌دهند که می‌توان بر اساس آنها پایداری مورد نیاز سازه‌ها را محاسبه نمود. تا قبل از ابداع و نصب شتاب‌نگاشت‌ها، علم دینامیک سازه‌ها نقش چندانی در مهندسی زلزله نداشت. لیکن با نصب اولین شتاب‌نگاشت‌ها، دینامیک سازه‌ها به عرصه مهندسی زلزله وارد شد.

بارهای وارد بر سازه در بعضی از موارد ممکن است از نظر مقدار، جهت و موقعیت، تغییراتی نسبت به زمان داشته باشند. علمی که به بررسی رفتار دینامیکی سازه‌ها می‌پردازد «دینامیک سازه‌ها» نامیده می‌شود. این نوع بارها را اصطلاحاً بارهای دینامیکی گویند. تمام سازه‌های واقعی، وقتی تحت بارگذاری یا جابجایی قرار می‌گیرند، رفتار دینامیکی از خود نشان می‌دهند. نیروهای اینرسی، از قانون دوم نیوتن، معادل جرم در شتاب است. در صورتی که بارها و جابجایی‌های اعمال شده خیلی آرام وارد شوند می‌توان از نیروهای اینرسی صرف نظر کرد و نیرو را به صورت یک نیروی استاتیکی در نظر گرفت. از اینرو تحلیل دینامیکی بسط تحلیل استاتیکی است. سازه‌های واقعی دارای بینهایت درجه آزادی هستند. لیکن برای مقاصد عملی بایستی تعداد درجات آزادی، محدود نمود. تعداد مولفه‌های مستقل تغییرمکانی لازم برای تعریف وضعیت تغییرمکانی تمام جرم‌ها نسبت به وضعیت اولیه‌شان را تعداد درجات آزادی ( $DOF$ ) می‌گویند. برای نشان دادن جابجایی، سرعت و شتاب به ترتیب از حروف  $u$ ،  $\dot{u}$  و  $\ddot{u}$  استفاده شده است. در بحث حاضر، اصطلاح

دینامیکی را به طور ساده به عنوان متغییر زمانی می‌توان تعریف نمود. بنابراین بار دینامیکی باری است که جهت آن می‌تواند در هر لحظه از زمان تغییر کند. دو رهیافت کلی برای محاسبه واکنش سازه‌ها به بارگذاری دینامیکی وجود دارد: قطعی<sup>۱</sup> و غیرقطعی<sup>۲</sup>. انتخاب روش به چگونگی بارگذاری بستگی دارد. در صورتی که تغییرات بارگذاری با زمان کاملاً معلوم باشد، حتی اگر دارای بی‌نظمی و ماهیت پیچیده‌ای باشد، به عنوان بارگذاری دینامیکی معین<sup>۳</sup> شناخته می‌شود و تحلیل هر سیستمی را تحت این نوع بارگذاری به صورت تحلیل قطعی<sup>۴</sup> تعریف می‌شود. از طرف دیگر در صورتی که تغییرات بارگذاری با زمان معین نباشد، این بارگذاری را بارگذاری دینامیکی تصادفی<sup>۵</sup> می‌نامند و تحلیل واکنش متناظر آن را به عنوان تحلیل غیرقطعی<sup>۶</sup> می‌خوانند. روش‌های تصادفی کاربرد فراوانی در مهندسی زلزله دارند.

## ۲-۲- انواع بارگذاری‌های دینامیکی معین

برای سادگی بارگذاری‌های معین را، به دو دسته تناوبی و غیر تناوبی<sup>۷</sup> تقسیم می‌کنیم. در شکل ۱-۲ چند مثال از انواع حالت‌های بارگذاری معین نشان داده شده است.



شکل ۱-۲ انواع بارگذاری‌های دینامیکی - الف) پریودیک ساده ب) پریودیک پیچیده ج) ضربه‌ای د) تصادفی

<sup>1</sup> Deterministic

<sup>2</sup> Nondeterministic

<sup>3</sup> Prescribed dynamic loading

<sup>4</sup> Deterministic analysis

<sup>5</sup> Random dynamic loading

<sup>6</sup> Nondeterministic analysis

<sup>7</sup> Periodic and nonperiodic



همانطور که از شکل پیداست، بارگذاری تناوبی یک نوع بارگذاری تکرار شونده است. اگر بارگذاری به صورت تابعی سینوسی یا کسینوسی بیان شود به این نوع بارگذاری، هارمونیک ساده<sup>۱</sup> گفته می‌شود. بارگذاری نشان داده شده در شکل ۲-۱ ب به صورت تناوبی بوده لیکن چون به صورت تابعی سینوسی یا کسینوسی بیان نمی‌شود، بنابراین هارمونیک نبوده ولی تناوبی هست. بارگذاری‌های غیر تناوبی ممکن است به صورت بارگذاری‌های کوتاه مدت ضربه‌ای و یا به شکل کلی بارگذاری تصادفی باشد.

### ۲-۲-۱- فرآیندهای تصادفی

می‌توان امواج زلزله را به صورت یک فرآیند تصادفی در نظر گرفت. فرآیندهای تصادفی را می‌توان به صورت‌های ارگودیک<sup>۲</sup>، ایستا<sup>۳</sup> و غیرایستا<sup>۴</sup> دسته‌بندی نمود. در صورتی که از میان  $n$  نیروی دینامیکی، در زمان‌های دلخواه مقادیر دامنه تابع را تعیین نماییم و در نهایت میانگین توابع در هر یک از آن زمان‌ها تعیین گردد، در صورتی که میانگین مقادیر تابع در زمان‌های دلخواه با میانگین کل تابع برابر باشد، به آن یک فرآیند ارگودیک گویند. در صورتی که میانگین‌ها در طول یکسان باشد ولی با میانگین کل تابع برابر نباشد، فرآیند تصادفی ایستا و در صورتی که هیچکدام با هم برابر نبود غیر ایستا گویند. به عبارت دیگر در فرآیند ارگودیک، یک نیروی غیر تناوبی معرف همه نیروهای غیرتناوبی است. در عمل نیروی ارگودیک وجود ندارد. لیکن در برخی حالات جهت ساده سازی ممکن است مورد استفاده قرار گیرد. به عنوان مثال در صورتی که بخواهیم یک سازه را برای زلزله طیس طراحی نماییم به صورتی که سازه پایداری خود را حفظ نماید می‌توان رکورد زلزله طیس را به صورت یک فرآیند ارگودیک در نظر گرفت. نیروی باد یک فرآیند ایستا است. در وزش باد، ممکن است در یک زمان معین شدت آن تقریباً یکسان باشد.

### ۲-۲-۲- مشخصه اساسی مسائل دینامیکی

همان طور که گفته شد مسائل دینامیکی دو وجه تمایز اساسی با مسائل مشابه استاتیکی دارند. اختلاف نخست مسئله تغییرات بارگذاری نسبت به زمان است که باعث می‌شود سیستم برای هر زمانی یک پاسخ داشته باشد. لیکن در مسائل استاتیکی تنها یک پاسخ ساده وجود دارد. از اینرو مسائل دینامیکی بسیار پیچیده‌تر و زمان‌برتر از تحلیل استاتیکی هستند. اختلاف دوم و مهمتری را که بین مسائل دینامیکی و استاتیکی وجود دارد در شکل ۲-۲ نشان داده شده است. اگر تیر دو

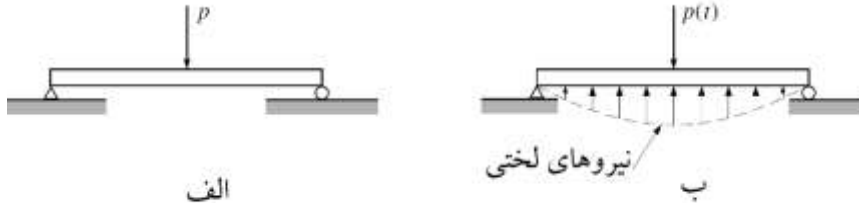
<sup>1</sup> Simple harmonic

<sup>2</sup> Ergodic

<sup>3</sup> Stationary

<sup>4</sup> Nonstationary

سر ساده، همانند شکل ۲-۲ الف تحت نیروی استاتیکی  $p$  قرار گیرد، عکس‌العمل‌های تکیه‌گاهی، لنگرها و نیروی برشی داخلی در هر مقطعی از تیر را می‌توان به سادگی با استفاده از اصول تحلیل سازه‌ها بدست آورد و مقادیر بدست آمده تنها به مقدار بار بستگی دارند.



شکل ۲-۲ اختلاف اساسی بین بارهای استاتیکی و دینامیکی

لیکن اگر همانند شکل ۲-۲ ب یک نیرویی که وابسته به زمان می‌باشد به تیر اعمال شود، تغییرمکان‌های تیر علاوه بر مقدار بارگذاری، به نیروی لختی ایجاد شده نیز بستگی دارد. در صورتی که بارگذاری چنان آرام صورت گیرد که نیروهای لختی ناچیز شوند، می‌توان مسئله را به صورت استاتیکی در نظر گرفت.

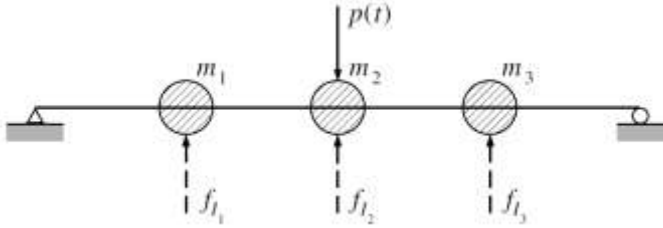
## ۲-۳- روش‌های گسسته سازی

### روش متمرکز کردن جرم<sup>۱</sup>

تحلیل تیر نشان داده شده در شکل ۲-۲ ب به سبب نیروهای لختی<sup>۲</sup> ناشی از تغییرمکان‌های وابسته به زمان که خود نیز متاثر از بزرگی نیروهای لختی هستند، بسیار پیچیده است. تنها راه مقابله با این چرخه، فرمول بندی مسئله به صورت معادلات دیفرانسیل می‌باشد. به دلیل توزیع پیوسته جرم تیر در طول آن برای تعیین کامل نیروهای لختی، تغییرمکان‌ها و شتاب‌های هر نقطه از تیر در راستای آن باید تعیین گردند. در این حالت تحلیل را بر حسب معادلات دیفرانسیل جزئی بایستی فرمول بندی نمود. زیرا افزون بر عامل زمان، موقعیت نقاط را در طول دهانه به عنوان یک متغیر مستقل بایستی در نظر گرفت. اما در صورتی که جرم را مانند شکل ۲-۳ در نقاطی گسسته متمرکز کنیم، تحلیل مسئله بسیار آسان می‌شود. زیرا نیروهای لختی تنها در این نقاط می‌تواند بوجود آیند. در این حالت لازم است تغییرمکان‌ها و شتاب‌ها را تنها در این نقاط گسسته تعریف نماییم.

<sup>1</sup> Lumped-Mass Procedure

<sup>2</sup> Inertial forces



شکل ۲-۳ ایده‌آل سازی تیر ساده به صورت جرم متمرکز

در صورتی که سه جرم نشان داده شده در شکل ۲-۳ تنها قادر به حرکت در امتداد قائم باشند، هر یک از جرم‌ها به عنوان یک درجه آزادی به حساب آمده و کل سازه دارای سه درجه آزادی است. لیکن در صورتی که جرم‌های نشان داده شده مقید نشده باشند و حرکت دورانی برای آنها امکان‌پذیر باشد، بایستی درجه آزادی دورانی نیز برای آنها در نظر گرفته شود، که در این حالت سیستم دارای ۶ درجه آزادی خواهد بود. همچنین در صورتی که سختی محوری تیر کم باشد و جرم‌ها بتوانند در امتداد محور طولی تیر نیز حرکت کنند بنابراین تعداد کل درجات آزادی<sup>۱</sup> ۹ می‌باشد. در صورتی که سازه را به صورت سه بعدی در نظر بگیریم، هر یک از جرم‌ها ۶ درجه آزادی (سه تا انتقالی و سه تا دورانی) خواهند داشت و تعداد درجات آزادی کل سیستم برابر ۱۸ می‌باشد.

تغییر مکان‌های کلی<sup>۲</sup>

روشی که در قبل ارائه شد، روشی پرکاربرد برای کم کردن تعداد درجات آزادی و حل مسائل دینامیک سازه‌هاست. استفاده از این روش برای سیستم‌های انعطاف‌پذیر و در حالت‌هایی که جرم سیستم به طور کاملاً یکنواخت در سرتاسر آن توزیع شده است چندان کارایی ندارد و در این حالات می‌توان برای کم کردن تعداد درجات آزادی از روش دیگری استفاده نمود. در این روش شکل تغییرشکل‌یافته سازه به صورت مجموع یک سری از الگوهای تغییر مکانی خاص بیان می‌شود؛ سپس این الگوها به صورت مختصات تغییر مکانی سازه در می‌آیند. نمایش تغییرشکل خمشی یک تیر ساده به صورت یک سری مثلثاتی مثال ساده‌ای برای این رهیافت است. در این حالت تغییرشکل را به صورت مجموع یک سری از موج‌های سینوسی مستقل مانند شکل ۲-۴ می‌توان در نظر گرفت.

$$u(x) = \sum_{n=1}^{\infty} b_n \sin \frac{n\pi x}{L} \quad (1-2)$$

<sup>1</sup> Degree Of Freedom

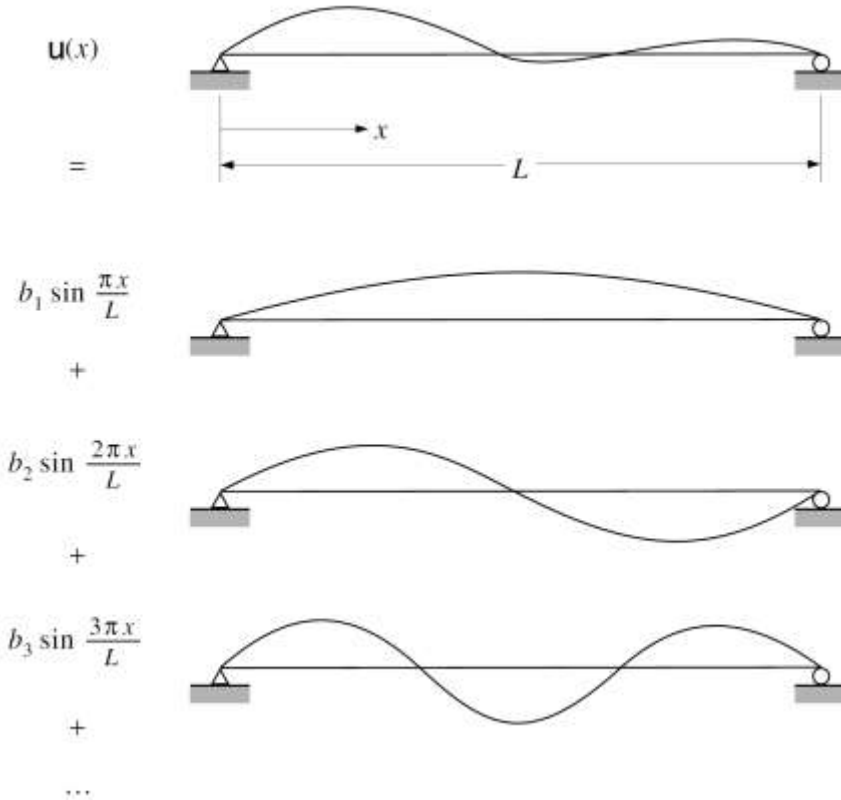
<sup>2</sup> Generalized Displacements

دامنه شکل‌های موج سینوسی را به عنوان مختصات تغییرمکانی سیستم می‌توان در نظر گرفت و تعداد بینهایت درجه آزادی تیر واقعی را بوسیله تعداد بینهایت جملات موجود در سری بیان نمود. برتری این روش آن است که می‌توان با نوشتن چند جمله به دقت مورد نظر رسید و بنابراین تقریب سه درجه آزادی شامل سه جمله در سری خواهد بود. معمولاً به خاطر راحتی در حل مسئله از الگوهای سینوسی استفاده می‌شود. بطور کلی هر شکل  $\psi_n(x)$  را که با شرایط هندسی تکیه‌گاهی سیستم سازگار باشد و پیوستگی لازم را در تغییرمکان‌های درونی، ارضاء کند می‌توان به کار برد. بنابراین رابطه کلی را برای تغییرمکان‌های هر نوع سازه یک بعدی به صورت زیر می‌توان به کار برد.

$$u(x) = \sum_n Z_n \psi_n(x) \quad (2-2)$$

برای هر مجموعه مفروض شامل تابع‌های تغییرمکان  $\psi_n(x)$ ، شکل سازه بدست آمده به جمله‌های دامنه  $Z_n$  بستگی دارد که مختصات کلی<sup>۱</sup> نامیده می‌شوند.

<sup>۱</sup> Generalized coordinates



شکل ۲-۴ نمایش تغییر مکان تیر ساده

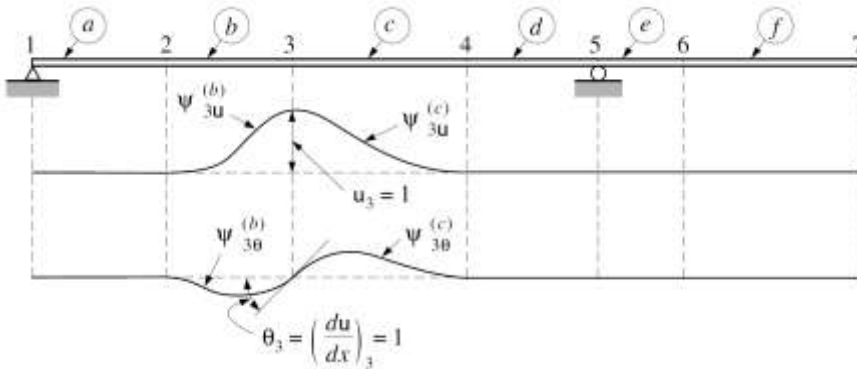
### روش اجزاء محدود<sup>۱</sup>

این روش آمیخته‌ای از ویژگی‌های جرم متمرکز و مختصات تعمیم یافته است. این رهیافت که اساس روش اجزاء محدود در تحلیل سازه‌های پیوسته است، سبب آسانی و اطمینان پذیری و ایده‌آل سازی سیستم می‌شود و در تحلیل‌های کامپیوتری بسیار کارآمد است. این روش را می‌توان برای تمام سازه‌ها به کار برد. روش المان محدود را می‌توان برای تمام سازه‌ها مانند سازه‌های قابی<sup>۲</sup>، سازه‌های پوسته<sup>۳</sup> و در حالت کلی در سازه‌های سه بعدی به کار برد. اولین گام در روش اجزاء محدود تقسیم سازه به قطعه‌های کوچک‌تر مانند تیر نشان داده شده در شکل ۲-۵ است.

<sup>1</sup> The Finite-Element Concept

<sup>2</sup> Framed structures

<sup>3</sup> Shell-type structures



شکل ۲-۵ مختصات تیر اجزاء محدود

نقاط انته‌ای اعضا، گره نامیده می‌شوند و تغییرمکان این گره‌ها به صورت مختصات تعمیم یافته سازه در می‌آیند. اکنون تغییرمکان کل سازه را بر حسب این مختصات تعمیم یافته بوسیله مجموعه مناسبی از تابع‌های تغییرمکانی می‌توان بیان نمود. در این حالت تابع‌های تغییرمکانی را تابع‌های درون‌یابی می‌نامند. به عنوان مثال در شکل ۲-۵ تابع‌های درون‌یابی مربوط به دو درجه آزادی گره ۳ را که تغییرمکان‌های عرضی در تیر به وجود می‌آورند، نشان داده شده است. در واقع، هر تابع درون‌یابی به صورت یک منحنی می‌تواند باشد که به صورت یک تابع پیوسته بوده و در تمام نقاط دارای مشتق می‌باشد و شرایط تغییرمکانی گره را ارضا می‌کند.

### ۲-۳-۱- فرمول‌بندی معادلات حرکت

یکی از اهداف اصلی در علم دینامیک سازه‌ها، بدست آوردن تاریخچه جابجایی یک سیستم دینامیکی بر حسب تغییرات بار وارده است. با حل معادله حرکت می‌توان به این مهم دست یافت. فرمول بندی معادله حرکت یک سیستم، مهمترین بخش تحلیل آن است که هر کدام برتری‌هایی برای بررسی مسائل خاص دارند.

تعادل مستقیم با استفاده از اصل دالامبر

معادلات حرکت هر سیستم دینامیکی، نشان‌دهنده رابطه قانون دوم نیوتن است که آهنگ تغییر اندازه حرکت هر ذره به جرم  $m$  را برابر نیروی وارد بر آن می‌داند. این رابطه به صورت معادله دیفرانسیل زیر بیان می‌شود.

$$\mathbf{p}(t) = \frac{d}{dt} \left( m \frac{d\mathbf{u}}{dt} \right) \quad (۲-۳)$$

که در آن  $\mathbf{p}(t)$  بردار نیروی وارد بر سیستم و  $\mathbf{u}(t)$  بردار موقعیت جرم  $m$  است. در بیشتر مسائل دینامیک سازه‌ها می‌توان فرض کرد که جرم با زمان تغییر نمی‌کند. در این صورت رابطه (۲-۳) را می‌توان به صورت زیر بیان نمود:

$$\mathbf{p}(t) = m \frac{d^2 \mathbf{u}}{dt^2} \equiv m \ddot{\mathbf{u}}(t) \quad (۴-۲)$$

رابطه (۴-۲) را می‌توان به صورت زیر نوشت:

$$\mathbf{p}(t) - m \ddot{\mathbf{u}}(t) = 0 \quad (۵-۲)$$

در این حالت جمله  $m \ddot{\mathbf{u}}(t)$  را نیروی لختی می‌نامند که در برابر شتاب، مقاومت می‌کند. این مفهوم که هر جرم نیروی لختی متناسب و مخالف با شتاب خود بوجود می‌آورد اصل دالامبر<sup>۱</sup> نامیده می‌شود. در رابطه دالامبر مقدار نیروی  $\mathbf{p}(t)$  را می‌توان شامل هر نیرو یا باری بر جرم در نظر گرفت. مانند سختی (مثل نیروی فنر) که از جابجایی جلوگیری می‌کند، نیروهای میرایی (مانند داشپوت) که در برابر سرعت مقاومت می‌کنند و یا هر بارگذاری خارجی دیگر. اصل تغییرمکان‌های مجازی<sup>۲</sup>

هرگاه سیستم پیچیده باشد، تعادل مستقیم همه نیروهای وارد شده بر سیستم مشکل خواهد بود. اما رابطه‌های تعادلی آنها ممکن است بسیار پیچیده باشد. در این حالت، برای فرمول‌بندی معادلات حرکت از اصل تغییرمکان‌های مجازی به عنوان جایگزین رابطه‌های تعادل مستقیم می‌توان استفاده نمود که به صورت زیر می‌توان آن را بیان کرد:

هرگاه سیستمی را که در حالت تعادل با نیروهای خارجی وارد بر آن است، در معرض تغییرمکان‌های مجازی و سازگار با قیدهای سیستم قرار دهیم، کل کار انجام شده توسط مجموعه نیروها برابر صفر است. از برتری‌های این روش، عددی بودن کمیت‌های کار مجازی است که آنها را به طور جبری می‌توان جمع کرد، در حالی که نیروهای وارد بر سازه برداری هستند و تنها به طور برداری با هم جمع می‌شوند.

اصل هامیلتون

راه دیگر برای پرهیز از معادلات برداری تعادل در مسائل، استفاده از کمیت‌های اسکالر به شکل تغییری است که اصل هامیلتون<sup>۳</sup> نامیده می‌شود. در این اصل، نیروهای لختی و سختی فنر به صورت مستقیم به کار نمی‌روند، بلکه از جملات مربوط به تغییرات انرژی کرنشی و پتانسیل استفاده می‌شود. مزیت این روش آن است که تنها با کمیت‌های اسکالر انرژی سرو کار دارد.

<sup>1</sup> D'Alembert's principle

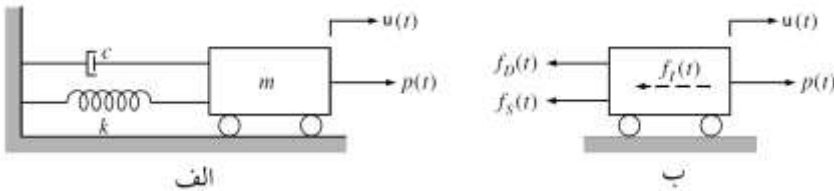
<sup>2</sup> Principle of Virtual Displacements

<sup>3</sup> Hamilton's principle

## ۲-۴- سیستم‌های یک درجه آزادی

## ۲-۴-۱- اجزای اساسی سیستم دینامیکی

ویژگی‌های اساسی هر سیستم سازه‌ای که در معرض تحریک خارجی یا بارگذاری دینامیکی قرار دارد، عبارتند از جرم<sup>۱</sup>، سختی<sup>۲</sup> و مکانیزم میرایی یا اتلاف انرژی<sup>۳</sup>. برای راحتی در حل مسئله، ابتدا یک سیستم یک درجه آزادی مطابق شکل ۲-۶ در نظر بگیرید.



شکل ۲-۶ مدل یک درجه آزادی ایده‌آل شده

که جرم  $m$  این سیستم در بلوک صلب قرار دارد که به وسیله غلتک، در جهت قائم، مقید شده است. بلوک نشان داده شده تنها قادر به حرکت در جهت افقی می‌باشد. از اینرو مختصات تغییرمکانی  $u(t)$ ، موقعیت آن را به طور کامل مشخص می‌کند. سختی سیستم توسط یک فنر بدون وزن، با سختی  $k$  و مکانیزم میرایی سیستم توسط میراگر نشان داده شده، با میرایی  $c$  مدل شده است. نیروی خارجی اعمال شده بر سیستم که تابعی از زمان می‌باشد با  $p(t)$  نمایش داده شده است. سختی یک سیستم در واقع مقدار نیروی لازم برای ایجاد جابجایی واحد در آن است.

## ۲-۴-۲- معادله حرکت سیستم دینامیکی

با استفاده از اصل دالامبر مطابق شکل ۲-۶، نیروهایی که به سیستم اعمال می‌شوند، شامل نیروی خارجی  $p(t)$ ، نیروی فنر، نیروی میراگر و نیروی حاصل از لختی که آنها را به ترتیب با  $f_I(t)$ ،  $f_D(t)$ ،  $f_S(t)$  و  $f_I(t)$  نمایش می‌دهیم. بنابراین با نوشتن معادله تعادل در جهت افقی داریم:

$$f_I(t) + f_D(t) + f_S(t) = p(t) \quad (۲-۶)$$

هر یک از نیروهای موجود در سمت چپ رابطه فوق، تابعی از تغییرمکان  $u(t)$  یا یکی از مشتق‌های زمانی آن است. بنابر اصل دالامبر نیروی لختی از حاصل ضرب جرم در شتاب به وجود می‌آید.

$$f_I(t) = m\ddot{u}(t) \quad (۲-۷)$$

<sup>1</sup> Mass

<sup>2</sup> Stiffness

<sup>3</sup> Energy-loss mechanism or damping



در صورتی که مکانیزم اتلاف انرژی را توسط یک میراگر لزج در نظر بگیریم، نیروی میرایی از حاصل ضرب ثابت میرایی  $c$  در سرعت بدست می‌آید.

$$f_D(t) = c\dot{u}(t) \quad (۸-۲)$$

سرانجام نیروی ایجاد شده در فنر از حاصل ضرب سختی آن در جابجایی حاصل می‌شود:

$$f_S(t) = k u(t) \quad (۹-۲)$$

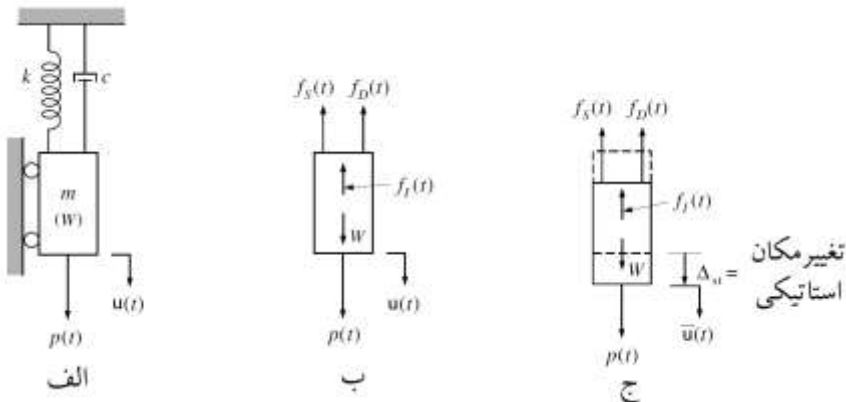
با جانشانی روابط (۷-۲) تا (۹-۲) در رابطه (۶-۲) داریم:

$$m\ddot{u}(t) + c\dot{u}(t) + k u(t) = p(t) \quad (۱۰-۲)$$

رابطه (۱۰-۲) اساسی‌ترین رابطه دینامیک سازه‌هاست که روابط دیگر برای سیستم‌های چند درجه آزادی از آن بدست می‌آیند.

### ۲-۴-۳- اثر نیروهای ثقلی بر رابطه حرکت

اکنون شکل ۷-۲ را در نظر بگیرید. این سیستم همان شکل ۲-۶الف است که ۹۰ درجه چرخیده است. دیگرام جسم آزاد سیستم در شکل ۲-۷ب نشان داده شده است.



شکل ۷-۲ اثر نیروی ثقلی بر تعادل سیستم یک درجه آزادی

با نوشتن معادلات تعادل برای سیستم داریم:

$$m\ddot{u}(t) + c\dot{u}(t) + k u(t) = p(t) + W \quad (۱۱-۲)$$

که در آن  $W$  وزن بلوک صلب است. تغییر مکان  $u(t)$  ناشی از تغییر مکان استاتیکی  $\Delta_{st}$  در اثر وزن  $W$  و تغییر مکان اضافی دینامیکی  $\bar{u}(t)$  در اثر نیروی تابع زمان  $p(t)$  می‌باشد. به عبارت دیگر داریم:

$$u(t) = \Delta_{st} + \bar{u}(t) \quad (۱۲-۲)$$

نیروی فنر به صورت زیر بدست می‌آید:

$$f_s = ku(t) = k\Delta_{st} + k\bar{u}(t) \quad (۱۳-۲)$$

با جانشانی رابطه در رابطه (۱۱-۲) داریم:

$$m\ddot{u}(t) + c\dot{u}(t) + k\Delta_{st} + k\bar{u}(t) = p(t) + W \quad (۱۴-۲)$$

با توجه به اینکه  $k\Delta_{st} = W$  داریم:

$$m\ddot{u}(t) + c\dot{u}(t) + k\bar{u}(t) = p(t) \quad (۱۵-۲)$$

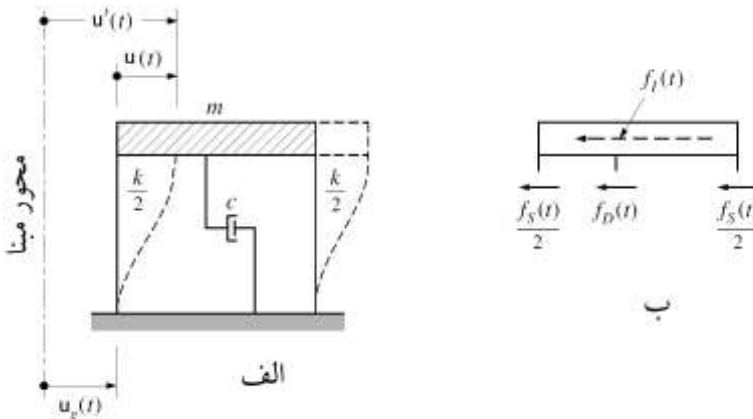
با مشتق‌گیری از رابطه (۱۲-۲)، با توجه به اینکه  $\Delta_{st}$  تابعی از زمان نیست، مشتق آن نسبت به زمان برابر صفر خواهد شد.

$$m\ddot{\bar{u}}(t) + c\dot{\bar{u}}(t) + k\bar{u}(t) = p(t) \quad (۱۶-۲)$$

با مقایسه روابط (۱۶-۲) و رابطه (۱۶-۲) نشان می‌دهد که معادله حرکت سیستم دینامیکی که بر مبنای موقعیت استاتیکی آن بیان شده است، از نیروی ثقلی متاثر نیست.

#### ۲-۴-۴- تحریک زلزله

تحریک دینامیکی زلزله بر خلاف بارهای دینامیکی باد، شامل بار خارجی نبوده و در سیستم به دلیل ایجاد تغییرمکان‌ها، نیروها و تنش‌ها ایجاد می‌شوند. لیکن در هنگامی که سازه تحت اثر اعمال بار باد است، مستقیماً تحت اثر نیروی خارجی تابع زمان قرار می‌گیرد. سازه یک طبقه و ایده‌آل شده در شکل ۸-۲ را در نظر بگیرید که می‌توان آن را به صورت یک سیستم یک درجه آزادی در نظر گرفت که تحت حرکت زمین  $u_g(t)$  قرار گرفته است.



شکل ۸-۲ تاثیر تحریک تکیه‌گاهی بر حرکت سیستم یک درجه آزادی

در تحلیل چنین قاب‌هایی فرض می‌شود که سقف صلب بوده و تمام جرم در تراز طبقات قرار دارد. ستون‌ها بدون وزن می‌باشند و در جهت قائم تغییرمکانی ندارند. سختی هر یک از ستون‌ها

برابر  $k/2$  فرض می‌شود تا سختی کل سیستم برابر  $k$  بدست آید. در یک سازه مکانیزم‌های مختلفی وجود دارند که باعث اتلاف انرژی شده و حرکت سیستم را متوقف می‌کنند. در صورتی که سیستم بدون میرایی در نظر گرفته شود و حرکتی به سیستم اعمال شود، حرکت و ارتعاش سیستم بدون میرا تا بینهایت ادامه پیدا می‌کند و هیچگاه متوقف نمی‌شود که این دور از واقعیت بوده و در تمام سازه‌های واقعی ارتعاش سیستم بعد از چند سیکل ارتعاش متوقف می‌شود. در یک سیستم در حال ارتعاش این مکانیزم‌ها عبارتند از: اصطکاک در سازه‌های فولادی، باز و بسته شدن ترک‌های میکروسکوپی در بتن، اصطکاک بین عناصر سازه‌ای و ناسازه‌ای، اصطکاک با هوا و موارد مشابه. با این تعاریف دیده می‌شود که تعریف ریاضی پدیده میرایی برای یک سازه در عمل غیر ممکن است. در عمل تمام عوامل میرایی موجود در یک سازه، یک کاسه شده و کل آن با یک میراگر مدل سازی می‌شود. مقدار میرایی برای سازه‌های مختلف متفاوت است. معمولاً کل میرایی یک سیستم را با یک میراگر لزج بیان می‌کنند. واحد ضریب میرایی  $c$  بر حسب (طول/نیرو. زمان) می‌باشد. با توجه به شکل ۲-۸ تعادل نیروها با توجه به عدم حضور نیروی خارجی به صورت زیر است:

$$f_I(t) + f_D(t) + f_S(t) = 0 \quad (۱۷-۲)$$

کل جابجایی جرم برابر  $u'(t)$  می‌باشد که برابر با جمع جابجایی زمین  $u_g(t)$  و جابجایی جرم  $u(t)$  می‌باشد. چون جرم به اندازه  $u'(t)$  جابجا شده است، بنابراین نیروی لختی به صورت زیر بدست می‌آید:

$$f_I(t) = m\ddot{u}' \quad (۱۸-۲)$$

توجه شود که نیروهای میرایی و سختی از انتهای جابجایی زمین  $u_g(t)$  به کار افتاده‌اند و مقدار نیروهای ایجاد شده در فنر (ستون‌ها) و میراگرها در اثر حرکت جرم در انتهای حرکت زمین بوده است. بنابراین داریم:

$$m\ddot{u}'(t) + c\dot{u}(t) + ku(t) = 0 \quad (۱۹-۲)$$

همچنین با توجه به اینکه  $u'(t) = u(t) + u_g(t)$ ، داریم:

$$m\ddot{u}(t) + m\ddot{u}_g(t) + c\dot{u}(t) + ku(t) = 0 \quad (۲۰-۲)$$

یا از آنجایی که شتاب زمین نشان دهنده اعمال بار دینامیکی مشخصی به سازه است، همان معادله حرکت را به صورت زیر می‌توان خلاصه نمود:

$$m\ddot{u}(t) + c\dot{u}(t) + ku(t) = -m\ddot{u}_g(t) \equiv p_{eff}(t) \quad (۲۱-۲)$$

در این معادله  $p_{eff}(t)$  بار موثر تحریک تکیه‌گاهی را نشان می‌دهد؛ به عبارت دیگر، تغییر شکل‌های سازه‌های ناشی از شتاب زمین  $\ddot{u}_g(t)$  دقیقاً مساوی تغییرشکل‌های ناشی از بار خارجی

$p(t)$ ، یعنی برابر  $-m\ddot{u}_g(t)$  می‌باشد. علامت منفی در تعریف این بار نشان می‌دهد که نیروی موثر در خلاف جهت شتاب زمین است.

## ۲-۴-۵- ارتعاش آزاد نامیرا

در بخش قبل دیدیم که معادله حرکت سیستم جرم، فنر و میراگر به صورت زیر است:

$$m\ddot{u}(t) + c\dot{u}(t) + ku(t) = p(t) \quad (22-2)$$

که در آن  $u(t)$  بیانگر واکنش دینامیکی (یعنی تغییر مکان از موقعیت استاتیکی) و  $p(t)$  بیانگر بار موثری است که به طور مستقیم و یا بر اثر حرکت تکیه‌گاهی بر سیستم وارد می‌شود. در صورتی که ارتعاش سیستم تنها در اثر یک سرعت و جابجایی اولیه ایجاد شده باشد به آن ارتعاش آزاد<sup>۱</sup> گفته می‌شود و در طی آن هیچ نیروی دینامیکی بر سیستم اعمال نمی‌شود. به عبارت دیگر در ارتعاش آزاد جمله سمت راست معادله (۲۲-۲) برابر صفر خواهد بود ( $p(t)=0$ ). در این حالت رابطه (۲۲-۲) به صورت زیر بیان می‌شود:

$$m\ddot{u}(t) + c\dot{u}(t) + ku(t) = 0 \quad (23-2)$$

همچنین در صورتی سیستم نامیرا در نظر گرفته شود، مقدار  $c=0$  بوده و رابطه (۲۳-۲) به صورت ساده  $m\ddot{u}(t) + ku(t) = 0$  که در واقع معادله حرکت سیستم یک درجه آزادی نامیرا می‌باشد، خلاصه خواهد شد. با حل این معادله دیفرانسیل مرتبه دوم به رابطه زیر خواهیم رسید.

$$u(t) = A \cos \omega t + B \sin \omega t \quad (24-2)$$

که در رابطه فوق  $A$  و  $B$  ثابت‌های انتگرال‌گیری می‌باشند و بایستی با استفاده از شرایط اولیه بدست آیند. همانطور که قبلاً بیان شد، ارتعاش آزاد از بر هم زدن تغییر شکل تعادلی سیستم با اعمال تغییر شکل اولیه  $u(0)$  و سرعت اولیه  $\dot{u}(0)$  در زمان  $t=0$  آغاز می‌شود. همچنین در رابطه (۲۴-۲)،  $\omega$  فرکانس زاویه‌ای می‌باشد که از خواص طبیعی هر سیستم دینامیکی بوده و به بارگذاری آن بستگی ندارد. فرکانس زاویه‌ای با رابطه زیر، توسط سختی و جرم سیستم بیان می‌شود:

$$\omega = \sqrt{\frac{k}{m}} \quad (25-2)$$

واحد فرکانس زاویه‌ای بر حسب واحد رادیان بر واحد زمان می‌باشد. معمولاً فرکانس زاویه‌ای را فرکانس حرکت می‌نامند و از رابطه زیر بدست می‌آید:

$$f = \frac{\omega}{2\pi} \quad (26-2)$$

<sup>1</sup> Free-vibration

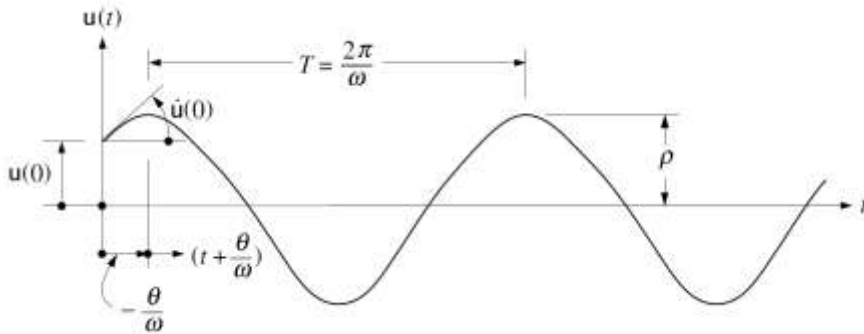
و معکوس آن، یعنی:

$$\frac{1}{f} = \frac{2\pi}{\omega} = T \quad (۲۷-۲)$$

دوره تناوب طبیعی سیستم  $T$  بوده و بیانگر مدت زمان لازم برای یک سیکل ارتعاش کامل است. لیکن فرکانس طبیعی  $f$  بیانگر تعداد ارتعاش کامل سیستم در یک ثانیه می‌باشد. پارامتر  $T$  بر حسب ثانیه و فرکانس  $f$  بر حسب  $Hz$  (هرتز یا سیکل بر ثانیه) بیان می‌شود. با فرض تغییر شکل اولیه  $u(0)$  و سرعت اولیه  $\dot{u}(0)$  در زمان  $t=0$  و جانشانی آنها در رابطه (۲۴-۲) رابطه حرکت بر حسب شرایط اولیه آن به صورت زیر خواهد بود:

$$u(t) = u(0)\cos \omega t + \frac{\dot{u}(0)}{\omega} \sin \omega t \quad (۲۸-۲)$$

حرکت بیان شده توسط رابطه (۲۸-۲) در شکل ۹-۲ نمایش داده شده است.



شکل ۹-۲ پاسخ ارتعاش آزاد نامیرا

همانطور که از شکل ۹-۲ پیداست به دلیل حذف مکانیزم میرایی در این سیستم، دامنه ارتعاش هیچگاه کاهش نمی‌یابد و سیستم تا بینهایت با همان دامنه اولیه ارتعاش خواهد نمود. لیکن این نتیجه گیری درست نبوده و تمام سیستم‌ها بعد از چند سیکل ارتعاش، دامنه آنها به مرور زمان کاهش یافته و بعد از مدتی بسته به مقدار میرایی سیستم، صفر می‌شود. در حین ارتعاش سیستم نامیرا، بین دو مقدار تغییر مکان  $\rho$  و  $-\rho$  به سمت عقب و جلو حرکت می‌کند. مقدار  $\rho$  دامنه حرکت سیستم می‌باشد و از رابطه زیر بدست می‌آید.

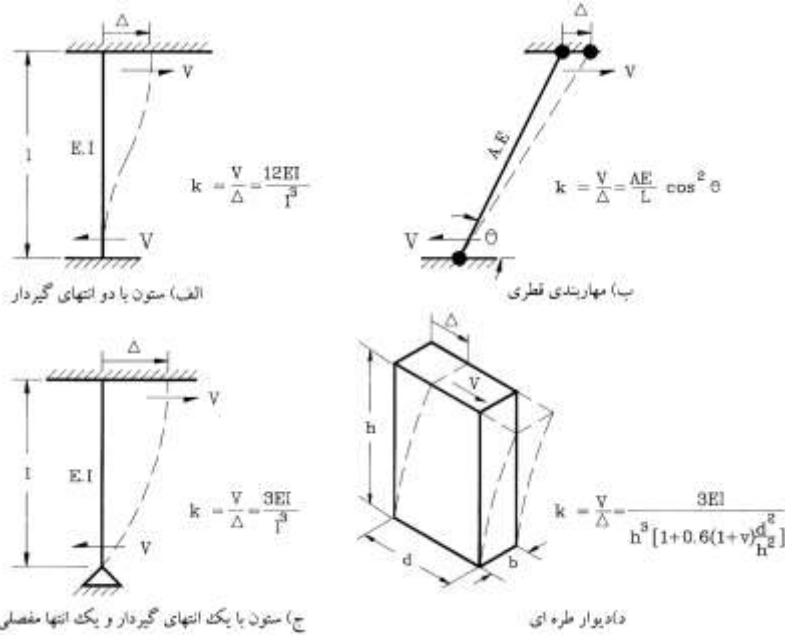
$$\rho = \sqrt{(u(0))^2 + \left(\frac{\dot{u}(0)}{\omega}\right)^2} \quad (۲۹-۲)$$

و همچنین زاویه فاز<sup>۱</sup> به صورت زیر بیان می‌شود:

<sup>۱</sup> Phase angle

$$\theta = \tan^{-1} \left( \frac{-\dot{u}(0)}{\omega u(0)} \right) \quad (30-2)$$

در شکل ۱۰-۲ سختی تعدادی از فرم‌های سازه‌ای پرکاربرد نشان داده شده است.



شکل ۱۰-۲ سختی جانبی برخی المان‌های مقاوم

### ۲-۴-۶ ارتعاش آزاد میرا

در صورتی که در سیستم مکانیزم میرایی تعریف شود، ولی همچنان نیروی خارجی بر آن اعمال نشود و سیستم تحت اثر یک جابجایی و سرعت اولیه دچار ارتعاش شود، در این حالت گفته می‌شود سیستم تحت ارتعاش آزاد میرا<sup>۱</sup> قرار دارد و دامنه ارتعاش در طی زمان کاهش می‌یابد.

### ۲-۴-۷ میرایی بحرانی

مقدار میرایی بحرانی<sup>۲</sup> در واقع به حداقل مقدار میرایی که در اثر آن هیچ ارتعاشی انجام نشود، گفته می‌شود و با  $c_c$  نمایش داده می‌شود. مقدار میرایی بحرانی از رابطه زیر بدست می‌آید:

$$c_c = 2m\omega = 2\sqrt{km} = \frac{2k}{\omega} \quad (31-2)$$

<sup>1</sup> Damped free vibration

<sup>2</sup> Critical value of the damping

ارتعاش سیستم میرا تنها در یک حالت امکان پذیر است و آن حالتی است که مقدار میرایی سیستم  $c$  از میرایی بحرانی  $c_c$  کمتر باشد ( $c < c_c$ ). به عبارت دیگر در صورتی که مقدار میرایی سیستم به میرایی بحرانی برسد و یا از آن هم بیشتر شود در این حالت هیچ ارتعاشی انجام نشده و سیستم بعد از اعمال تغییر شکل اولیه، آرام به حالت تعادل بر می‌گردد. برای تعیین واکنش‌های ارتعاش آزاد، بهتر است که میرایی را برحسب نسبت میرایی  $\xi$  ( $zeta$ ) که معادل نسبت میرایی سیستم به میرایی بحرانی است بیان شود.

$$\xi = \frac{c}{c_c} = \frac{c}{2m\omega} \quad (۳۲-۲)$$

با حل معادله دیفرانسیل سیستم تحت ارتعاش آزاد میرا، پاسخ تغییرمکانی سیستم به صورت زیر خواهد بود.

$$u(t) = e^{-\xi\omega t} (A \cos(\omega_D t) + B \sin(\omega_D t)) \quad (۳۳-۲)$$

که در رابطه فوق  $A$  و  $B$  ثابت‌های انتگرال‌گیری می‌باشند و بایستی با استفاده از شرایط اولیه بدست آیند. همانطور که قبلاً بیان شد، ارتعاش آزاد از بر هم زدن تغییرشکل تعادلی سیستم با اعمال تغییرشکل اولیه  $u(0)$  و سرعت اولیه  $\dot{u}(0)$  در زمان  $t=0$  آغاز می‌شود. با جانشانی شرایط اولیه در رابطه (۳۳-۲) داریم:

$$u(t) = e^{-\xi\omega t} \left( u(0) \cos(\omega_D t) + \left( \frac{\dot{u}(0) + u(0)\xi\omega}{\omega_D} \right) \sin(\omega_D t) \right) \quad (۳۴-۲)$$

همچنین رابطه (۳۴-۲) را می‌توان به صورت زیر نیز بیان نمود:

$$u(t) = e^{-\xi\omega t} \rho \cos(\omega_D t + \theta) \quad (۳۵-۲)$$

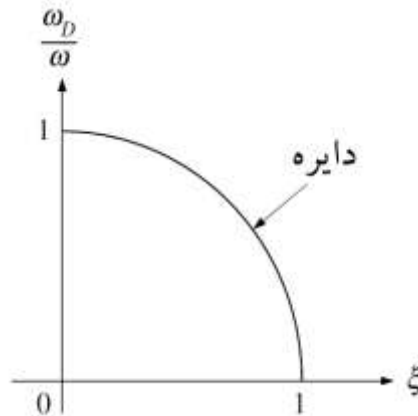
$$\omega_D = \omega \sqrt{1 - \xi^2} \quad (۳۶-۲)$$

که در آن:

$$\rho = \left( u(0)^2 + \left( \frac{\dot{u}(0) + u(0)\xi\omega}{\omega_D} \right)^2 \right)^{\frac{1}{2}} \quad (۳۷-۲)$$

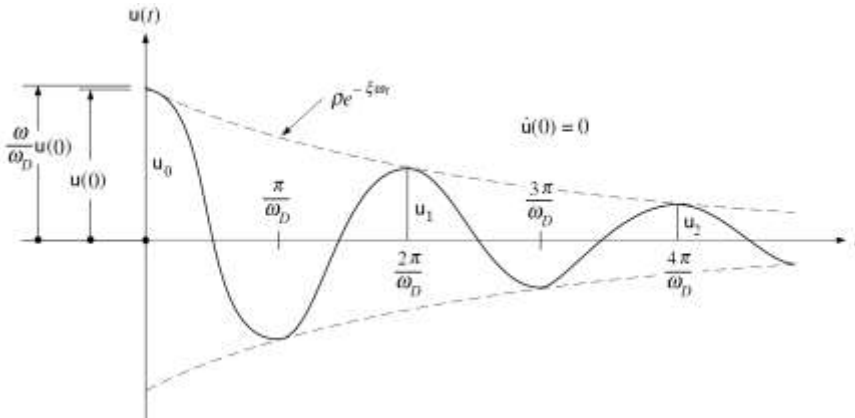
$$\theta = -\tan^{-1} \left( \frac{\dot{u}(0) + u(0)\xi\omega}{\omega_D u(0)} \right) \quad (۳۸-۲)$$

توجه شود که در میرایی‌های کم، که در بیشتر سازه‌های واقعی به چشم می‌خورند، یعنی  $\xi < 20\%$  باشد، نسبت فرکانس‌های  $\omega_D / \omega$  تقریباً برابر واحد است. رابطه بین نسبت میرایی و نسبت فرکانس را به صورت دایره‌ای به شعاع واحد همانند شکل ۲-۱۱ می‌توان ترسیم نمود.



شکل ۲-۱۱ رابطه بین نسبت فرکانس و نسبت میرایی

نمودار پاسخ سیستم میرا که در آن  $c < c_c$  هست، در شکل ۲-۱۲ نشان داده شده است. جالب است توجه کنید که این سیستم با فرکانس ثابت  $\omega_D$  حول محور تغییر مکان صفر نوسان می‌کند. مقدار میرایی سازه‌های واقعی به عوامل مختلفی همچون نوع مصالح بکار رفته در آنها بستگی دارد. به عنوان مثال مقدار نسبت میرایی ساختمان‌های فولادی در حدود ۰.۳٪ تا ۰.۵٪ و در ساختمان‌های بتنی این نسبت در حدود ۰.۵٪ تا ۰.۷٪ است. لیکن در اکثر سازه‌ها مقدار نسبت میرایی برابر ۰.۵٪ در نظر گرفته می‌شود.



شکل ۲-۱۲ نمودار پاسخ سیستم میرا

نیومارک و هال برای انواع سازه‌ها و ترازهای مختلف تنش موجود در آنها، ضرایب میرایی را طبق جدول ۲-۱ توصیه کرده‌اند.

جدول ۲-۱ ضرایب میرایی توصیه شده برای سازه‌ها

تراز تنش	نوع و شرایط سازه	درصد میرایی نسبت به میرایی بحرانی
----------	------------------	-----------------------------------



۰/۵ تا ۱/۰	الف) شریان‌های حیاتی <sup>۱</sup>	تنش مجاز کمتر از نصف نقطه تسلیم
۲	ب) فولاد جوش شده، بتن پیش تنیده، بتن مسلح خوب با ترک‌های جزئی	
۵-۳	پ) بتن مسلح با ترک‌های قابل ملاحظه	
۷-۵	ت) فولاد پیچ یا پرچ شده، سازه‌های چوبی	در نقطه تسلیم و یا درست زیر آن
۳-۲	الف) شریان‌های حیاتی	
۷-۵	ب) فولاد جوش شده، بتن پیش تنیده، (بدون افت کامل تنش پیش تنیدگی)	
۱۰-۷	پ) بتن پیش تنیده بدون تنش پیش تنیدگی باقیمانده	
۱۵-۱۰	ت) فولاد پیچ یا پرچ شده، سازه‌های چوبی	
۲۰-۱۵	ث) سازه‌های چوبی با اتصالات میخی	

دو قله متوالی مثبت همانند  $u_n$  و  $u_{n+1}$  را که به ترتیب در زمان‌های  $n\left(\frac{2\pi}{\omega_D}\right)$  و  $(n+1)\left(\frac{2\pi}{\omega_D}\right)$  رخ می‌دهند، در نظر بگیرید. نسبت این دو مقدار متوالی با استفاده از رابطه ۲-۳۵ به صورت زیر خواهد بود:

$$\frac{u_n}{u_{n+1}} = e^{\left(\frac{2\pi\xi}{\omega_D}\right)} \quad (۳۹-۲)$$

در صورتی که از طرفین لگاریتم طبیعی گرفته شود و با جایگزین کردن رابطه (۲-۳۶)، به اصطلاح، کاهش لگاریتمی میرایی  $\delta$  به صورت زیر بدست می‌آید:

$$\delta \equiv \ln \frac{u_n}{u_{n+1}} = \frac{2\pi\xi}{\sqrt{1-\xi^2}} \quad (۴۰-۲)$$

در میرایی‌های پایین رابطه (۲-۴۰) را می‌توان به صورت زیر تقریب زد:

$$\delta \equiv 2\pi\xi \quad (۴۱-۲)$$

با نوشتن بسط تیلور داریم:

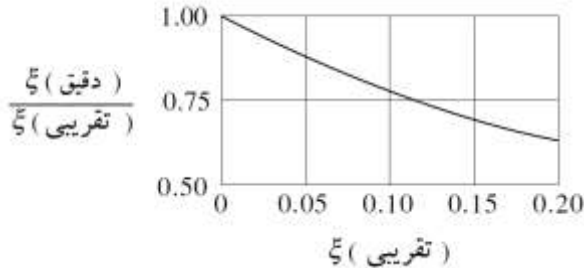
$$\frac{u_n}{u_{n+1}} = e^\delta \approx e^{2\pi\xi} = 1 + 2\pi\xi + \frac{(2\pi\xi)^2}{2!} + \dots \quad (۴۲-۲)$$

که با دقت کافی می‌توان سمت راست معادله را به دو جمله اول آن محدود نمود که در این حالت داریم:

$$\xi \approx \frac{u_n - u_{n+1}}{2\pi u_{n+1}} \quad (۴۳-۲)$$

<sup>1</sup> Vital piping

برای نشان دادن دقت رابطه (۲-۴۳)، نسبت مقدار دقیق  $\xi$  بر اساس رابطه ۲-۴۰ را به مقدار تقریبی آن براساس معادله (۲-۴۳) بر حسب مقدار تقریبی در شکل ۲-۱۳ ترسیم شده است. به کمک این نمودار نسبت میرایی بدست آمده از روش تقریبی را می توان تصحیح نمود.



شکل ۲-۱۳ ضریب تصحیح نسبت میرایی

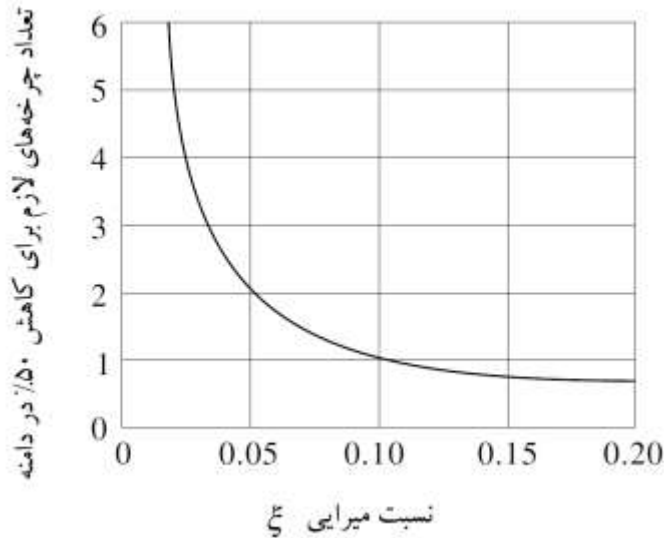
در سیستم‌های میرا که در آنها  $c < c_c$  باشد، با بررسی قله‌های پاسخ که چندین چرخه، مثلاً  $m$  چرخه، از هم فاصله داشته باشند، دقت بیشتری در محاسبه نسبت میرایی می توان بدست آورد، بنابراین:

$$\ln \frac{u_n}{u_{n+m}} = \frac{2m\pi\xi}{\sqrt{1-\xi^2}} \quad (۲-۴۴)$$

که برای میرایی‌های کم آن را می توان هم‌ارز رابطه (۲-۴۳) به صورت زیر بیان نمود:

$$\xi \approx \frac{u_n - u_{n+m}}{2m\pi \times u_{n+m}} \quad (۲-۴۵)$$

در هنگام مشاهده تجربی ارتعاش آزاد میرا با شمارش تعداد چرخه‌های لازم برای کاهش ۵۰٪ در مقدار دامنه، مقدار ضریب میرایی را می توان به سادگی بدست آورد. رابطه بکار رفته در این حالت به صورت نموداری در شکل ۲-۱۴ نشان داده شده است.



شکل ۲-۱۴ نسبت میرایی بر حسب تعداد چرخه‌های لازم برای کاهش ۵۰٪ در دامنه به صورت سرانگشتی می‌توان در نظر داشت که میرایی بحرانی به میزان ۱۰، ۵ و ۲/۵ درصد، در دامنه‌های متناظر، به ترتیب، تقریباً در یک، دو و چهار چرخه به میزان ۵۰٪ کاهش می‌یابد.

## ۲-۵- واکنش نسبت به بارگذاری تناوبی

از آنجایی که هر بارگذاری تناوبی را به صورت مجموعه‌ای از جمله‌های بارگذاری هماهنگ می‌توان بیان نمود، روش‌هایی که قبل به آنها اشاره شد دارای کاربرد گسترده‌ای هستند. برای بررسی بارگذاری تناوبی دلخواهی با تناوب  $T_p$ ، همانند شکل ۲-۱۵، بهتر است آن را به صورت سری فوریه با مولفه‌های بارگذاری هماهنگ در بسامدهای متفاوت نشان داد. شکل مثلثاتی سری فوریه به صورت زیر است:

$$p(t) = a_0 + \sum_{n=1}^{\infty} a_n \cos \bar{\omega}_n t + \sum_{n=1}^{\infty} b_n \sin \bar{\omega}_n t \quad (۴۶-۲)$$

که در آن:

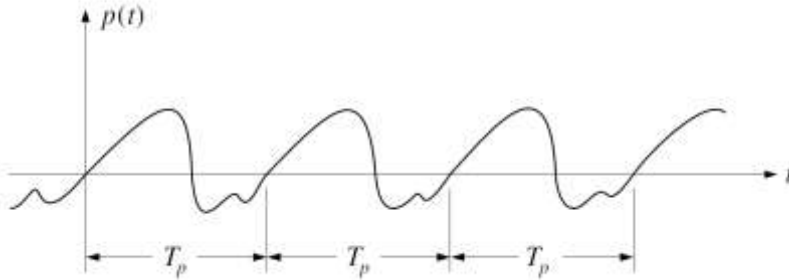
$$\bar{\omega}_n = n\bar{\omega}_1 = n \frac{2\pi}{T_p} \quad (۴۷-۲)$$

و ضریب‌های دامنه به صورت زیر بدست می‌آیند:

$$a_0 = \frac{1}{T_p} = \int_0^{T_p} p(t) dt \quad (۴۸-۲)$$

$$a_n = \frac{2}{T_p} = \int_0^{T_p} p(t) \cos \bar{\omega}_n t dt \quad n = 1, 2, 3, \dots$$

$$b_n = \frac{2}{T_p} = \int_0^{T_p} p(t) \sin \bar{\omega}_n t dt \quad n = 1, 2, 3, \dots$$



شکل ۲-۱۵ بارگذاری تناوبی دلخواه

هرگاه  $p(t)$  شکل تناوبی دلخواهی داشته باشد، انتگرال‌های معادله‌های (۲-۴۸) بایستی به صورت عددی محاسبه شوند.

## ۲-۶- سیستم‌های چند درجه آزادی

اگر ویژگی‌های فیزیکی یک سیستم به گونه‌ای باشد که حرکت آن را تنها با یک مولفه بتوان بیان کرد و حرکت دیگری برای آن ممکن نباشد، آنگاه واقعاً سیستم یک درجه آزادی است. به عبارت دیگر تنها یک حرکت مستقل می‌توان برای آن در نظر گرفت و با حل معادله حرکت، پاسخ دینامیکی دقیق آن بدست می‌آید. از سوی دیگر اگر سیستم واقعاً بیش از یک مود تغییرمکانی داشته باشد، در صورتی که حرکت آن را به صورت ساده و یک درجه آزادی در نظر بگیریم، حل معادله حرکت، تنها تقریبی برای رفتار دینامیکی واقعی خواهد بود. کیفیت نتیجه بدست آمده از تقریب یک درجه آزادی به چندین عامل بستگی دارد، که مهمترین آنها عبارتند از توزیع فضایی و تاریخیچه بارگذاری و ویژگی‌های سختی و جرم سازه. اگر ویژگی‌های فیزیکی سیستم به گونه‌ای آن را مقید کند که همان شکل فرض شده به سادگی حرکت کند و اگر بارگذاری به گونه‌ای باشد که پاسخ عمده‌ای در این شکل ایجاد شود، احتمالاً حل سیستم یک درجه آزادی با تقریب خوبی همراه خواهد بود. در غیر اینصورت، رفتار واقعی سیستم شباهت چندانی به پاسخ محاسبه شده نخواهد داشت. یکی از عیب‌های تقریب یک درجه آزادی آن است که ارزیابی اعتبار نتیجه‌های بدست آمده از آن مشکل است. بطور کلی پاسخ یک سیستم چند درجه آزادی را نمی‌توان توسط مدل یک درجه آزادی بیان نمود.

## ۲-۶-۱- تعیین فرکانس‌های ارتعاش

معادله حرکت سیستم نامیرای ارتعاش آزاد را از حذف ماتریس میرایی و بردار بارگذاری در معادله حرکت کلی سیستم می‌توان بدست آورد:

$$\mathbf{m}\ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{k}\mathbf{u} = \mathbf{0} \quad (۴۹-۲)$$

که در آن  $\theta$  بردار صفر است. مساله تحلیل شامل تعیین شرایطی است که شرط تعادل بیان شده بوسیله رابطه (۴۹-۲) را ارضا می‌کند. در مقایسه با سیستم‌های یک درجه آزادی، می‌توان فرض کرد که حرکت ارتعاش آزاد به صورت هماهنگ ساده است و در سیستم چند درجه آزادی به شکل زیر بیان می‌شود؛

$$\mathbf{u}(t) = \hat{\mathbf{u}} \sin(\omega t + \theta) \quad (۵۰-۲)$$

که در رابطه فوق  $\hat{\mathbf{u}}$  بیانگر شکل سیستم است (که با زمان تغییر نمی‌کند و تنها دامنه آن متغیر است) و  $\theta$ ، زاویه فاز را نشان می‌دهد. با دو بار مشتق‌گیری از رابطه ۵۰-۲، شتاب‌های ارتعاش آزاد<sup>۱</sup> به دست می‌آیند.

$$\ddot{\mathbf{u}}(t) = -\omega^2 \hat{\mathbf{u}} \sin(\omega t + \theta) = -\omega^2 \mathbf{u} \quad (۵۱-۲)$$

با جانشانی رابطه‌های (۵۰-۲) و (۵۱-۲) در رابطه (۵۰-۲) داریم:

$$-\omega^2 \mathbf{m}\hat{\mathbf{u}} \sin(\omega t + \theta) + \mathbf{k}\hat{\mathbf{u}} \sin(\omega t + \theta) = \mathbf{0} \quad (۵۲-۲)$$

با حذف جمله سینوسی، می‌توان به صورت زیر بیان نمود.

$$[\mathbf{k} - \omega^2 \mathbf{m}]\hat{\mathbf{u}} = \mathbf{0} \quad (۵۳-۲)$$

رابطه (۵۳-۲) بیان مساله است که به مقادیر ویژه یا مقدار مشخصه<sup>۲</sup> نامیده می‌شود. کمیت‌های  $\omega^2$  مقادیر ویژه هستند که مربع فرکانس‌های ارتعاش آزاد را بدست می‌دهند، در حالی که بردارهای تغییرمکان متناظر  $\hat{\mathbf{u}}$  شکل‌های متناظر ارتعاش سیستم را بیان می‌کنند و شکل‌های بردار ویژه یا مودها<sup>۳</sup> نامیده می‌شوند. با استفاده از دستور کرامر مشخص می‌شود که جواب این مجموعه دستگاه معادلات به شکل زیر است.

$$\hat{\mathbf{u}} = \frac{\mathbf{0}}{\|\mathbf{k} - \omega^2 \mathbf{m}\|} \quad (۵۴-۲)$$

<sup>۱</sup> Accelerations in free vibration

<sup>۲</sup> Eigenvalue or characteristic value problem

<sup>۳</sup> Eigenvectors or mode shapes

بنابراین زمانی جواب غیر صفر خواهد داشت که دترمینان مخرج کسر صفر باشد. به بیان دیگر ارتعاش‌های آزاد با دامنه متنهائی تنها زمانی ممکن است که:

$$\|\mathbf{k} - \omega^2 \mathbf{m}\| = 0 \quad (۵۵-۲)$$

رابطه (۵۵-۲) را معادله فرکانس سیستم<sup>۱</sup> می‌نامند. با بسط این دترمینان در سیستمی با  $N$  درجه آزادی، به معادله جبری درجه  $N$ ام با پارامتر فرکانس  $\omega^2$  خواهیم رسید. تعداد  $N$  ریشه این معادله نشان‌دهنده فرکانس‌های  $N$  مد ارتعاشی سیستم هستند که در سیستم می‌توانند بوجود آیند. هر مد دارای یک فرکانس می‌باشد. اساس روش معمولی برای تحلیل سازه‌ها، استفاده از اصل روی هم گذاری<sup>۲</sup> پاسخ هر یک از مدها و ترکیب آنها می‌باشد. در تحلیل، ما  $N$  تا معادله دیفرانسیل کوپل شده خواهیم داشت، که می‌توان آنها را با  $N$  معادله غیر کوپل جایگزین نماییم. فرکانس‌های طبیعی و شکل مدها برای سازه موجود می‌باشند. خلاصه تحلیل مودال برای سیستم‌های خطی به صورت زیر می‌باشد:

۱) حل مسئله مقادیر ویژه نامیرا، که می‌توان فرکانس‌های تشدید و شکل مدها را با استفاده از آنها مورد بررسی قرار داد (مقادیر ویژه و بردارهای ویژه).

۲) استفاده از بردارهای ویژه برای جداسازی<sup>۳</sup> یا قطری نمودن دستگاه معادلات کوپل شده، سپس حل  $n$  معادله غیر کوپل به صورت سیستم یک درجه آزادی به جای حل دستگاه  $n$  معادله کوپل. در واقع در این مرحله سیستم  $n$  درجه آزادی به  $n$  تا سیستم یک درجه آزادی تبدیل می‌شود.

۳) محاسبه تاثیر هر یک از مدهای مختلف در پاسخ سیستم. در این مرحله می‌توان برای کاهش حجم محاسبات، مدهایی که تاثیر کمی در پاسخ دارند را از معادلات حذف نمود. بنابراین با انجام یک تحلیل مودال، برای یک سیستم  $N$  درجه آزادی،  $N$  ریشه از حل معادله فرکانس بدست خواهد آمد. مدی که کوچکترین فرکانس را دارد، مد اول، فرکانس بزرگتر بعدی را مد دوم و ... می‌نامند. برداری را که شامل دنباله‌ای متشکل از همه بسامدهای مدی باشد، بردار فرکانس  $\omega$  می‌نامند:

<sup>1</sup> Frequency equation of the system

<sup>2</sup> Superposition

<sup>3</sup> Uncouple

$$\boldsymbol{\omega} = \begin{Bmatrix} \omega_1 \\ \omega_2 \\ \omega_3 \\ \vdots \\ \omega_N \end{Bmatrix} \quad (56-2)$$

برای ماتریس‌های جرم و سختی معین مثبت، متقارن و حقیقی در سازه‌های پایدار می‌توان ثابت کرد که همه ریشه‌های معادله فرکانس حقیقی و مثبت هستند.

### ۲-۶-۲- تحلیل شکل مدهای ارتعاش

پس از تعیین فرکانس‌های ارتعاش از معادله (۵۵-۲)، معادلات حرکت را به صورت زیر می‌توان بیان نمود:

$$\tilde{\mathbf{E}}^{(n)} \hat{\mathbf{u}}_n = \mathbf{0} \quad (57-2)$$

که

$$\tilde{\mathbf{E}}^{(n)} = \mathbf{k} - \omega_n^2 \mathbf{m} \quad (58-2)$$

از اینرو،  $\tilde{\mathbf{E}}^{(n)}$  ماتریسی است که تفریق  $\omega_n^2 \mathbf{m}$  از ماتریس سختی حاصل شده است. از آنجایی که این ماتریس به فرکانس بستگی دارد، برای هر یک از مدها متفاوت است. رابطه (۵۷-۲) عیناً ارضا شده است، زیرا فرکانس‌ها را براساس همین شرط محاسبه کرده‌اند؛ بنابراین دامنه ارتعاشات مبهم است. اما شکل سیستم ارتعاشی را با حل همه تغییرمکان‌ها بر حسب هر یک از مولفه‌ها می‌توان بدست آورد. بدین منظور فرض می‌شود که نخستین عنصر بردار تغییرمکان دامنه واحد دارد؛ یعنی،

$$\begin{Bmatrix} \hat{u}_{1n} \\ \hat{u}_{2n} \\ \hat{u}_{3n} \\ \vdots \\ \hat{u}_{Nn} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 1 \\ \hat{u}_{2n} \\ \hat{u}_{3n} \\ \vdots \\ \hat{u}_{Nn} \end{Bmatrix} \quad (59-2)$$

در واقع نسبت بین بردارها جابجایی مدی مهم می‌باشد، نه مقدار آنها. آنگاه رابطه (۵۷-۲) را به صورت زیر می‌توان بسط داد.

$$\begin{bmatrix} e_{11}^{(n)} & \vdots & e_{12}^{(n)} & e_{13}^{(n)} & \dots & e_{1N}^{(n)} \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ e_{21}^{(n)} & \vdots & e_{22}^{(n)} & e_{23}^{(n)} & \dots & e_{2N}^{(n)} \\ e_{31}^{(n)} & \vdots & e_{32}^{(n)} & e_{33}^{(n)} & \dots & e_{3N}^{(n)} \\ \dots & \vdots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ e_{N1}^{(n)} & \vdots & e_{N2}^{(n)} & e_{N3}^{(n)} & \dots & e_{NN}^{(n)} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} 1 \\ \dots \\ \hat{u}_{2n} \\ \hat{u}_{3n} \\ \dots \\ \hat{u}_{Nn} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ \dots \\ 0 \\ 0 \\ \dots \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (۶۰-۲)$$

که دامنه تغییرمکان، مجهول آن فرض شده است. برای سادگی رابطه (۶۰-۲) را به طور نمادی زیر می‌توان بیان نمود:

$$\begin{bmatrix} \hat{e}_{11}^{(n)} & \hat{\mathbf{E}}_{10}^{(n)} \\ \hat{\mathbf{E}}_{01} & \hat{\mathbf{E}}_{00} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} 1 \\ \hat{\mathbf{u}}_{0n} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (۶۱-۲)$$

و از آن نتیجه می‌شود که:

$$\tilde{\mathbf{E}}_{11}^{(n)} + \tilde{\mathbf{E}}_{10}^{(n)} \hat{\mathbf{u}}_{0n} = \mathbf{0} \quad (۶۲-۲)$$

بعلاوه،

$$\hat{e}_{11}^{(n)} + \hat{\mathbf{E}}_{10}^{(n)} \hat{\mathbf{u}}_{0n} = 0 \quad (۶۳-۲)$$

دامنه‌های تغییرمکان را از رابطه (۶۳-۲) به طور همزمان می‌توان تعیین نمود.

$$\hat{\mathbf{u}}_{0n} = -(\hat{\mathbf{E}}_{00}^{(n)})^{-1} \hat{\mathbf{E}}_{01}^{(n)} \quad (۶۴-۲)$$

باید توجه داشت که مساوی یک قرار دادن نخستین عنصر بردار تغییرمکان، همواره عاقلانه نیست. اگر عنصر واحد مربوط به یکی از دامنه‌های تغییرمکان بزرگتر باشد، دقت عددی بهبود خواهد یافت. بردار حاصل را شکل مد  $n$ ام  $\phi_n$  می‌نامند.

$$\phi_n = \begin{Bmatrix} \phi_{1n} \\ \phi_{2n} \\ \phi_{3n} \\ \vdots \\ \phi_{Nn} \end{Bmatrix} \equiv \frac{1}{\hat{v}_{kn}} \begin{Bmatrix} 1 \\ \hat{v}_{2n} \\ \hat{v}_{3n} \\ \vdots \\ \hat{v}_{Nn} \end{Bmatrix} \quad (۶۵-۲)$$

که در آن  $\hat{v}_{kn}$  مولفه مرجع می‌باشد که در اینجا به عنوان نخستین مولفه اختیار شده است.



مراجع:

1. *Bathe, K.-J. 1982. Finite Element Procedures in Engineering Analysis, Prentice-Hall, New York.*
2. *Chopra, A.N. 2001. Dynamics of Structures, 2nd ed., Prentice-Hall, New York.*
3. *Clough, R.W. and Penzien, J. 1975. Dynamics of Structures, McGraw-Hill, New York.*
4. *Wilson E.L., der Kiureghian A., Bayo E.R. (1981) A replacement for the SRSS method in seismic analysis. Earthquake Engng Struct. Dyn., 9, 187–194.*
5. *Harris, C.M. 1988. Shock and Vibration Handbook, McGraw-Hill, New York.*
6. *Chen, W.F. & Scawthorn C. 2002 - Earthquake Engineering Handbook,*
7. *Hughes, T.J.R. 1987. The Finite Element Method, Linear Static and Dynamic Finite Element Analysis, Prentice-Hall, New York.*
8. *M Paz. 1985. Structural Dynamics (2nd ed.). New York: Van Nostrand,*
9. *Tuma, J.J. and Cheng, F.Y., Dynamics Structural Analysis, McGraw-Hill, Inc., New York, 1987.*

## فصل ۳ - پارامترهای موثر در پاسخ سازه‌ها

### ۳-۱- کلیات

هدف این فصل بیان اصطلاحات و پارامترهای اساسی در ارتباط با پاسخ سازه‌هاست، که در بحث‌های مربوط به مهندسی زلزله، مورد بررسی قرار می‌گیرند. سه پارامتر اساسی در تعیین پاسخ سازه‌ها در برابر زلزله وجود دارد که عبارتند از: سختی، مقاومت و شکل‌پذیری<sup>۱</sup>. هر سه عامل یاد شده بایستی تماماً در یک سازه حضور داشته باشند. در صورتی که مقدار هر یک از این عوامل در سازه کم باشد، بایستی دو پارامترهای بعدی کمبود عامل دیگر را جبران کنند. در برابر زلزله‌های سطح بهره‌برداری، که تعداد آنها در طول عمر مفید سازه زیاد بوده و سازه بایستی بدون هیچ خسارات مالی و جانی در برابر زلزله باقی بماند، سختی پارامتر حاکم و تعیین کننده می‌باشد. لیکن در برابر زلزله‌های متوسط، برای کنترل رفتار غیرخطی و حدود خرابی سازه، مقاومت عامل تعیین کننده می‌باشد. در نهایت برای جلوگیری از خرابی و ناپایداری سازه در حین زلزله‌های شدید، شکل‌پذیری عامل تعیین کننده است. مواد و مصالح، مقاطع، اتصالات و مشخصات سیستم سازه‌ای بایستی قادر به تامین هر سه عامل سختی، مقاومت و شکل‌پذیری در سازه باشند که در این فصل به آنها اشاره خواهد شد. در نهایت این فصل با بررسی اثر دو عامل مهم اضافه مقاومت و میرایی<sup>۲</sup> بر رفتار سازه به پایان خواهد رسید.

### ۳-۲- چهارچوب کلی

#### ۳-۲-۱- تعاریف

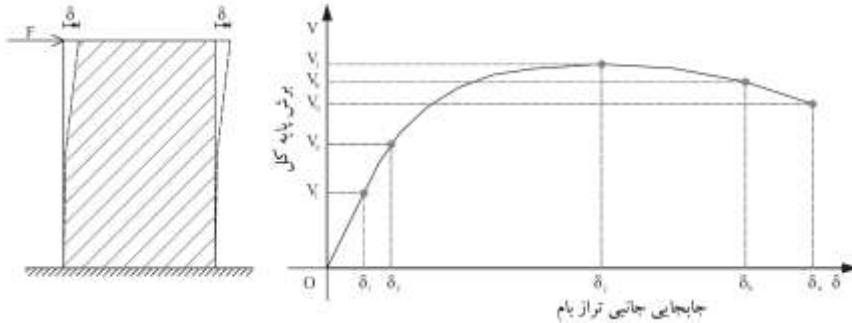
روش‌های طراحی در اکثر آیین‌نامه‌های فعلی مانند استاندارد ۲۸۰۰ بر اساس مقاومت می‌باشد، در حالیکه تحقیقات نشان می‌دهد که افزایش مقاومت در حالت کلی باعث کاهش خسارت نشده و ایمنی را افزایش نمی‌دهد. در نگرش جدیدی که در سال‌های اخیر به طور جدی برای طراحی مقاوم لرزه‌ای مطرح شده است، تاکید بر رفتار سازه، جایگزین تاکید بر مقاومت شده است. در دو

<sup>1</sup> *Stiffness, Strength and Ductility*

<sup>2</sup> *Overstrength and damping*

پارامترهای موثر در پاسخ سازه‌ها

دهه اخیر سال اخیر با درک این موضوع که افزایش مقاومت لزوماً به معنای افزایش ایمنی یا کاهش خطر نیست به پدیده رفتار سازه، با دید جدیدی نگریسته می‌شود.



شکل ۱-۳ منحنی پاسخ سازه در معرض بار افقی

- ✓ سختی: به توانایی یک عضو یا ترکیبی از اعضا، برای ایستادگی در برابر تغییر شکل‌ها<sup>۱</sup> (مانند شکل ۱-۳)، سختی گفته می‌شود. با توجه به شکل، نرخ تغییر شکل سازه در برابر بار اعمال شده، میزان سختی سازه را مشخص می‌کند. بنابراین سختی یک کمیت ثابت نیست. در شکل ۱-۳ سختی  $K_i$  برابر با میزان سختی عضو متناظر با تغییر شکل  $\delta_i$  سیستم است که منجر به ایجاد برش پایه  $V_i$  می‌شود. در صورتی که شیب منحنی برای تعیین سختی در نظر گرفته شود، به آن، سختی مماسی<sup>۲</sup> و در صورتی که بار و جابجایی کلی برای تعیین سختی در نظر گرفته شود، به آن سختی سکانتی<sup>۳</sup> گفته می‌شود.
- ✓ مقاومت: به ظرفیت عضو یا ترکیبی از اعضا، برای مقاومت در برابر بارهای اعمال شده گفته می‌شود. مقاومت نیز دارای مقدار ثابتی نیست. با توجه به شکل ۱-۳،  $V_k$  و  $V_j$  ظرفیت سازه متناظر با تغییر شکل‌های  $\delta_k$  و  $\delta_j$  هستند. مقدار  $V_y$  تحت عنوان مقاومت تسلیم<sup>۴</sup> متناظر با جابجایی تسلیم  $\delta_y$  می‌باشد.
- ✓ شکل پذیری: به توانایی عضو یا اعضای موجود در سیستم، برای پذیرش جابجایی، در خارج از محدوده ارتجاعی، (مانند شکل ۱-۳) می‌باشد. شکل پذیری به صورت نسبت بین حداکثر مقدار تغییر شکل  $\delta_u$  به تغییر شکل متناظر با جابجایی تسلیم  $\delta_y$  گفته شده و با حرف  $\mu$  نمایش داده می‌شود ( $\mu = \frac{\delta_u}{\delta_y}$ ).

<sup>1</sup> Deformations

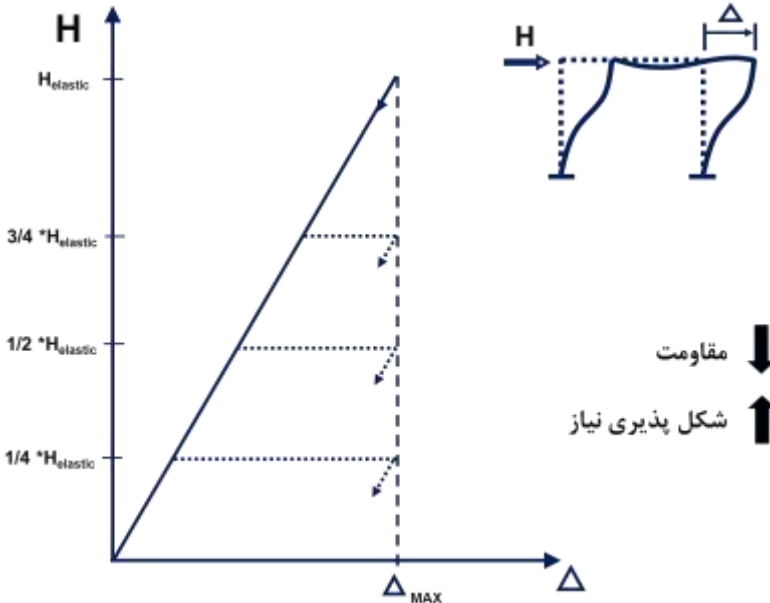
<sup>2</sup> Tangent value

<sup>3</sup> Secant value

<sup>4</sup> Yield strength

- ✓ نیاز<sup>۱</sup>: به عمل یا تغییر شکل یک عضو یا ترکیبی از اعضا وقتی تحت تحریک زلزله قرار می‌گیرد گفته می‌شود. نیاز برای سازه مقدار ثابتی نبوده و در حین پاسخ‌های غیر خطی سازه تغییر کرده و به مشخصات سازه بستگی دارد.
- ✓ ظرفیت<sup>۲</sup>: به ظرفیت عمل یا تغییر شکل یک عضو یا ترکیبی از اعضا وقتی تحت تحریک زلزله قرار می‌گیرد گفته می‌شود. در واقع مقدار پاسخ سازه در برابر طلب را بیان می‌کند و ممکن است به طور پیوسته با تغییر در مشخصات غیرخطی سازه و جنبش زمین تغییر می‌کند. برای سیستم‌های غیرخطی<sup>۳</sup>، ظرفیت و نیاز با هم همبسته هستند. همانطور که از شکل ۲-۳ پیداست، در صورتی که بخواهیم سازه در حوزه ارتجاعی باقی بماند بایستی بتواند به میزان  $H_{elastic}$  نیرو را تحمل نماید. این سطح نیروی تحمل شده توسط سازه برابر با میزان جابجایی برابر  $\Delta_{max}$  است. حال به هر علتی ظرفیت سازه کمتر از مقدار مورد نیاز برای باقی ماندن در حوزه ارتجاعی باشد، به ناچار وارد حوزه خمیری می‌شود. با در نظر گرفتن همان جابجایی قبلی، در صورتی که میزان ظرفیت سازه را  $0/5$ ،  $0/75$  و  $0/25$  مقدار نیروی مورد نیاز برای باقی ماندن در حوزه ارتجاعی در نظر بگیریم، دیده می‌شود که بایستی برای سازه شکل‌پذیری بالاتری را تامین نماییم و این شکل‌پذیری برای ظرفیت‌های پایین افزایش می‌یابد. ایجاد شکل‌پذیری در سازه عمدتاً توسط دتایل‌های اجرایی بدست می‌آید. لیکن پیکربندی سازه می‌تواند نقش قابل ملاحظه‌ای در شکل‌پذیری سازه ایفا نماید. به عنوان یک نتیجه‌گیری می‌توان گفت در صورتی که مقاومت نزول نماید، بایستی شکل‌پذیری زیاد شود.

<sup>1</sup> Demand<sup>2</sup> Supply<sup>3</sup> Inelastic systems



شکل ۲-۳ رابطه بین شکل‌پذیری و مقاومت

عدم قطعیت‌ها در تعیین کمی تقاضای سازه در زمین‌لرزه به عوامل زیر بستگی دارد.

۱- مشکلات تخمین تحریکات لرزه‌ای بحرانی در ساختگاه، در طول عمر مفید سازه (یعنی فقدان جنبش شدید قطعی و نیز ترکیب بار بحرانی).

۲- اشکال در مدلسازی سیستم خاک-پی-روسازه-اجزای غیرسازه‌ای و اندرکنش اجزای درونی آنها به هنگام وقوع زمین‌لرزه طرح (یعنی انتخاب صحیح مدل‌های ریاضی جهت تحلیل رفتار).

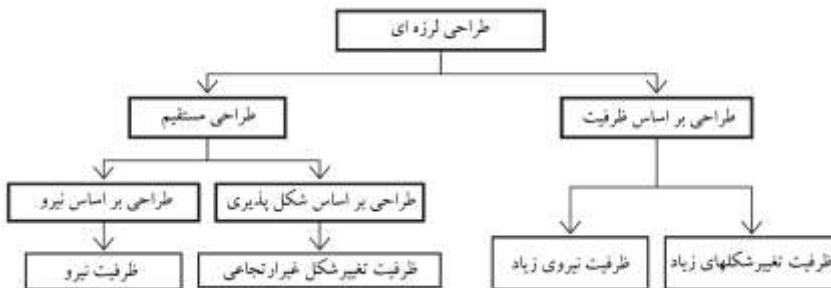
۳- مشکلات تخمین نیروهای داخلی، تغییرشکل‌ها، تنش‌ها و کرنش‌های ایجاد شده در مدل بطوریکه نزدیک به واقعیت باشد (عدم دقت در تحلیل سازه و سیستم و تحلیل تنش)

۴- مشکلات تخمین ظرفیت‌های واقعی سختی، مقاومت، پایداری و ظرفیت جذب و اتلاف انرژی (یعنی رفتار پسماند واقعی) در کل سیستم (تقاضا در بسیاری مواد متأثر از خصوصیات رفتاری سیستم است).

ظرفیت یک ساختمان نه تنها شامل ظرفیت سیستم سازه‌ای آن است بلکه در برگیرنده اندرکنش سیستم سازه‌ای با خاک، پی و اجزای غیرسازه‌ای است. صرف‌نظر کردن از این اندرکنش‌ها در انتخاب خصوصیات عددی برای طرح سازه می‌تواند منجر به ارزیابی غیرواقعی خواسته‌ها و در نتیجه طرح نهایی ضعیفی برای سیستم ساختمانی شود.

### ۳-۲-۲- مقاومت در برابر شکل پذیری

روش‌های سنتی طراحی لرزه‌ای سازه‌ها، براساس مقاومت می‌باشد. بدین ترتیب که با اعمال یک نیروی برش پایه براساس وزن سازه در پایین‌ترین تراز و توزیع آن بین طبقات، ظرفیت کافی برای مقابله با این نیرو در اعضا ایجاد می‌شود. در طی ۲۰ تا ۳۰ سال گذشته گرایش‌هایی برای جانمایی شکل‌پذیری (یا ظرفیت تغییر شکل‌های غیرارتجاعی) بجای مقاومت (یا ظرفیت نیرو) بوجود آمده است. در روش اخیر نیاز به شناخت نیازهای لرزه‌ای می‌باشد. در صورتی که طراحی به صورت شکل پذیر انجام شود، مصالح مصرفی با وزن کمتر مورد استفاده قرار می‌گیرند. همچنین در صورتی که از سیستمی که دارای شکل‌پذیری مناسبی باشد استفاده گردد، سیستم سازه‌ای سبکتر خواهد بود لیکن اجرای سازه نیاز به نیروی ماهرتری دارد و به عبارت دیگر اجرای این نوع سیستم‌ها مشکل‌تر است. راه دیگر برای طراحی سیستم مقاوم لرزه‌ای، استفاده از روش طراحی بر اساس ظرفیت است (شکل ۳-۳). برای بهینه نمودن پاسخ سیستم، طراحی ظرفیت برای سیستم‌های سازه‌ای که دارای ظرفیت باربری زیاد<sup>۱</sup> و اعضایی که دارای ظرفیت تغییر شکل‌های غیرارتجاعی هستند، به کار می‌رود. این امر تنها با شناخت مکانیزم‌های شکست، امکان پذیر است. نقطه مقابل طراحی ظرفیت، طراحی مستقیم<sup>۲</sup> است. طراحی مستقیم شامل طراحی بر اساس مقاومت و طراحی بر اساس شکل‌پذیری است. لیکن طراحی ظرفیت بر اساس هر دو روش مقاومت و شکل‌پذیری است.

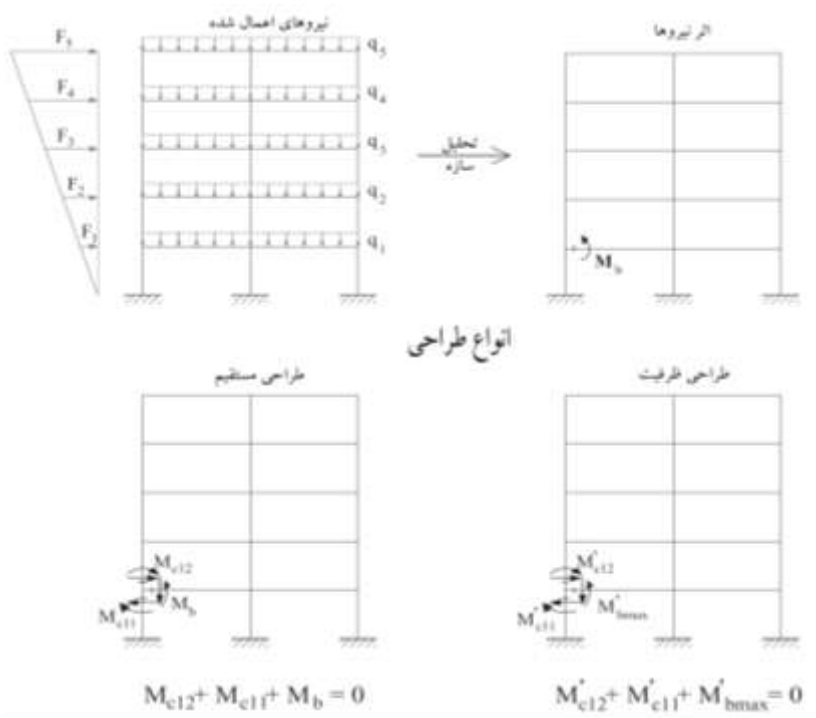


شکل ۳-۳ روش‌های مختلف طراحی لرزه‌ای

تفاوت‌های اصلی دو روش طراحی ظرفیت و طراحی مستقیم در شکل ۳-۴ نشان داده شده است.

<sup>1</sup> High load capacity

<sup>2</sup> Direct design



شکل ۳-۴ مقایسه بین طراحی مستقیم و طراحی ظرفیت

در اثر اعمال بارهای ثقیلی (بارهای مرده، زنده، برف و ...) و بارهای جانبی (زلزله، باد و ...) سازه تحلیل شده و حداکثر اثرهای این بارها معلوم می‌باشد. در روش مستقیم، تمام نیروهای طراحی از ترکیب‌های بار استاتیکی و بارهای زلزله<sup>۱</sup> بدست می‌آیند. در حالی که در طراحی ظرفیت، از یک سری اعمال، که نمایش دهنده ظرفیت نهایی<sup>۲</sup> اعضا، نواحی و یا مکانیزم‌های جذب انرژی می‌باشد، استفاده می‌شود. در شکل نمایش داده شده،  $M_b$  و  $M_{c11}$ ،  $M_{c12}$ ، به ترتیب لنگرهای بدست آمده در دو ستون و تیر متصل به آنها، در اثر بارهای اعمال شده هستند. همچنین  $M_{bmax}$  حداکثر ظرفیت تیر در حالت روش طراحی تیر ضعیف و ستون قوی<sup>۳</sup> می‌باشد که مستقل از تحلیل می‌باشد. لنگرهای طراحی  $M'_{c11}$  و  $M'_{c12}$  برابر با حاصل ضرب  $M_{c11}$  و  $M_{c12}$  در نسبت  $M_{bmax} / M_b$  هستند.

<sup>1</sup> Combination of static and seismic loads

<sup>2</sup> Ultimate capacity

<sup>3</sup> Weak-beam strong-column design approach

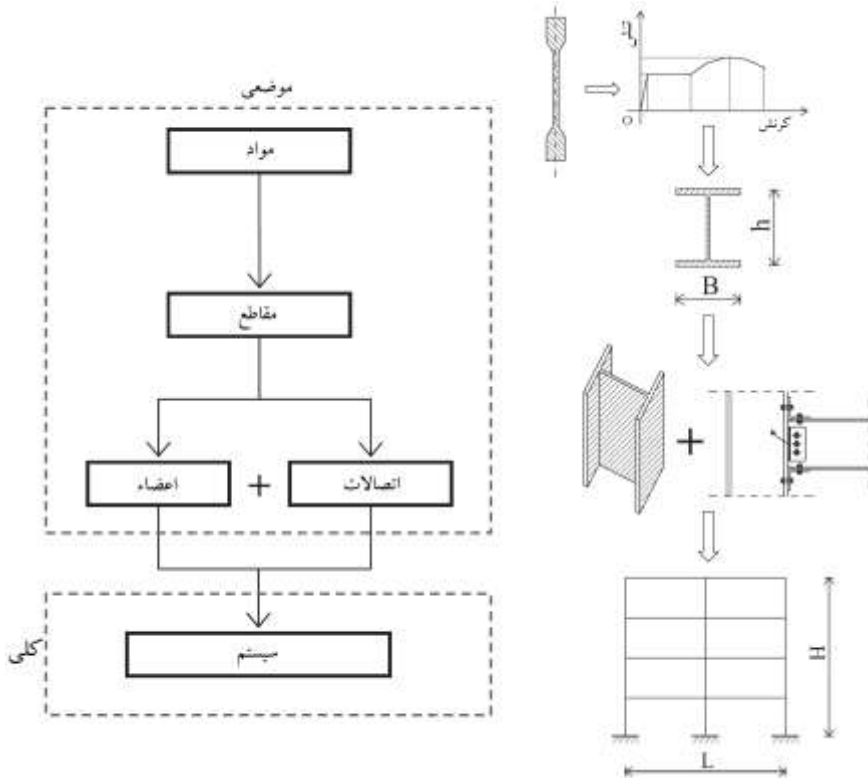
### ۳-۲-۳- عضو در مقابل سیستم مورد بررسی

در سال‌های اخیر برای بررسی رفتار سیستم‌ها در برابر زلزله کل پاسخ سیستم در نظر گرفته می‌شود. در گذشته به منظور طراحی لرزه‌ای فرض بر آن بود که، اعضا برای بارهای مرده، زنده و بار افقی معادل زلزله به صورت مجزا، مانند شکل ۳-۴ بر سازه قرار می‌گیرید. اندرکنش بین عضو و سیستم در مهندسی زلزله پیچیده می‌باشد ولی برای تعیین و درک موثر طراحی لرزه‌ای مورد نیاز است. روابط سلسله مراتبی پاسخ‌های موضعی و کلی سازه در شکل ۳-۵ نشان داده شده است که برای در نظر گرفتن سه عامل مقاومت، سختی و شکل‌پذیری قابل بیان است. در واقع کمیت‌های بیان شده روابطی بین واکنش‌های موضعی و کلی سازه هستند که فقط با ایده‌آل سازی شرایط و ساده سازی می‌توان آنها را بکار برد. درک کیفی اندرکنش موضعی و کلی، و کاربرد آن در حالات ویژه، از عوامل ضروری و پایه در کنترل عملکرد سازه در برابر زلزله<sup>۱</sup> است. تسلیم یک عضو یا اعضای بیشتر در حین بارهای اعمال شده، لزوماً بیان‌کننده یک حالت حدی، برای سیستم نیست. به عبارتی با رسیدن یک عضو به حد جاری شدن نمی‌توان آن را به عنوان حدی برای تسلیم شدن کل سازه در نظر گرفت. زنجیری که پاولی و پریستلی<sup>۲</sup> برای بیان و توضیح فلسفه طراحی ظرفیت ارائه دادند، ابزار مناسبی برای درک این مطلب است.

<sup>1</sup> Seismic performance

<sup>2</sup> Paulay and Priestley (1992)



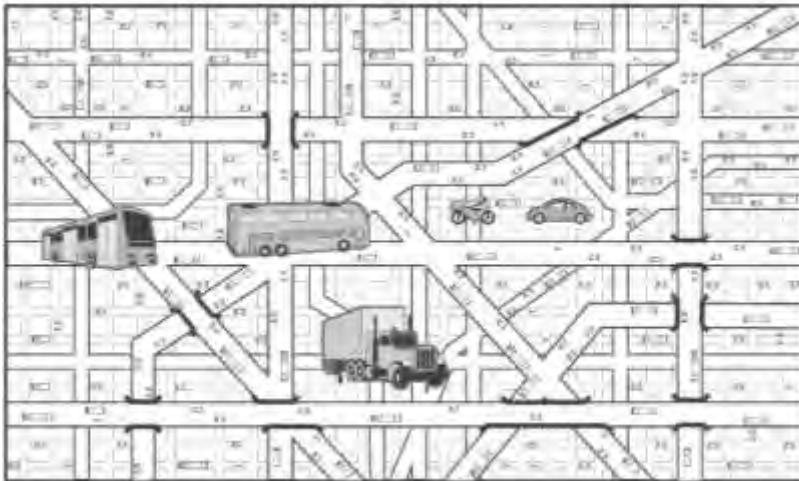
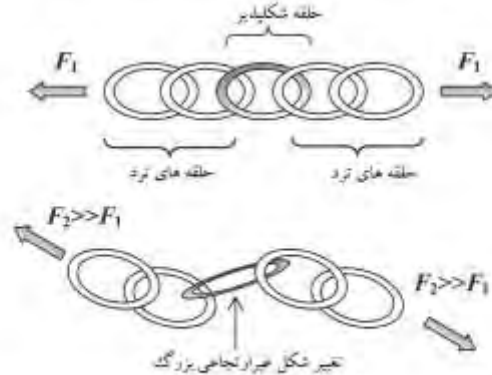


شکل ۳-۵ روابط سلسله مراتبی پاسخ‌های محلی و کلی سازه

یک زنجیره برای بیان خصوصیات پیچیده پاسخ سازه تحت بارهای زلزله ناکافی است. در زنجیره نشان داده شده در شکل ۳-۶ دیده می‌شود که یکی از حلقه‌ها شکل‌پذیر بوده و در حین کشیده شدن تغییرشکل‌های قابل توجهی در آن ایجاد شده و وارد ناحیه غیرارتجاعی می‌شود. لیکن بقیه قسمت‌ها که دارای حالت ترد می‌باشند، در حین بارگذاری از ناحیه ارتجاعی فراتر نمی‌روند. این فلسفه برای طراحی سیستم‌های شکل‌پذیر مورد استفاده قرار می‌گیرد. در این حالت به صورت هدایت شده، خرابی و مفصل‌های پلاستیک در برخی نقاط شکل‌پذیر قرار می‌گیرند. استفاده از اتصالات تیر به ستون با مقطع کاهش یافته یا سیستم‌های مهاربندی و اگر نمونه‌هایی از این فلسفه طراحی هستند که در آنها سعی می‌شود تا ستون‌ها که حمل‌کننده بارهای ثقلی سازه می‌باشند، در ناحیه ارتجاعی باقی بمانند و حتی‌الامکان، مفصل پلاستیک در تیر ایجاد شود. یک شبکه حمل و نقل را برای توصیف و درک بصری رفتار لرزه‌ای سازه‌ها مانند شکل ۳-۶ در نظر بگیرید. سیستم ترابری نشان داده شده، ترکیبی از مدهای شکست<sup>۱</sup> که ممکن است در سیستم سازه‌ای ایجاد شود

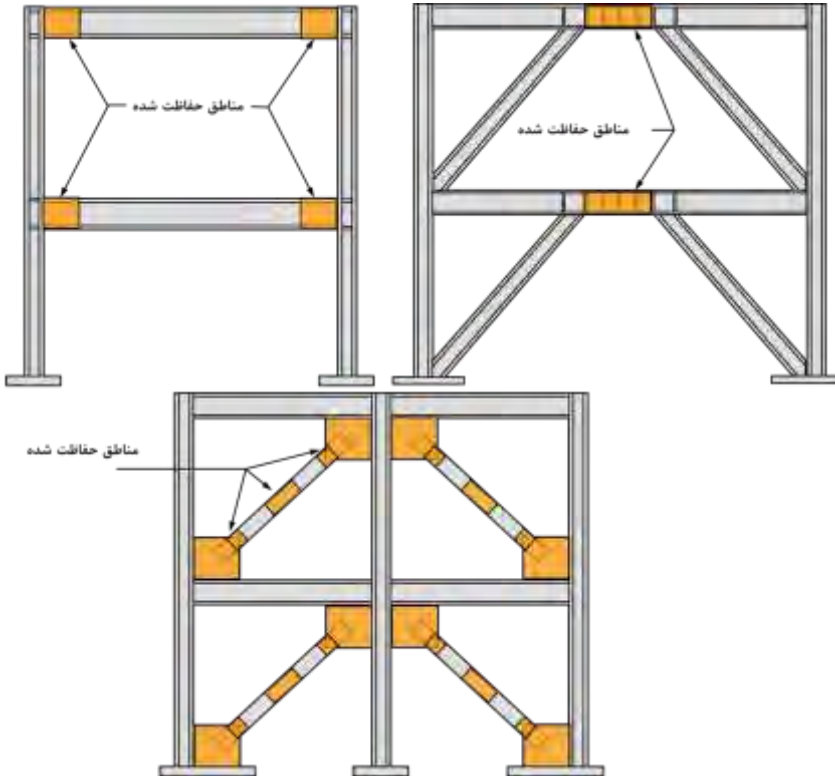
<sup>1</sup> Failure modes

را نشان می‌دهد. این شکل در واقع تصویری از آنچه در حین زلزله ممکن است برای یک سازه ایجاد شود را به صورت شماتیک نشان می‌دهد. به عنوان مثال مسیر بار (جهت جریان ترافیک)، ظرفیت (حداکثر ظرفیت جریان یک مسیر) و باز توزیع مجدد نیروها در ناحیه پلاستیک (احتمال اینکه مسیرهای مختلف در حالت ترافیک با تراکم بالا قرار گیرند) در مدل شبکه ترافیک ارائه شده ظرفیت راه‌ها برای حمل ترافیک، حاکی از ظرفیت اعضای سازه هستند.



شکل ۳-۶ شبیه سازی طراحی ظرفیت، زنجیر (شکل بالا) در برابر سیستم شبکه (شکل پایین) در شبکه ترابری عنوان شده در فوق برخی از نقاط به صورت مصنوعی، دارای مانع می‌باشند، تا جریان ترافیک (مسیر بار) در آنها به صورت کنترل شده قرار گیرد. شبکه ترابری نشان داده شده ترکیب‌های سری و موازی از حالات خرابی که ممکن است در سازه اتفاق بافتد را نشان می‌دهد. در شکل ۳-۷ برخی از مناطق سازه‌های فولادی با سیستم‌های لرزه‌بر مختلف که در آنها انتظار رفتار غیرخطی وجود دارد نشان داده شده است. این مناطق که در واقع نقش حلقه شکل‌پذیر

زنجیر اشاره شده در قبل را بازی می‌کنند، بایستی به نحو شایسته‌ای حفاظت شوند تا منحنی هیستریزیس حاصل از این مناطق پایدار بوده و میزان جذب انرژی بالا رود. در شکل ۳-۸ نمونه‌ای از کمانش موضعی ایجاد شده در این حقله شکل‌پذیر نشان داده شده است که به سبب ایجاد این کمانش قدرت جذب انرژی آن کاهش می‌یابد.



شکل ۳-۷ برخی نقاط حفاظت شده که در آنها انتظار رفتار غیرخطی وجود دارد



شکل ۳-۸ کمانش موضعی در مکانی که انتظار رفتار غیرارتجاعی وجود دارد

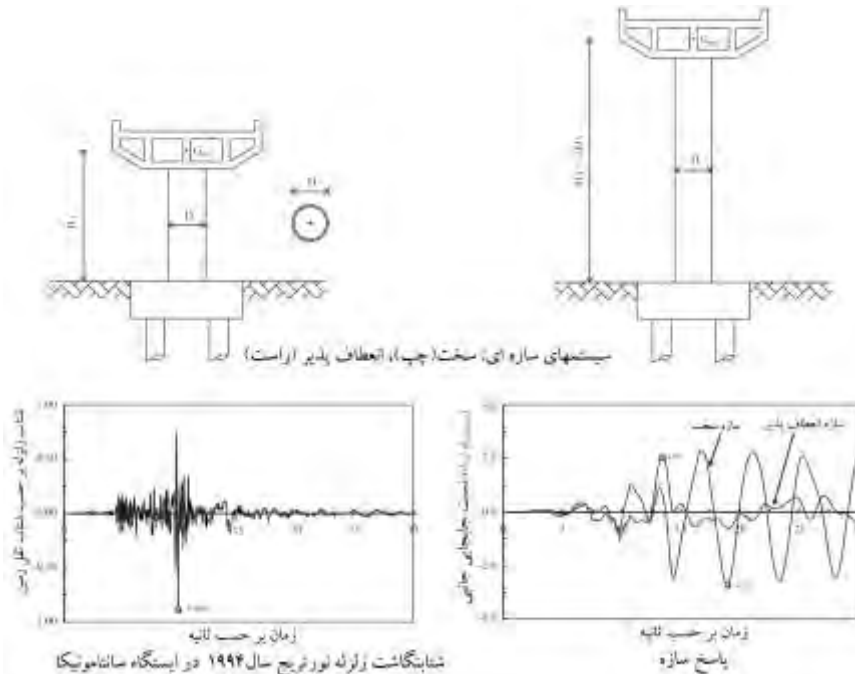
### ۳-۲-۴- طبیعت اثرات زلزله

برخلاف بسیاری از بارهای دینامیکی (مثل بار باد) که بر سازه‌ها اثر می‌کنند، جنس بارهای زلزله از نوع بارهای خارجی نیست و در اثر جابجایی سازه در جرم آنها ایجاد می‌شود. بنابراین دو سازه که بر روی یک نوع خاک قرار دارند، در حین زلزله دارای عملکردها و نیازهای متفاوتی هستند که به جرم، سختی، مقاومت و شکل پذیری آنها بستگی دارد. بایستی به این نکته توجه داشت که مقدار میرایی و دوره تناوب سازه، پارامترهای اساسی نیستند. زیرا که دوره تناوب تابعی از جرم و سختی (بعلاوه مقاومت در ناحیه غیرارتجاعی) و منبع اصلی میرایی در سیستم‌های سازه‌ای، انرژی جذب شده<sup>۱</sup> در حین تغییرشکل‌های غیر ارتجاعی است. لیکن افزایش سختی همیشه در جهت اطمینان نیست. به عنوان یک مثال، شکل ۳-۹ را در نظر بگیرید که در آن دو سازه یک درجه آزادی نشان داده شده است. سازه کوتاه دارای دوره تناوب کم و سخت بوده و سازه بلند دارای دوره تناوب بزرگتری است. در شکل پایین شتابنگاشت زلزله نورتریج<sup>۲</sup> در سال ۱۹۹۴ که در ایستگاه سانتامونیکا به ثبت رسیده است، نشان داده شده است. هر یک از این دو سازه سخت و انعطاف پذیر تحت این دو شتابنگاشت قرار گرفته و پاسخ تغییرمکانی هر یک از این دو سیستم در شکل سمت راست نشان داده شده است. دیده می‌شود که سیستم انعطاف پذیر (با دوره تناوب

<sup>1</sup> Energy absorption

<sup>2</sup> Northridge

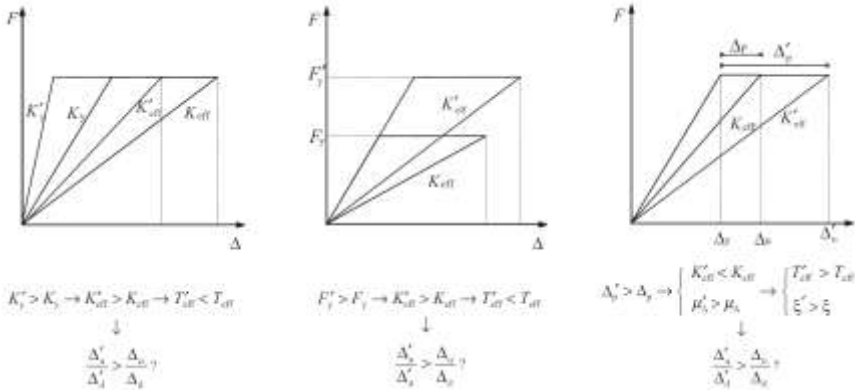
بلندتر) دارای تغییرشکل‌های کمتری در حین زلزله می‌باشد. به عبارت دیگر سیستم سخت با زمین حرکت می‌کند در حالی که سیستم انعطاف پذیر فرصت کافی برای همفاز شدن با حرکت زمین را ندارد. به عنوان مثال وقتی که حرکت زمین چپ به راست است، جرم سیستم در حال حرکت از راست به چپ است.



شکل ۳-۹- مقایسه پاسخ دو سیستم یک درجه آزادی با مشخصات دینامیکی مختلف

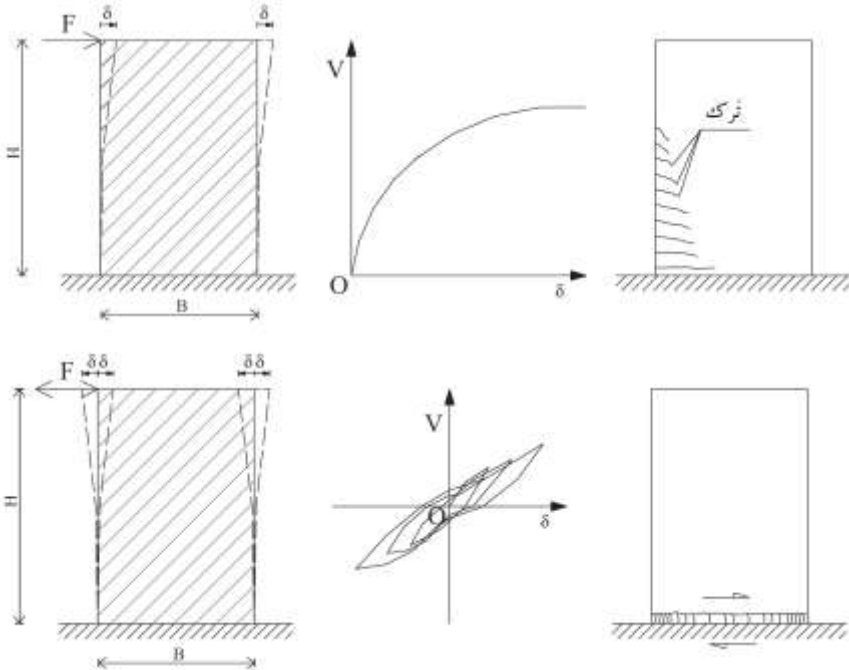
### ۳-۲-۵- کمیت‌های اساسی پاسخ

سختی و مقاومت همیشه به یکدیگر وابسته نیستند. لیکن برای اعضای سازه‌ای تک عضوی (مثلاً فقط قاب، فقط خرپا و یا فقط دیوار) سختی و مقاومت با یکدیگر متناسب هستند. به‌رحال بررسی این حالات را می‌توان برای زمانی که سختی و مقاومت وابسته نیستند تعمیم داد. یک مثال ساده برای تجزیه اثر سختی و مقاومت در شکل ۳-۱۰ نشان داده شده است (Elnashai, 1992). یک سازه که توسط روش مستقیم (مقاومت و یا حتی شکل پذیری) طراحی شده است برای تبدیل به طراحی ظرفیت، بدون نیاز به تغییر در توزیع سختی، نیاز به تغییر در توزیع مقاومت دارد.



شکل ۳-۱۰ توصیف اثر سختی، مقاومت و تغییرات شکل پذیری بر پاسخ سیستم

روش‌های دیگری نیز وجود دارند که کلاً واقع بینانه می‌باشند (Elnashai and Pinho, 1998). مثال دیگر یک قاب بتنی همراه با دیوار برشی می‌باشد که تغییر در نسبت دیوار یک طبقه، باعث تغییر در سختی و مقاومت می‌شود. در این کتاب سه کمیت اصلی، سختی، مقاومت و شکل پذیری برای بیان پاسخ لرزه‌ای سازه مورد توجه قرار می‌گیرد. مثال دیگر در بیان عدم ثابت بودن مقاومت، می‌توان به مدهای مختلف شکست در سازه‌های مشابه اشاره نمود. در شکل ۳-۱۱ دو سازه بتن مسلح تحت دو نوع رژیم بارگذاری مختلف قرار گرفته است نشان داده شده است.



شکل ۳-۱۱ دو سازه بتن مسلح تحت دو نوع رژیم بارگذاری مختلف

اولین رژیم بارگذاری به صورت یکنوا<sup>۱</sup> و بارگذاری بعدی به صورت تناوبی<sup>۲</sup> می‌باشد. در حالی که بار به صورت یکنوا اعمال می‌شود، اگر مقطع به ظرفیت برشی جان نرسد و ظرفیت خمشی آن سریعتر به حد خود برسد، مقطع در حالت خمشی دچار شکست می‌شود. لیکن بارگذاری که به صورت تناوبی به سازه اعمال شده است باعث ایجاد ترک‌های افقی زیاد و لغزش برشی دیوار شده است. این دو مثال حاکی از آن است که ارتباط بین سختی و مقاومت ممکن است در شرایط یکسان شکسته شود.

### ۳-۲-۶- محدودیت‌های اقتصادی و اجتماعی

وقتی که از زلزله‌ای کوچک صحبت می‌شود، تصور اجتماع از آن زلزله، زلزله‌ای است که در اثر ایجاد آن، خسارت بسیار ناچیز باشد. لیکن در زلزله‌های متوسط، سازه‌ها دچار خسارات جزئی شده ولی تعمیر خسارات با کمترین هزینه ممکن قابل جبران است. همچنین در زلزله‌های شدید، جامعه بایستی خسارات مالی زیاد را بپذیرد و در این حالت هدف مهندسی زلزله، کاهش خسارات

<sup>1</sup> Monotonic loading

<sup>2</sup> Cyclic loading

جانی خواهد بود. این حالت حدی ایمنی جانی<sup>۱</sup> نامیده می‌شود، که رسیدن به آن تنها با تکیه بر شکل‌پذیری سازه و تحمل جابجایی‌های غیرارتجاعی بدون از دست دادن پایداری ثقلی آن امکان پذیر است. این هدف در بسیاری از آیین‌نامه‌های لرزه‌ای پذیرفته شده است که در آن دو فاکتور اقتصاد و اجتماع تماماً در نظر گرفته شده است. زلزله‌ای که طراحی سازه بر اساس آن انجام می‌شود زلزله طرح نام دارد. در صورتی که دوره بازگشت زلزله طولانی باشد، شدت آن نیز بیشتر می‌باشد (جدول ۳-۱).

جدول ۳-۱ ارتباط بین زلزله، مشخصات سازه و حالات حدی

دوره بازگشت (سال)	بزرگی زلزله	مشخصات سازه‌ای	حالات حدی مهندسی	حدود اقتصادی و اجتماعی
~ 75 - 200	~ 4.5 - 5.5	سختی	خسارات ناچیز	استفاده بی وقفه <sup>۲</sup>
~ 400 - 500	~ 5.5 - 6.5	مقاومت	خسارات قابل جبران	خسارات مالی محدود
~ 2000 - 2500	~ 6.5 - 7.5	شکل‌پذیری	جلوگیری از تخریب	جلوگیری از خسارات جانی

مقادیر مندرج در جدول فوق کلی بوده و ممکن است در برخی حالات نقض شوند.

مثال: تفاوت بین طراحی ظرفیت و طراحی مستقیم چیست؟ در یک ساختمان چند طبقه بتن مسلح که بر اساس ظرفیت طراحی شده است، سلسله مراتب اهمیت اعضای ساختمان از پی تا بام کدامند؟

### ۳-۳- خصوصیات پاسخ سازه

#### ۳-۳-۱- سختی

سختی به صورت ارتباط بین بار اعمال شده و تغییرشکل سیستم بیان می‌شود. به صورت ایده‌آل می‌توان سختی جانبی را برابر میزان نیروی مورد نیاز برای تغییرمکان افقی به اندازه واحد در نظر گرفت. بهر حال سختی اعضا، تابعی از مشخصات مقطع، طول و شرایط مرزی آن هست ولی سختی یک سازه به صورت عمده به نوع سیستم لرزه‌بر آن بستگی دارد. هر یک از سیستم‌های لرزه‌بر مانند قاب خمشی<sup>۳</sup>، قاب‌های مهاربندی شده یا دیوار برشی و سیستم‌های دوگانه<sup>۴</sup> هر یک دارای سختی‌های متفاوتی هستند. بهر حال ارتباط بین هندسه، مشخصات مکانیکی، بار و تغییرشکل‌ها را

<sup>1</sup> Life safety

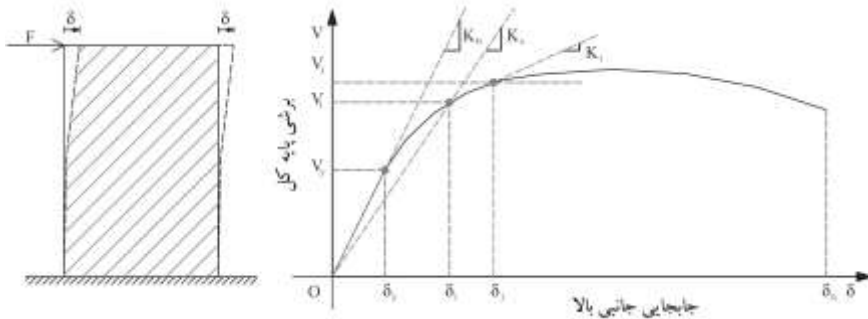
<sup>2</sup> Continued operation

<sup>3</sup> Moment - resisting frames

<sup>4</sup> Dual systems



می‌توان با استفاده از اصول مکانیک تعیین نمود. این پیچیدگی‌ها به مصالح مصرفی بستگی دارند. ترک‌های ایجاد شده در بتن، جاری شدگی آرماتورها و منابع دیگر ایجاد رفتار غیرارتجاعی در سازه‌های بتن مسلح، ما را به سمت تعریف یک مقدار ثابت سختی سوق می‌دهد. برای سازه‌های بتنی و مصالح بنایی می‌توان سختی را به صورت سکانتی، و تا نقطه جاری شدگی نمودار تعریف نمود. ولی در سازه‌های فولادی، لغزش‌های ایجاد شده در اتصالات، کمانش‌های موضعی<sup>۱</sup> و جاری شدگی سازه باعث کاهش سختی می‌شوند.



شکل ۳-۱۲ پاسخ یک سیستم سازه‌ای در برابر بار جانبی

در شکل ۳-۱۲ نموداری از پاسخ یک سیستم سازه‌ای در برابر بار جانبی نشان داده شده است. نمودار پاسخ سازه به صورت برش پایه  $V$  در برابر جابجایی بالای سازه  $\delta$  ترسیم شده است. در شکل نشان داده شده، شیب ابتدایی  $K_0$  نمودار، شیب ارتجاعی می‌باشد در حالی که سختی سکانتی  $K_s$  متناظر با هر سطح بارگذاری بر روی نمودار است. برای مصالح معمول، سختی اولیه  $K_0$  بیشتر از سختی سکانتی  $K_s$  می‌باشد و هر چه به سمت جلو حرکت کنیم از مقدار شیب نمودار کاسته می‌شود. لیکن در بعضی از مصالح مانند لاستیک که برای کنترل ارتعاش سازه ممکن است مورد استفاده قرار گیرد، مقدار سختی با افزایش بار، زیاد می‌شود. برای بیان تغییرات سختی در محدوده غیر ارتجاعی، ممکن است از سختی مماسی  $K_t$  که برابر با شیب نمودار پاسخ، در هر نقطه آن می‌باشد، استفاده شود. بسته به نوع بار اعمال شده بر روی سازه می‌توان چندین نوع سختی برای آن در نظر گرفت. سازه‌ها به دلیل آنکه برای بارهای ثقلی طراحی می‌شوند، دارای سختی قائم بالایی هستند. در حین زلزله نیروهای اینرسی به سبب ارتعاش جرم ایجاد می‌شود. مولفه‌های افقی این نیروهای اینرسی عموماً حاکم بر طرح می‌باشند، بنابراین سختی جانبی یک سازه، برای مقاصد طراحی دارای اهمیت فراوانی است. تعریف سختی جانبی، بویژه سختی سکانتی  $K_s$  به ناحیه پاسخ سازه بستگی دارد، که آیا در ناحیه ارتجاعی است یا غیر ارتجاعی. برای

<sup>1</sup> Local buckling

هر یک از نواحی مقدار سختی تغییر می‌کند. مقدار سختی سازه بایستی به اندازه‌ای باشد که جابجایی‌های سازه بیش از اندازه نباشد تا سرویس دهی آن دچار مشکل نشود. همچنین کمبود سختی در سازه و به تبع آن جابجایی‌های زیاد، باعث آسیب به نازک کاری‌ها و ایجاد ناامنی روانی برای ساکنین می‌شود. واکنش انسان‌ها در حین زلزله با دیگر حوادث طبیعی مانند وزش بادهای شدید متفاوت است که دو دلیل دارد. اولین دلیل آن این است که زلزله در مقایسه با باد کمتر اتفاق می‌افتد و مدت زمان آن نسبت به باد کوتاه‌تر است. دوم آنکه وقوع زلزله ممکن است باعث آسیب‌های روحی در افراد شود. سختی جانبی سازه به مشخصات مصالح، نوع مقاطع، اعضا، اتصالات و نوع سیستم لرزه‌بر آن بستگی دارد.

### ۲-۳-۲- عوامل موثر در سختی

الف) مشخصات مصالح: از جمله خواصی از مصالح، که می‌تواند در سختی اثر گذار باشد، می‌توان به مدول ارتجاعی یا  $E^1$  و مدول برشی  $G^2$  آنها اشاره نمود. سختی مصالح معمولاً به صورت نسبتی از ضریب ارتجاعی  $E$  بر وزن مصالح  $\gamma$  بیان می‌شود. مقدار  $E/\gamma$  برای مصالح بنایی<sup>۳</sup> در حدود  $30 \times 10^4 m$  الی  $20 \times 10^4 m$ ، برای فولاد در حدود  $300 \times 10^4 m$  الی  $200 \times 10^4 m$  و برای بتن در حدود  $150 \times 10^4 m$  الی  $100 \times 10^4 m$  می‌باشد. هر چه مقدار  $E/\gamma$  عدد کمتری باشد، سازه ساخته شده با آن دارای سختی بیشتری است. به عنوان مثال، سختی یک ساختمان با مصالح بنایی بیشتر از یک ساختمان فولادی است.

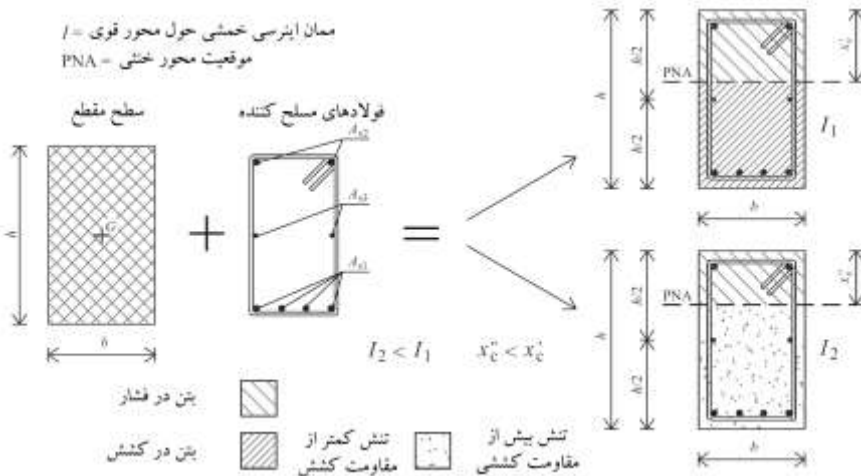
ب) مشخصات مقاطع: از جمله مشخصات هندسی مقاطع که باعث تغییر سختی می‌شوند، می‌توان به سطح مقطع  $A$ ، ممان اینرسی خمشی  $I$  و ممان اینرسی پیچشی  $J^4$  اشاره نمود.

<sup>1</sup> Elastic Young's modulus

<sup>2</sup> Elastic shear modulus

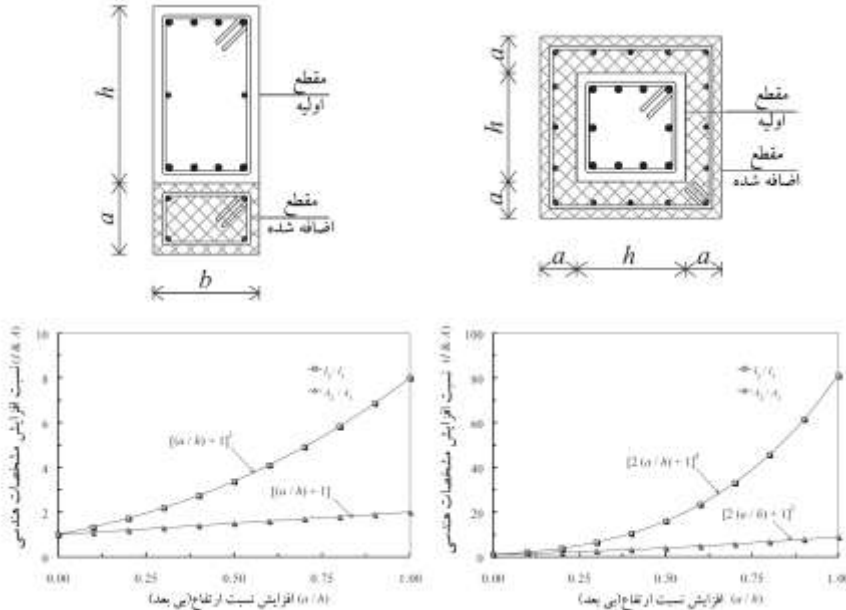
<sup>3</sup> Masonry buildings

<sup>4</sup> Torsional moment of inertia



شکل ۳-۱۳ تعیین ممان اینرسی خمشی  $I$  برای اعضای بتنی

سطح مقطع و ممان اینرسی دو عامل بزرگ در تعیین سختی محوری، خمشی و برشی می‌باشند. برای ساختمان‌های فولادی سطح مقطع ( $A$ ) و ممان اینرسی ( $I$  یا  $J$ ) با نوع و تراز اعمال بار تغییر نمی‌کند. برعکس برای ساختمان‌های با مصالح بنایی و بتن مسلح، خصوصیات فوق تابعی از بارگذاری و شرایط مرزی هستند. برای مثال ممان اینرسی خمشی  $I$  مقطع مستطیل شکل حول محور قوی آن در شکل ۳-۱۳ نشان داده شده است. در ناحیه‌ای که بتن تحت کشش قرار می‌گیرد به علت ضعف تحمل کشش، بتن دچار ترک می‌شود و در این موضع، تنها اثر فولاد مسلح کننده در صورت وجود، در نظر گرفته می‌شود. همچنین سختی مقطع با تغییر هندسه آن تغییر می‌کند. شکل ۳-۱۴ تغییرات سطح مقطع  $A$  و ممان اینرسی خمشی حول محور قوی توسط افزایش اندازه تیر و ستون را نشان می‌دهد. زیرنویس ۱ نشان دهنده مقطع اولیه و زیر نویس ۲ نشان دهنده مقطع جدید (اولیه بعلاوه اجزاء اضافه شده) می‌باشد. در شکل ۳-۱۴ نتایج بی‌بُعد شده، ترسیم شده است. با توجه به شکل دیده می‌شود که افزایش ممان اینرسی  $I$  بیش از سطح مقطع  $A$  است.

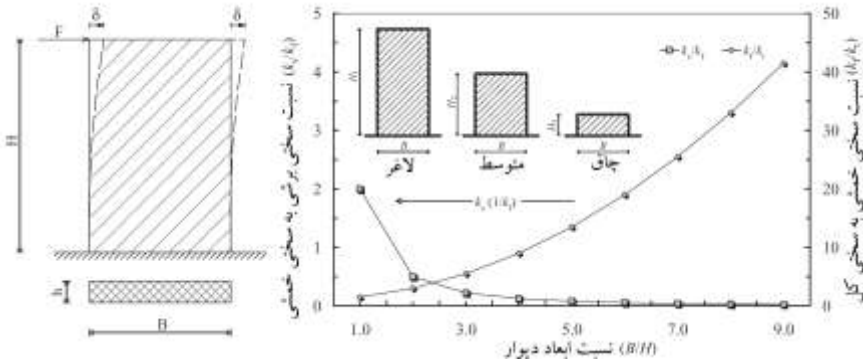


شکل ۳-۱۴ تغییرات سطح مقطع  $A$  و ممان اینرسی خمشی  $I$  برای تیر (شکل سمت چپ) و ستون (شکل سمت راست)

همچنین شکل هندسی مقاطع اثر قابل توجهی بر روی سختی آنها خواهد داشت. برای مقاطع  $I$  شکل و  $T$  شکل، مقدار ممان اینرسی خمشی حول محورهای اصلی آن می‌تواند به مقدار قابل ملاحظه‌ای تغییر کند. در این مقاطع در صورتی که بارگذاری به شکلی باشد که خمش حول محور اصلی آن صورت گیرد، مقطع دارای سختی بیشتری خواهد بود. در یک طرح لرزه‌ای مناسب بایستی از تغییرات زیاد سختی جانبی در جهت‌های مختلف اجتناب شود. بهتر است از مقطعی که نسبت ممان اینرسی آنها  $I_x/I_y$  به عدد یک نزدیک‌تر است استفاده شود. زیرا که جهت حرکت زمین در حین زلزله کاملاً نامعلوم و تصادفی است. در پایه‌های پل، استفاده از مقاطع دایره‌ای و مربع شکل ( $I_x/I_y = 1$ ) نسبت به استفاده از مقاطع مستطیل شکل دارای ارجحیت است.

پ) مشخصات اعضا: سختی جانبی به نوع اعضای سازه‌ای که برای مقابله با نیروهای جانبی زلزله به کار رفته‌اند بستگی دارد. دیوارهای سازه‌ای نسبت به ستون‌ها دارای سختی بیشتری هستند. مشخصات هندسی<sup>۱</sup> اجزاء سازه‌ای، مانند جهت قرار گیری مقطع در پلان، ارتفاع و نسبت ابعاد، اثر قابل توجهی بر برش افقی و سختی خمشی دارند.

<sup>۱</sup> Geometrical properties



شکل ۱۵-۳ نسبت سختی برشی به خمشی

برای اعضای سازه‌ای که لاغر هستند، تغییرشکل‌های ناشی از برش برای آنها ناچیز بوده و عمده تغییرشکل‌های آنها ناشی از خمشی می‌باشد. در دیوارهای سازه‌ای در صورتی که نسبت بُعد  $h/B$  مقطع مستطیل شکل ستون کمتر از ۳ تا ۴ و نسبت لاغری  $H/B$  و  $H/h$  بیش از ۴ تا ۵ شود، سختی خمشی آنها حاکم می‌شود. نسبت بین جابجایی افقی  $\delta$ ، و بار جانبی  $F$  برای یک دیوار طره‌ای مانند شکل ۱۵-۳ به صورت زیر بدست می‌آید:

$$\delta = \left( \frac{H^3}{3EI} + \frac{\chi H}{GA} \right) F \quad (1-3)$$

که در آن  $E, I$  و  $H$  به ترتیب، مدول یانگ، ممان اینرسی مقطع حول محور تحت خمش و طول دیوار و همچنین  $A$  و  $G$  به ترتیب سطح مقطع و مدول برشی دیوار هستند. پارامتر  $\chi$  نیز ضریب شکل برشی<sup>۱</sup> می‌باشد که برای مقطع مستطیل شکل برابر  $1/2$  می‌باشد. سختی خمشی  $k_f$  و برشی  $k_s$  دیوار به صورت زیر بدست می‌آید:

$$k_f = \frac{3EI}{H^3} \quad (2-3)$$

$$k_s = \frac{GA}{\chi H} \quad (3-3)$$

که با جانشانی در رابطه (۱-۳) به صورت زیر بدست می‌آید:

$$F = \frac{k_s k_f}{k_s + k_f} \delta \quad (4-3)$$

و همچنین سختی جانبی کل  $k_t$  دیوار به صورت زیر بدست می‌آید:

<sup>1</sup> Shear shape factor

$$k_t = \frac{k_s k_f}{k_s + k_f} = \frac{k_f}{1 + \frac{k_f}{k_s}} \quad (۵-۳)$$

روابط (۲-۳) و (۳-۳) نشان بیان کننده سختی جانبی به صورت تابعی از مشخصات مصالح ( $E$  و  $G$ ) و شکل مقطع ( $I$  و  $A$ ) و هندسه عضو ( $H$ ) می باشد. سختی خمشی  $k_f$  و برشی  $k_s$  دیوار به ترتیب با معکوس توان سوم و اول ارتفاع متناسب هستند. در رابطه (۵-۳) در صورتی که نسبت  $k_f/k_s$  خیلی کمتر از یک باشد، سختی خمشی حاکم بوده می توان از رابطه زیر برای تعیین جابجایی افقی  $\delta$  در برابر بار جانبی  $F$  استفاده نمود:

$$\delta = \frac{H^3}{3EI} F \quad (۶-۳)$$

نسبت بین سختی خمشی  $k_f$  و برشی  $k_s$  دیوار را می توان به صورت تابعی از شکل هندسی آن بیان نمود:

$$\frac{k_f}{k_s} \approx \frac{1}{2} \left( \frac{B}{H} \right)^2 \quad (۷-۳)$$

یا

$$\frac{k_f}{k_s} \approx \frac{1}{2} \left( \frac{h}{H} \right)^2 \quad (۸-۳)$$

که روابط (۷-۳) و (۸-۳) با توجه به شکل ۳-۱۵ بسته به محوری که خمش حول آن صورت می گیرد به کار می رود. روابط فوق اثر لاغری دیوار بر سختی خمشی را نشان می دهند. بنابراین برای دیوارهای لاغر عمده تغییرشکل های آن ناشی از تغییرشکل های خمشی آن می باشند. نتیجه کلی از بحث فوق به این صورت است که در هنگامی که نیروی جانبی زلزله بین اجزاء سازه ای توزیع می شود، بایستی هر دو عامل اثر خمشی و برشی در نظر گرفته شوند. همچنین سختی سازه با توجه به نوع اتصالات تغییر می کند. برای یک دیوار، سختی خمشی جانبی  $k_f^*$  (با توجه به شکل ۳-۱۵) را می توان به صورت زیر بیان نمود:

$$k_f^* = \alpha \frac{EI}{H^3} \quad (۹-۳)$$

که در آن ضریب  $\alpha$  به نوع شرایط مرزی تکیه گاه های عضو بستگی دارد. به عنوان مثال برای یک عضو یک سرگیردار-یک سر آزاد برابر ۳ و برای عضو دو سر گیردار برابر ۱۲ می باشد.

ت) خصوصیات اتصال: رفتار اتصال نیز یکی از پارامترهای مهم در تغییرشکل های جانبی سیستم است. به عنوان مثال در یک ساختمان چند طبقه فولادی حدود ۲۰٪ تا ۳۰٪ کل جابجایی طبقه

مربوط به تغییرشکل‌های ناحیه پانلی (چشمه اتصال) اتصالات تیر و ستون<sup>۱</sup> می‌باشد (Krawinkler and Mohasseb, 1987; Elnashai and Dowling, 1991). در اتصالات تیر و ستون تنها در ساختمان‌هایی که در برابر بارهای جانبی دارای مهاربندی هستند (بادبندهای واگرا یا همگرا) می‌توانند به صورت مفصل اجرا شوند لیکن اتصالات گیردار و نیمه گیردار<sup>۲</sup> را می‌توان برای تمام سازه‌های مهاربندی شده و مهاربندی نشده به کار برد. آزمایش‌های تجربی بر روی یک قاب دو طبقه فولادی با اتصالات نیمه گیردار و گیردار نشان داده است که کاهش سختی اتصال مابین ۵۰٪ تا ۶۰٪، به ترتیب باعث کاهش ۲۰٪ تا ۳۰٪ در سختی کل قاب می‌شود (Elnashai et al., 1998). تحلیل‌های عددی بر روی مدل‌های ساده نشان داده‌اند که سختی جانبی  $K_{\text{semi-rigid}}$  نیمه گیردار در قاب فولادی تابعی از سختی جانبی  $K_{\text{rigid}}$  اتصال گیردار بوده و به صورت زیر می‌باشد.

$$\frac{K_{\text{semi-rigid}}}{K_{\text{rigid}}} = \frac{m(1+\zeta)+6}{m(1+\zeta)} \quad (10-3)$$

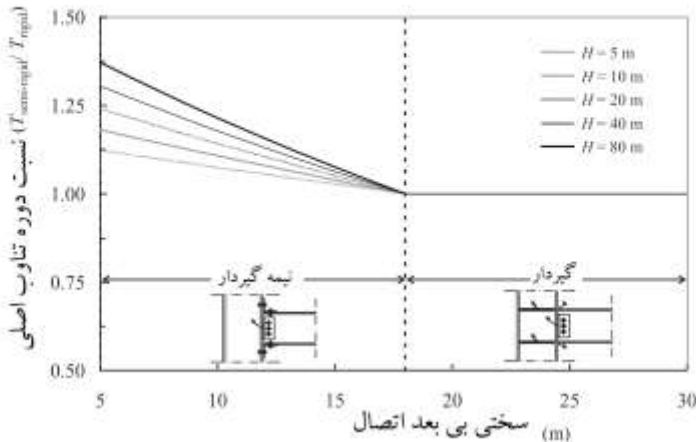
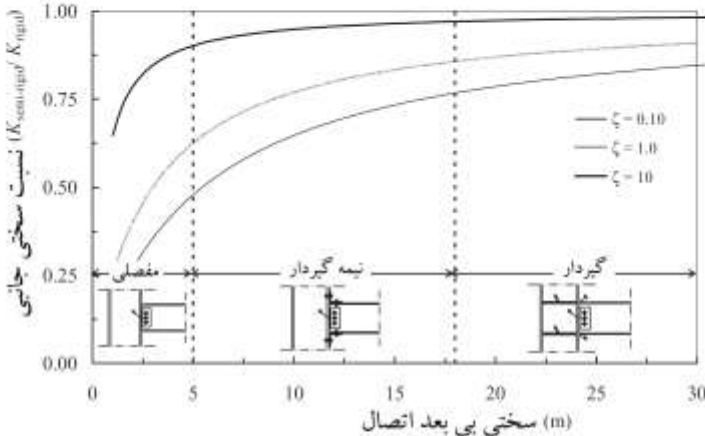
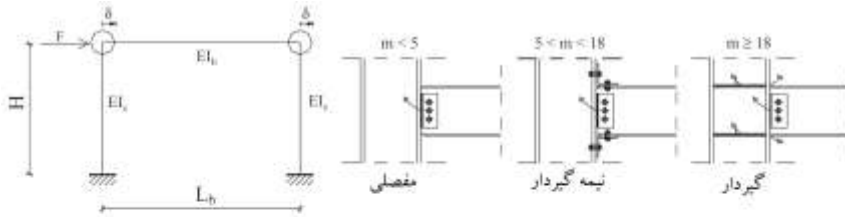
که  $m$  و  $\zeta$  پارامترهای بی بعدی هستند که به صورت زیر بدست می‌آیند.

$$m = \frac{(K_{\phi})_{\text{con}}}{\left(\frac{EI}{L}\right)_b} \quad (11-3)$$

$$\zeta = \frac{\left(\frac{EI}{L}\right)_b}{\left(\frac{EI}{H}\right)_c} \quad (12-3)$$

<sup>1</sup> Panel zone of beam-to-column connections

<sup>2</sup> Rigid and semi-rigid connections



شکل ۳-۱۶ اثر انعطاف پذیری اتصال بر سختی جانبی کل

که در آن  $K_{\phi}$  سختی چرخشی اتصال؛  $L$  و  $H$  به ترتیب ممان اینرسی خمشی، طول دهانه تیر و ارتفاع ستون و همچنین  $E$  مدول یانگ مصالح می‌باشد. به صورت کلی برای اتصالی که در آن  $m < 5$  باشد، آن اتصال به صورت مفصلی در نظر گرفته می‌شود. در حالی که در یک اتصال گیردار،  $m > 18$  خواهد بود. در اتصالات نیمه گیردار  $5 < m < 18$  می‌باشد که در شکل ۳-۱۶ نشان داده شده است.



سختی اتصال تیر به ستون نیز نسبت به دوره تناوب ارتعاش قاب تاثیر پذیر است. نادر و آستانه اصل در سال ۱۹۹۲ براساس نتایج میز لرزان بر روی قاب یک طبقه با اتصالات انعطاف پذیر (نبشی دابل جان)، نیمه گیردار (نبشی نشیمن بالا و پایین به همراه جفت نبشی در جان) و گیردار (توسط ورق‌های فوقانی و تحتانی و دابل نبشی جان) روابطی را برای محاسبه دوره تناوب اصلی  $T$  این قاب‌ها به صورت زیر ارائه دادند.

$$T = 0.085H \left(0.85 - \frac{m}{180}\right) \quad 5 < m < 18 \quad \text{نیمه گیردار} \quad (۱۳-۳)$$

$$T = 0.085H^{3/4} \quad m > 18 \quad \text{گیردار} \quad (۱۴-۳)$$

که در روابط فوق، پارامتر  $m$  از رابطه (۱۱-۳) تعیین می‌شود. در روابط (۱۳-۳) و (۱۴-۳) پارامتر  $H$  ارتفاع قاب از تراز پایه بر حسب متر می‌باشد. در شکل ۳-۱۶ اثر سختی جانبی اتصال تیر به ستون با دوره تناوب قاب نشان داده شده است.

ث) خصوصیات سیستم: سختی جانبی سازه به نوع سیستم لرزه‌بر آن و همچنین نوع دیافراگم افقی و اعضای قائم آن بستگی دارد. به عنوان مثال قاب‌های خمشی<sup>۱</sup> نسبت به قاب‌های مهاربندی<sup>۲</sup> شده که شامل مهاربندهای همگرا و واگرا می‌شوند، از انعطاف پذیری بیشتری برخوردارند. با توجه به شکل ۳-۱۶ دیده می‌شود که اتصالات گیردار نسبت به اتصالات نیمه‌گیردار دارای سختی بیشتری می‌باشند. همچنین بایستی اثر اندرکنش خاک و سازه<sup>۳</sup> در تعیین سختی کلی سیستم در نظر گرفته شود. این اثر باعث کاهش سختی روسازه و به تبع آن افزایش دوره تناوب سازه می‌شود.

### ۳-۳-۳ اثر نیرو و توزیع تغییرشکل‌ها

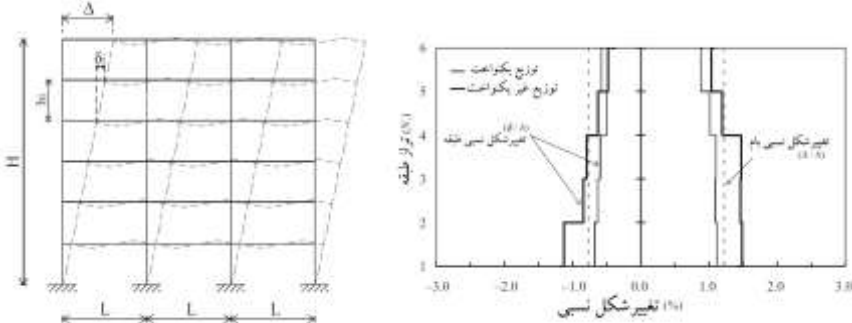
نیروهای ایجاد شده به سبب زلزله در ناحیه ارتجاعی به صورت تابعی از جرم و سختی بین اجزای مختلف سیستم‌های لرزه‌بر، تقسیم می‌شوند. سختی زیاد باعث جذب نیروی بیشتری می‌شود. بنابراین المان‌هایی از سازه که دارای سختی بیشتری می‌باشند، زودتر از المان‌های انعطاف پذیر به ظرفیت خود می‌رسند. وقتی که اعضا تحت بارهای افزایشی قرار می‌گیرند، از سختی اولیه آنها کاسته می‌شود. همچنین بارگذاری و باربرداری‌های مکرر باعث کاهش سختی موثر می‌شود. برای تعیین جابجایی و کنترل آن از تغییرشکل نسبی<sup>۴</sup> طبقات استفاده می‌شود.

<sup>۱</sup> Moment-resisting frames (MRFs)

<sup>۲</sup> Braced frames

<sup>۳</sup> Soil-structure interaction

<sup>۴</sup> Drift



شکل ۳-۱۷ تغییر شکل نسبی ساختمان چند طبقه تحت بارهای جانبی زلزله

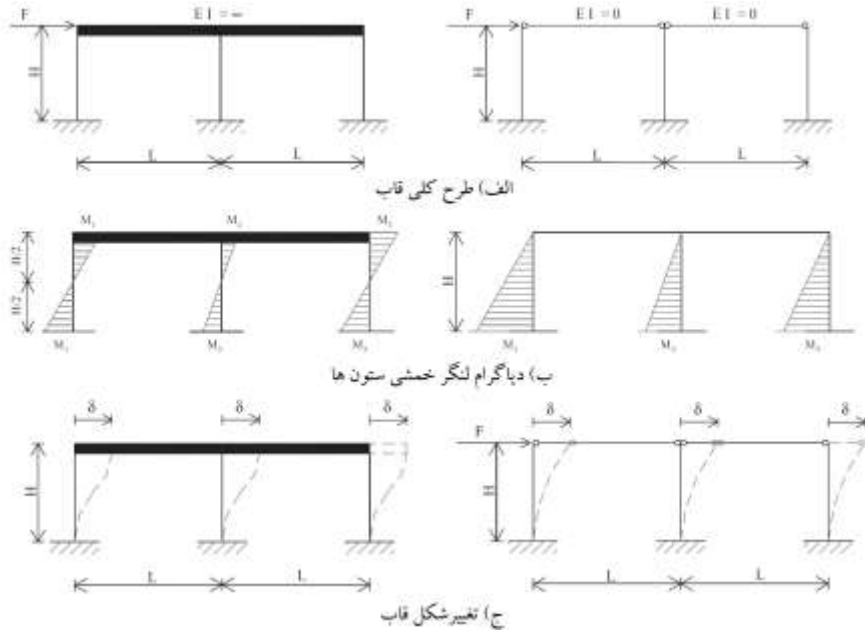
در ساختمان‌ها، جابجایی مطلق هر طبقه نسبت به تراز پایه را با  $\Delta$  نشان می‌دهند. در حالی که رانش نسبی بین طبقات  $\delta$ ، به صورت جابجایی نسبی بین دو طبقه مجاور بیان می‌شود (شکل ۳-۱۷). رانش نسبی بین طبقات معمولاً توسط پارامتر بی بعد  $\delta/h$  بیان می‌شود که در آن  $h$  ارتفاع طبقه می‌باشد. رانش نسبی تراز بام به صورت  $\Delta/H$  می‌باشد.

رانش نسبی بین طبقات ( $\delta/h$ ) به سبب تغییر شکل‌های خمشی و برشی و محوری اعضای سازه‌ای مانند تیرها، ستون‌ها، دیوارها و اتصالات ایجاد می‌شوند. معمولاً از تغییر شکل‌های محوری که باعث کوتاه شدگی و کشیدگی اعضا هستند صرف نظر می‌شود. مقدار رانش نسبی طبقات نیز به سیستم سازه‌ای به کار رفته بستگی دارد. برای مثال در در قاب‌های خمشی، تغییر شکل‌های محوری تیرها و ستون‌ها چندان قابل توجه نیستند ولی در قاب‌های مهاربندی شده، تغییر شکل‌های محوری مهم هستند.

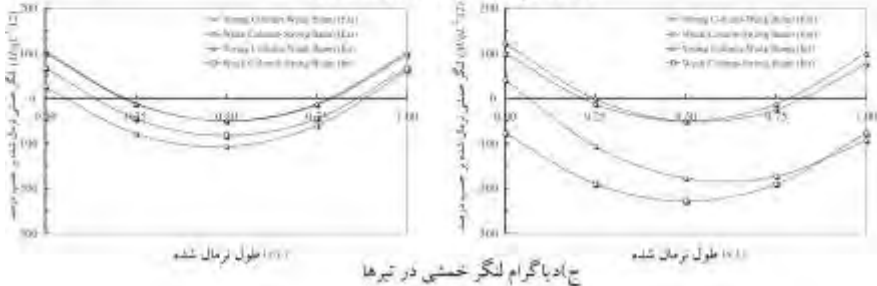
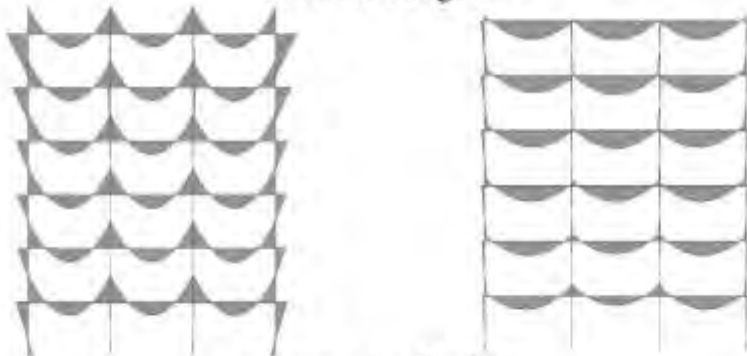
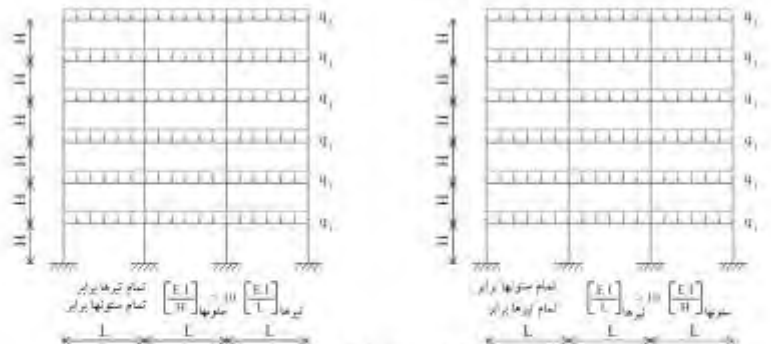
به مانند شکل ۳-۱۸ در تیرهایی که دارای سختی خمشی پایین هستند، قادر به تامین سختی سیستم نبوده و به راحتی در اتصالات آنها، دوران ایجاد می‌شود. ولی در تیرهای عمیق<sup>۱</sup>، دوران در اتصال بین تیر و ستون امکان پذیر نیست و سختی تیر نقش بسزایی در سختی قاب دارد. در شکل ۳-۱۸ دو قاب یک طبقه به صورت چند دهانه نشان داده شده است. قاب‌هایی که تیرها از سختی خمشی بالایی برخوردار هستند، قاب‌های برشی نامیده می‌شوند.

<sup>1</sup> Deep beams

پارامترهای موثر در پاسخ سازه‌ها



شکل ۳-۱۸ اثر سختی نسبی تیر و ستون بر توزیع نیرو و تغییر شکل قاب یک طبقه در شکل ۳-۱۹ تا شکل ۳-۲۱ نتایج بررسی قاب‌های چند طبقه با سختی‌های متفاوت تیر و ستون نشان داده شده است. قاب نشان داده شده در شکل ۳-۱۹ تنها تحت بارهای قائم (ثقلی) قرار دارد و قاب نشان داده شده در شکل ۳-۲۰ فقط تحت بارهای افقی می‌باشد. همچنین قاب شکل ۳-۲۱ تحت بارهای افقی و قائم به صورت توأم می‌باشد. در قاب نشان داده شده در شکل ۳-۱۹ دو نوع پیکربندی مختلف بکار رفته است.



شکل ۳-۱۹ توزیع لنگر خمشی در ستون قوی-تیر ضعیف (شکل سمت چپ) و ستون ضعیف-تیر قوی (شکل سمت راست) تحت بارهای ثقلی

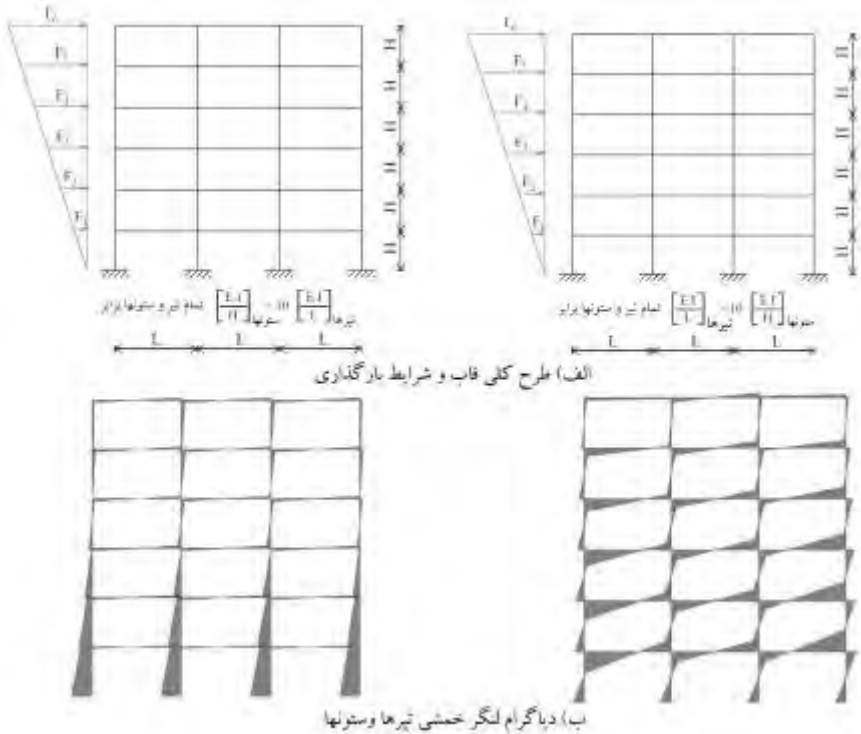
پیکربندی‌های ستون قوی-تیر ضعیف و ستون ضعیف-تیر قوی<sup>۱</sup> بکار رفته است. همچنین به دلیل تقارن بارگذاری و سازه، جابجایی‌های جانبی در اثر بارهای ثقلی بسیار ناچیز می‌باشند. مقدار لنگر خمشی نسبت به حداکثر لنگر خمشی  $qL^2/12$  نرمال شده است. که در آن  $q$  شدت بار یکنواخت در هر تراز و  $L$  طول دهانه تیر می‌باشد. در قاب‌هایی که به صورت ستون قوی و تیر

<sup>۱</sup> Strong column-weak beams (SCWBs) and weak column-strong beams (WCSBs)

پارامترهای موثر در پاسخ سازه‌ها

ضعیف می‌باشند (شکل سمت چپ)، سختی خمشی ستون‌ها به سبب دوران ایجاد شده در انتهای تیرها کاهش می‌یابد.

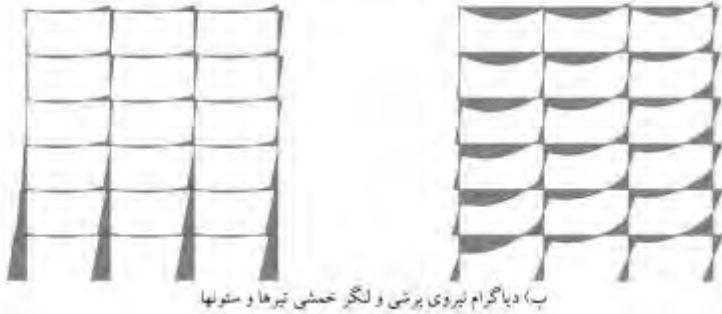
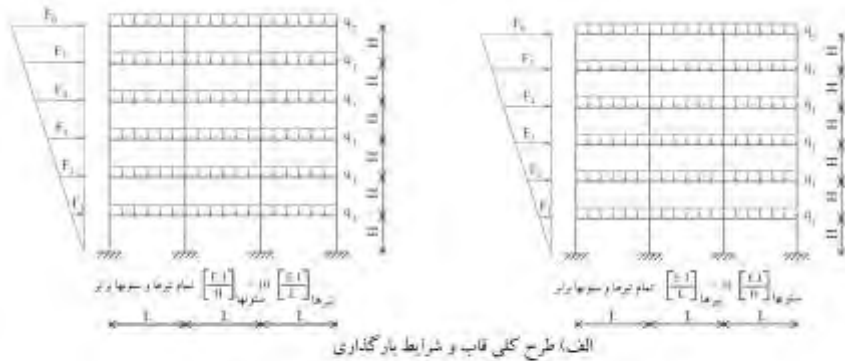
در این حالت رفتار تیرها بخصوص در طبقات پایین، به صورت دو سر گیردار است. یعنی لنگر خمشی در محل اتصال تیر به ستون برابر  $qL^2/12$  و در وسط تیر برابر  $qL^2/24$  می‌باشد. از طرف دیگر در حالتی که تیر قوی و ستون ضعیف مورد استفاده قرار گرفته باشد، پاسخ سازه مانند اعضا با اتصالات ساده است. تحت بارهای ثقلی، لنگر خمشی و نیروهای برشی در ستون‌ها اغلب کوچک هستند و مقدار نیروی محوری موجود در هر ستون به سطح بارگیر آن بستگی دارد.



شکل ۳-۲۰ توزیع لنگر خمشی در ستون قوی-تیر ضعیف (شکل سمت چپ) و ستون ضعیف-تیر قوی (شکل سمت راست) تحت بارهای جانبی

در شکل ۳-۲۰ اثر بارهای جانبی بر ستون قوی-تیر ضعیف و ستون ضعیف-تیر قوی نشان داده شده است. در حالت ستون قوی-تیر ضعیف، مقدار لنگر خمشی ستون‌ها در طبقات پایین بسیار بیشتر از طبقات بالا بوده و در تیرها به علت سختی خمشی پایین، لنگر ناچیزی ایجاد می‌شود. با افزایش سختی تیرها، رفتار سازه مانند یک سازه برشی خواهد شد. توزیع لنگر خمشی به سبب اعمال توام بارهای جانبی و ثقلی در شکل ۳-۲۱ برای دو حالت ستون قوی-تیر ضعیف و ستون

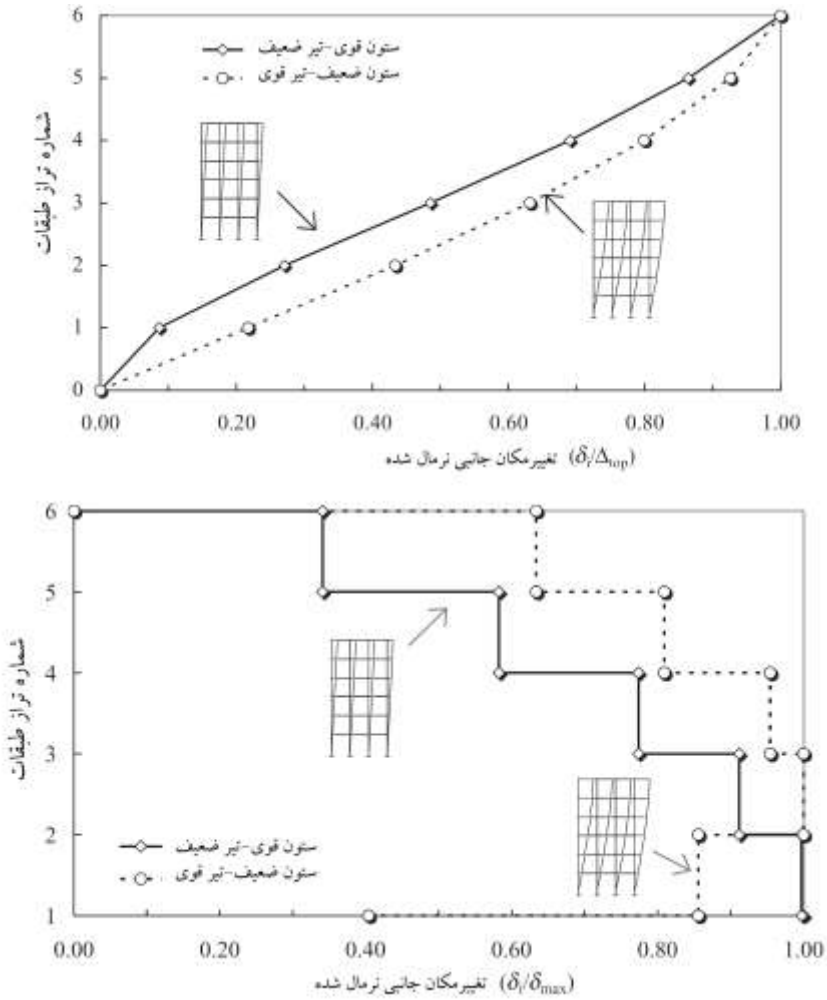
ضعیف- تیر قوی نشان داده شده است. در حالت ستون ضعیف-تیر قوی، لنگر خمشی ایجاد شده در انتهای تیرها ممکن است، مقدار قابل توجهی باشد.



شکل ۳-۲۱ توزیع لنگر خمشی در ستون قوی-تیر ضعیف (شکل سمت چپ) و ستون ضعیف-تیر قوی (شکل سمت راست) تحت بارهای جانبی و ثقلی

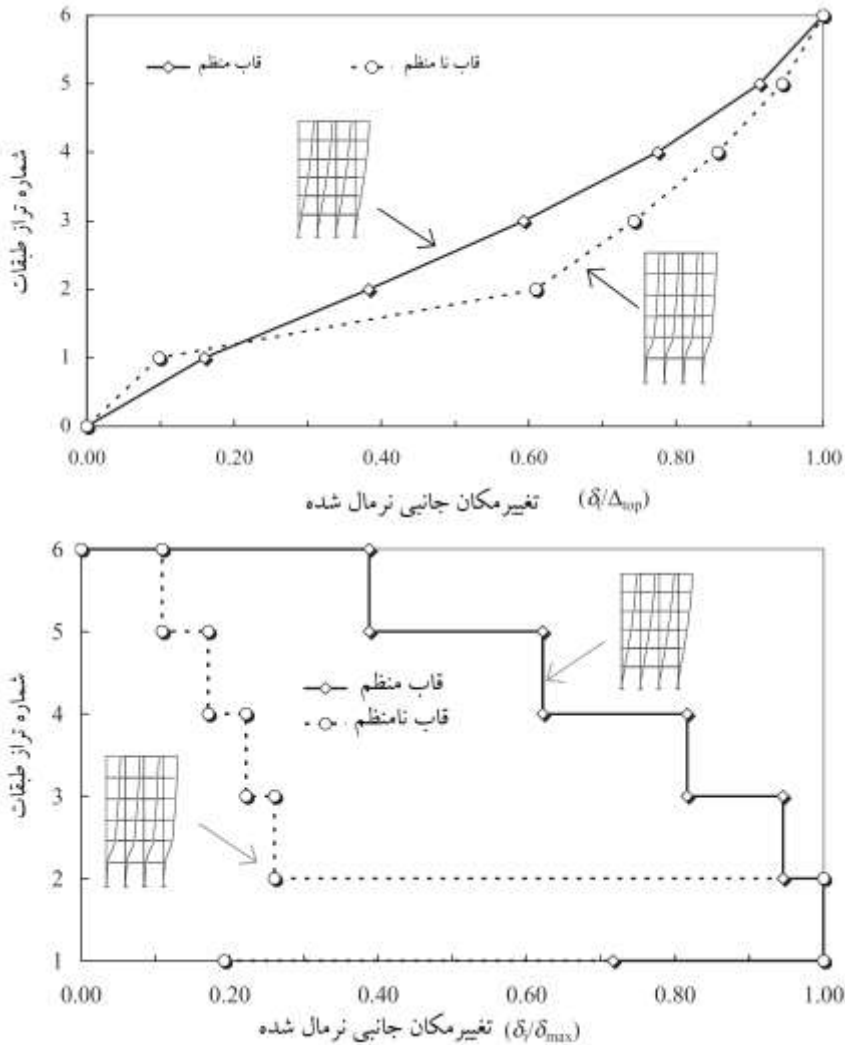
در ناحیه اتصال تیر به ستون، ممکن است، لنگر خمشی ایجاد شده در اثر بارهای جانبی بیشتر از مقدار لنگر خمشی منفی ایجاد شده در اثر بارهای ثقلی شود.

توزیع تغییرمکان جانبی در دو حالت ستون قوی-تیر ضعیف و ستون ضعیف-تیر قوی در شکل ۳-۲۲ نشان داده شده است. مقادیر ارائه شده بی بعد هستند. رانش نسبی در حالت ستون ضعیف-تیر قوی بخصوص در طبقات بالا بیشتر از حالت ستون قوی-تیر ضعیف می باشد. نامنظمی همچون تغییر سختی ممکن است باعث تمرکز نیاز جابجایی شود. شکل ۳-۲۳ پاسخ قاب خمشی منظم و نامنظم را نشان می دهد. در حالتی که سازه دچار نامنظمی می باشد، مقطع تیر ستون‌ها ثابت بوده ولی مقطع ستون‌ها در طبقه دوم به صورت ناگهانی تغییر داده شده است.



شکل ۲۲-۳ توزیع تغییر مکان جانبی دو حالت ستون قوی-تیر ضعیف و ستون ضعیف-تیر قوی برای شکل ۲۰-۳: طبقه (شکل بالا)، رانش نسبی طبقات (شکل پایین)

به عبارت دیگر طبقه دوم برای این سازه به صورت یک طبقه نرم می‌باشد. رانش نسبی زیاد در طبقه دوم مشاهده می‌شود. مثال بالا، بیانگر اثر توزیع سختی بر روی تغییر شکل قاب‌ها تحت بارهای جانبی می‌باشد.



شکل ۳-۲۳ مقایسه بین توزیع تغییر شکل در قاب منظم و نامنظم تحت بارهای جانبی: طبقه(شکل)  
بالا) رانش نسبی طبقات (شکل پایین)

وقتی که دیوارهای سازه‌ای به همراه قاب به کار گرفته می‌شوند، عمده نیروهای جانبی توسط دیوارها تحمل می‌شود. همچنین توزیع نیروی ثقلی بر اساس سطح بارگیر می‌باشد. شتاب افقی زلزله در جرم سازه تولید نیروهای اینرسی می‌کند، که اثر این نیرو را می‌توان در مرکز جرم<sup>۱</sup> سازه ( $C_M$ ) در نظر گرفته شود. همچنین کل نیروهای بازدارنده که از طرف سازه در برابر نیروهای

<sup>1</sup> Centre of mass



جانبی اعمال می‌شود را می‌توان در مرکز سختی<sup>۱</sup> سازه ( $C_R$ ) در نظر گرفت. مرکز سختی و مرکز جرم ممکن است در یک نقطه واقع باشند و یا نباشند. در صورتی که فاصله‌ای بین مرکز جرم و مرکز سختی ( $e$ ) وجود داشته باشد، باعث ایجاد اثرات پیچشی<sup>۲</sup> در سازه خواهد شد. بارهای دینامیکی زلزله با دامنه‌های مختلفی هستند که در جهات مختلف اعمال می‌شوند. اعمال بارگذاری و باربرداری متناوب بر روی سازه ممکن است باعث کاهش سختی شده و سازه وارد محدوده غیرخطی شود که به تبع آن دوره تناوب سازه افزایش می‌یابد. کارهای تحلیلی که توسط موافای و الناشای<sup>۳</sup> در سال ۲۰۰۱ انجام شد، نشان داد که پاسخ لرزه‌ای ساختمان‌های بتن مسلح در ناحیه غیرارتجاعی می‌تواند باعث کاهش قابل ملاحظه سختی بشود که این امر می‌تواند باعث بلند شدن دوره تناوب اصلی سازه گردد. در این تحقیق از تحلیل‌های استاتیکی و دینامیکی غیر خطی برای سه گروه ساختمانی به صورت منظم و نامنظم مانند شکل ۳-۲۴ مورد استفاده قرار گرفت.

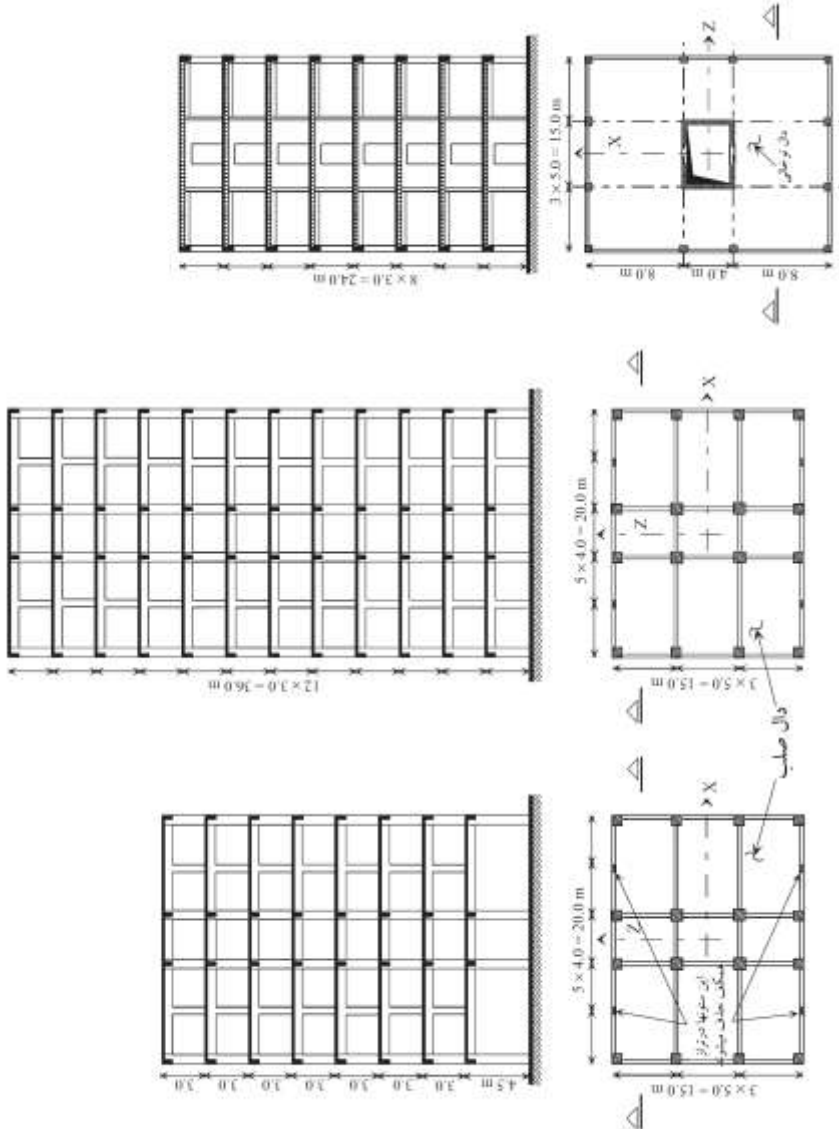
جدول ۳-۲ مشخصات قاب‌های ساده نشان داده شده در شکل ۳-۲۴ با سطوح خطر مختلف

شماره گروه	نام مرجع	تعداد طبقات	نوع سیستم مقاوم جانبی	سطح خطر زلزله	دوره تناوب طبیعی بر حسب ثانیه
۱	IF-H030	۸	قاب نامنظم	زیاد	0.674
	IF-M030	۸	قاب نامنظم	متوسط	0.654
	IF-M015	۸	قاب نامنظم	متوسط	0.719
	IF-L015	۸	قاب نامنظم	کم	0.723
۲	RF-H030	۱۲	قاب منظم	زیاد	0.857
	RF-M030	۱۲	قاب منظم	متوسط	0.893
	RF-M015	۱۲	قاب منظم	متوسط	0.920
	RF-L015	۱۲	قاب منظم	کم	0.913
۳	FW-H030	۸	قاب و دیوار منظم	زیاد	0.538
	FW-M030	۸	قاب و دیوار منظم	متوسط	0.533
	FW-M015	۸	قاب و دیوار منظم	متوسط	0.592
	FW-L015	۸	قاب و دیوار منظم	کم	0.588

<sup>1</sup> Centre of rigidity

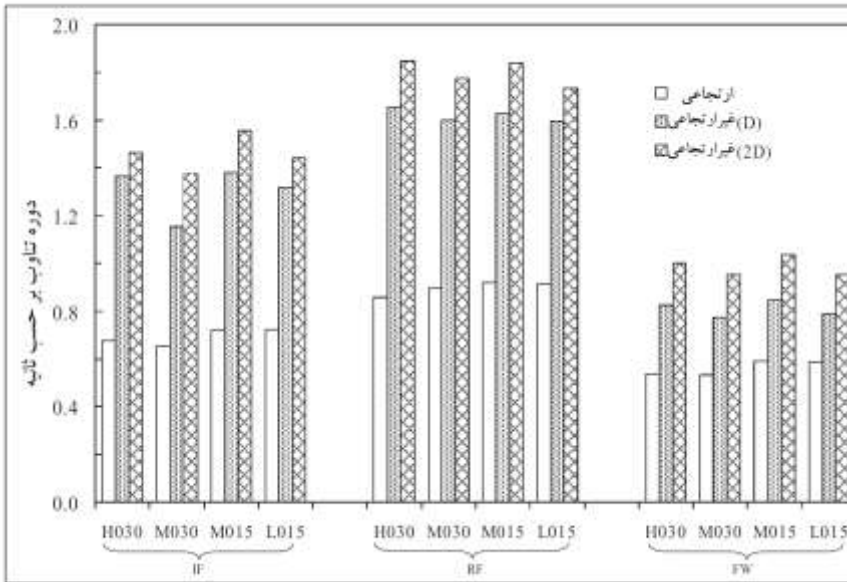
<sup>2</sup> Torsional effects

<sup>3</sup> Mwafy and Elnashai



شکل ۳-۲۴ پلان و مقطع عرضی ساختمان ۸ طبقه نامنظم (سمت چپ) قاب ۱۲ طبقه (وسط) و ساختمان ۸ طبقه منظم (سمت راست)

خلاصه تحلیل‌های انجام شده در جدول ۳-۲ نشان داده شده است. در تحلیل از سطوح خطر متفاوت استفاده شده است. شتاب طرح استفاده شده برابر  $0.15g$  و  $0.3g$  می‌باشد. تحلیل‌های انجام شده در حوزه فرکانس بوده است.



شکل ۳-۲۵ دوره تناوب غالب در تحلیل‌های خطی و غیرخطی

برای هر یک از سازه‌ها، دوره تناوب اصلی در ناحیه خطی بر اساس یک تحلیل مودال و بدست آوردن مقادیر ویژه<sup>۱</sup> برای آن سازه بدست آمده است. به وضوح پیداست که مقدار دوره تناوب با افزایش ترک‌ها و ورود سازه به ناحیه غیرارتجاعی، بلندتر می‌شود. متوسط دوره تناوب اصلی برای سه گروه سازه به صورت زیر بدست آمده است: برای قاب نامنظم برابر ۰/۶۹ ثانیه، برای قاب منظم ۰/۹ ثانیه و برای قاب و دیوار منظم ۰/۵۶ ثانیه بدست آمد. محاسبه دوره تناوب غیرارتجاعی برای شتاب مبنای طرح و دو برابر شتاب مبنای طرح به ترتیب ۱/۳ - ۱/۴۶ ثانیه، ۱/۶۵ - ۱/۸ ثانیه و ۰/۸۱ تا ۱ ثانیه بود. با توجه به شکل ۳-۲۵، درصد میانگین بلند شدن دوره تناوب در سازه نامنظم ۱۰۰٪، در سازه منظم ۹۰٪ و در سازه منظم قاب و دیوار ۶۰٪ می‌باشد.

### ۳-۳-۴ کنترل خسارات ناسازه‌ای

خسارات ایجاد شده در حین زلزله عمدتاً به دلیل رانش زیاد طبقات در حین زلزله ایجاد می‌شوند. ارتباط بین رانش نسبی بین طبقات و خسارات اجزای ناسازه‌ای یکی از زمینه‌های تحقیقاتی بوده که کارهای عددی و آزمایشگاهی متعددی در این زمینه انجام شده است. سازه ممکن است دارای مقاومت کافی باشد ولی مقدار سختی آن برای جلوگیری از خسارات ناسازه‌ای ناکافی نباشد. معمولاً در قاب‌های خمشی با ارتفاع متوسط و بلند و همچنین دیوارهای برشی کم عرض،

<sup>۱</sup> Eigenvalue

عمده‌ترین مشکل تامین سختی برای کنترل جابجایی طبقات است. در زلزله‌های با بزرگی‌های کوچک، سازه نباید وارد ناحیه غیرخطی شود. در این مرحله تغییرات رانش نسبی بین ۰/۵٪ تا ۱٪ خواهد بود. کارهای عددی انجام شده توسط آسچیم<sup>۱</sup> در سال ۲۰۰۲ نشان داد تغییرمکان افقی تسلیم برای ساختمان‌های قاب خمشی فولادی ممکن است بین ۱٪ تا ۱/۲٪ ارتفاع سازه باشد در حالی که این مقدار برای سازه‌های بتنی نصف مقادیر ذکر شده می‌باشند. در آیین‌نامه‌های لرزه‌ای مدرن، نسبت به رانش نسبی طبقات بیشتر توجه نشان می‌دهند و ضوابط سختی برای آن در نظر می‌گیرند تا از خرابی اجزای ناسازه‌ای<sup>۲</sup> را کاهش دهند. تغییرات ناگهانی سختی در پلان و نما می‌تواند باعث ایجاد تمرکز خسارات در یک ناحیه شود و بایستی از آن دوری شود.

تحقیقات مقدم در سال ۱۹۹۰ نشان داد، میان قاب‌ها و دیوارهای آجری<sup>۳</sup> اثر قابل توجهی بر روی قاب‌های با سختی جانبی کم همچون قاب‌های فولادی چند طبقه دارد. میان قاب‌های بنایی، دیوارهای بتنی پیش ساخته به صورت فراوان برای دیوارهای داخلی و خارجی ساختمان‌های فولادی، مرکب و بتنی به صورت مکرر به کار می‌روند. وجود این قاب‌ها به همراه این دیوارها باعث ایجاد اندرکنشی بین میان قاب‌ها و مرزهای آنها با قاب می‌شود که بایستی برای بررسی عملکرد سازه در حین زلزله به حساب آورده شود. شینگ و محرابی<sup>۴</sup> در سال ۲۰۰۲ نشان دادند که وجود این میان قاب‌ها می‌تواند اثر مفید برای بالا بردن سختی جانبی سازه داشته باشد. درحالی که ظرفیت آنها برای تحمل بارهای ثقلی ممکن است ناچیز باشد. میان قاب‌ها به صورت‌های زیر بر روی پاسخ سازه اثر می‌گذارند:

- ✓ سختی سازه: باعث کوتاه شدن دوره تناوب اصلی سیستم شده، و همچنین مشخصات تقویت دینامیکی سیستم را تغییر می‌دهد. اهمیت این اثر به مشخصات جنبش زمین بستگی دارد.
- ✓ مسیر بار: وجود میان قاب‌ها باعث تغییر توزیع سختی سازه و به تبع آن تغییر جریان نیرو می‌شود. همچنین اندرکنش ایجاد شده با مرزهای قاب ممکن است باعث تمرکز تنش در نواحی خاصی شود.
- ✓ مکانیزم خرابی: وجود این میان قاب‌ها ممکن است باعث ایجاد شکست برشی بخصوص در قاب‌های چند طبقه و در نواحی که این میان قاب‌ها به صورت کامل اجرا نشده‌اند می‌شود.

<sup>1</sup> Ascheim

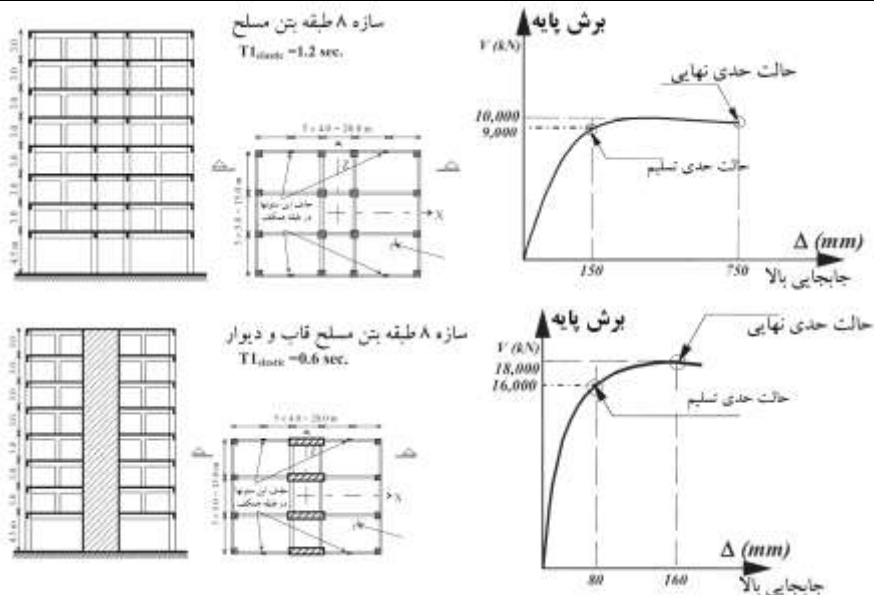
<sup>2</sup> Non-structural damage

<sup>3</sup> Infill panels and brick walls

<sup>4</sup> Shing and Mehrabi

مقدم و همکاران در سال ۱۹۸۸ با آزمایش‌های تجربی و مدل‌سازی‌های عددی نشان دادند که وجود میان قاب‌های آجری می‌تواند سختی قاب را ۱۵ تا ۴۰ برابر بیشتر از حالت بدون وجود میان قاب‌ها در سازه‌های فولادی نماید. عمده خرابی‌های ایجاد شده در میان قاب‌ها به علت ضعف آنها در تحمل کشش بوده و به سرعت دچار ترک می‌شوند.

مثال) می‌خواهیم یک ساختمان ۸ طبقه بتن مسلح به جای یک ساختمان موجود که در حین زلزله دچار خرابی شده است را بازسازی نماییم. دو گزینه پیش روی داریم که در شکل ۳-۲۶ این دو گزینه نشان داده شده است. با استفاده از تحلیل استاتیکی غیرخطی ظرفیت جانبی هر یک از سازه‌ها تعیین شده است. سختی جانبی ارتجاعی و سختی جانبی سکانتی در حالت حدی نهایی برای هر یک از دو سازه چند طبقه نشان داده شده را تعیین نمایید. در صورتی که مالک تصمیم به استفاده از پارتیشن‌های آجری کند، این کار از نظر سازه‌ای، مشکلی دارد یا خیر؟

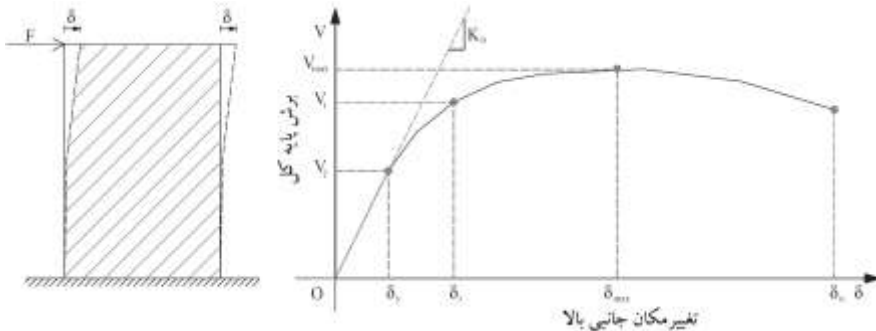


شکل ۳-۲۶ قاب خمشی بتن مسلح (شکل بالا) و سیستم دوگانه قاب به همراه دیوار برشی (شکل پایین)

### ۳-۳-۵ - مقاومت

مقاومت به صورت ظرفیت یک عضو یا مجموعه‌ای از اعضا برای مقاومت در برابر نیروهای اعمال شده بر آن، گفته می‌شود. مقدار مقاومت ثابت نیست و به نوع استفاده از سازه بستگی دارد. به عنوان مثال در صورتی که برای یک عضو مقدار کرنش مشخصی معلوم نماییم و بخواهیم که

کرنش در آن از مقدار کرنش هدف بیشتر نشود، مقدار نیروی معادل با کرنش هدف، برابر با مقاومت آن عضو است. این مقدار ممکن است کمتر و یا بیشتر از مقدار بیشینه نمودار بار-جابجایی که به صورت سنتی برای تعیین مقاومت بکار می‌رود باشد. مقدار کرنش هدف برای سازه‌های مختلف متفاوت می‌باشد و به نوع عملکرد مورد انتظار آنها در حین زلزله بستگی دارد. به عنوان مثال مقدار کرنش هدف برای یک نیروگاه کمتر از یک ساختمان تجاری است. مقاومت معمولاً به صورت تابعی از نوع بار اعمال شده تعریف می‌شود. هر یک از بارهای محوری، خمشی و برشی دارای ظرفیت جداگانه‌ای هستند. در منحنی پاسخ نشان داده شده در شکل ۳-۲۷ ظرفیت برشی  $V$  سیستم را می‌توان نسبت به هر یک از ظرفیت‌های جاری شدگی  $V_y$  و یا حداکثر مقاومت  $V_{max}$  تعریف نمود.



شکل ۳-۲۷ تعریف مقاومت برای سازه

همچنین هر مقدار دیگری، مابین  $V_y$  و  $V_{max}$ ، مانند  $V_i$  نیز می‌تواند به عنوان ظرفیت برشی در نظر گرفته شود. ارتباط بین هندسه، مشخصات مکانیکی و مقاومت را می‌توان با استفاده از اصول مکانیکی آن تعیین نمود. این روابط به نوع ساختار مواد مورد استفاده بستگی دارد. عدم قطعیت در ارزیابی ظرفیت سازه ناشی از تصادفی بودن خواص مواد، خصوصیات هندسی مانند مقطع و اندازه اعضا و کیفیت ساخت آنها بستگی دارد. بنابراین ارزیابی ظرفیت سازه‌های پیش ساخته، نسبت به سازه‌های درجا کار شده، از عدم قطعیت کمتری برخوردار است. همچنین عدم قطعیت‌ها در ارزیابی ظرفیت ساختمان‌های بتنی و با مصالح بنایی بیشتر از ساختمان‌های فولادی است.

نیروهای جانبی ناشی از زلزله برای ساختمان‌های کوتاه و سازه‌هایی که در مناطق با لرزه‌خیزی بالا و متوسط قرار دارند، معمولاً بیشتر از اثر باد بر آنها است. برآیند نیروهای جانبی تولید شده ناشی از زلزله که متناسب با جرم سازه هستند تحت عنوان برش پایه<sup>۱</sup> شناخته می‌شود. سازه بایستی دارای ظرفیت محوری، برشی و خمشی کافی برای تحمل این نیروها و اثرات دیگر آن مانند

<sup>۱</sup> Base shear

بلندشدگی ستون‌ها، لنگر واژگونی<sup>۱</sup> و غیر را داشته باشد. در صورتی که سازه ظرفیت کافی برای تحمل تنش‌های ایجاد شده را نداشته باشد، اعمال این نیروها موجب شکست و خرابی اعضای سازه‌ای می‌شود.

### ۳-۳-۶ عوامل موثر در مقاومت

*الف) مشخصات مصالح:* برای مقاصد طراحی لرزه‌ای از پارامتر مقاومت مشخصه<sup>۲</sup> استفاده می‌شود که برابر با نسبت مقاومت به وزن ( $\sigma/\gamma$ ) می‌باشد. مقدار  $\sigma/\gamma$  برای مصالح مختلف در جدول ۳-۳ آورده شده است. همچنین از قابلیت ارتجاعی ویژه<sup>۳</sup> ( $E/\gamma$ ) می‌توان جهت مقایسه مورد استفاده قرار گیرد. الیاف مرکب، چوب و فولاد دارای مقاومت ویژه بالایی هستند و برای استفاده در مهندسی زلزله مناسب هستند. ساختار مواد بسته به توزیع خواص در امتداد محورهای اصلی آنها ممکن است همسانگرد یا ناهمسانگرد<sup>۴</sup> باشند. بعضی از مصالح مانند فولاد و بتن غیر مسلح را می‌توان به صورت مواد همسانگرد در نظر گرفت. موادی که به صورت لایه، لایه هستند به صورت ناهمسانگرد در نظر گرفته می‌شوند. مصالح بنایی، چوب و بتن الیافی مرکب نمونه‌هایی از مصالح ناهمسانگرد هستند. مصالحی مانند بتن، با اضافه شدن کرنش، مقدار سختی و مقاومت خود را از دست می‌دهند ولی فولاد قادر است کرنش‌های در حدود ۱۰ تا ۱۵ برابر کرنش حد تسلیم خود را تحمل نماید. در حین بارهای دینامیکی، مقاومت مصالح با افزایش در نرخ کرنش<sup>۵</sup> زیاد می‌شود. در حین زلزله نرخ تغییرات کرنش بین  $10^{-2}$  تا  $10^{-1}$  بر ثانیه است (Roeder, 2002). در سازه‌های فولادی به دلیل کم بودن ابعاد و ضخامت اعضا، در اثر افزایش نرخ کرنش، در صورتی که عضو به صورت مناسبی مهار نشده باشد، اغلب شاهد ایجاد کمانش‌هایی به صورت موضعی و کلی هستیم. این قضیه در حالت‌هایی که نرخ کرنش نیز پایین هست نیز ایجاد می‌شود (Izzuddin and Elnashai, 1993). نرخ تغییرات کرنش در سازه‌های بتن مسلح با دوره تناوب پایین، می‌تواند بیش از  $5 \times 10^{-2}$  بر ثانیه شود (Paulay and Priestley, 1992). برای مقادیر کوچک نرخ کرنش، مقاومت فشاری بتن، نرخ کرنش در حدود ۳۰٪ در مقایسه با حالت شبه استاتیکی<sup>۶</sup> بیشتر است. برای مقادیر مشابه نرخ کرنش، مقاومت تسلیم فولاد در حدود ۲۰٪ است. سختی بتن نیز تابعی از نرخ

<sup>1</sup> Overturning moment

<sup>2</sup> Specific strength

<sup>3</sup> Specific elasticity

<sup>4</sup> Isotropic or orthotropic

<sup>5</sup> Strain rate

<sup>6</sup> Quasi - static

کرنش می‌باشد، لیکن افزایش سختی نسبت به افزایش مقاومت، مقدار کمتری است. بر اساس تحقیقات فو و همکاران در سال ۱۹۹۱، در تیرهای بتن مسلح که پاسخ لرزه‌ای توسط آرماتورهای فولادی کنترل می‌شود، نرخ کرنش اثر ناچیزی بر روی آنها دارد.

جدول ۳-۳ سختی ویژه و مقاومت برخی از مصالح که در طراحی لرزه‌ای به کار می‌روند

مقاومت ویژه ( $\times 10^2 m$ )	قابلیت ارتجاعی ویژه ( $\times 10^4 m$ )	مقاومت (MPa)	مدول یانگ (GPa)	چگالی ( $kN/m^3$ )
بتن				
11-20	89-120	20-40	16-24	18-20
8-22	92-167	20-55	22-40	23-24
29-250	100-125	70-1,000	24-50	24-40
مصالح بنایی				
3-20	37-45	5-15	7-10	19-22
0.3-2	5-16	0.5-4	0.8-3.0	16-19
الیاف مرکب				
778-3,400	889-1,350	1,400-6,800	160-270	18-20
1,458-1,577	292-308	3,500-4,100	70-80	24-26
53-255	4-18	28-70	0.2-0.5	1.1-13.3
فولاد				
25-63	259	200-500	205	79
23-60	241	180-480	193	80
74-133	240-270	200-360	65-73	27
111-200	205-462	800-1,000	185	40-90

ب) مشخصات مقاطع: مقاومت جانبی سازه به نوع مقاطع بکار رفته در آن بستگی دارد. سطح مقطع ( $A$ ) بر روی ظرفیت محوری و برشی اعضا اثر گذار است. در حالی که ممان اینرسی خمشی  $I$  و ممان اینرسی پیچشی  $J$  به ترتیب بر ظرفیت خمشی و پیچشی اثرگذار هستند. برای سازه‌های بتن مسلح، مقدار مقاومت با افزایش مقدار فولادهای مسلح کننده افزایش می‌یابد. مقادیر  $A$ ،  $I$  و  $J$  در ساختمان‌های بتن مسلح، با نوع بارهای اعمال شده بر آنها تغییر می‌کنند. مقاومت کششی  $f_t$  برای بتن در مقایسه با مقاومت فشاری  $f'_c$  بسیار ناچیز است. مقاومت کششی  $f_t$  در حدود ۱۰ تا ۱۵٪ مقدار مقاومت فشاری  $f'_c$  می‌باشد. در نتیجه در حین زلزله که این اعضا تحت بارهای رفت و



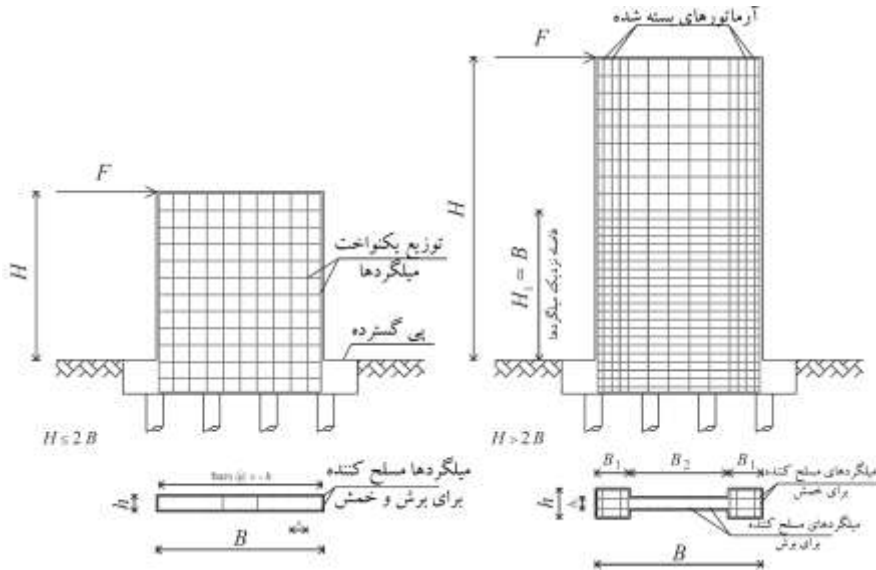
برگشتی قرار می‌گیرند، رفتار آنها در برابر تنش‌های کششی با حالتی که در فشار کار می‌کنند متفاوت است. برای اقتصادی شدن طرح، بایستی شکل مقاطع متناسب با سیستم لرزه‌بر و نحوه اعمال بار بر آنها باشد. به عنوان مثال مقاطع مستطیلی برای تیرها وستون‌ها از نظر اجرایی و اقتصادی، بسیار مناسب هستند و قادرند نیروهای محوری و برشی را منتقل کنند. در حالی که مقاطع  $I$  شکل را می‌توان برای تحمل خمش با و یا در حالات بدون بار محوری به کار برد.

ظرفیت مقطع به اندرکنش بین نوع اعمال بار (بار محوری  $N$ ، لنگر خمشی  $M$  و نیروی برشی  $V$ ) بستگی دارد. به عنوان مثال ظرفیت خمشی در یک مقطع فولادی که تحت همزمان بار محوری  $N$  و لنگر خمشی  $M$  قرار گرفته است، نسبت به حالتی که تنها در خمش خالص قرار دارد، کمتر می‌باشد. لیکن در اعضای بتن مسلح، این موضوع می‌تواند برعکس باشد و وجود نیروی محوری  $N$  ممکن است باعث افزایش ظرفیت خمشی شود. سازه‌هایی که تنها برای بارهای ثقلی طراحی می‌شوند، لنگر خمشی ایجاد شده در ستون‌های آنها، مقدار ناچیزی است. لیکن به سبب نیروهای جانبی ناشی از زلزله، مقدار لنگر و برش قابل توجهی در آنها ایجاد می‌شود. به دلیل تصادفی بودن نیروهای ایجاد شده و جهت آن، ستون‌ها همواره تحت خمش دومحوره بوده و در اکثر موارد علاوه بر خمشی، شامل نیروی محوری و لنگرهای پیچشی نیز هستند. در سازه‌های بتن مسلح، عموماً ظرفیت خمش دو محوره<sup>۱</sup> اعضا کمتر از حالت تک محوره می‌باشد. اندرکنش ایجاد شده بین بار محوری  $N$  و لنگر خمشی  $M$ ، بخصوص در حالت دو محوره، باعث کاهش ظرفیت مقطع ستون خواهد شد. همچنین اندرکنش ایجاد شده بین نیروهای محوری-برشی و خمشی-برشی نیز در سازه‌های بتن مسلح باعث کاهش ظرفیت آنها می‌شود. شکست در سازه‌های بتن مسلح، عموماً به علت اندرکنش خمش و برش ایجاد می‌شود و بایستی این مسئله بدقت مورد ارزیابی قرار گیرد. در سازه‌های فولادی، ممکن است قبل از رسیدن مقطع به ظرفیت نهایی خود، در اثر کمناش موضعی از مقاومت آن کاسته شود و مقطع قادر به تامین حداکثر ظرفیت نخواهد بود. در سازه‌های فولادی اندرکنش بین بار محوری، برشی و خمشی مهم می‌باشد (Kasai and Popov, 1986). با در نظر گرفتن نسبت‌های مناسب عرض به ضخامت ( $b/t$ ) و عمق به ضخامت ( $d/t$ ) می‌توان از کمناش موضعی جلوگیری نمود.

پ) مشخصات اعضا: مقاومت سیستم به مشخصات اجزاء آن وابسته است. عموماً مقاومت برشی و خمشی ستون‌ها کمتر از دیوارهای سازه‌ای است. در سازه‌های با ارتفاع متوسط و بلند برای بالا بردن مقاومت و سختی جانبی سیستم، از دیوارهای لاغر استفاده می‌شود. وجود این دیوارها باعث بهبود رفتار سیستم و مقاومت بیشتر آنها در برابر لنگرهای واژگونی است. بر اساس تحقیقات

<sup>1</sup> Biaxial moment capacity

آزمایشگاهی و عددی که پاولی و پرستلی<sup>۱</sup> در سال ۱۹۹۲ بر روی این دیوارها انجام دادند، نشان داده شد که متمرکز کردن میلگردهای دیوار در ناحیه لبه‌ها به جای توزیع یکنواخت آنها در طول دیوار، باعث افزایش عملکرد آنها در حین زلزله می‌شود. برای جا دادن این آرماتورها در گوشه‌های استفاده از دیوارهای برشی دمبلی (دیوار همراه با بال) مانند شکل ۳-۲۸ ارجحیت دارد.



شکل ۳-۲۸ توزیع آرماتورهای مسلح کننده در دیوارهای سازه‌ای برای بالا بردن مقاومت سازه در حالتی دیوار دارای بال باشد، عملکرد خمشی دیوار، بهبود می‌یابد. برای جلوگیری از شکست برشی دیوار به یک حداقل میلگرد در امتداد عرضی دیوار نیاز هست. در حالتی که دیوار بدون المان‌های مرزی اجرا می‌شود، معمولاً برای بالا بردن ظرفیت آن بایستی از دیوار با ضخامت زیاد استفاده شود. ولی در حالتی که از بال‌های گوشه‌ای استفاده شده است، می‌توان ضخامت دیوار را به مقدار قابل ملاحظه‌ای کاهش داد. برای جلوگیری از کمانش فولاد در ناحیه بتن فشاری و رسیدن آن به ظرفیت نهایی خود بایستی فولادهای طولی به صورت مناسبی در این ناحیه محصور<sup>۲</sup> شوند.

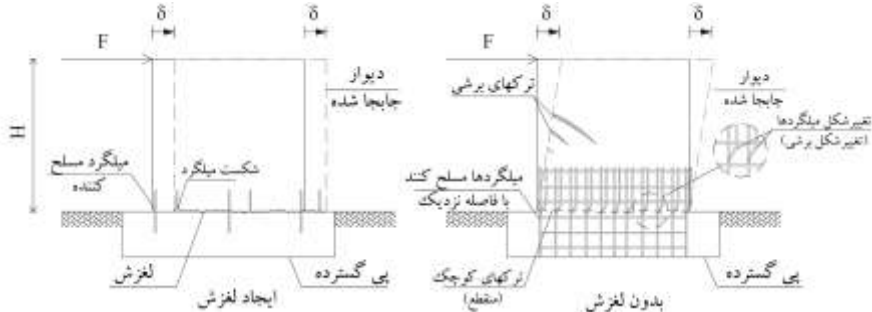
ت(خصوصیات اتصال: در حین بارهای زلزله در محل اتصال تیر به ستون و همچنین در محل پای ستون‌های برش‌های قابل توجهی ایجاد می‌شود. تمرکز تنش<sup>۳</sup> ایجاد شده در این نقاط ممکن است به علت پیچیدگی‌های هندسی، زیاد بودن حجم آرماتورها و پیکربندی هندسی آن باشد. تنزل

<sup>1</sup> Paulay and Priestley

<sup>2</sup> Confinement

<sup>3</sup> Stress concentrations

سختی و مقاومت در این نقاط به کم شدن مقاومت و سختی سازه منجر خواهد شد. بارهای ایجاد شده در مرکز جرم توسط دیافراگم کف به سیستم‌های لرزه‌بر منتقل می‌شوند. بنابراین در نواحی اتصال کف به دیوارهای سازه‌ای امکان تمرکز تنش موجود دارد. همچنین ضعف اتصال شالوده و روسازه می‌تواند منجر به ایجاد لغزش برشی مانند شکل ۳-۲۹ خواهد شد.



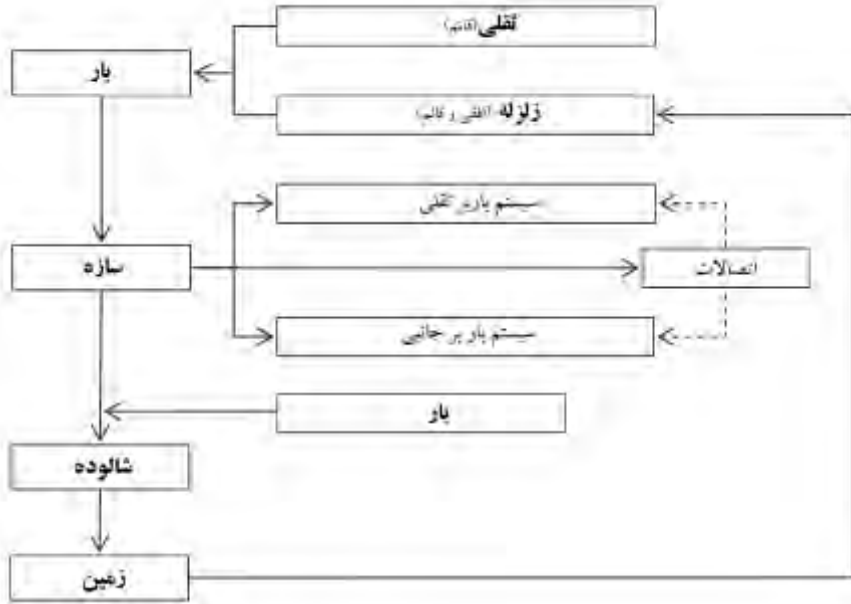
شکل ۳-۲۹ اتصال شالوده ضعیف (سمت چپ) و اتصال قوی (سمت راست)

لغزش یکی از متداولترین نوع شکست‌ها در سازه‌های چوبی و یا مصالح بنایی است که علت اصلی آن عدم چفت و بست درست روسازه و شالوده می‌باشد.

ت مشخصات سیستم: نوع سیستم سازه‌ای که مورد استفاده قرار می‌گیرد به طور مستقیم بر مقاومت تاثیر می‌گذارد. همچنین بارگذاری تناوبی بر روی اجزای سازه‌ای می‌تواند به میزان قابل توجهی بر روی ظرفیت محوری و برشی این اجزا تاثیر گذار باشد. اندرکنش بین اجزای سازه‌ای و ناسازه‌ای می‌تواند باعث ایجاد تمرکز تنش و خرابی در ستون‌ها گردد. نوع مصالح مورد استفاده در سازه می‌تواند نقش مهمی در مقاومت و سختی آن طبقه داشته باشد. به عنوان مثال با استفاده از میان قاب‌های با سختی زیاد و قوی در یک قاب بتن مسلح می‌تواند سختی و مقاومت را به میزان زیادی افزایش دهد. بر اساس تحقیقات انجام شده توسط مقدم در سال ۱۹۹۰ افزایش سختی و مقاومت میان قاب‌ها در سازه‌های فولادی بیشتر از سازه‌های بتنی است.

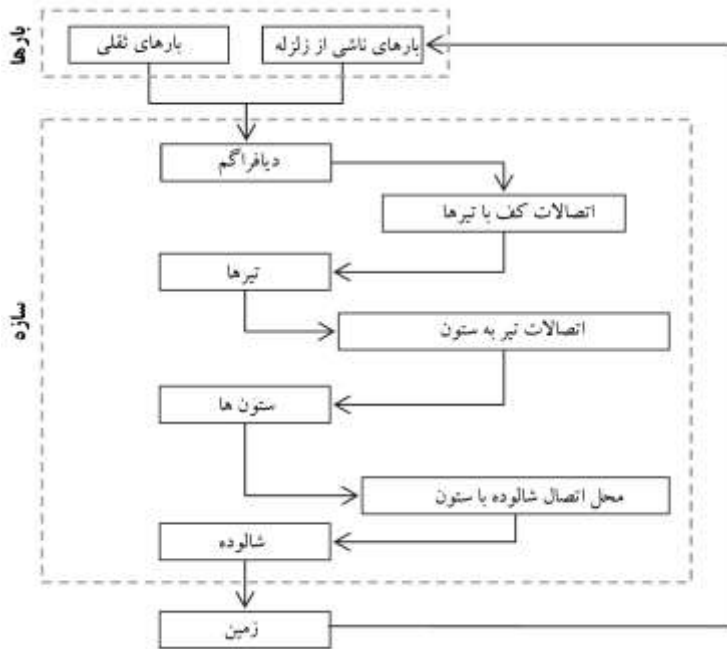
### ۳-۳-۷ اثر مسیر حرکت بار

سیستم لرزه‌بر استفاده شده برای سازه بایستی با پیوستگی و پیکربندی مناسب خود، قادر به انتقال بارهای جانبی و قائم به صورت مناسبی به شالوده باشد. هر گونه اختلال در مسیر انتقال می‌تواند باعث ایجاد تمرکز تنش و در نهایت خرابی گردد. در شکل ۳-۳۰ مسیر انتقال بارهای افقی و قائم به صورت شماتیک نشان داده شده است.

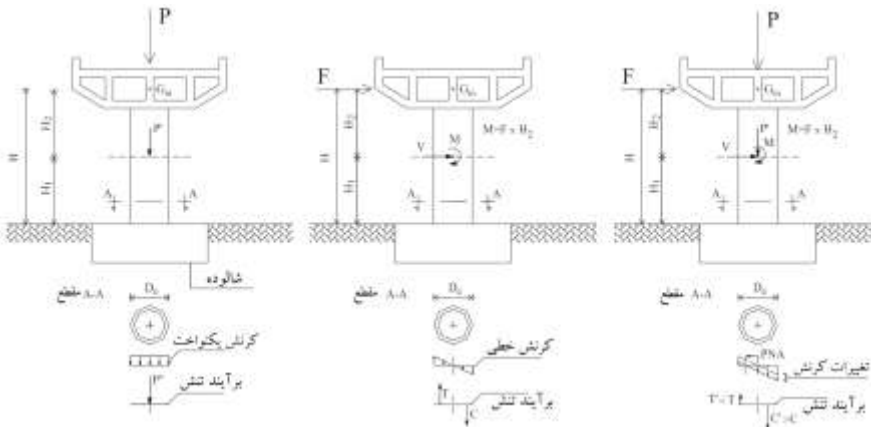


شکل ۳-۳۰ مسیر انتقال بارهای جانبی و قائم

در سازه‌های قابی بارهای ثقلی و نیروهای اینرسی ایجاد شده در جرم هر طبقه در ابتدا توسط دیافراگم کف به تیرها، سپس به ستون و در نهایت به شالوده منتقل می‌شود. در شکل ۳-۳۱ به صورت شماتیک مسیری که نیروهای ایجاد شده در اثر زلزله بایستی طی کنند تا به زمین برسند نشان داده شده است. نقاطی که مسیر انتقال این نیروها هستند از حساسیت بالایی برخوردارند و هر گونه ضعف در این نقاط باعث ایجاد خسارات کلی در سازه می‌گردد. معمولاً اتصالات مهمترین بخش این مسیر انتقال نیرو می‌باشند.

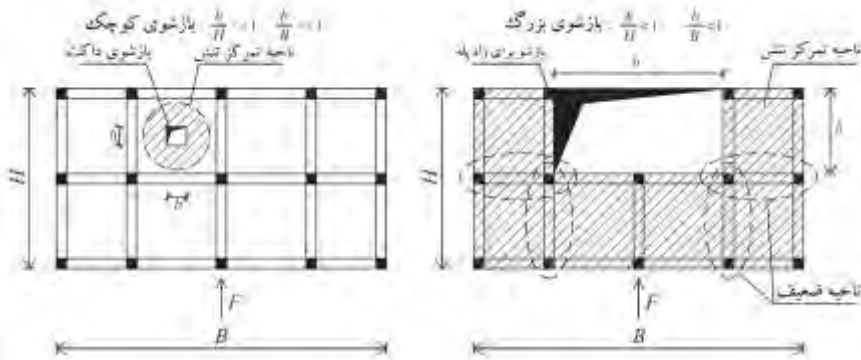


شکل ۳-۳۱ مسیر انتقال بار در سازه



شکل ۳-۳۲ پایه پل در معرض بار قائم (سمت چپ) بار افقی (وسط) و بار افقی و قائم (سمت راست) مسیری که بار طی می‌کند به نوع سیستمی که برای انتقال بارهای جانبی و قائم در نظر گرفته شده است بستگی دارد. به عنوان مثال در شکل ۳-۳۲ سه پایه پل نشان داده شده که هر یک تحت یک نوع بار قرار دارد. در حالتی که بار به صورت ثقلی بر آن اثر داده می‌شود، توزیع تنش در پایه به صورت یکنواخت بوده و تمرکز تنش در نقطه اشتراک پایه و شالوده ایجاد می‌شود. در حالتی که نیروی افقی  $F$  بر پل اثر می‌کند، در اثر لنگر ایجاد شده در پایه که به صورت خطی در

امتداد آن تغییر می‌کند، تنش‌های نرمال ایجاد شده به صورت خطی در خواهد آمد. در حالتی که بار ثقلی علاوه بر بار جانبی بر سازه اعمال شود، توزیع تنش در پایه به صورت دوزنقه‌ای خواهد بود. در صورتی که پایه خیلی بلند باشد، مثلاً در حالت ستون با مقطع دایره،  $H/D > 10$  یا با مقطع مستطیلی  $H/B > 10$ ، وجود توام بارهای جانبی و ثقلی موجب ایجاد اثرات ثانویه  $P-\Delta$  شده و باعث تشدید لنگر در ناحیه بحرانی می‌گردد. مسیر انتقال نیرو بایستی تا حد امکان ساده و به دور از پیچیدگی باشد. وجود بازشوهای بزرگ در دیافراگم کف، باعث ایجاد تمرکز تنش در گوشه‌های بازشو و انقطاع در مسیر انتقال بار می‌شود. ولی بازشوهای کوچک اثر چندانی ندارند.



شکل ۳-۳۳ تمرکز تنش به علت بازشوهای کوچک (سمت چپ) و بازشوهای بزرگ (سمت راست) در دیافراگم کف

در شکل ۳-۳۳ مثال‌هایی از تمرکز تنش در بازشوهای کوچک و بزرگ را نشان می‌دهد. عدم تقارن<sup>۱</sup> سازه در پلان و نما مانع توزیع نیرو به صورت مناسب از روسازه به شالوده می‌گردد. (Paulay, 1998, 2001). همچنین در این سازه‌ها، به علت فاصله بین مرکز جرم و مرکز سختی، سازه دچار پیچش می‌شود. خروج از مرکزیت جرم و سختی در تمام حالات باعث افزایش نیاز شکل‌پذیری و مقاومت در پیرامون سازه می‌گردند. حرکت‌های متناوب و افقی در حین زلزله باعث ایجاد تنش‌های کششی و فشاری قطری در دیوارها می‌گردند. رفتار میان قاب‌های موجود، مانند مهاربند یکطرفه می‌باشد. به طوری که حرکت قاب در یک جهت خاص باعث ایجاد کشش در یک قطر میان قاب و ایجاد فشار در قطر دیگر می‌گردد.

### ۳-۳-۸ - کنترل خسارات سازه‌ای

مقاومت موجود با میزان خسارات ایجاد شده رابطه مستقیم دارند. شکست‌های ایجاد شده ممکن است در اثر انباشته شدن تنش در بعضی نواحی مانند اتصالات و فراتر رفتن آن از نیاز مواد ایجاد

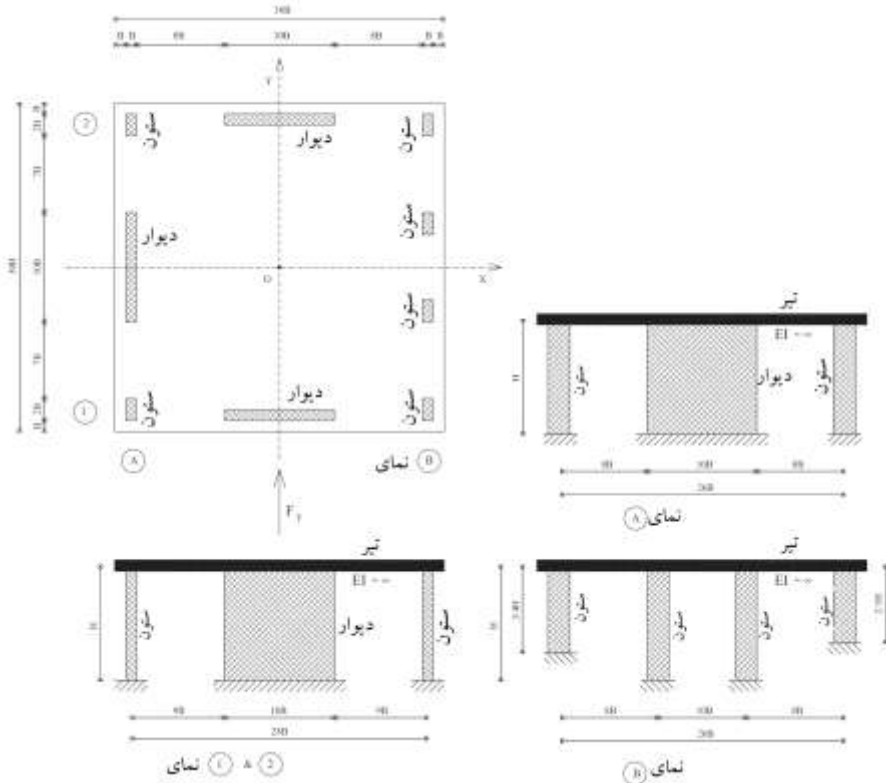
<sup>۱</sup> Asymmetry

گردد. کنترل خسارات می‌تواند به صورت محلی و یا کلی انجام شود. میزان چرخش ایجاد شده در محل اتصال تیر به ستون در اثر ضعف آن می‌تواند باعث جابجایی بیشتر سازه شده و به تبع آن خسارات ناسازه‌ای بیشتر گردد.

مثال) سازه یک طبقه نشان داده شده در شکل ۳-۳۴ را در نظر بگیرید. برای توزیع نیروی زلزله از رابطه زیر می‌توان استفاده نمود:

$$V_{yi} = \frac{k_{yi}}{\sum_{i=1}^M k_{yi}} F_y \pm \frac{k_{yi} d_{xi}}{\sum_{j=1}^M k_{yj} d_{xj}^2} M_t$$

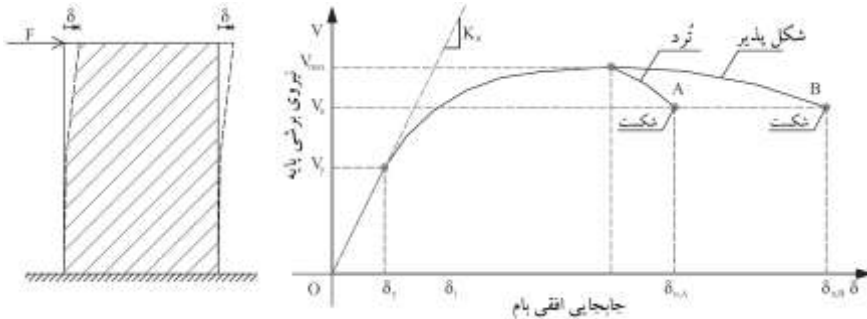
که در رابطه فوق  $k_{yi}$  سختی قاب خمشی در جهت محور  $y$ ها و فاصله هر یک از سیستم‌های مقاوم تا مرکز سختی  $C_R$  برابر  $d_{xj}$  می‌باشد. مقدار  $M_t$  گشتاور پیچشی است. رابطه فوق را اثبات کنید. آیا این رابطه در هر دو حالت ارتجاعی و غیرارتجاعی صادق است؟



شکل ۳-۳۴ سازه یک طبقه

### ۳-۳-۹- شکل پذیری

توانایی مواد، اجزاء، اتصالات و یا سازه برای پذیرش جابجایی‌های زیاد در ناحیه غیرارتجاعی، با پذیرش کاهش قابل قبول در سختی و مقاومت، شکل‌پذیری گفته می‌شود. در شکل ۳-۳۵ دو سیستم ترد و شکل‌پذیر با یکدیگر مقایسه شده‌اند.



شکل ۳-۳۵ تعریف شکل‌پذیری سازه

منحنی‌های  $A$  و  $B$  بیان‌کننده رابطه بین نیرو و جابجایی سیستم با سختی و مقاومت یکسان، ولی رفتار آنها در ناحیه غیرارتجاعی متفاوت می‌باشد. سیستم‌های ترد بعد از رسیدن به مقاومت نهایی خود قادر به تحمل تغییرشکل‌های کمی هستند. منحنی  $A$  در شکل ۳-۳۵ رفتار یک سیستم ترد را نشان می‌دهد. در این سیستم‌ها بعد از رسیدن سیستم به نیروی حداکثر  $V_{max}$ ، به علت فقدان شکل‌پذیری، شکست آنها به صورت ناگهانی بوده و بدون هشدار قبلی دچار خرابی می‌شوند. در نقطه مقابل، منحنی  $B$  نمایش دهنده رفتار یک سیستم با شکل‌پذیری در ناحیه غیرارتجاعی می‌باشد. سیستم بعد از رسیدن به حداکثر نیروی  $V_{max}$  دچار تغییرشکل‌های زیادی شده و با ایجاد این تغییرشکل‌ها، مقدار قابل توجهی از نیروی زلزله را مستهلک می‌کند. مقدار حداکثر جابجایی ایجاد شده در سیستم شکل‌پذیر برابر  $\delta_{u,B}$  بوده که از مقدار حداکثر تغییرمکان سیستم ترد بسیار بیشتر است ( $\delta_{u,B} \gg \delta_{u,A}$ ).

به دلایل اقتصادی اغلب سازه‌های معمولی طوری طراحی می‌شوند تا در زلزله‌های شدید وارد ناحیه غیرارتجاعی شوند و با تغییرشکل‌های غیرارتجاعی خود باعث اتلاف انرژی<sup>۱</sup> ناشی از زلزله شوند. در صورتی که سیستم سازه‌ای قادر به اتلاف انرژی قابل توجهی نباشد، به عبارت دیگر جابجایی‌های سازه کمتر شده و میزان تنش‌ها در اعضا بیشتر می‌شود. نتیجه این عمل، افزایش ابعاد سیستم سازه و غیر اقتصادی<sup>۲</sup> شدن طرح خواهد بود. لیکن در بعضی سازه‌های خاص مانند

<sup>1</sup> Energy dissipation

<sup>2</sup> Uneconomical



نیروگاه‌ها، سکوه‌های ساحلی<sup>۱</sup>، سازه‌های نگهداری مایعات، تمایلی به وارد کردن سازه به ناحیه غیرارتجاعی وجود ندارد. شکل‌پذیری به صورت زیر تعریف می‌شود:

$$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \quad (۱۵-۳)$$

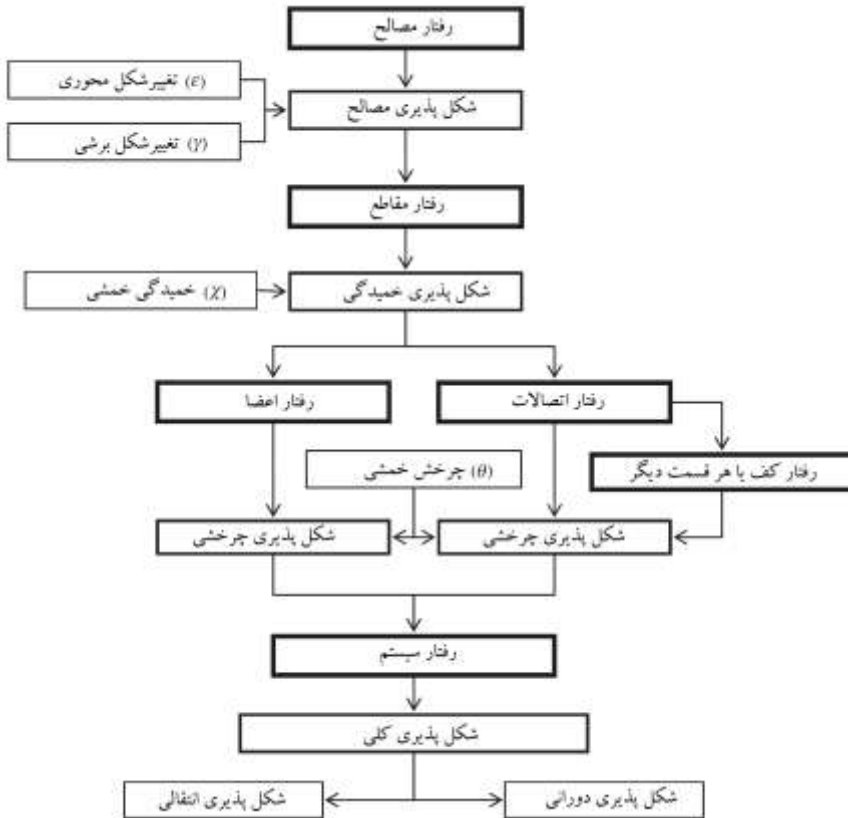
که در رابطه فوق،  $\Delta_u$  و  $\Delta_y$  به ترتیب نقاط متناظر با تغییر مکان‌های حد نهایی و تسلیم سازه هستند. مقدار جابجایی  $\Delta$  شامل دوران و تغییر مکان می‌باشد که به طور خلاصه به صورت جابجایی بیان می‌شود. پارامتر  $\mu$  بیان شده در رابطه (۱۵-۳) تحت عنوان ضریب شکل‌پذیری<sup>۲</sup> شناخته می‌شود. مقدار شکل‌پذیری را می‌توان به صورت‌های زیر برای ارزیابی مقدار شکل‌پذیری یک سیستم سازه‌ای به کار برد:

- ✓ شکل‌پذیری مصالح ( $\mu_\epsilon$ ): بیان‌کننده تغییر شکل‌های پلاستیک مواد
- ✓ شکل‌پذیری مقطع (انحنایی) ( $\mu_\chi$ ): تغییر شکل‌های پلاستیک سطح مقطع می‌باشد.
- ✓ شکل‌پذیری اعضا (چرخشی) ( $\mu_\theta$ ): دوران‌های پلاستیک ایجاد شده که در محل اتصال تیر به ستون ایجاد می‌شود.
- ✓ شکل‌پذیری سازه (جابجایی) ( $\mu_\delta$ ): ارزیابی کلی از عملکرد غیرارتجاعی سازه تحت بارهای جانبی است.

مفاهیم و ارتباط بین شکل‌پذیری کلی و محلی در شکل ۳-۳۶ ارائه شده است.

<sup>1</sup> Offshore platforms

<sup>2</sup> Ductility factor



شکل ۳-۳۶ ارتباط بین سطوح شکل پذیری

رابطه (۳-۱۵) را می توان برای حالت بارگذاری تناوبی و انرژی نیز تعریف نمود:

الف) تعریف ضریب شکل پذیری بر اساس پاسخ چرخه ای: ضریب  $\mu$  برای حالت بارگذاری تناوبی به صورت زیر بیان می شود.

$$\mu = \frac{|\Delta_{max}^+| + |\Delta_{max}^-|}{|\Delta_y^+| + |\Delta_y^-|} \quad (۳-۱۶)$$

که در آن  $\Delta_{max}^+$  و  $\Delta_{max}^-$  به ترتیب تغییر شکل های نهایی مثبت و منفی؛  $\Delta_y^+$  و  $\Delta_y^-$  نیز به ترتیب نقاط متناظر با تغییر شکل های حد تسلیم هستند.

ب) تعریف ضریب شکل پذیری بر اساس انرژی هیسترتیک: ضریب شکل پذیری برای تاریخچه کامل پاسخ سیستم برای کل انرژی تلف شده  $E_{t,H}$ ، به صورت زیر بیان می شود:

$$\mu = \frac{E_{t,H}}{E_E} \quad (۳-۱۷)$$

که در رابطه فوق،  $E_E$  انرژی ارتجاعی، یا انرژی کرنشی نامیده شده و توسط رابطه زیر بدست می‌آید:

$$E_E = \frac{1}{2} F_y \delta_y \quad (۱۸-۳)$$

که در آن  $F_y$  و  $\delta_y$  به ترتیب نیرو و تغییر شکل در نقطه تسلیم هستند. کل انرژی هیسترتیک تلف شده قبل از شکست  $E_{t,H}$  به صورت زیر بدست می‌آید:

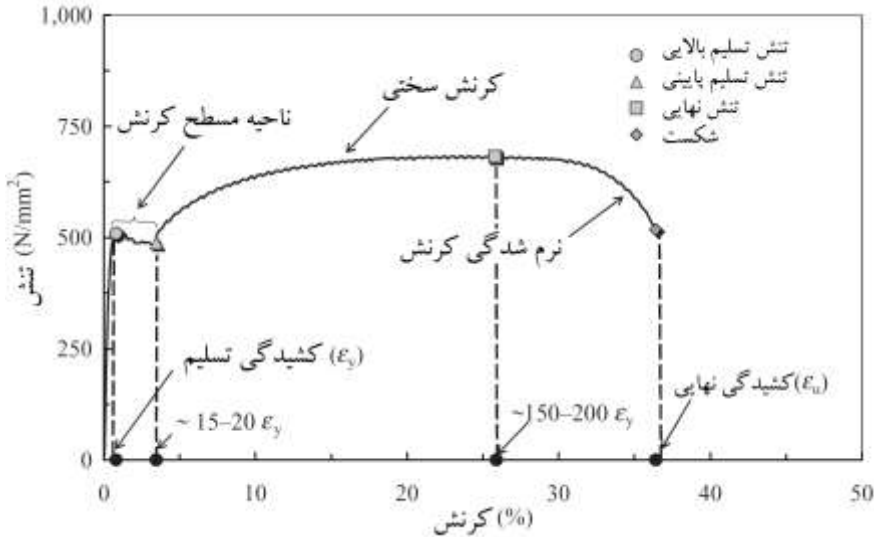
$$E_{t,H} = \sum_{i=1}^N E_{i,H} \quad (۱۹-۳)$$

که در آن  $N$  تعداد سیکل‌های انجام شده تا شکست و  $E_{i,H}$  انرژی هیسترتیک تلف شده در  $N$ امین سیکل می‌باشد.

در طراحی لرزه‌ای برای دستیابی به تغییرشکل‌های پلاستیک بالا، نیاز به شکل‌پذیری‌های زیاد در اجزای سازه‌ای بخصوص در اتصالات و سیستم لرزه‌بر می‌باشد. در صورتی که نیاز شکل‌پذیری سازه برای مقابله با زلزله برابر  $\mu_d$  باشد و همچنین مقدار شکل‌پذیری موجود  $\mu_a$  باشد، خرابی و شکست زمانی ایجاد می‌شود که شکل‌پذیری نیاز کمتر از شکل‌پذیری موجود باشد  $\mu_d < \mu_a$ . چندین عامل ممکن است باعث کاهش میزان شکل‌پذیری موجود سازه شود. از جمله این عوامل می‌توان به: الف) اثرات نرخ کرنش به سبب افزایش مقاومت تسلیم (ب) کاهش جذب انرژی به علت تغییرشکل‌های پلاستیک تحت بارهای تناوبی (پ) رفتار ترد برخی از مصالح و تمایل به ایجاد شکست ترد در آنها.

### ۳-۳-۱۰ عوامل موثر بر شکل‌پذیری

الف) مشخصات مصالح: مقدار شکل‌پذیری سیستم سازه‌ای به نحو قابل توجهی وابسته به پاسخ مصالح می‌باشد. برای ایجاد تغییرشکل‌های غیرارتجاعی بایستی مصالح دارای شکل‌پذیری بالایی باشند. بتن و مصالح بنایی جزء مصالح ترد می‌باشند. این مصالح بعد از رسیدن به حداکثر مقاومت فشاری خود، به سرعت سختی و مقاومت خود را از دست می‌دهند. هر دو مصالح ذکر شده دارای مقاومت کشش پایینی می‌باشند. شکل‌پذیری مصالح  $\mu_\varepsilon$  را می‌توان به صورت نسبت حداکثر کرنش نهایی  $\varepsilon_u$  ایجاد شده در آنها به کرنش حد تسلیم  $\varepsilon_y$  در نظر گرفت ( $\mu_\varepsilon = \varepsilon_u / \varepsilon_y$ ). در نتیجه شکل‌پذیری  $\mu_\varepsilon$  برای بتن و مصالح بنایی، در کشش برابر واحد می‌باشد، در حالی که در فشار مقدار  $\mu_\varepsilon$  در حدود ۱/۵ تا ۲ می‌باشد. فولاد و چوب دارای شکل‌پذیری  $\mu_\varepsilon$  بالایی هستند. برای فولاد نرمه مقدار شکل‌پذیری  $\mu_\varepsilon$  در حدود ۱۵ تا ۲۰ می‌باشد. با توجه به شکل ۳-۳۷ در حالی که  $\varepsilon_u$  کرنش حد نهایی در منطقه کرنش سختی باشد، مقدار شکل‌پذیری می‌تواند بیش از ۷۰ تا ۸۰ باشد.



شکل ۳-۳۷ پاسخ غیرارتجاعی مواد برای فولاد نرمه تحت بار یکنوا

برای تامین شکل پذیری کافی در مصالح بنایی و بتن غیر مسلح<sup>۱</sup> می توان از فولادهای مسلح کننده استفاده نمود. استفاده از آرما تور در بتن باعث افزایش شکل پذیری آن به میزان ۵ تا ۱۵ برابر حالت بدون آرما تور می شود (CEB, 1996). مقدار کرنش در مقاومت حداکثر در حدود ۰/۳ تا ۰/۴٪ می باشد. شکل پذیری بتن با استفاده از آرما تورهای عرضی (خاموت) به مقدار قابل توجهی زیاد می شود. بر اساس آزمایش های تجربی که پاولی و پارک در سال ۱۹۷۵ انجام دادند، ثابت کرده اند که استفاده از خاموت دایره ای موثرتر از خاموت های مستطیلی می باشند. لازم است رفتار بتن مسلح و غیر مسلح را در برابر نیروهای ناشی از زلزله بخوبی شناخت. زیرا بتن مسلح توسط میلگردهای طولی و عرضی (خاموت ها) بطور قابل توجهی محصور می شوند که رفتارشان با حالتی که محصور نیست تفاوت قابل توجهی دارد. خواص مقاومتی مصالح در مقابل نیروی ناشی از زلزله را می توان به کمک منحنی های تنش-کرنش آنها که مقاومت و تغییر شکل را تفسیر می کند ارزیابی کرد. برای بدست آوردن منحنی های تنش-کرنش بتن که تحت نیروی های لرزه ای واقع می شود معمولاً از دو سیستم آزمایش استفاده می کنند. یکی اینکه بتن را تحت تاثیر بارگذاری تکراری و باربرداری تکراری قرار می دهند؛ بدون اینکه جهت اعمال بار تعویض شود. دیگر اینکه بتن را تحت بارهای تناوبی یعنی با تغییر جهت در بارگذاری قرار می دهند. هر دو حالت بارگذاری بدلیل اینکه شدت پایینی دارند بصورت استاتیکی است. هماهنگ کردن نتیجه این نوع آزمایش ها با رفتار واقعی بتن که تحت اثر زلزله واقعی قرار می گیرد، بوسیله بارگذاری شدید بیان می شود که

<sup>۱</sup> Plain concrete

از نظر مقاومتی یک روش مطمئن و ایمن است. در این حالت معمولاً نرخ کرنش از ۰/۰۱ تا ۰/۰۲ بر ثانیه تعیین می‌شود، به عبارت دیگر کرنش اعمالی باید بین ۱ تا ۲ درصد بر ثانیه باشد. از طرف دیگر، بکار بردن نتایج حاصل از تغییر مکان یا جابجایی نهایی چندان اطمینان بخش نخواهد بود. رفتار و مقاومت بتن در حالت عادی و محصور شده تفاوت زیادی با یکدیگر دارند. شیوه محصور کردن بتن تاثیر مستقیم در این تفاوت دارد. رفتار غیرارتجاعی بتن با شروع ترک‌های بین دانه‌بندی و خمیر سیمان یا ملات آن آغاز می‌شود و این پدیده تاثیر بسیار زیادی بر قسمت دوم منحنی تنش-کرنش بتن می‌گذارد. همچنین رفتار بتن بر اثر محصور شدن از لحظه‌ای که ترک‌های داخلی شکل می‌گیرد و موجب ازدیاد حجم می‌شوند تغییرات چشم‌گیری دارد. بنابراین بررسی بتن محصور در طرح لرزه‌ای سازه‌ها از اهمیت ویژه‌ای برخوردار است. محصور کردن بتن دارای دو مزیت اساسی است که بر رفتار لرزه‌ای سازه‌های بتن مسلح اثر قابل توجهی می‌گذارد.

✓ *افزایش مقاومت بتن؛* اگر بتن به نحو مناسبی محصور شده باشد و در اثر نیروهای لرزه‌ای بتن پوششی آن کنده شود، بتن محصور شده بخوبی مقاومت خواهد کرد. باید دانست که معمولاً اگر کرنش سطح خارجی به حدود ۰/۰۴ برسد بتن پوشش خرد و پراکنده خواهد شد.

✓ *کاهش شیب منحنی تنش - کرنش؛* محصور شدن بتن باعث می‌شود تا قسمت دوم منحنی تنش-کرنش آن از شیب کمتری برخوردار شود و نتیجه کرنش مرحله نهایی افزایش می‌یابد و سطح زیر منحنی که مبین استهلاک انرژی است، در حد قابل قبولی خواهد بود. بنابراین نحوه بکارگیری و تعبیه تنگ‌ها یا خاموت‌ها بحث مربوط به دستاوردهای جدید طراحی لرزه‌ای را بخود اختصاص داده است.

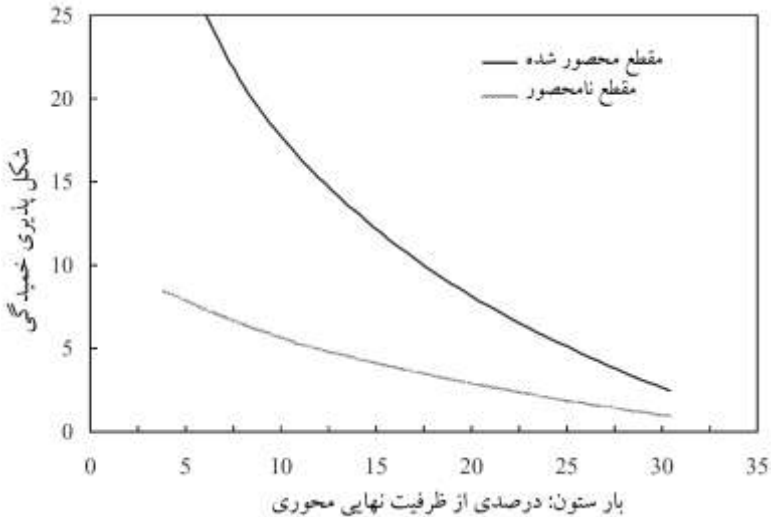
بتن غیر محصور بدلیل مقاومت و کرنش کمتر، برای رفتار لرزه‌ای سازه‌های بتن مسلح مناسب نیست. علیرغم دقت در تعبیه فولادهای لازم برای تامین شکل‌پذیری سازه، بندرت بتوان بدون بتن محصور به شکل‌پذیری مطلوب و مورد نظر دست یافت. اگر در رفتار لرزه‌ای، بتن پوششی که در قسمت بیرونی فولادها قرار دارد، خرد و پراکنده شود، لازم است بتن باقیمانده که قسمت عمده‌ای از سازه را تشکیل می‌دهد، اولاً جبران بخش‌هایی از بتن از دست رفته را نماید و ثانیاً نیاز شکل‌پذیری سازه را در همراهی با فولاد تامین کند. چنانچه بقدر کافی فولاد محصور کننده (خاموت‌ها یا تنگ‌ها) برای محصور کردن بتن و به ویژه برای ناحیه فشاری تعبیه نگردد، فولادهای اصلی و طولی فشاری دچار کمانش شدید شده و مقاومت بتن سریعاً به مرحله تخریب نزدیک گشته، که در چنین وضعی سازه فرو خواهد ریخت. باید دانست در مقاطعی از سازه که لولای خمیری در آن مقاطع تشکیل می‌شود و تحت اثر بارهای محوری هم واقع می‌شوند، باید دارای بتن محصور شده باشند. مانند پای ستون‌ها در قاب‌های بتن مسلح، که در آنها باید تغییر شکل غیر ارتجاعی تا آنجا

ایجاد شود که لولای خمیری تبدیل به مکانیزم شود. بنابراین با توجه به اینکه همیشه از قاعده ستون قوی و تیر ضعیف باید استفاده کرد، در عین حال ایجاد لولای خمیری در پای ستون به نحوی که بتن آن ناحیه کاملاً محصور شده باشد الزامی است. چنانچه بتن غیر محصور تحت اثر تنش‌های فشاری، به مرحله مقاومت نهایی خود برسد، تنش‌های کششی جانبی و در نتیجه در آن کرنش کششی جانبی زیادی ایجاد شده و پس از آن ترک‌های مویی طولی ایجاد خواهد شد. این دو پدیده، ناپایداری ناحیه فشاری و فروریزی را موجب می‌شود. تعبیه فولادهای فرعی بعنوان خاموت یا تنگ‌ها، بتن را محصور کرده که در نتیجه مقاومت بتن افزایش یافته و کرنش فشاری تا حد قابل توجهی بالاتر رفته و پایداری ناحیه فشاری را بیشتر خواهد کرد و در نهایت تخریب مقطع به تاخیر خواهد افتاد. بر طبق این اصل، هر قدر خاموت‌ها شکل بسته‌تری داشته باشند و به سمت نوع حلقوی پیش روند منحنی تنش-کرنش بیشتر اصلاح می‌شود، تا جائیکه منحنی مربوط به خاموت حلقوی یا مارپیچ نزدیک به اثر فشارهای هیدرواستاتیکی (یکنواخت) خواهد بود. باید توجه داشت که اثر محصور کردن علاوه بر افزایش مقاومت، موجب افزایش مدول ارتجاعی نیز شده است که این پدیده نیز در طراحی لرزه‌ای اثر بسیار چشمگیری دارد. مقدار انرژی جذب شده در حین تغییر شکل به مساحت زیر نمودار نیرو-جابجایی بستگی دارد. مقدار شکل‌پذیری به طور مستقیم به مقدار انرژی تلف شده بستگی دارد.

ب) مشخصات مقطع: میزان شکل‌پذیری سطح مقطع اعضای سازه‌ای تحت لنگر خمشی عموماً توسط شکل‌پذیری انحنایی  $\mu_\chi$  اندازه‌گیری و توسط رابطه زیر تعریف می‌شود:

$$\mu_\chi = \frac{\chi_u}{\chi_y} \quad (۲۰-۳)$$

که در رابطه فوق  $\chi_u$  و  $\chi_y$  به ترتیب میزان انحنای نهایی و تسلیم هستند. در سازه‌های بتنی شکل‌پذیری انحنایی به میزان زیادی به کرنش متناظر با مقاومت فشاری نهایی بتن  $\varepsilon_{cu}$ ، مقاومت مشخصه فشاری بتن  $f_c$ ، مقاومت تسلیم آرماتورهای مسلح کننده  $f_y$ ، نسبت بین تنش نهایی و تنش تسلیم فولادهای مسلح کننده  $f_u/f_y$ ، نسبت بین فولادهای فشاری به کششی  $A_s/A_s$  و تراز بارهای محوری  $v = N/A_c f_c$  وابسته است. با محصور نمودن بتن توسط فولادهای عرضی، میزان کرنش نهایی بتن  $\varepsilon_{cu}$  نیز زیاد شده و در نهایت میزان شکل‌پذیری انحنایی نیز افزایش می‌یابد. استفاده از فولادهای پرمقاومت در بتن باعث افزایش انحنای تسلیم  $\chi_y$  شده ولی میزان  $\chi_u$  تغییری نمی‌کند که در نهایت منجر به کاهش میزان شکل‌پذیری انحنایی  $\mu_\chi$  خواهد شد. لیکن افزایش در نسبت بین تنش نهایی و تنش تسلیم  $f_u/f_y$  باعث ازدیاد میزان شکل‌پذیری خواهد شد. همچنین استفاده از فولادی اضافی در ناحیه فشاری بتن باعث افزایش میزان شکل‌پذیری می‌شود.



شکل ۳-۳۸ تغییرات شکل پذیری انحنایی به صورت تابعی از بار محوری و محصور شدگی در شکل ۳-۳۸ تغییرات شکل پذیری انحنایی به صورت تابعی از بار محوری و محصور شدگی نشان داده شده است. با توجه به شکل دیده می‌شود که میزان بار محوری در سازه‌های بتن مسلح قادر است به میزان قابل توجهی از شکل پذیری بکاهد. همچنین در بارهای محوری کم نیز میزان شکل پذیری برای مقطع محصور شده به میزان زیادی بیشتر از مقطع نامحصور است. همچنین در جدول ۳-۴ تغییرات شکل پذیری انحنایی  $\mu_{\chi}$  در سازه‌های بتن مسلح با پارامترهای اشاره شده در فوق به صورت خلاصه آمده است. بعلاوه میزان شکل پذیری انحنایی در سازه‌های بتن مسلح، می‌تواند با مقدار برش ایجاد شده در اعضا تغییر کند. ولی در سازه‌های فولادی اندرکنش بین برش و خمش عموماً در شکل پذیری مقطع تاثیرگذار نیست. همچنین میزان بار محوری در سازه‌های فولادی نیز باعث تقلیل شکل پذیری انحنایی  $\mu_{\chi}$  می‌شود. به عنوان یک نتیجه گیری کلی مقدار بار محوری  $\nu$  در سازه‌های بتنی نباید بیشتر از  $0/15$  تا  $0/2$  شود.

جدول ۳-۴ تغییرات شکل پذیری انحنایی در اعضای بتن مسلح با پارامترهای مختلف

پارامتر	شکل پذیری انحنایی	
	افزایش	کاهش
کرنش فشاری حد نهایی بتن ( $\epsilon_{cu}$ )	↑	↓
مقاومت مشخصه فشاری بتن ( $f_c$ )	↑	↓
تنش تسلیم آرماتورها مسلح کننده ( $f_y$ )	↓	↑

نسبت بین تنش نهایی به تنش تسلیم فولاد ( $f_u / f_y$ ) (اضافه مقاومت)	↑	↓
نسبت بین فولادهای فشاری به کششی ( $A'_s / A_s$ )	↑	↓
سطح بار محوری ( $v = N / A_c f_c$ )	↓	↑

پ) مشخصات مصالح: میزان شکل‌پذیری دورانی برای یک عضو سازه‌ای را می‌توان با استفاده از ضریب شکل‌پذیری  $\mu_\theta$  به صورت زیر بیان نمود:

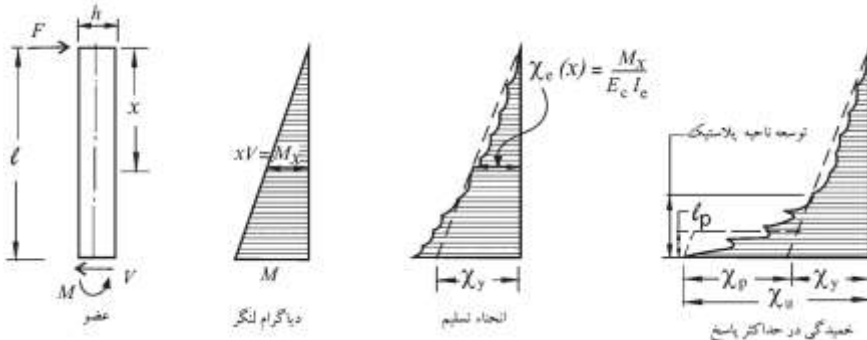
$$\mu_\theta = \frac{\theta_u}{\theta_y} \quad (۲۱-۳)$$

که روابط فوق،  $\theta_y$  و  $\theta_u$  به ترتیب چرخش تسلیم و نهایی هستند. این میزان دوران به صورت مستقیم با استفاده از انحنای‌های تسلیم  $\chi_y$  و نهایی  $\chi_u$  بدست می‌آیند که در قسمت قبلی تعریف شدند. دوران‌های  $\theta_y$  و  $\theta_u$  با انتگرال‌گیری از توزیع انحنای  $\chi_y$  و  $\chi_u$  در امتداد طول عضو بدست می‌آیند. مفاصل غیر خطی ایجاد شده در تیرها و ستون‌ها عموماً در نواحی انتهایی آنها ایجاد می‌شوند. میزان چرخش پلاستیک  $\theta_p$  به صورت زیر بیان می‌شود:

$$\theta_p = \chi_p L_p \quad (۲۲-۳)$$

که در آن  $\chi_p$  منحنی پلاستیک و  $L_p$  طول مفصل پلاستیک می‌باشد. میزان چرخش پلاستیک  $\theta_p$  یکی از شاخص‌های مهم در ظرفیت مقاطع بتن مسلح است. در شکل ۳-۳۹ توزیع لنگر خمشی در یک ستون یکسر گیردار یک سر آزاد بتن مسلح نشان داده شده است. توزیع لنگر در آن با خط شکسته نشان داده شده است. هنگامی که تیر طره تحت بار متمرکز قرار می‌گیرد، لنگر حداکثر موجب ایجاد یک لولای خمیری در ناحیه مجاور تکیه‌گاه می‌شود. میزان شکل‌پذیری عضو به مقدار وسعت این ناحیه پلاستیک بستگی دارد. ایجاد مفصل پلاستیک بایستی در تیرها سریعتر از ستون‌ها ایجاد شود. زیرا که ستون‌ها بارهای ثقلی را تحمل می‌کنند و در صورت ایجاد مکانیزم در آنها کل سازه دچار ناپایداری می‌شود. همیشه بایستی ظرفیت برشی تیر و ستون بیشتر از مقاومت خمشی باشد تا از شکست ترد جلوگیری شود.





شکل ۳-۳۹ توزیع لنگر خمشی در یک ستون یکسر گیردار یک سر آزاد بتن مسلح

برای مطمئن شدن از میزان شکل‌پذیری انحنایی کافی، (مثلاً  $10-15 \geq \mu_\theta$ ) بایستی در مفصل پلاستیک از جزئیات مناسبی استفاده شود و این مفصل قادر به تامین این سطح شکل‌پذیری باشد. در غیر اینصورت سیستم رفتار مناسبی نخواهد داشت. به عنوان مثال در سازه‌های بتن مسلح در این نواحی میزان محصور شدگی توسط خاموت‌ها بایستی بیشتر باشد تا قابلیت شکل‌پذیری در آنها افزایش یابد. برای نیل به این هدف فاصله خاموت‌ها در این نواحی کاهش داده می‌شود.

ت) مشخصات اتصال: رفتار اتصالات (به عنوان مثال، اتصالات تیر به ستون در قاب‌های خمشی، بادبند به ستون و بادبند به تیر در مهاربندهای هم محور و برون محور و همچنین بین روسازه و شالوده) به طرز زیادی بر روی شکل‌پذیری کل سازه اثر می‌گذارد. در سازه‌های بتن مسلح، رفتار اتصالات تابعی از عوامل گوناگون مانند: ابعاد اتصال، مقدار فولادهای مسلح کننده در محل اتصال، میزان بار محوری ستون، وجود دال یا تیرهای عرضی در محل اتصال می‌باشد. با افزایش ابعاد اتصال، برش کمتری در این محل ایجاد می‌شود و نیاز به آرماتورهای طولی نیز کمتر می‌شود که در نهایت منجر به عدم شکست ترد سازه‌های بتن مسلح خواهد شد. با محصور نمودن و استفاده از قلاب و خاموت می‌توان از شکست ترد<sup>۱</sup> به سبب فقدان ظرفیت برشی مناسب، جلوگیری نمود.

ث) مشخصات سیستم: ضریب شکل‌پذیری جابجایی  $\mu_\delta$  که بیان کننده حداکثر جابجایی به جابجایی حد تسلیم است یکی از پارامترهای ساده برای بیان شکل‌پذیری سیستم است. در بیان ضریب شکل‌پذیری جابجایی  $\mu_\delta$  بایستی به جای جابجایی بام از جابجایی طبقه استفاده شود. شکل‌پذیری انتقالی طبقه را می‌توان با استفاده از توزیع شکل‌پذیری در امتداد ارتفاع در قاب‌های چند طبقه اندازه‌گیری کرده و از آن برای پیدا نمودن نیازهای غیر خطی موضعی در سازه‌های نامنظم استفاده نمود. به عنوان مثال دو قاب ممکن است دارای مقادیر یکسان شکل‌پذیری انتقالی  $\mu_\delta$  باشند ولی توزیع رانش نسبی طبقات در ارتفاع قاب متفاوت باشد. برای تعیین

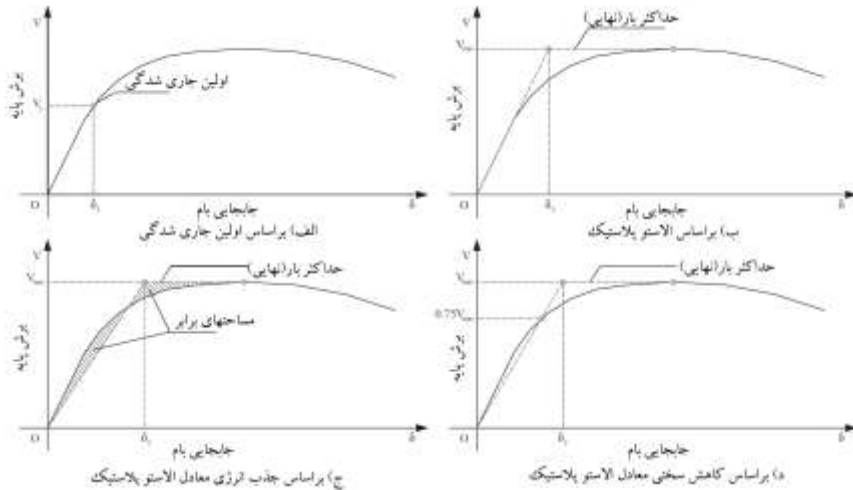
<sup>1</sup> Brittle failure

جابجایی‌های نهایی  $\delta_u$  و تسلیم  $\delta_y$  همیشه روش ساده‌ای وجود ندارد. تعریف‌های مختلفی توسط پارک در سال ۱۹۸۸ برای تغییر شکل تسلیم ارائه شده که در شکل ۳-۴۰ نشان داده شده، به صورت زیر است:

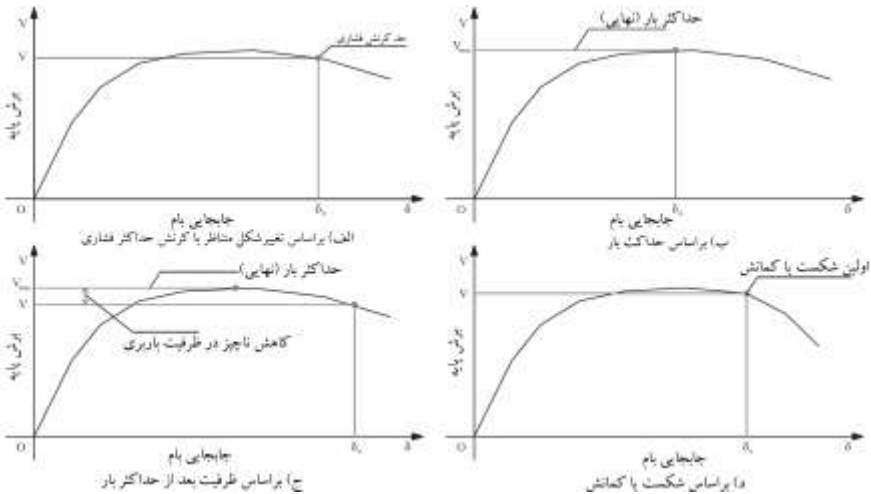
- ✓ تغییرشکل متناظر با اولین جاری شدگی؛
- ✓ تغییرشکل متناظر با نقطه تسلیم یک سیستم الاستو پلاستیک با سختی ارتجاعی مشابه و بار نهایی سیستم واقعی؛
- ✓ تغییرشکل متناظر با نقطه تسلیم یک سیستم الاستو پلاستیک با انرژی جذب شده مشابه با سیستم واقعی؛
- ✓ تغییرشکل متناظر با نقطه تسلیم یک سیستم الاستو پلاستیک با سختی سکانتی کاهش یافته متناظر با ۷۵٪ بار نهایی؛

تعاریف فوق عمدتاً برای سازه‌های بتنی مورد استفاده قرار می‌گیرند. استفاده از سختی سکانتی کاهش یافته به سبب ترک خوردگی در حد ارتجاعی می‌باشد. همچنین در مورد تغییرشکل نهایی نیز تعاریف مختلفی وجود دارد. تعریف‌های مختلفی توسط پارک در سال ۱۹۸۸ برای تغییرشکل نهایی ارائه شده، در شکل ۳-۴۱ نشان داده شده، به صورت زیر است:

- تغییرشکل متناظر با کرنش حداکثر فشاری؛
- تغییرشکل متناظر با حداکثر بار ایجاد شده؛
- تغییرشکل متناظر با بعد از حداکثر بار ایجاد شده و هنگامی که کاهش کوچکی در ظرفیت باربری در حدود ۱۰ تا ۱۵٪ ایجاد می‌شود؛
- تغییرشکل متناظر با شکست یا کمانش



شکل ۳-۴۰ تعریف تغییر شکل تسلیم



شکل ۳-۴۱ تعریف تغییر شکل نهایی

مقدار شکل‌پذیری کلی برای یک سازه، به شکل‌پذیری‌های موضعی موجود در آن وابسته است. برای رسیدن به تغییر شکل‌های غیرارتجاعی زیاد و در نهایت جذب انرژی زیاد در حین زلزله، بایستی شکل‌پذیری‌های موضعی بالایی وجود داشته باشد (Elnashai, 1994). رفتار غیر خطی کافی سازه در زلزله‌های شدید تنها در حالتی دست یافتنی است که ضریب شکل‌پذیری انحنایی<sup>۱</sup>  $\mu_x$  خیلی بیشتر از ضریب شکل‌پذیری جابجایی<sup>۲</sup>  $\mu_\delta$  باشد. برای رسیدن به این هدف

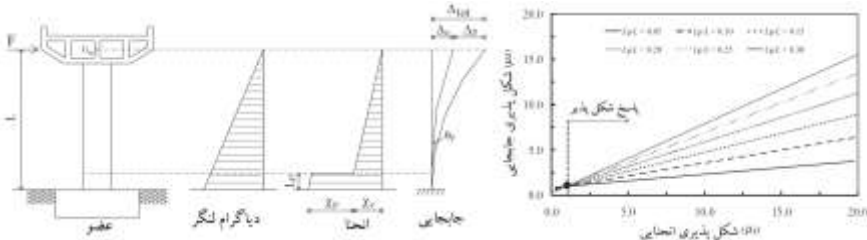
<sup>۱</sup> Curvature ductility factors

<sup>۲</sup> Displacement ductility factors

بایستی سازه‌های بتنی، فولادی و مرکب طوری طراحی شده و جزئیات آنها به نحوی باشد که مقدار  $\mu_\chi$  حداقل سه یا چهار برابر بیشتر از  $\mu_\delta$  باشد. ارتباط بین شکل‌پذیری انحنایی و شکل‌پذیری جابجایی را می‌توان با استفاده از اصول مکانیک سازه‌ها تعیین نمود. به عنوان مثال برای پایه پل نشان داده شده در شکل ۳-۴۲ که تحت بار جانبی زلزله قرار دارد، رابطه بین  $\mu_\delta$  و  $\mu_\chi$  را می‌توان به صورت زیر بیان نمود:

$$\mu_\delta = 1 + 3 \frac{L_p}{L} \left[ (\mu_\chi - 1) \left( 1 - 0.5 \frac{L_p}{L} \right) \right] \quad (۳-۲۳)$$

که در آن  $L_p$  و  $L$  به ترتیب طول مفصل پلاستیک و ارتفاع پایه هستند. در صورتی که برای یک مقطع دایره‌ای معمولی، ضریب شکل‌پذیری کلی  $\mu_\delta = 4-5$  باشد، مقدار  $\mu_\chi$  بایستی بین ۱۲ تا ۱۶ باشد.



شکل ۳-۴۲ رابطه بین  $\mu_\chi$  و  $\mu_\delta$

در رابطه (۳-۲۳) تنها اثر خمشی برای محاسبه  $\delta_u$  در نظر گرفته شده است و فرض شده است که پایه در انتها گیردار است. در این حالت جابجایی نهایی  $\delta_u$  به صورت زیر بدست می‌آید:

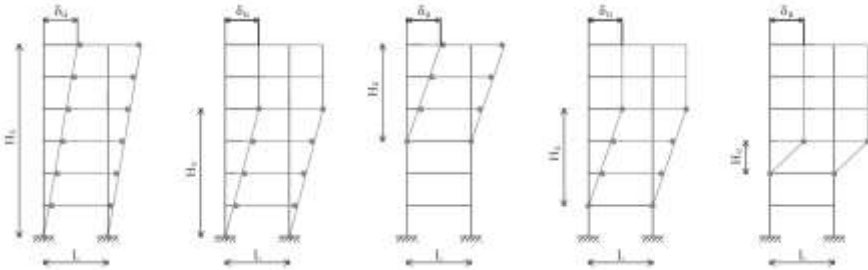
$$\delta_u = \delta_y + \delta_p \quad (۳-۲۴)$$

که در آن  $\delta_y$  و  $\delta_p$  به ترتیب جابجایی‌های تسلیم و پلاستیک هستند. تغییرشکل‌های برشی و همچنین اندرکنش بین خاک و سازه باعث افزایش جابجایی تسلیم  $\delta_y$  خواهد شد لیکن  $\delta_p$  بدون تغییر باقی خواهد ماند زیرا که آنها تنها در اثر چرخش پلاستیک ایجاد شده‌اند. در نتیجه ضریب شکل‌پذیری جابجایی  $\mu_\delta$  کاهش خواهد یافت. تغییرشکل پلاستیک  $\delta_p$  در اثر عوامل مختلفی همچون خمش و برش ایجاد شده در تیر و ستون‌ها، انعطاف‌پذیری گره‌ها، انعطاف‌پذیری و دوران شالوده ایجاد می‌شوند.

تغییرشکل‌های غیرارتجاعی در قاب‌ها عموماً باعث ایجاد جابجایی‌های زیاد در طبقات پایین‌تر می‌گردد. در این حالت اثرات مرتبه دوم  $P-\Delta$  دارای اهمیت زیادی خواهند بود. حداکثر جابجایی پلاستیک بام به صورت زیر قابل بیان است:

$$\delta_p = \delta_u - \delta_y = \theta_p H_c \quad (۳-۲۵)$$

که در رابطه فوق  $H_c$  ارتفاع کل طبقاتی است که در محدوده مفصل‌های پلاستیک قرار دارند. در شکل ۳-۴۳ مکانیزم‌های مختلف تشکیل مفصل‌های پلاستیک برای سیستم‌های قابی نشان داده شده است.

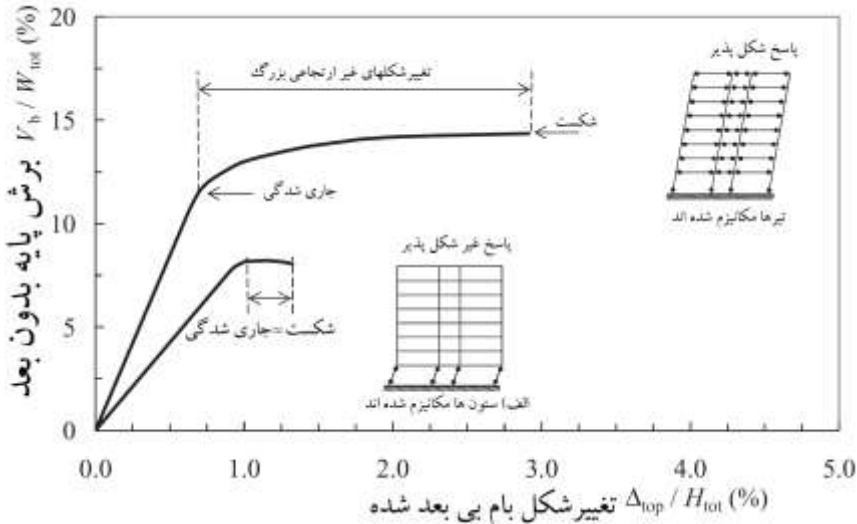
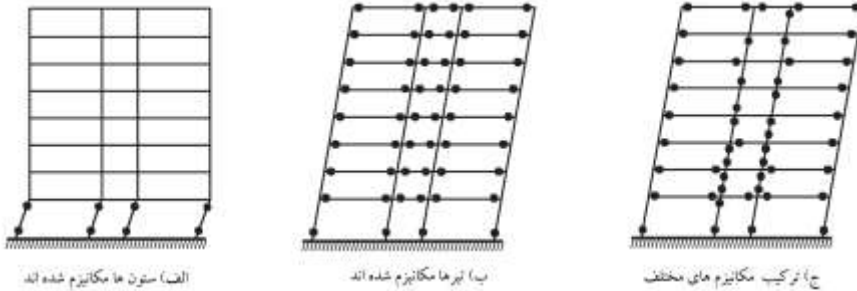


شکل ۳-۴۳ مکانیزم‌های مختلف تشکیل مفصل‌های پلاستیک برای سیستم‌های قابی

در حالتی که مفصل پلاستیک در ستون‌های ایجاد شده است، مقدار کمتری انرژی جذب و جابجایی‌ها زیاد می‌باشد و کل سیستم سریعتر ناپایدار می‌شود. در نیروهای فشاری زیاد نیز ظرفیت تغییرشکل‌های غیرارتجاعی اعضا دچار مشکل می‌شود. بعلاوه تغییرات بار محوری در ستون‌ها به سبب لنگر واژگونی، احتمال ناپایداری‌های کلی و موضعی را افزایش می‌دهند.

### ۳-۳-۱۱- اثر باز توزیع مجدد نیروها

پاسخ سازه در برابر زلزله و در محدوده غیرارتجاعی، عموماً توسط شکل‌پذیری کلی و موضعی کنترل می‌گردد. با ایجاد مفصل‌های پلاستیک در قاب‌های چند طبقه، مقداری از انرژی زلزله تلف شده و نیروها توسط اعضای دیگر که هنوز در ناحیه ارتجاعی قرار دارند جذب می‌شود. هر چه تعداد مفصل‌های تشکیل شده بیشتر باشد، مقدار بیشتری انرژی تلف شده و نیروها بین اعضای دیگر باز توزیع می‌شوند. برای رسیدن به یک پاسخ مطلوب و شکل‌پذیر، بهتر است مفصل‌های پلاستیک در تیرها ایجاد شوند، نه در ستون‌ها. در شکل ۳-۴۴ مکانیزم‌های مختلف اتلاف انرژی برای قاب‌های چند طبقه و منحنی پاسخ برای رفتار شکل‌پذیر (حالتی که مفصل‌ها در تیرها ایجاد شده) و غیر شکل‌پذیر (حالتی که مفصل‌ها در ستون‌ها ایجاد شده‌اند) نشان داده شده است.



شکل ۳-۴۴ مکانیزم‌های مختلف اتلاف انرژی برای قاب‌های چند طبقه (بالا) و منحنی پاسخ برای رفتار شکل پذیر و غیرشکل پذیر (پایین)

حالتی که مفصل‌ها در تیرها ایجاد شده و حالتی که مفصل‌ها در ستون‌ها ایجاد شده‌اند، به ترتیب متناظر با روش طراحی تیر ضعیف - ستون قوی و تیر قوی - ستون ضعیف می‌باشند. در شکل رفتار هر یک از این حالت نشان داده شده است. در حالت اول انرژی بیشتری تلف شده است و سطح زیر منحنی نیرو-تغییر شکل بیشتر می‌باشد. به عبارت دیگر در حالتی طراحی به صورت تیر ضعیف-ستون قوی هست، باز توزیع مجدد<sup>۱</sup> نیروها بیشتر می‌باشد. در حالتی که مفصل‌های پلاستیک در ستون‌ها ایجاد می‌شوند، به دلیل حضور نیروهای محوری زیاد در آنها، مقدار شکل پذیری به میزان زیادی کاهش می‌یابد ولی در صورتی که مفصل‌های پلاستیک در تیرها ایجاد شوند، به دلیل ناچیز بودن مقدار نیروی محوری در آنها، مقطع دارای شکل پذیری بیشتری خواهد

<sup>1</sup> Redistribution

بود. بعلاوه بر اساس تحقیقات اسپنیدر و همکاران<sup>۱</sup> در سال ۱۹۹۳ در قاب با ستون ضعیف و تیر قوی، ستون‌ها در زلزله‌های شدید ممکن است دچار خسارات زیادی شوند و در نهایت شکست ستون باعث شکست کلی سازه گردد.

### ۳-۳-۱۲- جلوگیری از خرابی سازه

اصول هر طراحی لرزه‌ای بر مبنای جلوگیری از خرابی سازه می‌باشد. خرابی را می‌توان بر حسب کمیت‌های مختلفی به صورت موضعی (همچون کرنش، انحنای و چرخش) و یا کلی (مانند رانش نسبی بام و یا رانش نسبی بین طبقات) تعریف نمود. عموماً خرابی سازه در نقاطی که المان‌ها، بارهای فشاری را منتقل می‌کنند و یا در جایی که برش توسط المان‌ها افقی و قائم منتقل می‌شود (مانند شکست برشی دال تخت در محل ستون‌ها)، ایجاد می‌گردد. همچنین ممکن است خرابی در اثر ناپایداری کلی سیستم رخ دهد.

در ساختمان‌های ترد مانند سازه‌های با مصالح بنایی غیر مسلح، وقتی که بار از مقاومت مصالح تجاوز نماید، سیستم به صورت ناگهانی دچار شکست می‌شود. در این سازه‌ها برای بالا بردن ظرفیت شکل‌پذیری سازه و جلوگیری از شکست‌های ناگهانی، در دیوارهای سازه از آرماتورهای طولی و عرضی استفاده می‌شود. در این حالت شکل‌پذیری کلی و موضعی سازه تا حدودی بهبود می‌یابد. لیکن در سازه‌های فولادی، بتن مسلح و مرکب، رفتار به گونه‌ای دیگر بوده و سیستم وقتی به مقاومت حداکثر خود می‌رسد سریعاً دچار شکست نمی‌شود. در این حالت با تغییر شکل‌های نسبتاً زیادی که در سیستم ایجاد می‌شود، انرژی به مقدار قابل توجهی تلف می‌گردد. در این سازه‌ها وقتی شکل‌پذیری موجود بیش از شکل‌پذیری نیاز باشد، سازه به صورت ایمن باقی می‌ماند ( $\mu_a > \mu_d$ ). میان قاب‌ها و پارتیشن‌های داخلی می‌توانند نقش قابل توجهی بر پاسخ لرزه‌ای سازه و مد خرابی آن داشته باشند. در جدول ۳-۵ حالات مختلفی که باعث ایجاد شکست ترد می‌شود، نشان داده شده است.

جدول ۳-۵ انواع مختلف شکست ترد

نوع مصالح	حالت شکست ترد
بتن مسلح	کمانش آرماتورهای طولی
	شکست در تکیه‌گاه‌ها
	شکست برشی اعضا
مصالح بنایی	شکست خمشی خارج از صفحه
	کمانش کلی دیوار

<sup>1</sup> Schneider et al

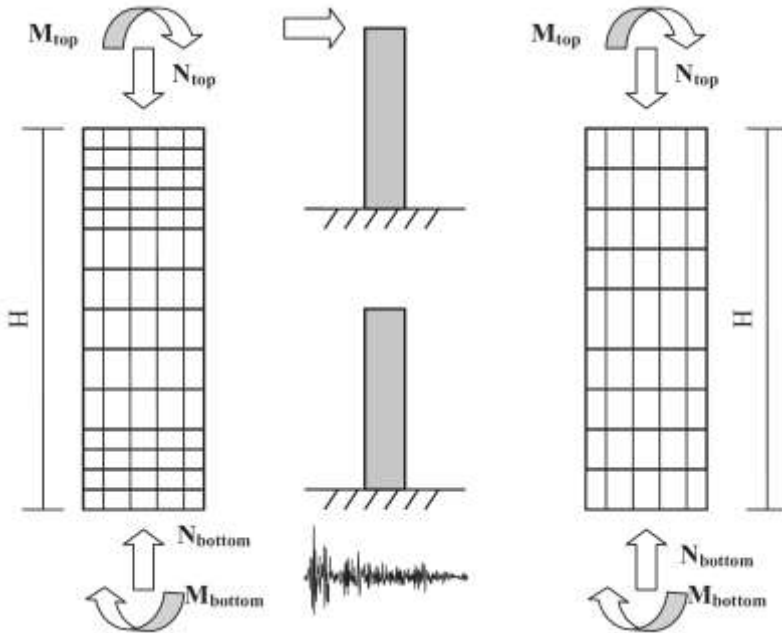
	لغزش برشی
سازه‌های فولادی	شکست جوش
	برش میل‌مهارها یا شکست کششی
	کمانش عضو
	شکست برشی عضو

مثال) دو ستون بتنی نشان داده شده در شکل ۳-۴۵ را در نظر بگیرید. مقدار ظرفیت خمشی هر یک از ستون‌ها را که یکی تحت بار یکنوا و دیگری تحت بار زلزله قرار دارد را با هم مقایسه کنید. فرض کنید که در هر یک از ستون‌ها، می‌توان از خاموت‌هایی با فاصله یکنواخت و نزدیک استفاده نمود. آیا نیروی محوری اثر مثبتی بر روی ظرفیت برشی ستون‌ها خواهد داشت؟

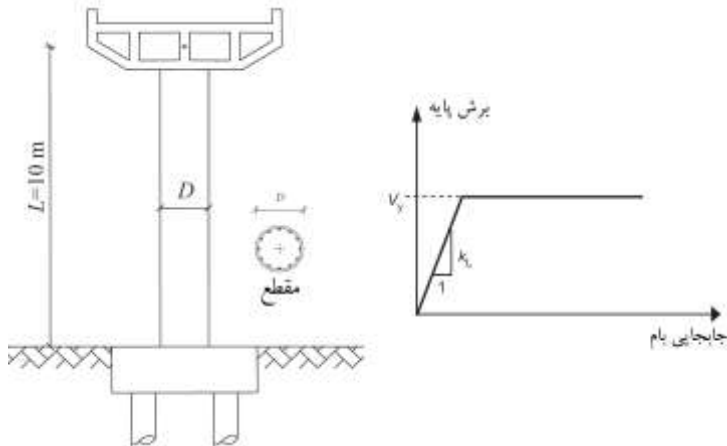
مثال) منحنی پاسخ برای پایه پل نشان داده شده در شکل ۳-۴۶ را می‌توان به صورت الاستوپلاستیک<sup>۱</sup> در نظر گرفت. فرض کنید لنگر خمشی متناظر با جاری شدگی ( $M_y = V_y L$ ) و سختی ارتجاعی جانبی ( $kL$ ) به ترتیب برابر  $480 \text{ kN.m}$  و  $480 \text{ kN/m}$  باشند. مقدار شکل‌پذیری انتقالی  $\mu_\delta$  متناظر با حداکثر جابجایی نیم متر در بالای آن را برای پایه پل تعیین کنید. در صورتی که طول مفصل پلاستیک  $L_p$  معادل  $0.1L$  باشد، ضریب شکل‌پذیری انحنایی  $\mu_\chi$  را برای پایه پل تعیین نمایید.

<sup>1</sup> elastic-perfectly plastic





شکل ۳-۴۵ ستون بتن مسلح: خاموت‌های نزدیک (سمت چپ)، خاموت‌ها با فاصله زیاد (سمت راست)



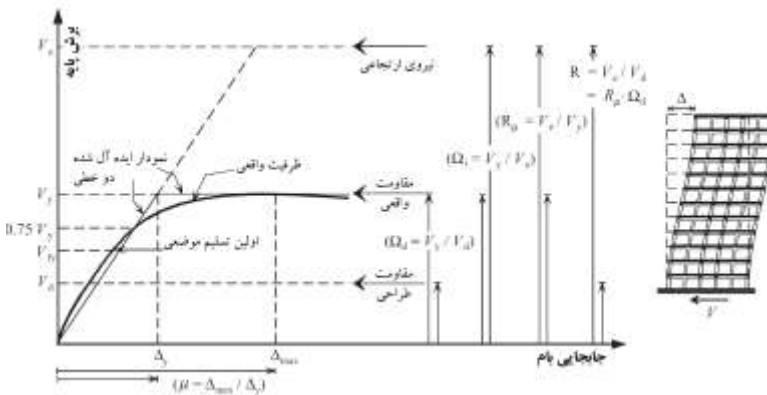
شکل ۳-۴۶ پایه پل (سمت چپ) منحنی ایده‌آل شده پاسخ سازه (سمت راست)

## ۳-۳-۱۳ - اضافه مقاومت

اضافه مقاومت پارامتری است که با استفاده از آن می‌توان مقایسه‌ای بین مقاومت مورد نیاز و مقاومت واقعی مواد و اجزاء سازه داشت. اضافه مقاومت سازه عموماً توسط ضریب اضافه مقاومت<sup>۱</sup>  $\Omega_d$  به صورت زیر بیان می‌شود:

$$\Omega_d = \frac{V_y}{V_d} \quad (۲۶-۳)$$

که در آن  $V_d$  و  $V_y$  به ترتیب مقاومت جانبی واقعی و طراحی سیستم هستند. ارتباط بین مقاومت، اضافه مقاومت و شکل‌پذیری در شکل ۳-۴۷ نشان داده شده است.



شکل ۳-۴۷ ارتباط بین مقاومت، اضافه مقاومت و شکل‌پذیری

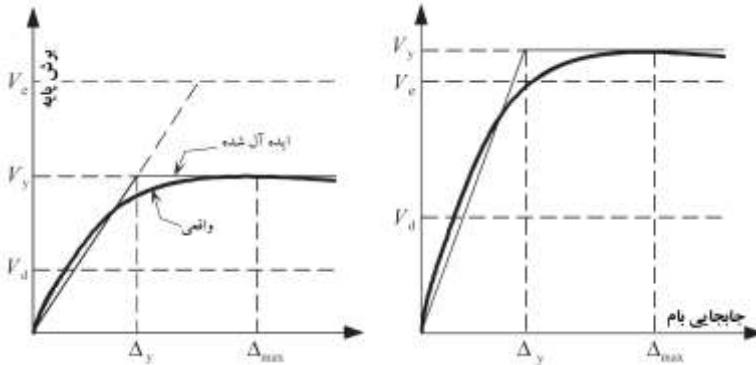
پارامتری دیگری در سال ۲۰۰۲ توسط الناشای و موافای<sup>۲</sup> در کنار ضریب اضافه مقاومت  $\Omega_d$  تحت عنوان  $\Omega_i$  به صورت زیر ارائه شد:

$$\Omega_i = \frac{V_y}{V_e} \quad (۲۷-۳)$$

در روابط فوق  $V_d$  و  $V_y$  به ترتیب نیرو حد تسلیم و نیرویی که طراحی برای آن انجام شده است، می‌باشند. همچنین  $V_e$  مقدار نیرویی است که در صورتی که سیستم ظرفیت تامین آن را داشته باشد، از حوزه ارتجاعی خارج نمی‌شود. با توجه به شکل ۳-۴۸ و شکل ۳-۴۹ در حالتی که  $\Omega_i \geq 1$  باشد، پاسخ سازه در برابر زلزله به صورت ارتجاعی خواهد بود.

<sup>1</sup> Overstrength factor

<sup>2</sup> Elnashai and Mwafy



شکل ۳-۴۸ سطوح مختلف اضافه مقاومت  $\Omega_i$ : پاسخ شکل پذیر  $\Omega_i < 1$  (سمت چپ) و پاسخ ارتجاعی تحت بارهای طراحی زلزله  $\Omega_i \geq 1$  (سمت راست)

در این حالت نیروی مورد نیاز برای باقی ماندن سیستم در حوزه ارتجاعی کمتر از نیروی واقعی می‌باشد. آزمایشات تجربی و عددی بر روی عملکرد سازه‌ها در حین زلزله‌های شدید نشان می‌دهد که اضافه مقاومت نقش بسزایی را در محافظت سازه در برابر خرابی بازی می‌کند. عمده منابع ایجاد اضافه مقاومت در سازه‌ها به شرح زیر می‌باشند:

- ✓ تفاوت بین مقاومت طراحی و واقعی مصالح، شامل کرنش سختی؛
- ✓ اثر محصور شدگی در سازه‌های بتن مسلح، بنایی و اعضای مرکب؛
- ✓ مقدار حداقل آرماتورها و ابعاد اعضا بیشتر از نیاز طراحی می‌باشند؛
- ✓ محافظه‌کاری آیین‌نامه‌های طراحی، مانند استفاده از دوره تناوب ارتجاعی سازه برای بدست آوردن نیروهای طراحی و شکل‌پذیری مورد نیاز؛
- ✓ ضوابط مربوط به سرویس دهی سازه؛
- ✓ افزونگی سازه؛
- ✓ مشارکت اجزای ناسازه‌ای در پاسخ لرزه‌ای سازه؛
- ✓ اثر اجزای سازه‌ای که اثر آنها در مقاومت جانبی در نظر گرفته نشده است؛

همانطور که دیده می‌شود فاکتورهای زیادی در اضافه مقاومت سازه شرکت می‌کنند که تخمین مقدار اضافه مقاومت سازه با وجود چندین عامل ناشناخته کار دشواری است. ذکر این نکته مهم می‌باشد که مقدار اضافه مقاومت می‌تواند مثبت یا منفی باشد. بعلاوه  $\Omega_d$  می‌تواند با دوره تناوب سازه، حالات بار غیر از نیروهای زلزله، سیستم سازه‌ای و شکل‌پذیری مورد استفاده در طراحی

<sup>1</sup> Structural redundancy

تغییر کند. همچنین افزونگی سازه با نسبت ظرفیت المان‌ها، نوع مصالح مورد استفاده، ارتفاع سازه، تعداد طبقات، نامنظمی سازه و بسیاری دیگر از عوامل تغییر می‌کند.

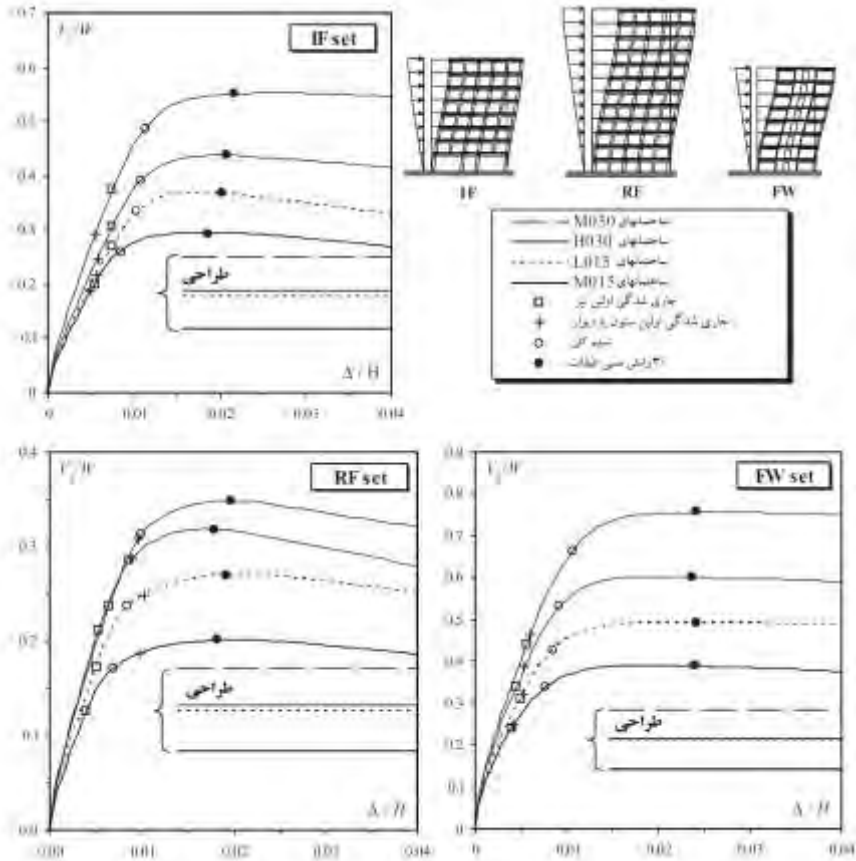
مطالعات تحلیلی زیادی در ارتباط با اثر ضریب اضافه مقاومت بر عملکرد سازه‌های چند طبقه توسط الناشای و همکاران<sup>۱</sup> در سال ۲۰۰۲ و سارنو<sup>۲</sup> در سال ۲۰۰۳ به ترتیب برای سازه‌های بتن مسلح و فولادی به انجام رسید. در هر دو مطالعه از روش‌های تحلیل غیر خطی مانند روش استاتیکی غیر خطی<sup>۳</sup> و تحلیل تاریخچه زمانی غیر خطی استفاده شده است. در مطالعه اول الناشای و همکاران یک سری سازه ۱۲ طبقه که در شکل ۳-۲۴ و جدول ۳-۳ تشریح شد را مورد بررسی قرار دادند. با استفاده از ظرفیت سازه‌های بتن مسلح که از پاسخ تحلیل تاریخچه زمانی بدست آمده بود برای ارزیابی اضافه مقاومت آنها مورد استفاده قرار دادند. شکل ۳-۴۹ مقایسه‌ای بین پوش ظرفیت برای ۳ گروه ساختمان، حاصل از تحلیل استاتیکی غیر خطی را نشان می‌دهد. مقایسه مقادیر نشان داده شده برای ساختمان‌های ساده نشان می‌دهد که اولین تسلیم شدگی موضعی در تراز نیروی  $V_{fy}$  رخ می‌دهد (به شکل ۳-۴۷ مراجعه کنید). این سطح به مقدار قابل توجهی بیشتر از مقاومت طراحی است. میانگین  $V_{fy}/V_d$  برای قاب‌های نامنظم، منظم و سیستم قاب دیوار به ترتیب برابر ۱/۳۳، ۱/۴۶ و ۱/۵۷ می‌باشد. این مقادیر نسبتاً زیاد می‌باشد (بخصوص برای سازه منظم).

نتایج تحلیل‌های انجام شده برای سازه‌های بتن مسلح توسط تحلیل‌های استاتیکی غیر خطی و تاریخچه زمانی غیر خطی در شکل ۳-۵۰ نشان داده شده است. در تمام موارد سازه‌ها اضافه مقاومت  $\Omega_d$  بیش از ۲ از خود نشان دادند. ساختمان‌های گروه ۳ که به صورت قاب و دیوار بودند، اضافه مقاومت  $\Omega_d$  بیشتری نسبت به گروه ۱ (سازه‌های نامنظم) و گروه ۲ (سازه‌های منظم) از خود نشان دادند.

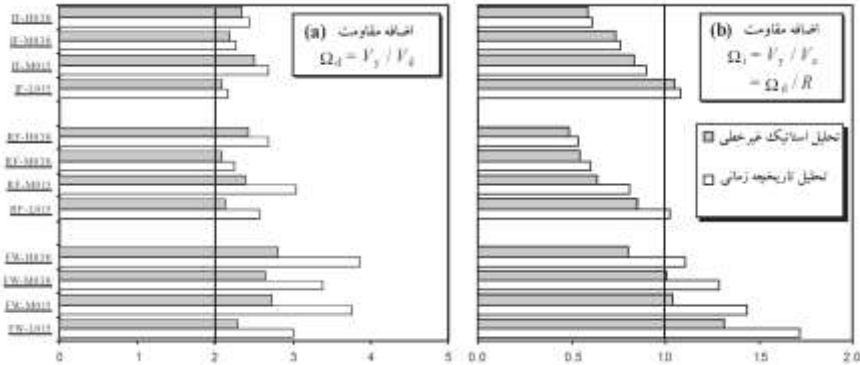
<sup>1</sup> Elnashai and Mwafqy

<sup>2</sup> Di Sarno

<sup>3</sup> Pushover



شکل ۳-۴۹ مقایسه بین پوش ظرفیت برای ۳ گروه ساختمانی، حاصل از تحلیل استاتیکی غیر خطی همچنین مطالعات نشان دادند که سازه‌های کم ارتفاع اضافه مقاومت  $\Omega_d$  بیشتری نسبت به ساختمان با ارتفاع متوسط از خود نشان می‌دهند (Mwafi, 2000). بنابراین یک اضافه مقاومت حداقل ۲ می‌توان برای کلیه ساختمان‌های کم ارتفاع و میان مرتبه در نظر گرفت. از سوی دیگر مطالعات انجام شده توسط آیین‌نامه‌های طراحی ایالات متحده نشان داده‌اند که ضریب اضافه مقاومت  $\Omega_d$  با ارتفاع، شدت زلزله و نوع سیستم سازه‌ای تغییر می‌کند (Whittaker et al., 1990, 1999; Jain and Navin, 1995). دامنه تغییرات ضریب اضافه مقاومت‌های محاسبه شده برای ساختمان‌های ایالات متحده عموماً زیاد می‌باشد.



شکل ۳-۵۰ نتایج بدست آمده برای فاکتورهای اضافه مقاومت  $\Omega_4$  و  $\Omega_4$  برای سازه‌های بتن مسلح چند طبقه

دامنه ضریب اضافه مقاومت بین  $1/8$  تا  $6/5$  برای سازه‌هایی با دوره تناوب بلند تا کوتاه تغییر می‌کند. با توجه به شکل ۳-۴۷ دیده می‌شود که مقدار  $\Omega_4$  برای ساختمان‌های گروه سوم (یعنی قاب و دیوار) زیاد می‌باشد. سطح مقاومت برای چهار گروه ساختمان مورد بررسی عموماً از مقاومت ارتجاعی  $V_e$  تجاوز نموده است.

قاب‌های فولادی و مرکب عموماً نسبت به ساختمان‌های بتن مسلح انعطاف پذیرتر می‌باشند و مقدار اضافه مقاومت با ارتفاع افزایش می‌یابد. در سال ۲۰۰۳ مطالعات گسترده‌ای توسط سارنو<sup>۱</sup> به انجام رسید. در این مطالعه ۹ قاب خمشی فولادی که براساس آیین‌نامه‌های طراحی ایالات متحده برای سطوح خطر مختلف (کم، متوسط و زیاد) طراحی شده بودند مورد بررسی قرار گرفتند. در این مطالعه از تحلیل استاتیکی غیرخطی و همچنین تحلیل تاریخچه زمانی غیر خطی برای بررسی عملکرد قاب‌هایی با ارتفاع‌های مختلف، کوتاه (۳ طبقه)، متوسط (۹ طبقه) و بلند (۲۰ طبقه) استفاده شد. براساس مشاهدات برای قاب‌های فولادی، متوسط ضریب اضافه مقاومت در حدود  $2/8$  می‌باشد که از مقدار محاسبه شده برای ساختمان‌های فولادی بیشتر می‌باشد.

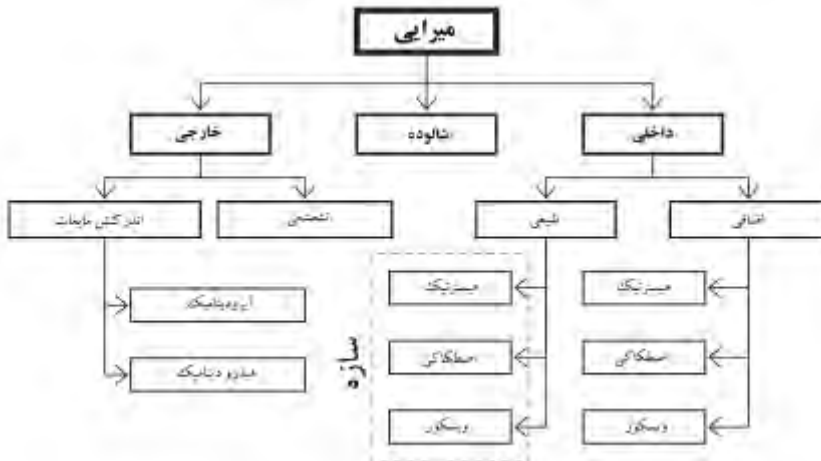
### ۳-۳-۱۴- میرایی

به توانایی سازه در ائتلاف انرژی در حین پاسخ دینامیکی، میرایی گفته می‌شود. بر خلاف جرم و سختی، میرایی به یک عامل فیزیکی بستگی ندارد. مقدار میرایی به چندین عامل مانند دامنه ارتعاش<sup>۲</sup>، ساختمان مصالح، دوره تناوب اصلی سازه، شکل‌های مدی و پیکربندی سازه بستگی

<sup>1</sup> Di Sarno

<sup>2</sup> Vibration amplitude

دارد (Bachmann et al., 1995). در شکل ۳-۵۱ منابع مختلف میرایی در سازه نشان داده شده است.



شکل ۳-۵۱ منابع مختلف میرایی در سیستم‌های سازه‌ای

منابع اصلی ایجاد میرایی به صورت زیر می‌باشند.

- ✓ میرایی سازه: به سبب اتلاف انرژی توسط مصالح، اجزای سازه‌ای و اتصالات
- ✓ میرایی اضافی<sup>۱</sup>: به سبب اتلاف انرژی توسط انجام شده توسط وسایلی که در سازه برای بالا بردن مقدار میرایی به کار می‌رود
- ✓ میرایی شالوده<sup>۲</sup>: به سبب انتقال انرژی از سازه مرتعش به خاک از طریق شالوده
- ✓ میرایی تشعشعی<sup>۳</sup>: به سبب حرکت امواج زلزله از میان شالوده

میرایی‌های خارجی ممکن است به صورت آیرودینامیک یا هیدرودینامیک به ترتیب به سبب اندرکنش بین سازه و هوای اطراف و آب صورت گیرد. معمولاً عوامل اخیر میرایی که بر پاسخ لرزه‌ای سازه اثر می‌گذارند قابل صرف نظر می‌باشد (Hart et al., 1973; Hart, 1996). تغییر شکل‌های غیرارتجاعی زمین در نزدیک شالوده به سبب هیسترس خاک و انتشار امواج زلزله باعث ایجاد دو نوع میرایی در ارتباط با خاک می‌شود که به آنها میرایی شالوده و میرایی تشعشعی می‌گویند. این میرایی‌ها در بررسی اندرکنش خاک و سازه<sup>۴</sup> قابل توجه می‌باشند. وقتی خاک خیلی

<sup>1</sup> Supplemental damping

<sup>2</sup> Foundation damping

<sup>3</sup> Radiation damping

<sup>4</sup> Soil-structure interaction

سخت<sup>۱</sup> در نظر گرفته شود، میرایی شالوده قابل صرف نظر کردن است. این قسمت بیشتر بر روی میرایی داخلی متمرکز خواهد بود. با استفاده از برخی وسایل که در سازه کار گذاشته می‌شوند می‌توان مقدار میرایی کل سیستم را میزان قابل توجهی افزایش داد. با بالا رفتن میرایی، میزان اتلاف انرژی رشد کرده و مقدار پاسخ‌های سازه کاهش می‌یابد. وسایلی که می‌توان در سازه به کار برد، شامل وسایل با میرایی ویسکوز (لزج)، اصطکاکی و هیستریزیس هستند. استفاده از این وسایل روش به صرفه‌ای برای مقاوم سازی سازه‌ها است. همچنین از این وسایل می‌توان در سازه‌های جدید نیز استفاده نمود. برای میرایی هیستریزیس، میزان اتلاف انرژی با سطح جابجایی‌ها تغییر کرده ولی نسبت به سرعت ثابت است. مقدار مکانیزم میرایی هیستریزیس مصالح به نوع مصالح از نظر تردی (مانند بتن و مصالح بنایی) و شکل‌پذیری (مانند فولاد) آنها بستگی دارد. در سازه‌های بتن مسلح به سبب باز و بسته شدن ترک‌های ریز مقداری از انرژی تلف می‌شود. در مصالح بنایی میزان میرایی هیستریزیس کمتر از بتن مسلح است. از آنجایی که عوامل میرایی زیاد هستند و نمی‌توان تمام آنها را به صورت جداگانه در نظر گرفت، معمولاً در تحلیل‌های دینامیکی از میرایی ویسکوز معادل<sup>۲</sup> که متناسب با سرعت است استفاده می‌شود. میرایی اصطکاکی یا کلمب<sup>۳</sup> در نواحی تماس اعضا و اتصالات سیستم و محل تماس میان قاب‌ها و پارتیشن‌ها با سازه ایجاد می‌گردد. این میرایی مستقل از جابجایی و سرعت است. این نوع میرایی به مصالحی که در اتصالات استفاده شده است بستگی دارد. به عنوان مثال، در سازه‌های فولادی میزان میرایی اصطکاکی در اتصالات پیچ و مهره بیشتر از اتصالات جوشی است. در میان قاب‌های بنایی میرایی اصطکاکی در حین باز و بسته شدن ترک‌ها ایجاد می‌شود. مقادیر میرایی هیستریزیس  $\xi_m$  برای برخی مصالح متداول در جدول ۳-۶ آمده است. این مقدار بر حسب درصدی از میرایی بحرانی بیان می‌شود. مشاهده شده است که مقدار  $\xi_m$  با دامنه تغییر شکل و نیرو افزایش می‌یابد.

جدول ۳-۶ مقادیر میرایی هیستریزیس  $\xi_m$  برای برخی مصالح متداول

میرایی $\xi_m$ (%)	مصالح
	بتن مسلح
0.7-1.0	دامنه کم (بدون ترک)
1.0-4.0	دامنه متوسط (ترک خورده)
5.0-8.0	دامنه زیاد (ترک خورده ولی بدون تسلیم آرماتورها)
0.4-0.7	بتن پیش تنیده (بدون ترک)

<sup>1</sup> Infinitely rigid

<sup>2</sup> Equivalent viscous damping

<sup>3</sup> Friction or Coulomb damping



بتن با تنش جزئی (ترک به میزان کم)	0.8-1.2
مرکب	0.2-0.3
فولاد	0.1-0.2

برای مقادیر کوچک میرایی مثلاً کمتر از ۱۰ تا ۱۵٪، میرایی هیترزیس و اصطکاکی را می‌توان برای راحتی توسط میرایی معادل ویسکوز  $c_{eq}$  به صورت زیر بیان نمود:

$$c_{eq} = \xi_{eq} c_{cr} \quad (28-3)$$

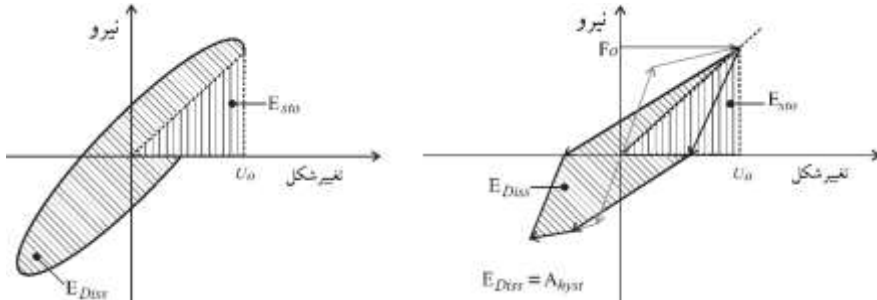
که در آن  $c_{cr}$  ضریب میرایی بحرانی<sup>۱</sup> و  $\xi_{eq}$  نسبت میرایی معادل است که به صورت زیر تعریف می‌شود:

$$\xi_{eq} = \xi_0 + \xi_{hyst} \quad (29-3)$$

همچنین در رابطه فوق،  $\xi_0$  میرایی ابتدایی در ناحیه ارتجاعی و  $\xi_{hyst}$  نشان دهنده نسبت میرایی ویسکوز معادل که بیان کننده اتلاف انرژی به سبب رفتار غیرارتجاعی هیسترتیک است. مقدار میرایی  $\xi_0$  می‌تواند بین ۲٪ تا ۵٪ تغییر کند. از سوی دیگر میرایی ویسکوز معادل  $\xi_{hyst}$  که متناظر با پاسخ هیسترتیک است را می‌توان توسط رابطه زیر محاسبه نمود (Jacobsen, 1930).

$$\xi_{eq} = \frac{1}{4\pi} \frac{\omega_1}{\omega} \frac{E_{Diss}}{E_{Sto}} = \frac{1}{2\pi} \frac{A_{hyst}}{F_0 u_0} \quad (30-3)$$

که  $E_{Diss}$  مقدار انرژی تلف شده در هر سیکل ( $E_{Diss} = A_{hyst}$ ) و  $E_{Sto}$  نیز انرژی کرنش ارتجاعی ذخیره شده در یک سیستم ارتجاعی خطی معادل یا میراگر ویسکوز مانند شکل ۳-۵۲ می‌باشد.



شکل ۳-۵۲ نیروهای تلف شده و ذخیره شده برای میراگر ویسکوز (سمت چپ) و سیکل‌های هیسترتزیس (سمت راست)

جملات  $\omega_1$  و  $\omega$  نیز به ترتیب نشان دهنده فرکانس طبیعی سیستم و فرکانس نیروی اعمالی هستند.  $F_0$  سطح نیروی معادل با تغییر شکل  $u_0$  است. رابطه (۳۰-۳) نشان می‌دهد که ضریب  $\xi_{eq}$  به نسبت فرکانس سیستم به فرکانس بارگذاری وابسته است. مقدار انرژی تلف شده معادل با

<sup>1</sup> Critical damping coefficient

مساحت داخلی یک سیکل کامل است. بهرحال برای استفاده از این روش، فرض بر آن بوده است که هر دو سیستم معادل ارتجاعی و غیرارتجاعی، تحت تحریک هارمونیک قرار دارند. همچنین انرژی تلف شده توسط دو سیستم در یک سیکل و در محل پاسخ حداکثر، (مساحت سایه زده شده در شکل ۳-۵۲) با هم برابراند. سیستم ارتجاعی معادل و غیرارتجاعی بایستی دارای یک دوره تناوب اولیه باشند. مقدار انرژی ذخیره شده  $E_{Sto}$  در سیستم توسط رابطه زیر بدست می‌آید:

$$E_{Sto} = \frac{1}{2} k u_0^2 \quad (۳۱-۳)$$

که  $k$  سختی سیستم معادل ارتجاعی است. مقدار انرژی تلف شده  $E_{Diss}$  در یک سیکل از ارتعاش، معادل با سطح داخلی حلقه هیسترتیک نشان داده شده در شکل ۳-۵۲ را می‌توان از رابطه زیر تعیین نمود:

$$E_{Diss} = 2\pi\xi\frac{\omega}{\omega_1} k u_0^2 \quad (۳۲-۳)$$

تعریف میرایی معادل  $\xi_{eq}$  در رابطه (۳۰-۳) براساس فرض پاسخ سینوسی سیستم یک درجه آزادی و استفاده از روش جاکوبسن<sup>۱</sup> می‌باشد. پریستلی و گرانت<sup>۲</sup> در سال ۲۰۰۵ نشان دادند که پاسخ سازه در حین تکان شدید زمین تنها با در نظر گرفتن حالت پایدار پاسخ و خطاهای ناشناخته بوجود آمده برای تخمین جابجایی‌ها با استفاده از روش جاکوبسن می‌تواند دارای تقریب باشد. همچنین روش اخیر یک روش غیر محافظه‌کارانه برای سازه‌های با قدرت جذب انرژی بالا می‌باشد. یکی از مطالعات عددی بزرگ در این زمینه در سال ۲۰۰۱ توسط برزی<sup>۳</sup> به انجام رسید. در این مطالعه نشان داده شد که ارتباط بین میرایی ویسکوز معادل  $\xi_{eq}$  برای سیستم غیرارتجاعی تحت حرکت شدید زمین به نقش هیسترتیک سازه و میزان سطح شکل‌پذیری  $\mu$  وابسته است. رابطه (۳۰-۳) را می‌توان برای سیستم‌ها الاستو پلاستیک (یا دو خطی) و یا سیستم‌های سه خطی به صورت زیر بیان نمود:

$$\xi_{eq} = \alpha \left( 1 - \frac{1}{\mu} \right) \quad (۳۳-۳)$$

که در رابطه فوق،  $\alpha$  برای مدل هیسترتیک دو خطی وقتی که دامنه بارهای برگشتی به یک اندازه باشد، برابر ۰/۶۴ می‌باشد. مقادیر  $\alpha$  برای شکل‌پذیری‌های بین ۲ تا ۶ در جدول ۳-۷ به صورت خلاصه ارائه شده است. در جدول ۳-۷،  $k_3$  و  $k_y$  به ترتیب سختی بعد از تسلیم و سختی سکانتی

<sup>1</sup> Jacobsen's approach

<sup>2</sup> Priestley and Grant

<sup>3</sup> Borzi

هستند. همچنین نسبت میرایی ویسکوز  $\xi_{eq}$  برای مصالح ساختمانی و سیستم‌های مقاوم جانبی مختلف، می‌توان از رابطه زیر استفاده نمود:

$$\xi_{eq} = \xi_0 + \alpha \left( 1 - \frac{1}{\mu^\beta} \right) \quad (۳۴-۳)$$

که در رابطه فوق  $\xi_0$  سختی اولیه می‌باشد. همچنین  $\alpha$  و  $\beta$  را می‌توان با استفاده از جدول ۳-۸ تعیین نمود. مقدار میرایی ویسکوز  $\xi_{eq}$  در روابط (۳۳-۳) و (۳۴-۳) بر حسب درصد بیان شده‌اند. بر اساس مطالعات واکابایاشی<sup>۱</sup> در سال ۱۹۸۶ نسبت میرایی ویسکوز  $\xi_{eq}$  با فرکانس طبیعی ارتعاش سیستم افزایش می‌یابد.

جدول ۳-۷ درصد میرایی ویسکوز  $\xi_{eq}$  و  $\alpha$  استفاده شده در رابطه ۳-۳۳

	$\mu = 2$		$\mu = 3$		$\mu = 4$		$\mu = 6$	
	$\xi_{eq}$ (%)	$\alpha$	$\xi_{eq}$ (%)	$\alpha$	$\xi_{eq}$ (%)	$\alpha$	$\xi_{eq}$ (%)	$\alpha$
معدل الاستیسیته	8	0.16	13	0.19	16	0.21	19	0.23
$K_3 = 0$	11	0.22	15	0.23	18	0.23	20	0.24
$K_3 = 10\% K_1$	10	0.19	13	0.20	15	0.20	17	0.20
$K_3 = -20\% K_1$	13	0.27	20	0.31	28	0.37	—	—
$K_3 = -30\% K_1$	15	0.31	27	0.41	—	—	—	—

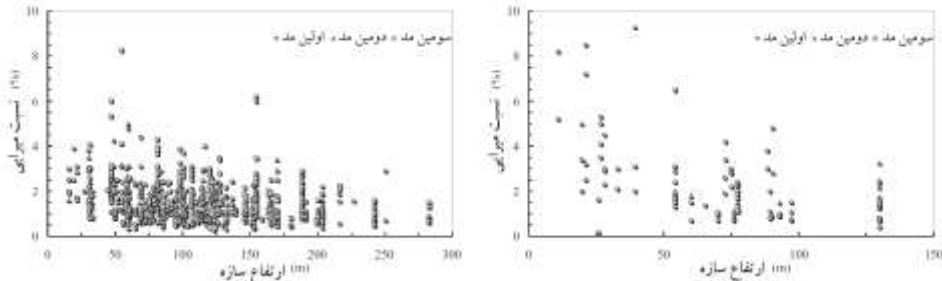
جدول ۳-۸ مقادیر مختلف  $\alpha$  و  $\beta$  در رابطه ۳-۳۴

سیستم سازه‌ای	$\alpha$	$\beta$
قاب بتنی	$\frac{120}{\pi}$	0.5
ستون بتنی و دیوار	$\frac{95}{\pi}$	0.5
دیوار و قاب پیش ساخته	$\frac{25}{\pi}$	0.5
اعضای پوسته‌ای	$\frac{120}{\pi}$	1.0

در شکل ۳-۵۳ مقادیر نسبت میرایی ویسکوز معادل اندازه‌گیری شده برای سازه‌های موجود فولادی و بتنی بر حسب ارتفاع آنها برای سه مد اول ارتعاش آنها نشان داده شده است (Suda و همکاران). با توجه به شکل، دیده می‌شود که مقدار نسبت میرایی برای سازه‌های فولادی کمتر از سازه‌های بتنی بوده و مقدار نسبت میرایی برای مد اول در سازه‌های بتنی بیشتر از سازه‌های فولادی است. مثلاً برای سازه‌های با ارتفاع کمتر از ۴۰ متر نسبت میرایی در سازه‌های بتنی ۵ تا

<sup>1</sup> Wakabayashi

۷٪ بوده که این مقدار برای سازه‌های فولادی ۲ تا ۴٪ می‌باشد. همچنین با توجه به شکل، پیداست که مقدار میرایی در اولین مد ارتعاش برای سازه‌های بلند، کمتر می‌باشد.



شکل ۳-۵۳ نسبت میرایی ویسکوز معادل اندازه‌گیری شده برای سازه‌های موجود فولادی (سمت چپ) و بتنی (سمت راست)

در جدول ۳-۹ مقدار حداکثر و حداقل میرایی ویسکوز معادل در سازه‌ها نشان داده شده است.

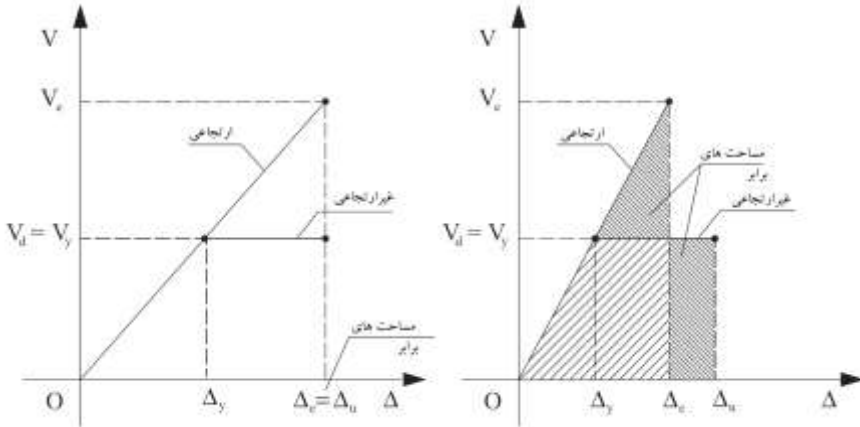
جدول ۳-۹ مقادیر مختلف میرایی ویسکوز معادل برای سازه‌های مختلف

سیستم سازه‌ای	میرایی سازه‌ها بر حسب درصد		
	حداقل	حداکثر	میانگین
ساختمان‌ها	0.5	5.0	2.75
برج‌های فولادی با اتصالات جوشی	0.4	0.7	0.55
برج‌های فولادی با اتصالات پرچی	0.6	1.0	0.80
برج‌های بلند فولادی	0.3	0.5	0.40
برج‌های بتنی	0.5	1.2	0.85
برج‌های بتنی با پارتیشن‌های	0.1	2.5	1.30
پل‌های فولادی	0.3	1.0	0.65
پل‌های بتن مسلح	0.5	2.0	1.25
پل‌های بتنی پیش ساخته	0.3	1.0	0.65

### ۳-۳-۱۵- ارتباط بین مقاومت، شکل‌پذیری و اضافه مقاومت: ضریب رفتار سازه

طراحی سازه برای اثر بارهای جانبی مانند باد و زلزله، با طراحی آنها در برابر بارهای ثقیلی مانند بارهای زنده و مرده متفاوت است. در طول عمر یک سازه، احتمال اعمال بارهای باد خیلی بیشتر از بارهای زلزله می‌باشد، بنابراین طراحی در برابر باد، یک نیاز اولیه برای هر سازه‌ای است. اما در صورتی که بخواهیم عملکرد سازه‌ها در برابر باد، مانند عملکرد آنها در برابر زلزله باشد، طراحی هر سازه‌ای بسیار غیر اقتصادی خواهد شد. به عنوان مثال سازه‌های ساختمانی برای نیروی بادی

متناظر با ۱٪ تا ۳٪ وزن خود طراحی می‌شوند. در حالی که نیروهای طراحی ناشی از زلزله ممکن است ۳۰٪ تا ۴۰٪ وزن یک سازه باشند. اما در عمل، سازه‌ها برای ۱۵٪ تا ۲۰٪ نیروی ارتجاعی زلزله  $V_e$  طراحی می‌شوند. این مسئله در شکل ۳-۵۴ نشان داده شده است.



شکل ۳-۵۴ ارتباط بین برش پایه و جابجایی جانبی برای سیستم یک درجه آزادی با دوره تناوب بلند (سمت چپ) و دوره تناوب متوسط (سمت راست)

در شکل ۳-۵۴ کاهش نیروی ارتجاعی زلزله  $V_e$  به نیروی طراحی  $V_d$  توسط مفهوم انرژی معادل، نشان داده شده است. بنابراین در طراحی لرزه‌ای که قبول می‌کنیم قسمتهایی از سازه وارد ناحیه غیر ارتجاعی شود، خسارات ایجاد شده اجتناب ناپذیر است. نسبت بین برش پایه ارتجاعی زلزله  $V_e$  به نیروی طراحی  $V_d$  تحت عنوان ضریب رفتار سازه  $R$  شناخته می‌شود.

$$R = \frac{V_e}{V_d} \quad (۳-۳۵)$$

ضریب رفتار سازه بیان‌کننده قابلیت سازه برای اتلاف انرژی می‌باشد. مقدار ضریب رفتار  $R$  در تمام آیین‌نامه‌های دنیا به شکل‌های مختلف مورد استفاده قرار گرفته است. این ضریب به مقاومت شکل‌پذیری و اضافه مقاومت سازه وابسته می‌باشد. نسبت بین ضریب رفتار  $R$  و میرایی به صورت عکس می‌باشد. مقدار ضریب رفتار عموماً بر حسب سیستم مقاوم جانبی، اضافه مقاومت  $\Omega_d$  و ضریب شکل‌پذیری انتقالی  $\mu_\delta$  بیان می‌شود. در شکل ۳-۵۴ در حالتی سیستم با دوره تناوب بلند باشد، حداکثر جابجایی سیستم در حالت غیرارتجاعی با مقدار جابجایی نهایی تقریباً برابر هستند. به عبارت دیگر:

$$\Delta_u = \Delta_e \quad (۳-۳۶)$$

با توجه به شکل می‌توان بین نیروهای  $V_e$  و  $V_y$  و تغییر شکل‌های  $\Delta_e$  و  $\Delta_y$  رابطه زیر را نوشت:

$$\frac{V_y}{\Delta_y} = \frac{V_e}{\Delta_e} \quad (۳۷-۳)$$

بنابراین خواهیم داشت:

$$V_y = \frac{V_e}{\Delta_u} \Delta_y = \frac{V_e}{\frac{\Delta_u}{\Delta_y}} \quad (۳۸-۳)$$

بنابراین برش پایه طراحی یا برش پایه تسلیم برای سیستم جدید به صورت زیر خواهد بود:

$$V_y = \frac{V_e}{\mu} \quad (۳۹-۳)$$

با استفاده از رابطه (۳۶-۳) می‌توان جابجایی  $\Delta_u$  را بدست آورد. برای دوره تناوب‌های متوسط، مقدار  $\Delta_u$  با کاهش برش  $V_y$ ، افزایش می‌یابد. با مساوی قرار دادن انرژی جذب شده در حالت ارتجاعی و غیرارتجاعی خواهیم داشت:

$$\frac{1}{2} V_e \Delta_e = \frac{1}{2} V_y \Delta_y + V_y (\Delta_u - \Delta_y) \quad (۴۰-۳)$$

بنابراین با ساده سازی خواهیم داشت:

$$V_y^2 = \frac{V_e^2}{(2\Delta_u - \Delta_y)} \quad (۴۱-۳)$$

همچنین نیروی طراحی یا برش پایه  $V_y$  و جابجایی جانبی  $\Delta_u$  برای سیستم جدید به صورت زیر بدست خواهد آمد:

$$V_y = \frac{V_e}{\sqrt{2\mu - 1}} \quad (۴۲-۳)$$

$$\Delta_u = \frac{\mu}{\sqrt{2\mu - 1}} \Delta_e \quad (۴۳-۳)$$

برای دوره تناوب‌های کوتاه ( $T < 0.5 \text{ sec}$ ) نیروهای طراحی و ارتجاعی تقریباً ثابت هستند ( $V_y = V_e$ ) و سازه مانند حالت ارتجاعی رفتار خواهد نمود. در این حالت میزان شکل‌پذیری نیاز برای کاهش نیروی برش پایه ارتجاعی  $V_e$  بسیار زیاد می‌باشد. با استفاده از چهار رابطه اخیر می‌توان به رابطه زیر رسید:

$$R = \frac{V_e}{V_y} \Omega_d \quad (۴۴-۳)$$

## مراجع:

1. *Elnashai, Amr S. and Sarno, Luigi Di(2008). Fundamental of Earthquake Engineering. John Wiley*
2. *Clough, R.W. and Penzien, J.(1995). Dynamics of Structures. 3rd Edition, McGraw- Hill, New York, NY, USA*
3. *Bozorgnia , Y. and Bertero , V.V. (2004). Earthquake Engineering. From Engineering Seismology to Performance - Based Engineering. CRC Press , Boca Raton, FL, USA.*
4. *IBC (2000). International Building Code, International Code Council, Inc., International Conference of Building Officials, Whittier, CA.*
5. *Di Sarno , L. , Elnashai , A.S. and Nethercot , D.A. (2003). Seismic performance assessment of stainless steel frames. Journal of Constructional Steel Research , 59 (10), 1289 – 1319*
6. *Elnashai , A.S. (1994). Local ductility in steel structures subjected to earthquake LoadIng. In Behaviour of Steel Structures In Seismic Areas, F.M. Mazzolani and V. Gioncu, Eds., STESSA ' 94, E & FN Spon, pp. 133 – 148 .*
7. *Paulay , T. and Priestley , M.N.J. (1992). Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings . John Wiley & Sons , New York, NY, USA .*

## فصل ۴ - حرکت زمین در حین زلزله

### ۴-۱- کلیات

پاسخ سازه‌ها در برابر زلزله، حاصل اندرکنش‌های پیچیده بین حرکت تصادفی زمین و تغییرات پیوسته مشخصات سیستم سازه‌ای تحت حرکات زمین می‌باشد. بنابراین برای درک رفتار سازه در حین زلزله و یک طراحی درست بایستی حرکت القایی از زمین و همچنین مشخصات سیستم به درستی درک شود. در این فصل دوره بازگشت زلزله طرح، که به مشخصات حرکت زمین و همچنین طول عمر سازه بستگی دارد اشاره می‌شود و با استفاده از روابط کاهندگی، شدت تکان زمین، حرکت در نواحی دور و نزدیک از منبع لرزه‌زا مورد بررسی قرار می‌گیرد. در شکل ۴-۱ روش‌های مدل سازی حرکت زمین به صورت کلی نشان داده شده است. که در این فصل هر یک از آنها مورد بررسی قرار خواهد گرفت. در کارهای عملی دو روش کلی برای مدلسازی جنبش قوی زمین وجود دارد. روش اول تحلیل خطر پذیری تعیینی زلزله<sup>۱</sup> (DSHA) بوده که پارامترهای جنبش زمین از طریق مشخصات زمین‌شناسی مانند بزرگی زلزله، فاصله منطقه گسیختگی تا سایت بدست می‌آید. (در این منطقه، قدرت امواج فشاری به حدی نیست که از این بابت سنگ‌ها را خرد کند. اما در این ناحیه سنگ‌ها تحت تاثیر تنش‌های برشی قرار می‌گیرند که سعی دارد آنها را روی هم بلغزاند. در این منطقه چنانچه تنش‌ها از مقاومت برشی سنگ‌ها تجاوز نمایند، سبب خواهد شد که در سنگ درزه‌های شعاعی بوجود آید). روش دوم تحلیل خطر زمین‌لرزه به روش احتمالاتی<sup>۲</sup> (PSHA) می‌باشد که در آن جنبش زمین از طریق آمار زلزله‌های رخ داده در محل و بزرگی مورد انتظار، برآورد می‌شود.

تحلیل خطر زمین‌لرزه به روش احتمالاتی روشی است که برای معین کردن شاخص (یا احتمال) فراتر رفتن حرکات شدید زمین برای یک محل از تمام زلزله‌های ممکن بکار می‌رود. روش عددی-تحلیلی برای محاسبه PSHA اولین بار توسط کرنل<sup>۳</sup>، (۱۹۶۸) ارائه شد. بطور عمومی، حداکثر

<sup>۱</sup> DSHA: Deterministic Seismic Hazard Analysis

<sup>۲</sup> PSHA: Probabilistic Seismic Hazard Analysis

<sup>۳</sup> Cornell





زمین‌لرزه فراهم آید. جنبش نیرومند زمین بر حسب پارامترهای بیشینه مقادیر شتاب جنبش زمین (یا سرعت و تغییر مکان)، طیف پاسخ شتاب و تاریخچه زمانی شتاب (شتابنگاشت‌ها) تعریف و از نظر مهندسی معنی‌دار می‌گردد. در روش استاتیکی که معمول‌ترین و ساده‌ترین شیوه تحلیل لرزه‌ای می‌باشد پارامتر بیشینه مقدار شتاب جنبش زمین (PGA) مورد استفاده قرار می‌گیرد که اگر چه نمی‌تواند تخمینی دقیق از پاسخ دینامیکی سازه باشد (روش استاتیکی قادر نیست به طور صریح نیروهای واقعی زلزله را مشخص و تعیین کند و صرفاً ابزاری است برای آنکه طراح بتواند میزان مشخصی مقاومت جانبی را در سازه تامین نماید که البته به طور غیر مستقیم در پایداری سازه در برابر نیروهای زلزله موثر است.) و در برخی موارد و متناسب با بعضی شرایط استفاده از این روش نتایج مناسبی به دست نداده و نمی‌تواند ظرفیت مناسبی برای سازه فراهم آورد. ولی همیشه افزایش آن معادل با خطر لرزه‌ای بیشتر برای سازه و بوجود آمدن خرابی‌های بیشتر است.

با وجود تلاش‌های گسترده‌ای که تاکنون توسط محققین در سرتاسر جهان به منظور شناخت پدیده زلزله با بررسی زمین لرزه‌های به وقوع پیوسته به انجام رسیده است، فقط نظریه علل وقوع زلزله و تئوری احتمال وقوع بازگشت آن ارائه گردیده است. برای محاسبه دوره بازگشت زلزله بایستی عدم قطعیت‌های موجود از طرف زمین بعلاوه عدم قطعیت‌های موجود در ارتباط با ظرفیت سازه مورد بررسی قرار گیرد. آیین‌نامه‌های طراحی لرزه‌ای موجود برای در نظر گرفتن عدم قطعیت در ارتباط با نیاز سازه و ظرفیت آن عموماً از تحلیل احتمالاتی<sup>۱</sup> استفاده می‌کنند (کرنل و همکاران ۲۰۰۲). زمین لرزه‌ها معمولاً توسط احتمال خطر زلزله پواسون<sup>۲</sup> بررسی می‌شوند. تابع پواسون به عنوان تابع چگالی احتمال زمان، در برآورد خطر زلزله‌ای با سه فرض ذیل قابل استفاده است:

✓ احتمال اینکه بیش از یک رویداد لرزه‌ای در یک مکان و در یک زمان روی دهد. نسبت به احتمال یک رویداد لرزه‌ای در همان مکان و زمان قابل چشم‌پوشی است. (احتمال بیش از یک رویداد لرزه‌ای در یک زمان و در یک مکان با احتمال یک رویداد برابر است.)

✓ در دو مقطع زمانی متفاوت تعداد رویدادهای لرزه‌ای از هم مستقل هستند. این شرط کاملاً برقرار نیست و بایستی پیش و پس لرزه‌ها<sup>۳</sup> از آمار حذف شوند.

✓ احتمال اینکه فقط یک رویداد لرزه‌ای در یک فاصله زمانی کوچک  $h$  اتفاق بیفتد برابر  $N.h$  است.

<sup>1</sup> Probabilistic analysis

<sup>2</sup> Poisson

<sup>3</sup> Fore - and aftershocks

که  $N$  میانگین آهنگ وقوع زمین لرزه با بزرگی  $M$  و بیشتر در واحد زمان و مکان می باشد. صورت کلی تابع توزیع پواسون برای تعداد وقوع رویدادهای لرزه‌ای در یک دوره زمانی  $t_r$  ساله به صورت زیر می باشد:

$$P[m > M, t_r] = \frac{(N.t_r)^n e^{-N.t_r}}{n!} \quad (1-4)$$

که در آن  $P$  احتمال وجود تعداد  $n$  رویداد لرزه‌ای با بزرگی  $M$  و بیشتر در دوره زمانی  $t_r$  سال می باشد. برای تعیین تعداد زلزله‌های مورد انتظار  $N$  در رابطه (۱-۴) می توان از روش‌های آماری استفاده نمود. روش‌های آماری مختلفی برای این کار وجود دارد که یکی از مهمترین آنها، روش حداقل مربعات گوتنبرگ - ریشتر<sup>۱</sup> می باشد. معروفترین و مورد استفاده‌ترین روشی که برای توصیف میزان لرزه‌خیزی یک ناحیه بکار برده می شود، روابط شناخته شده گوتنبرگ-ریشتر می باشند. توسط این رابطه وضعیت لرزه‌خیزی گستره مورد نظر به صورت ریاضی معنی دار شده و رابطه بزرگ-فراوانی رویداد زمین لرزه‌ها تعریف می شود که ضرائب ثابت آن نشانگر وضعیت لرزه‌خیزی ناحیه یا چشمه مورد نظر خواهد بود. مشاهدات زلزله شناسی نشان می دهند که فراوانی زمین لرزه‌ها بطور نمایی با بزرگای زمین لرزه‌ها تغییر می کند. بنحوی که زمین لرزه‌های کوچکتر معمولاً فراوان‌تر از زمین لرزه‌های بزرگتر می باشند. این روش رابطه خطی لگاریتمی بین فراوانی و بزرگی زلزله ایجاد می نماید که بصورت ذیل تعریف می شود.

$$\ln N = a - bM \quad (2-4)$$

که در رابطه فوق  $a$  و  $b$  ضرایب ثابت برای هر منطقه هستند که برای محاسبه آن کافی است با رجوع به بانک اطلاعاتی هر منطقه،  $N$ های مقادیر مختلف  $M$ ، در دوره زمانی موجود محاسبه گردد. اینک با انتقال مختصات نقاط بدست آمده بر روی برگه مدرج نیمه لگاریتمی، تعدادی از نقاط حاصل می شوند. بهترین خط برازش داده شده بر این نقاط ضرایب  $a$  و  $b$  را بدست می دهند. باید توجه داشت که با تغییر دامنه زمان جمع آوری اطلاعات، ضریب  $a$  تغییر می نماید. معمولاً برای گریز از این معضل از تعداد متوسط زمین لرزه با بزرگی  $M$  و بیشتر در طول یک سال (با تقسیم کل تعداد رویدادهای جمع آوری شده بر مدت زمان جمع آوری اطلاعات) استفاده می شود. مقدار  $b$  در محدوده  $0/5$  تا  $1/5$  تغییر می کند، در حالی که  $a$  دارای مقادیر مختلفی خواهد بود. ضریب  $b$ ، ضریب لرزه‌خیزی نامیده می شود. چرا که کاهش مقدار  $b$  در طول یک دوره زمانی مشخص، نشان دهنده افزایش درجه بزرگی قابل رویداد، به همان نسبت می باشد. برای برازش خط

<sup>1</sup> Gutenberg and Richter (1954)

می‌توان از رابطه آماری زیر استفاده نمود. در صورتی که  $X$  داده‌های روی محور افقی و  $Y$  مقادیر متناظر بر روی محور قائم و  $N$  تعداد داده‌ها باشند، داریم:

$$\begin{cases} \Sigma Y = a_0 N + a_1 \Sigma X \\ \Sigma XY = a_0 \Sigma X + a_1 \Sigma X^2 \end{cases}$$

با حل همزمان رابطه فوق، ضرایب  $a_0$  و  $a_1$  تعیین می‌شوند.

همچنین  $N$  فراوانی جمع‌ی تعداد زمین لرزه‌های با بزرگی  $M$  و بزرگتر، در یک دوره زمانی مشخص می‌باشد. معمولاً برای مقیاس بزرگی از بزرگی ریشتر<sup>۱</sup> استفاده می‌شود. متأسفانه رابطه خطی گوتنبرگ - ریشتر دقت عمل خوبی در مقادیر حداکثر بزرگای زلزله ندارد و نتایج حاصل از آن در حالت یاد شده از مقادیر واقعی اندکی بزرگتر است. رابطه کلاسیک گوتنبرگ-ریشتر از دو طرف بزرگای بالا و پایین بدون حد بوده (قانون گوتنبرگ-ریشتر دامنه‌ای نامحدود از بزرگی زلزله از  $-\infty$  تا  $+\infty$  را شامل می‌شود). لذا دارای همبستگی مناسبی با لرزه‌خیزی واقعی در این دو محدوده نمی‌باشد. همچنین امکان بکارگیری زمین‌لرزه‌های بزرگ تاریخی در این روش وجود ندارد.

اگر در رابطه (۳-۴)،  $n=0$  اعمال شود؛ در آنصورت احتمال هیچ رویداد لرزه‌ای با بزرگی  $M$  و بیشتر در دوره زمانی  $t$  سال محاسبه می‌گردد. در نتیجه با ترکیب روابط ۴-۱ و ۴-۲ مفاهیم آماری، احتمال اینکه حداقل یک رویداد با بزرگی  $M$  و بیشتر در دوره زمانی  $t_r$  ساله به صورت زیر محاسبه می‌گردد:

$$P[m > M, t_r] = 1 - e^{-e^{(a-bM)t_r}} \quad (۳-۴)$$

میانگین فاصله زمانی، بین دو بار وقوع متوالی زمین‌لرزه با بزرگی  $M$  و بیشتر را دوره بازگشت<sup>۲</sup>  $T_R$  گویند، که به صورت زیر بدست می‌آید:

$$T_R = \frac{1}{N} = -\frac{t_r}{\ln(1-P)} \quad (۴-۴)$$

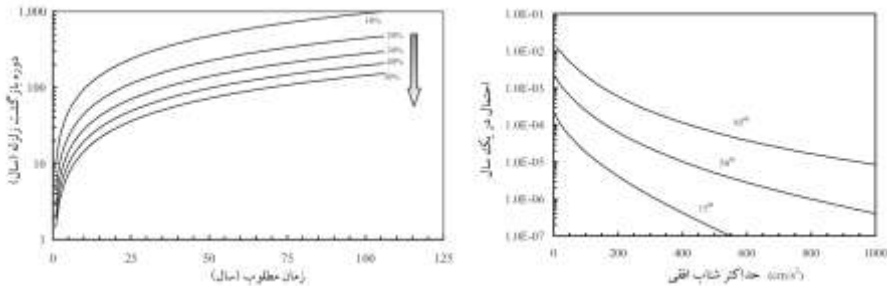
و یا با استفاده از رابطه (۳-۴) می‌توان به صورت زیر نیز بازنویسی نمود:

$$T_R = \frac{1}{N} = e^{(bM-a)t_r} \quad (۵-۴)$$

برای مثال، با توجه به شکل ۴-۲ احتمال تجاوز یک زلزله‌ای در یک دوره ۱۰۰ سال برابر ۶۰٪ می‌باشد که معادل با دوره بازگشت ۱۰۰ ساله است.

<sup>۱</sup> Richter magnitude

<sup>۲</sup> Return period



شکل ۴-۲ ارتباط بین دوره بازگشت زلزله، طول عمر سازه (سمت چپ) و منحنی خطر برای حداکثر شتاب زمین (سمت راست)

زلزله‌های شدید دارای دوره بازگشت طولانی‌تری هستند. آیین‌نامه‌های لرزه‌ای عموماً عمر مفید برای سازه‌های معمولی را برابر ۵۰ سال در نظر می‌گیرند و احتمال وقوع زلزله در این مدت را برابر ۱۰٪ فرض می‌کنند. در این حالت با استفاده از رابطه (۴-۴)، دوره بازگشت زلزله برای این حالت برابر ۴۷۵ سال بدست خواهد آمد. متداول‌ترین روش در تعیین بزرگای بیشینه، روش تعیینی و بر مبنای اطلاعات حاصل از مطالعات لرزه‌زمین‌ساخت در مورد چشمه‌های مختلف لرزه‌زا می‌باشد. برای مثال به منظور محاسبه بیشینه بزرگا برای هر گسل یا از بیشینه لرزه‌خیزی و زمین‌لرزه‌های نسبت داده شده به آن گسل استفاده می‌شود و یا روابط تجربی ارائه شده بین بزرگا و طول گسیخته شده گسل، به کار گرفته می‌شود.

مثال) قرار است یک پل معلق<sup>۱</sup> بلند در منطقه‌ای با لرزه‌خیزی بالا، در ایران ساخته شود. مهندس سازه برای طراحی لرزه‌ای، یکی از دوره بازگشت‌های ۴۷۵، ۹۵۰ و ۲۵۰۰ سال را می‌تواند انتخاب کند. کدام یک از این دوره بازگشت‌ها مناسب‌تر هستند و چرا؟

### ۴-۳- مدل‌های جنبش زمین (روابط کاهندگی<sup>۲</sup>)

میزان کاهش در جنبش حرکت زمین یکی از مهمترین پارامترها برای مقاصد طراحی است. این روابط بر حسب بزرگی، فاصله تا منبع لرزه‌زا و شرایط محل بیان می‌شوند. به منظور برآورد پارامترهای جنبش زمین مناسب‌ترین راهکار بکارگیری روابط کاهندگی می‌باشد که مشخص کننده میزان کاهش انرژی و دامنه جنبش زمین نسبت به فاصله از چشمه مورد نظر می‌باشد. این روابط پارامترهای جنبش نیرومند زمین را به، توان لرزه‌زائی یک گسل (بزرگای زمین‌لرزه) و فاصله ساختگاه از آن گسل مرتبط می‌سازند که به این طریق امکان محاسبه پارامترهای مورد نظر میسر

<sup>۱</sup> Suspension bridge

<sup>۲</sup> Attenuation Relationships

می‌شود. با دور شدن از مرکز زلزله، جنبش زمین با شدت کمتری احساس می‌شود و این مطلب نشان دهنده میرایی جنبش زمین است. میزان این میرایی به عوامل مختلفی همچون شرایط زمین شناسی و نوع حرکت گسل در سطح کانونی زمین‌لرزه بستگی دارد. بنابراین میزان میرایی در نقاط مختلف دنیا مختلف می‌باشند و لذا محاسبه حداکثر مقادیر پارامترهای جنبش زمین (شتاب، سرعت و جابجایی) در فواصل مختلف از مرکز زمین‌لرزه، متفاوت است که اغلب این روابط به صورت تجربی می‌باشند. به طور کلی روابط کاهندگی به دو صورت نظری (با استفاده از مدل‌های لرزه زمین‌ساختی) و تجربی (با انجام مطالعات آماری بر روی بانک شتابنگاشتی ثبت شده از زمین-لرزه‌های واقعی) بدست می‌آیند. روابط کاهندگی توابعی هستند که پارامتر جنبش نیرومند زمین (نظیر بیشینه مقدار شتاب یا طیف پاسخ شتاب) را به متغیرهایی که وابسته به رویداد یک زمین-لرزه هستند مرتبط می‌سازند. این متغیرها به سه عامل اساسی خصوصیات چشمه (نظیر بزرگا یا سازوکار گسل و غیره)، مسیر عبور امواج (خصوصیات طبیعی زمین که باعث کاهندگی امواج لرزه‌ای در طول مسیر از کانون زمین‌لرزه به محل ثبت آن می‌شود) و شرایط زمین‌شناسی ساختگاه (سنگی، خاکی یا آبرفتی) بستگی دارند. در متداول‌ترین شکل این روابط، پارامترهای جنبش زمین که اغلب از توزیع لگاریتمی پیروی می‌کنند بر حسب توابعی از مقیاس‌های مختلف بزرگا و فاصله از چشمه لرزه‌زا (نظیر فاصله سطحی، فاصله از کانون و غیره) و سایر پارامترها بیان می‌شود. شکل اساسی روابط کاهندگی به صورت زیر قابل بیان است:

$$\log(Y) = \log(b_1) + \log[f_1(M)] + \log[f_2(R)] + \log[f_3(M, R)] + \log[f_4(E_i)] + \log(\varepsilon) \quad (6-4)$$

که در رابطه فوق  $Y$  پارامتر جنبش زمین (مثلاً  $PGA, PGV, PGD, S_a, S_v$  و  $S_a$ ) و  $b_1$  فاکتور مقیاس می‌باشد. جملات دوم تا چهارم سمت راست رابطه ۶-۴ توابع بزرگی  $M$ ، فاصله منبع لرزه‌زا تا محل  $R$ ، مشخصات زمین شناسی محل  $E_i$  هستند. خطاها نیز توسط پارامتر  $\varepsilon$  بیان شده است. رابطه (۶-۴) که صورت یک تابع تجمعی می‌باشد در سال ۱۹۸۵ توسط کمپبل<sup>۱</sup> تعریف شد. رابطه (۶-۴) را می‌توان بر حسب لگاریتم طبیعی  $\ln$  و یا بر اساس هر پایه دلخواه دیگر بیان نمود. پارامتر جنبش زمین با زیاد شدن فاصله کانونی کاهش می‌یابد. شکل ۳-۴ تغییرات حداکثر شتاب زمین با بزرگی و اثر عمق کانونی را نشان می‌دهد. محققین مختلفی بر روی این روابط تحقیق نموده‌اند. یکی از تحقیقات وسیعی که در این زمینه به انجام رسیده، توسط دوالاس<sup>۲</sup> در بین سال‌های ۲۰۰۱ تا ۲۰۰۶ می‌باشد. تعدادی از روابط مفید در این زمینه در ادامه آورده شده است. رابطه زیر توسط

<sup>1</sup> Campbell

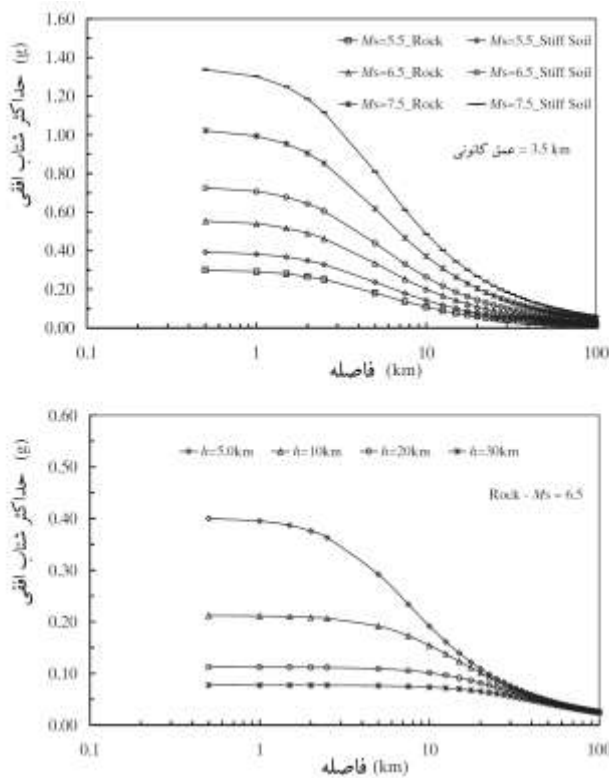
<sup>2</sup> Douglas

کانی<sup>۱</sup> در سال ۱۹۸۳ ارائه شده است که حداکثر شتاب زمین را به شدت زلزله مورد استفاده در ژاپن و ایالات متحده مرتبط می‌کند:

$$PGA = 0.25 \times 10^{0.5I_{JMA}} \quad (۷-۴)$$

$$PGA = 0.91 \times 10^{0.3I_{MM}} \quad (۸-۴)$$

در رابطه فوق  $I_{JMA}$  و  $I_{MM}$  مقادیر شدت زلزله در مقیاس‌های JMA و MM هستند. در رابطه فوق PGA (حداکثر شتاب زمین) بر حسب  $cm/s^2$  بیان می‌شود.



شکل ۳-۴ میرایی حداکثر شتاب افقی: اثر بزرگی (بالا) و عمق کانونی (پایین)

متشابهاً ترفوناک و بریدی<sup>۲</sup> در سال ۱۹۷۵ رابطه زیر را برای حداکثر شتاب زمین و حداکثر سرعت زمین ارائه دادند:

$$PGA = 1.02 \times 10^{0.3I_{MM}} \quad (۹-۴)$$

$$PGV = 0.23 \times 10^{0.25I_{MM}} \quad (۱۰-۴)$$

<sup>۱</sup> Kanai

<sup>۲</sup> Trifunac and Brady

که در رابطه فوق مقادیر PGA و PGV به ترتیب بر حسب  $cm/s^2$  و  $cm/s$  هستند. روابط (۴-۹) و (۴-۱۰) برای مقیاس اصلاح شده مرکالی (MM) در محدوده شدت IV تا X معتبر هستند. با توجه به روابط بالا دیده می‌شود که اضافه شدن یک واحد به شدت زلزله به ترتیب باعث افزایش PGA و PGV به میزان ۱۰۰٪ و ۸۰٪ خواهد شد.

مثال) منطقه‌ای در غرب ایالات متحده در زلزله‌ای که در آن رخ داده بود، در طولی به میزان ۸۰ کیلومتر و عرضی به میزان ۳۰ کیلومتر، شدت زلزله در مقیاس مرکالی اصلاح شده ( $I_{MM}$ ) برابر IX برآورد شده است. مقدار PGA را برای این زلزله با استفاده از هر دو رابطه ۴-۸ و ۴-۹ بدست آورید. مقدار شدت زلزله را بر حسب مقیاس JMA بدست آورید.

#### ۴-۳-۱- مشخصات جنبش زمین برای استفاده در روابط کاهندگی

اطلاعاتی که از آنها روابط کاهندگی استخراج می‌شود، بایستی در آنها مقادیر بزرگی‌ها و فواصل استفاده شده، یکسان باشند. روابط یاد شده ممکن است برای نواحی نزدیک گسل خطای قابل ملاحظه‌ای داشته باشند. علت این امر آن است که بررسی زمین لرزه‌های مختلف نشان می‌دهد، کانون زمین‌لرزه‌ها معمولاً چندین کیلومتر زیر سطح زمین قرار دارند و مقدار انرژی که به سطح زمین می‌رسد در منطقه نسبتاً وسیعی در طول گسل یکسان خواهد بود و کاهش بیشینه شتاب زمین در حین دور شدن از گسل در فاصله‌ای معادل بعد قائم گسیختگی گسل به کندی صورت می‌گیرد و در فواصل دورتر کاهش بیشینه شتاب زمین سریعتر می‌گردد. با توجه به وقوع پی در پی زمین‌لرزه‌ها و اطلاعات و تجارب کسب شده از آنها لازم است تا حد امکان از روابط کاهندگی جدیدتر و البته همخوان با گستره مورد مطالعه استفاده گردد.

#### ۴-۳-۲- روابط کاهندگی برای اروپا

در سال ۱۹۷۵ مطالعات وسیعی توسط آمبرسیز<sup>۱</sup> برای بدست آوردن روابط کاهندگی در این منطقه صورت گرفت. رابطه زیر مدل جنبش زمین برای حداکثر شتاب افقی PGA را بیان می‌کند:

$$\log(PGA)_h = 2.522 - 0.142M_w + (0.314M_w - 3.184) \log \sqrt{57.76 + d^2} + 0.137S_s + 0.050S_A - 0.084F_N + 0.062F_T - 0.044F_O \quad (۴-۱۱)$$

در رابطه فوق PGA (حداکثر شتاب زمین) بر حسب  $cm/s^2$  و d فاصله سطحی بر حسب کیلومتر می‌باشد. ضرایب  $S_s$  و  $S_A$  با استفاده از جدول ۴-۱ بدست می‌آید که تابعی از نوع خاک محل می‌باشد. همچنین  $M_w$  در رابطه فوق نشان دهنده بزرگی گشتاوری است. ضرایب F نیز مربوط به مکانیزم گسل می‌باشند که با استفاده از جدول ۴-۲ بدست می‌آیند.

<sup>1</sup> Ambraseys



جدول ۱-۴ ضرائب رابطه (۱۱-۴)

نوع خاک	سرعت موج برشی $v_s$ ( $m/s$ )	$S_A$	$S_S$
سنگ	$v_s > 750$	0	0
خاک سخت	$360 < v_s \leq 750$	1	0
خاک نرم	$180 < v_s \leq 360$	0	1

جدول ۲-۴ ضرائب رابطه. Error! Reference source not found.

مکانیزم کانون	$F_N$	$F_O$	$F_T$
نرمال	1	0	0
معکوس	0	1	0
امتداد لغز	0	0	0
فشاری	0	0	1

جدول ۳-۴ مقادیر ضریب خاک S

نوع خاک محل	ضریب S
سنگ	0.751
خاک سخت	0.901
خاک متوسط	1.003
خاک نرم	0.995

## ۳-۳-۴ روابط کاهندگی برای ژاپن

تاکاهاشی<sup>۱</sup> و همکاران در سال ۲۰۰۰ رابطه زیر را برای ژاپن پیشنهاد دادند:

$$\log(PGA)_h = 0.446M_w - 0.0035d - \log(d + 0.012 \times 10^{0.446M_w}) + 0.00665(h - 20) + S \quad (۱۲-۴)$$

در رابطه فوق PGA (حداکثر شتاب زمین) بر حسب  $cm/s^2$  بوده و همچنین d و h به ترتیب فاصله کانونی و عمق بر حسب کیلومتر می‌باشند. مقدار S ضریب نوع خاک بوده که در جدول ۳-۴ ارائه شده است. در صورتی که نوع خاک نامشخص باشد، می‌توان S را برابر ۰/۹۴۱ در نظر گرفت. همچنین  $M_w$  در رابطه فوق نشان دهنده بزرگی گشتاوری است. در استفاده از رابطه (۱۲-۴)، بزرگی گشتاوری  $M_w$  مورد استفاده بایستی بین ۵ تا ۷/۶ بوده و فاصله d کمتر از ۱۰۰ کیلومتر باشد.

<sup>1</sup> Takahashi

### ۴-۳-۴- روابط کاهندگی برای آمریکای شمالی

اکثر روابطی که برای آمریکای شمالی ارائه شده‌اند، مربوط به قسمت‌های غربی آن می‌باشند. الف) مرکز و غرب ایالات متحده: رابطه زیر توسط ریشتر در سال ۱۹۹۰ ارائه شده است:

$$\ln(PGA) = c_1 + c_2 M_w + c_3 (M_w - 6)^2 + c_4 \ln(R_M) + c_5 \max \left[ \ln \left( \frac{R}{70}, 0 \right) \right] + c_6 R_M \quad (۱۳-۴)$$

که فاصله معادل  $R_M$  به صورت زیر بدست می‌آید:

$$R_M = R + c_7 \exp(c_8 M_w) \quad (۱۴-۴)$$

که در رابطه فوق  $R$  فاصله سطحی بر حسب کیلومتر،  $M_w$  بزرگی گشتاوری و  $PGA$  بر حسب  $g$  بیان می‌شود. ضرایب  $c_i$  به منبع مدل، نوع خاک، مشخصات دینامیکی خاک و عمق وابسته می‌باشند که در کارهای تحقیقاتی انجام شده توسط فرناندز<sup>۱</sup> موجود است.

ب) غرب آمریکای شمالی: در سال ۲۰۰۵ بر<sup>۲</sup> رابطه زیر را برای محاسبه حداکثر شتاب زمین در ناحیه غربی آمریکا پیشنهاد داد:

$$\log(PGA) = b_1 + b_2 (M_w - 6) + b_3 (M_w - 6)^2 + b_4 R + b_5 \log(R) + b_V (\log v_S - \log v_A) \quad (۱۵-۴)$$

که در رابطه فوق  $R$  عمق کانونی بر حسب کیلومتر می‌باشد:

$$R = \sqrt{d^2 + h^2} \quad (۱۶-۴)$$

که در رابطه اخیر نیز  $d$  و  $h$  به ترتیب فاصله سطحی و عمق کانونی می‌باشند. همچنین در مقدار حداکثر شتاب زمین  $PGA$  بر حسب  $g$  بیان می‌شود. ضرایب  $b_1$  تا  $b_5$  در رابطه (۱۵-۴) مربوط به مولفه‌های جنبش زمین هستند. برای مولفه‌های افقی تصادفی، مقدار  $PGA$  به صورت زیر خواهد بود:

$$\log(PGA) = -0.105 + 0.229(M_w - 6) - 0.778 \log(R) - 0.371(\log v_S - \log v_A) \quad (۱۷-۴)$$

در رابطه (۱۷-۴) عمق کانونی بایستی برابر  $5/57$  کیلومتر و  $v_A = 1400 \text{ m/sec}$  فرض شود. برای مولفه شتاب افقی بزرگ از رابطه زیر استفاده می‌شود:

$$\log(PGA) = -0.038 + 0.216(M_w - 6) - 0.777 \log(R) - 0.364(\log v_S - \log v_A) \quad (۱۸-۴)$$

<sup>1</sup> Fernandez 2007

<sup>2</sup> Boore

که مقدار عمق کانونی  $h$  برابر  $5/48$  و مقدار  $v_A = 1390 \text{ m/sec}$  خواهد بود. مقادیر سرعت موج برشی بر حسب نوع خاک در جدول ۴-۴ ارائه شده است.

جدول ۴-۴ سرعت موج برشی برای خاک‌های مختلف

نوع خاک	سرعت موج برشی $v_s$ ( $m/s$ )
سخت	$v_s > 750$
متوسط	$360 < v_s \leq 750$
نرم	$v_s \leq 360$

برای استفاده از روابط کاهندگی فوق، مقدار فاصله سطحی زلزله بایستی کمتر از ۸۰ متر باشد. همچنین دنوان و برن استین در سال ۱۹۷۸ رابطه زیر را پیشنهاد دادند.

$$Y = (a)(\exp(bM))(r+25)^d \quad (19-4)$$

که در آن  $Y$  حداکثر شتاب افقی بر حسب گال می‌باشد. یک گال برابر ۱ سانتیمتر بر مجذور ثانیه است.  $a = (2154000)(r)^{-2.10}$ ،  $b = (0.046) + (0.445)\log(r)$ ،  $M$  بزرگی زلزله،  $r$  فاصله تا مرکز رها شدن انرژی بر حسب کیلومتر و  $d = (2.515) + (0.486)\log(r)$  می‌باشد.

#### ۴-۳-۵- روابط کاهندگی در سراسر دنیا

در این زمینه نیز مطالعات زیادی توسط افراد زیادی به انجام رسیده است که اکثر روابط کاهندگی ارائه شده برای گسل‌ها با مکانیزم‌های مختلف همچون مناطق فرورونده (Youngs et al., 1988, 1997; Crouse, 1991) و نواحی کششی (Spudich et al., 1997, 1999) به انجام رسیده است. در سال ۲۰۰۰ تحقیقات جامعی توسط بزرگنیا و همکاران بر روی مولفه‌های افقی و قائم به انجام رسید. آمبرسیز و دوگاس<sup>۲</sup> در سال ۲۰۰۳ رابطه زیر را برای محاسبه حداکثر شتاب افقی زمین، ارائه دادند:

$$\log(PGA)_h = -0.659 + 0.202M_s - 0.0238d + 0.020S_A + 0.029S_S \quad (20-4)$$

که در رابطه فوق  $d$  فاصله سطحی بر حسب کیلومتر می‌باشد. ضرایب  $S_A$  و  $S_S$  بر حسب نوع خاک در جدول ۴-۵ ارائه شده است. عمق کانونی  $h$  بایستی کمتر از ۲۰ کیلومتر باشد. همچنین مقدار حداکثر شتاب زمین  $PGA$  در رابطه (۴-۲۰) بر حسب  $m/sec^2$  می‌باشد.

<sup>1</sup> Subduction zone

<sup>2</sup> Ambraseys and Douglas

جدول ۴-۵ ضرایب  $S_A$  و  $S_S$  بر حسب نوع خاک

نوع خاک	سرعت موج برشی $v_s$ (m/s)	$S_A$	$S_S$
سنگی	$v_s > 750$	0	0
خاک سخت	$360 < v_s \leq 750$	1	0
خاک نرم	$180 < v_s \leq 360$	0	1
خاک خیلی نرم	$v_s \leq 180$	0	1

مثال) یک زلزله با بزرگی  $M=7.0$  و عمق کانونی ۲۵ کیلومتر را در نظر بگیرید. با استفاده از روابط کاهندگی برای اروپا و ژاپن و غرب آمریکا، مقدار حداکثر شتاب زمین را برای یک سایت در فاصله ۵۰ کیلومتری از مرکز زلزله را تعیین کنید. مکانیزم گسل نرمال بوده و نوع خاک سنگی ( $v_s = 750 \text{ m/sec}$ ) می‌باشد. نتایج را با رابطه کاهندگی ارائه شده برای جهان بدست آورد.

رابطه زیر نیز توسط کرنل و همکاران در سال ۱۹۷۹ پیشنهاد شد:

$$\ln PGA(gal) = 6.74 + 0.859m - 1.8 \ln(r + 25) \quad (۴-۲۱)$$

که در آن،  $r$  فاصله مرکز زلزله بر حسب کیلومتر و  $m$  بزرگای زلزله می‌باشد.

#### ۴-۳-۶- روابط کاهندگی برای ایران

در ارتباط با ایران مطالعات زیادی توسط افراد مختلف صورت گرفته است. در ادامه رابطه کاهندگی قدرتی (۲۰۰۶) آورده شده است. در این مدل پارامترهای بزرگا و فاصله بصورت مستقیم در مدل کاهندگی در نظر گرفته شدند. همچنین تاثیر نوع بستر و همچنین ساز و کار گسل‌ها و شرایط تکنیکی با تقسیم‌بندی داده‌ها در گروه‌های مختلف و بدست آوردن مدل‌ها برای هر گروه لحاظ گردیده است. مدل‌های بدست آمده برای نواحی زاگرس و همچنین البرز و ایران مرکزی برای شرایط مختلف ساختمانی برای پارامترهای شتاب حداکثری سرعت حداکثر و شتاب پیک موثر برای مؤلفه‌های افقی و قائم بدست آمده است. برای مؤلفه افقی حداکثر دو مؤلفه مورد استفاده قرار گرفته است. در این مدل از داده‌هایی با فاصله کانونی برابر  $5 < R < 150 \text{ km}$  استفاده شده و بزرگا بر اساس موج سطحی  $4.5 < Ms < 7.5$  می‌باشد. می‌توان شرایط ساختمانی سنگ را متناظر سرعت امواج برشی بیشتر یا مساوی از  $375 \text{ m/s}$  و شرایط ساختمانی خاک را متناظر سرعت موج برشی کمتر از  $375 \text{ m/s}$  فرض نمود. مدل مورد استفاده به شکل کلی ذیل است که واحدها بر حسب cm و  $s$  می‌باشند.

$$\ln y = C_1 + C_2 M + C_3 \ln [R + C_4 \exp[M]] + C_5 R + \sigma_{\ln y} \quad (۴-۲۲)$$

ضرائب مدل کاهندگی قدرتی مطابق جدول ۴-۶ می‌باشد.

جدول ۴-۶ ضرایب مدل های کاهندگی قدرتی (۲۰۰۶)

	ساختمان	پارامتر زلزله	$C_1$	$C_2$	$C_3$	$C_4$	$C_5$	$\sigma_{my}$
بزرگ و ایران مرکزی	بستر سنگی	PGAH	4.15	0.623	-0.96	-	-	0.478
		PGAV	3.46	0.635	-0.996	-	-	0.49
		PGVH	-0.71	0.894	-0.875	-	-	0.51
		PGVV	-2.18	0.99	-0.83	-	-	0.51
		EPAH	3.45	0.66	-0.88	-	-	0.457
		EPAV	2.25	0.67	-0.84	-	-	0.48
	بستر خاکی	PGAH	3.65	0.678	-0.95	-	-	0.496
		PGAV	3.03	0.732	-1.03	-	-	0.53
		PGVH	-1	1.03	-0.93	-	-	0.54
		PGVV	-2.5	1.08	-0.85	-	-	0.57
		EPAH	3.69	0.68	-1.01	-	-	0.5
		EPAV	3.42	0.69	-0.99	-	-	0.51
زاگرس	بستر سنگی	PGAH	5.67	0.318	-0.77	-	-0.016	0.52
		PGAV	5.26	0.289	-0.8	-	-0.018	0.468
		PGVH	0.74	0.67	-0.93	-	-0.003	0.578
		PGVV	-1.61	0.91	-0.79	-	-0.0077	0.554
		EPAH	4.64	0.4	-0.67	-	-0.016	0.55
		EPAV	3.68	0.42	-0.63	-	-0.019	0.52
	بستر خاکی	PGAH	5.51	0.55	-1.31	-	-	0.488
		PGAV	5.52	0.36	-1.25	-	-	0.474
		PGVH	-0.54	0.95	-1.03	-	-	0.42
		PGVV	-1.45	1	-1.03	-	-	0.49
		EPAH	5.35	0.65	-1.47	-	-	0.44
		EPAV	4.59	0.53	-1.3	-	-	0.46

#### ۴-۴- تحلیل تعیینی خطر زلزله (DSHA)

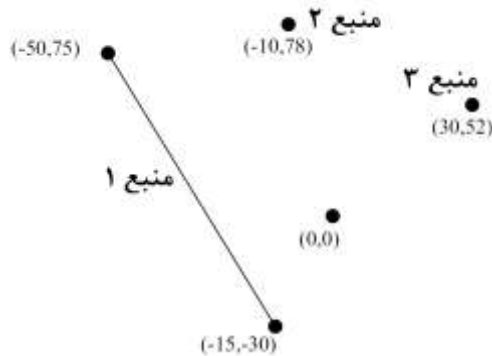
این روش بسیار ساده بوده و عموماً برای تعیین بدترین حالت رخداد بکار می‌رود. از این روش برای تحلیل خطر، سازه‌های ویژه مانند سدها، نیروگاه‌های اتمی استفاده نمود و نتایج حاصل از آن منجر به یک طراحی دست بالا و ایمن خواهد شد. سرچشمه‌ها را می‌توان بصورت نقطه‌ای، خطی و یا ناحیه‌ای (سطحی) در نظر گرفت. در اکثر مواقع تعریف سرچشمه بصورت ناحیه‌ای صورت می‌گیرد؛ چرا که تعریف آن بصورت نقطه‌ای یا خطی نشانه کاملی برای میزان دانسته‌ها یا مجهولات سازوکار زمین لرزه نیست.

تحلیل خطر تعیینی دارای پنج گام زیر است:

- شناسایی تمام منابع لرزه‌زای اطراف سایت

- تعیین فاصله هر یک از منابع لرزه‌زا تا سایت مورد نظر، که این فاصله کوتاهترین فاصله تا مرکز زلزله می‌باشد.
- برای هر منبع لرزه‌زا، حداکثر بزرگی محتمل تعیین می‌شود.
- برای منطقه یک رابطه کاهندگی تعیین می‌شود.
- بدترین حالت ممکن برای جنبش زمین در محل استخراج می‌شود.

مثال) سایت نشان داده شده در شکل ۴-۴ را در نظر بگیرید که توسط سه منبع لرزه‌زا احاطه شده است. یکی از این منابع به صورت خطی دو بقیه بصورت نقطه‌ای می‌باشند. حداکثر بزرگای زلزله‌های گذشته برای این منابع به این ترتیب می‌باشد: برای منبع شماره یک،  $۷/۵$ ، برای منبع شماره دو،  $۶/۸$ ، برای منبع شماره سه،  $۵$ . با استفاده از روش تحلیل خطر پذیری تعیینی زلزله، حداکثر شتاب محتمل در سایت را تعیین نمایید. از رابطه کاهندگی کرنل (رابطه ۴-۲۱) استفاده نمایید.



شکل ۴-۴ منابع لرزه‌ای نزدیک سایت (روش DSHA)

با توجه به جدول ۴-۷ حداکثر شتاب مربوط به منبع شماره یک بوده و برابر  $۰/۴۹$  شتاب ثقل است. جدول ۴-۷ پارامترهای بدست آمده برای شکل ۴-۴ |

منبع	$m$	$r$ (km)	$PGA$ (g)
۱	$۷/۵$	$۲۳/۷$	$۰/۴۹$
۲	$۶/۸$	$۶۰/۰۴$	$۰/۱۰$
۳	$۵$	$۷۸/۶۳$	$۰/۰۱۵$

#### ۴-۵- تحلیل احتمالاتی خطر زلزله (PSHA)

این روش از مفاهیم احتمالاتی برای پیشبینی یک رخداد لرزه‌ای در سایتی مشخص استفاده می‌کند. عموماً در این روش از یک توزیع احتمالاتی یکنواخت برای هر منبع لرزه‌زا استفاده

می‌انماید که برای هر منبع احتمال ایجاد یک رخداد لرزه‌ای را نیز برابر در نظر می‌گیرد. تابع توزیع احتمالاتی برای هر منبع لرزه‌زا تا سایت با توجه به هندسه منبع لرزه‌زا تعیین می‌شود که در واقع بیان‌کننده میزان لرزه‌خیزی منبع لرزه‌زا است و توسط یک رابطه بازگشتی، نرخ متوسط زلزله را بیان می‌کند که توسط آن میزان میانگین رخداد یک زمین‌لرزه با اندازه‌ای مشخص تعیین می‌شود و برای تعیین لرزه‌خیزی هر پهنه مورد استفاده قرار می‌گیرد. رابطه بازگشتی گوتنبرگ ریشتر که بصورت زیر می‌باشد، معمولاً مورد استفاده قرار می‌گیرد.

$$\lambda_m = 10^{a-bm} = \exp(\alpha - \beta m) \quad (23-4)$$

که در آن  $\alpha = 2.303a$ ،  $\beta = 303b$  و  $\lambda_m^{-1}$  میانگین دوره بازگشت زلزله با بزرگی  $m$  است. رابطه فوق نشان می‌دهد که قانون گوتنبرگ - ریشتر مستلزم آن است که بزرگی زمین‌لرزه بصورت نمایی توزیع شده باشد. در صورتی که زلزله‌های با بزرگی کمتر از حد آستانه  $m_0$  از داده‌های آماری حذف شوند، آنگاه  $\lambda_m$  (آهنگ سالیانه میانگین رویداد را می‌توان بصورت زیر نشان داد:

$$\lambda_m = \gamma \exp[-\beta(m-m_0)] \quad m > m_0 \quad (24-4)$$

در بیشتر تحلیل‌های احتمالاتی حد بزرگی آستانه در حدود بزرگی ۴ تا ۵ تعیین می‌شود. زیرا بزرگی کمتر از آن معمولاً خسارات مهمی ایجاد نمی‌کند و از سوی دیگر فراوانی غیر واقعی در آمار دارند. بطور مشابه در صورتی که حد بالایی نیز در نظر گرفته شود،  $\lambda_m$  بصورت زیر قابل بیان است:

$$\lambda_m = \gamma \frac{\exp[-\beta(m-m_0)] - \exp[-\beta(m_{\max}-m_0)]}{1 - \exp[-\beta(m_{\max}-m_0)]} \quad m_0 < m \leq m_{\max} \quad (25-4)$$

که در آن  $\gamma = \exp(\alpha - \beta m_0)$  می‌باشد. تابع توزیع تجمعی (CDF) و تابع چگالی احتمال (PDF) برای بزرگی زلزله در هر یک از منابع لرزه‌زا را می‌توان از رابطه زیر قابل تعیین نمود.

$$F_M(m) = P[M < m | m_0 \leq m \leq m_{\max}] = \frac{1 - \exp[-\beta(m-m_0)]}{1 - \exp[-\beta(m_{\max}-m_0)]} \quad (26-4)$$

$$f_M(m) = \frac{\beta \exp[-\beta(m-m_0)]}{1 - \exp[-\beta(m_{\max}-m_0)]} \quad (27-4)$$

در ساختگاه مورد نظر و در ناحیه‌ای با  $N_s$  چشمه بالقوه، که هر یک آهنگ میانگین رویداد بزرگی آستانه خاص خود را دارند، آهنگ رویداد میانگین کلی برای ساختگاه مورد نظر با رابطه زیر بیان می‌شود:

$$\lambda_{\bar{y}} = \sum_{i=1}^{N_s} \gamma_i \iint P[Y > \bar{y} | m, r] f_{M_i}(m) f_{R_i}(r) dm dr \quad (28-4)$$

محاسبات جداگانه رابطه (۴-۳۷) در برآورد خطر زمین‌لرزه پیچیده می‌باشد؛ بنابراین انتگرال‌گیری عددی به جای ارزیابی تحلیلی انتگرال‌ها پیشنهاد می‌شود.

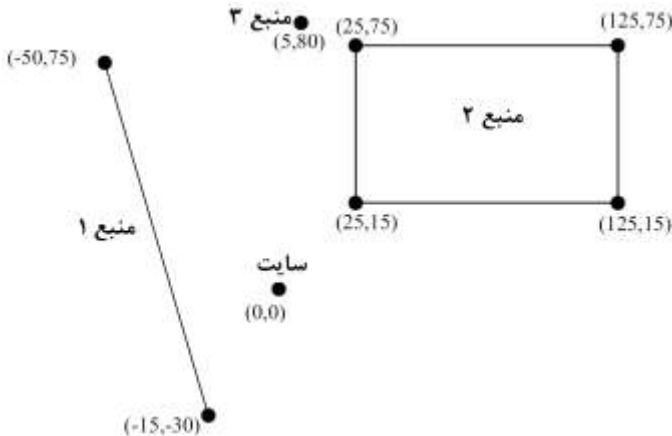
وقوع زمانی زمین‌لرزه‌ها معمولاً با یک مدل پواسون توصیف می‌شود. این مدل چهارچوبی ساده برای ارزیابی احتمال رویدادهایی است که از فرآیند پواسون پیروی می‌کنند و بیانگر مقادیر یک متغیر تصادفی برای توصیف تعداد وقوع یک رویداد مشخص در یک دوره زمانی مشخص و یا در یک ناحیه مشخص است. برای یک فرآیند پواسون، احتمال یک متغیر تصادفی  $N$ ، که معرف تعداد رویدادهای یک زمین‌لرزه مشخص در یک بازه زمانی مشخص می‌باشد، با رابطه زیر بیان می‌شود:

$$P(N = n) = \frac{(\lambda t)^n e^{-\lambda t}}{n!} \quad (۴-۲۹)$$

که در آن  $\lambda$  نرخ میانگین یک رخداد،  $t$  دوره بازگشت مورد نظر و  $n$  تعداد رخدادهای لرزه‌ای می‌باشد. وقتی رویداد مورد نظر بزرگای زمین‌لرزه خاصی باشد، مدل پواسون را می‌توان با قانون بازگشتی مناسبی ترکیب نمود تا احتمال حداقل یک بار وقوع در دوره  $t$  سال بصورت زیر محاسبه شود:

$$P(N > 1) = 1 - e^{-\lambda t} \quad (۴-۳۰)$$

مثال) سایت نشان داده شده در شکل ۴-۵ را در نظر بگیرید که توسط سه منبع لرزه‌زا احاطه شده است. مشخصات هر یک از منابع لرزه‌زا بر روی شکل داده شده است. انحراف معیار  $\sigma_{\ln PGA} = 0.57$  در نظر گرفته شود.



شکل ۴-۵ منابع لرزه‌زای نزدیک سایت

برای برآورد خطر زمین‌لرزه لازم است تا رابطه‌های بازگشتی برای هر چشمه لرزه‌زا ارائه شده و با در نظر گرفتن موقعیت چشمه‌های خطی و ناحیه‌ای برآورد شود:

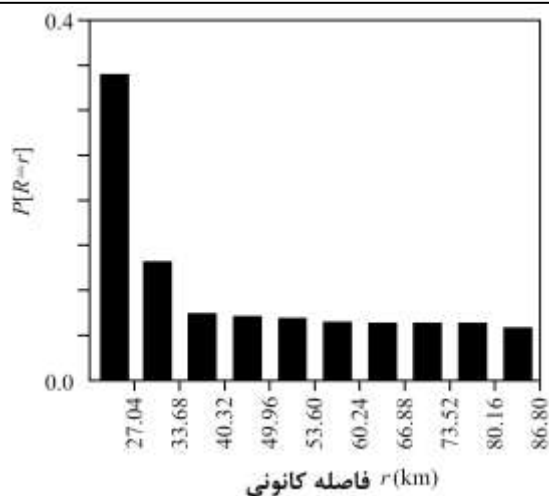


منبع	قانون بازگشت	$m_0$	$m_u$
۱	$\log \lambda_m = 4 - m$	4	7.7
۲	$\log \lambda_m = 4.5 - 1.2m$	4	5
۳	$\log \lambda_m = 3 - 0.8m$	4	7.3

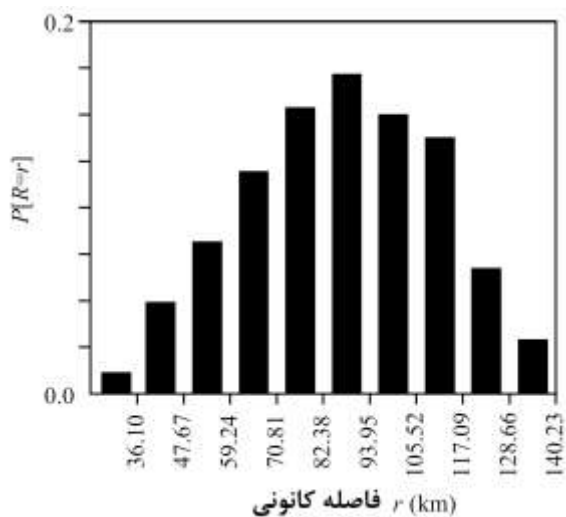
موقعیت، شکل هندسی و بزرگای بیشینه برای هر چشمه لرزه‌زا برآورد شده است. برای محدود کردن تعداد محاسبات، توزیع فاصله‌های چشمه تا ساختگاه با یک هیستوگرام نشان داده می‌شود. چشمه لرزه‌زای شماره یک در نظر گرفته می‌شود. کوتاه‌ترین فاصله ساختگاه تا چشمه ۲۳/۷ کیلومتر و طولانی‌ترین آن برابر ۹۰/۱۲ کیلومتر است. این محدوده فاصله را می‌توان به ده محدوده فاصله با طول حد واسط ۶/۶۴ کیلومتر بصورت زیر تقسیم نمود:

$$\frac{r_{\max} - r_{\min}}{10} = \frac{90.12 - 23.72}{10} = 6.64 \text{ km}$$

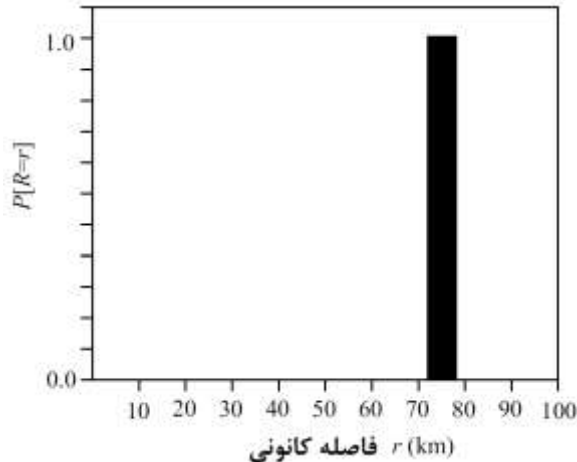
اگر پهنه چشمه لرزه‌زا به تعداد زیادی از قطعات با طول برابر تقسیم شود، می‌توان توزیع فاصله چشمه تا ساختگاه را با تعیین اینکه چه تعداد قطعه در هر محدوده فاصله می‌افتد، مشخص نمود. طول چشمه شماره یک برابر ۱۱۰ کیلومتر است. شکل ۴-۶ نرمال شده فاصله چشمه تا ساختگاه برای منبع شماره یک را نشان می‌دهد. مولفه‌های این هیستوگرام فراوانی نسبی را نشان می‌دهند که در صورت نامحدود بودن تعداد قطعات، برابر با احتمال است ولی در حال حاضر تقریبی از احتمال را نشان می‌دهد. برای چشمه شماره دو،  $r_{\min} = 30.32 \text{ km}$  و  $r_{\max} = 145.98 \text{ km}$  می‌باشد که پهنه چشمه سطحی به ۲۵۰۰ قطعه با مساحت برابر  $2 \times 1.2 \text{ km}$  تقسیم و مرکز هر قطعه کوچک تا سایت در نظر گرفته شده تا شکل ۴-۷ بدست آید. برای چشمه سه اگر فقط یک امکان فاصله در نظر گرفته شود، شکل ۴-۸ بدست می‌آید.



شکل ۴-۶ تقریب‌های توزیع احتمال چشمه تا ساختگاه برای چشمه شماره ۱



شکل ۴-۷ تقریب‌های توزیع احتمال چشمه تا ساختگاه برای چشمه شماره ۲



شکل ۴-۸ تقریب‌های توزیع احتمال چشمه تا ساختگاه برای چشمه شماره ۳

توزیع زمانی رویداد زمین‌لرزه‌ها را می‌توان با استفاده از رابطه‌های بازگشتی ارائه شده محاسبه نمود. اگر فرض شود که زمین‌لرزه‌های با بزرگای کمتر ۴ خطر چندانی ندارند، آهنگ میانگین رویدادهای با بزرگی ۴ از هر پهنه سرچشمه بصورت زیر تعیین می‌شود:

$$\text{سرچشمه یک } \gamma_1 = 10^{4-1 \times 4} = 1$$

$$\text{سرچشمه دو } \gamma_2 = 10^{4.5-1.2 \times 4} = 0.501$$

$$\text{سرچشمه سه } \gamma_3 = 10^{3-0.8 \times 4} = 0.631$$

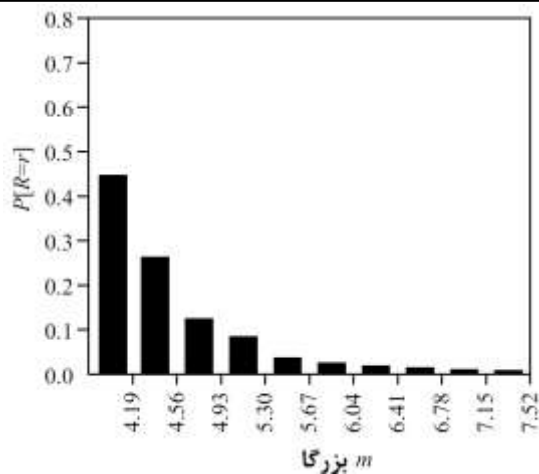
برای هر یک از پهنه‌های سرچشمه، احتمال اینکه بزرگا در حد فاصل بین کران پایین  $m_1$  و  $m_2$  رخ دهد، با رابطه زیر بدست می‌آید:

$$P[m_1 < m < m_2] = \int_{m_1}^{m_2} f_M(m) dm \approx f_m \left( \frac{m_1 + m_2}{2} \right) (m_2 - m_1) \quad (۴-۳۱)$$

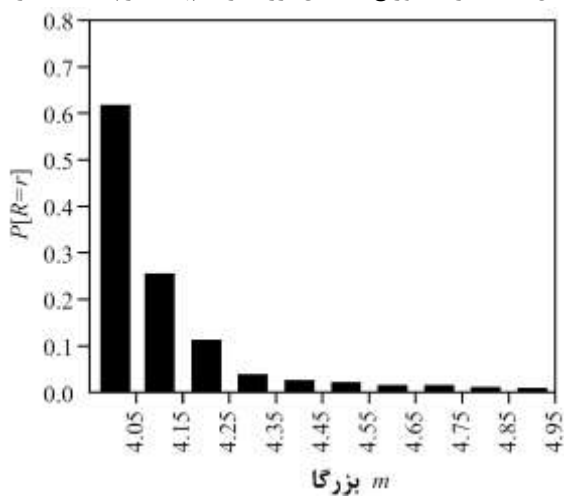
که  $f_M$  با رابطه (۴-۲۷) محاسبه می‌شود. برای چشمه شماره یک،  $m_u = 7.7$  و  $m_0 = 4$  در نظر گرفته شده است. بنابراین در صورتی که  $N_M = 10$  باشد، کمترین حد فاصل بزرگا برای پهنه سرچشمه شماره یک از  $m = 4.0$  تا  $m = 4.37$  می‌باشد. احتمال اینکه بزرگا در حد یاد شده رخ دهد، عبارت است از:

$$P[4 < m < 4.37] \approx \frac{2.303 e^{-2.303(4.19-4)}}{1 - e^{-2.303(7.7-4)}} (4.37 - 4) = 0.551$$

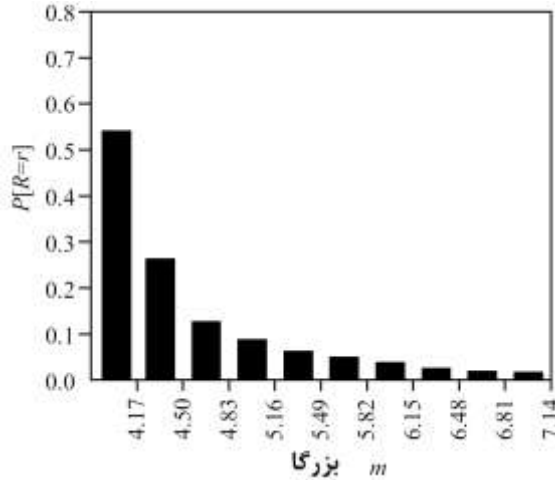
مقدار یاد شده در ستون اول سمت چپ در هیستوگرام شکل ۴-۹ آمده و برای سایر احتمال وقوع‌ها، حد فاصل‌های بزرگا نیز محاسبه و در ستون‌های دیگر ادامه داده شده است. احتمال برای بزرگای مختلف برای هر پهنه سرچشمه ۲ و ۳ در شکل ۴-۱۰ و شکل ۴-۱۱ نشان داده شده است.



شکل ۴-۹ تقریب توزیع احتمال بزرگا برای پهنه سرچشمه شماره ۱



شکل ۴-۱۰ تقریب توزیع احتمال بزرگا برای پهنه سرچشمه شماره ۲



شکل ۴-۱۱ تقریب توزیع احتمال بزرگا برای پهنه سرچشمه شماره ۳

برای ترکیب  $m$  و  $r$  می‌توان از یک رابطه کاهندگی استفاده نمود. بعنوان مثال در اینجا از رابطه کاهندگی کرنل و همکاران، رابطه (۴-۲۱) استفاده می‌نماییم. برای منبع شماره یک و برای کوچکترین تقسیم آن داریم:

$$P[m = 4.19] = 0.551$$

$$P[r = 27.04] = 0.336$$

با جایگذاری در رابطه (۴-۲۱)  $\ln(PGA) = 3.225$  بدست می‌آید. حال می‌توان احتمال رویداد سطوح مختلف بیشینه شتاب را محاسبه نمود. بعنوان مثال برای رویداد  $a = 0.01g (9.81gal)$  متغیر نرمال استاندارد عبارت است از:

$$Z = \frac{\ln(a) - \ln(PGA)}{\sigma \cdot \ln(PGA)} = \frac{\ln(9.81) - 3.225}{0.57} = -1.65$$

با احتمال اینکه بیشینه شتاب بیش از  $0.01g$  روی می‌دهد، برای محاسبه احتمال رویداد  $a$  لازم است از تابع  $F_z(Z)$  (تابع توزیع نرمال) استفاده شود. احتمال بالا بصورت زیر تعیین می‌شود:

$$1 - F_z(Z) = 1 - F_z(-1.65) = 0.951$$

آهنگ سالیانه رویداد بیشینه شتاب  $0.01g$  برای زمین‌لرزه‌ای با بزرگای  $m = 4.19$  و  $r = 27.04$  از پهنه سرچشمه شماره یک بصورت زیر است:

$$\begin{aligned} \lambda_{0.01g} &= \gamma_1 P[PGA > 0.01g | m = 4.19, r = 27.04] P[m = 4.19] P[r = 27.04] \\ &= 1 \times 0.9505 \times 0.55 \times 0.336 = 0.176 \end{aligned}$$

این مقدار برای بقیه ۹۹ مقدار باقیمانده  $m$  و  $r$  از منبع شماره یک محاسبه می‌شود و برای منبع‌های شماره ۲ و ۳ نیز تکرار می‌گردد. مجموع تمام این مقادیر نشان دهنده آهنگ سالیانه میانگین رویداد شتاب  $0.01g$  بر اثر زمین‌لرزه بر روی پهنه شماره ۱ است.

#### ۴-۶- طیف زلزله‌ها

##### ۴-۶-۱- عوامل تاثیر گذار بر روی طیف پاسخ

شکل طیف‌های زلزله، (شتاب، سرعت یا جابجایی) در اثر عواملی که در زیر مورد بحث قرار گرفته است ممکن است تغییر کند.

- ✓ بزرگی،
- ✓ مکانیزم منبع لرزه‌زا و مشخصات آن،
- ✓ فاصله از منبع لرزه‌زا،
- ✓ مسیر حرکت موج،
- ✓ جهت‌پذیری گسلش،
- ✓ زمین‌شناسی محل و شرایط خاک،

برخی از عوامل فوق نسبت به بقیه دارای نقش بیشتری می‌باشند. سه عامل، بزرگی<sup>۱</sup>، فاصله تا محل و شرایط خاک سایت نسبت به بقیه عوامل از اهمیت بیشتری برخوردار هستند.

##### ۴-۶-۲- طیف طرح ارتجاعي

همانطور که گفته شد، در حین وقوع زلزله، شتاب زلزله توسط دستگاه‌های شتابنگاشت موجود در نواحی اطراف مرکز زلزله، ثبت می‌شود. در حین زلزله سه مولفه انتقالی آن به ثبت می‌رسد که دو مولفه افقی و یک مولفه قائم می‌باشد. با استفاده از هر یک از این مولفه‌ها، می‌توان طیف آن را ترسیم نمود. طیف پاسخ، نموداری از حداکثر پاسخ‌های (شتاب، سرعت و یا جابجایی) یک سری سیستم یک درجه آزادی با دوره‌های تناوب مختلف، و میرایی مشخص در برابر یک رکورد زلزله می‌باشد. در واقع یک رکورد موجود به یک سیستم یک درجه آزادی زده شده و مقدار حداکثر پاسخ سیستم محاسبه می‌شود. دوباره با ثابت نگه داشتن مقدار میرایی و تغییر دوره تناوب سیستم، این آزمایش تکرار می‌شود تا طیفی از حداکثر پاسخ‌ها بدست آید. از بهم پیوستن این نقاط، نمودار طیف پاسخ حاصل می‌شود. برای استفاده در طراحی لرزه‌ای اغلب سازه‌ها، داشتن حداکثر پاسخ، پارامتر مطلوبی است. این عمل را می‌توان با استفاده از نرم‌افزارهای کامپیوتری

<sup>1</sup> Magnitude

انجام داد. برای بدست آوردن طیف پاسخ ارتجاعی، معمولاً از انتگرال دیوهامل<sup>۱</sup> استفاده می‌شود. انتگرال دیوهامل روش عمومی برای محاسبه پاسخ سیستم یک درجه آزادی خطی به نیروی دینامیکی دلخواه است. با توجه به اینکه این روش بر اساس استفاده از اصل جمع آثار قوا حاصل شده است، کاربرد آن محدود به سیستم‌های خطی است. بنابراین از این روش نمی‌توان برای سیستم‌های سازه‌ای که تحت تغییرشکل‌های بزرگتر از حد ارتجاعی قرار می‌گیرند استفاده نمود. معادله تعادل دینامیکی برای سیستم‌های سازه‌ای ارتجاعی خطی با جرم  $m$ ، سختی  $k$  و میرایی  $c$  به صورت زیر است.

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = -m\ddot{u}_g \quad (۳۲-۴)$$

که در آن  $\ddot{u}_g$  شتاب زمین می‌باشد. با استفاده از انتگرال دیوهامل، مقدار حداکثر جابجایی  $S_d$  که به صورت «طیف جابجایی<sup>۲</sup>» تعریف می‌شود، برابر است با:

$$S_d = [u(t)]_{\max} = \frac{\left[ \int_0^t \ddot{u}_g e^{-\xi\omega(t-\tau)} \sin[\omega_d(t-\tau)] d\tau \right]_{\max}}{\omega} \quad (۳۳-۴)$$

که در آن  $\tau$  تغییرات زمان بوده که به صورت دلخواه براساس مدت زمان تکان قوی و فرکانس زاویه‌ای نامیرای سیستم  $\omega$ ، تعیین می‌شود. همچنین مقدار فرکانس زاویه‌ای میرای سیستم  $\omega_d$ ، به صورت زیر تعریف می‌شود.

$$\omega_d = \omega\sqrt{1-\xi^2} \quad (۲۳-۴)$$

که در آن  $\xi$  برابر با نسبت میرایی سیستم به میرایی بحرانی است. در اغلب حالات به دلیل نزدیک بودن مقادیر فرکانس زاویه‌ای نامیرای سیستم  $\omega$  و فرکانس زاویه‌ای میرای سیستم  $\omega_d$ ، می‌توان از  $\omega$  به جای  $\omega_d$  استفاده نمود. بعلاوه حداکثر سرعت  $S_v$ ، برای یک حرکت هارمونیک را می‌توان از ضرب طیف جابجایی  $S_d$  در فرکانس زاویه‌ای آن  $\omega$  بدست آورد:

$$S_v = \omega S_d \quad (۳۴-۴)$$

مقدار  $S_v$ ، تحت عنوان «طیف شبه سرعت» تعریف می‌شود. پیشوند شبه سرعت از آن جهت مورد استفاده قرار می‌گیرد که مقدار  $S_v$  بیانگر حداکثر سرعت نیست، هر چند از نظر بُعد دارای بُعد سرعت است. بطور مشابه، «طیف شبه شتاب»  $S_a$ ، نیز به صورت زیر قابل بیان است:

$$S_a = \omega S_v = \omega^2 S_d \quad (۳۵-۴)$$

با توجه به شکل ۴-۱۲، مراحل تهیه طیف ارتجاعی پاسخ به صورت زیر است:

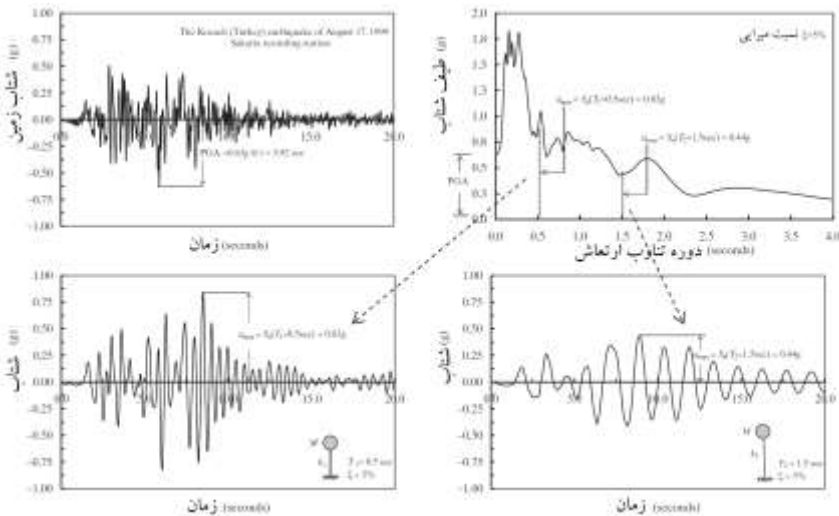
<sup>1</sup> Duhamel integral

<sup>2</sup> Spectral displacement

۱. یک رکورد زلزله انتخاب می‌شود.
  ۲. مقدار محدوده دوره تناوب  $T$  و نسبت میرایی  $\xi$  انتخاب می‌شود. معمولاً برای سازه‌های معمول، دوره تناوب بین  $0.1$  تا  $5$  ثانیه به ترتیب برای سازه‌های سخت و انعطاف پذیر انتخاب می‌شود. همچنین معمولاً مقدار میرایی در محدوده،  $0$  تا  $20\%$  به ترتیب برای سیستم‌های با میرایی کم و زیاد انتخاب می‌شود.
  ۳. یک روش عددی برای انتگرال‌گیری از معادله حرکت انتخاب می‌شود.
  ۴. تاریخچه پاسخ سیستم در برابر زلزله تعیین می‌شود. مقدار حداکثر پاسخ برابر با یک نقطه برای طیف جابجایی  $S_d$  است.
  ۵. با استفاده از روابط  $(4-34)$  و  $(4-35)$  مقدار شبه سرعت و شبه شتاب محاسبه می‌شوند. به همین ترتیب مقدار حداکثر شبه سرعت و شبه شتاب تعیین می‌گردد.
  ۶. گام‌های  $1$  تا  $5$  دوباره با مقدار دوره تناوب  $T$  و نسبت میرایی  $\xi$  جدید طی می‌شود.
  ۷. مقادیر حداکثر پاسخ‌ها در یک نمودار در برابر مقدار دوره تناوب‌های مختلف ترسیم شود.
- طیف پاسخ یک مفهوم کلیدی در مهندسی زلزله است و وسیله مناسبی برای تعیین پاسخ حداکثر سیستم‌های یک درجه آزادی خطی تحت مولفه خاصی از حرکت زمین می‌باشد.
- $$v_0(T, \xi) \equiv \max_t |v(t, T, \xi)|$$
- $$\dot{v}_0(T, \xi) \equiv \max_t |\dot{v}(t, T, \xi)|$$
- $$\ddot{v}_0(T, \xi) \equiv \max_t |\ddot{v}(t, T, \xi)|$$
- طیف تغییر شکل، اطلاعات لازم را برای محاسبه تغییر شکل‌ها و نیروهای داخلی حداکثر فراهم می‌کند. طیف‌های پاسخ شبه سرعت و شبه شتاب از آن جهت مورد بحث قرار می‌گیرند که در مطالعه مشخصه‌های طیف پاسخ و ساخت طیف طرح و مربوط کردن علم دینامیک سازه‌ها به آیین نامه‌های محاسباتی مفید می‌باشند. در شکل ۴-۱۲ نحوه تولید طیف پاسخ نشان داده شده است. طیف‌های بازتاب طراحی را می‌توان بر پایه تحلیل آماری طیف پاسخ مجموعه‌ای از حرکات زمین به دست آورد. این طیف‌ها معمولاً از میانگین و یا میانگین به علاوه انحراف معیار طیف‌های پاسخ هم‌پایه به دست می‌آیند.



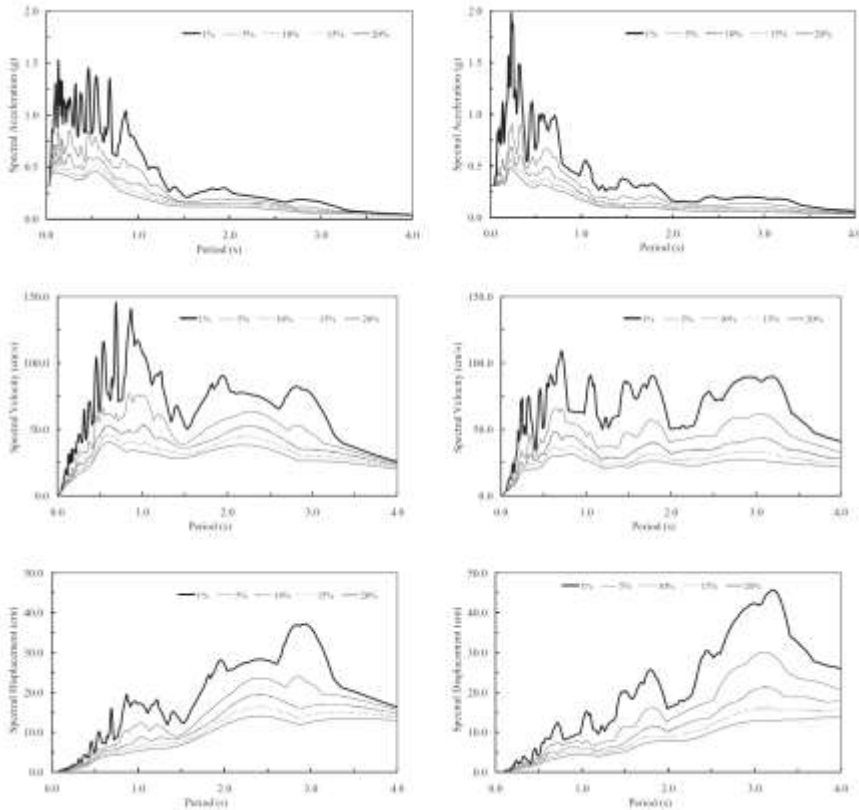
هاوزن اولین کسی بود که در دهه پنجاه مفهوم طیف طرح زلزله را ارائه کرد. وی مولفه‌های افقی چهار زلزله بزرگ آمریکا در زمان خود یعنی السنترو کالیفرنیا در ۱۹۳۴ و ۱۹۴۰، المپیا واشنگتن در ۱۹۴۹، و تافت کالیفرنیا در سال ۱۹۵۲ را بر مبنای شتاب  $0.2g$  همپایه کرد (شتابنگاشت‌ها را بر شتاب اوج تقسیم و در  $0.2g$  ضرب نمود)، آنگاه طیف پاسخ ارتجاعی این شتابنگاشت‌های همپایه را میانگین‌گیری نمود و پس از صاف کردن بریدگی‌ها و اعوجاج‌ها، نتیجه را به عنوان طیف طرح ارائه ساخت.



شکل ۴-۱۲ روش تعیین طیف پاسخ

در شکل ۴-۱۳ طیف پاسخ برای زلزله امپریال ولی در سال ۱۹۴۰ (ایستگاه السنترو، نزدیک به گسل با فاصله  $d=12\text{km}$ ) و نورتریج در سال ۱۹۹۴ (ایستگاه آتش نشانی نوردیهوف، نزدیک به گسل با فاصله  $d=3.9\text{km}$ ) نشان داده شده است. با آغاز ساخت و نصب دستگاه‌های شتابنگار، اطلاعات وسیعی درباره شتاب زمین به دست آمد و طیف زلزله‌های مختلف محاسبه و رسم شد. مقایسه این طیف‌ها، حاکی از وجود یک بی‌قاعدگی عمومی و گسترده است. این بی‌قاعدگی عموماً وابسته به ویژگی‌های رکوردهای زلزله، همانند محتوای فرکانسی، بزرگا، دوام و فاصله از گسل می‌باشد. حتی اگر این ویژگی‌ها در رکوردهای متفاوت به صورت تصادفی نزدیک به همدیگر باشند، تغییرات اعداد تصادفی آنها می‌تواند اثرات متفاوت قابل ملاحظه‌ای بر سازه‌ها تحمیل کند. طیف طرح زلزله ساخته‌شده، برای برآورد نیروی زلزله ضروری است. تاکنون روشی ارائه نشده است که بتوان با استفاده از داده‌های زمین‌شناسی و لرزه‌شناسی منطقه، طیف طرح زلزله را به طور دقیق و قطعی معین کرد. چه بسا در منطقه‌ای که دو زلزله با فاصله زمانی اتفاق افتاده و علی‌رغم داشتن گسل مسبب یکسان، شتابنگاشت و طیف هر دو کاملاً متفاوت بوده است. پس بدیهی است که

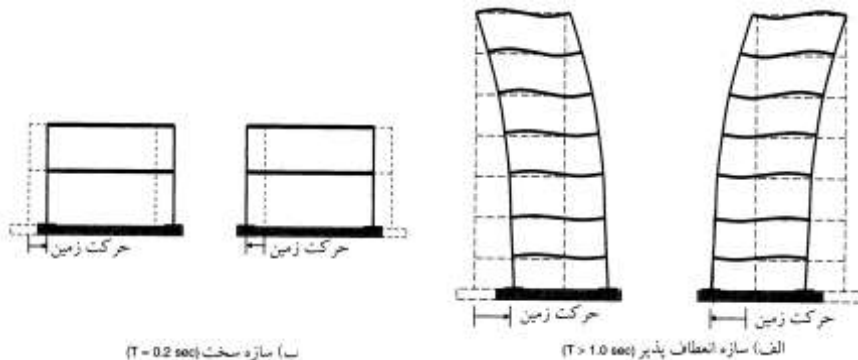
وقتی گسل مسبب مشخص نباشد، و نیز مشخصات محیطی که امواج زلزله در آن منتشر شده معلوم نباشد، دیگر نمی‌توان انتظار داشت بتوان مشخصاتی مانند شتاب اوج و محتوای فرکانسی شتابنگاشت را معین نمود. بدین ترتیب بر اساس وضعیت موجود، جهت تعیین برآورد نیروهای زلزله‌های احتمالی چاره‌ای جز توسل به روشهای آماری و احتمالی باقی نمی‌ماند.



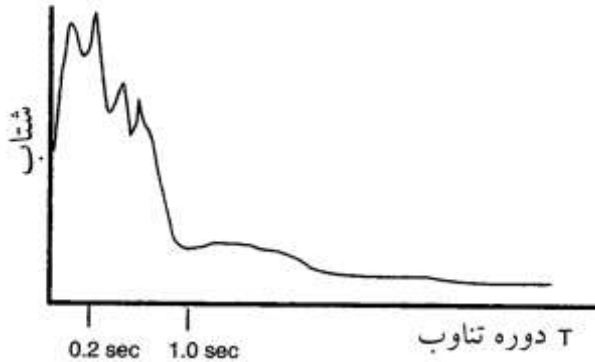
شکل ۴-۱۳ طیف پاسخ ارتجاعی برای زلزله امپریال‌ولی در سال ۱۹۴۰ (سمت چپ) و زلزله نورتریج در سال ۱۹۹۴ (سمت راست) برای مقادیر میرایی‌های مختلف: شتاب (شکل بالا) سرعت (شکل وسط) و جابجایی (شکل پایین)

برای طیف‌های  $S_d$  و  $S_v$  دو ویژگی را می‌توان در نظر گرفت. مقادیر تمام دو طیف جابجایی و سرعت برای تمامی نسبت‌های میرایی، از دوره تناوب صفر زیاد شده و سپس در دوره تناوب‌های بلند به ترتیب به مقادیر PGD و PGV همگرا می‌شوند. میرایی باعث کاهش دامنه به مقدار ناچیزی می‌شود در حالی که با زیاد شدن دوره تناوب سیستم مقدار جابجایی‌ها به شکل محسوسی افزایش می‌یابد. البته این نتیجه‌گیری برای تمام دامنه نوسان‌ها درست و معتبر نیست. در تمام حالات مقدار میرایی باعث مسطح شدن نمودار پاسخ می‌شود. با توجه به شکل ۴-۱۳ دیده

می‌شود که طیف‌های با میرایی پایین نسبت به طیف‌های با میرایی زیاد، تغییرات بیشتری دارند. در دوره تناوب  $T=0$ ، (سازه‌های سخت) مقدار  $S_a$  معادل حداکثر شتاب زمین (PGA) است و برای دوره تناوب‌های بلند، (سازه‌های انعطاف پذیر، مقدار  $S_a$  با یک مجانبی به سمت صفر حرکت می‌کند. این نتایج را می‌توان برای تمام رکوردها تعمیم داد. تاثیرات دامنه شتاب حرکت زمین، محتوای فرکانسی و مدت دوام ارتعاشات زمین بر روی سازه‌ها را می‌توان به طور مناسبی به وسیله طیف بازتاب یک شتابنگاشت نشان داد. نقش طیف‌های بازتاب برای طراحی سازه‌ها در برابر زلزله، هم اکنون به خوبی شناخته شده است به طوری که شتابنگاشت‌های ثبت شده زمین در زلزله‌های گذشته و طیف‌های بازتاب آنها مبنای مناسبی برای طراحی سازه‌های مقاوم در برابر زلزله می‌باشند. اگرچه طیف‌های بازتاب شتابنگاشت‌های مختلف با یکدیگر بسیار تفاوت دارند، اما با مطالعه و بررسی مجموعه‌ای از آنها و تقسیم‌بندی‌شان براساس شرایط مختلفی که موثر بر تغییرات آنها نسبت به یکدیگر باشند، می‌توان مشخصات استاندارد معینی را نتیجه گرفت. با در نظر گرفتن معیارهای طراحی و بررسی طیف‌های بازتاب مختلف تحت شرایط متفاوت و با تعیین چنین مشخصاتی می‌توان طیف‌های ساده شده‌ای را جهت طراحی سازه‌ها در برابر زلزله تهیه نمود که طیف بازتاب طرح و یا به اختصار (طیف طراحی) نامیده می‌شوند. شکل ۴-۱۴ دو سازه با دوره تناوب‌های مختلف را نشان می‌دهد. در شکل ۴-۱۴ الف یک سازه ده طبقه که دارای دوره تناوب اصلی در حدود ۱ ثانیه می‌باشد و شکل ۴-۱۴ ب یک سازه دو طبقه که دارای دوره تناوبی در حدود ۰/۲ ثانیه است. هر دو سازه تحت یک زلزله قرار گرفته‌اند. طیف زلزله اعمال شده بر دو سازه در شکل ۴-۱۵ نشان داده شده است. سازه‌ای که دارای دوره تناوب پایینی می‌باشد نسبت به سازه با دوره تناوب بلند، بیشتر زلزله را احساس می‌نماید. همانطور که از طیف پیداست جذب انرژی در محدوده دوره تناوب سازه کوتاه بیشتر است.



شکل ۴-۱۴ پاسخ سازه‌ها در برابر جنبش زمین



شکل ۴-۱۵ نمونه‌ای از یک طیف زلزله

در سازه‌های با دوره تناوب پایین، سازه سخت بوده و حرکت سازه به مانند حرکت زمین می‌باشد و مانند آن است که جرم به زمین محکم شده است و حرکت آن منطبق بر حرکت زمین است و در نتیجه شتاب حداکثر تقریباً مساوی حداکثر شتاب زمین است. در سازه‌های با دوره تناوب بلند در حین زلزله جرم اساساً ثابت باقی می‌ماند.

یک طیف طرح به دو لحاظ مفهومی با طیف پاسخ اختلاف دارد. الف) طیف پاسخ دندانه‌ای نمودار حداکثر پاسخ‌های یک سازه یک درجه آزادی در مقابل یک زلزله خاص بوده و در نتیجه نوعی بیان، از آن زلزله است. اما طیف طرح هموار شده مشخصه‌ای از تراز نیرو یا تغییر مکان طرح زمین لرزه بصورت تابعی از زمان تناوب طبیعی و نسبت میرایی می‌باشد. ب) برای بعضی از مناطق طیف طرح پوشی از دو طیف طرح ارتجاعی است. مثلاً اگر منطقه‌ای تحت تاثیر زمین لرزه حاصل از دو گسل قرار گیرد یکی با بزرگی  $6/5$  ریشتر بعلت گسلی در نزدیکی و دیگری  $8/5$  ریشتر از یک گسل دور دست باشد، برای هر کدام از زمین لرزه‌ها می‌توان طیف طرح را مطابق روشهای معمول ترسیم نمود. طیف طرح برای این منطقه پوش این دو طیف مختلف است. در زمان تناوب‌های کوچک زمین لرزه نزدیک و در زمان تناوب‌های بزرگ طیف طرح حاصل از زلزله دور حاکم خواهد بود.

مثال) یک طره قائم به ارتفاع  $3/6$  متر از لوله ساخته شده است. وزنه‌ای به مقدار  $2/36$  تن را در بالای خود تحمل می‌کند. مشخصات لوله به صورت زیر است:

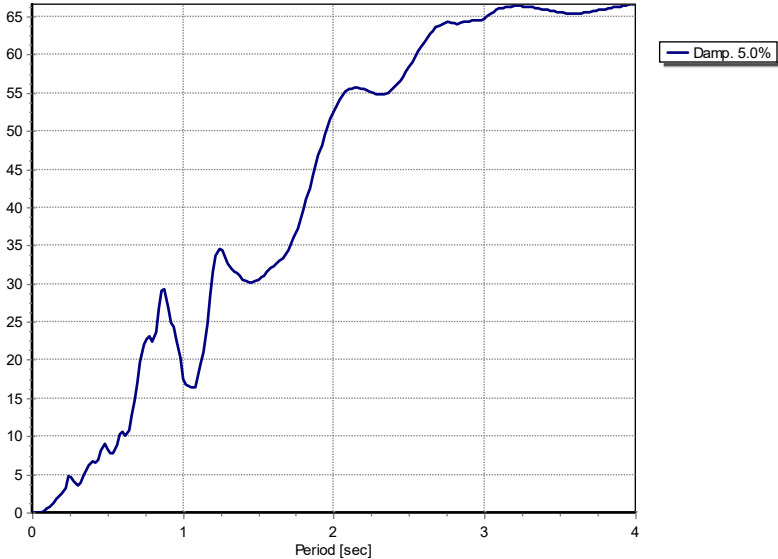
$$d_o = 114 \text{ mm} \quad \text{قطر خارجی}$$

$$d_i = 102 \text{ mm} \quad \text{قطر داخلی}$$

$$I = 297 \text{ cm}^4$$

$$E = 2 \times 10^6 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

با فرض نسبت میرایی ۵٪ تغییر شکل حداکثر و تنش‌های خمشی حداکثر این میله را تحت مولفه طولی زلزله طبرس که طیف آن در شکل ۴-۱۶ نشان داده شده است را تعیین نمایید.



شکل ۴-۱۶ طیف ارتجاعي زلزله طبرس

(حل) سختی سیستم برابر است با:

$$k = \frac{3EI}{L^3} = \frac{3 \times 2 \times 10^6 \times 297}{360^3} = 38.3 \frac{kg}{cm}$$

کل وزن میله در برابر وزن انتهایی آن ناچیز و قابل صرف نظر کردن است. بنابراین:

$$m = \frac{W}{g} = \frac{2360}{981} = 2.41 \frac{kg \cdot sec^2}{cm}$$

فرکانس و زمان تناوب طبیعی سیستم یک درجه آزادی برابر است با:

$$\omega = \sqrt{\frac{k}{m}} = \sqrt{\frac{38.3}{2.41}} = 4 \frac{rad}{sec}$$

$$T = \frac{2\pi}{\omega} = \frac{2\pi}{4} = 1.58 \text{ sec}$$

با استفاده از طیف طرح شکل بالا برای زلزله طبرس با میرایی ۵٪، برای  $T = 1.58 \text{ sec}$ ،  $D = 31.98$  سانتیمتر بدست می‌آید. بنابراین شبیه شتاب A برابر خواهد بود با:

$$A = \omega^2 D = \left(\frac{2\pi}{T_n}\right)^2 D = \left(\frac{2\pi}{1.58}\right)^2 31.98 = 505.736$$

$$\Rightarrow A = \frac{505.736}{981} = 0.515 g$$

پس تغییر شکل حداکثر این برج در برابر زلزله طیس برابر است با:

$$v_0 = D = 31.58 \text{ cm}$$

مقدار حداکثر نیروی استاتیکی معادل برابر است با:

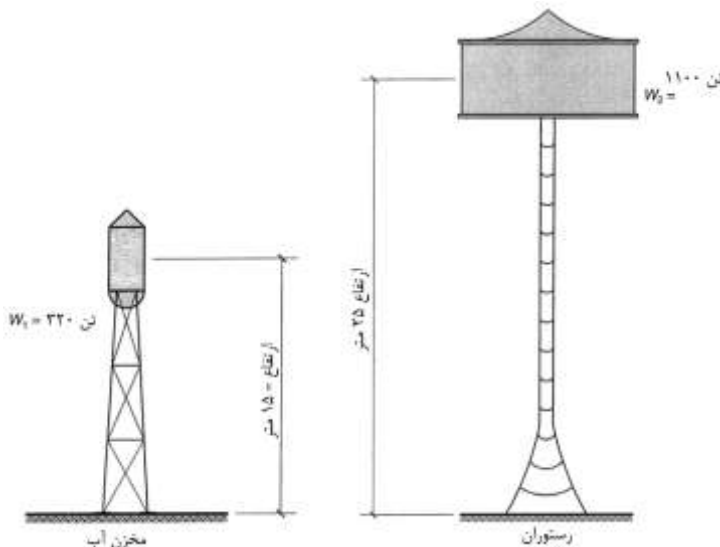
$$f_{so} = \frac{A}{g} W = 0.515 \times 2.36 = 1.216 \text{ ton}$$

بنابراین لنگر حداکثر ایجاد شده در پای ستون برابر است با:

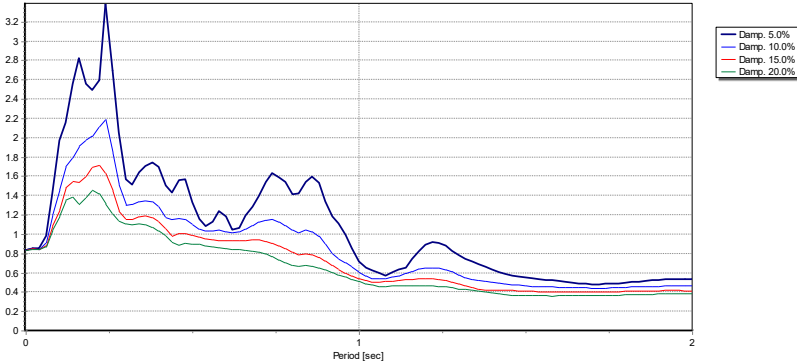
$$M = 1.216 \times 3.6 = 4.38 \text{ ton.m}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{Mc}{I} = \frac{4.38 \times 10^5 \times \left(\frac{11.4}{2}\right)}{304} = 8212.4 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

مثال) شکل ۴-۱۷ را در نظر بگیرید که یک مخزن آب و یک رستوان را نشان می‌دهد. مخزن آب و رستوان به ترتیب دارای وزنی معادل ۳۲۰ تن و ۱۱۰۰ تن و دوره تناوب ۰/۵ و ۱ ثانیه می‌باشند. برای رستوان نشان داده شده میزان میرایی برای مخزن و رستوان به ترتیب ۰/۵٪ و ۱۰٪ میرایی بحرانی برآورد شده است. با استفاده از طیف پاسخ طولی زلزله ۱۳۵۷ طیس (ایستگاه طیس) که در شکل ۴-۱۸ نشان داده شده است، مقدار نیروی جانبی معادل ایجاد شده در جرم متمرکز این دو سازه را تعیین نمایید.



شکل ۴-۱۷ رستوان و مخزن آب



شکل ۴-۱۸ طیف پاسخ برای مولفه طولی زلزله طیس (۱۳۵۷) ایستگاه طیس

با توجه به شکل ۴-۱۸ مقدار شتاب برای دوره تناوب  $0.5$  ثانیه (برای میرایی  $5\%$ ) و  $1$  ثانیه (برای میرایی  $10\%$ ) به ترتیب معادل  $1/33$  و  $0/61$  سانتیمتر بر مجذور ثانیه می‌باشد.

$$\text{نیروی جانبی مخزن آب} = \frac{320}{981} \times 1.33 = 0.433 \text{ ton}$$

$$\text{نیروی جانبی رستوران} = \frac{1100}{981} \times 0.61 = 0.684 \text{ ton}$$

به علت غیر قابل پیش‌بینی بودن نمودار شتاب زلزله‌ای که در طول عمر مفید یک سازه بر آن وارد می‌شود و سازه بایستی در برابر آن مقاومت نماید، نمی‌توان و نباید فقط از طیف مربوط به یک شتاب‌نگاشت زلزله، حتی اگر این نمودار در محل سازه ثبت شده باشد، استفاده نمود. بنابراین لازم است که با استفاده از پوش مجموعه‌ای از طیف‌های مربوط به نمودار شتاب‌های ثبت شده در خصوصیات مشترک و صاف نمودن آنها، طیف طراحی را تعیین نمود. در حال حاضر روش دقیقی برای پیش‌بینی حرکت‌های زلزله‌های آینده در یک نقطه وجود ندارد. از اینرو منطقی است که از طیف پاسخ طرح استفاده شود. این طیف از کنار هم گذاشتن طیف نوعی طیف متوسط برای طراحی است. به عبارت دیگر با وصل کردن مقادیر متوسط عرض‌ها، طیف پاسخ میانگین به دست می‌آید. بطور مشابه با وصل کردن نقاط میانگین به علاوه انحراف استاندارد، طیف پاسخ فوق میانگین حاصل می‌گردد. مشاهده می‌شود که این دو طیف پاسخ خیلی هموارتر از طیف پاسخ برای یک زمین‌لرزه تنها هستند. در اواخر دهه شصت روش تهیه طیف طرح با استفاده از خطوط مستقیم توسط نیومارک و هال<sup>۱</sup> ارائه شد. نیومارک و هال با مشخص کردن نواحی شتاب ثابت، سرعت ثابت و جابجایی ثابت، روشی را برای به دست آوردن طیف بازتاب از شتاب‌نگاشت‌های موجود ارائه دادند. در این روش برای هر کدام از بخش‌های یاد شده، یک ضریب تشدید برای حالت

<sup>1</sup> Newmark and Hall

میانگین،  $0.50\%$ ، و میانگین به علاوه انحراف معیار،  $1/84\%$ ، محاسبه شده و با ضرب آن در پارامترهای حداکثر شتاب‌نگاشت، طیف طراحی با استفاده از خطوط مستقیم حاصل می‌شود. ضریب بزرگنمایی برای دو احتمال عدم وقوع  $0.50\%$  و  $1/84\%$  در جدول ۴-۸ بر حسب نسبت میرایی نشان داده شده است. احتمال عدم وقوع  $0.50\%$  نشان دهنده نقاط میانگین طیف پاسخ و احتمال  $1/84\%$  نشان دهنده نقاط فوق میانگین طیف پاسخ هستند.

جدول ۴-۸ ضریب بزرگنمایی برای طیف طراح ارتجاعي

	میانگین ( $0.50\%$ )	فوق میانگین ( $1/84\%$ )
$\alpha_A$	$3.21 - 0.68 \ln \xi$	$4.38 - 1.04 \ln \xi$
$\alpha_V$	$2.31 - 0.41 \ln \xi$	$3.38 - 0.67 \ln \xi$
$\alpha_D$	$1.82 - 0.27 \ln \xi$	$2.73 - 0.45 \ln \xi$

در زیر روش ساخت طیف طرح ارتجاعي به صورت گام به گام ارائه شده است:

۱. مقادیر حداکثر شتاب زمین  $\ddot{u}_{g0}$ ، حداکثر سرعت زمین  $\dot{u}_{g0}$  و حداکثر جابجایی زمین  $u_{g0}$  تخمین زده شده و بر روی نمودار سه گانه ترسیم می‌شود.
۲. برای نسبت میرایی ( $\xi$ ) انتخابی از جدول فوق، مقادیر  $\alpha_A$ ،  $\alpha_V$  و  $\alpha_D$  تعیین شوند.
۳. مقدار حداکثر شتاب زمین  $\ddot{u}_{g0}$  در ضریب بزرگنمایی  $\alpha_A$  ضرب شده و مقدار بدست آمده بر روی طیف ترسیم شود.
۴. مقدار حداکثر سرعت زمین  $\dot{u}_{g0}$  در ضریب بزرگنمایی  $\alpha_V$  ضرب شده و مقدار بدست آمده بر روی طیف ترسیم شود.
۵. مقدار حداکثر جابجایی زمین  $u_{g0}$  در ضریب بزرگنمایی  $\alpha_D$  ضرب شده و مقدار بدست آمده بر روی طیف ترسیم شود.
۶. خط  $A = \ddot{u}_{g0}$  برای فرکانس‌های بزرگتر از  $f=33\text{Hz}$  ترسیم شود.

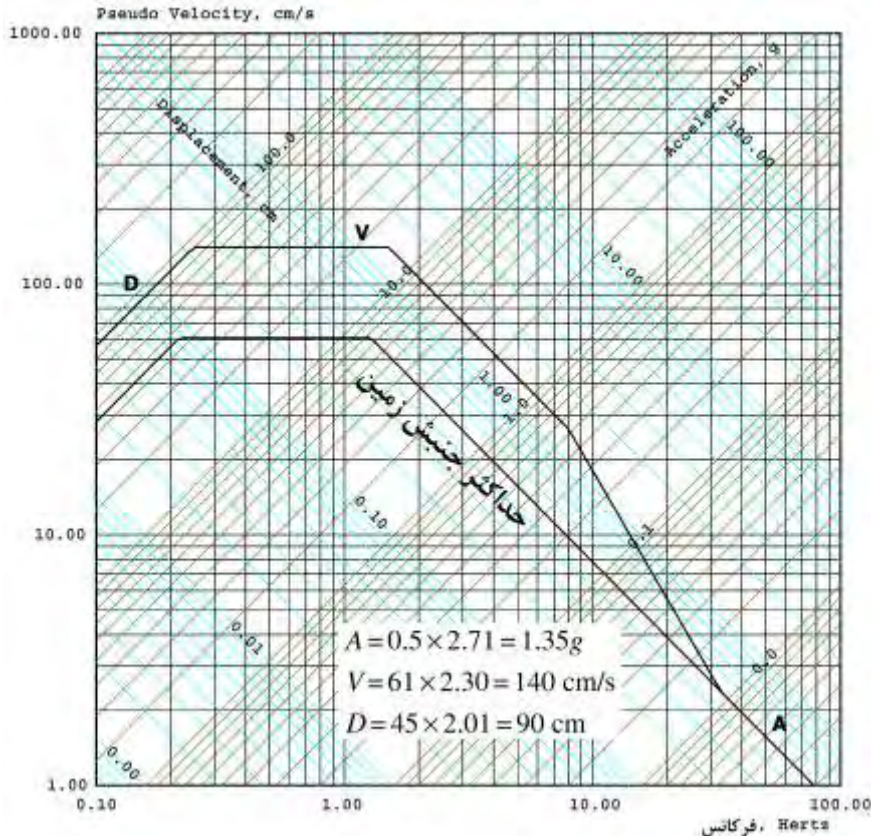
بطور کلی برای هر منطقه بایستی حداکثر شتاب زمین، حداکثر سرعت زمین و حداکثر جابجایی زمین تخمین زده شود. سه خط که نشان دهنده این مقادیر هستند، بر روی کاغذ لگاریتمی سه جانبه که نمونه آن در شکل ۴-۱۹ نشان داده شده است، رسم می‌گردد. این سه خط در این شکل حداکثر شتاب زمین، را  $0.5g$ ، حداکثر سرعت را  $61\text{cm/sec}$  و حداکثر جابجایی را  $45\text{cm}$  نشان می‌دهند. ضرایب بزرگنمایی فوق میانگین برای میرایی  $5\%$  برابر  $\alpha_A = 2.71$ ،  $\alpha_V = 2.30$  و  $\alpha_D = 2.01$  بدست خواهد آمد. حال عرض‌های ثابت محاسبه می‌شوند.

$$\text{عرض شاخه A ثابت} = 0.5g \times 2.71 = 1.35g$$

$$\text{عرض شاخه V ثابت} = 61 \times 2.30 = 140\text{cm/sec}$$



عرض شاخه D ثابت  $= 45 \times 2.01 = 90 \text{ cm}$



شکل ۴-۱۹ طیف ارتجاعي فوق میانگین نیومارک و هال

پارامترهایی که در ساخت طیف طرح ارتجاعي به کار می‌روند، باید با توجه به عوامل موثر بر زلزله‌های محل مورد مطالعه در نظر گرفته شوند. بنابراین انتخاب پارامترهای حرکت زمین (مقادیر حداکثر شتاب زمین  $\ddot{u}_{g0}$ ، حداکثر سرعت زمین  $\dot{u}_{g0}$  و حداکثر جابجایی زمین  $u_{g0}$ ) باید بر پایه بزرگی زلزله، مکانیزم گسلش، فاصله تا گسل، زمین شناسی مسیر حرکت موج و شرایط خاک محل انتخاب شود. همانطور که از طیف پیداست، در فرکانس‌های پایین (کمتر از ۰/۳ هرتز) جابجایی سیستم مانند زمین است. همچنین در فرکانس‌های بالا (بیشتر از ۳۳ هرتز) شتاب معادل، شتاب زمین است.

محرز نیز همچون نیومارک طیف طرح مشابهی ارائه کرده است. با این تفاوت که در روش محرز ضرایب تشدید علاوه بر میرایی به نوع خاک نیز بستگی دارند. همچنین به جای آنکه جابجایی و سرعت زمین را در مورد هر طیف به صورت جداگانه اعمال کند، یک سرعت و جابجایی میانگین را

به صورت تابعی از شتاب زمین و نوع زمین در محاسبات خود به کار گرفت. سید نیز در مطالعات خود به بررسی اثر جنس زمین در طیف‌های بازتاب پرداخت. وی با بررسی ۱۰۴ مولفه افقی از ۲۳ زلزله با شتاب اوج بیش از ۰/۰۵g، نگاشت‌ها را در چهار گروه سنگی، خاکهای سخت به عمق ۴۵ متر، خاکهای ماسه‌ای به عمق ۷۵ متر و رس نرم تا متوسط تفکیک نمود. سپس با بررسی طیف‌های همپایه میانگین، نتیجه گرفت که اثر نرم شدن جنس زمین به صورت کاهش ضریب تشدید شتاب در فرکانس‌های بالا و افزایش آن در فرکانس‌های پایین بروز می‌کند. مطالعات محرز بر روی ۱۶۲ مولفه زلزله نیز نتایج مشابهی داشته است. با افزایش تعداد رکوردهای ثبت شده در مناطق مختلف جهان تحقیقات بیشتری در زمینه طیف‌های بازتاب طراحی صورت گرفته. در کشور ما نیز با گسترش شبکه شتابنگاری و افزایش رکوردهای ثبت شده تحقیقاتی در زمینه طیف‌های بازتاب طراحی انجام شده که به برخی از آنها اشاره می‌شود. میراحسنی (۱۳۷۹) با استفاده از اطلاعات جمع‌آوری شده از مشخصات زمین در محل ایستگاه‌های شتابنگاری و خصوصیات زلزله‌های مختلف، مجموعه‌ای از شتابنگاشت‌های ثبت شده در نقاط مختلف ایران را طبقه‌بندی و با مطالعات آماری میزان تاثیر عواملی نظیر شرایط و جنس زمین، بزرگای زلزله، فاصله تا مرکز زمینلرزه و مدت زمان زلزله را بر روی طیف‌های بازتاب بررسی کرده است. وی طیف‌های طراحی میانگین و فوق میانگین را برای انواع مختلف خاک ارائه داده است. مقدم و فنایی (۱۳۸۰) با استفاده از ۹۰ رکورد ثبت شده در ایران، طیف‌های طراحی ارتجاعی و غیرارتجاعی را برای ایران پیشنهاد داده‌اند. در این پژوهش از روش محرز برای به دست آوردن طیف‌های طراحی استفاده شده است. تهرانی-زاده و حامدی (۲۰۰۲) اثر پارامترهای مختلف شتابنگاشت و میرایی را بر طیف‌های بازتاب ارتجاعی به دست آمده از رکوردهای ایران بررسی کرده‌اند. ایشان طیف‌های پیشنهادی خود را با طیف‌های بازتاب آیین‌نامه‌های معتبر مقایسه کرده و نشان دادند که مقادیر پیشنهادی برای زمانهای تناوب متوسط و بلند، از مقادیری که آیین‌نامه‌ها پیشنهاد می‌کنند کمتر است. شکیب و همکاران (۱۳۸۵) نیز با استفاده از ۶۲۰ رکورد ثبت شده در مناطق مختلف ایران طیف‌های طراحی را پیشنهاد کردند. طبقه‌بندی شتابنگاشت‌ها براساس پارامترهای مهم شتابنگاشت و ساختگاه انجام شده است. در این تحقیق طیف‌های بازتاب ارتجاعی و غیرارتجاعی و انرژی برای مولفه‌های افقی و قائم شتابنگاشت‌ها تهیه گردیده و با مطالعات آماری روی آنها، میزان تاثیر عوامل مختلفی از جمله جنس زمین، بزرگای زلزله، فاصله محل ثبت رکوردها از رومرکز، مدت دوام شتابنگاشت و میرایی سیستم بررسی شده است. طیف‌های طراحی ارتجاعی و غیرارتجاعی نیز با استفاده از نتایج عملیات آماری تهیه شده است.

### ۴-۶-۳- طیف طرح غیرارتجاعی

اگر قرار باشد سازه در برابر هر زلزله‌ای به صورت ارتجاعی مقاومت کند، مقدار برش پایه‌ای که باید برای آن طراحی شود، از رابطه  $V_b = A \left( \frac{W}{g} \right)$  که در آن  $V_b$  برش پایه طراحی،  $A$  مقدار طیف شبه شتاب و  $\frac{W}{g}$  جرم سازه است، به دست می‌آید. مقدار  $V_b$  به دست آمده از این فرمول بسیار زیاد است و سازه‌ای که برای این برش طراحی شود بسیار پرهزینه خواهد بود. از طرف دیگر، دوره بازگشت زمین‌لرزه‌هایی که آنقدر قوی باشند تا بتوانند چنین نیرویی را در یک سازه ارتجاعی ایجاد کنند، بسیار طولانی است. از این رو، طرح سازه‌ها برای چنین نیرویی انجام نمی‌شود، مگر در سازه‌های بسیار مهم مانند نیروگاه‌های هسته‌ای. در حالت معمول فرض می‌شود که سازه بتواند جابجایی را فراتر از حد الاستیک خود تحمل کند، بدون اینکه فرو بریزد. در چنین سازه‌ای، به دنبال زلزله‌های قوی، تغییر شکل‌های ماندگاری به وجود می‌آید که می‌تواند چندین برابر تغییر شکل تسلیم آن باشد، یعنی با آنکه سازه در طول زلزله پایدار مانده است، نیاز به تعمیرات اساسی یا حتی بازسازی دارد. با فرض اینکه سیستم در طول زلزله می‌تواند وارد حالت غیرارتجاعی شود، دیگر لازم نیست برای برش پایه الاستیک طراحی شود. اگر مقاومت لازم برای بقای سیستم در حالت الاستیک را  $f_0$  بنامیم، مقاومت تسلیم نرمال به شکل زیر تعریف می‌شود:

$$\bar{f}_y = \frac{f_y}{f_0} = \frac{u_y}{u_0} \quad (۳۶-۴)$$

در این رابطه  $f_y$  مقاومت تسلیم سازه است. همچنین  $u_y$  و  $u_0$  به ترتیب جابجایی‌های متناظر با مقاومت تسلیم و مقاومت الاستیک هستند. با وارد شدن سازه به حالت غیرارتجاعی، جابجایی حداکثر آن از  $u_0$  به  $u_m$  افزایش پیدا می‌کند. مقدار شکل‌پذیری لازم ( $\mu$ ) مطابق رابطه زیر تعریف می‌شود:

$$\mu = \frac{u_m}{u_y} \quad (۳۷-۴)$$

با این تعریف می‌توان گفت سازه‌ای که مقاومت تسلیم نرمال آن  $\bar{f}_y$  باشد، باید بتواند جابجایی‌های غیرارتجاعی را تا  $(\mu)$  برابر جابجایی نظیر تسلیم خود تحمل کند تا دچار ریزش نشود. رابطه شکل‌پذیری و مقاومت تسلیم نرمال به شکل زیر است.

$$\frac{u_m}{u_0} = \mu \cdot \bar{f}_y \quad (۳۸-۴)$$

در صورتی که سازه در حالت الاستیک باقی بماند،  $(\mu)$  و  $\bar{f}_y$  هر دو مقدار (۱) را اختیار می‌کنند. با توجه به مطالب فوق می‌توان گفت که برش پایه طراحی یک سازه، به میزان شکل‌پذیری آن نیز

بستگی دارد. به این صورت که هرچه شکل‌پذیری سازه‌ای بیشتر باشد، طراحی آن را می‌توان برای نیروی کمتری انجام داد. برای به دست آوردن مقدار نیروی طراحی با استفاده از طیف طرح ارتجاعی، از ضریب رفتار  $R$  استفاده می‌شود:

$$V_b = \frac{A}{R} \left( \frac{W}{g} \right) \quad (۳۹-۴)$$

ضریب رفتار با مقاومت تسلیم نرمال نسبت معکوس دارد و برای هر سیستم سازه‌ای توسط آیین-نامه‌ها تعیین شده است. به جای اینکه از طیف طرح ارتجاعی برای به دست آوردن برش پایه سازه‌ای که به صورت غیرارتجاعی رفتار می‌کند استفاده شود، می‌توان از طیف طرح غیرارتجاعی استفاده کرد. طیف بازتاب غیرارتجاعی از تحلیل غیرارتجاعی یک سازه یک درجه آزادی با زمانهای تناوب طبیعی مختلف و شکل‌پذیری متفاوت تحت شتابنگاشت مورد نظر به دست می‌آید. مقدار طیفی جابجایی متناظر با یک زمان تناوب و شکل‌پذیری مشخص، برابر با جابجایی تسلیم مورد نیاز سیستم در طول اعمال شتابنگاشت است. طیف بازتاب غیرارتجاعی همانند طیف بازتاب ارتجاعی از ۳ بخش تشکیل می‌شود:

۱. ناحیه تغییر مکان ثابت (زمان تناوب بزرگ): در این ناحیه  $u_m$  به مقدار کمی بستگی

به  $\bar{f}_y$  دارد و نزدیک به  $u_0$  است، یعنی به علت نرمی زیاد، بیشتر تغییر مکان‌ها به

$$\text{صورت ارتجاعی توسط سازه تحمل می‌شود. در این حالت داریم: } \bar{f}_y = \frac{1}{\mu} f_0$$

۲. ناحیه سرعت ثابت (زمان تناوب متوسط): در این حالت  $u_m$  به مقدار کمی به  $\bar{f}_y$

بستگی دارد و تغییرات آن نامنظم است.

۳. ناحیه شتاب ثابت (زمان تناوب کوچک): در این ناحیه  $u_m$  از  $u_0$  بزرگتر است و با

کاهش  $\bar{f}_y$  و کاهش زمان تناوب ارتعاش، مقدار  $u_m$  افزایش می‌یابد.

در زمان‌های تناوب ارتعاش خیلی کوتاه، اگر  $\bar{f}_y$  کمی کمتر از ۱ باشد، مقدار  $u_m$  افزایش قابل

توجهی دارد، به طوری که تحمل این تغییر شکل زیاد برای سازه‌های با زمان تناوب کم (مثل

ساختمانهای مصالح بنایی) غیر ممکن است. در این حالت، بهتر است که این گونه سازه‌ها برای

$\bar{f}_y = 1$  طراحی شوند، تا اصلاً وارد حالت غیرارتجاعی و تغییر شکل‌های خیلی بزرگ نشوند. با در

دست داشتن طیف طرح غیرارتجاعی، می‌توان برای سازه‌ای با شکل‌پذیری مجاز  $\mu$ ، پریود ارتعاش

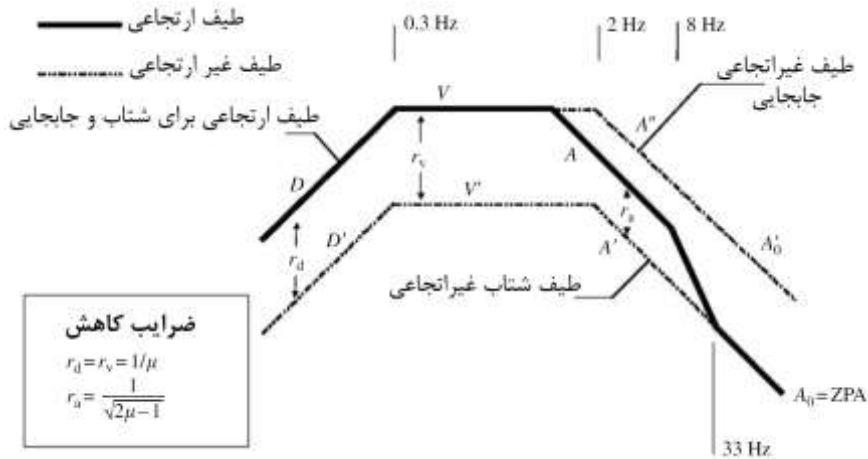
طبیعی  $T_n$  و میرائی نسبی  $\gamma$  مقدار شتاب تسلیم  $A_y$  را به دست آورد. با استفاده از این شتاب

تسلیم، مقاومت تسلیم لازم برای محدود کردن شکل‌پذیری به مقدار مجاز طبق رابطه زیر به دست

می‌آید:

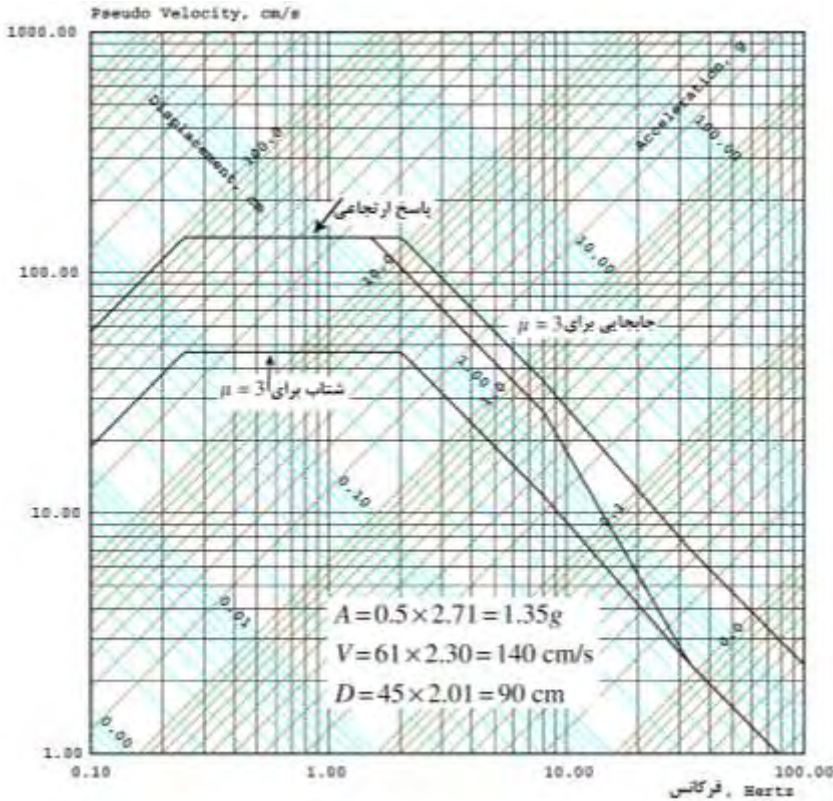
$$f_y = A_y \left( \frac{W}{g} \right) \quad (4-40)$$

روش ایجاد طیف طرح زلزله برای سیستم‌های ارتجاعی با نسبت میرایی مختلف را می‌توان برای رسم طیف پاسخ پایه برای طراحی در محدوده غیرارتجاعی نیز به کار برد. شکل ظاهری طیف طرح پاسخ سیستم‌های ارتجاعی - خمیری با شکل ظاهری طیف سیستم‌های ارتجاعی یکسان است، فقط منحنی‌ها کمی به سمت پایین کشیده می‌شوند که این مقدار به نسبت شکل‌پذیری  $\mu$  بستگی دارد ( $\mu = u_m / u_y$ ). شکل ۴-۲۰ روشی را برای رسم طیف غیرارتجاعی پیشنهاد شده است، نشان می‌دهد.



شکل ۴-۲۰ طیف پاسخ طرح برای سیستم‌های خمیری

در این شکل خط  $DVAA_0$  همان طیف پاسخ طرح سیستم ارتجاعی می‌باشد. در فرکانس‌های خیلی پایین (یا دوره تناوب‌های خیلی بالا) حداکثر جابجایی طیفی با حداکثر جابجایی زمین برابر است، یعنی برای سازه‌های خیلی نرم، جابجایی‌ها در محدوده فرکانس‌های خیلی بالا (یا دوره تناوب‌های خیلی پایین) شتاب طیفی با حداکثر شتاب زمین برابر است، یعنی برای سازه‌ای خیلی سخت، شتاب زمین عیناً به سازه منتقل می‌شود. لذا در این ناحیه شتاب‌ها تغییر نمی‌کنند.



شکل ۴-۲۱ نمونه‌ای از طیف غیرارتجاعی نیومارک و هال

در ناحیه فرکانس‌های پایین که جابجایی‌ها تغییر نمی‌کنند، شتاب‌ها کاهش پیدا می‌کنند. زیرا نیرو در سازه‌های ارتجاعی - خمیری پس از جاری شدن، افزایش نخواهند یافت، از اینرو شتاب هم هنگام جاری شدن به حداکثر مقدار خود خواهد رسید. بنابراین شتاب به اندازه نسبت  $1/\mu$  کاهش پیدا خواهد کرد. به عبارت دیگر طیف ارتجاعی در ناحیه  $D$  و  $V$  در ناحیه فرکانس‌های کمتر از ۲ هرتز توسط ضریب  $1/\mu$  به خطوط  $D'$  و  $V'$  کاهش می‌یابند. در انتهای دیگر طیف که شتاب‌ها تغییر نکرده‌اند، حداکثر شتاب سازه با حداکثر شتاب زمین برابر است. اما جابجایی‌ها از جابجایی‌های ارتجاعی بیشتر است. میزان انرژی ذخیره شده در سازه برای جابجایی‌های ارتجاعی و ارتجاعی-خمیری باید برابر باشد. بنابراین در فرکانس‌های بین ۲ تا ۸ هرتز طیف ارتجاعی با ضریب  $1/\sqrt{2\mu-1}$  کاهش می‌یابد. این ضریب از مساوی قرار دادن انرژی ذخیره شده در سازه در این دو حالت بدست آمده است. همچنین در فرکانس‌های بیش از ۳۳ هرتز هیچ کاهش در طیف داده نمی‌شود. نتیجه طیف  $D'V'A_0$  خواهد بود در حالی که  $A''A'_0$  طیف غیرارتجاعی جابجایی می‌باشد. در شکل ۴-۲۱ نمونه‌ای از طیف غیرارتجاعی نیومارک و هال را برای حداکثر شتاب

زمین، 0.5g، حداکثر سرعت 61cm/sec، حداکثر جابجایی برابر 45cm و شکل پذیری  $\mu = 3$  را نشان می‌دهند.

#### ۴-۶-۴ بررسی طیف پاسخ الاستیک در رکوردهای نزدیک گسل

همان‌طور که اشاره شد حرکات ثبت شده زمین در مناطق نزدیک گسل و به ویژه در ایستگاه‌های واقع در امتداد گسیختگی گسل با حرکات زمین در مناطق دور از گسل دارای تفاوت‌هایی می‌باشد. با توجه به وجود ویژگی‌های خاص، مطالعه طیفی این نوع حرکات می‌تواند مفید باشد. برای این منظور به چند مورد از تحقیقات انجام گرفته بر روی طیف‌های پاسخ رکوردهای نزدیک گسل اشاره می‌شود. چوپرا و چینتاناکدی در سال ۲۰۰۱ به بررسی و مقایسه طیف‌های پاسخ رکوردهای نزدیک گسل و دور از گسل پرداختند. در این تحقیق از ۱۵ رکورد نزدیک گسل که در زلزله‌های امپریال‌ولی (۱۹۷۹)، مورگان‌هیل (۱۹۸۴)، لوماپریتا (۱۹۸۹)، ارزینکا (۱۹۹۲)، نورت‌دریدج (۱۹۹۴) و کوبه (۱۹۹۵)<sup>۱</sup> استفاده شد. در جدول ۴-۹ برای مولفه عمود بر گسل هر یک از رکوردها، مقادیر ماکزیمم شتاب، سرعت و جابجایی زمین و همچنین نسبت‌های ماکزیمم سرعت زمین به ماکزیمم شتاب زمین و ماکزیمم جابجایی زمین به ماکزیمم سرعت زمین ذکر شده است.

جدول ۴-۹ پارامترهای حرکت زمین، مناطق طیفی، و فاکتورهای بزرگنمایی برای مولفه عمود بر گسل

زلزله	ایستگاه	فاصله (km)	$\ddot{u}_{go}$ (cm/s <sup>2</sup> )	$\dot{u}_{go}$ (cm/s)	$u_{go}$ (cm)	$\frac{\dot{u}_{go}}{u_{go}}$	$\frac{u_{go}}{\dot{u}_{go}}$	$T_b$	$T_c$	$T_d$	$\alpha_A$	$\alpha_V$	$\alpha_D$
Loma Prieta - LP89lgpc	Los Gatos	3.5	704	173	65	0.25	0.38	0.4	0.7	3.7	3.3	1.7	2.6
Loma Prieta - LP89lex	Lexington Dam	6.3	673	179	57	0.27	0.32	0.6	1.1	1.5	2.9	1.9	1.5
Hyogo-Ken-Nanbu-KB95tato	Takatori Station	4.3	771	174	56	0.23	0.32	0.7	1.5	1.6	2.1	2.5	1.9
Hyogo-Ken-Nanbu - KB95tato	Kobe Station	3.4	1067	160	40	0.15	0.25	0.3	1.0	1.1	2.3	2.5	1.8
Hyogo-Ken-Nanbu - KB95pil	Port Island	6.6	426	100	50	0.23	0.50	0.5	1.3	2.8	2.2	2.0	1.8
Erzincan - EZ92erzi	Erzincan Station	2.0	424	119	42	0.28	0.35	0.2	1.3	2.4	2.0	1.5	1.6
Northridge - NR94rrs	Rinaldi Resiving	7.5	873	175	40	0.20	0.23	0.3	0.9	1.2	2.2	1.7	1.5
Northridge - NR94spva	Sepulveda	8.9	715	63	16	0.09	0.25	0.1	0.3	2.8	2.5	1.6	2.8

<sup>1</sup> Imperial Valley (1979), Morgan Hill (1984), Loma Prieta (1989), Erzincan (1992), Northridge (1994), Kobe (1995)

Northridge-NR94sylv	Sylmar County	6.4	718	122	31	0.17	0.25	0.2	0.6	3.2	2.1	1.1	2.3
Northridge-NR94scs	Sylmar Converter	8	577	131	65	0.23	0.50	0.5	0.9	3.3	2.7	1.7	1.8
Northridge-NR94newh	Newhall Fire St.	7.1	709	119	34	0.17	0.29	0.2	0.7	1.3	2.5	1.8	1.3
Imperial Valley-IV79melo	Meloland	0.0	372	117	44	0.31	0.38	0.3	1.9	3.1	1.8	1.7	2.3
Imperial Valley-IV79melo	El Centro Array 6	1.2	424	110	58	0.26	0.53	0.1	1.6	4.5	1.6	1.6	2.1
Morgan Hill-MH84clyd	Coyote Dam	0.1	712	70	10	0.10	0.14	0.2	0.6	0.8	2.3	3.1	2.0
Morgan Hill-MH84andd	Anderson Dam	4.5	436	27	4	0.06	0.15	0.1	0.4	0.5	1.8	2.6	1.2
Taft	Kern County	43	149	11	8	0.07	0.73	0.1	0.4	6.1	2.7	2.1	3.0

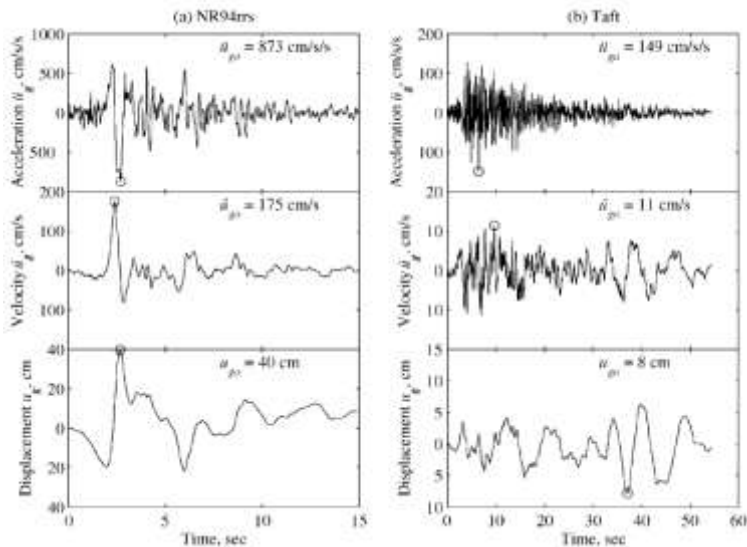
برای مقایسه در انتهای جدول رکورد Taft که در فاصله دورتری ثبت شده آورده شده است. برای هر یک از رکوردها محدوده‌های طیفی و ضرایب بزرگنمایی طیفی نیز در این جدول نشان داده شده است. این تحقیق نشان می‌دهد طیف پاسخ الاستیک و غیر الاستیک مولفه عمود بر گسل رکوردهای انتخاب شده نسبت به مولفه موازی گسل از شدت بیشتری برخوردار است. به منظور مقایسه پاسخ سازه‌ها به حرکات زمین در مناطق نزدیک گسل و دور از گسل، ۱۵ رکورد در مناطق دور از گسل در نظر گرفته شد که شامل حرکات ثبت شده بر روی سنگ و خاک سخت در خلال ۹ زلزله مختلف در کالیفرنیا و واشنگتن بین سالهای ۱۹۳۴ و ۱۹۸۳ بود. در جدول ۴-۱۰ به جزئیات بیشتری از این رکوردها اشاره شده است.

جدول ۴-۱۰

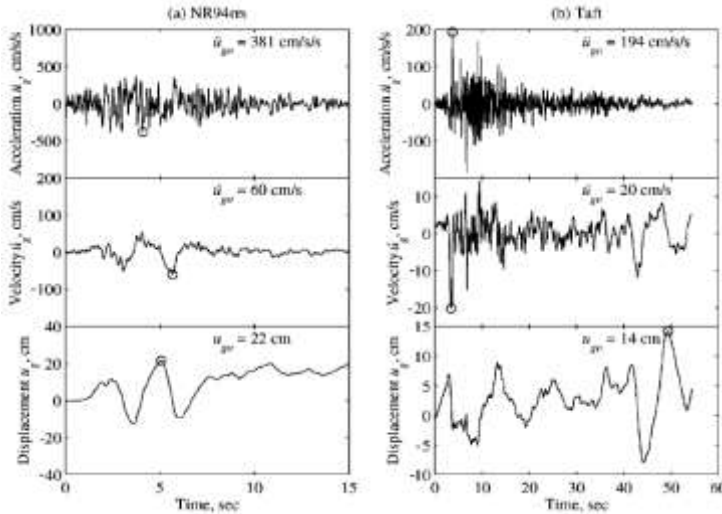
ایستگاه	مولفه	زلزله	سال	M	$e$ (km)	زمان (s)	$\ddot{u}_{go}$ (cm/s <sup>2</sup> )	$\dot{u}_{go}$ (cm/s)	$\frac{\dot{u}_{go}}{\ddot{u}_{go}}$
Taft	021	Kern county	1952	7.7	43	11.2	152	15.7	0.10
Taft	111	Kern county	1952	7.7	43	12.6	176	17.7	0.10
El Centro	000	Lower California	1934	6.5	64	13.0	156	20.5	0.13
El Centro	090	Lower California	1934	6.5	64	15.6	179	11.5	0.06
Olympia	176	Western Washington	1949 7.0	7.0	16	19.8	161	21.4	0.13
Olympia	266	Western Washington	1949 7.0	7.0	16	19.2	274	17.0	0.06
Olympia	266	Puget Sound	1965	6.5	61	11.2	194	12.7	0.07
Castaic	291	San Fernando	1971	6.6	29	15.1	265	27.2	0.10
Public Utility	180	Long Beach	1933	6.3	27	5.6	192	29.3	0.15
Public Utility	270	Long Beach	1933	6.3	27	6.4	156	15.8	0.10
Holtville	225	Imperial Valley	1979	6.6	16	6.7	246	44.0	0.18
Calxico	225	Imperial Valley	1979	6.6	15	10.9	269	18.3	0.07
San Yasidro	360	CoyoteLake	1979	5.7	12	7.9	246	32.9	0.13
San Yasidro	270	CoyoteLake	1979	5.7	12	6.4	228	24.9	0.11
ParkJeld	0	Coalinga	1983	6.5	39	8.2	178	14.7	0.08



با توجه به شکل ۴-۲۲، در مولفه عمود بر گسل حرکت زمین در محدوده نزدیک گسل در زلزله نورتریج (۱۹۹۴) یک پالس پررود بلند، در تاریخچه زمانی شتاب مشاهده می‌شود که در تاریخچه سرعت و جابجایی نیز ظاهر شده است. این در حالی است که پالسی مشخص در حرکات ثبت شده زمین در مناطق دورتر از گسل همانند رکورد Taft که در زلزله Kern County (1952) ثبت شده مشاهده نمی‌شود (شکل ۴-۲۲). شتاب، سرعت و جابجایی ثبت شده برای مولفه موازی گسل برای این دو رکورد در شکل ۴-۲۳ نشان داده شده است. همچنین در شکل ۴-۲۴ (چپ و وسط) طیف-های پاسخ الاستیک شبه شتاب، شبه سرعت و جابجایی برای مولفه‌های عمود بر گسل و موازی گسل رکوردهای اشاره شده نشان داده شده است. در طیف پاسخ مولفه‌های رکورد NR94rrs که یک رکورد نزدیک گسل می‌باشد تفاوت زیادی مشاهده می‌شود.



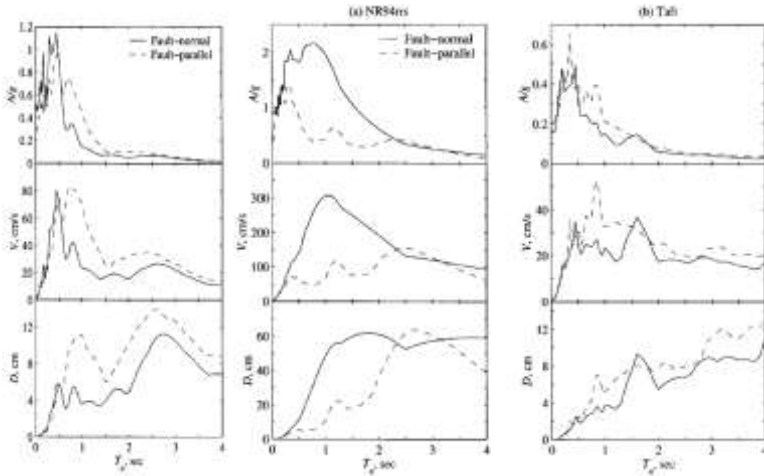
شکل ۴-۲۲ مولفه عمود بر گسل حرکات ثبت شده در ایستگاه رینالدی (چپ) و ایستگاه نفت (راست)



شکل ۴-۲۳ مولفه موازی گسل حرکات ثبت شده در ایستگاه رینالدی (چپ) و ایستگاه تفت (راست) مؤلفه عمود بر گسل نیاز تغییرشکل<sup>۱</sup> و نیاز مقاومتی<sup>۲</sup> بسیار بالایی را به محدوده وسیعی از پیوندها تحمیل می‌کند. این حالت مشخصه بسیاری از حرکات ثبت شده در نزدیکی گسل می‌باشد و ناشی از تاثیر جهت‌پذیری است که باعث می‌گردد مولفه عمود بر گسل نسبت به مولفه موازی گسل از شدت بیشتری برخوردار باشد. در مقایسه با این حالت، طیف پاسخ الاستیک برای دو مولفه موازی گسل و عمود بر گسل در ایستگاه Taft به عنوان یک ایستگاه دور از گسل در محدوده وسیعی از پیوندها شبیه یکدیگر می‌باشند. مشاهده قبلی در مورد طیف پاسخ الاستیک حرکت زمین در ایستگاه NR94rrs برای تمام حرکات زمین در نزدیک گسل درست نمی‌باشد، به عنوان مثال مولفه موازی گسل رکورد MH84andd در مقایسه با مولفه عمود بر گسل نیاز مقاومت و تغییر شکل بیشتری را در محدوده وسیعی از پیوندها تحمیل می‌کند (شکل ۴-۲۴ راست).

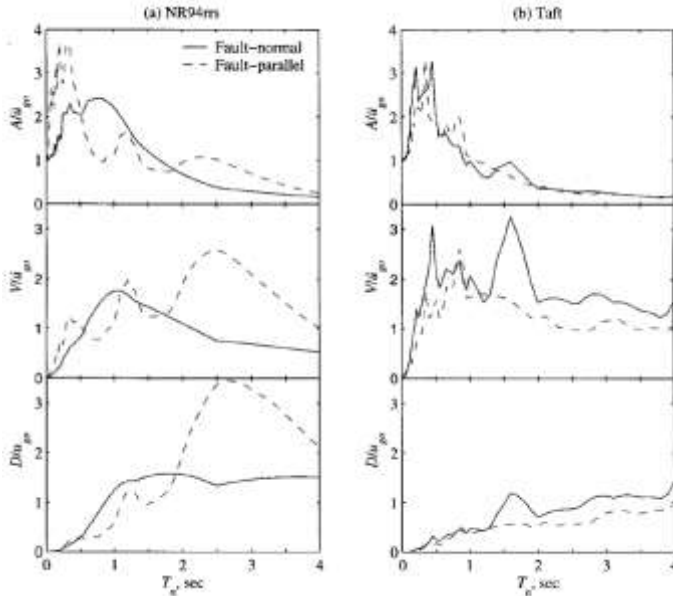
<sup>1</sup> Deformation demand

<sup>2</sup> Strength demand



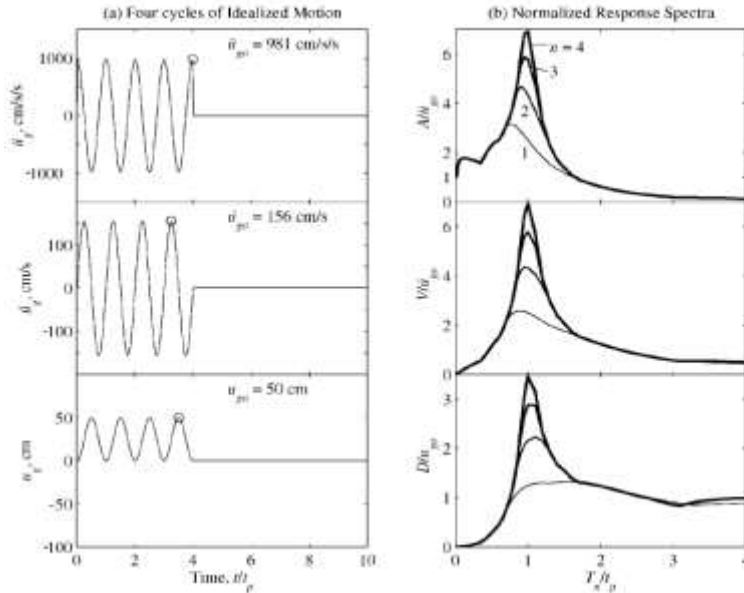
شکل ۴-۲۴ طیف پاسخ برای مولفه‌های عمود بر گسل و موازی گسل در ایستگاه *Rinaldi* و *Taft* (چپ و وسط) و *Anderson Dam (MH84andd)* (راست)

همان‌طور که اشاره شد مقاومت و تغییر مکان نیاز برای مولفه عمود بر گسل در اغلب حرکات زمین در نزدیکی گسل بزرگتر از مولفه موازی گسل است، زیرا اصولاً مقادیر ماکزیمم شتاب، سرعت و جابجایی زمین در این مولفه حرکت بزرگتر است، به عنوان مثال به مقادیر ماکزیمم شتاب، سرعت و جابجایی مولفه‌های عمود و موازی گسل در شکل ۴-۲۲ و شکل ۴-۲۳ مراجعه کنید، با این حال ضرایب بزرگنمایی پاسخ در مولفه عمود بر گسل کوچکتر از مولفه موازی گسل می‌باشد. این مسئله در شکل ۴-۲۵ نشان داده شده، در واقع در این شکل طیف پاسخ شبه شتاب، شبه سرعت جابجایی نسبت به مقادیر شتاب ماکزیمم، سرعت ماکزیمم و جابجایی ماکزیمم همپایه (normalized) شده است. ملاحظه می‌شود که طیف همپایه شده برای مولفه عمود بر گسل کوچکتر از مولفه موازی گسل است (شکل ۴-۲۵)، اگرچه مولفه عمود در طیف واقعی بزرگتر است (شکل ۴-۲۴ چپ).



شکل ۴-۲۵ طیفهای پاسخ هم‌پایه شده برای مولفه‌های عمود بر گسل و موازی گسل در ایستگاه *Rinaldi* و *Taft*

برای پی بردن به دلیل این موضوع طیف پاسخ هم‌پایه شده برای یک حرکت زمین ایده‌آل، در شکل ۴-۲۶ نشان داده شده است. حرکت ایده‌آل در نظر گرفته شده می‌تواند شامل  $n$  سیکل حرکتی باشد ( $n=1,2,3,4$ ). در شکل ۴-۲۶ سمت راست، ضرایب بزرگنمایی طیفی با افزایش تعداد سیکل‌های حرکت افزایش پیدا کرده است، این مسئله نشان می‌دهد که ضریب بزرگنمایی حرکت زمین در مولفه عمود بر گسل در NR94rrs می‌تواند برای این کوچکتر باشد که یک سیکل بزرگ سرعت در این حرکت دیده می‌شود در حالی که در مولفه موازی گسل دو سیکل بزرگ وجود دارد.



شکل ۴-۲۶ شتاب، سرعت و جابجایی ایده‌ال شده حرکت زمین با چهار سیکل (چپ) و طیف پاسخ هم‌پایه شده برای حرکات ایده‌ال شده با تعداد سیکل‌های  $n=1, 2, 3, 4$  (راست)

بررسی محدوده‌های حساس به شتاب، سرعت و جابجایی در طیف پاسخ رکوردهای نزدیک گسل منجر به نتایجی شده است که به آنها اشاره می‌شود. طیف پاسخ مولفه عمود بر گسل در رکوردهای Taft و NR94rrs در شکل ۴-۲۷ به صورت چهارجانبه لگاریتمی<sup>۱</sup> و هم‌پایه شده نشان داده شده است. محدوده پریود بلند در سمت راست نقطه  $d$ ،  $T_n > T_d$ ، ناحیه حساس به تغییر مکان<sup>۲</sup> نامیده می‌شود، محدوده پریود کوتاه در سمت چپ نقطه  $c$ ،  $T_n < T_c$ ، ناحیه حساس به شتاب<sup>۳</sup> نامیده می‌شود، و محدوده پریود متوسط بین نقاط  $c$  و  $d$ ،  $T_c < T_n < T_d$ ، ناحیه حساس به سرعت<sup>۴</sup> نامیده می‌شود. برای حرکات معمولی زمین، پریودهای  $T_a$ ،  $T_b$ ،  $T_c$  و  $T_f$  در طیف مستقل از میرایی می‌باشند، اما  $T_c$  و  $T_d$  با میرایی تغییر می‌کند. می‌توان نشان داد که

$$T_c = 2\pi \frac{\alpha_V \dot{u}_{go}}{\alpha_A \ddot{u}_{go}} \quad \text{و} \quad T_d = 2\pi \frac{\alpha_D u_{go}}{\alpha_V \dot{u}_{go}} \quad (۴-۴)$$

مقایسه طیف‌های نشان داده شده در شکل ۴-۲۷ نشان می‌دهد که محدوده حساس به سرعت برای حرکت ثبت شده زمین در NR94rrs به عنوان یک رکورد نزدیک گسل بسیار باریک‌تر، و

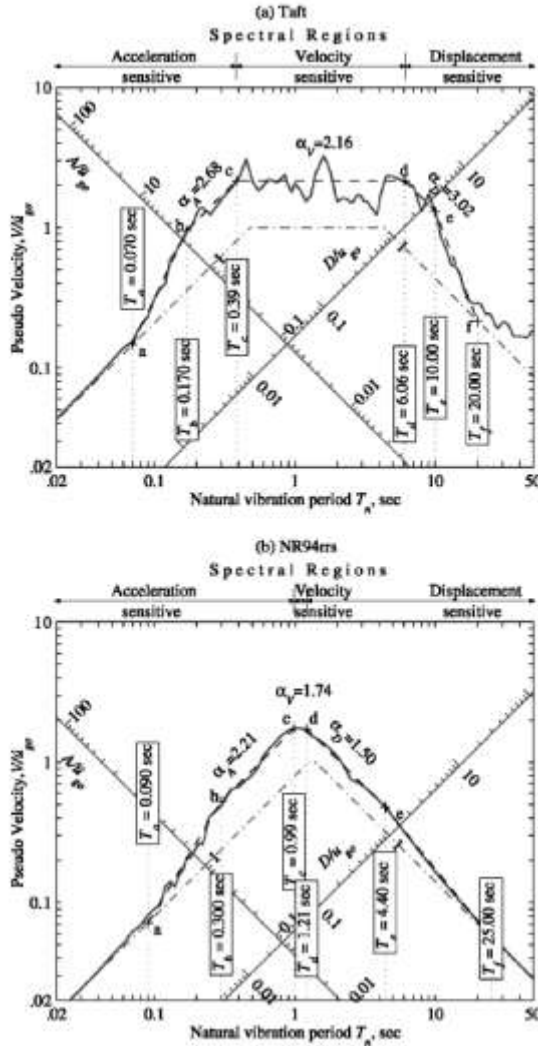
<sup>۱</sup> Four-way logarithmic

<sup>۲</sup> Displacement-sensitive

<sup>۳</sup> Acceleration-sensitive

<sup>۴</sup> Velocity-sensitive

محدوده‌های حساس به شتاب و جابجایی بسیار پهن‌تر از رکورد ثبت شده در Taft به عنوان یک رکورد دور از گسل می‌باشد. در توضیح این مسئله دو دلیل وجود دارد، اول اینکه پریود  $T_c=0.99$  s در NR94rrs بسیار بلندتر از پریود  $T_c=0.39$  s در Taft می‌باشد، زیرا نسبت  $(\dot{u}_{go}/\ddot{u}_{go}=0.20)$  در NR94rrs بسیار بزرگتر از  $(\dot{u}_{go}/\ddot{u}_{go}=0.08)$  در Taft است (جدول ۴-۱۰). دوم اینکه پریود  $T_d=1.21$  s در NR94rrs بسیار کوتاه‌تر از  $T_d=6.1$  s در Taft می‌باشد، زیرا نسبت  $(u_{go}/\dot{u}_{go}=0.23)$  در NR94rrs بسیار کوچکتر از  $(u_{go}/\dot{u}_{go}=0.69)$  در Taft است (جدول ۴-۱۰). ناحیه حساس به سرعت باریک‌تر - که به سمت پریودهای بلندتر نیز شیفت پیدا کرده است و نواحی حساس به شتاب و جابجایی پهن‌تر، از ویژگی‌های اکثر حرکات زمین در نزدیکی گسل می‌باشد. جدول ۴-۱۰ به روشنی نشان می‌دهد که در رکوردهای نزدیک گسل مقادیر  $\dot{u}_{go}/\ddot{u}_{go}$  معمولاً بزرگتر و مقادیر  $u_{go}/\dot{u}_{go}$  کوچکتر از حرکات دور از گسل مانند رکورد Taft می‌باشد. ضرایب بزرگنمایی  $\alpha_A$ ،  $\alpha_V$  و  $\alpha_D$  در میان حرکات زمین در نزدیکی گسل تغییر می‌کند، اگرچه ضرایب این تغییرات نسبتاً کوچک است؛  $0.2$ ،  $0.27$  و  $0.25$ .



شکل ۴-۲۷ طیف پاسخ برای مولفه عمود بر گسل در ایستگاه Taft (بالا) و Rinaldi (پایین) برای میرایی ۵٪

#### ۴-۷- مولفه قائم حرکت زمین

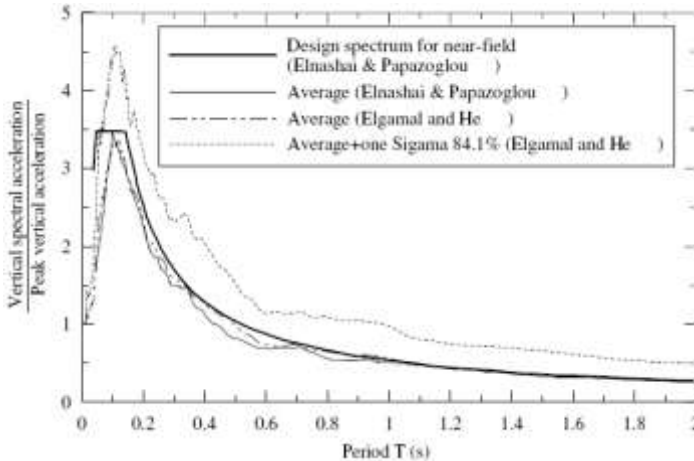
همانطور که می‌دانیم حرکت ارتعاشی زمین بجز حرکات افقی، شامل حرکات قائم نیز می‌شود. حرکت قائم همانند حرکات افقی می‌تواند باعث بوجود آمدن نیروهای لختی در اعضای مختلف سازه شوند که در بعضی از موارد می‌تواند بسیار حاد باشد، این امر بخصوص وقتی که شدت مولفه

قائم بیشتر از مولفه‌های افقی آن باشد اتفاق می‌افتد. گزارش زلزله کوبه ژاپن نشان داد که اکثر خسارات زلزله در اثر مولفه‌های قائم آن بوده است، زیرا بر خلاف انتظار، مولفه قائم در حدود ۱/۵ برابر مولفه افقی آن بوده که این امر پدیده‌ای نادر در زلزله می‌باشد. مؤلفه‌های قائم حرکات زمین نیز در طی سالهای اخیر مورد توجه پژوهشگران قرار گرفته است. از تحقیقات انجام شده در زمینه طیف‌های پاسخ و طراحی مولفه‌های قائم حرکات نزدیک گسل می‌توان به تحقیق النشایی و پاپازوگلو (۱۹۹۷) اشاره کرد. آنها با انتخاب مولفه‌های قائم رکوردهای نزدیک گسل به بررسی ویژگی‌های حرکات قائم نزدیک گسل پرداختند. همچنین با توجه به رکوردهای انتخابی طیف پاسخ و طراحی مولفه قائم را برای مقادیر مختلف میرایی ارائه کردند. آنها زلزله‌ها و رکوردهای مورد استفاده در تحقیقشان را با توجه به معیارهای زیر انتخاب کردند:

- بزرگای زلزله در مقیاس امواج سطحی بزرگتر از ۵ باشد؛  $M_s > 5$
- عمق کانونی کوچکتر از ۲۵ کیلومتر باشد.
- ماکزیمم شتاب قائم ( $PVA$ ) بزرگتر از  $0.3g$  باشد.

با توجه به معیارهای فوق آنها ۳۵ رکورد را که در طی ۱۵ زلزله در مناطق مختلف ثبت شده بود انتخاب کردند. الگامال و هی (۲۰۰۴) نیز در تحقیقی به بررسی طیف‌های پاسخ مولفه قائم رکوردهای نزدیک گسل و دور از گسل در میرایی‌های مختلف پرداختند. آنها در تحقیق خود از ۱۱۱ رکورد ثبت شده در ۶ زلزله مهم کالیفرنیا استفاده کردند. ماکزیمم شتاب قائم رکوردهای انتخاب شده بزرگتر از  $0.1g$  بوده و در دو گروه رکوردهای نزدیک گسل و دور از گسل دسته‌بندی شده. آنها رکوردهایی که نزدیکترین فاصله آنها تا گسل کمتر از ۱۵ کیلومتر بوده را در دسته رکوردهای نزدیک گسل و بقیه رکوردها را در دسته رکوردهای دور از گسل قرار دادند. بر اساس این تقسیم‌بندی ۵۰ رکورد نزدیک گسل و ۶۱ رکورد دور از گسل به دست آمد. در شکل ۴-۲۸ طیف‌های ارائه شده در دو تحقیق برای میرایی ۲٪ نشان داده شده است.





شکل ۴-۲۸ طیفهای بازتاب میانگین ارائه شده در تحقیق النشایی- پاپازوگلو و الگامل-هی برای میرایی ۲٪

آیین‌نامه‌های مختلف برخوردارهای مختلفی با شتاب قائم دارند. در UBC-85, ANSI و BOCA-87 آثار شتاب‌های قائم زمین عنوان نمی‌شود. در ATC-3 (1978) بیان شده که عموماً تیرهای طره‌ای و تیرهای بتنی پیش‌تنیده اعضایی هستند که یک نیروی اضافی به مقدار ۲۰ درصد وزن خود اعضا منظور شود. در SEAOC و UBC-88 اثر مولفه قائم نیروی زلزله را برای طره‌ها و تیرهای پیش‌تنیده افقی را بررسی می‌کنند، بطوری که باید برای ۵۰ درصد بار مرده طراحی شوند. در NEHRP-91 شتاب قائم برای طراحی طره‌های افقی و اعضای پیش‌تنیده افقی استفاده می‌شود و در ترکیب بارهای مربوط، ضریب  $\pm 0.5A_v$  از بار مرده استفاده می‌شود، که  $A_v$  نشان دهنده حداکثر شتاب مربوط به سرعت می‌باشد. ضریب  $\pm 0.5A_v$  که بیان‌کننده اثر شتاب قائم است، نشان دهنده کل پاسخ قائم نیست، زیرا اثر همزمان حداکثر شتاب‌های قائم و افقی غیر محتمل است. در NEHRP-94 نیز نیروی زلزله به صورت ترکیبی از نیروی افقی زلزله و ضریبی از بار مرده که مربوط به اثر شتاب قائم می‌باشد، در نظر گرفته می‌شود. در UBC-94 اثر حرکت قائم بر طره‌های افقی و اعضای پیش‌تنیده افقی اعمال می‌شود. در EUROCOD-8 مساله شتاب قائم زمین با دقت بیشتری بررسی می‌شود. براساس این آیین‌نامه در صورتی که مطالعات دقیق‌تری در یک محل صورت نگیرد، شتاب قائم زمین و همچنین طیف پاسخ معرف حرکات قائم می‌تواند  $\frac{2}{3}$  مقادیر نظیرشان در حرکات افقی در نظر گرفته شود. همچنین این آیین‌نامه مقرر می‌دارد در صورتی که شتاب طرح در یک منطقه از 0.2g تجاوز کند، اثرات حرکت قائم زمین در مورد زیر حتماً در نظر گرفته شود.

✓ تمام اعضای افقی سازه که دارای دهانه بیش از ۲۰ متر باشند.

- ✓ کلیه سازه‌هایی که دارای رفتار عملکرد قوسی قابل ملاحظه هستند.
  - ✓ سازه‌های افقی یا شیب‌دار که به صورت طره‌ای عمل می‌کنند.
  - ✓ تمام مواردی که ستون بر روی تیر قرار دارد.
- در استاندارد ۲۸۰۰ اثر مولفه قائم فقط برای بالکن‌ها و تیرهای بلند در نظر گرفته شده است.

#### ۴-۸- شبیه‌سازی رکوردهای زلزله

در زمینه تولید رکوردهای مصنوعی تحقیقات زیادی صورت گرفته است. شاید آغاز تحقیق جهت ایجاد رکورد مصنوعی را به سال ۱۹۶۸ که آکی (Aki) تئوری جابجایی برشی را ارائه داد، بتوان نسبت داد. بور (Boor) در سال ۱۹۷۰ به ارائه روشی کاتوره‌ای<sup>۱</sup> جهت شبیه‌سازی جنبش زمین پرداخت و در سال‌های بعد به اصلاح و توسعه این روش اهتمام ورزید که از آن جمله می‌توان به مقاله ایشان در سال ۲۰۰۳ اشاره نمود. از دیگر افرادی که در این زمینه کار کرده‌اند می‌توان به هنکس (Hanks) در سال ۱۹۷۹، هنکس و مک‌گویر (McGuire) در سال ۱۹۸۰، مک‌گویر و هنکس در سال ۱۹۸۱، سیلوا (Silva) در سال ۱۹۹۷، برسنیو (Beresnev) و انکینسن (Atkinson) در سال ۱۹۹۸، کمپل (Campell) در سال ۱۹۹۹ و ... اشاره نمود. روش دیگر جهت شبیه‌سازی رکورد زلزله روش تعینی<sup>۲</sup> نام دارد. این روش در سال ۱۹۷۸ توسط هارتزل (Hartzell) تحت عنوان روش تابع تجربی گرین مورد استفاده قرار گرفت. از محققین دیگری که در این زمینه فعالیت نموده‌اند می‌توان ایریکورا (Irikura) در سال ۱۹۸۶، انکینسن و سومرویل (Somerville) در سال ۱۹۹۴، ایریکورا و کامایی (Kamae) در سال ۱۹۹۴، بولت (Bolt) در سال ۱۹۹۵ و ... را نام برد.

روش دیگری برای ساخت زلزله مصنوعی روش پیوندی<sup>۳</sup> است و همان‌طور که از نام آن پیداست این روش به صورت ترکیبی از دو روش کاتوره‌ای و تعینی می‌باشد. این روش توسط گیسون (Gibson) در سال ۱۹۹۳ ارائه شده است. روش‌های دیگری نیز همچون استفاده از مدل شبکه عصبی مورد استفاده محققین قرار گرفته که در این‌باره می‌توان به مقاله Seug Chang و Sang Whin در سال ۲۰۰۲ اشاره نمود.

زمانی که تنش در لایه‌ها از تنش نهایی آنها بیشتر شود، گسیختگی رخ داده و انرژی آزاد شده به صورت زلزله نمایان می‌شود. گسیختگی‌ها در محل گسل‌ها رخ می‌دهند. می‌توان گسل را دو صفحه فرض نمود که فرورفتگی و برآمدگی روی این دو صفحه باعث درگیر شدن این دو صفحه

<sup>1</sup> Stochastic

<sup>2</sup> Deterministic

<sup>3</sup> Hybrid

شده و با افزایش انرژی، تنش در این فرورفتگی و برآمدگی‌ها افزایش یافته تا وقتی که گسیخته شوند. بنابراین در هنگام زلزله، تعداد زیادی از برآمدگی‌ها گسیخته می‌شوند. دانشمندان جهت ایجاد رکورد مصنوعی از این فرضیه استفاده نموده و صفحه گسل را به المان‌هایی تقسیم کرده و فرض شده که از هر المان، موجی (رویداد کوچک) به سمت ایستگاه ثبت رکورد حرکت می‌کند و از تجمع آنها در ایستگاه، شتابنگاشت مصنوعی به وجود می‌آید. در یک تقسیم‌بندی می‌توان روش‌های زیر را برای ساخت رکورد مصنوعی زلزله برشمرد:

**روش‌های کاتوره‌ای:** با ظهور کامپیوتر و الگوریتم تبدیل فوریه سریع<sup>۱</sup>، روش‌های کاتوره‌ای بر اساس تحلیل در دامنه فرکانس عمومی گردید. این روش‌ها به صورت گسترده‌ای برای پیش‌بینی جنبش نیرومند زمین مورد استفاده قرار می‌گیرد. در این روش جنبش‌های فرکانس بالای زمین-لرزه به صورت اغتشاش باند محدود گوسی که از طیف  $\omega^2$  یا مدل‌های دیگر پیروی می‌کند، نمایش داده می‌شود.

**روش مدل چشمه ترکیبی:** در این روش، جنبش نیرومند زمین با استفاده از ویژگی‌های فرایند چشمه زمین‌لرزه و تئوری انتشار امواج شبیه‌سازی می‌شود.

**روش تئوری تشعشعی:** در این روش، شتابنگاشت‌ها به وسیله ترکیبی از تابع گرین تئوری و تئوری تشعشعی (بر اساس مسیر انتشار موج) و با یک تابع زمان سرچشمه تئوری یا تجربی (بر اساس فرض هندسه گسل و عمق کانونی) ایجاد می‌شوند.

**شبکه‌های عصبی:** همواره طیف پاسخ با استفاده از شتابنگاشت به دست می‌آید. در این روش، عملیات معکوس انجام می‌پذیرد یعنی با این روش از طیف پاسخ مشخص، به شتابنگاشت می‌رسیم.

**روش توابع تجربی گرین (EGF<sup>۲</sup>):** این روش برای اولین بار در سال ۱۹۷۸م. توسط هارتزل (Hartzell) معرفی گردید و توسط هادلی (Hadley) و هلمبرگر (Helmberger) و ایریکورا (Irikura) بهینه شد. در این روش انتشار گسیختگی به صورت تعینی (Deterministic) و جنبه انتشار چشمه و تابش با فرض اینکه در پس‌لرزه‌ها وجود دارد برای شبیه‌سازی در نظر گرفته می‌شود. در این روش صفحه گسل به المان‌هایی تقسیم‌بندی می‌شود و از هر المان یک رویداد کوچک (Small Event) به سمت نقطه مورد نظر حرکت نموده و با توجه به تاخیری که در زمان رسیدن هر رویداد وجود دارد، شتابنگاشت رویداد بزرگتر حاصل می‌گردد. در این روش باید پس-لرزه‌ها (رویدادهای کوچک) را داشته باشیم که این یکی از محدودیت‌های این روش است. از طرفی

<sup>1</sup> Fast Fourier Transform

<sup>2</sup> Empirical Green's Function

اگر پس لرزه‌ها تحت تاثیر اثر جهت‌پذیری (Directivity) در مقایسه با زمین‌لرزه هدف (Target Event) قرار گرفته باشد، بر اثر این پدیده، جنبش نیرومند شبیه‌سازی شده، زیاد یا کم تخمین زده می‌شود.

**روش تابع نیمه تجربی گرین<sup>۱</sup> (SEGF):** در حالی که رویدادهای کوچک در دسترس نباشد، از این روش جهت شبیه‌سازی جنبش نیرومند می‌توان استفاده نمود.

**روش‌های پیوندی:** روش‌های پیوندی روش‌هایی هستند که از پیوند دو یا چند روش که در بالا به آنها اشاره شد، برای شبیه‌سازی جنبش نیرومند زمین استفاده می‌کند.

#### ۴-۸-۱- شبیه‌سازی رکوردهای مصنوعی در مناطق نزدیک گسل

از میان روش‌های مختلف شبیه‌سازی، روش گسل محدود کاتوره‌ای به عنوان یک روش مناسب جهت شبیه‌سازی رکوردهای نزدیک رومرکز مورد استفاده قرار گرفته است. در این روش صفحه گسل به المان‌هایی تقسیم شده و برای هر المان یک رویداد کوچک شبیه‌سازی می‌شود و در نهایت در ایستگاه ثبت رکورد، شتابنگاشت کلی از جمع اثر رویدادهای کوچک حاصل می‌شود. در ادامه روش گسل محدود توضیح داده است. در این روش از مدل‌سازی گسل محدود کاتوره‌ای بر اساس فرکانس گوشه دینامیکی استفاده شده است، همچنین برای در نظر گرفتن حالت پالس‌مانند در رکورد، از مدل ریاضی پالس ارائه شده توسط مورودیس و پاپاجورجیو که در سال ۲۰۰۳ ارائه شده، (Mavroeidis and Papageorgiou) استفاده شده است.

#### ۴-۸-۲- مدل گسل محدود

عوامل موثر در سرچشمه یک زلزله بزرگ، شامل هندسه گسل، ناهمگی لغزش در صفحه گسل و جهت‌پذیری، می‌تواند بر روی دامنه، محتوای فرکانسی و مدت زمان حرکت زمین تاثیر عمیقی بگذارد. مدل‌سازی گسل محدود<sup>۲</sup> یک ابزار مهم برای پیش‌بینی حرکات زمین در نزدیک رومرکز زلزله‌های بزرگ می‌باشد. یکی از مفیدترین روش‌ها برای شبیه‌سازی حرکت زمین برای یک زلزله بزرگ بر اساس شبیه‌سازی چندین زلزله کوچک به عنوان رخداد‌های کوچک<sup>۳</sup> می‌باشد. یک گسل بزرگ به N ریزگسل<sup>۴</sup> تقسیم شده و هر ریزگسل به عنوان یک سرچشمه نقطه‌ای<sup>۵</sup> کوچک در نظر

<sup>۱</sup> Semi Empirical Green's Function

<sup>۲</sup> Finite-fault

<sup>۳</sup> Subevents

<sup>۴</sup> Subfault

<sup>۵</sup> Point-source

گرفته می‌شود (Hartzell, 1978). برای هر المان مطابق شکل ۴-۲۱ مراحل طی جهت تولید شتاب‌نگاشت طی می‌گردد، در ادامه مراحل نشان داده شده در شکل توضیح داده شده است.

**الف - مرحله تولید نوفه سفید<sup>۱</sup>:** نوفه سفید با استفاده از اعداد تصادفی و به روش گوسی تهیه می‌گردد.

**ب - مرحله اعمال پنجره:** پنجره‌های مختلفی از جمله پنجره (Saragoni&Hart(1974) و پنجره کسینوسی باریک شونده وجود دارد. فرم کلی پنجره (Saragoni&Hart(1974) در روابط ۴-۳۱ نشان داده شده است.

$$\omega(t) = at^b e^{-ct} H(t)$$

$$b = \frac{-\varepsilon \ln \eta}{1 + \varepsilon (\ln \varepsilon - 1)}, c = \frac{b}{\varepsilon T_d}, a = \left( \frac{e^t}{\varepsilon T_d} \right)^b \quad (42-4)$$

در رابطه (۴۲-۴)،  $t$  متغیر زمان،  $H(t)$  تابع پله‌ای هویساید<sup>۲</sup> و  $\varepsilon = 0.2$  و  $\eta = 0.05$  می‌باشد.

**ج - تبدیل فوریه:** نوفه سفیدی که در مرحله (ب) تحت تاثیر پنجره قرار گرفته است، در این مرحله به کمک تبدیل فوریه به دامنه فرکانس برده می‌شود.

**د - طیف فوریه نرمال شده:** با استفاده از جذر میانگین مربعات مقادیر، طیف فوریه نرمال شده حاصل می‌شود.

**ه - اعمال تابع فیلتر:** جهت لحاظ نمودن اثرات سرچشمه، مسیر، سایت و غیره لازم است برخی فرکانسهای موجود در طیف فوریه تقویت و برخی دیگر تضعیف شوند. جهت این عمل تابعی به نام تابع فیلتر به صورت زیر تعریف می‌شود و در طیف فوریه ضرب می‌شود.

$$A_x(f) = C.S(f).G.A_n(f).P(f).V(f) \quad (43-4)$$

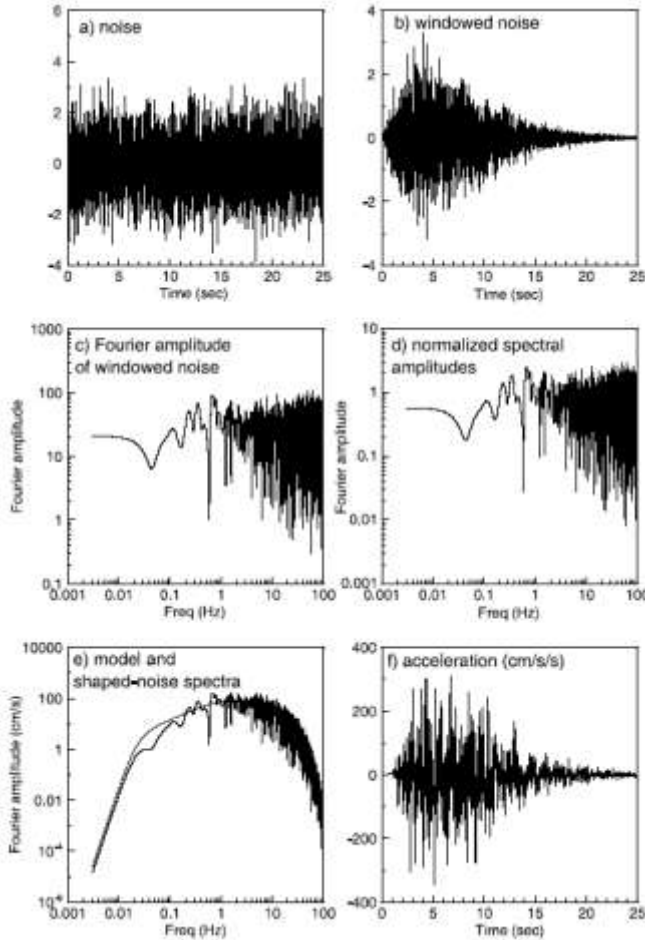
در این رابطه فاکتورها به صورت زیر می‌باشند:

$C$ : فاکتور مقیاس بوده و به صورت زیر تعریف می‌شود:

$$C = \frac{R_{\theta\phi}.F.V}{4\pi\rho\beta^3} \quad (44-4)$$

<sup>1</sup> White noise

<sup>2</sup> Heaviside



شکل ۴-۲۹ مراحل ایجاد رکورد مصنوعی در روش کاتوره‌ای

$R_{0\phi}$ ، پارامتر مقیاس الگوی انتشار می‌باشد و برابر  $0.55$  در نظر گرفته می‌شود.  $F$ ، اثرات بزرگنمایی سطح آزاد را نشان می‌دهد و برابر  $2$  در نظر گرفته می‌شود.  $V$ ، برای تقسیم شتاب نگاشت به دو مولفه افقی استفاده می‌شود و برابر  $0.71$  در نظر گرفته می‌شود.  $\rho$  چگالی در سرچشمه بوده و واحد آن  $\text{gr/cm}^3$  می‌باشد.  $\beta$ ، سرعت موج برشی در سرچشمه بوده و واحد آن  $\text{km/sec}$  می‌باشد.

## مراجع:

۱. فنائی، نادر؛ ارایه طیف‌های ارتجاعی و غیرارتجاعی برای کشور ایران؛ پایان نامه کارشناسی ارشد؛ دانشگاه صنعتی شریف؛ به راهنمایی دکتر حسن مقدم؛ ۱۳۸۰.
۲. شکیب، حمزه و همکاران؛ «طیف طرح زلزله برای ایران»، مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن - شماره نشریه: گگ - ۴۳۰
۳. زارع، مهدی، مقدمه‌ای بر زلزله‌شناسی کاربردی، پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله، ۱۳۸۴
۴. حقیقی منفرد، ایمان، «پیشنهاد طیف طراحی زلزله در مناطق نزدیک گسل برای کشور ایران با استفاده از رکوردهای واقعی و مصنوعی»، پایان نامه کارشناسی ارشد، به راهنمایی دکتر حمزه شکیب دانشکده فنی دانشگاه تربیت مدرس، ۱۳۸۶
۵. گزارش فوری - مقدماتی زمین لرزه بم (پنجم دی ۱۳۸۲)؛ مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن.
۶. لطف‌الهی، ارسطو؛ بررسی دینامیکی غیر خطی قابهای فولادی خمشی بلند تحت اثر رکورد نزدیک گسل و دور از گسل؛ پایان‌نامه کارشناسی ارشد؛ دانشگاه تربیت مدرس؛ به راهنمایی دکتر فرهاد دانشجو؛ ۱۳۸۱.
۷. هاشمی، سید شاکر؛ اثر رکوردهای واقعی و مصنوعی نزدیک گسل بر ساختمانهای فولادی با سیستم ترکیبی قاب خمشی و مهاربندی هم محور؛ پایان‌نامه کارشناسی ارشد؛ دانشگاه تربیت مدرس؛ به راهنمایی دکتر حمزه شکیب؛ ۱۳۸۴.
۸. زارع، مهدی؛ مبانی تحلیل خطر زمین‌لرزه؛ انتشارات پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله، چاپ اول، ۱۳۹۰
۹. مقدسی موسوی، سید علی؛ اثر زلزله‌های مصنوعی ناشی از گسل شمال تهران بر روی رفتار غیر ارتجاعی ساختمانهای ناحیه؛ پایان‌نامه کارشناسی ارشد؛ دانشگاه تربیت مدرس؛ به راهنمایی دکتر حمزه شکیب؛ ۱۳۸۳.
۱۰. مقدم، حسن؛ مهندسی زلزله - مبانی و کاربرد؛ نشر فرهنگ؛ چاپ سوم؛ ۱۳۸۴.
۱۱. میرزایی علویجه، حسین؛ فرزندگان، اسماعیل؛ ماجدی اردکانی، محمد حسین؛ سینانیان، فریدون؛ گزارش زمین لرزه یازدهم فروردین ۱۳۸۵ سیلاخور؛ مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن؛ شبکه ستابنگاری کشور.
12. Elnashai, Amr S. and Sarno, Luigi Di (2008). *Fundamental of Earthquake Engineering*. John Wiley
13. Clough, R. and Penzien, J. (1993). *Dynamics of Structures*. McGraw-Hill, New York.
14. Chopra, A. (2001). *Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering*. Prentice Hall, New York.
15. IBC (2000). *International Building Code*. International Code Council, ICBO, Whittier, CA.
16. SEAOC (1995). *Vision 2000: Performance Based Seismic Engineering of Buildings*. Structural Engineers Association of California (SEAOC), Sacramento, CA.

17. Bozorgnia , Y. and Bertero , V.V. (2004). *Earthquake Engineering. From Engineering Seismology to Performance - Based Engineering*. CRC Press , Boca Raton, FL, USA .
18. Campbell, K.W. (2001) ,*Empirical Near-Source Attenuation Relationships for Horizontal and Vertical Components of Peak Ground Acceleration, Peak Ground Velocity, and Pseudo-Absolute Acceleration Response Spectra*, Seismol. Res. Lett., 72, 474
19. Uniform Building Code (1997) Volume 2, *Structural Engineering Design Provisions*, Intl. Conf. Building Officials, Whittier.
20. Uniform Building Code (1994). Volume 2, *Structural Engineering Design Provisions*, Intl. Conf. Building Officials, Whittier
21. Alavi, B., and Krawinkler, H., (2000). *Consideration of near-fault ground motion effects in seismic design*, Proc. 12th World Conference on Earthquake Engineering, New Zealand, and Paper No. 2665.
22. Iwan, W.D., Huang, C.T., Guyader, A.C., (2000). *Important features of the response of inelastic structures to near-field ground motions*, Proc. of the 12th World Conference on Earthquake Engineering, New Zealand, and Paper No. 1740.
23. Elnashai, A.S. and Papazoglou, A.J., (1997). *Procedure and spectra for analysis of RC structures subjected to strong vertical earthquake loads*, Journal of Earthquake Engineering, 1(1): 121-155.



## فصل ۵ - ارزیابی پاسخ و روش‌های تحلیل

### ۵-۱- کلیات

هدف اصلی این فصل ارائه اطلاعات مناسب در ارتباط با مدل‌سازی قاب‌های بتنی و فولادی برای طراحی در برابر زلزله است. این فصل با ارائه چهارچوب کلی در این ارتباط شروع شده و عوامل موثر در تحلیل‌ها ارتجاعی و غیرارتجاعی که نقش بسزایی در تعیین پاسخ و مدل‌سازی صحیح دارند، مورد بحث قرار می‌گیرد. برای طراحی سازه‌ها نیاز به تعیین تلاش‌های ایجاد شده در اثر اعمال نیروهای مختلف بر آن است. بسته به نوع نیرو و سازه می‌توان با استفاده از روش‌های مختلفی، تحلیل سازه را انجام داد.

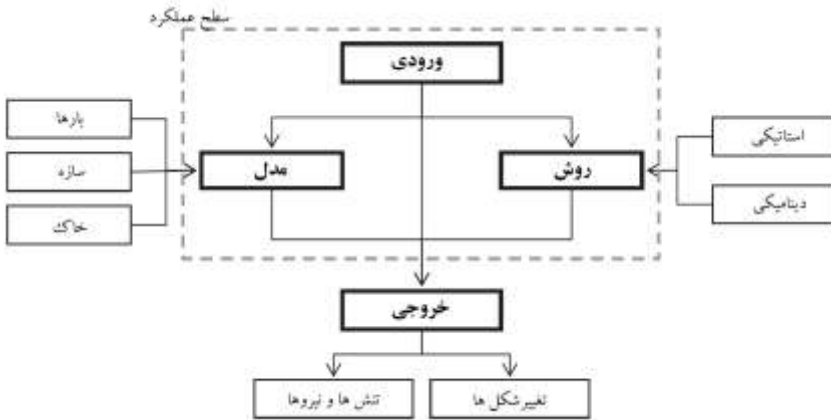
### ۵-۲- چهارچوب کلی

لازمه یک طراحی درست ارزیابی صحیح پاسخ سازه و بررسی عوامل تاثیر گذار بر پاسخ می‌باشد. در نظر گرفتن تمام این عوامل و نیروها بایستی در نهایت منجر به یک طراحی ایمن و اقتصادی گردد. لیکن در نظر گرفتن تمام این عوامل بایستی با شناخت مناسبی از بعضی علوم، مانند مهندسی زلزله، مهندسی ژئوتکنیک<sup>۱</sup>، تحلیل سازه‌ها و مکانیک مواد صورت گیرد. بنابراین برای انجام یک تحلیل مناسب و درست و ایجاد یک مدل ایده‌آل که با واقعیت منطبق باشد، نیاز به تسلط کافی و مفاهیم مدل‌سازی و روش‌های تحلیل است. در شکل ۵-۱ چهارچوب کلی برای تحلیل لرزه‌ای سازه‌ها به صورت شماتیک نشان داده شده است. این چهارچوب شامل اجزاء زیر هستند:

- ✓ مدل‌سازی جنبش زمین و بارها
- ✓ مدل‌سازی سازه
- ✓ مدل‌سازی خاک و شالوده
- ✓ روش تحلیل
- ✓ سطوح عملکردی

<sup>1</sup> Geotechnical engineering

## ✓ خروجی و ارزیابی جنبه‌های مختلف طرح

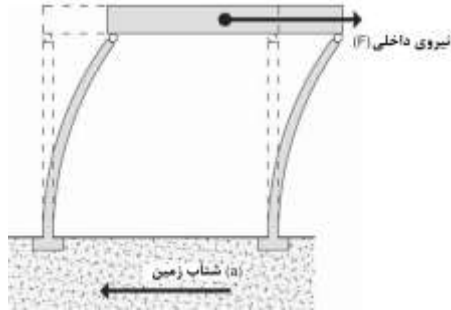


شکل ۵-۱ چهارچوب کلی برای تحلیل لرزه‌ای سازه‌ها

اجزاء فوق در ادامه مورد بحث قرار گرفته‌اند. لیکن بحث در مورد خاک و شالوده بسیار گسترده بوده و در حوصله بحث این کتاب نمی‌گنجد. برای کسب اطلاعات بیشتر در این موارد می‌توانید به کتاب‌هایی که در این زمینه نوشته شده مراجعه نمایید.

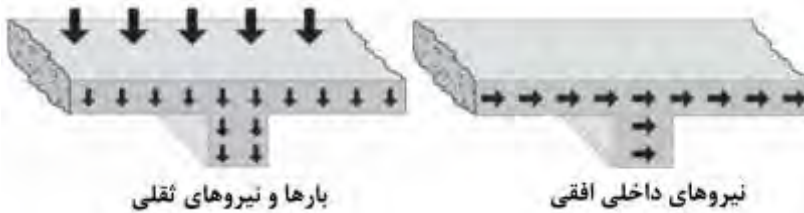
## ۵-۳- مدل سازی جنبش زمین و بارها

برخلاف نیروهای ناشی از باد بر سازه، نیروهای زلزله کاملاً ماهیتی داخلی دارند و وقتی به آنها عنوان نیرو داده می‌شود، نایستی با نیروهایی که بر روی سازه قرار داده شده و سازه تحت آنها تحلیل می‌شوند اشتباه گرفته شوند. این نیروهای داخلی در زمانی ایجاد می‌شوند که شتابی به جرم سازه اعمال گردد. همه ما این نیروی داخلی را وقتی در قطار، اتوبوس و یا اتومبیل نشسته‌ایم، تجربه کرده‌ایم. وقتی که با شتابی شروع به حرکت می‌کنیم احساس می‌کنیم نیرویی در خلاف جهت حرکت، در بدن ما ایجاد می‌شود. در این حالت با توجه به قانون دوم نیوتن ( $F=ma$ )، مقدار نیروی ایجاد شده در جرم سازه برابر شتاب در جرم است. در این رابطه  $m$  جرم سازه بوده که از تقسیم وزن آن بر شتاب ثقل زمین حاصل می‌شود و  $a$  شتاب زمین است (شکل ۵-۲).



شکل ۲-۵ نیروهای داخلی وقتی سازه تحت شتاب قرار گیرد بوجود می‌آیند

این نیروی داخلی ایجاد شده نیروی اینرسی یا نیروی ماند نیز نامیده می‌شود. در اثر جنبش زمین و شتاب افقی اعمال شده و در نهایت حرکت روسازه، این نیروی داخلی در جرم آن ایجاد می‌شود. این نیرو در تمام اجزای سازه ایجاد می‌گردد. در صورتی که یک متر مربع کف را مانند شکل ۳-۵ در نظر بگیریم، در آن علاوه بر نیروهای ثقلی که ناشی از بارهای مرده و زنده سازه هستند، نیروهایی افقی که ناشی از حاصل ضرب جرم این قسمت در شتاب اعمالی می‌باشد، ایجاد می‌گردد. همانطور که دیده می‌شود نیروهای قائم دارای ماهیتی خارجی بوده ولیکن نیروهای افقی ایجاد شده، ماهیتی داخلی دارند.



شکل ۳-۵ تفاوت بین ماهیت بارهای افقی و قائم

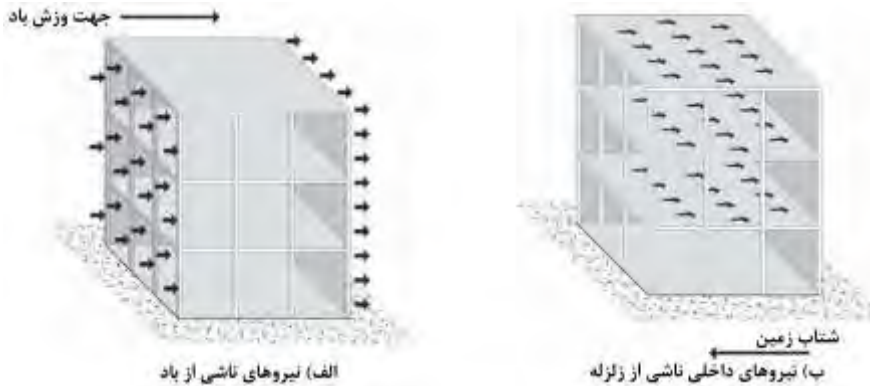
با بررسی نیروهای ثقلی و افقی می‌توان تمام نیروهای ثقلی و افقی را به صورت همزمان در مرکز جرم<sup>۱</sup> (CoM)، به صورت متمرکز در نظر گرفت. در یک ساختمان معمولی بیشتر وزن یک سازه ناشی از وزن کف طبقات و بام می‌باشد. بنابراین بیشتر طراحان برای ساده سازی، مانند شکل ۴-۵، به جای در نظر گرفتن نیروی داخلی ایجاد شده در هر المان، تمام نیروهای جانبی ایجاد شده در هر طبقه را در مرکز جرم آن طبقه در نظر می‌گیرند. برای سازه‌هایی که توزیع نیروهای ثقلی بر روی آن یکنواخت است، مرکز جرم سازه تقریباً متناظر با مرکز سطح پلان است. نیروهای ناشی از باد به سبب جهت اعمال شبیه به نیروهای ناشی از زلزله می‌باشند ولیکن به سبب ماهیت خارجی بودنشان با نیروهای لختی ناشی از زلزله تفاوت عمده دارند. همانند شکل ۵-۵، نیروهای خارجی

<sup>1</sup> Centre of Mass

ناشی از باد در سطح جانبی ساختمان اثر کرده و موجب فشردگی آن وجه از سازه می‌شوند. این نیروها را می‌توان به صورت متمرکز در مرکز سطح بادخور در نظر گرفت. همچنین نیروهای ناشی از زلزله به صورت رفت و برگشت می‌باشند ولی نیروهای ناشی از باد در یک جهت اعمال می‌شوند. هر دو نیروی ناشی از باد و زلزله دارای ماهیتی کاملاً دینامیکی می‌باشند.



شکل ۴-۵ ساده سازی نیروهای لختی ایجاد شده در اثر زلزله



شکل ۵-۵ مقایسه بین نیروهای ناشی از باد و زلزله

مهمترین عامل ایجاد نیروهای لختی در جرم سازه، جرم آنها می‌باشد. براساس قانون دوم نیوتن، نیروی ایجاد شده متناسب با جرم آنها است. با سبک سازی ساختمان‌ها می‌توان، نیروهای ایجاد شده در آنها را در اثر زلزله به مقدار قابل توجهی کاهش داد. این مهم با بکارگیری اجزاء سبک در ساختمان تحقق می‌یابد. متأسفانه در بسیاری از کشورها برای ساخت ساختمان‌ها معمولاً این اصل مهم نادیده گرفته می‌شود. در یک مدل سازه‌ای قاب، اعضای قاب توسط المان‌های قاب در محل

نقاط گرهی<sup>۱</sup> به یکدیگر مرتبط می‌شوند. موقعیت هر یک از این گره‌ها توسط یک سیستم مختصات کلی<sup>۲</sup> تعریف می‌شود.

در صورتی که بتوان از اثر دینامیکی نیروها و وابستگی آنها به زمان صرف نظر نمود، می‌توان از یک تحلیل استاتیکی بهره جست تا زمان تحلیل، به میزان قابل ملاحظه‌ای کاهش یابد. به طور کلی تحلیل سازه‌ها را می‌توان به دو نوع استاتیکی و دینامیکی تقسیم بندی نمود که هر یک نیز بر حسب نوع رفتار مواد و نحوه اعمال نیروها به صورت جداگانه تقسیم بندی می‌شوند. انواع تحلیل‌های استاتیکی به صورت زیر می‌باشند:

- ✓ روش تحلیل استاتیکی معادل
- ✓ روش تحلیل استاتیکی غیر خطی (روش بار افزون) (*Pushover*)
- همچنین تحلیل‌های دینامیکی را می‌توان به صورت زیر طبقه‌بندی نمود:
- ✓ روش تحلیل دینامیکی طیفی (شبه دینامیکی)
- ✓ روش تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی
- ✓ روش تحلیل دینامیکی غیرخطی فزآینده

بطور کلی نیروهای زلزله دارای طبیعتی دینامیکی می‌باشند، لیکن آیین‌نامه‌های طراحی به سبب راحتی در تحلیل و در مواردی که سازه دارای نامنظمی و پیچیدگی‌های خاصی نباشد اجازه می‌دهد تا از یک تحلیل استاتیکی استفاده نمود. طبق استاندارد ۲۸۰۰، زلزله طرح (زلزله شدید) زلزله‌ای است که احتمال وقوع آن و یا زلزله‌های بزرگتر از آن، در ۵۰ سال عمر مفید ساختمان کمتر از ۱۰٪ و زلزله خفیف و متوسط (زلزله سطح بهره‌برداری) زلزله‌ای است که احتمال وقوع آن و یا زلزله‌های بزرگتر از آن، در ۵۰ سال عمر مفید ساختمان، بیشتر از ۹۹/۵٪ باشد. طبق آیین‌نامه IBC، زلزله طرح (DE)<sup>۳</sup>، معادل دو سوم حداکثر زلزله محتمل<sup>۴</sup>، می‌باشد ( $DE = \frac{2}{3}MCE$ ). حداکثر زلزله محتمل، معادل زلزله‌ای است که احتمال وقوع آن و یا زلزله‌های بزرگتر از آن، در ۵۰ سال عمر مفید ساختمان کمتر از ۲٪ بوده که معادل دوره بازگشت ۲۵۰۰ ساله است.

<sup>1</sup> Nodal points

<sup>2</sup> Global coordinate system

<sup>3</sup> Design Earthquake

<sup>4</sup> Maximum Considered Earthquake

### ۵-۴- روش استاتیکی معادل<sup>۱</sup> (بر اساس استاندارد ۲۸۰۰)

در اکثر آیین‌نامه‌ها روش استاتیکی معادل به عنوان اصلی‌ترین روش بارگذاری لرزه‌ای مطرح است. ارکان اصلی این روش عبارتند از:

- ۱- تعیین دوره تناوب سازه
- ۲- تعیین برش پایه
- ۳- توزیع برش پایه در ارتفاع سازه
- ۴- واریسی‌ها

این روش بارگذاری نیروی زلزله را معادل یک نیروی افقی می‌پندارد. بنابراین ابتدا نیروی برش پایه براساس دوره تناوب سازه محاسبه سپس در ارتفاع سازه توزیع می‌شود، آنگاه سهم عناصر لرزه‌بر به نسبت سختی مشخص می‌گردد و اعضای سازه براساس نیروی حاصل طرح می‌گردند. در این میان واریسی‌های مختلفی نظیر کنترل جابجایی، پیچش و مانند اینها صورت می‌گیرد. در استاندارد ۲۸۰۰ ایران روش استاتیکی معادل براساس معادل‌سازی سازه بصورت یک سیستم یک درجه آزادی و با در نظر گرفتن دوره تناوب طبیعی اول آن برای ساختمان‌ها ارائه شده فقط در مواردی که دوره تناوب آنها بیش از  $0.7$  ثانیه باشد، با اعمال نیروی متمرکز در بالای ساختمان، اثر مودهای بالاتر را نیز تا حدودی اعمال می‌کنند.

در این قسمت روش استاتیکی معادل که در استاندارد ۲۸۰۰ ارائه شده است به صورت کلی مورد بحث قرار می‌گیرد. در این آیین‌نامه حداقل نیروی برشی پایه یا مجموع نیروی جانبی زلزله در هر یک از امتدادهای ساختمان با استفاده از رابطه زیر تعیین می‌شود:

$$V = CW \quad (1-5)$$

که در رابطه فوق،  $V$ ، نیروی برشی در تراز پایه ساختمان،  $W$ ، وزن کل ساختمان شامل وزن مرده و درصدی از بار زنده و بار برف و همچنین  $C$ ، ضریب بار زلزله که از رابطه زیر بدست می‌آید:

$$C = \frac{ABI}{R} \quad (2-5)$$

که  $A$ ، نسبت شتاب مبنای طرح که برای مناطق مختلف معین شده است و  $B$ ، ضریب بازتاب ساختمان که با استفاده از طیف بازتاب طرح بدست آمده،  $I$ ، ضریب اهمیت ساختمان و  $R$ ، ضریب رفتار ساختمان می‌باشد. رابطه (۱-۵) در بسیاری از آیین‌نامه‌ها ثابت می‌باشد ولی برای تعیین ضریب  $C$  از روابط مختلفی استفاده می‌کنند. جدول ۱-۵ تغییرات عمده در تعیین برش پایه در آیین‌نامه‌های مختلف ایالات متحده را تا قبل از سال ۱۹۶۰ نشان می‌دهد.

<sup>1</sup> Equivalent Static Force Procedure

جدول ۵-۱ تغییرات عمده در آیین‌نامه‌های لرزه‌ای ایالات متحده برای تعیین برش پایه

تاریخ	آیین‌نامه
۱۹۲۷	اولین ضمیمه طراحی لرزه‌ای در UBC: $V = CW$ ( $C = 0.075 \sim 0.10$ )
۱۹۳۳	آیین‌نامه شهر لس‌آنجلس (اولین آیین‌نامه لازم‌الاجرا) $V = CW$ ( $C = 0.08$ )
۱۹۵۲	$ASCE-SEAOC$ : $C = \frac{K_1}{T_1}$ ( $K_1 = 0.015 \sim 0.025$ )
۱۹۵۹	$SEAOC$ : $C = KCW$ $\left( C = \frac{0.05}{T^{\frac{1}{3}}} \right)$

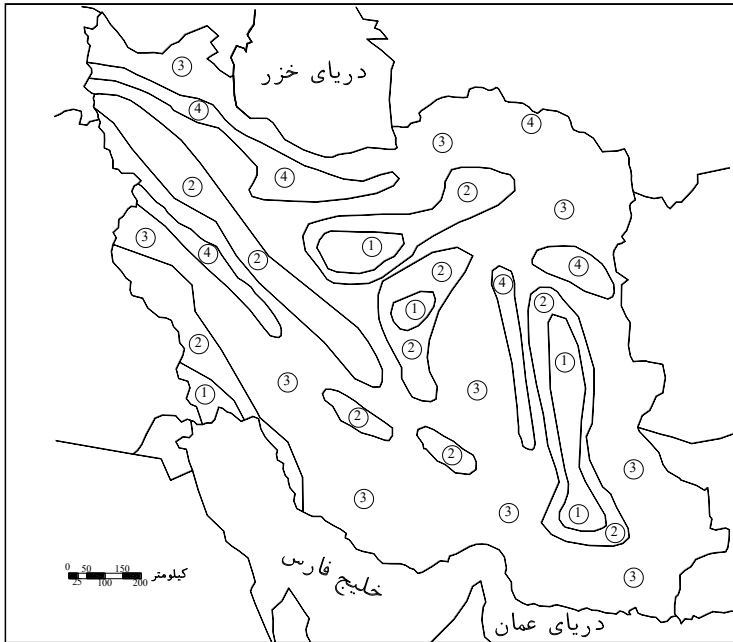
بر طبق استاندارد ۲۸۰۰، مقدار برش  $V$  نایستی کمتر از مقدار زیر در نظر گرفته شود:

$$V_{\min} = 0.1AIW \quad (3-5)$$

نسبت شتاب مبنای طرح A: برای مناطق مختلف کشور براساس میزان خطر لرزه‌خیزی آنها و با توجه به جدول ۵-۲ تعیین شده است. در استاندارد ۲۸۰۰ گستره ایرن به چهار ناحیه تقسیم شده است.

جدول ۵-۲ شتاب مبنای طرح

منطقه	توصیف	نسبت شتاب مبنای طرح (A)
۱	پهنه با خطر نسبی خیلی زیاد	۰/۳۵
۲	پهنه با خطر نسبی زیاد	۰/۳
۳	پهنه با خطر نسبی متوسط	۰/۲۵
۴	پهنه با خطر نسبی کم	۰/۲



شکل ۵-۶ نقشه پهنه بندی خطر نسبی زلزله برای ایران

در شکل ۵-۶ نقشه پهنه بندی خطر نسبی زلزله برای مناطق مختلف ایران نشان داده شده است. در شکل فوق، مناطقی که با شماره‌های ۱ تا ۴ نشان داده شده است به ترتیب معرف مناطق با لرزه‌خیزی کم، متوسط، زیاد و خیلی زیاد می‌باشند. در پیوست اول استاندارد ۲۸۰۰، لرزه‌خیزی هر یک از شهرهای ایران آورده شده است. از میان ۴۸۸ شهر نامبرده شده در این پیوست، ۷۷ شهر در ناحیه با لرزه‌خیزی خیلی زیاد، ۳۲۵ شهر در ناحیه با لرزه‌خیزی زیاد، ۷۸ شهر در ناحیه با لرزه‌خیزی متوسط و تنها ۸ شهر در ناحیه با لرزه‌خیزی کم قرار دارند.

**ضریب بازتاب B:** که بیانگر نحوه پاسخ ساختمان به حرکات زمین است با استفاده از روابط زیر تعیین می‌شود:

$$B = 1 + S \left( \frac{T}{T_0} \right) \quad 0 < T < T_0$$

$$B = 1 + S \quad T_0 < T < T_s \quad (۴-۵)$$

$$B = \left( 1 + S \right) \left( \frac{T_s}{T} \right)^{\frac{2}{3}} \quad T > T_s$$

که در آن  $T$  دوره تناوب اصلی ساختمان بر حسب ثانیه می‌باشد. تناوب سازه را می‌توان به دو طریق تجربی و تحلیلی محاسبه کرد. آیین‌نامه‌ها بطور سنتی روابط تجربی را برای محاسبه تناوب



مد پایه سازه ارائه کرده‌اند که به جنس سازه (فولادی، بتنی) ارتفاع و طول سازه و میزان مهاربندی جانبی (قابهای بدون بادبند در مقابل قاب‌های که دارای بادبند یا دیوار برشی هستند) بستگی دارد. بطور مثال در استاندارد ۲۸۰۰ (ویرایش سوم) روابط زیر برای تناوب سازه پیشنهاد شده است:

(الف) برای ساختمان‌های با سیستم قاب خمشی:

- چنانچه جداگرهای میانقابی مانعی برای حرکت قاب‌ها ایجاد ننمایند:  
در قاب‌های فولادی:

$$T = 0.08H^{3/4} \quad (۵-۵)$$

در قاب‌های بتن مسلح:

$$T = 0.07H^{3/4} \quad (۶-۵)$$

- چنانچه جداگرهای میانقابی مانعی برای حرکت ایجاد کنند مقدار T برابر با ۸۰ درصد مقادیر عنوان شده در بالا در نظر گرفته می‌شود.

(ب) برای ساختمان‌های با سایر سیستم‌ها:

$$T = 0.05H^{3/4} \quad (۷-۵)$$

که  $T_0, T_s, S$  پارامترهایی هستند که به نوع زمین و میزان خطر لرزه‌خیزی منطقه وابسته‌اند که با استفاده از جدول ۳-۵ تعیین می‌شوند.

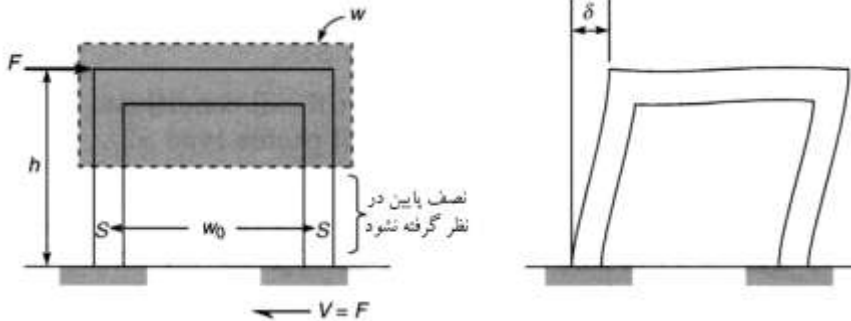
جدول ۳-۵ پارامترهای مربوط به رابطه (۴-۵)

نوع زمین	$T_0$	$T_s$	خطر نسبی کم و متوسط	خطر نسبی زیاد و خیلی زیاد
			S	S
I	۰/۱	۰/۴	۱/۵	۱/۵
II	۰/۱	۰/۵	۱/۵	۱/۵
III	۰/۱۵	۰/۷	۱/۷۵	۱/۷۵
IV	۰/۱۵	۱	۲/۲۵	۱/۷۵

در روابط فوق H ارتفاع ساختمان در تراز پایه بر حسب متر می‌باشد. در محاسبه تراز پایه، در صورتی که وزن خرپشته بیشتر از ۰/۲۵ وزن بام باشد، ارتفاع خرپشته نیز شامل ارتفاع تراز پایه نیز هست. البته می‌توان به جای استفاده از این روابط تجربی، مقدار T را با استفاده از روابط تحلیلی و یا رابطه رایلی<sup>۱</sup>، محاسبه نمود ولی مقدار آن نباید بیشتر از ۱/۲۵ برابر مقدار تجربی بیشتر شود.

<sup>۱</sup> Rayleigh's formula

نحوه بدست آوردن دوره تناوب برای یک سیستم یک درجه آزادی در شکل ۷-۵ نشان داده شده است.



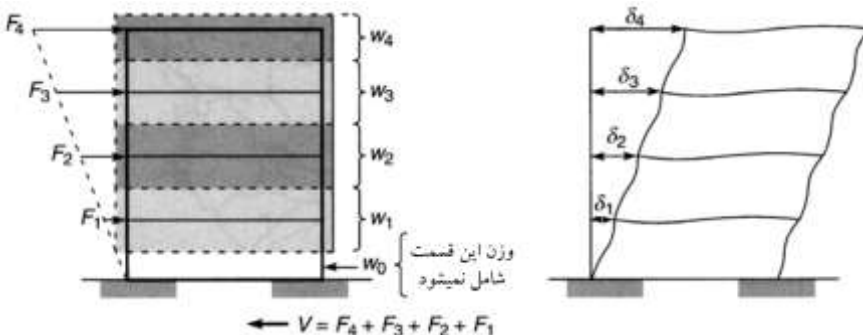
شکل ۷-۵ بدست آوردن دوره تناوب برای یک سیستم یک درجه آزادی

با توجه به شکل ۷-۵، دوره تناوب اصلی برای یک سیستم یک درجه آزادی براساس رابطه رایلی به صورت زیر خواهد بود:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{w\delta^2}{gF\delta}} \quad (۸-۵)$$

که در آن  $F$  نیروی دلخواه جانبی،  $\delta$  تغییرمکان بام،  $g$  شتاب ثقل زمین و  $w$  وزن موثر طبقه می باشد که شامل وزن بام به همراه نصف وزن دیوار بالا و پایین است. با بسط رابطه فوق، برای سیستم های چنددرجه آزادی، رابطه رایلی برای سیستم های چند درجه آزادی مانند شکل ۸-۵ به صورت زیر بیان می شود:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{1}{g} \left[ \frac{w_4\delta_4^2 + w_3\delta_3^2 + w_2\delta_2^2 + w_1\delta_1^2}{F_4\delta_4 + F_3\delta_3 + F_2\delta_2 + F_1\delta_1} \right]} \quad (۹-۵)$$



شکل ۸-۵ تعیین دوره تناوب چنددرجه آزادی با استفاده از روش رایلی

در مورد دیگر سازه‌ها، استاندارد ۲۸۰۰ ایران فرمول‌های تجربی برای محاسبه زمان تناوب اصلی نوسان پیشنهاد می‌کند. برخی از فرمول‌های پیشنهادی به شرح زیر است:

۱- زمان تناوب اصلی نوسان جرم متمرکز واقع در انتهای طره لاغر (در صورتی که از جرم طره صرف‌نظر شود) از رابطه زیر بدست می‌آید.

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{P}{gk}} \quad (۱۰-۵)$$

که در آن  $P$  وزن جسم نوسان کننده،  $k = \frac{1}{f}$  و  $f$  تغییر مکان انتهای طره ناشی از اعمال بار واحد در انتهای طره و  $g$  شتاب ثقل زمین است.

۲- زمان تناوب اصلی نوسان جرم متمرکز در انتهای طره لاغر با مقطع یکنواخت (در صورتیکه از جرم طره صرف‌نظر نشود) از رابطه زیر بدست می‌آید:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{P'}{g} \times \frac{l^3}{3EI}} \quad (۱۱-۵)$$

که در آن:

$$P' = P + \frac{33}{140} ql \quad (۱۲-۵)$$

و  $P$  وزن جرم متمرکز،  $q$  وزن واحد طول طره،  $l$  طول طره،  $E$  مدول ارتجاعی و  $I$  ممان اینرسی مقطع است.

۳- زمان تناوب اصلی نوسان منشور که جرم و مقطع آن در ارتفاع یکنواخت باشد از رابطه زیر بدست می‌آید.

$$T = 1.79l^2 \sqrt{\frac{q}{gEI}} \quad (۱۳-۵)$$

که در آن  $q$  وزن واحد طول طره،  $l$  طول موثر،  $E$  مدول ارتجاعی و  $I$  ممان اینرسی مقطع است.

۴- زمان تناوب اصلی نوسان مخروط ناقص از رابطه زیر بدست می‌آید:

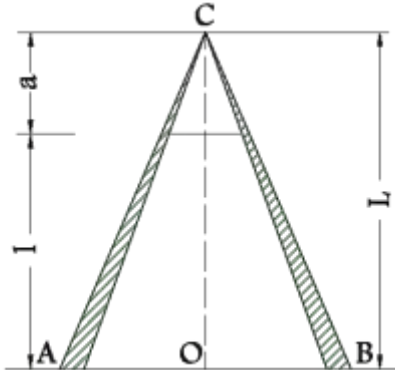
$$T = kl^2 \sqrt{\frac{q}{gEI}} \quad (۱۴-۵)$$

که در آن  $L$  فاصله راس تا تراز کف مخروط،  $l$  ارتفاع مخروط ناقص،  $a$  فاصله راس تا تراز بالای مخروط،  $q$  وزن واحد طول در تراز کف مخروط (مقطع  $AB$ )،  $I$  ممان اینرسی در تراز کف مخروط و  $k$  ضریبی است که مقدار آن در جدول ۴-۵ براساس نسبت  $a/l$  تعیین می‌گردد.

جدول ۴-۵ مقدار ضریب  $k$  براساس نسبت  $a/l$ 

$a/l$	۰/۴	۰/۶	۰/۸	۱
$k$	۱/۲۹	۱/۵	۱/۷	۱/۷۹

در شکل ۹-۵ پارامترهای ذکر شده نشان داده شده است.



شکل ۹-۵ معرفی ویژگی‌های هندسی مربوط به مخروط ناقص

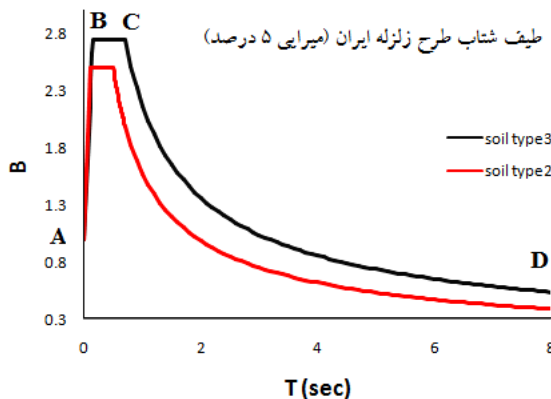
در استاندارد ۲۸۰۰ توصیه شده برای محاسبه زمان تناوب نوسان سازه‌های غیر ساختمانی از روش‌های تحلیل شناخته شده استفاده شود. براساس مدل‌سازی انجام شده ماتریس سختی و ماتریس جرم کل سازه در نرم‌افزار محاسبه می‌شود. برای هر گره در این سازه‌های سه بعدی ۶ درجه آزادی لحاظ می‌شود و ماتریس‌های سختی هر عضو، براساس مفصلی یا گیردار بودن اتصال عضو، در مختصات محلی محاسبه شده در نهایت ماتریس سختی کل در مختصات سراسری با سوار کردن ماتریس‌های سختی محلی پس از انتقال به مختصات سراسری محاسبه می‌شود. همچنین این روند برای محاسبه ماتریس جرم نیز انجام شده ماتریس جرم کلی (در فضای سه بعدی) محاسبه می‌شود. پس از مشخص شدن ماتریس سختی و جرم در فضای سه بعدی مدل در نرم‌افزار، با حل معادله بسامد سیستم در تحلیل مدال دوره تناوب‌های دکل بدست می‌آید. نیروی برش پایه از تقسیم یک نیروی مجازی به نام نیروی ارتجاعی زلزله  $V_e$  بر ضریب رفتار  $R$  بدست می‌آید.

$$V = \frac{V_e}{R} \quad (۱۵-۵)$$

نیروی ارتجاعی زلزله بطورکلی از ضرب شتاب پاسخ سازه در وزن آن بدست می‌آید. شتاب پاسخ خود حاصل ضرب شتاب اوج زمین (که شتاب پایه نامیده می‌شود) در ضریب بازتاب است. پس

$$V_e = AS_a W \quad (۱۶-۵)$$

که A شتاب پایه (شتاب اوج زمین)،  $S_a$  ضریب بازتاب یا طیف طرح بدون بعد برای شتاب W و وزن سازه می‌باشد. استاندارد ۲۸۰۰ ایران شتاب اوج زمین را برای نقاط با لرزه‌خیزی خیلی زیاد، زیاد، متوسط و کم بترتیب ۰/۳۵، ۰/۳، ۰/۲۵ و ۰/۲ (g) معین کرده است. ضریب طیف بازتاب بطور کلی تابعی از تناوب سازه و نوع زمین است و مطابق شکل ۵-۱۰ دارای ۳ بخش مجزای AB (بخش خطی)، BC (بخش ثابت) و CD (بخش هذلولی‌گون) است. هر چه در محور افقی به سمت راست حرکت کنیم دوره تناوب افزایش می‌یابد.



شکل ۵-۱۰ طیف طرح شتاب بدون بعد استاندارد ۲۸۰۰ ایران، منطقه با خطر نسبی زیاد و خیلی زیاد در استاندارد ۲۸۰۰، زمین ساختگاه از نظر نوع سنگ و خاک به چهار نوع تقسیم شده است که خاک نوع I سخت و خاک نوع IV نرم و آبرفتی می‌باشد. سرعت موج برشی متوسط  $V_s$  در فاصله ۳۰ متری در عمق زمین است که با توجه به ضخامت لایه‌های مختلف و سرعت موج برشی در آنها تعیین می‌گردد. برای تعیین سرعت موج برشی می‌توان از رابطه زیر استفاده نمود:

$$V_s = \frac{\sum_{i=1}^n d_i}{\sum_{i=1}^n \frac{d_i}{V_{si}}} \quad (5-17)$$

که در رابطه فوق،  $d_i$  ضخامت لایه  $i$ ام بر حسب متر و  $V_{si}$  سرعت موج برشی در لایه  $i$ ام بر حسب متر بر ثانیه است. تحقیقات انجام شده بیانگر این واقعیت است که در خاک‌های آبرفتی، (خاک نوع IV) میزان تشدید در شتاب‌های کم بیشتر از تشدید در شتاب‌های زیاد می‌باشد. این مسئله به دلیل رفتار غیرخطی خاک در تکان‌های شدید می‌باشد. در جدول ۵-۳ با ارائه دو مقدار برای S برای خاک نوع چهار، به این موضوع پرداخته شده است. مقدار S برای خاک نوع چهار در مناطق با خط نسبی کم و متوسط برابر ۲/۲۵ و در مناطقی با لرزه‌خیزی زیاد و خیلی زیاد برابر ۱/۷۵ می‌باشد. افزایش S باعث افزایش ضریب بازتاب B شده و در نهایت منجر به زیاد شدن مقدار

ضریب زلزله C می‌گردد. با اعمال نیروی برش پایه بیشتر، طبیعتاً سازه سخت‌تر طراحی شده و از بروز پدیده تشدید در این نواحی جلوگیری می‌شود. در جدول ۵-۵ انواع طبقه‌بندی زمین بر حسب سرعت موج برشی در آنها نشان داده شده است.

جدول ۵-۵ انواع طبقه‌بندی زمین بر حسب سرعت موج برشی

نوع زمین	مواد متشکل ساختگاه	حدود تقریبی $V_s$ بر حسب متر بر ثانیه
I	الف) سنگ‌های آذرین (دارای بافت درشت و ریزدانه)، سنگ‌های رسوبی سخت و بسیار مقاوم و سنگ‌های توده‌ای (گنایس-سنگ‌های متبلور سیلیکاته) ب) خاک‌های سخت (شن و ماسه متراکم، رس بسیار سخت) با ضخامت کمتر از ۳۰ متر از روی بستر سنگی	$> 750$
		$375 \leq V_s \leq 750$
II	الف) سنگ‌های آذرین سست، سنگ‌های سست رسوبی، سنگ‌های دگرگون متورق و به طور کلی سنگ‌هایی که بر اثر هوازدگی سست شده‌اند. ب) خاک‌های سست (شن و ماسه متراکم، رس بسیار سخت) با ضخامت بیش از ۳۰ متر	$375 \leq V_s \leq 750$
		$375 \leq V_s \leq 750$
III	الف) سنگ‌های متلاشی شده بر اثر هوازدگی ب) خاک‌های با تراکم متوسط، طبقات شن و ماسه با پیوند متوسط بین دانه‌ای و رس با سختی متوسط	$175 \leq V_s \leq 375$
		$175 \leq V_s \leq 375$
IV	الف) نهشته‌های نرم با رطوبت زیاد بر اثر بالا بودن سطح آب زیرزمینی ب) هر گونه پروفیل خاک که شامل حداقل ۶ متر خاک رس با اندیس خمیری بیشتر از ۲۰ و درصد رطوبت بیشتر از ۴۰ باشد.	$< 175$

**ضریب اهمیت سازه:** در استاندارد ۲۸۰۰ (ویرایش سوم) ساختمان‌ها به چهار گروه با اهمیت‌های مختلف گنجانده شده‌اند.

گروه اول (ساختمان با اهمیت خیلی زیاد): شامل ساختمان‌هایی است که قابل استفاده بودن آنها بعد از زلزله اهمیت خاص دارد و وقفه در بهره‌برداری به طور غیر مستقیم باعث افزایش تلفات می‌گردد، مانند بیمارستان‌ها و درمانگاه‌ها، مراکز آتش‌نشانی، مراکز و تاسیسات آبرسانی، نیروگاه‌ها و تاسیسات برق رسانی، برج‌های مراقبت فرودگاه‌ها، مراکز مخابرات، رادیو و تلویزیون، تاسیسات

انتظامی، مراکز کمک رسانی و ساختمان‌هایی که خرابی آنها موجب انتشار مواد سمی و مضر در کوتاه مدت و دراز مدت برای محیط زیست می‌شوند، جزو این گروه‌اند.

گروه دوم (ساختمان با اهمیت زیاد): این گروه شامل سه دسته زیر است:

✓ ساختمان‌هایی که خرابی آنها موجب تلفات زیاد می‌شود، مانند مدارس، مساجد، استادیوم‌ها، سینما و تئاتر، سالن‌های اجتماعات، فروشگاه‌های بزرگ، ترمینال‌های مسافری و یا هر فضای سرپوشیده که محل تجمع بیش از ۳۰۰ نفر در زیر یک سقف باشد.

✓ ساختمان‌هایی که خرابی آنها موجب از دست رفتن ثروت ملی می‌گردد، مانند موزه‌ها، کتابخانه‌ها و بطور کلی مراکزی که در آنها اسناد و مدارک ملی و یا آثار پر ارزش نگهداری می‌شود.

✓ ساختمان‌ها و تاسیسات صنعتی که خرابی آنها موجب آلودگی محیط زیست و یا آتش سوزی وسیع می‌شود، مانند پالایشگاه‌ها، انبارهای سوخت و مراکز گازرسانی.

گروه سوم (ساختمان با اهمیت متوسط): این گروه شامل کلیه ساختمان‌های مشمول استاندارد ۲۸۰۰ به جز ساختمان‌های عنوان شده در سه گروه دیگر است، مانند ساختمان‌های مسکونی و اداری و تجاری، هتل‌ها، پارکینگ‌های چند طبقه، انبارها، کارگاه‌ها، ساختمان‌های صنعتی و غیره.

گروه چهارم (ساختمان با اهمیت کم): این گروه شامل دو دسته زیر است:

✓ ساختمان‌هایی که خسارات نسبتاً کمی از خرابی آنها حادث می‌شود و احتمال بروز تلفات در آنها بسیار کم است، مانند انبارهای کشاورزی و سالن‌های مرغداری.

✓ ساختمان‌های موقت که مدت بهره برداری از آنها کمتر از ۲ سال است.

با استفاده از جدول ۵-۶ مقدار ضریب اهمیت تعیین می‌شود.

جدول ۵-۶ مقدار ضریب اهمیت

ضریب اهمیت	طبقه بندی ساختمان
۱/۴	گروه ۱
۱/۲	گروه ۲
۱	گروه ۳
۰/۸	گروه ۴

**ضریب رفتار R:** که در برگیرنده آثار و عواملی از قبیل شکل‌پذیری، درجه نامعینی و اضافه مقاومت موجود در سازه است. این ضریب در آیین‌نامه بر حسب سیستم برابر از جدول ۵-۷ تعیین می‌شود.

جدول ۵-۷ مقدار ضریب رفتار همراه با حداکثر ارتفاع مجاز ساختمان

سیستم سازه	سیستم لرزه بر	$R$	$H_m$ (متر)
الف- سیستم دیوارهای بابر	۱- دیوارهای برشی بتن مسلح ویژه	۷	۵۰
	۲- دیوارهای برشی بتن مسلح متوسط	۶	۵۰
	۳- دیوارهای برشی بتن مسلح معمولی	۵	۳۰
	۴- دیوارهای برشی با مصالح بنایی مسلح	۴	۱۵
ب- سیستم قاب ساختمانی ساده	۱- دیوارهای برشی بتن مسلح ویژه	۸	۵۰
	۲- دیوارهای برشی بتن مسلح متوسط	۷	۵۰
	۳- دیوارهای برشی بتن مسلح معمولی	۵	۳۰
	۴- دیوارهای برشی با مصالح بنایی مسلح	۴	۱۵
	۵- مهاربند برون محور فولادی	۷	۵۰
۶- مهاربند هم محور فولادی	۶	۵۰	
پ- سیستم قاب خمشی	۱- قاب خمشی بتن مسلح ویژه	۱۰	۱۵۰
	۲- قاب خمشی بتن مسلح متوسط	۷	۵۰
	۳- قاب خمشی بتن مسلح معمولی	۴	-
	۴- قاب خمشی فولادی ویژه	۱۰	۱۵۰
	۵- قاب خمشی فولادی متوسط	۷	۵۰
	۶- قاب خمشی فولادی معمولی	۵	-
ت- سیستم‌های دوگانه	۱- قاب خمشی ویژه (فولادی یا بتنی) + دیوارهای برشی بتن مسلح ویژه	۱۱	۲۰۰
	۲- قاب خمشی بتنی متوسط + دیوارهای برشی بتن مسلح متوسط	۸	۷۰
	۳- قاب خمشی فولادی متوسط + دیوارهای برشی بتن مسلح متوسط	۸	۷۰
	۴- قاب خمشی فولادی ویژه + مهاربند برون محور فولادی	۱۰	۱۵۰
	۵- قاب خمشی فولادی ویژه + مهاربند هم محور فولادی	۹	۱۵۰
	۶- قاب خمشی فولادی متوسط + مهاربند برون محور فولادی	۷	۷۰
	۷- قاب خمشی فولادی متوسط + مهاربند هم محور فولادی	۷	۷۰
	۸- قاب خمشی فولادی معمولی + مهاربند هم محور معمولی	۶	-
	۹- قاب خمشی فولادی متوسط + مهاربند هم محور معمولی	۷	-
	۱۰- قاب خمشی فولادی متوسط + مهاربند هم محور ویژه	۸	-
	۱۱- قاب خمشی فولادی ویژه + مهاربند هم محور ویژه	۹	-

استفاده از قاب‌های خمشی با شکل‌پذیری معمولی برای ساختمان‌های با «اهمیت خیلی زیاد» و «زیاد» در تمام مناطق لرزه‌خیزی و برای ساختمان‌های با «اهمیت متوسط» در مناطق لرزه‌خیزی ۱ و ۲ مجاز نمی‌باشد. ارتفاع حداکثر این سیستم برای ساختمان‌های «با اهمیت متوسط» در مناطق لرزه‌خیزی ۳ و ۴ به ۱۵ متر محدود می‌گردد. بعد از تعیین ضریب زلزله C با استفاده از رابطه (۵-۲)، توسط رابطه (۵-۱) می‌توان مقدار برش پایه را تعیین نمود. در رابطه (۵-۱)، W وزن موثر سازه می‌باشد که شامل کل وزن مرده بعلاوه درصدی از بار زنده مطابق جدول ۵-۸ می‌باشد.



### ۵-۴-۱- توزیع نیروی برش پایه در ارتفاع ساختمان

نیروی برش پایه محاسبه شده، مطابق رابطه زیر در ارتفاع ساختمان توزیع می‌شود:

$$F_x = (V - F_t) \frac{(w_x h_x^k)}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} \quad (۱۸-۵)$$

که در رابطه فوق،  $F_x$ ، نیروی جانبی در تراز  $x$ ،  $w_i$  وزن طبقه  $i$ ام و  $h_i$  ارتفاع طبقه  $i$ ام از تراز پایه است. پارامتر  $k$  در استاندارد ۲۸۰۰ برابر یک می‌باشد لیکن در برخی از آیین‌نامه‌ها برای در نظر گرفتن اثر مدهای بالاتر مقدار  $k$  برابر دوره تناوب‌های کمتر از  $۰/۵$  ثانیه برابر یک و برای دوره تناوب‌های بزرگتر از  $۲/۵$  ثانیه برابر ۲ و برای دوره تناوب‌های مابین آنها از درون‌یابی خطی استفاده می‌شود. به عبارت دیگر برای دوره تناوب‌های کمتر از  $۰/۵$  ثانیه توزیع نیروی جانبی در ارتفاع به صورت خطی بوده ولی در دوره تناوب‌های بالا توزیع نیروی جانبی به صورت سهمی خواهد بود و سهم طبقات بالا از نیروی جانبی افزایش خواهد یافت. وزن موثر طبقه برای تعیین نیروی جانبی، مانند شکل ۵-۱۱، شامل: وزن دیوارها+ کف+تجهزات + درصدی از بار زنده موجود، می‌باشد. همچنین  $F_t$ ، اثر نیروی شلاقی<sup>۱</sup> می‌باشد. این نیرو در بالاترین تراز اثر داده می‌شود. مقدار نیروی شلاقی از رابطه زیر بدست می‌آید:

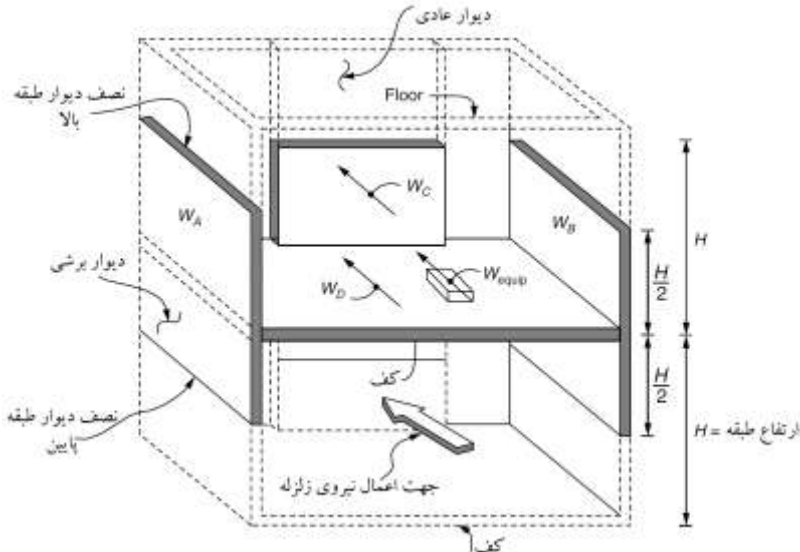
$$F_t = 0.07TV \quad (۱۹-۵)$$

نیروی شلاقی نباید بیشتر از  $0.25V$  در نظر گرفته شود و چنانچه  $T$  (دوره تناوب اصلی) برابر و یا کوچکتر از  $۰/۷$  ثانیه باشد، می‌توان آن را برابر صفر در نظر گرفت. در صورتی که وزن خرپشته کمتر از  $۲۵\%$  وزن بام باشد این نیرو در تراز بام اعمال شده و در غیر اینصورت در تراز خرپشته اعمال می‌شود.

جدول ۵-۸ درصد میزان مشارکت بار زنده

درصد میزان مشارکت بار زنده	محل بار زنده
----	بام‌های شیبدار با شیب $۲۰\%$ و بیشتر
۲۰	بام‌های مسطح یا با شیب کمتر از $۲۰\%$
۴۰	ساختمان‌های مسکونی، اداری، هتل و پارکینگ
۴۰	بیمارستان‌ها، مدارس، فروشگاه‌ها و ساختمان‌های محل اجتماع یا ازدحام
۶۰	انبارها و کتابخانه‌ها
۱۰۰	مخازن آب و یا سایر مایعات و سیلوها

<sup>۱</sup> Whiplash effect



شکل ۵-۱۱ تعیین وزن موثر طبقه

### ۵-۴-۲- برش طبقه و لنگر واژگونی

مقدار برش طبقه در تراز x با جمع نیروهای جانبی در ترازهای بالاتر بدست می‌آید:

$$V_x = F_i + \sum_{i=x}^n F_i \quad (۲۰-۵)$$

همچنین مقدار لنگر واژگونی در تراز x با جمع لنگرهای بالاتر بدست می‌آید:

$$M_x = F_i(h_n - h_x) + \sum_{i=x}^n F_i(h_i - h_x) \quad (۲۱-۵)$$

آیین‌نامه UBC برای محاسبه لنگر مقاوم تنها ۰.۸۵٪ وزن مرده سازه را در نظر می‌گیرد. (مثال) یک ساختمان فولادی ۱۲ طبقه واقع در شهر تبریز را در نظر بگیرید. سیستم مقاوم جانبی آن قاب خمشی فولادی ویژه به‌مراه مهاربند برون محور می‌باشد. ساختمان دارای دو طبقه زیرزمین به ارتفاع ۴/۵ متر و ارتفاع بقیه طبقات ۴ متر است. ابعاد پلان ۲۷/۴ در ۶۴ متر است. با استفاده از مدل‌سازی کامپیوتری، دوره تناوب اصلی سازه برابر ۲ ثانیه تعیین شده است. کاربری ساختمان مسکونی می‌باشد. نوع خاک تیپ II می‌باشد. با استفاده از استاندارد ۲۸۰۰، برش پایه، نیروی جانبی طبقات، لنگر واژگونی، نیروی طراحی دیافراگم و حداکثر تغییر مکان جانبی مجاز طبقات را تعیین نمایید.

حل) وزن موثر لرزه‌ای سازه،  $W$ ، از جمع وزن هر یک از طبقات بدست می‌آید. برای تعیین وزن هر یک از طبقات، فرض می‌نماییم که طبقات به صورت تیپ می‌باشند. وزن موثر هر طبقه شامل وزن ستون‌ها، کف طبقه، سرباز پارتیشن، سقف، تجهیزات مکانیکی و سیستم تهویه هوا و وزن دیوارهای پیرامونی می‌باشد. به صورت تقریبی وزن واحد سطح اسکلت ساختمان فولادی را می‌توان ۶۵ کیلوگرم بر متر مربع در نظر گرفت. همچنین برای در نظر گرفتن وزن اتصالات می‌توان ۷٪ وزن کل اسکلت را در نظر گرفت. بنابراین وزن اتصالات را می‌توان  $0.07 \times 65 = 4.55 \text{ kg/m}^2$  برآورد نمود. بنابراین:

$$\text{وزن واحد سطح سقف کامپوزیت، برابر } 250 \text{ کیلوگرم بر متر مربع و وزن سرباز تیغه‌بندی،} \\ \text{دیوارهای پیرامونی و درصدی از سرباز زنده را برابر } 150 \text{ کیلوگرم بر متر مربع در نظر می‌گیریم.} \\ \text{بنابراین کل وزن موثر هر طبقه برابر است با: } 470 = 70 + 250 + 150 \text{ کیلوگرم بر متر مربع.}$$

مساحت کل زیربنا برابر  $12 \times 27.4 \times 64 = 21043.2 \text{ m}^2$  بوده، بنابراین کل وزن موثر سازه برابر  $21043.2 \times 470 \times 10^{-3} = 9890 \text{ ton}$  می‌باشد. در اینجا برای کوتاهی در مثال، فرض کنید وزن بام، مشابه وزن بقیه طبقات است. وزن موثر هر طبقه برابر است با:

$$W_x = \frac{W}{12} = \frac{9890}{12} = 824 \text{ ton}$$

اطلاعات لرزه‌ای: ساختمان در شهر تبریز ساخته خواهد شد، بنابراین ضریب لرزه‌خیزی برای این شهر برابر ۰/۳۵ شتاب ثقل زمین است. نوع خاک از تیپ II می‌باشد، با رجوع به استاندارد ۲۸۰۰، برای خاک نوع II،  $T_0=0.1$  و  $T_s=0.5$  و  $S=1.5$  می‌باشد. با توجه به سیستم لرزه‌بر، ضریب رفتار سازه  $R=10$  می‌باشد. ارتفاع سازه برابر  $h_n = 2 \times 4.5 + 10 \times 4 = 49 \text{ m}$  است. با استفاده از روابط تجربی داده شده در استاندارد ۲۸۰۰، برای تعیین دوره تناوب تجربی،  $T_A = 0.05 H^{3/4} = 0.93 \text{ sec}$  است. در صورتی که دوره تناوب حاصل از روش تجربی را ۲۵٪ افزایش دهیم نایبستی از دوره تناوبی تحلیلی بیشتر شود. در صورت افزایش نایبستی دوره تناوب کوچکتر ملاک عمل باشد:

$$1.25 \times T_A = 0.93 \times 1.25 = 1.157 < T_B = 2 \text{ sec}$$

بنابراین دوره تناوب ۱/۱۲۷ ثانیه ملاک عمل برای تعیین برش پایه می‌باشد. ضریب بازتاب B به صورت زیر تعیین می‌شود:

$$B = (S+1) \left( \frac{T_s}{T} \right)^{2/3} = (1.5+1) \left( \frac{0.5}{1.157} \right)^{2/3} = 1.43$$

ضریب اهمیت سازه با توجه به نوع کاربری آن برابر یک است. برش پایه براساس استاندارد ۲۸۰۰ به صورت زیر خواهد بود:

$$V = C.W = \frac{ABI}{R}.W = \frac{0.35 \times 1.43 \times 1}{10} \times 9890 = 0.05 \times 9890 = 494.5 \text{ ton}$$

$$V_{\min} = 0.1AIW = 0.1 \times 0.35 \times 1 \times 9890 = 346.15 < 494.5 \text{ ton}$$

چون دوره تناوب سازه از  $0.7$  ثانیه بیشتر است، بنابراین اعمال نیروی شلاقی الزامی است.

$$F_t = 0.07TV = 0.07 \times 2 \times 494.5 \approx 40 \text{ ton} < 0.25 \times 494.5 = 123 \text{ ton}$$

توزیع نیروی جانبی بین طبقات با رابطه زیر تعیین می‌شود:

$$F_x = \frac{(V - F_t)W_x h_n}{\sum_{i=1}^n W_i h_i}$$

به عنوان مثال نیرو جانبی طبقه بام به صورت زیر خواهد بود:

$$F_x \text{ (در بام)} = \frac{(494.5 - 40) \times 40376}{266564} = 68.84 \text{ ton}$$

با توجه به قرار گیری نیروی شلاقی ۴۰ تن، در تراز بام، کل برش ایجاد شده در این طبقه برابر است با:

$$F_{\text{roof}} = 40 + 68.84 = 108.8 \approx 109 \text{ ton}$$

با ضرب برش طبقه در ارتفاع آن می‌توان لنگر واژگونی را تعیین نمود:

$$M_x = F_t(h_n - h_x) + \sum_{i=x}^n F_i(h_i - h_x)$$

نیروهای دیافراگم‌ها در طبقات و بام با استفاده از رابطه زیر تعیین می‌شود:

$$F_{px} = \frac{F_t + \sum_{i=x}^n F_i}{\sum_{i=x}^n W_i} W_{px}$$

به عنوان مثال، نیروی دیافراگم برای تراز یازدهم به صورت زیر است:

$$F_{pn} = \frac{40 + 56.27 + 51.67 + 47.083}{3 \times 824} W_{px} = 0.1125 W_{px}$$

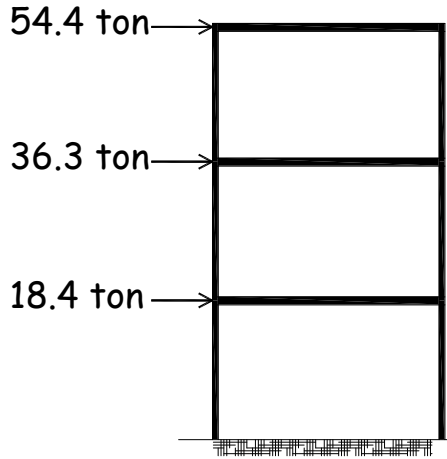
جدول ۵-۹ نتایج بدست آمده از حل مسئله

تراز	$h$ (m)	$w$ (t)	$\Sigma w$ (t)	$wh$	$\frac{wh}{\Sigma wh}$	$F_x$ (t)	$V_x$ (t)	$M_x$ (t.m)	$\frac{F_i + \sum_{i=x}^n F_i}{\sum_{i=x}^n W_i}$	$\Delta_M$ (cm)
بام	49	824	824	40376	0.1515	108.86	108.9	-	0.132	8.00
12	45	824	1648	37080	0.1391	63.22	172.1	435.43	0.104	8.00
11	41	824	2472	33784	0.1267	57.59	229.7	1123.74	0.093	8.00
10	37	824	3296	30488	0.1144	51.99	281.7	2042.39	0.085	8.00
9	33	824	4120	27192	0.102	46.36	328.0	3169.02	0.080	8.00
8	29	824	4944	23896	0.0896	40.72	368.7	4481.09	0.075	8.00
7	25	824	5768	20600	0.0773	35.13	403.9	5956.05	0.070	8.00
6	21	824	6592	17304	0.0649	29.50	433.4	7571.54	0.066	8.00
5	17	824	7416	14008	0.0526	23.91	457.3	9305.02	0.062	8.00
4	13	824	8240	10712	0.0402	18.27	475.5	11134.12	0.058	8.00
3	9	824	9064	7416	0.0278	12.64	488.2	13036.31	0.054	9.00
2	4.5	824	9888	3708	0.0139	6.32	494.5	15233.13	0.050	9.00
1	0	-	-					17458.38		
مجموع		9888		266564	1					

ضریب ۰/۱۱۲۵ را می‌توان به صورت شتاب موثر برای محاسبه نیروی جانبی زلزله در نظر گرفت. در جدول زیر مقادیر محاسبه شده برای هر یک از طبقات نشان داده شده است. برای محاسبه حداکثر جابجایی نسبی طبقات ( $\Delta_M$ )، با توجه به اینکه دوره تناوب سازه بیش از ۰/۷ ثانیه است، حداکثر جابجایی نسبی طبقات برابر ۰/۰۲ ارتفاع طبقه است. به عنوان مثال حداکثر جابجایی نسبی بین طبقه اول و دوم به صورت زیر است:

$$\Delta_M = 0.02h = 0.02 \times 450 = 9 \text{ cm}$$

مثال) با استفاده از رابطه ۲-۸ استاندارد ۲۸۰۰، مقدار دوره تناوب سازه نشان داده شده در شکل ۵-۱۲ را تعیین نمایید. وزن هر طبقه ۴۵۰ تن، سختی طبقه اول ۱۰۰ تن بر سانتیمتر، سختی طبقه دوم ۷۰ تن بر سانتیمتر و سختی طبقه سوم ۵۰ تن بر سانتیمتر می‌باشد. سقف سازه را می‌توان صلب در نظر گرفت.



شکل ۵-۱۲ |

مطابق شکل، نیروهایی بر سازه اعمال می شود و جابجایی‌های سازه تحت بارهای جانبی تعیین می‌شود. با استفاده از رابطه رایلی داریم:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{1}{g} \left[ \frac{w_3 \delta_3^2 + w_2 \delta_2^2 + w_1 \delta_1^2}{F_3 \delta_3 + F_2 \delta_2 + F_1 \delta_1} \right]}$$

$$\delta_1 = \frac{f_3 + f_2 + f_1}{k_1} = \frac{18.4 + 36.3 + 54.4}{100} = 1.091 \text{ cm}$$

$$\delta_2 = \frac{f_3 + f_2}{k_2} + \delta_1 = \frac{18.4 + 36.3}{70} + 1.091 = 1.87 \text{ cm}$$

$$\delta_3 = \frac{f_{32}}{k_3} + \delta_2 = \frac{18.4}{50} + 1.87 = 2.24 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow T = 2\pi \sqrt{\frac{1}{981} \left[ \frac{450 \times 2.24^2 + 450 \times 1.87^2 + 450 \times 1.091^2}{54.4 \times 2.24 + 36.3 \times 1.87 + 18.4 \times 1.091} \right]} = 0.91 \text{ sec}$$

### ۵-۵- تحلیل استاتیکی غیرخطی<sup>۱</sup>

در این قسمت ابتدا تاریخچه و اساس محاسباتی روش تحلیل استاتیکی غیرخطی بارافزون تشریح می‌شود. در ادامه از بین روش‌های یافتن نقطه هدف، دو روش ضرایب تغییرمکان و طیف ظرفیت اصلاح شده معرفی می‌شوند. روش تحلیل استاتیکی غیرخطی در عرض ۳۰ سال گذشته توسط

<sup>۱</sup> Pushover Analysis

فردادی چون، سعیدی و سوزان<sup>۱</sup>، فایفر و گاسپرسیک<sup>۲</sup> و همکاران<sup>۳</sup> ارائه و گسترش داده شده است. این روش با پذیرش در جوامع علمی از جمله جامعه مهندسين سازه کالیفرنیا SEAOC در دستورالعمل‌هایی همچون FEMA-273 که با هدف ارزیابی و مقاوم‌سازی ساختمانهای موجود ارائه شده‌اند و به عنوان روشی در جهت طراحی و ارزیابی تشریح شده است. از بین سایر روش‌های آنالیز که هر یک دارای پیچیدگی‌های خاص خود می‌باشد، این روش به خاطر قابلیت استفاده در روش طراحی بر اساس عملکرد و نیز قابلیت استفاده در سطوح مختلف طراحی جهت ارضای هدف عملکردی مشخص، مورد استقبال قرار گرفته است. صرفه جویی در وقت و هزینه و تخمین قابل قبول آنها در تعیین پاسخ لرزه‌ای در مقایسه با روش‌های تحلیل دینامیکی غیرخطی می‌باشد. با نگاهی به عملکرد ساختمان‌های نامنظم (در ارتفاع و یا پلان) در زلزله‌های گذشته درمی‌یابیم که عملکرد مطلوبی نسبت به ساختمان‌های منظم، از خود نشان نداده‌اند. پس نیاز به ارزیابی بهتر داریم و بهتر این است که این ارزیابی بهتر با روش‌های ساده‌تر که تفسیر ساده‌ای هم داشته باشند همراه باشند. معماران و طراحان بهتر است موضوع منظمی در پیکربندی چه در پلان و چه در ارتفاع را لحاظ کنند تا ساختمان طراحی شده عملکرد خوبی در حین زلزله داشته باشد. با توجه به عملکرد ساختمان‌های نامنظم در زلزله‌های گذشته، آیین نامه‌ها هم توصیه می‌کنند که ساختمان‌ها حتی الامکان منظم طراحی شوند ولی از آنجاییکه ما ناگزیریم در شرایط خاص ساختمان‌های نامنظم طراحی و اجرا کنیم که تعداد آن‌ها هم کم نیست، احساس نیاز به روش‌های ساده‌تر که تفسیر ساده‌ای هم داشته باشند و علاوه بر این از دقت لازم هم برخوردار باشند، بیشتر احساس می‌شود. روش تحلیل استاتیکی فزاینده غیرخطی، روش ساده‌ای است که برای برآورد پاسخ ناشی از رفتار غیرخطی سازه‌ها و اجتناب از انجام تحلیل دینامیکی غیرخطی متداول شده است. با توجه به نتایج نسبتاً قابل قبول به دست آمده از این روش تحلیل بویژه برای سازه‌هایی که مد اول تغییر شکل در آنها حاکم است، می‌توان آن را روش مناسب برای تخمین رفتار سازه دانست. آنچه که بر کارایی این روش می‌افزاید، امکان ترکیب آن با مفاهیم نیاز لرزه‌ای و به دست آوردن تخمین از رفتار و پاسخ سازه طی حرکت شدید زمین دلخواه می‌باشد. با توجه به کاربرد روز افزون این روش برای تخمین پاسخ سازه‌ها، محققان بسیاری به منظور شناخت و کاهش نقاط ضعف و بهبود روش فعالیت نموده‌اند. والی و هریس روش اعمال اثرهای مد بالاتر را به صورت عملی برای سازه‌های موجود پیشنهاد کرده‌اند و کیلار و فایفر استفاده از این روش را برای ساختمان‌های نامنظم بسط داده‌اند. گوپتا و کونات با استفاده از تحلیل Pushover روشی برای

<sup>1</sup> Saiedi and Sozan

<sup>2</sup> Fajfar and Gaspersic

<sup>3</sup> Bracci et al

تعیین تغییر مکان سازه بر پایه طیف پیشنهاد داده‌اند و در دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود این روش و نحوه استفاده از آن گنجانده شده است.

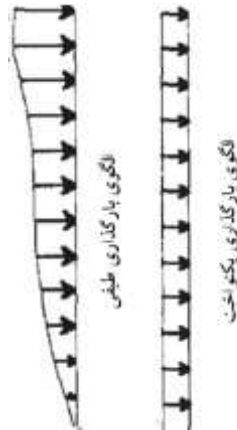
در تحلیل استاتیکی غیرخطی بارافزون ابتدا بار ثقلی با یک ترکیب خاص (مثلا کل بار مرده به اضافه ۲۰٪ بار زنده) بر روی قاب قرار داده می‌شود. پس از انجام یک تحلیل استاتیکی غیرخطی و مشخص شدن تغییرشکل‌های اعضا، نیروی برش پایه بصورت استاتیکی تحت الگوی مشخص در تراز طبقات به تدریج و به صورت فزاینده به سازه اعمال می‌شود، این افزایش از صفر شروع و تا آنجا ادامه پیدا می‌کند که تغییرمکان در یک نقطه خاص (نقطه کنترل) تحت اثر بار جانبی، به مقدار مشخصی (تغییرمکان هدف) برسد و یا مکانیزم خرابی در سازه بوجود بیاید. در این مرحله تغییرشکل‌ها و نیروهای داخلی حاصل از تحلیل استاتیکی غیرخطی بارافزون باید با معیارهای پذیرش مورد بررسی قرار گیرد. این تحلیل می‌تواند به دو روش کامل و ساده انجام شود. در روش کامل، اعضای اصلی و غیراصلی در مدلسازی وارد شده و رفتار غیرخطی آنها تا حد امکان نزدیک به واقعیت انتخاب و اثرات کاهندگی به نحوی وارد محاسبات می‌گردد. در روش ساده شده، فقط اعضای اصلی مدل می‌شوند. رفتار غیرخطی اعضای اصلی توسط مدل دو خطی شبیه‌سازی می‌شود و از اثرات کاهندگی صرف‌نظر می‌گردد. هدف از تحلیل استاتیکی غیرخطی بارافزون، ارزیابی عملکرد مورد انتظار از سیستم سازه‌ای با تخمین نیازهای مقاومت و تغییرشکل آن در زلزله طرح و مقایسه این نیازها با ظرفیت‌های در دسترس در سطوح عملکرد مورد نظر می‌باشد. ارزیابی با توجه به پارامترهای مهم عملکرد، از قبیل تغییرشکل کلی سازه، تغییرشکل‌های بین طبقات، تغییرشکل غیرخطی اعضا، تغییرشکل المان‌ها و نیروهای اتصالات (برای اعضا و اتصالاتی که نمی‌توانند تغییرشکل‌های غیرارتجاعی را تحمل کنند) انجام می‌شود. تحلیل استاتیکی غیرخطی بارافزون می‌تواند به عنوان روشی جهت پیش‌بینی نیازهای تغییرشکلی و نیروهای لرزه‌ای مورد استفاده قرار گیرد.

تحلیل استاتیکی غیرخطی بارافزون بر مبنای این اصل استوار است که پاسخ سازه را می‌توان با پاسخ سیستم یک درجه آزادی با مشخصه‌های معادل شبیه‌سازی نمود. این فرض منجر می‌گردد که پاسخ سازه، تنها وابسته به یک مود تغییرشکلی (شکل مود اول ارتعاش) بوده و شکل آن در طول زمان تحلیل ثابت باقی بماند. البته هر چند هر دو فرض یاد شده ممکن است نادرست به نظر برسد، اما تحقیقات گسترده در طول چند دهه اخیر نشان داده است که برای سازه‌هایی که مود اول نوسان بر پاسخ آنها غالب بوده تخمین‌های خوب و مناسبی از ماکزیمم بازتاب‌های سیستم به کمک این تحلیل بدست می‌آید. مراحل انجام تحلیل استاتیکی غیرخطی بارافزون برای هر یک از قابها به شرح زیر است:



۱- مدل غیرارتجاعی سازه شامل تمام اجزاء و اعضایی که در تعیین جرم، سختی، ظرفیت و پایداری سازه نقش قابل ملاحظه‌ای دارند تهیه شده و تحت بارهای ثقلی قرار داده می‌شود. علت اینکه ابتدا بارهای ثقلی بر سازه اعمال شده سپس بارهای جانبی به مجموعه بارها اضافه می‌شود آن است که در سازه غیرخطی اصل جمع آثار بطور کلی معتبر نمی‌باشد. لذا برای هر ترکیب بارگذاری لازم است تحلیل سازه از ابتدا و بطور کامل انجام شود. بنابراین بارهای ثقلی باید همزمان با بارهای جانبی به سازه اعمال شوند به علاوه در تیرهای با دهانه بلند یا تیرهای تحت بارهای ثقلی بزرگ ممکن است مفصل خمیری در نقطه‌ای غیر از دو انتها ایجاد گردد. از آنجا که به این ترتیب موقعیت مفصل خمیری تابع بار ثقلی می‌شود، لازم است بارهای ثقلی همزمان با بارهای جانبی بر سازه اعمال شوند تا جابجایی مفصل خمیری در اثر بارهای ثقلی تحلیل تحت بارهای جانبی منظور گردد.

۲- علاوه بر بارهای ثقلی، مدل تحلیلی تحت الگوی بار جانبی قرار داده می‌شود. مطابق ضوابط آیین‌نامه بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود بایستی حداقل دو توزیع مختلف بار به سازه اعمال شود (شکل ۵-۱۳).



شکل ۵-۱۳ الگوهای بارگذاری جانبی اعمال شده به قاب

۳- شدت بار جانبی به تدریج افزوده می‌شود و تغییرشکل‌ها و نیروهای داخلی اعضا محاسبه می‌شود تا آنجا که یکی از اعضا آنقدر تغییرشکل دهد که مصالح آن تسلیم شده و سختی آن تغییر کند. سختی عضو تسلیم شده اصلاح شده و بار جانبی مجدداً افزایش داده می‌شود. اصلاح سختی با قرار دادن یک مفصل در محلی که عضو تسلیم شده است، مثلاً در انتهای تیر یا ستون انجام می‌شود.

۴- گام سوم تکرار می‌شود و تعداد بیشتری از اعضا به مقاومت نهایی خود می‌رسند. هر چند میزان بار به تدریج افزایش می‌یابد اما توزیع آن ثابت فرض می‌شود.

۵- تغییرشکل‌ها و نیروهای داخلی در هر گام افزایش نیروی جانبی، محاسبه شده و با گام قبل جمع می‌شود.

۶- افزایش شدت بار تا آنجا ادامه می‌یابد که عملکرد سازه نامطلوب شود یا تغییرمکان جانبی در تراز بام (نقطه کنترل) از تغییرمکان پیش‌بینی شده هنگام زلزله طرح بیشتر شود.

### ۵-۵-۱- مشخصه‌های سیستم یکدرجه آزادی معادل

روش‌های مختلفی جهت تبدیل سیستم چند درجه آزادی به سیستم یک درجه آزادی معادل پیشنهاد شده است ولی بیشتر این روشها بر اساس مود تغییرشکلی و معادله تعادل دینامیکی عمل می‌کنند. این معادله عبارت است از:

$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + \{Q\} = -[M]\{l\}\ddot{u}_g \quad (۲۲-۵)$$

که در آن  $[M]$  ماتریس جرم،  $[C]$  ماتریس میرایی،  $\{u\}$  بردار تغییر مکان نسبی،  $\{Q\}$  بردار نیروی طبقه و  $\ddot{u}_g$  تاریخچه شتابنگاشت زمین است. فرض می‌شود که بردار شکلی  $\{\phi\}$  برحسب تغییرمکان بام ( $u_1$ )، نرمال شده باشد یعنی:

$$\{u\} = \{\phi\}u_1 \quad (۲۳-۵)$$

با جایگزینی رابطه فوق در معادله بالا داریم:

$$[M]\{\phi\}\ddot{u}_1 + [C]\{\phi\}\dot{u}_1 + \{Q\} = -[M]\{l\}\ddot{u}_g \quad (۲۴-۵)$$

تغییرمکان نقطه مرجع سیستم یک درجه آزادی بصورت ذیل تعریف می‌شود.

$$u^r = \frac{\{\phi\}[M]\{\phi\}}{\{\phi\}^T[M]\{l\}}u_1 \quad (۲۵-۵)$$

با ضرب معادله بالا در  $\{\phi\}^T$  و استفاده از رابطه زیر، معادله دیفرانسیل پاسخ سیستم یک درجه آزادی معادل بدست می‌آید.

$$M^r \ddot{u}^r + C^r \dot{u}^r + Q^r = -M^r \ddot{u}_g \quad (۲۶-۵)$$

که در آن،

$$M^r \ddot{u}^r + C^r \dot{u}^r + Q^r = -M^r \ddot{u}_g \quad (۲۷-۵)$$

$$M^r = \{\phi\}^T [M] \{l\} \quad (۲۸-۵)$$

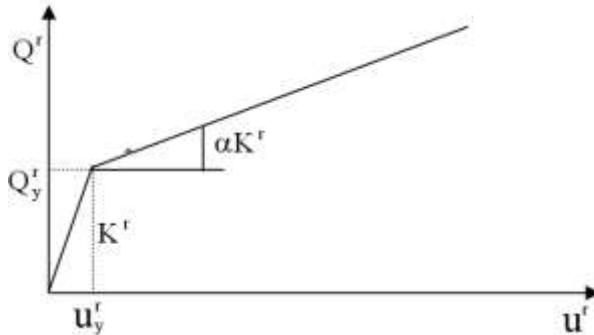
$$Q^r = \{\phi\}^T [P_y] \quad (۲۹-۵)$$

$$C^r = \{\phi\}^T [C] \{\phi\} \frac{\{\phi\}^T [M] \{l\}}{\{\phi\}^T [M] \{\phi\}} \quad (۳۰-۵)$$

که  $[P_y]$  برابر است با نیروی طبقه در حالت جاری شدن است. پررود اولیه سیستم یک درجه آزادی معادل به کمک رابطه زیر قابل محاسبه است.

$$T_{eq} = 2\pi \sqrt{\frac{M^r}{K^r}} \quad (۳۱-۵)$$

در این رابطه  $K^r$  سختی الاستیک سیستم یک درجه آزادی می‌باشد.



شکل ۵-۱۴ نمودار نیرو- تغییرمکان برای سیستم یک درجه آزادی معادل

### ۵-۵-۲- تعیین تغییرمکان هدف در سیستم یک درجه آزادی

پس از آنکه خصوصیات اساسی سیستم یک درجه آزادی معادل معلوم شد، سوال اصلی چگونگی تعیین مقدار تغییرمکان هدف در برآورد عملکرد لرزه‌ای سازه است. تغییرمکان جانبی بام بر اساس رابطه بالا به تغییرمکان سیستم یک درجه آزادی وابسته است بنابراین تغییر مکان هدف را به کمک تخمین تغییرمکان تقاضای سیستم یک درجه آزادی معادل تحت اثر زلزله طراحی می‌توان تعیین نمود. برای یک سیستم الاستیک تغییرمکان تقاضا به کمک طیف تغییرمکان الاستیک و برای یک سیستم غیرالاستیک براساس طیف تغییرمکان غیرالاستیک قابل محاسبه است. تعیین اطلاعات مربوط به طیف غیرالاستیک تقاضا، برآوردی از نسبت مقاومت الاستیک تقاضا به مقاومت جاری شدن سیستم یک درجه آزادی را فراهم می‌آورد که در اصطلاح به ضریب  $R$  موسوم است. از آنجا که طیف غیرالاستیک معمولاً از سیستم با جرم واحد بدست می‌آید، طرفین رابطه بالا بر  $M^r$  تقسیم شده تا معادله دیفرانسیل سیستم یک درجه آزادی با جرم واحد ( $M=1$ ) حاصل آید.

$$\ddot{u}^r + \frac{C^r}{M^r} \dot{u}^r + \frac{Q^r}{M^r} = -\ddot{u}g \quad (۳۲-۵)$$

رابطه فوق ارتباط بین پاسخ سیستم یک درجه آزادی با جرم واحد را با پیرو و مقاومت جاری شدن آن بیان می‌کند. مقاومت جاری شدن در سیستم یک درجه آزادی معادل بصورت زیر تعریف می‌شود.

$$F_{y.ep} = \frac{Q^r}{M^r} \quad (۳۳-۵)$$

اگر طیف پاسخ الاستیک معلوم باشد مقاومت الاستیک تقاضای سیستم یک درجه آزادی معادل به کمک رابطه زیر محاسبه می‌شود.

$$F_{e.eq} = S_a(T_{eq}) \quad (۳۳-۵)$$

که در آن  $S_a(T_{eq})$  مقدار طیف شتاب الاستیک در پیرو سیستم است. حال ضریب  $R$  به کمک رابطه زیر قابل محاسبه است.

$$R = \frac{F_{e.eq}}{F_{y.eq}} = \frac{S_a(T_{eq})M^r}{Q^r} \quad (۳۴-۵)$$

در مورد ضریب  $R$  و تغییرمکان هدف باید گفت هر دو پارامتر وابسته به انتخاب بردار شکلی  $\{\phi\}$  می‌باشند. اکثر محققان در این زمینه معتقدند که از پروفیل تغییرمکان نرمال شده در تغییرمکان هدف به عنوان بردار شکلی استفاده شود. از آنجا که تغییرمکان از قبل معلوم نیست یک روند تکراری جهت انتخاب این نوع بردار شکل مورد نیاز است. اما با توجه به سادگی و صرفه‌جویی زمانی که تحلیل استاتیکی غیرخطی بارافزون در انجام عملیات و زمان محاسبات به همراه خود دارد این عمل مشکل خاصی را ایجاد نمی‌نماید. مطالعات مختلف نشان داده است که اختلاف بین  $T_1$  (پیرو مود اول ارتعاش سازه) و  $T_{eq}$  معمولاً اندک است و اثر آن بر روی تغییرمکان هدف قابل صرفنظر است مگر آنکه طیف طرح به تغییرات کوچک پیرو به میزان زیادی حساس باشد. ساده سازی‌های انجام شده در انتخاب بردار شکلی نیز توسط محققان پذیرفته شده است. تحقیقات نشان داده که کاربرد یک بردار شکلی از پیش معلوم مانند بردار شکلی مبتنی بر اولین پیرو ارتعاش سازه در حالت الاستیک، نتایج قابل قبولی را در تخمین تغییرمکان هدف بدست داده است. حتی در مورد ساختمان‌هایی که دارای طبقه نرم بوده‌اند استفاده از بردار شکلی خطی، نتایج بهتری را نسبت به بردار شکلی متناظر با تغییرشکل سازه در ماکزیمم تغییرمکان، حاصل نموده است.

در روش استاتیکی غیرخطی بارافزون نیروهای جانبی به طور افزایشی به مدل اعمال می‌شود تا تغییرمکان گره کنترل آن (معمولاً محل این گره در بام سازه است) از تغییرمکان هدف که در واقع تخمینی از حداکثر تغییرشکل احتمالی است که در زلزله طرح در بام سازه ایجاد می‌شود، تجاوز کند. هنگام تحلیل تغییرشکل‌های سازه و نیروهای داخلی اعضا به طور پیوسته کنترل می‌شود. این روش مشابه روش استاتیکی خطی است ولی با دو تفاوت مهم، اول آنکه در روش استاتیکی غیرخطی بارافزون، رفتار غیرخطی بار- تغییرشکل اعضای سازه مستقیماً در مدل ریاضی منظور می‌شود و ثانياً در روش استاتیکی غیرخطی بارافزون، اثر زلزله که به صورت تغییرمکان هدف مشخص می‌شود بیشتر از اثر متناظر آن است که به صورت برش پایه معادل در روش استاتیکی خطی مشخص می‌شود. نیروی طراحی و نیاز تغییرشکل در هر عضو برای تغییرمکان‌های زلزله

محاسبه می‌شوند و عملکرد سازه با مقایسه نیروی محاسبه شده و تغییرشکل مورد نیاز با ظرفیت‌های در دسترس، ارزیابی می‌شود.

هرچند روش استاتیکی غیرخطی نسبت به روش استاتیکی خطی از حجم عملیاتی بیشتری برخوردار است، اما معمولاً دیدگاه‌های مطمئن‌تری نسبت به رفتار غیرخطی مورد انتظار در سازه ایجاد می‌کند و تبعاً اطلاعات طراحی بهتری در اختیار طراح قرار می‌دهد.

### ۵-۵-۳- روش‌های متداول تخمین تغییرمکان هدف

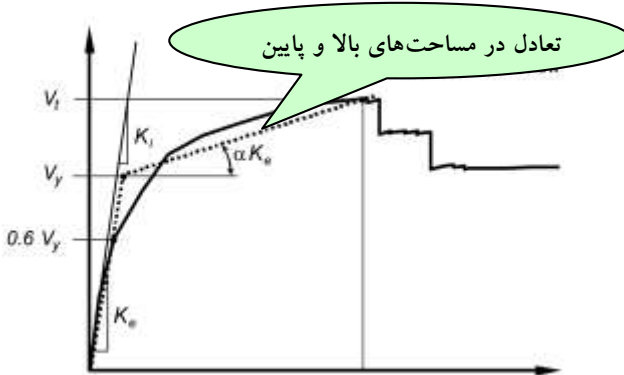
ضرایب تغییرمکان، طیف ظرفیت، سکانت، MMP و روش N2 از جمله روش‌های رایج جهت محاسبه تغییرمکان هدف می‌باشند. در این اینجا روش‌های ضرایب تغییرمکان و طیف ظرفیت اصلاح شده با تکنیک خطی‌سازی معادل برای بدست آوردن تغییرمکان هدف نشان داده می‌شوند.

### ۵-۵-۴- تعیین تغییرمکان هدف با استفاده از روش ضرایب تغییرمکان

روش ضرایب تغییرمکان اولین بار توسط کراوینکر<sup>۱</sup> استاد دانشگاه استانفورد، در سال ۱۹۹۶ ارائه شد و بعد از آن توسط شورای تکنولوژی کاربردی آمریکا (ATC) در آیین‌نامه FEMA-273 گنجانده شد. در این روش، تغییرمکان هدف از حاصل ضرب تغییرمکان طیفی الاستیک متناظر با پیرو مود اول ارتعاش ساختمان در مجموعه‌ای از ضرایب بدست می‌آید. این ضرایب معرف نسبت تغییرمکان طیفی به تغییرمکان بام، نسبت تغییرمکان الاستیک به تغییرمکان غیرالاستیک، اثرات مربوط به منحنی پاسخ سازه و اثرات مربوط به  $P\Delta$  دینامیکی بر روی پاسخ تغییرمکان می‌باشد. روش ضرائب تغییرمکان در آیین‌نامه FEMA-273 و دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود، تشریح شده است.

در این روش تغییرمکان نیاز به صورت مستقیم به دست آورده می‌شود.

<sup>1</sup> Krawinkler



شکل ۵-۱۵ نمایش دوطرفی منحنی ظرفیت و محاسبه سختی مؤثر

به منظور محاسبه سختی جانبی مؤثر  $K_e$  و برش تسلیم مؤثر  $V_e$  باید با یک مدل رفتار دو خطی ساده جایگزین شود. برای این منظور بایستی خط تقریباً مماس با قسمت اول منحنی ظرفیت رسم شود. برای رسم این خط با سختی مؤثر  $K_e$ ، این خط باید از نقطه متناظر با  $0.6V_y$  روی منحنی ظرفیت عبور کند. که  $V_y$  برش متناظر با نقطه محل تلاقی دو خط (خطوط با سختی  $K_e$  و  $K_s$ ) می‌باشد. به دلیل مشخص نبودن  $V_y$  در ابتدای کار، طی مراحل فوق نیاز به سعی و خطا دارد. بدین ترتیب که پس از رسم خط با سختی  $K_e$  و  $V_y$  مشخص می‌شود و پس از آن نقطه تلاقی خط با سختی  $K_e$  با منحنی ظرفیت از جهت داشتن مشخصات  $0.6V_y$  کنترل می‌گردد. خط با سختی  $K_s$ ، نشانگر سختی متوسط در ناحیه افت مقاومت می‌باشد. پریود اصلی مؤثر  $T_e$  از فرمول زیر محاسبه می‌شود.

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} \quad (۳۵-۵)$$

که در آن،  $T_i$ ، پریود اصلی ارتجاعی است که از تحلیل دینامیکی ارتجاعی سازه به دست می‌آید،  $K_i$ ، سختی جانبی ارتجاعی سازه،  $K_e$ ، سختی جانبی مؤثر سازه (سختی سکانت در ۶۰ درصد از مقاومت تسلیم سازه

#### ۵-۵-۵ تعیین تغییر مکان هدف با استفاده از روش طیف ظرفیت (CSM)

روش طیف ظرفیت در سال ۱۹۸۷ به منظور برآورد لرزه‌ای ساختمانهای موجود توسط فری من<sup>۱</sup> ارائه شد و در سال ۱۹۹۶ توسط شورای تکنولوژی کاربردی آمریکا جهت برآورد لرزه‌ای ساختمانهای بتنی در آیین‌نامه ATC-40 وارد گردید. ابتدا در این روش منحنی ظرفیت سازه چند

<sup>۱</sup> Freeman

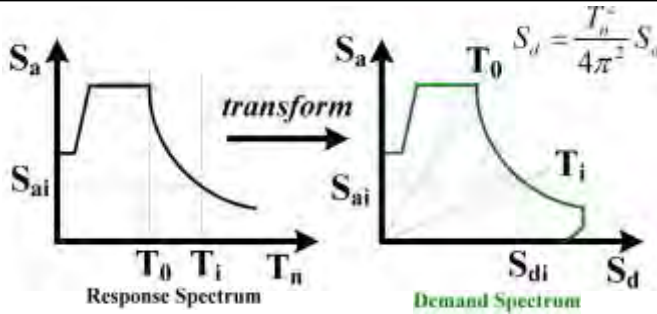
درجه آزادی (منحنی بارافزون)، با این فرض که پروفیل تغییرشکل یافته سازه را می‌توان با شکل تغییرمکان آن در مود اول ارتعاش نمایش داد بدست می‌آید. برای منظور کردن انرژی مستهلک شده بواسطه رفتار غیرخطی ساختمان حین زلزله، به کمک منحنی ظرفیت مقدار میرایی مؤثر تعیین می‌گردد. سپس به کمک طیف طرح، نمودار<sup>۱</sup> ADRS یا طیف‌شتاب در مقابل طیف تغییرمکان بدست می‌آید و سرانجام از محل تقاطع دو منحنی ظرفیت و منحنی تقاضا نقطه عملکردی که متناظر با تغییرمکان هدف می‌باشد بدست می‌آید. بایستی به این نکته اشاره کرد که در این تحقیق از آخرین اصلاحاتی که بر این روش در آیین‌نامه FEMA-44 در قالب تکنیک خطی‌سازی معادل<sup>۲</sup> ارائه شده، استفاده شده است. منحنی ظرفیت (نیرو- تغییرمکان) سازه از تحلیل استاتیکی غیرخطی بارافزون با فرض غالب بودن مد اول حاصل می‌شود. تقاضای زلزله نیز توسط طیف پاسخ  $S_d$  بر حسب  $S_d$  تعریف می‌شود. با توجه به وابسته بودن روش طیف ظرفیت به تحلیل استاتیکی غیرخطی بارافزون، در این روش لازم است که تغییرمکان هدف معلوم باشد. موقعیت نقطه هدف در این روش باید دو شرط زیر را ارضا کند: اول اینکه روی طیف ظرفیت سازه بیفتد تا نشان دهنده موقعیت سازه در جابجایی هدف باشد و دوم اینکه این نقطه باید روی منحنی نیاز طیفی که از طریق کاهش طیف طرح الاستیک بدست می‌آید و نشان دهنده نیاز غیرخطی در جابجایی یکسان سازه‌ای می‌باشد، بیفتد. در این روش تعیین نقطه عملکرد مستلزم یکسری عملیات سعی و خطا جهت ارضای هر دو شرط مشخص شده فوق می‌باشد. به طور کلی آیین‌نامه<sup>۳</sup> ATC40 سه روش (A، B و C) را که مبتنی بر روابط یکسانی هستند برای بدست آوردن نقطه هدف ارائه می‌دهد. در ادامه روش سوم (C)، با در نظر گرفتن تکنیک خطی‌سازی معادل به صورت مختصر تشریح می‌شود.

طیف‌های پاسخ آیین‌نامه‌ای شامل محدوده‌های ثابت شتاب، سرعت و تغییرمکان هستند که در قالب یک منحنی شتاب- پیرو ارائه شده‌اند. این شکل طیف، جهت روش‌های طراحی بر اساس نیرو (یا مقاومت) مناسب است. اما در تحلیل غیرخطی هم نیرو و هم تغییرمکان مهم هستند، لذا طیف‌ها باید به صورت منحنی شتاب - تغییرمکان که ADRS نامیده می‌شود، رسم گردند. پیرو در منحنی‌های ADRS توسط مجموعه‌ای از خطوط شعاعی گذرنده از مبدا مختصات، نمایش داده می‌شود. جهت تبدیل طیف از حالت استاندارد  $(T - S_d)$ ، به شکل ADRS تعیین مقدار  $S_{di}$  متناظر با  $T_i - S_{ai}$  در هر نقطه از منحنی، لازم است محاسبه می‌شود.

$$S_d = \frac{T_i^2}{4\pi^2} S_{ai} \quad (۳۶-۵)$$

<sup>۱</sup> Acceleration-Displacement Response Spectra

<sup>۲</sup> Equivalent Linearization



شکل ۵-۱۶ طیف‌های تقاضا و *ADRS*

در این روش جهت منظور کردن رفتار غیرالاستیک، با استفاده از مفهوم میرایی موثر ویسکوز ( $\xi_{eff}$ ) طیف پاسخ الاستیک، کاهش داده می‌شود. نتیجه، تعیین ضرائب کاهش طیفی جهت به دست آوردن منحنی‌های طیف با شکل‌پذیری ثابت (طیف‌های پاسخ غیرالاستیک) خواهد بود. ( $\xi_{eff}$ ) با میرایی هیسترتیک و ویسکوزیته ذاتی ساختمان تعریف می‌شود.

روش آنالیز استاتیکی غیر خطی (پوش‌آور) روش مناسبی است جهت بررسی و تحلیل سازه در محدوده غیر خطی می‌باشد. در این روش بار بصورت مرحله‌ای به سازه وارد می‌شود و تا رسیدن به حداکثر بار و مکانیزم شدن سازه (با اصلاح مقادیر سختی سازه) تداوم پیدا می‌کند و یا می‌توان با تخمین حداکثر تغییر مکان‌های سازه مشخص کردن آن در برنامه کامپیوتری، اعمال بار را تا رسیدن به این تغییر مکان ادامه داد. در هر دو حالت، محل و ترتیب بروز مفصل‌ها (خمشی، برشی و ...) در گام‌های متفاوت قابل بررسی و مشاهده است. اگر این محل‌ها مناسب نباشد می‌بایست طراحی سازه را تغییر داد و مجدداً پوش‌آور را انجام داد و یا می‌توان برای سازه‌های ساخته شده با استفاده از این روش می‌توان مقاوم سازی را انجام داد. این روش در مدارک <sup>1</sup>FEMA-273 موجود می‌باشد. بطور خلاصه در نرم‌افزارهای موجود برای استفاده از این روش می‌بایست مراحل زیر را انجام داد:

- ☒ معرفی خصوصیات مفصل‌ها: در برنامه *ETABS*، پیش فرض‌هایی برای انواع مفصل‌های غیرخطی لنگر  $M$  برش  $V$  و ... وجود دارد که می‌توان آن را تغییر داد.
- ☒ نسبت دادن مفاصل به اعضا: خرابی یک تیر در یک قاب خمشی در اثر بالا رفتن مقادیر لنگر و برش در دو سر تیر و در نتیجه بروز مفصل‌های پلاستیک خمش و برش در دو انتها می‌باشد. لذا می‌بایست مفصل‌های برشی و خمشی را به دو انتهای تیر نسبت داد. اختصاص دادن مفصل‌های محوری  $P$  و مفصل‌های  $PMM$  می‌تواند تشکیل شوند.

<sup>1</sup> Federal Emergency Management Agency



- ☒ تعیین تغییر مکان حداکثر: همانگونه که مطرح شد بار را می‌توان تا مرحله‌ای که سازه مکانیزم شود ادامه داد. لیکن آنچه برای طراح مهم است این است که محل تشکیل مفصل‌ها را در حداکثر تغییر مکان سازه داشته باشد. لذا به منظور تعیین تغییر مکان هدف می‌توان از روش مدل الاستیک سازه و یا طیف ظرفیت استفاده نمود.
- ☒ انجام دادن تحلیل و بررسی نتایج: پس از تحلیل می‌توان در مراحل مختلف نحوه تشکیل و توزیع مفاصل را مشاهده و به بررسی یا اصلاح سازه اقدام نمود. بدیهی است با تغییر در ابعاد سازه محل تشکیل مفاصل تغییر خواهد کرد.

### ۵-۶- روش تحلیل طیفی

در این روش، تحلیل دینامیکی سازه با فرض رفتار خطی آن انجام شده و مدهای نوسان در آن تعیین می‌گردد. کلیات روش تحلیل طیفی که مبتنی بر تعیین فرکانس‌های ارتعاش آزاد است، در فصل دوم تشریح شد. همانطور که گفته شد با بسط دترمینان رابطه ۲-۸۱، در سیستمی با  $N$  درجه آزادی، به معادله جبری درجه  $N$  با پارامتر فرکانس  $\omega^2$  خواهیم رسید. تعداد  $N$  ریشه این معادله  $(\omega_1^2, \omega_2^2, \omega_3^2, \dots, \omega_N^2)$  نشان‌دهنده فرکانس‌های  $N$  مد ارتعاشی سیستم هستند که در سیستم می‌توانند بوجود آیند. هر مد دارای یک فرکانس می‌باشد. تحلیل دینامیکی سازه‌ها مبتنی بر تعیین ماتریس‌های جرم، میرای و سختی سیستم می‌باشد. در تمام نرم‌افزارهای تجاری موجود برای انجام یک تحلیل دینامیکی قبل از پردازش اطلاعات این ماتریس‌ها ایجاد شده و سپس سازه مدل شده، تحلیل می‌شود. شاید مهمترین بخش یک تحلیل دینامیکی برای سازه‌ها بدست آوردن این ماتریس‌ها است.

ماتریس سختی: اعمال یک جابجایی واحد به صورت جداگانه در هر یک از درجات آزادی، در حالی که جابجایی بقیه درجات آزادی صفر باشد. به عبارت دیگر برای تعیین ماتریس سختی یک سیستم، ابتدا هر یک از درجات آزادی را به اندازه واحد جابجا می‌نماییم، به طوری که بقیه درجات آزادی از جای خود حرکت نمایند (ثابت باشند)، حال نیروهایی که در سیستم برای نگه داشتن آنها مورد نیاز هستند، معرف سختی می‌باشد.

ماتریس میرایی: اعمال یک سرعت واحد به صورت جداگانه در هر یک از درجات آزادی، در حالی که سرعت بقیه درجات آزادی صفر باشد. به عبارت دیگر برای تعیین ماتریس میرایی یک سیستم ابتدا هر یک از درجات آزادی را با سرعت واحد وادار به حرکت می‌نماییم به طوری که بقیه درجات آزادی از جای خود حرکت نمایند، حال نیروهای میرایی که در سیستم برای نگه داشتن آن مورد نیاز هستند، معرف میرایی سیستم می‌باشد.

ماتریس جرم: اعمال یک شتاب واحد به صورت جداگانه در هر یک از درجات آزادی، در حالی که سرعت بقیه درجات آزادی صفر باشد. در این حالت نیروهای شتاب به وجود آمده در هر یک از درجات آزادی، برای ثابت نگه داشتن بقیه درجات آزادی، معرف جرم سازه می‌باشد. دو کنترل سریع برای سیستم‌های خطی وجود دارد: اول آنکه تمام اعضاء واقع در روی قطر اصلی ماتریس مثبت هستند و ماتریس‌های جرم، میرایی و سختی بایستی به صورت متقارن<sup>۱</sup> باشند. به عنوان مثال در ماتریس سختی مولفه  $k_{ij}=k_{ji}$  می‌باشند. برای تعریف مدل‌های ریاضی بیشتر مسائل عملی که با آنها مواجه می‌شویم به روش المان محدود نیاز هست. روش المان محدود را می‌توان برای سیستم‌هایی که دارای میرایی‌های بالایی هستند رابطه سازی نمود، ولی این روش بیشتر برای سیستم‌هایی که دارای میرایی کمی هستند مورد استفاده قرار می‌گیرد.

در مورد مسائل طراحی، مشخصات مورد جستجو حداکثرهای پاسخ سیستم است. بنابراین اگر حل معادلات حرکت مدها و بدست آوردن تاریخچه زمانی کامل پاسخ‌ها مورد لزوم نباشد، عملیات محاسباتی به مقدار قابل توجهی ساده می‌شود و حداکثرهای پاسخ یک سازه نسبت به حرکت زمین در زلزله را می‌توان از طیف واکنش طراحی بدست آورد. با در دست داشتن پریودهای طبیعی سازه و منحنی‌های شتاب طیفی، مقادیر برش پایه برای درصد میرایی مفروض و برای هر مد بر حسب وزن (یا جرم) شرکت کننده در آن مد محاسبه می‌شود و سپس برش پایه هر مد به صورت نیروهای موثر بر حسب شکل آن مد، در محاذات طبقات سازه (یا بر اعضا و عناصر مقاوم) توزیع می‌گردد. در هنگام اثر نمودن زلزله به پای سازه با چند درجه آزادی، تغییر شکل جانبی سازه ترکیبی از اثر تمام شکل‌های مدی سازه است، لیکن مدهایی که زمان تناوب طبیعی آنها به زمان تناوب ارتعاش زمین نزدیکتر باشد، بیشتر بر روی تغییر شکل سازه اثر می‌گذارند. برای اغلب ساختمان‌ها مشارکت مدهای بالاتر (فرکانس بالاتر، زمان تناوب کمتر) نسبت به مدهای پایین‌تر ناچیز بوده و قابل اغماض‌اند. لیکن برای ساختمان‌های بلند و یا ساختمان‌های با زمان تناوب اصلی زیاد و یا ساختمان‌های نامنظم اهمیت مدهای دوم، سوم و بالاتر ارتعاشی زیاد بوده و این مدها می‌توانند بر روی بازتاب مورد نظر تأثیر عمده بگذارند. اهمیت مشارکت هر مد ارتعاشی به ویژگی‌های مدل ساختمان و ویژگی‌های طیف بازتاب بستگی دارد. مراحل انجام تحلیل طیفی بصورت زیر است:

۱- با استفاده از اصول دینامیک سازه‌ها، زمان تناوب و شکل‌های مدی برای مدهای عمده سازه محاسبه می‌گردد.

۲- جرم مودی  $M_i$  برای مد  $i$ ام از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

<sup>1</sup> Symmetrical

$$M_i = \sum_{j=1}^n m_j \phi_{ji}^2 \quad (۳۷-۵)$$

در رابطه فوق  $\phi_{ji}$  دامنه جابجایی درجه آزادی زام وقتیکه مد نام اتفاق می‌افتد و  $m_j$  جرم مربوط به درجه آزادی زام است.

۳- ضریب تحریک  $L_i$  مد نام مطابق با رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$L_i = \sum_{j=1}^n m_j \phi_{ji} \quad (۳۸-۵)$$

وزن موثر سازه در مد نام برابر:

$$W_i = \frac{L_i^2}{M_i} g \quad (۳۹-۵)$$

در هر یک از دو امتداد متعامد سازه باید حداقل سه مد اول نوسان یا تمام مدهای نوسان با زمان تناوب بیشتر از  $0.4$  ثانیه و یا تمام مدهای نوسانی که مجموع جرم‌های مؤثر آنها بیشتر از  $90$  درصد جرم کل سازه است، هر کدام که تعدادشان بیشتر است در نظر گرفته شود.

۴- برای هر مد  $i$  با استفاده از منحنی طیف بازتاب شتاب به‌ازای زمان تناوب ویژه آن مد  $T_i$ ، شتاب طیفی  $S_{ai}$  قرائت شود.

۵- در این مرحله انواع پاسخ‌های سازه در مد  $i$  را می‌توان بدست آورد.

۱-۵- محاسبه بردار تغییر مکان مدی سازه:

$$y_i = \phi_i \frac{L_i}{M_i} \frac{S_{ai}}{\omega_i^2} \quad (۴۰-۵)$$

۲-۵- محاسبه بردار شتاب مدی حرکت:

$$\ddot{y}_i = \phi_i \frac{L_i}{M_i} S_{ai} \quad (۴۱-۵)$$

برای مد نام، حرکت جرم زام برابر است با:

$$y_{ji}(t) = \phi_{ji} y_i(t) \quad (۴۲-۵)$$

۳-۵- محاسبه بردار نیروی مدی درجه آزادی:  $q_{ji}$  نیروی اینرسی وارد به جرم  $m_j$  در مد نام برابر است با:

$$q_{ji} = m_j (\ddot{u}_j)_{\max} = m_j \phi_{ji} \frac{L_i}{M_i} S_{ai} \quad (۴۳-۵)$$

بنابراین تلاش برشی وارد بر پی در مد نام برابر است با:

$$Q_i = \sum_{j=1}^n q_{ji} = \frac{\left( \sum_{j=1}^n m_j \phi_{ji} \right)^2}{\sum_{j=1}^n m_j \phi_{ji}^2} S_{ai} = \frac{L_i^2}{M_i} S_{ai} \quad (۴۴-۵)$$

با جایگزینی  $Q_i$  در رابطه ۴۳-۵ داریم:

$$q_{ji} = \frac{m_j \phi_{ji}}{\sum_{j=1}^n m_j \phi_{ji}} Q_i \quad (۴۵-۵)$$

رابطه فوق در واقع توزیع نیروی  $Q_i$  را نشان می‌دهد. اکنون که نحوه محاسبه پارامترهای مورد نظر مانند جابجایی، نیروی اینرسی، شتاب و تلاش برشی پی را در مد آم بررسی کرده‌ایم، باید توجه نمود که مدهای مختلف با هم به نقطه اوج نمی‌رسند. از این رو برای ترکیب اثر مدها از روش تقریبی جذر مجموع مربعات<sup>۱</sup> (SRSS) (رابطه (۴۶-۵)) و یا ترکیب مربعی کامل<sup>۲</sup> (CQC) (رابطه (۴۷-۵)) استفاده می‌شود.

$$r = \sqrt{r_1^2 + r_2^2 + r_3^2 + \dots} \quad \text{روش تقریبی جذر مجموع مربعات} \quad (۴۶-۵)$$

که  $r_i$  پارامتر مورد نظر در مد آم است. مثلاً جابجایی جرم زام برابر است با:

$$u_j = \sqrt{u_{1j}^2 + u_{2j}^2 + u_{3j}^2 + \dots} \quad (۴۷-۵)$$

$$r = \sqrt{\sum_{n=1}^N r_n^2 + 2 \sum_{n=1}^{N-1} \sum_{m=n+1}^N \rho_{nm} r_n r_m} \quad \text{ترکیب مربعی کامل}$$

که  $N$  تعداد مدهای تحت بررسی،  $m$  و  $n$  شاخص مدهای انتخاب شده و  $\rho_{nm}$  برابر:

$$\rho_{nm} = \frac{8\xi^2(1+k)k^{1.5}}{(1-k^2)^2 + 4\xi^2k(1+k)^2} \quad k = \frac{T_m}{T_n} \quad (۴۸-۵)$$

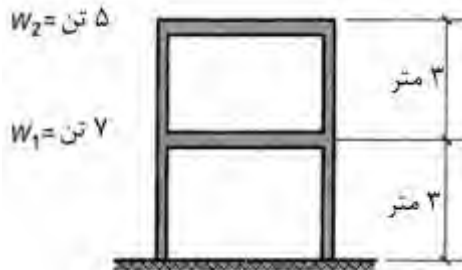
که  $\xi$  استهلاک سازه است. اگر زمان تناوب مدهای انتخاب شده بقدر کافی از هم دور باشند تداخل اثر مدها کاهش یافته و رابطه جذر مجموع مربعات از دقت قابل قبولی برخوردار است. بنابه توصیه استاندارد ۲۸۰۰ چنانچه نسبت دو مد  $(\frac{T_m}{T_n})$  از  $0.67$  تجاوز نکند می‌توان از رابطه جذر مجموع مربعات استفاده کرد و اگر این نسبت از  $0.67$  بیشتر باشد لازم است برای ترکیب مدها از ترکیب مربعی کامل استفاده کرد.

مثال) یک قاب دوبعدی بتنی به صورت قاب خمشی با شکل‌پذیری متوسط، همانند شکل ۵-۱۷ در نظر بگیرید. سقف را می‌توان به صورت صلب در نظر گرفت و کل جرم هر طبقه را در مرکز جرم آن به صورت متمرکز در نظر گرفت. ارتفاع هر طبقه ۳ متر، ممان اینرسی ترک خورده ستون‌ها ۶۷۵۰۰ سانتیمتر به توان چهار، وزن موثر (بار مرده + درصدی از بار زنده) طبقه اول ۷ تن و طبقه دوم ۵ تن و ضریب ارتجاعی بتن برابر  $\frac{kg}{cm^2} = 2 \times 10^5 E_c$  می‌باشد. دوره تناوب هر یک از مدها را تعیین نموده و همچنین شکل هر مد را ترسیم نمایید. برش پایه بدست آمده از روش

<sup>1</sup> Square Root of Sum of Squares

<sup>2</sup> Complete Quadratic Combination

طیفی را با برش پایه بدست آمده از روش تحلیل استاتیکی معادل مقیاس نمایید. پای ستون‌ها گیردار است. نوع خاک III، لرزه‌خیزی خیلی زیاد و کاربری مسکونی می‌باشد.



شکل ۵-۱۷ مشخصات قاب دو طبقه

حل) ابتدا تحلیل استاتیکی معادل را مطابق با استاندارد ۲۸۰۰ انجام می‌دهیم. با توجه به نوع خاک III و لرزه‌خیزی خیلی زیاد، با مراجعه به جدول ۳ استاندارد ۲۸۰۰،  $T_s=0.7$ ،  $T_0=0.15$ ،  $S=1.75$  بدست می‌آید. دوره تناوب تجربی به صورت زیر می‌باشد:

$$T = 0.07H^{3/4} = 0.07 \times 6^{3/4} = 0.27 \text{ sec}$$

$$0.15 < T = 0.27 \text{ sec} < 0.7 \Rightarrow B = S + 1 = 1.75 + 1 = 2.75$$

$$C = \frac{ABI}{R} = \frac{0.35 \times 2.75 \times 1}{7} = 0.1375 \Rightarrow V = CW = 0.1375 \times 12 = 1.65 \text{ ton}$$

برش پایه بدست آمده از روش تحلیل استاتیکی معادل برابر ۱/۶۵ تن می‌باشد. حال برای انجام تحلیل طیفی ابتدا ماتریس سختی و جرم را تشکیل می‌دهیم:

$$m_1 = \frac{W}{g} = \frac{7000}{981} = 7.14 \frac{\text{kg} \cdot \text{sec}^2}{\text{cm}} \quad m_2 = \frac{W}{g} = \frac{5000}{981} = 5.1 \frac{\text{kg} \cdot \text{sec}^2}{\text{cm}}$$

$$[m] = \begin{bmatrix} 7.14 & 0 \\ 0 & 5.1 \end{bmatrix}$$

با توجه به اینکه پای ستون‌ها گیردار بوده و سقف را می‌توان به صورت صلب در نظر گرفت، سختی هر یک از طبقات با رابطه زیر تعیین می‌شود:

$$K = \Sigma \frac{12EI}{h^3} = 2 \times \frac{12 \times 2 \times 10^5 \times 67500}{300^3} = 12000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}}$$

$$\Rightarrow [K] = \begin{bmatrix} 24000 & -12000 \\ -12000 & 12000 \end{bmatrix}$$

$$[K] - \omega^2 [m] = \begin{bmatrix} 24000 & -12000 \\ -12000 & 12000 \end{bmatrix} - \omega^2 \begin{bmatrix} 7.14 & 0 \\ 0 & 5.1 \end{bmatrix}$$

$$= \begin{bmatrix} 24000 - 7.14\omega_n^2 & -12000 \\ -12000 & 12000 - 5.1\omega_n^2 \end{bmatrix} \Rightarrow \omega_1^2 = 805.62 \quad \omega_2^2 = 4908.66$$

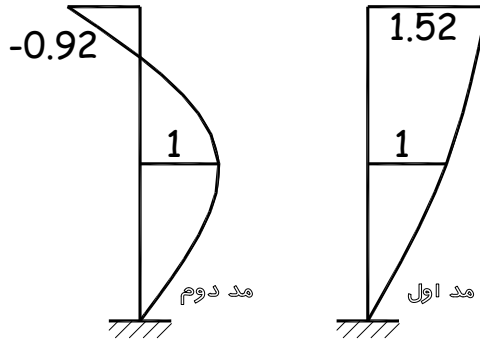
$$\Rightarrow T_1 = \frac{2\pi}{\omega_1} = \frac{2\pi}{\sqrt{805.62}} = 0.22 \text{ sec}$$

$$\Rightarrow T_2 = \frac{2\pi}{\omega_2} = \frac{2\pi}{\sqrt{4908.66}} = 0.089 \text{ sec}$$

مد اول:  $\omega_1^2 = 805.62$

$$\begin{bmatrix} 18247.87 & -12000 \\ -12000 & 7891.33 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \phi_{11} \\ \phi_{21} \end{bmatrix} = 0 \Rightarrow \phi_{11} = 1 \Rightarrow \phi_{21} = 1.52$$

$$\begin{bmatrix} -11047.83 & -12000 \\ -12000 & -13034.16 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \phi_{12} \\ \phi_{22} \end{bmatrix} = 0 \Rightarrow \phi_{12} = 1 \Rightarrow \phi_{22} = -0.92$$



شکل ۱۸-۵ ارتعاش مدها

شکل ارتعاش مدها، در شکل ۱۸-۵ نشان داده شده است. حال با مراجعه به طیف استاندارد ۲۸۰۰، می توان تلاش برشی هر یک از مدها را تعیین نمود:

$$T_0 < T_1 = 0.22 \text{ sec} < T_s \Rightarrow B_1 = S + 1 = 1.75 + 1 = 2.75$$

$$T_2 = 0.089 \text{ sec} < T_0 \Rightarrow B_2 = 1 + S \left( \frac{T}{T_0} \right) = 1 + 1.75 \left( \frac{0.089}{0.15} \right) = 2.04$$

جرم مودی  $M_i$  برای مد نام از رابطه زیر محاسبه می شود:

$$M_i = \sum_{j=1}^n m_j \phi_{ji}^2 \Rightarrow M_1 = 7.14 \times 1^2 + 5.1 \times 1.52^2 = 18.92 \frac{\text{kg} \cdot \text{sec}^2}{\text{cm}}$$

$$M_i = \sum_{j=1}^n m_j \phi_{ji}^2 \Rightarrow M_2 = 7.14 \times 1^2 + 5.1 \times (-0.92)^2 = 11.46 \frac{\text{kg} \cdot \text{sec}^2}{\text{cm}}$$

ضریب تحریک  $L_i$  مد نام مطابق با رابطه زیر محاسبه می شود:

$$L_i = \sum_{j=1}^n m_j \phi_{ji} \Rightarrow L_1 = 7.14 \times 1 + 5.1 \times 1.52 = 14.89 \frac{\text{kg} \cdot \text{sec}^2}{\text{cm}}$$

$$L_i = \sum_{j=1}^n m_j \phi_{ji} \Rightarrow L_2 = 7.14 \times 1 + 5.1 \times (-0.92) = 2.45 \frac{\text{kg} \cdot \text{sec}^2}{\text{cm}}$$

وزن موثر سازه در مد  $i$ ام برابر:

$$W_i = \frac{L_i^2}{M_i} g \Rightarrow W_1 = \frac{14.89^2}{18.92} \times 981 = 11.5 \text{ ton}$$

$$W_i = \frac{L_i^2}{M_i} g \Rightarrow W_2 = \frac{2.45^2}{11.46} \times 981 = 0.5 \text{ ton}$$

دیده می‌شود که در مد اول، که مد اصلی ارتعاش می‌باشد بیش از ۹۵٪ جرم جذب شده است. برای هر مد  $i$ ، با استفاده از منحنی طیف بازتاب استاندارد ۲۸۰۰، به‌ازای زمان تناوب ویژه آن مد  $T_i$ ، شتاب طیفی  $S_{ai}$  قرائت می‌شود.

$$S_{a1} = C_1 = \frac{AB_1 I}{R} = \frac{0.35 g \times 2.75 \times 1}{7} = 0.1375 g$$

$$S_{a2} = C_2 = \frac{AB_2 I}{R} = \frac{0.35 g \times 2.04 \times 1}{7} = 0.102 g$$

بنابراین تلاش برشی وارد بر پی در مد  $i$ ام برابر است با:

$$Q_i = \frac{L_i^2}{M_i} S_{ai} \Rightarrow Q_1 = \frac{14.89^2}{18.92} \times 0.1375 \times 981 = 1580 \text{ kg} = 1.58 \text{ ton}$$

$$Q_i = \frac{L_i^2}{M_i} S_{ai} \Rightarrow Q_2 = \frac{2.45^2}{11.46} \times 0.102 \times 981 = 52 \text{ kg} = 0.052 \text{ ton}$$

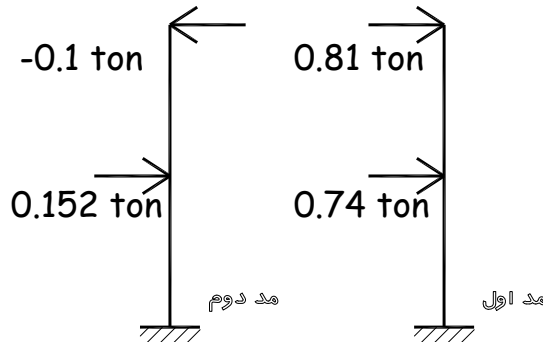
با توزیع نیروی برش پایه بدست آمده در هر مد، نیروی جانبی هر یک از طبقات بدست خواهد آمد:

$$q_{ji} = \frac{m_j \phi_{ji}}{\sum_{j=1}^n m_j \phi_{ji}} Q_i \Rightarrow q_{11} = \frac{7.14 \times 1}{7.14 \times 1 + 5.1 \times 1.52} \times 1.58 = 0.74 \text{ ton}$$

$$q_{21} = \frac{5.1 \times 1.52}{7.14 \times 1 + 5.1 \times 1.52} \times 1.58 = 0.81 \text{ ton}$$

$$q_{12} = \frac{7.14 \times 1}{7.14 \times 1 + 5.1 \times (-0.92)} \times 0.052 = 0.152 \text{ ton}$$

$$q_{22} = \frac{5.1 \times (-0.92)}{7.14 \times 1 + 5.1 \times (-0.92)} \times 0.052 = -0.1 \text{ ton}$$



شکل ۵-۱۹ نیروی جانبی هر یک از طبقات

در شکل ۵-۱۹ نیروی جانبی هر یک از طبقات نشان داده شده است. حال می‌توان با استفاده از روش SRSS، برآیند اثر مدها را تعیین نمود:

$$V = \sqrt{Q_1^2 + Q_2^2} = \sqrt{1.58^2 + 0.052^2} = 1.58 \text{ ton}$$

طبق بند ۲-۴-۲-۴ استاندارد ۲۸۰۰، مقیاس نمودن برش‌های پایه به صورت زیر خواهد بود:

$$\frac{V_{static}}{V_{dynamic}} = \frac{1.65}{1.58} = 1.044$$

## ۵-۷- تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی

در تحلیل دینامیکی غیرخطی، تغییرشکل و نیروهای داخلی و به طور کلی پاسخ سازه با در نظر گرفتن رفتار غیرخطی مصالح و رفتار غیر خطی هندسی سازه تحت شتابنگاشتی مشخص محاسبه می‌شود. در این روش فرض بر آن است که ماتریس سختی و میرایی از یک گام به گام بعدی می‌تواند تغییر کند. اما فواصل هرگام زمانی ثابت است و پاسخ مدل تحت شتاب زلزله به روش‌های عددی و برای هرگام زمانی محاسبه می‌شود.

پس از آنکه زلزله مورد نظر به منظور ارزیابی عملکرد مدل‌ها انتخاب شد، باید مشخصات آن به نحوی مناسب بیان گردد. نحوه بیان و استفاده از مشخصات زلزله مورد نظر، به روشی که برای طراحی بر اساس عملکرد به کار گرفته می‌شود بستگی دارد. معمولاً مشخصات زلزله به دو شکل بیان می‌گردد، یکی با استفاده از طیف طرح و دیگری با استفاده از شتابنگاشت و به شکل تاریخچه زمانی مقیاس شده متناسب با سطح خطر مورد نظر. از بین روش‌های غیرخطی، روش تحلیل استاتیکی غیرخطی برای تعیین شتاب طیفی به منظور تعیین نیاز لرزه‌ای از طیف طرح استفاده می‌کند و روش دینامیکی غیرخطی از شتابنگاشت‌هایی استفاده می‌کند که متناسب با طیف طرح مقیاس شده‌اند. در حالت کلی شتابنگاشت‌ها را می‌توان به دو دسته تقسیم نمود:



الف) شتابنگاشت‌هایی که بر اساس طیف طرح مورد نظر و روش‌های عددی ساخته شده‌اند و به اصطلاح شتابنگاشت‌های مصنوعی زلزله می‌باشند. ویژگی چنین شتابنگاشت‌هایی این است که با طیف طرح مورد نظر و فلسفه طراحی آن سازگار بوده و از طرف دیگر می‌توانند بیانگر خصوصیات لرزه‌ای منطقه مورد مطالعه باشند و به سادگی از آنها جهت طراحی لرزه‌ای نیز استفاده نمود.

ب) شتابنگاشت‌های ثبت شده از زلزله‌های واقعی که عموماً زلزله‌های معروف و مخرب اتفاق افتاده در نقاط مختلف دنیا را شامل می‌شود. در مورد این شتابنگاشت‌ها می‌توان گفت چون مشخصات لرزه‌شناسی این زلزله‌ها ممکن است با مناطق دیگر اختلاف داشته باشد و این اختلاف را می‌توان در طیف طراحی مناطق مختلف نیز مشاهده نمود. از این رو برای استفاده از این شتابنگاشت‌ها قبلاً باید آنها را به مقیاس درآورد یا همپایه کرد.

در تحلیل دینامیکی غیرخطی تاریخچه زمانی باید رفتار کامل هیسترتیک هر جزء تعیین گردد. رفتار هیسترتیک اعضاء به نوع و مشخصات اجزاء تلاش در آنها و حتی زمین‌لرزه وابسته است. معادله حرکت یک سیستم چند درجه آزادی تحت تاثیر زلزله در هر لحظه از زمان برای پاسخ غیرارتجاعی به صورت زیر بیان می‌شود:

$$[M] \delta \{\ddot{u}_g\} + [C] \delta \{\dot{u}_r\} + [K]_t \delta \{u_r\} = -[M] \delta \{\ddot{u}_g\}_t \quad (۴۹-۵)$$

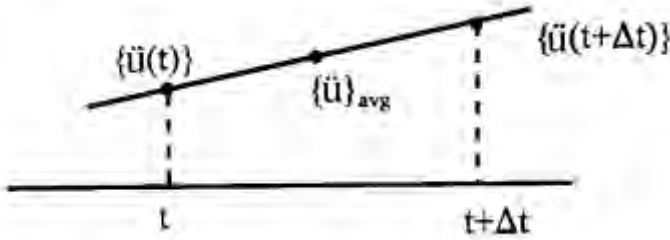
که در رابطه فوق  $[M]$  ماتریس جرم سیستم،  $[C]$  ماتریس میرایی،  $[K]_t$  ماتریس سختی مماسی در هر لحظه زمانی،  $\delta \{\ddot{u}_g\}_t$  بردار تغییر شتاب حرکت زمین در هر لحظه زمانی،  $\delta \{u_r\}$ ،  $\delta \{\dot{u}_r\}$ ،  $\delta \{\ddot{u}_r\}$  به ترتیب بردار تغییرات جابجائی، سرعت و شتاب می‌باشند. ماتریس سختی سیستم در معادله فوق در حالات مختلف تغییر می‌کند و از این رو ممکن است سیستم در هر لحظه زمانی در یکی از مراحل الاستیک-الاستیک؛ الاستیک-پلاستیک؛ پلاستیک-پلاستیک؛ پلاستیک-پلاستیک باشد. با توجه به حالات فوق، سختی سیستم به صورت کلی زیر بیان می‌شود:

$$[K]_t = [K]_e - [K]_p \quad (۵۰-۵)$$

که در این رابطه  $[K]_t$  ماتریس سختی سیستم در هر لحظه زمانی،  $[K]_e$  ماتریس سختی سیستم در حالت الاستیک،  $[K]_p$  ماتریس کاهش سختی لازم در هر لحظه زمانی نسبت به عضوی که جاری شده، می‌باشد.

### روش انتگرال‌گیری Newmark

در روش انتگرال‌گیری Newmark فرض می‌شود که در مدت نمودی زمان  $\Delta t$ ، شتاب به صورت خطی مانند شکل شکل ۵-۲۰ تغییر می‌کند.



شکل ۵-۲۰ تغییرات خطی شتاب

مقدار شتاب میانگین در بین دو زمان  $t$  و  $t + \Delta t$  برابر مقدار زیر است:

$$\{ \ddot{u} \}_{avg} = \frac{1}{2} (\{ \ddot{u}(t) \} + \{ \ddot{u}(t + \Delta t) \})$$

بنابراین بردار سرعت در زمان  $t + \Delta t$  به صورت زیر قابل بیان است:

$$\{ \dot{u}(t + \Delta t) \} = \{ \dot{u}(t) \} + \Delta t \{ \ddot{u} \}_{avg} = \{ \dot{u}(t) \} + \frac{\Delta t}{2} (\{ \ddot{u}(t) \} + \{ \ddot{u}(t + \Delta t) \}) \quad (51-5)$$

مقدار بردار جابجایی در زمان  $t + \Delta t$  را می‌توان از رابطه فوق به صورت زیر بازنویسی نمود:

$$\{ u(t + \Delta t) \} = \{ u(t) \} + \Delta t \{ \dot{u} \}_{avg}$$

که در آن  $\{ \dot{u} \}_{avg} = \frac{1}{2} (\{ \dot{u}(t) \} + \{ \dot{u}(t + \Delta t) \})$  می‌باشد.

$$\{ u(t + \Delta t) \} = \{ u(t) \} + \{ \dot{u}(t) \} \Delta t + \frac{(\Delta t)^2}{4} (\{ \ddot{u}(t) \} + \{ \ddot{u}(t + \Delta t) \}) \quad (52-5)$$

روابط (51-5) و (52-5) قاعده دوزنقه‌ای<sup>۱</sup> نیومارک یا روش متوسط شتاب نامیده می‌شوند. حالت کلی انتگرال‌گیری نیومارک ممکن است به صورت زیر بیان شود.

$$\{ \dot{u}(t + \Delta t) \} = \{ \dot{u}(t) \} + [(1 - \delta) \{ \ddot{u}(t) \} + \delta \{ \ddot{u}(t + \Delta t) \}] \Delta t \quad (53-5)$$

$$\{ u(t + \Delta t) \} = \{ u(t) \} + \{ \dot{u}(t) \} \Delta t + \left[ \left( \frac{1}{2} - \alpha \right) \{ \ddot{u}(t) \} + \alpha \{ \ddot{u}(t + \Delta t) \} \right] (\Delta t)^2 \quad (54-5)$$

در حالی که  $\delta = 1/2$  و  $\alpha = 1/4$  باشد، رابطه به صورت شتاب متوسط و وقتی که  $\delta = 1/2$  و  $\alpha = 1/6$  باشد، رابطه به صورت شتاب خطی در می‌آید. با استفاده از رابطه (54-5) داریم:

$$\{ \ddot{u}(t + \Delta t) \} = \frac{1}{\alpha \Delta t^2} \left[ \{ u(t + \Delta t) \} - \{ u(t) \} - \Delta t \{ \dot{u}(t) \} - \Delta t^2 \left( \frac{1}{2} - \alpha \right) \{ \ddot{u}(t) \} \right] \quad (55-5)$$

با جایگزینی رابطه (55-5) در (53-5) داریم:

<sup>1</sup> Trapezoidal rule

$$\begin{aligned} \{\dot{u}(t + \Delta t)\} = \{\dot{u}(t)\} + \left[ (1 - \delta)\{\ddot{u}(t)\} + \delta \left\{ \frac{1}{\alpha \Delta t^2} [u(t + \Delta t)] - \{u(t)\} \right. \right. \\ \left. \left. - \Delta t \{\dot{u}(t)\} - \Delta t^2 \left( \frac{1}{2} - \alpha \right) \{\ddot{u}(t)\} \right\} \right] \Delta t \end{aligned} \quad (56-5)$$

با استفاده از روابط (55-5) و (56-5) در  $t + \Delta t$  داریم:

$$\begin{aligned} [M] \left\{ \frac{1}{\alpha \Delta t^2} \{u(t + \Delta t)\} - \frac{1}{\alpha \Delta t^2} \{u(t)\} - \frac{1}{\alpha \Delta t^2} \{\dot{u}(t)\} - \frac{1}{\alpha} \left( \frac{1}{2} - \alpha \right) \{\ddot{u}(t)\} \right\} + \\ + [C] \left\{ \{\dot{u}(t)\} + (1 - \delta)\Delta t \{\ddot{u}(t)\} + \frac{\delta}{\alpha \Delta t} \{u(t + \Delta t)\} - \frac{\delta}{\alpha \Delta t} \{u(t)\} - \frac{\delta}{\alpha} \{\dot{u}(t)\} \right\} \\ - \frac{\delta \Delta t}{\alpha} \left( \frac{1}{2} - \alpha \right) \{\ddot{u}(t)\} + [K] \{u(t + \Delta t)\} = \{F(t + \Delta t)\} \end{aligned} \quad (55-5)$$

بر اساس افزایش زمان، پارامترهای پاسخ در زمان  $t$  بدست می‌آیند ولی در زمان  $t + \Delta t$  شناخته شده نیستند. با جمع جمله‌های بالا داریم:

$$\begin{aligned} \left( \frac{1}{\alpha \Delta t^2} [M] + \frac{\delta}{\alpha \Delta t} [C] + [K] \right) \{u(t + \Delta t)\} \\ = \{F(t + \Delta t)\} + [M] \left[ \frac{1}{\alpha \Delta t^2} \{u(t)\} + \frac{1}{\alpha \Delta t} \{\dot{u}(t)\} + \frac{1}{\alpha} \left( \frac{1}{2} - \alpha \right) \{\ddot{u}(t)\} \right] \\ + [C] \left[ \frac{\delta}{\alpha \Delta t} \{u(t)\} + \left( \frac{\delta}{\alpha} - 1 \right) \{\dot{u}(t)\} + \left( \frac{\delta \Delta t}{\alpha} \left( \frac{1}{2} - \alpha \right) - (1 - \delta)\Delta t \right) \{\ddot{u}(t)\} \right] \end{aligned} \quad (57-5)$$

برای ساده سازی پارامترهای زیر را در نظر می‌گیریم:

رابطه (57-5) به صورت زیر می‌شود:

$$\begin{aligned} a_0 = \frac{1}{\alpha \Delta t^2}, \quad a_1 = \frac{\delta}{\alpha \Delta t}, \quad a_3 = \frac{1}{2\alpha} - 1, \quad a_4 = \frac{\delta}{\alpha} - 1, \quad a_5 = \frac{\Delta t}{2} \left( \frac{\delta}{\alpha} - 2 \right) \\ (a_0 [M] + a_1 [C] + [K]) \{x(t + \Delta t)\} = \{F(t + \Delta t)\} \\ + [M] \{a_0 \{u(t)\} + a_2 \{\dot{u}(t)\} + a_3 \{\ddot{u}(t)\}\} + [C] \{a_1 \{u(t)\} + a_4 \{\dot{u}(t)\} + a_5 \{\ddot{u}(t)\}\} \end{aligned} \quad (58-5)$$

یا

$$[\bar{K}] \{u(t + \Delta t)\} = \{\bar{F}\} \quad (59-5)$$

در نتیجه  $\{u(t + \Delta t)\}$  را می‌توان بدست آورد. با جانشانی در معادله 5-44 داریم:

$$\{\ddot{u}(t + \Delta t)\} = a_0 \{u(t + \Delta t)\} - \{u(t)\} - a_2 \{\dot{u}(t)\} - a_3 \{\ddot{u}(t)\} \quad (60-5)$$

با استفاده از  $\{\ddot{u}(t + \Delta t)\}$  از رابطه (60-5) در رابطه (54-5) داریم:

$$\{\dot{u}(t + \Delta t)\} = \{\dot{u}(t)\} + a_6 \{\ddot{u}(t)\} + a_7 \{u(t + \Delta t)\} \quad (61-5)$$

که  $a_6 = \Delta t(1 - \delta)$  و  $q = \delta \Delta t$  می‌باشد. وقتی که  $\alpha = 1/6$  و  $\delta = 2$  باشد، روش انتگرال گیری نیومارک به روش شتاب خطی تبدیل می‌شود؛ روابط (۵-۵۹) و (۵-۶۰) و (۵-۶۱) به ترتیب به صورت روابط (۵-۶۲)، (۵-۶۳) و (۵-۶۴) بیان می‌شوند.

$$\left( \frac{6}{\Delta t^2} [M] + \frac{3}{\Delta t} [C] + [K] \right) \{u(t + \Delta t)\} = \{F(t + \Delta t)\} - [M] \{A\} - [C] \{B\} \quad (۵-۶۲)$$

$$[\bar{K}] \{u(t + \Delta t)\} = \{\bar{F}(t + \Delta t)\} \quad (۵-۶۳)$$

$$\{\ddot{u}(t + \Delta t)\} = \frac{6}{\Delta t^2} [\{u(t + \Delta t)\} - \{u(t)\}] - \frac{6}{\Delta t^2} \{\dot{u}(t)\} - 2\{\ddot{u}(t)\} \quad (۵-۶۴)$$

$$= \frac{6}{\Delta t^2} [\{u(t + \Delta t)\} + \{A\}]$$

$$\{\dot{u}(t + \Delta t)\} = \{\dot{u}(t)\} + \frac{\Delta t}{2} \left[ \{\ddot{u}(t)\} + \frac{6}{\Delta t^2} \{u(t + \Delta t)\} - \frac{6}{\Delta t^2} \{u(t)\} \right. \quad (۵-۶۵)$$

$$\left. - \frac{6}{\Delta t^2} \{\dot{u}(t)\} - 2\{\ddot{u}(t)\} \right] = \frac{3}{\Delta t} \{u(t + \Delta t)\} + \{B\}$$

که در آن:

$$\{A\} = -\frac{6}{\Delta t^2} \{u(t)\} - \frac{6}{\Delta t^2} \{\dot{u}(t)\} - 2\{\ddot{u}(t)\} \quad (۵-۶۶)$$

و

$$\{B\} = -2\{\dot{u}(t)\} - \frac{\Delta t}{2} \{\ddot{u}(t)\} - \frac{3}{\Delta t} \{u(t)\} \quad (۵-۶۷)$$

### ۵-۸- تحلیل دینامیکی غیرخطی فزاینده (IDA)

نوعی تحلیل پارامتریک و بر مبنای آنالیز دینامیکی غیرخطی است. این آنالیز در جهت تعیین عملکرد سازه‌ها تحت بار زلزله به مرور، با ارائه روش‌های مختلف توسط محققین در حال تکمیل شدن است. این شیوه با اعمال یک یا چند شتابنگاشت به یک سازه انجام می‌شود. هر زلزله در چند سطح از شدت مقیاس شده به سازه اعمال می‌شود. نتیجه انجام این تحلیل بدست آوردن یک یا چند منحنی است که در آنها پارامتر خسارت برحسب شدت یا بالعکس بیان می‌شود. شتابنگاشت‌هایی که برای تحلیل دینامیکی تاریخچه‌زمانی انتخاب می‌شوند باید از نظر محتوای فرکانسی، پاسخ طیفی و دوام (مدت زمان) جنبش شدید زمین، مشابه جنبش‌های شدید که امکان رویداد آنها در منطقه مورد مطالعه وجود دارد، باشند.

در تحلیل دینامیکی غیرخطی فزاینده هنگامی که مقدار حداکثر شتاب زمین (PGA) و متناسب با آن کلیه شتابهای یک نداشت مرتباً افزایش داده می‌شود، طیف پاسخ ارتجاعی حاصل از نداشت

نیز متناسباً افزایش می‌یابد. با افزایش تدریجی طیف حاصل از نگاشت، این طیف تمام بخش‌های طیف طراحی را که در محدوده زمان تناوب ارتعاش مودهای مختلف ارتعاشی سازه واقع شده‌اند را پوشش می‌دهد. بنابراین می‌توان گفت که به عبارتی تمام مودهای ارتعاشی سازه تحریک شده و اثر همه مودها در مجموعه پاسخ‌ها وجود خواهد داشت. در روش مهندسی زلزله بر اساس عملکرد، برای ارزیابی سازه و تعیین عملکرد آن، نیازمند تعیین ظرفیت و نیاز لرزه‌ای می‌باشیم. برای این منظور بایستی از روش تحلیلی استفاده کنیم که در آن بتوان رفتار سازه و اجزاء آن و همچنین حرکات ناشی از زمین‌لرزه را به خوبی مدل کرد.

### ۵-۸-۱- اهداف آنالیز دینامیکی غیرخطی فزاینده

- تحلیل IDA برای اهداف مختلفی انجام می‌شود. بعضی از کاربردهای این روش عبارت است از:
- ۱- درک رفتار سازه تحت زلزله‌های بسیار شدید و نادر
  - ۲- بدست آوردن درک بهتر از تغییرات پاسخ سازه با افزایش شدت لرزش زمین (تغییرات در الگوی تغییرشکل‌های حداکثر در ارتفاع سازه، آغاز روند کاهش سختی و مقاومت با در نظر گرفتن الگو و شدت آنها و ...)
  - ۳- دست یابی به تخمین‌هایی از ظرفیت دینامیکی کلی سیستم
  - ۴- تعیین محدوده پاسخ یا تقاضا در برابر محدوده پتانسیل لرزش زمین
  - ۵- بدست آوردن نرخ بازگشت سالیانه خسارت و عملکرد

### ۵-۸-۲- مراحل انجام آنالیز IDA

- ۱- انتخاب مبنای اندازه‌گیری خسارت<sup>۱</sup> (DM) مانند تغییرمکان حداکثر بام  $\theta_{roof}$  یا تغییرمکان حداکثر طبقات  $\theta_{max} = \max\{\theta_1, \theta_2, \dots, \theta_n\}$  (n: تعداد طبقات سازه) و نیز انتخاب مبنای اندازه‌گیری شدت زلزله<sup>۲</sup> (IM) مانند بیشینه شتاب لرزش زمین (PGA) یا شتاب طیفی برای مد اول به ازای میرایی مورد نظر  $S_a(T_1, \xi = 5\%)$ .
- ۲- انتخاب یک روش مناسب برای به مقیاس درآوردن رکوردهای انتخابی.
- ۳- انتخاب یک مبنای درست و دقیق برای میانبایی نقاط.
- ۴- استفاده از یک مبنای مناسب برای خلاصه‌سازی مجموعه رکوردها.
- ۵- تعریف شاخص‌های هر سطح عملکرد.
- ۶- استفاده از پاسخها جهت بررسی رفتار سیستم و نیز بررسی ارتباط بین منحنی ظرفیت (SPO) و (IDA)

<sup>1</sup> DAMAGE MEASURE

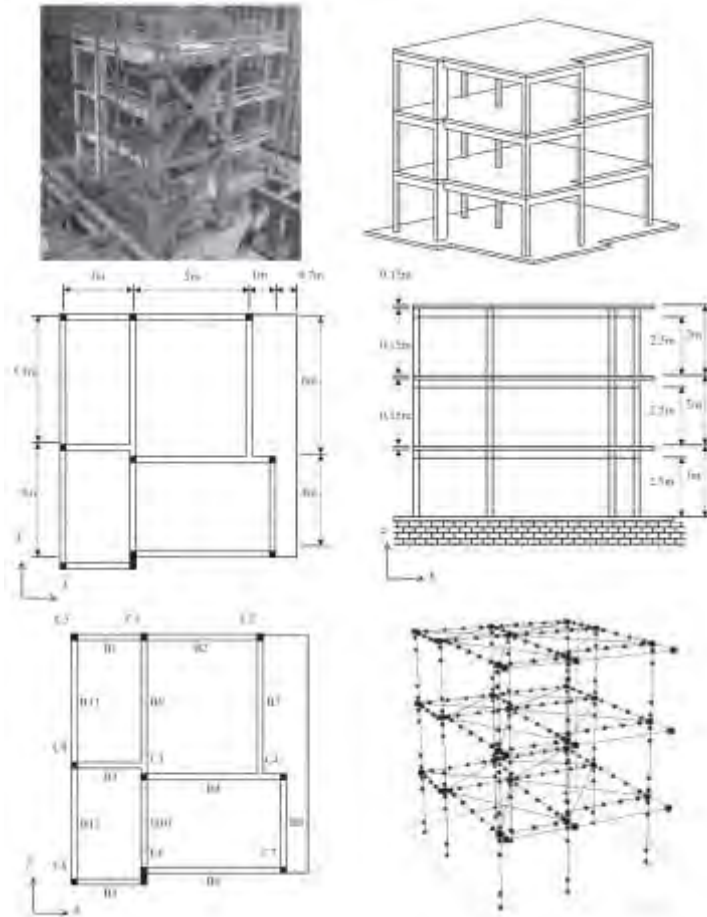
<sup>2</sup> INTENSITY MEASURE

نتایج تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی فزاینده (IDA) نشان دهنده این واقعیت است که هر زلزله بسته به مشخصاتی چون محتوای فرکانسی، مدت دوام و ترتیب قرار گیری حداکثر و مقدار دامنه‌ها، از سازه نیاز خاص خود را طلب می‌کند. در واقع پاسخ‌های متفاوت یک سازه به دو زمین‌لرزه، تابعی از مشخصات زلزله‌ها و سازه می‌باشد.

برای انجام یک تحلیل دینامیکی می‌توان از تحلیل‌های طیف پاسخ و همچنین تحلیل‌های تاریخیچه زمانی جنبش زمین استفاده نمود. در تحلیل استاتیکی معادل<sup>۱</sup> که در بسیاری از آیین‌نامه‌های لرزه‌ای به عنوان پایه و اساسی برای تحلیل در نظر گرفته شده است نیز از طیف طراحی، برای تخمین مقدار بار جانبی استفاده می‌شود. همچنین می‌توان از تحلیل‌های پیشرفته غیرخطی مانند روش استاتیکی غیرخطی (پوش‌آور) نیز برای انجام تحلیل استفاده نمود. در جدول ۵-۸ به صورت خلاصه روش‌های متداول و کاربردهای هر یک نشان داده شده است.

---

<sup>1</sup> Equivalent static analysis



شکل ۵-۲۱ قاب بتن مسلح استفاده شده در این فصل

در تحلیل تاریخچه زمانی معمولاً از یک تعدادی رکورد که منطبق بر خاک محل می‌باشند استفاده می‌شود. تعداد رکوردها معمولاً سه و یا هفت عدد در نظر گرفته می‌شود. در صورتی که سه رکورد انتخاب گردد، حداکثر پاسخ‌ها و در صورتی که هفت شتاب‌نگاشت در نظر باشد، میانگین پاسخ‌ها ملاک عمل خواهد بود.

جدول ۵-۱۰ روش‌های متداول تحلیل برای سازه‌های مختلف

روش	نوع تحلیل	نمایش	کاربرد
دینامیکی	مودال	طیفی	سازه‌های نامنظم
	تاریخچه زمانی	تاریخچه	سازه‌های نامنظم، مهم و با قابلیت‌های غیرارتجاعی

		زمانی	زیاد
	بار دینامیکی افزون	تاریخچه زمانی	سازه‌های نامنظم، مهم و با قابلیت‌های غیرارتجاعی زیاد
استاتیکی	استاتیکی معادل	ثابت	سازه‌های معمولی و منظم
	پوش‌آور متداول	ثابت	سازه‌های منظم و مهم
	پوش‌آور سازگار	طیفی	سازه‌های نامنظم و مهم

در طول عمر سازه، نیروهای مختلفی ممکن است بر آن اعمال شوند. بارهای مرده و زنده جزء بارهای اصلی هستند که به سازه اعمال می‌شوند. بارهای مرده را می‌توان با دقت بالایی برآورد نمود و تغییرات آن بعد اجرای سازه کم می‌باشد. لیکن بر خلاف بارهای مرده، بارهای زنده کاملاً آماری<sup>۱</sup> بوده و تغییرات زیادی دارند که این تغییرات به نوع کاربری سازه بستگی دارد. از طرف دیگر وقتی که زلزله بر سازه‌ای برخورد می‌کند، احتمال اینکه تمام بارهای زنده بر روی آن قرار گرفته باشند، بسیار ناچیز است. بنابراین ترکیب بارهای انتخاب شده برای طراحی از اهمیت ویژه‌ای برخوردار است.

بارهای مرده استفاده شده در تحلیل‌های استاتیکی و دینامیکی شامل وزن خود سازه بعلاوه وزن پارتیشن‌ها، نازک‌کاری‌ها، راه پله‌ها، تاسیسات و به طور کلی وزن اجزای دائمی ساختمان می‌باشند. لیکن بارهای زنده، بارهای غیردائمی هستند که در حین استفاده و بهره‌برداری از ساختمان بر آن اعمال می‌شود. این بارها شامل بارهای برف، باد و زلزله نمی‌شوند و بر حسب نوع کاربری سازه تعریف می‌شوند.

بارهای جانبی مانند باد و زلزله در بعضی از اوقات به سازه اعمال می‌شوند. بارهای زلزله به صورت نیروهای اینرسی در جرم سازه و در اثر برخورد شتاب زلزله به پای سازه اعمال می‌شوند. بنابراین مقدار این بارها به مشخصات سازه و زلزله رخ داده بستگی دارد. وقتی که زلزله‌ای روی می‌دهد، احتمال اینکه تمام بارهای مرده و زنده در نظر گرفته شده برای سازه، بر روی آن قرار گرفته باشد بسیار ناچیز است. لیکن در صورتی که کل بار زنده در نظر گرفته شود یک تحلیل محافظه کارانه انجام شده است. آیین‌نامه‌های لرزه‌ای درصدی از بارهای مرده و زنده را برای مشارکت در نیروی جانبی در نظر می‌گیرند که با  $W_{EQ}$  نشان داده شده و این وزن معادل، تولید جرم معادل  $M_{EQ}$  می‌کند که در تحلیل بارهای جانبی مورد استفاده قرار می‌گیرد.

$$W_{EQ} = p_1 DL + p_2 LL \quad (۶۸-۵)$$

<sup>۱</sup> Statistical



که در آن  $W_{EQ}$  وزن معادل ای است که در بارهای جانبی مشارکت می‌کند، همچنین  $p_1$  و  $p_2$  به ترتیب درصد مشارکت بارهای مرده و زنده هستند. آیین‌نامه‌های لرزه‌ای برای ساختمان‌های معمولی معمولاً  $p_1$  را برابر واحد و  $p_2$  بین ۰/۱۵ تا ۰/۳ در نظر می‌گیرند. مثلاً در تحلیل لرزه‌ای قاب بتنی نشان داده شده در شکل ۵-۲۲، میزان وزنی از سازه که در بارهای جانبی مشارکت می‌کند را به صورت کل بار مرده آن بعلاوه ۳۰ درصد بار زنده آن (در آیین‌نامه ۲۸۰۰ برابر ۲۰ درصد) در نظر گرفته می‌شود و  $p_1$  و  $p_2$  نشان داده شده در رابطه ۵-۵۴ به ترتیب برابر ۱ و ۰/۳ می‌باشند. همچنین در ساختمان‌های چند طبقه، جمله  $p_1DL$  برای یک طبقه، شامل کل بار مرده موجود در آن طبقه، وزن تیرها و ستون‌ها و همچنین نصف دیوارهای پایین و بالای آن می‌باشند. برای شکل ۵-۲۲ مقدار جمله  $p_1DL$  برای وزن خود سازه، برابر  $0.5\text{kN/m}^2$  در نظر گرفته شده است. با تقسیم وزن معادل  $W_{EQ}$  بر شتاب ثقل زمین  $g$ ، می‌توان جرم معادل  $M_{EQ}$ ، را بدست آورد.

## ۵-۹- ترکیب بارهای لرزه‌ای

برای تخمین کامل پاسخ سازه‌ها بایستی بارهای مرده، زنده و زلزله با یکدیگر ترکیب شوند. بارهای اعمال شده بر سازه‌ها در حین زلزله توسط ترکیب بار زیر با هم ترکیب می‌شوند:

$$L = \gamma_D DL + \gamma_L LL + \gamma_E EQ \quad (۶۹-۵)$$

که در آن  $L$  بار کل،  $\gamma$  ها نیز ضرایب بارهای مرده (بار زیرنویس  $D$ )، بارهای زنده (بار زیرنویس  $L$ ) و بارهای زلزله (بار زیرنویس  $E$ ) هستند. در آیین‌نامه‌های مختلف، از نمادگذاری‌های مختلفی استفاده شده است. معمولاً برای در نظر گرفتن حالات مختلف بارگذاری، از بیش از یک ترکیب بار در طراحی لرزه‌ای استفاده می‌شود. مقدار  $\gamma$  ها و تعداد ترکیب بارهای استفاده شده به حالات حدی استفاده شده و برای ارزیابی عملکرد سازه بستگی دارد. در رابطه (۶۹-۵) تمام جملات با علامت + با یکدیگر جمع شده‌اند، لیکن در برخی اوقات بایستی اثر هر یک با علامت‌های مختلف با دیگر ترکیب شوند تا اثر حالت‌های رفت و برگشتی بارهای زلزله در نظر گرفته شود. در رابطه ۵-۵۵ مقدار  $\gamma$  های استفاده شده برای هر ترکیب بار مختلف بوده و میزان آن به احتمال اعمال بار و عدم قطعیت‌های<sup>۱</sup> موجود در بار است. مخصوصاً ضریب  $\gamma_L$  معمولاً ۲۰٪ تا ۳۰٪ بزرگتر از ضریب  $\gamma_D$  است. دلیل این امر نیز به خاطر عدم قطعیت‌های موجود در بیان بارهای زنده است (Nowak and Collins, 2000). ضریب ترکیب  $\Psi_L$  معمولاً برای محاسبه برخی بارهای زنده که به طور کامل بر روی سازه وجود ندارند مورد استفاده قرار می‌گیرد. در این حالت رابطه ۵-۵۵ به صورت زیر تغییر می‌یابد:

<sup>1</sup> Uncertainty

$$L = \gamma_D DL + \Psi_L \gamma_L LL + \gamma_E EQ \quad (70-5)$$

که در رابطه فوق،  $\Psi_L$  کمتر از واحد می‌باشد. همچنین از  $\Psi_L$  نیز برای کاهش مشارکت جرم به سبب اتصالات غیر صلب بین سازه و محتویات داخل آن استفاده می‌شود. در آیین‌نامه‌های مختلف مانند ISO (۱۹۹۸) و JCSS (۲۰۰۱) مقدار  $\Psi_L$  با یکدیگر متفاوت است. مقدار  $\Psi_L$  برای ساختمان‌های مسکونی مابین ۰/۲ تا ۰/۷ است. توجه داشته باشید که ترکیب ضرایب از آیین‌نامه‌های مختلف مجاز نمی‌باشد.

در تحلیل‌های استاتیکی و طیفی، ممکن است مقادیر طیف در ضریب اهمیت  $\gamma_I$  ضرب شوند. در این حالت رابطه ۵-۵۶ به صورت زیر تغییر می‌یابد.

$$L = \gamma_D DL + \Psi_L \gamma_L LL + \gamma_I \gamma_E EQ \quad (71-5)$$

دلیل اینکه نیروی زلزله EQ در ضریب اهمیت  $\gamma_I$  ضرب شده، آن است که دوره بازگشت زلزله برای برخی سازه‌ها از حالت عادی بزرگتر شود. در جدول ۵-۱۱ ترکیب بارهای متداول برای طراحی سازه‌ها نشان داده شده است.

جدول ۵-۱۱ ترکیب بارهای مورد استفاده در سازه‌های ساختمانی

نوع بار	ترکیب بارها	
	حالات عادی	مناطق برف‌گیر
دائمی	$\gamma_D DL + \Psi_L \gamma_L LL$	$\gamma_D DL + \Psi_L \gamma_L LL + \Psi_S \gamma_S SL_1$
گذرا	$\gamma_D DL + \Psi_L \gamma_L LL + \Psi_S \gamma_S SL_2$	$\gamma_D DL + \Psi_L \gamma_L LL + \Psi_S \gamma_S SL_2$
	$\gamma_D DL + \Psi_L \gamma_L LL + \Psi_W \gamma_W WL_1$	$\gamma_D DL + \Psi_L \gamma_L LL + \Psi_S \gamma_S SL_3$ $+ \Psi_W \gamma_W WL_2$
	$\gamma_D DL + \Psi_L \gamma_L LL + \gamma_I \gamma_E EQ$	$\gamma_D DL + \Psi_L \gamma_L LL + \Psi_S \gamma_S SL_3$ $+ \gamma_I \gamma_E EQ$

در مناطق کوهستانی بایستی بارهای برف نیز با بارهای زلزله ترکیب شوند. در جدول ۵-۱۱،  $SL_1$ ،  $SL_2$  و  $SL_3$  شدت بارهای برف هستند و همچنین  $WL_1$  و  $WL_2$  به ترتیب بار باد و بار باد شدید می‌باشد. با استفاده از ترکیب بار ارائه شده در رابطه (۷۱-۵) می‌توان برای طراحی سازه نشان داده شده در شکل ۵-۲۱ استفاده نمود. در حالتی که سازه مسکونی در نظر گرفته شود، برای بارهای زنده، ضریب  $\Psi_L \gamma_L$  برابر ۰/۳ بوده در حالی که ضریب  $\gamma_I \gamma_E$  برابر یک در نظر گرفته می‌شود. برای طراحی سازه‌ها در برابر زلزله بایستی اثرات نیروی زلزله در دو امتداد عمود بر هم، در برخی از حالات با یکدیگر ترکیب شوند. رابطه زیر برای ترکیب این اثرات در تحلیل‌های استاتیکی و طیفی کاربرد دارد:

$$(EQ)_i = \alpha_i EQ_T + \beta_i EQ_L \quad (۷۲-۵)$$

که در رابطه فوق  $EQ_L$  و  $EQ_T$  به ترتیب نیروهای زلزله در جهت‌های عرضی و طولی هستند. ضرایب  $\alpha_i$  و  $\beta_i$  نیز برای در نظر گرفتن احتمال وقوع همزمان  $EQ_L$  و  $EQ_T$  برای در نظر گرفتن حداکثر شدت می‌باشند. در اکثر موارد مقدار ضرایب  $\alpha_i$  و  $\beta_i$  به صورت رابطه‌های زیر در نظر گرفته می‌شود:

$$(EQ)_1 = 1.0EQ_T + 0.3EQ_L \quad (۷۳-۵)$$

$$(EQ)_2 = 0.3EQ_T + 1.0EQ_L \quad (۷۴-۵)$$

در برخی حالت مانند: طره‌ها و یا تیرهای بلند با دهانه بیش از ۱۵ متر بایستی از مولفه قائم زلزله نیز در طراحی در نظر گرفته شود. در این حالت اثر مولفه قائم با مولفه‌های افقی  $EQ_L$  و  $EQ_T$  ترکیب می‌شود. در حالت اخیر، در آیین‌نامه‌های طراحی برای تحلیل‌های استاتیکی و یا طیفی از رابطه زیر برای برآورد نیروی معادل جانبی استفاده می‌شود.

$$(EQ)_i = \alpha_i EQ_T + \beta_i EQ_L + \lambda_i EQ_V \quad (۷۵-۵)$$

که  $EQ_V$  نیروی مولفه قائم زلزله بوده مانند ضرایب  $\alpha_i$  و  $\beta_i$  تعریف شده، می‌باشد. بنابراین حالت کلی‌تر نیروی زلزله برای در نظر گرفتن اثر مولفه قائم زلزله به صورت زیر در نظر گرفته می‌شود:

$$(EQ)_1 = 1.0EQ_T + 0.3EQ_L + 0.3EQ_V \quad (۷۶-۵)$$

$$(EQ)_2 = 1.0EQ_T + 1.0EQ_L + 0.3EQ_V \quad (۷۷-۵)$$

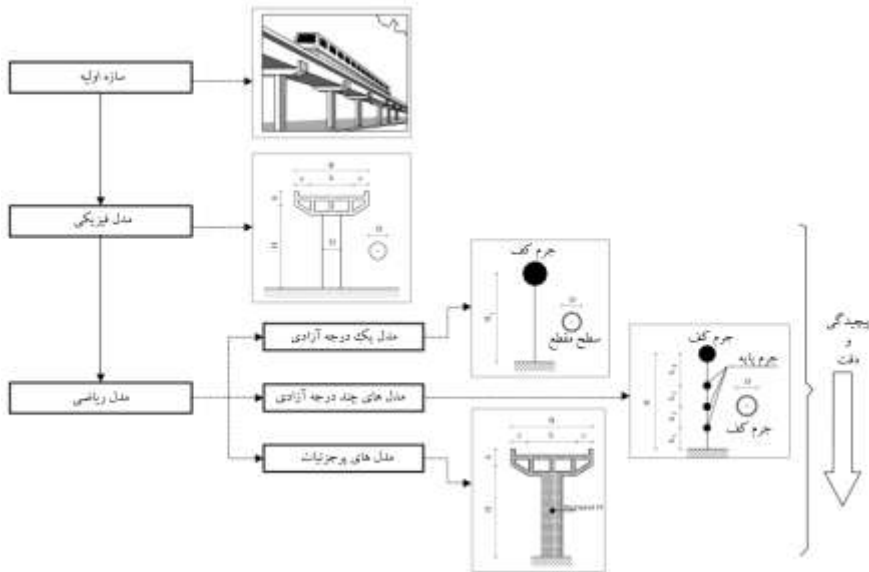
$$(EQ)_3 = 1.0EQ_T + 1.0EQ_L + 0.3EQ_V \quad (۷۸-۵)$$

توجه شود که در روابط فوق برای در نظر گرفتن اثر رفت و برگشتی نیروی زلزله بایستی آنها با علامت منفی نیز به کار روند. در تحلیل‌های تاریخچه زمانی می‌توان از رکوردهای موجود به صورت همزمان در دو یا سه جهت استفاده نمود.

## ۵-۱۰- مدلسازی سازه

در تحلیل‌ها، مدلسازی تمام اجزاء سازه امکان پذیر نمی‌باشد و عموماً برای رسیدن به پاسخ‌های درست بایستی شبیه سازی سازه بدرستی انجام شود. در شکل ۵-۲۲ روش‌های مدل سازی نشان داده شده است. هر چه بر جزئیات مدل سازی افزوده می‌شود، میزان دقت محاسبات بالاتر رفته و جواب‌ها به سمت جواب دقیق همگرا می‌شود. این روش‌ها را می‌توان به صورت زیر خلاصه نمود:

الف) سیستم یک درجه آزادی معادل: در این حالت کل سیستم توسط یک سیستم یک درجه آزادی معادل سازی می‌شود که به آن سیستم جانشین<sup>۱</sup> نیز گفته می‌شود. چهار پارامتر در این حالت بایستی در نظر گرفته شوند: ارتفاع موثر  $H_{eff}$ ، سختی موثر  $k_{eff}$  و میرایی موثر  $\xi_{eff}$ . ارتفاع موثر  $H_{eff}$  به صورت ارتفاع معادل جرم موثر  $M_{eff}$  تعریف می‌شود. مقادیر سختی موثر  $k_{eff}$  و به نحوی تعیین می‌شوند که جابجایی ایجاد شده در مدل و سازه اصلی برابر باشد.



شکل ۵-۲۲ سطوح مدل‌سازی سازه برای تحلیل پاسخ

این روش برای مدل‌سازی سازه‌های غیرارتجاعی مورد استفاده قرار می‌گیرد (Gulkan and Sozen, 1974; Shibata and Sozen, 1976; Priestley, 2003). برای سیستم‌های غیرارتجاعی، سختی موثر  $k_{eff}$  ممکن است به صورت سختی سکانتی در نظر گرفته شود، در حالی که میرایی موثر  $\xi_{eff}$  که بیانگر مکانیزم‌های اتلاف انرژی در سازه است، عموماً به صورت میرایی ویسکوز در نظر گرفته می‌شود. این نوع مدل‌سازی را می‌توان برای تحلیل‌های طیفی و همچنین تحلیل‌های تاریخیچه زمانی به کار برد.

ب) مدل‌های چند درجه آزادی: در این حالت قسمت‌های مختلف سازه به اعضای کوچکتر تقسیم می‌شود. در یک ساختمان چند طبقه طبقات در حالت دو بعدی به صورت یک خط و جرم معادل هر طبقه در مرکز جرم آن طبقه در نظر گرفته می‌شود. در این حالت هر یک از طبقات تنها یک درجه آزادی دارد و درجه آزادی کل سیستم برابر با تعداد جرم‌های سیستم است. در مدل‌های سه

<sup>1</sup> Substitute system

بعدی، جرم طبقات دارای دو درجه آزادی انتقالی در دو جهت عمود بر هم و یک درجه آزادی پیچشی است. سختی معادل هر طبقه با توجه به سیستم مقاوم جانبی آن تعیین می‌گردد. در این حالت برای کاهش حجم محاسبات معمولاً کل جرم هر طبقه به متمرکز<sup>۱</sup> شده در مرکز جرم در نظر می‌گیرند. در این حالت به ندرت از جرم‌های توزیع گسترده<sup>۲</sup> استفاده می‌شود. استفاده از این روش، یکی از پرکاربردترین روش‌ها برای مدل سازی سازه‌ها است که می‌توان برای در نظر گرفتن اثر نامنظمی در ارتفاع از آن استفاده نمود. لیکن از این روش برای بررسی توزیع نیاز شکل‌پذیری و همچنین در نظر گرفتن خرابی‌ها در امتداد اعضا نمی‌توان استفاده نمود.

پ(مدل‌های پرجزئیات): در این حالت به صورت یک مدل المان محدود مدلسازی شده و با توجه به دقت مسئله می‌توان از المان‌ها با ابعاد مختلف استفاده نمود. المان‌های به کارفته می‌توانند دو بعدی یا سه بعدی باشند. در این روش معمولاً تیرها و ستون‌ها به صورت المان‌های خمشی و مهاربندها به صورت المان‌های خرابی و دیوارهای برشی توسط دو بعدی صفحه‌ای و پوسته‌ای<sup>۳</sup> مدل سازی می‌شوند. در جدول ۵-۱۲ روش مدل سازی فوق با یکدیگر مقایسه شده‌اند.

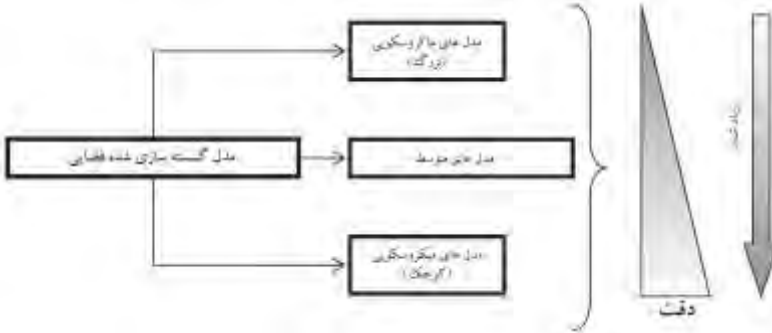
جدول ۵-۱۲ مقایسه بین روش‌های مدل سازی

نوع مدل	نوع گسسته سازی	اثرات سه بعدی	نوع سازه	هدف تحلیل	پیچیدگی و دقت
یک درجه آزادی	یک درجه آزادی	معمولاً در نظر گرفته نمی‌شود	برای طرح اولیه و سازه‌های منظم	پاسخ کلی	کم
چند درجه آزادی	چند درجه آزادی	در نظر گرفته می‌شود.	تمام سازه‌ها	پاسخ کلی	متوسط
پرجزئیات	چند درجه آزادی	در نظر گرفته می‌شود.	تمام سازه‌ها	پاسخ کلی و موضعی	زیاد

با توجه به دقت مورد نیاز و مقتضیات طرح، یکی از روش‌های فوق انتخاب می‌گردد. مدل یک درجه آزادی و پر جزئیات را می‌توان مانند شکل ۵-۲۳ به صورت مدل‌های کوچک و بزرگ تشبیه کرد. سیستم چند درجه آزادی به صورت یک مد متوسط می‌باشد. برای تحلیل سازه‌های بزرگ می‌توان از ترکیب سیستم‌های چند درجه آزادی و پر جزئیات استفاده نمود. به عنوان مثال در پل‌های چند دهانه، عرشه بالایی که در حالت ارتجاعی باقی می‌ماند، را می‌توان به صورت یک

<sup>1</sup> Lumping<sup>2</sup> Distributed masses<sup>3</sup> Plates and shells

المان تیر در نظر گرفت، در حالی که پایه پل‌ها که دارای حساسیت بیشتری می‌باشند و نیاز به دقت بالاتری دارند، را می‌توان توسط روش المان محدود به صورت مناسبی مش بندی نمود.



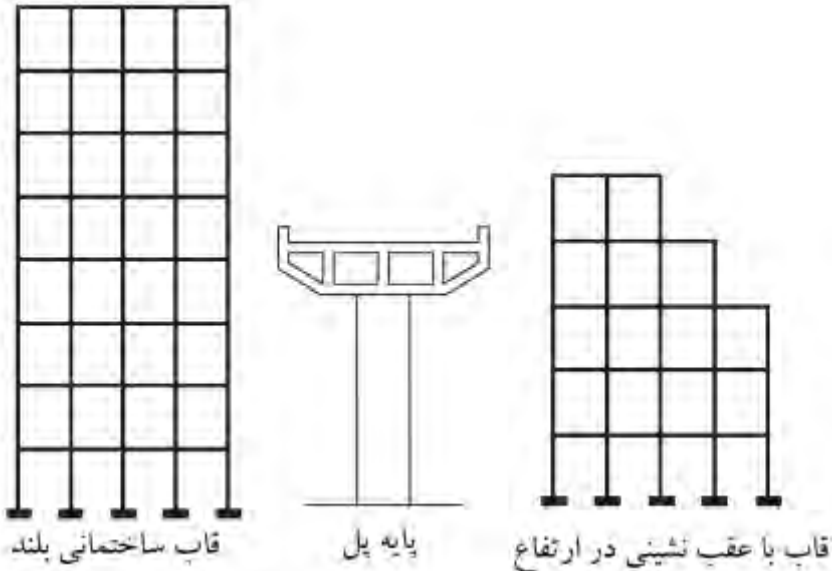
شکل ۵-۲۳ طبقه بندی مدل‌های تحلیلی

مثال) یک سازه چند طبقه و یک پل با دهانه بلند را مانند شکل ۵-۲۴ در نظر بگیرید. روش تحلیل مناسب برای هر یک کدامند؟ همچنین شماتیک مدل هر یک را ترسیم نمایید. در صورتی که مولفه‌های قائم و افقی زلزله بایستی در نظر گرفته شوند، به چه صورتی با هم ترکیب می‌شوند؟



شکل ۵-۲۴ سازه چند طبقه (سمت چپ) و پل با دهانه طولانی (سمت راست)

مثال) برای سازه‌های نشان داده شده در شکل ۵-۲۵، مدل‌های مناسب را ترسیم نمایید.



شکل ۵-۲۵ ساختمان چند طبقه منظم (سمت چپ) پایه پیل (وسط) ساختمان نامنظم (سمت راست) برای انجام کلیه تحلیل‌ها نیاز به مدل‌سازی می‌باشد. دقت مدل‌سازی به نوع فرضیات استفاده شده در آن بستگی دارد. تمام سازه‌ها به صورت سه بعدی می‌باشد، لیکن در مسائل آموزشی به سبب سادگی در بیان معمولاً از مدهای دو بعدی استفاده می‌شود. یک مدل سازه‌ای

### ۵-۱۰-۱- مصالح

**الف) فولاد:** در نرم‌افزارهای مبتنی بر المان محدود<sup>۱</sup>، فولاد با روابط یک محوری ساده تحت بارهای یکنوا مدسازی می‌شود. مدل ارتجاعی خطی<sup>۲</sup> (LEM) را می‌توان برای سیستم سازه‌ای که از آنها انتظار تجربه تغییر شکل‌های غیر ارتجاعی نمی‌رود، بکار برد. مدل ارتجاعی خطی را می‌توان در تحلیل‌های استاتیکی و دینامیکی بکار برد. دو پارامتر مدل مصالح حائز اهمیت بیشتری هستند: یک مدول یانگ  $E$  و دیگری نسبت پواسون  $\nu$  می‌باشد. برای فولاد نرمه  $E=205000-210000\text{MPa}$  و  $\nu=0.3-0.35$  فرض می‌شود. مدول برشی  $G$  با استفاده از این دو کمیت بدست خواهد آمد ( $G = E/2(1+\nu)$ ). از سوی دیگر مدل یک محوری الاستو-پلاستیک<sup>۳</sup> (EPM) را می‌توان برای در نظر گرفتن کامل رفتار غیر ارتجاعی سازه‌ها بکار برد. متداول‌ترین مدل‌های EPM در تحلیل‌های غیر خطی به صورت زیر می‌باشند:

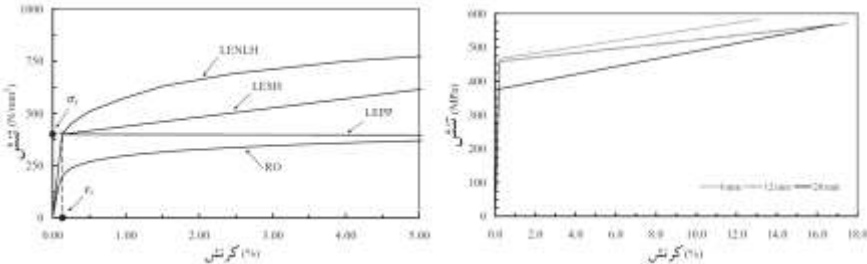
<sup>1</sup> Finite Element Analysis (FEA) software packages

<sup>2</sup> Linear elastic models (LEMs)

<sup>3</sup> Elastic - plastic models

- ✓ الاستیک خطی – پلاستیک کامل (LEPP)<sup>۱</sup>
- ✓ الاستو-پلاستیک خطی با کرنش سختی (LESH)<sup>۲</sup>
- ✓ الاستو-پلاستیک خطی با سخت شوندگی غیر خطی (LENLH)<sup>۳</sup>
- ✓ قوانین توان؛ مانند مدل‌های رامبرگ-اسگوت (RO) و منگوتو-پینتو (MP)<sup>۴</sup>

در شکل ۵-۲۶ مقایسه‌ای بین مدل‌های فوق نشان داده شده است.



شکل ۵-۲۶ رابطه بین تنش و کرنش در مدل‌های تک محوری؛ مقایسه بین مدل‌های مختلف (سمت چپ) و مدل الاستیک خطی با کرنش سختی با قطرهای مختلف استفاده شده (سمت راست)

جزئیات و مزایا و معایب هر یک از مدهای فوق در جدول ۵-۱۳ نشان داده شده است. مدل‌های دو خطی ساده هستند ولی برای بیان طول مفصل پلاستیک مناسب نبوده و بین ۵ تا ۵۰ درصد خطا دارند. این خطا در طراحی ظرفیت قابل قبول نبوده و اطمینان طرح را دچار مشکل می‌کند. در مدل‌های الاستو-پلاستیک که دارای سخت شوندگی کرنشی هستند، معمولاً از ۱ تا ۳٪ شیب سختی ارتجاعی، برای سختی کرنش استفاده می‌شود. در جدول ۵-۱۳ مقدار  $n$  عدد غیر صفر می‌باشد. همچنین  $a$ ,  $b$ ,  $c$  و  $n$  ثابت‌های ماده می‌باشند که از تست‌های آزمایشگاهی بدست می‌آیند.

جدول ۵-۱۳ مقایسه بین مدل‌های تک محوری

مشخصات	نوع مدل			
	الاستیک خطی – پلاستیک کامل	الاستو-پلاستیک خطی با کرنش سختی	الاستو-پلاستیک خطی با کرنش شونده غیر خطی	قانون توان (مدل‌های رامبرگ-اسگوت)
معادلات تنش کرنش	$\sigma = E\varepsilon$	$\sigma = E\varepsilon$	$\sigma = E\varepsilon$	$\varepsilon = \frac{\sigma}{E} + a\left(\frac{\sigma}{b}\right)^n$

<sup>1</sup> Linear elastic - perfectly plastic (LEPP)

<sup>2</sup> Linear elastic - plastic with strain hardening (LESH)

<sup>3</sup> Linear elastic - plastic with non - linear hardening (LENLH)

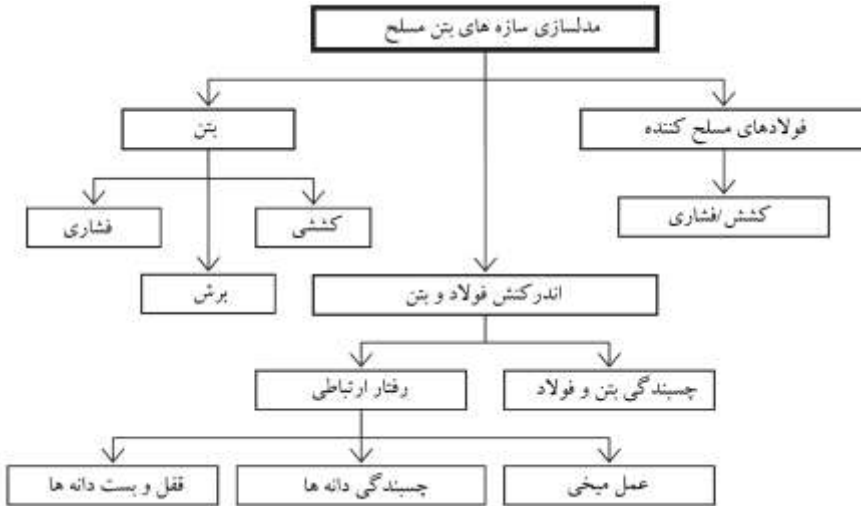
<sup>4</sup> Power laws: e.g. Ramberg – Osgood (RO) and Menegotto – Pinto (MP) models



برای $\sigma \leq \sigma_y$				
معادلات تنش کرنش برای $\sigma > \sigma_y$	$\sigma = E(\varepsilon - \lambda)$	$\sigma = \sigma_y + E_t \left( \varepsilon - \frac{\sigma_y}{E} \right)$	$\sigma = k\varepsilon^n$	
ملاک تسلیم	$\sigma = \sigma_y$	$\sigma = \sigma_y$	$\sigma = \sigma_y$	$\sigma = \sigma_{y,0.2}$
نوع سخت شوندگی	ندارد	خطی	غیر خطی	غیر خطی
مزایا و معایب	آسان بوده، برای فولاد نرمه مناسب است، برای تحلیل‌های غیرارتجاعی کنترل تنش مناسب نیست، پراکندگی پلاستیسیته ندارد.	آسان بوده، پراکندگی پلاستیسیته دارد، برای تحلیل‌های غیرارتجاعی کنترل تنش مناسب است، برای فولاد نرمه مناسب است.	آسان بوده، پراکندگی پلاستیسیته تدریجی، نیاز به آزمایش‌های تجربی دارد، برای فولاد نرمه مناسب است.	از نظر اجرا زمان‌بر می‌باشد، برای مواد با قابلیت‌های غیر ارتجاعی بالا مناسب است، نیاز به آزمایش‌های تجربی دارد.

در شکل ۵-۲۶ مدل الاستیک خطی با کرنش سختی استفاده شده برای سازه شکل ۵-۲۱ نشان داده شده است. مشخصات فولاد استفاده شده برای منحنی دو خطی با استفاده از داده‌های آزمایش بدست آمده‌اند. آماتورهای استفاده شده در سه اندازه ۸،۱۲ و ۲۰ میلیمتر می‌باشند. میزان کرنش سختی برای آرماتورها برابر ۳/۲٪ برای آرماتور با قطر ۱۲ میلیمتر، ۵/۶٪ برای آرماتور با قطر ۲۰ میلیمتر می‌باشند. آلیاژهای فولادی می‌توانند کرنش سختی‌های زیادی را از خود نشان دهند، که آنها را می‌توان توسط مدل‌های RO یا LENLH نشان داد. مدل RO برای نشان دادن رفتار آلومینیوم و فولاد ضد زنگ<sup>۱</sup> با رفتار غیرخطی زیاد مناسب می‌باشند (Di Sarno and Elnashai, 2003). مدل‌های LEPP، LESH و LENLH دارای شکل ساده‌ای بوده و در آنها تنش  $\sigma$  به صورت تابعی از کرنش  $\varepsilon$  بیان می‌شود. این روش بیان که در تحلیل‌های المان محدود استفاده می‌شود، مفید هستند. مدل‌های الاستو - پلاستیک (EPM) شرح داده شده در فوق را می‌توان در نرم‌افزارهای المان محدود کامپیوتری برای حالت‌های بارهای کششی و فشاری یکنوا، برای بیان رفتار غیرارتجاعی فولاد بکار برد.

<sup>1</sup> Stainless steels



شکل ۵-۲۷ مدل سازی مصالح بتن مسلح (بدون کشش)

ب) **بتن مسلح**: مدل های مختلفی برای توصیف رفتار بتن مسلح وجود دارد که در شکل ۵-۸ نشان داده شده است. این مدل ها بایستی شامل موارد زیر باشند.

- ✓ رابطه بین تنش و کرنش غیرخطی
- ✓ سطح شکست و خرابی
- ✓ بعد از شکست و خرابی
- ✓ مدل برای آرماتورها
- ✓ لغزش بین آرماتور و بتن

دو جمله اول ساده می باشند. مدل های مختلفی برای حالت های کششی و فشاری وجود دارد که به طور وسیع برای مدل های کوچک و بزرگ مورد استفاده قرار می گیرد. از مدل های تنش تک محوری یا چند محوره می توان استفاده نمود. جمله سوم بیشتر بحث برانگیز می باشد. تسلیم فولاد می تواند به مقدار زیادی تغییر کند، بنابراین درجه بندی مشکل است. جمله چهارم نیز در قسمت قبل مورد بررسی قرار گرفت. از لغزش بین بتن و فولاد می توان صرف نظر نمود. مدل های ماکروسکوپی زیادی مورد استفاده قرار گرفته اند که مهمترین آنها در زیر مورد بحث قرار می گیرد:

- ✓ مدل های ارتجاعی خطی با حذف کشش<sup>۱</sup> ( $LEM$ )
- ✓ مدل های ارتجاعی غیرخطی<sup>۲</sup> ( $NLEM$ )
- ✓ مدل های الاستو پلاستیک<sup>۱</sup> ( $EPM$ )

<sup>1</sup> Linear elastic models with tension cut - off (LEMs)

<sup>2</sup> Non - linear elastic models (NLEMs)

در روابط تنش کرنش برای LEM و NLEM عموماً از فرمول‌های تجربی استفاده می‌شود. برای فرمول‌بندی این روابط نیاز به مدول یانگ  $E$ ، در نقطه ابتدایی  $E_0$  یا مقدار تانژانتی  $E_t$ ، مقاومت مشخصه  $f_c$ ، ترک خوردگی  $f_t$  و نسب پواسون  $\nu$  مورد نیاز است.

---

<sup>1</sup> Elastic - plastic models (EPMs)

## مراجع:

- ۱- بدری، سید حامد، «بررسی تاثیر مشخصات سازه و زلزله در سطح عملکرد و تغییر مکان هدف قابهای خمشی فولادی»، پایان نامه کارشناسی ارشد، به راهنمایی دکتر آفاکوچک، دانشگاه تربیت مدرس
- ۲- تسنیمی، عباسعلی، «رفتار و طرح لرزه ای ساختمانهای بتن مسلح (آبا + ۲۸۰۰)»، مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، ۱۳۸۰، جلد اول.
- ۳- استاندارد ۲۸۰۰ ایران، «آیین نامه طراحی ساختمانها در برابر زلزله»، مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، نشریه شماره ض-۲۵۳، ویرایش سوم، ۱۳۸۴
- ۴- «دستورالعمل بهسازی لرزه ای ساختمانهای موجود»، نشریه شماره ۳۶۰، ۱۳۸۵
- ۵- بدری، سید حامد و فرهاد دانشجو «بررسی روشهای ضرایب تغییر مکان و طیف ظرفیت اصلاح شده در تعیین نقطه هدف قابهای خمشی فولادی کوتاه»، مجموعه مقالات سومین کنگره ملی مهندسی عمران، ۱۳۸۶
- ۶- علی آبادی، داود «بررسی اتصال صلب توصیه شده در آیین نامه ۲۸۰۰ ایران و اثر آن بر عملکرد قابهای خمشی»، پایان نامه کارشناسی ارشد به راهنمایی دکتر علی اکبر آفاکوچک، دانشگاه تربیت مدرس، ۱۳۸۴
- 7- Elnashai, Amr S. and Sarno, Luigi Di(2008). Fundamental of Earthquake Engineering. John Wiley
- 8- Bozorgnia , Y. and Bertero , V.V. (2004). Earthquake Engineering. From Engineering Seismology to Performance - Based Engineering. CRC Press , Boca Raton, FL, USA .
- 9- Chen, W.F. and Scawthorn, C. (eds). 2002. Earthquake Engineering Handbook, CRC Press, Boca Raton, FL
- 10- Dowrick, D.J. 1987. Earthquake Resistant Design, 2nd edition, John Wiley & Sons, New York
1. ATC-40, Recommended Methodology for Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Concrete Building, Applied Technology Council, Redwood City, California, USA
2. Dowrick, D.J. 1987. Earthquake Resistant Design, 2nd edition, John Wiley & Sons, New York.
3. UBC, 1997, Uniform Building Code, Edition, International Conference of Building Officials, Whittier, California, USA
4. A. J. Chopra, K. Rakesh, and M. Goel, "Direct Displacement-Based Design: Use of Inelastic vs. Elastic Design Spectra," Earthquake Spectra, Vol. 17, No. 1, February 2001.
5. Bazzurro P, Cornell CA, "Seismic hazard analysis for non-linear structures. I: Methodology", ASCE Journal of Structural Engineering 1994; 120(11):3320-3344

## فصل ۶- اندرکنش خاک و سازه

### ۶-۱- کلیات

با گسترش تکنولوژی و شهر نشینی، پروژه های گسترده و وسیعی طراحی و اجرا می‌شوند که بعضی از این پروژه‌ها باید در شرایط نامطلوب ژئوتکنیکی اجرا شود. در هنگام وقوع زلزله در چنین شرایطی، اثرات متقابل خاک-سازه حائز اهمیت می‌باشد و رفتار سیستم سازه‌ها را به مقدار قابل توجهی تحت تاثیر قرار می‌دهد. این امر باعث گردیده که این موضوع از سه دهه اخیر مورد توجه محققین زیادی قرار گیرد. تحلیل عکس العمل دینامیکی سازه‌هایی که تحت بارهای بالقوه زلزله درپایه خود قرار دارند، یکی از وظایف اصلی مهندسی زلزله می‌باشد. در حالت کلی سازه با خاک اطراف خود در حال برهم کنش است. در سازه‌های متکی بر زمین صلب، حرکت پایه سازه در اثر زلزله، برابر همان حرکت میدان آزاد زمین می‌باشد. برای سازه‌های متکی بر خاک انعطاف پذیر، حرکت پی معمولاً با حرکت میدان آزاد اختلاف دارد. این اختلاف ممکن است شامل یک مؤلفه حرکت گهواره‌ای مهم، بعلاوه یک مؤلفه جانبی یا انتقالی نسبت به زمین باشد. مؤلفه حرکت گهواره‌ای بویژه می‌تواند برای سازه‌های بلند، مهم باشد. یک سازه با تکیه‌گاه انعطاف پذیر، با یک سازه با تکیه‌گاه صلب، از این لحاظ نیز اختلاف دارد که ممکن است یک قسمت اساسی از انرژی ارتعاشی بوسیله تشعشع امواج و نیز بوسیله عمل هیستریزس در خاک و در تکیه‌گاه انعطاف پذیر تلف و مستهلک شود. اهمیت فاکتور دوم با افزایش شدت لرزش زمین افزایش می‌یابد. تکیه‌گاه انعطاف پذیر همچنین باعث تغییر شکل مودها و فرکانس‌های ارتعاشی سازه می‌شود. اثرات اندرکنش خاک-سازه اختلافات پاسخ سازه در حالتی که این پاسخ با فرض برابر بودن حرکت پی سازه با حرکت میدان آزاد زمین محاسبه شده است را نسبت به پاسخ سازه با در نظر گرفتن حرکت اصلاح شده یا واقعی پی، نشان می‌دهد و این اختلافات به مشخصه حرکت میدان آزاد زمین بعلاوه خواص سازه و تکیه‌گاه انعطاف پذیر (خاک مجاور و زیر پی) بستگی دارد. اثرات اندرکنش خاک - سازه نباید با اثرات سایت اشتباه شود. در بعضی از موارد زلزله، ملاحظه می‌شود که دو نقطه‌ی نزدیک به هم دارای خرابی‌های متفاوتی می‌باشند و اختلاف زیادی بین آنها وجود می‌آید و این ناشی از اثرات ساختمانی و خاک محل می‌باشد. ثبت‌های جنبش قوی بدست آمده بوسیله آرایش دستگاه‌های مترکم برای تحقیق در مورد جنبش زمین شامل مشخصه‌های انتشار

امواج لرزه‌ای و اثر شرایط زمین و غیره اساسی هستند. اثرات سایت به این حقیقت اشاره می‌کنند که مشخصه‌های حرکت میدان آزاد زمین ایجاد شده در یک واقعه دینامیکی در یک سایت معین، توابعی از خواص و کیفیت زمین شناسی آن سایت (خاک و سنگ زیر سطح) می‌باشند. لیکن اثرات اندرکنش خاک - سازه به این حقیقت اشاره می‌کند که پاسخ دینامیکی یک سازه ساخته شده بر روی آن سایت، به رابطه بین مشخصه‌های سازه‌ای و خواص لایه‌های خاک زیرین موضعی و نیز مشخصه‌های حرکت میدان آزاد زمین بستگی دارد. اثرات اندرکنش خاک - سازه می‌تواند عکس العمل سازه را افزایش و یا کاهش دهد که این امر به مشخصه‌ها و خواص سازه و خاک و حرکت زمین مورد نظر بستگی دارد. بنابراین اثرات اندرکنش خاک - سازه می‌تواند طرح لرزه‌ای سازه را از حاشیه اطمینان خارج و یا غیر اقتصادی نماید. به همین خاطر ضرورت در نظر گرفتن این اثرات، در تحلیل لرزه‌ای سازه‌ها احساس می‌شود. در سال‌های اخیر، مطالعات زیادی روی برهم کنش دینامیکی سازه و خاک یا سنگ، برای انواع مختلف سازه‌ها انجام شده است. به ویژه برای سازه‌های حجیم و سنگین، مثل نیروگاه‌های اتمی، سدها، سکوه‌های ساحلی، پل‌ها و سازه‌های بلند که بر روی خاک نرم بنا شده‌اند، برهم کنش بین سازه و پی بسیار مهم می‌باشد. از اینرو بعضی از آیین‌نامه‌ها اقدام به ارائه الگوریتمی برای روش بار جانبی معادل مانند آیین‌نامه *NEHRP* معادل استاتیکی (و تحلیل دینامیکی طیفی) نموده‌اند که در آنها به گونه‌ای سعی در لحاظ نمودن اثرات اندرکنش خاک-سازه صورت گرفته است. هم اکنون در استاندارد ۲۸۰۰ ایران، چه در روش تحلیل استاتیکی معادل و چه در روش تحلیل دینامیکی، پایه سازه گیردار (با تکیه گاه صلب) فرض شده و از اثرات اندرکنش خاک-سازه صرف‌نظر شده است که ضرورت دارد روش‌های فوق به نحوی برای در نظر گرفتن این اثرات، اصلاح گردد.

## ۶-۲- مروری بر تحقیقات انجام شده در زمینه اندرکنش خاک و سازه

تاکنون مطالعات گسترده‌ای در مورد رفتار سیستم‌های خاک - سازه در هنگام وقوع زلزله و اثرات اندرکنش خاک-سازه انجام گرفته است. به نظر میرسد که این مطالعات از سال ۱۹۶۹ سرعتی جهشی نسبت به سال‌های قبل از آن، به خود گرفته است و هم اکنون نیز تحقیقات در این زمینه ادامه دارد. در این تحقیقات، مدل‌های مختلفی برای سازه، پی ساختمان و خاک در نظر گرفته شده و از روش‌های مختلفی برای تحلیل استفاده شده است. تحلیل‌ها بصورت‌های الاستیک خطی و یا غیر الاستیک و غیر خطی انجام شده‌اند. مدل‌ها، هم بصورت دوبعدی و هم بصورت سه بعدی در نظر گرفته شده‌اند. خاک با مدل‌سازی‌های مختلفی همچون مدل نیم فضای (الاستیک، الاستوپلاستیک و غیر الاستیک)، مدل المان محدود، مدل فنر و کمک فنر و نیز مدل ترکیبی نیم فضا و المان محدود، مورد بررسی قرار گرفته است. پی ساختمان بصورت صلب و یا انعطاف پذیر و

نیز بصورت‌های سطحی و یا مدفون در خاک، در نظر گرفته شده است. ساختمان در بعضی از تحقیقات، یک طبقه و در بعضی دیگر  $n$  طبقه می‌باشد. در سال‌های اخیر، به علت اینکه پیشرفت‌های زیادی در علم کامپیوتر رخ داده، مطالعات عددی به طور گسترده‌ای افزایش یافته است. از مهمترین این روش‌ها، ترکیب روش‌های المان محدود، المانهای نامحدود و المانهای مرزی می‌باشد، که به طور گسترده‌ای در سالهای اخیر برای بررسی اثرات اندرکنش خاک-سازه در پاسخ دینامیکی سازه‌ها استفاده شده است در اینجا به معرفی و توضیح بخشی از مطالعات انجام شده در موارد ذکر شده، می‌پردازیم. در سال ۱۹۰۴ لمب به عنوان نقطه آغازین حرکت، مطالعاتی بر روی ارتعاشات یک نیم فضای الاستیک خطی انجام داد، بارگذاری در نظر گرفته شده در این حالت، هارمونیک و نقطه‌ای بود. در سال ۱۹۳۶ ریسنر، عکس‌العمل یک صفحه صلب دایره‌ای قرار گرفته بر سطح یک نیم فضای الاستیک همگن را تحت یک ارتعاش عمودی هارمونیک، مورد تحلیل قرارداد. او با توجه به انرژی قابل توجه امواج حجمی و سطحی تولید شده حین ارتعاش و این مسئله که در یک نیم فضا، این امواج به صورت نامحدودی منتشر می‌شوند، بدون اینکه برگشت انرژی صورت بگیرد، مسئله اتلاف انرژی در اثر عمل تابش را برای اولین بار مطرح کرد. بدین ترتیب که محیط در هر صورت سبب میرایی، می‌شود گرچه الاستیک خطی بوده و حتی تلف مادی انرژی نداشته باشد. از سال ۱۹۵۳ تا ۱۹۵۶، آرنولد، سونگ، بایکروفت، باتوجه به کارهای گذشته در عمومیت دادن و طبقه‌بندی کارهای ریسنر کوشیدند و حرکات مربوط به شش درجه آزادی پی‌های سطحی را ارائه کردند. از سال ۱۹۶۲ تا ۱۹۷۶ هوس‌یه و لایسمر برای نخستین بار متوجه این مطلب شدند که میتوان رفتار پی سطحی و خاک را در حالت ارتعاش قائم به مانند یک سیستم یک درجه آزادی مدل کرد. به طوری که دارای سختی و میرایی ثابت (غیروابسته به فرکانس) باشد. پس از آن این روش ساده سازی به شبیه سازی لایسمر معروف شد و توسط ریچارت و ویتمن برای تمامی حرکات گسترش یافته است. چوپرا و گوترز در سال ۱۹۷۳، یک روش کارآمد، براساس مفهوم ریتز، برای آنالیز دینامیکی ساختمان‌های چند طبقه شامل اندرکنش فونداسیون در مقابل زلزله، ارائه نمودند. سیستم موردنظر، یک ساختمان برشی واقع بر یک پی صفحه‌ای دایره‌ای صلب متصل به سطح نیم فضای الاستیک خطی می‌باشد. در این روش تغییر مکان‌های سازه به مدهای نرمال ارتعاش ساختمان واقع بر یک فونداسیون صلب، تبدیل می‌شود. در این روش نتایج بسیار خوبی می‌تواند با در نظر گرفتن فقط چند مد اول ارتعاش بدست آید.

### ۶-۳- مشخصات دینامیکی خاک

رفتار خاک تحت بارهای دینامیکی به عوامل مختلفی وابسته است:

✓ طبیعت خاک

✓ محیط خاک (حالت تنش استاتیکی و درصد رطوبت)

✓ نوع بارهای دینامیکی (بزرگی کرنش، نرخ کرنش و تعداد سیکل‌های بارگذاری)

مقاومت برخی از خاک‌ها تحت بارهای سیکلی سریع افزایش می‌یابد، در حالی که در برخی دیگر مانند ماسه اشباع یا رس حساس<sup>۱</sup> در اثر ارتعاش با کاهش مقاومت روبرو می‌شوند. مشاهدات بر روی خاک‌های تحت بارگذاری سیکلی زهکشی‌نشده، نشان دهنده تفاوت قابل ملاحظه‌ای بین رفتار خاک در این حالت، با رفتار خاک در حین یک بارگذاری منفرد، است. تحت تنش‌های سیکلی کوچک، در هر سیکل بارگذاری، کرنش‌ها افزایش می‌یابند، تا به یک مقدار حدی می‌رسند. تحت تنش‌های سیکلی بزرگ، کرنش‌ها بطور پیوسته افزایش پیدا کرده، و کرنش‌های خیلی بزرگ (یا گسیختگی)، در یک تنش حداکثر که مقدار آن کمتر از تنش گسیختگی استاتیکی است، می‌تواند حاصل گردد. در تئوری‌های کلاسیک حالت بحرانی، یک خط حالت بحرانی منفرد وجود دارد که بطور یکتا، حالات گسیختگی را برای خاک مورد نظر تعریف می‌کند. اما وضعیت گسیختگی یک خاک بستگی به تاریخچه تنش قبل از گسیختگی دارد، و بنابراین یک خاک ممکن است که چندین حالت بحرانی داشته باشد. از موارد مفید در این زمینه، دو حالتی هستند که به نظر می‌رسد مستقل از تاریخچه تنش باشد. اولی، حالت یکنواخت (*SS*) می‌باشد که حالتی از گسیختگی است که در آن خاک در حجم ثابت و تنش‌های موثر ثابت، بطور پیوسته تغییر شکل پیدا می‌کند. این مطابق با مفهوم حالت بحرانی کاساگرانده برای ماسه می‌باشد که به منظور در برگیری بارگذاری یکنواخت سیلت‌ها و رس‌ها، توسعه داده شد. دومین مورد، حالت گسیختگی ایجاد شده بوسیله بارهای سیکلی می‌باشد، که به حالت حدی سیکلی مصطلح گردیده است. حالت حدی سیکلی (*CLS*) حالت مرجعی برای گسیختگی ایجاد شده بوسیله بارگذاری سیکلی و تشکیل دهنده مرز بالایی رفتار غیر گسیختگی برای تعداد خیلی زیادی از سیکل‌ها می‌باشد. به نظر می‌رسد که لاقل دو روش برای مسأله توصیف پاسخ خاک‌ها به بارگذاری لرزه‌ای وجود دارد:

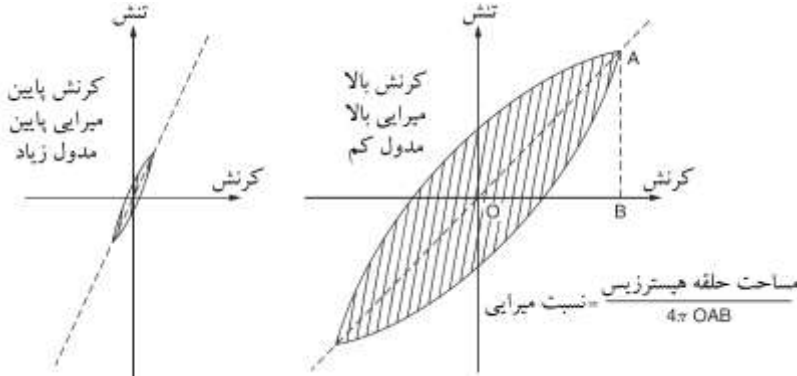
(۱) استفاده از یک مدل ساختاری جامع از رفتار خاک، هم تحت شرایط بارگذاری یکنواخت، و هم شرایط بارگذاری سیکلی. پارامترهای چنین مدلی ما را قادر خواهند کرد تا پاسخ هر منحنی تنشی، مورد ارزیابی قرار گیرد.

(۲) استفاده از یک مدل ساده سازی شده رفتار خاک که در آن، پارامترهای رفتار را بر روی منحنیهای تنش ویژه ای توصیف نمایند. منحنیهای تنش متفاوت، مقادیر متفاوتی نیاز خواهند داشت تا به پارامترهای مدل نسبت دهند.

<sup>1</sup> Saturated sands or sensitive clays



**مدول برشی:** مطابق شکل ۱-۶ رفتار کلی خاک به صورت غیرخطی می‌باشد، لیکن برای نرخ‌های کرنش کم، مدول برشی را می‌توان از میانگین‌گیری شیب نمودار تنش - کرنش تعیین نمود.



شکل ۱-۶ تعریف اثر کرنش برشی بر روی میرایی و مدول برشی خاک

در کرنش‌های بزرگ، منحنی تنش - کرنش به صورت غیر خطی بوده، بنابراین مدول برشی، عدد ثابتی نیست اما به بزرگی کرنش برشی وابسته است. روش‌های میدانی و آزمایشگاهی مختلفی برای تعیین مدول برشی  $G$  وجود دارد. در روش‌های میدانی با تعیین سرعت موج برشی  $v_s$ ، می‌توان با استفاده از رابطه (۱-۶) مدول برشی را تعیین نمود:

$$G_{\max} = \rho v_s^2 \quad (1-6)$$

که در آن  $\rho$  چگالی خاک می‌باشد. در جدول ۱-۶ و

جدول ۲-۶ مقادیر مختلف  $v_s$  و  $\rho$  برای خاک‌های مختلف نشان داده شده است.

جدول ۱-۶ میانگین سرعت موج برشی ( $m/s$ ) برای خاک با ارتفاع ۳۰ متر

توصیف	میانگین سرعت موج برشی		
	حداقل	میانگین	حداکثر
سنگ‌های سخت (مانند سنگ‌های دگرگون <sup>۱</sup> )	۱۴۰۰	۱۶۲۰	
سنگ‌های سخت تا متوسط (مانند گرانیت، آذرین، کنگلومرا و ماسه سنگ <sup>۲</sup> )	۷۰۰	۱۰۵۰	۱۴۰۰
خاک شنی و سنگ‌های نرم، خاک‌های با شن بیشتر از ۲۰٪، گرانیت نرم، سنگ‌های ته نشینی	۳۷۵	۵۴۰	۷۰۰
خاک رس سخت و ماسه‌ای، سیلت	۲۰۰	۲۹۰	۳۷۵
خاک‌های نرم، رس و رس آلی با ضخامت کمتر از ۳۷ متر	۱۰۰	۱۵۰	۲۰۰
خاک‌های خیلی نرم، ماسه اشباع شل،	۵۰	۷۵	۱۰۰

<sup>1</sup> Metamorphic rocks

<sup>2</sup> Granites, igneous rocks, conglomerates, sandstones

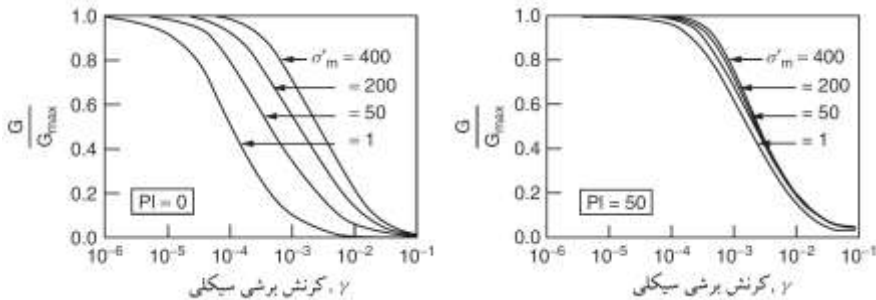
جدول ۲-۶ چگالی برخی از خاکها

نوع خاک	چگالی $\rho$ بر حسب $(kg/m^3)$			
	دانه بندی منظم		دانه بندی نامنظم	
	مقدار	دامنه	مقدار	دامنه
ماسه شل	۱۷۵۰	۱۷۰۰-۱۹۰۰	۱۷۵۰	۱۷۵۰-۲۰۰۰
ماسه متراکم	۲۱۰۰	۱۹۰۰-۲۱۰۰	۲۰۰۰	۲۰۰۰-۲۲۰۰
رس نرم	۱۷۵۰	۱۶۰۰-۱۹۰۰	۱۷۵۰	۱۶۰۰-۱۹۰۰
رس سخت	۲۰۷۰	۱۹۰۰-۲۲۵۰	۲۰۷۰	۱۹۰۰-۲۲۵۰
خاکهای سیلتی	۱۷۵۰	۱۶۰۰-۲۰۰۰	۱۷۵۰	۱۶۰۰-۲۰۰۰
خاکهای شنی	۲۱۵۰	۱۹۰۰-۲۲۵۰	۲۰۷۰	۲۰۰۰-۲۳۰۰

سختی خاک به تنش موثر آن وابسته است. بطور کلی در کرنش‌های پایین، سختی متناسب با جذر میانگین تنش‌های اصلی است. برای مثال سید و همکاران در سال ۱۹۸۶ رابطه زیر را برای مدول برشی ماسه بر حسب مگاپاسکال در کرنش‌های کوچک پیشنهاد دادند.

$$G_{\max} = 3.6 \sqrt{\sigma'_m [(N_1)_{60}]^{1/3}} \quad (2-6)$$

که در آن  $G_{\max}$  حداکثر مدول برشی در کرنش‌های پایین،  $\sigma'_m$  میانگین تنش موثر اصلی بر حسب  $kPa$  و  $(N_1)_{60}$  یک مقدار تصحیح شده  $N$  می‌باشد. در روش‌های آزمایشگاهی مقدار  $G$  به صورت مستقیم از آزمایش تنش - کرنش تعیین می‌گردد. در شکل ۲-۶ مقدار  $G$  بر حسب فشار همه جانبه و شاخص خمیری  $PI$  نشان داده شده است.



شکل ۲-۶ اثر میانگین فشار همه جانبه بر حسب  $kPa$  بر کاهش منحنی مدول برشی برای الف) خاک

ب) غیرپلاستیک ( $PI=0$ ) خاک پلاستیک ( $PI=50$ )

مقدار کرنش برشی در حین زلزله‌های کوچک در حدود  $10^{-3}\%$  و در زلزله‌های بزرگ در حدود  $10^{-1}\%$  می‌باشد که حداکثر کرنش در هر سیکل متفاوت می‌باشد. برای مقاصد طراحی لرزه‌ای معمولاً مقداری در حدود دو سوم  $G$  برای حداکثر کرنش مورد استفاده قرار می‌گیرد. همچنین با استفاده از رابطه زیر می‌توان مقدار مناسبی برای  $G$  محاسبه نمود:

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (3-6)$$

که در آن  $E$  ضریب ارتجاعی و  $\nu$  نسبت پواسون<sup>۱</sup> می‌باشد. در حالتی که اطلاعات کافی از خاک در دسترس نباشد، می‌توان از جدول ۳-۶ و جدول ۴-۶ برای تعیین  $E$  و  $\nu$  استفاده نمود و در نهایت با استفاده از رابطه فوق، مقدار  $G$  را تعیین نمود.

جدول ۳-۶ مقادیر ضریب ارتجاعی برای انواع خاک و سنگ

نوع خاک	$\frac{E}{c_u}$
رس نرم	۳۰۰
رس سخت	۳۰۰
رس خیلی سخت	۳۰۰
ماسه سنگ	۴۰۰
گچ	۲۰۰۰۰
سنگ آهک	۶۰۰
بازالت	۶۰۰

توجه داشته باشید که مقدار  $E$  بسیار متغییر بوده و به شرایط شیمیایی و فیزیکی خاک بستگی دارد. مقدار  $c_u$  مقاومت برشی زهکشی نشده خاک می‌باشد.

جدول ۴-۶ مقادیر نسبت پواسون برای خاک‌ها

نوع خاک	نسبت پواسون $\nu$
ماسه تمیز و شن	۰/۳۳
رس سخت	۰/۴۰
رس نرم	۰/۴۵

برای نسبت پواسون در کارهای عملی عموماً عدد ۰/۴ مورد استفاده قرار می‌گیرد.

**میرایی:** پارامتر موثر دوم در پاسخ دینامیکی خاک، میرایی آن است. دو نوع میرایی مختلف در خاک می‌توان در نظر گرفت که اولی میرایی مصالح و دومی میرایی تشعشعی<sup>۲</sup> می‌باشد. میرایی مصالح یا میرایی داخلی در حالتی موج از میان خاک عبور می‌نماید ایجاد می‌شود. مقدار میرایی و اتلاف انرژی انجام شده عموماً به صورت منحنی هیستریزیس بیان می‌شود. میرایی به صورت

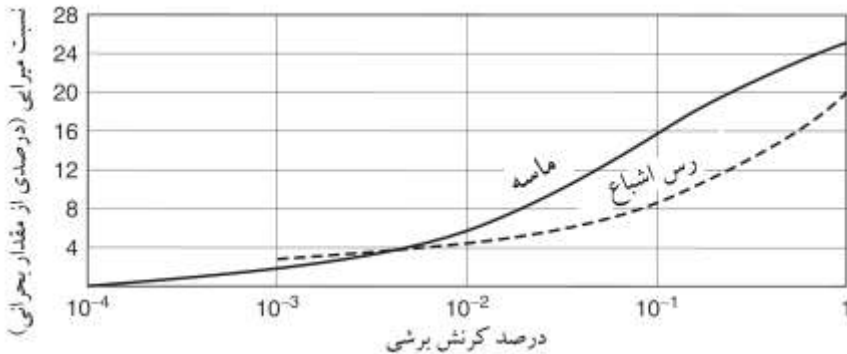
<sup>1</sup> Poisson's ratio

<sup>2</sup> Material damping and radiation damping

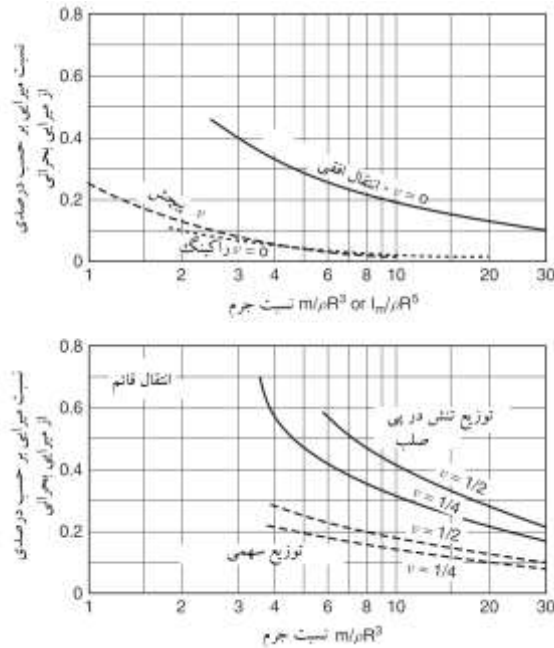
کسری از میرایی بحرانی بیان می‌شود که به نسبت میرایی معروف است. با در نظر گرفتن حلقه هیستریزیس سمت راست شکل ۱-۶ می‌توان نشان داد نسبت میرایی ویسکوز معادل به صورت زیر بدست می‌آید:

$$\xi = \frac{W}{4\pi\Delta W} \quad (۴-۶)$$

که در آن  $W$  مقدار انرژی تلف شده در یک سیکل (سطح حلقه هیستریزیس)، و  $\Delta W$  مقدار انرژی کرنش ذخیره شده در مصالح الاستیک (سطح  $OAB$ ) می‌باشد. در شکل ۳-۶ ارتباط بین میرایی داخلی و کرنش برشی برای ماسه و رس اشباع نشان داده شده است.



شکل ۳-۶ ارتباط بین میانگین میرایی داخلی و کرنش برشی برای ماسه و رس اشباع



شکل ۴-۶ مقادیر نسبت میرایی معادل برای میرایی تشعشعی توسط تئوری فونداسیون دایره‌ای بر نیم فضای الاستیک

میرایی تشعشعی سنجشی از میزان انرژی تلف شده در سازه در حین حرکت امواج از میان فونداسیون است که به طور کلی به صورت هندسی می‌باشد. ویتمن و ریچارت در سال ۱۹۶۷ مقدار تقریبی میرایی تشعشعی را برای فونداسیون‌های دایره‌ای مطابق شکل ۴-۶ محاسبه نمودند. برای انتقال‌های افقی و قائم، مقدار میرایی بزرگ است (بزرگتر از ۱۰٪) در حالی که در حرکات راکینگ و پیچشی مقدار میرایی ناچیز می‌باشد (کمتر از ۲٪) و می‌توان در کارهای عملی از آنها صرف نظر نمود. در شکل ۴-۶،  $m$  مقدار جرم فونداسیون به علاوه وزن اجزای روی آن،  $R$  شعاع (یا معادل شعاع) سطح تماس خاک و فونداسیون،  $\rho$  چگالی خاک و  $\nu$  نسبت پواسون برای خاک می‌باشد. برای فونداسیون مربعی به ابعاد  $B \times L$ ، شعاع معادل برای حرکت انتقالی به صورت زیر تعیین می‌شود:

$$R = \left( \frac{BL}{\pi} \right)^{1/2} \quad (۵-۶)$$

همچنین برای راکینگ به صورت:

$$R = \left( \frac{BL^3}{3\pi} \right)^{1/4} \quad (۶-۶)$$

و برای پیچشی به صورت زیر می‌باشد:

$$R = \left( \frac{BL(B^2 + L^2)}{6\pi} \right)^{1/4} \quad (۷-۶)$$

#### ۴-۶- پاسخ سایت به زلزله

در حالتی که امواج زلزله از سنگ بستر به سمت بالا حرکت می‌کنند، دچار تغییرات اساسی می‌شوند. این تغییرات به عوامل مختلفی همچون: دامنه تکان زلزله، فرکانس ارتعاش، مشخصات خاک، هندسه، عمق و لایه‌های خاک و در نهایت به سطح آب‌های زیرزمینی بستگی دارد. **دوره تناوب ارتعاش خاک:** در صورتی که خاک به صورت یکنواخت و در یک لایه به عمق  $H$  در نظر گرفته شود، دوره تناوب ارتعاش  $T$  را می‌توان به صورت زیر تعیین نمود:

$$T_n = \frac{4H}{(2n-1)v_s} \quad (۸-۶)$$

در حالی که  $N$  عددی صحیح (۱ و ۳ و ۵ و ...) و  $v_s$  میانگین سرعت موج برشی در لایه بوده که تابعی از سختی و چگالی (رابطه ۶-۱) می‌باشد. دوره تناوب اصلی، متناظر با  $N=1$  بوده، که در آن طول موج برابر  $4H$  می‌باشد. در حالتی که سایت از چند لایه خاک تشکیل شده باشد، می‌توان مطابق رابطه زیر با استفاده از میانگین وزنی<sup>۱</sup> برای تعیین سرعت موج برشی در رابطه (۸-۶) استفاده نمود:

$$v_s = \frac{\sum_{i=1}^n v_{si} H_i}{H} \quad (۹-۶)$$

در جدول ۵-۶ ضرایبی برای کاهش سرعت موج برشی اندازه‌گیری شده در کرنش‌های پایین (کمتر از ۰.۰۱٪) به نقل از  $ATC^2$  ارائه شده است که البته این مقادیر برای ناحیه سانفرانسیسکو می‌باشند.

جدول ۵-۶ ضرایب کاهش سرعت موج برشی اندازه‌گیری شده در کرنش‌های پایین

کرنش بالا $v_s$	حداکثر شتاب موثر زمین
کرنش پایین $v_s$	
۰/۹	$a_{\max} \leq 0.1g$

<sup>1</sup> Weighted average

<sup>2</sup> Applied Technology Council

$a_{\max} = 0.15g$	۰/۸
$a_{\max} = 0.2g$	۰/۷
$a_{\max} \geq 0.3g$	۰/۶۵

همچنین در جدول ۶-۶ مقادیر مختلف دوره تناوب خاک برای حداکثر شتاب موثر زمین برابر  $a=0.4g$  به نقل از  $SEAC^1$  نشان داده شده است. مقدار دوره تناوب بدست آمده از رابطه (۶-۸) به استثنای خاک‌های آبرفتی، معمولاً کمی بیشتر از دوره تناوب واقعی خاک می‌باشد.

جدول ۶-۶ مقادیر مختلف دوره تناوب خاک برای حداکثر شتاب موثر زمین برابر  $a=0.4g$

عمق خاک (m)	ماسه متراکم	رس متراکم با ضخامت بیش از ۵ متر
10	0.3-0.5	0.5-1.0
30	0.6-1.2	1.5-2.3
60	1.0-1.8	1.8-2.8
90	1.5-2.3	2.0-3.0
150	2.0-3.5	

براساس تحقیقات ولتسوس و میک در سال ۱۹۷۴ در حالتی رابطه زیر برقرار باشد، بایستی از اندکنش خاک و سازه در نظر گرفته شود.

$$\frac{v_s}{fh} < 20 \quad (۱۰-۶)$$

که در آن  $v_s$  سرعت موج برشی،  $f$  فرکانس سیستم یک درجه آزادی در حالت پای ثابت و  $h$  ارتفاع سازه می‌باشد. با جایگذاری  $f \approx 30/h$  برای ساختمان‌های قابی و  $f \approx 45/h$  برای ساختمان‌های با دیوار برشی، در رابطه فوق، اثر اندرکنش خاک و سازه بایستی در ساختمان‌های قابی وقتی که  $v_s \leq 600m/s$  و در ساختمان‌های با دیوار برشی در حالتی که  $v_s \leq 900m/s$  می‌تواند مهم باشد.

**دوره تناوب ارتعاش:** مقدار دوره تناوب ارتعاش سیستم، با کاهش سختی خاک زیرین افزایش می‌یابد.

## ۶-۵- روشهای پیشنهاد شده برای در نظر گرفتن اثرات برهم کنش خاک - سازه

در موارد زیادی هزینه طراحی ساختمان‌ها جهت پایداری در مقابل زلزله با استفاده از روش‌های معمولی تحلیل اندرکنش خاک-سازه، از لحاظ اقتصادی مقرون به صرفه و توجیه پذیر نمی‌باشد. به همین خاطر محققین زیادی جهت تسهیل در انجام محاسبات و صرفه جویی در هزینه‌ها،

<sup>1</sup> Structural Engineers Association of California

روش‌های ساده شده‌ای برای در نظر گرفتن تاثیر برهم کنش خاک-سازه در طراحی دینامیکی سازه‌ها ارائه کرده‌اند. یکی از روش‌های معتبر توسط موسسه فدرال مدیریت حوادث (FEMA) در کشور آمریکا تهیه شده است. در این قسمت به بررسی گزارش FEMA و آیین‌نامه NEHRP و آیین‌نامه ATC در مورد در نظر گرفتن اندرکنش خاک و سازه و همچنین الگوریتم پیشنهاد شده توسط شکیب و دهقانی برای لحاظ نمودن اثر اندرکنش خاک و سازه در تحلیل استاتیکی معادل استاندارد ۲۸۰۰ ایران به اختصار شرح داده می‌شود. به طور کلی، دوره تناوب اصلی موثر سازه با انتهای غیر گیردار به صورت زیر می‌باشد (ولتوس و میک ۱۹۷۴):

$$\tilde{T} = T \sqrt{1 + \frac{\bar{k}}{k_x} \left(1 + \frac{k_x \bar{h}^2}{k_\phi}\right)} \quad (11-6)$$

که در آن  $T$  دوره تناوب سازه با انتهای گیردار است. مقدار  $\bar{k}$  سختی سیستم بدون پای گیردار است:

$$\bar{k} = 4\pi^2 \left[ \frac{\bar{W}}{gT^2} \right] \quad (12-6)$$

همچنین  $\bar{h}$  برابر با ارتفاع موثر ساختمان است که برابر  $0.7h$  ارتفاع کل در نظر گرفته می‌شود. مگر در ساختمان‌هایی که کل جرم در یک طبقه متمرکز باشد که بایستی در این حالت،  $\bar{h}$  برابر ارتفاع آن تراز در نظر گرفته شود.  $k_x$  سختی جانبی فنداسیون، تعریف شده به صورت نیروی افقی استاتیکی لازم در تراز فنداسیون برای ایجاد یک تغییر مکان واحد در آن تراز،  $k_\theta$  حرکت گهواره‌ای (Rocking) فنداسیون، معادل لنگر استاتیکی لازم برای ایجاد یک دوران به اندازه واحد و در جهتی که سازه در آن جهت تحلیل می‌شود. مقادیر  $k_x$  و  $k_\theta$  را می‌توان با استفاده از جدول ۷-۶ تعیین نمود. مقدار  $g$  شتاب ثقل زمین است.

جدول ۷-۶ مقادیر سختی فنداسیون

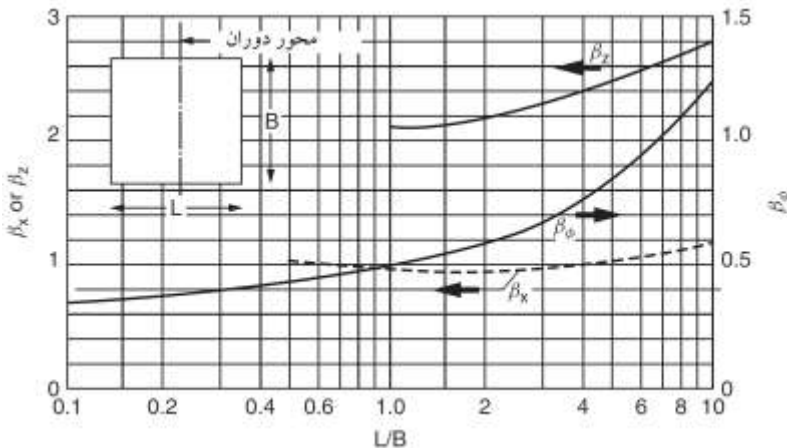
حرکت	فنداسیون دایره‌ای			فنداسیون مستطیل شکل
	سختی فنر $k$	میراگر ویسکوز	جرم افزوده	سختی فنر $k$
قائم	$\frac{4GR}{1-\nu}$	$1.79\sqrt{k\rho R^3}$	$1.5\rho R^3$	$\frac{G}{1-\nu}\beta_z\sqrt{BL}$
افقی	$\frac{8GR}{2-\nu}$	$1.08\sqrt{k\rho R^3}$	$0.28\rho R^3$	$2G(1+\nu)\beta_x\sqrt{BL}$
راکینگ	$\frac{8GR^3}{3(1-\nu)}$	$0.47\sqrt{k\rho R^5}$	$0.49\rho R^5$	$\frac{G\beta\phi BL^2}{1-\nu}$
پیچش	$\frac{16GR^3}{3}$	$1.11\sqrt{k\rho R^5}$	$0.7\rho R^5$	



برای سختی فنر فونداسیون مستطیلی شکل، مرجع ۲ صفحه ۹۸ را مطالعه نمایید. در جدول فوق مدول برشی،  $\nu$  نسبت پواسون،  $\rho$  چگالی،  $R$  شعاع فونداسیون دایره‌ای،  $B$  و  $L$  ابعاد فونداسیون مستطیلی و  $\beta_x, \beta_z, \beta_\phi$  ضرایبی هستند که از شکل ۶-۵ تعیین می‌شود. در رابطه (۶-۱۲)،  $\bar{W}$  بار موثر ساختمان که برابر  $0.7W$  در نظر گرفته می‌شود. در مواردی که وزن ساختمان در یک طبقه متمرکز باشد،  $\bar{W}$  را باید برابر کل وزن در نظر گرفت. جهت ساده سازی، در مواردی که ساختمان در پلان، مربع شکل باشد، رابطه (۶-۱۱) را می‌توان به صورت زیر بازنویسی نمود:

$$\frac{\tilde{T}}{T} = \sqrt{1 + \frac{1.47Jb^2}{\nu_s^2 T^2} (1 + 1.65J^2)} \quad (۱۳-۶)$$

که در آن  $b$  عرض ساختمان و  $J$  برابر با نسبت  $h/b$  است. به عنوان مثال برای یک ساختمان به ارتفاع ۸۰ متر و عرض ۲۰ متر،  $J=4$  و دوره تناوب اصلی آن  $1/8$  ثانیه می‌باشد. در صورتی که ساختمان بر روی خاکی با سرعت موج برشی  $\nu_s = 100 \text{ m/s}$  ساخته شده باشد، رابطه ۶-۱۳ به صورت  $\tilde{T}/T = 1.73$  خواهد بود و دوره تناوب با با انتهای غیر گیردار آن برابر  $3/11$  ثانیه می‌باشد.



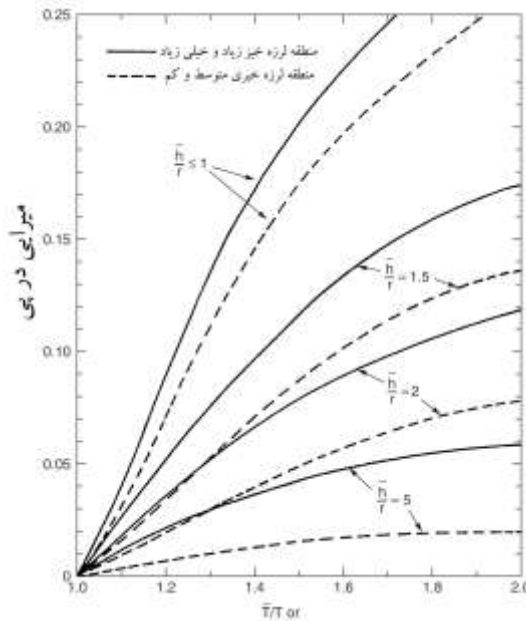
شکل ۶-۵ ضرایب  $\beta_\phi$  و  $\beta_z, \beta_x$  برای سختی فنر فونداسیون مستطیلی و دایره‌ای

**میرایی موثر:** میرایی موثر سیستم خاک-سازه با توجه به میرایی تشعشعی در خاک و مصالح کاهش می‌یابد. این مقدار کاهش در سازه‌های خیلی سنگین ممکن است تا ۵۰٪ هم برسد. ضریب میرایی موثر برای سیستم به صورت زیر توسط ویلتوس و نایر در سال ۱۹۷۵ پیشنهاد شد:

$$\tilde{\beta} = \beta_0 + \frac{\beta}{\left(\frac{\tilde{T}}{T}\right)^3} \quad (۱۴-۶)$$

که در روابط فوق،  $\beta$  نسبت میرایی برای سازه با پای ثابت و  $\beta_0$ ، ضریب میرایی فونداسیون که از شکل ۶-۶ تعیین می‌شود. کمیت  $r$  در این شکل، که از مشخصات طول فونداسیون می‌باشد، با استفاده از روابط زیر تعیین می‌شود:

$$r = \begin{cases} \left(\frac{A_0}{\pi}\right)^{\frac{1}{2}} & \frac{\bar{h}}{b_0} \leq 0.5 \\ \left(\frac{4I_0}{\pi}\right)^{\frac{1}{4}} & \frac{\bar{h}}{b_0} \geq 1.0 \end{cases}$$



شکل ۶-۶ ضریب میرایی فونداسیون

که در آن  $b_0$  طول فونداسیون در جهت تحلیل،  $A_0$  مساحت فونداسیون و  $I_0$  ممان اینرسی فونداسیون حول محور افقی که تحلیل در آن صورت می‌گیرد. آیین‌نامه  $ATC$  رابطه (۶-۱۴) را پذیرفته و مقدار  $\beta_0$ ، ضریب میرایی فونداسیون را برابر  $0.05$  در نظر می‌گیرد و تاکید می‌کند که مقدار میرایی موثر هیچگاه نباید از میرایی فونداسیون کمتر در نظر گرفته شود ( $\tilde{\beta} \geq 0.05$ ). به عنوان مثال برای ساختمان عنوان شده در فوق در صورت که  $v_s = 100 \text{ m/s}$  باشد،  $\tilde{\beta} \geq 0.065$  و در حالی که  $v_s = 200 \text{ m/s}$  باشد،  $\tilde{\beta} \geq 0.052$  می‌شود.

### ۶-۶- اثر اندرکنش خاک و سازه در آیین نامه NEHRP2000 (روش تحلیل طیفی)

برای اصلاح برش پایه به منظور لحاظ نمودن اثر اندرکنش خاک و سازه در تحلیل دینامیکی طیفی، فقط برش پایه در مد اصلی سازه همانند روش نیروی جانبی معادل اصلاح می‌شود با این تفاوت که در اینجا پارامترهای  $\bar{W}$ ،  $\bar{h}$  طبق روابط زیر حساب می‌شوند:

$$\bar{W}_m = \frac{\left[ \sum_{i=1}^n w_i \phi_{im} \right]^2}{\sum_{i=1}^n w_i \phi_{im}^2} \quad (۱۵-۶)$$

$$\bar{h} = \frac{\left[ \sum_{i=1}^n w_i \phi_{i1} h_i \right]^2}{\sum_{i=1}^n w_i \phi_{i1}} \quad (۱۶-۶)$$

در عبارت فوق،  $\phi_{im}$  تغییرمکان نرمالیزه شده سازه در تراز  $i$  و در مد  $m$  و  $w_i$  وزن سازه در تراز  $i$  است.

اصلاح تغییرمکان سازه: برای اصلاح تغییرمکان سازه در روش تحلیل دینامیکی طیفی به منظور لحاظ نمودن اثر اندرکنش خاک و سازه به ترتیب زیر عمل می‌شود:  
تغییرمکان سازه در مد اصلی سازه طبق رابطه زیر اصلاح می‌شود:

$$\tilde{\delta}_{xm} = \frac{\tilde{V}_1}{V_1} \left[ \frac{M_{01} h_x}{k_\theta} + \delta_{x1} \right] \quad (۱۷-۶)$$

$$\tilde{\delta}_{xm} = \tilde{\delta}_x \quad \rightarrow \text{for: } m = 2, 3, \dots$$

و برای مدهای بالاتر:

یعنی تغییرمکان در مدهای بالاتر اصلاح نمی‌شود.

$M_{01}$  لنگر واژگونی در پایه با استفاده از نیروهای زلزله اصلاح نشده در مد اصلی

$h_x$  ارتفاع از روی پایه تا تراز مورد بررسی

$\tilde{\delta}_{xm}$  تغییرمکان سازه در تراز  $x$  در مد  $m$  سازه

$\bar{V}_1$  برش پایه اصلاح شده سازه در مد اصلی

## ۶-۷- الگوریتم پیشنهادی برای لحاظ نمودن اثرات اندرکنش خاک و سازه در تحلیل استاتیکی معادل استاندارد ۲۸۰۰ ایران

اصلاح زمان تناوب سازه: زمان تناوب سازه با اندرکنش خاک و سازه به صورت زیر محاسبه می‌شود:

$$\bar{T} = T \left[ 1 + 4.63 \frac{\bar{k}}{k_y} + 0.46 \frac{\bar{k}h^2}{k_\theta} \right] \quad (۱۸-۶)$$

که  $T$  پریود اصلی ساختمان سازه با انتهای گیردار و  $\bar{T}$  با انتهای غیرگیردار است.  $\bar{k}$  سختی ساختمان وقتی که انتهای آن غیرگیردار است.

$\bar{h}$  ارتفاع موثر

$k_y$  سختی جانبی فنداسیون

$k_\theta$  سختی گهواره‌ای

میرایی موثر نیز مانند قبل محاسبه می‌شود.

اصلاح برش پایه: برای اصلاح برش پایه می‌توان از رابطه زیر استفاده نمود:

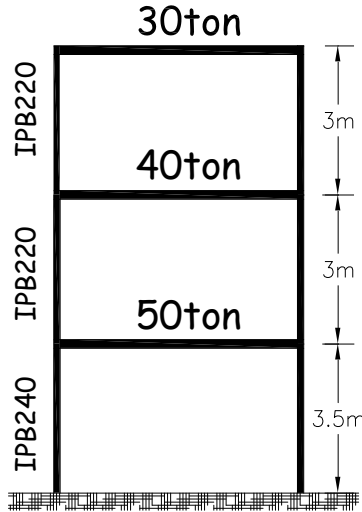
$$\frac{\Delta V}{V} = \frac{\left[ -5.41 + 11.71 \left( \frac{B}{\bar{B}} \right) - 5.99 \left( \frac{B}{\bar{B}} \right)^2 - 0.67 \left( \frac{0.05}{\bar{\beta}} \right) + 0.37 \left( \frac{0.05}{\bar{\beta}} \right)^2 \right]}{\left[ 1 - 0.76 \left( \frac{B}{\bar{B}} \right) - 0.24 \left( \frac{0.05}{\bar{\beta}} \right) \right]} \quad (۱۹-۶)$$

ضریب بازتاب  $B$ ، برای ساختمان با و بدون اندرکنش خاک و سازه طبق آیین‌نامه ۲۸۰۰ می‌باشد.

$$B = (1+S) \left( \frac{T_s}{T} \right)^{2/3} \quad \bar{B} = (1+S) \left( \frac{T_s}{\bar{T}} \right)^{2/3}$$

مثال) تحلیل طیفی ساختمان ۳ طبقه با تاثیر خاک و سازه و بدون تاثیر اندرکنش خاک و سازه: در سازه شکل ۶-۷، ارتفاع طبقه اول ۳/۵ متر و بقیه طبقات ۳ متر می‌باشد. وزن طبقه اول ۵۰ تن، دوم ۴۰ تن و سوم ۳۰ تن است. مقطع ستون طبقه اول  $IPB240$  و دوم و سوم  $IPB220$  می‌باشد. محل احداث ساختمان شهر تبریز، خاک  $IV$ ، نوع سیستم لرزه‌بر قاب خمشی با شکل پذیری معمولی و کاربری آن مسکونی می‌باشد.

بخش اول) بدست آوردن پاسخ بدون در نظر گرفتن اثر اندرکنش خاک و سازه طبق الگوریتم استاندارد ۲۸۰۰:



شکل ۶-۷ جزئیات سازه سه طبقه

(۱) با استفاده از اصول دینامیک سازه‌ها، زمان‌های تناوب و شکل مدها به صورت زیر است:

$$K = \begin{bmatrix} k_1 + k_2 & -k_2 & 0 \\ -k_2 & k_2 + k_3 & -k_3 \\ 0 & -k_3 & k_3 \end{bmatrix} \quad M = \begin{bmatrix} m_1 & 0 & 0 \\ 0 & m_2 & 0 \\ 0 & 0 & m_3 \end{bmatrix}$$

$$I_{IPB240} = 11260 \text{ cm}^4 \quad I_{IPB220} = 8090 \text{ cm}^4$$

$$|K - m\omega_n^2| = 0 \Rightarrow \begin{vmatrix} k_1 + k_2 - m_1\omega_n^2 & -k_2 & 0 \\ -k_2 & k_2 + k_3 - m_2\omega_n^2 & k_3 \\ 0 & -k_3 & k_3 - m_3\omega_n^2 \end{vmatrix} = 0$$

$$k = 2 \times \frac{12EI}{L^3} \quad E = 2.1 \times 10^6 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad \text{سختی هر طبقه}$$

$$k_1 = \frac{24 \times 2.1 \times 10^6 \times 11260}{350^3} = 15101 \frac{\text{kg}}{\text{cm}}$$

$$k_2 = k_3 = \frac{24 \times 2.1 \times 10^6 \times 8090}{300^3} = 13236 \frac{\text{kg}}{\text{cm}}$$

$$(k_1 + k_2 - \omega_n^2 m_1) [(k_2 + k_3 - \omega_n^2 m_2)(k_3 - \omega_n^2 m_3) - k_3^2] + k_2 [-k_2 (k_3 - \omega_n^2 m_3)] = 0$$

(الف) محاسبه زمان تناوب مدهای سازه:

$$\omega_n^6 - 1790 \omega_n^4 + 759503 \omega_n^2 - 47492381 = 0$$

$$\begin{cases} \omega_1^2 = 75.276 \rightarrow \omega_1 = 8.68 \frac{\text{rad}}{\text{sec}} \rightarrow T_1 = \frac{2\pi}{\omega_1} = 0.723 \text{ sec} \\ \omega_2^2 = 532.78 \rightarrow \omega_2 = 23.08 \frac{\text{rad}}{\text{sec}} \rightarrow T_2 = \frac{2\pi}{\omega_2} = 0.272 \text{ sec} \\ \omega_3^2 = 1180.58 \rightarrow \omega_3 = 34.36 \frac{\text{rad}}{\text{sec}} \rightarrow T_3 = \frac{2\pi}{\omega_3} = 0.18277 \text{ sec} \end{cases}$$

(ب) محاسبه شکل مدی:

$$\begin{aligned} [K - m\omega_n^2]\phi_n &= 0 \Rightarrow \\ \omega_1^2 = 75.276 \Rightarrow \begin{cases} \phi_{11} = 1.0 \\ \phi_{21} = 1.622 \\ \phi_{31} = 1.914 \end{cases} &\Rightarrow \phi_1 = \begin{bmatrix} 1 \\ 1.622 \\ 1.914 \end{bmatrix} \\ \omega_2^2 = 532.78 \Rightarrow \begin{cases} \phi_{12} = 1.0 \\ \phi_{22} = 0.078 \\ \phi_{32} = -0.988 \end{cases} &\Rightarrow \phi_2 = \begin{bmatrix} 1 \\ 0.078 \\ -0.988 \end{bmatrix} \\ \omega_3^2 = 1180.58 \Rightarrow \begin{cases} \phi_{13} = 1.0 \\ \phi_{23} = -2.108 \\ \phi_{33} = 1.516 \end{cases} &\Rightarrow \phi_3 = \begin{bmatrix} 1 \\ -2.108 \\ 1.516 \end{bmatrix} \\ \Phi_n &= \begin{bmatrix} 1 & 1 & 1 \\ 1.622 & 0.078 & -2.108 \\ 1.914 & -0.988 & 1.516 \end{bmatrix} \end{aligned}$$

(۲) جرم مدی  $M_n$  برای مد شماره  $n$  از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$\begin{aligned} M_n &= \Phi_n^T [M] \phi_n \\ M_n &= \begin{bmatrix} 1 & 1.622 & 1.914 \\ 1 & 0.078 & -0.988 \\ 1 & -2.108 & 1.516 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 5 & 0 & 0 \\ 0 & 4 & 0 \\ 0 & 0 & 3 \end{bmatrix} \times 10^4 \\ &\times \begin{bmatrix} 1 & 1 & 1 \\ 1.622 & 0.078 & -2.108 \\ 1.914 & -0.988 & 1.516 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 265137 & 0 & 0 \\ 0 & 79527 & 0 \\ 0 & 0 & 296694 \end{bmatrix} \end{aligned}$$

(۳) ضریب تحریک مد  $n$  از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$\begin{aligned} L_n &= \Phi_n^T [M] [r] \\ L_n &= \begin{bmatrix} 1 & 1.622 & 1.914 \\ 1 & 0.078 & -0.988 \\ 1 & -2.108 & 1.516 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 5 & 0 & 0 \\ 0 & 4 & 0 \\ 0 & 0 & 3 \end{bmatrix} \times 10^4 \end{aligned}$$

$$\times \begin{bmatrix} 1 & 1 & 1 \\ 1.622 & 0.078 & -2.108 \\ 1.914 & -0.988 & 1.516 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 1 \\ 1 \\ 1 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 172300 \\ 23480 \\ 11160 \end{bmatrix}$$

وزن موثر ساختمان در مد  $n$  ام از رابطه زیر تعیین می‌شود:

$$W_n = \frac{L_n^2}{M_n} \cdot g = \begin{bmatrix} \frac{172300^2}{265137} \times 9.81 \\ \frac{23480^2}{79527} \times 9.81 \\ \frac{11160^2}{296694} \times 9.81 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1098422 \text{ N} \\ 68006.5 \text{ N} \\ 4118 \text{ N} \end{bmatrix}$$

(۴) برای هر مد  $n$ ، با استفاده از منحنی طیف شتاب به ازای زمان تناوب آن مد، شتاب طیفی  $S_{an}$  قرائت می‌شود.

$$T_n = \begin{bmatrix} 0.723 \\ 0.272 \\ 0.1827 \end{bmatrix} \Rightarrow B_n = \begin{bmatrix} 2.45 \\ 2.5 \\ 2.5 \end{bmatrix} \Rightarrow S_{an} = \frac{AB_n I}{R}$$

$$S_a = \frac{AI}{R} B_n \cdot g = \frac{0.35 \times 1}{6} \times \begin{bmatrix} 2.45 \\ 2.5 \\ 2.5 \end{bmatrix} \times g = \begin{bmatrix} 1.429 \\ 1.458 \\ 1.458 \end{bmatrix} \left( \frac{m}{\text{sec}^2} \right)$$

(۵) پاسخ‌های سازه در مد  $n$  ام:

(۱-۵) محاسبه بردار تغییر مکان:

$$X_n = \phi_n \frac{L_n T_n^2}{M_n 4}$$

$$X_1 = \begin{bmatrix} 1 \\ 1.622 \\ 1.914 \end{bmatrix} \times 0.6498 \times 0.0133 \times 1.458 = \begin{bmatrix} 1.289 \times 10^{-2} (m) \\ 2.091 \times 10^{-2} (m) \\ 2.468 \times 10^{-2} (m) \end{bmatrix}$$

$$X_2 = \begin{bmatrix} 1 \\ 0.078 \\ -0.988 \end{bmatrix} \times 0.6498 \times 0.0133 \times 1.458 = \begin{bmatrix} 8.043 \times 10^{-4} (m) \\ 0.627 \times 10^{-4} (m) \\ -7.946 \times 10^{-4} (m) \end{bmatrix}$$

$$X_3 = \begin{bmatrix} 1 \\ -2.108 \\ 1.516 \end{bmatrix} \times 0.0375 \times 0.00846 \times 1.458 = \begin{bmatrix} 4.61 \times 10^{-5} (m) \\ -9.72 \times 10^{-5} (m) \\ 5.61 \times 10^{-5} (m) \end{bmatrix}$$

حال تغییر مکان طبقات از ترکیب آماری تغییر مکان‌ها در مدهای مختلف بدست می‌آید. تغییر مکان طبقه آخر بروش ترکیب آماری *SRSS*:

$$D_1 = \sqrt{X_1^2 + X_2^2 + X_3^2} = \sqrt{(1.289)^2 + (2.091)^2 + (2.468)^2} = 3.48 \text{ cm}$$

۲-۵) محاسبه بردار شتاب مدی حرکت:

$$\ddot{X}_1 = X_1 \omega_1^2 = \begin{bmatrix} 0.097 \\ 1.574 \\ 1.857 \end{bmatrix} \left( \frac{m}{\text{sec}^2} \right) \quad \text{مد اول}$$

$$\ddot{X}_2 = X_2 \omega_2^2 = \begin{bmatrix} 0.4278 \\ 0.0334 \\ -0.423 \end{bmatrix} \left( \frac{m}{\text{sec}^2} \right) \quad \text{مد دوم}$$

$$\ddot{X}_3 = X_3 \omega_3^2 = \begin{bmatrix} 0.05443 \\ -0.1148 \\ 0.06624 \end{bmatrix} \left( \frac{m}{\text{sec}^2} \right) \quad \text{مد سوم}$$

۳-۵) محاسبه بردار نیروی مدی طبقه:

$$f_n = [M] \ddot{X}_n$$

$$f_1 = \begin{bmatrix} 50000 & 0 & 0 \\ 0 & 40000 & 0 \\ 0 & 0 & 30000 \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} 0.097 \\ 1.574 \\ 1.857 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 48500 \text{ N} \\ 62960 \text{ N} \\ 55730 \text{ N} \end{bmatrix}$$

$$f_2 = \begin{bmatrix} 50000 & 0 & 0 \\ 0 & 40000 & 0 \\ 0 & 0 & 30000 \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} 0.4278 \\ 0.0334 \\ -0.423 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 21930 \text{ N} \\ 1336 \text{ N} \\ -12702 \text{ N} \end{bmatrix}$$

$$f_3 = \begin{bmatrix} 50000 & 0 & 0 \\ 0 & 40000 & 0 \\ 0 & 0 & 30000 \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} 0.05443 \\ -0.1148 \\ 0.06624 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 2721.5 \text{ N} \\ -4591.2 \text{ N} \\ 1987.2 \text{ N} \end{bmatrix}$$

۶) مقدار حداکثر برش پایه در مد  $n$  از رابطه زیر بدست می‌آید:

$$V_n = \frac{L_n^2}{M_n} S_{an}$$

$$V_1 = 160004 (N) \quad V_2 = 10104 (N) \quad V_3 = 612 (N)$$

برش پایه حداکثر سازه:

$$V_{total} = \sqrt{V_1^2 + V_2^2 + V_3^2} = \sqrt{160004^2 + 10107^2 + 612^2} = 160324 (N)$$

بخش دوم) بدست آوردن پاسخ سازه با در نظر گرفتن اثر اندرکنش خاک و سازه طبق الگوریتم آیین‌نامه *NHERP* ویرایش ۲۰۰۰؛



(۱) مقدار زمان تناوب سازه طبق رابطه زیر اصلاح می‌شود:

$$\bar{T} = T \sqrt{1 + \frac{\bar{k}}{k_y} \left[ 1 + \frac{k_y \bar{h}^2}{k_\theta} \right]}$$

$$k_y = 2(1+\nu)G\beta\sqrt{BL}\eta_\beta$$

$$k_\theta = \frac{G\beta_\phi BL^2\eta_f}{1-\nu}$$

$$\left. \begin{array}{l} B = 4m \\ L = 6m \end{array} \right\} \Rightarrow \frac{L}{B} = 1.5 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \beta_x = 1.0 \\ \beta_\phi = 0.55 \end{array} \right\} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} k_y = 2.7 \times 10^7 (N/m) \\ k_\theta = 5.28 \times 10^9 (N/m) \end{array} \right.$$

$$\left. \begin{array}{l} \rho = 2000 \text{ kg/m}^3 \\ V_s = 100 \text{ m/sec} \end{array} \right\} \xrightarrow{G=\rho V^2} G = 2000 \times 100^2 = 2 \times 10^7 \frac{N}{m^2}$$

وزن موثر سازه طبق بند ۵-۴-۵ مرجع ۱۱:

$$\text{ارتفاع } \bar{W}_m = \frac{\left[ \sum_{i=1}^n w_i \phi_{im} \right]^2}{\sum_{i=1}^n w_i \phi_{im}^2} = \frac{(50 \times 10^4 \times 1 + 40 \times 10^4 \times 1.622 + 30 \times 10^4 \times 1.914)^2}{50 \times 10^4 \times 1^2 + 40 \times 10^4 \times 1.622^2 + 30 \times 10^4 \times 1.914^2} = 1119 (kN)$$

ع موثر سازه طبق بند ۵-۳-۵-۱ مرجع ۱۱:

$$\bar{h} = \frac{\left[ \sum_{i=1}^n w_i \phi_{i1} h_i \right]^2}{\sum_{i=1}^n w_i \phi_{i1}} = \frac{(50 \times 1 \times 3.5 + 40 \times 1.622 \times 6.5 + 30 \times 1.914 \times 9.5)^2}{50 \times 1 + 40 \times 1.622 + 30 \times 1.914} = 6.63 \text{ m}$$

سختی موثر سازه:

$$\bar{k} = 4\pi^2 \left[ \frac{\bar{W}}{gT^2} \right] = 4\pi^2 \frac{1119000}{9.81 \times 0.723^2} = 8614780 \frac{N}{m}$$

$$\bar{T} = 0.723 \sqrt{1 + \frac{8614780}{2.7 \times 10^7} \left[ 1 + \frac{2.7 \times 10^7 \times 6.63^2}{5.28 \times 10^9} \right]} = 0.852 \text{ sec}$$

$$\frac{\bar{T}}{T} = \frac{0.852}{0.723} = 1.179$$

دیده می‌شود که اثر اندرکنش خاک و سازه در دوره تناوب سازه، در حدود ۱۸٪ است که می‌توان قابل توجه باشد.

(۲) محاسبه میرایی: طبق بند ۵-۲-۲-۲-۱ مرجع ۱۱:

$$\frac{\bar{h}}{l} = \frac{6.63}{6} > 1.0 \Rightarrow r = r_m = \sqrt[4]{\frac{4I_0}{\pi}} = 3.1m$$

طبق نمودار شماره ۵-۵-۲-۱ مرجع ۱۱ داریم:

$$\left. \begin{aligned} \frac{\bar{h}}{r} = \frac{6.63}{3.1} = 2.1 \\ \frac{\bar{T}}{T} = 1.179 \end{aligned} \right\} \Rightarrow \beta_0 = 0.052$$

$$\tilde{\beta} = \beta_0 + \frac{0.05}{\left[\frac{\bar{T}}{T}\right]^3} = 0.052 + \frac{0.05}{1.179^3} = 0.082$$

(۳) محاسبه برش پایه سازه با تاثیر اندرکنش خاک و سازه؛ طبق بند ۵-۵-۳ مرجع ۱۱ برای اصلاح برش پایه به منظور لحاظ نمودن اثر اندرکنش خاک و سازه در تحلیل دینامیکی طیفی، فقط برش پایه در مد اصلی سازه اصلاح می‌شود.

$$\bar{V} = V - \Delta V$$

$$\Delta V = \left[ C - \tilde{C} \left( \frac{0.05}{\tilde{\beta}} \right)^{0.4} \right] \bar{W} = \left[ 0.146 - 0.146 \left( \frac{0.05}{0.082} \right)^{0.4} \right] \times 1200000 = 31453 N$$

$$T_0 = 0.15 \quad T_s = 1 \quad S = 1.75$$

$$B = (1+S) \left( \frac{T_s}{T} \right)^{2/3} \quad \bar{B} = (1+S) \left( \frac{T_s}{\bar{T}} \right)^{2/3}$$

$$T = 0.723 \Rightarrow B = (1+S) = 2.75$$

$$\bar{T} = 0.725 \Rightarrow \bar{B} = (1+S) = 2.75$$

$$C = \frac{0.35 \times 2.75}{6} = 0.16 \quad \tilde{C} = \frac{0.35 \times 2.75}{6} = 0.16$$

$$\bar{V} = 160004 - 31453 = 128551 N$$

$$V_{total} = \sqrt{\bar{V}_1^2 + V_2^2 + V_3^2} = \sqrt{128551^2 + 10107^2 + 612^2} = 128949 N$$

(۴) محاسبه تغییرمکان سازه با تاثیر اندرکنش خاک و سازه؛ طبق بند ۵-۵-۳ مرجع ۱۱، برای اصلاح تغییرمکان سازه در روش تحلیل دینامیکی طیفی به منظور لحاظ نمودن اثر اندرکنش خاک و سازه به ترتیب زیر عمل می‌شود. لنگر واژگونی حاصل از نیروهای جانبی مد اول:

$$M_0 = 48500 \times 3.5 + 62960 \times 6.5 + 55730 \times 9.5 = 1108245 N.m$$

$$\tilde{\delta} = \frac{\tilde{V}}{V} \left[ \frac{M_0 h_x}{k_\theta} + \delta_x \right] = \frac{128949}{160324} \left[ \frac{1108245 \times 9.5}{1.15 \times 10^{11}} + 2.468 \times 10^{-2} \right] = 0.0198 m$$

تغییر مکان طبقه آخر بروش ترکیب آماری SRSS:

$$D_1 = \sqrt{X_1^2 + X_2^2 + X_3^2} = \sqrt{(1.98)^2 + (2.091)^2 + (2.468)^2} = 3.8cm$$

## مراجع:

۱. اسدی پور، اسلام؛ «لحاظ نمودن اثر اندرکنش خاک و سازه در تحلیل دینامیکی طیفی ساختمان‌ها»، پایان نامه کارشناسی ارشد، به راهنمایی دکتر حمزه شکیب، دانشگاه تربیت مدرس، ۱۳۸۴
۲. ضیاءتوحیدی، رضا، «تاثیر مولفه پیچشی بر خروج از مرکزیت اتفاقی در ساختمان‌های نامتقارن» پایان‌نامه کارشناسی ارشد، به راهنمایی دکتر حمزه شکیب، دانشگاه تربیت مدرس، دانشکده فنی و مهندسی، ۱۳۷۶
۳. حبیبی، علی؛ «تاثیر مولفه پیچشی زلزله بر خروج از مرکزیت اتفاقی سازه با در نظر گرفتن اثر اندرکنش خاک و سازه» پایان‌نامه کارشناسی ارشد، به راهنمایی دکتر حمزه شکیب، دانشگاه تربیت مدرس، دانشکده فنی و

مهندسی، ۱۳۸۴

4. Shakib, Evaluation of dynamic eccentricity by considering soil-structure interaction: a proposal for seismic design codes', *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*
5. Clough R.W., Penzien J. (1993) *Dynamics of Structures*, 2nd Ed, McGraw-Hill
6. Newmark NM and Rosenblueth E (1971) *Fundamentals of Earthquake Engineering*. Prentice-Hall, Englewood Cliffs, NJ
7. Kramer SL (1996) *Geotechnical Earthquake Engineering*. Prentice Hall, Upper Saddle River, NJ
8. Shakib, H. "Elastic and Inelastic Behavior of Torsionally Coupled System Under Random Ground Motion". Ph.D. Tesis, I.I.T Dehli, 1991
9. Wolf, J.P., "soil - Structure - Interaction Analysis in time Domain", Prentice Hall, 1988
10. Shakib, H., Fuladgar, A. "Dynamic Soil-Structure Interaction Effects on the Seismic Response of Asymmetric Buildings", *Soil Dyn. And Earthquake Eng.*, Vol24, PP.379-388, 2004
11. NEHRP Recommended provisions for seismic regulations for new buildings', Edition 2000.
12. Dowrick, D.J. 1987. *Earthquake Resistant Design*, 2nd edition, John Wiley & Sons, New York

## فصل ۷- طراحی لرزه‌ای بر اساس عملکرد

### ۷-۱- کلیات

امروزه ایجاد تغییر و تحول در زمینه روش‌های طرح لرزه‌ای، تبدیل به مساله‌ای شده است که بسیاری از شرکت‌های مهندسی مشاور، سازمان‌های وابسته در امر مسکن و محققان دانشگاهی را به خود مشغول داشته است. بسیاری از محققین اعتقاد دارند که زمان بررسی و بازنگری وسیع و همه جانبه روش‌های طرح لرزه‌ای فرا رسیده و توجه همگان به سمت ایجاد تحول در روش‌های طراحی و فلسفه آیین‌نامه‌ها جلب شده است. امروزه محققان به دنبال روش‌هایی هستند که علاوه بر صرفه جویی در وقت، هزینه و دقت در جواب‌ها، جایگزین مناسبی برای روش‌های تحلیل دینامیکی بوده و پارامترهای اصلی زمین لرزه را به نحو مطلوبی در خود بگنجانند. تقریباً اغلب محققان و شرکت‌های مهندسی مشاور و دستگاه‌های نظارت اذعان دارند که روش‌های طرح لرزه‌ای بایستی بر مبنای سطوح عملکرد مختلف برای یک سازه پایه ریزی گردند. البته بحث سطح عملکرد را در آیین‌نامه‌های موجود می‌توان به صورت کیفی مشاهده نمود؛ اما مشکل اصلی طراحان و مهندسان، عدم وجود رابطه‌ای بین سطح استحکام، ایمنی، عملکرد سازه در برابر زلزله و هزینه تمام شده از نظر کمی و اقتصادی می‌باشد. پس از وقوع زلزله سانفرانندو<sup>۱</sup> در ایالت کالیفرنیا در سال ۱۹۷۱ و بدلیل خرابیهای زیاد ایجاد شده در اثر این زلزله، انجمن مهندسی سازه کالیفرنیا (SEAOC)، کمیته تکنولوژی کاربردی (ATC) را تاسیس کرد. این کمیته در سال ۱۹۷۸ آیین‌نامه طرح ساختمان‌ها در برابر زلزله ATC-06 را منتشر کرد. از آن زمان به بعد در کشورهای مختلف آیین‌نامه‌های زلزله تدوین گردید که بسیاری از آنها بر مبنای فلسفه آیین‌نامه ATC-06 نوشته شده است. انجمن مهندسی سازه کالیفرنیا بعد از این آیین‌نامه، با توجه به تحقیقات جدید در زمینه طراحی لرزه‌ای مسئولیت تدوین آیین‌نامه UBC را بعهده داشته است. کمیته ساختمان ایمن در برابر زلزله (BSSC) به دستور آژانس مدیریت بحران (FEMA) اولین آیین‌نامه با هدف بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود را در سال ۱۹۸۵ منتشر ساخت. در سال‌های ۱۹۸۸، ۱۹۹۱، ۱۹۹۴، ۱۹۹۷، ۲۰۰۰ و ۲۰۰۳ تجدید نظرهای کلی در این آیین‌نامه انجام گرفته است. در ایران

<sup>۱</sup> Sanfernando

نیز آیین‌نامه طراحی سازه‌های مقاوم در برابر زلزله از سال ۱۳۶۶ تا سال ۱۳۸۵ در سه ویرایش به جامعه مهندسی ارائه شده است. همین‌طور در سال ۱۳۸۱ دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمانهای موجود، بر مبنای دستورالعملهای FEMA273 و FEMA356 توسط پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله تدوین و ارائه شده است. با توجه به مطالب فوق و تحقیقاتی که در کشورهایی چون آمریکا و نیوزلند انجام گرفته است. می‌توان نتیجه گرفت که مبنای طراحی سازه‌ها در جهان در حال دگرگونی است و بر خلاف آیین‌نامه‌های قدیمی، برای طراحی، معیارهای خاصی را جهت رسیدن به عملکرد مطلوب سازه با توجه به سطح خطر لرزه خیزی در نظر می‌گیرند. در این رویکرد جدید، با توجه به عملکردی که از عناصر سازه‌ای و غیر سازه‌ای یک بنا انتظار می‌رود، سازه طراحی می‌شود. به عنوان مثال در آیین‌نامه FEMA اهداف عملکردی شامل جلوگیری از آستانه تخریب<sup>۱</sup>، ایمنی جانی، استفاده بی‌وقفه<sup>۲</sup> و قابلیت بهره‌برداری<sup>۳</sup> پس از زلزله می‌باشد.

تجربیات کسب شده از رفتار سازه‌ها در زمین‌لرزه‌ای در ایتالیا منجر به استخراج رابطه‌ای تقریبی برای نیروی معادل استاتیکی زمین‌لرزه شد. این نیروی جانبی برابر با  $\frac{1}{14}$  وزن کل بنا تخمین زده شد. در سال ۱۹۳۰ بر اساس قانون دوم نیوتون و با فرض برابری شتاب ایجاد شده در سازه صلب با شتاب زمین رابطه‌ای استخراج گشت که تاکنون نیز اساس طراحی در برابر زمین‌لرزه است.

$$v = ma(t) = \frac{w}{g} a(t) \Rightarrow \frac{v_{\max}}{g} = wc \quad (1-7)$$

که  $C$  ضریب زلزله (لرزه‌ای) نام گرفت. این رابطه در سال ۱۹۳۳ به صورت یک ضابطه طراحی در آیین‌نامه کالیفرنیا پذیرفته شد. با توجه به مسایلی همچون احتمال رخداد زمین‌لرزه، شکل‌گیری رفتار غیر ارتجاعی سازه‌ها و ظرفیت جذب انرژی در آنها، ضریب  $C$  برای سازه‌های مهم  $0.1$  و برای سازه‌های معمولی  $0.08$  پیشنهاد شد. حدود ۱۰ سال بعد با پیشرفت علم دینامیک سازه‌ها و درک تاثیر دوره تناوب بر میزان نیروی وارد بر سازه‌ها ضریب لرزه‌ای  $C$  بر حسب تعداد طبقات ساختمان ( $N$ ) که رابطه مستقیم با دوره تناوب سازه دارد، تعریف شد. در سال ۱۹۵۹ به منظور بیان تاثیر رفتار سیستم‌های سازه‌ای گوناگون، ضریب ( $K$ ) معرفی شد که بر حسب نوع سیستم سازه‌ای مقدار آن بین  $\frac{2}{3}$  تا  $\frac{4}{3}$  می‌باشد.

$$C = \frac{6.0}{N + 4.5} \quad (2-7)$$

<sup>1</sup> Collapse Prevention.

<sup>2</sup> Immediate Occupancy.

<sup>3</sup> Operational.

$$V = KCW \quad (۳-۷)$$

در سال ۱۹۷۵ با درک بهتر رفتار واقعی سازه‌ها برابر نیروهای زمین‌لرزه، مقدار نیروی برشی پایه به صورت زیر تعریف شد.

$$V = ZIKCSW \quad (۴-۷)$$

که  $Z$  ضریب احتمال وقوع زلزله،  $I$  ضریب شکل پذیری،  $C$  ضریب زلزله که درصدی از شتاب اوج زمین‌لرزه بر حسب شتاب ثقل است و  $S$  ضریب تشدید بنا و زمین که به فرکانس سازه و خاک وابسته است. در استاندارد ۲۸۰۰ پس از بازنگری ضریب زلزله به صورت زیر تعریف می‌شود.

$$C = \frac{ABI}{R} \quad (۵-۷)$$

که  $I$  ضریب اهمیت سازه،  $AB$  مقدار طیف پاسخ طرح و  $R$  ضریب شکل‌پذیری در برگزیده رفتار غیرارتجاعی سازه است. این رابطه هم اکنون اساس طراحی لرزه‌ای را در بسیاری از آیین‌نامه‌های دنیا تشکیل می‌دهد. رخداد زمین‌لرزه‌های شدید طی گذشته و مشاهده آثار زاینبار این جنبش‌ها، کاستی‌های روش‌های طراحی و ساخت را نمایان نموده است. زمین‌لرزه‌های لومپرتیا ۱۹۸۹، نورتریج ۱۹۹۴ و کوه ۱۹۹۵ رویدادهای طبیعی عظیمی بودند که در نواحی شهری پیشرفته‌ترین کشورهای جهان در امر مهندسی زلزله رخ دادند. خسارات ناشی از این رویدادها، به ویژه تخریب وسیع سازه‌های مهندسی ساز در شهر کوه بار دیگر چشم‌ها را به سوی مفاهیم طرح و اجرای سازه‌ها و نقایص موجود در آنها معطوف ساخت. در این فصل ضمن اشاره به روش‌های طراحی بر اساس مقاومت، مفاهیم پایه و اصول لرزه‌ای طراحی براساس عملکرد ارائه گردیده است.

## ۲-۷- طراحی به روش مقاومت

این روش معمول‌ترین روش طراحی لرزه‌ای است که امروزه به کار می‌رود که بر مبنای تامین یک حداقل مقاومت جانبی برای سازه در برابر بارهای لرزه‌ای است. بارهای لرزه‌ای همراه یک روش تحلیل مانند بار استاتیکی معادل یا روش جمع آثار مودها به کار می‌روند. وقتی که نیروهای لرزه‌ای داخلی محاسبه شد و با سایر بارها نظیر بارهای ثقلی ترکیب شدند اجزاء سازه با استفاده از روش‌های طراحی تنش‌های مجاز یا روش طراحی مقاومت طراحی می‌شوند. در روش طراحی تنش‌های مجاز اعضا طوری طراحی می‌شوند که تنش به وجود آمده در آنها از تنش مجاز مصالح کمتر باشد.

## ۷-۲-۱- نواقص طرح بر مبنای مقاومت

رابطه  $V = CW$  که اساس طراحی لرزه‌ای بسیاری از آیین‌نامه‌ها است، بیانگر برش پایه ناشی از تحریک زمین‌لرزه است و از طریق الگوهای بارگذاری در کل ارتفاع ساختمان توزیع می‌شود. با تحلیل سازه برابر این بار جانبی، مقاومت مورد نیاز اجزای آن بدست می‌آید. اما روند استخراج برش پایه خود مورد تردید است. در ضریب  $C$ ، ضرایب  $AB$  طیف پاسخ طرح را نشان می‌دهند. شکل این طیف که بیشتر کاربرد آیین‌نامه‌ای دارد بسیار ساده است و در بسیاری موارد با طیف زمین‌لرزه‌های واقعی هم خوانی ندارد. زمین‌لرزه‌های اخیر (مانند نورتریج) انحراف قابل توجهی را از حدود متعارف طیف نشان می‌دهند.

ضریب  $R$  که ضریب رفتار نام دارد، برای بیان قابلیت تغییر شکل غیرارتجاعی سیستم و شکل‌پذیری آن معرفی می‌شود. محاسبه  $R$  بر پایه «قانون تساوی جابجایی‌ها» صورت می‌پذیرد. اما این قانون به ویژه در سیستم‌هایی با دوره تناوب پایین صادق نیست و مطالعات گسترده ارتباط تنگاتنگ آن را با دوره تناوب، میزان شکل‌پذیری و ضریب اضافه مقاومت نشان داده است. در حالی که در آیین‌نامه‌ها  $R$  تنها به صورت تابعی از سیستم سازه‌ای انتخاب می‌گردد.

اشکال اصلی در فرمول برش پایه این است که مسئله مهم رفتار غیرخطی را که در آن تغییر شکل‌های غیرالاستیک حاکم است، می‌خواهد با یک ضریب رفتار (کاهش مقاومت)  $R$  به صورت یک مسئله الاستیک که در آن (نیروها) حاکم است ارائه نماید. مقدار ضریب رفتار به عوامل بسیار نظیر: بی‌نظمی در ارتفاع، میرایی، مدت دوام زلزله، شتابنگاشت‌های مختلف،  $PGA$ ، تعداد طبقات، پی‌ریز سازه و... بستگی دارد. بنابراین نسبت دادن عددی ثابت مانند  $R$  به سازه برای تبیین عملکرد غیرخطی آن سبب می‌شود که اثرات عوامل فوق منظور نشده و از قابلیت‌های گسترده عملکرد سیستم‌های سازه‌ای چشم‌پوشی شود. بنابراین اگر چه یک روش تحلیل خطی درک خوبی از ظرفیت خطی سازه و اولین جاری شدن می‌دهد اما نمی‌تواند ساز و کارهای خرابی و باز توزیع نیروها پس از جاری شدن نقاط دیگر را تشریح کند.

نکته دیگر لحاظ کردن اثر ساختگاه از طریق ضرایب خاک در آیین‌نامه‌هاست. واقعیت این است که چنین ضرایبی هرگز نمی‌تواند اندرکنش خاک-پی - سازه را در یک زمین‌لرزه بیان نماید. بدین ترتیب تخمین واقعی خواسته به کمک روند حاضر کاملاً امکان‌پذیر نیست. هرچند به نظر می‌رسد این روش ساده‌ترین راه موجود در محاسبه نیاز لرزه‌ای سازه‌هاست. رفتار غیرالاستیک، سطح نیروهای مربوط به مود اول را کاهش می‌دهد، در حالی که اثر آن بر مودهای بالاتر نسبتاً کم است. بنابراین یک روش طراحی براساس نیرو که یک ضریب کاهش نیروی ثابت را برای همه مودها به کار می‌برد، احتمالاً اهمیت مودهای بالاتر را بیش از حد دست‌پائین برآورد می‌کند. در



روش طراحی فعلی، عموماً از سختی اولیه سازه‌ها و اجزاء آن برای تحلیل و همچنین برآورد تقاضای لرزه‌ای استفاده می‌شود ولی از آن طرف با کاهش سطح نیروهای الاستیک به وسیله ضریب کاهش نیرو و اعمال نیروهای بدست آمده به سازه، تغییر مکان‌هایی حاصل می‌شود که هیچگونه ارتباط منطقی با تغییر شکل‌های غیرالاستیک سازه ندارند، هر چند در آئین‌نامه‌ها ضرابی برای اصلاح تغییر مکان‌های حاصل به کار می‌رود ولی در نهایت نمی‌توان اعتبار چندانی برای تغییر مکان‌های بدست آمده، قایل بود.

### ۷-۳- بیان کلی طرح بر پایه عملکرد

آئین‌نامه‌های ساختمانی همیشه به این منظور شکل می‌گیرند که یک سطح مشخص از عملکرد را تحت یک بارگذاری طراحی ارائه نمایند. با این حال تعریف عملکرد برای ساختمان‌ها در این آئین‌نامه‌ها کاملاً مبهم و بی‌دقت است. به طوری که شناخت صحیح از اهداف عملکرد مورد نظر بسیار مشکل است.

به طور کلی طراحی لرزه‌ای به دلایل متعدد دستخوش تغییر و تحولات زیادی شده است. اولین دلیل می‌تواند افزایش دانش درباره چگونگی وقوع زمین‌لرزه‌ها و حرکت‌های زمین و خصوصیات پاسخ سازه‌ای باشد. دومین عامل تسریع کننده این تغییر و تحول، این واقعیت است که در زلزله‌های اخیر در آمریکا و ژاپن و ... خسارات مالی بیش از حد انتظار بوده است، به نحوی که باعث بروز توقعات بسیاری برای بهبود طرح لرزه‌ای شده است و شاید مهمترین دلیل نواقص روش‌های طرح آئین‌نامه‌ای موجود باشد، چرا که نه یک روش طراحی کارآمد و قوی برای ارزیابی عملکرد سازه‌ها طرح شده را در اختیار طراح قرار می‌دهد و نه کارفرما را برای انتخاب یک سطح عملکرد مناسب برای سازه و تصمیم‌گیری درباره هزینه آن در برابر سطوح مختلف تحریک لرزه‌ای یاری می‌دهد.

### ۷-۳-۱- لزوم رویکرد به طراحی لرزه‌ای بر اساس عملکرد

هدف اصلی طراحی لرزه‌ای بر اساس عملکرد، دخیل کردن کارفرما در انتخاب میزان خطرپذیری در طرح مورد نظر در سطوح مختلف زمین‌لرزه می‌باشد این هدف مستلزم معلوم بودن نحوه عملکرد سازه در سطح مختلف زمین‌لرزه‌ها است. مهندسی زلزله بر پایه عملکرد شامل روندی است که از مراحل آغازین طراحی یک پروژه آغاز می‌شود و در طول عمر سازه نیز ادامه می‌یابد. این روند شامل تعیین خطر لرزه‌ای، انتخاب سطوح مختلف عملکرد و عملکرد هدف در هر سطح، بررسی مناسب بودن ساختگاه، طرح مفهومی، طرح عددی مقدماتی، طرح نهایی، کنترل صحت طرح، مرور و بررسی طرح نهایی، کنترل کیفیت اجرا به هنگام ساخت، ترمیم و بازسازی در طول عمر

ساختمان می‌باشد. این روند طراحی در برگیرنده‌گزينش صحيح نقش سيستم سازه‌ای، نسبت‌ها، مصالح و جزئیات سازه و اجزای غیرسازه‌ای و محتوای آنهاست به گونه‌ای که سازه در سطوح مختلف زمین‌لرزه با درصد اطمینان تعریف شده، فراتر از حالات حدی مجاز، دچار آسیبی نشود. یک سازه در زلزله‌های مختلف پاسخ‌های متفاوت با میزان خسارات متفاوتی را نشان می‌دهد، لذا حالات حدی سازه از خسارت ندیدن تا فروریزش متغیرند. سطح عملکرد به خودی خود از خطر لرزه‌ای مستقل است اما همراه با حدود زلزله تبدیل به موضع هدف در طراحی عملکرد می‌شود. این سطوح نشان می‌دهد که در طرح مقاوم نه تنها ملاحظات خدمات رسانی و حالات حدی مقاومت وجود دارد بلکه هزینه جبران خسارت‌ها نیز منظور می‌شود.

### ۷-۳-۲- فلسفه کلی طراحی مقاوم در برابر زلزله

در حال حاضر فلسفه کلی طراحی مقاوم لرزه‌ای برای سازه‌های معمولی که در اکثر آئین‌نامه‌های طرح لرزه‌ای دنیا به آن اشاره می‌شود و در سطح جهانی پذیرفته شده است به صورت زیر بیان می‌شود.

الف) سازه، زمین‌لرزه‌های کوچک و خفیف را بدون خسارات سازه‌ای و غیرسازه‌ای پشت سرگذارد.  
ب) سازه، زمین‌لرزه‌های متوسط را بدون خسارت سازه‌ای و همراه با خسارات غیرسازه‌ای جزئی پشت سر گذارد.

ج) سازه، زمین‌لرزه‌های شدید و نادر را بدون فروریزش پشت سرگذارد.  
مشاهده می‌شود که به منظور طراحی ساختمان‌های جدید و یا ارزیابی بناهای قدیمی که در معرض تحریکات شدید محیطی هستند تعیین میزان مقاومت، تغییرشکل‌ها و اتلاف انرژی سازه در هر یک از حالات حدی مور نیاز است. تعیین این موارد نیاز به تحلیل و طراحی در چند سطح دارد.

### ۷-۳-۳- محدودیت اطلاعات مورد نیاز در تخمین پاسخ سازه

تخمین پاسخ سازه به زمین‌لرزه به سه گروه تقسیم می‌شود. زمین‌لرزه ورودی، نیاز و ظرفیت سازه.  
الف) زمین‌لرزه ورودی، زمین‌لرزه‌های طرح: زمین‌لرزه طرح بستگی به ضابطه طرح یا حالات حدی کنترل کننده طرح دارد. به عبارت دیگر زمین‌لرزه طرح، جنبش شدیدی است که پاسخ بحرانی را در سازه ایجاد می‌کند. پاسخ بحرانی در ارتباط با ضابطه و معیار و پارامترهای طراحی تعریف می‌شود. در عمل کاربرد این مفهوم با مشکلاتی همراه است، زیرا اولاً تخمین ویژگی‌های دینامیکی زمین‌لرزه‌ای که هنوز رخ نداده بسیار مشکل و همراه با عدم قطعیت‌های بسیار است. ثانیاً پاسخ بحرانی یک سیستم سازه‌ای مشخص در ارتباط با حالات حدی که می‌تواند کنترل کننده طرح باشد متغیر است، به گونه‌ای که نیاز به تعریف پارامترهای گوناگونی برای بررسی پاسخ در هر حالت

وجود دارد. در آیین‌نامه‌ها عموماً یک زمین‌لرزه متناظر با یک سطح خطر تعریف می‌شود. اما اثرات زمین‌لرزه‌های اخیر بر تاسیسات عمرانی نیاز به استفاده از بیش از یک سطح خطر را نشان داده‌اند. از آن جایی که تخریب ناشی از پاسخ غیرخطی (تغییرشکل‌های غیرارتجاعی) است، تنها راه تخمین خسارت و رفتار واقعی ساختمان در زمین‌لرزه‌های بزرگ، مد نظر قرار دادن رفتار غیرارتجاعی سازه است.

ب) تخمین نیاز: عدم قطعیت‌ها در تعیین کمی تقاضای سازه در زمین‌لرزه به عوامل زیر بستگی دارد.

۱- مشکلات تخمین تحریکات لرزه‌ای بحرانی در ساختگاه، در طول عمر مفید سازه (یعنی فقدان جنبش شدید قطعی ونیز ترکیب بار بحرانی).

۲- اشکال در مدل‌سازی سیستم خاک-پی-روسازه-اجزای غیرسازه‌ای و اندرکنش اجزای درونی آنها به هنگام وقوع زمین‌لرزه طرح (یعنی انتخاب صحیح مدل‌های ریاضی جهت تحلیل رفتار).

۳- مشکلات تخمین نیروهای داخلی، تغییرشکل‌ها، تنش‌ها و کرنش‌های ایجاد شده در مدل بطوریکه نزدیک به واقعیت باشد (عدم دقت در تحلیل سازه و سیستم و تحلیل تنش)

۴- مشکلات تخمین ظرفیت‌های واقعی سختی، مقاومت، پایداری و ظرفیت جذب و اتلاف انرژی (یعنی رفتار پسماند واقعی) در کل سیستم (تقاضا در بسیاری مواد متأثر از خصوصیات رفتاری سیستم است).

پ) تخمین ظرفیت: ظرفیت یک ساختمان نه تنها شامل ظرفیت سیستم سازه‌ای آن است بلکه در برگیرنده اندرکنش سیستم سازه‌ای با خاک، پی و اجزای غیرسازه‌ای است. صرف‌نظر کردن از این اندرکنش‌ها در انتخاب خصوصیات عددی برای طرح سازه می‌تواند منجر به ارزیابی غیرواقعی خواسته‌ها و در نتیجه طرح نهایی ضعیفی برای سیستم ساختمانی شود.

#### ۷-۳-۴- اطلاعات مورد نیاز در طرح بر پایه عملکرد

اطلاعات مورد نیاز در انجام طراحی عبارتند از:

۱- منابع بار (تحریکات محیطی) که سازه به منظور مقاومت در برابر آنها در طول عمر مفید خود طراحی می‌گردد.

۲- تعریف حالات حدی (سطوح عملکرد) مورد نظر.

۳- تغییرات در شدت تحریکات وارد بر سازه و بررسی احتمال رسیدن ترکیب این تحریکات به حدی که یکی از حالات حدی یا مراحل گسیختگی در سازه ایجاد شود.

۴- تعیین مراحل (حالات حدی) برای اجزای سازه‌ای، غیرسازه‌ای و کل سیستم، تعیین انواع تحریک‌ها و احتمال ایجاد تحریکی با شدت بالا که القا کننده یکی از حالات حدی برای هر یک از اجزاء گردد.

۵- محاسبه هزینه خسارات و تلفات (فیزیکی یا عملکردی) و هزینه بازسازی در هر یک از حالات حدی پس از جمع‌آوری اطلاعات بالا، کارفرما و طراح با توجه به دوره بازگشت تحریکات با شدت‌های مختلف، سطوح عملکرد را برای سازه تعریف می‌کنند این امر با در نظر گرفتن برآورد هزینه کل انجام می‌گیرد.

### ۷-۳-۵- انتخاب عملکرد هدف

عملکرد هدف به صورت سطوح خسارت قابل قبول در هر یک از سطوح ممکن زمین‌لرزه بیان می‌شود. انتخاب سطوح عملکرد توسط کارفرما و با مشاورت گروه تخصصی طراحی با در نظر گرفتن مسایلی همچون خواسته‌های کارفرما، خطر لرزه‌ای، میزان هزینه و خطرپذیری قابل قبول انجام می‌گیرد. زمانی که یک هدف عملکردی تعیین می‌شود. یک مهندس می‌تواند زلزله تقاضا را انتخاب نموده و محدوده قابل قبول ارزیابی عناصر سازه‌ای و غیرسازه‌ای را تعیین نماید. هر سطح عملکرد به صورت تابعی از میزان خسارت وارد به سازه و اجزای غیرسازه‌ای و نیز پیامدهای آن برای ساکنان و کارآیی بنا بیان می‌شود. این سطوح عبارتند از:

\* خدمت رسانی بی‌وقفه (ساختمان به وظایف خود عمل می‌کند، خسارت ناچیز است)  
\* قابلیت استفاده بی‌وقفه (ساختمان وظایف اصلی خود را انجام می‌دهد. خسارت کم است. در خدمات غیر ضروری وقفه ایجاد می‌شود).

\* ایمنی جانبی (سلامتی ساکنان حفظ می‌شود خسارت متوسط تا زیاد است).  
\* آستانه فروریزش (احتمال تلفات جانی وجود دارد. خسارت بسیار جدی است. از فرو ریختن ساختمان جلوگیری شده است).

قبل از طراحی یک سازه لازم است مسیری برای طراحی به منظور رسیدن به اهداف خاص یک سطح عملکرد معین انتخاب گردد. یعنی برای طراحی هر سازه عملکرد خاصی از آن در زلزله‌های مختلف انتظار می‌رود. بسته به اینکه هدف ما در طراحی چه باشد یک سطح خاص عملکرد را برای سازه‌ها تعریف می‌نماییم.

مطالعات و تحقیقات نشان می‌دهد که تعداد سطوح لرزه‌ای با توجه به ریسک وقوع زلزله و رفتار سازه متعدد می‌باشد. هر سطح عملکرد دو بخش مهم را در برمی‌گیرد.

۱- میزان خسارت وارده به سازه

۲- شدت تحریکات وارده و احتمال وقوع آنها

با توجه به هر یک از سطوح تعریف شده می‌توان سازه‌ها را برای اهداف مختلف طراحی نمود.

### ۷-۳-۶- سطوح عملکرد

همانطوری که شرح داده شد هر سطح عملکرد شرایطی را جهت محدود نمودن خسارات وارده به سازه در طول یک زلزله معین ارائه می‌نماید. درجات و سطوح عملکرد بستگی به تمایل جامعه در زمینه حفظ ایمنی و یا پذیرش تلفات دارد. هر چند در حال حاضر نواحی لرزه خیز به خوبی شناخته و تعریف شده‌اند، اما تخمین رویداد زمین‌لرزه در عمر مفید سازه هنوز با تقریب‌های فراوانی همراه است. با وجود این به منظور ایجاد تعادل بین هزینه دستیابی به هر یک از سطوح عملکرد و فواید آن باید در جهت تخمین این رویدادها تلاش نمود. سطوح عملکرد ذکر شده در دستور العمل بهسازی لرزه‌ای ساختمانهای موجود که بر مبنای عملکرد اجزای سازه‌ای و غیرسازه‌ای تعریف شده است. به اختصار با یک شماره برای عملکرد اجزای سازه‌ای و یک حرف برای عملکرد اجزای غیرسازه‌ای نشان داده می‌شود.

### ۷-۳-۷- سطوح عملکرد اجزای سازه‌ای

سطوح عملکرد اجزای سازه‌ای شامل چهار سطح عملکرد اصلی و دو سطح عملکرد میانی است. سطوح عملکرد اصلی عبارتند از:

(الف) سطح عملکرد ۱- قابلیت استفاده بی‌وقفه: این سطح عملکرد، به سطح عملکردی اطلاق می‌شود که پیش بینی شود در اثر وقوع زلزله مقاومت و سختی اجزای سازه‌ای تغییر قابل توجهی پیدا نکند و استفاده بی‌وقفه از آن ممکن باشد.

(ب) سطح عملکرد ۳- ایمنی جانی: این سطح عملکرد، به سطح عملکردی اطلاق می‌شود که پیش بینی شود در اثر وقوع زلزله خرابی در سازه ایجاد شود، اما میزان خرابی‌ها به اندازه‌ای نباشد که منجر به خسارت جانی شود.

(پ) سطح عملکرد ۵- آستانه فروریزش: این سطح عملکرد، به سطح عملکردی اطلاق می‌شود که پیش بینی شود در اثر وقوع زلزله خرابی گسترده در سازه ایجاد گردد و اما ساختمان فرو نریزد و تلفات جانی به حداقل برسد.

سطوح عملکرد میانی عبارتند از:

(ت) سطح عملکرد ۶- لحاظ نشده: چنانچه برای اجزای سازه‌ای سطح عملکرد خاصی انتخاب نشده باشد، سطح عملکرد اجزای سازه‌ای لحاظ نشده نامیده می‌شود.

(ث) سطح عملکرد ۲- خرابی محدود: این سطح عملکرد، به سطح عملکردی اطلاق می‌شود که پیش‌بینی شود در اثر وقوع زلزله خرابی در سازه به میزان محدود ایجاد شود، به گونه‌ای که پس از زلزله با انجام مرمت بخش‌های آسیب دیده ادامه بهره برداری از ساختمان میسر باشد.

ج) سطح عملکرد ۴- ایمنی جانی محدود: این سطح عملکرد، به سطح عملکردی اطلاق می‌شود که پیش‌بینی شود در اثر وقوع زلزله خرابی در سازه ایجاد شود، اما میزان خرابی‌ها به اندازه‌ای باشد که خسارت جانی به حداقل برسد.

### ۷-۳-۸ - سطوح عملکرد اجزای غیرسازه‌ای

سطح عملکرد اجزای غیرسازه‌ای ساختمان شامل پنج سطح عملکرد به شرح زیر می‌باشد. در اینجا، صرفاً این سطوح معرفی می‌شوند.

الف) سطح عملکرد  $A$  - خدمت رسانی بی‌وقفه  
 ب) سطح عملکرد  $B$  - قابلیت استفاده بی‌وقفه  
 پ) سطح عملکرد  $C$  - ایمنی جانی  
 ت) سطح عملکرد  $D$  - ایمنی جانی محدود  
 ث) سطح عملکرد  $E$  - لحاظ نشده

### ۷-۳-۹ - سطوح عملکرد کل ساختمان

سطح عملکرد کل ساختمان بر حسب سطح عملکرد اجزای سازه‌ای و غیرسازه‌ای آن تعریف می‌شود، سطوح مختلف عملکرد ساختمان که در بهسازی مینا، مطلوب و ویژه به کار می‌روند عبارتند از:

الف) سطح عملکرد خدمت رسانی بی‌وقفه ( $A-1$ ) ساختمانی دارای این سطح عملکرد است که اجزای سازه‌ای آن دارای عملکرد ۱ (قابلیت استفاده بی‌وقفه) و اجزای غیرسازه‌ای آن دارای سطح عملکرد  $A$  (خدمت رسانی بی‌وقفه) باشد.

ب) سطح عملکرد قابلیت استفاده بی‌وقفه ( $B-1$ ): ساختمانی دارای این سطح عملکرد است که اجزای سازه‌ای آن دارای عملکرد ۱ (قابلیت استفاده بی‌وقفه) و اجزای غیرسازه‌ای آن دارای سطح عملکرد  $B$  (قابلیت استفاده بی‌وقفه) باشد.

پ) سطح عملکرد ایمنی جانی ( $C-3$ ): ساختمانی دارای این سطح عملکرد است که اجزای سازه‌ای آن دارای عملکرد ۳ (ایمنی جانی) و اجزای غیرسازه‌ای آن دارای سطح عملکرد  $C$  (ایمنی جانی) باشند.

ت) سطح عملکرد آستانه فرو ریزش ( $E-5$ ): ساختمانی دارای این سطح عملکرد است که اجزای سازه‌ای آن دارای عملکرد ۵ (آستانه فرو ریزش) باشد. در این حالت محدودیتی برای سطح عملکرد اجزای غیرسازه‌ای وجود ندارد. (سطح عملکرد لحاظ نشده  $E$ )

### ۷-۴- تحلیل خطر زلزله و طیف طراحی

برآورد پارامترهای حرکت قوی زمین برای سطوح خطر مختلف به یکی از دو روش استفاده از طیف طرح استاندارد و طیف طرح ویژه ساختگاه صورت می‌پذیرد. استفاده از روش اول برای مقاصد بهسازی محدود، مبنا و مطلوب بلامانع است. برای بهسازی ویژه استفاده از روش دوم الزامی است.

### ۷-۴-۱- تعریف سطوح خطر زلزله

۱- سطح خطر- ۱: این سطح خطر بر اساس ۱۰٪ احتمال رویداد در ۵۰ سال که معادل دوره بازگشت ۴۷۵ سال است، تعیین می‌شود. سطح خطر- ۱ در استاندارد ۲۸۰۰ ایران «زلزله طرح» (DBE) نامیده شده است.

۲- سطح خطر- ۲: این سطح خطر بر اساس ۲٪ احتمال رویداد در ۵۰ سال که معادل دوره بازگشت ۲۴۷۵ سال است، تعیین می‌شود. سطح خطر- ۲ در استاندارد ۲۸۰۰ ایران بیشینه زلزله متحمل (MPE) نامیده می‌شود.

۳- سطح خطر انتخابی (زلزله به هر احتمال رویداد در ۵۰ سال): این سطح خطر برای موارد خاص و با ملاحظات ویژه، مناسب می‌باشد.

### ۷-۴-۲- اهداف عملکردی ساختمان

تعیین هدف بهسازی شامل انتخاب سطح عملکرد ساختمان مورد نظر تحت زلزله در سطح خطر مشخص می‌باشد. جدول ۱-۷ دامنه انتخاب سطوح مختلف را نشان می‌دهد.

جدول ۱-۷ اهداف عملکردی معرفی شده در دستورالعمل بهسازی و آئین‌نامه (FEMA)

سطوح خطر زلزله	سطح عملکرد ساختمان			
	آستانه فرو (E-5)	ایمنی جانی (C-3)	قابلیت استفاده (B-1)	خدمت رسانی بی وقفه
احتمال وقوع	d	c	b	a
احتمال وقوع	h	g	f	e
احتمال وقوع	l	k	j	i
احتمال وقوع	p	o	n	m

۱- بهسازی مبنا ( $k$ ) ۲- بهسازی مطلوب هر کدام از  $(a, e, f, l, j, m, n, o)$  یا  $(k+p)$  ۳- بهسازی ویژه  $(a, e, l, f, g, n) + (k+p)$  ۴- بهسازی محدود ( $p$ )

\* بهسازی مینا:

در بهسازی مینا هدف ارتقا عملکرد ساختمان به حداقل مورد قبول بر اساس آئین‌نامه‌های طرح ساختمان‌ها در برابر زلزله می‌باشد. انتظار می‌رود میزان خرابی و خسارت جانی در ساختمان بهسازی شده قدری بیشتر از ساختمان‌های جدید باشد که بر اساس آئین‌نامه‌های زلزله با کیفیت خوب اجرا می‌شود. در بهسازی مطلوب انتظار می‌رود که هدف بهسازی مینا تأمین گشته و علاوه بر آن تحت زلزله «سطح خطر -۲» ساختمان فرو نریزد.

\* بهسازی مطلوب

در بهسازی مطلوب دو سطح عملکرد برای ساختمان در نظر گرفته می‌شود. در زلزله سطح خطر-۱ ایمنی جانی ساکنین تأمین گردد و در زلزله شدید سطح خطر-۲ ساختمان فرو نریزد. در این حالت عملکرد ساختمان تحت زلزله شدید نیز باید مورد بررسی قرار گیرد.

\* بهسازی ویژه

برای ساختمان‌های مهم مانند بیمارستان‌ها، نیروگاه‌ها و غیره هنگام زلزله عملکرد بهتری نسبت به ساختمان‌های عادی در نظر گرفته می‌شود زیرا در این گونه ساختمان‌ها لازم است خدمت رسانی پس از زلزله بدون وقفه انجام شود. برای رسیدن به این هدف باید سطوح عملکرد بالاتری برای ساختمان در نظر گرفته شود. در بهسازی ویژه نسبت به بهسازی مطلوب عملکرد بالاتری برای ساختمان مدنظر قرار می‌گیرد. بدین منظور سطح عملکرد بالاتری برای ساختمان تحت همان سطح خطر زلزله مورد استفاده در بهسازی مطلوب در نظر گرفته شده یا با حفظ سطح عملکرد مشابه با بهسازی مطلوب سطح خطر زلزله بالاتری مد نظر قرار گرفته می‌شود.

\* بهسازی محدود:

در صورتیکه به دلیل محدودیت‌های مالی یا اجرایی امکان بهسازی مینا میسر نباشد ممکن است بهسازی در سطح عملکرد پایین‌تری در نظر گرفته شود. یا به ازای سطح عملکرد مورد نظر زلزله ضعیف‌تری انتخاب شود. در بهسازی محدود عملکرد پایین‌تری از بهسازی مینا در نظر گرفته می‌شود.

\* بهسازی موضعی

در بهسازی موضعی بخشی از یک طرح بهسازی کلی انجام می‌شود که به دلایلی در شرایط موجود فقط بخشی از آن اجرا می‌شود. در این حالت بهسازی باید به گونه‌ای پیش‌بینی و اجرا گردد که هدف بهسازی بخش‌های دیگر در مراحل بعدی برآورده شود.



## ۷-۵- معیارهای پذیرش

در این بخش معیارها و ملاکهای پذیرش ساختمان در روشهای طراحی بر اساس عملکرد ارائه می‌گردد. اصول و معیارهای کلی پذیرش در روش های طراحی بر اساس عملکرد که در دو دستورالعمل *ATC40* و *FEMA273* بیان گردیده یکسان می‌باشد. عمده این قسمت برگرفته از این دو دستورالعمل می‌باشد. برای تشخیص اینکه آیا ساختمان اهداف عملکردی مورد نظر را برآورده می‌کند یا خیر، مقادیر پاسخهای بدست آمده از تحلیل استاتیکی غیرخطی با مقادیر حدی مربوط به سطح عملکرد مورد نظر مقایسه می‌گردد. در این فصل مقادیر حدی پاسخ به عنوان معیارهای ارزیابی و پذیرش ساختمان ارائه می‌گردد. این پاسخهای حدی به دو گروه زیر تقسیم می‌شوند:

### الف) معیارهای پذیرش برای کل ساختمان

معیارهای پذیرش برای کل ساختمان شامل ملزوماتی برای ظرفیت باربری قائم، مقاومت در برابر بار جانبی و همچنین حدود قابل قبول برای تغییر مکان جانبی می‌باشد. معیارهای پذیرش برای رفتار کلی ساختمان شامل سه موضوع می‌باشد. ظرفیت باربری قائم، مقاومت در برابر بار جانبی و حدود مجاز تغییر مکان جانبی. در اینجا هر یک از سه مورد به صورت مختصر تشریح می‌گردد.

### الف-۱) ظرفیت باربری قائم سازه

برای حصول عملکرد قابل قبول در هر سطحی، لازم است که ظرفیت باربری قائم ساختمان بدون کاهش حفظ گردد. اگر عضوی از سازه ظرفیت باربری قائم را از دست بدهد سازه باید قادر به باز پخش نیروهای آن عضو به سایر اعضا و حفظ ظرفیت باربری قائم کلی باشد.

### الف-۲) مقاومت در برابر بارهای جانبی

دو اثر ممکن است باعث شود، سازه مقاومت در برابر بارهای جانبی را با افزایش تغییر مکان جانبی از دست بدهد. عامل اول اثر بارهای ثقلی همزمان با تغییر مکانهای جانبی (معروف به اثر  $P-\Delta$ ) می‌باشد. اثر  $P-\Delta$  به خصوص برای ساختمانهای انعطاف پذیر با درجه نامعینی کم و مقاومت جانبی اندک در مقایسه با وزن ساختمان، تعیین کننده و غالب می‌باشد. عامل دوم تنزل در مقاومت اجزای سازه تحت اثر بارهای رفت و برگشتی می‌باشد. به طور کلی بعضی از اجزای سازه تحت اثر بارهای چرخه‌ای دچار کاهش مقاومت می‌شوند. اگر تعداد قابل توجهی از اجزا دچار این وضعیت شوند مقاومت کلی سازه در برابر بارهای جانبی تحت تاثیر قرار می‌گیرد و کاهش می‌یابد. دستورالعمل *ATC40* مقرر می‌سازد که مقاومت جانبی ساختمان (با در نظر گرفتن اثرات  $P-\Delta$ ) نباید بیش از ۲۰٪ مقاومت جانبی حداکثر، کاهش یابد. در صورتیکه مقاومت جانبی ساختمان بیش از این مقدار کاهش یابد سازه مورد ترمیم و بهسازی قرار گیرد. البته لازم به ذکر است که کاهش مقاومت در اجزای غیر اصلی اهمیت و تاثیر زیادی در مقاومت جانبی کل ساختمان ندارد و

لازم نیست که شروط فوق برای آنها کنترل گردد. علت محدود کردن میزان کاهش مقاومت جانبی به ۲۰٪ این است که چون تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی به کار رفته در روش ضرایب تغییرمکان (و سایر روشهای طراحی بر اساس عملکرد) برای سازه‌هایی که مقاومت آنها به نحو اساسی کاهش پیدا می‌کند به طور قطعی و صددرصد تضمین شده نیست، به همین علت و همچنین به منظور جلوگیری از خطای احتمالی در تشخیص عملکرد نامناسب این قبیل سازه‌ها، کاهش مقاومت جانبی به ۲۰٪ حداکثر مقاومت جانبی محدود می‌گردد. در صورتیکه در مقاومت جانبی بیش از ۲۰٪ کاهش دیده شود می‌توان با استفاده از تحلیل دینامیکی غیرخطی مجدداً نیاز لرزه‌ای را تعیین کرد که البته بهتر است.

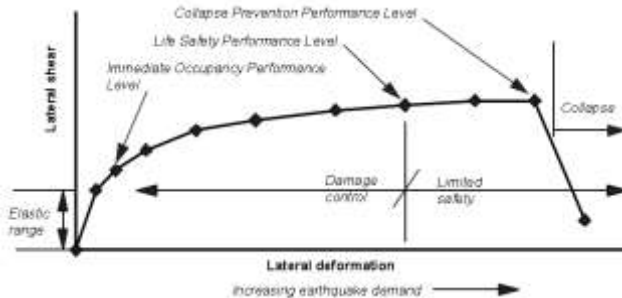
#### الف-۳) تغییر شکل‌های جانبی

تغییر شکل‌های جانبی متناظر، باید با مقادیر حدی تغییر شکل که در این بخش ارائه می‌شود کنترل گردد. برای کنترل تغییر شکل‌های جانبی، از مفهوم تغییرمکان جانبی نسبی طبقات استفاده می‌شود. با استفاده از این مفهوم، پارامتر تغییرمکان جانبی نسبی غیرالاستیک سازه در نقطه عملکرد محاسبه و با مقادیر حدی مقایسه می‌گردد. جدول ۲-۷ حدود تغییرمکان جانبی مجاز را برای سطوح عملکرد مختلف برای قاب‌های خمشی فولادی نشان می‌دهد.

جدول ۲-۷ حداکثر تغییرمکان جانبی نسبی مجاز برای قاب خمشی در سطوح خطر مختلف

استفاده بی‌وقفه	خرابی محدود	ایمنی جانی	آستانه فروریزش
۰/۷	۰ تا ۲/۵	۲/۵	۵

شکل ۱-۷ سطوح عملکرد یک سازه انعطاف‌پذیر را با افزایش تغییر شکل‌های جانبی نشان می‌دهد. این شکل در واقع الگوی کلی نیروی جانبی ایجاد شده در سازه بعنوان تابعی از تغییر شکل جانبی آن می‌باشد. سه محدوده مجزای نشان داده شده در شکل نشان دهنده سه سطح عملکردی قابلیت استفاده بی‌وقفه، ایمنی جانی و آستانه فروریزش برای سازه می‌باشند.



شکل ۷-۱ عملکرد و تغییر شکل نیاز یک سازه شکل پذیر

(ب) معیارهای پذیرش برای اعضا و اجزای سازه

با استفاده از این گروه از معیارهای پذیرش، پاسخ هر عضو (قاب، دیوار، دیافراگم و یا شالوده) از نظر قرارگیری در حد قابل قبول بررسی می‌گردد.

همانطور که بیان شد، یک هدف عملکردی بیانگر سطح عملکرد مورد نیاز ساختمان در یک زلزله مشخص است. اگر پاسخ‌های محاسبه شده سازه تحت اثر آن زلزله مشخص از هر یک از معیارهای پذیرش کل ساختمان و یا معیارهای پذیرش اعضا و اجزای ساختمان برای آن سطح عملکرد مورد نظر، تجاوز کند، در آن صورت ساختمان قادر به احراز هدف عملکردی نخواهد بود. در صورتیکه معیارهای پذیرش برآورده نشوند دو راه وجود دارد یا باید هدف عملکردی مورد تجدید نظر قرار گیرد یا اینکه سازه مورد بهسازی و تقویت قرار گیرد. معیار پذیرش برای اجزاء سازه بر اساس رفتار آنها، به دو دسته کنترل شونده توسط تغییر شکل و کنترل شونده توسط نیرو تقسیم بندی می‌شود.

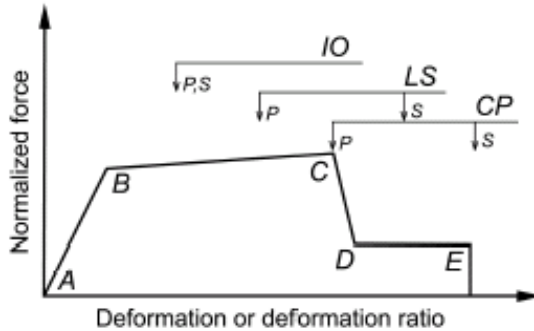
ب-۱) اجزاء کنترل شونده توسط تغییر شکل

در این دسته از اعضا، تلاش‌ها بر حسب سطح عملکرد تعریف شده توسط معیار پذیرش که مانند شکل ۷-۲ می‌باشد پذیرفته می‌شوند. که در این شکل:

*IO*: قابلیت استفاده بی‌وقفه

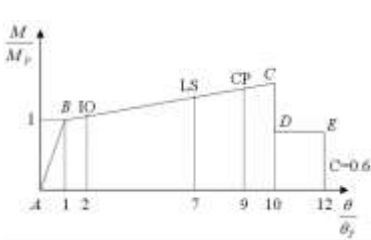
*LS*: ایمنی جانی

*CP*: آستانه فروریزش

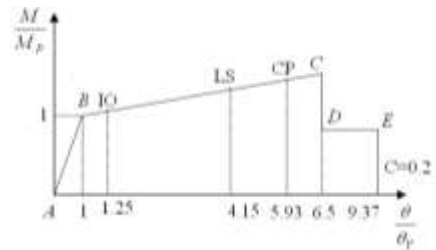


شکل ۷-۲ معیار پذیرش تغییر شکل

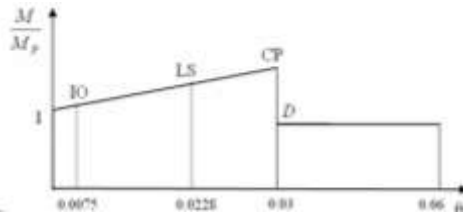
بر حسب نوع تلاش و اجزاء سازه، معیارهای پذیرش در شکل ۷-۳ نمایش داده شده است.



معیار پذیرش تیر



معیار پذیرش ستون



معیار پذیرش اتصال

شکل ۷-۳ معیار پذیرش اجزای سازه

در مورد ستون‌ها، معیارهای پذیرش مورد استفاده برای هرستون بر مبنای نیروی محوری ایجاد شده در المان در نقطه هدف، طبق ضوابط دستوراتعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود محاسبه می‌شوند.

ب-۲) اجزاء کنترل شونده توسط نیرو:

در اجزاء کنترل شونده توسط نیرو باید نیروهای طراحی کوچکتر از مقاومت اعضاء با در نظر گرفتن کلیه تلاش‌هایی که همزمان بر عضو وارد می‌شوند باشد.

مثال ارزیابی آسیب پذیری یک نمونه ساختمان بنایی غیر مسلح موجود:

۱- معرفی سازه مورد بررسی:

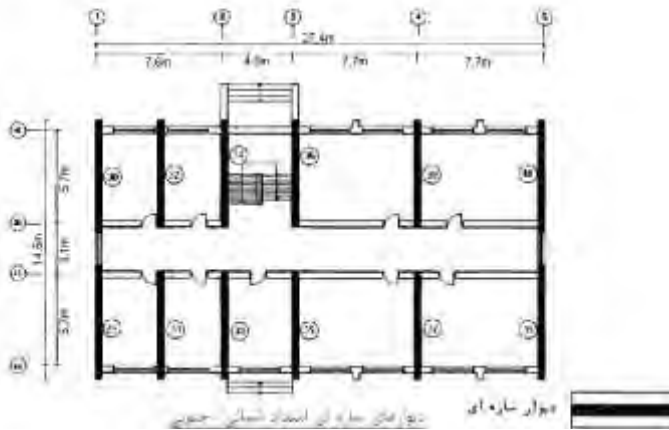
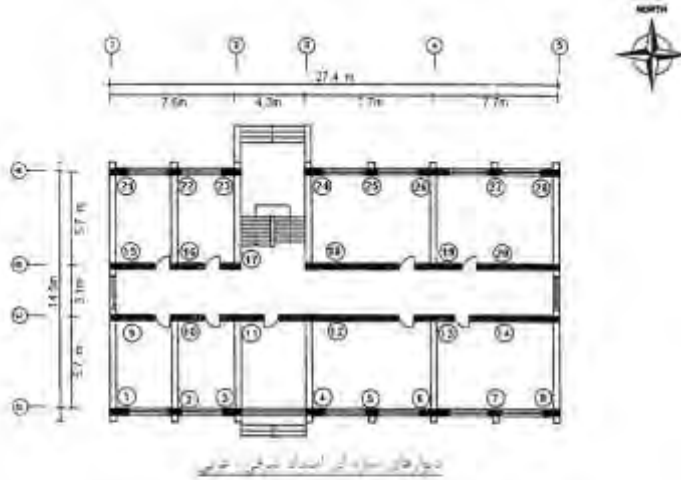
در شکل ۴-۷ پلان ساختمان مورد بررسی به همراه دیوارهای سازه‌ای در دو امتداد شرقی- غربی و شمالی- جنوبی نشان داده شده است. ساختمان دارای ۲ طبقه میباشد (پلان طبقات تیپ میباشد) و ضخامت دیوارها ۳۵ سانتیمتر میباشد. در این مثال عملی، نحوه انجام ارزیابی کیفی آسیب پذیری و همچنین ارزیابی کمی آسیب پذیری برای رفتار درون صفحه با استفاده از مرجع [۳] تبیین می‌گردد. لازم به یادآوری است که تمامی موارد فصول ۲ و ۳ دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمانهای موجود (کنترل صلبیت سقف، کنترل واژگونی و ...) باید مدنظر باشد.

۲- هدف بهسازی:

هدف بهسازی، مبنا انتخاب شده است. بنابراین لازم است سح عملکرد ایمنی جانبی تحت اثر سطح خطر ۱ (با دوره بازگشت ۴۷۵ سال) تامین گردد.

۳- سطح اطلاعات:

با توجه به هدف بهسازی مبنا و به منظور استفاده از ضریب آگاهی برابر یک، با توجه به جدول (۱-۲) دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود، اطلاعات باید در سطح متعارف باشد.



شکل ۴-۷-۲ پلان ساختمان مورد بررسی به همراه دیوارهای سازه‌ای

۴- مشخصات مصالح:

با توجه به اینکه سطح اطلاعات در حد متعارف انتخاب شده، لازم است تا آزمایش‌های متعارف انجام پذیرد و بنابراین از آنجا که مقاومت طراحی معینی از مصالح در دست نمی‌باشد، مطابق بند ۲-۲-۵ مرجع [۳] لازم است که حداقل شش آزمایش طبق بند ۲-۲ انجام پذیرد (آزمایش‌های برشی، فشاری و ضریب ارتجاعی). میانگین این شش آزمایش، مقدار مقاومت مورد انتظار را می‌دهد. برای این مثال مشخصات مورد انتظار مصالح برابر مقادیر زیر فرض شده است:

$$v_{ie} = 2.5 \text{ kg/cm}^2 \text{ مقاومت برشی مورد انتظار}$$

$$f_{me} = 32 \text{ kg/cm}^2 \text{ مقاومت فشاری مورد انتظار}$$

$$E = 17600 \text{ kg/cm}^2 \text{ ضریب ارتجاعی}$$

۵- بازرسی وضعیت موجود

با توجه به سطح اطلاعات متعارف، لازم است تا اطلاعات موجود در نقشه‌ها بوسیله بازرسی عینی، تایید شود و فرم فنی ساختمان بنایی به صورت ذیل تهیه گردد:  
شناسنامه فنی ساختمان‌های بنایی

شماره فرم: .....		تاریخ: .....	
<b>۱- مشخصات عمومی</b>			
۱-۱- آدرس ساختمان: شهرستان: تهران			
۲-۱ نوع کاربری ساختمان: مسکونی <input type="checkbox"/> تجاری <input type="checkbox"/> اداری <input type="checkbox"/> آموزشی <input checked="" type="checkbox"/> تجاری-مسکونی <input type="checkbox"/>			
۳-۱ مالکیت: خصوصی <input type="checkbox"/> دولتی <input checked="" type="checkbox"/>			
۴-۱ ساختمان در چه مرحله‌ای است: در دست احداث <input type="checkbox"/> تکمیل شده <input checked="" type="checkbox"/>			
۵-۱ تعداد طبقات بدون در نظر گرفتن زیرزمین: ۲			
۶-۱ تعداد طبقات زیرزمین: -			
۷-۱ سطح کل زیربنا (متر مربع): ۸۲۵			
۸-۱ ارتفاع کل ساختمان از تراز پایه (متر): ۶/۴			
۹-۱ ارتفاع هر یک از طبقات ساختمان (متر): ۳/۲			
۱۰-۱ عمق سازه زیرزمین (متر): -			
۱۱-۱ اسناد و مدارک در دسترس: نقشه‌های معماری <input checked="" type="checkbox"/> نقشه‌های سازه‌ای <input type="checkbox"/> دفاتر محاسباتی سازه <input type="checkbox"/> هیچکدام <input type="checkbox"/>			
۱۲-۱ عوامل سازنده: معمار <input type="checkbox"/> محاسب <input type="checkbox"/> پیمانکار <input checked="" type="checkbox"/> ناظر <input type="checkbox"/> ندارد <input type="checkbox"/>			
۱۳-۱ ضریب اهمیت ساختمان: ۱/۴ <input type="checkbox"/> ۱/۲ <input checked="" type="checkbox"/> ۱/۰ <input type="checkbox"/> ۰/۸ <input type="checkbox"/>			
تصویر ساختمان:			
<b>۲- موقعیت محلی</b>			
۱-۲ موقعیت ساختمان: نواحی پر ازدحام <input type="checkbox"/> نواحی کم تراکم <input checked="" type="checkbox"/> شهرک‌های اقماری <input type="checkbox"/> حومه شهر <input type="checkbox"/>			
۲-۲ نحوه دسترسی به منظور امداد رسانی: آسان <input type="checkbox"/> نسبتاً آسان <input checked="" type="checkbox"/> نسبتاً دشوار <input type="checkbox"/> دشوار <input type="checkbox"/>			
<b>۳- مشخصات پی</b>			
۱-۳ نوع و جنس پی: نواری و بتن مسلح			
۲-۳ آیا جنس زیر پی‌ها، خاک طبیعی است؟ بلی <input checked="" type="checkbox"/> خیر <input type="checkbox"/>			
۳-۳ آیا علائم بروز نشست پی‌ها (ترک خوردگی و ...) نمایان شده است؟ بلی <input type="checkbox"/> خیر <input checked="" type="checkbox"/>			
۴-۳ آیا از بتن مگر استفاده شده است؟ بلی <input checked="" type="checkbox"/> خیر <input type="checkbox"/>			
۵-۳ آیا روی پی عایق بندی رطوبتی شده است؟ بلی <input checked="" type="checkbox"/> خیر <input type="checkbox"/>			
۶-۳ شیب زمین پی: مسطح <input checked="" type="checkbox"/> ۰-۱۵ <input type="checkbox"/> ۱۶-۲۰ <input type="checkbox"/> بیش از ۳۰ <input type="checkbox"/>			

۷-۳- عمق سطح آب زیرزمینی:		کمتر از ۲ متر <input type="checkbox"/>		بین ۲ تا ۵ متر <input type="checkbox"/>		بین ۵ تا ۱۰ متر <input type="checkbox"/>		بیش از ۱۰ متر <input type="checkbox"/>	
۸-۳- نوع مصالح زمین:		رسی <input type="checkbox"/>		ماسه‌ای <input type="checkbox"/>		مخلوط شن و ماسه و ریز دانه <input type="checkbox"/>		دج و سنگی <input type="checkbox"/>	
۹-۳- میزان احتمال روانگرایی:		کم <input type="checkbox"/>		متوسط <input type="checkbox"/>		زیاد <input type="checkbox"/>		خیلی زیاد <input type="checkbox"/>	
<b>۴- کلاف</b>									
۱-۴- آیا کلاف‌های افقی به فاصله حداکثر ۴ متر استفاده شده است؟		بلی <input type="checkbox"/>		خیر <input type="checkbox"/>					
۲-۴- آیا کلاف‌های قائم به فاصله حداکثر ۵ متر استفاده شده است؟		بلی <input type="checkbox"/>		خیر <input type="checkbox"/>					
۳-۴- اتصال اجزای کلاف: کلاف ندارد		مناسب <input type="checkbox"/>		نامناسب <input type="checkbox"/>					
۴-۴- آیا کلاف در قسمتی قطع شده است (بواسطه وجود بازشو یا نیم طبقه): بلی <input type="checkbox"/>		خیر <input type="checkbox"/>		کلاف ندارد					
۵-۴- قطر لوله عبوری از درون کلاف:		کمتر از یک هشتم ضخامت دیوار <input type="checkbox"/>		کلاف ندارد					
		بیش از یک هشتم ضخامت دیوار <input type="checkbox"/>		کلاف ندارد					
۶-۴- آیا اتصال کافی بین کلاف و دیوار وجود دارد؟		بلی <input type="checkbox"/>		خیر <input type="checkbox"/>					
۷-۴- نوع مصالح کلاف:		کلاف ندارد							
۸-۴- کیفیت مصالح کلاف بتنی:		خوب <input type="checkbox"/>		متوسط <input type="checkbox"/>		ضعیف <input type="checkbox"/>		کلاف ندارد <input type="checkbox"/>	
<b>۵- مشخصات فنی سازه</b>									
۱-۵- نوع سیستم سازه‌ای:		دیوار باربر با کلاف افقی <input type="checkbox"/>		دیوار باربر بدون کلاف <input type="checkbox"/>					
۲-۵- کیفیت سیستم سازه‌ای:		خوب <input type="checkbox"/>		متوسط <input type="checkbox"/>		بد <input type="checkbox"/>			
۳-۵- آیا مسیر بار کامل است؟		بلی <input type="checkbox"/>		خیر <input type="checkbox"/>					
۴-۵- اجرای واحدهای بنایی:		خوب <input type="checkbox"/>		متوسط <input type="checkbox"/>		بد <input type="checkbox"/>			
۵-۵- ضخامت دیوار سازه‌ای (سانتیمتر): ۳۵									
۶-۵- طول آزاد دیوار:		کمتر از ۵ متر <input type="checkbox"/>		بیش از ۵ متر <input type="checkbox"/>					
۷-۵- نسبت طول به عرض پلان:		بیش از ۳ متر <input type="checkbox"/>		کمتر یا مساوی ۳ متر <input type="checkbox"/>					
۸-۵- در صورتی که طول پلان بیش از سه برابر عرض پلان است، آیا درز جدایی تعبیه شده است؟ کمتر از ۳ برابر است.		بلی <input type="checkbox"/>		خیر <input type="checkbox"/>					
۹-۵- درصد فرورفتگی و پیش آمدگی:		نسبت به تعداد متناظر در امتداد اصلی اول:		نسبت به تعداد متناظر در امتداد اصلی متعامد:					
۱۰-۵- اختلاف سطح در طبقات:		ندارد <input type="checkbox"/>		۶۰ تا ۶۰ (cm) <input type="checkbox"/>		بیش از ۶۰ (cm) <input type="checkbox"/>			
۱۱-۵- در صورت وجود اختلاف سطح بیش از ۶۰ سانتیمتر آیا درز جدایی یا کلاف تقویت بین دو سطح وجود دارد؟		اختلاف سطح ندارد <input type="checkbox"/>		بلی <input type="checkbox"/>		خیر <input type="checkbox"/>			
۱۲-۵- آیا در بخشی از ساختمان نیم طبقه یا زیربنای غیر کامل وجود دارد؟		بلی <input type="checkbox"/>		خیر <input type="checkbox"/>					
۱۳-۵- عناصر مقاوم در برابر بارهای جانبی در ساختمان را نام ببرید؟ دیوارهای باربر بنایی									
۱۴-۵- آیا عناصر باربر تا زمین امتداد یافته است؟		بلی <input type="checkbox"/>		خیر <input type="checkbox"/>					
۱۵-۵- آیا ساختمان خروج از مرکزیت سختی دارد؟		بلی <input type="checkbox"/>		خیر <input type="checkbox"/>					
۱۶-۵- آیا در تیرهای اصلی تغییر ناگهانی اتفاق افتاده است؟		بلی <input type="checkbox"/>		خیر <input type="checkbox"/>					
۱۷-۵- وضعیت توزیع عناصر مقاوم در مقابل نیروهای جانبی در پلان:		منظم <input type="checkbox"/>		کمی نامنظم <input type="checkbox"/>		نامنظم <input type="checkbox"/>			
۱۸-۵- وضعیت توزیع عناصر دیوارها و تیفه‌های غیرباربر در پلان:		تیغه ندارد <input type="checkbox"/>		تیغه ندارد <input type="checkbox"/>					
۱۹-۵- طول طره:		ندارد <input type="checkbox"/>							
۲۰-۵- آیا در دیوارهای (سنگی، آجری، بلوک سیمانی) درزهای قائم (هرز ملات) کاملاً با ملات پر شده است؟		بلی <input type="checkbox"/>		خیر <input type="checkbox"/>					



۲۱-۵- آیا بازشوها در قسمت مرکزی دیوار می‌باشند؟	بله <input type="checkbox"/>	خیر <input type="checkbox"/>
۲۲-۵- ابعاد بازشوها در مقطع قائم:	کمتر از ۲/۵ متر <input type="checkbox"/>	بیش از ۲/۵ متر <input type="checkbox"/>
۲۳-۵- مجموع طول بازشوها در دیوار:	کمتر از یک دوم طول دیوار <input type="checkbox"/>	بیش از یک دوم طول دیوار <input type="checkbox"/>
۲۴-۵- مجموع سطح بازشوها در دیوار:	کمتر از یک سوم سطح دیوار <input type="checkbox"/>	بیش از یک سوم سطح دیوار <input type="checkbox"/>
۲۵-۵- حداکثر فاصله بازشوها از بر ساختمان:	کمتر از دو سوم طول بازشو یا ۷۵ سانتیمتر <input type="checkbox"/>	بیش از دو سوم طول بازشو یا ۷۵ سانتیمتر <input type="checkbox"/>
۲۶-۵- حداکثر فاصله دو بازشو:	بیش از یک ششم مجموع طول دو بازشو و دو سوم ارتفاع کوچکترین بازشو <input type="checkbox"/>	کمتر از یک ششم مجموع طول دو بازشو و دو سوم ارتفاع کوچکترین بازشو <input type="checkbox"/>
۲۷-۵- فاصله آزاد تا ساختمان مجاور (سانتیمتر):	ساختمان مجاور ندارد	ساختمان مجاور ندارد
۲۸-۵- ارتفاع ساختمان مجاور (متر):	ساختمان مجاور ندارد	ساختمان مجاور ندارد
۲۹-۵- عدم تطابق تراز طبقات با ساختمان مجاور: ساختمان مجاور ندارد	دارد <input type="checkbox"/>	ندارد <input type="checkbox"/>
۳۰-۵- آیا از روش هشت‌گیر استفاده شده است؟	بله <input type="checkbox"/>	خیر <input type="checkbox"/>
۳۱-۵- آیا تیرهای سقف مستقیماً روی دیوار قرار گرفته‌اند؟	بله <input type="checkbox"/>	خیر <input type="checkbox"/>
۳۲-۵- آیا ارتفاع سقف قوسی از نصف قطر قاعده آن کمتر است؟ سقف قوسی ندارد	بله <input type="checkbox"/>	خیر <input type="checkbox"/>
۳۳-۵- قطر لوله عبوری از درون دیوار برابر:	کمتر از یک ششم ضخامت دیوار <input type="checkbox"/>	بیش از یک ششم ضخامت دیوار <input type="checkbox"/>
۳۴-۵- اتصال بین دیوارهای متقاطع:	مناسب <input type="checkbox"/>	نامناسب <input type="checkbox"/>
<b>۶- مشخصات سیستم کف طبقات</b>		
۱-۶- نوع سیستم کف:	طاق ضربی <input type="checkbox"/>	تیر چوبی <input type="checkbox"/>
۲-۶- آیا می‌توان کف را صلب فرض نمود:	بله <input type="checkbox"/>	خیر <input type="checkbox"/>
۳-۶- آیا در کف بازشو وجود دارد؟	بله <input type="checkbox"/>	خیر <input type="checkbox"/>
۴-۶- طول تکیه‌گاهی تیرهای سقف:	بیش از ارتفاع تیر و یا از ۲۰ سانتیمتر <input type="checkbox"/>	کمتر از ارتفاع تیر و یا از ۲۰ سانتیمتر <input type="checkbox"/>
۵-۶- نسبت طول دهانه به عرض سقف:	کمتر از ۳ <input type="checkbox"/>	بیش از ۳ <input type="checkbox"/>
۶-۶- اتصال بین دیوار برابر و سقف:	مناسب <input type="checkbox"/>	نامناسب <input type="checkbox"/>
<b>۷- مصالح</b>		
۱-۷- جنس واحدهای بنایی: آجر فشاری	خوب <input type="checkbox"/>	متوسط <input type="checkbox"/>
۲-۷- کیفیت واحدهای بنایی:	خوب <input type="checkbox"/>	متوسط <input type="checkbox"/>
۳-۷- نوع ملات:	خوب <input type="checkbox"/>	متوسط <input type="checkbox"/>
۴-۷- کیفیت ملات:	خوب <input type="checkbox"/>	متوسط <input type="checkbox"/>
<b>۸- اجزاء غیر سازه‌ای</b>		
۱-۸- نسبت ارتفاع به ضخامت در تیرغه‌ها: کمتر از ۱۲ <input type="checkbox"/>	بیش از ۱۲ <input type="checkbox"/>	تیرغه ندارد
۲-۸- حداکثر طول تیرغه‌های بین دو پشت بند:	کمتر از ۴۰ برابر ضخامت و ۴ متر <input type="checkbox"/>	بیش از ۴۰ برابر ضخامت و ۴ متر <input type="checkbox"/>
۳-۸- ارتفاع دیوارهای غیرسازه‌ای:	کمتر از ۳/۵ متر <input type="checkbox"/>	بیش از ۳/۵ متر <input type="checkbox"/>
۴-۸- آیا تیرغه‌ها کاملاً به زیر پوشش سقف مهار شده‌اند؟	بله <input type="checkbox"/>	خیر <input type="checkbox"/>
۵-۸- آیا اتصال تیرغه به دیوارهای سازه‌ای مناسب است؟	بله <input type="checkbox"/>	خیر <input type="checkbox"/>
۶-۸- آیا سقف کاذب از مصالح سبک و با اتصال مناسب به سازه است؟	بله <input type="checkbox"/>	خیر <input type="checkbox"/>
۷-۸- ارتفاع دودکشی‌ها با مصالح بنایی:	ندارد <input type="checkbox"/>	کمتر از ۱/۵ متر <input type="checkbox"/>
۸-۸- ارتفاع و ضخامت دیوار جان پناه:	به ترتیب ۷۰ سانتیمتر و ۲۰ سانتیمتر <input type="checkbox"/>	بیش از ۱/۵ متر <input type="checkbox"/>
۹-۸- نمای ساختمان:		

<input type="checkbox"/> بلوک	<input type="checkbox"/> گل	<input type="checkbox"/> نمای سیمانی	<input type="checkbox"/> آجری / سنگی غیر ثابت	<input type="checkbox"/> آجری / سنگی ثابت
<b>۹- مشخصات ژئوتکنیکی ساختمانها</b>				
۹-۱- طبقه‌بندی نوع زمین (براساس استاندارد ۲۸۰۰):				
<input type="checkbox"/> I	<input checked="" type="checkbox"/> II	<input type="checkbox"/> III	<input type="checkbox"/> IV	
<input type="checkbox"/> $V_s < 175$	<input type="checkbox"/> $175 < V_s < 375$	<input checked="" type="checkbox"/> $375 < V_s < 750$	<input type="checkbox"/> $V_s > 750$	۹-۲- سرعت تقریبی موج برشی $V_s$ (متر بر ثانیه):
۹-۳- مقدار $T_0$ استاندارد: ۲۸۰۰				
	<input type="checkbox"/> ۱/۰	<input type="checkbox"/> ۰/۷	<input checked="" type="checkbox"/> ۰/۵	<input type="checkbox"/> ۰/۴
۹-۴- خطر زمین لرزه بر اساس استاندارد ۲۸۰۰:				
	<input type="checkbox"/> کم	<input type="checkbox"/> متوسط	<input type="checkbox"/> زیاد	<input checked="" type="checkbox"/> خیلی زیاد
۹-۵- آیا احتمال زمین لغزش وجود دارد؟				
		<input type="checkbox"/> بلی	<input checked="" type="checkbox"/> خیر	
۱۰- پلان طبقات جهت بررسی دیوار نسبی:				
پلان در صفحات قبل آورده شده است.				

۶- ارزیابی کیفی آسیب پذیری

در این قسمت به ارزیابی آسیب پذیری برای این ساختمان پرداخته می‌شود تا نیاز یا عدم نیاز جهت ورود به مرحله کمی مشخص گردد. یادآوری می‌شود که نیاز یا عدم نیاز به ارزیابی کمی، فقط بوسیله ارزیابی کیفی تفصیلی مشخص می‌گردد.

۶-۱- ارزیابی کیفی سریع آسیب پذیری

خلاصه ارزیابی کیفی سریع آسیب پذیری در جدول زیر آمده است:

جدول ۳-۷ ارزیابی کیفی سریع آسیب پذیری

ردیف	پارامتر و ضریب آن	زیر پارامتر	ضریب خسارت L	ملاحظات
۱	شیب زمین $\theta$	$0^\circ \leq \theta \leq 15^\circ$	۱	✓
		$15^\circ \leq \theta \leq 30^\circ$	۱/۱	
		$30^\circ < \theta$	۱/۲	
۲	نوع خاک	خاک نوع I	۱	
		خاک نوع II	۱/۰۵	✓
		خاک نوع III	۱/۱	
		خاک نوع IV	۱/۱۵	
۳	پی	مناسب	۵	✓
		نامناسب	۲۰	
۴	دیوار سازه‌ای	دیوار سازه‌ای با کلاف افقی و قائم	۱۵	
		دیوار سازه‌ای با کلاف افقی	۲۵	
		دیوار سازه‌ای بدون کلاف	۳۵	✓

	۵	دال بتن مسلح	سقف	۵
✓	۱۵	تیرچه بلوک		
	۲۰	طاق ضربی		
	۲۵	تیر چوبی		
✓	۰	تطابق با استاندارد ۲۸۰۰	پیشامدگی	۶
	۱۰	عدم تطابق با استاندارد ۲۸۰۰		
✓	۰	متقارن	پلان ساختمان	۷
	۱۰	نامتقارن		
	۱	تطابق با استاندارد ۲۸۰۰	بازشوها	۸
✓	۱/۲	عدم تطابق با استاندارد ۲۸۰۰		
	۱	یک طبقه	تعداد طبقات	۹
✓	۱/۱	دو طبقه		
	۱/۲	سه طبقه و بیشتر		
	۱	خوب	کیفیت ساخت	۱۰
✓	۱/۲	متوسط		
	۱/۳	بد		

$$L_R = 0.45[5+35+15+0+0] \times 1 \times 1.05 \times 1.2 \times 1.1 \times 1.2(7.5 \times 0.35 - 1) = 66.89 \leq 100$$

با توجه به اینکه این عدد بین ۵۰ تا ۷۰ درصد قرار دارد، احتمال زیاد آسیب پذیری را پیش بینی می‌کند.

#### ۶-۲- ارزیابی کیفی تفصیلی آسیب پذیری

خلاصه ارزیابی کیفی تفصیلی آسیب پذیری در جدول زیر آمده است:

#### جدول ۴-۷ ارزیابی کیفی تفصیلی آسیب پذیری

نمره اختصاص یافته	حداکثر نمره	توضیحات	پارامترهای ارزیابی آسیب پذیری
۰	۱۲	بتن مسلح	۱- نوع پی
۱۰	۱۰	دیوار بدون کلاف افقی و قائم	۱- نحوه کلاف بندی دیوارهای باربر
۲	۲	دیوار بدون کلاف افقی و قائم	۲- جنس کلاف
۲	۲	دیوار بدون کلاف افقی و قائم	۳- اتصالات اجزای کلاف
۲	۲	دیوار بدون کلاف افقی و قائم	۴- وجود انفصال در سیستم کلاف
۲	۲	دیوار بدون کلاف افقی و قائم	۵- اتصال دیوار و کلاف
۲	۲	دیوار بدون کلاف افقی و قائم	۶- وضعیت مصالح کلاف
۱	۲	متوسط	۱- شیوه اجرای واحدهای بنایی
۰	۱/۵	کمتر از ۴ متر	۲- ارتفاع دیوار
۱/۵	۱/۵	فواصل بیش از ۵ متر وجود دارد	۳- طول آزاد دیوار
۰	۲	مناسب است	۴- نسبت ارتفاع به ضخامت دیوار

۱	۱	در حد مجاز نیست	۵- فاصله بازشوها از کنار دیوار
۰	۱	در حد مجاز است	۶- سطح بازشوها
۱	۱	در حد مجاز نیست	۷- طول بازشوها
۱	۱	در حد مجاز نیست	۸- فاصله بازشوها
۱	۱	در حد مجاز نیست	۹- ابعاد بازشوها
۱/۵	۱/۵	بدون کلاف	۱۰- نحوه قرارگیری تیرهای باربر سقف بر روی دیوار
۱۲	۱۲	کافی نیست	۱۱- دیوار نسبی
۰	۳	پیوسته است	۱۲- مسیربار
۳	۳	کلاف ندارد	۱۳- وضعیت انسجام ساختمان
۰	۳/۵	منظم	۱۴- نامنظمی در پلان
۰	۲/۵	منظم	۱۵- نامنظمی در ارتفاع
۰	۱	بالکن و پیش‌آمدگی قائم ندارد	۱۶- مقطع قائم ساختمان
۰	۲	ساختمان مجاور ندارد	۱۷- ساختمان‌های مجاور
۰	۲	درز قائم کاملاً با ملات پر شده	۱۸- کنترل درزهای قائم بین واحدهای بنایی
۰	۱	وجود ندارد	۱۹- کنترل وجود هشت‌گیر
۰	۰/۵	سقف قوسی ندارد	۲۰- کنترل نیروی رانش در سقف‌های قوسی
۰	۰/۵	قطر لوله در حد مجاز است	۲۱- لوله و دودکش درون دیوار باربر
۱/۵	۳	سقف تیرچه بلوک	۱- وزن سقف
۰	۲	مناسب است	۲- یکنواختی و انسجام سقف
۰	۲	سقف تیرچه بلوک	۳- طول تکیه‌گاهی تیرهای سقف
۰	۱	مناسب است	۴- نسبت طول دهانه به عرض سقف
۰	۰/۸	ندارد	۵- وجود بازشو در سقف
۰	۲	در یک تراز چیده و بالا آورده شده	۱- اتصال بین دیوارهای باربر متقاطع
۰	۲	اتصال کافی است	۲- اتصال بین دیوارهای باربر و سقف
۰	۰/۵	اتصال کافی است	۳- اتصال بین تیغه‌ها و دیوارهای باربر
۰	۳	مناسب	۱- واحدهای بنایی
۱	۴	نسبتاً مناسب	۲- ملات
۰	۲	تیغه ندارد	۱- دیوارهای غیرباربر و تیغه‌ها
۰	۰/۲	ندارد	۲- سقف کاذب
۰	۰/۵	مناسب	۳- نمای ساختمان
۰	۰/۵	مناسب	۴- جان پناه‌ها و دودکش‌ها
۴۵/۵	۱۰۰		جمع

با توجه به جدول بالا و همچنین اینکه خاک از نوع II است، شیب زمین کمتر از ۱۵ درجه، فاصله تا گسل کمتر از ۵ کیلومتر، احتمال روانگرایی کم، خطر لرزه‌خیزی منطقه خیلی زیاد و ضریب کیفیت ساختمان هم ۱/۲ می‌باشد، مقدار آسیب پذیری از رابطه زیر بدست می‌آید.

$$AF = 3.4A + 0.43 = 3.4 \times 0.35 + 0.43 = 1.62$$

$$\text{آسیب پذیری} = V_{sum} \times (SF \times AF \times SLF \times DF \times LF \times QF)$$

$$= 45.5 \times 1 \times 1.62 \times 1 \times 1 \times 1.2 = 88 \leq 100$$

با توجه به این مقدار، الزام در ارزیابی کمی آسیب پذیری وجود دارد. هر چند که بعلت عدم وجود کلاف، بدون در نظر گرفتن مقدار فوق نیز باید ارزیابی کمی صورت پذیرد.

۳-۶- ارزیابی کمی آسیب پذیری

۳-۶-۱ روش استاتیکی خطی

تعیین نیروی زلزله:

$$V = S_a W$$

$$W = 179018 \text{ kg}$$

$$T = 0.05 H^{\frac{3}{4}} = 0.05 (6.4)^{\frac{3}{4}} = 0.2 \text{ sec}$$

بنابراین نیروی برشی کل ناشی از زلزله بصورت زیر خواهد بود:

$$V = 2.5 \times 0.35 \times 179018 = 1032 \text{ ton}$$

توزیع نیروی جانبی در ارتفاع ساختمان:

$$F_i = \frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j} \Rightarrow \begin{cases} F_1 = 625 \text{ ton} \\ F_0 = 407 \text{ ton} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} V_1 = 625 \text{ ton} \\ V_0 = 1032 \text{ ton} \end{cases}$$

ظرفیت دیوارها:

مقاومت جانبی مورد انتظار دیوار موجود

مقاومت مورد انتظار ( $Q_{CE}$ ) برای پایه‌ها و دیوارهای مصالح بنایی غیر مسلح موجود و یا ارتقاء یافته براساس مقاومت برشی دیوار بر اساس درز ملات در نظر گرفته شده و براساس رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$Q_{CE} = V_{bjs} = v_{me} A_n$$

کرانه پایین مقاومت جانبی ( $Q_{CL}$ ) دیوارهای مصالح بنایی موجود و یا ارتقاء یافته براساس تنش کششی قطری از رابطه زیر بدست می‌آید:

$$Q_{CL} = V_{dt} = f'_{dt} A_n \left( \frac{L}{h_{eff}} \right) \sqrt{1 + \frac{f_a}{f'_{dt}}}$$

که  $f'_{dt}$  برابر  $v_{me}$  در نظر گرفته می‌شود.

$$v_{me} = 0.56 v_{te} + 0.75 \frac{P_D}{A_n} = 0.56 \times 2.5 + 0.75 \frac{500 \times (\text{Load Area})}{L_{cm} \times 33_{cm}} = 1.4 + \frac{(\text{Load Area})}{0.088 L_{cm}}$$

$$f_a = \frac{1.1(Q_D + Q_L) \times (\text{Load Area})}{L \times t}$$

الف) برای امتداد شرقی - غربی در طبقه همکف:

همانطور که در قبل محاسبه شد، نیروی برشی حاصل از تحلیل استاتیکی خطی در این طبقه برابر ۱۰۳۲ تن می‌باشد که این نیروی برشی باید به نسبت سختی دیوارها و پایه‌ها بین آنها تقسیم شود. بنابراین سختی دیوارها مطابق بند ۴-۴-۱ مرجع [۳] بصورت زیر است:

جدول ۷-۵ توزیع نیروی جانبی بین دیوارها

شماره دیوار	تعداد دیوارهای مشابه	ارتفاع دیوار (m)	طول دیوار (m)	$I (m^4)$	$A (m^2)$	$K (t/m)$	$\frac{K^*}{\sum K}$	سهم برشی دیوار (t)
9	2	2.8	2.6	0.4833	0.858	14736	0.0333	34.38
10	2	2.8	2.35	0.3569	0.776	12436	0.0281	29.02
11	1	2.8	1.25	0.0537	0.413	3449	0.0078	8.05
12	1	2.8	7	9.4325	2.31	54586	0.1234	127.36
13	2	2.8	1.55	0.1024	0.512	5579	0.0126	13.02
14	2	2.8	5.85	5.5055	1.931	44464	0.1005	103.74
17	1	2.8	0.4	0.0018	0.132	161	0.0004	0.38
18	1	2.8	6.15	6.3967	2.03	47120	0.1065	109.94
1	4	1.3	0.75	0.0116	0.248	6087	0.0138	14.2
2	6	1.3	0.75	0.0116	0.248	6087	0.0138	14.2
3	4	1.3	1.65	0.1235	0.545	23622	0.0534	55.11
6	2	1.3	1.15	0.0418	0.38	13600	0.0307	31.73

\* جمع سختی‌ها از جمع ستون مربوط به سختی با در نظر گرفتن تعداد دیوارهای مشابه بدست می‌آید و برابر ۴۴۲۲۰۶ تن بر متر است.

جدول ۷-۶ نتایج کنترل معیار پذیرش

شماره دیوار	مساحت سطح باربر (m <sup>2</sup> )	$v_{me} (kg/cm^2)$	تیزش درز (°)	مقاومت	$f_a (kg/cm^2)$	کشی قطری مقاومت (°)	$m \times k \times Q (t)$	دیوار برتر (t)	نتیجه
9	27.28	2.59	22.24	2.1	2.1	27.78	66.73	34.38	Ok
10	29.5	2.83	21.92	2.51	2.51	25.28	65.76	29.02	Ok
11	26.84	3.84	15.84	4.29	4.29	10.29	10.29	8.05	Ok
12	77.44	2.66	61.38	2.21	2.21	207.74	184.14	127.36	Ok
13	21.56	2.98	15.25	2.78	2.78	11.73	11.73	13.02	No
14	55	2.47	47.65	1.88	1.88	132.15	142.96	103.74	Ok
17	26.4	8.9	11.75	13.2	13.2	2.64	2.64	0.38	Ok
18	77.44	2.83	57.45	2.52	2.52	173.47	172.36	109.94	Ok
1	11.7	3.17	7.85	3.12	3.12	6.38	6.38	14.2	No
2	19.1	4.29	10.63	5.09	5.09	9.07	9.07	14.2	No
3	24.2	3.07	16.7	2.93	2.93	29.64	50.09	55.11	No
6	21.4	3.51	13.34	3.72	3.72	16.93	40.01	31.73	Ok

مقدار  $m$  برای سطح عملکرد ایمنی جانی و برای برش لغزشی درز ملات برابر ۳ و برای کشش قطری برابر ۱ در نظر گرفته می‌شود. ضریب آگاهی نیز برابر یک در نظر گرفته شده است. لازم به ذکر است که این ستون با در نظر گرفتن کمترین مقدار کشش قطری ( $D.T.$ ) و لغزش درز ملات ( $B.J.S.$ ) و اعمال ضرایب  $m$  و  $k=1$  بدست می‌آید.

(ب) برای امتداد شرقی - غربی در طبقه اول:

نیروی برشی حاصل از تحلیل استاتیکی خطی در این طبقه برابر ۶۲۵ تن می‌باشد. بنابراین داریم:

جدول ۷-۷ توزیع نیروی جانی بین دیوارها

شماره دیوار	تعداد دیوارهای مشابه	ارتفاع دیوار (m)	طول دیوار (m)	$I (m^4)$	$A (m^2)$	$K (t/m)$	$\frac{K^*}{\Sigma K}$	سهم برشی دیوار (t)
9	2	2.8	2.6	0.4833	0.858	14736	0.0333	20.82
10	2	2.8	2.35	0.3569	0.776	12436	0.0281	17.57
11	1	2.8	1.25	0.0537	0.413	3449	0.0078	4.87
12	1	2.8	7	9.4325	2.31	54586	0.1234	77.13
13	2	2.8	1.55	0.1024	0.512	5579	0.0126	7.88
14	2	2.8	5.85	5.5055	1.931	44464	0.1005	62.83
17	1	2.8	0.4	0.0018	0.132	161	0.0004	0.23
18	1	2.8	6.15	6.3967	2.03	47120	0.1065	66.58
1	4	1.3	0.75	0.0116	0.248	6087	0.0138	8.6
2	6	1.3	0.75	0.0116	0.248	6087	0.0138	8.6
3	4	1.3	1.65	0.1235	0.545	23622	0.0534	33.38
6	2	1.3	1.15	0.0418	0.38	13600	0.0307	19.22

\* جمع سختی‌ها از جمع ستون مربوط به سختی با در نظر گرفتن تعداد دیوارهای مشابه بدست می‌آید و برابر ۴۴۲۲۰۶ تن بر متر است.

جدول ۷-۸ نتایج کنترل معیار پذیرش

نتیجه	دیوار (t)	$m \times k \times Q$ (t)	کشش قطری مقابله	$f_a (kg/cm^2)$	لغزش درز در مقابله	$v_{me} (kg/cm^2)$	سطح باربر (m <sup>2</sup> )	شماره دیوار
Ok	20.82	51.38	19.42	0.98	17.13	2	13.64	9
Ok	17.57	49.16	17.15	1.17	16.39	2.11	14.75	10
Ok	4.87	6.41	6.41	2	10.81	2.62	13.42	11
Ok	77.13	140.58	143.91	1.03	46.86	2.03	38.72	12
No	7.88	7.83	7.83	1.3	11.2	2.19	10.78	13
Ok	62.83	112.02	94.06	0.88	37.34	1.93	27.5	14
Ok	0.23	1.44	1.44	6.16	6.8	5.15	13.2	17
Ok	66.58	128.8	117.61	1.18	42.93	2.12	38.72	18
No	8.6	4.18	4.18	1.46	5.66	2.29	5.85	1
No	8.6	5.51	5.51	2.38	7.05	2.85	9.55	2
Ok	33.38	36.48	19.6	1.37	12.16	2.23	12.1	3
Ok	19.22	27.98	10.78	1.74	9.33	2.46	10.7	6

(ج) بررسی محدوده کاربرد روش خطی

بند ۲-۳-۱ از دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود، شرایط هفتگانه‌ای را برای کاربرد روش استاتیکی خطی قرار داده است. برای این منظور، ابتدا به محاسبه  $DCR$  در اعضا پرداخته می‌شود. در صورتیکه  $DCR$  در تمامی اعضا از مقدار ۲ کمتر باشند و یا متوسط  $DCR$  در طبقه بالا یا پایین آن بیش از ۲۵ درصد اختلاف نداشته باشد، آنگاه به کنترل سایر شرایط پرداخته می‌شود.

جدول ۹-۷ کنترل  $DCR$  اعضا

$DCR$		تعداد دیوارهای مشابه	شماره دیوار
طبقه اول	طبقه همکف		
1.22	1.55	2	9
1.07	1.32	2	10
1.65	2.07	1	12
1.68	2.18	2	14
1.55	1.91	1	18
2.74	3.3	4	3
2.06	2.38	2	6

$$\overline{DCR} = \frac{\sum_{i=1}^n DCR_i V_i}{\sum_{i=1}^n V_i} = \frac{1988}{855} = 2.32$$

برای طبقه همکف

$$\overline{DCR} = \frac{\sum_{i=1}^n DCR_i V_i}{\sum_{i=1}^n V_i} = \frac{975}{518} = 1.88$$

برای طبقه اول

با توجه به اینکه مقدار  $DCR$  در برخی اعضا بیشتر از ۲ است ولی مقدار  $\overline{DCR}$  هر طبقه کمتر از ۲۵ درصد با مقدار  $\overline{DCR}$  یک طبقه بالاتر یا پایین‌تر اختلاف دارد (همچنین سایر موارد هفتگانه بند ۲-۳-۱ دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود نیز برقرار است)، بنابراین مجاز به استفاده از روش استاتیکی خطی می‌باشیم.

(د) برای امتداد شمالی - جنوبی در طبقه همکف:

نیروی برشی حاصل از تحلیل استاتیکی خطی در این طبقه برابر ۱۰۳۲ تن می‌باشد. بنابراین داریم:

جدول ۱۰-۷ توزیع نیروی جانبی بین دیوارها

شماره دیوار	تعداد دیوارهای مشابه	ارتفاع دیوار (m)	طول دیوار (m)	$I (m^4)$	$A (m^2)$	$K (t/m)$	$\frac{K^*}{\Sigma K}$	سهم برشی دیوار (t)
31	8	2.8	5.7	5.0928	1.881	43131	0.0806	83.15
29	4	2.8	6.2	6.554	2.046	47562	0.0889	91.7

جدول ۱۱-۷ نتایج کنترل معیارهای پذیرش



طراحی لرزه‌ای بر اساس عملکرد

شماره دیوار	مساحت بارگیر ( $m^2$ )	$v_{me}$ ( $kg/cm^2$ )	لغزش درز ( $\circ$ )	مقاومت	$f_a$ ( $kg/cm^2$ )	( $\circ$ ) کششی قطری مقاومت	$m \times k \times Q$ ( $t$ )	دیوار رتبه ( $\circ$ )	پنجه
31	5.7	1.51	28.47		0.2	61.67	85.41	83.15	Ok
29	2.85	1.45	29.71		0.09	67.84	89.14	91.7	No

ه) برای امتداد شمالی - جنوبی در طبقه اول:

جدول ۷-۱۲ نتایج کنترل معیارهای پذیرش

شماره دیوار	مساحت بارگیر ( $m^2$ )	$v_{me}$ ( $kg/cm^2$ )	لغزش درز ( $\circ$ )	مقاومت	$f_a$ ( $kg/cm^2$ )	( $\circ$ ) کششی قطری مقاومت	$m \times k \times Q$ ( $t$ )	دیوار رتبه ( $\circ$ )	پنجه
31	2.85	1.46	27.4		0.09	57.54	82.21	50.36	Ok
29	1.425	1.43	29.18		0.04	65.57	87.54	55.53	Ok

جدول ۷-۱۳ کنترل  $DCR$  اعضاء

شماره دیوار	تعداد دیوارهای مشابه	
	طبقه اول	طبقه همکف
9	2	2.92
10	2	3.09

$$\overline{DCR} = \frac{3075}{1032} = 2.98 \text{ برای طبقه همکف}$$

$$\overline{DCR} = \frac{1163}{625} = 1.86 \text{ برای طبقه اول}$$

با توجه به اینکه مقدار  $DCR$  در برخی از اعضا بیشتر از ۲ است و مقدار  $\overline{DCR}$  هر طبقه بیش از ۲۵ درصد با مقدار  $\overline{DCR}$  یک طبقه بالاتر یا پایین‌تر اختلاف دارد، بنابراین مجاز به استفاده از روش استاتیکی خطی نمی‌باشیم.

۳-۲ روش دینامیکی خطی

برای ارزیابی به این روش، سازه در نرم‌افزار  $SAP2000$  با استفاده از المان  $SHELL$  مدل‌سازی شده است. جرم طبقه همکف و اول به ترتیب برابر  $77/646$  و  $42/539$  تن در نظر گرفته شده است. طیف استاندارد ۲۸۰۰ نیز به نرم‌افزار داده شده است. در نهایت، پس از انجام تحلیل، نیروی برشی در اعضا استخراج شده است که پس از مقایسه با مقاومت اعضا که در جداول مربوط به روش استاتیکی خطی آمده است (ستون مربوط به  $m \times k \times Q$ )، می‌توان نسبت به کفایت برشی آنها نظر داد. لازم به ذکر است که دوره تناوب سازه با استفاده از تحلیل مودال بصورت جدول زیر است:

جدول ۷-۱۴ دوره تناوب حاصل از تحلیل مودال

مد دوم	مد اول	
--------	--------	--

جهت طولی (شرقی - غربی)	۰/۱۵۵	۰/۰۶۱
جهت عرضی (شمالی - جنوبی)	۰/۱۴۸	۰/۰۵۴

الف) روش دینامیکی خطی برای دیوارهای راستای شرقی - غربی پس از انجام تحلیل، مقادیر نیرو در هر جهت بدست می‌آید که قابل مقایسه با مقادیر ظرفیت دیوارهاست. نتیجه این مقایسه در جدول ۷-۱۵ آمده است.

جدول ۷-۱۵ نتیجه روش دینامیکی خطی برای دیوارهای شرقی - غربی

طبقه اول			طبقه همکف			شماره المان در پلان
نتیجه	$m \times k \times Q$	نیروی برشی ton	نتیجه	$m \times k \times Q$	نیروی برشی ton	
No	5.51	8.683	No	9.07	12.8506	2
No	5.51	12.4736	No	9.07	12.3204	4
No	5.51	9.413	No	9.07	13.6268	7
No	5.51	8.683	No	9.07	12.8506	22
No	5.51	12.4736	No	9.07	12.3204	24
No	5.51	9.413	No	9.07	13.6268	27
Ok	4.18	4.1114	No	6.38	7.0043	1
No	4.18	4.4821	No	6.38	7.6339	8
Ok	4.18	4.1114	No	6.38	7.0043	21
No	4.18	4.4821	No	6.38	7.6339	28
Ok	1.44	0.3956	Ok	2.64	0.9321	17
Ok	27.98	15.1442	Ok	40.01	23.0144	5
Ok	27.98	15.1442	Ok	40.01	23.0144	25
Ok	6.41	4.21	No	10.29	10.8904	11
No	7.83	19.6005	No	11.73	24.8939	13
No	7.83	19.2699	No	11.73	24.745	19
Ok	36.48	17.9727	Ok	50.09	27.4857	3
Ok	36.48	17.3553	Ok	50.09	31.576	5
Ok	36.48	17.9727	Ok	50.09	27.4857	23
Ok	36.48	17.3553	Ok	50.09	31.576	26
Ok	49.16	16.275	Ok	65.76	36.7872	10
Ok	49.16	12.0367	Ok	65.76	34.217	16
Ok	51.38	9.6059	Ok	66.73	34.5466	9
Ok	51.38	8.699	Ok	66.73	34.0758	15
Ok	112.02	46.0899	Ok	142.96	111.5566	14
Ok	112.02	45.9307	Ok	142.96	111.4676	20
Ok	128.8	49.7168	Ok	172.36	118.5825	18
Ok	140.58	63.781	Ok	184.14	140.8407	12

همانطور که از جدول فوق پیداست، دیوارهای با طول ۷۵، ۱۲۵ و ۱۵۵ سانتیمتر برای طبقه همکف و دیوارهای با طول ۷۵ و ۱۵۵ سانتیمتر برای طبقه اول جوابگوی نیاز لرزه‌ای نبوده‌اند. این نتیجه نشان‌نگر تطابق خوب روش استاتیکی خطی و دینامیکی خطی است.

ب) بررسی محدوده کاربرد روش دینامیکی خطی برای دیوارهای شرقی - غربی

بند ۲-۳-۱ از دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود، دو شرط برای کاربرد روش دینامیکی خطی قرار داده است. برای این منظور، ابتدا به محاسبه  $DCR$  در اعضا پرداخته می‌شود. در صورتیکه  $DCR$  در تمامی اعضا از مقدار ۲ کمتر نباشد، متوسط  $DCR$  در طبقات با متوسط  $DCR$  در طبقه بالا یا پایین آن مقایسه می‌شود.

جدول ۷-۱۶ کنترل  $DCR$  اعضا

شماره المان در پلان	$DCR$		شماره المان در پلان	$DCR$	
	طبقه دوم	طبقه اول		طبقه دوم	طبقه اول
9	1.55	0.56	4	1.36	2.26
15	1.53	0.51	15	1.53	0.51
14	2.34	1.23	14	2.34	1.23
20	2.34	1.23	20	2.34	1.23
18	2.06	1.16	18	2.06	1.16
12	2.45	1.36	12	2.45	1.36
9	1.55	0.56	16	1.56	0.73

$$\overline{DCR} = \frac{1516}{733} = 2.07 \quad \text{برای طبقه همکف}$$

$$\overline{DCR} = \frac{427}{330} = 1.29 \quad \text{برای طبقه اول}$$

از آنجایی که تعدادی از دیوارها دارای  $DCR$  بزرگتر از ۲ هستند و متوسط  $DCR$  هر طبقه بیش از ۲۵ درصد با طبقه بالا یا پایین آن اختلاف دارد، لذا مجاز به استفاده از روش دینامیکی خطی نمی‌باشیم.

ج) روش دینامیکی خطی برای دیوارهای راستای شمالی - جنوبی

در این راستا نیز همانند راستای شرقی - غربی، نیروی حاصل از تحلیل دینامیکی طیفی با ظرفیت اعضا مقایسه می‌شوند (با استفاده از معیار پذیرش). نتایج این مقایسه در جدول ۷-۱۷ آمده است. همانطور که در این جدول مشخص شده است، فقط دیوارهای با طول ۶/۲ متر در طبقه همکف جوابگوی نیاز لرزه‌ای نبوده‌اند این نتیجه نشانگر تطابق خوب روش استاتیکی خطی و دینامیکی خطی است.

جدول ۷-۱۷ نتیجه روش دینامیکی خطی برای دیوارهای شمالی - جنوبی

طبقه اول			طبقه همکف			شماره المان در پلان
نتیجه	$m \times k \times Q$	نیروی برشی ton	نتیجه	$m \times k \times Q$	نیروی برشی ton	
Ok	82.21	26.8328	Ok	85.41	65.9855	32
Ok	82.21	26.8328	Ok	85.41	65.9855	31
Ok	82.21	26.8328	Ok	85.41	65.9855	34
Ok	82.21	26.8328	Ok	85.41	65.9855	33
Ok	82.21	26.8328	Ok	85.41	65.9855	36

Ok	82.21	26.8328	Ok	85.41	65.9855	35
Ok	82.21	26.8328	Ok	85.41	65.9855	38
Ok	82.21	26.8328	Ok	85.41	65.9855	37
Ok	87.54	68.5137	No	89.14	96.3714	30
Ok	87.54	68.5137	No	89.14	96.3714	29
Ok	87.54	68.5137	No	89.14	96.3714	40
Ok	87.54	68.5137	No	89.14	96.3714	39

د) بررسی محدوده کاربرد روش دینامیکی خطی برای دیوارهای شمالی - جنوبی

جدول ۷-۱۸ کنترل DCR اعضا

شماره المان در پلان	DCR		شماره المان در پلان	DCR	
	طبقه دوم	طبقه اول		طبقه دوم	طبقه اول
38	2.31772	0.97918	32	2.31772	0.97918
37	2.31772	0.97918	31	2.31772	0.97918
30	3.243372	2.347968	34	2.31772	0.97918
29	3.243372	2.347968	33	2.31772	0.97918
40	3.243372	2.347968	36	2.31772	0.97918
39	3.243372	2.347968	35	2.31772	0.97918
38	2.31772	0.97918	32	2.31772	0.97918

$$\overline{DCR} = \frac{2474}{913} = 2.7 \quad \text{برای طبقه همکف}$$

$$\overline{DCR} = \frac{854}{489} = 1.75 \quad \text{برای طبقه اول}$$

از آنجایی که تعدادی از دیوارها دارای DCR بزرگتر از ۲ هستند و متوسط DCR هر طبقه بیش از ۲۵ درصد با طبقه بالا یا پایین آن اختلاف دارد، لذا مجاز به استفاده از روش دینامیکی خطی نمی‌باشیم.

۳-۳-۶ روش استاتیکی غیرخطی

برای انجام تحلیل استاتیکی غیرخطی، از مدلسازی در نرم‌افزار SAP2000 استفاده گردیده است. بدین منظور، دیوارها و پایه‌ها بوسیله المان shell مدلسازی شده است. سپس با تعریف المان‌های غیرخطی به انجام تحلیل غیرخطی پرداخته شده می‌شود. برای تعریف خصوصیات Hing بعنوان نمونه، این خصوصیات برای دیوار بطول ۱/۶۵ متر ارائه داده می‌شود:

جدول ۷-۱۹ مشخصات دیوارهای انتخابی

K (t/m)	مقاومت لغزش درز ملات (ton)	$V_{me}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	سطح بارگیر (m <sup>2</sup> )	ضخامت دیوار (m)	طول دیوار (m)	ارتفاع دیوار (m)
23622	16.7	3.07	24.2	0.35	1.65	1.3

جابجایی حد جاری شدن برابر است با:

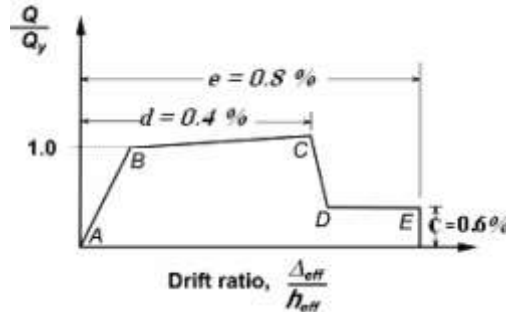
طراحی لرزه‌ای بر اساس عملکرد

$$\text{در } \Delta_y = \frac{V_{B.J.S}}{K} = \frac{16.7}{23622} = 0.000707 \text{ m} = 0.707 \text{ mm} \Rightarrow \frac{\Delta_y}{h_{eff}} = \frac{0.000707}{1.3} = 0.000544$$

این دیوار از ۵ المان غیرخطی استفاده شده است پس مقاومت برشی مورد انتظار برای هر المان برابر است با:

$$Q_{CE} = \frac{V_{B.J.S}}{5} = \frac{16.7}{5} = 3.34 \text{ ton}$$

منحنی رفتاری ارائه شده به شکل زیر می‌باشد:



شکل ۷-۵ رفتار المان بنایی کنترل شونده توسط تغییر شکل

با توجه به اینکه در برنامه SAP منحنی رفتاری نسبت به نقطه B وارد می‌شود، داریم:  
نسبت موقعیت نقطه C نسبت به B:

$$\frac{\Delta_{eff}}{h_{eff}} = 0.4\% \Rightarrow \Delta_C = 0.004 - \frac{\Delta_y}{h_{eff}} = 0.004 - 0.000544 = 0.003456$$

نسبت موقعیت نقطه E نسبت به B:

$$\frac{\Delta_{eff}}{h_{eff}} = 0.8\% \Rightarrow \Delta_C = 0.008 - \frac{\Delta_y}{h_{eff}} = 0.008 - 0.000544 = 0.007456$$

نسبت موقعیت نقطه I.O نسبت به B:

$$\frac{\Delta_{eff}}{h_{eff}} = 0.1\% \Rightarrow \Delta_C = 0.001 - \frac{\Delta_y}{h_{eff}} = 0.001 - 0.000544 = 0.00456$$

نسبت موقعیت نقطه L.S نسبت به B:

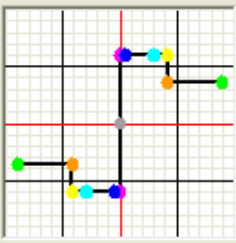
$$\frac{\Delta_{eff}}{h_{eff}} = 0.3\% \Rightarrow \Delta_C = 0.003 - \frac{\Delta_y}{h_{eff}} = 0.003 - 0.000544 = 0.002456$$

نسبت موقعیت نقطه C.P نسبت به B:

$$\frac{\Delta_{eff}}{h_{eff}} = 0.4\% \Rightarrow \Delta_C = 0.004 - \frac{\Delta_y}{h_{eff}} = 0.004 - 0.000544 = 0.003456$$

نحوه ورود اطلاعات فوق در برنامه در شکل ۷-۶ نشان داده شده است.

Point	Force/SF	Disp/SF
E-	-0.6	-0.007456
D-	-0.6	-0.003456
C-	-1	-0.003456
B-	-1	0
A	0	0
B	1	0
C	1	0.003456
D	0.006	0.003456
E	0.006	0.007456



Hinge is Rigid Plastic  
 Symmetric

Scaling for Force and Disp

Use Yield Force    Force SF    Positive: 3.34    Negative:   
 Use Yield Disp    Disp SF    Positive: 1.3    Negative:

Acceptance Criteria (Plastic Disp/SF)

Immediate Occupancy    Positive: 0.000456    Negative:   
 Life Safety    Positive: 0.002456    Negative:   
 Collapse Prevention    Positive: 0.007456    Negative:

Show Acceptance Criteria on Plot

شکل ۶-۷ نحوه ورود اطلاعات در برنامه

مشخصات سایر المان‌ها در جدول زیر خلاصه شده است:

جدول ۷-۲۰ مشخصات محاسبه شده دیوارها برای تعریف در نرم‌افزار

طول (m)	نقطه D و C	نقطه E	I.O	L.S	C.P	Force SF (ton)	Disp. SF (m)	
2.6	0.0035	0.0075	0.0005	0.0025	0.0035	2.022	2.8	غرضی در طبقه همکف برای دیوارهای شرقی
2.35	0.0034	0.0074	0.0004	0.0024	0.0034	1.993	2.8	
7	0.0036	0.0076	0.0006	0.0026	0.0036	3.41	2.8	
5.85	0.0036	0.0076	0.0006	0.0026	0.0036	2.978	2.8	
6.15	0.0036	0.0076	0.0006	0.0026	0.0036	3.591	2.8	
1.65	0.0035	0.0075	0.0005	0.0025	0.0035	3.34	1.3	
1.15	0.0032	0.0072	0.0002	0.0022	0.0032	3.335	1.3	
2.6	0.0036	0.0076	0.0006	0.0026	0.0036	1.557	2.8	غرضی در طبقه اول برای دیوارهای شرقی
2.35	0.0035	0.0075	0.0005	0.0025	0.0035	1.49	2.8	
7	0.0037	0.0077	0.0007	0.0027	0.0037	2.603	2.8	
5.85	0.0037	0.0077	0.0007	0.0027	0.0037	2.334	2.8	
6.15	0.0037	0.0077	0.0007	0.0027	0.0037	2.683	2.8	
1.65	0.0036	0.0076	0.0006	0.0026	0.0036	2.432	1.3	
1.15	0.0035	0.0075	0.0005	0.0025	0.0035	2.333	1.3	
5.7	0.0038	0.0078	0.0008	0.0028	0.0038	1.779	2.8	شمالی جنوبی

2.8	1.748	0.0038	0.0028	0.0008	0.0078	0.0038	6.2	بزرگ دیوارهای شمالی چپ در طبقه اول
2.8	1.713	0.0038	0.0028	0.0008	0.0078	0.0038	5.7	
2.8	1.716	0.0038	0.0028	0.0008	0.0078	0.0038	6.2	

## ۴-۳-۶ جابجایی هدف

جابجایی هدف را می‌توان مطابق فصل سوم دستورالعمل موجود چنین حساب نمود:

$$\delta_i = C_0 \times C_1 \times C_2 \times C_3 \times S_a \frac{T^2}{4\pi^2} g$$

$C_0$ : ضریب اصلاح برای ارتباط تغییر مکان طیفی سیستم یک درجه آزادی به تغییر مکان بام سیستم چند درجه آزادی است و مطابق جدول ۲-۳ دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود برای ساختمان برشی دو طبقه برای توزیع نوع اول برابر  $1/2$  و برای توزیع یکنواخت برابر  $1/15$  می‌باشد.

$$R = \frac{S_a}{\frac{V_y}{W}} C_m = \frac{2.5 \times 0.35}{\frac{1032}{1179}} \times 1 = 1 \Rightarrow C_1 = \frac{1 - (R-1) \frac{T_0}{T_e}}{R} = 1$$

ضریب  $C_1$  طبق رابطه ۳-۱۵ دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود تعیین می‌شود که در هر صورت نبایستی کمتر از واحد باشد.

$C_2$ : ضریب کاهش سختی و مقاومت اعضای سازه‌ای را بر تغییر مکان‌ها به دلیل رفتار غیرارتجاعی آنها منظور می‌کند که برای روش‌های خطی برابر ۱ و برای روش‌ها غیرخطی طبق جدول ۳-۳ دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود تعیین می‌شود. با توجه به سطح عملکرد ایمنی جانی و اینکه دیوارهای مصالح بنایی غیر مسلح، قاب نوع یک محسوب می‌شوند، داریم:

$$T_x = 0.155 \Rightarrow C_2 = 1.2725$$

$$T_y = 0.148 \Rightarrow C_2 = 1.276$$

$C_3$ : برای سازه‌هایی که پس از تسلیم دارای سختی مثبت هستند برابر ۱ در نظر گرفته می‌شود.

(الف) در امتداد طولی:

$$\delta_i = 1.2 \times 1 \times 1.2725 \times 1 \times 0.35 \times 2.5 \frac{0.155^2}{4\pi} \times 9.81 = 0.008 m = 0.8 cm$$

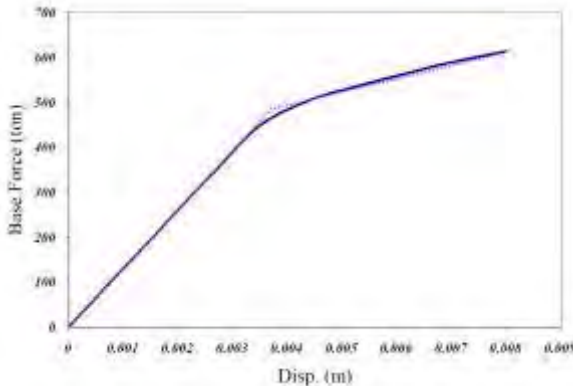
(ب) در امتداد عرضی:

$$\delta_i = 1.2 \times 1 \times 1.2725 \times 1 \times 0.35 \times 2.5 \frac{0.148^2}{4\pi} \times 9.81 = 0.0073 m = 0.73 cm$$

پس از انجام تحلیل، نتایج تغییرشکل المان‌ها برای المان‌های کنترل شونده توسط تغییرشکل در تغییرمکان هدف بصورت زیر ارائه می‌شود:

جدول ۷-۲۱ وضعیت المان‌های کنترل شونده با تغییرشکل برای الگوی بار استاتیکی (جهت شرقی - غربی)

Step	Displacement (m)	Base Force	A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C
0	0	0	276	0	0	0	0
1	8.00E-04	104.2471	276	0	0	0	0
2	0.0016	208.4943	276	0	0	0	0
3	0.0024	312.7414	276	0	0	0	0
4	0.0027	350.0582	272	4	0	0	0
5	0.0035	448.6454	183	93	0	0	0
6	0.0044	504.0135	81	187	8	0	0
7	0.0052	533.2983	60	190	26	0	0
8	0.0061	561.6298	51	90	135	0	0
9	0.0069	586.0391	43	87	146	0	0
10	0.008	613.6819	32	78	144	22	0
11	0.008	614.6126	32	78	144	22	0



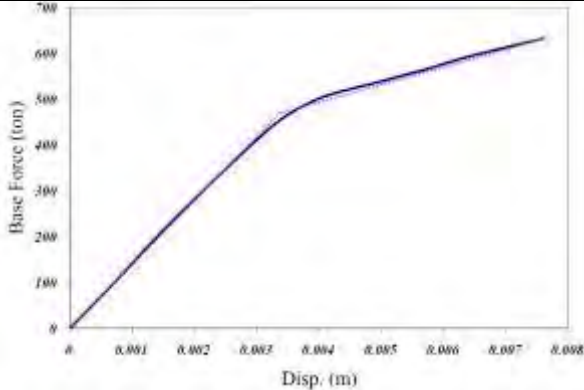
شکل ۷-۷ منحنی پوش سازه راستای شرقی - غربی با الگوی بار استاتیکی

جدول ۷-۲۲ وضعیت المان‌های کنترل شونده با تغییرشکل برای الگوی بار ثابت (جهت شرقی - غربی)

Step	Displacement	Base Force	A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C
0	0	0	276	0	0	0	0
1	7.60E-04	107.2124	276	0	0	0	0
2	0.0015	214.4248	276	0	0	0	0
3	0.0023	321.6373	276	0	0	0	0
4	0.0025	346.9877	272	4	0	0	0



5	0.0033	446.7711	203	73	0	0	0
6	0.004	501.3906	134	140	2	0	0
7	0.0049	535.7488	108	139	29	0	0
8	0.0057	565.0011	88	50	138	0	0
9	0.0064	593.483	73	65	138	0	0
10	0.0075	629.223	56	82	112	26	0
11	0.0076	632.8314	56	82	112	26	0



شکل ۷-۸ منحنی پوش سازه راستای شرقی - غربی با الگوی بار ثابت

نتایج تحلیل نشان می‌دهد که دیوارهای با طول ۱/۶۵ و ۱/۱۵ در طبقه همکف از حد ایمنی جانی می‌گذرند. این نتیجه نشانگر تطابق خوب این روش با روش‌های خطی است.

جدول ۷-۲۳ نتایج کنترل برای اعضای کنترل شونده توسط نیرو در طبقه همکف جهت شرقی - غربی

نتیجه	الگوی بار استاتیکی			الگوی بار ثابت			شماره المان در پلان
	$k \times Q$	نیروی برشی ton	نتیجه	$k \times Q$	نیروی برشی ton	نتیجه	
No	9.07	17.3967	No	9.07	18.8044	2	
No	9.07	15.7157	No	9.07	16.977	4	
No	9.07	18.24	No	9.07	19.7196	7	
No	9.07	17.3967	No	9.07	18.8044	22	
No	9.07	15.7157	No	9.07	16.977	24	
No	9.07	18.24	No	9.07	19.7196	27	
No	6.38	9.7419	No	6.38	10.6143	1	
No	6.38	10.6122	No	6.38	11.5649	8	
No	6.38	9.7419	No	6.38	10.6143	21	
No	6.38	10.6122	No	6.38	11.5649	28	
Ok	2.64	1.2432	Ok	2.64	1.3087	17	
Ok	40.01	13.2632	Ok	40.01	13.2932	5	
Ok	40.01	13.2632	Ok	40.01	13.2932	25	
No	10.29	14.7764	No	10.29	16.1059	11	
No	11.73	29.9514	No	11.73	32.4342	13	
No	11.73	30.1149	No	11.73	32.5344	19	
Ok	50.09	16.668	Ok	50.09	16.6743	3	
Ok	50.09	16.6699	Ok	50.09	16.6536	5	

Ok	50.09	16.668	Ok	50.09	16.6743	23
Ok	50.09	16.6699	Ok	50.09	16.6536	26
Ok	65.76	21.8883	Ok	65.76	21.9005	10
Ok	65.76	21.8214	Ok	65.76	21.8769	16
Ok	66.73	22.2165	Ok	66.73	22.1823	9
Ok	66.73	22.2178	Ok	66.73	22.2102	15
Ok	142.96	47.561	Ok	142.96	47.5529	14
Ok	142.96	47.5301	Ok	142.96	47.5258	20
Ok	172.36	57.3759	Ok	172.36	57.3048	18
Ok	184.14	61.3004	Ok	184.14	61.2922	12

جدول ۷-۲۴ نتایج کنترل برای اعضای کنترل شونده توسط نیرو در طبقه اول جهت شرقی - غربی

الگوی بار استاتیکی			الگوی بار ثابت			شماره المان در پلان
نتیجه	$k \times Q$	نیروی برشی ton	نتیجه	$k \times Q$	نیروی برشی ton	
Ok	9.07	7.0609	Ok	9.07	4.9255	2
No	9.07	9.5517	Ok	9.07	7.269	4
Ok	9.07	7.4977	Ok	9.07	5.2752	7
Ok	9.07	7.0609	Ok	9.07	4.9255	22
No	9.07	9.5517	Ok	9.07	7.269	24
Ok	9.07	7.4977	Ok	9.07	5.2752	27
Ok	6.38	3.1783	Ok	6.38	2.0464	1
Ok	6.38	3.4362	Ok	6.38	2.2181	8
Ok	6.38	3.1783	Ok	6.38	2.0464	21
Ok	6.38	3.4362	Ok	6.38	2.2181	28
Ok	2.64	0.3854	Ok	2.64	0.2586	17
Ok	40.01	9.3031	Ok	40.01	9.2857	5
Ok	40.01	9.3031	Ok	40.01	9.2857	25
Ok	10.29	2.7731	Ok	10.29	1.9221	11
No	11.73	12.8304	Ok	11.73	9.5663	13
No	11.73	13.1552	Ok	11.73	9.6066	19
Ok	50.09	12.0881	Ok	50.09	12.121	3
Ok	50.09	12.1055	Ok	50.09	12.1038	5
Ok	50.09	12.0881	Ok	50.09	12.121	23
Ok	50.09	12.1055	Ok	50.09	12.1038	26
Ok	65.76	16.3609	Ok	65.76	12.2363	10
Ok	65.76	13.2028	Ok	65.76	8.5258	16
Ok	66.73	10.9588	Ok	66.73	6.9444	9
Ok	66.73	10.1801	Ok	66.73	6.099	15
Ok	142.96	37.2213	Ok	142.96	34.7725	14
Ok	142.96	37.2235	Ok	142.96	34.91	20
Ok	172.36	42.7924	Ok	172.36	37.7249	18
Ok	184.14	46.695	Ok	184.14	44.5422	12

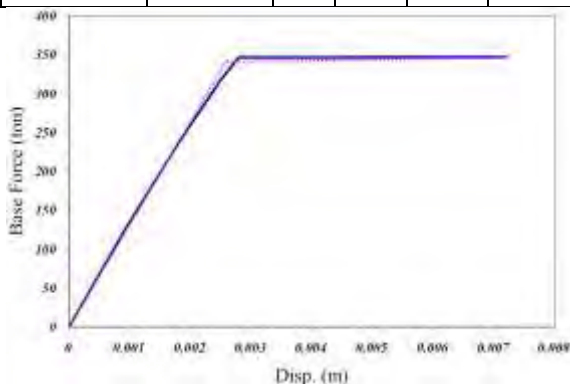
به همین ترتیب نتایج حاصل از آنالیز برای دیوارهای راستای شمالی - جنوبی ارائه می‌گردد. لازم به ذکر است که تمامی این دیوارها کنترل شونده توسط تغییرشکل هستند:

جدول ۷-۲۵ وضعیت المان‌های کنترل شونده با تغییرشکل برای الگوی بار استاتیکی (جهت شمالی -

جنوبی)

Step	Displacement	Base Force	A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C
------	--------------	------------	-----	------	-------	-------	------

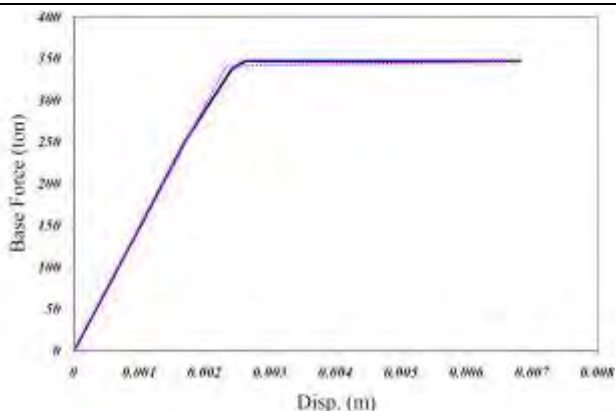
0	0	0	392	0	0	0	0
1	7.30E-04	98.9785	392	0	0	0	0
2	9.30E-04	126.0926	388	4	0	0	0
3	0.0018	235.9132	372	20	0	0	0
4	0.0025	317.2744	272	120	0	0	0
5	0.0028	346.3714	136	256	0	0	0
6	0.0036	346.394	136	256	0	0	0
7	0.0043	346.4167	136	256	0	0	0
8	0.005	346.4394	136	60	196	0	0
9	0.0058	346.4621	136	60	196	0	0
10	0.0065	346.4848	136	60	196	0	0
11	0.0072	346.5075	136	60	196	0	0
12	0.0073	346.5099	136	60	196	0	0



شکل ۷-۹ منحنی پوش سازه راستای شمالی - جنوبی با الگوی بار استاتیکی

جدول ۷-۲۶ وضعیت المان‌های کنترل شونده با تغییر شکل برای الگوی بار ثابت (جهت شمالی - جنوبی)

Step	Displacement	Base Force	A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C
0	0	0	392	0	0	0	0
1	7.00E-04	103.552	392	0	0	0	0
2	9.70E-04	143.5078	388	4	0	0	0
3	0.0017	252.2197	368	24	0	0	0
4	0.0024	336.613	204	188	0	0	0
5	0.0026	346.5167	152	240	0	0	0
6	0.0033	346.5384	152	240	0	0	0
7	0.004	346.5602	152	240	0	0	0
8	0.0047	346.582	152	140	100	0	0
9	0.0054	346.6038	152	44	196	0	0
10	0.0061	346.6255	152	44	196	0	0
11	0.0068	346.6473	152	44	196	0	0
12	0.007	346.655	152	44	196	0	0



شکل ۷-۱۰ منحنی پوش سازه راستای شمالی - جنوبی با الگوی بار ثابت

نتایج تحلیل نشان می‌دهد که هیچکدام از دیوارهای این راستا از حد ایمنی جانی عبور نمی‌کنند. این نتیجه نشانگر تطابق خوب این روش با روش خطی است. فقط تعدادی از دیوارهای طبقه همکف که با اختلاف ناچیزی در روش خطی جوابگو نبودند در روش استاتیکی غیرخطی جوابگوی نیاز لرزه‌ای هستند.

## مراجع:

- ۱- علیرضایی، مهدی، «اثرات شش مولفه‌ای زلزله‌های نزدیک گسل بر سازه‌های سه بعدی»، پایان نامه کارشناسی ارشد، به راهنمایی دکتر حمزه شکیب، دانشگاه تربیت مدرس، دانشکده فنی و مهندسی، ۱۳۸۸
- ۲- دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای سازه‌های موجود، سازمان مدیریت و برنامه ریزی، ۱۳۸۱
- ۳- دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های بنایی غیر مسلح موجود؛ نشریه شماره ۳۷۶، سازمان مدیریت و برنامه ریزی، ۱۳۸۶
- ۴- علیرضا حبیبی، حمید محرمی، عباسعلی تسنیمی. ارزیابی خسارت لرزه‌ای قابهای بتن مسلح در طراحی بر اساس عملکرد با استفاده از تحلیل استاتیکی غیر خطی ۱۳۸۵؛ هفتمین کنگره‌ی بین‌المللی دانشگاه تربیت مدرس

- 5- *ACI 318-02 (2002). Building code requirements for structural concrete. American Concrete Institute.*
- 6- *AISC (2002). Seismic provisions for structural steel buildings. American Institute of Steel Construction.*
- 7- *ASTM (1999). Standard guide for the estimation of building damageability in earthquakes. ASTM E2026-99, American Society for Testing and Materials, West Conshohocken, PA.*
- 8- *ATC-3-06 (1978). Tentative provisions for the development of seismic regulations for buildings. Applied Technology Council, California.*
- 9- *ATC-40 (1996). Seismic evaluation and retrofit of existing concrete buildings. Applied Technology Council, Redwood City, CA.*
- 10- *Chopra, A.K. and Goel, R.K. (1999). Capacity-demand-diagram methods based on inelastic design spectrum. Earthquake Spectra, 15, 637-656.*
- 11- *FEMA 273 (1996). NEHRP guidelines for the seismic rehabilitation of buildings - ballot version. U.S. Federal Emergency Management Agency.*
- 12- *FEMA 274 (1996). NEHRP commentary on the guidelines for the seismic rehabilitation of buildings- ballot version. U.S. Federal Emergency Management Agency*
- 13- *FEMA 356 (2000). Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings. U.S. Federal Emergency Management Agency.*
- 14- *SEAOC (1999). Recommended lateral force requirements and commentary. Seismology Committee, Structural Engineers Association of California, Seventh Edition.*
- 15- *Bozorgnia, Y. and Bertero, V.V. (2004). Earthquake Engineering. From Engineering Seismology to Performance - Based Engineering. CRC Press, Boca Raton, FL, USA.*

## فصل ۸ - طراحی لرزه‌ای سازه‌ها

### ۸-۱- کلیات

طراحی سازه‌ها در برابر زلزله بر این اساس می‌باشد که در زلزله‌های شدید جان ساکنین حفظ شود ولی اجازه داده می‌شود سازه دچار خرابی‌هایی (به صورت محدود) گردد. به عبارت دیگر در زلزله‌های شدید مقداری خرابی برای سازه پذیرفته شده می‌باشد. زیرا که اگر بخواهیم سازه‌ها را طوری طراحی نماییم که در شدیدترین زلزله‌ها بدون خرابی باقی بمانند از نظر اقتصادی به هیچ وجه توجیه پذیر نمی‌باشد. در تمام آیین‌نامه‌های لرزه‌ای موجود اهداف طراحی لرزه‌ای به صورت زیر می‌باشد:

- ✓ به حداقل رساندن خسارات جانی برای همه سازه‌ها
- ✓ سازه‌ها در زلزله‌های خفیف (سطح بهره‌برداری) بدون خسارات جانی و مالی ایستادگی کنند.
- ✓ سازه‌هایی که بعد از زلزله به وجود آنها نیاز می‌باشد، بعد از زلزله، کاربری خود را حفظ کنند.

در واقع با پذیرش مقداری خرابی برای سازه، اجازه می‌دهیم تا سازه مقدار زیادی از انرژی تحمیل شده توسط زلزله را با تغییر شکل‌های غیرارتجاعی ایجاد شده در بعضی از اعضا تحمل نماید. لیکن در بعضی از انواع دیگر سازه‌ها مانند تاسیسات هسته‌ای نبایستی هیچ یک از قسمت‌های سازه، دچار خرابی گردد. همچنین بعضی دیگر از سازه‌ها مانند مراکز آتش‌نشانی<sup>۱</sup>، مخابراتی<sup>۲</sup> و انتظامی بایستی بعد از وقوع زلزله<sup>۳</sup> قابل استفاده و بهره‌برداری باشند. بایستی بین نیروهای ایجاد شده توسط باد و زلزله تمایز گذاشت. زیرا که نیروهای موثر بر سازه در اثر باد به جوانب سازه (به صورت یک نیروی خارجی) اثر کرده در حالی که نیروهای زلزله باعث حرکت در پی<sup>۴</sup> سازه و در نهایت

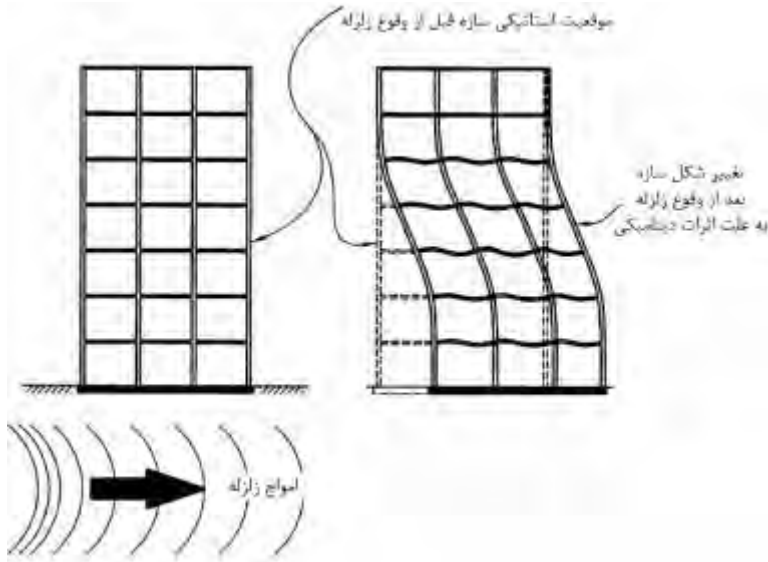
<sup>۱</sup> Fire stations

<sup>۲</sup> Communication

<sup>۳</sup> Postearthquake

<sup>۴</sup> Foundation

ایجاد نیروهای لختی در جرم سازه می‌شوند. یک رفتار ساده در حین ایجاد نیروهای دینامیکی زلزله بر یک سازه در شکل ۸-۱ نمایش داده شده است.



شکل ۸-۱ رفتار سازه در حین زلزله

## ۸-۲- رفتار سازه‌ها

رفتار یک سازه در حین یک زلزله یک مسئله پیچیده و متغییر می‌باشد. زیاد شدن جرم سازه دو اثر نامطلوب بر سیستم خواهد داشت:

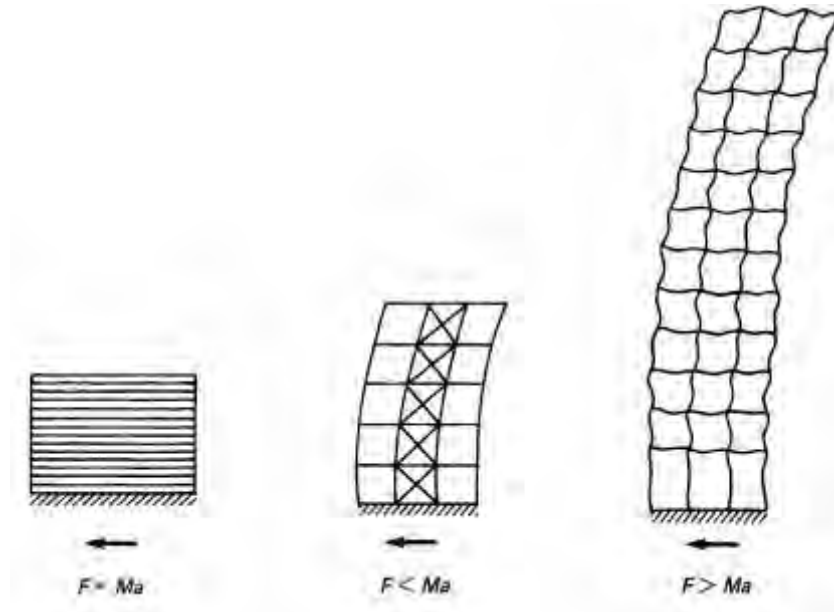
- اول اینکه باعث افزایش نیروهای زلزله می‌شود.
- دوم اینکه باعث افزایش اثر بارهای ثقیل توسط ایجاد کمانش در اعضای مانند ستون‌ها به سبب تغییر مکان‌های افقی می‌شود که به اثر  $P.\Delta$  معروف است. در زلزله‌های گذشته به ندرت دیده شده که نیروهای افقی زلزله باعث واژگونی سازه شده باشد. پاسخ یک سازه بلند در برابر زلزله با پاسخ یک ساختمان کوتاه متفاوت است.

در شکل ۸-۲ شماتیک پاسخ سه سازه متفاوت در برابر زلزله را نشان می‌دهد. میزان نیروی اینرسی ایجاد شده در سازه،  $F$ ، به عواملی همچون جرم ساختمان<sup>۱</sup>، شتاب زمین<sup>۲</sup> بستگی دارد. در صورتی که ساختمان خیلی ضلَب باشد، مقدار نیروی دریافت شده توسط سازه برابر با شتاب زمین

<sup>1</sup> Building mass

<sup>2</sup> Ground Acceleration

خواهد بود. در صورتی که نیروی اینرسی  $F$  و شتاب زمین  $a$  می‌باشد، بر اساس قانون دوم نیوتن<sup>۱</sup> داریم:  $F=m.a$



شکل ۸-۲ پاسخ سه سازه متفاوت در برابر زلزله

که در رابطه بالا  $m$  جرم سازه است. سازه‌های بلند به دلیل انعطاف پذیری آنها نیروهای کمتری را دریافت می‌کنند. پریرود اصلی سازه به مقدار جرم و سختی سازه بستگی دارد. لیکن در حالاتی که دوره تناوب سازه زیاد باشد و به دوره تناوب خاک نزدیک باشد، امکان ایجاد پدیده تشدید وجود دارد که در این حالت جابجایی‌های سازه به شدت زیاد می‌شود. به صورت تجربی مقدار پریرود اصلی برابر  $0.1N$  می‌باشد که  $N$  تعداد طبقات سازه است. به عنوان مثال پریرود طبیعی یک ساختمان ۳۰ طبقه حدوداً برابر ۳ ثانیه است.

### ۸-۳- طبقه‌بندی سازه‌ها از نظر شکل

در استاندارد ۲۸۰۰، ساختمان‌ها از نظر شکل به دو گروه منظم و نامنظم تقسیم شده است. ساختمان منظم به سازه‌ای گفته می‌شود که شرایط زیر را داشته باشد:

✓ منظم در پلان: پلان ساختمان دارای شکل متقارن یا تقریباً متقارن نسبت به محورهای اصلی ساختمان، که معمولاً عناصر مقاوم در برابر زلزله در امتداد آنها قرار دارند، باشند.

<sup>۱</sup> Newton's law



همچنین در صورت وجود فرو آمدگی یا پیش‌آمدگی در پلان اندازه آن در هر امتداد از ۲۵ درصد بعد خارجی ساختمان در آن امتداد بیشتر نباشد. در هر طبقه فاصله بین مرکز جرم و مرکز سختی در هر یک از دو امتداد متعامد ساختمان از ۲۰ درصد بعد ساختمان در آن امتداد بیشتر نباشد. تغییرات ناگهانی در سختی دیافراگم طبقه نسبت به طبقات مجاور از ۵۰ درصد بیشتر نبوده و مجموع سطوح بازشو در آن از ۵۰ درصد سطح کل دیافراگم تجاوز ننماید. در مسیر انتقال نیروی جانبی به زمین، انقطاعی مانند تغییر صفحه اجزای باربر جانبی در طبقات وجود نداشته باشد.

✓ **منظم در ارتفاع:** توزیع جرم در ارتفاع ساختمان، تقریباً یکنواخت باشد به طوری که جرم هیچ طبقه‌ای، به استثنای بام و خرپشته بام نسبت به جرم طبقه زیرین خود بیشتر از ۵۰ درصد تغییر نداشته باشد.

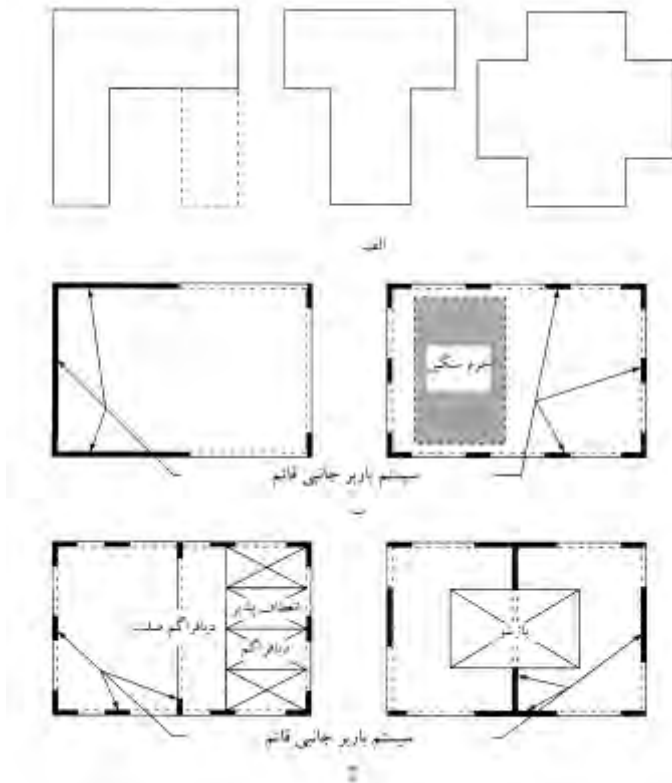
سختی جانبی در هیچ طبقه‌ای کمتر از ۷۰ درصد سختی جانبی طبقه روی خود و یا کمتر از ۸۰ درصد مقاومت طبقه روی خود نباشد.

ساختمان نامنظم نیز به ساختمانی اطلاق می‌شود که شرایط ساختمان منظم را نداشته باشد. در استاندارد ۲۸۰۰ نیروی‌های باد و زلزله بایستی جداگانه محاسبه شده و اثر هر کدام که بیشتر باشد برای طرح لحاظ شود. روش استاتیکی معادل نیز در استاندارد ۲۸۰۰ فقط برای ساختمان‌های منظم در نظر گرفته شده است و به صورت استاتیکی رفت و برگشتی بایستی اعمال گردد.

طراحی ساختمان‌های نامنظم<sup>۱</sup> پیچیده‌تر از سازه‌های منظم است. طراحی سازه‌های منظم<sup>۲</sup> بر دو پایه استوار است. یکی اینکه تغییرات خطی نیروی جانبی به صورت محافظه‌کارانه می‌باشد، دوم اینکه تغییر شکل‌های غیرارتجاعی را می‌توان به صورت یکنواختی در نظر گرفت. اولین آیین‌نامه‌ای که در طراحی، سازه‌های نامنظم را در نظر گرفت، آیین‌نامه *UBC* در سال ۱۹۷۳ بود. در شکل ۸-۳ چند نمونه از ساختمان‌های نامنظم را نشان می‌دهد.

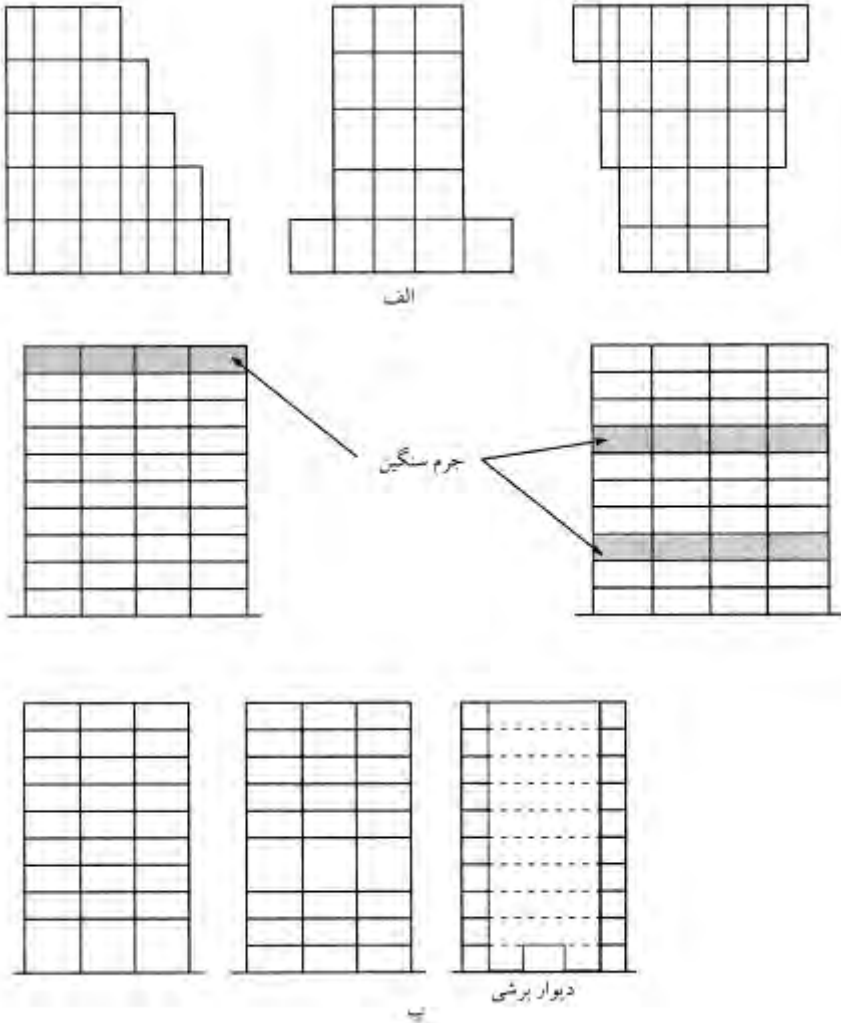
<sup>1</sup> Irregular Buildings

<sup>2</sup> Regular buildings



شکل ۳-۸ نامنظمی در پلان، الف) نامنظمی در هندسه ب) نامنظمی در توزیع جرم ج) نامنظمی در سختی دیافراگم

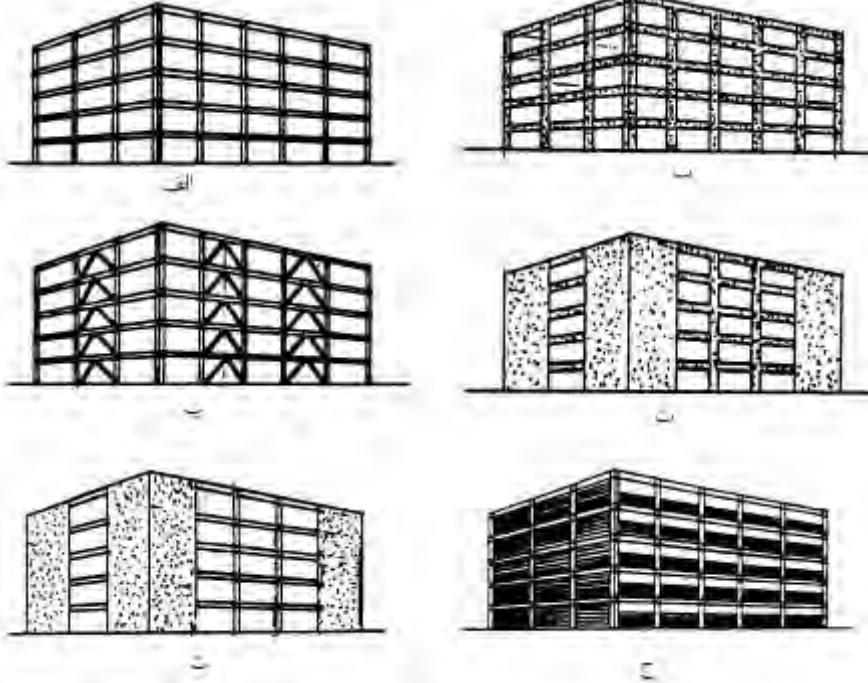
همچنین بعضی از نامنظمی سازه‌ها ممکن است در ارتفاع باشند. شکل ۴-۸ نمونه‌هایی از نامنظمی سازه‌ها در ارتفاع را نشان می‌دهد. استفاده از ترکیب بارهای ویژه در طراحی این سازه‌ها الزامی است.



شکل ۸-۴ نامنظم در ارتفاع؛ تغییرات ناگهانی در هندسه (ب) اختلاف زیاد در جرم (پ) اختلاف زیاد در سختی

### ۸-۴ - سیستم‌های لرزه‌بر در ساختمان‌ها

در شکل ۸-۵ چند نمونه از سیستم‌های لرزه‌بر متداول برای مقابله با نیروهای جانبی نشان داده شده است.



شکل ۵-۸ چند نمونه از سیستم‌های لرزه‌بر متداول برای مقابله با نیروهای جانبی؛ الف) قاب خمشی فولادی ب) قاب خمشی بتنی پ) قاب مهاربندی شده ت) قاب خمشی بتنی همراه با دیوار برشی ث) قاب خمشی فولادی همراه با دیوار برشی ج) قاب فولادی به همراه با میان قاب‌های با مصالح بنایی غیر مسلح در ساختمان‌های مسکونی، تامین واحدهایی با دیوارهای جداکننده مقاوم در برابر آتش‌سوزی و عایق صوت و حرارت از نکات اصلی است. از آنجا که این دیوارها در همه طبقات تکرار می‌شوند، در طراحی از آنها به عنوان دیوار برشی، دیوار سرتاسری یا پیوسته (cross wall) و یا پرکننده قاب‌ها استفاده می‌کنند. نامسازی‌های خاص، بریدگی‌های معماری و عقب نشینی در طبقات بالا برای تامین نور، از ویژگی‌های معماری مدرن است. نیاز به مقاومت و سختی در سازه‌ها با در نظر گرفتن موارد فوق باعث گردید که پیشرفت‌های اساسی در فرم‌های سازه‌ای ایجاد شود و شکل جدیدی از قاب‌ها شامل قاب‌های مهاربندی شده، قاب‌های محیطی، سیستم‌های قاب-دیوار و سازه‌های با مهار کمربندی (outrigger braced structures) معرفی گردد. آخرین نسل از ساختمان‌های فوق مدرن و با شکل‌های متنوع و نامنظم، پیوند دو یا حتی سه سیستم از سیستم‌های سازه‌ای و یا استفاده از تکنولوژی جدید لرزه‌بر مثل ایزولاتورها است. سیستم باربر جانبی یک سیستم سازه‌ای است که در مقابل نیروهای افقی (باد و زلزله) توان مقاومت داشته باشد. به علت اینکه نیروهای افقی می‌تواند در

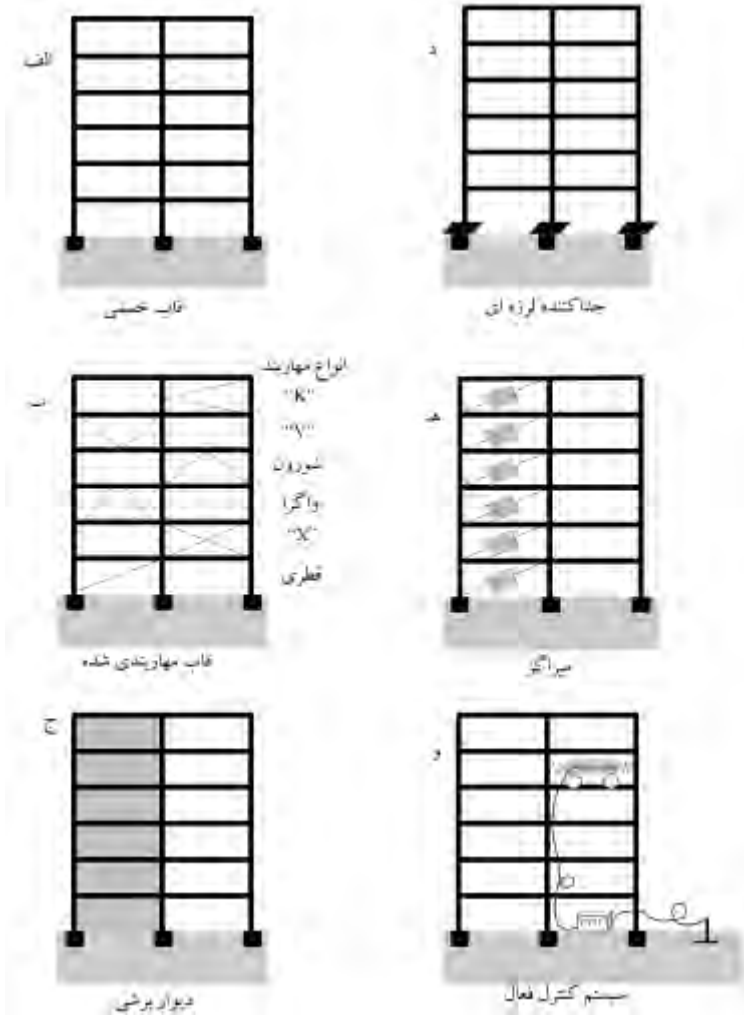
تمام جهت‌ها اثر کند، لذا ساختمان باید در هر دو امتداد عمود بر هم قادر به تحمل نیروهای افقی باشد. به همین دلیل ساختمان را در دو جهت متعامد، مجهز به سیستم باربر جانبی می‌کنند. در مراحل اولیه طراحی یک ساختمان، مطلوب‌ترین حالت آن است که تمامی افراد گروه طراحی، شامل معمار، محاسب و مهندس تاسیسات بر یک سیستم سازه‌ای که شرایط کارآیی، بهره‌برداری و ایمنی مورد نظر آن را تامین کند به توافق برسند. باید دانست که در تمام سازه‌ها به جز سازه‌های بسیار بلند معمولاً ملاحظات سازه‌ای تحت الشعاع نیازهای معماری، فضایی و زیبا سازی قرار می‌گیرند و امکان کمتری برای مهندس سازه جهت ارائه یک فرم سازه‌ای مطلوب و راه‌حل هوشمندانه و بدیع فراهم می‌شود. ستون‌ها و دیوارها دو نوع مهم و متداول اعضای تحمل‌کننده بارهای قائم هستند. دیوارها یا به صورت مستقل به عنوان دیوار برشی یا به صورت ترکیبی به صورت هسته‌های دیوار برشی (shear wall cores) عمل می‌کنند. دیوارها تقسیم‌کننده فضاها هستند. از طرف دیگر ستون‌ها ضمن ایجاد فضا، بارهای قائم و در بعضی سازه‌ها بارهای افقی را نیز تحمل می‌کنند. کاربرد اولیه اعضای سازه‌ای قائم، تحمل بارهای قائم ناشی از وزن سازه و متعلقات آن است. چون تقریباً بار تمام طبقات یکسان است، صرف‌نظر از تعداد طبقات و ارتفاع ساختمان، وزن واحد سطح هر طبقه تقریباً ثابت خواهد بود. کاربرد ثانویه اعضای قائم، تحمل نیروی ناشی از باد یا زلزله است که کمیت آن توسط آیین‌نامه‌های ساختمانی و یا مطالعات تونل باد تعیین شده است. لنگرهای خمشی ناشی از این بارهای جانبی در سازه به نسبت حداقل توان دوم ارتفاع افزایش می‌یابند. در نتیجه اثر آنها با افزایش ارتفاع سازه به صورت تصاعدی اضافه می‌شود. برای ایجاد یک سیستم مقاوم و مناسب در برابر بارهای جانبی، طراح معمولاً درصد یافتن اعضای افقی سخت برای اتصال به اعضای قائم خواهند بود تا بدین وسیله مجموعه‌ای مرکب مانند دیوارهای برشی دوگانه و قاب‌ها به وجود آورد. یکی از عوامل ساده‌ای که به وسیله آن می‌توان سختی جانبی یک ساختمان را تخمین زد شاخص جابجایی (drift index) یا نمایه رانش است. تعریف این شاخص، نسبت تغییر مکان ماکزیمم در بالای ساختمان به ارتفاع آن می‌باشد.

بارگذاری در سازه‌های بلند به دلیل طبقات زیاد، افزایش اثرات باد و اهمیت بیشتر اثرات دینامیکی، با سازه‌های کوتاه متفاوت است. مجموع نیروهای طبقات نیروهای بسیار زیادی را به سازه اعمال می‌کند. بار باد بر سازه بلند نه تنها بر سطح بزرگتری نسبت به سازه کوتاه‌تر اثر می‌گذارد، بلکه در ارتفاع با شدت بیشتر و بازوی لنگر بزرگتری بر سازه تاثیر می‌گذارد. بار باد در طراحی سازه‌های کوتاه عاملی تعیین‌کننده نیست ولی در سازه‌های بلند می‌توانند در طراحی و فرم سازه نقش بسیار مهم و اساسی داشته باشد. در حالت‌هایی خاص که سازه بسیار لاغر و انعطاف پذیر است، علاوه بر نیروهای داخلی، حرکات سازه نیز باید در تعیین اثرات بار محاسبه گردند. در مناطق زلزله خیز، ممکن است نیروهای ناشی از حرکات زمین از بارهای ناشی از باد

بسیار بیشتر شوند و در نتیجه بارهای زلزله تعیین کننده فرم، طرح و هزینه سازه خواهند شد. از نظر رفتار سازه، پاسخ دینامیکی ساختمان نقش مهمی در نحوه اثر و کمیت بارهای موثر بر سازه خواهد داشت. بارهای اعمالی بر ساختمان، به جز بارهای مرده قابل اندازه‌گیری دقیق نمی‌باشند. حداکثر بارهای زنده بر اساس تجربه و مشاهده تخمین زده می‌شود. بارهای باد و زلزله، طبیعی نامشخص دارند و اندازه‌گیری آنها از روی تجربیات و اتفاقات گذشته مشکل و تعیین مقادیری دقیق و قابل اطمینان برای آنها تقریباً غیر ممکن است البته استفاده از تئوری احتمالات در تخمین بارهای باد و زلزله، گرچه مساله را در همه حالات ساده نکرده ولی کمک شایانی در منطقی ساختن کمیت‌ها نموده است. طراحی ساختمان‌های تا ده طبقه و با شکل هندسی متعارف به ندرت متأثر از اثرات بارهای بار خواهند بود.

#### ۸-۴-۱- فرم‌های سازه‌ای

از دیدگاه یک مهندس سازه، بهترین فرم سازه‌ای انتخابی است که در آن اعضای اصلی ترکیب‌های مختلف بارهای قائم و افقی را به صورت بهینه تحمل نمایند ولی در عمل معمولاً ملاحظات غیرسازه‌ای، تأثیرات بسیار مهمی بر انتخاب فرم سازه‌ای دارند و ممکن است تعیین کننده باشد. با در نظر گرفتن بارهای جانبی تنها، یک ساختمان بلند را می‌توان یک طره قائم ( Vertical cantilever) فرض کرد. این طره ممکن است شامل یک یا مجموعه‌ای از طره‌های مجزای قائم، مانند دیوار برشی و یا هسته‌ها باشد که هر کدام حول محور خود خم شده و فقط در مقطع افقی پلان کف‌های صلب هماهنگ عمل می‌کنند.



شکل ۶-۸ فرم‌های مختلف سازه‌ای، الف) سیستم‌های مقاوم در خمش، ب و ج) سیستم‌های مقاوم در کشش و فشار مستقیم و یا برش، د تا و) سیستم‌های کنترل کننده ارتعاش سیستم نظیر مهاربندها و تیرها به صورت مرکب با یکدیگر عمل نموده، رفتاری مانند یک طره قائم حجیم داشته باشند. اگر اعضای قائم اصلی هر دو نوع سیستم طره‌ای بالا خواص تغییر شکل آزاد متفاوتی داشته باشند، یعنی اتصال آنها از طریق کف‌ها و تیرها باشند، سختی جانبی و مقاومت طره افزایش می‌یابد.

در یک تقسیم بندی سیستم‌های لرزه‌بر را می‌توان به سه گروه تقسیم کرد:

- ✓ سیستم‌های مقاوم در خمش
  - ✓ سیستم‌های مقاوم در کشش و فشار مستقیم و یا برش
  - ✓ سیستم‌های کنترل کننده ارتعاش سیستم
- سه نوع طبقه‌بندی فوق در شکل ۸-۶ به صورت شماتیک نشان داده شده است.

#### ۸-۴-۲- سیستم‌های مقاوم در خمش

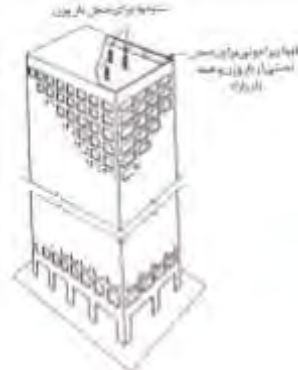
#### ۸-۴-۲-۱- سیستم تیوب در تیوب<sup>۱</sup>

سیستم تیوب (شکل ۸-۷) (لوله‌ای) (Framed tube structures) در ساختمان‌های خیلی بلند یکی از راه‌های موثر و مقرون به صرفه است. ایده اولیه این نوع ابتکار و اختراع مهندس بزرگ فضل‌الرحمن خان است. اولین ساختمان با سیستم ابتکاری جدید ساختمان ۴۳ طبقه آپارتمانی Chestnut Dewitt در شهر شیکاگو بود که از بتن آرمه و در سیستم تیوب قابدار توسط مهندس خان طراحی شده است. در مقایسه سیستم تیوب با سیستم‌های قاب‌بندی معمولی، صرفه‌جویی زیادی است. مثلاً در ساختمان ۶۰ طبقه بانک چیس مانهاتان Chase Manhattan Bank در نیویورک به شکل قاب‌بندی کلاسیک طراحی شده مصرف فولاد  $292 \text{ kg/m}^2$  است، در حالی که در ساختمان ۱۰۰ طبقه جان‌هاکاک در شیکاگو، شاهکار مهندس خان، که به صورت تیوب با مهاربندی در نما طراحی شده مصرف فولاد نصف این مقدار یعنی در حدود  $150 \text{ kg/m}^2$  می‌باشد. سیستم تیوب از سال ۱۹۶۰ میلادی به بعد در ساختمان‌های بلند فولادی و بتن آرمه به تعداد زیادی به کار رفته است و در حال حاضر مرتفع‌ترین ساختمان‌های دنیا نیز در این سیستم ساخته می‌شوند و فعلاً شاید راه حل منحصر به فرد در طراحی ساختمان‌های بسیار مرتفع در مقابل اثر باد باشد. ولی در مناطق با زلزله‌خیزی شدید، هنوز نتایج تجربی زیادی برای آن وجود ندارد. سیستم‌های تیوب به شکل‌های مختلف از تیوب ساده تا مجموعه تیوب (Bundled tube system) طراحی می‌شوند. در سیستم تیوب قابدار دستگاه مقاوم در برابر نیروهای جانبی در درجه اول عبارت است از یک شبکه قاب بندی یکسره و مداوم در محیط ساختمان که در آن ستون‌های بسیار نزدیک به یکدیگر مثلاً با فواصل  $1/5$  تا ۳ متر (و حتی گاهی کمتر) که با تیرهای افقی (Spandrel beams) با ارتفاع مقطع نسبتاً بزرگ به هم متصل می‌شوند. به این طریق قاب‌بندی با چشمه‌های کوچکی بوجود آمده که تغییر کوچکی در رفتار قابی خواهد داشت. ولی در عوض مقاومت اصلی توسط این پوسته خارجی به شکل یک لوله در خمش بوجود می‌آید و مکانیزم اصلی در مقابل لنگر واژگونی مرکب است. از تغییر شکل بال تیوب که عبارت است از تغییر شکل خمشی

<sup>1</sup> Tube-in-Tube system



به صورت تغییرشکل‌های محوری از کوتاه شدن (در طرف فشار) و دراز شدن (در طرف کشش) ستون‌های وجوهی از ساختمان که لنگر خمشی را می‌برند و دیگری تغییر شکل جان تیوب که تغییر شکل برشی است که در وجوه موازی نیرو بوجود می‌آید و تک تک عناصر قاب تیوب را در برش و خمش تغییر شکل می‌دهند.



شکل ۷-۸ سیستم تیوب در تیوب

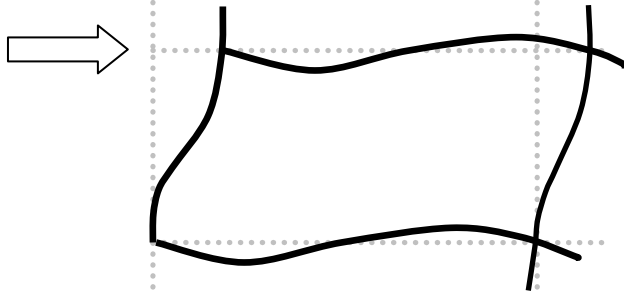
برای اینکه ستون‌های طرف بادگیر (Wind ward) و پشت بادگیر (Lee ward) که وجوه عمود بر امتداد نیرو است که در واقع نقش بال‌های تیوب خمشی را دارند کاملاً در کشش و فشار حاصل از لنگر خمشی قرار گیرند باید وجوه موازی امتداد نیرو کاملاً سخت و صلب باشد تا پدیده تاخیر در برش (Shear lag) به حداقل کاهش یابد، دو راه حل به کار می‌رود: یکی طرح یک قاب‌بندی یکسره با سختی زیاد و تغییر شکل کم که خود نیز نسبتاً شکل پذیر نیز می‌باشد. دیگری قرار دادن مهاربندی چپ و راست سرتاسری در روی نمای ساختمان در تمام ارتفاع می‌باشد که در این صورت البته می‌توان فواصل ستون‌های محیطی را افزایش داد که نمونه آن در ساختمان جان‌هاناکاک دیده می‌شود. این اعضای قطری در تحلیل دستگاه کلی به صورت ستون‌های مایل دیده می‌شوند و بارگذاری و تناسب معمولاً طوری است که کمتر پیش می‌آید که در آنها نیروی کششی ایجاد شود، همچنین در محل تقاطع ستون‌های قائم و تیرهای افقی و اعضای قطری، اتصال حساسی بوجود می‌آید که باید تحلیل و محاسبه آن با دقت در مطالعات وارد شود. معمولاً در مرکز فضای محصور با دستگاه مقاوم محیطی (در پلان ساختمان) هسته مقاوم دیگری برای سرویس‌ها و آسانسورها و غیره بوجود می‌آید که خود به صورت تیوب دیگری عمل می‌کند. مجموع این ترکیب را سیستم تیوب در تیوب می‌نامند. گاهی امکان دارد برای برآوردن بازده بهتر در پلان‌های معماری و یا سرعت بیشتر در برنامه، اجراء تیوب خارجی و داخلی از دو نوع مصالح مختلف اجرا شود. مثلاً تیوب داخلی اسکلت فلزی و تیوب خارجی بتن‌آرمه و یا بالعکس باشد. ضمناً نکات سازه‌ای زیر نیز شایان اهمیت است:

- ✓ ستون‌های محیطی در صورتی در خارج از فضای داخلی ساختمان قرار گیرند از نظر حرارتی و تفاوت درجه حرارت مسائلی در آنها به وجود می‌آیند که محتاج به پیش‌بینی است.
  - ✓ دیافراگم‌های کف نقش اصلی و بسیار مهمی را انجام می‌دهند و علاوه بر نقش توزیع کننده نیرو، تقریباً برای همه اعضای سازه‌ای تکیه‌گاه جانبی به وجود می‌آورند.
  - ✓ تنش‌های حاصل از بارهای ثقلی در ستون‌های محیطی معمولاً کوچکتر از ستون‌های داخلی هسته مقاوم است بنابراین کوتاه شدن نامساعد طول ستون‌های محیطی و داخلی (در محدوده الاستیک) باید مورد توجه قرار گیرد.
- در تیوب قابدار ستون‌ها با بارگذاری یکسان و متحدالشکل، امکان ساخت آسان را فراهم می‌نماید.

#### ۸-۴-۲- قاب‌های صلب<sup>۱</sup>

یکی از شایعترین سیستم‌های ساختمانی در ساختمانهای نیمه مرتفع، سیستم قاب صلب می‌باشد. در این سیستم اتصالات از نوع گیردار می‌باشند و به دلیل صلبیت اتصال، در حین تغییر شکل زاویه بین تیر و ستون ثابت می‌ماند. ستون‌هایی که در مجاورت بار جانبی قرار دارند تحت کشش و ستون‌های مقابل تحت نیروی فشاری قرار می‌گیرند. ستون‌های تحت نیروی کششی دچار افزایش طول و ستون‌های تحت نیروی فشاری دچار کاهش طول می‌گردند و این تغییر طول ستون‌ها باعث ایجاد دوران می‌شود و تغییر شکل جانبی در ساختمان ایجاد می‌کند. این پدیده حدود ۲۰٪ از تغییر شکل کل سازه را تشکیل می‌دهد و بقیه تغییر شکل‌ها در نتیجه خمش قاب می‌باشد. واکنش یک قاب خمشی در برابر بارهای زلزله در حقیقت چرخش گره‌ها و ایجاد تغییر شکل‌های خمشی در تیرها و ستون‌های آن می‌باشد. معمولاً حدود ۵۰ الی ۶۵ درصد مجموع تغییر مکان، ناشی از خمش تیرها و ۱۰ الی ۲۰ درصد مجموع تغییر مکان ناشی از خمش ستون‌ها می‌باشد. به دلیل اینکه در قاب‌های مهاربندی نشده (قاب صلب) نسبت سختی ستون‌ها به سختی تیرها زیاد است، عمده چرخش گره‌ها به وسیله تیرها به وجود می‌آید.

<sup>1</sup> Moment Resisting Frames



شکل ۸-۸ تغییر شکل قاب صلب

اجرای اتصالات گیردار در ساختمان‌های فلزی پرهزینه و مشکل است و از طرفی ستون‌های قاب‌های صلب دارای مقاطع نسبتاً بزرگی هستند که فضای مفید را کاهش می‌دهند. این موارد از جمله معایب این سیستم ساختمانی بشمار می‌روند. مسأله دیگری که در طرح قاب‌های خمشی می‌بایست در نظر گرفت فلسفه تیر ضعیف - ستون قوی می‌باشد و در مناطق زلزله‌خیز (طراحی ویژه) لازم است این مسأله مد نظر قرار گیرد. این مسأله باعث می‌شود که تغییر شکلهای غیرارتجاعی و مفصلهای پلاستیک در تیرها ایجاد شوند و در ستونها مفصل ایجاد نشود و بدین ترتیب از تمرکز تغییر شکل در یک طبقه خاص جلوگیری می‌گردد. بر اساس مطالعات انجام گرفته مقاومت یک قاب با افزایش بار قائم به دلیل اثر  $P-\Delta$  کاهش می‌یابد. بنابراین در تحلیل قابهای خمشی باید اثرات  $P-\Delta$  لحاظ شوند. همانطور که ذکر شد در این نوع سیستم از تشکیل مفاصل پلاستیک در ستونها باید جلوگیری شود. چرا که ممکن است منجر به ایجاد مکانیزم طبقه‌ای و انهدام سازه شود که در این حالت ائتلاف انرژی کمتری حاصل می‌شود. برای نیل به این هدف و ایجاد یک عملکرد قابل اطمینان پیشنهاد می‌شود که اتصال تیر به ستون طوری طراحی و آرایش داده شود که مفصل پلاستیک با مقداری فاصله از بر ستون تشکیل گردد. این عمل می‌تواند با تسلیم موضعی اتصال یا کاهش سطح مقطع تیر در آن فاصله صورت گیرد. مفاصل پلاستیک در تیرهای فولادی طول محدودی دارند و بصورت عمومی برابر نصف ارتفاع مقطع در نظر گرفته می‌شوند. بنابراین محل تشکیل مفاصل بایستی حداقل به اندازه نصف ارتفاع مقطع تیر، از وجه ستون فاصله داشته باشد.

## ۸-۴-۳ سیستم‌های مقاوم در کشش و فشار مستقیم و یا برش

### ۸-۴-۳-۱ قاب‌های مهاربندی شده<sup>۱</sup>

در قاب‌های مهاربندی شده مقاومت جانبی سازه توسط اعضای قطری که همراه با شاه‌تیرها تشکیل جان یک سیستم خرابایی قائم را می‌دهند تامین می‌شود. در این سیستم ستون‌ها، یال‌های این خرپا خواهند بود چون برش افقی وارد بر ساختمان توسط مولفه‌های افقی واکنش‌های محوری، کشش یا فشاری اعضای جان تحمل می‌شود، سیستم‌های مهاربندی در تحمل بارهای جانبی بسیار کارآ و مفیدند. مهاربندی در حالت کلی به دلیل اینکه اعضای قطری الزاماً در یکی از جهات بارگذاری جانبی تحت کشش قرار می‌گیرند، یک سیستم فولادی هستند. گاهی از مهاربندهای دو قطری بتنی نیز استفاده می‌شود، که در این حالت هر قطر به عنوان یک عضو فشاری که تمام برش خارجی را تحمل می‌کند طراحی می‌شود.

کارایی سیستم‌های مهاربند در ایجاد یک سازه سخت جانبی و صرف حداقل مواد، آن را به عنوان فرم سازه‌ای اقتصادی برای انواع ساختمان‌ها و با هر ارتفاع شناسانده است. مزیت دیگر مهاربندهای قطری این است که اجازه می‌دهد شاه‌تیرها حداقل دخالت در بارهای جانبی را داشته باشند و در نتیجه طراحی سیستم کفاها مستقل از تراز ارتفاع ساختمان شده و می‌تواند در طبقات به صورت تکراری مطرح و اجرا گردد، که مسلماً از لحاظ اقتصادی مقرون به صرفه خواهد بود. عیب اصلی مهاربندها مانع بودن مهاربندها در طراحی داخلی ساختمان و جایگزینی در و پنجره در محل مطلوب است. به همین دلیل معمولاً مهاربندها را در داخل ساختمان و در محدوده دیوارها و تیغه‌ها به ویژه در اطراف آسانسور، پله‌ها و عبورگاه‌های سرویس قرار می‌دهند. عیب دیگر این نوع مهاربندها، پر هزینه بودن ساخت و اجرای اتصالات قطری است. در ساختمان‌های جدید از مهاربندهای قطری استفاده می‌شود که این نوع مهاربندها نه فقط دارای کارایی بالا بوده، بلکه نمای زیبا برای ساختمان نیز ایجاد می‌کند. مهاربندی سیستمی اقتصادی و پر بازده برای مقابله با بارهای جانبی در سازه‌های قابی است. یک مجموعه خمشی شامل تعدادی از ستون‌ها و شاه‌تیرها که عمدتاً بارهای قائم را تحمل می‌کنند و اعضای قطری مهاربندی است، که در مجموع همراه با ستون‌ها و تیرها تشکیل یک خرپای طره‌ای قائم و مقاوم در برابر بارهای افقی را می‌دهند. مهاربندها و شاه‌تیرها عمل جان خرپا و ستون‌ها عمل یال‌های خرپا را انجام می‌دهند. از آنجا که اعضای قطری تحت اثر تنش‌های محوری هستند و حداقل ابعاد برای ایجاد سختی و مقاومت در برابر برش‌های افقی را نیاز دارند، بسیار کارآ و پر بازده هستند. از نظر تاریخی مهاربندها از پایان قرن نوزدهم تاکنون برای پایداری جانبی اکثر ساختمان‌های مرتفع دنیا مورد استفاده بوده‌اند.

<sup>1</sup> Braced frame structures

مجسمه آزادی که در سال ۱۸۸۳ در نیویورک ساخته شد، یکی از اولین سازه‌های مهاربندی شده بود. در سه دهه بعد از آن تعداد زیادی ساختمان بلند با قاب فولادی مهاربندی شده در شیکاگو و نیویورک ساخته شد و پس از آن ساختمان‌های Chrysler (۷۷ طبقه و ۳۱۸ متر ارتفاع) و Empire state (۱۰۲ طبقه و ۳۸۱ متر ارتفاع). مهاربندی‌های به ارتفاع یک یا دو طبقه که معمولاً در سازه‌های متوسط و بلند از مهاربندهای با مقیاس بزرگتر که از چندین طبقه و دهانه عبور می‌کنند و دارای مزایای سازه‌ای و معماری بسیاری است استفاده می‌کنند. این روش حاصل تکامل و پیشرفت اصول مهاربندی است.

در سیستم مهاربندی همگرا نسبت به سیستم‌های مهاربندی واگرا اجرای راحت‌تر و سختی بالایی دارند. از مشکلات عمده این سیستم شکل پذیری و جذب انرژی کم، عمدتاً به دلیل کماتش موضع یا کلی عضو فشاری بادبند و تا حدی هم ضعف و عملکرد نامناسب اتصالات آن می‌باشد. به دلیل همین مسأله (ضعف شکل پذیری) است که در مناطق زلزله‌خیز شدید، استفاده از این نوع مهاربندی توصیه نشده است. سیستم مهاربندی همگرا از نظر هندسه مهاربندی اشکال مختلفی می‌توانند داشته باشند ولی مسلماً مشخصه اصلی همگی این سیستم باید ورود به ناحیه غیرخطی و جذب انرژی زلزله از این طریق می‌باشد. اما آنچه بیش از هر پارامتری قابل توجه می‌باشد رفتار پیچیده رفت و برگشتی غیرخطی اعضای بادبند می‌باشد. معمولاً در این سیستم کماتش بادبندهای فشاری و ایجاد کشش در آنها در سیکل بعد باعث پیچیده شدن مسأله می‌گردد. در سیستم مهاربندی همگرا، اعضای بادبندی وظیفه تأمین سختی، شکل پذیری و مقاومت را برعهده دارند. کماتش غیر الاستیک بادبند و مفاصل کششی ایجاد شده در بادبند مقابل به عنوان عوامل اصلی جذب انرژی سازه می‌باشند. البته با زیاد شدن ضریب لاغری اعضای مهاری، شکل مخصوص چرخه‌های هیستریزیس لاغر شده و میزان اتلاف انرژی آن کمتر می‌شود. تا بحال تحقیقات بسیاری برای شکل پذیر کردن سیستم مهاربندی همگرا انجام گرفته و روش‌های گوناگونی پیشنهاد گردیده است. از جمله استفاده از سیستم اتصالات شیاردار پیچی است. در این نوع سیستم اتصالات بادبندی بصورت اصطکاکی انرژی زلزله را مستهلک می‌کنند. اساس کار در این سیستم اصطکاک بین دو صفحه فولادی و یک صفحه برنجی می‌باشد. هنگامی که نیروی فشاری یا کششی به اتصال اعمال می‌گردد بین صفحات اصطکاک ایجاد می‌شود. هرگاه نیروی وارده، از نیرو اصطکاک ناشی از پیچ‌ها تجاوز کند، صفحه اصلی روی صفحه فولادی یا برنجی لغزش کرده و در اثر اصطکاک انرژی مستهلک می‌گردد. یکی دیگر از روش‌های پیشنهادی برای رفع مشکل شکل‌پذیری سیستم بادبندی همگرا استفاده از سیستم بادبند زانویی می‌باشد. در این سیستم حداقل یک انتهای بادبند به جای اتصال به محل برخورد تیر-ستون به عضو زانویی که بطور مایل بین تیر و ستون قرار می‌گیرد وصل می‌شود. عضو قطری تأمین کننده سختی سیستم است. در

حالی که شکل پذیری تحت اثر بارهای شدید جانبی از طریق جاری شدن عضو زانویی بدست می‌آید و عضو زانویی به عنوان یک فیوز شکل پذیر عمل کرده و مانع از کمانش عضو قطری می‌شود. روش دیگر استفاده از سیستم بادبندی همگرای شکل پذیر (DCBF) است که در حقیقت همان قاب‌های بادبندی CBF هستند که از کمانش بادبندی‌های آن جلوگیری شده است. یک سیستم BIB (بدون کمانش فشاری) شامل بادبند فولادی و پانل بتنی مقاوم می‌باشد که تکیه‌گاه ثانویه بادبند می‌باشد. به این ترتیب از ترک‌خودگی پانل بتنی جلوگیری و به بادبند اجازه داده شده است که آزادانه در داخل آن حرکت کند. نکته قابل توجه آنکه استفاده از مهاربند K و لوزی شکل تنها در مناطق با لرزه‌خیزی پایین و برای ساختمان‌های یک یا دو طبقه مجاز می‌باشد.

مهاربندهای واگرا، توسط پرفسور پوپوف و همکارانش در دانشگاه برکلی کالیفرنیا برای اولین بار مورد آزمایش قرار گرفت. در این سیستم قسمتی از طول تیر که بین مهاربندی و ستون و یا بین دو مهاربندی قرار می‌گیرد، تیر پیوند نامیده می‌شود. تیر پیوند مانند فیوز شکل پذیر عمل می‌کند و مقدار زیادی از انرژی ناشی از زلزله را جذب می‌کند. در سیستم EBF هر دو عامل شکل پذیری و سختی با هم ترکیب می‌شوند. شکل پذیری شاخصه مهم قابهای خمشی می‌باشد و سختی شاخصه اصلی قابهای مهاربندی همگرا می‌باشد. سیستم EBF هر دو شاخصه مهم شکل پذیری و سختی را بطور همزمان دارا می‌باشد. و در واقع مخلوطی از دو سیم قاب مهاربندی شده همگرا و سیستم قاب خمشی می‌باشد. به طور کلی هزینه اجرای قاب مهاربندی واگرا کمی بیشتر از هزینه اجرای قاب همگرا می‌باشد. به جز مزایای ذکر شده دلایل زیر نیز استفاده از سیستم مهاربندی واگرا را توجیه می‌کند:

۱. کاهش تغییر مکان جانبی در مقایسه با قاب‌های خمشی.
۲. در ساختمان‌های با ارتفاع زیاد (توسط آیین‌نامه مشخص می‌شود) استفاده از قاب مهاربندی هم محور مجاز نمی‌باشد.
۳. کاهش نیروهای تکیه‌گاهی و لنگر (در مقایسه با سیستم قاب خمشی) به منظور کاهش ابعاد پی.
۴. امکان استفاده از این سیستم برای تغییر سختی سازه برای جبران نامنظمی در توزیع ارتفاع جرم سازه با تغییر اندازه اعضاء و طول پیوند وجود دارد. با تغییر طول تیر پیوند می‌توان سختی قاب مهاربندی واگرا را تغییر داد.
۵. کاهش اثر  $P-\Delta$  در مقایسه با سیستم قاب خمشی.
۶. امکان تعبیه بازشو در مقایسه با قاب مهاربندی همگرا.

با کاهش طول تیر پیوند (کاهش نسبت  $e/L$ ) ظرفیت برشی تیر پیوند تعیین کننده مقاومت نهایی قاب خواهد بود. آزمایشات مختلف نشان داده‌اند که برش بسیار زیادی در جان تیر پیوند

برشی بوجود می‌آید. لذا برای جلوگیری از کمانش زود هنگام جان باید در سراسر طول آن از تقویت کننده‌های قائم استفاده کرد. تا علاوه بر جلوگیری از کمانش موضعی جان بتوان از مقاومت پس از کمانش جان نیز استفاده نمود. در تیرهای با عمق کمتر از ۶۰ cm می‌توان در یک طرف تیر از سخت کننده استفاده کرد. همانطور که ذکر شد فلسفه اصلی طراحی بادبند و اگر متمرکز نمودن عملکرد غیرخطی قاب در تیر پیوند می‌باشد. بنابراین تیر پیوند بگونه‌ای طرح می‌شود که مقاومت و ظرفیت دوران پلاستیک مورد نیاز را فراهم کند. از طرف دیگر سایر اعضای قاب باید مقاومت کافی داشته باشند بخصوص بادبندها، ستون‌ها و تیرهای خارج از محدوده تیر پیوند باید برای حداکثر نیرویی که با تسلیم تیر پیوند متناظر است طراحی شوند. یعنی طراحی براساس روش طرح ظرفیت انجام می‌شود. در تیرهای پیوند کوتاه رفتار غیرارتجاعی برشی و در تیرهای پیوند خیلی بلند رفتار غیرارتجاعی خمشی بروز می‌کند و در طول‌های میانی اندرکنش خمش و برش رخ می‌دهد. بنابراین فعالیت غیرارتجاعی تحت بارگذاری تکراری زلزله‌های شدید به تیر پیوند محدود می‌شود و پیوندها نظیر فیوزهای شکل‌پذیر عمل می‌کنند و انرژی زلزله را با رفتار مناسب خود جذب می‌کنند.

#### ۸-۴-۳-۲- قاب و دیوار برشی

دیوار برشی بتن آرمه سیستم کاملاً مناسب و با صرفه‌ای برای سیستم‌های لرزه‌بر ساختمان‌های بلند است. رفتار نرم و عدم کاهندگی در بارهای متناوب، و قابلیت تغییر مقاومت خمشی و برشی به میزان دلخواه در طبقات، این سیستم را بسیار جذاب و قابل اعتماد ساخته است. این دیوارها مانند یک تیر طره‌ای عمودی عمل می‌کنند و تا ساختمان‌های تا ۳۵ طبقه مقرون به صرفه می‌باشند. نقطه منفی در به کار بردن دیوار برشی این است که از نظر معماری فاقد انعطاف پذیری سیستم‌های قابی می‌باشند و نمی‌توان براحتی فضاهای بسیار باز ایجاد کرد. یک روش دیگر برای بهبود سیستم دیوار برشی، ترکیب آن با سیستم قاب خمشی است. جابجایی دیوار برشی بصورت خمشی، و قاب خمشی به صورت برشی است و ترکیب این دو بویژه در ساختمان‌های ۴۰ تا ۶۰ طبقه، یک اثر اندرکنشی سودمند را در پی دارد که بسیار بهتر از عملکرد تک‌تک هر یک از این دو سیستم لرزه‌بر است. سختی و مقاومت برشی زیاد، رفتار نرم و عدم کاهندگی در بارهای متناوب، قابلیت تغییر مقاومت و سختی از مزایای این سیستم است. دیوارهای برشی را از چند جهت می‌توان تقسیم بندی نمود:

- از نظر تغییر در ارتفاع
- از نظر تغییر در شکل مقطع
- از نظر اینکه دارای بازشو باشد یا نباشد.

دیوار برشی کوتاه: دیواری بتنی که داخل قاب بتنی قرار گرفته است میانقاب بتنی نامیده می شود. این دیوار می تواند مسلح و یا غیر مسلح باشد. چنانچه دیوار مسلح باشد، پس از شکست برشی (ترک قطری) میلگردها تسلیم شده و دیوار به مقاومت نهایی خود می رسد. مقاومت میانقاب علاوه بر  $f_c$  به مقاومت قاب نیز بستگی دارد. هر قدر قاب قوی تر باشد مقاومت میانقاب افزایش می یابد. دیوار برشی طره ای بلند: این دیوار دارای نسبت ارتفاع به طول زیاد می باشد به نحوی که رفتار آن خمشی است. این دیوارها در تحمل بارهای ناشی از زلزله و استهلاک انرژی نقش بسیار مؤثری در ساختمان های متوسط و بلند دارند. مطالعات نشان داده است که شکل مقطع دیوار بر رفتار آن تأثیر چشمگیری دارد. چنانچه دیوار در دو انتهای خود دارای بال باشد از پایداری و شکل پذیری بیشتری در مقایسه با دیوار بدون بال برخوردار است. در مقاطع بالدار به دلیل وجود بال ها در دو انتهای آنها دارای رفتار خمشی و شکل پذیری مناسب می باشند.

دیوارهای برشی معمولاً دارای بازشو هستند که این بازشو یا در جان و یا در بال تعبیه می شود. بهتر است که ابعاد بازشوها به گونه ای باشند که نه آنقدر کوچک باشند که در طراحی از وجود آنها صرف نظر شود و نه آنقدر بزرگ باشند که بر مقاومت خمشی و برشی دیوار اثر نامطلوب گذارد. بنابراین دیوارها را در دو حالت دارای بازشو و بدون بازشو تقسیم بندی کرده اند: دیوارهای برشی بدون بازشو را می توان به صورت تیر و ستون مدل کرد. دیوارهای بلند مانند یک طره عمودی رفتار می کنند که سختی و تنشهای آن با استفاده از تئوری ساده خمشی محاسبه می شود. تغییر شکل جانبی دیوار عمدتاً ناشی از کوتاه و بلند شدگی تارهای مقطع آن می باشد لذا آهنگ تغییر شکل طبقات پایین تر کمتر است. بارهای جانبی را به صورت بارهای متمرکز در تراز کف به دیوار اعمال کرد در این حالت کفها نقش دیافراگم داشته و موجب پایداری دیوارها می شود و در نتیجه ضخامت کمتری برای دیوار لازم خواهد بود. در این دیوارها می توان محل تلاقی دیوار با شالوده را به عنوان بهترین محل برای تشکیل لولای خمیری در نظر گرفت و ظرفیت دورانی خوبی برای دیوار ایجاد کرد. تعیین محل بازشوها باید به گونه ای باشد که رفتار سازه ای دیوار برای تحمل بارهای وارده در حد مطلوب باشد. و با تعبیه آنها نباید از مقاومت برشی و مورد نیاز دیوار کاسته شود زیرا در اینصورت رفتار دیوار ترد شده و قبل از اینکه به حداکثر مقاومت خمشی خود برسد تحت اثر شکست برشی فرو می ریزد. دیوار برشی هایی که دارای بازشوهای منظم هستند خاصیت استهلاک انرژی بالایی دارند. این دیوارها دارای دو یا چند دیوار هستند که توسط تیرهای رابط به یکدیگر متصل شده اند، و نقطه ضعف آنها همان تیرهای رابط است. روشهای تحلیل این دیوارها نشان می دهد که چگونه طبقات پایین بر رفتار دیوار تأثیرگذار هستند.

تیرهای رابط معمولاً از دیوارها ضعیف تر هستند و بر اثر حرکت جانبی - خمشی دیوارها چرخش قابل ملاحظه ای در محل اتصال دیوارها به تیرها اعمال می گردد و همین چرخش موجب تولید



لنگر قابل توجه و نهایتاً جاری شدن مقاطع تیرها می‌شود. بنابراین برای اینکه تیرهای رابط بتوانند مقدار قابل توجهی از انرژی زلزله را مستهلک کنند لازم است دارای آرایش مناسبی از فولادگذاری باشند. در طرح تیرهای رابط، نیاز شکل پذیری بالای آنها باید مورد توجه قرار گیرد چرا که اگر سخت و صلب طراحی شوند؛ شکست قطری تیر رابط یا دیوار رخ خواهد داد. نتیجه اینکه در طراحی دیوارهای برشی باید مقاطع خمیری و رفتار خمشی به نحوی پیش بینی گردد که هیچگونه شکست یا تخریب قطری چه در تیرهای رابط و چه در دیوارها رخ ندهد. در سیستم لرزه‌بر دوگانه شامل قاب‌های خمشی و مهاربندی شده یا با دیوار برشی، قاب‌های خمشی بایستی قادر باشند به تنهایی حداقل ۲۵٪ کل نیروی زلزله را تحمل نمایند.

#### ۸-۴-۴ سیستم‌های کنترل کننده ارتعاش سیستم

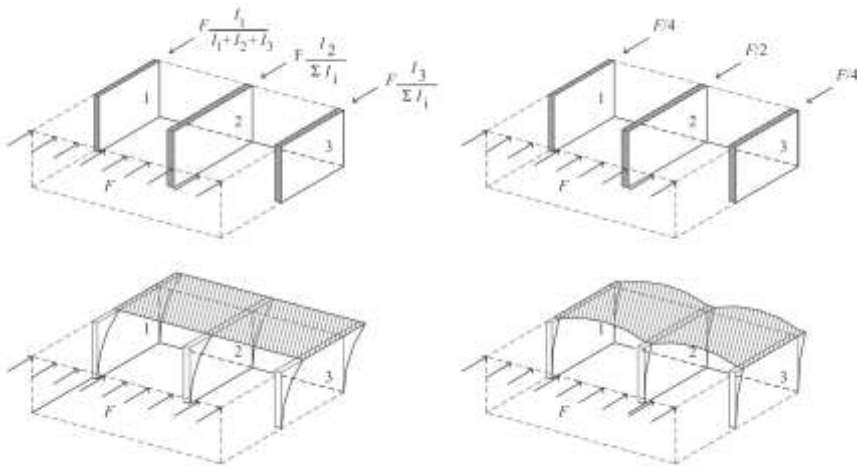
سیستم‌هایی که در این طبقه‌بندی قرار می‌گیرند، سیستم‌های قابل اطمینانی هستند. از اینرو سیستم‌های نسبتاً ساده‌ای هستند و در طول زمان زلزله رفتار متعارف و قابل پیش‌بینی را از خود بروز می‌دهند. آنها انرژی را با حرکات خودشان مستهلک می‌کنند و یا انرژی جنبشی را به گرما تبدیل می‌کنند. نظر به اینکه این وسایل نمی‌گذارند که انرژی به داخل سازه وارد شود، بنابراین سازه‌ها نیز دچار ناپایداری نخواهند شد. از جمله مزایای این وسایل این است که نیاز به تعمیر و نگهداری در طول عمرشان بسیار کم است. از جمله وسایل مقاوم که می‌توانند مورد اشاره قرار گیرند عبارتند از:

- ✓ بیس ایزولاتورها (*Base Isolator*)
- ✓ میراگرهای جرمی تنظیم شده (*TMD*) *Tuned Mass Dampers*
- ✓ میراگرهای مایع تنظیم شده (*TLD*) *Tuned Liquid Dampers*
- ✓ میراگرهای فلزی جاری‌شونده *Metallic Yield Dampers*
- ✓ میراگرهای مایع ویسکوز *Viscous Fluid Dampers*
- ✓ میراگرهای اصطکاکی *Friction Dampers*

#### ۸-۵-۵ دیافراگم‌ها

دیافراگم‌ها سیستم‌های افقی هستند که نقش انتقال بارهای زلزله به سیستم‌های مقاوم جانبی بار بر عهده دارند. همچنین نقش دیگر آنها تحمل و انتقال بارهای ثقلی نیز هست. به دلیل اندرکنش بین رفتار درون صفحه و برون صفحه، بررسی انتقال بارهای در دیافراگم‌های افقی پیچیده می‌باشد. در شکل ۸-۹ پاسخ دیافراگم‌های صلب و انعطاف پذیر در برابر بارهای جانبی نشان داده شده است. انعطاف‌پذیری دیافراگم‌های ناشی از نرم بودن آنها و یا سخت بودن سیستم مقاوم

جانبی است. دیافراگم‌ها در سه نوع، صلب، انعطاف‌پذیر و نیمه صلب طبقه‌بندی می‌شوند. در صورتی که سختی دورن صفحه دیافراگم زیاد باشد، آن را به صورت دیافراگم صلب<sup>۱</sup> در نظر می‌گیرند. در دیافراگم صلب، نیروهای جانبی به نسبت سختی هر یک از عناصر مقاوم قائم، بین آنها توزیع می‌شوند. لیکن در دیافراگم انعطاف‌پذیر، به صورت یک تیر دو سر ساده، نیروها به نسبت سطح بارگیر جانبی آنها بین عناصر مقاوم جانبی توزیع می‌شوند. همانطور که از شکل ۸-۹ پیداست، با افزایش ارتفاع طبقه، سختی دیوارها کاسته می‌شود و بطور مشابه با افزایش طول دهانه دیافراگم، سختی دیافراگم دچار نزول می‌شود.



شکل ۸-۹ پاسخ دیافراگم‌های صلب و انعطاف‌پذیر در برابر بارهای جانبی؛ توزیع نیروی جانبی (بالا) برای صلب (چپ) و انعطاف‌پذیر (راست) و تغییر مکان‌های دیافراگم (پایین)

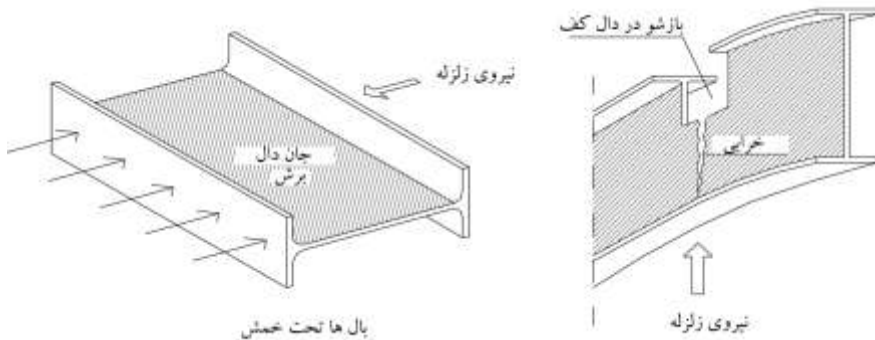
همانطور که پیداست، دیافراگم‌های انعطاف‌پذیر قادر به چرخشی که در دیافراگم‌های صلب حول مرکز سختی رخ می‌دهد، نخواهند بود. در سازه‌های واقعی، دیافراگم‌ها نه انعطاف‌پذیر و نه کاملاً صلب هستند و تنها برای ساده‌سازی روند تحلیل آنها را صلب یا انعطاف‌پذیر در نظر می‌گیرند. در واقع دیافراگم‌های موجود را می‌توان به صورت نیمه صلب در نظر گرفت. دیافراگم‌ها را می‌توان به صورت یک تیر عمیق مانند شکل ۸-۱۰ در نظر گرفت. نکته بسیار مهمی را که در طراحی تیرهای عمیق باید مد نظر قرار داد این است که بسط رفتار تیرهای معمولی به تیرهای عمیق کاملاً نادرست است. چرا که بررسی‌های مختلف نشان داده که رفتار ارتجاعی تیرهای بتن مسلح با رفتار تیرهای معمولی متفاوت است. این تفاوت اساساً به اثر تنش‌های قائم در مقطع و تغییر شکل‌های برشی در این اعضا نسبت داده می‌شود. تیر عمیق دارای تغییر شکل برشی قابل توجهی است

<sup>1</sup> Rigid diaphragm

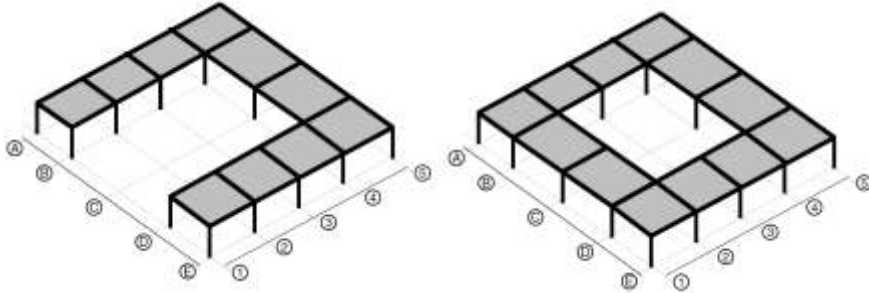
بنابراین استفاده از نظریه خمش ساده برای پیش بینی رفتار آن نامناسب است هم چنین از آنجایی که توزیع تنش و کرنش درمقطع آن غیر خطی است بنابراین نیاز به تحلیل جداگانه‌ای برای تحلیل این تیرها می‌باشد. در این مدل‌سازی، جان تیر همان دیافراگم و بال‌ها عناصر مقاوم جانبی هستند. تحلیل دقیق دیافراگم‌های نیمه صلب بسیار پیچیده می‌باشد. معمولاً برای توزیع بارهای جانبی در دیافراگم‌های نیمه صلب آنها را به صورت تیرهای پیوسته بر روی تکیه‌گاه‌های ارتجاعی در نظر می‌گیرند. در جدول ۸-۱ رفتار برشی یا خمشی دیافراگم‌ها براساس نسبت عمق به دهانه آنها نشان داده شده است. وجود بازشوها بزرگ مانند راه‌پله‌ها، آسانسورها و نورگیرها در دیافراگم می‌تواند باعث ایجاد شکست برش آن گردد. در این حالت بایستی با مسلح نمودن اطراف بازشوها از خرابی‌های احتمالی جلوگیری گردد.

جدول ۸-۱ رفتار دیافراگم افقی برای نسبت‌های مختلف عمق به دهانه

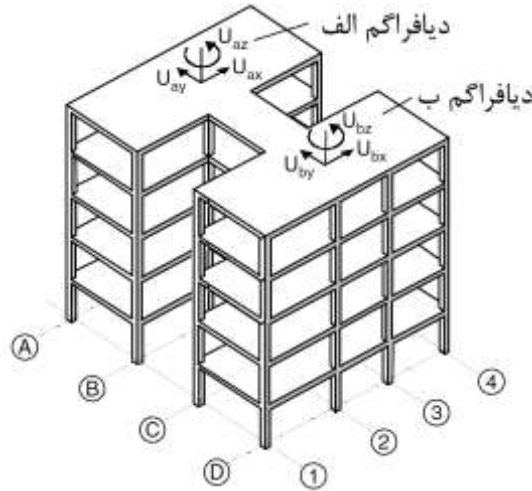
نسبت عمق به دهانه	رفتار	مشارکت پاسخ	
		برش	خمش
۱	تیر عمیق	✓	
۲	تیر عمیق تا سخت	✓	
۴	تیر سخت	✓	✓
۱۰	تیر انعطاف پذیر		✓



شکل ۸-۱۰ تشبیه دیافراگم افقی به تیر عمیق؛ توزیع نیرو (چپ) و خرابی‌های متداول (راست) در بسیاری از نرم‌افزارهای تحلیل امکان‌اتی وجود دارد که می‌توان دیافراگم‌ها را به صورت کاملاً صلب در نظر گرفت. در این حالت تعداد درجات آزادی برای هر کف به سه کاهش می‌یابد (دو درجه آزادی انتقالی و یک درجه آزادی پیچشی).

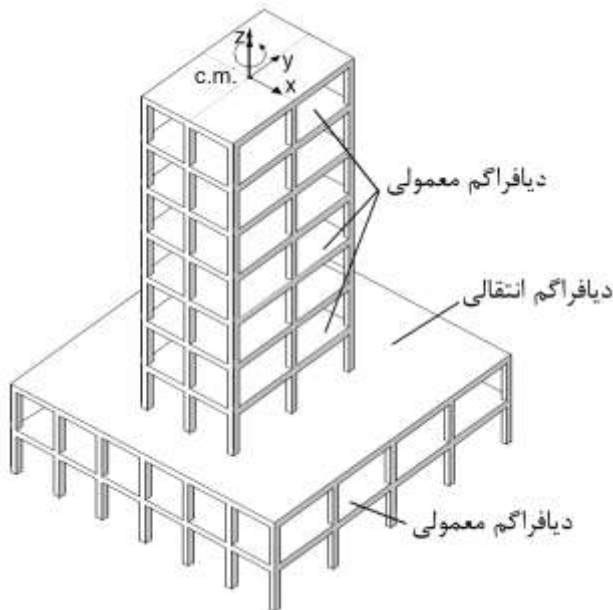


شکل ۸-۱۱ نمونه‌ای دیافراگم‌ها که به سبب هندسه نمی‌توان آنها را صلب فرض نمود در شکل ۸-۱۱ نمونه‌هایی از دیافراگم‌هایی را نشان می‌دهد که به سبب هندسه آنها نایبستی به صورت صلب در نظر گرفته شوند. در حالاتی که برخی از ستون‌ها در یک طبقه به دیافراگم کف متصل نیستند نایبستی آنها را جزو دیافراگم صلب در نظر گرفت زیرا با این مدلسازی تغییر مکان‌های آنها به مانند دیافراگم خواهد بود. شکل ۸-۱۲ یک حالت متداول در ساختمان‌های آپارتمانی را نشان می‌دهد که برای در نظر گرفتن تغییرشکل‌های محوری و خمشی نایبستی دیافراگم‌های (الف) و (ب) به صورت مستقل مدلسازی شوند.



شکل ۸-۱۲ دیافراگم‌های مستقل

هرگاه در بخش قائم سیستم باربر، تغییر در سختی نسبی و یا تغییر در موقعیت المان‌های باربر جانبی در بالا و پایین یک دیافراگم وجود داشته باشد، این دیافراگم‌ها باید قادر باشند علاوه بر نیروهای اینرسی وارد شده به آن کف، نیروهای متمرکز بوجود آمده را نیز منتقل نمایند (شکل ۸-۱۳).



شکل ۸-۱۳ دیوارگم انتقالی

اصول اساسی در طراحی دیوارگم عبارتند از:

- دیوارگم بایستی دارای مقاومت کافی در برابر اثرات تنش خمشی و برشی بوجود آمده به صورت همزمان و جداگانه باشد.
  - اعضای که دیوارگم را با اجزای مقاوم جانبی متصل می‌کنند بایستی دارای مقاومت کافی برای انتقال نیرو باشند.
  - بازشوهای موجود در دیوارگم بایستی به صورت مناسبی مسلح شوند.
- طبق بند ۲-۹ استاندارد ۲۸۰۰، دیوارگم‌ها بایستی برای نیروهای جانبی مطابق رابطه زیر محاسبه شوند:

$$F_{pi} = \frac{\left( F_i + \sum_{j=i}^n F_j \right)}{\sum_{j=i}^n W_j} W_i \quad (1-8)$$

در این رابطه:

$F_{pi}$ : نیروی جانبی وارد به دیوارگم در تراز  $i$

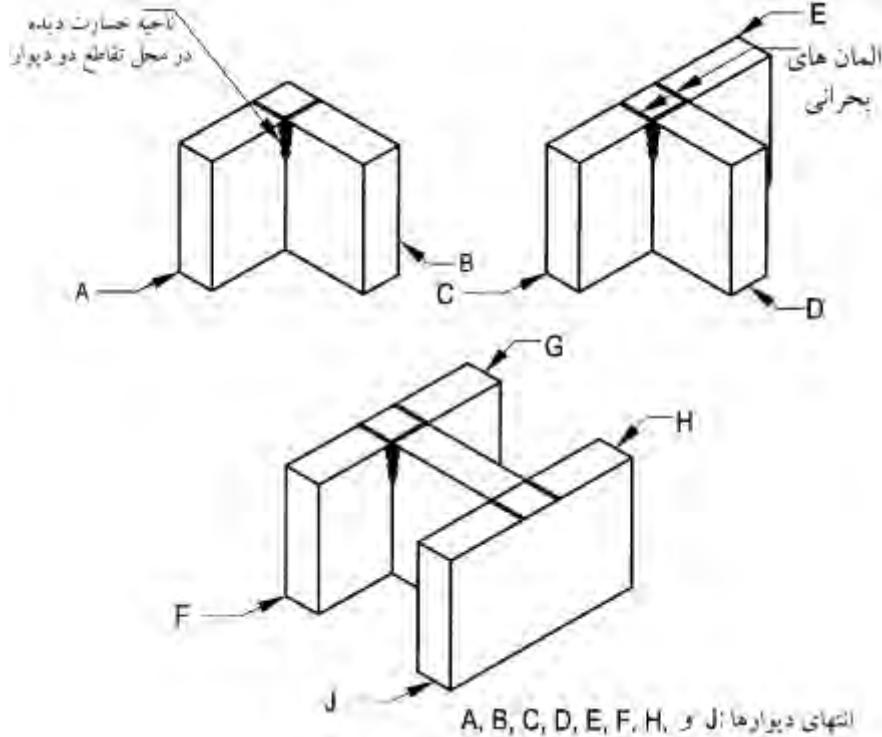
$W_i$ : وزن دیوارگم و اجزای متصل به آن در تراز  $i$ ، شامل قسمتی از بار زنده مطابق ضابطه بند ۲-

۳-۱، استاندارد ۲۸۰۰ می‌باشد. حداقل مقدار  $F_{pi}$  برابر با  $0.35AIW_i$  است، و حداکثر آن لازم

نیست بیش تر از  $0.7AIW_i$  در نظر گرفته شود. در صورتی که لازم باشد دیافراگم علاوه بر نیروی زلزله طبقه، نیروی جانبی اعضای قائمی را که در قسمت بالا و پایین دیافراگم بر روی یکدیگر واقع نشده‌اند، به یکدیگر منتقل نماید، مقدار این نیروها نیز باید به نیروی به دست آمده از رابطه فوق اضافه شود. طبق ضوابط ACI318-95، حداقل ضخامت بتن روی دیافراگم، برای انتقال نیروهای جانبی به اجزای لرزه‌بر، برابر ۵ سانتیمتر است.

### ۸-۶- پیکربندی سازه

یک ساختمان نامنظم که بر اساس تمام ضوابط آیین‌نامه طراحی می‌شود، ممکن است در حین زلزله رفتار مناسبی از خود نشان ندهد. شکل‌های پیچیده سازه باعث ایجاد تمرکز تنش در برخی نقاط می‌شود. همانطور که قبلاً بیان شد، نامنظمی در سازه‌ها به دو صورت نامنظم در ارتفاع و نامنظم در پلان بیان می‌شود. در این حالت استفاده از روش تحلیل استاتیکی معادل منجر به جواب‌های نادرست شده و بایستی از روش‌های دینامیکی نیز استفاده شود. در این حالت آیین‌نامه‌های طراحی برای مطمئن شدن از پاسخ مطلوب سازه، معمولاً جریمه‌ها و محدودیت‌هایی را در نظر می‌گیرد. سازه‌هایی با شکل‌های L، H، T و X شکل جزو پیکربندی‌های نامناسب می‌باشند. در شکل ۸-۱۴ نمونه‌ای از شکل‌های نامناسب نشان داده شده است.



شکل ۸-۱۴ مثال‌هایی از ساختمان‌هایی با پی‌کرنبدی نامناسب  $L$ ،  $H$  و  $T$  شکل

### ۸-۷- ضوابط لرزه‌ای آیین‌نامه $UBC97$ و استاندارد ۲۸۰۰

در آیین‌نامه  $UBC97$  آموخته‌های زیادی از زلزله‌های نورتریج در سال ۱۹۹۴ و زلزله کوبه در سال ۱۹۹۵ گرفته شد. برخی از رکوردهای بدست آمده از زلزله‌های نامبرده شده، جزوه رکوردهای نزدیک گسل می‌باشد که در آنها بیشینه شتاب موثر<sup>۱</sup> (EPA)، از مقدار ارائه شده در آیین‌نامه  $UBC94$  برای ناحیه ۴ بود. به همین منظور در آیین‌نامه  $UBC97$  برای اولین بار دو ضریب نزدیکی به گسل  $N_A$  و  $N_V$  برای ناحیه ۴ منظور گردید. لیکن با توجه به قرارگیری برخی شهرهای بزرگ ایران در نواحی نزدیک گسل، هنوز استاندارد ۲۸۰۰، این اثر را در طراحی در نظر نمی‌گیرد. برخی از تغییرات آیین‌نامه  $UBC97$  را می‌توان به صورت زیر نام برد:

✓ در این آیین‌نامه روش اصلی طراحی بر اساس روش طراحی ضرائب بار و مقاومت<sup>۲</sup> ( $LFRD$ ) بوده، لیکن روش تنش مجاز<sup>۱</sup> ( $ASD$ ) نیز پذیرفته شده است.

<sup>۱</sup> Effective peak accelerations (EPA)

<sup>۲</sup> Load factor resistance design (LFRD)

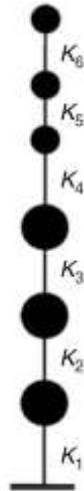
- ✓ در این آیین‌نامه ضریب رفتار که بیانگر میزان شکل‌پذیری سازه بوده، با  $R$  نمایش داده شده است. در ویرایش قبلی این آیین‌نامه، ضریب رفتار با  $R_{10}$  نشان داده شده بود. مقدار ضریب رفتار  $R_{10}$  حدوداً  $1/4$  برابر مقدار ضریب رفتار  $R$  ارائه شده در ویرایش سال ۹۷ این آیین‌نامه می‌باشد.
- ✓ ضرائب نزدیکی به گسل  $N_a$  و  $N_r$  ارائه شده در این آیین‌نامه، جدید بوده که مقدار نیروی زلزله را در نواحی با لرزه‌خیزی بالا افزایش می‌دهد.
- ✓ ارائه ضریب افزونگی  $\rho$  نیز در این آیین‌نامه جدید بوده که بیانگر میزان قابلیت اطمینان سازه و همچنین درجه نامعینی آن می‌باشد.
- ✓ در این آیین‌نامه، خاک‌ها با  $S_A$  تا  $S_F$  نشان داده شده‌اند. در این گروه‌بندی،  $S_A$  مربوط به خاک نوع خیلی سخت،  $S_B$  سنگی،  $S_C$  خاک خیلی سخت،  $S_D$  خاک سخت،  $S_E$  خاک نرم و  $S_F$  خاک نرمی می‌باشد که نیاز به ارزیابی مشخصات خاک برای احداث بنا بر روی آن دارد.

## ۸-۸- ساختمان‌های نامنظم

برای اولین بار در آیین‌نامه UBC و در سال ۱۹۷۳ ضوابطی برای ساختمان‌های نامنظم در نظر گرفته شد. نامنظمی می‌توان شامل نامنظمی در هندسه، طبقه ضعیف، تمرکز جرم و یا ناپیوستگی در سیستم لرزه‌بر باشد. ضوابط ارائه شده در استاندارد ۲۸۰۰ برای ساختمان‌های نامنظم نیز تقریباً همانند آیین‌نامه UBC97 می‌باشد. هر یک از عوامل نامنظمی دارای ضوابط ویژه می‌باشند. در ادامه به برخی از آنها اشاره می‌شود. به عنوان مثال، در شکل ۸-۱۵ نامنظمی در سختی برای یک سازه نشان داده شده است. براساس استاندارد ۲۸۰۰ و UBC سختی جانبی در هیچ طبقه‌ای کمتر از ۷۰٪ سختی جانبی طبقه روی خود و یا کمتر از ۸۰٪ متوسط سختی سه طبقه روی خود نباشد. طبقه‌ای که سختی جانبی آنها کمتر از محدوده عنوان شده در این بند باشد، انعطاف پذیر تلقی شده و طبقه نرم نامیده می‌شوند. به هر حال در صورتی که در یک سازه هر یک از دو شرط ذکر شده نقض گردد، سازه دارای طبقه نرم خواهد بود و در این حالت استفاده از تحلیل دینامیکی اجباری است.

<sup>1</sup> Allowable stress design (ASD)





شکل ۸-۱۵ نامنظمی در سختی؛ وقتی  $K_2 < 0.7K_3$  یا  $K_2 < 0.8 \frac{(K_3 + K_4 + K_5)}{3}$

توزیع جرم در طبقات برای یک سازه در شکل ۸-۱۶ نشان داده شده است. براساس استاندارد ۲۸۰۰ و UBC توزیع جرم در ارتفاع ساختمان، تقریباً یکنواخت باشد به طوری که جرم هیچ طبقه‌ای، به استثنای بام و خرپشته به جرم طبقه زیر خود بیشتر از ۵۰٪ تغییر نداشته باشد.



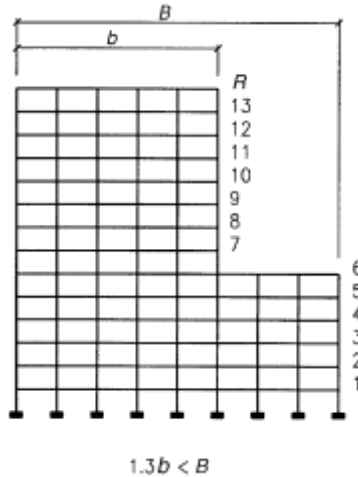
شکل ۸-۱۶ نامنظمی در جرم؛ در حالتی که جرم هر طبقه‌ای بیشتر از ۱۵۰٪ جرم طبقه بالا یا پایین آن

باشد. یعنی  $M_2 > 1.5M_1$  یا  $M_2 > 1.5M_3$

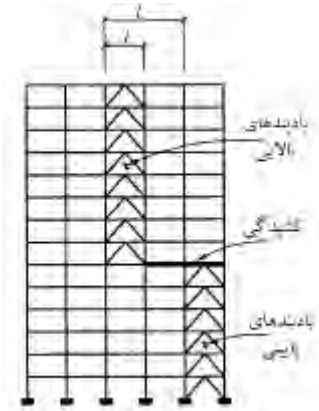
براساس استاندارد ۲۸۰۰ و UBC ساختمان‌های نامنظم به دو گروه، نامنظم در پلان و نامنظم در ارتفاع<sup>۱</sup> تقسیم می‌شوند. نامنظمی در ارتفاع شامل: طبقات نرم و ضعیف، تغییرات زیاد در جرم از یک طبقه به طبقه دیگر و ناپیوستگی در سیستم لرزه‌بر می‌باشند. ساختمان‌های با نامنظمی در

<sup>۱</sup> Vertical and plan irregularities

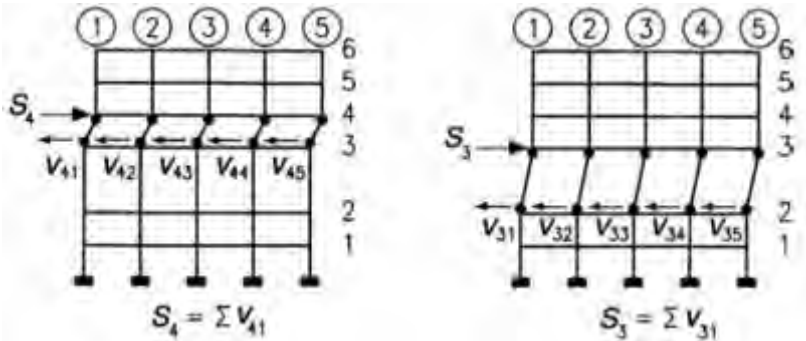
پلان شامل ساختمان‌هایی است که در حین اعمال نیروی جانبی دچار پیچش می‌شوند، ناپیوستگی در دیافراگم کف، ناپیوستگی در مسیر انتقال بارهای جانبی و یا سیستم‌های لرزه‌بر غیرموازی نسبت به محورهای اصلی ساختمان هستند. در شکل ۸-۱۷ نمونه‌ای از یک ساختمان با نامنظمی در ارتفاع نشان داده شده است.



شکل ۸-۱۷ نامنظمی در ارتفاع؛ در این حالت نامنظمی به سبب افزایش ابعاد سیستم مقاوم جانبی بیش از ۱۳۰٪ کل عرض ساختمان ایجاد شده است. به عنوان مثال در صورتی که عرض طبقه ششم برابر ۱۶ متر و عرض طبقه هفتم برابر ۱۰ متر باشد، در این حالت سازه نامنظم می‌باشد  $16m > 1.3 \times 10$ .

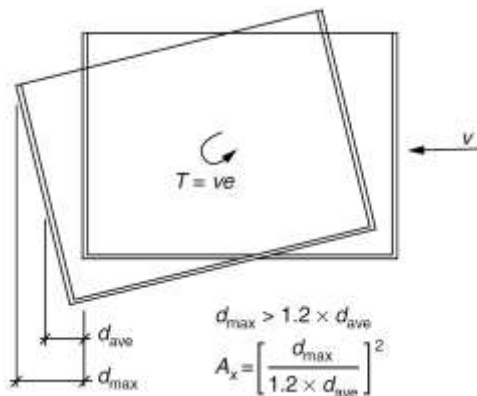


شکل ۸-۱۸ ناپیوستگی درون صفحه؛ در حالتی که  $L > 1$  باشد، سازه در صفحه دارای ناپیوستگی می‌باشد. همچنین براساس استاندارد ۲۸۰۰ و UBC مقاومت جانبی هیچ طبقه‌ای کمتر از ۸۰٪ مقاومت جانبی طبقه روی خود نباشد. در شکل ۸-۱۹ به صورت شماتیک طبقه ضعیف نشان داده شده است.



شکل ۸-۱۹ ناپیوستگی در ظرفیت (طبقه ضعیف) در حالتی که  $S_3 < 0.8S_4$

وجود نامنظمی در پلان سبب ایجاد پیچش در سازه می‌شود. براساس استاندارد ۲۸۰۰ و UBC، خروج از مرکزیت تصادفی در تراز هر طبقه، به منظور در نظر گرفتن احتمال تغییرات اتفاقی توزیع جرم و سختی از یک سو و نیروی ناشی از مولفه پیشروی زلزله از سوی دیگر، در نظر گرفته می‌شود. این خروج از مرکزیت باید در هر دو جهت و حداقل برابر با ۵٪ بعد ساختمان در امتداد عمود بر نیروی جانبی، اختیار شود. در مواردی که ساختمان نامنظم در پلان باشد، خروج از مرکزیت تصادفی حداقل باید در ضریب بزرگنمایی  $A_x$ ، طبق شکل ۸-۲۰ ضرب شود.



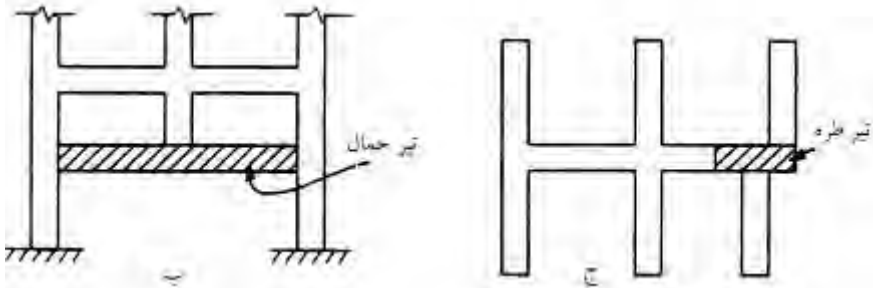
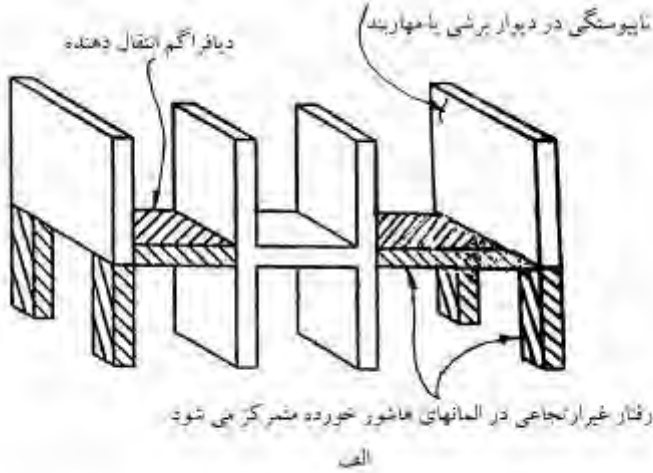
شکل ۸-۲۰ نامنظمی پیشروی؛ در حالتی که  $d_{max}$ ، حداکثر جابجایی طبقه در گوشه به علت خروج از مرکزیت تصادفی، بیش از ۱/۲ برابر میانگین جابجایی‌ها در گوشه‌های متناظر شود.

بایستی از ناپیوستگی در مسیر انتقال بارهای جانبی جلوگیری شود. وجود ناپیوستگی در مسیر انتقال بارهای جانبی سبب تمرکز رفتارهای غیرارتجاعی در برخی المان‌های خاص می‌گردد و ممکن است سبب ایجاد شکست‌های ترد و ناگهانی گردد. در شکل ۸-۲۱ نمونه‌هایی از این نامنظمی نشان داده شده است. در این حالت ستون‌ها یا دیوارهایی در پایین قرار دارند بایستی برای ترکیب بار ویژه زیر نیز طراحی شوند:

$$DL + 0.8LL \pm 2.8EL$$

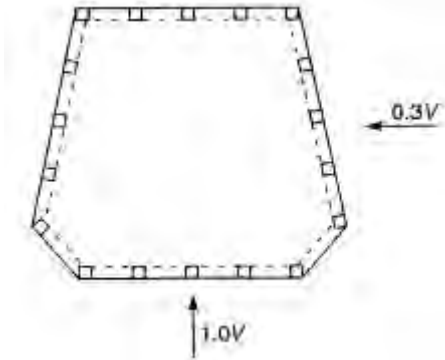
(۲-۸)

$$0.85DL \pm 2.8EL$$

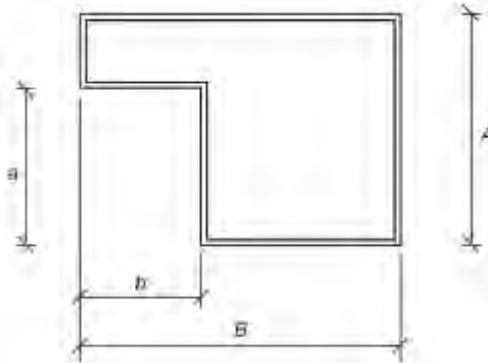


شکل ۲۱-۸ نامنظمی به سبب تغییر در صفحه انتقال باربر جانبی

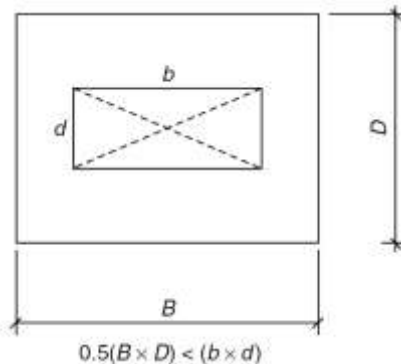
ستون‌هایی که در محل تقاطع دو یا چند سیستم لرزه‌بر قرار دارند و همچنین در سیستم‌های لرزه‌بر غیرموازی، مانند شکل ۲۲-۸، بایستی امتداد نیروی زلزله با زاویه مناسبی که حتی المقدور بیشترین اثر را ایجاد می‌کند، انتخاب شود. برای منظور نمودن بیشترین اثر زلزله، می‌توان صد درصد نیروی زلزله هر امتداد را با ۳۰٪ نیروی زلزله در امتداد عمود بر آن ترکیب کرد. همچنین در طراحی اجزاء، بحرانی‌ترین حالت ممکن از نظر علائم نیروهای داخلی حاصل از زلزله باید ملحوظ گردند. به این منظور بایستی نیروهای زلزله موجود در رابطه (۲-۸) با هر دو علامت مثبت و منفی به کار رود.



شکل ۸-۲۲ نامنظمی به علت سیستم‌های لرزه‌بر غیرموازی



شکل ۸-۲۳ نامنظمی به علت پیش آمدگی یا پس رفتگی در پلان؛ در حالتی که بعد پیش آمده بیش از ۲۵٪ بعد سازه در آن راستا باشد، یا به عبارتی  $b > 0.25B$  یا  $a > 0.25A$



شکل ۸-۲۴ نامنظمی در پلان به سبب ایجاد بازشوهای بزرگ در دیافراگم کف، در حالتی که مساحت بازشو  $bd$  بیش از ۵۰٪ مساحت کف  $BD$  باشد.

در جدول ۸-۲ حالت‌های مختلف نامنظمی در ارتفاع به صورت خلاصه از جدول 16-L آیین‌نامه UBC97 آورده شده است.

جدول ۲-۸ حالت‌های مختلف نامنظمی در ارتفاع

نوع نامنظمی	شکل مرجع	ملاحظات
نامنظمی در سختی - طبقه نرم؛ حالتی که سختی جانبی در طبقه کمتر از ۷۰٪ سختی جانبی طبقه روی خود و یا کمتر از ۸۰٪ متوسط سختی سه طبقه روی خود باشد.	شکل ۸-۱۵	بدون جریمه؛ استفاده از تحلیل دینامیکی برای تعیین نیروهای جانبی الزامی است
سختی در توزیع جرم؛ در حالتی که جرم هر طبقه‌ای بیشتر از ۱۵۰٪ جرم طبقه بالا یا پایین آن باشد.	شکل ۸-۱۶	بدون جریمه؛ استفاده از تحلیل دینامیکی برای تعیین نیروهای جانبی الزامی است
نامنظمی در هندسه ارتفاع؛ در اینحالت نامنظمی به سبب افزایش ابعاد سیستم مقاوم جانبی بیش از ۱۳۰٪ کل عرض ساختمان ایجاد شده است	شکل ۸-۱۷	بدون جریمه؛ استفاده از تحلیل دینامیکی برای تعیین نیروهای جانبی الزامی است
ناپیوستگی در صفحه برابر جانبی؛ جابجایی در مکان المان‌های مقاوم جانبی بیش از طول المان باشد.	شکل ۸-۱۸	استفاده از ترکیب بار ویژه برای طراحی المان‌های پایین
ناپیوستگی در ظرفیت - طبقه ضعیف؛ در حالتی که مقاومت طبقه‌ای کمتر از ۸۰٪ مقاومت جانبی طبقه روی خود باشد.	شکل ۸-۱۹	افزایش بارهای زلزله برای اعضای زیرین توسط ضریب $\Omega_0$

همچنین در جدول ۳-۸ حالت‌های مختلف نامنظمی در پلان به صورت خلاصه از جدول M-16 آیین‌نامه UBC97 آورده شده است. بطور کلی برخی از مزایای پیکربندی‌های منظم در سازه‌ها را می‌توان بصورت زیر خلاصه نمود:

- کاهش نسبت ارتفاع به عرض سازه = کاهش لنگر واژگونی
- ارتفاع برابر طبقات = سختی برابر ستون‌ها و دیوارهای برشی
- تقارن در پلان = کاهش پیچش
- سیستم‌های مقاوم برابر در دو جهت = متعادل نمودن مقاومت در دو جهت
- عدم پس رفتگی در پلان = حذف تمرکز تنش در سازه
- استفاده از سیستم‌های مقاوم در پیرامون = افزایش مقاومت پیچشی
- دهانه‌های کوتاه = کاهش تنش در اعضا

- نامعین تر ساختن سازه = افزایش افزونگی
- مسیر انتقال بار مستقیم = حذف تمرکز تنش

جدول ۸-۳ حالت‌های مختلف نامنظمی در پلان

نوع نامنظمی	شکل مرجع	ملاحظات
نامنظمی پیچشی؛ در حالتی که $d_{max}$ ، حداکثر جابجایی طبقه در گوشه به علت خروج از مرکزیت تصادفی، بیش از ۱/۲ برابر میانگین جابجایی‌ها در گوشه‌های متناظر شود	شکل ۸-۲۰	افزایش نیروی پیچشی توسط ضرب بزرگنمایی $A_x$
نامنظمی به سبب پیش آمدگی یا پس رفتگی؛ در حالتی که بعد پیش آمده بیش از ۲۵٪ بعد سازه در آن راستا باشد	شکل ۸-۲۳	آماده سازی المان‌های دیافراگم برای تحمل بارهای اعمال شده
ناپیوستگی در دیافراگم؛ به سبب ایجاد بازشوهای بزرگ در دیافراگم کف	شکل ۸-۲۴	آماده سازی المان‌های سازه‌ای برای انتقال بارهای دیافراگم به سیستم سازه‌ای و مسلح نمودن اطراف بازشو
تغییر در صفحه باربر؛ سبب تغییر در صفحه انتقال باربر جانبی	شکل ۸-۲۱	استفاده از ترکیب بار ویژه طراحی، افزایش یک سوم در تنش مجاز اعمال نشود.
سیستم لرزه‌بر غیرموازی، سیستم‌های لرزه‌بر غیرموازی	شکل ۸-۲۲	طراحی برای اثرات متعامد

### ۸-۸-۱- پیچش

پیچش تصادفی<sup>۱</sup> که به دلایل نامعلوم ممکن است به سبب تغییر در توزیع جرم و سختی رخ دهد بایستی در نظر گرفته شود. این خروج از مرکزیت بایستی در هر دو جهت و حداقل برابر با ۵٪ بعد سازه در آن طبقه، در امتداد عمود بر نیروی جانبی، اختیار شود. در صورتی که ساختمان از جزو ساختمان‌های نامنظم در پلان به حساب آید و یا اینکه تغییر مکان افقی دو انتهای ساختمان بیش از ۲۰٪ میانگین جابجایی‌ها باشد، ساختمان نامنظم پیچشی بوده و مقدار خروج از مرکزیت اتفاقی بایستی در ضرب بزرگنمایی  $A_x$  مطابق رابطه زیر ضرب شود:

<sup>۱</sup> Accidental torsion

$$A_x = \left[ \frac{\delta_{\max}}{1.2\delta_{\text{avg}}} \right]^2 \leq 3.0 \quad (۳-۸)$$

که در رابطه فوق  $\delta_{\text{avg}}$ ، میانگین تغییرمکان دو انتهای ساختمان در تراز  $x$ ؛  $\delta_{\max}$  نیز حداکثر تغییرمکان در تراز  $x$  است. مقدار  $A_x$  بین ۱ تا ۳ می‌باشد.

### ۸-۸-۲- ضریب افزونگی و قابلیت اطمینان

در آیین‌نامه UBC97، مقدار نیروی برشی بدست آمده، بایستی در ضریب افزونگی  $\rho$  که نشان دهنده درجه نامعینی سیستم می‌باشد، ضرب شود.

$$1.0 \leq \rho = 2 - \frac{6.1}{r_{\max} \sqrt{A_B}} \leq 1.5 \quad (۴-۸)$$

که در رابطه فوق،  $A_B$ ، مساحت کف طبقه بر حسب متر مربع،  $r_{\max}$  حداکثر نسبت برش المان طبقه می‌باشد. مقدار  $r_i$  برابر با مقدار بیشترین نیروی ایجاد شده در تمام المان موجود در هر طبقه به برش آن طبقه می‌باشد. حداکثر نسبت برش  $r_{\max}$  بیشترین مقدار  $r_i$  در دو سوم ارتفاع ساختمان می‌باشد. در ساختمان‌های با شکل‌پذیری ویژه، در صورتی که ضریب افزونگی  $\rho$  از  $1/25$  تجاوز نماید، بایستی با اضافه نمودن دهانه، مقدار درجه نامعینی سیستم بالا برده شود. برای محاسبه مقدار جابجایی طبقه و همچنین در مناطق با لرزه‌خیزی کم و متوسط مقدار  $\rho = 1.0$  می‌باشد. در ساختمان‌های با دیوار برشی، مقدار ضریب افزونگی  $\rho$  به طول و تعداد دیوار برشی و مساحت کف طبقه بستگی دارد. در ساختمان‌های با قاب خمشی مقدار ضریب افزونگی  $\rho$  به مساحت کف و همچنین تعداد ستون‌ها بستگی خواهد داشت. همچنین در ساختمان‌های مهاربندی شده، مقدار ضریب افزونگی  $\rho$  به مساحت کف و همچنین تعداد مهاربندهای موجود در طبقه بستگی دارد. برای سیستم‌های لرزه‌بر دوگانه، مقدار ضریب افزونگی  $\rho$  به صورت زیر محاسبه می‌گردد:

- ✓ مقدار  $r_{\max}$  ناشی از سهم قاب خمشی محاسبه می‌گردد.
- ✓ مقدار  $r_{\max}$  ناشی از سهم مهاربندها یا دیوارهای برشی محاسبه می‌گردد.
- ✓ مقدار ضریب افزونگی ساختمان برابر با  $0.8$  مقدار حداکثر ضریب افزونگی  $\rho$  بدست آمده از هر یک از گام‌های اول و دوم خواهد بود.
- مقدار ضریب افزونگی  $\rho$  برای اجزاء زیر برابر یک می‌باشد:
- ✓ دیافراگم‌ها، بجز دیافراگم‌های منتقل کننده نیرو بین سیستم مقاوم جانبی که در صفحه خود دچار ناپیوستگی می‌باشد.
- ✓ اجزاء غیر سازه‌ای



با استفاده از ضریب افزونگی می‌توان میزان سختی سازه را تعیین نمود. به عنوان مثال می‌توانیم تعداد مهاربندهای مورد نیاز در یک ساختمان فولادی بر حسب مساحت طبقات با مساوی قرار دادن ضریب افزونگی  $\rho = 1$  تعیین نمود.

$$\rho = 2 - \frac{6.1}{r_{\max} \sqrt{A_B}} = 1 \Rightarrow \frac{6.1}{r_{\max} \sqrt{A_B}} = 1 \Rightarrow r_{\max} = \frac{6.1}{\sqrt{A_B}}$$

$$\text{تعداد مهاربندهای مورد نیاز} = \frac{1}{r_{\max}} = \frac{\sqrt{A_B}}{6.1} = 0.164 \sqrt{A_B}$$

که در رابطه فوق،  $A_B$ ، مساحت کف طبقه بر حسب متر مربع است.

### ۸-۳-۸ حدود تغییرمکان

برای تعیین جابجایی‌های حداکثر استاندارد ۲۸۰۰ و UBC97، کاملاً مشابه می‌باشد. تغییرمکان ارتجاعي در زیر اثر بارهای جانبی زلزله با فرض رفتار خطی سازه را با  $\Delta_s$  نشان می‌دهند. برای تعیین این تغییرمکان مقدار ضریب افزونگی  $\rho$  برابر یک در نظر گرفته می‌شود. برای تعیین تغییرمکان ارتجاعي  $\Delta_s$  می‌توان از یک تحلیل استاتیکی و یا دینامیکی استفاده نمود. حداکثر پاسخ غیرارتجاعي سازه به صورت زیر بدست می‌آید:

$$\Delta_M = 0.7R\Delta_s \quad (۵-۸)$$

که در رابطه فوق،  $R$ ، ضریب رفتار سازه می‌باشد. همچنین  $\Delta_M$ ، تغییرمکان جانبی نسبی واقعی طرح در طبقه می‌باشد. برای محاسبه حداکثر تغییرمکان، بایستی هر دو اثر انتقال و پیچش در نظر گرفته شوند. همچنین اثر  $P\Delta$  نیز برای محاسبه تغییرمکان حداکثر  $\Delta_M$  در نظر گرفته شود، مگر اینکه که اثر آن ناچیز باشد. محدوده تغییرمکان حداکثر  $\Delta_M$  برای سازه‌های با دوره تناوب کمتر از  $0.7$  ثانیه به صورت زیر می‌باشد:

$$\Delta_M < 0.025h \quad (۶-۸)$$

و همچنین برای سازه‌های با دوره تناوب بیشتر از  $0.7$  ثانیه به صورت زیر می‌باشد:

$$\Delta_M \leq 0.02h \quad (۷-۸)$$

که در روابط فوق  $h$  ارتفاع طبقه می‌باشد. دیده می‌شود که مقدار حداکثر جابجایی طبقه برای ساختمان‌های با دوره تناوب کوتاه و بلند به ترتیب برابر  $2/5\%$  و  $2\%$  ارتفاع طبقه می‌باشد. به عنوان مثال برای یک ساختمان با ارتفاع ۳ متر، حداکثر جابجایی غیرارتجاعي معادل ۶ سانتیمتر می‌باشد. بر اساس بند ۶-۱۰-۳ مبحث ششم از مقررات ملی، مقدار تغییرمکان جانبی ایجاد شده تحت بارهای باد، نبایستی از  $0.05$  برابر ارتفاع آن طبقه از تراز سطح زمین تجاوز کند. برای یک ساختمان با ارتفاع ۳ متر، حداکثر تغییرمکان، تحت بارهای باد برابر با  $1/5$  سانتیمتر می‌باشد که

یک چهارم مقدار تغییرمکان حداکثر تحت بارهای زلزله است. برای تعیین مقدار تغییرمکان ارتجاعی  $\Delta_s$  بایستی از ترکیب بارهای زیر استفاده شود:

$$1.2DL + 1.0EL + 0.5LL \quad (۸-۸)$$

$$0.9DL + 1.0EL \quad (۹-۸)$$

در سازه‌های بتن مسلح، در تعیین تغییرمکان جانبی نسبی طرح، ممان اینرسی مقطع ترک خورده قطعات را می‌توان، مطابق توصیه مبحث نهم از مقررات ملی، برای تیرها  $0.35I_g$ ، برای ستون‌ها  $0.7I_g$  و برای دیوارها  $0.35I_g$  یا  $0.7I_g$  نسبت به میزان ترک خوردگی، منظور کرد. برای زلزله، بهره‌برداری مقادیر این ممان اینرسی‌ها را می‌توان تا  $1/5$  برابر افزایش داد و از اثر  $P \cdot \Delta$  نیز صرف نظر نمود. براساس بند 1630.1.2 آیین‌نامه UBC97، برای قاب‌های خمشی فولادی بایستی اثر تغییرشکل برشی چشمه اتصال نیز در تخمین جابجایی طبقه در نظر گرفته شود و همچنین در سازه‌های بتن مسلح و بنایی برای در نظر گرفتن اثر ترک خوردگی، ممان اینرسی مقاطع را برابر نصف در نظر می‌گیرد.

در آیین‌نامه UBC97 مقدار جابجایی‌های سازه نسبت به ویرایش قبلی تغییر قابل ملاحظه‌ای داشته است. مقدار تغییرمکان جانبی نسبی واقعی طرح در طبقه بر اساس UBC97 برابر  $\Delta_M = 0.7R\Delta_s$  بوده ولی در UBC94 برابر  $3/8R_w\Delta$  می‌باشد. مقدار  $\Delta$  در UBC94 بایستی تحت بارهای زلزله سطح بهره‌برداری تعیین گردد، در حالی که  $\Delta_s$  در UBC97 بایستی تحت نیروهای طراحی زلزله سطح مقاومت تعیین گردند. با یک مقایسه اجمالی بین این دو ویرایش داریم:

$$\frac{(\Delta_M)_{1997}}{(\Delta_M)_{1994}} = \frac{0.7R\Delta_s}{3/8R_w\Delta} = \frac{0.7R(1.4\Delta)}{0.375(1.4R)\Delta} = \frac{0.7}{0.375} = 1.87 \approx 2$$

بنابراین دیده می‌شود مقدار تغییرمکان جانبی نسبی واقعی طرح در طبقه بر اساس UBC97 حدوداً دو برابر مقدار تجویز شده در UBC94 است. لیکن در UBC94 در سازه‌های بتن مسلح، در تعیین تغییرمکان جانبی نسبی طرح، ممان اینرسی مقطع ترک نخورده قطعات مورد استفاده قرار می‌گرفت ولی در UBC97 و استاندارد ۲۸۰۰ در تعیین تغییرمکان جانبی نسبی طرح، ممان اینرسی مقطع ترک خورده قطعات بایستی در نظر گرفته شود.

#### ۸-۸-۴ ترکیب بارها در UBC97

تاکید این آیین‌نامه بر روش طراحی حالات حدی LFRD بوده لیکن روش طراحی تنش مجاز ASD نیز پذیرفته شده است. در این قسمت ترکیب‌های بار طراحی به هر دو روش در دو بخش

ارائه می‌گردد. در دسته اول افزایش یک سوم در تنش مجاز برای بارهای باد و زلزله مجاز نبوده ولی برای دسته دوم امکان پذیر است.

ترکیب‌های اصلی بار برای طراحی به روش **LRFD**:

❖ تمام مواد به غیر از بتن (عدم افزایش یک سوم در بارهای زلزله و باد)

$$U = 1.4D \quad \circ$$

$$U = 1.2D + 1.6L + 0.5(L_r \text{ یا } S) \quad \circ$$

$$U = 1.2D + 1.6(L_r \text{ یا } S) + (f_1L \text{ یا } 0.8W) \quad \circ$$

$$U = 1.2D + 1.3W + f_1L + 0.5(L_r \text{ یا } S) \quad \circ$$

$$U = 1.2D + E + (f_1L + f_2S) \quad \circ$$

$$U = 0.9D \pm (\rho E \text{ یا } 1.3W) \quad \circ$$

که در ترکیب بارهای فوق،  $U$ ؛ ترکیب بار نهایی،  $D$  بار مرده،  $E$  بار زلزله که ترکیبی از بارهای زلزله قائم و افقی به صورت  $E = \rho E_h \pm E_v$  بدست آمده است،  $L$  بار زنده،  $L_r$  بار زنده بام،  $S$  بار برف،  $f_1$  برای پارکینگ‌ها، ساختمان‌های مهم و برای کف‌هایی که بار زنده آنها بیش از ۵۰۰ کیلوگرم بر متر مربع باشد برابر یک و برای بقیه بارهای زنده برابر ۰/۵ می‌باشد،  $f_2$  برای بام‌های دندانه‌ای برابر ۰/۷ و برای بقیه موارد برابر ۰/۲ می‌باشد،  $\rho$  ضریب افزونگی سازه،  $W$  بار باد می‌باشد.

❖ برای ساختمان‌های بتنی (عدم افزایش یک سوم در بارهای زلزله و باد)

$$U = 1.4D + 1.7L \quad \circ$$

$$U = 0.75(1.4D + 1.7L + 1.7W) \quad \circ$$

$$U = 0.9D + 1.3W \quad \circ$$

$$U = 1.2D + 1.0E + f_1L + f_2S \quad \circ$$

$$U = 0.9D + 1.0E \quad \circ$$

برای دیدن دیگر ترکیبات بار شامل فشار جانبی خاک  $H$  و تغییرات درجه حرارت می‌توانید به آیین‌نامه ACI 318-02 مراجعه نمایید.

ترکیب‌های اصلی بار برای طراحی به روش **ASD**: (عدم افزایش یک سوم در بارهای زلزله و باد)

$$U = D \quad \circ$$

$$U = D + L + (L_r \text{ یا } S) \quad \circ$$

$$U = D + (W \text{ یا } \frac{E}{1.4}) \quad \circ$$

$$U = 0.9D \pm \frac{E}{1.4} \quad \circ$$

$$U = D + 0.75 \left[ L + (L_r \text{ یا } S) + \left( W \text{ یا } \frac{E}{1.4} \right) \right] \quad \circ$$

ضرایب بار زلزله در روش LRFD برابر یک می باشد که حدوداً ۱/۴ برابر روش تنش مجاز هستند. علت این موضوع آن است که ضریب رفتار پیشنهادی در آیین نامه UBC97 بر خلاف نسخه UBC94، بر اساس روش حالات حدی بدست آمده است. ضریب رفتار حاصل از روش حالات حدی حدوداً ۴۰ درصد با ضریب رفتار بدست آمده از روش تنش مجاز کمتر است. نیروی زلزله ترکیبی از نیروهای افقی ناشی از برش پایه و نیروی قائم زلزله می باشد.

ترکیب های دیگر اصلی بار برای طراحی به روش ASD: (افزایش یک سوم در بارهای زلزله و باد)

$$U = D + L + (L_r \text{ یا } S) \quad \circ$$

$$U = D + L + \left( W \text{ یا } \frac{E}{1.4} \right) \quad \circ$$

$$U = D + L + W + \frac{S}{2} \quad \circ$$

$$U = D + L + S + \frac{W}{2} \quad \circ$$

$$U = D + L + S + \frac{E}{1.4} \quad \circ$$

$$U = 0.9D \pm \frac{E}{1.4} \quad \circ$$

که افزایش یک سوم در تنش مجاز برای تمام ترکیبات باری است که در آن بارهای زلزله و باد را شامل می شود.

ترکیب های بار ویژه برای طراحی به روش ASD و LRFD:

$$U = 1.2D + f_1 L + 1.0E_m \quad \circ$$

$$U = 0.9D \pm 1.0E_m \quad \circ$$

که در آن  $E_m = \Omega_0 E_h$  حداکثر نیروی زلزله که ممکن است بر سازه اعمال شود می باشد.

۸-۸-۵ آیین نامه IBC

آخرین ویرایش آیین نامه UBC در سال ۱۹۹۷ بوده که هفتاد و پنجمین ویرایش این آیین نامه می باشد. در سال ۲۰۰۰، آیین نامه IBC جایگزین UBC شد و تا این زمان چهار ویرایش از آیین نامه IBC منتشر شده است. آیین نامه IBC2006 نسبت به ویرایش های قبلی خود تغییرات

قابل توجهی داشته است. از جمله این تغییرات، در جدول 1604.5 این آیین‌نامه می‌باشد. در این جدول ساختمان‌ها از نظر درجه اهمیت طبقه‌بندی شده‌اند. در فصل ۱۹ IBC2006 مربوط به ساختمان‌های بتنی بوده که این آیین‌نامه برای طراحی ساختمان‌های بتنی از ضوابط آیین‌نامه ACI 318 استفاده می‌نماید لیکن در بخش 1908 تغییراتی را در آیین‌نامه ACI 318 اعمال نموده است. فصل ۲۱ این آیین‌نامه مربوط به ساختمان‌های با مصالح بنایی و فصل ۲۲ مربوط به ساختمان‌های فولادی می‌باشد. در UBC97، ۳۶ صفحه برای طراحی ساختمان‌های فولادی در نظر گرفته شده بود که در IBC2000 تعداد صفحات به ۶ و در IBC2003 به ۸ و در حالی که IBC2006 برای طراحی ساختمان‌های فولادی AISC360 را معرفی نمود و در کل حدود ۲ صفحه به این ساختمان‌های اختصاص داده است. از جمله اختلاف‌های قابل توجه بین UBC97 و IBC در فصل ۱۶ این دو آیین‌نامه می‌باشد. در IBC تعیین بارهای مرده، زنده، باد، برف و غیره به آیین‌نامه ASCE 7 ارجاع شده است در حالی که در UBC تعیین جزئیات آنها در خود آیین‌نامه ذکر شده است. از دیگر اختلافات این دو آیین‌نامه در ضوابط لرزه‌ای آنها می‌باشد. اختلاف این دو آیین‌نامه در ضوابط لرزه‌ای ناشی از آن است که ضوابط UBC عمدتاً براساس آیین‌نامه SEAOC بوده، در حالی که ضوابط لرزه‌ای IBC عمدتاً براساس دو آیین‌نامه FEMA و NEHRP می‌باشد. نیروی زلزله در آیین‌نامه UBC97 براساس لرزه‌خیزی منطقه و با در نظر گرفتن گسل‌های اطراف می‌باشد لیکن در آیین‌نامه IBC، براساس آمار شتاب‌نگاشت‌های منطقه است.

## ۸-۹- تیرریزی سقف

منظور جهت قرارگیری تیرچه‌ها در یک راستا می‌باشد. در حالتی ساختمان در هر دو جهت اصلی دارای یک نوع سیستم لرزه‌بر می‌باشد، بهتر است جهت تیرچه‌ها به صورت شطرنجی صورت گیرد. در این حالت علاوه بر توزیع مناسبتر بارهای ثقلی و جانبی، تیرها سنگین نشده و همچنین در حالتی که سقف به صورت تیرچه بلوک یا سقف مرکب باشد، تیرچه‌ها حالت دو سر ساده پیدا کرده و از ایجاد لنگر منفی در تکیه‌گاه‌ها و در نتیجه ترک خوردگی بتن جلوگیری می‌شود. بعلاوه این روش تیرریزی باعث ایجاد صلبیت بیشتر سقف می‌گردد. در ساختمان‌هایی که دارای دیوار برشی هستند برای اتصال بهتر دیافراگم کف به سیستم لرزه‌بر بهتر است جهت تیرچه‌ها عمود بر صفحه دیوار برشی باشد. اکثر طراحان در حالتی که سیستم لرزه‌بر ساختمان در دو جهت متفاوت می‌باشد، اگر فاصله آکس به آکس ستون‌ها خیلی زیاد باشد، تیرریزی را بطوری انجام می‌دهند که نیروهای ثقلی توسط قاب‌های خمشی تحمل گردد (زیرا در این حالت معمولاً کنترل تغییر مکان‌ها حاکم بر طرح است نه مقاومت آنها) و در صورتی که فاصله ستون‌ها از هم کم باشد تیرریزی به صورتی انجام می‌شود که بارهای ثقلی به قاب‌های مهاربندی شده برسد.

## ۸-۱۰- مرکز جرم

با فرض صلبیت سقف، نیروی زلزله در هر طبقه در نقطه‌ای به نام مرکز جرم طبقه وارد می‌شود. در تحلیل‌های کامپیوتری معمولاً کل نیروی جانبی طبقه در این نقطه به صورت متمرکز اعمال شده و هر یک از اعضای مقاوم جانبی با توجه به سختی خود، سهمی از این نیرو را تحمل می‌کنند. همچنین یک از معیارهای بحث شده در فوق برای کنترل نامنظمی سازه، فاصله بین مرکز جرم و سختی طبقه است. مرکز جرم در واقع همان مرکز ثقل جرم‌های موجود در هر یک از طبقات است. در صورتی توزیع نیروهای ثقلی در طبقات یکنواخت باشد، مرکز جرم بر مرکز هندسی طبقه منطبق است در غیر اینصورت برای محاسبه مرکز جرم، سطح به سطوحی کوچک تقسیم شده و با لنگرگیری حول محورهای  $x$  و  $y$  (با در نظر داشتن وزن دیوارها و ستون‌ها)، محل برآیند نیروها که همان مرکز جرم است، مطابق روابط زیر بدست می‌آید.

$$x_{CM} = \frac{\sum(W_i x_{CMi})}{\sum W_i} \quad (۱۰-۸)$$

$$y_{CM} = \frac{\sum(W_i y_{CMi})}{\sum W_i} \quad (۱۱-۸)$$

مرکز سختی طبقه، نقطه‌ای است که مستقل از بارهای وارده به سازه بوده و به آرایش و نوع سیستم‌های لرزه‌بر طبقه بستگی دارد. این نقطه محل تجمع نیروهای مقاوم می‌باشد. برای تعیین سختی یک طبقه در واقع نیروی لازم برای ایجاد یک تغییر مکان واحد در طبقه است. در یک طرح اولیه به دلیل معلوم نبودن سختی المان‌های مقاوم، برای حدس اولیه، معمولاً برای تعیین سختی قاب‌های خمشی از سطح بارگیر آن قاب و در راستای قاب‌های مهاربندی شده و یا دیوار برشی، بصورت مناسبی بزرگتر از قاب‌های مهاربندی نشده (مثلاً نسبت ۴ به ۱) در نظر گرفته می‌شود.

## ۸-۱۱- اثرات لنگر ثانویه

در حالتی که در اثر بارهای جانبی، بارهای ثقلی دچار خروج از مرکزیت می‌شوند، لنگرهای ثانویه‌ای در پای ستون ایجاد شده که به اثر  $P-\Delta$  موسوم است. براساس بند 1630.1.3 آیین‌نامه UBC97 و بند ۲-۶ استاندارد ۲۸۰۰، اگر نسبت لنگرهای ثانویه به لنگرهای اولیه در هر طبقه از ۰/۱ تجاوز نماید، بایستی این اثر در نظر گرفته شود. نسبت بین لنگرهای ثانویه و اولیه شاخص پایداری نام دارد و با  $\theta_i$  برای هر طبقه نمایش داده می‌شود.

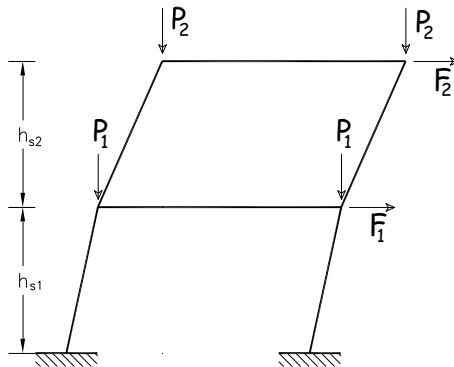
$$\theta_i = \left[ \frac{P\Delta_w}{Vh} \right]_i \quad (۱۲-۸)$$

در رابطه فوق، صورت کسر برابر لنگرهای ثانویه که از ضرب مجموع بارهای مرده و زنده موجود در طبقه  $i$  تا آخر در تغییرمکان جانبی نسبی اولیه در طبقه  $i$ ام بدست می‌آید و مخرج آن بیانگر لنگرهای اولیه که از ضرب مجموع نیروی برشی وارد در طبقه  $i$ ام در ارتفاع آن طبقه بدست می‌آید. با توجه به شکل ۸-۲۵، لنگرهای اولیه در طبقه دوم برابر است با:

$$M_{p2} = F_2 h_{s2}$$

همچنین لنگرهای ثانویه ایجاد شده در اثر جابجایی طبقه به صورت زیر قابل تعیین است:

$$M_{s2} = 2P_2 \Delta_2$$



شکل ۸-۲۵ اثرات لنگرهای ثانویه بر روی قاب

بنابراین شاخص پایداری برای این طبقه به صورت زیر قابل تعیین است:

$$\theta_2 = \frac{M_{s2}}{M_{p2}}$$

میزان لنگر اولیه در طبقه اول برابر است با:

$$M_{p1} = (F_1 + F_2) h_{s1}$$

و در نهایت لنگر ثانویه در طبقه اول:

$$M_{s1} = 2(P_1 + P_2) \Delta_1$$

و شاخص پایداری برای طبقه اول:

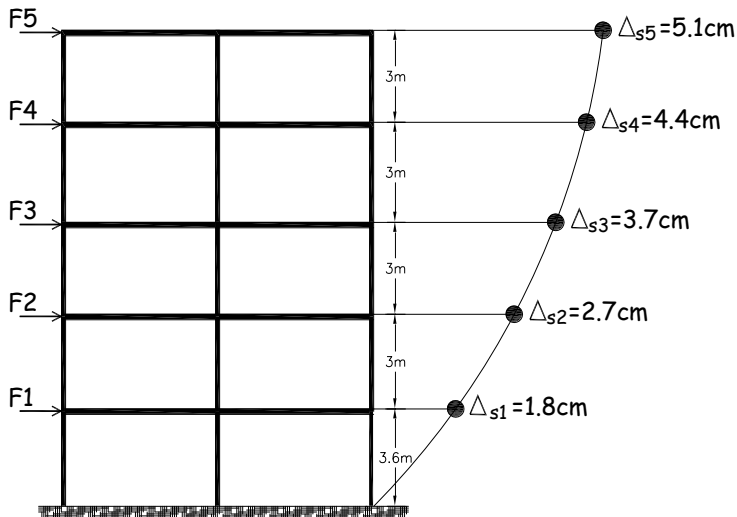
$$\theta_1 = \frac{M_{s1}}{M_{p1}}$$

برای تعیین اثرات  $P-\Delta$  می‌توان از یک تحلیل الاستیک بهره گرفت و برش ایجاد شده در هر طبقه را توسط ضریب بزرگنمایی زیر افزایش داد:

$$a_d = \frac{\theta}{1 - \theta} \quad (۸-۱۳)$$

بعبارتی دیگر، برش پایه ایجاد شده در هر طبقه بایستی در ضریب بزرگنمایی  $1+a_d$  ضرب شده و جابجایی‌ها و نیروهای ایجاد شده در هر یک از اعضای دوباره محاسبه می‌شود.

مثال) ساختمان ۵ طبقه نشان داده شده در شکل ۸-۲۶ را در نظر بگیرید. نیروی جانبی  $F_x$  در تراز هر طبقه ناشی از نیروهای زلزله بر سازه اعمال شده‌اند و طبقات مطابق شکل تحت اثر بارهای جانبی دچار تغییر شکل جانبی شده‌اند. منظمی و نامنظمی سازه زیر را از نظر وجود طبقه نرم در آن تعیین نمایید.



شکل ۸-۲۶ تغییر مکان جانبی قاب دو بعدی

حل) براساس استاندارد ۲۸۰۰ و UBC سختی جانبی در هیچ طبقه‌ای کمتر از ۷۰٪ سختی جانبی طبقه روی خود و یا کمتر از ۸۰٪ متوسط سختی سه طبقه روی خود نباشد. طبقه‌ای که سختی جانبی آنها کمتر از محدوده عنوان شده در این بند باشد، انعطاف پذیر تلقی شده و طبقه نرم نامیده می‌شوند. با استفاده از تعاریف فوق مقادیر جابجایی نسبی هر یک از طبقات را کنترل می‌نماییم. مقدار رانش نسبی یا جابجایی نسبی برای هر طبقه، از تقسیم تغییر مکان آن طبقه نسبت به طبقه پایینی، بر ارتفاع آن طبقه حاصل می‌شود.

$$\frac{\Delta_{s1}}{h_1} = \frac{(1.8-0)}{360} = 0.005$$

$$\frac{\Delta_{s2} - \Delta_{s1}}{h_2} = \frac{(2.7-1.8)}{300} = 0.003$$

$$\frac{\Delta_{s3} - \Delta_{s2}}{h_3} = \frac{(3.7-2.7)}{300} = 0.00333$$



طراحی لرزه‌ای سازه‌ها

$$\frac{\Delta_{S4} - \Delta_{S3}}{h_4} = \frac{(4.4 - 3.7)}{300} = 0.00233$$

کنترل تغییرمکان نسبی طبقات:

$$0.7 \times \frac{\Delta_{S1}}{h_1} = 0.0035 > 0.003 \quad \text{طبقه نرم}$$

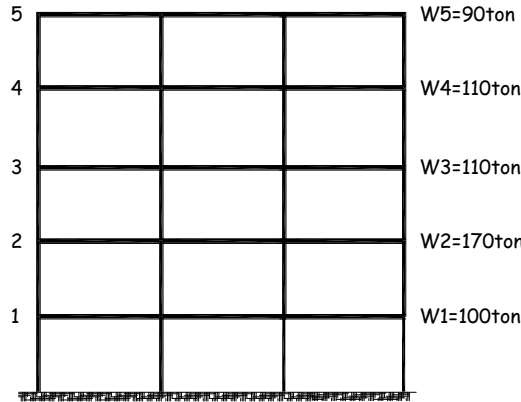
$$0.8 \times \frac{\Delta_{S1}}{h_1} = 0.8 \times 0.005 = 0.004 > \frac{1}{3}(0.00233 + 0.00333 + 0.003) = 0.00288 \quad \text{طبقه نرم}$$

براساس بند 1630.10.1 آیین‌نامه UBC97 و بند ۲-۵-۳ استاندارد ۲۸۰۰، برای تعیین تغییرمکان نسبی طبقات بایستی از حداکثر پاسخ غیرارتجاعی سازه ( $\Delta_M$ ) استفاده نمود. لیکن برای محاسبه و کنترل نرمی طبقات می‌توان از تغییرمکان ارتجاعی زیر اثر بارهای جانبی زلزله با فرض رفتار خطی سازه ( $\Delta_S$ ) استفاده نمود. در مثال فوق تنها تغییرمکان نسبی طبقه اول کنترل گردید، لیکن بایستی تمام طبقات کنترل شوند. در جدول زیر این کنترل‌ها برای بقیه طبقات انجام شده است.

طبقه نرم	میانگین رانش نسبی سه طبقه بالا	۸۰٪ رانش طبقه	۷۰٪ رانش طبقه	رانش طبقه	جابجایی نسبی	جابجایی طبقه	طبقه
خیر	-	0.001867	0.001633	0.00233	0.7	5.1	5
خیر	-	0.001867	0.001633	0.00233	0.7	4.4	4
خیر	-	0.002667	0.002333	0.00333	1	3.7	3
خیر	0.00267	0.0024	0.0021	0.00300	0.9	2.7	2
بله	0.00289	0.004	0.0035	0.00500	1.8	1.8	1

مثال) ساختمان ۵ طبقه نشان داده شده در شکل زیر را در نظر بگیرید. وزن هر طبقه ناشی از بارهای مرده و زنده هر یک از طبقات نشان داده شده است. منظمی و نامنظمی سازه زیر را از نظر توزیع جرم در طبقات بررسی نمایید.

براساس استاندارد ۲۸۰۰ و UBC توزیع جرم در ارتفاع ساختمان، تقریباً یکنواخت باشد به طوری که جرم هیچ طبقه‌ای، به استثنای بام و خرپشته به جرم طبقه زیر خود بیشتر از ۵۰٪ تغییر نداشته باشد.



شکل ۸-۲۷ وزن طبقات

در طبقه اول  $1.5 \times W_1 = 1.5 \times 100 = 150 \text{ ton}$

در طبقه سوم  $1.5 \times W_3 = 1.5 \times 110 = 165 \text{ ton}$

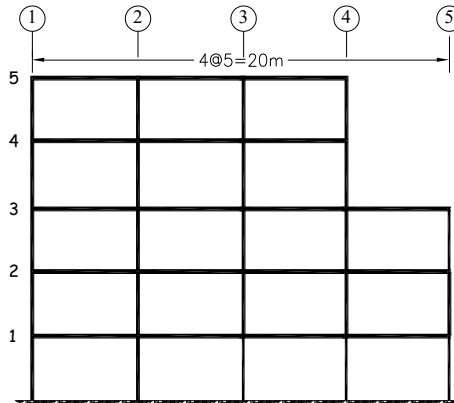
سازه دارای نامنظمی در توزیع جرم است  $W_2 = 170 > 150$

در این حالت که سازه دارای نامنظمی در توزیع جرم است بایستی از تحلیل دینامیکی استفاده نماییم؛ مگر آنکه سازه کمتر از ۵ طبقه یا ۱۸ متر باشد.

مثال) ساختمان ۵ طبقه نشان داده شده در شکل ۸-۲۸ را در نظر بگیرید. سازه در ارتفاع دارای پس نشستگی است. نامنظمی در ارتفاع، برای سازه زیر را بررسی نمایید.

نامنظمی در ارتفاع به سبب افزایش ابعاد سیستم مقاوم جانبی بیش از ۱۳۰٪ کل عرض ساختمان ایجاد می‌شود. در این مثال بایستی پس نشستگی طبقه چهارم مورد بررسی قرار گیرد.

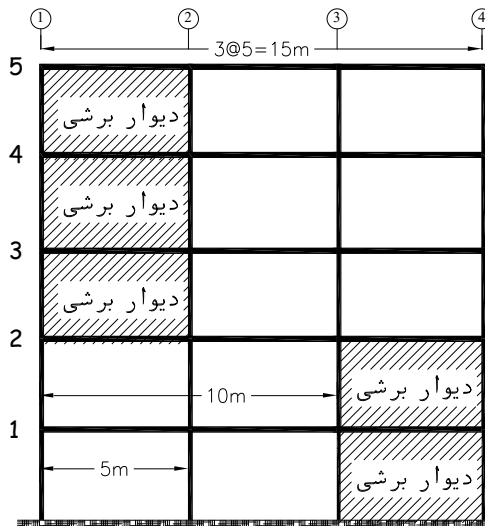
نامنظمی در ارتفاع  $133\% > 130\% \Rightarrow \frac{20}{15} = 1.33$  (نسبت طول طبقه سوم به چهارم)



شکل ۸-۲۸ پس نشستگی در طبقات

در این حالت توزیع مثلثی نیروی زلزله با استفاده روش تحلیل استاتیکی معادل به سبب تغییر عمده در شکل ارتعاش مُد اول با خطای بالایی همراه است.

مثال) ساختمان ۵ طبقه بتنی نشان داده شده در شکل ۸-۲۹ را در نظر بگیرید. دیوارهای برشی واقع در قاب در صفحه مطابق شکل قرار گرفته‌اند. نامنظمی در ارتفاع شامل ناپیوستگی درون صفحه برای سازه زیر را بررسی نمایید.

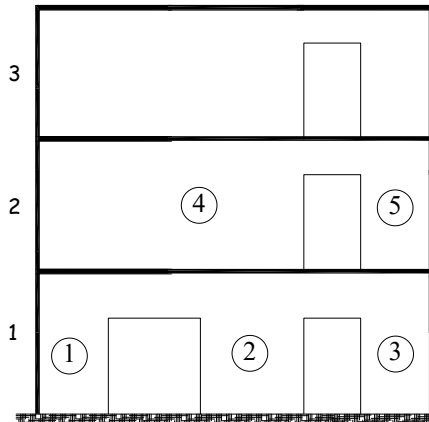


شکل ۸-۲۹ ناپیوستگی درون صفحه

در سازه فوق به دلیل اینکه تغییر در سیستم مقاوم جانبی بیش از بعد آن المان بوده است، بنابراین دارای ناپیوستگی درون صفحه است. به عبارت دیگر فاصله بین انتهای لبه سمت چپ

دیوار برشی بالایی تا لبه سمت چپ دیوار برشی پایینی برابر ۱۰ متر است که بزرگتر از بُعد دیوار برشی (۵متر) است. در حالتی که در سیستم مقاوم جانبی طول ناپیوستگی برابر بُعد سیستم مقاوم جانبی باشد، فقط در لنگر واژگونی سیستم دچار ناپیوستگی بوده و بایستی بند 1630.8.2 آیین‌نامه UBC97 بکار برده شود. لیکن در حالتی که این ناپیوستگی بیش از بُعد سیستم مقاوم جانبی باشد، سیستم دچار ناپیوستگی در انتقال برش می‌باشد و المان‌هایی که در انتقال این برش سهم دارند بایستی طبق بند 1633.2.6 آیین‌نامه UBC97 طراحی شوند. در این مثال ستون‌های زیر دیوار مابین آکس‌های ۱ و ۲ بایستی طبق بند 1630.8.2 و 1921.4.4.5 آیین‌نامه UBC97 و المان‌های مابین آکس‌های ۲ و ۳ در طبقه دوم که وظیفه انتقال برش را بر عهده دارند بایستی طبق 1633.2.6 آیین‌نامه UBC97 طراحی شوند.

مثال) در قاب بتنی نشان داده شده در شکل ۸-۳۰ که دارای بازشوهایی مطابق شکل است. در صورتی که  $V_n$  مقاومت برشی اسمی هر یک از دیوارهای برشی باشد که بر اساس بند 1921.6.5 آیین‌نامه UBC97 محاسبه شده است و  $V_m$  مقاومت برشی متناظر با مقاومت خمشی اسمی که بر اساس بند 1921.6.6 آیین‌نامه UBC97 محاسبه شده، باشد، نامنظمی سازه فوق را برای حالت نامنظمی در توزیع مقاومت بررسی نمایید.



شکل ۸-۳۰ نامنظمی در توزیع مقاومت طبقات

بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ و UBC مقاومت جانبی هیچ طبقه‌ای کمتر از ۸۰٪ مقاومت جانبی طبقه روی خود نباشد. در جدول زیر مقادیر مقاومت‌های برشی و خمشی اسمی نشان داده شده است. با استفاده از کمترین دو مقدار  $V_n$  و  $V_m$  داریم:

دیوار برشی	$V_n$ (تن)	$V_m$ (تن)
۱	۲۰	۳۰
۲	۳۰	۴۰

۳	۱۵	۱۰
۴	۸۰	۱۲۰
۵	۱۵	۱۰

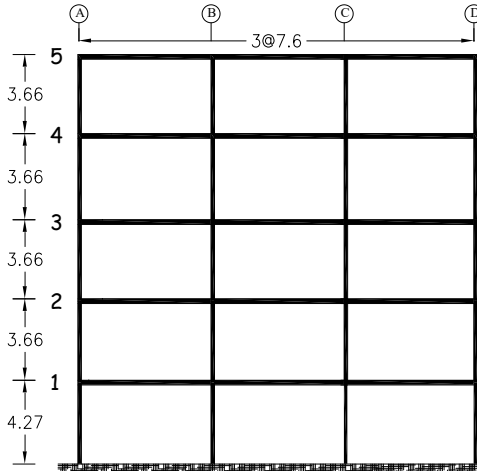
تن  $۶۰ = ۲۰ + ۳۰ + ۱۰ =$  مقاومت طبقه اول

تن  $۹۰ = ۸۰ + ۱۰ =$  مقاومت طبقه دوم

طبقه ضعیف است. تن  $۷۲ = ۰/۸(۹۰) > ۶۰$  در نتیجه

در این حالت براساس بند 1629.9.1 آیین‌نامه UBC97، برای ساختمان‌های با بیش از دو طبقه یا ۹ متر، مقاومت طبقه ضعیف بایستی برای نسبت  $۰/۸$  مقاومت طبقه بالایی به مقاومت طبقه پایینی و یا برای  $\Omega_0$  برابر نیروهای جانبی طراحی شوند. در مثال، دیوارهای طبقه اول بایستی برای مقاومت  $۱/۲ = ۰/۶۰$ ، یا برای  $\Omega_0$  برابر نیروهای جانبی طراحی شوند.

مثال) سازه نشان داده شده در شکل ۸-۳۱ را در نظر بگیرید. مقاومت طبقه اول و دوم را تعیین و طبقه اول را از نظر وجود طبقه ضعیف بررسی نمایید. لنگر خمیری تیرهای تراز اول و دوم ( $M_b = ZF_y$ ) برابر  $۳۴۵۶۳۷۴$  کیلوگرم سانتیمتر، لنگر خمیری ستون‌های واقع در آکس‌های A، B، C و D در هر دو تراز ( $M_c = Z(F_y - f_a)$ ) معادل  $۲۷۶۵۰۹۹$  کیلوگرم سانتیمتر و ظرفیت لنگر اتصال ستون به پی برابر  $۱۳۸۲۵۴۹$  کیلوگرم سانتیمتر می‌باشد.



شکل ۸-۳۱ سازه پنج طبقه و سه دهانه

ابتدا مقاومت طبقه اول را مورد بررسی قرار می‌دهیم. ستون‌های واقع بر آکس‌های A و D را از نظر کنترل ستون قوی تیر ضعیف بررسی می‌نماییم.

$$2M_c = 5530198 > M_b = 3456374$$

بنابراین در اینجا حالت ستون قوی و تیر ضعیف را داریم. حال برش ستون‌ها کنترل می‌شود. در صورتی که ضخامت سقف را برابر ۴۰ سانتیمتر در نظر بگیریم، ارتفاع خالص طبقه اول برابر ۴/۲۷-۰/۴=۳/۸۷ می‌باشد.

$$V_A = V_D = \frac{\frac{M_b}{2} + M_f}{387} = \frac{1728187 + 1382549}{387} = 8038.078 \text{ kg}$$

ستون‌های واقع بر آکس‌های B و C را از نظر کنترل ستون قوی تیر ضعیف بررسی می‌نماییم.  
 $2M_c = 5530198 < 2M_b = 6912748$

در اینجا ستون ضعیف و تیر قوی موجود می‌باشد. حال برش ستون‌ها کنترل می‌شود.

$$V_B = V_C = \frac{M_c + M_f}{387} = \frac{2765099 + 1382549}{387} = 10717.44 \text{ kg}$$

$$\text{مقاومت طبقه اول} = V_A + V_B + V_C + V_D = 2(8038.078) + 2(10717.44) = 37511.03 \text{ kg}$$

مقاومت طبقه دوم نیز به صورتی مشابه تعیین می‌شود. در طبقه دوم ستون‌های واقع بر آکس‌های A و D را از نظر کنترل ستون قوی تیر ضعیف بررسی می‌نماییم.

$$2M_c = 5530198 > M_b = 3456374$$

بنابراین در اینجا نیز حالت ستون قوی و تیر ضعیف را داریم. در صورتی که ضخامت سقف را برابر ۴۰ سانتیمتر در نظر بگیریم، ارتفاع خالص طبقه اول برابر ۳/۲۶-۰/۴=۳/۶۶ می‌باشد.

$$V_A = V_D = \frac{\frac{M_b}{2} + \frac{M_b}{2}}{326} = \frac{1728187 + 1728187}{326} = 10602.37 \text{ kg}$$

ستون‌های واقع بر آکس‌های B و C را از نظر کنترل ستون قوی تیر ضعیف بررسی می‌نماییم.

$$2M_c = 5530198 < 2M_b = 6912748$$

در اینجا ستون ضعیف و تیر قوی موجود می‌باشد. حال برش ستون‌ها کنترل می‌شود.

$$V_B = V_C = \frac{M_c + M_c}{326} = \frac{2765099 + 2765099}{326} = 16963.8 \text{ kg}$$

$$\text{مقاومت طبقه دوم} = V_A + V_B + V_C + V_D = 2(10602.37) + 2(16963.8) = 55132.34 \text{ kg}$$

همانطور که دیده شد مقاومت طبقه اول برابر ۳۷۵۱۱ و مقاومت طبقه دوم برابر ۵۵۱۳۲ می‌باشد. بنابراین:

$$37511 < 0.8 \times 55132 = 44105 \text{ kg}$$

پس طبقه اول شرایط طبقه ضعیف را دارد.

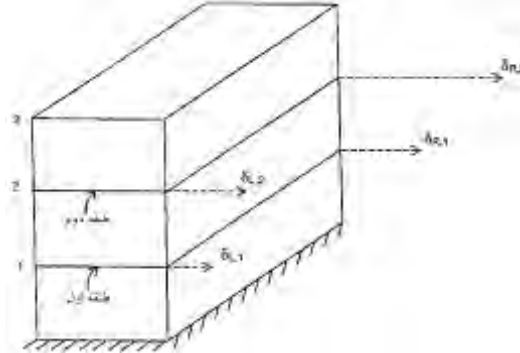
مثال) ساختمان ۳ طبقه نشان داده شده در شکل ۸-۳۲ را در نظر بگیرید. در صورتی که مقدار تغییرمکان‌های انتهای سازه به صورت زیر باشد، نامنظمی پیچشی سازه را بررسی نمایید. همچنین ضریب بزرگنمایی پیچشی از  $A_3$  را محاسبه نمایید.

$$\delta_{L,2} = 3.3cm$$

$$\delta_{R,2} = 4.83cm$$

$$\delta_{L,1} = 2.54cm$$

$$\delta_{R,1} = 3.05cm$$



شکل ۸-۳۲ تعیین نامنظمی پیچشی در سازه

طبق استاندارد ۲۸۰۰ و UBC97 برای منظمی در پلان، در هر طبقه حداکثر تغییرمکان نسبی در انتهای ساختمان، با احتساب پیچش تصادفی، بیشتر از ۲۰٪ با متوسط تغییرمکان نسبی دو انتهای ساختمان در آن طبقه اختلاف نداشته باشد. در ادامه، اندیس  $R$  به معنی سمت راست و اندیس  $L$  به معنی سمت چپ سازه است. بنابراین در این مثال نامنظمی پیچشی وقتی ظاهر خواهد شد که،

$$\Delta_{\max} = \Delta_{R,x} > \frac{1.2(\Delta\delta_{R,x} + \Delta\delta_{L,x})}{2} = 1.2(\Delta_{\text{avg}})$$

در حالی که  $\Delta\delta_{R,x} = \delta_{R,2} - \delta_{R,1}$ ،  $\Delta\delta_{L,2} = \delta_{L,2} - \delta_{L,1}$  بوده و همچنین

$$\Delta\delta_{\text{avg}} = \frac{\Delta\delta_{L,x} + \Delta\delta_{R,x}}{2} \text{ بیان می‌شود. بنابراین:}$$

$$\Delta_{L,2} = 3.3 - 2.54 = 0.76cm$$

$$\Delta_{R,2} = 4.83 - 3.05 = 1.78cm$$

$$\Delta_{\text{avg}} = \frac{0.76 + 1.78}{2} = 1.27cm \quad \Rightarrow \quad \frac{\Delta_{\max}}{\Delta_{\text{avg}}} = \frac{\Delta_{R,2}}{\Delta_{\text{avg}}} = \frac{1.78}{1.27} = 1.4 > 1.2$$

وقتی که نامنظمی پیچشی داشته باشیم، بایستی برون محوری حداقل (۰.۵٪) در ضریب بزرگنمایی  $A_3$  ضرب شود. این ضریب بایستی به صورت مجزا برای هر طبقه محاسبه شود. به عنوان مثال برای طبقه دوم داریم:

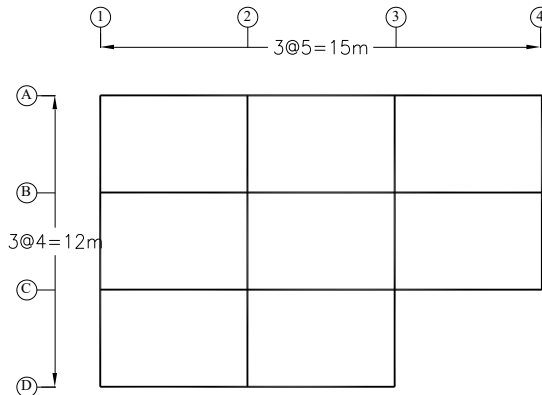
$$A_j = \left( \frac{\delta_{\max}}{1.2\delta_{\text{avg}}} \right)^2 \quad 1 \leq A_j \leq 3$$

$$\delta_{\max} = \delta_{R,2} = 4.83 \text{ cm} \quad \text{بنابراین} \quad \delta_{\text{avg}} = \frac{\delta_{L,2} + \delta_{R,2}}{2} = \frac{3.3 + 4.83}{2} = 4.065 \text{ cm}$$

$$A_2 = \left( \frac{4.83}{1.2 \times 4.065} \right)^2 = 0.98 < 1$$

بنابراین از  $A_j = 1$  استفاده می‌شود. در صورتی که از یک تحلیل دینامیکی استفاده شود، بایستی مقادیر  $\Delta\delta_{\max}$  و  $\Delta\delta_{\text{avg}}$  بایستی برای هر یک از مدها بدست آمده، و با یکی از روش‌های SRSS یا CQC با یکدیگر ترکیب شوند. در حالتی که برای تعیین تغییرمکان‌ها از روش اساتاتیکی معادل استفاده می‌شود، علامت مثبت و منفی تغییرمکان‌ها رعایت می‌شود، لیکن در حالتی که از روش دینامیکی طیفی استفاده می‌شود، به دلیل ترکیب آماری جابجایی‌ها، تمام آنها با علامت مثبت ظاهر خواهند شد که در این حالت بایستی پاسخ، هر یک از مدها به صورت جداگانه بررسی شده و مقادیر نهایی با هم ترکیب شوند.

مثال) پلان شکل ۸-۳۳ که دارای پسرقتگی می‌باشد را از نظر نامنظمی در پلان بررسی نمایید.

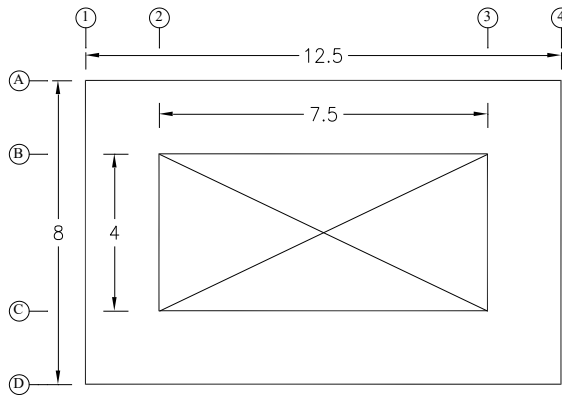


شکل ۸-۳۳ نامنظمی در هندسه پلان

طبق استاندارد ۲۸۰۰ و UBC97، وقتی سازه در پلان منظم است که در آن اندازه فرورفتگی یا پیش‌آمدگی در پلان در هر امتداد، از ۲۵ درصد بعد خارجی ساختمان در آن امتداد بیشتر نباشد. در این پلان مقدار پس‌نشستگی پلان در امتداد افقی برابر  $5/15 = 33.33\%$  می‌باشد که بیشتر از ۲۰٪ بعد سازه می‌باشد. بنابراین پلان نامنظم می‌باشد.

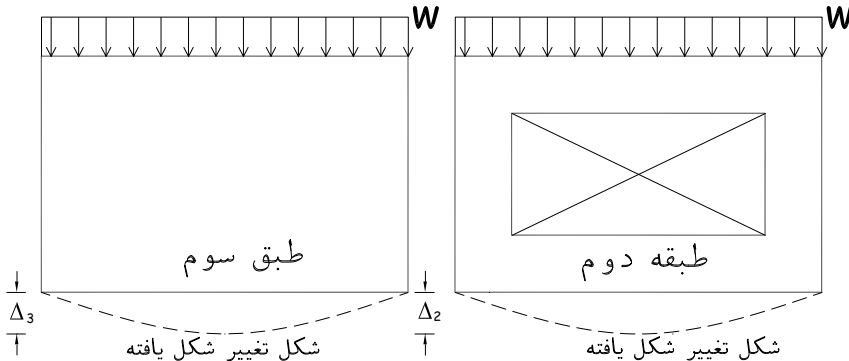
مثال) پلان یک ساختمان پنج طبقه که همانند شکل ۸-۳۴ را در نظر بگیرد که دیافراگم کف طبقه دوم به میزان نشان داده شده دارای ناپیوستگی می‌باشد. نامنظمی پلان را در اثر فقدان بخشی از دیافراگم بررسی نمایید.





شکل ۸-۳۴ ناپیوستگی در دیافراگم کف

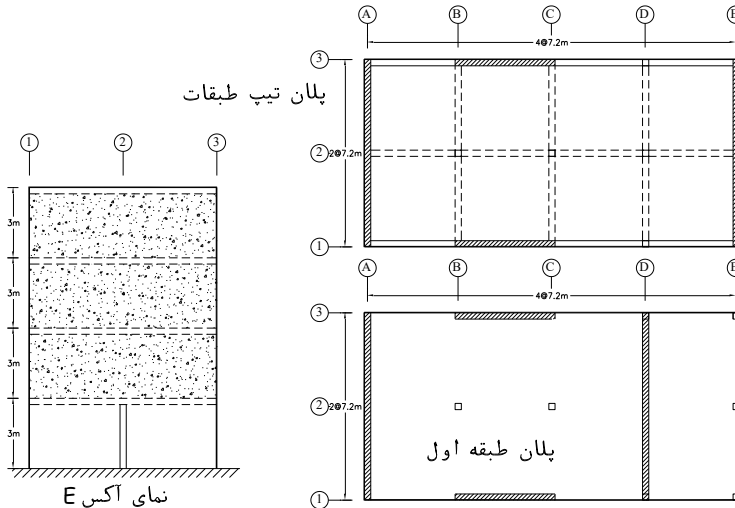
برای منظمی بایستی مجموع سطوح بازشو در هر طبقه از ۵۰ درصد سطح کل دیافراگم آن طبقه تجاوز ننماید. در این مثال مساحت کل دیافراگم برابر  $8 \times 12.5 = 100m^2$  و مساحت بازشو برابر  $4 \times 7.5 = 30m^2$  بوده که ۵۰٪ کل آن برابر  $0.5 \times 100 = 50m^2$  می‌باشد. چون  $30 < 50$  می‌باشد، بنابراین ناپیوستگی در دیافراگم نداریم. در چنین مواردی بایستی سختی دیافراگم طبقه‌ای که دارای بازشو هست را محاسبه و با سختی دیافراگم بدون بازشو مقایسه نمود. در صورتی که تغییرات سختی بیش از ۵۰٪ باشد، در این حالت ناپیوستگی در دیافراگم داریم. برای محاسبه سختی دیافراگم مطابق روند زیر عمل می‌نماییم.



شکل ۸-۳۵ بررسی ناپیوستگی دیافراگم کف

مطابق شکل ۸-۳۵ دیافراگم هر طبقه به مانند یک تیر دو سر ساده عمیق تحت یک بار یکسان با شدت دلخواه (مثلاً یک تن بر متر) قرار می‌گیرد. در صورتی که  $\Delta_2 > 1.5\Delta_3$  باشد، آنگاه در دیافراگم ناپیوستگی داریم.

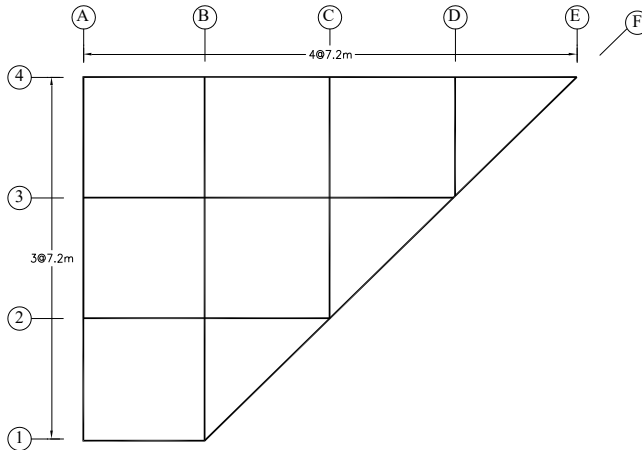
مثال) برای ساختمان بتنی چهار طبقه نشان داده شده در شکل ۸-۳۶، که دارای سیستم مقاوم جانبی به صورت دیوار برشی می‌باشد، نامنظمی به سبب تغییر در صفحه باربر جانبی را در صورت وجود بین طبقات یک و دو بررسی نمایید. آرایش جانمایی دیوارهای برشی در شکل نشان داده شده است.



شکل ۸-۳۶ تعیین نامنظمی به سبب تغییر در صفحه باربر جانبی

نامنظمی به سبب تغییر در صفحه باربر وقتی رخ می‌دهد که در صفحه انتقال بارهای جانبی مثل دیوار برشی تغییر ایجاد شود. در شکل فوق این نامنظمی به علت تغییر صفحه دیوار برشی روی محور E در طبقات و جانمایی آن روی محور D داده است. بنابراین سازه فوق دارای نامنظمی در صفحه باربر است.

مثال) پلان طبقات برای ساختمانی ۱۰ طبقه مانند شکل ۸-۳۷ را در نظر بگیرید که قاب‌های پیرامونی سازه بر روی آکس‌های ۱، ۴، A و F به صورت قاب خمشی با شکل‌پذیری ویژه می‌باشد. نامنظمی سازه را در اثر وجود وجه‌های غیر موازی بررسی نمایید.



شکل ۸-۳۷ ساختمان با اضلاع غیر موازی

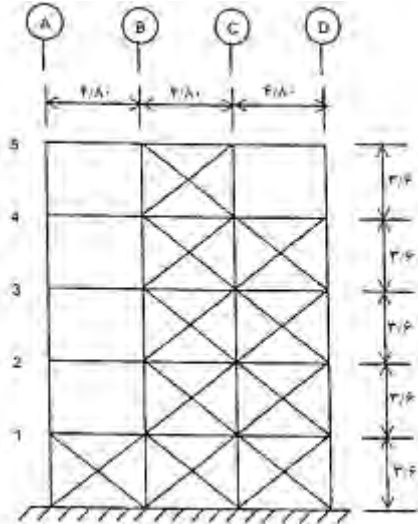
در این سازه براحتی دیده می‌شود که ضلع F با ضلع واقع بر روی محور A غیر موازی بوده بوده، بنابراین این سازه دارای نامنظمی به سبب اضلاع غیر موازی است. (مثال) برای سه سیستم نشان داده شده در شکل ۸-۳۸ تا شکل ۸-۴۰، مقدار ضریب افزونگی  $\rho$  را بر اساس آیین‌نامه UBC97 تعیین نمایید.

$$1.0 \leq \rho = 2 - \frac{6.1}{r_{\max} \sqrt{A_B}} \leq 1.5$$

که در رابطه فوق،  $A_B$ ، مساحت کف طبقه بر حسب متر مربع،  $r_{\max}$  حداکثر نسبت برش المان طبقه می‌باشد. مقدار  $r_i$  برابر با مقدار بیشترین نیروی ایجاد شده در تمام المان موجود در هر طبقه به برش آن طبقه می‌باشد.

(الف) قاب مهاربندی شده: برای این قاب اطلاعات بدست آمده از توزیع نیروی جانبی بر آن به صورت زیر است. ابعاد پلان ۱۴/۴ در ۴۰ متر است.

طبقه i	نیروی برش طبقه	نیروی بادبند (E)	مولفه افقی ( $F_x$ )	$r_i = F_x / V_i$
1	430 ton	123	99	0.23
2	331 ton	132	106	0.320
3	234 ton	50.8	40.6	0.173
4	145 ton	41.3	33.1	0.228
5	در ارتفاع بیش از دو سوم ساختمان نیازی نیست			

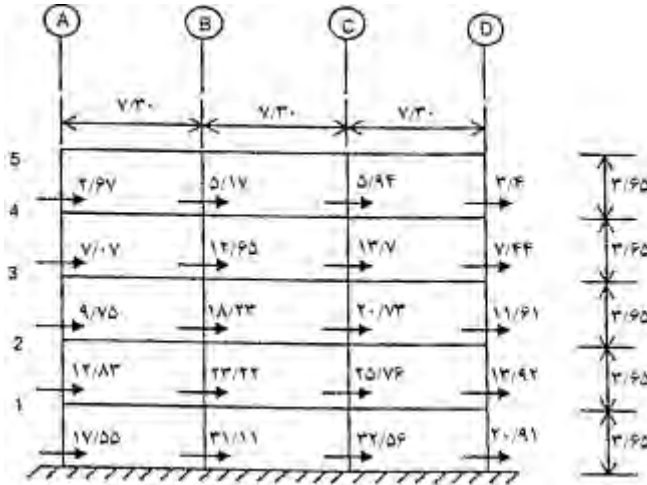


شکل ۸-۳۸ تعیین ضریب افزونگی برای قاب مهاربندی شده

مساحت کف طبقه برابر  $40 \times 14.4 = 576$  می‌باشد. همچنین مولفه افقی نیروی زلزله در هر بادبند، برابر  $F_x = \frac{4}{5} E$  می‌باشد. که حداکثر نیروی ایجاد شده در یک بادبند قطری در طبقه نام است. برای قاب مهاربندی شده، مقدار  $r_i$  برابر حداکثر نیروی افقی مولفه  $F_x$  در یک المان بادبند تقسیم بر کل برش آن طبقه است. در این مثال  $r_{max} = 0.32$  می‌باشد. بنابراین:

$$\rho = 2 - \frac{6.1}{r_{max} \sqrt{A_B}} = 2 - \frac{6.1}{0.32 \times \sqrt{576}} = 1.2$$

ب) قاب خمشی: در این حالت ابعاد پلان  $21/9$  در  $31/65$  متر است. در قاب‌های خمشی مقدار  $r_i$  برابر حداکثر جمع برش دو ستون مجاور یکدیگر تقسیم بر برش آن طبقه می‌باشد. در صورتی که ستون در کنار باشد، کل برش آن ستون و در صورتی که ستون در وسط قرار گرفته باشد،  $70\%$  برش آن ستون در نظر گرفته می‌شود. بنابراین مقدار  $r_i$  برابر حداکثر جمع  $0.7V_C + V_D$  یا  $0.7(V_B + V_C)$  تقسیم بر برش طبقه  $V_i$  می‌باشد. در قاب‌های خمشی ویژه مقدار افزونگی نایبستی از  $1/25$  تجاوز نماید. در صورت تجاوز از  $1/25$ ، بایستی با اضافه نمودن دهانه‌های قاب، این مقدار کاهش داده شود.



شکل ۸-۳۹ تعیین ضریب افزونگی برای قاب خمشی

طبقه	$V_i$	$V_A + 0.7V_B$	$0.7(V_B + V_C)$	$0.7V_C + V_D$	$r_i$
۱	176	39.33	44.57	43.70	0.253
۲	138.8	29.08	34.29	31.95	0.247
۳	103.42	22.51	27.27	26.12	0.264
۴	68.5	15.93	18.45	17.03	0.27
۵	در ارتفاع بیش از دو سوم ساختمان نیازی نیست				

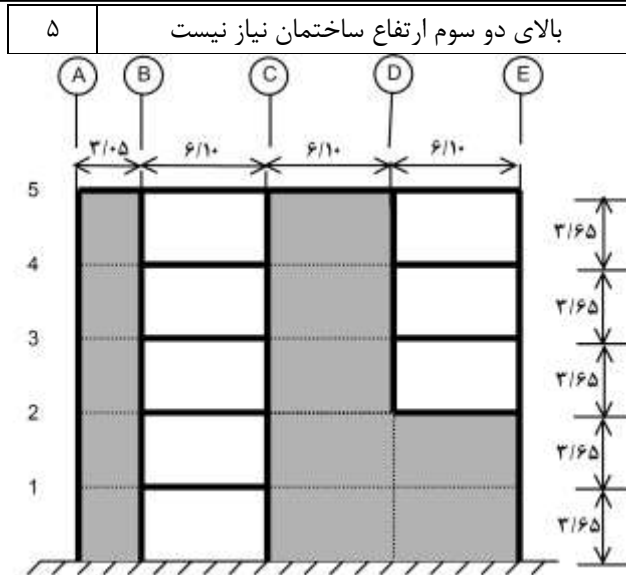
$r_{\max} = 0.27$

$$\rho = 2 - \frac{6.1}{r_{\max} \sqrt{A_B}} = 2 - \frac{6.1}{0.27 \times \sqrt{693.13}} = 1.14 < 1.25 \quad OK$$

پ) قاب به همراه دیوار بررسی: در این حالت ابعاد پلان ۲۱/۳۵ در ۳۶/۵۵ متر است. بنابراین مساحت کف طبقه برابر ۷۸۰/۳۸ متر مربع خواهد بود. در صورتی که  $V_w$  برش ایجاد شده در دیوار

باشد،  $r_i$  حداکثر  $\frac{V_{wi}}{V_i} \left( \frac{3.05}{l_w} \right)$  می‌باشد. اطلاعات تکمیلی برای حل به صورت زیر است:

طبقه $i$	دیوار A-B			دیوار C-D و C-D-E	
	$V_i$	$V_{wi} (ton)$	$l_w (m)$	$V_{wi} (ton)$	$l_w (m)$
۱	164.6	15.46	3.05	41.9	12.2
۲	130.6	12.2	3.05	34.11	12.2
۳	94	16.46	3.05	31.43	6.1
۴	47.6	8.93	3.05	18.05	6.1



شکل ۸-۴۰ تعیین ضریب افزونگی برای قاب و دیوار برشی

طبقه $i$	$V_i$	دیوار A-B	دیوار CD و C-D-E	$r_i$
		$\frac{V_{wi}}{V_i} \left( \frac{3.05}{L_w} \right)$	$\frac{V_{wi}}{V_i} \left( \frac{3.05}{L_w} \right)$	
۱	164.6	0.094	0.064	0.094
۲	130.6	0.093	0.065	0.093
۳	94	0.175	0.167	0.175
۴	47.6	0.188	0.190	0.190
۵	بالای دو سوم ارتفاع ساختمان نیاز نیست			

$$r_{\max} = r_4 = 0.190$$

$$\rho = 2 - \frac{6.1}{r_{\max} \sqrt{A_B}} = 2 - \frac{6.1}{0.190 \times \sqrt{780.38}} = 0.85 < 1 \Rightarrow \rho = 1$$

بایستی در هر دو جهت مقدار  $\rho$ ، به صورت مجزا محاسبه شود. مقدار  $\rho$  پارامتر خوبی برای ارزیابی تعداد مهاربندها، دیوارهای برشی و یا تعداد دهانه‌ها می‌باشد. در صورتی که مقدار ضریب افزونگی برابر یک یا کمتر از آن باشد به این معنی است که تعداد المان‌های مقاوم جانبی در سازه مناسب است و همچنین در صورتی که ضریب افزونگی بیش از یک باشد، نشان دهنده کمبود این المان‌های مقاوم جانبی در سیستم است. مقدار ضریب افزونگی در بار جانبی زلزله ضرب شده و در صورتی که ضریب افزونگی بیش از واحد باشد، باعث زیاد شدن اثر بارهای جانبی می‌شود.

مثال) در سیستم‌های مثال قبل (مهاربندی، قاب خمشی و قاب به همراه دیوار برشی) به ترتیب حداقل دهانه‌های مهاربندی، حداقل دهانه‌های قاب خمشی و حداقل طول دیوارهای برشی را تخمین بزنید.

الف) قاب مهاربندی شده: در صورتی که  $N_{braces}$  تعداد دهانه‌های مهاربندی شده که حداکثر مولفه نیروی افقی ایجاد شده در المان مهاربندی برابر  $H_{max}$  باشد و فرض نماییم که حداکثر مولفه افقی برابر ۱۲۵٪ مقدار میانگین باشد، داریم:

$$H_{max} = (1.25)H_{average} = (1.25)\frac{V_i}{N_{braces}}$$

$$r_{max} = \frac{H_{max}}{V_i} = \frac{1.25V_i}{N_{braces}(V_i)} = \frac{1.25}{N_{braces}}$$

$$\rho = 2 - \frac{6.1}{r_{max}\sqrt{A_B}} = 2 - \frac{6.1N_{braces}}{1.25 \times \sqrt{A_B}}$$

ب) قاب خمشی: در صورتی که  $N_{bays}$  تعداد دهانه‌های قاب و حداکثر برش ایجاد شده در یک دهانه آن برابر  $V_{bay,max}$  باشد، با فرض حداکثر مولفه افقی برابر ۱۲۵٪ مقدار میانگین داریم:

$$V_{bay,max} = (1.25)\frac{V_i}{N_{bays}}$$

$$r_{max} = \frac{V_{bay,max}}{V_i} = \frac{1.25}{N_{bays}}$$

$$\rho = 2 - \frac{6.1N_{bays}}{1.25\sqrt{A_B}}$$

پ) قاب به همراه دیوار برشی: در این سیستم  $\Gamma_{max}$  بر اساس تعداد دیوارهای با طول ۳/۰۵ متر تعیین می‌شود. برای دیوارهای برشی در صورتی که  $N_{3,05}$  تعداد قطعات دیوار برشی با طول ۳/۰۵

متر در طبقه نام باشد، حداکثر برش ایجاد شده در این طول برابر  $3.05\left(\frac{V_w}{l_w}\right)_{max}$  می‌باشد. که در

آن  $V_w$  و  $l_w$  برش و طول یک دیوار برشی می‌باشد. با فرض حداکثر مولفه افقی برابر ۱۲۵٪ مقدار میانگین داریم:

$$3.05\left(\frac{V_w}{l_w}\right)_{max} = 1.25\frac{V_i}{N_{3,05}}$$

$$r_{max} = \frac{3.05\left(\frac{V_w}{l_w}\right)_{max}}{V_i} = \frac{1.25}{N_{3,05}}$$

$$\rho = 2 - \frac{6.1N_{3.05}}{1.25\sqrt{A_B}}$$

مثال) در یک ساختمان ۱۵ طبقه که سیستم لرزه‌بر در آن قاب خمشی فولادی با شکل‌پذیری ویژه می‌باشد، اثر  $P-\Delta$  را برای طبقه اول آن بررسی نمایید. منطقه با لرزه‌خیزی خیلی زیاد، ضریب رفتار ۱۰ می‌باشد. در اولین طبقه مجموع بارهای مرده برابر ۳۹۲۰ تن، مجموع بارهای زنده برابر ۱۷۴۶ تن می‌باشد. برش طبقه اول برابر برش پایه بوده که مقدار آن معادل  $V_1 = V = 0.042W = 164.64 \text{ ton}$ ، ارتفاع طبقه اول برابر ۶/۱ متر و جابجایی نسبی طبقه برابر  $\Delta_{w1} = 0.003h_1 = 1.83 \text{ cm}$  می‌باشد.

بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ اثر  $P-\Delta$  که ناشی از بارهای ثقلی می‌باشند در مواردی که شاخص پایداری  $\theta_i$  کمتر از ۱۰٪ باشد ناچیز بوده و می‌تواند نادیده گرفته شود، ولی اگر  $\theta_i$  بیش از ۱۰٪ شود، این اثر بایستی در نظر گرفته شود.

$$\theta_i = \left( \frac{P\Delta_w}{Vh} \right)_i$$

که در رابطه فوق  $\theta_i$  شاخص پایداری،  $P$  نیروهای قائم بدون ضریب بر روی تمام ستون‌های طبقه نام،  $\Delta_w$  تغییرمکان جانبی نسبی اولیه در طبقه نام،  $V$  نیروی برشی طبقه نام و  $h$  ارتفاع طبقه نام است. در واقع صورت رابطه فوق همان لنگرهای ثانویه و مخرج لنگر اولیه می‌باشد. اثر ثانویه  $P-\Delta$  وقتی که  $\theta > 0.1$  باشد، بایستی در نظر گرفته شود. در مناطق با لرزه‌خیزی زیاد و خیلی زیاد، برای قاب‌های خمشی با شکل‌پذیری ویژه در حالتی که  $\frac{\Delta_w}{h} \leq \frac{0.02}{R} = \frac{0.02}{10} = 0.002$  برقرار باشد، در نظر گرفتن اثر  $P-\Delta$  نیاز نیست. بنابراین برای قاب‌های خمشی با شکل‌پذیری ویژه در حالتی که تغییرمکان نسبی طبقه از ۰/۰۰۲ کمتر باشد، در نظر گرفتن اثر  $P-\Delta$  نیاز نیست.

$$\frac{\Delta_{w1}}{h} = \frac{0.003h_1}{h_1} = 0.003 > 0.002$$

برای تعیین نیروهای قائم بایستی تمام بارهای مرده، زنده و برف در نظر گرفته شوند.

$$P_1 = \sum DL + \sum LL + \sum SL = 3920 + 1746 + 0 = 5666$$

$$\theta_1 = \frac{P_1\Delta_{w1}}{V_1h_1} = \frac{5666 \times 0.003h_1}{164.64 \times h_1} = 0.103 > 0.1$$

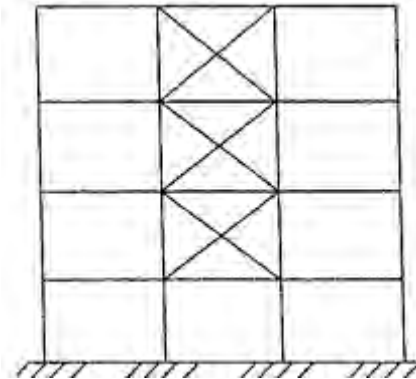
بنابراین اثر  $P-\Delta$  لحاظ شود.

وقتی که اثر  $P-\Delta$  بایستی برای طبقه‌ای در نظر گرفته شود، برش آن طبقه بایستی در ضریب

$$(1+a_d) \text{ ضرب شده و سازه دوباره تحلیل گردد که در آن } a_d = \frac{\theta}{1-\theta} \text{ می‌باشد.}$$

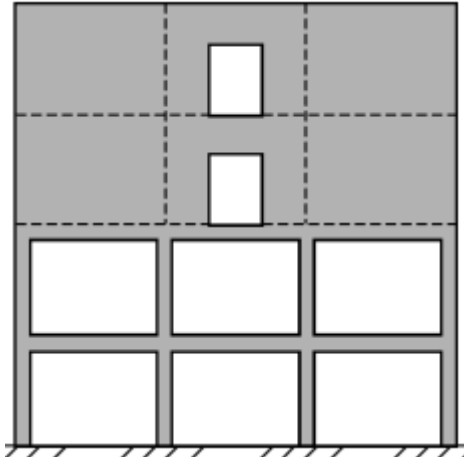


مثال) در قاب نشان داده شده در شکل ۸-۴۱ دو نوع سیستم باربر جانبی در ارتفاع استفاده شده است. طبقه اول قاب‌های خمشی فولادی با شکل‌پذیری ویژه و ویژه با ضریب رفتار ۱۰ و بقیه طبقات قاب ساده ساختمانی با مهاربند هم‌محور و شکل‌پذیری معمولی با ضریب رفتار ۶ می‌باشد. برای طراحی از چه ضریب رفتاری بایستی استفاده شود؟



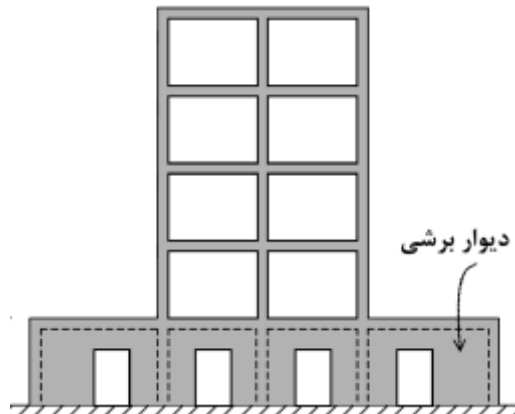
شکل ۸-۴۱ ترکیب سیستم‌های مختلف سازه‌ای در ارتفاع

در این ترکیب به دلیل آنکه سیستم سخت‌تر در قسمت بالایی قرار دارد، بایستی در طراحی ضریب رفتار کمتر ملاک عمل قرار گیرد. بنابراین ضریب رفتار مورد استفاده ۶ می‌باشد. مثال) در شکل ۸-۴۲ سیستم سازه‌ای از دو بخش در ارتفاع تشکیل شده است. قسمت پایینی قاب خمشی بتنی با شکل‌پذیری ویژه و ضریب رفتار ۱۰ و قسمت بالایی دیوار باربر بتنی با ضریب رفتار ۵ می‌باشد. ضریب رفتار مناسب برای تعیین برش پایه را تعیین نمایید. بر اساس استاندارد ۲۸۰۰، با توجه به اینکه قسمت بالایی سخت است، بایستی ضریب رفتار کمتر در نظر گرفته شود. به عبارتی ضریب رفتار ۵ برای تعیین برش پایه مورد استفاده قرار می‌گیرد.



شکل ۸-۴۲ سازه با دو سیستم لرزه‌بر در ارتفاع

مثال) در قاب نشان داده شده در شکل ۸-۴۳ دو نوع سیستم باربر جانبی در ارتفاع استفاده شده است. طبقه اول دیوار برشی با ضریب رفتار ۷ و سختی ۱۰۰۰۰ تن بر سانتیمتر و دوره تناوب ۰/۰۳ ثانیه می‌باشد. طبقات بالا قاب خمشی بتنی با شکل‌پذیری ویژه و ضریب رفتار ۱۰ و میانگین سختی ۱۷۵ تن بر سانتیمتر و دوره تناوب بالایی برابر ۰/۵۵ ثانیه می‌باشد. دوره تناوب کل سیستم برابر ۰/۵۶ ثانیه می‌باشد. بررسی نمایید آیا می‌توان از روش استاتیکی معادل استفاده نمود یا خیر؟



شکل ۸-۴۳ ترکیب سیستم‌های مختلف سازه‌ای در ارتفاع

در صورتی که سه شرط زیر برآورده شود می‌توان از روش استاتیکی معادل جهت تحلیل سازه استفاده نمود.

✓ قسمت بالایی سازه نرم‌تر از قسمت تحتانی آن باشد،

✓ میانگین سختی قسمت پایینی ۱۰ برابر میانگین سختی قسمت بالایی باشد.

✓ دوره تناوب کل سیستم بیش از ۱/۱ برابر دوره تناوب قسمت بالایی نباشد.

در سازه فوق شرط اول برقرار است. حال شرط دوم و سوم را کنترل می‌نماییم.

خوب است.  $10000 > 10(175) = 1750$

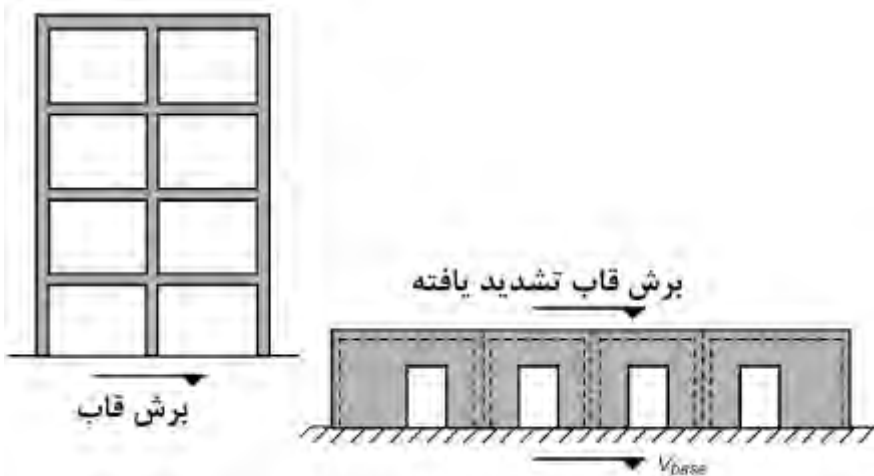
خوب است.  $0.56 \text{ sec} < 1.1(0.55) = 0.61 \text{ sec}$

مطابق شکل ۸-۴۴، برای طراحی قسمت پایینی بایستی برش پایه قسمت پایینی با برش پایه

تشدید یافته قسمت بالایی جمع شود. به عبارتی دیگر برای قسمت بالایی با ضریب رفتار ۱۰ و

برای قسمت پایینی با ضریب رفتار ۷ داریم:

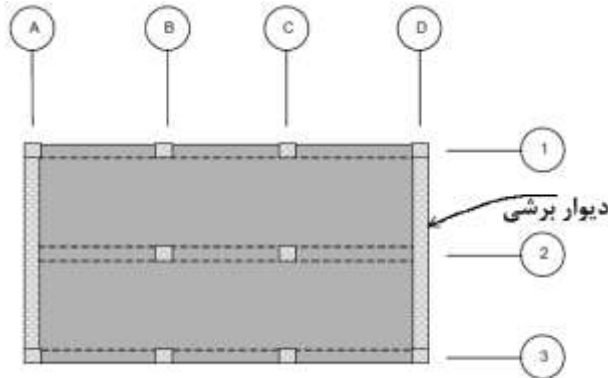
$$\text{برش پایه} = \frac{10}{7} \times (\text{برش پایه قسمت بالایی}) + (\text{برش پایه قسمت پایینی})$$



شکل ۸-۴۴ تشدید برش قاب برای قسمت پایینی

مثال) در شکل نشان داده شده در شکل ۸-۴۵ دو نوع سیستم باربر جانبی در پلان استفاده شده است. در یک جهت از دیوارهای باربر برشی با ضریب رفتار ۵ و در جهت دیگر قاب خمشی بتنی با ضریب رفتار ۷ استفاده شده است. مقدار ضریب رفتار در هر دو جهت را تعیین نمایید.

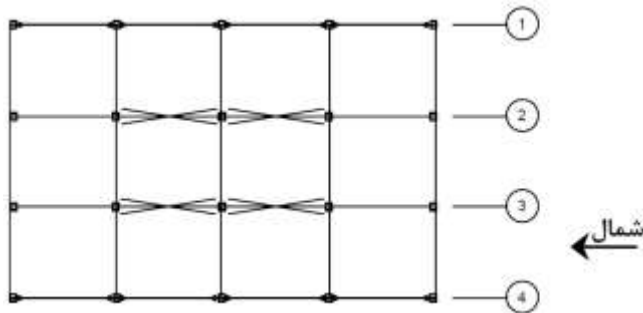
در ساختمان‌هایی که از دو سیستم سازه‌ای مختلف برای تحمل بارهای جانبی، در دو امتداد در پلان استفاده شده باشد، برای هر سیستم باید ضریب رفتار مربوط به آن سیستم در نظر گرفته شود. تنها در مواردی که در یک امتداد از سیستم دیوار باربر استفاده شده باشد، مقدار ضریب رفتار در امتداد دیگر نباید بیشتر از مقدار آن در امتداد سیستم دیوارهای باربر اختیار گردد.



شکل ۸-۴۵ ترکیب سیستم‌های مختلف سازه‌ای در پلان

بنابراین ضریب رفتاری در هر دو جهت که برای طراحی سیستم فوق بایستی در نظر گرفته شود، ضریب رفتار کمتر می‌باشد که برابر ۵ می‌باشد. هدف آیین‌نامه از اعمال این محدودیت تامین حداقل سختی و مقاومتی برای رفتار خارج از صفحه دیوار برابر است.

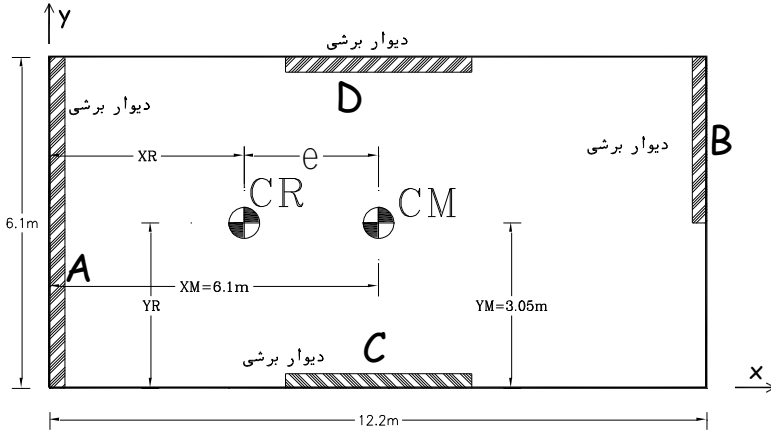
مثال) پلان یک ساختمان فولادی نشان داده شده در شکل زیر را در نظر بگیرید که در آن به سبب برخی محدودیت‌های معماری مجبور به استفاده از دو سیستم مقاوم جانبی در جهت شمال جنوب شده‌ایم. همانطور که دیده می‌شود، سازه در امتداد شمال جنوب و بر روی محورهای ۱ و ۴ دارای قاب خمشی با شکل‌پذیری معمولی (با ضریب رفتار ۵) و روی محوری ۲ و ۳ دارای قاب مهاربندی شده هم‌محور با شکل‌پذیری معمولی (با ضریب رفتار ۶) است. مقدار ضریب رفتار سازه را در امتداد شمال جنوب تعیین نمایید.



شکل ۸-۴۶ پلان یک سازه با دو سیستم لرزه‌بر در یک جهت

استفاده از این ترکیب به هیچ عنوان توصیه نمی‌شود. زیرا بدلیل سختی بالای مهاربندهای هم‌محور، سهم قاب‌های خمشی از نیروی جانبی ناچیز می‌باشد. علاوه بر آن ضریب رفتاری در آیین‌نامه برای این سیستم در آیین‌نامه‌ها ذکر نشده است. استاندارد ۲۸۰۰ در ارتباط با این پیکربندی ضابطه‌ای ندارد. لیکن آیین‌نامه UBC97 در بند 1630.4.4 خود تاکید می‌کند، در این

حالات ضریب رفتار کمتر مورد استفاده قرار گیرد. در این مثال بایستی ضریب رفتار ۵ مورد استفاده قرار گیرد. باز تاکید می‌شود که آیین‌نامه ایران چنین پیکربندی را مجاز نمی‌داند. (مثال) پلان شکل ۸-۴۷ به ابعاد ۶/۱ در ۱۲/۲ متر را در نظر بگیرید که مربوط به یک ساختمان یک طبقه با دیافراگم کف صلب می‌باشد. نیروی جانبی توسط دیوارهای برشی موجود در دو جهت تحمل می‌شود.



شکل ۸-۴۷ مرکز جرم و سختی

در این مثال می‌توان از وزن دیوارها صرف نظر و توزیع جرم را به صورت یکنواخت در نظر گرفت. سایر اطلاعات موجود به صورت زیر است:

$$V = 100 \text{ ton} \text{ برش پایه طراحی}$$

$$R_A = 300 \frac{\text{ton}}{\text{m}} \quad R_B = 100 \frac{\text{ton}}{\text{m}} \quad R_C = R_D = 200 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$X_M = 6.1 \text{ m} \quad Y_M = 3.05 \text{ m}$$

مطلوبست: الف) تعیین خروج از مرکزیت و مشخصات سختی (ب) نیروی برش مستقیم در دیوارهای برشی A و B (پ) الزامات نامنظمی در پلان (ت) برش پیچشی در دیوارهای برشی A و B (ث) کل برش ایجاد شده در دیوارهای برشی A و B.

الف) تعیین خروج از مرکزیت و مشخصات سختی؛ سختی در هر جهت برابر با مجموع سختی المان‌های مقاوم در آن جهت می‌باشد.

$$R = R_A + R_B = 300 + 100 = 400 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

مرکز سختی (CR) در امتداد محورهای x و y به صورت زیر تعیین می‌شوند.

$$X_R = \frac{\sum R_i \times d_i}{\sum R_i} = \frac{R_A \times 0 + R_B \times 12.2}{R_A + R_B} = 3.05 \text{ m}$$

$$Y_R = \frac{\sum R_i \times d_i}{\sum R_i} = \frac{R_C \times 0 + R_D \times 6.1}{R_A + R_B} = 3.05m$$

سختی پیچشی حول مرکز سختی به صورت زیر تعیین می‌شود:

$$J = R_A \times 3.05^2 + R_B \times 8.95^2 + R_C \times 3.05^2 + R_D \times 3.05^2$$

$$= 300 \times 3.05^2 + 100 \times 8.95^2 + 200 \times 3.05^2 + 200 \times 3.05^2 = 14522 \text{ ton.m}$$

با اعمال نیروی برشی در مرکز جرم طبقه، نیرویی معادل با  $V$  در مرکز سختی برای مقاومت برابر بار اعمال شده ایجاد می‌شود. کوپل ایجاد شده باعث ایجاد پیچشی در پلان به صورت پادساعتگرد می‌شود. در این مثال تنها نیروی برش طبقه در جهت قائم اعمال می‌شود. این خروج از مرکزیت مرکز جرم و سختی بایستی به همراه یک خروج از مرکزیت تصادفی معادل  $0.05$  به سازه در آن جهت تشدید یابد.

(ب) نیروی برش مستقیم در دیوارهای برشی A و B:

$$V_{D,A} = \frac{R_A}{R_A + R_B} \times (V) = \frac{300}{300 + 100} \times 100 = 75 \text{ ton}$$

$$V_{D,B} = \frac{R_B}{R_A + R_B} \times (V) = \frac{100}{300 + 100} \times 100 = 25 \text{ ton}$$

(پ) الزامات نامنظمی در پلان، طبق آیین‌نامه خروج از مرکزیت تصادفی باید در هر دو جهت و حداقل برابر با  $5\%$  بعد ساختمان در امتداد عمود بر نیروی جانبی، اختیار شود.

$$e_{acc} = 0.05 \times 12.2 = 0.61m$$

نیروی برشی ناشی از پیچش به صورت زیر می‌باشد:

$$V'_{T,A} = \frac{V(e - e_{acc})(X_R)(R_A)}{J} = \frac{100(3.05 - 0.61)(3.05)(300)}{14522} = 18.83 \text{ ton}$$

$$V'_{T,B} = \frac{V(e + e_{acc})(12.2 - X_R)(R_B)}{J} = \frac{100(3.05 + 0.61)(12.2 - 3.05)(100)}{14522} = 23.06 \text{ ton}$$

خروج از مرکزیت تصادف بایستی با هر دو علامت مثبت و منفی به کار گرفته شود. نیروی برش کلی به صورت زیر تعیین می‌شود.

$$V'_A = V'_{D,A} - V'_{T,A} = 75 - 18.83 = 56.17 \text{ ton}$$

$$V'_B = V'_{D,B} + V'_{T,B} = 25.0 + 23.06 = 48.06 \text{ ton}$$

مقدار جابجایی  $\delta'$  برای این سیستم یک درجه آزادی را می‌توان به صورت زیر تعیین نمود:

$$\delta'_A = \frac{V'_A}{R_A} = \frac{56.17}{300} = 0.18m$$

طراحی لرزه‌ای سازه‌ها

$$\delta'_B = \frac{V'_B}{R_B} = \frac{47.5}{100} = 0.475 m = \delta_{\max}$$

$$\delta_{\text{avg}} = \frac{0.18 + 0.475}{2} = 0.3275$$

$$\frac{\delta_{\max}}{\delta_{\text{avg}}} = \frac{0.475}{0.3275} = 1.45 > 1.2 \quad \text{نامنظمی پیچشی موجود است.}$$

$$A_j = \left( \frac{\delta_{\max}}{1.2\delta_{\text{ave}}} \right)^2 = \left( \frac{0.475}{1.2 \times 0.3275} \right)^2 = 1.46 < 3$$

ت) برش پیچشی در دیوارهای برشی A و B، بایستی مقدار پیچش تصادفی اصلاح شده و با توجه به ضریب بزرگنمایی افزایش یابد:

$$a_{\text{acc}} = A_j(0.61) = 0.8906$$

$$V_{T,A} = \frac{V(e - e_{\text{acc}})(XR)(R_A)}{J} = \frac{100(3.05 - 0.8906)(3.05)(300)}{14522} = 13.6 \text{ ton}$$

$$V_{T,B} = \frac{V(e + e_{\text{acc}})(12.2 - XR)(R_B)}{J}$$

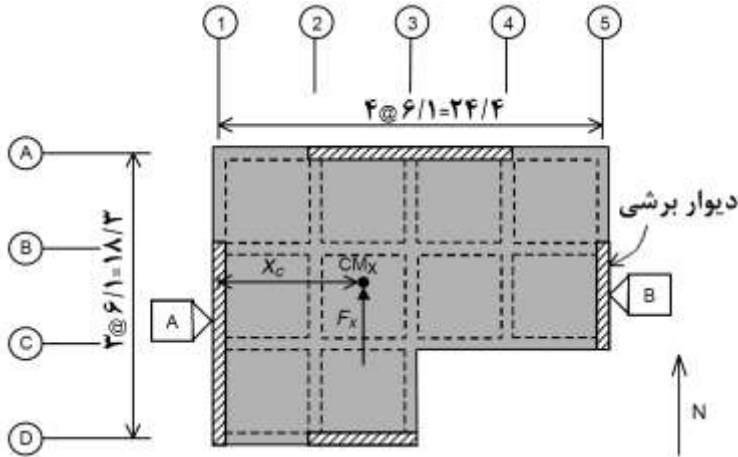
$$= \frac{100(3.05 + 0.8906)(12.2 - 3.05)(100)}{14522} = 24.82 \text{ ton}$$

ث) کل برش ایجاد شده در دیوارهای برشی A و B:

$$V_A = V_{D,A} - V_{T,A} = 75 - 13.6 = 61.4 \text{ ton}$$

$$V_B = V_{D,B} + V_{T,B} = 25.0 + 24.82 = 49.82 \text{ ton}$$

مثال) سازه پنج طبقه بتن‌آرمه نشان داده شده در شکل ۸-۴۸ را در نظر بگیرید. دیافراگم کف را صلب فرض نمایید. سازه در هر دو جهت دارای دیوار برشی است.



شکل ۸-۴۸ سازه پنج طبقه بتنی

مقدار نیروی جانبی  $F_x$ ، در جهت شمال جنوب، ابعاد سازه خروج از مرکزیت تصادفی  $e_{acc}$  برای هر سطح  $x$  در زیر نشان داده شده است.

تراز $x$	$F_x$	$L_x$	$\bar{x}_{cx}$	$e_{acc} = 0.05L_x$
۵	49.90 ton	24.38m	7.38m	$\pm 1.22m$
۴	37.56 ton	24.38m	7.65m	$\pm 1.22m$
۳	29.53 ton	24.38m	8.47m	$\pm 1.22m$
۲	19.10 ton	24.38m	9.23m	$\pm 1.22m$
۱	10.43 ton	24.38m	9.60m	$\pm 1.22m$

نتایج نشان داده شده در جدول زیر، مربوط به طبقه دوم سازه می‌باشد که توسط یک برنامه کامپیوتری بدست آمده است.

	موقعیت نیروی جانبی $F_x$		
	$\bar{x}_{c2}$	$\bar{x}_{c2} - e_{acc}$	$\bar{x}_{c2} + e_{acc}$
دیوار برشی $V_A$	83.91 ton	88.90 ton	78.92 ton
دیوار برشی $V_B$	52.16 ton	47.17 ton	57.15 ton
تغییر مکان نسبی طبقه $\Delta\delta_A$	0.89 cm	0.94 cm	0.84 cm
تغییر مکان نسبی طبقه $\Delta\delta_B$	1.57 cm	1.42 cm	1.72 cm
$\delta_A$ جابجایی تراز ۲	2.03 cm	2.16 cm	1.90 cm



$\delta_B$ جابجایی تراز ۲	3.34 cm	3.00 cm	3.65 cm
---------------------------	---------	---------	---------

برای طبقه دوم مطلوبست: الف) حداکثر نیرو ایجاد شده در دیوارهای برشی A و B (ب) کنترل نامنظمی پیچشی پ) ضریب بزرگنمایی  $A_x$  را تعیین نمایید. ت) پیچش تصادفی جدید را تعیین نمایید.

الف) سهم دیوارهای برشی از نیروی جانبی بایستی با و بدونم در نظر گرفتن خروج از مرکزیت تصادفی تعیین شود و مقدار حداکثر ملاک عمل قرار گیرد. با توجه به اطلاعات داده شده در جدول فوق، حداکثر نیرو ایجاد شده در دیوارهای برشی A و B به صورت زیر می‌باشد:

$$V_A = 88.90 \text{ ton} \quad V_B = 57.15 \text{ ton}$$

ب) با توجه شکل سازه (L شکل) احتمال وجود نامنظمی پیچشی در سازه زیاد است که بایستی کنترل گردد. تغییرمکان نسبی طبقات کنترل می‌شود:

$$\Delta\delta_{\max} = 1.72 \text{ cm} \Rightarrow \Delta\delta_{\text{avg}} = \frac{1.72 + 0.84}{2} = 1.28 \text{ cm}$$

$$\frac{\Delta\delta_{\max}}{\Delta\delta_{\text{avg}}} = \frac{1.72}{1.28} = 1.34 > 1.2 \Rightarrow \text{نامنظمی پیچشی وجود دارد}$$

پ) با توجه به بند ۲-۳-۱۰-۳ استاندارد ۲۸۰۰ و همچنین بند 1630.7 آیین‌نامه UBC97، بایستی پیچش تصادفی در ضریب بزرگنمایی  $A_x$  ضرب شود. برای طبقه دوم، حداکثر جابجایی

برابر  $\delta_B = 3.65 \text{ cm}$  و میانگین جابجایی برابر  $\delta_{\text{ave}} = \frac{3.65 + 1.90}{2} = 2.77 \text{ cm}$  می‌باشد. بنابراین

ضریب بزرگنمایی برابر طبقه دوم بصورت زیر است:

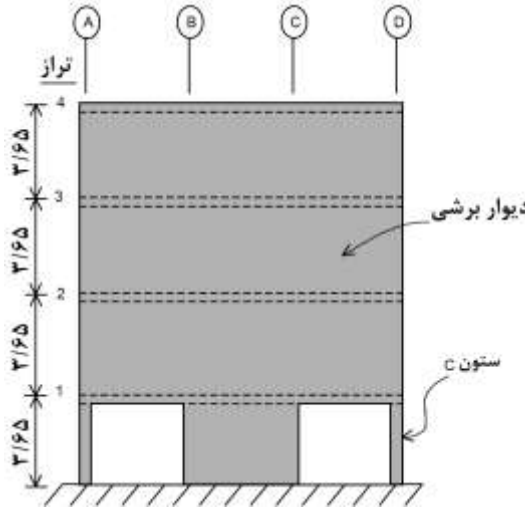
$$A_2 = \left( \frac{3.65}{1.2 \times 2.77} \right)^2 = 1.2$$

ت) از آنجایی که  $A_2$  بزرگتر از واحد بدست آمد بایستی با پیچش تصادفی جدید دوباره تحلیل انجام شود. پیچش تصادفی جدید برابر  $a_{\text{acc}} = 1.2 \times 1.22 = 1.464 \text{ m}$  می‌باشد. توجه نمایید که در این مثال مقادیر بدست آمده تنها برای طبقه دوم محاسبه شدند در حالی که در پروژه‌های عملی بایستی برای تمام طبقات پیچش تصادفی محاسبه شود. در صورتی که برای طبقه‌ای مقدار ضریب بزرگنمایی  $A_x$  بزرگتر از واحد بود، بایستی با اصلاح پیچش تصادفی تحلیل دوباره صورت گیرد. همچنین مقدار  $A_x$  لازم نیست بیش از ۳ در نظر گرفته شود.

مثال) ساختمان بتن مسلح نشان داده شده در شکل ۸-۴۹ را در نظر بگیرید که دیوارهای برشی در طبقه اول بین A و B و همچنین C و D ادامه پیدا نکرده‌اند. ضریب اضافه مقاومت  $\Omega_0 = 2.8$  و بار محوری روی ستون C به صورت زیر می‌باشد:

$$D = 18 \text{ ton} \quad L = 9 \text{ ton} \quad E = 45.3 \text{ ton}$$

ستون C به شکل مستطیل به ابعاد ۷۰ در ۷۰ سانتیمتر و مقاومت مشخصه بتن برابر  $f'_c = 250 \frac{kg}{cm^2}$  است. الزامات مورد نیاز در طراحی ستون‌هایی که دیوار برشی بر روی آنها قرار گرفته است را تعیین نمایید.



شکل ۸-۴۹ ناپیوستگی در دیوار برشی

طبق بخش 1630.8.2 آیین‌نامه UBC مقاومت ستون‌ها بایستی معادل و یا بیشتر از نیروهای بدست آمده از ترکیب بارهای زیر باشد:

$$P_u = 1.2D + f_1 L \pm E_m$$

$$P_u = 0.9D \pm E_m$$

که در آن  $f_1$  برای کف‌هایی که محل اجتماع باشد و یا بار زنده آن از ۵۰۰ کیلوگرم بر متر مربع بیشتر گردد برابر ۱، و برای بقیه کف‌ها برابر ۰/۵ در نظر گرفته می‌شود. همچنین  $E_m = \Omega_0 E = 2.8 \times 45.3 = 126.84 \text{ ton}$  می‌باشد. با جایگذاری در رابطه داریم:

$$P_u = 1.2 \times 18 + 0.5 \times 9 + 126.84 = 152.94 \text{ ton}$$

$$P_u = 0.9 \times 18 - 126.84 = -110.64 \text{ ton}$$

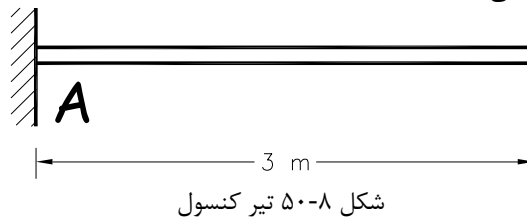
در صورتی که  $P_u > \frac{A_g \times f'_c}{10}$  باشد، در تمام طول ستون نیاز به محصور شدگی به صورت ویژه می‌باشد.

$$P_u > \frac{A_g \times f'_c}{10} = \frac{70 \times 70 \times 250}{10} = 122500 \text{ kg} \Rightarrow P_u = 152.94 > 122.5 \text{ ton}$$

بنابراین در کل طول ستون نیاز به محصور شدگی است. برای انتقال برش از دیوارهای A-B و C-D به دیوار B-C در طبقه اول، در طبقه اول و در محل آکس‌های A-B و C-D به تیرهایی نیاز است. همچنین این المان‌ها بایستی براساس بند 1633.2.6 آیین‌نامه UBC97 طراحی شوند. در طراحی به روش تنش مجاز، تیر و ستون‌ها بایستی برای نیروی فشاری ۱۵۲/۹۴ تن و نیروی کششی ۱۱۰/۶۴ تن طراحی شوند. در روش طراحی مقاومت، می‌توان تنش مجاز را ۱/۷ برابر افزایش داده و ضریب مقاومت  $\phi$  برابر یک در نظر گرفته شود. در این حالت طبق بند 1612.3.2 آیین‌نامه UBC97، افزایش یک سوم تنش مجاز، ممکن نمی‌باشد ولیکن می‌توان آن را با ضریب مدت بار ( $C_D$ ) ترکیب نمود. طبق جدول 2.3.2 این آیین‌نامه،  $C_D=1.33$  می‌باشد. بنابراین:

$$(\text{تنش مجاز}) = (1/33)(1/10)(1/7) = (\text{طراحی مقاومت})$$

مثال) مقدار نیروی قائم برای تیر کنسول نشان داده شده در شکل ۸-۵۰ را تعیین نمایید. وزن واحد طول تیر برابر ۳۰۰ کیلوگرم بر متر طول می‌باشد. مقدار ضریب لرزه‌خیزی منطقه  $A=0.35$  و ضریب اهمیت برابر یک می‌باشد.



نیروی قائم ناشی از زلزله به صورت شدت بار روی تیر به صورت زیر است:

$$F_v = 0.7 A I W_p = 0.7(0.35)(1.0)(300) = 73.5 \frac{kg}{m}$$

برای تعیین عکس‌العمل‌های تکیه‌گاهی در انتهای A از تیر فوق به صورت عمل می‌نماییم:

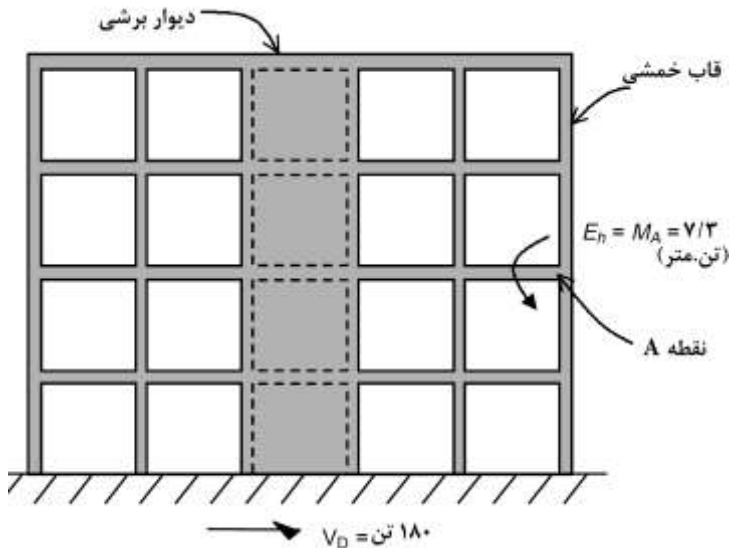
$$V_A = F_v \times L = 73.5 \times 3 = 220.5 kg$$

$$M_A = F_v \times \frac{L^2}{2} = 73.5 \times \frac{3^2}{2} = 330.75 kg.m$$

تیر بایستی دارای مقاومت‌هایی به میزان  $\phi V_n$  و  $\phi M_n$  برای مقاومت در برابر نیروهای بوجود آمده باشند.

مثال) قاب دوگانه نشان داده شده در شکل ۸-۵۱ را در نظر بگیرید. براساس استاندارد ۲۸۰۰ و بند 1629.6.5 آیین‌نامه UBC97، در قاب‌های دوگانه بایستی: ۱- قاب‌های فضایی بارهای قائم را تحمل می‌کنند. ۲- قاب‌های خمشی باید به تنهایی قادر به تحمل حداقل ۲۵٪ نیروی جانبی باشند. ۳- قاب‌های خمشی و دیوارهای برشی یا مهاربندی‌ها به نسبت سهم سختی خود از بارهای جانبی سهم برند. در این مثال با استفاده از یک نرم‌افزار کامپیوتری، تحلیل دینامیکی

طیفی، برای تعیین نیروهای جانبی در نقطه A مورد استفاده قرار گرفت. ساختمان به صورت منظم بوده و بنابراین نیروی جانبی بایستی به ۹۰٪ نیروی برش پایه حاصل از تحلیل استاتیکی معادل، مقیاس شود. ضریب لرزه‌خیزی  $A=0.35g$ ، ضریب اهمیت سازه  $I=1$  و  $T=0.5\text{sec}$  می‌باشد.



شکل ۸-۵۱ قاب دوگانه

براساس بند 1629.6.5 آیین‌نامه UBC97، قاب‌های خمشی باید به تنهایی قادر به تحمل حداقل ۲۵٪ نیروی جانبی باشند به عبارتی بایستی قادر به تحمل  $0.25V_D$  باشند.

$$V_D(\text{قاب}) = 0.25V_D = 0.25 \times 180 = 45\text{ton}$$

بنابراین برش پایه برای قاب‌های مستقل برابر ۴۵ تن می‌باشد. این برش پایه بایستی در ارتفاع، بین طبقات توزیع گردد. این برش پایه توسط رابطه زیر توزیع می‌شود:

$$F_x = (V - F_t) \frac{w_x h_x}{\sum w_i h_i} \quad \text{که} \quad (V - F_t) = 0.25V_D = 45\text{ton}$$

در این مثال چون دوره تناوب اصلی سازه کمتر از  $0.7$  ثانیه است، بنابراین  $F_t=0$  می‌باشد. نیروی جانبی تراز  $x$  به صورت زیر ساده می‌شود:

$$F_x = \frac{45w_x h_x}{\sum w_i h_i}$$

با اعمال نیروی  $F_x$  بر سازه بدون حضور دیوار برشی، مقدار لنگر ایجاد شده در نقطه A، تعیین می‌شود ( $M'_A$ ). در این مثال با اعمال این نیرو، مقدار لنگر در نقطه A برابر  $9/5$  تن-متر بدست آمد.



مقدار سختی کل سیستم را می‌توان با جمع سختی هر یک از ستون‌ها برآورد نمود. ستون A در دو انتها به صورت گیردار می‌باشد. بنابراین:

$$K_A = \frac{12EI}{L^3} = \frac{12 \times 2 \times 10^6 \times 194}{250^3} = 298 \frac{kg}{cm}$$

ستون‌های B و C به در یک انتها گیردار و در یک انتها مفصلی می‌باشند.

$$K_B = \frac{3EI}{L^3} = \frac{3 \times 2 \times 10^6 \times 252}{300^3} = 56 \frac{kg}{cm}$$

$$K_C = \frac{3EI}{L^3} = \frac{3 \times 2 \times 10^6 \times 252}{300^3} = 56 \frac{kg}{cm}$$

ستون D در یک انتها گیردار و در یک انتها مفصلی می‌باشند.

$$K_D = \frac{3EI}{L^3} = \frac{3 \times 2 \times 10^6 \times 324}{350^3} = 45.3 \frac{kg}{cm}$$

دو انتها به صورت گیردار می‌باشد.

$$K_E = \frac{12EI}{L^3} = \frac{12 \times 2 \times 10^6 \times 429}{400^3} = 160.8 \frac{kg}{cm}$$

کل سختی قاب به صورت زیر خواهد بود:

$$K_T = K_A + K_B + K_C + K_D = 298 + 56 + 56 + 45.3 + 160.8 = 616.1 \frac{kg}{cm}$$

$$\Delta_w = \frac{V}{K_T} = \frac{2000}{616.1} = 3.24 cm$$

بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ حداکثر جابجایی واقعی برابر  $\Delta_M = 0.7R\Delta_w$  می‌باشد که برای قاب خمشی فولادی با شکل پذیری متوسط به صورت زیر می‌باشد:

$$\Delta_M = 0.7 \times 7 \times 3.24 = 16 cm$$

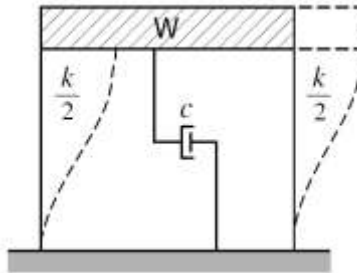
در صورتی که دوره تناوب سیستم کمتر از  $0.7$  ثانیه باشد، حداکثر تغییرمکان جانبی مجاز به  $0.25$  ارتفاع طبقه محدود می‌گردد.

$$\Delta_A = 0.025h = 0.025 \times 250 = 6.25 cm < 16 cm$$
 مناسب نیست

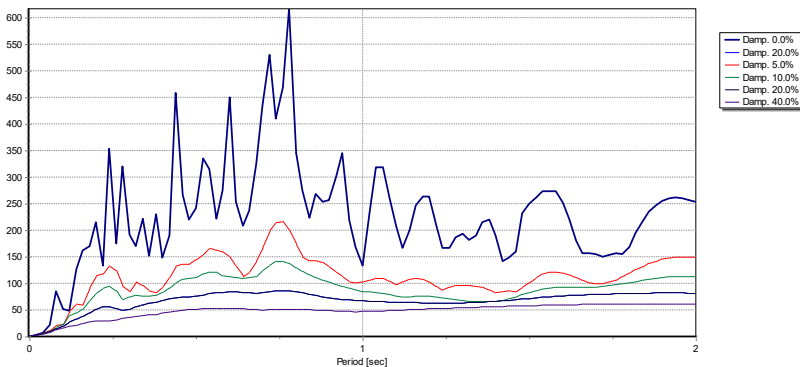
بنابراین بایستی با سخت نمودن سیستم تغییرمکان را کاهش دهیم.

مثال) قاب شکل ۸-۵۳ را در نظر بگیرید که دارای کاربری بیمارستان است. سقف را می‌توان به صورت صلب در نظر گرفت. طیف پاسخ شبه سرعت برای مولفه عرض زلزله طیس در شکل ۸-۵۴ نشان داده شده است. فولاد مصرفی ST37، وزن سقف ۱۲۰ تن و سختی کل قاب برابر با ۸ تن بر

$$\text{سانتیمتر، میرایی سیستم برابر } c = 0.00988 \frac{ton \cdot sec^2}{cm} \text{ و پای ستون‌ها گیردار می‌باشد.}$$



شکل ۸-۵۳ مدل ریاضی قاب



شکل ۸-۵۴ طیف طرح شبه سرعت

محل احداث شهر اصفهان و سیستم لرزه‌بر قاب خمشی فولادی با شکل‌پذیری متوسط و زمین نوع II می‌باشد. قاب را می‌توان به صورت یک سیستم یک درجه آزادی در نظر گرفت. مطلوبیت: الف) محاسبه ممان اینرسی هر یک از ستون‌ها (ب) محاسبه دوره تناوب ارتعاش سیستم با استفاده از روش رایلی (پ) محاسبه برش پایه بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ (ت) محاسبه دوره تناوب نامیرای سیستم (ث) محاسبه نسبت میرایی برای سیستم فوق (ج) محاسبه شبه شتاب مناظر و حداکثر جابجایی نسبی سیستم

الف) از آنجایی که سختی کل قاب برابر با ۸ تن بر سانتیمتر می‌باشد، بنابراین سختی هر یک از ستون‌ها برابر با ۴ تن بر سانتیمتر است.

$$k = \frac{12EI}{h^3} \Rightarrow I = \frac{kh^3}{12E} = \frac{4000 \times 300^3}{12 \times 2 \times 10^6} = 4500 \text{ cm}^4$$

ب) براساس روش رایلی می‌توان دوره تناوب سیستم‌های چند درجه آزادی را با رابطه  $T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum w_i \delta_i^2}{g \sum f_i \delta_i}}$  تعیین نمود. برای یک سیستم یک درجه آزادی، رابطه به صورت زیر خلاصه خواهد شد:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{W\delta^2}{gF\delta}} = 2\pi \sqrt{\frac{W\delta^2}{gk\delta^2}} = 0.2 \sqrt{\frac{W}{k}} = 0.2 \sqrt{\frac{120}{8}} = 0.77 \text{ sec}$$

پ) با توجه به داده‌های مسئله،  $I=1$ ،  $T_0=0.1$ ،  $T_s=0.5$ ،  $S=1.5$ ،  $R=7$  و  $A=0.25$

$$B = 1 + S \left( \frac{T_s}{T} \right)^{\frac{2}{3}} = (1 + 1.5) \left( \frac{0.5}{0.77} \right)^{\frac{2}{3}} = 1.87 \quad T > T_s$$

$$V = CW = \frac{ABI}{R} W = \frac{0.25 \times 1.87 \times 1.4}{7} = 0.0937 W = 0.0937 \times 120 = 11.2 \text{ ton}$$

ت) محاسبه دوره تناوب نامیرای سیستم:

$$\omega = \sqrt{\frac{k}{m}} = \sqrt{\frac{8}{\frac{120}{981}}} = 8.08 \frac{\text{rad}}{\text{sec}}$$

$$T = \frac{2\pi}{\omega} = \frac{2\pi}{8.08} = 0.77 \text{ sec}$$

ث) محاسبه نسبت میرایی برای سیستم:

$$\xi = \frac{c}{c_{cr}} = \frac{c}{2m\omega} = \frac{0.00988}{2 \times \frac{120}{981} \times 8.08} \approx 0.05 = 5\%$$

ج) محاسبه شبه شتاب متناظر و حداکثر جابجایی نسبی سیستم: با توجه به طیف پاسخ شبه سرعت مولفه عرضی زلزله طیس، برای میرایی ۵٪ و دوره تناوب ۰/۷۷ ثانیه، مقدار شبه سرعت برابر  $S_v = 219 \text{ cm/sec}$  بدست می‌آید. مقدار شبه شتاب برابر  $S_a = \omega S_v$  می‌باشد.

$$S_a = \omega S_v = 8.08 \times 219 = 1769.52 \frac{\text{cm}}{\text{sec}^2}$$

$$S_d = \frac{S_v}{\omega} = \frac{219}{8.08} = 27.1 \text{ cm}$$

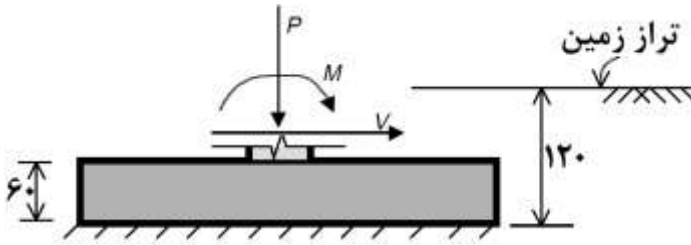
حداکثر نیروی استاتیکی معادل در حالت الاستیک به صورت زیر بدست می‌آید

$$V_{elastic} = k \times S_d = 8 \times 27.1 = 216.8 \text{ ton}$$

دیده می‌شود که در حالت الاستیک مقدار نیروی برش پایه حدود ۲۰ برابر برش پایه آیین‌نامه بدست آمده است.

مثال) پی نشان داده شده در شکل ۸-۵۵ را در نظر بگیرید. ابعاد پی را تعیین نمایید.





شکل ۸-۵۵ پی منفرد

نوع خاک ماسه (SW) و نیروهای بدست آمده از تحلیل سازه بصورت زیر می‌باشند:

$$P_D = 36.3 \text{ ton} \quad M_D = 2.1 \text{ ton.m} \quad P_L = 13.6 \text{ ton} \quad M_L = 0.83 \text{ ton.m}$$

$$P_E = \pm 18.1 \text{ ton} \quad V_E = 13.6 \text{ ton} \quad M_E = \pm 19 \text{ ton.m}$$

منطقه با لرزه‌خیزی خیلی زیاد می‌باشد. نیروهای زلزله نشان داده شده در فوق براساس طراحی بروش مقاومت بدست آمده‌اند. تنش مجاز خاک برابر  $p_a = 1.17 \text{ kg/cm}^2$  در نظر گرفته شود. آیین‌نامه‌های طراحی پی، معمولاً از تنش مجاز خاک برای طراحی پی استفاده می‌نمایند. در صورتی که ضریب رفتار استفاده شده برای تعیین نیروهای جانبی زلزله، ضریب رفتار تنش مجاز باشد، می‌توان بصورت مستقیم از عکس‌العمل‌های بدست آمده برای طراحی پی استفاده نمود. لیکن این ضریب رفتار حدوداً  $1/4$  برابر بیشتر از ضریب رفتار بر اساس مقاومت می‌باشد. ضریب رفتار استاندارد ۲۸۰۰ (ویرایش سوم) و UBC94 براساس تنش مجاز می‌باشند ولی ضریب رفتار بسیاری از آیین‌نامه‌های جدید مانند UBC97، IBC و آیین‌نامه کانادا براساس مقاومت می‌باشد. براین اساس می‌توان در ترکیب بارهای داده شده براساس مقاومت، نیروی زلزله را بر عدد  $1/4$  تقسیم نماییم. همچنین می‌توان از ترکیب بارهای ارائه شده در بخش 1612.3.2 آیین‌نامه UBC97 که براساس تنش مجاز داده شده‌اند استفاده نمود. این ترکیبات بار در ادامه ذکر شده‌اند:

$$D + L + S$$

$$D + L \pm \frac{E}{1.4}$$

$$0.9D \pm \frac{E}{1.4}$$

با استفاده از ترکیب بار دوم داریم:

$$P_a = D + L + \frac{E}{1.4} = P_D + P_L + \frac{P_E}{1.4} = 36.3 + 13.6 + \frac{18.1}{1.4} = 62.83 \text{ ton}$$

$$M_a = D + L + \frac{E}{1.4} = M_D + M_L + \frac{M_E}{1.4} = 2.1 + 0.83 + \frac{19}{1.4} = 16.50 \text{ ton.m}$$

با سعی و خطا، ابعاد پی را تعیین می‌نماییم. ابتدا ابعاد ۲۷۵ در ۲۷۵ سانتیمتر را در نظر می‌گیریم.  
بنابراین  $B=L=275\text{cm}$

$$A = BL = 75625 \text{ cm}^2 \quad S = \frac{BL^2}{6} = \frac{275^3}{6} = 3466146 \text{ cm}^3$$

محاسبه فشار خاک به سبب نیروی محوری و لنگر خمشی:

$$p = \frac{P_a}{A} + \frac{M_a}{S} = \frac{62.83 \times 10^3}{75625} + \frac{16.50 \times 10^5}{3466146} = 0.83 + 0.47 = 1.3 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$1.3 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < 1.33 \times 1.17 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 1.55 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad \text{خوب است}$$

با استفاده از ترکیب بار سوم داریم:

$$P_a = 0.9D \pm \frac{E}{1.4} = 0.9P_D \pm \frac{P_E}{1.4} = 0.9 \times 36.3 \pm \frac{18.1}{1.4} = 45.6 \text{ ton یا } 19.7 \text{ ton}$$

$$M_a = 0.9D \pm \frac{E}{1.4} = 0.9M_D \pm \frac{M_E}{1.4} = 0.9 \times 2.1 \pm \frac{19}{1.4} = 15.4 \text{ ton.m یا } -11.7 \text{ ton.m}$$

$$e = \frac{M_a}{P_a} = \frac{15.4 \times 10^2}{45.6} = 33.7 \text{ cm یا } e = \frac{M_a}{P_a} = \frac{11.7 \times 10^2}{19.7} = 59.4 \text{ cm}$$

بنابراین ۵۹/۴ حاکم می‌باشد. کنترل بلند شدگی:  $e > \frac{L}{6} = \frac{275}{6} = 45.8$  بنابراین قسمتی از پی دچار کشش می‌شود و توزیع نیروی زیر پی به صورت مثلثی خواهد بود. با توجه به دیاگرام جسم آزاد زیر داریم:

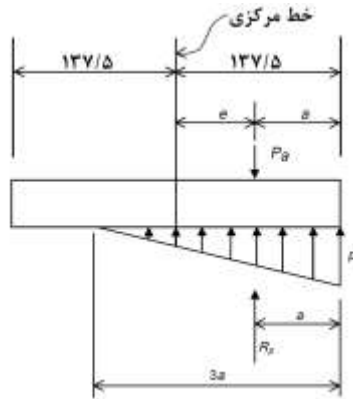
$$P_a = R_p = \frac{P}{2}(3a)B \quad \rightarrow \quad a = \frac{B}{2} - e = 137.5 - 59.4 = 78.1 \text{ cm}$$

ترکیب بار  $0.9D - \frac{E}{1.4}$  با  $P_a = 19.7 \text{ ton}$  و  $M_a = 11.7 \text{ ton.m}$  حاکم می‌باشند. بنابراین:

$$P_a = \frac{P}{2}(3a)B$$

یا

$$p = \frac{2}{3}P_a \left( \frac{1}{aB} \right) = \frac{2}{3} \left( 19.7 \times 10^3 \right) \left[ \frac{1}{78.1 \times 275} \right] = 0.61 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < 1.33 p_a = 1.55 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$



شکل ۸-۵۶

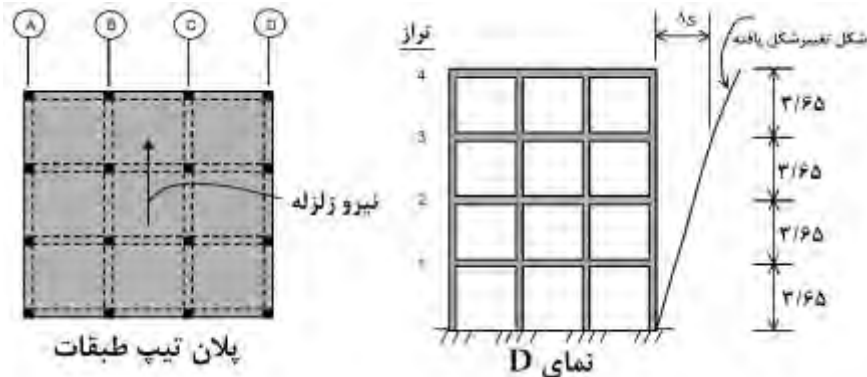
در نهایت کفایت پی را برای ترکیب بار ثقلی بررسی می‌نماییم:

$$P_a = D + L = P_D + P_L = 36.3 + 13.6 = 49.9 \text{ ton}$$

$$M_a = D + L = M_D + M_L = 2.1 + 0.83 = 2.93 \text{ ton.m}$$

$$p = \frac{P_a}{A} + \frac{M_a}{S} = \frac{49.9 \times 10^3}{75625} + \frac{2.93 \times 10^5}{3466146} = 0.66 + 0.084 = 0.74 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < 1.55 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

مثال) پلان یک ساختمان مسکونی چهارطبقه بتنی با شکل‌پذیری ویژه در شکل ۸-۵۷ نشان داده شده است. همچنین در نمای D از پلان نیز نشان داده شده است. طبق استاندارد ۲۸۰۰ مکان سازه با لرزه‌خیزی خیلی زیاد و دوره تناوب اصلی سازه برابر  $T=0.6\text{sec}$  می‌باشد.



شکل ۸-۵۷ سازه چهار طبقه بتنی با شکل‌پذیری ویژه

در جدول زیر مقادیر جابجایی حاصل از یک تحلیل ارتجاعی ( $\Delta_s$ ) کامپیوتری برای طبقات مختلف نشان داده شده است. برای تعیین جابجایی طبقات از نیروهای انتقالی و لنگر پیچشی ناشی از خروج از مرکزیت مرکز جرم و سختی استفاده شده است.

تراز	$\Delta_s$ بر حسب سانتیمتر
۴	۳/۸۴
۳	۲/۶۲
۲	۱/۶
۱	۰/۷۶

طبق بند 1630.10.3 آیین‌نامه UBC97، می‌توان برای تعیین  $\Delta_s$  مقدار دوره تناوب را از روش تحلیل تعیین نمود و برای تعیین  $\Delta_s$  از آن استفاده نمود. مطلوبست: الف) محاسبه حداکثر جابجایی غیرارتجاعی ( $\Delta_M$ ) ب) محاسبه جابجایی نسبی در طبقه سوم به سبب  $\Delta_M$  پ) کنترل جابجایی نسبی طبقه سوم.

الف) براساس استاندارد ۲۸۰۰ حداکثر جابجایی غیرارتجاعی با توجه به ضریب رفتار ۱۰ برای سازه فوق، به صورت زیر می‌باشد (بند ۲-۵-۳):

$$\Delta_M = 0.7R\Delta_s = 0.7 \times 10 \times \Delta_s = 7\Delta_s$$

تراز	$\Delta_s$ بر حسب سانتیمتر	$\Delta_M$ بر حسب سانتیمتر
۴	۳/۸۴	۲۶/۸۸
۳	۲/۶۲	۱۸/۳۴
۲	۱/۶	۱۱/۲
۱	۰/۷۶	۵/۳۲

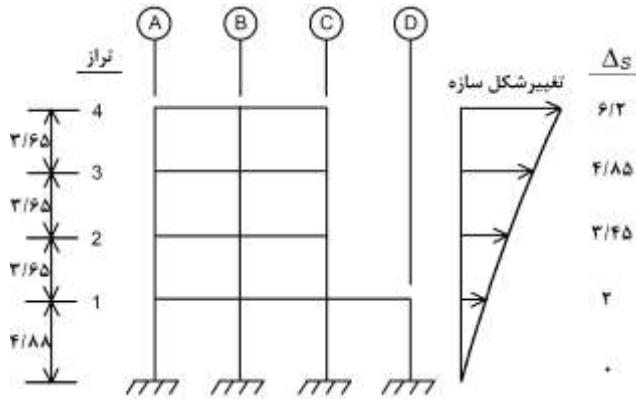
ب) برای طبقه سوم، جابجایی نسبی برابر است با:

$$\Delta_M = 18.34 - 11.2 = 7.14 \text{ cm}$$

پ) طبق استاندارد ۲۸۰۰، برای سازه‌های با دوره تناوب کمتر از ۰/۷ ثانیه، مقدار  $\Delta_M$  نایستی از ۰/۰۲۵ ارتفاع طبقه تجاوز نماید. بنابراین برای طبقه سوم داریم:

$$\text{حداکثر جابجایی نسبی} = 0.025 \times 365 = 9.125 \text{ cm} > 7.14 \text{ cm}$$

مثال) قاب شکل ۸-۵۸ را در نظر بگیرید که بصورت قاب خمشی فولادی با شکل‌پذیری ویژه می‌باشد. ارتفاع طبقات و تغییرمکان هر طبقه در شکل نشان داده شده است. حداکثر جابجایی غیرارتجاعی را بدست آورده و با مقادیر مجاز مقایسه نمایید. دوره تناوب اصلی سازه ۰/۶ ثانیه می‌باشد.



شکل ۸-۵۸ قاب خمشی با شکل‌پذیری ویژه

حداکثر جابجایی طبقات به صورت زیر است:

$$\Delta_M = 0.7R\Delta_s = 0.7 \times 10 \times \Delta_s = 7\Delta_s$$

$$T = 0.6 \text{ sec} \Rightarrow \Delta_M < 0.025h$$

برای طبقات دوم تا چهارم:

$$\Delta_M < 0.025h = 0.025(365) = 9.125 \text{ cm}$$

برای طبقه اول:

$$\Delta_M < 0.025h = 0.025(488) = 12.2 \text{ cm}$$

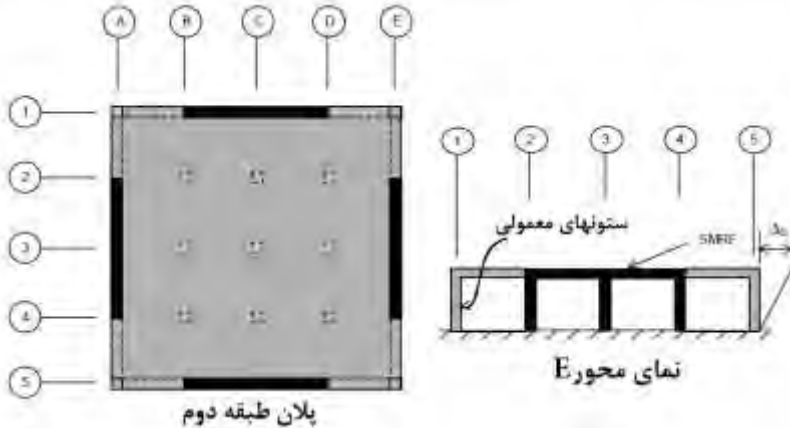
در جدول زیر مقدار جابجایی واقعی هر یک از طبقات آورده شده است.

تراز	$\Delta_s$	$\Delta_M$ کلی	$\Delta_M$ نسبی	مقدار مجاز	وضعیت
۴	۶/۲	۴۳/۴	۹/۴۵	۹/۱۲۵	خوب نیست
۳	۴/۸.۵	۳۳/۹.۵	۹/۸	۹/۱۲۵	خوب نیست
۲	۳/۴.۵	۲۴/۱.۵	۱۰/۱.۵	۹/۱۲۵	خوب نیست
۱	۲	۱۴	۱۴	۱۲/۲	خوب نیست

همانطور که دیده می‌شود تغییرمکان جانبی طبقات بیش از مقدار مجاز بدست آمده از استاندارد ۲۸۰۰ می‌باشد.

مثال) سازه بتنی نشان داده شده در شکل ۸-۵۹ را در نظر بگیرید که دارای کاربری پارکینگ می‌باشد. دو دهانه وسطی قاب خمشی با شکل‌پذیری ویژه و ستون‌های کناری با شکل‌پذیری معمولی می‌باشند. برای مقابله با بارهای جانبی از قاب خمشی با شکل‌پذیری ویژه استفاده شده و برای انتقال بارهای ثقیلی از ستون‌های با شکل‌پذیری ویژه که بارهای ثقیلی را توسط یک دال تخت به زمین منتقل می‌کنند. لرزه‌خیزی منطقه خیلی زیاد و تغییرمکان جانبی کف  $\Delta_s = 1.07$

سانتیمتر، ابعاد ستون‌ها ۳۰ در ۳۰ سانتیمتر و ارتفاع خالص ستون‌ها برابر ۳/۶۵ متر می‌باشد. مقدار ضریب رفتار برابر ۱۰ و ضریب ارتجاعی برای بتن را برابر  $E_c = 230 \times 10^3 \frac{kg}{cm^2}$  فرض کنید. مقدار لنگر در ستون‌های معمولی و جزئیات مورد نیاز برای ستون‌های معمولی را تعیین نمایید.



شکل ۸-۵۹ سازه بتنی

بخش 1921.7 آیین‌نامه UBC97 الزاماتی را برای اعضای از قاب که قسمتی از سیستم لرزه‌بر نیستند لحاظ نموده است. ستون‌های محیطی و دال تخت درونی مشمول این بند می‌شوند و بایستی برای حداکثر پاسخ غیرارتجاعی ایجاد شده کنترل گردند. در این مثال ستون‌های موجود بر روی محور E بررسی می‌شوند.

$$\Delta_M = 0.7R\Delta_s = 0.7 \times 10 \times 1.07 = 7.49 \text{ cm}$$

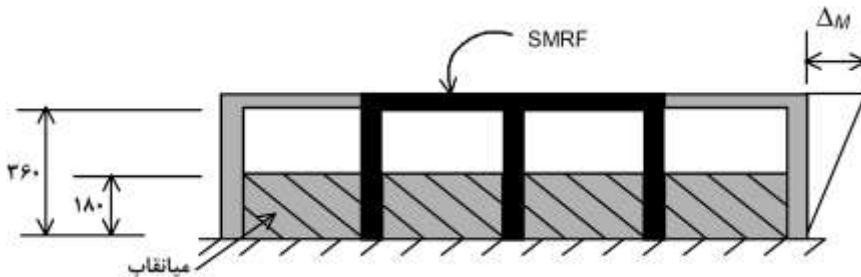
براساس بخش 1633.2.4 آیین‌نامه UBC97 مقدار  $\Delta_s$  استفاده شده برای تعیین  $\Delta_M$  بایستی با صرف نظر نمودن از سختی موثر قاب‌های دارای ستون با شکل‌پذیری معمولی تعیین شده باشد. بایستی لنگر ایجاد شده در ستون‌های معمولی به سبب تغییر شکل  $\Delta_M$  محاسبه شود. در این مثال شرایط دو انتهای ستون به صورت گیردار در نظر گرفته می‌شود. ممان اینرسی ترک خورده برای ستون را می‌توان نصف ممان اینرسی کل در نظر گرفت زیرا طبق بند 1633.2.4 سختی المان‌هایی که بخشی از سیستم لرزه‌بر هستند بایستی بیش از نصف ممان اینرسی کل در نظر گرفته شوند. این شرایط بایستی برای المان‌هایی که بخشی از سیستم لرزه‌بر نیستند نیز بکار برده شود.

$$I_c = \frac{I_g}{2} = \frac{1}{2} \times \frac{bd^3}{12} = \frac{1}{2} \times \frac{30 \times 30^3}{12} = 33750 \text{ cm}^4$$

$$M_{col} = \frac{6E_c I_c}{h^2} \Delta_M = \frac{6 \times 230 \times 10^3 \times 33750}{365^2} \times 7.49 = 2618478 \text{ kg.cm}$$

براساس بخش 1921.7 آیین‌نامه UBC97، اعضای قاب مانند ستون‌ها که فرض شده بخشی از سیستم لرزه‌بر جانبی نیستند بایستی براساس بندهای 1921.7.2 یا 1921.7.3 بسته به بزرگی لنگر ایجاد شده در اثر تغییرمکان  $\Delta_M$  دارای جزئیات مناسب باشند. همچنین بایستی دال تخت برای اثرات خمشی و اثرات پانچ در محل اتصال با ستون کنترل شود.

مثال) در شکل ۸-۶۰ قابی نشان داده شده است که در آن از میانقابی به ارتفاع ۱۸۰ سانتیمتر استفاده شده است. میانقاب استفاده شده از آجر فشاری بوده و دارای سختی قابل توجهی است. مقدار برش ایجاد شده در ستون‌ها و ضوابط همسازی تغییرشکل‌ها برای این سازه را بررسی نمایید.



شکل ۸-۶۰ قاب به همراه میانقاب

منطقه با لرزه‌خیزی خیلی زیاد، ضریب ارتجاعی برای بتن برابر  $\frac{kg}{cm^2} = 230 \times 10^3$ ،  $E_c$  مقاومت

مشخصه ۲۸ روزه بتن  $f'_c = 250 \frac{kg}{cm^2}$ ، سطح مقطع ستون‌ها  $A_c = 900 cm^2$ ، مقدار تغییرمکان

جانبی واقعی ( $\Delta_M$ ) با صرف نظر نمودن از سختی میانقاب‌ها با توجه به اینکه سیستم لرزه‌بر سازه

قاب خمشی با شکل‌پذیری ویژه می‌باشد، برای تعیین تغییرمکان جانبی واقعی ( $\Delta_M$ ) از سختی

ستون‌های با شکل‌پذیری معمولی صرف‌نظر شده است و برابر ۷ سانتیمتر و ممان اینرسی ستون‌ها

$E_c = 67500 cm^4$  در نظر گرفته شود.

براساس بند 1633.2.4.1 آیین‌نامه UBC97، بایستی نشان داد که در چنین حالتی میانقاب‌ها باعث

خرابی ستون نخواهد شد و قسمت آزاد ستون قادر به جایی  $\Delta_M$  است.

$$V_{col} = \frac{12 E_c I_c \Delta_M}{h^3} = \frac{12 \times 230 \times 10^3 \times 67500 \times 7}{180^3} = 223611 \text{ kg}$$

$$\frac{V_{col}}{A_c} = \frac{223611}{900} = 248 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

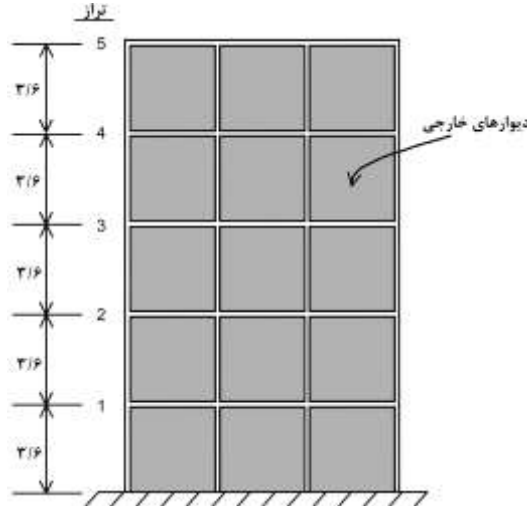
میزان برش خیلی زیاد است و بایستی بروشی میانقاب‌های سخت از ستون جدا شود. در صورتی

که این امر صورت گیرد داریم:

$$V'_{col} = \frac{12E_c I_c \Delta_M}{h^3} = \frac{12 \times 230 \times 10^3 \times 67500 \times 7}{360^3} = 27951 \text{ kg}$$

$$\frac{V'_{col}}{A_c} = \frac{27951}{900} = 31 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

همانطور که دیده شد مقدار برش ایجاد شده در ستون به یک هشتم کاهش یافت. (مثال) سازه ۵ طبقه نشان داده شده در شکل ۸-۶۱ که بصورت قاب خمشی است را در نظر بگیرد. منطقه با لرزه خیزی بالا، پانلهای خارجی دارای طولی برابر ۵/۸ متر و ارتفاع ۳/۳ متر، وزن هر پانل ۶/۵ تن و کاربرای سازه مسکونی می باشد. ضوابط طراحی برای دیوارهای پیرامونی و نیروی زلزله طراحی برای دیوارهای موجود در طبقات چهارم و اول را تعیین نمایید.



شکل ۸-۶۱

بند 1632.2 آیین نامه UBC97 ضوابط طراحی برای دیوارهای خارجی را ارائه داده است.

$$F_p = \frac{a_p C_a I_p}{R_p} \left( 1 + 3 \frac{h_x}{h_r} \right) W_p \geq 0.7 C_a I_p W_p$$

با استفاده از جدول 16-O،  $a_p = 1$  و  $R_p = 3$  می باشد. ضریب زلزله  $C_a$  به نوع خاک و فاصله از گسل بستگی دارد که در این مثال فرض نمایید برابر ۰/۴ باشد. با فرض ضخامت ۳۰ سانتیمتر برای تیرهای بین طبقات، نیروی طراحی زلزله برای پانل طبقه چهارم به صورت زیر می باشد:

$$h_r = 18 \text{ m} \quad h_L = 11.1 \text{ m} \quad h_U = 14.1 \text{ m}$$

$$F_{pU} = \frac{1 \times 0.4 \times 1}{3} \left( 1 + 3 \frac{14.1}{18} \right) W_p = 0.447 W_p$$

$$F_{pL} = \frac{1 \times 0.4 \times 1}{3} \left( 1 + 3 \frac{11.1}{18} \right) W_p = 0.38 W_p$$



طراحی لرزه‌ای سازه‌ها

$$F_{p4} = \frac{F_{pU} + F_{pL}}{2} = \frac{0.447 + 0.38}{2} W_p = 0.414 W_p = 0.414 \times 6.5 = 2.7 \text{ ton}$$

کنترل  $F_{p4} \geq 0.7 C_a I_p W_p = 0.7(0.4)(1.0) W_p = 0.2 W_p$  خوب است

با فرض ضخامت ۳۰ سانتیمتر برای تیرهای بین طبقات، نیروی طراحی زلزله برای پانل طبقه اول به صورت زیر می‌باشد:

$$h_r = 18 \text{ m} \quad h_L = 0 \quad h_U = 3.3 \text{ m}$$

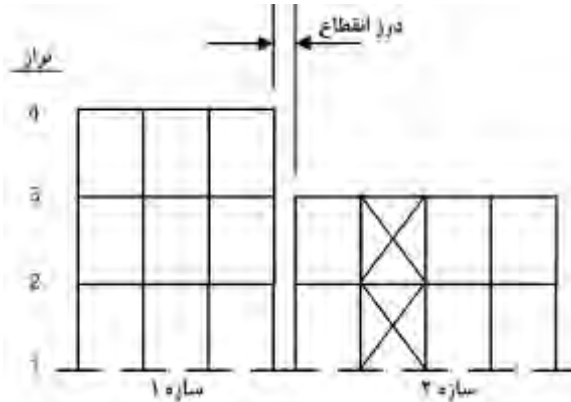
$$F_{pU} = \frac{1 \times 0.4 \times 1}{3} \left( 1 + 3 \frac{3.3}{18} \right) W_p = 0.207 W_p$$

کنترل  $F_{pU} = 0.7 C_a I_p W_p = 0.7(0.4)(1.0) W_p = 0.2 W_p$  خوب نیست

$$F_{pL} < F_{pU} < 0.28 W_p \Rightarrow F_{pL} = F_{pU} = 0.28 W_p$$

$$F_{p1} = \frac{F_{pU} + F_{pL}}{2} = 0.28 W_p = 0.28 \times 6.5 = 1.82 \text{ ton}$$

نیروی جانبی  $F_p$  بایستی برای طراحی پانل برای نیروهای خارج از صفحه به کار برده شود. (مثال) دو سازه نشان داده شده در شکل ۸-۶۲ را در نظر بگیرید که سازه اول ۴ طبقه با ضریب رفتار ۷ و سازه دوم دو طبقه با ضریب رفتار ۶ می‌باشد. طبق استاندارد ۲۸۰۰ بایستی بین دو سازه درز انقطاع رعایت شود. مقدار تغییر مکان هر یک از طبقات در جدول زیر نشان داده شده است. درز انقطاع را تعیین نمایید.



شکل ۸-۶۲

سازه ۱		سازه ۲	
تراز	$\Delta_s$	تراز	$\Delta_s$
۴	۳/۴۵	-	-
۳	۲/۵۴	۳	۱/۹

استفاده غیر تجاری از این اثر بلامانع است

۲	۱/۲	۲	۰/۸۸
۱	۰	۱	۰

در صورتی که  $\Delta_{M1}$  تغییرمکان جانبی واقعی سازه اول و  $\Delta_{M2}$  تغییرمکان جانبی واقعی سازه دوم باشد، مقدار فاصله بین دو سازه ( $\Delta_{MT}$ ) بصورت زیر تعیین می‌شود:

$$\Delta_{MT} = \sqrt{(\Delta_{M1})^2 + (\Delta_{M2})^2}$$

ابتدا بایستی طبق بند ۲-۵-۳ استاندارد ۲۸۰۰ حداکثر تغییرمکان واقعی سازه تعیین گردد. برای سازه‌ها داریم:

$$\Delta_{M1} = 0.7R\Delta_s = 0.7 \times 7 \times 2.54 = 12.446 \text{ cm}$$

$$\Delta_{M1} = 0.7R\Delta_s = 0.7 \times 6 \times 1.9 = 7.98 \text{ cm}$$

بنابراین در این مثال مقدار درز انقطاع با استفاده از حداکثر جابجایی غیرارتجاعی هر یک از سازه‌ها به صورت زیر تعیین می‌شود:

$$\Delta_{MT} = \sqrt{(\Delta_{M1})^2 + (\Delta_{M2})^2} = \sqrt{12.466^2 + 7.98^2} = 14.8 \text{ cm}$$

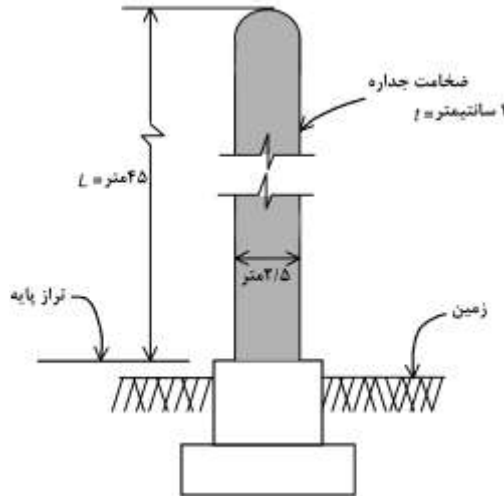
طبق استاندارد ۲۸۰۰ نیز هر یک از سازه‌ها بایستی به میزان  $0.5R\Delta_s$  از مرز زمین مجاور فاصله داشته باشد که در اینحالت:

$$\Delta_{MT} = 0.5 \times 7 \times 2.54 + 0.5 \times 6 \times 1.9 = 14.59 \text{ cm}$$

که به مقدار قبلی بسیار نزدیک است. در صورتی که ساختمان اول در حال طراحی و ساختمان دوم موجود باشد و اطلاعاتی از آن در دست نباشد، درز انقطاع بایستی براساس اطلاعات سازه اول در نظر گرفته شود. حداکثر جابجایی سازه اول برابر  $۳/۴۵$  سانتیمتر می‌باشد که در تراز بام رخ می‌دهد. بنابراین:

$$\Delta_M = 0.7R\Delta_s = 0.7 \times 7 \times 3.45 = 16.9 \text{ cm}$$

به عبارت دیگر سازه اول بایستی به میزان  $۱۶/۹$  سانتیمتر دارای عقب نشینی باشد. (مثال) یک مخزن استوانه‌ای شکل فولادی که توسط یک پی سنگین بتنی تحمل می‌شود را به مانند شکل زیر در نظر بگیرید.



شکل ۸-۶ مخزن استوانه‌ای شکل

منطقه با لرزه‌خیزی خیلی زیاد، ظرف حاوی مواد سمی و وزن ظرف به همراه محتویات آن برابر ۷۰ تن می‌باشد. دوره تناوب برج، برش پایه، توزیع نیروهای جانبی در ارتفاع و لنگر واژگونی در پایه را تعیین نمایید. نوع خاک II می‌باشد.

در این مثال مخزن در حالت پر بررسی می‌شود لیکن در عمل ممکن است حالت‌های دیگر نیز نیاز به بررسی داشته باشند. همچنین فرض بر توزیع یکنواخت وزن در ارتفاع می‌نماییم. با استفاده از استاندارد ۲۸۰۰ دوره تناوب سیستم به صورت زیر تعیین می‌شود:

$$T = 1.79 L^2 \sqrt{\frac{q}{gEI}}$$

که در آن  $q$  وزن واحد طول منشور و  $L$  طول آن است.

$$q = \frac{70 \times 10^3}{4500} = 15.55 \frac{kg}{cm} \quad E = 2 \times 10^6 \frac{kg}{cm^2}$$

$$I = 6062684 \text{ cm}^4 \Rightarrow EI = 1.2125 \times 10^{13} \text{ kg.cm}^2$$

$$T = 1.79 \times 4500^2 \sqrt{\frac{15.55}{981 \times 1.2125 \times 10^{13}}} = 1.31 \text{ sec}$$

چون دوره تناوب سازه بیش از ۰/۰۶ ثانیه می‌باشد، بنابراین سازه بصورت انعطاف پذیر در نظر گرفته می‌شود. برای تعیین برش پایه برای اجزای غیر ساختمانی، به مانند برش ارائه شده در بخش ۲-۳ استاندارد ۲۸۰۰ عمل می‌نماییم. طبق جدول ۸ استاندارد ۲۸۰۰ ضریب رفتار برای سازه برابر ۳ و به سبب نگهداری مواد سمی جزو ساختمان‌های با اهمیت خیلی زیاد است. با استفاده از طیف ۲۸۰۰،  $B=1.32$  می‌باشد. بنابراین:

$$V = \frac{ABI}{R} W = \frac{0.35 \times 1.32 \times 1.4}{5} \times 70 = 0.13 \times 70 = 9 \text{ ton}$$

حداقل برش پایه:

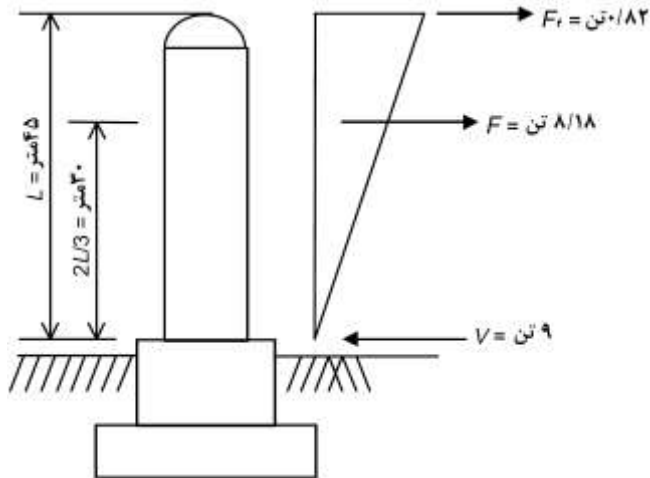
$$V_{\min} = 0.1AIW = 0.1 \times 0.35 \times 1.4 \times 70 = 3.43 \text{ ton}$$

برای توزیع نیرو در ارتفاع چون دوره تناوب سازه بیش از ۰/۷ ثانیه است، نیروی شلاقی نیز در بالای برج خواهیم داشت:

$$T = 1.31 > 0.7 \text{ sec} \Rightarrow F_t = 0.07TV = 0.07 \times 1.31 \times 9 = 0.82 \text{ ton}$$

$$F = V - F_t = 9 - 0.82 = 8.18 \text{ ton}$$

در توزیع مثلثی، مقدار نیروی F در مرکز سطح مثلث قرار داده می‌شود:



شکل ۸-۶۴

لنگر واژگونی:

$$M = 0.82 \times 45 + 8.18 \times 30 = 282.3 \text{ ton.m} \quad \text{در بالای پی}$$

## مراجع:

۱. تسیمی، عباسعلی، «رفتار و طرح لرزه ای ساختمانهای بتن مسلح (آبا + ۲۸۰۰)»، مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، ۱۳۸۰، جلد اول.
۲. سعیدی، عبدالحمید، «مدلسازی دیوار برشی توسط قاب بادبندی شده معادل»، مجموعه مقالات دومین همایش بین المللی ساختمانهای بلند، ۱۳۸۰، تهران
۳. آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله؛ استاندارد ۸۴-۲۸۰۰ (ویرایش ۳)؛ مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن
۴. سلطان محمدی، م، علیرضایی، م، محمدزاده، ع؛ ۱۳۸۷، «تحلیل سازه‌ها»، جلد اول، انتشارات آزاده
۵. مقدسی موسوی، سید علی؛ «اثر زلزله‌های مصنوعی ناشی از گسل شمال تهران بر روی رفتار غیر ارتجاعی ساختمانهای ناحیه»؛ پایان نامه کارشناسی ارشد؛ دانشگاه تربیت مدرس؛ به راهنمایی دکتر حمزه شکیب؛

۱۳۸۳

6. Chen, W.F. and Scawthorn, C. (eds). 2002. *Earthquake Engineering Handbook*, CRC Press, Boca Raton, FL.
7. Dowrick, D.J. 1987. *Earthquake Resistant Design*, 2nd edition, John Wiley & Sons, New York.
8. Naem, F. (ed.). 2001. *Seismic Design Handbook*, 2nd edition, Kluwer, New York.
9. Uniform Building Code. 1997. Volume 2, *Structural Engineering Design Provisions*, International Conference on Building Officials, Whittier.
10. Yang, Y.-B., Chang, K.-C., and Yau, J.-D. 2002. *Base Isolation*, chapter in Chen and Scawthorn (2002).
11. FEMA-356 (2000). *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*. Federal Emergency Management Agency, Washington, DC.
12. IBC (2000). *International Building Code*. International Code Council, ICBO, Whittier, CA.
13. Park, R. and Paulay, T. (1976). *Reinforced Concrete Structures*. John Wiley & Sons, New York.
14. Applied Technology Council. 1996. *Evaluation and Upgrade of Reinforced Concrete Buildings*, Report no. ATC-40, California Seismic Safety Commission, Sacramento, CA.
15. Chopra, A.K. 1981. *Dynamics of Structures, A Primer*, Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, CA.
16. ICC. 2000. International Building Code 2000, *International Code Council*, published by International Conference of Building Officials, Whittier, CA, and others.
17. Bozorgnia, Y. and Bertero, V.V. (2004). *Earthquake Engineering. From Engineering Seismology to Performance - Based Engineering*. CRC Press, Boca Raton, FL, USA.
18. Shakib, H. "Elastic and Inelastic Behavior of Torsionally Coupled System Under Random Ground Motion". Ph.D. Tesis, I.I.T Dehli, 1991

## فصل ۹ - ساختمان‌های با مصالح بنایی

### ۹-۱- کلیات

کشور پهناور و کهنسال ایران در طول تاریخ شاهد نابودی شهرها و حتی بعضی از تمدن‌های خود در اثر زلزله بوده است. ابعاد فاجعه بار اقتصادی، اجتماعی، فرهنگی، سیاسی... یک زلزله کوتاه - مدت در چندثانیه می‌تواند حاکم بر سرنوشت چند نسل باشد. بنابراین تامین ایمنی لرزه‌ای ساختمان‌ها باید در اولویت قرار گیرد. از جمله رایج‌ترین و قدیمی‌ترین نوع ساخت و ساز در کشور ساختمان‌های بنایی است. سازه‌های بنایی کشور اغلب بدون توجه به ضوابط آیین‌نامه‌ها ساخته شده و بسیار آسیب پذیر می‌باشند. لرزه‌خیزی کشور نیاز مبرم به بهسازی سازه‌ها را آشکار می‌کند. آیین‌نامه بهسازی لرزه‌ای سازه‌های موجود کشور که ساختار اصلی آن بر اساس دستورالعمل FEMA می‌باشد شامل فصلی مربوط به سازه‌های بنایی است که یک دستورالعمل اجرایی است و شامل ضوابط استاندارد ۲۸۰۰ می‌باشد. همچنین دستورالعمل‌هایی که اخیراً ارائه شده همگی بر نیاز جامعه مهندسی به ضوابط قابل اطمینان برای بهسازی و مقاوم‌سازی سازه‌های بنایی تاکید می‌کند.

استفاده از مصالح بنایی غالباً و بویژه نوع آجری آن برای ساخت واحدهای مسکونی یک یا چند طبقه و یا واحدهای تجاری و تولیدی و مدارس و بیمارستانهای شهرهای متوسط کوچک بخشها و روستاها متداول است. علت اصلی این کاربرد وسیع آسان بودن تولید آجر حمل و نقل متداول پائین بودن سطح اقتصادی کشور عدم نیاز به تکنولوژی برتر چه در مراحل تولید واحدهای ساختمانی مثل آجر یا بلوک و چه در مراحل ساخت و ساز و همچنین تصور عمومی و کلی مبنی بر عدم نیاز به تخصص ویژه در همه مراحل فوق را می‌توان نام برد. از طرفی آجر بعنوان یک فرآورده با قدمت تاریخی دارای قابلیت انعطاف و زیبایی برای نماکاری است که رویکرد بیشتری را در استفاده از آن موجب می‌گردد.

مطالعاتی که بر روی آمار ساخت واحدهای مسکونی توسط دکتر تسنیمی در کشور انجام شده است نشان میدهد که در احداث ساختمان‌های آجری ضوابط و دستورالعمل‌های مربوط به فرآیند ساخت و ساز یکی به دلیل عدم وجود استانداردهای ذیربط و دیگری به دلیل عدم توجه به سطوح تخصصی لازم و استفاده از سازندگان محلی مورد توجه قرار ندارد. این مساله نگرانی‌هایی را در

اکثر نقاط زلزله خیز کشور و در شهر بزرگی مانند تهران موجب شده است. در هر حال دو نکته اساسی و جدی مورد توجه است: یکی اینکه ساختمان‌های متعددی وجود دارد که در برابر زلزله آسیب پذیرند و باید به نحو صحیحی ارزیابی شوند تا در پی آن نسبت به مقاوم سازی یا بازسازی آنها تصمیم لازم اخذ گردد. دیگر آنکه ساختمان‌های جدیدی که قرار است از این پس ساخته شود دارای چه ویژگی‌هایی باشند. اساساً بر اساس کدام ضابطه یا دستور العمل طراحی محاسبه و اجرا شوند؟ تا با توجه به شرایط مختلف لرزه خیزی کشور با وقوع یک زلزله کمترین آسیب را متحمل شوند. از نکات مهم دیگر اینکه با توجه به زلزله خیز بودن کشور و وجود تعداد بسیار زیادی از ساختمان‌های آجری در شهرهای بزرگ و کوچک و نیز ابنیه تاریخی گسترده که سرمایه‌های مهم علمی، تخصصی و فرهنگی بشمار می‌روند، می‌باشند. بنابراین لازم است نقش آجر، ملات و میلگرد در فرآیند طراحی لرزه‌ای بطور صحیح شناخته و تبیین شوند. آنچه که بسیار حائز اهمیت است و نمی‌توان آن را نادیده گرفت، این واقعیت است که درصد بالایی از ساختمان‌های موجود و در دست احداث توانایی مقاومت در برابر زلزله‌های شدید را ندارند و در صورت رخداد این قبیل زلزله‌ها خسارات جانی و مالی جبران ناپذیری را به بار خواهد آورد. با رجوع به زلزله‌های اخیر کشور مشخص می‌شود که بطور تقریب در هر ۱۰ ساله یک بار یک زلزله مخرب رخ داده است که منجر به تخریب گسترده واحدهای مسکونی و مرگ ساکنین آنها گردیده است. اگر به زلزله‌های چند سال اخیر توجه کنیم ملاحظه می‌شود که در زلزله خردادماه ۱۳۶۰ منجیل ۳۵۰۰۰ نفر جان خود را از دست دادند و تعداد بسیار زیادی از واحدهای مسکونی که غالباً از آجر و سنگ ساخته شده بودند تخریب کامل شدند. موارد مشابه در این خصوص بسیار فراوان است لذا می‌بایست در امر ساخت و ساز توجه ویژه‌ای را به این قبیل ساختمان‌ها معطوف کرد.

## ۹-۲- وضعیت ساختمانهای آجری و مصالح بنائی در کشور

بررسی وضعیت ساختمان‌های آجری در کشور از دو جنبه قابل تامل است: نخست، از نظر توجه به آمار و عملکرد ساختمان‌های آجری در زلزله‌های گذشته و دوم، توجه به جایگاه ساختمان‌های آجری در ساخت و ساز. با توجه به اینکه در دهه‌های اخیر چندین زلزله بزرگ و مخرب در کشور روی داده و تلفات و خسارات سنگین وارد کرده است؛ می‌توان نتیجه گرفت که با توجه به موقعیت ایران از لحاظ لرزه‌خیزی، ساختمان‌های با مصالح بنائی غیر مسلح در زلزله‌های گذشته عملکرد خوبی از خود نشان نداده‌اند.

از طرفی دیگر، بخش عمده‌ای از ساختمانها با مصالح بنائی ساخته می‌شوند. بر اساس آمار ارائه شده توسط مرکز آمار ایران، در سال ۱۳۷۶، ۷۵/۳ درصد ساختمان‌ها از چوب و آجر، ۴ درصد از بلوکهای سیمانی و ۱۸/۲ درصد نیز از اسکلت فولادی یا بتن مسلح ساخته شده‌اند. پروانه‌های

ساختمانی صادر شده در این سال برای احداث ساختمانهای مسکونی یک و دو طبقه به تنهایی ۸۵/۱ درصد کل پروانه های صادر شده را به خود اختصاص می دهد که بیشتر آنها در روستاها و شهرستانها ساخته شده است. ساختمانهای یک و دو طبقه غالباً بصورت سنتی ساخته شده و نظارت و کنترل کمتری نسبت به سایر ساختمانها، بر روی آنها صورت میگیرد. با توجه به این آمار میتوان به این واقعیت دست یافت که الگوی ساخت و ساز در کشور به سمت ساخت ساختمانهای یک و دو طبقه که عموماً از نوع ساختمانهای بنائی است جهت یافته است؛ اگر چه در سایر نقاط جهان نیز این الگو را می توان یافت. در کشورهای در حال توسعه نظیر کشور ما، که حداقل هزینه ساخت مورد توجه است از این الگوی ساخت بیشتر استفاده می شود. سکونت بخش وسیعی از مردم در این خانههای کم دوام به ترکیبی از عوامل اقتصادی، فرهنگی و اجتماعی باز میگردد اما باید توجه داشت که استفاده از در دسترس ترین مصالح و روشها، برای خانه سازی در جوامع کم درآمد است.

اگر چه نحوه پایدار کردن این گونه ساختمانها در برابر بارهای قائم بر اساس تجربه بدست آمده طی سالهای متمادی استوار است، ولی در برابر حرکات ناشی از زمین لرزه اغلب به دلیل فقدان دانش و آگاهی لازم، خرابی و خسارات زیادی متوجه این ساختمانها می گردد. عدم شناخت و کنترل کیفیت مصالح محلی مصرفی و نبود مهارت فنی لازم در به کارگیری صحیح مصالح و اجرای ساختمان در کنار عوامل اجتماعی و اقتصادی، همگی در این خسارت نقش دارند. باید توجه داشت که یکی از بارزترین ویژگیهای مصالح بنائی کم بودن مقاومت کششی و برشی آنها نسبت به مقاومت فشاری می باشد. این ضعف مقاومتی موجب گردیده است تا در ساخت ساختمانهای با مصالح بنائی دسته بندی هائی بوجود آید که بر اساس آن می توان ساختمانهای بنائی را به چند دسته تقسیم کرد که عبارتند از:

الف - ساختمانهای بنائی غیر مسلح

ب - ساختمانهای بنائی کلاف بندی شده

ج - ساختمانهای آجری مرکب

د - ساختمانهای بنائی مسلح





شکل ۹-۱ ساختمان مصالح بنائی - زلزله بم

### ۹-۳ - ساختمانهای بنائی غیر مسلح

از قدیمی‌ترین ساختمان‌های بنائی که مصالح مصرفی در آنها آجر، بلوک، سنگ و خشت به‌مراه ملات ماسه سیمان یا ماسه آهک است، ساختمان‌های بنائی غیر مسلح می‌باشد. چنانچه گفته شد مصالح مصرفی عمدتاً دارای مقاومت فشاری مناسبی است. عنصر اصلی باربر در این ساختمان‌ها، دیوارها بوده و بار سقف از طریق این دیوارها به پی منتقل می‌شود. نقطه ضعف اصلی در این قبیل ساختمانها نبودن اتصال دو دیوار، اتصال دیوار و سقف است. ساختمان‌های بنائی در برابر بارهای قائم از مقاومت کافی برخوردار هستند، مشکل اصلی رفتار نامناسب آنها به هنگام زلزله، و یا مواردی چون نشست نامساوی است. رفتار ساختمان‌های بنائی به دلیل ضعف مصالح بنائی در برابر کشش و برش موجب شده است که طراحی این قبیل ساختمان‌ها با توجه به شرایط خاص آنها مورد سوال است.

### ۹-۴ - ساختمانهای بنائی کلاف بندی شده

برای کاهش تردی و شکنندگی ساختمان‌های بنائی و افزایش مقاومت آنها از کلاف‌های افقی و قائم استفاده می‌شود. استاندارد ۲۸۰۰ ایران، لزوم اجرای کلاف افقی روی دیوارها را ضروری میدانند؛ و همچنین اجرای کلاف بندی قائم برای ساختمان‌های بنائی دو طبقه و یک طبقه که از اهمیت بالائی برخوردار هستند، توصیه می‌کند. این کلاف‌ها در گوشه‌های دیوار به فاصله حداکثر ۵ متر اجرا می‌شود. جزئیات اجرای کلافها در فصل سوم استاندارد ۲۸۰۰ بیان شده است که بیشتر

براساس تجربه‌های بدست آمده از نوع تخریب این قبیل ساختمانها در زلزله‌های گذشته و برای کاهش تخریب آنها ارائه گردیده است.

### ۹-۵- ساختمانهای آجری مرکب

پر کردن داخل قابهای سازه‌ای با دیوار آجری (میانقاب) به دلیل تغییر در سختی و مقاومت ساختمان موجب تغییر رفتار دینامیکی آنها می‌شود، ساختمان‌هایی با این مجموعه به نام ساختمان‌های آجری مرکب معروف هستند. در نخستین لحظات رخداد زلزله، بخش مهمی از این نیروی ناشی از زلزله، توسط دیوارهای آجری تحمل شده که پس از شکست دیوار، این نیروها به قاب منتقل می‌شود، و همزمان با انتقال نیروی زلزله از دیوار به قاب، مقاومت ساختمان بشدت کاهش یافته و احتمال تخریب آن بالا می‌رود. بر این اساس اگر بتوان رفتار دیوار (میانقاب) را کنترل کرد، می‌توان به مقاومت ساختمان در برابر زلزله اطمینان یافت. بدون این کنترل ساختمان‌های با اسکلت و دیوارهای پر کننده را نمی‌توان در ردیف ساختمانهای آجری مرکب محسوب کرد.

### ۹-۶- ساختمانهای بنائی مسلح

هدف اصلی در طراحی این ساختمان‌ها، افزایش شکل پذیری در دیوارهای ساختمانهای بنائی با اجرای میلگردهای افقی و قائم در داخل بلوکهای آجری یا سیمانی است. آزمایش‌های انجام شده بر روی اجزای بنائی مسلح نمایانگر تشابه رفتار آنها در مقابل بارهای استاتیکی یا بارهای متناوب، با رفتار المانهای بتن مسلح است.

تعداد دیوارهای برشی در ساختمانهای بنائی مسلح و بالا بودن میرایی در مصالح بنائی منجر به قرار گیری این ساختمانها در گروه ساختمانهای مقاوم در برابر زلزله شده است. اختلاف این ساختمان‌ها با ساختمانهای بتنی در این است، که در ساختمانهای بنائی مسلح، قرار دادن فولاد در نواحی مورد نیاز مشکل‌تر است. از طرفی این میلگردها باید توسط دوغاب یا بتن محصور شوند، بطوریکه نتیجه کار یک مجموعه مرکب را به وجود آورد. اهمیت ایجاد یک مجموعه مرکب و مقید کردن واحدهای بنائی به دلیل تردی این واحدهاست، چون به هنگام تاثیر بارهای دینامیکی بر المان‌های بنائی تمایل به جدایی و ایجاد ترک در آنها افزایش می‌یابد.

## ۹-۷- عملکرد ساختمان‌های بنایی در برابر زلزله‌های اخیر کشور

در این قسمت عملکرد ساختمان‌های بنایی در برابر زلزله‌های مهم دهه اخیر کشور بررسی خواهد شد.

این زلزله‌ها عبارتند از:

- زلزله ۳۱ خرداد ماه ۱۳۶۹ منجیل و رودبار
- زلزله ۴ اسفند ماه ۱۳۷۲ سفیدابه (استان سیستان و بلوچستان)
- زلزله ۱۶ بهمن ماه ۱۳۷۵ گرمخان (شمال بجنورد)
- زلزله ۱۰ اسفند ماه ۱۳۷۵ اردبیل
- زلزله ۲۰ اردیبهشت ۱۳۷۶ جنوب استان خراسان
- زلزله ۱ تیر ماه ۱۳۸۱ چنگوره - آوج

### ۹-۷-۱- عملکرد ساختمان‌های بنایی در زلزله ۳۱ خرداد ماه ۱۳۶۹ منجیل و رودبار

تجربه‌های به دست آمده از اثر زلزله منجیل و رودبار گواه آن است که تلفات جانی و خسارات مالی ناشی از تخریب ساختمان‌های بنایی به مراتب بیش از گونه‌های دیگر سازه‌ای، نظیر ساختمان‌های بتنی و فولادی می‌باشد. با صرف نظر از تعداد بسیار زیاد گونه‌های ساختمانی بنایی موجود در شهرها و روستاهای کشور (در قیاس با سایر گونه‌ها) می‌توان اصلی‌ترین دلیل، بالا بودن خسارات و تلفات این گونه‌ها را ناشی از عدم اجرای صحیح و عدم به کارگیری ضوابط فنی و دستورالعمل‌های ساخت و ساز جامع و کارآمد دانست. این قبیل ساختمان‌ها که عموماً با دیوارهای آجری و بلوک بتنی و سنگ لاشه و با سقف‌هایی مانند طاق ضربی، تیرچه و بلوک و یا چوبی ساخته می‌شوند: در این زلزله با توجه به اینکه شدت آن در بعضی نقاط شدید بود، خسارات زیادی دیده و موجب مرگ هزاران نفر شدند. در هرزویل و منجیل و بخش‌های دیگری از منطقه زلزله زده تعداد این نوع ساختمان‌ها فراوان بود، و به طور کلی به شدت آسیب دیدند. در هر هرزویل از ۵۲ دستگاه ساختمان آجری یک طبقه که در یک مجتمع مسکونی ساخته شده بود فقط چند ساختمان بر جای ماند که آنها هم به علت شدت خرابی‌های وارده غیر قابل استفاده بودند و اغلب ساختمان‌های باقی مانده فرو ریختند. به طور کلی در این زلزله همچنان که در زلزله مشابه نیز نتیجه‌گیری شده است کلاف‌های بتن آرمه زیر سقف در مواردی که به خوبی اجرا شده‌اند رفتار خوبی داشته‌اند. در موارد متعددی ملاحظه شد که با وجود خراب شدن قسمت اعظم دیوارهای با مصالح بنایی تنها به علت وجود کلاف‌های بتن آرمه سقف، ساختمان از خرابی کامل محفوظ مانده است، گرچه در خیلی موارد اساساً ساختمان غیر قابل استفاده و باید تخریب و بازسازی گردد ولی

وجود کلاف بتن آرمه موجب شده است که سقف به طور یک پارچه باقیمانده و خرابی ساختمان باعث کشتار ساکنین نگردد.

باید به این موضوع توجه داشت که اجرای صحیح و اصولی ساختمان‌های بنائی بایستی در کنار دستورالعمل‌های فن و اجرائی و هم چنین مصالح جدید به نحو بسیار جدی به کار بسته شود چرا که عدم اجرای صحیح و ساخت غیر مهندسی سبب می‌شود که حتی در صورت استفاده از مصالح مرغوب نیز بر مشکلات ساختمان افزوده شود و سبب افزایش آسیب پذیری ساختمان‌های بنائی گردد. بعد از زلزله رودبار و منجیل با توجه به نیاز بعضی از افراد محلی برای مقاوم‌تر ساختن‌های خود هنگام بازسازی و یا ترمیم نوعی سقف طاق ضربی مرسوم گردید که در آن به جای استفاده از ملات گچ و خاک برای ساختن سقف از بتن غیر مسلح استفاده می‌شد. به این ترتیب به دلیل وضعیت هندسی قرارگیری آجرها و هم چنین عدم وجود آرماتورهای حرارتی، طولی و عرضی در بتن و هم چنین افزایش قابل توجه جرم سقف و ساختمان، عملاً عملکرد سازه به مراتب نامناسب‌تر می‌شود، که این سیستم ابداع شده توسط معماران محلی عمدتاً به دلیل عدم آگاهی و دسترسی به ضوابط فنی می‌باشد.

#### ۹-۷-۲- عملکرد ساختمان‌های بنائی در زلزله ۴ اسفند ۱۳۷۲ سفیدابه (سیستان و بلوچستان)

در زلزله سفیدابه با بزرگی ۶/۱ ریشتر، اغلب ساختمان‌های بنائی با طاق ساده یا گنبدی فرو ریخته و حتی ساختمان‌های مهندسی ساز از جمله مجتمع شبانه روزی توحید و دبستان مالک اشتر و ساختمان ایستگاه مخابراتی سفیدابه که دارای کلاف‌های بتنی افقی در تراز پی و در زیر سقف بود، آسیب‌های سازه‌ای شدیدی را متحمل گردیدند. با مشاهده آثار خرابی‌های مربوط به زلزله اتفاق افتاده، می‌توان به روشنی آثار عدم به کارگیری ضوابط فنی و عدم کیفیت مناسب در ساخت و ساز را مشاهده نمود. به عنوان مثال می‌توان به تخریب دیوارهای خارجی به دلیل وجود بازشوهای زیاد یا عدم رعایت فاصله مجاز بین بازشوها و فرو افتادن نعل درگاهی که سبب انهدام ناگهانی در هنگام زلزله شده و فرو افتادن سقف از روی تکیه گاه و عدم استفاده از سیستم کلاف بندی و غیره اشاره نمود. از مقایسه انواع ساختمان‌های مسکونی در روستاها با یک دیگر و هم چنین مقایسه آنها با ساختمان‌های عمومی که تا حدودی در آنها ضوابط مهندسی رعایت شده است، می‌توان نتیجه گرفت که حدود ۷۰ درصد از ساختمان‌های سنتی با سقف گنبدی که دارای فرم ساده و متقارن بوده است، دچار تخریب کامل نشده‌اند زیرا مرکز جرم و مرکز سختی آنها بر یک دیگر منطبق بوده و پیچش در آنها ایجاد نشده است.

همچنین فضاهای کوچک در ساختمان‌های روستائی به ثبات و پایداری آنها در برابر زلزله کمک می‌کند. نظر به این که ساختمان‌هایی که دارای فرم و مصالح یکسان بوده و در یک منطقه که شرایط ژئوتکنیکی یکسانی دارند، بازتاب‌های متفاوتی در مقابل زلزله داشته‌اند، می‌توان نتیجه گرفت که کیفیت اجرا و دقت در ساخت اثر چشمگیری در مقاومت در برابر زلزله دارد. باید اضافه نمود که ساختمان‌هایی که در کنار یکدیگر و به صورت زنجیره‌ای قرار گرفته‌اند، در جهت طولی به لحاظ اتصالشان به یکدیگر و داشتن اتکای جانبی دچار تخریب نشده ولی در جهت عرضی که دارای اتکای جانبی نبودند دچار خسارات شدیدی شده‌اند. با توجه به شرایط ژئوفیزیکی منطقه که تا عمق حدود ۱/۵ متر خاک نرم و سپس به زمین محکم و دج برخورد می‌شود، اثرات تشدید در زلزله ملاحظه نشده و لایه نازک خاک نرم در جذب انرژی زلزله تا حدودی موثر بوده است. از طرفی دیگر باید به نکات منفی سیستم‌های متداول نیز اشاره نمود. عدم انسجام سقف و دیوارهای جانبی و نیز عدم انسجام دیوارهای متقاطع ساختمان به یکدیگر از یک طرف و کیفیت نامطلوب مصالح ساختمانی که عمده آن خشت بوده و مقاومت لازم را در برابر تنش‌های وارده ندارد، از طرف دیگر و هم چنین عدم آشنائی سازندگان ساختمان‌های با اصول صحیح فنی و مهندسی و نیز استفاده بیش از حد کاه گل در سقف ساختمان‌ها و سنگینی زیاد آن که سقف‌ها علاوه بر جذب نیروی زلزله زیاد بعضاً در مقابل بارهای ثقلی نیز دچار تغییر شکل‌های زیادی شده بودند، از بارزترین مواردی است که موجب تخریب ساختمان‌ها هنگام ترک‌های قطری در دیوارهای دارای بازشو شده و موجب می‌گردد که ساختمان در برابر نیروهای برشی ناشی از زلزله از مقاومت لازم برخوردار نباشد از نکات مهم دیگر عدم اتصال تیرهای سقف به یکدیگر می‌باشد که باعث ریزش ناگهانی سقف می‌شود.

### ۹-۷-۳- عملکرد ساختمان‌های بنائی در زلزله ۱۶ بهمن ماه ۱۳۷۵ گرمخان (شمال)

#### (بجنورد)

شمار اندکی ساختمان آجری در منطقه زلزله زده وجود داشت که مربوط به مساجد و مدرسه‌ها و ساختمان‌های با کاربری عمومی بود. در مورد ساختمان‌های آجری با به کار بردن حداقل معیارها (مثلاً در مورد آجرکاری و درز ملات) آسیب کمتری نسبت ساختمان‌های مشابه که این معیارها در آنها رعایت نشده بود، مشاهده شد. استفاده از آجر در ساختمان بدون شناژ، خرابی قابل توجهی بر جای گذاشت. ساختمان‌های نیمه آجری نظیر ساختمان‌های آجری- فولادی یا ساختمان‌های آجری با شناژ بتنی در منطقه وجود داشت که به علت رعایت حداقل ضوابط، مقاومت بهتری از خود نشان دادند، اما در همین ساختمان‌ها نیز به علت عدم رعایت بعضی جزئیات دچار آسیب سازه‌ای شده بودند. بررسی عملکرد اجزاء مختلف ساختمان‌های بنائی در این زلزله نشان داده است

که سقف‌های منازل روستائی که معمولاً از چهار نوع (سقف‌های با تیر چوبی و مصالح پرکننده مانند گل، سقف‌های ضربی خشتی، طاق ضربی و تعداد کمی سقف شیبدار) ساخته شده‌اند، به شدت دچار آسیب شده‌اند. سقف‌های با تیر چوبی بار مرده کمتری نسبت به سقف‌های طاق ضربی دارند و به همین دلیل کمتر از سایر موارد دچار تخریب شده بودند. سقف‌های ضربی خشتی که با دهانه‌های زیاد (حدود ۳ متر) و قوس زیاد به صورت نیم دایره ساخته می‌شوند، اکثراً برای آغل‌ها و گاه‌دان‌ها به کار می‌روند. این نوع سقف‌ها به میزان زیاد آسیب دیده بودند.

در اغلب موارد تیرهای چوبی حمال یا تیرآهن‌ها، عمدتاً بر روی دیوار گلی، سنگی یا آجری قرار گرفته‌اند. به علت اینکه نسبت لازم برای طول قرارگیری آنها روی دیوارها رعایت نشده است، اکثراً پس از جابه‌جائی مختصر دیوار، فرو ریخته‌اند. اکثر سقف‌های ساختمان‌های منطقه فاقد کلاف زیر سقف و یا قسمتی بودند که بتوان تیرهای سقف را در آنها مهار نمود. در بیشتر موارد طول تکیه گاه تیرهای سقف طاق ضربی کمتر از ۱۰ سانتیمتر بوده که عملکرد مناسبی نداشتند. تعدادی از ساختمان‌های جدید الاحداث منطقه نظیر مدارس، با کلاف‌های بتنی در سقف مشاهده شده‌اند که حداقل از ریزش سقف آنها جلوگیری شده بود. همچنین تعداد محدودی ساختمان در منطقه وجود داشت که دارای شناژ قائم یا ستون فولادی یا بتنی بوده که بطور خلاصه عملکرد این ساختمان‌ها در مقابل زلزله به مراتب بهتر از سایر ساختمان‌ها بوده است. همان طور که قبلاً نیز عنوان شد، در اکثر ساختمان‌های روستائی، دیوارهای گلی و سنگی یا آجری، نقش عضو باربر در برابر نیروی زلزله را دارند. از میان دیوارها، آنهایی که گلی بودند کاملاً فرو ریخته‌اند. تعداد کمی از دیوارهای سنگی پابرجا مانده و بعضی از دیوارهای آجری نیز تخریب شده‌اند. بیشتر دیوارها با ملات گل ساخته شده و در مناطق با شدت بیشتر زلزله خراب شده‌اند و حتی برخی از آنها که دارای ترک‌های عمیق قطری بودند، می‌بایست تخریب شوند.

عدم رعایت نکات فنی در آجرکاری و ملات مصرفی سبب عمده ویرانی دیوارها بوده است. حتی کافی نبودن دیوار نسبی در سطح پلان در مورد بعضی از سازه‌های آجری، آسیب قابل ملاحظه‌ای به دیوارها وارد آورده است. برخی از پانل‌های دیوار و تیغه‌های گاه گلی از محل خود خارج شده و ترک‌های قطری قابل ملاحظه‌ای در سطح آنها ایجاد شده بود و در گوشه‌ها عمدتاً دچار شکست شده بودند. در دیوارهای شامل بازشو نظیر پنجره و در، ترک‌های عمیق از سقف تا محل بازشو به کرات به وجود آمده است. در ساختمان یک مسجد در روستای آق تپه علی‌رغم این که ساختمان سالم باقیمانده، به علت نزدیکی پنجره به بر خارجی ساختمان، ترک‌های قابل توجهی ایجاد شده است. وجود شناژ در تعداد کمی از ساختمان‌ها حتی با صرف نظر کردن نحوه اجرای آنها، رفتار بهتری در مقایسه با ساختمان‌های فاقد شناژ داشته‌اند. متأسفانه در بعضی موارد نظیر ساختمانی در روستای سورک، شناژ زیر دیوار بدون میلگرد اجرا شده بود که به علت ضعف بتن در برابر

کشش، شکستی با عرض ترک در حدود چند سانتیمتر رخ داده بود و دیوارهایی که مستقیماً روی زمین قرار گرفته بودند، عمدتاً فرو ریختند یا آسیب شدید داشته‌اند. به طور کلی ساختمان‌های مناطق روستائی را می‌توان فاقد پی دانست. تعداد کمی از آنها تنها شامل شناژ بودند. کرسی چینی‌ها تنها در زیر دیوارهای خارجی انجام شده که ظاهراً به جای پی ساختمان مورد استفاده قرار گرفته است.

در اغلب ساختمان‌های روستائی جان پناه به کار نمی‌رود و تنها در مورد برخی از ساختمان‌های عمومی مانند مدرسه‌ها جان پناه ساخته می‌شود. جانپناه با ضخامت ۱۰ سانتیمتر، ارتفاعی بیش از ۸۰ سانتیمتر داشتند که اکثر آنها خراب شده بودند. هیچ عنصر قائمی که جان پناه‌ها بلند را نگه دارد به کار نرفته بود. ساخت دیوارهای روکار عموماً نامناسب بوده و حتی در مواردی از دیوار آجری روکار برای دیوارهای خشت و گلی استفاده شده بود. این دیوارهای روکار اکثراً فاقد قفل و بست کامل با دیوارهای پشت کار بودند، هم چنین عدم هم زمانی چیدن دیوار روکار و پشت کار، باعث ایجاد شکاف‌های عمیق در سطح تماس دو دیوار به هنگام وقوع زلزله شده بود که آسیب زیادی دیده بودند.

#### ۹-۷-۴- عملکرد ساختمان های بنائی در زلزله ۱۰ اسفند ماه ۱۳۷۵ اردبیل

ساختمان‌های روستائی منطقه زلزله‌زده اردبیل عموماً خشتی و گلی می‌باشند. این ابنیه به ترتیب بیشترین تعداد، شامل ساختمان‌های مسکونی روستائیان، آغل‌ها، مدارس و در چند مورد مراکز مخابرات و خانه‌های بهداشتی روستاها می‌شدند که اعم ابنیه منطقه نزدیک به مرکز زمین لرزه را تشکیل می‌دادند. ساختمان‌های مسکونی و دیگر تاسیسات شهری شهرستان‌های سرعین نیز عموماً نیمه مهندسی و مهندسی بودند و در مورد مراکز دولتی مثل مدارس، مراکز مخابرات، خانه‌های بهداشت و غیره که از مصالح مرغوب‌تری نسبت به خشت و گل مانند آجر، ملات ماسه سیمان و تیرهای فلزی برخوردار بودند، در این زمین لرزه تنها متحمل خسارت شده و به مرحله انهدام نرسیدند و در نتیجه منجر به مرگ و میر افراد نیز نگردیدند. عمده تلفات جانی این زمین لرزه به خاطر انهدام کلی یا قسمتی از منازل خشتی و گلی روستائی بود. ابنیه نیمه مهندسی نسبت به ابنیه گلی عملکرد بهتری داشتند. البته این به آن معنی نیست که هیچ گونه خسارتی بر آنها وارد نگردیده، ولی در اکثر بررسی‌ها مسئله مهمی در آنها مشاهده نشده بود.

#### ۹-۷-۵- عملکرد ساختمان های بنائی در زلزله ۲۰ اردیبهشت ۱۳۷۶ جنوب

##### خراسان

پس از زلزله سال ۱۳۵۸ در منطقه قائن و ویرانی بسیاری از ساختمان‌های خشت و گلی روستائی، استفاده از آجر، سیمان و فولاد در منطقه رایج گردید، هر چند ساخت ساختمان‌های خشت و گلی

نیز هم چنان ادامه داشت و هنوز هم استفاده از خشت و گل به عنوان یکی از قابل دسترس ترین مصالح ساختمانی در محل متداول می‌باشد. در منطقه زلزله زده زیر کوه بیشترین درصد ساختمان‌های ساخته شده از نوع بنائی غیر مسلح بودند. عموم این ساختمان‌ها یک طبقه و در موارد اندکی دو طبقه اجرا می‌شدند.

#### الف - ساختمان‌های بدون کلاف بندی

در این گونه ساختمان‌ها دیوارهای باربر بر روی کرسی چینی آجری یا سنگی و در برخی ساختمان‌ها بدون کرسی چینی مستقیماً بر روی زمین محل ساختمان قرار گرفته و بارهای سقف را به زمین منتقل می‌سازند. سقف از تیرهای فولادی و طاق ضربی ساخته می‌شوند که تیرهای سقف بر روی دیوارهای باربر تکیه داشته و هیچ گونه اتصالی بین آنها و نیز بین تیرها و دیوارهای باربر وجود ندارد. طول تکیه‌گاه تیرهای سقف بر روی دیوارهای باربر از حدود ۱۰ الی ۲۰ سانتیمتر می‌باشد. دیوارهای باربر متعامد غالباً بطور جداگانه ساخته شده و اتصالی بین آنها وجود ندارد. نعل درگاهی‌های این گونه ساختمان‌ها نیز از تیرهای فلزی است که در دو طرف بازشو بر روی دیوارهای باربر تکیه دارند و بین آنها و تیرهای سقف نیز ارتباطی وجود ندارد. ابعاد بازشوها و فاصله آنها از گوشه‌های ساختمان از ضوابط خاصی تبعیت نمی‌کنند.

در این نوع ساختمان‌ها به دلیل عدم رعایت نکات مهندسی، ضعف‌ها و عیوب گوناگونی که عمده ترین آنها نداشتن پی و یا کرسی چینی و یا اجرای نادرست است، موجب نشست غیر یکنواخت و در نتیجه گسیختن دیوار باربر قبل از رویداد زلزله می‌شود. استفاده از ملات با کیفیت پائین و یا ملات گل و هم چنین استفاده از مصالح ضعیف در دیوارها و عدم مهار سقف به دیوارها و سرانجام عدم اجرای اجزای ساختمان در راستای مستقیم و مورد نظر و یا شاغولی، وجود دارد. پاسخ این گونه ساختمان‌ها در برابر زمین لرزه فوق بسیار نامطلوب بوده و در اغلب آنها دیوارهای باربر تخریب شده و منجر به ریزش و تخریب سقف‌ها گردیده است و تلی از خاک، آجر و آهن در محل ساختمان به جا مانده بود.

#### ب- ساختمان‌های دارای کلاف بندی

به دلیل زلزله خیز بودن منطقه و تخریب مکرر ساختمان‌ها در مقابل زلزله‌های مختلف سعی بر آن بوده که واحدهای مقاوم در برابر زلزله ساخته شود. با این حال انواع ساختمان‌ها در منطقه ساخته شده است که در مقابل زلزله عملکردهای متفاوتی داشتند.

#### ب- ۱ - ساختمان‌های با کلاف افقی زیرین (شناژ)

این واحدها، از نوع ساختمان‌هایی هستند که در آنها از کلاف افقی زیر دیوار استفاده شده است. در برخی از این ساختمان‌ها که بازشوها، پلان ساختمان، ابعاد دیوارها و ضخامت آنها و کیفیت مصالح مصرفی به درستی به کار رفته و اجرا شده بودند، عملکرد خوبی از خود نشان دادند. نمونه‌ای از این



نوع ساختمان‌ها در روستای گرماب دیده شد. در این روستا هر چند که شدت زلزله پائین بود، (تخریب کمتر از ۳۰ درصد) با وجود آسیب دیدگی و یا تخریب خانه‌های سنتی، ملاحظه شد که ساختمان‌هایی که دارای شناژ هستند دچار ترک‌های جزئی در دیوار و یا آسیب ناچیز شده بودند.

### ب-۲- ساختمان‌های اداری کلاف‌های فولادی افقی

در تعدادی از ساختمان‌های با مصالح بنائی منطقه زلزله زده بویژه در روستای حاجی آباد از کلاف‌های افقی فولادی در قسمت فوقانی ساختمان استفاده شده بود. بدین صورت که به جای تعبیه کلاف بتنی از تیر آهن‌هایی استفاده شده بود که بر روی دیوار خوابانده شده بودند. ولی تمهیدات لازم برای مهار کردن این نوع کلاف‌ها به دیوار به کار نرفته بود و در نتیجه انسجام سقف تأمین نشده و به همین دلیل این نوع ساختمان‌ها در مقایسه با ساختمان‌های اداری کلاف افقی بتنی عملکرد ضعیف‌تری از خود نشان داده و تعدادی در آستانه ریزش قرار گرفته بودند.

نوع دیگری از ساختمان‌های بنائی رایج در محل ساختمان‌هایی بودند که با دیوارهای باربر آجری و کلاف‌های بتنی افقی ساخته شده بودند. برخی از این گونه ساختمان‌ها قبل از زلزله سال ۱۳۵۸ و برخی بعد از آن با این روش ساخته شده‌اند. در این ساختمان‌ها دو کلاف بتنی، یکی در زیر دیوارهای باربر و دیگری در زیر سقف ساخته شده بودند. کلاف زیرین در واقع نقش پی ساختمان را داشته و انتقال بارهای قائم به زمین محل احداث ساختمان را به عهده داشته و کلاف زیر سقف نیز اتصال سقف را با دیوارهای جانبی برقرار می‌نماید. عکس‌العمل این گونه سازه‌ها در برابر زلزله متفاوت بود. در ساختمان‌هایی که دیوارهای متعامد بطور جداگانه ساخته شده و اتصال و قفل و بستنی با هم نداشتند، تخریب دیوار کم عرض در جهت حرکات زلزله موجب فرو ریختن سایر دیوارهای باربر و بخشی از سقف و یا کل سقف ساختمان شده بود. در محل اتصال شناژهای افقی به یکدیگر نیز عدم پیوستگی فولادها، کیفیت نامطلوب بتن علی‌الخصوص در محل تقاطع آنها باعث شده بود که شناژهای افقی در دو جهت از یک دیگر جدا شده و لذا بخشی از شناژهای افقی و دیوار مربوط به آن فرو ریخته و موجبات تخریب ساختمان را فراهم آورد. در برخی از ساختمان‌های با مصالح بنائی که شناژ افقی و دیوارهای باربر به طور هم زمان ساخته شده و قفل و بست خوبی بین آنها وجود داشت و نیز کیفیت ملات مصرفی (ماسه سیمان) در دیوارهای باربر مطلوب بود و نیز اتصال خوبی بین میلگردهای شناژ افقی در محل برخورد کلاف‌های افقی وجود داشت، عکس‌العمل سازه در برابر زمین لرزه بسیار مطلوب بود و تخریب عمده سازه‌ای مشاهده نشده بود.

### ب-۳- ساختمان‌های اداری دارای کلاف افقی و قائم

این واحدها دسته‌ای از ساختمان‌های بنائی منطقه زلزله زده هستند که در ساخت آنها تنها از کلاف افقی زیرین و کلاف‌های قائم استفاده شده بود. در روستای گزیک ۳۵ واحد مسکونی نوساز

ساخته شده بود که کل واحدها در آستانه بهره برداری بودند، ولی با وقوع زلزله این واحدها در حدی آسیب دیده‌اند که برای احداث مجدد آنها تخریب کامل ۳۵ واحد مسکونی، امری اجتناب ناپذیر شده بود. در این واحدها به دلیل عدم وجود کلاف افقی فوقانی، اعضای کلاف قائم نه تنها کمکی به پایداری ساختمان نکردند، بلکه به دلیل انقطاع دیوارهای طرفین عضو قائم کلاف، ساختمان یک پارچه خود را نیز از دست داده بود. از نظر عملکرد کلاف ها وظیفه انسجام بخشیدن به اجزای مهم واحدهای بنائی از جمله دیوارها و سقف را دارند.

با توجه به عوامل یاد شده در این زلزله دیوارها به دلیل نداشتن یک پارچگی لازم و مهار نبودنشان به کلاف های مجاور فرو ریختند. با فرو ریختن قسمتی از دیوارها طاق ضربی نشیمنگاه خود را از دست داده و به دلیل عدم رعایت یک پارچگی سقف دهانه‌های طاق ضربی مجاور دیوارها در اکثر واحدهای یاد شده فرو ریخته بود. یادآور می‌شود که شدت زلزله در این روستا در حد پائینی بوده و تخریب روستا کمتر از ۳۰٪ بوده است و لذا برای شدت بالائی مثل روستای حاجی آباد تخریب صد در صد این نوع واحدها قابل پیش بینی است. بسیاری از ساختمان‌های با مصالح بنائی که پس از وقوع زلزله سال ۱۳۸۵ در منطقه زلزله زده قائن ساخته شدند، دارای کلاف قائم و افقی بتنی و دیوارهای باربر آجری بودند. در این گونه ساختمان‌ها انتقال بارهای قائم از طریق دیوارهای باربر آجری و ایستائی در برابر بارهای افقی از طریق کلاف های بتنی عمودی و افقی تامین شده بود. سقف‌ها بیشتر از تیرهای فولادی و طاق ضربی تشکیل شده بودند که بر روی شناژهای افقی تکیه داشتند.

بسیاری از مدارس و ساختمان های عمومی از این نوع سازه‌ها بودند. پاسخ این ساختمان‌ها در برابر زلزله با توجه به مشخصات مصالح مصرفی و کیفیت اجرای آنها، متفاوت بود. در برخی ساختمان‌ها که اتصال کلاف های قائم و افقی به خوبی تامین نشده بود و طول پیوستگی لازم بین میلگردهای کلاف های قائم و افقی و یا کلاف های افقی متعامد وجود نداشت و نیز کیفیت بتن مصرفی مناسب نبوده است، کلاف‌ها در محل اتصال دچار خرد شدگی و بعضاً جدائی از یک دیگر شده و تخریب در دیوارهای باربر و سقف‌ها نیز به وجود آمده بود ولیکن در برخی دیگر از این گونه ساختمان‌ها که کیفیت اجرا مناسب بوده و نیز مصالح مصرفی در حد قابل قبولی بوده است، بازتاب ساختمان در برابر زلزله بسیار مناسب بوده و ساختمان دچار تخریب سازه‌ای نشده بود. از مهمترین علل آسیب پذیری ساختمان‌های اداری کلاف بندی افقی و قائم می‌توان ضعف اتصال بین کلاف قائم و کلاف افقی، فاصله زیاد خاموت‌های عرضی در کلاف قائم، امتداد نیافتن خاموت‌ها در داخل اتصال و مهار نشدن دیوارها به کلاف های مجاور را نام برد.

ج - ساختمان های اداری میلگردهای قائم

در واقع در این واحدها به جای کلاف بندی قائم از تک میلگردها استفاده شده است. تعداد قابل توجهی از این نوع واحدهای بنایی در روستای بهمن آباد و بیدخت ساخته شده بود. در روستای بیدخت جدید تعداد ۶۰ واحد مسکونی در حال ساخت وجود داشت که زیربنای هر یک ۶۵ تا ۷۰ متر مربع بود. این ساختمان‌ها بدون تعبیه کلاف افقی در تراز سقف ساخته شده بودند، ولی در گوشه‌های اصلی آنها در میان دیوارها، میلگردهای قائم (ظاهراً به جای کلاف قائم) قرار داده شده بود. این ساختمان‌ها که تا مرحله قبل از سفیدکاری ساخته شده بودند، تماماً فروریخته بودند. فروریزی این ساختمان‌ها به رغم بالا بودن شدت زلزله در این روستا، عمدتاً به دلیل عدم وجود کلاف های افقی در تراز سقف بود. در روستای بهمن آباد واحدهای مسکونی با پی شفته آهکی و کرسی چینی آجری ساخته شده بودند. شناژ بتنی به مقطع ۳۰ و ۴۰ سانتیمتر و ۴ میلگرد طولی ساخته شده بود. برای میلگردهای قائم در دیوارها از میلگرد با فواصل جانبی ۲۱۵ و ۲۲۵ و ۳۵۲ سانتیمتر استفاده شده بود. بر اساس نقشه طراحی دو هر میلگرد قائم فضائی باید پیش بینی می‌شد، که این فضا با ملات ماسه سیمان با عیار ۲۵۰ کیلوگرم پر شد. اما در اجرا این فضاها با چسباندن آجرها به میلگرد عملاً وجود نداشت. در این واحدها به جای کلاف افقی روی دیوار از تیر آهن INP 120 استفاده شده بود. اتصال کلاف به تیر آهن طاق ضربی بسیار ضعیف بوده و به هنگام زلزله به راحتی سقف از کلاف جدا شده بود. برای مهار سقف به دیوارها بر اساس نقشه‌های طراحی، توصیه شده است که انتهای میلگردهای قائم، لای دیوارها بر روی کلاف تیر آهن خم شده و به آن جوش داده شود، که در عمل این کار صورت نگرفته بود. در مورد این واحدها که به صورت کامل متلاشی شده‌اند و شاید در منطقه زلزله زده، در بین واحدهای نوساز، بیشترین آسیب متوجه این نوع واحدها بوده است. باید گفت که این نوع ساختمان‌ها چه از نظر طراحی و چه از نظر اجرائی و چه از نظر ضوابط آئین نامه‌ای ناقص و نارسا طرح و اجرا شده‌اند. ملاحظه می‌شود که توجه به اجرای صحیح و بکار بردن ضوابط موجود تا حد قابل توجهی از خسارت‌ها کم خواهد شد.

#### ۹-۷-۶- عملکرد ساختمان های بنائی در زلزله اول تیرماه ۱۳۸۱ چنگوره - آوج

بر اساس گزارش فوری مقدماتی زمین لرزه چنگوره - آوج ، توسط مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن در تیرماه ۱۳۸۱ پیشینه شدت زمین لرزه در روستاهای چنگوره و آبدره معادل ۸ و در منطقه‌ای با شعاع ۳۰ تا ۳۵ کیلومتر دورتر از این دو روستا با شدتهائی مساوی یا بیشتر از ۶/۵ درجه در مقیاس ریشتر بوده است. در پی بررسی‌های انجام شده مشخص گردید که به علت استفاده نادرست و غلط از اسکلت‌های فولادی و بتن مسلح و کیفیت نامطلوب اجرا و مصالح تعدادی از این ساختمان‌ها آسیب جدی دیده بوده و به همراه ویرانی ساختمان‌های خشتی، گلی و مصالح بنائی تلفات بسیار سنگین وارد نموده است. در این زلزله، ساختمان‌های آجری غیر مسلح

که معمولاً در برابر شدت های ۶ یا اندکی بیشتر خسارات زیادی متحمل می‌شوند ولی از تخریب صد در صد تا حدودی مصون می‌مانند، به طور جدی و شدیدی خسارت دیده بودند. در این میان یک ساختمان آجری محصور در کلاف که مطابق با ضوابط استاندارد ۲۸۰۰ ساخته شده بود، دچار خسارات مختصر گردیده بود. به طور کلی زلزله چنگوره و آوج نیز همانند زلزله‌های قبلی خسارات جدی مالی و جانی به کشور تحمیل کرد. به طور خلاصه آسیب‌های مهم در این زلزله عبارتند از، ارتفاع زیاد جان پناه‌های بدون پشت بند، عدم پیوستگی بین سقف و دیوار وجود بازشوهای زیاد در دیوارها، عدم اتصال کافی بین دیوارهای متقاطع استفاده از دیوارهای غیر سازه‌ای بدون مهار کافی به سقف، عدم رعایت حداقل دیوار نسبی و بالاخره پائین بودن کیفیت مصالح.

### ۹-۸- گسیختگی ساختمان های آجری

گسیختگی در ساختمان های آجری به صورت‌های مختلف رخ می‌دهد که مهمترین آنها عبارتند از:

الف - گسیختگی دیوارهای بدون بازشو

ب - گسیختگی دیوارهای دارای بازشو

ج - گسیختگی دیوارهای دارای کلاف بندی

هر یک از موارد سه گانه فوق دارای ویژگی‌هایی از نظر عملکرد و نحوه شکست می‌باشند که هم در زلزله‌های گوناگون مشاهده شده‌اند و هم توسط محققین مختلف مورد بررسی قرار گرفته‌اند. ساختمان‌های بنائی، شامل ساختمان‌های آجری، بلوک سیمانی، سفالی، سنگی، خشتی و گلی می‌باشند. اینگونه ساختمان‌ها را می‌توان به دو بخش عمده غیر مهندسی و مهندسی تقسیم بندی نمود. گروه غیر مهندسی این ساختمان‌ها که امروزه بخش عظیمی از ساخت و ساز بنائی کشور را خصوصاً در مورد ساختمان های سنگی، بلوکی، خشتی و گلی تشکیل می‌دهند، غالباً توسط معماران قدیمی محلی و به صورت سنتی اجرا می‌گردد. این ساختمان‌ها که به دلایل متعددی از جمله عدم دسترسی به مراجع معتبر محاسباتی و مهندسان، ارزانی قیمت و غیره، فاقد هر گونه مبنای محاسباتی و مهندسی می‌باشند، بنابر تجربه طی زلزله‌های گذشته بیشترین خسارات را متحمل شده‌اند. از این رو دست اندرکاران ساخت و ساز و محققین می‌کوشند تا با تدوین دستورالعمل‌ها و ضوابط فنی ارائه نقشه‌های اجرائی و غیره این گروه را به سمت گروه دوم یعنی گروه مهندسی ساز ساختمان‌های بنائی سوق دهند. عموماً تحقیقات به عمل آمده در گروه مهندسی ساز ساختمان‌های بنائی را می‌توان به دو بخش عمده ساختمان‌های بنائی مسلح و ساختمان‌های بنائی غیرمسلح تقسیم بندی کرد. در بخش ساختمان‌های بنائی مسلح محققین همواره کوشیده‌اند تا با استفاده از مصالح با مقاومت بالا نظیر الیاف‌های طبیعی و مصنوعی و یا

مفتول‌ها و سیم‌ها و شبکه‌ها و شبکه‌های فلزی و غیره مقاومت کل ساختمان را در برابر بارهای قائم و جانبی نظیر زلزله افزایش دهند، به طوری که در ساختمان‌های سنگی با قرار دادن شبکه‌های سیمی و در ساختمان‌های آجری و بلوکی با قرار دادن آرماتورهای افقی و عمودی در بین آجرها یا بلوک‌ها و یا عبور آنها از میان آجر یا بلوک و تشکیل شبکه آرماتور و در ساختمان‌های خشتی و گلی با اضافه نمودن الیاف مصنوعی و طبیعی مانند کاه یا افزودن تثبیت‌کننده‌ها به ملات گل آنها، سعی شده در بهبود رفتار این گونه ساختمان‌ها تلاش گردد. مسلح‌سازی ساختمان‌های بنائی علاوه بر افزایش مقاومت ساختمان بنائی سبب می‌گردد که رفتار در برابر بارهای جانبی یا نیروهای ناشی از زلزله از حالت ترد به حالت نرم تبدیل شده و بتواند مقدار قابل توجهی از انرژی ورودی زلزله را مستهلک نماید.

در اغلب کشورها به ویژه کشورهای در حال توسعه و توسعه نیافته به دلایل گوناگون از جمله سختی انجام کار، هزینه تمام شده، عدم دسترسی به امکانات مورد نیاز برای مسلح کردن ساختمان‌های بنائی و در اختیار نداشتن تکنولوژی مناسب استفاده از ساختمان‌های بنائی مسلح در شهرهای کوچک و روستاها چندان مورد استقبال قرار نگرفته و تمایل به ساخت ساختمان‌های بنائی غیر مسلح بیشتر است. از این رو ارائه روشی ساده برای تحلیل و طراحی ساختمان‌های بنائی غیر مسلح محصور (بدون کلاف بندی) به دلایل ماهیت مصالح و ساخت نمی‌تواند عملکرد مناسبی در برابر بارهای جانبی نظیر زلزله از خود نشان دهند، لذا ساخت ساختمان‌های بنائی غیر مسلح بدون کلاف بندی در مناطق زلزله خیز مطرود شناخته شده و بدین جهت بررسی و انجام تحقیقات متوجه ساختمان‌های بنائی غیر مسلح محصور و ساختمان‌های بنائی مسلح گردیده است. در بسیاری از کشورهای جهان تحقیقات بسیار زیادی بر روی ساختمان‌های بنائی با انجام آزمایش‌های استاتیکی و دینامیکی بر روی اعضاء تشکیل دهنده آنها انجام گرفته است. به علاوه محققان در مورد پاسخ واقعی ساختمان‌های بنائی در خلال زلزله‌هایی که تاکنون رخ داده است، گزارش‌های متنوعی ارائه نموده‌اند. به دلیل کثرت مطالعات صورت گرفته بر روی ساختمان‌های بنائی، در ادامه خلاصه‌ای از تازه‌ترین این بررسی‌ها در نقاط مختلف جهان ارائه می‌شود.

## ۹-۹- آزمایش‌های بارگذاری دینامیکی

در سال ۱۹۷۹، مایز و گولکان چهار ساختمان یک طبقه با مقیاس کامل را بر روی میز لرزان مورد مطالعه قرار دادند. یکی از ساختمان‌ها آجری و بقیه بلوکی بودند. یکی از ساختمان‌های بلوکی نیز به صورت غیر مسلح ساخته شد. به علاوه انواع دیوارهای مسلح و غیر مسلح هم زمان با آزمایش‌های فوق مورد مطالعه قرار گرفتند. در این آزمایش‌ها رفتار ساختمان‌ها و دیوارهای دارای باز شو بررسی گردید و خواص مکانیکی سازه‌ها و اثر تسلیح روی سازه به همراه الگوهای ترک خوردگی

برای دیوارها و ساختمان‌ها ارائه گردید. سوکوگلو و منجی و مک نیون در سال ۱۹۸۲ یک جفت دیوار آجری غیر مسلح بر روی میز لرزان برای ارائه یک مدل ریاضی خطی به منظور بیان پاسخ دینامیکی دیوارهای بنایی مورد آزمایش قراردادند.

در سال ۱۹۸۶ اسکورترون و بکر آزمایش‌های میز لرزان را برای یک خانه خشتی دارای مقیاس ۴/۳ انجام دادند و رفتار آن را طی حرکت دینامیکی مورد بررسی قراردادند. در ۱۹۹۰، تومازویچ و همکاران اثرات تسلیح و شکل معماری سازه، روی رفتار سازه‌های بنایی را، با توجه به نتایج حاصل شده از آزمایش‌های بارگذاری دینامیکی چهار ساختمان بلوکی دارای مقیاس ۵/۱ توضیح دادند. دوتا از ساختمان‌های مورد آزمایش، دارای یک ستون بتنی مسلح مرکزی و دو ساختمان دیگر دارای یک بنایی مرکزی بودند. نتایج آزمایش‌ها نشان داد که ساختمان‌های غیر مسلح نسبت به ساختمان‌های مسلح از شکل پذیری کمتری برخوردار می‌باشد. در همین سال پائولسون و آبرامز آزمایش‌های میز لرزان را برای بلوک بتنی مسلح با مقیاس ۴/۱ برای تخمین مشخصات پاسخ دینامیکی ساختمان‌های بنایی مسلح انجام دادند. آزمایش‌های بارگذاری دینامیکی روی چهار ساختمان بنایی سنگی، دو طبقه با مقیاس ۴/۱ توسط تومازویچ و همکاران در سال ۱۹۹۲ صورت گرفت. متغیر اصلی در این آزمایش‌ها، اثر انواع مختلف سیستم‌های کف روی رفتار لرزه‌ای ساختمان‌ها بود. نتایج آزمایش‌ها نشان داد که نوع سیستم کف (چوبی، بتن مسلح یا آجری) نسبت به کیفیت اتصال سیستم که به دیوارها و کیفیت اتصال دیوارها به یکدیگر از اهمیت پایین‌تری برخوردار می‌باشد. یک برنامه آزمایشگاهی مشترک از نوع میز لرزان بین دو کشور ایتالیا و مقدونیه روی سیستم‌های سازه‌ای مختلط آجری و بتن مسلح به وسیله جورو کوفسکس و همکاران وی در سال ۱۹۹۲ انجام گرفت. سه مدل سازه‌ای با مقیاس ۳/۱، دارای چهار طبقه، با عضوهای بتن مسلح در طبقه اول و دیوارهای آجری در تمام طبقات ساختمان آزمایش شدند. در همین سال مودنا، لامندولا و تروسی در مورد رفتار دینامیکی یک ساختمان سه طبقه دارای مقیاس ۵/۱، که دیوارهای محیطی آن بلوکی مسلح شده و دارای یک ستون بتنی مسلح مرکزی بود گزارش دادند. همچنین پومونیس و همکاران بر روی شش دیوار بلوک بتنی و آجر بتنی با استفاده از میز لرزان آزمایش‌های بارگذاری دینامیکی مختلفی را انجام دادند. هدف نهائی این آزمایش‌ها بررسی و مطالعه اثرات محتوای فرکانس حرکت زمین روی خرابی دیوارها بود. یک سری آزمایش بارگذاری دینامیکی روی چهار ساختمان آجری غیر مسلح دو طبقه دارای مقیاس ۴/۱ طی سال‌های ۱۹۹۳ تا ۱۹۹۴ بوسیله ومازویچ و همکاران صورت گرفت. پارامتر اصلی که در این سری آزمایش‌ها مورد بررسی و مطالعه قرار گرفت نحوه اتصال دیوارها به یکدیگر بود: نتایج آزمایش‌ها نشان داد که تعبیه کلاف در ساختمان آجری دارای سیستم کف چوبی می‌تواند از خسارات جدی ناشی از زلزله به دیوارها جلوگیری کند. مگنس و کالوی در ۱۹۹۴ آزمایش‌های بار

گذاری دینامیکی را روی هشت دیوار آجری غیر مسلح انجام دادند. متغیرهایی که در آزمایش‌های آنها مورد بررسی قرار گرفت شامل مقاومت ملات، نسبت طول به عرض دیوار و هم چنین تراز بار محوری اعمالی به دیوار بود.

## ۹-۱۰- آزمایش‌های بار گذاری دینامیکی و استاتیکی

در یک برنامه آزمایشگاهی مشترک بین آمریکا و ایتالیا، بر روی ساختمان‌های آجری غیر مسلح، آزمایش‌های دینامیکی به وسیله میز لرزان در آمریکا و آزمایش‌های استاتیکی در ایتالیا صورت گرفت. در سال ۱۹۹۶، ای سی کاستلی و دی پی آبرامز آزمایش‌های دینامیکی این پروژه مشترک را در دانشگاه ایلینوی آمریکا انجام دادند. هدف کلی این تحقیق تهیه پیشنهادات و توصیه‌هایی برای ارزیابی رفتار ساختمان‌های بنایی غیر مسلح بود و در آن یک مطالعه آزمایشگاهی جهت تخمین پاسخ دینامیکی غیر خطی سیستم دو طبقه با دیافراگم کف انعطاف پذیر صورت گرفت. در این سری آزمایش‌ها، دو ساختمان آجری دو طبقه با مقیاس ۲/۱ توسط میز لرزان تحت یک سری حرکات لرزه‌ای شبیه سازی شده، قرار گرفتند. پارامترهای آزمایش عبارت بودند از: مقاومت جانبی نسبی دو دیوار برشی موازی و نسبت طول به عرض جرزهای بین بازشوها. هم چنین در این تحقیق دقت روش‌های محاسباتی مختلف با مقایسه نمودن جواب این روش‌ها با پاسخ‌های حاصله از آزمایش‌ها مورد بررسی قرار گرفتند و یک مدل تحلیلی دینامیکی غیر خطی نیز برای تخمین جابه جایی‌های زیاد ارائه شد. در این تحقیق رفتار دینامیکی دو ساختمان بنایی غیر مسلح با مقیاس کاهش یافته که دارای دیافراگم‌های انعطاف پذیر بودند، به منظور ارائه یک مدل تحلیلی ساده جهت تخمین پارامترهای پاسخ دینامیکی (مانند شتاب و تغییر مکان) و هم چنین دقت و قابلیت روش ساده تحلیل ساختمان‌های بنایی غیر مسلح انجام گردید. قسمت استاتیکی این برنامه مشترک در سال ۱۹۹۴ توسط کالوی و همکاران در دانشگاه پائوی ایتالیا صورت گرفت. در این تحقیق اندرکنش اجزا مختلف دیوار با قسمت‌های مجاور، مطالعه اثر بازشوها، نحوه ترک خوردگی و گسیختگی سازه، باز توزیع بار بین دیوارهای مختلف خصوصیات در ناحیه غیر خطی، اثر انعطاف پذیری یا صلبیت کف و کلاف‌ها، اثر اتصالات مختلف دیوارهای متقاطع، مدل‌های عددی و بالاخره اثر ترمیم و مقاوم سازی مورد بررسی قرار گرفت. در مطالعه آزمایشگاهی که توسط دی بندتی و ای کاستولدی صورت گرفت، ابتدا دو مدل فیزیکی ساختمان بنایی سنگی دو طبقه مشابه، تحت بارگذاری استاتیکی و دینامیکی آزمایش شدند. بعد از آزمایش مدل سازی‌های گسیخته شده با تکنیک‌های مشابه ترمیم شدند و دوباره آزمایش شدند. مطالعه مزبور بر روی رفتار ساختمان‌های سنگی تحت بارگذاری استاتیکی و دینامیکی و مقایسه نتایج به دست آمده و همچنین اثر مقاوم

سازی و ترمیم در این قبیل ساختمان‌ها و نیز نحوه ترک خوردگی و گسیختگی و سرانجام ارزیابی پارامترهای دینامیکی مختلف متمرکز بوده. در سال ۱۹۸۶ دی پی ابرامز بر روی دو نمونه ساختمان بلوکی بنایی مسلح آزمایش‌های استاتیکی و دینامیکی انجام داد. نمونه استاتیکی مورد مطالعه، یک ساختمان دو طبقه در مقیاس کامل و نمونه دینامیکی انجام داد. نمونه استاتیکی مورد مطالعه، یک ساختمان دو طبقه در مقیاس کامل و نمونه دینامیکی یک ساختمان سه طبقه با مقیاس ۴/۱، از نظر معماری مشابه یکدیگر بودند. الگوی بلوک چینی و نحوه تسلیح دوسازه کاملاً مشابه و طبق آیین نامه ۱۹۸۵- انجام شده بود. در این بررسی اثر تسلیح در رفتار سازه‌های بلوکی بنایی، مقایسه رفتار سازه‌های بلوکی بنایی مسلح تحت بارگذاری استاتیکی و دینامیکی، نحوه ترک خوردگی و گسیختگی سازه‌های بلوکی مسلح در دستور کار قرار گرفته بود.

#### ۹-۱۱- آزمایش‌های بارگذاری استاتیکی

در سال ۱۹۸۶، راب شاه و همکاران در موسسه صنعتی هند، یک ساختمان آجری چهار طبقه با مقیاس ۲/۱ را آزمایش نمودند. این نمونه ساختمانی ابتدا تحت بارگذاری ثقلی (برای شناخت رفتار ساختمان به خصوص طبقات پایین تحت بارگذاری ثقلی) و سپس تحت بارگذاری جانبی (برای شناخت رفتار ساختمان به خصوص دیوارهای دارای باز شو طی بارگذاری جانبی) قرار گرفت. در سال ۱۹۸۶، فنگ نتایج آزمایش‌های بارگذاری استاتیکی صورت گرفته در کیسان چین را بیان نمود. ۸۶ دیوار بنایی غیر مسلح در این مطالعه مورد آزمایش قرار گرفتند. نتایج آزمایش‌ها نشان داد که مقاومت جانبی دیوارها هم افزایش مقدار نسبت ارتفاع به طول (لاغری بیشتر) و هم با افزایش فشاری قائم کاهش می‌یابد. در سال ۱۹۸۹، ابرامز و ابرسون نتایج آزمایش‌های بارگذاری استاتیکی بر روی صفحه دیوارهای با مقیاس کامل را گزارش دادند. انواع مدهای گسیختگی به همراه رفتار دیوار در این مدها، مورد بررسی قرار گرفت. در سال ۱۹۸۹، یامازاکی و همکاران، از طرف موسسه تحقیقات ساختمان ژاپن، گزارش یک مطالعه جامع بر روی یک ساختمان پنج طبقه با مقیاس کامل را ارائه نمودند. در این مطالعه، ابتدا یک ساختمان پنج طبقه بلوکی با ابعاد پلان  $۱۳/۶ \times ۱۲/۶$  متر طبق آیین نامه ژاپن طراحی و ساخته شد: سپس آزمایش بارگذاری جانبی سیکل و آزمایش ارتعاش اجباری به صورت توأم روی نمونه صورت گرفت: بدین صورت که بعد از هر چند سیکل بارگذاری جانبی، یک آزمایش ارتعاش اجباری جهت شناخت خواص سازه صورت گرفت. بعد از انجام این دو آزمایش، محققان آزمایش شبه دینامیکی و آزمایش بار نهایی را بر روی نمونه انجام دادند. هدف از این مطالعه بررسی رفتار سازه‌های بنایی مسلح و در نهایت بررسی قسمت سازه‌های بنایی مسلح آیین نامه ژاپن بود. در سال ۱۹۹۲، شاه و ابرامز در مورد رفتار دیوارهای بنایی غیر مسلح تحت بارگذاری سیکلی استاتیکی تحقیق نمودند. اصلی‌ترین متغیرهای تحقیق،



نسبت ارتفاع به طول و تنش فشاری قائم بود. نتایج آزمایش نشان داد که نسبت ارتفاع به طول روی مود گسیختگی تاثیر می‌گذارد و با افزایش لاغری دیوار، ترک خوردگی خمشی زیادی به وجود می‌آید. در سال ۱۹۹۳ ملی و الکوکر در مورد انجام آزمایش‌های مختلف روی پنج دیوار بنایی محصور شده گزارش دادند. متغیرهای آزمایش شامل اتصال (داخل صفحه) بین دیوارها، وجود یا عدم وجود آرماتورهای اتصال و نسبت ارتفاع به طول دیوارها بود. نتایج آزمایش‌ها نشان داد که برای این نوع دیوارها، ترک خوردگی قطری از نسبت ارتفاع به طول دیوارها مستقل می‌باشد. در سال ۱۹۹۵ آزمایش‌های استاتیکی داخل صفحه روی سه دیوار برشی بنایی غیر مسلح دارای مقیاس یک سوم به وسیله محمود، حمید و المجد صورت گرفت. رفتار دیوارها و اثر مقاومت واحد مصالح بنایی بر مقاومت دیوار خیلی لاغر، مورد بررسی قرار گرفت. محققان به این نتیجه رسیدند که دیوارهای خیلی لاغر در مراحل اولیه بارگذاری مانند یک جسم صلب رفتار می‌کنند. مقاله (حمید، مجد و سلاما، ۱۹۹۳) در مورد خسارت وارده به ساختمان‌های بنایی باربر در خلال زلزله ۱۹۹۲ قاهره چنین گزارش داد که در ساختمان‌های بنایی تفاوت‌های مهم رفتاری بین کف‌های چوبی و بتنی وجود دارد. در مقاله (اسکولتز، ۱۹۹۴)، پاسخ ساختمان‌های بنایی در خلال زلزله‌های اخیر شمال و جنوب آمریکا بررسی شده است. ساختمان‌های بنایی مسلح و محصور شده عموماً در خلال رخدادهای لرزه‌ای رفتار خوبی داشته‌اند و عملکرد ساختمان‌های غیرمسلح از خوب تا فاجعه آمیز متغیر بوده است. مقاله (برونوا، ۱۹۹۴) عملکرد لرزه‌ای ساختمان‌های بنایی غیر مسلح آمریکای شمالی را بررسی می‌کند. گزارش مقدماتی (برونوا، ۱۹۹۵) گسیختگی‌های ساختمان‌های بنایی در خلال زلزله کوبه ژاپن را بررسی می‌کند.

## ۹-۱۲- مطالعات عددی

در بررسی‌هایی که برای رفتار سازه‌ها بطور اعم و سازه‌های با مصالح بنایی بطور اخص می‌توان انجام داد، استفاده از رایانه در تحلیل است. از این رو تعدادی از پژوهشگران به منظور دستیابی به بهترین روش‌های مدل سازی کامپیوتری برای ساختمان‌های بنایی تحقیقات وسیعی انجام داده‌اند، تا بدین وسیله بتوانند جواب‌های دقیق و قابل قبولی را برای پاسخ یا تغییر مکان‌ها و نیروهای داخلی عضوهای بنایی محصور شده بیانند. در همین راستا پیچ<sup>۱</sup> تلاش کرد تا جای کنترل روش‌های عضو محدوده از طریق آزمایشگاهی به کمک روش‌های ریاضی عضو محدود رفتار ساختمان بنایی را کنترل نماید. به همین منظور او در سال ۱۹۷۸ برای نخستین بار مدل عضو محدودی را برای تحلیل استاتیکی یک ساختمان بنایی ارائه نمود. ماتریس‌های تابع تغییر شکل و

<sup>۱</sup> Page

غیره در این مدل به نحوی فراهم شده بود تا تعداد عضوهای مورد استفاده تا حد ممکن افزایش یافته تا با توجه به امکانات و توانائی کامپیوتری موجود در آن زمان مطابقت داشته باشد. در سال ۱۹۸۶ جینگ کیان<sup>۱</sup> و کوانشنگ<sup>۲</sup> در مقاله‌ای که در این خصوص ارائه کردند، مدلی را برای ساختمان بنائی آجری محصور شده توسط کلاف های قائم و افقی بتن آرمه ارائه دادند. آنها مدل مزبور را با استفاده از روش عضو محدوده و آزمایش عملی تحت تاثیر بار قائم به صورت استاتیکی تحلیل نموده و دقت مدل خود را کنترل نمودند. پس از آن در سه سال بعد یعنی در سال ۱۹۸۹ مجدداً مطالعات خود را برای بلوک‌های بتنی و سفالی و همچنین بار استاتیکی جانبی ادامه دادند. جینگ کیان در ادامه تحقیقات خود را در سال ۱۹۹۰ به اتفاق ژونگیو<sup>۳</sup> و همکاران به بررسی فرضیه الاستوپلاستیک در تحلیل دینامیکی ساختمان بنائی پرداخت و در نهایت مقایسه‌ای بین نتایج واقعی و تحلیل کامپیوتری انجام داد.

آنها برای دستیابی به نتایج واقعی مدل یک ساختمان هفت طبقه را با مقیاس یک ششم اندازه واقعی ساخته و توسط میز لرزان نیروی زلزله را به آن وارد نمودند. در این مدل آزمایشی بلوک‌های سفالی، بتنی و رسی نیز علاوه بر آجر مورد استفاده قرار گرفت و نتایج بدست آمده برای کل ساختمان‌ها بنائی تعمیم داده شد. مدل ساخته شده دارای پلانی به ابعاد ۲۸۱ در ۱۷۱ سانتیمتر بود. ابعاد هر یک از واحدهای بنائی آن برابر با ۷ در ۵/۵ در ۱۵ سانتیمتر اختیار شده بود. مقاومت فشاری ملات مصرفی ۴/۹۱ Mpa تعیین شده بود. از نتایجی که در این تحقیق بدست آمد، مقایسه بین حداکثر و تغییر مکان افقی طبقات مدل کامپیوتری و مدل فیزیکی که در اشکال نشان داده شده است، می‌باشد. در نهایت آنها نتیجه گرفتند که مقادیر حداکثر شتاب طبقه، محاسبه شده به روش عضو محدود در بدترین شرایط (۰/۵۶ g) حدود ۰/۵ درصد بیشتر از مقادیر واقعی است که آن هم در جهت اطمینان محاسبات تحلیلی می‌باشد. مقایسه بین مقادیر حداکثر شتاب و تغییر مکان نسبی طبقات توسط جینگ کیان و همکاران در سال ۱۹۸۹ چپوسترینی و ویگنولی<sup>۴</sup> بحث عضوهای محدود را در پانل‌های بنائی با خواص مهندسی و شرایط مرزی مختلف تحت تاثیر بارهای ارتعاشی و دینامیکی مورد مطالعه قرار دادند. از طرف دیگر ایگناتاکیس<sup>۵</sup> و همکاران در مقاله خود روش مناسبی را برای عضو بندی ساختمان‌های بنائی مختلف آجری، سنگی، خشتی و بلوکی ارائه نمودند. در سال ۱۹۹۰ چپوسترینی و همکاران برای کنترل روش عضو محدودی که در

<sup>1</sup> Jingqian

<sup>2</sup> Quansheng

<sup>3</sup> Zhongyu

<sup>4</sup> Chiostrini and Vignoli

<sup>5</sup> Ignatakis

سال ۱۹۸۹ برای انواع پانل‌های بنائی با شرایط مرزی گوناگون ارائه داده بودند به انجام آزمایش بر روی یک ساختمان واقعی مبادرت کردند. آنها به کمک یک مولد نیروی ارتعاشی و دستگاه ثبت ارتعاشات اجباری، یک ساختمان بنائی سه طبقه واقع در فلورانس را مورد آزمایش قرار دادند و تا حد تخریب به آن نیرو وارد نمودند و بدین وسیله مقادیر مشخصه‌های دینامیکی ساختمان را محاسبه کردند. از طرف دیگر با مدل سازی ریاضی ساختمان مذکور توسط روش عضوهای محدود، ساختمان آنالیز دینامیکی شده و مشخصه‌های دینامیکی آن به دست آمد. سپس با مقایسه مقادیر حاصل از تحلیل و نتایج آزمایش چنین نتیجه گرفتند که اگر مدل عضو محدود آنها به اندازه کافی کوچک انتخاب شود نتایج حاصل از تحلیل عضوهای محدود به واقعیت نزدیکتر خواهد بود. به طوری که فرکانس طبیعی ساختمان در مورد اول از آزمایش بر روی مدل  $4/88$  رادیان بر ثانیه و از آنالیز عضوهای محدود  $4/5$  رادیان بر ثانیه به دست آمد و هم چنین فرکانس طبیعی در مود سوم از آزمایش و آنالیز، هر دو به یک اندازه و برابر با  $6/78$  رادیان بر ثانیه محاسبه گردید. از طرف دیگر در همان سال ۱۹۹۰ آبرامز<sup>۱</sup> و کلوگا<sup>۲</sup> تحقیقات مشابهی را بر روی دیوارهای بنایی سه طبقه دارای دو حالت مختلف باز شو با در نظر گرفتن تاثیر دیوارهای عرضی انجام دادند. آنها دو مدل، یکی دارای دو باز شو نورگیر متداول در هر طبقه (RM1) و دیگری دارای یک در ورودی و یک باز شوی نور گیر مداول در هر طبقه (RM3) در نظر گرفته و آنها را برای انجام آزمایش با میز لرزان مورد مطالعه و بررسی قرار دادند. ضخامت دیوار در مدل (RM1)، ۳۵ سانتیمتر و در مدل (RM3)، ۲۲ سانتیمتر و در مدل پهنای دیوار عرضی یا به عبارت دیگر پهنای بال موثر در جهت عمود بر دیوار برابر با ۶۵ سانتیمتر در نظر گرفته شد. در مدل واقعی جهت انجام آزمایشات میز لرزان از مقیاس  $4/1$  اندازه واقعی و در مدل عضو محدود از عضوهای چهار گرهی با شش درجه آزادی برای هر گره استفاده شد تعداد اعضا در مدل (RM1) برابر با ۱۳۸ و تعداد گره‌ها در آن ۱۸۰ عدد و در مدل (RM3) به ترتیب برابر با ۱۰۸ و ۱۵۰ عدد اتخاذ گردید. نیروی زلزله وارد بر مدل واقعی و مدل کامپیوتری بر مبنای شتاب زلزله ال سنترو بود و از برنامه TCCMAR برای انجام تحلیل‌های خطی مربوط به آن استفاده نمودند. فرکانس‌های طبیعی شکل‌های مودی، مدل‌های (RM1) و (RM3) به ترتیب  $19/6$  و  $15/6$  برای مود اول، ۵۸ و  $46/8$  برای مود دوم  $96/4$  و  $80/9$  برای مود سوم از طریق تحلیل بدست آمد که پس از محاسبه ضریب شرکت مودی هر پاسخ سیستم در دو حالت واقعی و محاسبه شده فرکانس‌های طبیعی دو حالت با هم مقایسه شد.

<sup>1</sup> Abrams<sup>2</sup> Colunga

در سال ۱۹۹۷ ساچ اقلو و اربریک<sup>۱</sup> تحت مقاله‌ای با عنوان «ارزیابی عملکرد ساختمان بنایی غیر مسلح سه طبقه» عملکرد لرزه‌ای ساختمان بنایی غیر مسلح سه طبقه‌ای را که در زلزله ارزینکان<sup>۲</sup> سال ۱۹۹۲ هیچگونه آسیب و خسارتی ندیده بود به طور جامع مورد بررسی قرار دادند. در این تحقیق خواص مکانیکی دیوارهای بنایی از طریق آزمایش بروی نمونه‌های پانلی در آزمایشگاه تعیین شد و نتایج حاصله در یک مدل کامپیوتری جهت تحلیل دینامیکی غیر خطی ساختمان به کار برده شد. نتایج به دست آمده در این آمده در این بررسی عبارتند از:

- ۱- ساختمان های بنایی غیر مسلحی که ملزومات اساسی آیین‌نامه زلزله را از لحاظ مقاومت مصالح و آرایش هندسی برآورده می‌سازند، مقاومت باربری جانبی قابل ملاحظه‌ای را در هر دو حالت خطی (الاستیک) و نهایی دارا می‌باشد.
- ۲- توزیع متعادل و متقارن عضوهای دیوار در پلان موجب می‌گردد که در صورت چشم پوشی از تمرکز تنش‌های موضعی در بین اعضا، توزیع تنش برشی یکنواخت شود. به علاوه در صورتی که از طریق برقراری شرط سازگاری تغییر مکان های جانبی، عمل دیافراگم صلب فراهم گردد، عضو دیوار آسیب دیده تنش‌هایش را به عضوهای محکمتر آسیب دیده بدون هیچ گونه کاهشی در مقاومت جانبی کل ساختمان انتقال می‌دهد.
- ۳- در ساختمان های بنایی رشد قابل توجهی در ظرفیت مقاومت جانبی آنها بین حالت‌های الاستیک و مقاومت نهایی ایجاد می‌گردد. افزایش مقاومت جانبی در محدوده غیرارتجاعی با کاهش سختی جانبی و افزایش سریع آسیب توام می‌باشد.
- ۴- دیوارهای بنایی ظرفیت اتلاف انرژی قابل توجهی به واسطه اصطکاک داخلی دارا می‌باشد و درصد میرایی با ازدیاد حد کرنش ارتجاعی افزایش می‌یابد.
- ۵- برای طراحی لرزه‌ای ساختمان بنایی غیر مسلح می‌توان از روش‌های معمول استفاده کرد، به طوری که در این روش‌ها درصدهای میرایی و مقاومت مصالح بایستی به منظور محاسبه نیروهای طراحی لرزه‌ای و مقاومت ساختمان به کار برده شوند و ازدیاد مقاومت جانبی و ظرفیت اتلاف نیز بین حالت های مقاومت نهایی و ارتجاعی در نظر گرفته شود.
- ۶- رفتار خمشی خارج از صفحه دیوارهای بنایی غیر مسلح در نظر گرفته نشده است.

<sup>1</sup> Erberik and Sucuogul

<sup>2</sup> Erzincan

## ۹-۱۳- دیوارهای آجری

عضوهای اصلی در ساختمان‌های آجری یا مصالح بنائی به چهار دسته تقسیم میشوند که عبارتند از:

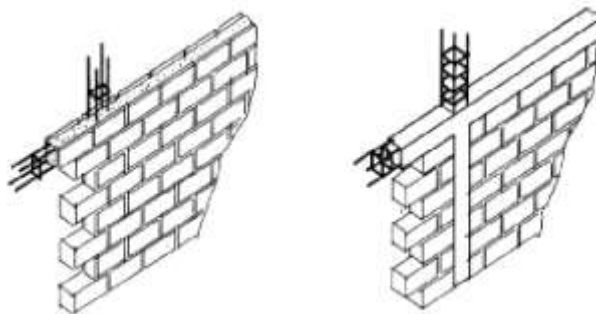
- الف - دیوار: دیوار عضوی است که نسبت طول به ضخامت آن باید بیش از شش باشد.
- ب - پایه: عضوی است که طول آن بین سه تا شش برابر ضخامتش باشد.
- ج - ستون: عضوی سازه‌ای است که ارتفاع آن باید کمتر از سه برابر طول و یا عرض آن باشد.
- د - ستونک: ستون کوتاهی است که ارتفاع آن باید کمتر از سه برابر طول و یا عرض آن باشد.
- برای دیوارهای سازه‌ای که باربر هستند باید دو نقش مهم قائل شد یکی اینکه بارهای ثقلی اعم از بارهای مرده و زنده، وزن خودشان را بخوبی تحمل نمایند و دیگر اینکه نیروهای جانبی را نیز تحمل کنند. از این رو آنها را به دو گروه دیوارهای باربر و دیوارهای مهارتی تقسیم می‌کنند. دیوارهای باربر که بار منتقل شده از طریق سقف و وزن خودشان و نیروهای افقی را تحمل می‌کنند و دیوارهای مهارتی، که فقط وزن خودشان و نیروهای جانبی را تحمل می‌کنند. دیوار نسبی عبارت است از نسبت حاصل جمع مساحت‌های مقطع افقی دیوارهای موازی با استاندارد ۲۸۰۰ ایران، کمترین مقدار دیوارهای باربر با عنوان دیوار نسبی تعریف شده است. وجود باز شو در دیوارهای باربر باعث کاهش دیوار نسبی ساختمان شده و از این رو کثرت وجود آنها در ساختمان، با اصول مقاوم سازی مغایرت دارد. نحوه توزیع دیوارهای باربر در عملکرد ساختمان در برابر زلزله بسیار مهم است؛ زیرا سختی جانبی ساختمان آجری ناشی از دیوارهای باربر است و در نتیجه نحوه توزیع و استقرار دیوارهای باربر در ارتفاع نیز از اهمیت خاصی برخوردار است، به نحوی که عضوهایی که وظیفه تحمل بارهای قائم را در طبقات مختلف بر عهده دارند باید بر روی هم قرار داده شوند تا انتقال نیروها بسمت شالوده بطور مستقیم انجام شود و عناصری که با هم کار میکنند، در یک صفحه قائم قرار داده شوند. بدین ترتیب در ساختمان آجری باید پلان طبقات از نظر نحوه استقرار دیوارهای باربر و غیر باربر مشابه همدیگر باشند، زیرا در غیر اینصورت، تغییرات ناگهانی سختی در تراز طبقه‌ای که تغییر ناگهانی ضخامت دیوارها در آن صورت گرفته است، باعث تمرکز تنش و خرابی خواهد شد. حداکثر ارتفاع دیوار باربر محدود به ۴ متر است و در صورت تجاوز ارتفاع از این حد، باید یک کلاف اضافی در داخل دیوار و در ارتفاع حداکثر ۴ متری از روی کلاف افقی زیرین تعبیه گردد. به این ترتیب، ارتفاع دیوار را نمیتوان تا ۶ متر افزایش داد. دیوارهای باربر علاوه بر تحمل نیروهای افقی درون صفحه‌ی، نیروهای برون صفحه‌ای را نیز باید تحمل کنند. این نیروها باعث خمش درون صفحه‌ای در دیوارها شده و هر چه طول دیوار زیاد باشد تنش‌های ایجاد شده از طریق این خمش بیشتر می‌شود. بدین منظور برای محدود کردن

طول دیوارها، وجود عناصر مهاری در ساختمان‌های آجری ضرورت پیدا می‌کند. این دیوارها نیز باید حداقل ضخامت لازم را داشته باشند.

دسته دیگری از دیوارها، دیوارهای غیر سازه‌ای هستند که به دو صورت در ساختمان آجری اجرا می‌شوند، یکی بصورت دیوارهای جداکننده و دیگری بصورت دیوارهای مثلی در شیروانی‌ها. دیوارهای جدا کننده همانطور که از نامشان پیداست فقط نقش تقسیم بندی فضای داخل را برعهده دارند و هیچگونه باربری از آنها مورد انتظار نیست؛ اما سختی جانبی از این دیوارها متاثر است و در نتیجه مشابه دیوارهای باربر، توزیع آنها در پلان و ارتفاع، اهمیت زیادی دارد.

### ۹-۱۴- دیوارهای آجری مسلح

گاهی در دیوارهای آجری از میلگردهای فولادی در جهت‌های افقی و قائم استفاده می‌شود. در این صورت، از ترکیب فولاد و دیوار سازه‌ای پدید می‌آید که خواصش مشابه سازه‌های بتن مسلح است. این میلگردها به مقدار زیادی مقاومت دیوار آجری را افزایش می‌دهند. به اینگونه دیوارها، دیوارهای آجری مسلح و یا دیوار برشی مسلح مصالح بنائی اطلاق می‌شود. میلگرد افقی در داخل درزهای افقی قرار می‌گیرد و از اینرو عملاً قطر آن نمیتواند از ۱۰ یا ۱۲ میلیمتر بیشتر باشد. میلگرد قائم باید به داخل کلاف افقی زیرین دیوار قلاب شود تا بتواند لنگر خمشی ناشی از نیروی زلزله را به داخل پی هدایت نموده و از وقوع شکست خمشی جلوگیری نماید. طراحی این گونه دیوارها به نحوی است که میلگرد نیروی کششی را تحمل نماید. بدین ترتیب، طراحی و عملکرد این دیوارها بر مبنای تنش مجاز صورت می‌گرفته است، ولی هم اکنون روش مقاومت نهایی نیز توسط آئین‌نامه‌ها معرفی شده است.



شکل ۹-۲ دیوار آجری مسلح

در سال ۱۹۸۸، شینگ و همکارانش دیوارهای برشی بنایی مسلح را با هدف دستیابی به روابط تجربی یا نیمه تجربی برای محاسبه مقاومت و شکل پذیری، مورد مطالعه قرار دادند در این تحقیق

تعداد، ۲۲ دیوار بنایی مسلح در مقیاس کامل و با ابعاد  $۱۸۳ \times ۱۸۳$  سانتیمتر ( $۶ \times ۶$  فوت) مورد آزمایش قرار گرفت که در این میان، ۱۶ نمونه با بلوک‌های سیمانی توخالی و ۶ نمونه دیگر، با آجرهای رسی توخالی ساخته شده بود. نتایج آزمایشات نشان داد که برای تعیین مقاومت خمشی دیوارهای برشی ضخیم می‌توان از تئوری خمش ساده استفاده کرد. همچنین مشخص گردید که با افزایش مقدار تنش قائم، شکل پذیری خمشی، مقاومت برشی و شدت کاهش می‌یابد. در این مطالعه روابطی برای محاسبه مقاومت خمشی، مقاومت خمشی، مقاومت برشی و شکل پذیری دیوارهای بنایی پیشنهاد شد که بهترین آنها روابط مربوط به محاسبه مقاومت برشی است. این رابطه که به صورت نیمه تجربی می‌باشد، مقاومت برشی دیوارهای برشی بنایی را نزدیک به نتایج آزمایشگاهی پیش بینی می‌کند. در سال ۱۹۹۸ مگنز، دیوارهای برشی بنایی (آجری) مسلح را تحت بار رفت و برگشتی درون صفحه‌ای مورد آزمایش قرار داد. در این تحقیق تعداد هفت دیوار آجری مسلح مطابق با آئین‌نامه بنایی ایتالیا و در ابعاد  $۲/۲۳$  در  $۳/۱۶$  (چهار نمونه) و  $۲/۷۱$  در  $۱/۷۶$  (سه نمونه) ساخته شده و تحت بار ثقلی ثابت و بار جانبی رفت و برگشتی آزمایش گردید. هدف از این مطالعه بررسی مقاومت، شکل پذیری و توزیع انرژی در دیوار بنایی بود. در سال ۲۰۰۰ یوشی مورا و همکارانش، تأثیر میلگردهای افقی و قائم را در رفتار لرزه‌ای دیوارهای بنایی کلاف بندی شده مورد مطالعه قرار دادند. در این پژوهش تعداد ۱۸ نمونه دیوار بنایی با یا بدون میلگرد افقی و قائم ساخته شده و سپس تحت بار ثقلی فشاری یا کششی ثابت و بار جانبی رفت و برگشتی آزمایش شد. نتایج این امر آزمایشات نشان می‌دهد که چنانچه میلگردهای تسلیح در هر دو جهت افقی و قائم در داخل دیوار کلاف بندی شده تعبیه گردند. شکل پذیری و مقاومت جانبی را به طور قابل ملاحظه‌ای افزایش می‌دهند. همچنین نتایج حاصل موید این واقعیت است که در نمونه‌های با ارتفاع کم که تحت بار جانبی قرار دارند شکست برشی و برعکس در نمونه‌های با ارتفاع زیاد شکست خمشی اتفاق می‌افتد در این آزمایش‌ها مشاهده گردید که مقاومت برشی دیوار بنایی با وارد کردن بار ثقلی افزایش می‌یابد. در این مطالعه محققان دریافتند که وقتی دیوار در مود خمشی شکسته می‌شود، حداکثر مقاومت جانبی نمونه با استفاده از روابط تئوری قابل محاسبه است، در حالیکه در شکست‌های برشی روابط تئوری موجود در خصوص دیوارهای بنایی مسلح، حداکثر مقاومت جانبی نمونه را به درستی بیان نمی‌کنند. دلیل این امر آن است که تأثیر بارهای محوری قائم بر مقاومت برشی نهایی نمونه بیشتر از مقدار یست که در روابط تئوری محاسبه می‌گردد. در سال ۱۳۸۱، تسنیمی، ضوابط موجود در فصل سوم آئین نامه طرح ساختمان‌ها در برابر زلزله (استاندارد ۲۸۰۰) را مورد مطالعه قرار داد. در این پژوهش که در دو شاخه آزمایشگاهی و تئوری صورت پذیرفت، دو دستگاه ساختمان آجری دو طبقه غیر مسلح و کلاف بندی شده در مقیاس یک دوم و بر مبنای توصیه‌های آئین نامه ساخته شد. این ساختمان‌ها تحت بار ثقلی ثابت

و بار جانبی رفت و برگشتی آزمایش شدند. به موازات کار آزمایشگاهی صورت گرفته، مدل سازی کامپیوتری این ساختمان با استفاده از نرم افزار ANSYS انجام شد و نهایتاً تحلیل دقیقی بر روی نتایج آزمایشگاهی و تحلیل کامپیوتری صورت گرفت.

تحقیق صورت گرفته را می توان سرآغازی برای مطالعه ساختمان های ساختمان آجری پیشنهادی در استاندارد ۲۸۰۰ دانست، چرا که تاکنون مطالعات انجام شده در ایران غالباً به صورت تئوری بوده و یا مسیری بجز استاندارد مذکور را دنبال کرده است. همانطور که مشاهده می گردد، در غالب پژوهش های ذکر شده دیوارهای آجری مسلح و کلاف بندی شده مورد مطالعه قرار گرفته اند، اما باید توجه داشت که مصالح مصرفی، شیوه های اجرائی و فن آوری بخش ساختمان در کشورهای مختلف متفاوت بوده و استفاده مستقیم از نتایج کارهای صورت گرفته در سایر کشورها، امری غیر واقعی است. مهمترین نتایج بدست آمده از آزمایش فوق عبارتند از:

۱- انهدام دیوارهای آجری غیر مسلح تحت بارهای ثقلی و جانبی با ایجاد ترک خوردگی در لایه های آجرکاری صورت میگیرد.

۲- انهدام دیوارهای آجری مسلح و دیوارهای محصور در کلاف که به طور همزمان تحت بارهای ثقلی و جانبی قرار گرفته باشند؛ با عبور ترکها از لایه های آجرکاری و آجر و سپس انتقال ترکها به کلافها صورت میگیرد.

۳- رفتار دیوارهای آجری با اضافه شدن میلگردهای افقی و قائم در وسط دیوار و یا کلافهای افقی و قائم بهبود قابل ملاحظه ای پیدا می کند.

۴- ضعف عمده دیوارهای آجری که با الگوی ساخت و ساز متداول ساخته می شوند، کمبود مقاومت برشی، بویژه در لایه های آجرکاری که ناشی از عدم پیوستگی مناسب آجر و ملات است می باشد.

۵- دیوارهای آجری مسلح که با ضوابط استاندارد ۲۸۰۰ ساخته میشوند، در برابر بارهای جانبی نسبت به نمونه کلاف بندی شده و نمونه غیر مسلح از مقاومت بیشتری نشان میدهند.

۶- در دیوارهای آجری مسلح میلگردهای افقی مانع از باز شدن ترکهای ایجاد شده در لایه های آجر کاری شده و قابلیت تحمل نیروهای جانبی توسط دیوار را افزایش میدهد.

۷- دیوارهای آجری کلاف بندی شده دارای شکل پذیری خوبی بوده و دارای شکل پذیری خوبی بوده و در استهلاك انرژی به خوبی عمل می کند.

۸- سختی دیوار آجری مسلح بیشتر از سایر نمونه ها می باشد، حال آنکه شکل پذیری این نمونه از سایر نمونه ها کمتر است. البته باید متذکر شد که در این آزمایش، انهدام نهایی دیوار مسلح در مود کمانش خارج از صفحه روی داده است و چنانچه کمانش خارج از صفحه دیوار مهار شود، شکل پذیری آن نسبت به نمونه دیوار کلاف بندی شده اصلاح میگردد.



۹- در نمونه کلاف بندی شده پس از شکست آجرکاری، کلاف‌های بتنی وارد عمل شده و در تحمل بار جانبی ایفای نقش می‌کنند. در این نمونه قسمت آجر کاری پس از شکست، تنها بصورت پر کننده عمل می‌کند و چنانچه دیوار تحت بارهای عمود بر صفحه قرار گیرد احتمال فرو ریختن آجرها وجود دارد. حال آنکه در نمونه مسلح به واسطه پیوستگی مصالح بنائی و میلگردهای افقی و قائم، این امکان وجود ندارد.

۱۰- توزیع ترکهای ریز در لایه های آجر کاری و شکستگی آجرها در سطح نمونه مسلح نشان می‌دهد که در این نمونه از مصالح بصورت بهینه استفاده شده است.

## مراجع:

- ۱- حمزه شکیب، پیمان قطعی و محمد حسین ماجدی ۱۳۷۸، مبانی و ضوابط طرح و اجرای ساختمانهای بنایی
  - ۲- حمزه شکیب ۱۳۷۹، همیشه برای وقوع سانحه آماده باشید.
  - ۳- شکیب، دردائی، مقدسی ۱۳۸۶، دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمانهای بنایی غیر مسلح موجود
  - ۴- تسنیمی، عباسعلی؛ بررسی تجربی روشهای مقاوم سازی ساختمانهای آجری نیم اسکلتی در برابر زلزله (گزارش مرحله اول)، ۱ ج، ۱، کمیته فرعی-تخصصی مقابله با خطرات ناشی از زلزله و لغزشهای زمین، انتشارات بنیاد مسکن انقلاب اسلامی (مرکز پژوهش و مطالعات سوانح طبیعی)، تهران، ۱۳۸۰.
  - ۵- مقدم، حسن؛ طرح لرزه‌ای ساختمانهای آجری، ۱ ج، ۳، مؤسسه انتشارات علمی دانشگاه صنعتی شریف، تهران، ۱۳۷۸.
  - ۶- ناطق الهی، فریبرز و مهرتاش معتمدی؛ طراحی و اجرای ساختمانهای بنایی مقاوم در برابر زمین لرزه، ۱ ج، ۱: انتشارات نوپردازان تهران، زمستان ۱۳۸۲.
  - ۷- تسنیمی، عباسعلی؛ رفتار دیوارهای آجری مندرج در استاندارد ۲۸۰۰، گزارش تحقیقاتی به شماره ۴۰۴، ۱ ج، تهران: مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، ۱۳۸۳.
- 8- Tomazevic ,M. *Earthquake Assistant Design Of Masonry Building*

## فصل ۱۰ - سازه‌های فولادی

### ۱۰-۱- کلیات

گسترش استفاده از فولاد برای ساختن ساختمان‌ها را شاید بتوان برای اولین بار در سال ۱۸۸۵ برای ساخت یک ساختمان ۸ طبقه در شیکاگو توسط ویلیام لیبارون<sup>۱</sup> دانست. این امر با ساخت اولین آسانسورها در سال ۱۸۵۴ توسط اتیس<sup>۲</sup> مصادف بود. در طی یک دوره ۲۸ ساله مابین سال‌های ۱۸۸۵ تا ۱۹۱۳ استفاده از فولاد بسیار گسترش یافت تا اینکه از آن برای ساخت ساختمان وولورد<sup>۳</sup> به ارتفاع ۲۴۳ متری در نیویورک استفاده شد. فولاد ساختمانی جزو مصالح ایده‌آل برای طراحی مقاوم در برابر زلزله است. فولاد، قوی، سبک وزن، شکل پذیر، پرطاقت و قادر به جذب انرژی بسیار زیاد در اثر تنش تسلیم بالا می‌باشد که این امر وقتی که تنش‌ها در محدوده غیر خطی واقع است، تحقق می‌یابد. باتوجه به فلسفه طراحی آیین‌نامه‌های جدید، که بر مبنای اعتماد به توانایی ذاتی سازه‌ها برای ایستادگی در برابر تغییر مکان‌های غیر الاستیک بدون گسیختگی است، فولاد جزو مصالحی است که این قابلیت را دارد. در واقع دیگر مصالح موجود در ساختمان سازی، نظیر بتن نیز رفتار شکل پذیر را از طریق میلگردهای فولادی که در آنها جاسازی می‌شود بدست می‌آورند. فولاد ترکیبی از آهن و کربن و ترکیباتی نظیر منگنز، فسفر، گوگرد و سیلیکن است. فولاد با چدن و آهن نرم فرق می‌کند و علت آن هم کاهش مقدار کربن و دیگر مواد آن است. این تفاوت‌ها فولاد را شکل پذیرتر و مقاوم‌تر از چدن و آهن نرم می‌کند که هر دو اینها تمایل به شکننده بودن دارند. خواص فولاد شامل، شکل پذیری، چکش خواری، قابلیت ساخت و نصب آسان آن را برای استفاده در سازه‌های بلند مناسب می‌سازد. چنانچه سازه فولادی خوب طراحی شود قابلیت عملکرد بسیار مناسب را خواهد داشت. برای اطمینان از عملکرد خوب سازه‌های فولادی، لازم است که:

<sup>1</sup> William LeBaron Jenny

<sup>2</sup> Otis

<sup>3</sup> Woolworth Building

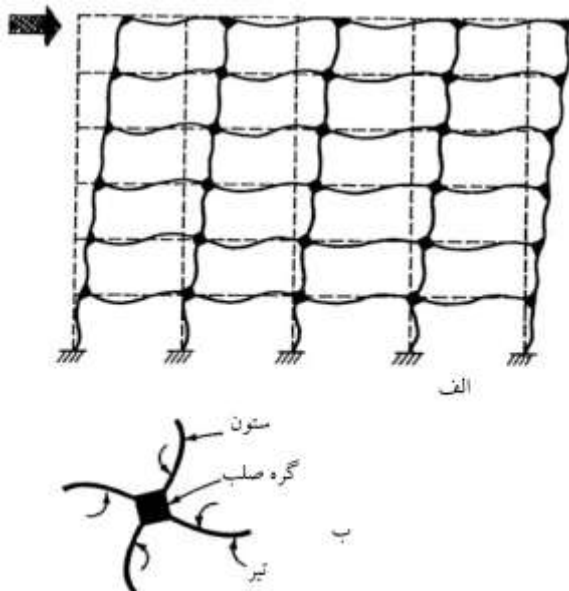
- پیکربندی سازه طوری انجام شود که رفتار غیر الاستیک به خوبی در کل سازه پخش شود، نه اینکه در تعداد مشخصی از طبقات یا المانها متمرکز گردد.
- ظرفیت باربری ستون‌ها ستون‌ها با مقاومت کافی برای مقابله با بارهای لرزه‌ای که باعث عدم واژگونی می‌شوند. (بدون هرگونه کمانش).
- مهار جانبی کافی برای اعضای خمشی برای جلوگیری از کمانش پیچشی و جانبی.
- اتصالات با مقاومت کافی، که رفتار غیر خطی را در اعضا ایجاد کنند.
- به منظور جلوگیری از کمانش موضعی و کاهش مقاومت ناگهانی که ممکن است در این اعضا ایجاد شود. از مقاطع فشرده استفاده گردد.

نوع فولاد باید به صورت فولاد نرمه کربن‌دار معمولی تا فولاد پرمقاومت آلیاژی باشد و مقاومت مشخصه حداقل تسلیم آن، ( $F_y$ ) در محدوده ۲۳۰۰ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع تا ۳۷۵۰ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع باشد. همچنین مقاومت کششی نهایی، ( $F_u$ )، حداقل ۱/۲ برابر مقاومت مشخصه حداقل تسلیم، ( $F_y$ ) باشد. روش طراحی سازه‌های فولادی عموماً به یکی از دو روش تنش مجاز (ASD) و یا بروش ضریب بار و مقاومت (LRFD) انجام می‌شود. مبنای نظری روش تنش مجاز به صورتی است که تنش‌ها ایجاد شده در اعضا در اثر بارهای بدون ضریب از تنش مجاز تجاوز نکند. لیکن روش ضریب بار و مقاومت بر پایه مفاهیم احتمالات پایه گذاری شده است و ضریب کاهش مقاومت و افزایش بار، با توجه به تغییرات آماری بارها و مقاومت سازه تعیین می‌گردند. حالات حدی شرایط متفاوتی هستند که در آنها یک سازه به عنوان سازه‌ای که نتوانسته اهداف سازه‌ای را جامه عمل بپوشاند بررسی می‌شود. در طراحی دو حالت حدی نهایی و حدی بهره‌برداری مورد توجه و بررسی قرار می‌گیرند.

## ۱۰-۲- قاب‌های خمشی

سیستم باربری است که باربری جانبی آن، توسط رفتار طره‌ای و برشی قاب و عملکرد برشی چشمه اتصال تأمین می‌گردد. در رفتار طره‌ای، قاب مانند یک طره قائم عمل می‌کند و خمش حاصل از بار جانبی را به طور عمده، توسط کوتاه شدگی ستون‌های تحت فشار و افزایش طول ستون‌های تحت کشش، تحمل می‌نماید. در رفتار برشی، تیرها و ستون‌ها در اثر بار جانبی در هر طبقه و هر دهانه، تغییر انحنا داده، با خمش و برش ایجاد شده در آنها، بارهای وارده را تحمل می‌نمایند. چشمه اتصال، ناحیه‌ای از جان یا جان‌های ستون است که محصور بین امتداد بال‌های بالایی و پایینی تیرهای دو وجه ستون و بال‌های ستون می‌باشد. فلسفه طراحی قاب‌های خمشی زائل کردن انرژی وارده در اثر زلزله در مفصل‌های پلاستیک که عموماً در داخل تیرها و چشمه اتصال تشکیل می‌شود، می‌باشند. اتصالات تیرها به ستون‌ها معمولاً طوری طراحی می‌شوند که

الاستیک باقی بمانند. شکل ۱۰-۱ نحوه تغییر مکان جانبی که توسط قاب‌های خمشی تجربه می‌شود را در ناحیه رفتار الاستیک نشان می‌دهد. وقتی که قاب به صورت جانبی تغییر مکان می‌دهد یک تمایل برای تغییر زاویه بین تیر و ستون وجود دارد. صلبیت اتصال تیر به ستون از این تغییر جلوگیری می‌کند که این امر از طریق گسترش ممان خمشی و برش در تیرها و ستون‌ها ایجاد می‌شود. اتصالات در قاب‌های خمشی به صورت کاملاً گیردار و یا تا حدودی گیردار، بسته به سختی و مقاومت اتصال و بسته به تیر و ستون متصل به آن هستند. یک اتصال کاملاً گیردار باید قادر باشد زاویه بین تیر و ستون را کاملاً ثابت نگه دارد. تا اینکه تیر و یا ستون ضعیف در خمش تسلیم شوند. تا قبل از زلزله ۱۹۹۴ نورتریج<sup>۱</sup> و قبل از اینکه شکست‌های پیش بینی نشده‌ای در اتصالات کشف شود بسیاری از مهندسان به اشتباه این سازه‌های فولادی را ضد زلزله و جزو بهترین سیستم‌های سازه‌ای در نظر می‌گرفتند.



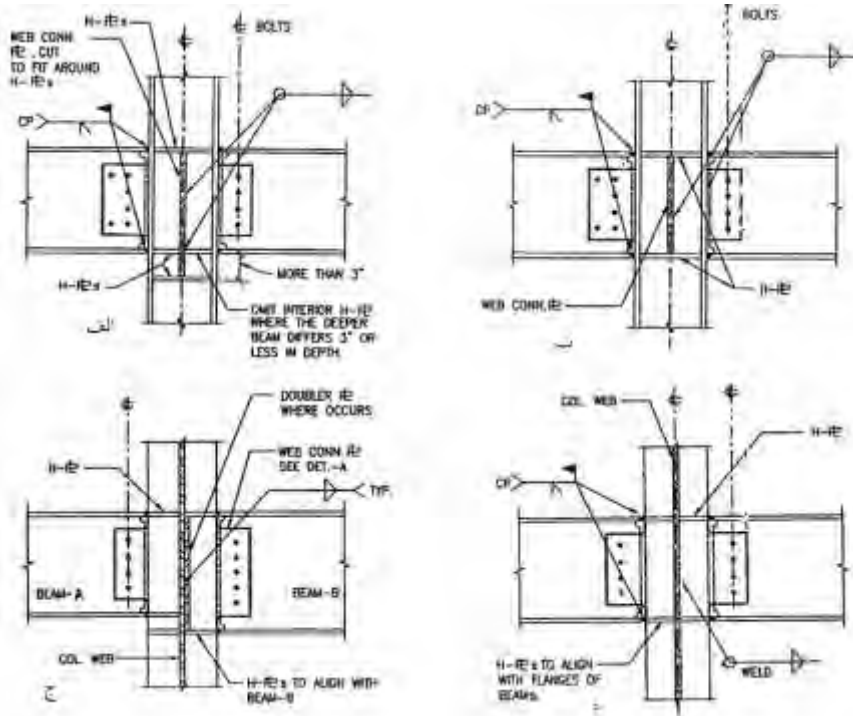
شکل ۱۰-۱ دوران‌های ایجاد شده در چشمه اتصال

بعد از گذشت یک سال، زلزله کوبه<sup>۲</sup> نیز باعث تخریب ۵۰ ساختمان فلزی شد که همه اینها، پتانسیل آسیب پذیری این سازه‌ها را نشان می‌داد. شکل ۱۰-۲، جزئیات اتصالات گیردار مورد استفاده در قاب‌های خمشی که تا قبل از زلزله نورتریج مورد استفاده قرار می‌گرفتند را نشان

<sup>1</sup> Northridge

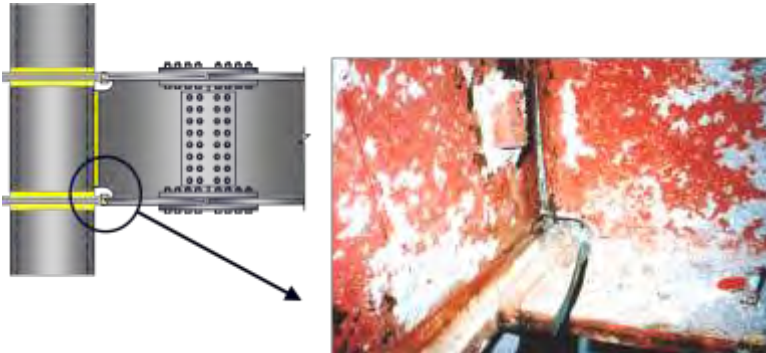
<sup>2</sup> Kobe

می‌دهد. در هر دو زلزله کوبه و نورتریج، قاب‌های خمشی فولادی، آنچنان که از آنها انتظار می‌رفت عمل نکردند.



شکل ۱۰-۲ انواع اتصالات مورد استفاده تا قبل از زلزله نورتریج (الف) اتصال تیرهای به بال ستون با ارتفاع متفاوت به بال (ب) اتصال تیر به بال ستون با ارتفاع برابر (ج) اتصال تیر به جان ستون با ارتفاع متفاوت (د) اتصال تیر به جان ستون با ارتفاع برابر

بیشترین خسارات ایجاد شده در بال پایینی تیر و در محل اتصال تیر به ستون ایجاد شده بود. شکل ۱۰-۳ نمونه‌ای خرابی ایجاد شده در اتصال مستقیم تیر به ستون را نشان می‌دهد.

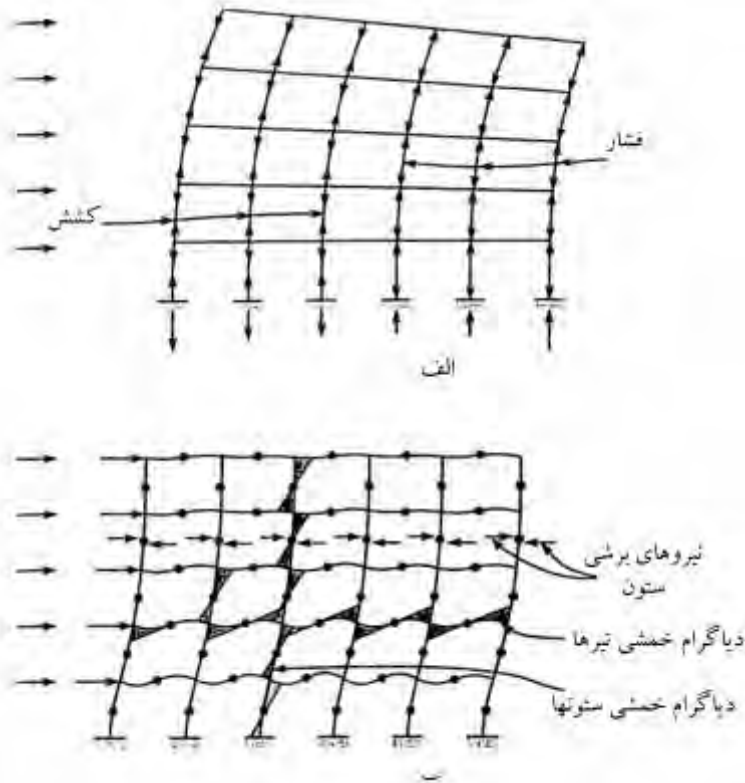


شکل ۳-۱۰ نمونه‌ای خرابی‌های ایجاد شده در اتصالات مستقیم تیر به ستون

قاب‌های خمشی که به صورت مناسب پیکربندی شده‌اند قادرند بخش اعظمی از انرژی را زائل کنند و بنابراین عملکرد لرزه‌ای بسیار بالایی دارند. اگرچه قاب‌های با ترکیب بندی مناسب نیز تا حدودی تمایل به انعطاف پذیری دارند که می‌تواند به اعضای غیر سازه‌ای آسیب برساند. ترکیب بندی قاب‌های خمشی یک عامل بسیار مهم در قابلیت عملکردش است. چون قاب‌های خمشی تمایل دارند تا حدودی انعطاف پذیر باشند پس آنها می‌توانند تغییر مکان‌های جانبی زیادی را هنگامی که تحت اثر حرکت‌های قوی زمین قرار می‌گیرند تحمل کنند.

### ۱۰-۲-۱- جابجایی قاب خمشی

قاب‌های خمشی در قیاس با قاب‌های مهاربندی شده، از سختی کمتری برخوردار هستند، لیکن میزان شکل‌پذیری بالایی دارند. کمبود سختی در این قاب‌ها عموماً کنترل تغییر مکان‌های جانبی را با مشکل روبرو می‌کند. جابجایی‌های جانبی ایجاد شده در یک قاب خمشی به دلیل دو عامل خمش و برش ایجاد می‌شود. برای فهم این موضوع می‌توان قاب خمشی را به صورت یک ستون یک سرگیردار در نظر گرفت. در این حالت اگر نیرویی به صورت جانبی بر آن اعمال شود، جابجایی‌های ایجاد شده در این ستون طره‌ای به سبب دو عامل خمش و برش می‌باشد. لیکن سهم برش در این جابجایی‌ها اغلب ناچیز می‌باشد و در صورتی که ستون کوتاه باشد، سهم برش در ایجاد این تغییر مکان‌ها می‌تواند قابل توجه باشد.



شکل ۱۰-۴ تغییر شکل قاب خمشی: الف) تغییر شکل به سبب عمل طره‌ای و خمش ب) تغییر شکل به سبب برش

### ۱۰-۲-۲- تغییر مکان قاب به سبب خمش

در حین تغییر شکل خمشی و در اثر بارهای اعمال شده بر قاب، ستون‌های سمت بارهای جانبی کشیده و تمایل به بلند شدن دارند و ستون‌های سمت پشت به باد تمایل به فشردگی و کوتاه شدن دارند. شکل ۱۰-۴ الف، تغییر شکل خمشی قاب را نشان می‌دهد. در این حالت شکل قاب به صورت طره‌ای بوده و کل قاب تمایل به دوران حول محور افقی مرکزی را دارد.

### ۱۰-۲-۳- تغییر مکان قاب به سبب برش

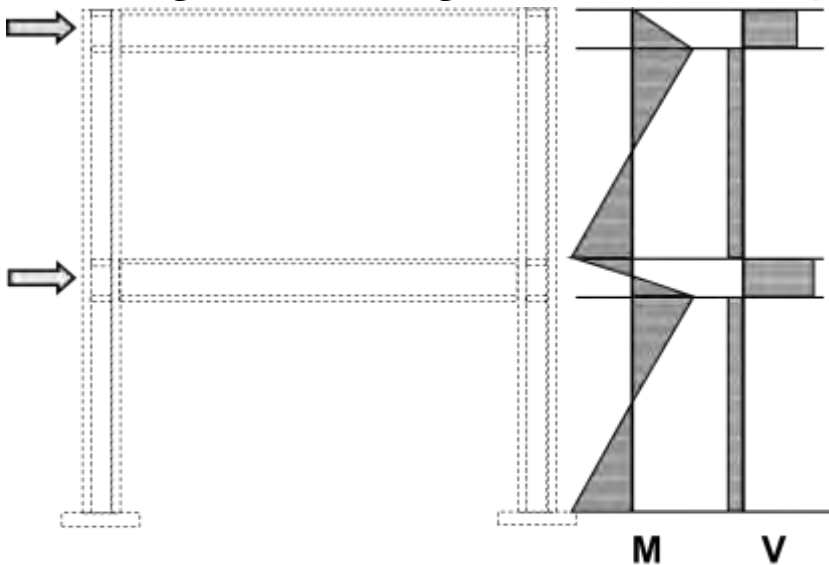
پاسخ برشی قاب در شکل ۱۰-۴ ب نشان داده شده است. مقدار برش ایجاد شده در بالای ستون‌ها توسط نیروهای ایجاد شده در تمام ستون‌های طبقه تحمل می‌شود (شکل ۱۰-۴ ب). برای ارضای تعادل در هر گره، مجموع لنگره‌های ایجاد شده در بالا و پایین هر یک از ستون‌ها، با مجموع لنگره‌های ایجاد شده در دو طرف تیر برابر است. مقدار تغییر شکل برشی قاب خمشی در بیشتر



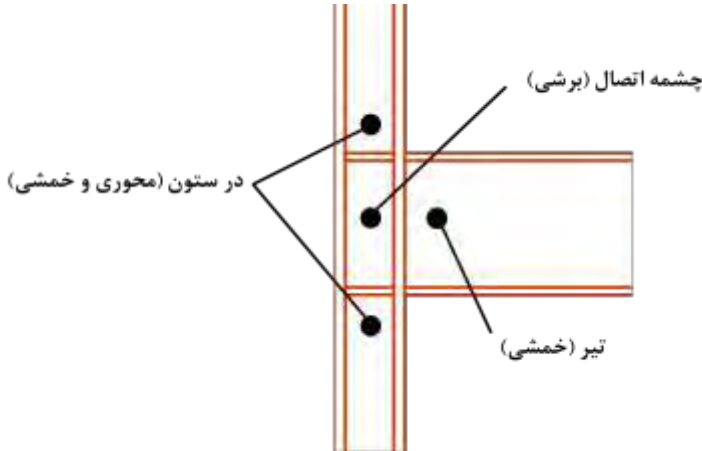
موارد قابل توجه می‌باشد. به صورت کلی مقدار تغییرمکان جانبی یک قاب خمشی را می‌توان ناشی از عوامل زیر دانست:

- ✓ تغییرمکان طره‌ای به سبب تغییرطول ستون‌ها (۱۵٪ تا ۲۰٪)
- ✓ خمش ایجاد شده در تیرها (۵۰٪ تا ۶۰٪)
- ✓ خمش ایجاد شده در ستون‌ها (۱۵٪ تا ۲۰٪)
- ✓ تغییرشکل چشمه اتصال (ناحیه پانلی) (حدود ۵٪)

نقش تغییرشکل‌های ناشی از برش در چشمه اتصال نایبستی نادیده گرفته شود. در شکل ۱۰-۵ دیگرام نیروی برشی و لنگر خمشی برای یک ستون از قاب خمشی نشان داده شده است. همانطور که دیده می‌شود، میزان برش ایجاد شده در چشمه اتصال نسبت به بقیه مناطق بیشتر بوده و میزان لنگر در ابتدا و انتهای ستون حداکثر است. بنابراین با توجه به منشوری بودن مقاطع تیر و ستون، پتانسیل تشکیل مفاصل خمیری در ابتدا و انتهای ستون می‌باشند.

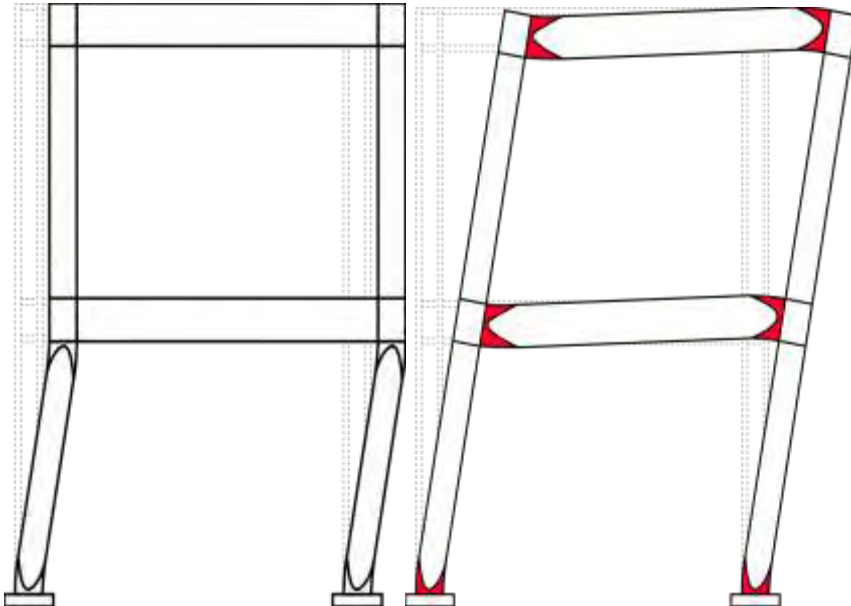


شکل ۱۰-۵ دیگرام نیروی برشی و لنگر خمشی برای یک ستون در قاب خمشی در شکل ۱۰-۶ مکان‌های احتمالی ایجاد مفصل خمیری در یک قاب خمشی نشان داده شده است. در صورتی که این مفصل در ستون ایجاد شود به سبب وجود بار محوری زیاد، ظرفیت اتلاف انرژی خوبی نخواهد داشت و امکان ایجاد مکانیزم زودرس در قاب وجود دارد.



شکل ۱۰-۶ مکان‌های احتمالی ایجاد مفصل خمیری

در صورتی که مفصل‌های خمیری در تیرها ایجاد شوند (شکل ۱۰-۷ راست)، تعداد مفصل‌های ایجاد شده برای مکانیزم شدن قاب به مراتب بیشتر از حالتی است که فقط در ستون‌ها ایجاد شوند. افزایش تعداد مفاصل خمیری در سازه به معنی اتلاف انرژی بیشتر خواهد بود. مطلوب‌ترین حالت آن است که مفاصل خمیری در ستون‌ها، در آخرین مرحله صورت گیرد.



شکل ۱۰-۷ مفصل‌های خمیری در تیرها (راست) مفصل خمیری در ستون‌ها (چپ)

همانطور که از شکل سمت چپ پیداست، تعداد مفصل‌های مورد نیاز برای مکانیزم سازه در حالتی که تنها در ستون‌ها رخ دهند کمتر از حالتی است که در تیرها اتفاق افتد و در این حالت طبقه نرم ایجاد می‌شود.

سه نوع قاب خمشی وجود دارد.

۱. قاب خمشی ویژه<sup>۱</sup>
۲. قاب خمشی متوسط
۳. قاب خمشی معمولی

قاب‌های خمشی ویژه طوری ترکیب بندی شده‌اند که سیستم‌هایی با سطح شکل پذیری بالا ایجاد می‌کنند. اعضای قاب خمشی ویژه باید اعضای گرم نورد شده<sup>۲</sup> یا اعضای با جوش ساخته شده<sup>۳</sup> بوده و باید ویژگی‌های مورد نظر مصالح در آن صدق کند تا شکل پذیری کافی را بتواند فراهم کنند. در ایالات متحده آمریکا، فولادی مطابق با استاندارد ASTM A913 Grade 50 یا Grade 65، A572 Grade 50 یا A-36 برای استفاده در قاب‌های خمشی ویژه پذیرفته شده‌اند. شکل‌های سازه‌ای در قاب خمشی ویژه باید با محدودیت‌های مربوط به پهنا به ضخامت، محدودیت‌های فشردگی مقطع مطابقت داشته باشند تا مفصل پلاستیک بدون هرگونه احتمال رخ دادن شکست ناگهانی، در مقطع ایجاد شود. علاوه بر این الزامات، قاب طوری باید ترکیب بندی شود که در آن طبقه نرم و ضعیف ایجاد نشود. طبق ضوابط AISC، چنانچه شرط زیر در هر اتصال تیر به ستون رعایت شود طبقه نرم ایجاد نخواهد شد:

$$\frac{\sum M_{Pc}}{\sum M_{Pb}} > 1 \quad (1-10)$$

عبارت بالای کسر مجموع ظرفیت‌های ممان پلاستیک ستون‌های قاب می‌باشد که به گره وارد می‌شوند. همچنین به خاطر اثرات بارهای محوری در ستون‌ها این مقدار کاهش می‌یابد. در حالیکه عبارت پایین کسر مجموع ظرفیت‌های لنگر پلاستیک تیرهای وارد شده به گره است. ظرفیت ممان پلاستیک تیرها با در نظر گرفتن پتانسیل اضافه مقاومتی که در تیرها وجود دارد محاسبه می‌شود. این مقدار به این معنی است که مقاومت تسلیم واقعی فولاد تا حدودی بیشتر از مقاومت اسمی آن است. که این امر به خاطر ویژگی‌ها و خصوصیات فولاد و همچنین اثرات سخت شدگی کرنشی فولاد است و از طریق عبارت زیر بدست می‌آید.

$$M_{Pb} = 1.1R_y F_y Z \quad (2-10)$$

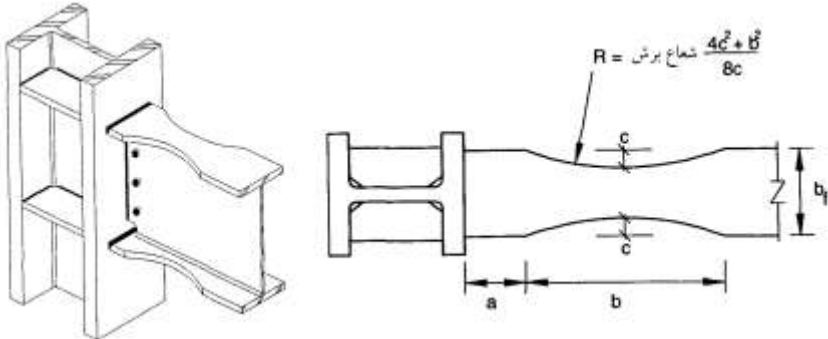
<sup>1</sup> Special Moment Frame

<sup>2</sup> Hot-rolled

<sup>3</sup> Welded built up

در قاب‌های خمشی متوسط فرض می‌شود که کمتر از قاب‌های خمشی ویژه شکل پذیر باشند. اما انتظار می‌رود تغییر مکان غیر الاستیک متوسطی را تحمل کنند. ضریب رفتار برای این نوع قاب‌ها برابر  $R=6$  می‌باشد. اتصالات تیر به ستون در این قاب‌ها لازم است که ظرفیت چرخش غیر الاستیک  $0.2$  رادیان را داشته باشد. قاب‌های معمولی نیز کمتر از قاب‌های خمشی متوسط شکل پذیرند و از این قاب‌ها انتظار می‌رود که تغییر مکان غیر الاستیک محدودی را در اتصالات و اجزایشان تحمل کنند. حداقل چرخش غیر الاستیک در این قاب‌ها  $0.1$  رادیان است. طراحی قاب‌های خمشی ویژه، باید چنان انجام شود که مفصل پلاستیک خمشی، در داخل تیر و خارج از محدوده اتصال تیر به ستون واقع شود؛ به طوری که فضای کافی برای طراحی جزیباتی که در آن رفتار ارتجاعی اتصال تیر به ستون فراهم می‌گردد، به وجود آید. حداقل فاصله محل تشکیل مفصل پلاستیک از بر ستون، باید  $0.5d_b$  در نظر گرفته شود. لیکن لزومی ندارد این فاصله بیشتر از  $1.5d_b$  باشد. در قاب‌های خمشی با شکل‌پذیری ویژه اتصالات تیر به ستون باید چنان طراحی و جزیبات‌بندی شوند که نیروهای وارد شونده را، در چرخش غیرارتجاعی مفصل پلاستیک، تا رسیدن به دوران  $0.4$  رادیان، به صورت ارتجاعی تحمل نمایند. برای دستیابی به چنین عملکردی، لازم است اتصالات تیر به ستون، توسط آزمایش‌های توصیه شده از سوی مراجع معتبر، تأیید صلاحیت شود؛ یا از اتصالاتی که از پیش مورد تأیید قرار گرفته‌اند استفاده گردد. اتصالات تیر به ستون باید به گونه‌ای طراحی شوند که شرایط ایجاد مفصل پلاستیک را، در فاصله‌ای محدود از بر ستون، در داخل تیر و خارج از اجزای اتصال را فراهم نمایند. این امر، از طریق تقویت تیر در محل اتصال به بر ستون انجام می‌شود. روش دیگر برای دستیابی به منظور فوق، تضعیف مقطع تیر<sup>۱</sup> (RBS) در محل مورد نظر تشکیل مفصل پلاستیک است. در طراحی فرض بر آن است که هر دو بال بالایی و پایینی کاهش یافته‌اند. در شکل ۱۰-۸ نمونه‌ای از اتصال با مقطع کاهش یافته نشان داده شده است.

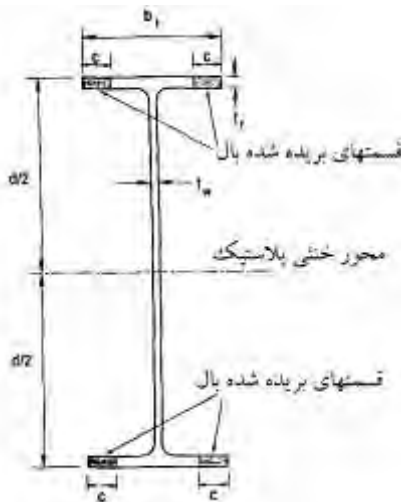
<sup>1</sup> Reduced Beam Section



شکل ۸-۱۰ نمونه‌ای از اتصال با مقطع کاهش یافته

در این حالت مفصل در محل ضعیف شده ایجاد می‌شود. پارامترهای نشان داده شده در شکل فوق توسط طراح تعیین می‌شود،  $a$  فاصله تا بُر ستون،  $b$  طول برش تیر و  $c$  عمق برش در بال تیر می‌باشد. شعاع  $R$  را می‌توان با استفاده از رابطه نشان داده شده در شکل به صورت تابعی از  $b$  و  $c$  تعیین نمود. مقدار درصد بال تیر، که در حین برش حذف می‌شود را می‌توان به صورت  $(2c/b_f) \times 100$  نشان داد.

معمولاً  $b_f \cong (0.5 \text{ تا } 0.75)d$  و  $b \cong (0.65 \text{ تا } 0.85)d$  در نظر گرفته می‌شود. که در روابط فوق  $d$  و  $b_f$  به ترتیب عرض بال تیر و عمق تیر هستند. همچنین مقدار  $c$  بایستی کمتر یا معادل  $0.25b_f$  در نظر گرفته شود. گام اول در طراحی این نوع اتصال تعیین پارامترهای نشان داده شده در شکل ۸-۱۰ است. گام دوم محاسبه اساس مقطع در ناحیه کاهش یافته است. در شکل ۹-۱۰ مقطع تیر در ناحیه بریده شده نشان داده شده است.



شکل ۹-۱۰ مقطع تیر در ناحیه بریده شده

بر اساس ابعاد نشان داده شده در کمترین مقطع تیر داریم:

$$Z_{RBS} = Z_b - 2ct_f(d - t_f) \quad (۳-۱۰)$$

که در رابطه فوق  $Z_{RBS}$  اساس مقطع پلاستیک در ناحیه کمترین قسمت تیر است. همچنین  $Z_b$  اساس مقطع پلاستیک کل تیر می‌باشد. گام سوم تعیین تنش تسلیم مورد انتظار است که برابر است با مقاومت تسلیم حداقل مشخصه  $F_y$  ضرب در ضریب  $R_y$  است.

$$F_{ye} = R_y F_y \quad (۴-۱۰)$$

که در آن  $R_y$  نسبت مقاومت تسلیم مورد انتظار به حداقل مقاومت تسلیم تعیین شده است. گام چهارم محاسبه حداکثر لنگر مورد انتظار در مرکز RBS است.

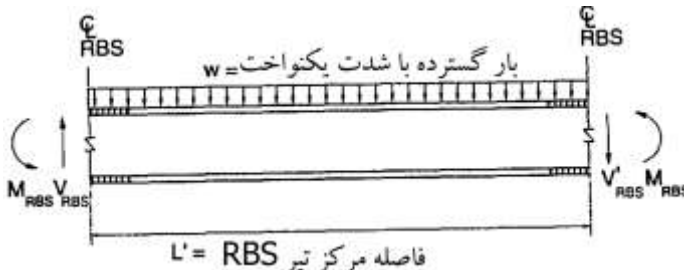
$$M_{RBS} = 1.15 Z_{RBS} F_{ye} \quad (۵-۱۰)$$

که در آن  $M_{RBS}$  حداکثر لنگر مورد انتظار در مرکز RBS است. ضریب  $۱/۱۵$  به سبب سخت‌شدگی کرنشی می‌باشد. گام پنجم محاسبه نیروی برشی در مرکز RBS است. با استفاده از دیگرام جسم آزاد تیر می‌توان این برش را تعیین نمود. بنابراین با توجه به شکل ۱۰-۱۰ داریم:

$$V_{RBS} = \frac{2M_{RBS}}{L'} + \frac{wL'}{2} \quad (۶-۱۰)$$

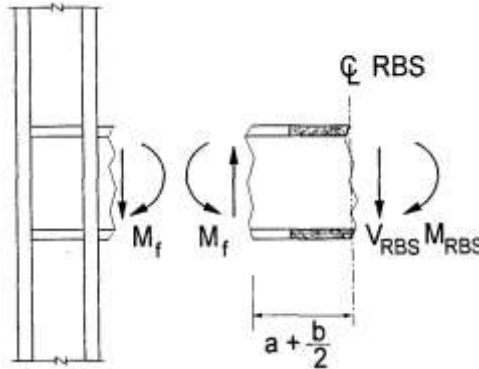
$$V'_{RBS} = \frac{2M_{RBS}}{L'} - \frac{wL'}{2} \quad (۷-۱۰)$$

که در آن  $V_{RBS}$  و  $V'_{RBS}$  نیروی برشی در مرکز تیر کاهش یافته در دو سمت تیر می‌باشند. همچنین  $L'$  فاصله به مرکز تا مرکز تیر RBS و  $w$  شدت بار گسترده یکنواخت روی تیر است.



شکل ۱۰-۱۰ دیگرام جسم آزاد تیر برای تعیین نیروی برشی

در روابط فوق فرض بر آن است که مفصل پلاستیک ایجاد شده، در قسمت کاهش یافته مقطع ایجاد می‌شود، لیکن در صورتی که بار ثقلی روی تیر زیاد باشد، ممکن است محل تشکیل مفصل پلاستیک به داخل تیر حرکت کند. گام ششم محاسبه حداکثر لنگر مورد انتظار در بر ستون است. برای این منظور می‌توان از دیگرام جسم آزاد مطابق شکل ۱۰-۱۱ استفاده نمود.



شکل ۱۱-۱۰ دیاگرام جسم آزاد بین مرکز RBS و بُر ستون

$$M_f = M_{RBS} + V_{RBS} \left( a + \frac{b}{2} \right) \quad (۸-۱۰)$$

که در آن  $M_f$  حداکثر لنگر مورد انتظار در بُر ستون می‌باشد. در رابطه فوق از اثر بار ثقلی در این قسمت از تیر صرف نظر شده است. گام هفتم، محاسبه لنگر پلاستیک تیر بر اساس تنش تسلیم مورد انتظار است.

$$M_{pe} = Z_b F_{ye} \quad (۹-۱۰)$$

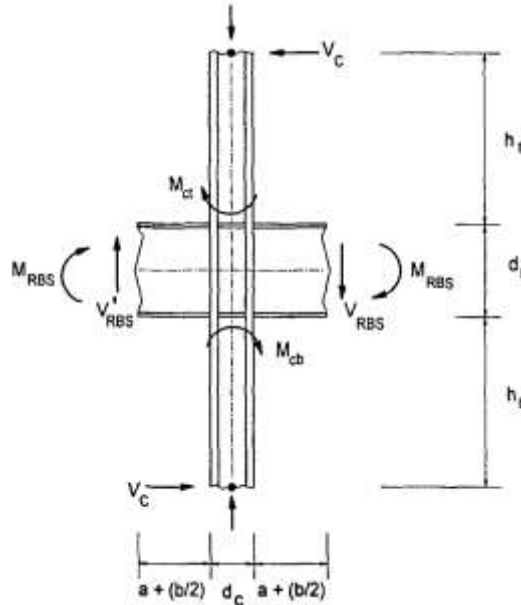
که در آن  $M_{pe}$  لنگر پلاستیک تیر بر اساس تنش تسلیم مورد انتظار است. گام هشتم کنترل  $M_f$  است که بایستی بین ۰.۸۵٪ تا ۱.۰۰٪  $M_{pe}$  باشد.

$$\frac{M_f}{M_{pe}} \cong 0.85 \text{ تا } 1.0 \quad (۱۰-۱۰)$$

در صورتی که رابطه فوق برقرار نبود بایستی مقادیر  $a$ ،  $b$  و  $c$  تغییر یابند و گام دوم تا هشتم دوباره تکرار شوند. گام نهم کنترل ضابطه تیر ضعیف و ستون قوی می‌باشد. براساس FEMA273 برای کنترل این ضابطه می‌توان از رابطه زیر استفاده نمود:

$$\frac{\sum Z_c (F_{yc} - f_a)}{\sum M_c} > 1.0 \quad (۱۱-۱۰)$$

که در آن  $Z_c$  اساس مقطع پلاستیک ستون بالا و پایین اتصال،  $F_{yc}$  حداقل تنش تسلیم ستون،  $f_a$  تنش محوری در ستون بالا و پایین اتصال و  $\sum M_c$  مجموع لنگرهای ستون در بالا و پایین چشمه اتصال ناشی از  $M_{RBS}$  در وسط تیر RBS است. در حالتی که ضابطه فوق کنترل می‌شود می‌توان از دیاگرام جسم آزاد نشان داده شده در شکل ۱۰-۱۲ استفاده نمود.



شکل ۱۰-۱۲ دیاگرام جسم آزاد برای محاسبه لنگرهای ستون

$$V_c = \frac{\Sigma M_{RBS} + (V_{RBS} + V'_{RBS}) \left( \frac{d_c}{2} + a + \frac{b}{2} \right)}{h_t + d_b + h_b} \quad (12-10)$$

$$M_{ct} = V_c h_t \quad (13-10)$$

$$M_{cb} = V_c h_b \quad (14-10)$$

گام دهم کنترل چشمه اتصال<sup>۱</sup> است. بر اساس FEMA273 چشمه اتصال بایستی قادر به تامین مقاومت کافی برای مقابله با حداقل ۸۰٪ برش ایجاد شده ناشی از  $M_f$  باشد.

$$M'_f = M_{RBS} + V'_{RBS} \left( a + \frac{b}{2} \right) \quad (15-10)$$

$$\Sigma M_f = M_f + M'_f \quad (16-10)$$

$$V_{PZ} = \frac{0.8 \Sigma M_f}{0.95 d_b} - 0.8 V_c \quad (17-10)$$

که در آن نیروی برشی ناحیه چشمه اتصال، حداکثر لنگر مورد انتظار در بر ستون و  $M'_f$  حداکثر لنگر مورد انتظار در سمت مقابل ستون می‌باشد. مقاومت ناحیه چشمه اتصال با می‌توان به صورت زیر تعیین نمود:

<sup>1</sup> Panel Zone



$$V = 0.55 F_{yc} d_c t \left( 1 + \frac{3 b_c t_{cf}^2}{d_b d_c t} \right) \quad (18-10)$$

که در آن  $V$  مقاومت ناحیه چشمه اتصال،  $b_c$  عرض بال ستون،  $t_{cf}$  ضخامت بال ستون و  $t$  کل ضخامت ناحیه چشمه اتصال شامل ورق‌های مضاعف است. گام یازدهم کنترل برش تیر است.

$$V_{RBS} + \frac{w(l-l')}{2} \quad (19-10)$$

در قاب‌های خمشی ویژه، تیرها نقش اصلی تأمین شکل‌پذیری را از طریق ایجاد مفصل پلاستیک در دو سر خود ایفا می‌نمایند. برای دستیابی به این عملکرد، تیرها باید شرایط زیر را برآورده کنند: - استفاده از تیرهای با جان سوراخ دار متوالی مجاز نیست و در صورت لزوم ایجاد سوراخ دسترسی در جان تیر، این سوراخ باید خارج از منطقه تشکیل مفصل پلاستیک، در یک سوم میانی طول تیر قرار گیرد. اطراف سوراخ باید به نحوی تقویت شود که مقاومت برشی و خمشی تیر کامل فراهم گردد و از کلیه حالات زوال ترد نیز جلوگیری شود.

- در ناحیه مفصل پلاستیک، ایجاد هرگونه تغییر ناگهانی در عرض بال و یا ضخامت بال مجاز نمی‌باشد.

- مقطع تیرها باید فشرده لرزه‌ای باشد.

- تیرها باید در هر دو بال خود دارای مهاربندی جانبی کافی باشند، به طوری که از هرگونه کمانش جانبی و پیچشی در خلال تغییر شکل‌های غیرارتجاعی جلوگیری شود.

- اتصال بال به جان تیر باید به صورت پیوسته بوده، در هر مقطع قادر، به تحمل جریان برشی، نظیر حداکثر برش ایجاد شونده در همان مقطع باشد. در محدوده مفصل پلاستیک تا بر ستون، اتصال بال به جان باید بر اساس ظرفیت جان تیر طراحی گردد.

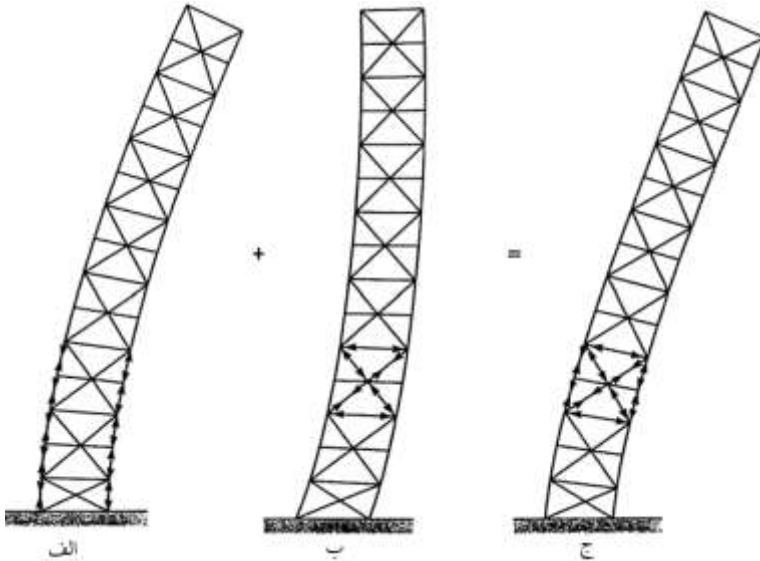
- وصله تیرها باید خارج از محدوده مفصل پلاستیک قرار گیرد. در صورت استفاده از ورق وصله در بال، ظرفیت باربری ورق وصله و اتصال دهنده‌های جوشی و یا پیچی آن، باید حداقل  $1/1$  برابر ظرفیت باربری مقطع ضعیف‌تر وصله شونده باشد. در صورت استفاده از ورق وصله برای جان، این ورق‌ها باید به صورت متقارن، در دو طرف جان به کار روند؛ به طوری که ظرفیت باربری برشی  $1/1$  برابر ظرفیت باربری جان مقطع ضعیف‌تر را فراهم سازند. چنانچه از جوش لب به لب با نفوذ کامل برای وصله اجزای مقطع در تمام عرض اجزا استفاده شود، محل وصله بال‌ها و محل وصله جان، نباید در یک مقطع واقع گردد. ستون‌ها در قاب‌های خمشی ویژه، باید، شرایط زیر را برآورده نمایند:

- در ستون‌های قاب‌های خمشی ویژه، استفاده از مقطع متشکل از چند نیم‌رخ بست‌دار مجاز نیست و اجزای مقطع ستون، باید در تمامی طول ستون به صورت پیوسته به یکدیگر متصل شوند؛ به نحوی که هیچ سوراخی باقی نماند.

- وصله مستقیم مقطع ستون‌ها در قاب‌های خمشی ویژه، باید با جوش نفوذی کامل برقرار شود.  
 - در صورت استفاده از وصله پوششی برای ستون‌ها، ظرفیت باربری خمشی در تراز سرویس وصله باید از ظرفیت باربری خمشی مورد انتظار در تراز سرویس مقطع کوچک‌تر،  $0.6R_y Z_c F_{yc}$ ، در طراحی به روش تنش مجاز و  $R_y Z_c F_{yc}$ ، در طراحی به روش حالات حدی بیشتر باشد. اتصال دهنده‌های اجزای وصله به ستون‌ها، باید تنش برشی نظیر خمش فوق را تحمل نمایند.  
 - هرگونه تغییر در ابعاد و مقطع ستون، باید به کمک ورق‌های پرکننده انجام شود. در صورت استفاده از اتصالات جوشی در وصله، جوش اتصال ورق‌های پرکننده به مقطع کوچک‌تر وصله شوند و جوش اتصال ورق‌های پرکننده به اجزای وصله، باید جریان برش  $0.6R_y Z_c F_{yc}$ ، در طراحی به روش تنش مجاز و  $R_y Z_c F_{yc}$ ، در طراحی به روش حالات را تحمل کنند.

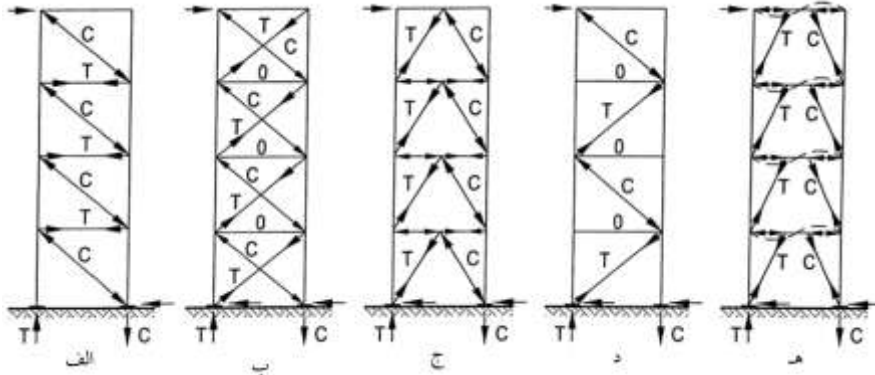
### ۱۰-۳- قاب‌های مهاربندی شده

به دلیل جابجایی‌های موجود آمده در قاب‌های خمشی، در اثر سختی پایین آنها، استفاده از قاب‌های خمشی در سازه‌های با بیش از ۲۰ طبقه عملی نیست و بایستی با ترکیبی از سیستم‌های مهاربندی بکار برده شود. استفاده از مهاربندها در ساختمان‌ها سبب تشکیل یک خرپای قائم می‌شود که ستون‌ها نقش یال‌های بالایی و پایینی و مهاربندها نقش اعضای خرپا را بازی می‌کنند. میزان سختی قاب‌های مهاربندی شده زیاد بوده که این سختی به نحوه قرارگیری مهاربندها بستگی دارد. در حین اعمال بارهای جانبی، این نیروها توسط قاب‌های مهاربندی شده جذب می‌شود. در این لحظه ستون روبه نیرو کشیده و ستون پشت به نیرو فشرده می‌شود. لیکن این عمل در لحظه برگشت بار برعکس می‌شود. اعضای مهاربندها را می‌توان از مقاطعی به شکل مستطیل، I شکل، دایره‌ای، دوبرنشی و دوبر ناودانی انتخاب نمود.



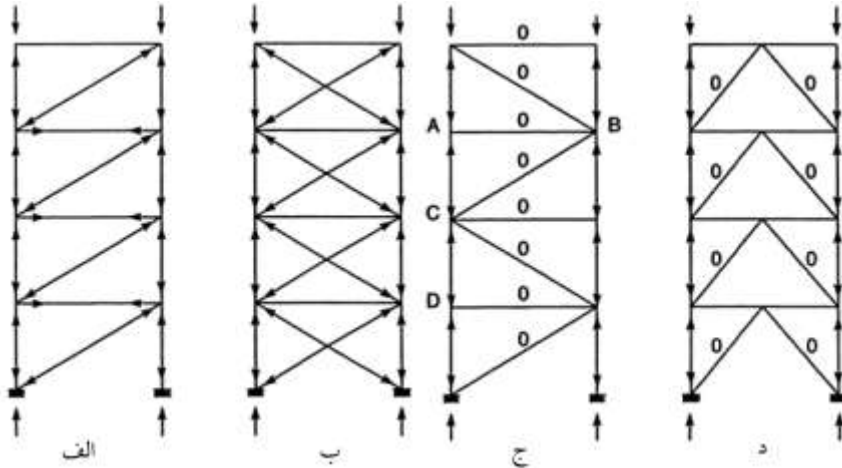
شکل ۱۰-۱۳ تغییر شکل قاب مهاربندی شده: الف) تغییر شکل خمشی ب) تغییر شکل برشی ج) ترکیب تغییر شکل‌ها

با توجه به شکل ۱۰-۱۳ الف، اعمال نیروی جانبی به قاب مهاربندی شده سبب ایجاد نیروهای کششی و فشاری (بسته به جهت اعمال نیرو) در ستون‌های دو طرف قاب می‌شود. در این حالت تغییر شکل جانبی قاب به صورت خمشی می‌باشد. لیکن سهم تغییر شکل ناشی از مهاربندها مانند شکل ۱۰-۹ ب به صورت برشی بوده که باعث ایجاد حداکثر شیب قاب در پای آن و شیب صفر در بالای آن می‌شود. از ترکیب تغییر شکل خمشی ناشی از ستون‌ها و تغییر شکل برشی ناشی از مهاربندها، شکل ۱۰-۱۳ ج حاصل می‌شود. بهر حال تغییر شکل خمشی قاب عموماً حاکم می‌باشد. چگونگی پیکربندی مهاربندها نقش مهمی در تعیین تغییر شکل‌ها و میزان سختی قاب دارد. در شکل ۱۰-۱۴ نمونه‌هایی از آرایش‌های متداول برای مهاربندها نشان داده شده است که تحت یک نیروی برشی در بالای خود قرار دارند.



شکل ۱۴-۱۰ انواع پیکربندی مهاربندها: الف) مهاربند قطری تکی ب) مهاربند X شکل ج) مهاربندی شورن (هشتی) د) مهاربند قطری با جهت متناوب در هر طبقه ه) مهاربند برون محور

با توجه به شکل ۱۴-۱۰ الف دیده می‌شود که در اثر اعمال نیروی برشی در انتهای فوقانی سازه، تمام مهاربندها در فشار کار می‌کنند و در تیرهای مابین طبقات نیروی کششی ایجاد می‌شود و بنابراین در این حالت مهاربندها کوتاه و تیرها افزایش طول می‌یابند. در حالتی که مانند شکل ۱۴-۱۰ ب، از مهاربندهای ضربدری استفاده شود، و در اثر اعمال نیروی برشی در بالاترین تراز، نیروی ایجاد شده در تیرها تقریباً برابر صفر بوده و در هر طبقه، یکی از مهاربندها در کششی و دیگری فشاری خواهد بود. شکل ۱۴-۱۰ ج، یک قاب مهاربندی شده توسط مهاربندهای شورن (هشتی) را نشان می‌دهد. در این پیکربندی، در اثر اعمال نیروی برشی در بالای قاب، نصف تیرها در کشش و نصف دیگر در فشار خواهد بود. همچنین یکی از مهاربندها کششی و دیگری فشاری است. در شکل ۱۴-۱۰ د بر خلاف شکل ۱۴-۱۰ الف تیرها بدون نیروی محوری بوده و نیروی هر یک از مهاربندها در هر طبقه به صورت متناوب کششی و فشاری می‌باشد. همچنین در شکل ۱۴-۱۰ ه) تیر تحت یک انحنای مضاعف قرار دارد. در تمام موارد فوق با معکوس شدن جهت نیروی برشی، جهت تمام نیروهای ایجاد شده در سیستم نیز معکوس می‌شود. در سیستم‌های مهاربند، عمده نقش اعضای قطری، مقاومت در برابر بارهای جانبی است. لیکن بسته به نحوه پیکربندی سیستم، در اثر بارهای ثقلی موجود در ستون‌ها و کاهش طول آنها در امتداد قائم، در مهاربندها ممکن است نیروهایی ایجاد گردد.



شکل ۱۰-۱۵ مسیر انتقال بارهای ثقیلی: الف) مهاربند قطری تک ب) مهاربند ضربدری ج) مهاربند قطری با جهت متناوب در هر طبقه د) مهاربند شورن

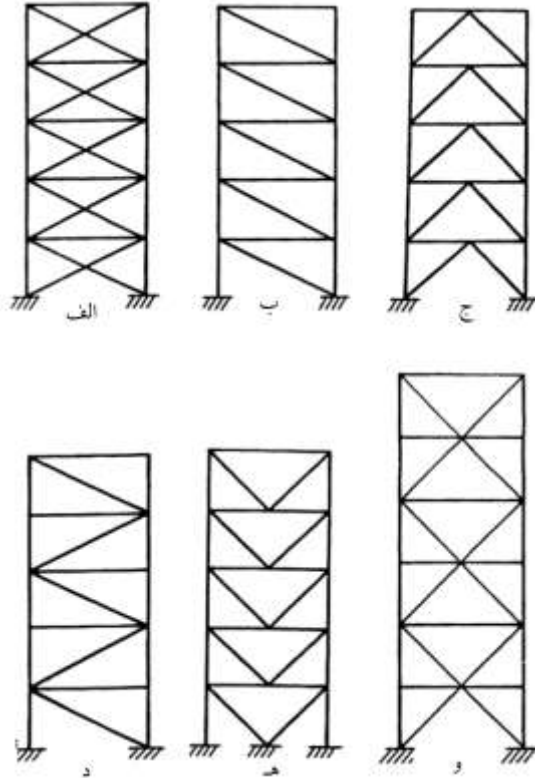
به عنوان مثال شکل ۱۰-۱۵ را در نظر بگیرید که چهار نوع مهاربند که بیشتر مورد استفاده قرار می‌گیرد در آن نشان داده شده است. در شکل ۱۰-۱۵ الف و ب، کاهش طول ستون‌ها باعث ایجاد نیروهای فشاری در مهاربندها می‌شود. در شکل ۱۰-۱۵ ج و د، کوتاه شدگی ستون‌ها اثری بر روی مهاربندها ندارد و مقدار نیروی ایجاد شده در مهاربندها در اثر اعمال بارهای قائم تقریباً برابر صفر است.

### ۱۰-۳-۱- انواع مهاربندها

استفاده از سیستم مهاربندی روش کارآمدی برای کاستن از تغییر مکان‌های جانبی قاب در اثر بارها جانبی می‌باشد. همچنین به دلیل رفتار خرابایی این سیستم و ایجاد نیروهای محوری، ابعاد اعضا نسبت به سیستم قاب خمشی کاهش می‌یابد. به طور کلی سیستم‌های مهاربندی را می‌توان به دو دسته کلی، مهاربندهای همگرا<sup>۱</sup> (CBF) و مهاربندهای واگرا<sup>۲</sup> (EBF) بسته به نوع پیکربندی آنها تقسیم نمود. در قاب‌های مهاربندی شده همگرا، امتداد تمام اعضاء در یک نقطه طبقه به هم می‌رسند. لیکن مهاربندهای واگرا، قاب مهاربندی شده‌ای است که در آن، دست‌کم یکی از دو انتهای عضو مهاربندی، با فاصله کوتاهی از اتصال مهاربند دیگر، یا اتصال تیر به ستون، به تیر متصل شده باشد. مهاربندهای همگرا را می‌توان با آرایش‌های مختلفی همانند شکل ۱۰-۱۶ و یا ترکیبی از آنها بکار برد.

<sup>۱</sup> Concentric braced frames(CBF)

<sup>۲</sup> Eccentric braced frames(EBF)

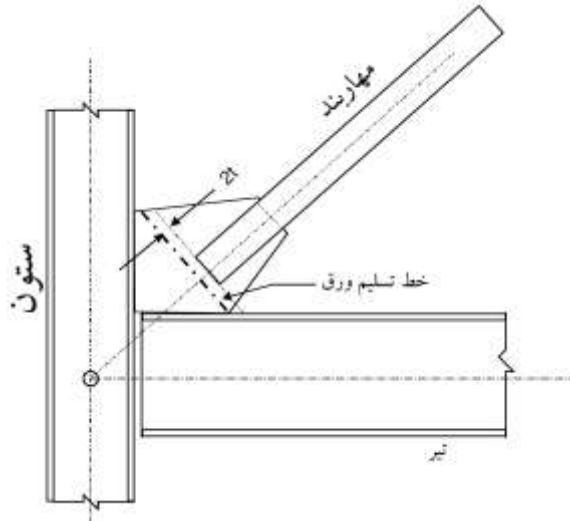


شکل ۱۰-۱۶ انواع متداول مهاربند همگرا: الف) مهاربند ضربدری ب) مهاربندی قطری تک ج) مهاربند شورن (هشتی) د) مهاربند قطری با جهت متناوب در هر طبقه ه) مهاربندی معکوس شورن (هفتی) و) مهاربند ضربدری در دو طبقه

مهاربند ۸ یا ۷، نوعی مهاربندی همگرا (ویژه یا معمولی) است که در آن، دو عضو مهاربند، همدیگر را در نقطه‌ای در طول آزاد تیر قطع می‌کنند. در مهاربندهای ۷، نقطه تلاقی در تیر پایینی دهانه مهاربندی شده و در مهاربندهای ۸، نقطه تلاقی در تیر بالایی این دهانه قرار دارد. همچنین در مهاربند قطری دو انتهای آن، بر دو رأس مقابل دهانه مهاربندی شده واقع است. مهاربند ضربدری نوعی مهاربندی همگرا (ویژه یا معمولی) است؛ شامل دو عضو قطری مهاربند، که در ناحیه میانی همدیگر را قطع می‌کنند. به دلیل عمل خرابایی مهاربندهای همگرا، اثر سختی محوری EA مهاربندهای هم محور در برابر سختی خمشی EI آنها حائز اهمیت بوده و در اغلب مدل‌سازی‌های مهاربندهای همگرا، فرض بر مفصلی بودن دو انتهای مهاربند است. طبق ضوابط طراحی لرزه‌ای، ورق اتصال<sup>۱</sup> باید بدون اینکه دچار کمانش موضعی و یا سایر مودهای گسیختگی

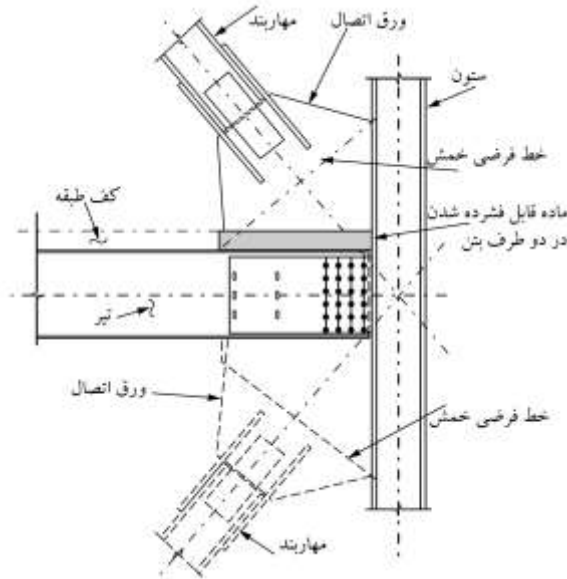
<sup>۱</sup> Plate Gusset

باشد، شرایط کمانش غیر ارتجاعی بادبند و تشکیل مفصل پلاستیک را برای بادبند فراهم نماید. به این دلیل و بر اساس تحقیقات آستانه اصل (۱۹۸۶) باید بین انتهای بادبند و خط فرضی، (عمود بر محور بادبند که از نقطه تقاطع ورق با تیر یا ستون می‌گذرد) فاصله‌ای به اندازه  $2t$  حفظ شود تا برای مهاربند امکان دوران‌های خارج از صفحه وجود داشته باشد (شکل ۱۰-۱۷).



شکل ۱۰-۱۷ جزئیات اتصال مهاربند به ورق اتصال

سیستم‌های مهاربندی همگرا، خود به دو دسته معمولی و ویژه تقسیم می‌شود. قاب مهاربندی شده همگرا، با چنان جزئیاتی است که در آن، اعضای کششی و فشاری مهاربند، تغییرشکل‌های غیرارتجاعی محدودی را، در برابر زلزله طرح، از خود نشان می‌دهند. در این قاب‌ها، محور طولی مهاربند، با محور طولی تیرها و ستون‌ها، در مهاربندهای قطری و ضربدری؛ و محور طولی مهاربندها، با محور طولی تیر، در مهاربندهای ۷ و ۸، هم‌مرس هستند. جزئیات ارائه شده برای ورق‌های اتصال بایستی به نحوی باشد که ایجاد خمش خارج از صفحه برای مهاربند امکان‌پذیر باشد. به این منظور بایستی با جداسازی ورق اتصال از بتن کف مطابق شکل ۱۰-۱۸ امکان چرخش ورق برقرار باشد.



شکل ۱۰-۱۸ جداسازی ورق اتصال با کف طبقه

مهاربندی‌های هم محور با شکل‌پذیری معمولی OCBF برای نیروهای طراحی می‌شوند تا بعد زلزله طرح در حالت ارتجاعی باقی بمانند و در واقع انتظار رفتار شکل‌پذیری از آنها وجود ندارد. بر اساس بخش 2213.8.2 آیین‌نامه UBC97، لاغری قطری عضو فشاری مهاربندهای هم‌گرایی

معمولی،  $KL/r$ ، نباید از  $4.23\sqrt{\frac{E}{F_y}}$  تجاوز نماید و حداکثر ارتفاع مهاربندهای هم‌گرایی معمولی

به  $11/2$  متر محدود می‌شود. علاوه تنش فشاری مجاز در اعضای مهاربندی که نیروی زلزله را به صورت فشاری تحمل می‌کنند، از رابطه  $F_{as} = \beta F_a$  تعیین می‌شود. که در آن  $\beta$  ضریب کاهش تنش و برابر  $\beta = 1 / (1 + [(KL/r)] / 2C_c)$  می‌باشد. همچنین  $F_a$  تنش مجاز در فشار می‌باشد.

لاغری عضو برای مهاربندی‌های با شکل‌پذیری ویژه به حداکثر  $5.87\sqrt{\frac{E}{F_y}}$  محدود می‌شود.

استفاده از مهاربندهای K در حالت شکل‌پذیری ویژه ممنوع بوده و در صورت استفاده به صورت مهاربند با شکل‌پذیری معمولی حداکثر تعداد طبقات نایستی بیشتر از دو باشد. مقاومت اتصال مهاربند به گاست بایستی برابر کمترین مقدار از مقادیر زیر باشد:

- مقاومت کششی اعضای مهاربند ( $A_g F_y R_y$ )
- برابر نیروی مهاربند حاصل از نیروی زلزله در ضریب اضافه مقاومت بعلاوه بارهای ثقلی اعمال شده بر مهاربند
- حداکثر نیرویی که توسط سیستم به مهاربند اعمال می‌گردد.



آیین‌نامه UBC97 در جدول 16-N مقدار ضریب رفتار برای قاب مهاربندی شده با شکل‌پذیری معمولی را برابر ۵/۶ و برای شکل‌پذیری ویژه ۶/۴ در نظر گرفته است. آیین‌نامه IBC ضریب رفتار قاب مهاربندی شده با شکل‌پذیری معمولی را برابر ۴ و برای شکل‌پذیری ویژه ۶ در نظر گرفته است. در مهاربندهای ۷ و ۸، تیر روی مهاربندها بایستی به صورت پیوسته بوده و برای بارهای ثقلی بدون حضور مهاربندها طراحی شود و همچنین بال‌های بالایی و پایینی تیر در محل برخورد مهاربند به تیر به صورت جانبی مهار شود و وجود حداقل یک جفت مهار جانبی در محل اتصال الزامی است. فاصله بین مهارهای جانبی تیرها در حد فاصل محور ستون‌ها نباید از  $0.09 \frac{E}{F_y} r_y$  که در آن شعاع ژیراسیون مقطع تیر حول محور ضعیف است، تجاوز نماید. مهار جانبی بایستی برای نیروی معادل  $0.012 F_y b_f t_f$  در روش تنش مجاز و یا  $0.02 F_y b_f t_f$  در روش طراحی حالات حدی، طراحی گردد. تیر دهانه مهاربندی شده ۷ یا ۸ چنانچه مقطع تیر متشکل از دو نیمرخ باشد، نیمرخ‌ها باید در طول خود در فواصلی به یکدیگر متصل گردند؛ به گونه‌ای که لاغری تک نیمرخ از ۰/۷۵ لاغری حداکثر تیر کمتر باشد. براساس بخش 2213.8.4 آیین‌نامه UBC97 در مهاربندهای هم‌محور با شکل‌پذیری معمولی بایستی اعضای مهاربند برای ۱/۵ برابر نیروی زلزله طراحی شوند که این ضابطه برای مهاربندهای هم‌محور با شکل‌پذیری ویژه لازم نیست. در مهاربندهای هم‌محور با شکل‌پذیری معمولی و ویژه، لاغری هر یک از اعضا به مقادیر زیر محدود می‌گردد:

$$\text{حداکثر نسبت قطر خارجی به ضخامت در مقاطع قوطی برابر: } 7.63 \frac{E}{F_y}$$

$$\text{حداکثر نسبت پهنا خارجی به ضخامت در مقاطع مستطیل شکل برابر: } 0.65 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\text{حداکثر نسبت پهنا خارجی به ضخامت در مقاطع نبشی برابر: } 0.31 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

قاب‌های مهاربندی شده همگرای ویژه، چنان طراحی و جزییات‌بندی می‌شوند که در اثر نیروی زلزله، تغییرشکل‌های غیرارتجاعی قابل ملاحظه‌ای در مهاربندی‌های کششی و فشاری آنها ایجاد شود. در مهاربندهای تحت کشش، ناحیه شکل‌پذیر در تمام طول عضو مهاربند تشکیل می‌شود و ناحیه شکل‌پذیر کششی نام دارد. در مهاربندهای تحت فشار، کمانش غیرارتجاعی در دو سر و وسط عضو مهاربند، مفصل پلاستیک خمشی ایجاد می‌نماید. این دو ناحیه شکل‌پذیر، در مجموع رفتار غیرارتجاعی سیستم قاب مهاربندی شده همگرای ویژه را تشکیل می‌دهد. مقطع مهاربندها چه به صورت مقطع تکی و چه ساخته شده از نیمرخ‌های نورد شده یا ورقی باشند، باید به صورت متقارن نسبت به صفحه مهاربندی به کار روند. ضریب طول مؤثر عضو مهاربند،  $k$ ، در مهاربندهای

قطری در هر دو جهت اصلی مقطع عضو برابر یک؛ در مهاربندهای ۷ و ۸، چنانچه اتصال دو انتهای مهاربند، مهار جانبی کافی داشته باشد، در هر دو جهت اصلی مقطع عضو برابر یک و در مهاربندی ضربدری، چنانچه در محل تقاطع دو عضو مهاربندی، اتصال کافی وجود داشته باشد، در صفحه مهاربندی برابر ۰/۵ و عمود بر صفحه مهاربندی، در صورت تأمین پیوستگی کافی بین دو قسمت مهاربندی قطع شده، برابر ۰/۷ در نظر گرفته می‌شود. مهاربندهای کششی باید به گونه‌ای طراحی و جزییات بندی شوند که از کلیه زوال‌های ترد، نظیر زوال کششی در مقطع خالص سوراخ‌دار یا پارگی جلوگیری به عمل آید. لاغری حداکثر هر یک از نیمرخ‌های تشکیل دهنده عضو مهاربند، در مهاربندهای ساخته شده از دو یا چند نیمرخ، حد فاصل دو قید متوالی،  $\frac{L_s}{r_{\min}}$ ، نباید از ۴۰ درصد لاغری حداکثر عضو مهاربندی،  $\left(\frac{kL}{r}\right)_{\max}$ ، بیشتر شود، که  $L_s$  طول آزاد تک نیمرخ، حد فاصل دو قید متوالی و  $r_{\min}$  شعاع ژیراسیون حداقل تک نیمرخ می‌باشد. نیمرخ‌های تشکیل دهنده عضو مهاربند، باید در دو انتهای خود توسط قیدهای انتهایی و حداقل در دو نقطه بین دو انتهای عضو مهاربند، توسط قیدهای میانی به یکدیگر متصل شوند. از به کار بردن وصله در طول عضو مهاربندی حتی الامکان خودداری شود. در صورت الزام به وصله، وصله باید به صورت مستقیم؛ و با جوش نفوذی کامل انجام گیرد و وصله اجزای مهاربندی نباید در یک مقطع قرار گیرند. محل وصله عضو مهاربند نباید در دو انتها و وسط آن قرار گیرد. ستون‌ها و وصله ستون‌ها در قاب‌های مهاربندی شده همگرای ویژه باید در سرتاسر طول، به صورت پیوسته به یکدیگر متصل شوند. در صورتی که ستون از دو یا چند نیمرخ تشکیل شده باشد، نیمرخ‌ها باید در سرتاسر طول، به صورت پیوسته، به یکدیگر متصل گردند. وصله ستون، اجزای مقطع ستون و اتصالات آنها، باید قادر به تحمل جریان برش برابر با  $\sum M_{pc}/h_s$  در طراحی به روش حالات حدی و  $0.6 \sum M_{pc}/h_s$  در طراحی به روش تنش مجاز باشند. در قاب‌های مهاربندی شده همگرا، تیرهای دهانه مهاربندی شده، باید قادر به جذب نیروهای افقی ایجاد شده در طبقه، حاصل از زلزله، از دیافراگم‌های کف و انتقال آن به مهاربندها باشند. علاوه بر آن، در سازه‌های مهاربندی شده‌ای که در آنها، محل مهاربندهای طبقه بالا و پایین روی هم نباشد؛ تیرهای حد فاصل مهاربندهای جابه‌جا شده طبقه بالا و پایین و اتصالات در مسیر آنها، باید قادر باشند نیروهای افقی طبقه را در حضور نیروهای ثقلی به صورت محوری، تحمل نمایند. در صورتی که تیرهای دهانه مهاربندی متصل به دیافراگم نباشد؛ یا در اطراف بازشدگی قرار داشته باشند، باید با عملکرد محوری خود، نیروی جانبی سهم هر یک از مهاربندها را به آنها منتقل نمایند. تعبیه سوراخ‌های متوالی، به هر نحو، در جان تیر دهانه مهاربندی شده و تیرهای حد فاصل مهاربندهای جابه‌جا شده

طبقات بالا و پایین مجاز نیست و چنانچه لازم باشد سوراخ دسترسی در جان تعبیه شود، اطراف سوراخ باید به نحوی تقویت شود که مقاومت خمشی، برشی و محوری تیر در مقطع سوراخ‌دار، کمتر از مقاومت مقطع کامل تیر نباشد. همچنین، سوراخ باید در دورترین فاصله از محل اتصال تیر به ستون و محل اتصال تیر به مهاربندی واقع شده باشد. زلزله‌های شدید گذشته نشان داده‌اند که سیستم بادبندی همگرا، گرچه یک سیستم مناسب در مقابل بار جانبی و زلزله می‌باشد ولی ممکن است عملکرد خوبی نداشته باشند و رفتار ایده‌آل آنها که قبلاً ذکر شد، حاصل نشود مگر اینکه سایر اعضای قاب و اتصالات آنها را مطابق الزامات لرزه‌ای طرح کرده باشیم و رفتار پایدار و ایمن آنها را در برابر مکانیسم‌های شکست طراحی نشده، تثبیت کرده باشیم. نمونه‌هایی در زلزله‌های واقعی وجود داشته که در آن تیرها، ستون‌ها، اتصالات جوشی و پیچی دچار خرابی شده‌اند و یا یکی از مکانیسم‌های شکست ترد در خود بادبند اتفاق افتاده است، که در نهایت با چنین رفتار غیرالاستیک کنترل نشده بادبندها، شکست کلی سازه بوجود آمده است. عملکرد غیرالاستیک قابل اطمینان بادبندها، نیازمند ایجاد مسیر مناسب و آزاد برای تغییرشکل‌های پس از الاستیک و قابل پیشگویی بودن رفتار کمانشی است. از آنجائیکه استراتژی طرح لرزه‌ای در قابهای مهاربندی شده، اطمینان یافتن از رفتار غیرارتجاعی فقط در بادبندهاست، زیرا که تغییرشکل غیرارتجاعی پایدار بادبندها، منبع اصلی جذب انرژی زلزله است. برای اینکار و برای محافظت سایر اعضای غیرشکل پذیر و کنترل شونده به نیرو در سازه مهاربندی شده، باید تخمین واقعی و صحیح از رفتار غیرارتجاعی بادبندها و نیروهای بوجود آمده در آنها هنگام زلزله‌های شدید، داشته باشیم. برای رسیدن به اهدافی که در بالا ذکر شد و نیز رسیدن به پاسخ شکل پذیر مورد نیاز باید بر رفتار هیستریزس و غیرارتجاعی بادبندها شناخت کامل و مسلطی داشته باشیم زیرا با وجود آنکه تلاش‌هایی در جهت مشخص کردن رفتار هیستریزس بادبندها صورت گرفته ولی در آئین‌نامه‌های لرزه‌ای نکات مبهم و ناسازگار وجود دارد، برخی از آنها مطابق معیارهای طراحی اولیه می‌باشد و برخی نیز بر اساس روابط هندسی و محدودیت‌های ابعادی می‌باشد. در مهاربندهای هم محور با شکل پذیری ویژه، تیر زیر مهاربندهای ۸ و ۷ بایستی پیوسته بوده و همچنین قادر به تحمل بارهای ثقلی بدون حضور مهاربند باشد. هر دو بال تیر باید در ناحیه اتصال مهاربند به تیر دارای مهار جانبی باشند. تیر دهانه مهاربندی شده باید قادر به تحمل نیروی ناشی از اثر زلزله در ترکیب با بارهای ثقلی باشد. برای منظور نمودن اثر توزیع نامتعادل نیروهای قطری کششی و فشاری از زلزله، تیر دهانه مهاربندی شده باید برای اثر برشی و لنگر ناشی از نیروهای زیر در قطری‌ها، محاسبه گردد:

✓ در طراحی به روش تنش مجاز

$$\circ \text{ نیروی قطری کششی } 0.6A_g F_{ye}$$

○ نیروی قطری فشاری  $0.3A_g F_a$

✓ در طراحی به روش حالت حدی

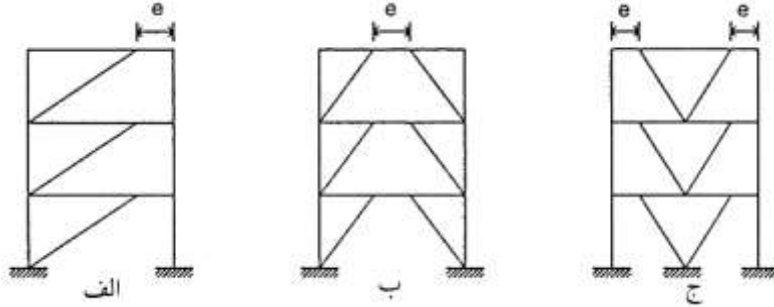
○ نیروی قطری کششی  $A_g F_{ye}$

○ نیروی قطری فشاری  $0.3P_{nc}$

اعمال ضابطه اخیر برای تیرهای آخرین طبقه الزامی نیست. در مهاربندهای هم محور با شکل پذیری ویژه، محل وصله ستون‌ها بایستی مشخص شود و این محل بایستی در وسط یک سوم ارتفاع خالص ستون باشد. معمولاً استفاده از مهاربندهای قطری و ضربدری بهتر از مهاربندهای ۷ و ۸ به تنهایی می‌باشد. مشکل اساسی در طراحی این مهاربندها، طراحی تیر زیر مهاربند بوده که بایستی برای اثر برشی و لنگر ناشی از کمانش مهاربند فشاری طراحی شود. بدین منظور می‌توان مهاربندهای ۷ و ۸ را در طبقات بالا برعکس اجرا نمود. حداقل طول دهانه مورد نیاز برای مهاربندهای ۷ و ۸ برابر ۶ متر است.

سیستم مهاربندی خارج از مرکز (EBF) توسط آقای پوپوف (Popov) معرفی شد. این پدیده از بررسی رفتار هیسترتیک قاب‌های ممان‌بر و مهاربندهای هم‌مرکز و مقایسه آنها با هم و نهایتاً با تعریف سیستم سازه‌ای که قابلیت‌های هر دو را داشته باشد حاصل شد. سیستم یاد شده دارای قابلیت شکل‌پذیری بالا در حد شکل‌پذیری قاب‌های خمشی می‌باشد و همچنین در صورت طراحی صحیح می‌تواند مانند سیستم‌ها مهاربندی هم محور از ایجاد تغییر مکان‌های جانبی زیاد در بین طبقات و نیز کل سازه جلوگیری کند. بنابراین به عنوان یک سیستم مناسب در طراحی سازه‌های مقاوم در برابر زلزله می‌تواند مطرح باشد. از دیدگاه طرح‌های معماری، انعطاف‌پذیری خاصی در سیستم‌های EBF دیده می‌شود و عامل خروج از مرکزیت مهاربندها، آزادی عمل بالایی را به معماران در اجرای طرح‌هایشان می‌دهد. به گونه‌ای که اجرای بعضی از آن طرح‌ها در قاب‌های مهاربندی شده هم مرکز CBF غیر ممکن است. این نکته که در سیستم‌های EBF هیچ اجباری در این نیست که حتماً محور مهاربندها از راستای برخورد محور تیرها با ستون‌ها عبور کنند که مزیت دیگر سیستم‌های EBF در مقایسه با سیستم‌ها CBF است. زیرا در این حالت پیچیدگی‌هایی که اجرای تیر به ستون در سیستم‌های CBF دارد در اجرای اتصالات سیستم‌های EBF دیده نمی‌شود. در چند دهه اخیر تحقیقات لرزه‌ای محققین بر رفتار سیستم‌های EBF بسیاری از سوالات موجود در این زمینه پاسخ داده شده است. در پی این تحقیقات لرزه‌ای متوجه شده‌اند که سختی این سیستم‌ها خیلی بهتر از آن مقداری است که تصور می‌شد. همچنین این بررسی‌ها نشان داده‌اند که عامل خروج از مرکزیت مهاربندها یک عامل مخرب سیستم و یک نقص در سیستم سازه‌ای نیست بلکه دقیقاً برعکس این تصور، در صورت طراحی مناسب آن افزایش بازدهی در میزان شکل‌پذیری سیستم خواهد بود. حتی با ایجاد یک فضای مناسب جهت بازشوها در

درون قاب تنزل سختی ناچیزی را در مقایسه با یک سیستم CBF به دنبال خواهد داشت. در شکل ۱۰-۱۵ انواع مهاربندهای واگرا نشان داده شده است.



شکل ۱۰-۱۹ انواع مهاربندهای واگرا

وجود خروج از مرکزیت، حداقل در یک انتهای مهاربند کافی است. به قسمتی از تیر که بین دو مهاربند و یا بین محل اتصال مهاربند و تیر با ستون مجاور آن قرار می‌گیرد تیر رابط می‌گویند و آن را با حرف  $e$  نشان می‌دهند. در سیستم EBF که به طور صحیح و مناسب طراحی شده باشد، قاب و اعضای خارج از تیر رابط به گونه‌ای طراحی گشته‌اند که در تمامی طول اعمال نیروی باد یا زلزله در محدوده ارتجاعی باقی بمانند و تغییر شکل‌های غیر ارتجاعی فقط محدود به تیر رابط شود. تیر رابط باید به گونه‌ای طراحی شود که تحت تغییر شکل‌های غیرارتجاعی مقاومت خود را از دست ندهد. همچنین از یک سیستم EBF چنان انتظار می‌رود که در طی اعمال نیروی زلزله خسارات جدی به اعضای سازه‌ای قاب وارد نشود و تمامی تغییر شکل‌های غیر خطی و بزرگ تنها به تیر رابط محدود شود. لیکن در زلزله‌های شدید بایستی پایداری تیر رابط حفظ شود و تنها با تغییر شکل‌های ایجاد شده در آن، انرژی را مستهلک کند. در سیستم EBF نیروی محوری درون مهاربندها از طریق برش و خمش ایجاد شده در تیر رابط به مهاربندهای دیگر و یا ستون‌ها منتقل می‌شوند. این تیر رابط بصورت یک فیوز شکل پذیر عمل کرده و مانع کمانش مهاربندها می‌شود. با انتخاب یک طرح مناسب برای هندسه مهاربندها و موقعیت آنها در قاب، می‌توان به سختی ارتجاعی مناسبی نزدیک به سختی ارتجاعی یک سیستم مهاربند هم‌مرکز نزدیک شد و از طرف دیگر در طی یک زلزله شدید، رفتار غیرارتجاعی تیر رابط باعث بالا رفتن قابلیت استهلاک انرژی و شکل‌پذیری بالای سیستم EBF مطابق با رفتار یک قاب خمشی می‌شود. اگر پارامتری به صورت  $e/l$  (طول تیر رابط و  $l$  طول تیر، حد فاصل بین دو ستون قاب می‌باشد) را در نظر می‌گیریم. مشاهده می‌کنیم که با انتخاب مقادیر مختلف  $e/l$  در حد فاصل صفر تا یک، طیف وسیعی از انواع مختلف قاب‌ها را خواهیم داشت. در شکل ۱۰-۱۵ مشاهده می‌شود که وقتی  $e=L$  گردد، قاب EBF به صورت MRF عمل می‌کند. با توجه به روند تغییرات  $e/l$  از صفر تا یک مشاهده می‌شود که

برای  $\frac{e}{l} \geq 0.5$  سختی ایجاد شده ناشی از مهاربندی اثر کمی دارد و در محدوده  $\frac{e}{l} = 0.5$  تا  $\frac{e}{l} = 0$  سختی سازه به مقدار قابل توجهی افزایش می‌یابد. بنابراین در انتخاب طول تیر رابط به منظور بهره‌برداری از سختی حداکثر سعی می‌شود حتی المقدور مقدار  $\frac{e}{l}$  کوچکتر انتخاب شود. یکی از مهمترین پارامترهایی که در نحوه رفتار سیستم‌های مهاربند شده خارج از مرکز نقش بزرگی دارد، طول تیر رابط می‌باشد. در واقع دستیابی به یک رفتار خوب و توأم با سختی و شکل پذیری مناسب در یک سیستم EBF، بستگی به تعیین طول تیر رابط در آن سیستم دارد. اساسی‌ترین و مهمترین هدف در طراحی سیستم‌های EBF این است که تسلیم و خرابی در قاب می‌بایست تنها در المان‌های رابط اتفاق بیفتد. تیرهای رابط طوری طرح می‌شوند که شکل پذیرترین اعضای قاب باشند. با توجه به این هدف اساسی لازم است که رفتار سیستم‌های EBF طوری باشد که تیر رابط هم به صورت یک فیوز و هم به صورت یک مستهلک کننده انرژی عمل کند. در هنگام طراحی همواره باید این نکته را مد نظر قرار داد که نیروهای جانبی طراحی زلزله، ارائه شده در آیین‌نامه‌ها عموماً بسیار کمتر از مقادیر واقعی زلزله هستند و لذا کمتر پیش می‌آید که در هنگام وقوع یک زلزله شدید سازه در حالت ارتجاعی باقی بماند. در نظر گرفتن رفتار ارتجاعی برای سازه تحت اثر این نیروهای تئوریک می‌تواند رفتار واقعی سازه را تحت تاثیر قرار دهد و طرح را از هدف اصلی منحرف کند. اکثر سازه‌ها که برای نیروهای جانبی آیین‌نامه‌ای طراحی می‌شوند، تحت حرکت‌های زمین در زلزله‌های شدید به حد تسلیم و خرابی می‌رسند. اولین هدف در طراحی سیستم‌های EBF این است که تسلیم حتماً در اعضای شکل پذیر رابط اتفاق بیفتد و سایر قسمت‌های سازه در حالت ارتجاعی باقی بمانند. در واقع این امر مانند آن است که تیر رابط بصورت یک فیوز عمل کند و با تسلیم شدن خود از انتقال نیروی بیشتر و سایر اعضا جلوگیری می‌نماید. یک روش عملی برای دستیابی به این هدف روش طراحی بر اساس ظرفیت<sup>۱</sup> است با این روش، تیرهای رابط برای نیروهای آیین‌نامه‌ای طرح می‌گردند. اما سایر اعضای قاب برای نیروهای طراحی آیین‌نامه طرح نمی‌شوند. این اعضا برای تحمل نیروهای انتهایی ناشی از تیرهای رابط تسلیم شده و در حالت سخت شوندگی کرنشی طرح می‌شوند. با اعمال این روش، تیر رابط ضعیف‌ترین قسمت قاب می‌شود و از اینرو تسلیم تنها در تیر رابط اتفاق می‌افتد. البته تیرهای رابط می‌بایست بطور مناسبی طرح گردند تا این تسلیم را به صورت شکل‌پذیری تا مرحله مقاومت نهایی تحمل نمایند. برای اکثر حالت‌های سیستم EBF یک رابطه ساده بین نیروهای جانبی وارده به قاب و نیروهای برشی بوجود آمده در تیر رابط وجود دارد. این رابطه ساده تنها به

<sup>1</sup> Capacity Design Concept

هندسه قاب بستگی دارد و از اینرو مستقل از رفتار ارتجاعی و یا غیر ارتجاعی سیستم است و در نتیجه طراحی تیر رابط برای نیروی‌های جانبی آیین‌نامه‌ای یک روش ساده و مشخص است. یک تحلیل ارتجاعی قاب، یک تحلیل غیر ارتجاعی قاب و یا یک محاسبه تقریبی دستی همگی به یک نتیجه واحد منتهی می‌شود. در طراحی مهاربندهای EBF سه پارامتر اساسی به صورت زیر وجود دارد:

✓ پیکربندی مهاربند

✓ طول تیر رابط

✓ مشخصات مقطع تیر رابط

هر یک از عوامل فوق توسط طراح با توجه به قضاوت‌های مهندسی و نیازهای طرح به انجام می‌رسد. طراحی مهاربندهای EBF مانند سایر طراحی‌ها، یک فرآیند تکراری<sup>۱</sup> می‌باشد. به طور کلی مراحل طراحی یک مهاربند EBF را می‌توان به صورت زیر خلاصه نمود.

✓ شناخت ضوابط طراحی

✓ تعیین پیکربندی مهاربند

✓ انتخاب طول مناسب برای تیر رابط

✓ انتخاب مقطع مناسب برای تیر رابط

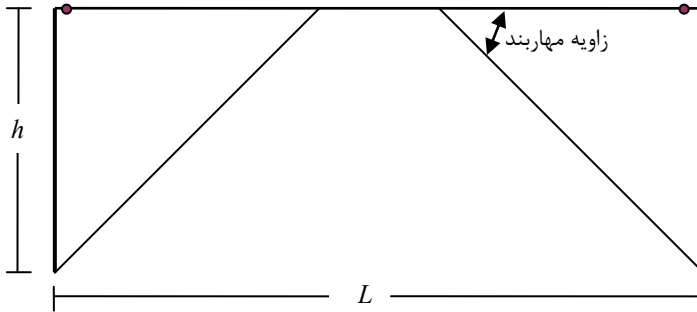
✓ طراحی مهاربندها، ستون‌ها و بقیه اجزای قاب

**پیکربندی مهاربندها:** انتخاب نوع پیکربندی برای مهاربندها به عوامل مختلفی مانند، نسبت ارتفاع به عرض دهانه‌ها، اندازه و محل بازشوهای مورد نیاز و ... وابسته می‌باشد. این عوامل ممکن است مانع بهینه سازی مقاطع گردد. آیین‌نامه UBC تاکید می‌کند که هر یک از مهاربندها بایستی حداقل در یک انتهای خود به یک تیر رابط متصل باشد. تیرهای دهانه مهاربندی شده در سیستم-های باربر جانبی مهاربندی شده واگرا، می‌توانند از نیمرخ‌های نورد شده یا ساخته شده از ورق، که دارای جان و بال ساخته شده از فولادهای یکسان یا متفاوت می‌باشند، به کار روند. این تیرها متشکل از ۲ ناحیه می‌باشند: ۱- ناحیه تیر پیوند و ۲- ناحیه خارج از تیر پیوند؛ اتصال مهاربندهای واگرا به تیر و یا به گره اتصال تیر به ستون، می‌تواند به صورت گیردار یا مفصلی باشد. تیر دهانه مهاربندی شده، اعم از تیر پیوند و تیر (یا تیرهای) خارج از ناحیه تیر پیوند، باید برای نیروهای محوری - خمشی و برشی ناشی از بارگذاری ثقلی و زلزله، به صورت تیر ستون طراحی شوند. در صورتی که در مدل تحلیلی به دلیل وجود دیافراگم کف، نتوان نیروهای محوری تیر را محاسبه نماید، نیروهای داخلی باید به صورت مستقیم، با به کارگیری معادلات تعادل تعیین شوند.

<sup>1</sup> Iterative process

چنانچه دیافراگم از طریق اتصالات برشی مناسب، به تیر دهانه مهاربندی شده متصل شده باشد، تیر پیوند و تیر ناحیه خارج از تیر پیوند، در موضع اتصال به دیافراگم، به صورت مهارشده جانبی تلقی می‌گردد. لیکن در طراحی تیر پیوند برای نیروهای محوری، خمشی و برشی، مشارکت بتن منظور نمی‌گردد.

**مشخصات قاب:** در طراحی مهاربندهای EBF ارجع آنست که طول تیر رابط طوری انتخاب شود که جاری شدگی و تشکیل مفصل پلاستیک در برش صورت گیرد. برای رسیدن به این هدف بایستی طول تیر رابط کوتاه در نظر گرفته شود.



شکل ۱۰-۲۰ پیکربندی مهاربند

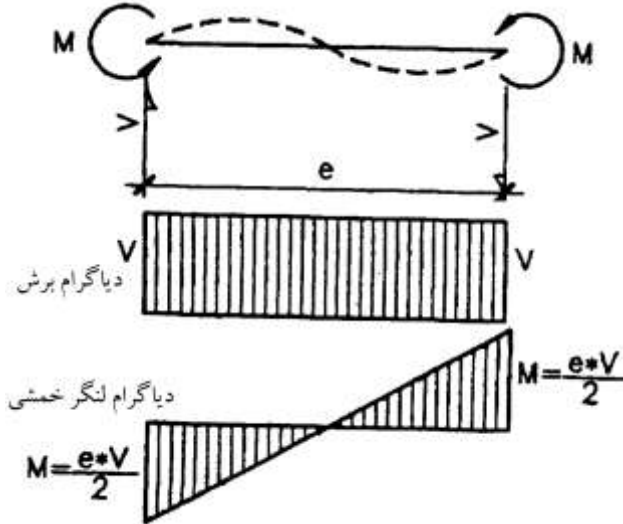
با توجه به شکل ۱۰-۲۰ بایستی زاویه مهاربند بین ۳۵ تا ۶۰ درجه باشد. زاویه خارج از این مقدار باعث نامناسب شدن جزئیات اتصال مهاربند به تیر و ستون می‌شود. مقدار زاویه کم نیز باعث ایجاد نیروی محوری بزرگ در تیر رابط می‌گردد.

**طول تیر رابط:** رفتار غیرارتجاعی تیر رابط به میزان زیادی وابسته به طول تیر رابط است. در حالتی که طول تیر رابط کوتاه باشد، میزان شکل‌پذیری اتلاف انرژی بیشتر است. همچنین در این حالات جاری شدگی برشی به صورت یکنواخت در طول تیر رابط ایجاد خواهد شد. تیر رابط در دو انتهای خود تحت دو برش مساوی با جهت مخالف است. همچنین مقدار لنگر دو انتهای تیر برابر با نصف حاصلضرب نیروی برشی در طول تیر رابط است. در شکل ۱۰-۱۷ نمودار نیروی برشی و لنگر خمشی برای تیر رابط نشان داده شده است. شکل تغییر منحنی تیر رابط بعد از اعمال نیروها به صورت S می‌باشد که در وسط آن مقدار جابجایی صفر است. برای مکانیزم جاری شدگی تیر رابط سه حالت زیر وجود دارد:

✓ اگر  $e < \frac{1.6M_s}{V_s}$  جاری شدگی تیر رابط در برش است و برش موجود در تیر رابط برابر  $V_s$  می‌باشد.



- ✓ اگر  $e > \frac{2.6M_s}{V_s}$  جاری شدگی تیر رابط در خمش است و برش موجود در تیر رابط برابر می‌باشد.
- ✓ اگر  $\frac{1.6M_s}{V_s} < e < \frac{2.6M_s}{V_s}$  اندرکنشی بین خمش و برش وجود دارد.



شکل ۱۰-۲۱ نمودار بارهای اعمال شده بر تیر رابط

اتصال بال به جان باید در سرتاسر طول تیر دهانه مهاربندی شده و اگر پیوسته باشد. در تیر پیوند، از اعمال هر گونه تغییر ناگهانی در بال مقطع و جان تیر خودداری گردد. جان تیر در تیر پیوند باید از یک ورق واحد تشکیل شده باشد. علاوه بر آن، وصله اجزای تیر، به صورت مستقیم جوشی یا غیرمستقیم جوشی یا پیچی، در طول تیر پیوند مجاز نمی‌باشد. در ساختمان‌های دارای ۵ یا تعداد بیشتری طبقه، مهاربندهای طبقه آخر را می‌توان بدون تغییر در ضریب رفتار سازه باربر جانبی لرزه‌ای  $R$ ، به صورت مهاربند همگرای ویژه و یا مهاربند همگرای معمولی طراحی نمود. در مدل تحلیلی به کار رفته در این قاب‌ها، تغییرشکل‌های برشی باید در نظر گرفته شود. اتصالات دو انتهای مهاربند، باید متناسب با جزییات طراحی آنها، در مدل تحلیلی به صورت مفصلی یا گیردار منظور گردد.

**مقطع تیر رابط:** بهترین مقطع انتخابی برای تیر رابط، تیری است که دارای کمترین مساحت جان مورد نیاز برای برش و بیشترین ظرفیت خمشی را داشته باشد. در صورتی که ظرفیت برشی تیر زیاد باشد، باعث سنگین شدن اجزای قاب خواهد شد. تغییرشکل‌های ارتجاعی قاب به سبب خمش ایجاد شده در ستون‌ها و تیرها و همچنین تغییرشکل‌های محوری در مهاربندها می‌باشد.

تغییر شکل‌های غیرارتجاعی ایجاد شده در قاب به سبب زلزله‌های بزرگ ناشی از دوران تیر رابط ایجاد خواهد شد. بهترین مقطع برای تیر رابط، تیری با عمق زیاد است، لیکن بر اساس بخش 2213.10 آیین‌نامه UBC97 مقرر می‌کند که نسبت  $b/2t_f$  در تیر نبایستی از  $0.31\sqrt{E/F_y}$  بیشتر باشد. در طول تیر دهانه مهاربندی شده، باید تکیه‌گاه جانبی کافی وجود داشته باشد. تعبیه هرگونه سوراخ متوالی یا سوراخ دسترسی در جان و بال تیر مجاز نمی‌باشد. به عبارت دیگر استفاده از تیرهای لانه زنبوری در این سیستم مجاز نمی‌باشد. در حال حاضر تیرهای لانه زنبوری به طور گسترده‌ای در طراحی ساختمان‌های فولادی در ایران مورد استفاده قرار می‌گیرند. استفاده از این تیرها به سیستم‌های باربر ثقلی محدود نمی‌شود و حتی برای سیستم‌هایی که نیاز به شکل‌پذیری و ضریب رفتار لرزه‌ای مناسب می‌باشند به طور ناگهانه از این تیرها استفاده می‌شود. نتایج حاصل از تحلیل غیر خطی نشان می‌دهند که استفاده از تیرهای لانه زنبوری در بادبندهای واگرا با ورق تقویتی یا بدون ورق تقویتی خالی از اشکال نیست و امکان دستیابی به یک طرح مناسب با استفاده از این تیرها در این سیستم لرزه‌ای وجود ندارد. تیر دهانه مهاربندی شده در این قاب‌ها، در مواردی که تیر پیوند در ناحیه میانی تیر و دور از ستون واقع است می‌توانند دارای اتصالات ساده یا گیردار باشند، ولی در مواردی که تیر پیوند در مجاورت ستون واقع شده است، بایستی دارای اتصالات گیردار به ستون باشد.

**ظرفیت تیر رابط:** تیر رابط مانند یک فیوز عمل می‌نماید و در حین زلزله‌های شدید، با دوران‌های زیاد ایجاد شده در آن، انرژی ورودی را مستهلک می‌کند، بنابراین تعیین ظرفیت آن بایستی براساس مقاومت واقعی صورت گیرد.

#### ۱۰-۴- ساختمان‌های فولادی با اتصالات خورجینی

قبل از تدوین آیین‌نامه ۲۸۰۰، تعداد قابل توجهی از ساختمانها تنها بر اساس نیروهای ثقلی و بدون در نظر گرفتن نیروهای ناشی از زلزله، طراحی و اجرا گردیده است که از این میان ساختمان‌های با اتصالات خورجینی بیشترین سهم را دارا می‌باشند، که اکثر این ساختمان‌ها فاقد سیستم باربر لرزه‌ای می‌باشند. خسارت جانی و مالی ناشی از زلزله‌های چند دهه اخیر در این نوع سازه‌ها نشان داده است که این ساختمان‌ها در برابر زلزله بسیار آسیب‌پذیر می‌باشند، بنابراین در حال حاضر مقاوم‌سازی چنین ساختمان‌ها در برابر زلزله ضروری به نظر می‌رسد. لذا با توجه به این سازه‌ها و اتصالات آنها، شناخت تاثیر رفتار اتصال در رفتار سازه از اهمیت خاصی برخوردار می‌باشد تا بتوان با تخمین رفتار اتصالات در حین زلزله در سازه‌های اجرا شده و طراحی سازه‌ها، در صورت لزوم در جهت رفع معایب اتصالات راهکارهایی را اتخاذ کرد.

### ۱۰-۴-۱- اتصالات خورجینی

استفاده از سازه‌های فولادی، به جهت عوامل اقتصادی و سرعت و سهولت اجرا و تناسب آن با تراز فرهنگ ساخت و ساز کشور، رواج وسیعی در صنعت ساخت و ساز داشته است. از طرفی رفتار شکل پذیر و مقاومت بالای اینگونه سازه‌ها در برابر زلزله، دیدگاه مهندسان سازه را به دست خود سوق داده است. اما با توجه به عدم اجرای مناسب این نوع سازه‌ها و بخصوص اتصالات آنها در کشور و به علت فقدان دانش کافی در مرحله طراحی و اجرا و عدم هماهنگی بین این دو مرحله و با توجه به لزوم ظرافت در این سازه‌ها و بخصوص اتصالات آنها که نحوه توزیع تنش واقعی را با توزیع تنش طراحی متفاوت می‌سازد، اینگونه سازه‌ها را از نظر اتصالات آسیب پذیر ساخته و از آنجا که نوع اتصال تاثیر قابل توجهی روی رفتار این سازه‌ها دارد، لذا با توجه به این سازه‌ها و اتصالات آنها و شناخت تاثیر رفتار اتصال در رفتار سازه از اهمیت خاصی برخوردار است. اتصالاتی که به طور رایج در سازه‌های فولادی کاربرد دارند یا به صورت مفصلی در نظر گرفته می‌شوند که قادر به انتقال ممان نمی‌باشند و یا به صورت صلب فرض می‌شوند که تمام ممان متحمله را منتقل می‌کنند. اتصالات مفصلی از لحاظ سهولت اجرا مناسب بوده ولی از نظر سختی سازه و استفاده بهینه از مصالح دارای ضعف می‌باشند و در صورت استفاده از آنها باید مهاربندی شوند. اتصالات صلب نیاز سختی سازه را برآورده می‌کند اما از نظر اجرای اتصال هزینه بالایی را به خود اختصاص می‌دهند در ضمن از لحاظ استفاده بهینه از مصالح نسبت به اتصالات مفصلی بهتر می‌باشد. با توجه به معایب و مشکلات هر کدام از اتصالات فوق (اتصالات مفصلی و اتصالات صلب) همواره طراحان به این فکر افتاده‌اند که اتصال مناسبی را جایگزین این اتصالات کنند. شواهد موجود نشان می‌دهند که در ساخت و ساز معمول سازه‌های فولادی در ایران از اتصال موسوم به اتصال خورجینی استفاده می‌شود. در این اتصال تیرها در محل اتصال قطع نشده و به صورت یکسره ادامه می‌یابد.

### ۱۰-۴-۲- انواع اتصالات فولادی

در بند ۱۰-۰-۲ مبحث دهم مقررات ملی ساختمان ایران ساختمانهای فولادی بر حسب نوع اتصالاتی که در آنها به کار می‌رود به سه گروه تقسیم می‌شوند و هر یک از گروه‌ها با مشخصاتی مختص به خود تعیین کننده ابعاد اعضای سازه و مقاومت اتصالات مربوط می‌باشد. این سه گروه عبارتند از:

گروه (۱)- قابهای خمشی (قابهای یکسره)

گروه (۲)- قابهای ساده

گروه (۳)- قابهای نیمه صلب ( انتهای قطعات دارای گیرداری نسبی)

اتصالات با درصد گیرداری بیش از ۹۰ درصد در رده گروه (۱)، اتصالات با درصد گیرداری کمتر از ۲۰ درصد در رده گروه (۲) و اتصالات با درصد گیرداری بین ۲۰ تا ۹۰ درصد در رده گروه (۳) محسوب می‌شوند.

#### ۱۰-۴-۳ اتصالات نیمه صلب

به دلیل آنکه اتصالات صلب معمولاً مقداری انعطاف پذیری داشته و اتصالات مفصلی نیز قابلیت تحمل لنگر را ندارند، اتصالات نیمه صلب که بین این دو حالت می‌باشند مطرح می‌شوند. از نقطه نظر تحلیل، با پیشرفت و توسعه کامپیوتر و نرم‌افزارهای کامپیوتری تحلیل سیستم‌های نیمه صلب امکان پذیر گشته است، اما نکته قابل ذکر آن است که علیرغم اینکه تقریباً در تمامی آئین‌نامه‌های طراحی ساختمان‌های فولادی، ساختمان‌های با اتصالات نیمه صلب در دسته بندی انواع سیستم‌های ساختمانی مجاز به طراحی قرار گرفته‌اند، با این وجود در اکثر آئین‌نامه‌های طراحی برای کاربرد این نوع سیستم ساختمانی توصیه‌ای به چشم نمی‌خورد. در صورتیکه باید در طراحی اینگونه سیستم‌های ساختمانی نکات فراوانی را در نظر گرفت. معمولاً اتصالات نیمه صلب بنا به حالت مختلف زیر به کار می‌روند:

- استفاده از اتصالات نیمه صلب برای تعدیل پخش لنگر، در این روش وجود صلبیت در اتصال باعث می‌شود که لنگر باز توزیع شده و کمی متعادل‌تر در طول تیر تقسیم شود.
- استفاده از اتصالات نیمه صلب برای آنکه تسلیم در تیر یا صفحه اتصال رخ دهد.

#### ۱۰-۴-۴ اتصال نیمه صلب متداول در ایران (اتصال خورجینی)

یکی از مزیت‌های سازه‌های فولادی در مقایسه با دیگر سازه‌ها، سرعت و سهولت اجرا در این سازه‌ها می‌باشد. در طراحی و ساخت سازه‌های فولادی در ایران مهمترین پارامتری که همیشه باید مد نظر طراحان قرار می‌گیرد سهولت اجرا با توجه به امکانات محدود می‌باشد. عدم وجود تکنولوژی پیشرفته در زمینه‌های مختلف کارهای ساختمانی نظیر برشکاری، سنگزنی، ایجاد اتصالات پیچی و جوشی صحیح در کشور همواره مانع از اجرای طرح‌های کارآمد و دقیق می‌باشد. به همین جهت ناگزیر تا حد امکان از پیچیدگی‌های طرح کاسته شده و روندی دنبال می‌شود که به سادگی قابل فهم و از سوی سازندگان قابل اجرا باشد. اتصالات مفصلی از لحاظ سهولت اجرا مناسب بوده ولی از نظر سختی سازه و استفاده بهینه از مصالح دارای ضعف می‌باشند و در صورت استفاده از آنها باید سازه مهاربندی شود. اتصال خورجینی در ساختمانهای فولادی متشکل از دو نبشی برای اتصال تیر به ستون در بالا و پایین هر کدام از تیرها بوده که برای پرهیز از جوش بالا سری معمولاً نبشی پایین بزرگتر از بال تیر آهن و نبشی بالا کوچکتر از بال تیر آهن انتخاب می‌گردد. علاوه بر این در این اتصال تیرها در محل اتصال قطع نشده و به صورت یکسره ادامه می‌

یابند و از نظر سهولت اجرا و افزایش باربری در مقابل بارهای ثقلی مزیت قابل ملاحظه‌ای دارا می‌باشند. اتصال خورجینی با جزئیات متداول در دسته بندی اتصالات بر اساس میزان صلبیت، در دسته اتصالات نیمه صلب ( گروه ۳) محسوب می‌شوند.

چنین اتصالی قادر به انتقال تمامی لنگر تیر به ستون نبوده و به عبارت دیگر تیر و ستون هر یک دارای چرخش مستقل خواهند بود. همچنین چنین اتصالاتی بدون سیستم مهاربندی در سازه قادر به تحمل نیروهای جانبی نظیر باد و زلزله نخواهد بود و پس از رسیدن نیروهای داخلی در نوارهای جوش به حد خمیری (در اثر وارد شدن لنگر و برش زیاد به اتصال) اتصال متلاشی گشته و تیرهای اصلی از محل خود سقوط خواهند کرد و در نتیجه سازه فرو خواهد ریخت.

### ۱۰-۴-۵- مزایا و معایب اتصال خورجینی

مزایای اتصال خورجینی عبارتند از:

- ✓ ساخت و نصب سریع
- ✓ برش و جوشکاری کمتر
- ✓ طرح اقتصادی‌تر در مقایسه با تیرهایی با تکیه گاه ساده، زیرا به علت یکسره بودن تیرها در محل اتصالات لنگر خمشی ناشی از بار ثقلی ایجاد شده در تیر کاهش یافته و لذا ابعاد تیر کاهش می‌یابد.
- ✓ قابلیت استفاده در سازه‌های موقت و امکان استفاده مجدد از پروفیل‌ها

معایب این اتصال عبارتند از:

- ✓ به این نوع اتصال در هیچ آئین‌نامه‌ای اشاره نشده است و رفتار آن در مقابل بارهای ثقلی و جانبی زلزله به طور دقیق معلوم نمی‌باشد.
  - ✓ خاصیت چرخشی این اتصال و نحوه توزیع تنش در بخش‌های مختلف آن برای طراحان کاملاً مشخص نمی‌باشد.
  - ✓ سختی این اتصال از قبل کاملاً مشخص نبوده و به علت نیمه صلب بودن آن مقداری لنگر از تیر به ستون منتقل می‌گردد و اتصال باید قابلیت انتقال این لنگر را داشته باشد.
  - ✓ روابط طراحی و ظرفیت باربری این اتصال تدوین نگردیده است.
- به علت نیمه صلب بودن اتصال، باید بررسی کلی قاب، با اتصال نیمه صلب انجام شود و با در نظر گرفتن ضوابط قاب‌ها با اتصال نیمه صلب آنالیز و طراحی گردد.

### ۱۰-۴-۶- عوامل تاثیر گذار بر سختی و مقاومت اتصال خورجینی

در سالهای اخیر توجه خاصی در بکارگیری اتصالات نیمه صلب در مناطق لرزه خیز شده است. این اتصالات به دلیل انعطاف پذیری نسبت به اتصالات صلب، باعث استهلاک بیشتر انرژی زلزله می‌گردند. این امر می‌تواند از وارد شدن نیروی بیش از حد به اتصالات جلوگیری نماید. مشکل اصلی اتصالات نیمه صلب مشخص نبودن رفتار دقیق آنها و همچنین عدم وجود روش‌های مشخص طراحی و وقت گیر بودن آنالیز این اتصالات می‌باشد. بدلیل اینکه رفتار این اتصالات و مقاومت گیرداری آنها کاملاً به نحوه اجرا و جزئیات هر اتصال بستگی دارد و برای هر نوع این اتصال، تمام موارد باید شناخته و بررسی شود که این موضع را برای استفاده وسیع از این اتصالات مشکل می‌کند. تحقیقاتی که تاکنون روی اتصال خورجینی صورت پذیرفته نشان داده است که رفتار این اتصال نیز مانند اتصالات نیمه صلب دیگر بستگی فراوان به مشخصات و نحوه اجرای آن دارد. هر یک از موارد زیر در مقاومت، سختی، نحوه شکست، چرخش ترک خوردگی و دیگر مشخصات این اتصال می‌تواند تاثیر گذار باشد.

- ✓ طول نبشی‌ها
- ✓ شماره مقاطع تیرها
- ✓ شماره نبشی‌ها
- ✓ نوع تقویت بکار رفته برای این اتصال و مشخصات تقویت‌های بکار رفته
- ✓ مقدار جوش‌ها
- ✓ کیفیت جوش‌ها
- ✓ نحوه جوشکاری
- ✓ حذف نبشی بالا یا کوتاه‌تر کردن بال آن
- ✓ نحوه قرار گرفتن تیرها روی نبشی‌ها (فاصله هر یک از تیرها تا ستون و احیاناً زاویه آنها با ستون)

مشکل اصلی در ارتباط با اتصال خورجینی، دریافتن دقیق چگونگی سیستم انتقال لنگر توسط این اتصال می‌باشد. همچنین بعلا وجود حالت‌های مختلف طرح و اجرای به کار رفته در این اتصال، این سیستم می‌تواند دچار تغییرات زیادی شود و رفتار این اتصال را تغییر دهد که این نیز مشکل دیگر این اتصال می‌باشد. تاکنون در روش‌های طراحی پیشنهادی فرض می‌شد که نبشی‌ها چرخش صلب دارند و بر این پایه، مانند اتصالات دیگر طراحی جوش‌ها صورت می‌پذیرفت، در حالی که آنالیزها و آزمایشات اخیر نشان داده‌اند که این فرض اصلاً درست نیست و به دلیل

مکانیزم خاص انتقال لنگر در این اتصال، جوش‌های کنج نبشی‌ها منتقل کننده قسمت اعظم لنگر می‌باشند، جوش‌های قسمت‌های دیگر تقریباً نقشی در این انتقال نخواهند داشت و تنش بسیار کمتری در آنها ایجاد می‌گردد. به علت تمرکز تنش زیادی که در جوش‌های آن نقاط بحرانی ایجاد می‌گردد جوش ترک خورده و این ترک گسترش پیدا می‌کند و اتصال مقاومت خود را از دست می‌دهد. ترک در جوش‌های کنج نبشی پایین از اهمیت فوق العاده‌ای برخوردار است. به علت اینکه در این اتصالات بارهای قائم سقف نیز توسط نبشی‌های پایین تحمل می‌گردد، هر گونه انهدام در این نبشی‌ها سبب از بین رفتن تکیه گاه قائم سقف و در نتیجه باعث بروز بدترین وضعیت ممکن برای سازه می‌گردد. یکی از ایرادات مهم این اتصال همین مساله می‌باشد. به علت یکسان بودن سیستم تحمل لنگر و بارهای قائم در این اتصال، با از دست دادن مقاومت خمشی، اتصال قابلیت باربری قائم خود را نیز همزمان از دست خواهد داد.

### ۱۰-۴-۷- رفتار اتصال خورجینی

در یک اتصال خورجینی عملکرد نبشی‌های تحتانی و فوقانی، مشابه یک فنر پیچشی می‌باشد که توسط آن تیرهای عبور کننده از کنار ستون به ستون متصل می‌گردند. در این اتصال تغییر زاویه بین تیر و ستون باعث به وجود آمدن لنگر در اتصال می‌گردد. برای آنالیز سازه‌های با اتصال خورجینی ابتدا لازم است که رفتار غیر خطی اتصال را به صورت یک مدل ریاضی مناسب تقریب بزنیم. یک مدل غیر خطی که برای معرفی تغییرات ممان - چرخش یک اتصال نیمه صلب ارائه می‌شود باید دارای شرایط زیر باشد:

(الف) منحنی باید از مبدا بگذرد؛

(ب) شیب منحنی در مبدا باید برابر سختی اولیه اتصال باشد؛

(ج) با افزایش دوران اتصال شیب منحنی باید به منحنی واقعی نزدیک شود؛

(د) برای هر مقدار  $\theta$ ، شیب منحنی معرف سختی اتصال در آن وضعیت باشد؛

(ه) متغیرهای به کار رفته باید دارای مفهوم فیزیکی باشند؛

(و) متغیرهای به کار رفته باید توسط یک تحلیل ساده حاصل آیند؛

(ز) رابطه دارای فرمی ساده باشد؛

با در نظر گرفتن عوامل فوق و با توجه به مدل‌های متعدد ریاضی که در مراجع مختلف ذکر شده‌اند مدل توانی کالسن را به دلیل سازگاری رفتار تابع با رفتار اتصال خورجینی بوده و فرض می‌شود که تغییر سختی اتصال از این مدل پیروی می‌کند. برای  $M$  و  $\theta$  از مدل توانی کالسن داریم:

$$\frac{M}{\theta} = K_0 \left[ 1 - \left( \frac{M}{M_u} \right)^n \right] \quad (10-20)$$

که در آن  $M$  ممان در اتصال  $\theta$  دوران اتصال  $K_0$  سختی اولیه اتصال و  $M_u$  ممان نهایی قابل تحمل توسط اتصال است. ممان در اتصال نمی تواند از  $M_u$  تجاوز کند و با رسیدن به  $M_u$  اتصال تبدیل به یک مفصل پلاستیک شده و بدون افزایش ممان دوران کرده تا بشکند. همچنین  $N$  نیز یک عدد تجربی است که باید طوری انتخاب شود که منحنی  $M - \theta$  حاصل از فرمول فوق به بهترین نحو ممکن بر هم منطبق شوند.

### ۱۰-۴-۸- تحقیقات انجام شده در زمینه اتصالات خورجینی

با توجه به اینکه اتصال خورجینی یک اتصال استاندارد نیست و در آئین نامه های فولاد در کشورهای مختلف به آن اشاره نشده است و نیز اینکه در هیچ یک از مجلات انگلیسی در دهه ۴۰ میلادی به بعد، به جزء معدود مقالات پژوهشگران ایرانی که در کنفرانس های بین المللی ارائه گردیده، نشانه ای از این نوع اتصال مشاهده نشده است. به علت نیازی که برای شناسایی رفتار اتصالات خورجینی احساس می شد، مطالعات زیادی روی این اتصال انجام شده است، به صورتی که هر ساله حداقل ۲ یا ۳ پایان نامه در سطح کارشناسی ارشد در دانشگاه های سراسر کشور به این موضوع اختصاص یافته است. به طور کلی مطالعات روی اتصالات خورجینی عمدتاً در دو قالب انجام گرفته است که عبارتند از:

الف- مطالعه روی مدل های اتصالات خورجینی

ب- مطالعه روی سازه های با اتصالات خورجینی

در ادامه با مروری کوتاه به تحقیقات انجام شده در مورد اتصالات خورجینی، سعی می شود نتایج مهم بدست آمده بررسی شود.

کرمی و مقدم با استفاده از امکانات آزمایشگاهی موجود در مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن به طرح یک مدل آزمایشگاهی از اتصال خورجینی پرداختند. یک قطعه کوتاه از تیر به قطعه ای از ستون متصل شده است. تیر به صورت طره تحت بار متمرکز قائم قرار گرفته و لنگری در محل اتصال ایجاد می شود. از چرخش ستون به وسیله یک عضو مایل جلوگیری شده است. عوامل و متغیرهای اصلی در این مطالعه شامل اندازه و طول نبشی ها و انواع تقویت اتصال می باشد. در این آزمایش ها علاوه بر چرخش ستون و تیر، جابجایی نقاط مختلف نبشی ها در جهات مختلف اندازه گیری گردید.

در کلیه نمونه ها ستون عبارت بود از دو نیمرخ ۱۶۰ INP به طول ۷۰ سانتی متر با فاصله محور به محور ۳۰ سانتی متر که توسط ورقهایی به ضخامت ۱۰ میلیمتر که در طرفین جوش شده اند



متصل شده‌اند. هر تیر از نیمرخ ۱۴۰ INP به طول ۱۰۰ سانتی متر تشکیل می‌شود. در کلیه اتصالات از نبشی ۱۰ استفاده شده است. در مجموع پنج نمونه آزمایش گردید. طول نبشی‌های بالا و پایین در کلیه نمونه‌ها برابر ۱۲۰ میلی متر بوده به جز یک نمونه که طول نبشی بالایی ۸۰ میلی‌متر اختیار شده است. نمونه اول اتصال به صورت دو نبشی در بالا و پایین تیر بوده و در نمونه دوم دو ورق تقویت زبانه شده نیز در انتهای تیر (محل اتصال) به تیر جوش شدند. نمونه سوم همانند نمونه دوم بود با این تفاوت که فضای بین ورق‌های تقویت پایین پر شد. نمونه چهارم همانند نمونه اول بود اما با ورق‌های تقویت (لچکی) که به نبشی‌ها اضافه شده بود. نمونه پنجم همانند نمونه اول بود با این تفاوت که از دو ورق تقویت قائم برای اتصال جان هر تیر به لبه بال ستون استفاده شد. سختی اولیه این نمونه‌ها برابر ۱۸۰۰ تن متر بر مرادین اندازه گیری شده و اتصال در چرخش ۰/۳۵ رادیان به لنگر نهایی ۷/۴ تن متر می‌رسد. رفتار این نمونه تا محدوده لنگر ۳ تن در متر خطی است. خلاصه نتایج در جدول (۱۰-۱) آورده شده است.

جدول ۱۰-۱ نتایج حاصل از آزمایش روی اتصال خورجینی (مقدم و گرمی)

نمونه	سختی اولیه $t.m/rad$	مقاومت پیچشی نهایی $t.m$
۱	۱۸۰۰	۷/۴۰
۲	۳۳۰۰	۹/۱۰
۳	۴۰۰۰	۹/۰۰
۴	۱۱۵۰	۱۰/۰۰
۵	۳۱۰۰	۹/۵۰

مشاهده می‌شود که با استفاده از ورق‌های بالا و پایین (نمونه ۲) و ورق‌های جان (نمونه پنجم)، سختی اولیه بیش از ۷۰ درصد و مقاومت نهایی حدود ۲۵ درصد افزایش می‌یابد و با استفاده از لچکی‌ها (نمونه ۴) سختی اولیه حدود ۴۰ درصد کاهش و مقاومت نهایی ۳۵ درصد افزایش می‌کند. حسینی‌خانی و آقا کوچک با مطالعه روی چهار نمونه اتصال خورجینی (دو نمونه اتصال گوشه و دو نمونه اتصال میانی) در مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، سختی اولیه و مقاومت نهایی اتصال و رفتار اتصال تحت اثر بارهی رفت و برگشتی را مورد بررسی قرار دادند خلاصه نتایج آزمایش‌های انجام شده در جدول (۱۰-۲) ارائه شده‌اند.

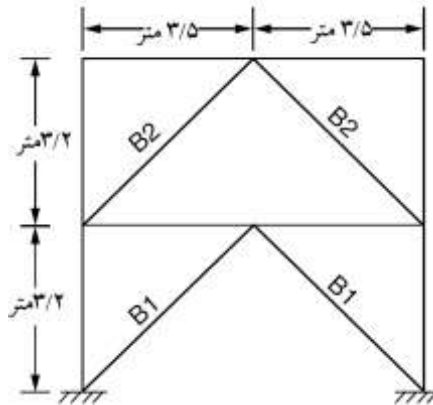
جدول ۱۰-۲ نتایج حاصل از آزمایش‌های آقا کوچک و حسینی‌خانی

شرح	سختی اولیه $K_0 \left( \frac{t.m}{rad} \right)$	مقاومت نهایی $t-m$
پروفیل تیر	۵۶۰	۱۴

		۲IPE۱۶۰	اتصال میانی
-	۲۴۰۰	پروفیل تیر ۲CPE۱۴۰	
۶	۱۱۰۰	پروفیل تیر ۲IPE۱۶۰	اتصال گوشه
۴	۹۵۰	پروفیل تیر ۲CPE۱۴۰	

مثال طراحی مهاربند هم محور با شکل پذیری معمولی<sup>۱</sup> (OCBF): ساختمان دو طبقه نشان داده شده در شکل ۱۰-۲۲ را در نظر بگیرید که سیستم لرزه بر آن یک مهاربند هم محور با شکل پذیری معمولی (OCBF) است. نیروهای محوری ایجاد شده در بادبند B2 به صورت زیر می باشد.

بار مرده  $D = 5.6 \text{ ton}$ ، بار زنده  $L = 2.8 \text{ ton}$ ، نیروی زلزله  $E = \pm 8.3 \text{ ton}$  همچنین نیروی حاصل از بار برف و فشار جانبی خاک برابر صفر در نظر گرفته شوند. تنش تسلیم فولاد برابر  $F_y = 2400 \text{ kg/cm}^2$  و تنش نهایی  $F_u = 3700 \text{ kg/cm}^2$  می باشد. بادبند B2 را از مقطع لوله طراحی نمایید.



شکل ۱۰-۲۲ مهاربند با شکل پذیری معمولی

(حل) طبق مبحث دهم از مقررات ملی، ترکیب بارهای طراحی به صورت زیر می باشد:

$$U = 1.4D$$

<sup>1</sup> Ordinary Concentric Braced Frame (OCBF)

$$U = 1.25D + 1.5L$$

$$U = D + 1.2L + 1.2E$$

$$U = 0.85D + 1.2E$$

در ترکیب بارهای فوق تنها به بارهای مرده، زنده و زلزله اشاره شده است. در حالتی که بارهای ثقلی در طراحی وجود دارند، ترکیب بار  $U = D + 1.2L + 1.2E$  ملاک عمل می‌باشد.

$$\Rightarrow U = D + 1.2L + 1.2E = 5.6 + 1.2 \times 2.8 + 1.2 \times 8.3 = 18.92 \text{ ton}$$

در حالتی که بار زنده وجود نداشته باشد، داریم:

$$U = 0.85D + 1.2E = 0.85 \times 5.6 - 1.2 \times 8.3 = -5.2 \text{ ton}$$

طول مهارنشده<sup>۱</sup> بادبند B2 به صورت زیر خواهد بود:

$$L = \sqrt{3.2^2 + 3.5^2} = 4.74 \text{ m}$$

ضریب طول موثر<sup>۲</sup> K با فرض دو انتهای مفصلی برای مهاربند برابر یک در نظر گرفته می‌شود. بنابراین طول موثر بادبند به صورت زیر خواهد شد:

$$KL = 1.0 \times 4.74 = 4.74 \text{ m}$$

از قاب‌های مهاربندی شده همگرای معمولی، انتظار می‌رود که تغییرشکل‌های غیرارتجاعی محدودی را در کلیه اعضای سازه، شامل مهاربندهای کششی و فشاری، ستون‌ها و تیرها و همچنین اتصالات، بدون کاهش قابل ملاحظه در مقاومت، تحمل نمایند. طبق بند ۱۰-۳-۹-۳-۲

مبحث دهم، لاغری حداکثر مهاربندها  $\left(\frac{kL}{r}\right)_{\max}$  در مهاربندهای ۷ و ۸ شکل، نباید از  $\frac{5800}{\sqrt{F_y}}$

بیشتر گردد. مهاربندهای همگرای معمولی را می‌توان به صورت فقط کششی طراحی نمود و در محاسبه سختی و مقاومت جانبی سازه از وجود مهاربندهای فشاری صرف‌نظر می‌شود و یا اینکه نیروها بین کلیه مهاربندهای کششی و فشاری توزیع می‌شود و اعضا، متناسب با حداکثر نیروی ایجاد شده در آنها، طراحی می‌گردد. نیروی محوری فشاری طراحی به صورت زیر بدست می‌آید:

$$\phi_c P_n = \phi_c A_g F_{cr}$$

که در آن  $\phi_c$  ضریب مقاومت در فشار برابر ۰/۸۵ می‌باشد،  $A_g$  سطح مقطع عضو،  $F_{cr}$  تنش بحرانی و  $P_n$  مقاومت محوری اسمی می‌باشد. مقدار  $F_{cr}$  به صورت زیر بدست می‌آید:

$$\lambda_c \leq 1.5 \quad \Rightarrow \quad F_{cr} = \left(0.658^{\lambda_c^2}\right) F_y$$

<sup>۱</sup> Unbraced length

<sup>۲</sup> Effective length factor

$$\lambda_c > 1.5 \quad \text{وقتی که} \Rightarrow F_{cr} = \left( \frac{0.877}{\lambda_c^2} \right) F_y$$

که در آن  $\lambda_c = \frac{KL}{r\pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}}$  می‌باشد. همچنین  $L$  طول مهارنشده عضو و  $r$  شعاع ژیراسیون مقطع می‌باشد. برای مهاربندها یک مقطع لوله D133x4 استفاده می‌نماییم. مشخصات مقطع استفاده شده به صورت زیر است:

$$A_g = 16.21 \text{ cm}^2 \quad r = 4.5629 \text{ cm}$$

$$t = 0.4 \text{ cm}$$

$$D = 13.3 \text{ cm}$$

$$F_y = 2400 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad F_u = 3700 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\lambda_c = \frac{1 \times 474}{4.5629 \times \pi} \sqrt{\frac{2400}{2 \times 10^6}} = 1.145 < 1.5$$

$$\Rightarrow F_{cr} = \left( 0.658^{\lambda_c^2} \right) F_y = \left( 0.658^{1.145^2} \right) \times 2400 = 1385.8 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\phi_c P_n = 0.85 \times 16.21 \times 1385.8 \approx 20217 > P_{uc} = 18.92 \quad OK$$

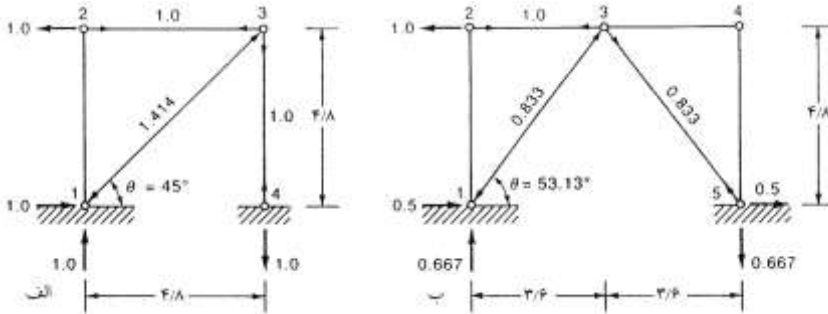
برای مقطع دایره توخالی، حداکثر نسبت قطر به ضخامت توسط آیین‌نامه AISC به صورت زیر پیشنهاد شده است:

$$\frac{D}{t} = \lambda_p = 0.044 \times \frac{E_s}{F_y} = 0.044 \times \frac{2 \times 10^6}{F_y} = \frac{88000}{F_y} = \frac{88000}{2400} = 36.67$$

برای مقطع انتخابی، نسبت قطر به ضخامت برابر است با:

$$\frac{D}{t} = \frac{13.3}{0.4} = 33.25 < \lambda_p \quad OK$$

مثال تعیین سختی قاب مهاربندی شده: در دو قاب نشان داده شده در شکل ۱۰-۲۳، برای تعیین سختی هر یک از قاب‌ها، نیرویی واحد بر آنها اعمال شده است. بر روی شکل، میزان نیروی ایجاد شده در هر یک از اعضا نشان داده شده است. در صورتی که بتوان تیر را صلب در نظر گرفت، سختی هر یک از قاب‌ها را تعیین نمایید. مقطع ستون‌ها از IPB200 و مهاربندها از دوبل ناودانی ۸۰ است. ضریب ارتجاعی فولاد برابر  $E = 2 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$  فرض شود.



شکل ۱۰-۲۳ تعیین سختی دهانه‌های مهاربندی

در صورتی که  $\delta$ ، میزان تغییرشکل جانبی قاب به سبب نیروی واحد باشد، سختی برابر با عکس جابجایی است.

$$\delta = \sum \frac{P^2 L}{AE}$$

که در رابطه فوق  $P$  میزان نیروی ایجاد شده در هر یک از اعضای مهاربندی،  $A$  مساحت عضو،  $E$  ضریب ارتجاعی و  $L$  طول آن عضو است. در نتیجه:

$$k = \frac{1}{\delta} = \frac{1}{\sum \frac{P^2 L}{AE}}$$

برای قاب (الف) داریم:

عضو	$(cm) L$	$(cm^2) A$	$P$	$\frac{P^2 L}{A}$
مهاربند ۱ - ۳	۶۷۸	۲۲	-۱/۴۱۴	۶۱/۶۲
ستون ۳ - ۴	۴۸۰	۱۸۲	۱	۲/۶۴
کل	-	-	-	۶۴/۲۶

بنابراین جابجایی افقی قاب (الف) به صورت زیر بدست می‌آید:

$$\delta = \sum \frac{P^2 L}{AE} = \frac{64.26}{2 \times 10^6} = 32.13 \times 10^{-6} cm$$

$$\Rightarrow k = \frac{1}{\delta} = \frac{1}{32.13 \times 10^{-6}} = 31123 \frac{kg}{cm} \approx 31.1 \frac{ton}{cm}$$

برای قاب (ب) داریم:

عضو	$(cm) L$	$(cm^2) A$	$P$	$\frac{P^2 L}{A}$
مهاربند ۱ - ۳	۶۰۰	۲۲	-۰/۸۳۳	۱۸/۹۲

مهاربند ۳-۵	۶۰۰	۲۲	۰/۸۳۳	۱۸/۹۲
کل	-	-	-	۳۷/۸۴

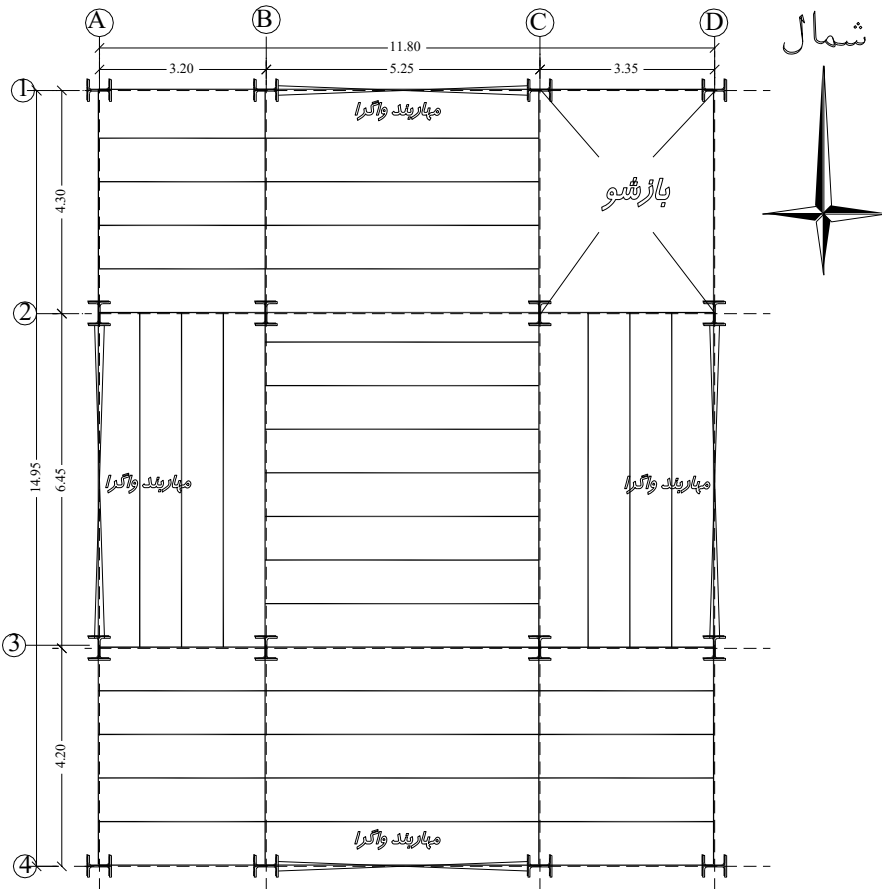
بنابراین جابجایی افقی قاب (ب) به صورت زیر بدست می‌آید:

$$\delta = \sum \frac{P^2 L}{AE} = \frac{37.84}{2 \times 10^6} = 1.892 \times 10^{-5} \text{ cm}$$

$$\Rightarrow k = \frac{1}{\delta} = \frac{1}{1.892 \times 10^{-5}} = 52842 \frac{\text{kg}}{\text{cm}} \approx 52.8 \frac{\text{ton}}{\text{cm}}$$

مثال طراحی مهاربند واگرا (EBF): پلان یک ساختمان ۳ طبقه مانند شکل ۱۰-۲۴ را در نظر بگیرید. محل احداث ساختمان در شهر اراک می‌باشد که در پهنه لرزه‌ای خیزی زیاد قرار دارد. نوع خاک III و کاربری آن مسکونی می‌باشد. قاب محور ۴ در شکل ۱۰-۲۵ نشان داده شده است. در جهت شرقی- غربی مهاربندها روی محوره‌های 1 و 4، و همچنین در جهت شمال- جنوب مهاربندها بر روی محوره‌های A و D قرار دارند. نوع سقف مرکب با ضخامت بتن ۸ سانتیمتر می‌باشد. وزن مخصوص بتن ۲۴۰۰ کیلوگرم بر متر مکعب در نظر گرفته شود. ارتفاع کف تا کف تمام طبقات ۳/۲ متر، ارتفاع خالص ۲/۸ متر و ارتفاع جان‌پناه پشت بام ۰/۸ متر در نظر گرفته شود. فرض کنید که تنها دیوارهای پیرامونی در ساختمان وجود دارد. فولاد مصرفی ST37 با تنش تسلیم برابر  $F_y = 2400 \text{ kg/cm}^2$ ، الکتروود مصرفی E60 و نوع بازرسی در کارگاه و به صورت چشمی ( $\phi = 0.75$ ) می‌باشد.

با توجه به نوع کاربری ساختمان، وزن بار زنده برای کف طبقات ۲۰۰ کیلوگرم بر متر مربع، بام ۱۵۰ کیلوگرم بر متر مربع و راه پله ۳۵۰ کیلوگرم بر متر مربع می‌باشد. وزن مرده واحد سطح بام برابر ۳۳۰ کیلوگرم بر متر مربع، وزن مرده واحد سطح طبقات به همراه سربار معادل، برابر ۴۲۰ کیلوگرم بر متر مربع و وزن واحد سطح دیوارهای پیرامونی برابر ۱۸۰ کیلوگرم بر متر مربع می‌باشد.



شکل ۱۰-۲۴ پلان و محل قرار گیری مهاربندها

محاسبه ضریب برش پایه<sup>۱</sup>: برای محاسبه نیروی زلزله وارد بر این ساختمان از تحلیل استاتیکی استفاده شده است و بر اساس معیار آیین نامه ۲۸۰۰ ایران ضرایب به صورت زیر استخراج گردیده است. با توجه به لرزه‌خیزی منطقه،  $A=0.3g$ ، نوع کاربری مسکونی  $I=1$  و سیستم لرزه‌بر قاب ساختمانی ساده به همراه مهاربند واگرا بوده که ضریب رفتار برابر  $\gamma$  می‌باشد. مقادیر  $T_0$ ،  $T_s$  و  $S$  به صورت زیر می‌باشند:

$$T_0=0.15 \quad T_s=0.7 \quad S=1.75$$

ارتفاع ساختمان از تراز پایه برابر  $9/6$  متر می‌باشد. بنابراین دوره تناوب تجربی سازه با توجه به اینکه سازه مهاربندی است، در هر دو جهت به صورت زیر تعیین می‌گردد:

$$T = 0.05 H^{3/4} = 0.27 \text{sec} \quad \Rightarrow \quad T_{\text{max}} = 1.25 \times 0.27 = 0.34 \text{sec}$$

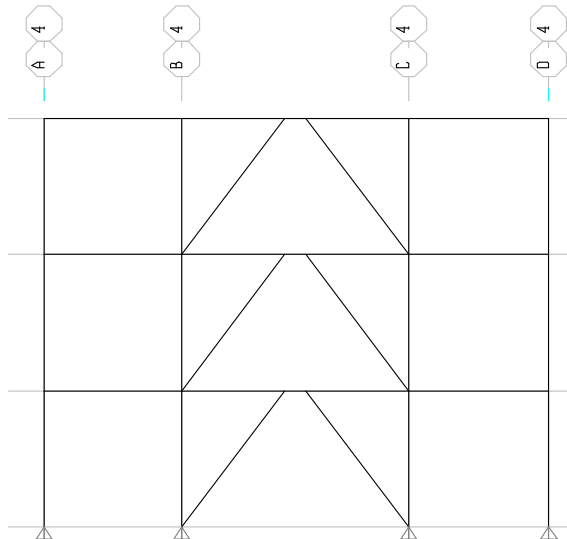
<sup>۱</sup> Base Shear Coefficient

$$B = 1 + S = 1 + 1.75 = 2.75 \quad T_0 < T < T_s$$

$$\Rightarrow C = \left( \frac{ABI}{R} \right) = \frac{0.30 \times 2.75 \times 1}{7} = 0.1178$$

$$\Rightarrow V = 0.1178W$$

ضریب اصلاحی  $1/25$  در محاسبه پیروید ساختمان با فرض بزرگتر بودن پیروید تئوری نسبت به پیروید تجربی و مطابق تبصره ۱ بند ۲-۳-۶ آیین نامه ۲۸۰۰ می‌باشد. به طور تجربی ارتعاش تئوریک سازه از پیروید ارتعاش تجربی که با فرمول فوق محاسبه می‌شود بزرگتر است. طبق بند فوق الذکر در این صورت می‌توان پیروید تجربی را ۲۵ درصد افزایش داد به شرط آنکه از پیروید تئوری بزرگتر نشود. از آنجا که در اکثر سازه‌ها پیروید تئوری بزرگتر است در این پروژه از ضریب افزایش استفاده کرده و پس از انجام تحلیل صحت فرض را کنترل خواهیم کرد. از آنجا که مقدار پیروید محاسبه شده کمتر از  $0/7$  ثانیه است طبق بند ۲-۳-۹ آیین نامه ۲۸۰۰ در توزیع نیروی زلزله می‌توان از نیروی شلاقی صرف‌نظر نمود.



شکل ۱۰-۲۵ نمای قاب محور ۴

درصد مشارکت بار زنده در نیروی جانبی برابر  $20\%$  منظور شده است. با اعمال نیروهای محاسبه شده در فوق بر روی سازه، وزن طبقه بام برابر  $84$  تن و وزن طبقات اول و دوم برابر  $104$  تن بدست آمد. بنابراین وزن کلی ساختمان شامل بارهای مرده به علاوه  $20\%$  بارهای زنده برابر  $292$  تن برآورد شده است. کل برش پایه در هر دو جهت:

$$\Rightarrow V = 0.1178W = 0.1178 \times 292 = 34.4 \text{ ton}$$

توزیع نیروی زلزله بین طبقات در هر دو جهت به صورت زیر خواهد بود:



طبقه	ارتفاع طبقه	ارتفاع از تراز پایه	$W_i$	$W_i h_i$	$F_i = \frac{(V - F_i) \times w_i h_i}{\sum_i w_i h_i}$	برش طبقه
طبقه ۳	3.2	9.6	84	806.4	15.370	15.37
طبقه ۲	3.2	6.4	104	665.6	12.686	28.06
طبقه ۱	3.2	3.2	104	332.8	6.3432	34.40
مجموع	9.6	-	292	1804.8	$\approx 34.4 \text{ ton}$	-

اگرچه مرکز جرم و سختی در یک نقطه قرار دارند، لیکن استاندارد ۲۸۰۰ یک حداقل خروج از مرکزیتی به اندازه ۵٪ بعد سازه در جهت عمود بر اعمال نیرو به عنوان خروج از مرکزیت تصادفی در نظر می‌گیرد. برخی از طراحان برای اعمال این اثر نیروی دریافت شده از هر قاب را بین ۵ تا ۱۰٪ افزایش می‌دهند. فرض می‌شود در این مثال بار باد وجود ندارد.

$$e_{ew} = (0.05) \times 11.8 = 0.59m$$

$$e_{ns} = (0.05) \times 14.95 = 0.7475m$$

هر چهار مهاربند موجود در سازه این پیچش را تحمل می‌کنند. فرض می‌شود تمام قاب‌های مهاربندی شده دارای سختی یکسانی هستند. با مدلسازی سازه و تحلیل خطی مقدار نیروی بوجود آمده در هر یک از قاب‌ها بدست می‌آید.

$$R_1 = R_4 = R_A = R_D = 1.0$$

$$V_{1,x} = V_{4,x} = R_1 \left[ \frac{V_x}{\sum R_{e-w}} \pm \frac{(V_x \times e) \times d}{\sum R_y \times d^2} \right]$$

که در آن  $e$  خروج از مرکزیت پیچشی،  $d$  فاصله قاب تا مرکز سختی طبقه،  $R_{e-w}$  سختی قاب‌های موجود در امتداد شرقی - غربی،  $R_y$  سختی یک قاب در امتداد محور  $y$  ام و عمود بر مرکز سختی،  $V_x$  کل نیروی برش زلزله در طبقه  $x$  ام و  $V_{y,x}$  سهم برش زلزله دریافت شده توسط مهاربندهایی که روی محور  $y$  ها و در طبقه  $x$  ام قرار دارند. فرض نمایید که مرکز جرم و سختی هر دو در وسط پلان قرار دارند. بنابراین در جهت شرقی - غربی داریم:

$$\sum R_{e-w} = 2 \times 1 = 2$$

$$\sum R_y d^2 = 2 \times 1 \times (5.9^2) + 2 \times 1 \times (7.475^2) = 181.37$$

$$V_{1,x} = 1.0 \left[ \frac{V_x}{2} \pm \frac{(V_x \times 0.59) \times 7.475}{181.37} \right] = 0.5V_x \pm 0.024V_x = 0.524V_x$$

در جهت شمال جنوب:

$$V_{A,x} = V_{D,x} = R_A \left[ \frac{V_x}{\sum R_{n-s}} \pm \frac{(V_x \times e) \times d}{\sum R_y \times d^2} \right]$$

$$\sum R_{n-s} = 2 \times 1 = 2$$

$$\sum R_y d^2 = 2 \times 1 \times (5.9^2) + 2 \times 1 \times (7.475^2) = 181.37$$

$$V_{A,x} = 1.0 \left[ \frac{V_x}{2} \pm \frac{(V_x \times 0.7475) \times 5.9}{181.37} \right] = 0.5V_x \pm 0.024V_x = 0.524V_x$$

توزیع نیروی جانبی بین قاب‌ها به صورت زیر می‌باشد.

سطح	شرقی - غربی		شمال - جنوب	
	قاب‌های 1 و 4 (0.524V <sub>x</sub> )		قاب‌های A و D (0.524V <sub>x</sub> )	
	F <sub>x</sub> (تن)	V <sub>x</sub> (تن)	F <sub>x</sub> (تن)	V <sub>x</sub> (تن)
طبقه ۳	8.05	8.05	8.05	8.05
طبقه ۲	6.65	14.70	6.65	14.70
طبقه ۱	3.32	18.03	3.32	18.03
مجموع	18.03	40.78	18.03	40.78

در جدول زیر نیروی طراحی دیافراگم‌ها طبق بند ۲-۹ استاندارد ۲۸۰۰ نشان داده شده است.

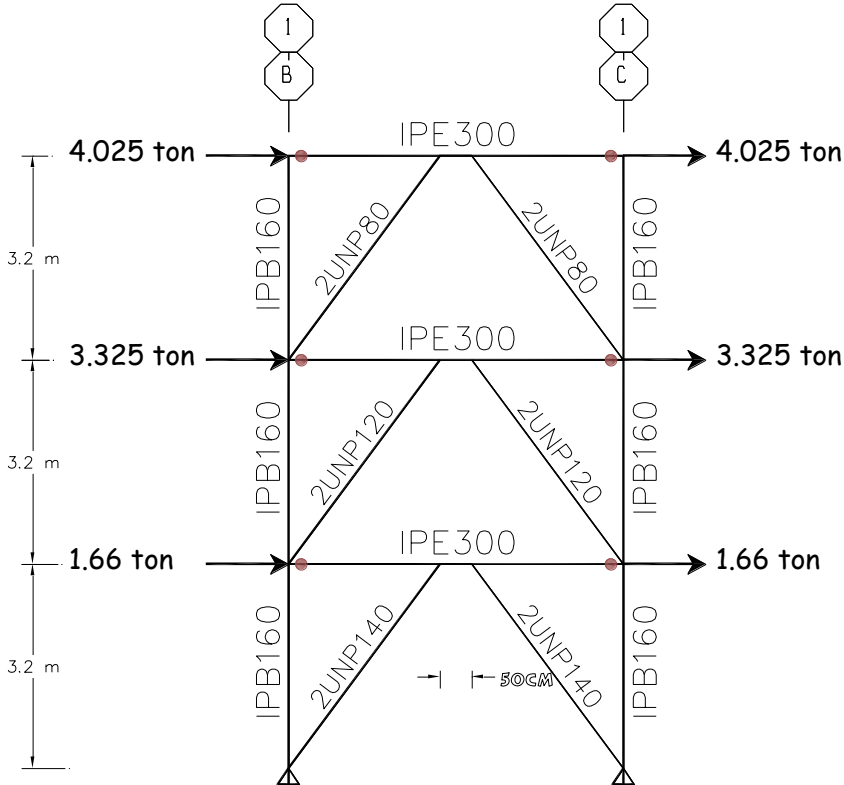
طبقه	وزن طبقه W <sub>i</sub>	∑W <sub>i</sub>	F <sub>i</sub>	∑F <sub>i</sub>	حداقل نیرو 0.35 AIW <sub>i</sub>	F <sub>pi</sub> برحسب تن	حداکثر نیرو 0.7 AIW <sub>i</sub>
طبقه ۳	84	84	15.370	15.37	8.82	15.37	17.64
طبقه ۲	104	188	12.686	28.06	10.92	15.52	21.84
طبقه ۱	104	292	6.3432	34.40	10.92	12.25	21.84

که در آن W<sub>i</sub> وزن دیافراگم و اجزای متصل به آن در تراز نام، شامل قسمتی از بار زنده می‌باشد و F<sub>pi</sub> نیروی جانبی وارد به دیافراگم در تراز نام است. همچنین 0.7 AIW<sub>i</sub> حداکثر و 0.35 AIW<sub>i</sub> حداقل مقدار نیروی جانبی وارد به دیافراگم در تراز نام است.

$$F_{pi} = \frac{\left( F_i + \sum_{j=i}^n F_j \right)}{\sum_{j=i}^n W_j} W_i$$

**بارهای ثقلی بر روی تیرها:** طراحی تیرها برای بارهای ثقلی بدون حضور مهاربندها مانند مهاربندهای هم‌محور شورن، نیاز نیست. معمولاً اثر بارهای ثقلی بر روی تیرهای مهاربندی شده و اگرچنانچه مهم نیست لیکن در برخی حالات طراحان تنش‌های حاصل از بارهای ثقلی را با تنش‌های ایجاد شده در اثر بارهای جانبی ترکیب می‌کنند. در شکل ۱۰-۲۶ هندسه قاب و

نیروهای جانبی اعمال شده بر آن نشان داده شده است. نیروی جانبی ناشی از بارهای زلزله توزیع شده بین قاب، نصف شده و به صورت مساوی در سمت چپ و راست قاب قرار داده شده‌اند.



شکل ۱۰-۲۶ نمای جنوبی سازه و بارهای جانبی توزیع شده بین طبقات

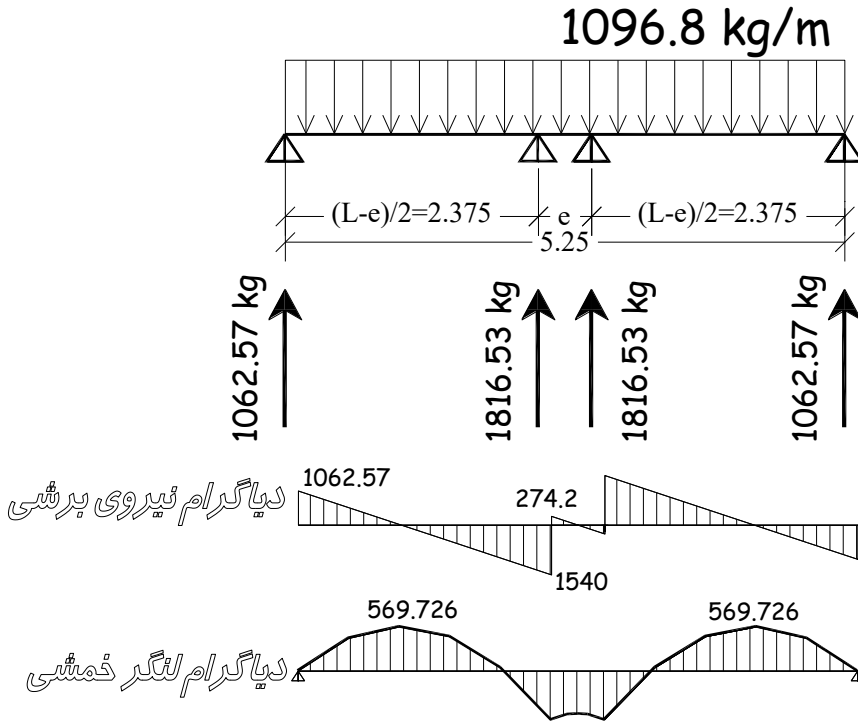
در شکل ۱۰-۲۷، نیروهای ثقلی اعمال شده بر تیر طبقه اول نشان داده شده است.

$$W_D = \left(\frac{4.2}{5}\right) \times 420 + \left(\left(\frac{3.2}{2} + \frac{3.2}{2}\right) \times 180\right) = 352.8 + 576 = 928.8 \frac{kg}{m}$$

$$W_L = \left(\frac{4.2}{5}\right) \times 200 = 168 \frac{kg}{m}$$

در محاسبه نیروهای ثقلی وارد بر تیر، نصف دیوار بالا و نصف دیوار پایین در نظر گرفته شده است.

همچنین در این مثال، دیوارهای جانبی در دورتادور پلان و بدون بازشو در نظر گرفته شده است.



شکل ۱۰-۲۷ بارهای ثقلی بر روی تیر

$IPE300$  ∴  $A = 53.8cm^2$   $I = 8356cm^4$   $e = 50cm$

**بارهای ثقلی ستون‌ها:** بایستی قاب برای بحرانی‌ترین حالت ترکیب بارهای مرده، زنده، باد و زلزله طراحی گردد. به‌رحال نیروی ایجاد شده در ستون‌ها به سبب بارهای جانبی، به مقاومت تیر رابط EBF وابسته بوده و تا وقتی که طولی برای تیر رابط در نظر گرفته نشود، نمی‌توان نیروی ایجاد شده در آن را تعیین نمود. در جدول زیر نیروهای ثقلی یکی از ستون‌های دهانه مهاربندی شده B-4 به صورت خلاصه آورده شده است.

طبقه	سطح بارگیر	مجموع سطوح	بار مرده(تن)	بار دیوار(تن)	بار زنده(تن)	$\Sigma D$	$\Sigma L$	$\Sigma(D+L)$
طبقه ۳	8.87	8.87	2927.1	1825.2	1330.5	4752.3	1330.5	6082.8
طبقه ۲	8.87	17.74	3725.4	2434.6	1774	10912.3	3104.5	14016.8
طبقه ۱	8.87	26.61	3725.4	2434.6	1774	17072.3	4878.5	21950.8

برای یک ستون، مقدار سهم بار ثقلی آن به صورت زیر است:

$$\left(\frac{3.2}{2} + \frac{5.25}{2}\right) \times \frac{4.2}{2} = 8.87m^2$$

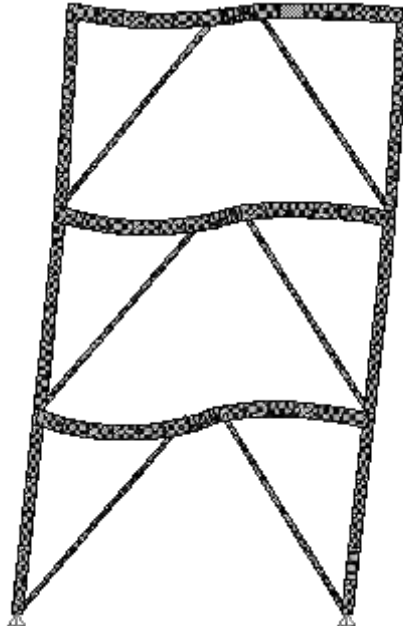
بار مرده هر یک از ستون‌ها از ضرب سطح بارگیر در شدت بار مرده بدست آمده است. وزن مرده واحد سطح بام برابر ۳۳۰ کیلوگرم بر متر مربع، وزن مرده واحد سطح طبقات به همراه سربار معادل، برابر ۴۲۰ کیلوگرم بر متر مربع و وزن واحد سطح دیوارهای پیرامونی برابر ۱۸۰ کیلوگرم بر متر مربع می‌باشد. بار دیوارهای پیرامونی در طبقات به صورت زیر تعیین شده است:

$$\left(\frac{3.2}{2} + \frac{5.25}{2}\right) \times 3.2 \times 180 = 2433.6 \text{ kg}$$

و در بام با توجه به ارتفاع جان‌پناه به میزان ۸۰ سانتیمتر داریم:

$$\left(\frac{3.2}{2} + \frac{5.25}{2}\right) \times \left(\frac{3.2}{2} + 0.8\right) \times 180 = 1825.2 \text{ kg}$$

**تحلیل ارتجاعی قاب:** برای تعیین دوره تناوب تحلیلی و تعیین دوران‌های ایجاد شده در تیر پیوند و همچنین تعیین جابجایی ایجاد شده در طبقات نیاز به انجام تحلیل کامپیوتری است. در تحلیل انجام شده بایستی اثر تغییرشکل‌های برشی تیر در نظر گرفته شود. اثر تغییرشکل‌های برشی به طول و مقطع تیر رابط بستگی دارد.



شکل ۱۰-۲۸ تغییرشکل جانبی سازه

تغییرشکل طبقه (cm)	تغییرشکل کلی (cm)	طبقه
--------------------	-------------------	------

<sup>1</sup> Elastic Analysis of Frame

طبقه ۳	1.22	0.61
طبقه ۲	0.61	0.42
طبقه ۱	0.20	0.20

همچنین در جدول زیر خلاصه‌ای از تحلیل ارتجاعی قاب ارائه شده است. وقتی در دو طرف قاب نیروهایی برابر قرار گیرند، در تیر رابط ( $P_{Link}$ ) نیروی محوری برابر صفر خواهد بود. در جدول زیر  $P_{Beam}$ ،  $V_{Link}$  و  $M_{Link}$  به ترتیب، نیروی محوری، نیروی برشی و لنگر خمشی ایجاد شده در تیر، به سبب نیروهای جانبی می‌باشد.

طبقه	$V_x$ (تن)	کل جابجایی	$P_{Link}$ (تن)	$P_{Beam}$ (تن)	$V_{Link}$ (تن)	$M_{Link}$ (تن متر)	$V'_{Link}$ (تن)	$M'_{Link}$ (تن متر)	تیر رابط
طبقه ۳	8.05	1.22	0	4.060	4.93	1.23	0.20	0.30	e=50cm
طبقه ۲	14.70	0.61	0	7.361	8.94	2.24	0.27	0.50	e=50cm
طبقه ۱	18.03	0.20	0	9.032	10.97	2.74	0.27	0.56	e=50cm

همچنین  $M'_{Link}$  و  $V'_{Link}$  به ترتیب، نیروی برشی و لنگر خمشی ایجاد شده در تیر، به سبب بارهای قائم می‌باشد. با استفاده از نتایج بدست آمده تحلیل ارتجاعی قاب، می‌توان برای تعیین دوره تناوب تحلیلی و مقایسه آن با دوره تناوب تجربی از روش رایلی ارائه شده در رابطه ۲-۸ استاندارد ۲۸۰۰ مطابق جدول زیر استفاده نمود:

طبقه	$W_i$ (تن)	$F_i$ (تن)	$\delta_i$ (سانتیمتر)	$W_i \delta_i^2$	$F_i \delta_i$
طبقه ۳	84	15.370	1.22	125.03	18.75
طبقه ۲	104	12.686	0.61	38.70	7.74
طبقه ۱	104	6.3432	0.20	4.16	1.27
$\Sigma$	292	34.40		167.88	27.76

در این مثال، نیروی جانبی هر یک از طبقات به صورت معادل در طرفین قاب مهاربندی شده اعمال شده است.

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\left( \sum_{i=1}^n W_i \delta_i^2 \right)}{\left( g \sum_{i=1}^n F_i \delta_i \right)}} = 2\pi \sqrt{\frac{167.88}{981 \times 27.76}} = 0.493 \text{ sec} > 0.34 \text{ sec}$$

**کنترل تغییرمکان جانبی قاب:** طبق بند ۲-۵ استاندارد ۲۸۰۰ حداکثر پاسخ غیرارتجاعی سازه با رابطه  $\Delta_M = 0.7R\Delta_w$  بدست می‌آید. محدوده تغییرمکان حداکثر  $\Delta_M$  برای سازه‌های با دوره تناوب کمتر از  $0.7$  ثانیه برابر  $\Delta_M < 0.025h$  می‌باشد. بنابراین:

$$0.7 \times 7 \times \Delta_w < 0.025 \times 320 = 8 \text{ cm} \Rightarrow \Delta_w < 1.632 \text{ cm}$$

با مراجعه به نتایج بدست آمده از تحلیل ارتجاعی دیده می‌شود که تمام تغییرمکان‌های بدست آمده از تحلیل ارتجاعی کمتر از مقدار فوق است.

**اندازه تیر رابط:** نیروی برشی ایجاد شده در تیر رابط به سبب بارهای ثقلی چندان اهمیت ندارد. براساس بند 2213.10.5 آیین‌نامه UBC97، جان تیر رابط بایستی از یک جان، بدون ورق تقویتی باشد. همچنین داشتن حفره در تیر رابط مجاز نمی‌باشد و برش ایجاد شده در تیر رابط در اثر بارهای جانبی بایستی از  $0.8$  حداکثر ظرفیت برشی جان کمتر باشد. برای تیر رابط طبقه اول در این مثال داریم:

$$V_l \leq 0.8V_s = 0.8(0.55)F_y dt_w$$

$$F_y = 2400 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$dt_w = \frac{10970}{0.8(0.55)2400} = 10.4 \text{ cm}^2$$

بیشترین کارایی مقطع تیر رابط هنگامی است که حداقل سطح مقطع برشی جان را طوری تامین نمایید که نسبت بین عمق و ضخامت جان تیر رابط حداکثر شود. مقطع IPE300 را انتخاب می‌کنیم:

$$r_x = 12.5 \text{ cm}$$

$$r_y = 3.35 \text{ cm}$$

$$A = 53.8 \text{ cm}^2$$

$$A_f = 16.05 \text{ cm}^2$$

$$Z_x = 628 \text{ cm}^3$$

$$S_x = 557 \text{ cm}^3$$

$$dt_w = 21.3 \text{ cm}^2$$

$$b_f = 15 \text{ cm}$$

**ضریب مقاومت و مقاومت برشی تیر رابط:** برای اینکه تیر رابط دارای رفتار غیرخطی باشد بایستی از بقیه قسمت‌های اتصال ضعیف‌تر طراحی شود تا از جاری شدگی آن اطمینان حاصل شود. بدین منظور تمام اجزای قاب در خارج از تیر پیوند بایستی دارای مقاومتی بیشتر از تیر پیوند باشند.

$$V_s = 0.55F_y dt_w = 0.55 \times 2400 \times 21.3 = 28116$$

مقاومت بقیه قسمت‌های بادبندها بایستی در ضریب  $\phi$  ضرب شوند. مقدار حداقل  $\phi_{\min} = 1/0.8 = 1.25$  می‌باشد.

$$\phi = \frac{V_s}{V_l} = \frac{28116}{10970} = 2.56$$

فشردگی بال تیر<sup>۱</sup>: بایستی  $\frac{b_f}{2t_f} \leq 0.31 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$  باشد.

$$\frac{b_f}{2t_f} = \frac{15}{2 \times 1.07} = 7 \leq 0.31 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.31 \sqrt{\frac{2 \times 10^6}{2400}} = 8.94$$

**طول تیر رابط:** برای اطمینان از جاری شدگی برشی تیر رابط بایستی طول فیوز  $e < \frac{1.6M_s}{V_s}$  باشد.

$$V_s = 0.55 F_y d t_w = 0.55 \times 2400 \times 21.3 = 28116 \text{ kg}$$

$$M_s = Z_x F_y = 628 \times 2400 = 1507200 \text{ kg.cm}$$

$$e = \frac{1.6M_s}{V_s} = 85 \text{ cm}$$

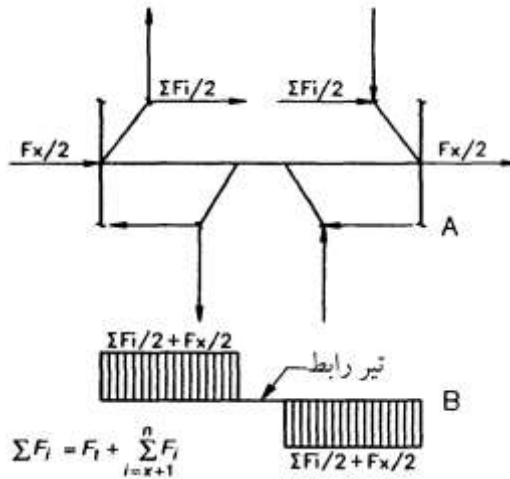
بنابراین IPE300 با طول تیر رابط برابر ۵۰ سانتیمتر به صورت برشی عمل خواهد کرد، مگر اینکه نیروی محوری در تیر رابط خیلی زیاد باشد.

**بار محوری تیر و تیر رابط:** در تیرهای EBF نیروی محوری می‌تواند ظرفیت خمشی تیر را کاهش دهد. تیر رابط بایستی برای اثر ترکیبی نیروهای محوری و خمشی کنترل گردد. این ترکیب بایستی باعث جاری شدگی بال‌ها قبل از جاری شدگی برشی جان تیر گردد. آرایش بادبندها می‌تواند مسیر طی شده توسط نیروی جانبی به دیافراگم و در نهایت انتقال آن به تیر را تغییر دهد. در برخی نرم‌افزارهای طراحی امکان ایجاد دیافراگم صلب<sup>۲</sup> وجود دارد. در صورتی که برای کف، دیافراگم صلب تعریف نمایید، نیروی محوری در تیر ایجاد نمی‌شود. در یک قاب واگرا متقارن، مانند شکل ۱۰-۲۵،  $\Sigma F_i$  مجموع نیروهای جانبی بالا به همراه نیروی شلاقی و  $F_x$  نیروی جانبی همان طبقه می‌باشد.

<sup>1</sup> Beam Compact Flange

<sup>2</sup> Rigid diaphragm





در طبقه اول درقاب مابین محورهای B و C و بر روی محور 4، نیروی جانبی طبقه برابر  $F_x = 3.32$  تن و  $\Sigma F_i = 14.7$  تن می‌باشد. مقدار  $F_x/2$  بیانگر حداقل نیروی کشش ایجاد شده در دیافراگم است. مقدار حداقل نیروی طراحی دیافراگم در قبل بدست آمد، برای طبقه اول برابر  $12/25$  تن می‌باشد و بیشتر از مقدار نیروی جانبی طبقه می‌باشد.

به دلیل وجود دو مهاربند در طبقه

$$F_x = \frac{12.25}{2} = 6.125$$

$$\frac{F_x}{2} = \frac{6.125}{2} = 3.0625 < 3.32$$

بنابراین نیروی ایجاد شده در دیافراگم را برابر  $F_x = 3.32$  در نظر می‌گیریم.

فشردگی جان تیر: مقدار حداکثر نسبت  $\frac{d}{t_w}$  به مقدار نیروی محوری تیر بستگی دارد. برای مقطع

IPE300 داریم:

$$\frac{d}{t_w} = \frac{30}{0.71} = 42.25$$

$$A = 53.8 \text{ cm}^2$$

$$f_a = \frac{\sum \frac{F_i}{2} + \frac{F_x}{2}}{A} = \frac{\frac{14.2}{2} + \frac{3.32}{2}}{53.8} \times 10^3 = 162.82 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\frac{f_a}{F_y} = \frac{162.82}{2400} = 0.068 < 0.16$$

$$\left(\frac{d}{t_w}\right)_{\max} = 109.5 \left(1 - 3.74 \frac{f_a}{F_y}\right) = 109.5(1 - 3.74(0.068)) = 81 > 42.25 \quad \text{OK}$$

بایستی  $\left(\frac{d}{t_w}\right) < 109.5 \left(1 - 3.74 \frac{f_a}{F_y}\right)$  باشد و نمی‌توان با ورق دابل نسبت  $\frac{d}{t_w}$  را کاهش داد.

ترکیب بارهای لینک: بارهای محوری باعث کاهش ظرفیت خمشی تیر می‌شوند. در حالی که برش حاکم است بایستی ظرفیت محوری و خمشی تیر فقط توسط بال‌ها محاسبه شود. برای طبقه اول این ضابطه را کنترل می‌نماییم:

$$P = P_{lu} = \phi P_l = 2.56 \times 0 = 0$$

$$M = M_{lu} = \frac{\phi V_l e}{2} = \frac{2.56 \times 10.97 \times 50}{2} = 702.08 \text{ ton.cm}$$

برای پروفیل IPE300:

$$F_y = 2400 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$A_f = b_f t_f = 16.05$$

$$Z_f = (d - t_f) b_f t_f = (30 - 1.07)(16.05) = 464.32 \text{ cm}^3$$

$$\frac{P}{2A_f} + \frac{M}{Z_f} = \frac{0}{2(16.05)} + \frac{702080}{464.32} = 1512 < F_y = 2400 \quad \text{ok}$$

بازبینی مقاومت برشی تیر رابط و ضریب مقاومت: در صورتی که برش حاکم باشد بایستی از مقاومت خمشی کم نمود.

$$M_{RS} = Z_x (F_y - f_a)$$

صورتی که  $f_a < 0.15 F_y$  باشد می‌توان از  $f_a$  صرف نظر نمود.

$$V_s = 0.55 F_y d t_w = 0.55 \times 2400 \times 21.3 = 28116 \text{ kg}$$

$$M_{RS} = Z_x F_y = 628 \times 2400 = 1507200 \text{ kg.cm}$$

بنابراین حداکثر ظرفیت برشی تیر رابط برابر است با:

$$V_{RS} = \frac{2M_{RS}}{e} = 60288 \text{ kg}$$

در نتیجه برش کنترل کننده به صورت زیر تعیین می‌شود:

$$V_{\text{CONTROLLING CAPACITY}} = \min(V_s, V_{rs}) = \min(28116, 60288) = 28116 \text{ kg}$$

در نتیجه  $\phi = \frac{V_s}{V_l} = \frac{28116}{10970} = 2.56$  درست می‌باشد.

**فواصل مهار تیرها:** بال‌های بالایی و پایینی قاب‌های مهاربند واگرا باید در محل اتصال مهاربند و

در فواصل نه بزرگتر از  $L_{UNBRACEDMAX} = \frac{635}{\sqrt{F_y}} b_f$  مهار شوند که در اینجا عدد ۱۹۴ سانتیمتر

بدست می‌آید. در این مثال طول تیر خارج از تیر رابط ۲/۳۷ متر است بنابراین به یک مهار جانبی در خارج از ناحیه تیر رابط نیاز است.

**تحلیل تیر:** آنسوی تیر رابط، تیر بایستی ظرفیت کافی برای تحمل ۱/۵ برابر بارهای محوری و خمشی را داشته باشد.

$$P_{bu} = 1.5\phi \left( \sum \frac{F_i}{2} + \frac{F_x}{2} \right) = 1.5(2.56) \left( \frac{14.2}{2} + \frac{3.32}{2} \right) \times 10^3 = 33638 \text{ kg}$$

$$M_{bu} = \frac{1.5\phi V_l e}{2} = \frac{1.5V_s e}{2} = \frac{1.5(28116)(50)}{2} = 1054350 \text{ kg.cm}$$

برای ناحیه خارج از تیر رابط و برای مقطع IPE300 داریم:

$$\frac{kl}{r_y} = \frac{237}{3.35} = 69.5$$

$$F_{ay} = \begin{cases} = \frac{F_y \left[ 1 - \frac{\left( \frac{kl}{r} \right)^2}{2C_c^2} \right]}{F.S} & \frac{kl}{r} \leq C_c \\ = \frac{12\pi^2 E}{23 \left( \frac{kl}{r} \right)^2} & \frac{kl}{r} > C_c \end{cases}$$

$$C_c = \frac{12\pi^2 E}{23 \left( \frac{kl}{r} \right)^2}, \quad F.S = \frac{5}{3} + \frac{3}{8} \frac{kl}{r} - \frac{1}{8} \left( \frac{kl}{r} \right)^3$$

$$C_c = \frac{12\pi^2 \times 2 \times 10^6}{23 \left( \frac{1 \times 237}{3.35} \right)^2} = 2128, \quad F.S = 1.67$$

<sup>1</sup> Beam Brace Spacing

$$\Rightarrow F_{ay} = \frac{F_y \left( 1 - \frac{\left( \frac{kl}{r} \right)^2}{2C_c^2} \right)}{F.S} = \frac{2398}{1.67} = 1428 \frac{kg}{cm^2}$$

همچنین تنش اوپلر به صورت زیر است:

$$F'_{ey} = \frac{12 \pi^2 E}{23 \lambda_b^2} = \frac{105 \times 10^5}{\lambda_b^2}$$

$$F'_{ey} = \frac{12 \pi^2 E}{23 \lambda_b^2} = \frac{105 \times 10^5}{69.5^2} = 2173 \frac{kg}{cm^2}$$

$$P_{cr} = 1.7 F_a A = 1.7(1428)(53.8) = 130604 \text{ kg}$$

$$P_e = \frac{23}{12} F'_e A = \frac{23}{12} (2173)(53.8) = 224072 \text{ kg}$$

$$M_p = Z_x F_y = 628 \times 2400 = 1507200 \text{ kg.cm}$$

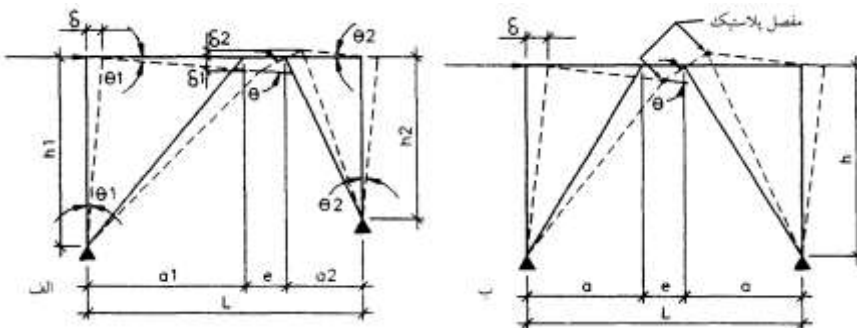
$$C_{mx} = 0.85$$

دو ضابطه زیر نیز بایستی برقرار باشند:

$$\frac{P}{P_{cr}} + \frac{C_{mx} M_x}{\left( 1 - \frac{P}{P_e} \right) M_p} = \frac{33638}{130604} + \frac{0.85(1054350)}{\left( 1 - \frac{33638}{224072} \right) 1507200} = 0.95 < 1 \quad OK$$

$$\frac{P}{P_y} + \frac{M_x}{1.18 M_p} = \frac{33638}{129120} + \frac{1054350}{1.18 \times 1507200} = 0.85 < 1 \quad OK$$

**دوران تیر رابط:** شکل‌پذیری یک مهاربند واگرا وابسته به چرخش لینک است. با استفاده از هندسه قاب می‌توان دوران آن را تعیین نمود. در شکل زیر در صورتی که  $\theta$  زاویه دوران تیر رابط نسبت به وضعیت اولیه آن باشد، داریم:



شکل ۱۰-۳ دوران تیر رابط

$$\theta_1 = \frac{\delta}{h_1} \quad , \quad \theta_2 = \frac{\delta}{h_2}$$

$$\delta_1 = \theta_1 a_1 \quad , \quad \delta_2 = \theta_2 a_2$$

$$\theta = \theta_1 + \frac{\delta_1}{e} + \frac{\delta_2}{e}$$

$$\theta = \frac{\delta_1}{h_1} + \frac{\delta a_1}{h_1 e} + \frac{\delta a_2}{h_2 e}$$

برای یک قاب متقارن داریم:

$$a_1 = a_2 \quad , \quad h_1 = h_2$$

$$\theta = \frac{\delta}{h} \left( 1 + \frac{2a}{e} \right)$$

بر اساس استاندارد ۲۸۰۰:

$$\Delta_M = 0.7R\Delta_w$$

مقدار تغییرمکان نسبی قاب در طبقه اول برابر با ۰/۲ سانتیمتر است. در نتیجه:

$$\Delta_M = 0.7 \times 7 \times 0.2 = 0.98$$

$$\Rightarrow \theta = \frac{\delta}{h} \left( 1 + \frac{2a}{e} \right) = \frac{0.98}{320} \left( 1 + \frac{2(237)}{50} \right) = 0.032 \text{ radian} < 0.08 \text{ radian}$$

همچنین می‌توان با استفاده از ضابطه حداکثر دوران تیر رابط، مقدار حداقل طول تیر رابط را تعیین نمود:

$$\theta_{\max} = \frac{\delta}{h} \left( 1 + \frac{2a}{e_{\min}} \right) = \frac{\delta}{h} \left( \frac{L}{e_{\min}} \right) \Rightarrow e_{\min} = \frac{\delta}{h} \left( \frac{L}{\theta_{\max}} \right) = \left( \frac{0.7R\delta_w}{h} \right) \left( \frac{L}{\theta_{\max}} \right)$$

$$\Rightarrow e_{\min} = \left( \frac{0.7 \times 7 \times 0.2}{320} \right) \left( \frac{525}{0.08} \right) = 20 \text{ cm}$$

**تحلیل مهاربندها:** برای اطمینان از اینکه مقاومت مهاربندها از مقاومت تیر رابط بیشتر باشد، بایستی مقاومت فشاری هر یک از مهاربندها حداقل ۱/۵ برابر مقاومت تیر رابط باشد.

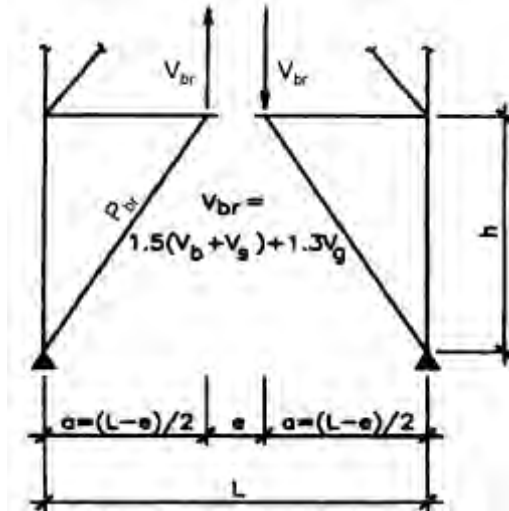
$$V_{br} = 1.5(V_b + V_s)$$

$$V_s = 0.55 F_y dt_w = 0.55 \times 2400 \times 21.3 = 28116 \text{ kg}$$

$$M_s = \frac{V_s e}{2} = \frac{28116 \times 50}{2} = 702900 \text{ kg.cm}$$

$$V_b = \frac{M_s}{\left( \frac{L-e}{2} \right)} = \frac{702900}{\frac{525-50}{2}} = 2959.6 \text{ kg}$$

$$V_{br} = 1.5(2959.6 + 28116) = 46613 \text{ kg}$$



شکل ۱۰-۳۱ نیروی برشی مهاربند

در صورتی که  $V_g$  نیروی برشی ناشی از نیروهای ثقلی باشد:

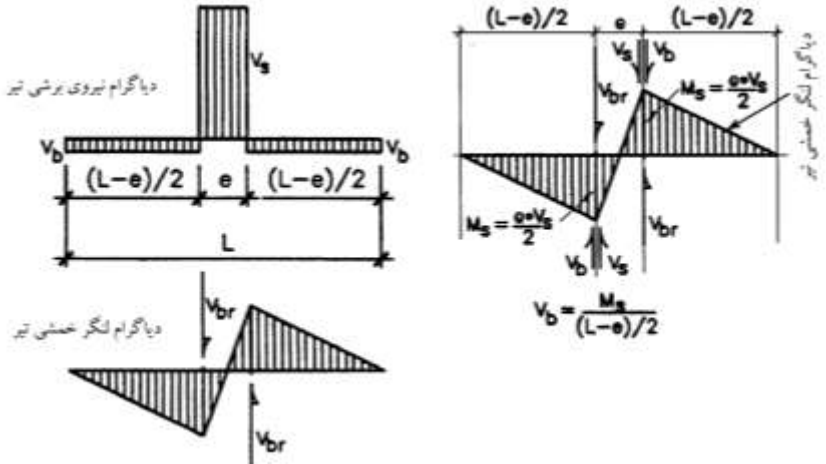
$$L_{br} = \sqrt{237^2 + 320^2} = 398 \text{ cm}$$

$LF = 1.3$  ضریب بار در طراحی پلاستیک

$$P_{br} = V_{br} \left( \frac{L_{br}}{h} \right) + V_g \left( \frac{L_{br}}{h} \right) LF$$

$$= 46613 \left( \frac{398}{320} \right) + (274.2 + 1540) \left( \frac{398}{320} \right) \times 1.3 = 60908 \text{ kg}$$

اتصال بین مهاربند و تیر بایستی قادر به انتقال لنگر از مهاربند به تیر باشد. بنابراین در مدل کامپیوتری بایستی اتصال تیر به مهاربند به صورت گیردار مدل شود. لیکن در صورتی که این اتصال به صورت مفصلی در نظر گرفته شود، برای در نظر گرفتن اثر لنگر در تیر رابط می‌توان نیروی محوری را ۱۵ تا ۲۰٪ افزایش داد. در تحلیل فرض بر آن بوده که اتصال بین تیر و ستون ساده و اتصال بین تیر و مهاربند گیردار می‌باشد. با استفاده از تحلیل ارتجاعی قاب مقدار نیروی محوری ایجاد شده در هر یک از مهاربندها در اثر اعمال نیروهای جانبی برابر ۱۵۷۰۲ کیلوگرم و لنگر خمشی ایجاد شده در آن برابر ۲۴۰ کیلوگرم در متر می‌باشد.



شکل ۱۰-۳۲ نیروهای قائم مهاربند

$$P = 1.5\phi P_{Elastic} = 1.5 \times 2.56 \times 15702 = 60295 \text{ kg}$$

$$M = 1.5\phi M_{Elastic} = 1.5 \times 2.56 \times 240 \times 10^2 = 92160 \text{ kg.cm}$$

برای دابل ناودانی ۱۴۰ داریم:

$$F_y = 2400 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad A = 40.8 \text{ cm}^2 \quad r = 4.5 \text{ cm} \quad Z_x = 206.4 \text{ cm}^3$$

$$\frac{kL}{r} = \frac{398}{4.5} = 88.4$$

$$C_c = \frac{12\pi^2 \times 2 \times 10^6}{23 \left( \frac{398}{4.5} \right)^2} = 1316.5, \quad F.S = 1.69$$

$$\Rightarrow F_{ay} = 1417 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

همچنین تنش اویلر به صورت زیر است:

$$F'_{ey} = \frac{12}{23} \frac{\pi^2 E}{\lambda_b^2} = \frac{105 \times 10^5}{\lambda_b^2}$$

$$F'_{ey} = \frac{12}{23} \frac{\pi^2 E}{\lambda_b^2} = \frac{105 \times 10^5}{88.4^2} = 1342 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$P_{cr} = 1.7 F_a A = 1.7(1417)(40.8) = 98283 \text{ kg}$$

$$P_e = \frac{23}{12} F'_e A = \frac{23}{12}(1342)(40.8) = 104944 \text{ kg}$$

$$P_y = F_y A = 2400 \times 40.8 = 97920 \text{ kg}$$

$$M_p = Z_x F_y = 206.4 \times 2400 = 495360 \text{ kg.cm}$$

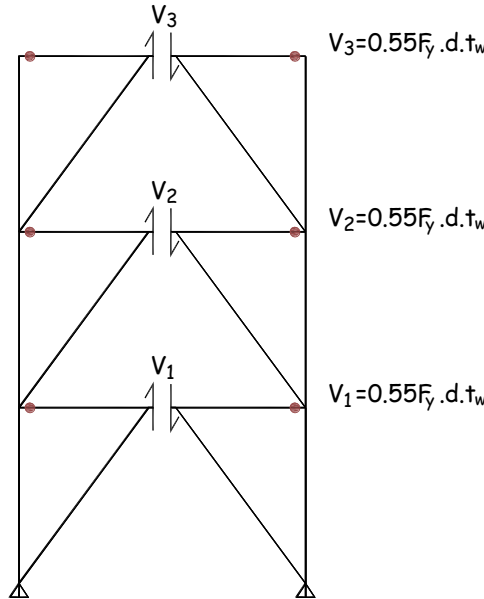
$$C_m = 0.85$$

دو ضابطه زیر نیز بایستی برقرار باشند:

$$\frac{P}{P_{cr}} + \frac{C_m M}{\left(1 - \frac{P}{P_e}\right) M_p} = \frac{60295}{98283} + \frac{0.85(92160)}{\left(1 - \frac{60295}{104944}\right) 495360} = 0.98 < 1 \quad OK$$

$$\frac{P}{P_y} + \frac{M}{1.18 M_p} = \frac{60295}{97920} + \frac{92160}{1.18 \times 495360} = 0.77 < 1 \quad OK$$

**تحلیل ستون‌ها:** در مهاربندهای EBF بایستی ستون‌ها در حالت ارتجاعی باقی بمانند. در شکل ۱۰-۳۳ ظرفیت برشی هر یک از تیرهای رابط نشان داده شده است.



شکل ۱۰-۳۳ ظرفیت برشی هر یک از تیرهای رابط

در جدول زیر مقاومت برشی هر یک از تیرها نشان داده شده است.

طبقه	مقطع تیر	$d.t_w$	$V_s = 0.55 F_y d.t_w$	$\Sigma V_s$
طبقه ۳	IPE300	21.3	28116	28116
طبقه ۲	IPE300	21.3	28116	56232
طبقه ۱	IPE300	21.3	28116	84348

$$P_{cu} = 1.25 \left[ \sum \min(V_s, V_{rs}) \right] + 1.3(P_{DL} + P_{LL})$$

برای ستون‌های طبقه اول داریم:

$$\Sigma \min(V_s, V_{rs}) = 84348 \text{ kg}$$



$$\Sigma D = 17072.3 \text{ kg}$$

$$\Sigma D + L = 21950.8 \text{ kg}$$

$$P_{cu} = 1.25 \times 84348 + 1.3 \times 21950 = 133971 \text{ kg}$$

$$M_{cu} = 1.25 \phi M_{ce}$$

در رابطه فوق،  $M_{cu}$  لنگر نهایی طراحی در ستون،  $\phi$  ضریب مقاومت تیر رابط و  $M_{ce}$ ، لنگر ایجاد شده در ستون در اثر نیروهای جانبی که از تحلیل ارتجاعی قاب بدست آمده است. در این مثال، لنگر ایجاد شده در ستون در اثر بارهای جانبی برابر با  $۶۲/۷$  کیلوگرم در متر بدست آمده است. در صورتی که ستون تحت خمش حول محور دیگری قرار دارد، بایستی برای تعیین تنش بحرانی آن اثر دو لنگر با هم ترکیب شود.

$$M_{cu} = 1.25 \times 2.56 \times 62.7 \times 10^2 = 20064 \text{ kg.cm}$$

با استفاده ضوابط طراحی پلاستیک برای IPB160 داریم:

$$F_y = 2400 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad A = 54.3 \text{ cm}^2 \quad Z_y = 170 \text{ cm}^3 \quad r_y = 4.04 \text{ cm}$$

$$\frac{kL}{r_y} = \frac{1 \times 320}{4.04} = 79.2$$

ضریب طول موثر  $k$  برای قاب‌های مهاربندی شده برابر یک می‌باشد.

$$C_c = \frac{12 \pi^2 \times 2 \times 10^6}{23 \left( \frac{1 \times 320}{4.04} \right)^2} = 1641 \quad , \quad F.S = 1.68$$

$$\Rightarrow F_{ay} = 1426 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

همچنین تنش اویلر به صورت زیر است:

$$F'_{ey} = \frac{12 \pi^2 E}{23 \lambda_b^2} = \frac{105 \times 10^5}{79.2^2} = 1673 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$P_{cr} = 1.7 F_a A = 1.7 (1426) (54.3) = 131634 \text{ kg}$$

$$P_e = \frac{23}{12} F'_e A = \frac{23}{12} (1673) (54.3) = 174117 \text{ kg}$$

$$P_y = F_y A = 2400 \times 54.3 = 130320 \text{ kg}$$

$$M_p = Z F_y = 170 \times 2400 = 408000 \text{ kg.cm}$$

$$C_m = 0.85$$

دو ضابطه زیر نیز بایستی برقرار باشند:

$$\frac{P}{P_{cr}} + \frac{C_m M}{\left(1 - \frac{P}{P_e}\right) M_P} = \frac{13397}{131634} + \frac{0.85(20064)}{\left(1 - \frac{13397}{174117}\right) 408000} = 0.15 < 1 \quad OK$$

$$\frac{P}{P_y} + \frac{M}{1.18 M_P} = \frac{13397}{130320} + \frac{20064}{1.18 \times 408000} = 0.14 < 1 \quad OK$$

ستون‌ها بایستی برای حداکثر نیروی فشاری حاصل کمترین دو مقدار زیر طراحی شوند:

$$P_{\max} = 1.25 \left[ \sum \min(V_s, V_{rs}) \right] + 1.3(P_{DL} + P_{LL})$$

$$P_{\max} = P_{DL} + 0.8P_{LL} + \Omega_0 P_E$$

و همچنین برای حداکثر کشش حاصل از کمترین دو مقدار زیر طراحی شوند:

$$P_{\min} = 1.25 \left[ \sum \min(V_s, V_{rs}) \right] - 0.85P_{DL}$$

$$P_{\min} = 0.85P_{DL} - \Omega_0 P_E$$

**طراحی فونداسیون:** مقدار شکل‌پذیری فونداسیون، به شکل‌پذیری سازه فوقانی بستگی دارد. در صورتی که شکل‌پذیری فونداسیون کم باشد، بایستی برای نیروهای بزرگتری طراحی شود. دو روش طراحی برای فونداسیون وجود دارد. در روش اول که بیشتر مورد استفاده قرار می‌گیرد، فونداسیون براساس آیین‌نامه‌های طراحی برای اثر بارهای بدون ضریب مرده، زنده و زلزله طراحی می‌شود. طراحی اتصال ستون به صفحه ستون بایستی قادر به انتقال تمام نیروهای طراحی باشند. در روش دوم، اتصال ستون به فونداسیون برای حداکثر ظرفیت ستون طراحی می‌شود. در این حالت فونداسیون بایستی برای حداکثر نیروی فشاری حاصل از کمترین دو مقدار زیر طراحی شود:

$$P_{\max} = 1.25 \left[ \sum \min(V_s, V_{rs}) \right] + 1.3(P_{DL} + P_{LL})$$

$$P_{\max} = P_{DL} + 0.8P_{LL} + \Omega_0 P_E$$

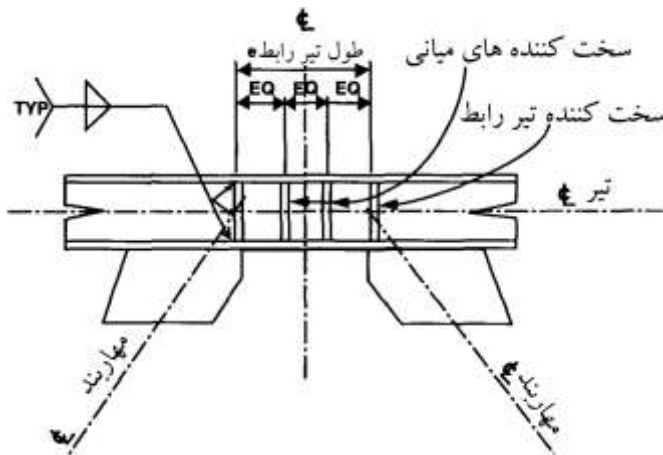
و همچنین برای حداکثر کشش حاصل از کمترین دو مقدار زیر طراحی شوند:

$$P_{\min} = 1.25 \left[ \sum \min(V_s, V_{rs}) \right] - 0.85P_{DL}$$

$$P_{\min} = 0.85P_{DL} - \Omega_0 P_E$$

**سخت‌کننده‌های تیر:** برای جلوگیری از کمناش جان و اطمینان از شکل‌پذیری برشی جان در داخل تیر نیاز به سخت‌کننده می‌باشد. سخت‌کننده‌ها در انتهای تیر رابط مورد نیاز است و فاصله آنها از یکدیگر مساوی می‌باشد. طبق مبحث دهم در صورتی که تیر در برش جاری شود نیاز به سخت‌کننده‌های میانی است. برای قطعات رابط با زاویه دوران  $0.08$  رادیان فواصل نباید از  $30t_w - \frac{d}{5}$  تجاوز کند. برای قطعات رابط با زاویه دوران  $0.02$  رادیان یا کمتر فواصل نباید از

برای تیرهای  $50t_w - \frac{d}{5}$  تجاوز کند. برای زاویه دوران مابین آنها از درون‌یابی استفاده شود. برای تیرهای پیوندی که عمق آنها کمتر از ۶۰ سانتیمتر باشد، تقویت‌کننده‌های عرضی میانی فقط لازم است در یک طرف جان تیر پیوند به کار برده شوند. در غیر این صورت، تقویت‌کننده‌های عرضی میانی باید به صورت جفت، در دو طرف جان تیر پیوند تعبیه گردند. ضخامت آنها حداقل ۱ سانتیمتر یا ۰.۷۵٪ ضخامت جان تیر و عرض آنها نباید کمتر از  $\left(\frac{b_f}{2}\right) - t_w$  باشد. در شکل ۱۰-۳۴ نحوه جایگذاری سخت‌کننده‌های تیر رابط نشان داده شده است.



شکل ۱۰-۳۴ سخت‌کننده‌های تیر رابط

برای تیر IPE300، با زاویه دوران  $\theta = 0.032$  رادیان داریم:

$$\theta = 0.02 \quad \text{حداکثر فواصل سخت‌کننده برای } \theta = 0.02 = 50t_w - \frac{d}{5} = 50 \times 1.07 - 6 = 47.5 \text{ cm}$$

$$\theta = 0.08 \quad \text{حداکثر فواصل سخت‌کننده برای } \theta = 0.08 = 30t_w - \frac{d}{5} = 30 \times 1.07 - 6 = 26.1 \text{ cm}$$

$$\text{حداکثر فواصل سخت‌کننده} = 26.1 + \frac{47.5 - 26.1}{0.02} (0.032 - 0.02) = 39 \text{ cm}$$

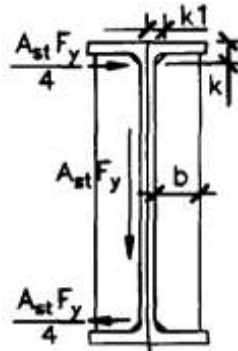
بنابراین برای تیر IPE300 با طول تیر رابط ۵۰ سانتیمتر به یک سخت‌کننده میانی در یک طرف تیر نیاز است. حداقل ضخامت سخت‌کننده برابر یک سانتیمتر در نظر گرفته می‌شود.

$$\text{حداقل عرض سخت‌کننده} > \left(\frac{b_f}{2}\right) - t_w = \frac{15}{2} - 1.07 = 6.4 \text{ cm}$$

**جوش سخت‌کننده‌ها:** گوشه‌های گوشه‌ای که ورق‌های سخت‌کننده را به جان تیر جوش می‌دهند، باشد قادر به حمل نیروی  $A_{st}F_y$  باشد که در آن  $A_{st} = bt$  است. جوش‌های گوشه‌ای که

ورق‌های سخت کننده را به بال تیر جوش می‌دهند، باشد قادر به حمل نیروی  $\frac{A_{st}F_y}{4}$  باشد. ظرفیت جوش ۱/۷ مقدار مجاز می‌باشد. اگر از الکتروود E60 استفاده نماییم داریم:

$$F_w = 1.7(0.3)(4200)(0.707) = 1514 \frac{kg}{cm^2}$$



شکل ۱۰-۳۵ جوش سخت کننده‌های تیر

حداقل بعد جوش در صورتی که سرتاسر جان جوش شود:

$$a_{WEH(\min)} = \frac{A_{st}F_y}{F_w(d-2k)} = \frac{6.4 \times 1 \times 2400}{1514 \times (30 - 2 \times 2.57)} = 0.4$$

حداقل بعد جوش گوشه با توجه به ضخامت ورق کمتر برابر ۰/۵ سانتیمتر است بنابراین بنابراین از بعد جوش ۰/۵ سانتیمتر برای اتصال سخت کننده‌ها به جان استفاده می‌شود. برای اتصال سخت کننده‌ها به بال داریم:

$$a_{FLANG(\min)} = \frac{A_{st}F_y}{F_w(b-k_1)} = \frac{6.4 \times 2400}{1514(6.4 - 1.855)} = 0.56$$

حداقل بعد جوش گوشه با توجه به ضخامت ورق کمتر برابر ۰/۵ سانتیمتر است بنابراین بنابراین از بعد جوش ۰/۶ سانتیمتر برای اتصال سخت کننده‌ها به بال استفاده می‌شود.

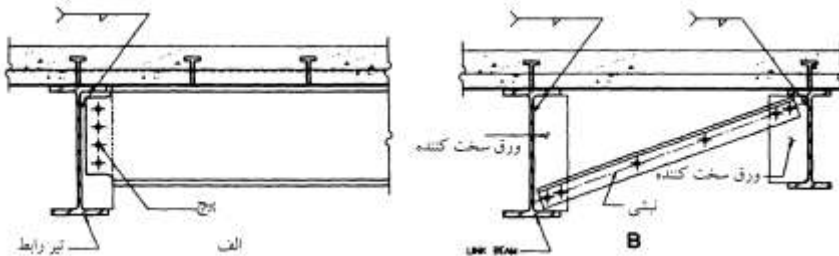
**مهاری جانبی تیرها:** در دو انتهای هر دو بال تیر پیوند، باید مهارهای جانبی تعبیه شود، این

مهاری باید دارای سختی کافی بوده و فاصله آنها نبایستی بزرگتر از  $\frac{635}{\sqrt{F_y}}$  برابر عرض بال باشد.

مهاری انتهایی برای تحمل بار  $0.06F_y b_f t_f$  و مهارهای داخلی برای  $0.01F_y b_f t_f$  طراحی گردند. بنابراین برای IPE300 داریم:

$$P_{Brace} = 0.06F_y b_f t_f = 0.06 \times 2400 \times 15 \times 1.07 = 2311.2 kg$$

بال بالایی ممکن است توسط بتن مهار شود لیکن بال پایینی را بایستی مهار نمود. در شکل ۱۰-۳۶ الف، از جان سخت‌کننده برای مهار بال پایین تیر استفاده شده است و سخت‌کننده نیروی مهاری را به پرلین‌ها منتقل می‌نماید. در این حالت می‌توان ظرفیت اتصال را یک سوم افزایش داد. در حالتی که تیرهای فرعی به موازات تیر رابط قرار دارند (مانند شکل ۱۰-۳۶ ب) می‌توان از دوپل نبشی برای مهار تیر استفاده نمود. مقطع تیر در خارج از ناحیه تیر پیوند باید به صورت فشرده باشد. برای این منظور، ضمن رعایت محدودیت‌های عرض به ضخامت اجزای مقطع و پیوسته بودن اتصال جان و بال، در مکان‌هایی که محاسبات نشان می‌دهد، بال‌های بالایی و پایینی تیر باید به صورت جانبی مهار شوند. این مهارها باید دارای سختی جانبی کافی باشند و طوری طراحی شوند که قادر به تحمل نیروی جانبی حداقل برابر با  $0.02F_y b_f t_f$  باشند.



شکل ۱۰-۳۶ انواع مهار جانبی

**اتصال مهاربند به تیر:** بایستی این اتصال قادر به انتقال مقاومت فشاری مهاربند به جان تیر رابط باشد. هیچ قسمتی از اتصال نبایستی در قسمت تیر رابط قرار گیرد.

**اتصال مهاربند به ستون و تیر به ستون:** این اتصال قادر به انتقال مقاومت فشاری مهاربند به ستون باشد. ضوابط طراحی این اتصال مشابه مهاربندهای هم‌محور است.

مثال طراحی مهاربندهای هم‌محور با شکل‌پذیری ویژه<sup>۱</sup> (SCBF): پلان یک ساختمان ۳ طبقه مانند شکل ۱۰-۳۷ را در نظر بگیرید. محل احداث ساختمان در شهر ملایر می‌باشد که پهنه لرزه‌ای خیزی زیاد قرار دارد. نوع خاک III و کاربری آن مسکونی می‌باشد. قاب محور A در شکل ۱۰-۳۸ نشان داده شده است. در جهت شرقی- غربی قاب خمشی، و در جهت شمال- جنوب مهاربندهای همگرا بر روی محورهای A و E قرار دارند. نوع سقف مرکب با ضخامت بتن ۸ سانتیمتر می‌باشد. وزن مخصوص بتن ۲۴۰۰ کیلوگرم بر متر مکعب در نظر گرفته شود. ارتفاع کف تا کف تمام طبقات ۳/۲ متر، ارتفاع خالص ۲/۸ متر و ارتفاع جان‌پناه پشت بام ۰/۸ متر در نظر

<sup>1</sup> Special Concentric Braced Frame (SCBF)

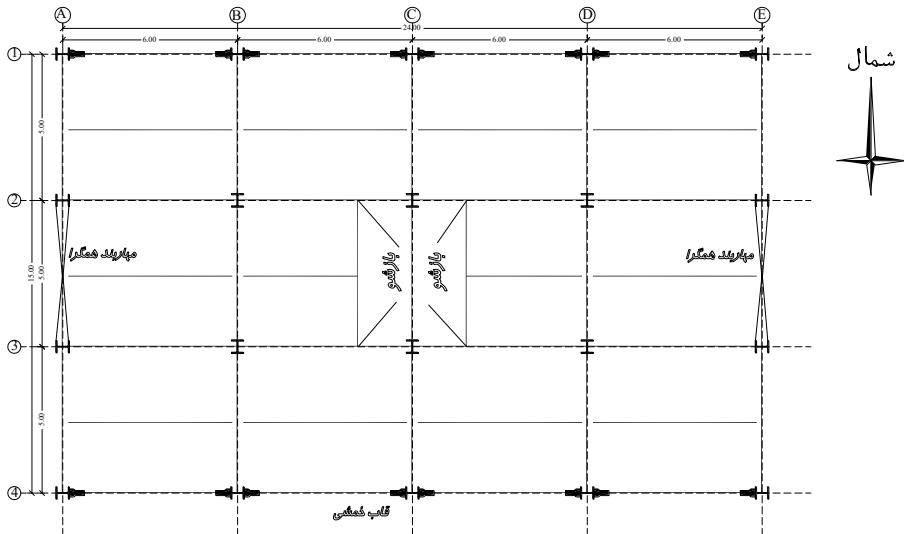
گرفته شود. فرض کنید که تنها دیوارهای پیرامونی در ساختمان وجود دارد. فولاد مصرفی ST37 با تنش تسلیم برابر  $F_y = 2400 \text{ kg/cm}^2$ ، الکتروود مصرفی E60 و نوع بازرسی در کارگاه و به صورت چشمی ( $\phi = 0.75$ ) می‌باشد. طول تمام دهانه‌های در جهت شرقی - غربی، برابر ۶ متر و در جهت شمال - جنوب برابر ۵ متر می‌باشد. مهاربندهای همگرای ویژه را طراحی کنید. با توجه به نوع کاربری ساختمان، وزن بار زنده برای کف طبقات ۲۰۰ کیلوگرم بر متر مربع، بام ۱۵۰ کیلوگرم بر متر مربع و راه پله ۳۵۰ کیلوگرم بر متر مربع می‌باشد. وزن مرده واحد سطح بام برابر ۳۳۰ کیلوگرم بر متر مربع، وزن مرده واحد سطح طبقات به همراه سربار معادل، برابر ۴۲۰ کیلوگرم بر متر مربع و وزن واحد سطح دیوارهای پیرامونی برابر ۱۸۰ کیلوگرم بر متر مربع می‌باشد.

**محاسبه ضریب برش پایه:** برای محاسبه نیروی زلزله وارد بر این ساختمان از تحلیل استاتیکی استفاده شده است و بر اساس معیار آیین نامه ۲۸۰۰ ایران ضرایب به صورت زیر استخراج گردیده است. با توجه به لرزه‌خیزی منطقه،  $A=0.3g$ ، نوع کاربری مسکونی  $I=1$  و سیستم لرزه‌بر قاب ساختمانی در جهت شمال - جنوب قاب ساده به همراه مهاربند همگرای ویژه بوده که ضریب رفتار برابر ۶ می‌باشد. مقادیر  $T_0$ ،  $T_s$  و  $S$  به صورت زیر می‌باشند:

$$T_0=0.15$$

$$T_s=0.7$$

$$S=1.75$$



شکل ۱۰-۳۷ پلان و محل قرار گیری مهاربندها

ارتفاع ساختمان از تراز پایه برابر ۹/۶ متر می‌باشد. بنابراین دوره تناوب تجربی سازه با توجه به اینکه سازه مهاربندی است، در هر جهت شمال - جنوب به صورت زیر تعیین می‌گردد:

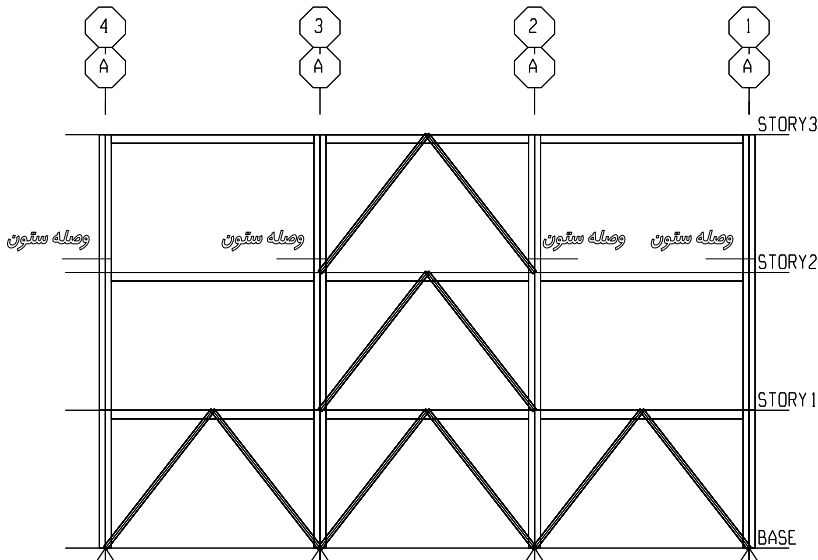
$$T = 0.05H^{3/4} = 0.27\text{sec} \Rightarrow T_{\max} = 1.25 \times 0.27 = 0.34\text{sec}$$

$$B = 1 + S = 1 + 1.75 = 2.75 \quad T_0 < T < T_s$$

$$\Rightarrow C = \left( \frac{ABI}{R} \right) = \frac{0.30 \times 2.75 \times 1}{6} = 0.1375$$

$$\Rightarrow V = 0.1375W$$

ضریب اصلاحی  $1/25$  در محاسبه پریود ساختمان با فرض بزرگتر بودن پریود تئوری نسبت به پریود تجربی و مطابق تبصره ۱ بند ۲-۳-۶ آیین نامه ۲۸۰۰ می‌باشد. به طور تجربی ارتعاش تئوریک سازه از پریود ارتعاش تجربی که با فرمول فوق محاسبه می‌شود بزرگتر است. طبق بند فوق الذکر در این صورت می‌توان پریود تجربی را ۲۵ درصد افزایش داد به شرط آنکه از پریود تئوری بزرگتر نشود. از آنجا که در اکثر سازه‌ها پریود تئوری بزرگتر است در این پروژه از ضریب افزایش استفاده کرده و پس از انجام تحلیل صحت فرض را کنترل خواهیم کرد. از آنجا که مقدار پریود محاسبه شده کمتر از  $0/7$  ثانیه است طبق بند ۲-۳-۹ آیین نامه ۲۸۰۰ در توزیع نیروی زلزله می‌توان از نیروی شلاقی صرف‌نظر نمود.



شکل ۱۰-۳۸ نمای قاب محور A

درصد مشارکت بار زنده در نیروی جانبی برابر  $20\%$  منظور شده است. با اعمال نیروهای محاسبه شده در فوق بر روی سازه، وزن طبقه بام برابر  $140$  تن و وزن طبقات اول و دوم برابر  $197$  تن

بدست آمد. بنابراین وزن کلی ساختمان شامل بارهای مرده به علاوه ۲۰٪ بارهای زنده برابر ۵۳۴ تن برآورد شده است. کل برش پایه در جهت شمال - جنوب:

$$\Rightarrow V = 0.1375W = 0.1375 \times 534 = 73.4 \text{ ton}$$

توزیع نیروی زلزله بین طبقات در هر دو جهت شمال - جنوب به صورت زیر خواهد بود:

برش طبقه	$F_i = \frac{(V - F_1) \times w_i h_i}{\sum_i^n w_i h_i}$	$W_i h_i$	$W_i$ (تن)	ارتفاع از تراز پایه	ارتفاع طبقه	طبقه
30.49	30.49	1344	140	9.6	3.2	طبقه ۳
59.10	28.60	1260.8	197	6.4	3.2	طبقه ۲
73.40	14.30	630.4	197	3.2	3.2	طبقه ۱
	$\approx 73.4 \text{ ton}$	3235.2	534		9.6	مجموع

اگرچه مرکز جرم و سختی در یک نقطه قرار دارند، لیکن استاندارد ۲۸۰۰ یک حداقل خروج از مرکزیتی به اندازه ۵٪ بعد سازه در جهت عمود بر اعمال نیرو به عنوان خروج از مرکزیت تصادفی در نظر می‌گیرد.

$$e_{ew} = (0.05) \times 24 = 1.2 \text{ m}$$

هر دو قاب‌های مهاربندی شده و قاب‌های خمشی این پیش‌پیش حاصل از خروج از مرکزیت نیروی جانبی در امتداد شمال - جنوب را تحمل می‌کنند. فرض می‌شود تمام قاب‌های مهاربندی شده دارای سختی یکسانی هستند. لیکن به دلیل سختی بیشتر قاب‌های مهاربندی شده نسبت به سختی قاب‌های خمشی، مقدار سختی هر یک از آنها را به صورت زیر در نظر می‌گیریم:

$$R_1 = R_4 = 1 \quad R_A = R_E = 4$$

توزیع نیروی برشی در جهت شمال - جنوب به صورت زیر است:

$$V_{A,x} = (R_A) \left( \frac{V_x}{\sum R_{N-S}} \pm \frac{(V_x e) \times d}{\sum R_y d^2} \right) = V_{E,x}$$

که در آن  $e$  خروج از مرکزیت پیش‌پیش،  $d$  فاصله قاب تا مرکز سختی طبقه،  $R_{N-S}$  سختی قاب‌های موجود در امتداد شمال - جنوب،  $R_y$  سختی یک قاب مهاربندی یا قاب خمشی نسبت به ستون واقع بر روی محور  $Y$ ام و عمود بر مرکز سختی،  $V_x$  کل نیروی برش زلزله در طبقه  $X$ ام و  $V_{y,x}$  سهم برش زلزله دریافت شده توسط قاب‌های مهاربندی یا قاب خمشی روی محور  $Y$ ها و در طبقه  $X$ ام قرار دارند. فرض نمایید که مرکز جرم و سختی هر دو در وسط پلان قرار دارند.

$$\sum R_{N-S} = 2 \times 4 = 8$$

$$\sum R_y d^2 = 2 \times 1 \times (7.5^2) + 2 \times 4 \times (12^2) = 1264.5$$

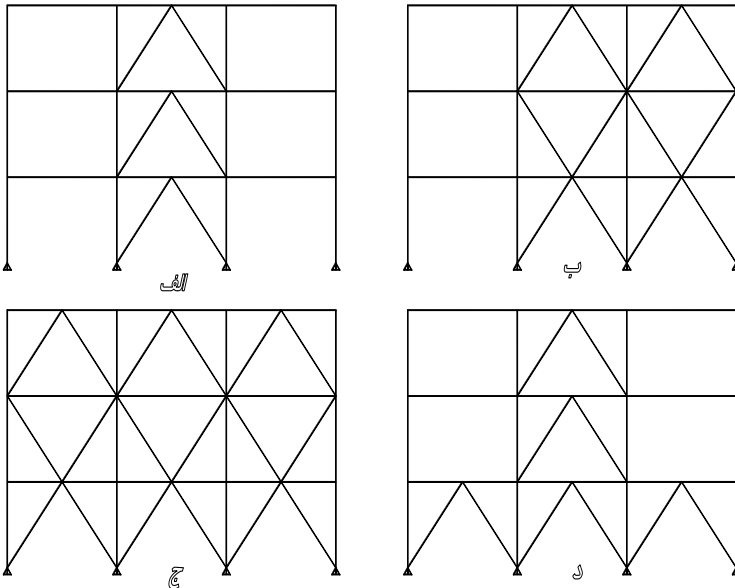


$$V_{A,x} = 4.0 \left[ \frac{V_x}{8} \pm \frac{(V_x \times 1.2) \times 12}{1264.5} \right] = 4(0.125V_x + 0.011V_x) = 0.545V_x$$

در جدول زیر لنگر واژگونی نشان داده شده است.

طبقه	$V_x$ (تن)	ارتفاع طبقه (متر)	$V_x h_x$	لنگر واژگونی
				$M_x = \sum V_x h_x$
طبقه ۳	30.49	3.2	97.57	97.57
طبقه ۲	59.10	3.2	189.12	286.69
طبقه ۱	73.40	3.2	234.88	521.57
مجموع			521.57	521.57

روش‌های مختلفی را می‌توان برای پیکربندی مهاربندها در نظر گرفت. در شکل ۱۰-۳۹ چند نمونه از روش‌های مهاربند و آرایش مهاربندها در ارتفاع نشان داده شده است.



شکل ۱۰-۳۹ آرایش‌های مختلف پیکربندی مهاربندها (الف) یک دهانه مهاربندی شده (ب) دو دهانه مهاربندی شده (ج) سه دهانه مهاربندی شده (د) دهانه‌های مهاربندی شده ترکیبی لنگر واژگونی به صورت زیر بین قاب‌های توزیع می‌گردد:

$$M_{A,x} = M_{E,x} = 0.545M_x$$

که در آن،  $M_x$  کل لنگر ناشی از نیروی زلزله در طبقه  $x$ ام و  $M_{y,x}$  سهم لنگر یک قاب مهاربندی واقع در محور  $y$ ام و در طبقه  $x$ ام می‌باشد.

در حالتی که یک دهانه مهاربندی شده باشد (حالت الف):

در تراز پایه  $M_{A,1} = M_{E,1} = 0.545 \times 521.57 = 284.25 \text{ ton.m}$

مقدار لنگر واژگونی بایستی توسط بار مرده روی قاب تحمل شود. لیکن برای مقابله با لنگر واژگونی تنها ۸۵٪ بار مرده بایستی در نظر گرفته شود. مقدار نیروی محوری هر یک از ستون‌های روی محور ۲ و ۳ و در طبقه اول از تحلیل سازه و ناشی از تمام بارهای مرده و دیوارهای پیرامونی برابر ۲۳ تن بدست آمد. در محاسبه نیروی ستون می‌توان وزن شالوده و خاک روی نیز در نظر گرفته شود. در اینجا مقدار وزن شالوده و خاک روی آن را برابر ۶ تن در نظر گرفته می‌شود. بنابراین نیروی هر یک از ستون‌ها برابر ۲۹ تن بدست می‌آید.

$$W_{DL} = 2 \times 29 = 58 \text{ ton}$$

$$M_R = W_{DL} \left( \frac{D'}{2} \right)$$

که در آن  $D'$  عرض دهانه مهاربندی در پایه،  $M_R$  لنگر مقاوم در اثر بارهای مرده و  $W_{DL}$  بار مرده قاب مهاربندی است.

$$M_R = 58 \left( \frac{5}{2} \right) (0.85) = 123.25 \text{ ton.m} < 284.25 \text{ ton.m} \quad \text{خوب نیست}$$

**در حالتی که دو دهانه مهاربندی شده باشد (حالت ب):**

مقدار نیروی محوری هر یک از ستون‌های روی محور ۲ و ۳ و در طبقه اول از تحلیل سازه و ناشی از تمام بارهای مرده و دیوارهای پیرامونی برابر ۲۳ تن و ستون واقع در روی محور ۴ برابر ۱۴ تن بدست آمد. در محاسبه نیروی ستون می‌توان وزن شالوده و خاک روی نیز در نظر گرفته شود. در اینجا مقدار وزن شالوده و خاک روی آن را برابر هر یک از ستون‌ها ۶ تن در نظر گرفته می‌شود.

$$W_{DL} = 2 \times 29 + (14 + 6) = 78 \text{ ton}$$

$$M_R = 78 \left( \frac{10}{2} \right) (0.85) = 331 \text{ ton.m} > 284.25 \text{ ton.m}$$

$$\frac{M_R}{M_O} = \frac{331}{284.25} = 1.16 < 1.75 \quad \text{خوب نیست}$$

**در حالتی که سه دهانه مهاربندی شده باشد (حالت ج و د):**

مقدار نیروی محوری هر یک از ستون‌های روی محور ۲ و ۳ و در طبقه اول از تحلیل سازه و ناشی از تمام بارهای مرده و دیوارهای پیرامونی برابر ۲۳ تن و ستون واقع در روی محور ۱ و ۴ برابر ۱۴ تن بدست آمد. در محاسبه نیروی ستون می‌توان وزن شالوده و خاک روی نیز در نظر گرفته شود. در اینجا مقدار وزن شالوده و خاک روی آن را برابر هر یک از ستون‌ها ۶ تن در نظر گرفته می‌شود.

$$W_{DL} = 2 \times 29 + 2 \times 20 = 98 \text{ ton}$$

$$M_R = 98 \left( \frac{15}{2} \right) (0.85) = 624 \text{ ton.m} > 284.25 \text{ ton.m}$$

$$\frac{M_R}{M_O} = \frac{624}{284.25} = 2.19 > 1.75 \quad \text{خوب است}$$

ضریب اطمینان در برابر واژگونی ۱/۷۵ می‌باشد. دیده می‌شود که با افزایش دهانه‌های مهاربندی شده، بازوی لنگر مقاوم بیشتر می‌شود. با توجه به اینکه  $V_{A,x} = V_{E,x} = 0.545 V_x$  برش طبقات دوم و سوم برابر است با:

$$V_{A,3} = V_{E,3} = 0.545 \times 30.49 = 16.62 \text{ ton}$$

$$V_{A,2} = V_{E,2} = 0.545 \times 59.10 = 32.21 \text{ ton}$$

لنگر واژگونی در طبقه سوم برابر است با:

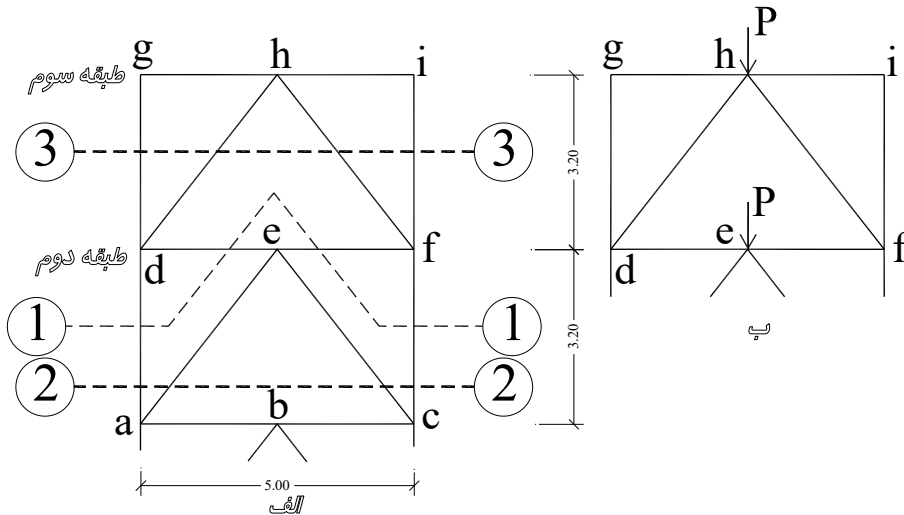
$$M_{A,3} = M_{E,3} = 0.545 \times 97.57 = 53.17 \text{ ton.m}$$

نیروی ناشی از بارهای جانبی: با توجه به شکل ۱۰-۴۰ الف، در برش ۱-۱ با گشتاورگیری حول نقطه f نیروی محوری عضو ad بدست می‌آید:

$$\sum M_f = 0 \Rightarrow 53.17 - P_{ad} \times 5 = 0 \Rightarrow P_{ad} = 10.63 \text{ ton}$$

$$\sum F_y = 0 \Rightarrow -P_{ad} = P_{ef} = -10.63 \text{ ton}$$

طول هر یک از اعضای مهاربندی  $= \sqrt{250^2 + 320^2} = 406 \text{ cm}$



شکل ۱۰-۴۰ نمای قاب مهاربندی شده

در گره e داریم:

$$\sum F_y = 0 \Rightarrow -P_{ae} \left( \frac{320}{406} \right) - P_{ec} \left( \frac{320}{406} \right) = 0 \Rightarrow P_{ae} = -P_{ec}$$

با نوشتن معادله تعادل  $\sum F_x = 0$  می توان نشان داد:  $P_{de} = -P_{ef}$   
در مقطع ۲-۲ داریم:

$$\sum F_x = 0 \Rightarrow 32.21 - P_{ae} \left( \frac{250}{406} \right) + P_{ce} \left( \frac{250}{406} \right) = 0$$

$$\Rightarrow P_{ae} = 26.15 \text{ ton} \quad P_{ce} = -26.15 \text{ ton}$$

در مقطع ۳-۳ داریم:

$$\sum F_x = 0 \Rightarrow 16.62 - P_{dh} \left( \frac{250}{406} \right) + P_{fh} \left( \frac{250}{406} \right) = 0$$

$$\Rightarrow P_{dh} = 13.5 \text{ ton} \quad P_{fh} = -13.5 \text{ ton}$$

در مقطع ۱-۱:

$$\sum F_x = 0 \Rightarrow 32.21 + P_{de} - P_{ef} = 0$$

از آنجایی که  $P_{de} = -P_{ef}$  داریم:

$$\Rightarrow P_{de} = -16.1 \text{ ton} \quad P_{ef} = 16.1 \text{ ton}$$

**نیروی ناشی از بارهای ثقلی:** با توجه به شکل ۱۰-۴۰ ب نیروی P شامل وزن کف طبقه و دیوارهای پیرامونی است.

$$P = (3 \times 2.5) \times (330 + 150 \times 0.2) + \left( \left( \frac{2.8}{2} + 0.8 \right) \times 2.5 \right) \times 180 = 3690 \text{ kg}$$
 در بام

$$P = (3 \times 2.5) \times (420 + 200 \times 0.2) + (2.8 \times 2.5) \times 180 = 4710 \text{ kg}$$
 در طبقات

در گره h داریم:

$$\sum F_y = 0 \Rightarrow -3690 - P_{dh} \left( \frac{320}{406} \right) - P_{fh} \left( \frac{320}{406} \right) = 0$$

$$\Rightarrow P_{dh} = -2340 \text{ kg} \quad P_{fh} = -2340 \text{ kg}$$

در گره d داریم:

$$\sum F_x = 0 \Rightarrow P_{dh} \left( \frac{250}{406} \right) + P_{de} = 0 \Rightarrow P_{de} = 1440 \text{ kg}$$

**انتخاب مهاربند شورن (طبقه سوم):**

$$P_T = P_E + P_V$$

که در آن  $P_E$  نیروی محوری ناشی از بارهای جانبی،  $P_V$  نیروی محوری ناشی از بارهای ثقلی و  $P_T$  کل نیروی محوری در مهاربند است.

$$P_E = 13.5 \text{ ton} \quad P_V = -2.34 \text{ ton}$$

$$P_T = -13.5 - 2.34 = -15.84 \text{ ton}$$

بدون بار ثقلی  $P_T = 13.5 + 0 = 13.2 \text{ ton}$  یا

$$(KL)_y = 1 \times 406 = 406 \text{ cm}$$

به علت حضور بارهای زلزله می‌توان ظرفیت مقطع را یک سوم افزایش داد:

$$P_{equiv} = \frac{-15.84}{1.33} = 12 \text{ ton} \quad \text{فشاری}$$

$$P_{equiv} = \frac{13.2}{1.33} = 9.9 \text{ ton} \quad \text{کششی}$$

برای طبقه سوم از دابل ناودانی ۸۰ استفاده می‌نماییم. برای  $(KL)_y = 406$  و شعاع ژیراسون  $r = 3.1 \text{ cm}$ ، حداکثر ظرفیت فشاری برابر  $13/7$  تن بدست می‌آید.

خوب است  $13.7 > 12 \text{ ton}$

طبق آیین‌نامه UBC97 لاغری عضو برای مهاربندی‌های با شکل‌پذیری ویژه به حداکثر

$$5.87 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \text{ محدود می‌شود.}$$

$$\frac{KL}{r} < 5.87 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 5.87 \sqrt{\frac{2 \times 10^6}{2400}} = 169.45$$

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_y = \left(\frac{1 \times 406}{3.1}\right) = 130.96 < 169.45 \text{ خوب است}$$

بایستی مقطع انتخابی فشرده باشد.

$$\frac{b}{t} \leq \frac{545}{\sqrt{F_y}} = 11.12 \quad \text{مجاز}$$

$$\frac{b}{t} = \frac{4.5}{0.8} = 5.6 < 11.12 \quad \text{خوب است}$$

همچنین بایستی نسبت عمق به ضخامت جان برای تک پروفیل از ۴۳ کمتر باشد.

$$\frac{d}{t_w} < 43 \quad \frac{d}{t_w} = \frac{8}{0.6} = 13 \quad \text{خوب است}$$

تیر زیر مهاربندهای ۸ و ۷ بایستی پیوسته بوده و همچنین قادر به تحمل بارهای ثقلی بدون حضور مهاربند باشد. هر دو بال تیر باید در ناحیه اتصال مهاربند به تیر دارای مهار جانبی باشند. تیر

دهانه مهاربندی شده باید قادر به تحمل نیروی ناشی از اثر زلزله در ترکیب با بارهای ثقلی باشد. برای منظور نمودن اثر توزیع نامتعادل نیروهای قطری کششی و فشاری از زلزله، تیر دهانه مهاربندی شده باید برای اثر برشی و لنگر ناشی محاسبه گردد:

✓ در طراحی به روش تنش مجاز

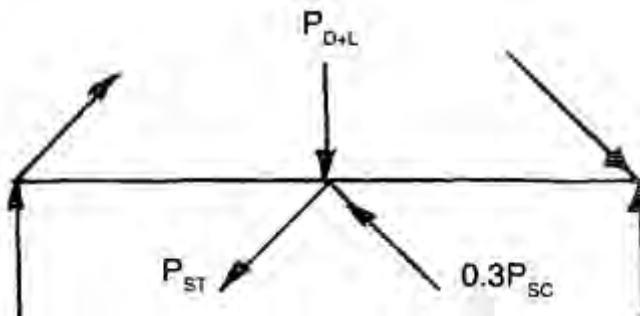
○ نیروی قطری کششی  $0.6A_g F_{ye}$

○ نیروی قطری فشاری  $0.3A_g F_a$

✓ در طراحی به روش حالت حدی

○ نیروی قطری کششی  $A_g F_{ye}$

○ نیروی قطری فشاری  $0.3P_{nc}$



شکل ۱۰-۴۱ عکس العمل‌های تیر

$$P_{D+L} = 3690 \text{ kg}$$

$$P_{st} = AF_y = 22 \times 2400 = 52800 \text{ kg}$$

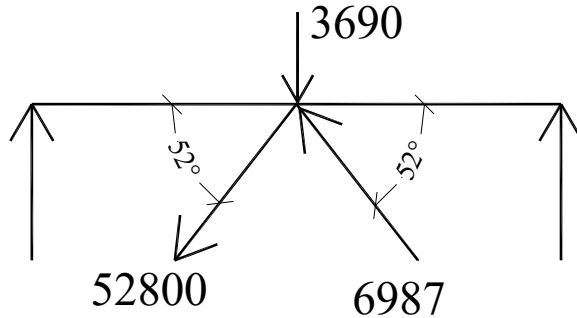
$$P_{sc} = 1.7 \times A \times F_a = 1.7 \times 13.7 \times 10^3 = 23290 \text{ kg}$$

$$0.3P_{sc} = 0.3 \times 23290 = 6987 \text{ kg}$$

شکل ۱۰-۴۲ نتایج فوق را نشان می‌دهد. بنابراین نیروی خالص به صورت تعیین می‌شود:

$$P_{net} = 3690 + 52800 \sin 52^\circ - 6987 \sin 52^\circ = 39791 \text{ kg}$$

$$M_v = \frac{P_{net} L}{4} = \frac{39791 \times 500}{4} = 4973892 \text{ kg.cm}$$



شکل ۱۰-۴۲ عکس‌العمل‌های تیر تراز بام

با صرف نظر از نیروی محوری داریم:

$$M_s = Z_{reqd} F_y = 4973892 \quad \Rightarrow \quad Z_{reqd} = \frac{4973892}{2400} = 2072 \text{ cm}^3$$

پروفیل IPB320 با اساس مقطع پلاستیک ۲۱۴۹ سانتیمتر مکعب را انتخاب می‌نماییم.

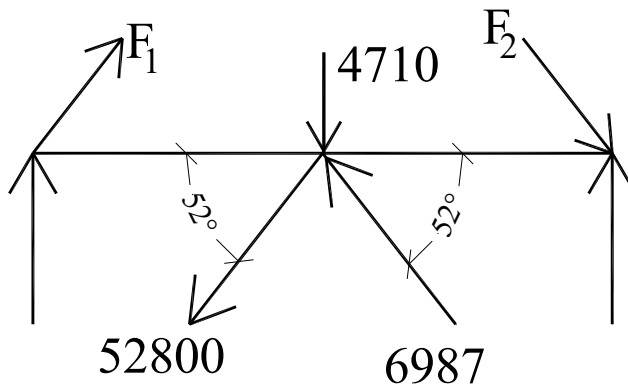
ضابطه فوق را برای تیر طبقه دوم نیز کنترل می‌نماییم. مهاربند این تراز نیز دابل ناودانی ۸۰ است.

$$P_{D+L} = 4710 \text{ kg}$$

$$P_{st} = AF_y = 22 \times 2400 = 52800 \text{ kg}$$

$$P_{sc} = 1.7 \times A \times F_a = 1.7 \times 13.7 \times 10^3 = 23290 \text{ kg}$$

$$0.3P_{sc} = 0.3 \times 23290 = 6987 \text{ kg}$$



شکل ۱۰-۴۳ عکس‌العمل‌های تیر تراز طبقه دوم

شکل ۱۰-۴۳ نتایج فوق را نشان می‌دهد. بنابراین نیروی خالص به صورت تعیین می‌شود:

$$P_{net} = 4710 + 52800 \sin 52^\circ - 6987 \sin 52^\circ = 40811 \text{ kg}$$

$$M_v = \frac{P_{net}L}{4} = \frac{40811 \times 500}{4} = 510392 \text{ kg.cm}$$

با صرف نظر از نیروی محوری داریم:

$$M_s = Z_{reqd} F_y = 510392 \Rightarrow Z_{reqd} = \frac{510392}{2400} = 2125 \text{ cm}^3$$

پروفیل IPB320 با اساس مقطع پلاستیک ۲۱۴۹ سانتیمتر مکعب را انتخاب می‌نماییم. در صورتی که مهاربندهای طبقه سوم سالم باقی بمانند داریم:

$$F_1 = F_2 = \frac{52800 + 6987}{2} = 29893 \text{ kg}$$

$$\text{نیروی محوری در تیر} = \pm 29893 \times \left( \frac{250}{406} \right) = \pm 18407 \text{ kg}$$

با استفاده از رابطه تقریبی اندرکنش، برای مقاومت تیر داریم:

$$\frac{P}{P_{sc}} + \frac{M_v}{M_s} \leq 1$$

تیر در وسط دارای مهار جانبی است، بنابراین ضریب لاغری برای نصف طول تیر به صورت زیر خواهد بود:

$$\left( \frac{KL}{r} \right)_y = \frac{1 \times 250}{7.57} = 33$$

با توجه به لاغری ۳۳،  $F_a = 1318 \text{ kg/cm}^2$  خواهد بود.

$$P_{sc} = 1.7 \times 1318 \times 161 = 360736 \text{ kg}$$

$$M_s = F_y Z = 2400 \times 2149 = 5157600 \text{ kg.cm}$$

$$\frac{18407}{360736} + \frac{510392}{5157600} = 0.15 \leq 1 \text{ خوب است}$$

**طراحی ستون‌ها:** در این قسمت ستون طبقه دوم به صورت نمونه طراحی می‌گردد.

$$P_T = P_E + P_V$$

$$P_E = 10.63 \text{ ton}$$

نیروی ثقلی ستون طبقه اول شامل سهم وزن بام بعلاوه دو کف طبقه به همراه وزن دیوارهای پیرامونی است.

$$P_V = (5 \times 3)(330 + 0.2 \times 150) + 2(5 \times 3)(420 + 0.2 \times 200)$$

$$+ 2(5 \times 2.80) \times 180 + \left( \frac{2.80}{2} + 0.8 \right) \times 180 = 24243 \text{ kg فشاری}$$

$$P_T = -10.63 - 24.24 = -34.87 \text{ ton}$$



$$P_{equiv} = \frac{-34.87}{1.33} = 26.22 \text{ ton}$$

$$(KL)_x = (KL)_y = 1 \times 320 = 320 \text{ cm}$$

با انتخاب IPB160 داریم:

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_y = \frac{1 \times 320}{4.04} = 79.2 \Rightarrow F_a = 1041 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f_a = \frac{P_{equiv}}{A} = \frac{26.22 \times 10^3}{54.3} = 482.3 < F_a = 1041 \quad \text{خوب است}$$

همچنین براساس پیوست دوم استاندارد ۲۸۰۰ ستون‌ها بایستی برای نیروی فشاری حاصل از ترکیب بار زیر طراحی شود:

$$P = P_{DL} + 0.8P_{LL} + 2.8P_E$$

$$P \approx 24.24 + 2.8 \times 10.63 = 54.024 \text{ ton}$$

$$P_{sc} = 1.7F_a A = 1.7 \times 1041 \times 54.3 = 96094 \text{ kg}$$

$$P_{sc} = 96.094 > 54.024 \quad \text{خوب است}$$

مثال طراحی اتصال با مقطع کاهش یافته (RBS): یک بیمارستان واقع در شهر تهران در دست احداث است. یک قاب‌های پیرامونی به ارتفاع طبقه ۴ متر با طول دهانه ۷ متر را در نظر بگیرید. بار ثقلی ناشی از ترکیب بار  $U = 1.25D + 1.5L$  (مبحث دهم) برابر ۱۶۰۰ کیلوگرم بر متر می‌باشد. مقطع تیر از IPB220 و ستون‌ها از پروفیل IPB300 می‌باشند. اتصال را به صورت مقطع کاهش یافته طراحی کنید.

$$IPB220 \rightarrow F_y = 2400 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad d_b = 22 \text{ cm} \quad b_f = 22 \text{ cm} \quad t_f = 1.6 \text{ cm}$$

$$t_w = 0.95 \text{ cm} \quad Z_{xb} = 827 \text{ cm}^3$$

$$IPB300 \rightarrow F_y = 2400 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad d_c = 30 \text{ cm} \quad b_{cf} = 30 \text{ cm} \quad t_{cf} = 1.9 \text{ cm}$$

$$t_{cw} = 1.1 \text{ cm} \quad Z_{xc} = 1869 \text{ cm}^3$$

گام ۱: انتخاب ابعاد a, b و c:

$$a \cong (0.5 \text{ تا } 0.75)b_f \cong 11 \text{ تا } 16 \text{ cm}$$

$$b \cong (0.65 \text{ تا } 0.85)d = 14 \text{ تا } 18 \text{ cm}$$

$$c \cong 0.2b_f \cong 4.4 \text{ cm}$$

مقدار  $a=12 \text{ cm}$ ,  $b=16 \text{ cm}$  و  $c=4.4 \text{ cm}$  در نظر گرفته می‌شود.

گام ۲: محاسبه اساس مقطع در ناحیه کاهش یافته: با استفاده از رابطه (۳-۱۰) داریم:

$$Z_{RBS} = Z_{xb} - 2ct_f(d_b - t_f) = 827 - 2 \times 4.4 \times 1.6(22 - 1.6) = 539.77 \text{ cm}^3$$

گام ۳: تعیین تنش تسلیم مورد انتظار: با استفاده از رابطه (۴-۱۰) داریم:

$$F_{ye} = R_y F_y = 1.1 \times 2400 = 2640 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

گام ۴: محاسبه حداکثر لنگر مورد انتظار در مرکز RBS: با استفاده از رابطه (۵-۱۰) داریم:

$$M_{RBS} = 1.15 Z_{RBS} F_{ye} = 1.15 \times 539.77 \times 2640 = 1638741 \text{ kg.cm}$$

گام ۵: محاسبه نیروی برشی در مرکز RBS:

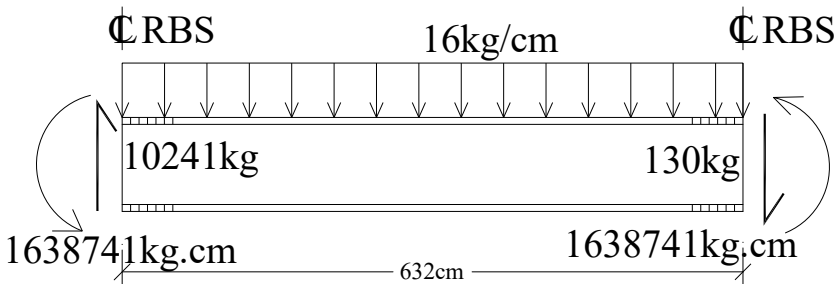
$$L' = L - d_c - 2\left(a + \frac{b}{2}\right) = 700 - 28 - 2\left(12 + \frac{16}{2}\right) = 632 \text{ cm}$$

با استفاده از رابطه (۶-۱۰) و (۷-۱۰) داریم:

$$V_{RBS} = \frac{2M_{RBS}}{L'} + \frac{wL'}{2} = \frac{2 \times 1638741}{632} + \frac{16 \times 632}{2} = 10241 \text{ kg}$$

$$V'_{RBS} = \frac{2M_{RBS}}{L'} - \frac{wL'}{2} = \frac{2 \times 1638741}{632} - \frac{16 \times 632}{2} = 130 \text{ kg}$$

شکل ۴۴-۱۰ دیاگرام جسم آزاد برای تیر مابین قسمت RBS را نشان می‌دهد.



شکل ۴۴-۱۰ دیاگرام جسم آزاد برای تیر مابین قسمت RBS

گام ۶: محاسبه حداکثر لنگر مورد انتظار در بر ستون: با استفاده از رابطه (۸-۱۰) داریم:

$$M_f = M_{RBS} + V_{RBS} \left(a + \frac{b}{2}\right) = 1638741 + 10241 \left(12 + \frac{16}{2}\right) = 1843561 \text{ kg.cm}$$

گام ۷: محاسبه لنگر پلاستیک تیر بر اساس تنش تسلیم مورد انتظار: با استفاده از رابطه (۹-۱۰):

$$M_{pe} = Z_{xb} F_{ye} = 827 \times 2640 = 2183280 \text{ kg.cm}$$

گام ۸: کنترل  $M_f$ : با استفاده از رابطه (۱۰-۱۰) داریم:

$$\frac{M_f}{M_{pe}} = \frac{1843561}{2183280} \approx 0.85 \text{ خوب است}$$

گام ۹: کنترل ضابطه تیر ضعیف و ستون: فرض می‌نماییم که محل تغییر انحنای ستون در وسط آن رخ می‌دهد و تنش محوری موجود در ستون در اثر ترکیب بار زلزله و بار ثقلی برابر ۳۵۰ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع است، بنابراین:

$$V_c = \frac{\Sigma M_{RBS} + (V_{RBS} + V'_{RBS}) \left( \frac{d_c}{2} + a + \frac{b}{2} \right)}{h_t + d_b + h_b}$$

$$= \frac{2 \times 1638741 + (10241 + 130) \left( \frac{30}{2} + 12 + \frac{16}{2} \right)}{\frac{400}{2}} = 18202 \text{ kg}$$

$$M_{ct} = V_c \left( \frac{400 - 22}{2} \right) = 18202 \times 189 = 3440178 \text{ kg.cm} = M_{cb}$$

$$\Sigma M_c = 2 \times 3440178 = 6880356 \text{ kg.cm}$$

$$\frac{\Sigma Z_c (F_{yc} - f_a)}{\Sigma M_c} = \frac{2 \times 1869 (2400 - 350)}{6880356} = 1.11 > 1.0 \text{ خوب است}$$

گام ۱۰: کنترل چشمه اتصال:

$$M'_f = M_{RBS} + V'_{RBS} \left( a + \frac{b}{2} \right) = 1638741 + 130 \left( 12 + \frac{16}{2} \right) = 1641341 \text{ kg.cm}$$

$$\Sigma M_f = M_f + M'_f = 1843561 + 1641341 = 3484902 \text{ kg.cm}$$

$$V_{PZ} = \frac{0.8 \Sigma M_f}{0.95 d_b} - 0.8 V_c = \frac{0.8 \times 3484902}{0.95 \times 22} - 0.8 \times 18202 = 118831 \text{ kg}$$

مقاومت ناحیه چشمه اتصال بایستی بیشتر از برش موجود باشد.

$$V = 0.55 F_{yc} d_c t \left( 1 + \frac{3 b_c t_{cf}^2}{d_b d_c t} \right) = 0.55 \times 2400 \times 30 \times 1.1 \left( 1 + \frac{3 \times 30 \times 1.9^2}{22 \times 30 \times 1.1} \right) = 63054 \text{ kg}$$

چون  $63054 < 118831$  بنابراین به ورق مضاعف نیاز است. در صورتی که از جف ورق به ضخامت ۱ سانتیمتر در دو طرف جان چشمه اتصال استفاده نماییم داریم:

$$V = 0.55 \times 2400 \times 30 \times (1.1 + 2) \left( 1 + \frac{3 \times 30 \times 1.9^2}{22 \times 30 \times (1.1 + 2)} \right) = 142254 \text{ kg} > 118831 \text{ kg}$$

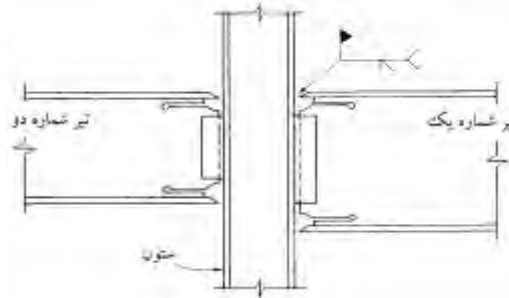
گام ۱۱: کنترل برش تیر: با استفاده از رابطه (۱۰-۱۹) داریم:

$$V_{RBS} + \frac{w(l-l')}{2} = 10241 + \frac{16 \left( \frac{700 - 632}{2} \right)}{2} = 10513 \text{ kg}$$

$$V_n = A_w F_y = (0.55 \times 22 \times 0.95) \times 2400 = 27588 > 10513 \text{ خوب است}$$

همچنین از ورق‌های پیوستگی به ضخامتی برابر با ضخامت بال‌های تیر، معادل  $1/6$  سانتیمتر به موازات بال‌های تیر، در جان ستون استفاده می‌شود.

مثال طراحی چشمه اتصال: اتصال در یک قاب خمشی با شکل‌پذیری ویژه نشان داده شده در شکل ۱۰-۴۵ را در نظر بگیرید. تمام مصالح مصرفی دارای تنش تسلیم  $F_y = 2400 \text{ kg/cm}^2$  می‌باشد. فرض کنید که تمام شرایط فشرده‌گی برقرار بوده، اتصال برشی تیر به ستون کافی می‌باشد، مفصل پلاستیک ایجاد شده در تیر در فاصله‌ای به اندازه نصف ارتفاع تیر از انتهای ورق برشی به طول ۱۵ سانتیمتر ایجاد می‌شود، طول دهانه ستون‌ها برابر با ۶۱۰ سانتیمتر بوده و همچنین شدت بار بدون ضریب یکنواخت مرده و زنده ( $DL+LL$ ) بر روی تیر یک برابر ۸۰۰ کیلوگرم بر متر و بر روی تیر دوم برابر با ۶۰۰ کیلوگرم بر متر می‌باشد.



شکل ۱۰-۴۵

چشمه اتصال را برای ارضای شرایط شکل‌پذیری لرزه‌ای طراحی نمایید.

$$IPB320 \rightarrow F_y = 2400 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad Z_c = 2149 \text{ cm}^3 \quad d_c = 32 \text{ cm} \quad t_{ef} = 2.05 \text{ cm}$$

$$b_c = 30 \text{ cm} \quad t_c = 1.15 \text{ cm} \quad k = 4.75 \quad T = 22.5 \text{ cm} \quad A = 161 \text{ cm}^2$$

در رابطه فوق،  $T$  فاصله خالص جان مابین آغاز گردی اتصال جان به بال است.

برای تیر شماره یک داریم:

$$IPB220 \rightarrow F_{yb} = 2400 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad Z_1 = 827 \text{ cm}^3 \quad d_{b1} = 22 \text{ cm} \quad t_{b1} = 1.6 \text{ cm}$$

$$b_1 = 22 \text{ cm} \quad r_{y1} = 5.56 \text{ cm} \quad A = 91 \text{ cm}^2$$

برای تیر شماره دو داریم:

$$IPB180 \rightarrow F_{yb} = 2400 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad Z_2 = 481 \text{ cm}^3 \quad d_{b2} = 18 \text{ cm} \quad t_{b2} = 1.4 \text{ cm}$$

$$b_2 = 18 \text{ cm} \quad r_{y2} = 4.56 \text{ cm} \quad A = 65.3 \text{ cm}^2$$

برش چشمه اتصال: حداقل ضخامت چشمه اتصال با استفاده از رابطه ۱۳-۲ آیین‌نامه UBC97 برای جلوگیری از کمانش برش به صورت زیر تعیین می‌شود.

$$t_z \geq (d_z + w_z) / 90$$

که در رابطه فوق  $d_z$  و  $w_z$  به ترتیب عمق چشمه اتصال بین ورق‌های پیوستگی و عرض چشمه اتصال است.

$$d_z \approx d_{b1} - t_{b1} = 22 - 1.6 = 20.4 \text{ cm}$$

$$w_z \approx d_c - 2t_{cf} = 32 - 2 \times 2.05 = 27.9 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow t_z \geq \frac{(d_z + w_z)}{90} = \frac{20.4 + 27.9}{90} = 0.537 \text{ cm} < t_c \text{ خوب است}$$

بر اساس بخش 2213.7.2.1 آیین‌نامه UBC97 چشمه اتصال بایستی برای ۸۰٪ ظرفیت پلاستیک تیر طراحی شود. ظرفیت پلاستیک تیر با استفاده از FEMA به صورت زیر است:

$$M_{pr1} = \beta F_{yb} Z_1 = 1.2 \times 2400 \times 827 = 2381760 \text{ kg.cm}$$

$$M_{pr2} = \beta F_{yb} Z_2 = 1.2 \times 2400 \times 481 = 1385280 \text{ kg.cm}$$

نیروی برشی در مفصل پلاستیک به صورت زیر است:

$$V_{p1} = \frac{2M_{pr1}}{L} + \frac{w_1 L'}{2} = \frac{2 \times 2381760}{610} + \frac{8(610 - 32 - 15 \times 2 - 22)}{2} = 9913 \text{ kg}$$

$$V_{p2} = \frac{2M_{pr2}}{L} + \frac{w_2 L'}{2} = \frac{2 \times 1385280}{610} + \frac{6(610 - 32 - 15 \times 2 - 22)}{2} = 6120 \text{ kg}$$

لنگرهای ایجاد شده در بر ستون:

$$M_{f1} = M_{pr1} + V_{p1} x_1 = 2381760 + 9913 \times \left(15 + \frac{22}{2}\right) = 2639500 \text{ kg.cm}$$

$$M_{f2} = M_{pr2} + V_{p2} x_2 = 1385280 + 6120 \times \left(15 + \frac{18}{2}\right) = 1532160 \text{ kg.cm}$$

نیروی ایجاد شده در بال تیر به صورت زیر می‌باشد:

$$F_{f1} = \frac{M_{f1}}{d_{b1} - t_{b1}} = \frac{2639500}{(22 - 1.6)} = 129387 \text{ kg}$$

$$F_{f2} = \frac{M_{f2}}{d_{b2} - t_{b2}} = \frac{1532160}{(18 - 1.4)} = 92300 \text{ kg}$$

ظرفیت برشی مورد نیاز چشمه اتصال به صورت زیر تعیین می‌شود:

$$V_{pz} = 0.8 \Sigma F_f = 0.8(129387 + 92300) = 177350 \text{ kg}$$

ظرفیت برش چشمه اتصال با استفاده از رابطه ۱۳-۱ UBC97 به صورت زیر تعیین می‌شود:

$$\text{چون } V_n = 0.55 F_{yc} d_c t_c \left( 1 + \frac{3b_c t_{cf}^2}{d_{b1} d_c t} \right) = 0.55 \times 2400 \times 32 \times 1.15 \left( 1 + \frac{3 \times 30 \times 2.05^2}{22 \times 32 \times 1.15} \right) = 71270 \text{ kg}$$

ن کمتر از  $V_{pz}$  است، به ورق مضاعف نیاز است. ضخامت ورق مضاعف به همراه ضخامت جان ستون به صورت زیر می‌باشد:

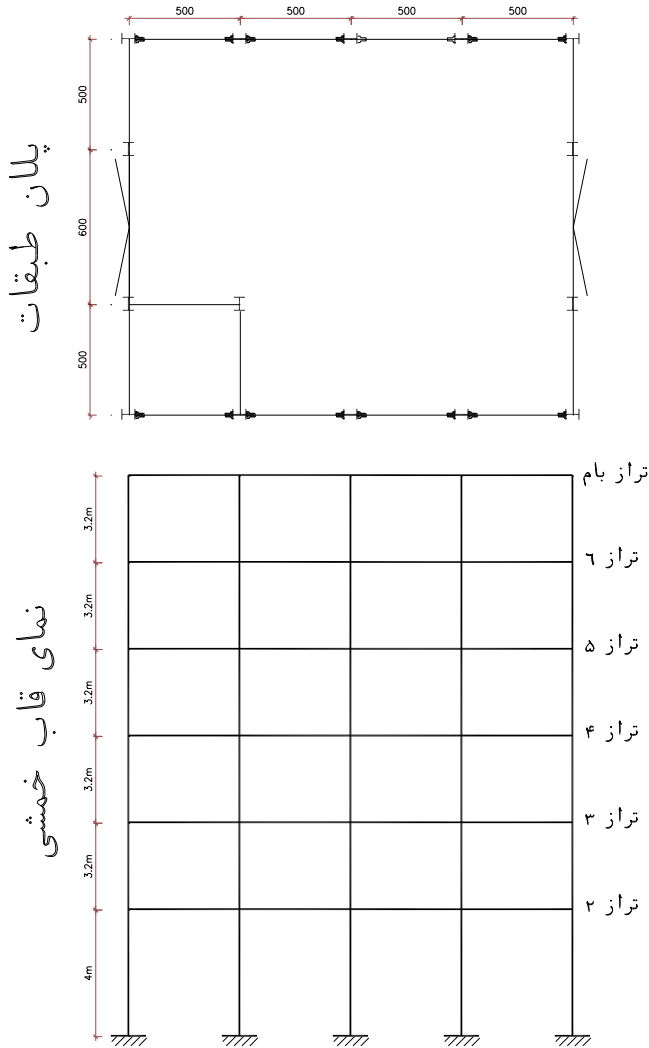
$$t \approx t_c \frac{V_{pz}}{V_n} = 1.15 \frac{177350}{71270} = 2.86$$

بنابراین ضخامت ورق مورد نیاز به صورت زیر تعیین می‌شود:

$$t_p \approx 2.86 - 1.15 = 1.71$$

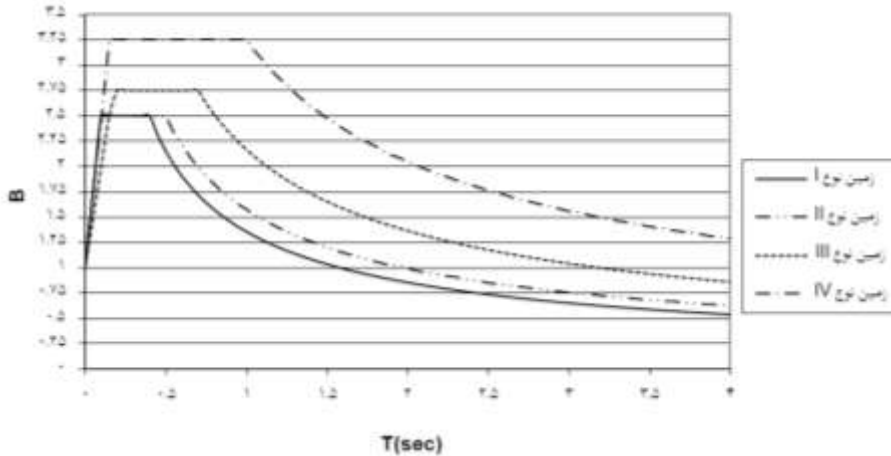
بنابراین از دو ورق به ضخامت ۱ سانتیمتر در دو وجه جان ستون استفاده می‌شود.

مثال) پلان و نمای یک ساختمان ۶ طبقه مطابق شکل ۱۰-۴۶ که در جهت شمال جنوب دارای قاب مهاربندی بوده و در جهت شرقی غربی دارای سیستم لرزه‌بر قاب خمشی فولادی با شکل‌پذیری ویژه می‌باشد را در نظر بگیرید. طول تمام دهانه‌های سازه در جهت شرقی غربی برابر ۷ متر و در جهت شمال جنوب به جز دهانه مهاربندی شده که دارای دهانه ۹ متری است، بقیه آنها نیز دارای طولی برابر ۷ متر هستند. کاربری سازه مسکونی و مکان آن در شهر تهران می‌باشد. قاب خمشی فولادی را با شکل‌پذیری ویژه طراحی نمایید. نوع خاک II در نظر گرفته شود.



شکل ۱۰-۴۶ پلان و قاب خمشی فولادی

با استفاده از مبحث ششم از مقررات ملی و همچنین استاندارد ۲۸۰۰، بارگذاری سازه را انجام می‌دهیم. سازه در شهر تهران بوده بنابراین با مراجعه به پیوست اول استاندارد ۲۸۰۰، مقدار  $A=0.35g$  و ضریب اهمیت سازه با توجه به کاربری آن برابر  $I=1$  می‌باشد. ضریب رفتار سازه در جهات مختلف به لحاظ استفاده از سیستم‌های لرزه‌بر مختلف متفاوت است. طیف استاندارد ۲۸۰۰ برای خاک‌های مختلف و خطر نسبی زیاد و خیلی زیاد مطابق شکل ۱۰-۴۷ است.



شکل ۴۷-۱۰ طیف استاندارد ۲۸۰۰ برای مناطق با لرزه‌خیزی زیاد و خیلی زیاد بصورت خلاصه بارهای طراحی ثقلی طبقات در

جدول ۳-۱۰ بارهای ثقلی طبقات

	بار مرده (کیلوگرم بر متر مربع)	بار زنده (کیلوگرم بر متر مربع)
بام	۴۰۰	۱۵۰
طبقات	۵۰۰	۲۰۰

وزن مرده هر طبقه با توجه به وزن دیوارهای پیرامونی و وزن راهپله برابر ۲۰۰ تن و وزن بام برابر ۱۳۰ تن در نظر بگیرید. همچنین کل بار زنده هر طبقه با توجه به بار زنده کف طبقات و بار زنده راهپله برابر ۶۵ تن و بار زنده بام برابر ۵۰ تن در نظر گرفته شود. بنابراین وزن موثر سازه با توجه به کاربری آن بصورت زیر می‌باشد:

$$W = 5 \times (200 + 0.2 \times 65) + 1 \times (130 + 0.2 \times 50) \approx 1200 \text{ ton}$$

$$\text{وزن موثر طبقات} = 200 + 0.2 \times 65 = 213 \text{ ton}$$

$$\text{وزن موثر بام} = 130 + 0.2 \times 50 = 140 \text{ ton}$$

### قاب خمشی با شکل‌پذیری ویژه (SMRF)

در این حالت دوره تناوب تجربی سازه از رابطه ۲-۵ استاندارد ۲۸۰۰ بصورت زیر قابل محاسبه است:

$$T = 0.08H^{\frac{3}{4}} = 0.08(4 + 5 \times 3.2)^{\frac{3}{4}} = 0.75 \text{ sec} > 0.7 \text{ sec}$$

پارامترهای لرزه‌ای با توجه به نوع خاک و لرزه‌خیزی منطقه بصورت زیر می‌باشند:

$$T_0 = 0.1 \quad , \quad T_s = 0.5 \quad , \quad S = 1.5$$



$$B = (S+1) \left( \frac{T_s}{T} \right)^{\frac{2}{3}} = 2.5 \left( \frac{0.5}{T} \right)^{\frac{2}{3}}$$

با استفاده از رابطه ساده شده رایلی داریم:

$$T = 0.25 \sqrt{\frac{\Delta_r}{C_1}}$$

که در آن  $T$  دوره تناوب اصلی سازه،  $\Delta_r$  جابجایی بام تحت بارهای جانبی و  $C_1 = \frac{V}{W}$  می‌باشد. با توجه به بند ۲-۵-۳ استاندارد ۲۸۰۰ داریم:

$$\Delta_M = 0.7R\Delta_w$$

که در رابطه فوق  $\Delta_M$  تغییرمکان واقعی سازه،  $\Delta_w$  تغییرمکان سازه حاصل از تحلیل ارتجاعی و  $R$  ضریب رفتار سازه است. با توجه به آنکه دوره تناوب تجربی بیش از  $0.7$  ثانیه بدست آمده:

$$\Delta_M = 0.7R\Delta_w < 0.02h \quad \Rightarrow \quad \Delta_w < \frac{0.02h}{0.7R} = \frac{0.02 \times 2000}{0.7 \times 10} = 5.71 \text{ cm}$$

در صورتی که بصورت محافظه‌کارانه  $60\%$  جابجایی مجاز را در نظر بگیریم:

$$\Delta_r < 0.6 \times 5.71 = 3.43 \text{ cm}$$

$$C_1 = \frac{ABI}{R} = \frac{0.30 \times B \times 1}{10} = 0.03B \quad \Rightarrow \quad C_1 = 0.0875 \left( \frac{2.5}{T} \right)^{\frac{2}{3}}$$

$$\Rightarrow \quad C_1 = \frac{0.1611}{T^{\frac{2}{3}}} \quad \Rightarrow \quad T = 0.25 \sqrt{\frac{3.43 \times T^{\frac{2}{3}}}{0.1611}} = 1.153 \sqrt{T^{\frac{2}{3}}}$$

مقدار  $T=1.238\text{sec}$  بدست می‌آید.

$$B = (S+1) \left( \frac{T_s}{T} \right)^{\frac{2}{3}} = 2.5 \left( \frac{0.5}{0.75} \right)^{\frac{2}{3}} = 1.9$$

$$C = \frac{ABI}{R} = \frac{0.30 \times 1.9 \times 1}{10} = 0.057$$

$$V = CW = 0.057 \times 1200 = 68.4 \text{ ton}$$

توزیع نیروی برش پایه بین طبقات بصورت زیر می‌باشد.

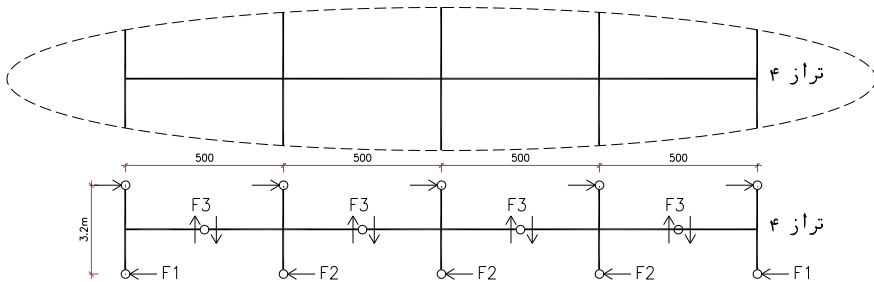
$$F_t = 0.07TV < 0.25V \quad \text{رابطه ۲-۱۰ استاندارد ۲۸۰۰}$$

$$F_t = 0.07 \times 0.75 \times 68.4 = 3.6 \text{ ton} < 0.25 \times 68.4 = 17.1 \text{ ton}$$

$$F_i = (V - F_t) \frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j} \quad \text{رابطه ۲-۹ استاندارد ۲۸۰۰}$$

تراز	وزن (تن)	ارتفاع (متر)	$\sum_{j=1}^n W_j h_j$	$(V - F_t) \frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j}$	نیروی جانبی (تن)
بام	140	20	2800	13.08	16.68
6	213	16.8	3578.4	16.71	16.71
5	213	13.6	2896.8	13.53	13.53
4	213	10.4	2215.2	10.34	10.34
3	213	7.2	1533.6	7.16	7.16
2	213	4	852	3.98	3.98
$\Sigma$	<b>1205</b>		<b>13876</b>	<b>64.80</b>	<b>68.40</b>

در اینجا برای اختصار تیر و ستون‌های بالا و پایین تراز چهارم در نظر گرفته شده و بررسی می‌شوند. برای تحلیل سازه از روش تقریبی پرتال استفاده شده است. در این روش فرض بر آن است که نقطه عطف لنگر در وسط دهانه هر عضو رخ می‌دهد.



شکل ۱۰-۴۸ توزیع نیروهای جانبی در تراز چهارم

در روش پرتال فرض بر آن است که برش ستون‌های کناری نصف ستون‌های میانی است. با نوشتن معادله تعادل نیروها و با توجه به شکل ۱۰-۴۸، داریم:

$$2F_1 + 3F_2 = (16.68 + 16.71 + 13.53 + 10.34) = 57.26 \text{ ton}$$

$$F_1 = 2F_2 \Rightarrow F_2 = 8.2 \text{ ton} \Rightarrow F_1 = 4.1 \text{ ton}$$

با توجه به آنکه مقدار لنگر در وسط ارتفاع ستون‌ها صفر در نظر گرفته شده است، با نوشتن معادله تعادل لنگر برای یکی از ستون‌های میانی تراز چهارم داریم:

$$3.2 \times F_2 = 7 \times F_3 \Rightarrow F_3 = 3.7 \text{ ton}$$

مقدار تغییرمکان نسبی هر طبقه شامل تغییرمکان ستون‌ها و تیرهای آن می‌باشد. با صرف نظر نمودن از تغییرشکل‌های ناشی از برش و نیروی محوری، تغییرمکان ناشی از خمشی برای ستون‌ها و تیرها بصورت زیر می‌باشد:

$$\Delta = \Delta_c + \Delta_g = \frac{F_2 h^3}{12EI_c} + \frac{F_2 Lh^2}{12EI_g}$$

که در آن:

$\Delta$ : تغییر مکان نسبی طبقه

$\Delta_c$ : تغییر مکان نسبی ایجاد شده ناشی از خمش ستون

$\Delta_g$ : تغییر مکان نسبی ایجاد شده ناشی از خمش تیر

$F_2$ : برش ستون

$h$ : ارتفاع طبقه

$L$ : طول تیر مابین نقاط عطف آن

$I_c$ : ممان اینرسی ستون

$I_g$ : ممان اینرسی تیر

میزان تغییر شکل ناشی از چشمه اتصال در حدود ۱۵٪ کل جابجایی طبقه می‌باشد. لیکن در اینجا در صورتی که از تغییر شکل برشی چشمه اتصال صرف نظر نماییم، داریم:

$$0.7R\Delta_w \leq 0.02h \Rightarrow \Delta_w \leq 0.0028h = 0.0028 \times 320 = 0.91 \text{ cm}$$

با مساوی قرار دادن مقدار فوق و مقدار جابجایی طبقه داریم:

$$\Delta = \Delta_c + \Delta_g = \frac{F_2 h^2}{12E} \left( \frac{h}{I_c} + \frac{L}{I_g} \right) \leq 0.91 \text{ cm}$$

با استفاده از رابطه فوق می‌توان با توجه میزان جابجایی سازه، مقدار سختی خمشی لازم برای تیر و ستون را حدس زد. در صورتی که در رابطه فوق، مقدار  $I_g = I_c = I$  در نظر گرفته شود. داریم:

$$\frac{F_2 h^2}{12E} \left( \frac{h}{I_c} + \frac{L}{I_g} \right) = \frac{8.2 \times 10^3 \times 320^2}{12 \times 2.1 \times 10^6} \left( \frac{320}{I} + \frac{500}{I} \right) \leq 0.91 \text{ cm} \Rightarrow I \approx 30000 \text{ cm}^4$$

از IPB340 با ممان اینرسی  $I = 36660 \text{ cm}^4$  برای ستون و از IPB320 با ممان اینرسی  $I = 30820 \text{ cm}^4$  برای تیر استفاده می‌نماییم. تیرها بصورت مقطع کاهش یافته طراحی می‌شوند. همچنین فرض می‌شود که مدول پلاستیک مقطع کاهش یافته ( $Z_{RBS}$ ) ۷۰٪ مدول پلاستیک تیر ( $Z_{BM}$ ) است. همچنین تغییرات لنگر از مکان مفصل پلاستیک تا مرکز ستون برابر ۱۵٪ لنگر پلاستیک طراحی در محل مفصل پلاستیک است.

طبق بند ۱۰-۳-۸-۴ مبحث دهم، ظرفیت خمشی ستون‌ها و تیرهای اتصالات تیر به ستون در قاب‌های خمشی ویژه باید طوری باشد که رابطه زیر را برآورده نماید.

$$\frac{\sum M_{pc}^*}{\sum M_{pb}^*} \geq 1.0 \quad \text{رابطه ۱۰-۳-۱۳ مبحث دهم}$$

که در آن  $\Sigma M_{pc}^*$  مجموع لنگرهای خمشی ستون‌های بالا و پایین گره اتصال که در محل تقاطع محورهای ستون‌ها و تیرها وجود دارند. این لنگرها برابر ظرفیت خمشی پلاستیک ستون در نظر گرفته می‌شود و مقدار آن با توجه به نیروی محوری ستون‌ها از رابط زیر بدست می‌آید:

در طراحی به روش حالات حدی:

$$\Sigma M_{pc}^* = 2 \left[ Z_c \left( F_y - \frac{P_u}{A_g} \right) \right] \quad \text{رابطه ۱۰-۳-۱۴-الف مبحث دهم}$$

در طراحی به روش تنش مجاز:

$$\Sigma M_{pc}^* = 2 \left[ Z_c \left( 0.6F_y - \frac{P_a}{A_g} \right) \right] \quad \text{ابطه ۱۰-۳-۱۴-ب مبحث دهم}$$

فرض می‌نماییم که تنش محوری ستون  $(P_u / A_g)$  برابر  $0.15F_y$  می‌باشد. بنابراین:

$$\Sigma M_{pc}^* = 2 \left[ Z_c \left( F_y - \frac{P_u}{A_g} \right) \right] \approx 2(0.85Z_c F_y)$$

همچنین  $\Sigma M_{pb}^*$  مجموع لنگر خمشی تیرها در گره اتصال، که در محل تقاطع محورهای ستون‌ها و تیرها وجود دارند. این لنگرها با توجه به لنگرهای مورد انتظار در مفصل‌های پلاستیک و مقادیر نیروهای برشی در آنها از روابط زیر بدست می‌آید:

در طراحی به روش حالات حدی:

$$\Sigma M_{pb}^* = \Sigma (1.1F_{ye} Z_b + M_{uv}) \quad \text{رابطه ۱۰-۳-۱۵-الف مبحث دهم}$$

در طراحی به روش تنش مجاز:

$$\Sigma M_{pb}^* = \Sigma (0.6 \times 1.1F_{ye} Z_b + M_{av}) \quad \text{رابطه ۱۰-۳-۱۵-ب مبحث دهم}$$

که در رابطه فوق،  $Z_b$  مدول پلاستیک تیر،  $F_{ye}$  تنش تسلیم مورد انتظار فولاد بوده که برابر  $1.15F_y$  در نظر گرفته می‌شود،  $M_{av}$  لنگر اضافه ناشی از نیروی برشی موجود در مفصل پلاستیک نسبت به محور ستون در شرایط تنش مجاز و  $M_{uv}$  لنگر اضافه ناشی از نیروی برشی موجود در مفصل پلاستیک نسبت به محور ستون در شرایط حالات حدی است.

$$Z_{RBS} \approx 0.7Z_{BM} \quad , \quad M_{uv} \approx 0.15(1.1Z_{RBS}F_{ye})$$

$$\begin{aligned} \Sigma M_{pb}^* &= 2(1.1F_{ye} Z_{RBS} + M_{uv}) \approx 2(1.1F_{ye} Z_{RBS} \times 1.15) \approx 2(1.1 \times 1.15 \times F_y \times 0.7Z_{BM} \times 1.15) \\ &\approx 2(1.1 \times 1.15 \times F_y \times 0.7Z_{BM} \times 1.15) = 2(1.02)Z_{BM}F_y \end{aligned}$$

با کنترل رابطه ۱۰-۳-۱۳ مبحث دهم داریم:

$$\frac{\Sigma M_{pc}^*}{\Sigma M_{pb}^*} = \frac{2(0.85)Z_c F_y}{2(1.02)Z_{BM} F_y} = 0.833 \frac{Z_c}{Z_{BM}} \geq 1.0 \quad \Rightarrow \frac{Z_c}{Z_{BM}} \geq 1.2$$

برای مقطع تیر که از IPB320 انتخاب شده است،  $Z_{BM} = 1926.2 \text{ cm}^3$  و برای مقطع ستون که از پروفیل IPB340 انتخاب شده است،  $Z_c = 2156.4 \text{ cm}^3$  می‌باشد.

$$\Rightarrow \frac{Z_c}{Z_{BM}} = \frac{2156.4}{1926.2} = 1.12 < 1.2 \text{ خوب نیست}$$

بنابراین مقطع تیر را کمتر در نظر می‌گیریم. برای سعی مجدد از پروفیل IPB300 با  $Z_{BM} = 1678 \text{ cm}^3$  برای تیر استفاده می‌نماییم. بنابراین:

$$\Rightarrow \frac{Z_c}{Z_{BM}} = \frac{2156.4}{1678} = 1.28 > 1.2 \text{ خوب است}$$

طبق بند ۱۰-۳-۴-۲ مبحث دهم، بایستی تیرهای موجود در قاب‌های خمشی ویژه شرایط فشردگی لرزه‌ای داده شده در جدول ۱۰-۳-۱۰ این مبحث را برآورده نمایند.

کنترل فشردگی لرزه‌ای برای پروفیل IPB300:

$$\frac{b}{t_f} = \frac{15}{1.9} = 7.89 < 0.3 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.3 \sqrt{\frac{2.1 \times 10^6}{2400}} = 8.87 \text{ خوب است}$$

کنترل فشردگی لرزه‌ای برای پروفیل IPB340:

$$\frac{b}{t_f} = \frac{17}{2.15} = 7.9 < 0.3 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.3 \sqrt{\frac{2.1 \times 10^6}{2400}} = 8.87 \text{ خوب است}$$

در اینجا چون از تیر با مقطع کاهش یافته استفاده می‌شود، بایستی فشردگی جان تیر نیز در نظر گرفته شود. با توجه به جدول ۱۰-۳-۱۰، برای فشردگی جان داریم:

$$\frac{h}{t_w} = \frac{30}{1.9} = 15 < 2.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 2.45 \sqrt{\frac{2.1 \times 10^6}{2400}} = 72 \text{ خوب است}$$

### طراحی اتصال تیر به ستون:

در این حالت که تیر از پروفیل IPB300 تشکیل شده است، داریم:

$$a = 20 \text{ cm} = 0.67b_f$$

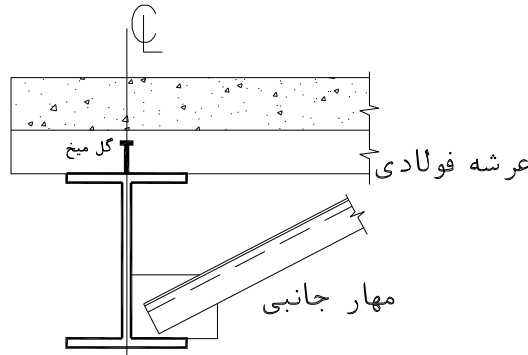
$$b = 25 \text{ cm} = 0.833d$$

$$c = 6 \text{ cm} = 0.2b_f$$

$$R = \frac{4c^2 + b^2}{8c} = 16 \text{ cm}$$

طبق بند ۱۰-۳-۱-۸-۲-۴ مبحث دهم، تیرها بایستی در هر دو بال خود دارای مهاربندی جانبی کافی باشند، بطوری که از هر گونه کمانش جانبی پیشگی در خلال تغییرشکل‌های غیرارتجاعی

جلوگیری شود. فاصله بین مهارهای جانبی تیرها در حد فاصل محور ستون‌ها نباید از  $0.09 \frac{E}{F_y} r_y$  که در آن  $r_y$  شعاع ژیراسیون مقطع تیر حول محور ضعیف است، تجاوز نماید. جزئیات مهار جانبی تیرها در شکل ۱۰-۴۹ نشان داده شده است. طبق مبحث دهم، بایستی مهارهای جانبی برای نیرویی معادل ۲٪ ظرفیت کششی بال تیر طراحی شود ( $0.02 F_y b_f t_f$ ).



شکل ۱۰-۴۹ جزئیات مهار جانبی تیرها

### ضوابط ستون قوی و تیر ضعیف

بطور کلی می‌توان از نیروی محوری ایجاد شده در ستون‌های داخلی یک قاب خمشی تحت بارهای جانبی صرف‌نظر نمود. نیروی محوری ایجاد شده در اثر بارهای مرده برابر است با:

$$P_D = \text{بام} + (4 \text{ تا } 6) = (5 \times 2.5) \times 400 + 3(5 \times 2.5) \times 500 = 23.75 \text{ ton}$$

همچنین نیروی محوری ناشی از بارهای زنده در یکی از ستون‌های داخلی قاب خمشی برابر است با:

$$P_L = \text{بام} + (4 \text{ تا } 6) = (5 \times 2.5) \times 150 + 3(5 \times 2.5) \times 200 = 9.37 \text{ ton}$$

بنابراین بارهای محوری ضربیدار ستون به صورت زیر است:

$$P_u = 1.25P_D + 1.5P_L = 43.7 \text{ ton}$$

ظرفیت لنگر ستون برابر است با:

$$\begin{aligned} \Sigma M_{pc}^* &= \Sigma Z_c \left( F_{yc} - \frac{P_{uc}}{A_g} \right) \quad \text{رابطه ۱۰-۳-۱۴ الف مبحث دهم} \\ &= 2 \times 2156.4 \left( 2400 - \frac{43.7 \times 10^3}{171} \right) \times 10^{-5} = 92.5 \text{ ton.m} \end{aligned}$$

اساس مقطع پلاستیک RBS بصورت زیر می‌باشد:

$$Z_{RBS} = Z_{BM} - 2ct_f(d - t_f) = 1678 - 2 \times 6 \times 1.9(30 - 1.9) = 1037 \text{ cm}^3$$

ظرفیت لنگر پلاستیک طراحی برای مقطع تیر کاهش یافته:

$$M_{pd} = 1.1R_y Z_{RBS} F_y = 1.1 \times 1.15 \times 1037 \times 2400 \times 10^{-5} = 31.5 \text{ ton.m}$$

همچنین برش متناظر در تیر برابر است با:

$$V_{pd} = \frac{1.1R_y Z_{RBS} F_y}{(0.5 \times 500) - \frac{d_c}{2} - a - \frac{b}{2}} \times 10^{-3} = 15.7 \text{ ton}$$

طبق بند ۱۰-۳-۸-۴ مبحث دهم، لنگر نیاز تیر برابر است با:

$$\begin{aligned} \Sigma M_{pb}^* &= \Sigma \left( M_{pd} + V_{pd} \left( \frac{d_c}{2} + a + \frac{b}{2} \right) \right) \\ &= 2 \left( 31.5 \times 10^5 + 15.7 \times 10^3 \left( \frac{34}{2} + 20 + \frac{25}{2} \right) \right) \times 10^{-5} = 78.5 \text{ ton.m} \end{aligned}$$

کنترل رابطه ۱۰-۳-۱۳ مبحث دهم:

$$\frac{\Sigma M_{pc}^*}{\Sigma M_{pb}^*} = \frac{92.5}{78.5} = 1.17 > 1.0 \quad \text{خوب است}$$

بنابراین شرایط تیر ضعیف - ستون قوی برقرار است.

#### طراحی چشمه اتصال:

طبق جدول ۱۰-۳-۲ مبحث دهم، برای قاب خمشی با شکل پذیری ویژه مقدار  $\Omega_0 = 2.8$  می‌باشد. مقدار لنگر خمشی ایجاد شده در بر اتصال تیر به ستون برابر است با:

$$M_1 = M_2 = \Omega_0 (F_3) L = 2.8 \times 3.7 \times \left( 250 - \frac{34}{2} \right) \times 10^{-2} = 24.14 \text{ ton.m}$$

$$\Delta M = M_1 + M_2 = 48.2 \text{ ton.m}$$

لیکن مقدار لنگر فوق نیاز نیست که بیشتر از  $0.8 \Sigma M_{pb}^*$  در نظر گرفته شود.

$$M_{pb}^* = M_{pd} + V_{pd} \left( a + \frac{b}{2} \right) = 31.5 + 15.7(0.2 + 0.125) = 36.6 \text{ ton.m}$$

$$0.8 \Sigma M_{pb}^* = 0.8 \times 2 \times 36.6 = 58.5 \text{ ton.m}$$

بنابراین برش ایجاد شده در چشمه اتصال برابر است با:

$$V_u = \frac{\Delta M}{0.95 d_b} - \frac{\Delta M}{h} = 169 - 15 = 154 \text{ ton}$$

ظرفیت برشی چشمه اتصال:

$$\phi V_u = 0.75 \times 0.55 F_y d_c t \left[ 1 + \frac{3b_c t_{cf}^2}{d_b d_c t} \right]$$

$$\phi V_n = 0.75 \times 0.55 \times 2400 \times 34 \times t \left[ 1 + \frac{3 \times 30 \times 2.15^2}{30 \times 34 \times t} \right]$$

با برابر قرار دادن  $V_u$  و  $\phi V_n$  و حل آن مقدار  $t = 4.17 \text{ cm}$  بدست می‌آید. از آنجایی که ضخامت جان ستون برابر  $1/2$  سانتیمتر می‌باشد، به دو ورق مضاعف به ضخامت  $1/6$  سانتیمتر در هر دو طرف جان ستون نیاز داریم. در صورتی که نخواهیم از ورق‌های پیوستگی استفاده نماییم بایستی ابعاد ستون را زیاد نماییم. با توجه به بند ۱۰-۲-۱۰-۹-۱۱ مبحث دهم، پایداری ورق‌های چشمه اتصال را کنترل می‌نماییم.

$$t_{(req'd)} = \frac{d_z + w_z}{90} = \frac{(30+34)}{90} = 0.7 \text{ cm}$$

از آنجایی که ضخامت جان ستون و ورق‌های مضاعف بیشتر از ضخامت مورد نظر می‌باشد، نیازی به جوش انگشترانه نیست. مقدار تغییرشکل چشمه اتصال را می‌توان با استفاده از رابطه زیر تعیین نمود:

$$\gamma_p = \frac{V}{d_c t_p G} = \frac{\frac{154 \times 10^3}{2.8}}{34 \times (1.2 + 2 \times 1.6) \times \frac{2.1 \times 10^6}{2.6}} = 0.00045 \text{ rad}$$

که در رابطه فوق،  $G$  مدول برشی فولاد می‌باشد. جابجایی نسبی طبقه به سبب تغییرشکل چشمه اتصال به صورت زیر است.

$$\Delta_p = 0.00045 \times 320 = 0.14 \text{ cm}$$

کل تغییر مکان جانبی نسبی طبقه به سبب خمشی تیر، ستون و چشمه اتصال بصورت زیر است:

$$\Delta = \Delta_c + \Delta_g + \Delta_p = \frac{F_2 h (h - d_b)^2}{12 E I_c} + \frac{F_2 h^2 (L - d_c)^2}{12 E I_g} + \Delta_p$$

$$\Delta = \frac{8.2 \times 10^3 \times 320 (320 - 30)^2}{12 \times 2.1 \times 10^6 \times 36660} + \frac{8.2 \times 10^3 \times 320^2 (500 - 34)}{12 \times 2.1 \times 10^6 \times 25170} + 0.14$$

$$= 0.23 + 0.6 + 0.14 = 0.97 > 0.91 \text{ خوب نیست}$$

مقدار جابجایی نسبی طبقه کمی بیش از مقدار مجاز است. بنابراین بایستی با افزایش سختی مقدار جابجایی در حد مجاز نگه داشته شود.



## مراجع:

۱. علیرضایی، م «بررسی رفتار قاب‌های مهاربندی شده خارج از مرکز»، دومین همایش منطقه‌ای زلزله، دانشگاه آزاد واحد دورود
۲. امیری، ح.، «روش طیف ظرفیت در طراحی لرزه‌ای ساختمان‌ها» پایان‌نامه کارشناسی ارشد، دانشگاه تربیت مدرس، ۱۳۸۲.
۳. پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله، «تفسیر دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ایران»، ۱۳۸۱.
۴. حجری محمدزاده، «پارامترهای موثر بر مقاومت افزون و رفتار غیرخطی دینامیکی قاب‌های فولادی خمشی با مهاربند برون‌محور»، پایان‌نامه کارشناسی ارشد، دانشگاه تربیت مدرس، ۱۳۸۱.
۵. علوی، «رفتار دینامیکی سازه‌های با اتصالات نیمه صلب (خورجینی) تحت اثر پیچش»، پایان‌نامه کارشناسی ارشد، دانشگاه امیرکبیر، ۱۳۷۵.
۶. کرمی، «خواص مکانیکی اتصالات خورجینی»، پایان‌نامه کارشناسی ارشد، دانشگاه صنعتی شریف، ۱۳۷۰.
۷. مزروعی و مصطفایی، «شیوه‌های نوین اتصالات خورجینی»، سومین کنفرانس بین‌المللی مهندسی زلزله، تهران، ۱۳۷۸.
۸. یزدانی، «بررسی رفتار غیرخطی قاب‌های نیمه صلب دارای اتصالات خورجینی با مهاربندی و بدون مهاربندی»، پایان‌نامه کارشناسی ارشد، پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله، ۱۳۷۸.
۹. سلطان محمدی، م، علیرضایی، م، محمدزاده، ع، ۱۳۸۷، «تحلیل سازه‌ها، جلد اول، انتشارات آزاد»
۱۰. علیرضایی، م، بهنیا، امین، کاظمی اصل، م، رهیافت حل مسئله در تحلیل سازه‌ها، انتشارات آزاد
11. PEER (2000) *Cover-Plate and Flange-Plate Reinforced Steel Moment-Resisting Connections*, Report No. PEER2000/07, Pacific Earthquake Engineering Research
12. Chen, W.F., Scawthorn, C. "Earthquake Engineering Handbook", Chapter 12: seismic design of steel structure" (2003)
13. Na'im, F., Martin J.A., "Seismic Design Hand book", Chapter 9: seismic design of steel structure"
14. Bozorgnia, Y. and Bertero, V.V. (2004). *Earthquake Engineering. From Engineering Seismology to Performance - Based Engineering*. CRC Press, Boca Raton, FL, USA.
15. American Institute of Steel Construction (AISC) (2005-2002-1997), *Seismic Provisions of Structural Steel Building*, APPENDIX P, Prequalification of Beam-column
16. FEMA (2000) *Federal Emergency Management Agency, Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings, Program to Reduce Earthquake Hazards of Steel Moment-Frame Structures*, FEMA-350, FEMA, Washington DC.
17. Elnashai, A. S. and Elghazouli, A. Y. (1994) *Seismic behaviour of semi-rigid steel frames: Experimental and analytical investigations*, Journal of Constructional Steel Research, Vol. 29, 149-174.
18. Astanah, A., Goel, S. C. and Hanson, R. D. (1986) *Earthquake-resistant design of double angle bracing*, Engineering Journal, ASCE, Vol.23, No. 4.
19. Roeder, C.W., Popov, E.P., "Inelastic Behavior of Eccentrically Braced Steel Frames Under Cyclic Loading", Report No. UBC/ERC-77/18, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, CA, 1997.
20. AISC (2005) American Institute of Steel Construction Inc., *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*, AISC, Chicago, IL

21. AISC. 2000. *Seismic Provisions, Supplement No. 2*, American Institute of Steel Construction, Chicago
22. 1994 Uniform Building Code, *International Conference of Building Officials*, Whittier, California, 1994.
23. Manual of Steel Construction. *Allowable Stress Design*, 9th edition, American Institute of Steel Construction, 1989
24. *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings - Load and Resistance Factor Design*, American Institute of Steel Construction, 1992.
25. SEAOC (1999). *Seismic Design Manual*, Volume I Code Application Examples, Structural Engineers Association of California, Sacramento.
26. SEAOC (2003). 2000 IBC *Structural/Seismic Design Manual*, Volume 3 Building Design Examples, in press, Structural Engineers Association of California, Sacramento.
27. Astaneh-Asl, A. (1998). "Seismic Behavior and Design of Gusset Plates," in Steel TIPS Report, Structural Steel Educational Council, Moraga.
28. AISC (2002). *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*, American Institute of Steel Construction, Inc., Chicago
29. Bungale S. Taranath, *Structural Analysis and Design of Tall Buildings*. New York: McGraw-Hill, 1988.
30. Yousef Bozorgnia and Vitelmo V. Bertero, eds., *Earthquake Engineering: From Engineering Seismology to Performance-Based Engineering*. ICC Publications, 2004
31. Cochran, M., "Design and Detailing of Steel SCBF Connections," Structural Engineers Association of Northern California (SEAONC) Seminar, San Francisco, April 2000
32. American Welding Society (AWS), D1.1 *Structural Welding Code Steel*, Miami, FL, 2004
33. Chen, S.J., Yeh, C.H. and Chu, J.M., "Ductile Steel Beam-to-Column Connections for Seismic Resistance," *Journal of Structural Engineering*, Vol. 122, No. 11, November 1996, pp. 1292-1299

## فصل ۱۱ – سازه‌های بتن آرمه

### ۱۱-۱- کلیات

با توجه به روند رو به رشد، افزایش ارتفاع ساختمان‌ها، نیاز به استفاده از مصالح با مقاومت بالا به منظور کاهش ابعاد مقاطع سازه‌ای و بهبود رفتار لرزه‌ای آنها، بیشتر احساس می‌شود. از جمله مزایای بتن می‌توان به موارد زیر اشاره نمود:

✓ *اقتصادی بودن؛* به دلیلی در دسترس بودن مصالح می‌تواند نسبت به دیگر مصالح به صرفه باشد.

✓ *عدم کماتش؛* که یکی از مزایای خوب بتن در برابر فولاد می‌باشد. مقاطع فولادی به سبب لاغری عموماً در معرض کماتش‌های موضعی و کلی می‌باشند.

✓ *شکل‌پذیری آسان؛* بتن بعد گیرش به شکل قالب در می‌آید.

نیروهایی که در حین زلزله در اثر اختلالات ایجاد شده در جنبش زمین ایجاد شده بایستی توسط اجزای سازه‌ای بدون تخریب عمده، به نوعی تحمل شوند. برای دستیابی به این هدف نیاز به ایجاد شکل‌پذیری مناسبی برای سازه است. در ساختمان‌های بتنی جزئیات استفاده شده در اتصالات نقش مهمی در تامین این هدف بر عهده دارند. همانطور که قبلاً اشاره شد، جنبش زمین شامل شش مولفه بوده که از بین این شش مولفه سه مولفه به صورت انتقالی (دو تا افقی و یکی قائم) و سه مولفه بعدی به صورت دورانی می‌باشند که دارای اهمیت ناچیزی می‌باشند و می‌توان از آنها در برابر مولفه‌های انتقالی صرف نظر نمود. در اکثر مواقع از اثر مولفه قائم نیز صرف نظر می‌شود. ضوابط آرماتورگذاری مندرج در فصل ۲۱ آیین‌نامه بتن آمریکا (ACI 318-05) بسته به نوع سیستم سازه‌ای، طبقه‌بندی خطر لرزه‌خیزی منطقه، تراز استهلاک انرژی (یا سختی) فرض شده در محاسبه نیروهای لرزه‌ای طراحی و محل استقرار سازه دارد. سطوح خطر لرزه‌خیزی منطقه به سه دسته کم، متوسط، زیاد طبقه‌بندی شده است. خطر لرزه‌خیزی یک منطقه (یا نوع طراحی و یا عملکرد لرزه‌ای یک سازه) در یکی از ترازهای طبقه‌بندی عملکرد لرزه‌ای<sup>۱</sup> (SPC) و طبقه بندی

<sup>۱</sup> Seismic Performance Category (SPC)

طراحی لرزه‌ای<sup>۱</sup> (SDC) قرار می‌گیرد. در جدول ۱۱-۱ خلاصه‌ای از طبقه‌بندی عملکرد، مندرج در آیین‌نامه‌های مختلف ساختمانی و سایر مراجع نشان داده شده است:

جدول ۱۱-۱ رابطه بین اصطلاحات لرزه‌ای در آیین‌نامه‌های مختلف

آیین‌نامه	طبقه بندی خطر لرزه‌خیزی، عملکرد یا نوع طراحی		
	کم	متوسط	زیاد
BOCA National Building Code (1993, 1996, 1999)	SPC A,B	SPC C	SPC D,E
Standard Building Code (1994, 1997, 1999)			
ASCE 7-93, 7-95			
NEHRP (1991, 1994)			
Uniform Building Code (1991, 1994, 1997)	ناحیه لرزه‌خیز ۱ و ۰	ناحیه لرزه‌خیز ۲	ناحیه لرزه‌خیز ۳ و ۴
International Building Code (2000, 2003)	SDC A,B	SDC C	SDC D,E,F
ASCE 7-98, 7-02			
NEHRP (1991,1994, 1997)			
NFPA 5000 (2003)			

در زمینه مشخصات مکانیکی بتن با مقاومت بالا، که مورد نیاز طراحی مقاطع سازه‌ای می‌باشد، تحقیقات و مطالعات زیادی انجام شده است. در سال ۱۹۸۲ اسلیت و مارتینز مدلی برای منحنی تنش - کرنش بتن با مقاومت بالا ارائه دادند که در سال‌های بعد این مدل توسط افراد مختلفی اصلاح شد. به دلیل اینکه بتن با مقاومت بالا دارای منحنی تنش - کرنش متفاوت با بتن معمولی می‌باشد، استفاده از آن در ساختمان، باعث تغییر رفتار مقاطع سازه‌ای می‌شود. از طرفی دیوار برشی بتنی بعنوان یک سیستم مناسب برای مقابله با نیروهای جانبی (باد یا زلزله) در ساختمان‌های بلند و متوسط شناخته شده است. اولین سیستم سازه‌ای استفاده شده در ساختمان‌های بتنی، شامل ستون، تیر و دال بود. معرفی دیوارهای برشی به عنوان یک عضو مهار کننده در اواخر دهه ۱۹۴۰ در پروژه‌های ساختمانی نیویورک، اثری قابل توجه در ایجاد ساختمان‌های بلند بتنی گذاشت. کاربرد این دیوارها باعث ایجاد صلبیت در سازه می‌شود. آخرین تحول در ایجاد سیستم‌های سازه‌ای، سیستم قاب لوله‌ای می‌باشد. این سیستم شامل ستونهای خارجی نزدیک به هم می‌باشد که توسط تیرهای مورب به هم متصل می‌گردند و در نتیجه صلبیت بسیار بالایی برای سازه ایجاد می‌کند. در طراحی سازه‌های بتن آرمه با اتصالات صلب، فرض بر گیرداری کامل اعضاء در محل اتصالات است. اینگونه اتصالات وظیفه انتقال کامل تمامی لنگرهای خمشی، پیچشی و نیروهای محوری و برشی بین اعضاء متصل بهم را بر عهده دارند.

<sup>1</sup> Seismic Design Category (SDC)

بوجود آمدن تغییر شکل‌های جزئی در محل اتصال باعث می‌شود که این وظیفه بطور کامل انجام نگیرد. اتصال تیر- ستون در بین انواع اتصالات دیگر در قابهای بتن مسلح، حائز اهمیت خاصی است. چونکه ابعاد اتصال بسیار کوچک است در حالیکه لنگرهای منفی ماکزیمم و نیروهای برشی ماکزیمم در همین محل اتفاق می‌افتند و لذا تراکم میلگردگذاری فوق العاده زیاد می‌شود. در اتصالات کناری تیر- ستون به این دلیل که میلگردهای تیر باید در این ناحیه مهار و قطع گردند، بر خلاف اتصالات تیر- ستون‌های میانی که در آنها میلگردهای تیر را می‌توان بطور ممتد از داخل اتصال عبور داد، با مسئله‌ای حادث‌تر مواجه می‌شویم. در سازه‌های بتن مسلح پیش ساخته بدلیل اینکه میلگردهای ستون در ناحیه اتصال قطع می‌گردند مشکل دیگری نیز بر مشکلات فوق الذکر اضافه می‌گردد.

بطور خلاصه مشکل عمده‌ای که اتصال تیر به ستون را از سایر اتصالات (دیوار به سقف، ستون به دال و غیره) متمایز می‌کند، اینست که ناحیه تقاطع تیر به ستون کوچک است و تعبیه حجم زیاد میلگرد مشکل. مشاهدات پس از وقوع زلزله‌های واقعی و نیز نتایج آزمایشات مبین این نکته بوده‌اند که خرابی‌های سازه‌ای بیشتر در ناحیه اتصالات مشاهده شده است، حال آنکه گسیختگی سایر المان‌های سازه‌ای کمتر اتفاق افتاده است. شکل ۱۱-۱ یک نمونه از این خرابی‌ها را نشان می‌دهد.



شکل ۱۱-۱ خرابی ساختمان بتنی در رشت که به دلیل ضعف اتصالات در زلزله منجیل

در سازه‌های بتن مسلح پیش ساخته، بر خلاف سازه‌های بتن مسلح معمولی، گاهی اتصالات مفصلی طرح و اجرا می‌گردند. در آنالیز سازه‌های یکپارچه، اغلب فرض بر این است که اتصال به‌اندازه کافی جهت انتقال ممان‌ها و برش‌های بوجود آمده در اثر بارهای اعمالی به سازه، مقاوم و قوی هست و لذا اعضای متصل به یکدیگر در ناحیه اتصال چرخش یکسانی دارند. با توجه به اصل سنت ونان توزیع تنش‌ها در محل اتصال ممکن است به کلی متفاوت از توزیع تنش در اعضای متصل بهم باشد اغلب در طراحی اتصال تیر به ستون، پیشنهاد می‌شود که یک سیستم نیرویی ساده (معادل بارهای اعمالی) را به جای نیروهای واقعی در بلوک اتصال در نظر بگیرند. در ناحیه اتصال تیر به ستون، بدلیل کوچک بودن فضای قابل دسترسی، اجرای میلگردگذاری و نیز جا دادن

بتن خالی از اشکال نیست. تنشهای کششی ماکزیمم در اثر بارهای متناوب در طول قطره‌های اتصال بوجود می‌آیند و لذا ترک خوردگی نیز در طول این قطرها بوجود می‌آیند. از نظر سازه‌ای بهترین وضعیت خاموت گذاری عمود بر مسیر ترک، یعنی در امتداد اقطار اتصال است ولی مشکلات اجرایی و تغییر در جهت نیرو مانع از انجام این کار می‌شود. در طراحی یک اتصال صلب باید نکات ذیل را مد نظر قرار داد:

- اتصالات باید به گونه‌ای طراحی شوند که بتوانند حداقل همان لنگرها و نیروهایی را که اعضای مجاور اتصال تحمل می‌کنند، متحمل گردند یعنی بتوان از حداکثر ظرفیت اعضاء استفاده کرد.
- برای اتصالاتی که معیار اول را ارضاء ننمایند، انعطاف پذیری، اتصال باید به گونه‌ای باشد که از گسیختگی ترد جلوگیری شود.
- حین وقوع زلزله، استهلاک انرژی قابل ملاحظه مشاهده گردد.
- عرض ترک تحت اثر بارهای سرویس محدود و در حد قابل قبول باشد.
- از نقطه نظر میلگردگذاری سهولت‌های اجرایی ملحوظ گردد. این یکی از مهمترین دلایلی است که آرایش‌های مختلفی از نظر میلگردگذاری، برای اتصالات پیشنهاد می‌شوند.
- تغییر مکان اتصال نباید موجب افزایش چشمگیر تغییر مکان سازه گردد.
- اگر زلزله متوسطی به سازه اعمال شد، اتصالها باید رفتارشان در محدوده ارتجاعی باشد.
- پس از تشکیل لولای خمیری در محل اتصال، اتصال قادر باشد چرخش‌های قابل ملاحظه‌ای را بدون کاهش در لنگر پلاستیک متحمل شود. بعبارت دیگر اتصال به اندازه کافی نرم باشد.

در سازه‌های نامعین استاتیکی پس از شکست اتصال، لزوماً سازه فرو نخواهد ریخت و در صورتی که اتصال بتواند رفتاری نرم داشته باشد پس از تشکیل لولای خمیری از درجات نامعینی سیستم کم شده و یک باز توزیع ممان در اعضاء مجاور به اتصال صورت خواهد گرفت که باعث خواهد شد سازه بتواند بارهای بیشتری را تحمل کند. در حالیکه در سیستم‌های استاتیکی معین، با تشکیل اولین لولای خمیری سیستم فرو خواهد ریخت. در سازه‌های معین، مقاومت اتصال به منظور ایجاد یکپارچگی بین اعضاء یک عامل بسیار بحرانی است و در صورتیکه مقاومت اتصال کمتر از مقاومت اعضاء متصل به یکدیگر باشد سیستم قبل از اینکه بتواند نیروهای طراحی را تحمل کند فرو خواهد ریخت. اگر بتوان لولای خمیری را به بیرون از ناحیه اتصال هدایت نمود در این صورت عملکرد سیستم بهتر خواهد شد. مخصوصاً در قاب‌های بتن مسلح مطلوب این است که لولای خمیری به خارج از ناحیه اتصال تیر به ستون و به درون تیر هدایت گردد. این موضوع باعث

می‌شود که حین وقوع زلزله از تشکیل طبقه نرم جلوگیری شود و فلسفه تیر ضعیف- ستون قوی نیز رعایت گردد.

در یک سازه بتن مسلح ممکن است انواع گوناگونی از اتصالات وجود داشته باشند. اتصالات ممکن است ۴ و یا ۳ بعدی باشند. ممکن است زوایای اعضای متصل به هم حاده، قائمه و یا منفجره باشند. در قابهای شیبدار زوایای تیر و ستون غیرقائم است. در قاب‌های بتن مسلح مسطح از نظر تعداد اعضای متصل بهم می‌توان اتصالات را به انواع دو عضوی یا گوشه، اتصالات سه عضوی یا خارجی و اتصالات چهار عضوی یا میانی تقسیم نمود. شکل ۱۱-۲ انواع اتصال تیر به ستون قابهای بتن مسلح سه بعدی را نشان می‌دهد.



شکل ۱۱-۲ انواع اتصالات در سازه‌های بتن مسلح

اتصال تیر به ستون در قاب‌های خمشی بتن مسلح به علت قرارگیری اتصال تحت تلاش‌های رفت و برگشتی در هنگام زلزله جزء بحرانی‌ترین نقاط در عملکرد قاب بتن مسلح خمشی می‌باشد. شکی نیست اصلاح عملکرد گره اتصال باعث بهبود عملکرد کل سیستم خواهد شد.

### ۱۱-۲- شکل‌پذیری قابهای بتنی مقاوم در برابر زلزله

در ساختمان‌های بتنی برای اینکه اعضاء بتوانند بارهای تناوبی ناشی از زلزله را در چندین سیکل متوالی تحمل نمایند، آنها را به صورتی طراحی می‌کنند که رفتار اعضاء از حد ارتجاعی فراتر رود و تغییر شکل‌هایی در اعضاء بوجود آید، و اگر اعضاء و اتصالات بتوانند در برابر این تغییر شکل‌ها مقاومت کنند، در این صورت خود قاب بعنوان میراکننده بارهای تناوبی عمل نموده و مقدار زیادی از انرژی زلزله را جذب خواهد کرد. شکل‌پذیری قابهای بتن مسلح بصورت نسبت تغییر مکان نهایی بام به تغییر مکان نظیر حد تسلیم بام بصورت رابطه (۱۱-۱) تعریف می‌شود.

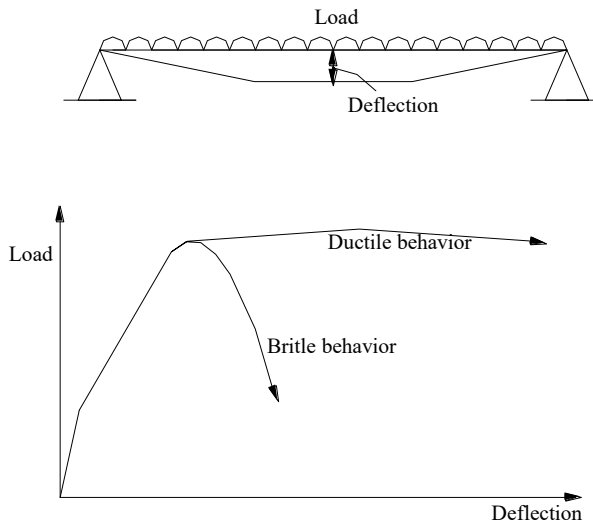
$$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \quad (11-1)$$

در اغلب موارد شکل پذیری مقاطع بتن مسلح را با انحناء بیان می‌کنند. در این صورت فاکتور شکل پذیری نسبت انحناء در بار نهایی حالت پلاستیک به انحناء در اولین تسلیم به صورت رابطه (۲-۱۱) تعریف می‌شود.

$$\mu = \frac{\varphi_u}{\varphi_y} \quad (2-11)$$

### ۱-۲-۱۱ عوامل موثر در شکل پذیری اعضاء قاب‌ها

رفتار و منحنی تغییرات بار- تغییر شکل اعضاء خمشی برای اعضاء شکننده و اعضاء شکل پذیر در شکل ۳-۱۱ نشان داده شده است. یک عضو شکننده در بار نهایی بدون تغییر شکل زیاد منهدم می‌گردد. در حالیکه در یک عضو شکل پذیر بعد از تسلیم، تغییر مکان، افزایش یافته و بعد از ایجاد تغییر مکان نسبتاً زیاد انهدام صورت می‌گیرد.



شکل ۳-۱۱ مقایسه رفتار ترد و شکل پذیر در تیر بتن مسلح

عوامل موثر در شکل پذیری یک عضو بتنی را بصورت زیر می‌توان خلاصه نمود:

الف- مقدار فولاد عضو تحت خمش

در یک عضو بتنی با فرض خطی بودن کرنش در ارتفاع مقطع با افزایش سطح میلگردهای کششی ارتفاع قسمت فشاری مقطع جهت مقابله با نیروهای کشش میلگردها افزایش می‌یابد که در نتیجه شکل پذیری مقطع کم می‌شود. با افزایش مقدار فولاد فشاری به علت کم شدن ناحیه فشاری مقدار شکل پذیری افزایش می‌یابد.

ب- مقاومت بتن مصرف شده



با افزایش مقاومت بتن مقدار عمق موثر لازم در یک مقطع،  $d$  کاهش خواهد یافت در نتیجه باعث افزایش انحناء و شکل پذیری خواهد شد.

پ- مقاومت فولاد مصرف شده

با افزایش مقاومت میلگردهای کششی مصرف شده در مقطع تحت خمش، ارتفاع بتن فشاری جهت مقابله با نیروهای کششی فولاد بیشتر خواهد شد در نتیجه انحناء و شکل پذیری کاهش خواهد یافت.

ت- شکل مقطع عرضی عضو تحت خمش

مقطعی که ارتفاع بتن فشاری را کاهش دهد مقطع مناسبی از نظر شکل پذیری می‌باشد مانند مقاطع شکل  $T$  و شکل  $L$ ، که باعث کاهش ارتفاع بتن فشاری شده و در نتیجه انحناء و شکل پذیری افزایش می‌یابند. استفاده از مقاطع با عمق زیاد برای تیرها در طبقات پایین قاب، شکل پذیری قاب را بشدت کاهش می‌دهد.

ث- بار محوری فشاری

بار محوری بصورت فشاری باعث کاهش تغییر مکان و انحناء نهایی شده و اثر منفی در شکل پذیری قابها خواهد داشت.

ج- مقدار میلگردهای عرضی (خاموتها) استفاده شده در عضو تحت خمش

خاموتهای استفاده شده در یک عضو تحت خمش به دلایل زیر باعث افزایش شکل پذیری می‌گردد:

- از کمانش فولادهای فشاری جلوگیری می‌کنند.
- از شکست برشی پیش‌رس بتن جلوگیری می‌کنند.
- خاموتها بتن را محبوس می‌کنند، در نتیجه باعث ازدیاد مقاومت و شکل پذیری آن می‌گردند. موقعی که بتن ساده تحت فشار محبوس کننده قرار می‌گیرد، مانند نمونه تحت فشار سه محوری، مقاومت فشاری آن چهار برابر نمونه تحت فشار یک محوری افزایش می‌یابد. بعبارت دیگر فشار محبوس کننده جانبی باعث می‌گردد که بتن در تغییر شکل‌های بیشتری خرد شود در نتیجه شکل پذیری عضو افزایش می‌یابد.

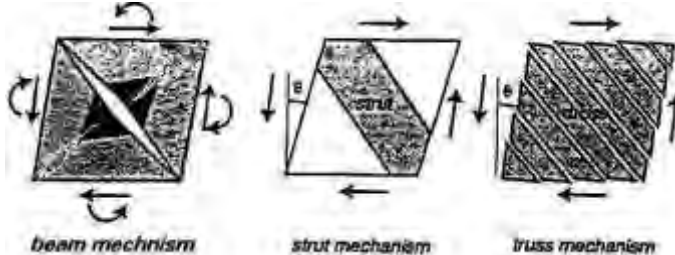
### ۱۱-۲-۲- مکانیزم‌های شکست اتصال

اتصالات سازه‌های بتنی بارهای وارد شده به اتصال را به سه صورت انتقال می‌دهند. یعنی سه مکانیزم و مدل برای انهدام اتصال قابل تصور است:

- مکانیزم برش تیر
- مکانیزم خرپای ۴۵ درجه

• مکانیزم دستک قطری فشاری

بارهای وارد از تیر و ستون به یک اتصال، در شکل ۴-۱۱ نشان داده شده است:



شکل ۴-۱۱ انواع مکانیزم شکست

۱۱-۲-۳- مکانیزم برش تیر

با توجه به شکل ۴-۱۱، در اثر بارهای وارد شده به اتصال ترک‌های قطری در اتصال بوجود می‌آید و با ادامه بار بصورت متناوب توسعه می‌یابد. قسمتی از نیروی برشی توسط بتن تحمل می‌شود و بقیه توسط میلگردهای عرضی یا خاموت‌های اتصال گرفته می‌شود. بنابراین در مکانیزم برش تیر برای مقابله با ترک‌های قطری ایجاد شده توسط نیروهای برشی از میلگردهای عرضی بصورت افقی و قائم استفاده می‌شود. با توجه به شکل ۴-۱۱ برش نهایی در اتصال به صورت رابطه (۳-۱۱) خواهد شد:

$$V_u = \frac{V_u}{\phi A_{cv}} = \frac{\alpha F_y (A_{s1} + A_{s2}) - V_{col}}{A_{cv}} \quad (3-11)$$

که در آن  $\alpha$  ضریب سخت‌گرایی در میلگردهای تیر در اثر تغییر شکل زیاد ناشی از تشکیل لولاهای پلاستیکی می‌باشد.

$A_{s1}$  = سطح مقطع میلگردهای کششی

$A_{s2}$  = سطح مقطع میلگردهای فشاری

$V_{col}$  = نیروهای برشی ستون

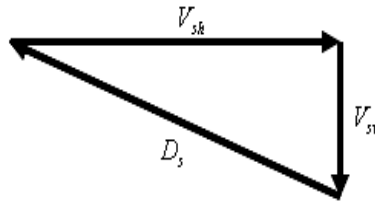
$A_{cv}$  = سطح مقطع موثر در هسته اتصال که از حاصلضرب عرض موثر در عمق موثر بدست می‌آید. بر اساس تجارت آزمایشگاهی، در حالت نهایی اگر لولاهای خمیری در تیرها ایجاد شوند شکل پذیری قاب به مراتب بیشتر خواهد بود. در نتیجه آیین‌نامه‌ها توصیه می‌نمایند در طراحی، تئوری تیر ضعیف-ستون قوی مد نظر قرار گیرد تا از تشکیل لولاهای پلاستیکی در تیرها اطمینان حاصل شود.

بنابراین در اثر بارهای تناوبی تغییر طول نسبی میلگردهای تیر افزایش یافته و در اثر سخت‌گرایی تسلیم میلگردها ازدیاد پیدا می‌کند. در نتیجه در محاسبه نیروهای اتصال ضریب  $\alpha$  برای

تنش تسلیم میلگردهای تیر استفاده می‌شود. مقدار ضریب  $\alpha$  بر اساس آزمایشات انجام شده،  $1/25$  در نظر گرفته می‌شود.

### ۱۱-۲-۴- مکانیزم خرابی ۴۵ درجه

تنش‌های برشی بوجود آمده در هسته اتصال باعث ایجاد نیروهای کششی قطری در اتصال می‌شود. در اغلب حالات ظرفیت کششی قطری در هسته بتن اتصال تمام شده و ترک‌های قطری در اتصال ظاهر می‌شوند. بعد از ایجاد ترک در اتصال یک مکانیزم خرابایی می‌تواند تعادل نیروهای اتصال را برقرار نماید. همچنانکه در شکل ۱۱-۵ نشان داده شده سه عضو این خرپا می‌تواند میلگردهای افقی و قائم و قسمت فشاری هسته اتصال باشد.



شکل ۱۱-۵ سیستم مقاوم در مکانیزم خرابی ۴۵ درجه

$V_{sv}$ : نیروی برشی میلگرد قائم

$V_{sh}$ : نیروی برشی میلگرد افقی

$D_s$ : نیروی فشار در بتن

برای تحمل یک ناحیه فشاری قطری در یک اتصال احتیاج به فراهم کردن نیروهای فشاری افقی و قائم در اطراف هسته اتصال می‌باشد یا به عبارت دیگر احتیاج به محبوس نمودن هسته اتصال می‌باشد. در این مکانیزم علاوه بر میلگردهای برشی افقی، به میلگردهای برشی قائم نیز نیاز است. این میلگردهای برشی در اتصال می‌توانند به طرق زیر فراهم شوند:

الف- در نظر گرفتن میلگردهای افقی و قائم در هسته اتصال

ب- بوسیله نیروهای فشاری خارجی از جمله فشار ناشی از ثقل یا بار محوری ستون‌ها. که در واقع پیش فشردن اتصال توسط نیروهای فشاری ثقلی است.

یک راه حل عملی استفاده از خاموتها افقی و توزیع میلگردهای قائم ستون در هسته اتصال می‌باشد.

### ۱۱-۲-۵- مکانیزم دستک قطری فشاری

مکانیزم دستک قطری فشاری در سال ۱۹۸۲ توسط محققین نیوزلند و آیین‌نامه این کشور برای محاسبه ظرفیت برشی اتصال مطرح گردید. در یک قاب بتنی مقاوم در بارهای متناوب لولاهای

پلاستیک در تیرها در مجاورت اتصال تشکیل می‌گردد. ستون‌های بالا و پایین اتصال در مجاورت اتصال در حالت الاستیک باقی می‌مانند (وقتی که بار محوری ستون ناچیز باشد). شکل ۱۱-۴ نشان می‌دهد که در اتصال نیروهای فشاری داخل بتن به همراه نیروهای برشی و نیروهای چسبندگی تیرها و ستون‌ها به یک ناحیه فشاری که یک سیستم تعادل تشکیل می‌دهد انتقال می‌یابند. مولفه اصلی این مکانیزم، دستک قطری بتنی است. قابل توجه است که مکانیزم دستک قطری بتنی قادر است قسمت اعظم نیروهای برشی افقی و قائم هسته اتصال را انتقال دهد.

با توجه به سه مکانیزم احتمالی تشریح شده، مشخص می‌گردد که برای انتقال نیروهای وارده به اتصال، به میلگردهای عرضی افقی و قائم نیاز است که این میلگردها علاوه بر تحمل نیروهای برشی باید بتوانند هسته اتصال را به مقدار لازم محبوس نمایند. بر اساس آزمایشات انجام شده توسط Zahang و Jursa میلگردهای عرضی ضرورتاً باعث افزایش مقاومت برشی اتصال نمی‌گردد با این حال باید یک مقدار حداقل میلگرد عرضی جهت محبوس نمودن هسته بتن در اتصال فراهم شود.

### ۱۱-۳- الزامات «مبحث نهم» در طراحی قاب‌های بتن مسلح مقاوم در برابر زلزله

از آنجا که بتن غیرمسلح مصالح تردی است، فولاد به کار رفته در بتن مسلح علاوه بر تامین مقاومت در میزان شکل پذیری سازه نیز اثر دارد. مطابق آیین‌نامه بتن ایران، بتن مصرفی در مناطق لرزه‌خیز باید دارای مقاومت حداقل فشاری  $(f_c)$  ۲۰ نیوتن بر میلی‌متر مربع باشد. مقاومت تسلیم مشخصه فولاد مصرفی  $(f_y)$  نیز نباید بیشتر از ۴۰۰ نیوتن بر میلی‌متر مربع باشد. یادآوری می‌کند، فولاد با مقاومت بالا دارای شکل پذیری کمتری است. افزون بر این، به خاطر اینکه در هنگام زلزله مقاطعی از سازه به حد تسلیم می‌رسند، در صورتی که مقاومت تسلیم واقعی فولاد بیشتر از مقاومت تسلیم مشخصه آن باشد، مناطق مزبور زیر اثر تنش‌گیری و برشی بالاتری از مقادیر طراحی قرار می‌گیرند. این امر ممکن است به شکست ترد بیانجامد. به این سبب، آیین‌نامه ایران همانند آیین‌نامه کانادا مقرر می‌دارد که مقاومت تسلیم واقعی فولاد بیش از ۱۲۵ نیوتن بر میلی‌متر مربع با مقاومت اسمی آن اختلاف نداشته باشد. همچنین با افزایش نسبت تنش حد گسیختگی به جاری شدن، شکل پذیری فولاد افزایش یافته و منجر به زیاد شدن طول مفصل‌های خمیری و بنابراین میزان جذب انرژی می‌گردد. بر این اساس نباید نسبت مقاومت گسیختگی فولاد به تسلیم مشخصه آن کمتر از ۱/۵ باشد. با به کار بردن جزئیات خاصی که در این فصل در مورد آنها بحث می‌شود، می‌توان شکل‌پذیری سازه‌های بتن مسلح را زیاد کرد. آیین‌نامه بتن ایران سازه‌های بتنی را از نظر شکل پذیری به سه دسته با شکل پذیری کم، متوسط و زیاد تقسیم

می‌نماید. آیین‌نامه زلزله ایران از همین سه گروه به ترتیب با عنوان معمولی، متوسط و ویژه نام می‌برد. ضریب رفتار قابهای خمشی بتنی معمولی، متوسط و ویژه، به ترتیب ۴، ۷ و ۱۰ معین گردیده است. در این فصل ضوابط طراحی برای انواع مختلف اعضای قاب‌های بتن مسلح مورد بحث قرار می‌گیرد. فرض بر این است که خواننده با روش طراحی ساختمان بتن مسلح بر اساس آیین‌نامه بتن ایران آشنایی دارد. خاطر نشان می‌کند اعضای که نیروی محوری در آنها کوچکتر یا مساوی  $0.15 f_c A_g$  باشد تیر و در غیراین صورت ستون نامیده می‌شوند.

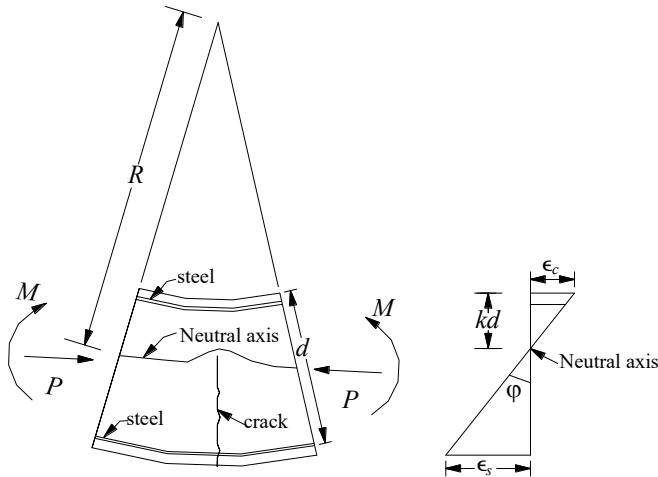
### ۱۱-۳-۱- محدودیت‌های هندسی اعضاء

در صورتی که نسبت دهانه به ارتفاع مقطع تیری کوچک باشد مقاومت آن زیر اثر نیروی برشی، و نه لنگر خمشی خواهد بود. در این موارد، شکل پذیری عضو کاهش خواهد یافت. به این خاطر، ارتفاع تیر نباید بیشتر از یک چهارم طول دهانه آزاد آن باشد. همچنین عرض مقطع نیز نباید در قابهای متوسط و ویژه، به ترتیب، از ۰/۲۵ و ۰/۳ ارتفاع آن کمتر انتخاب گردد. با این کار احتمال کماتش خمشی پیچشی تیر در محل مفصل خمیری کم می‌شود. در قاب‌های زیر اثر بار قائم لنگر منتقل شده از تیر به ستون زیاد نبوده و در گره‌های میانی، به علت هم علامت بودن لنگر در دو تیر مجاور، تا حدی متعادل می‌گردد. از سوی دیگر، لنگرهای ناشی از زلزله بزرگ بوده و در واقع گرادیان لنگر در گره اتصال بالا است. به عنوان نمونه، در یک گره میانی، لنگرهای حاصل از بار جانبی دارای علامت مخالف می‌باشد. به این خاطر، احتمال تمرکز تنش در محل اتصال تیر به ستون زیاد است و عرض تیر نباید چندان از ستون بیشتر باشد. آیین‌نامه ایران عرض حداقل تیر را در قابهای متوسط و ویژه ۲۵۰ میلی‌متر در نظر می‌گیرد. همچنین عرض مقطع نباید بیشتر از پهنای ستون تکیه‌گاهی، در صفحه عمود بر محور طولی تیر، به اضافه سه چهارم ارتفاع تیر یا یک چهارم بعد دیگر ستون، در هر طرف ستون باشد. افزون بر این برای جلوگیری از برون محورهای بزرگ، فاصله محورهای هندسی تیر و ستون از یک دیگر نباید بزرگتر از یک چهارم عرض مقطع ستون شود.

روشن است که کماتش یک ستون مانع جدی در شکل‌پذیری مناسب آن است. به این خاطر با افزایش میزان شکل‌پذیری مورد انتظار، باید احتمال کماتش ستون را نیز کاست. در قابهای متوسط، عرض مقطع ستون باید دست کم ۲۵۰ میلی‌متر و یا ۰/۳ بعد دیگر آن باشد. این محدودیت برای قابهای ویژه ۳۰۰ میلی‌متر و یا ۰/۴ بعد دیگر آن است. افزون بر این، حداکثر نسبت طول آزاد به عرض ستون در قابهای متوسط ۲۵ معین گردیده است. در قابهای ویژه، اگر ستون زیر اثر خمش مضاعف باشد نسبت مزبور نباید بیشتر از ۱۶ و در ستونهای طره‌ای بیشتر از ۱۰ شود.

## ۱۱-۳-۲- میلگرد طولی اعضا

یک منبع جذب انرژی مناسب دوران در مفصل‌های خمیری دو سر تیرها می‌باشد. شکل پذیری انحناء که ناشی از دوران مورد بحث است، به صورت نسبت انحنای حداکثر  $\phi_m$  به انحنای جاری شدگی  $\phi_y$  تعریف می‌گردد. از آنجا که شکل پذیری فولاد بسیار بیشتر از بتن است، انحنای حداکثر توسط کرنش حداکثر بتن محدود می‌شود. شکل ۱۱-۶ نشان دهنده انحنای یک جزء طول از عضو مورد نظر است.



شکل ۱۱-۶ انحناء در یک عضو بتن مسلح

که  $\phi_m$  از رابطه زیر قابل محاسبه می‌باشد:

$$\phi_m = \frac{\varepsilon_{cm}}{kd} \quad (۴-۱۱)$$

عمق تار خنثی در این رابطه با  $kd$  مشخص شده است و برای بتن نامحصور  $\varepsilon_{cm}$  برابر با  $0.0035$  فرض می‌گردد. آشکار است، در صورت وجود فولاد فشاری، با بالا رفتن تار خنثی، کرنش بتن بیشتر شده و در نتیجه شکل پذیری انحناء نیز افزایش می‌یابد. زیاد شدن مقاومت فشاری بتن نیز اثر مشابهی دارد. از سوی دیگر در صورت افزایش مقاومت تسلیم میلگردهای کششی، کرنش جاری شدگی فولادها  $\varepsilon_y$  نیز افزایش خواهد یافت. بنابراین، انحنای جاری شدگی نیز زیاد شده و شکل پذیری انحناء کاهش می‌یابد.

با در نظر گرفتن نکات مورد بحث، آیین‌نامه بتن ایران، نسبت فولاد کششی حداکثر  $\rho_{max}$  را براساس ملاحظات تراکم فولاد و نیز محدود نمودن تنش‌های برشی تیرها، به  $0.25$  محدود می‌نماید. خاطر نشان می‌کند، نسبت  $\rho_{bal}$  که در ضوابط مناطق غیر زلزله خیز وارد شده است نیز باید به عنوان  $\rho_{max}$  کنترل گردد. علاوه بر این، در هر مقطعی که امکان به وجود آمدن مفصل

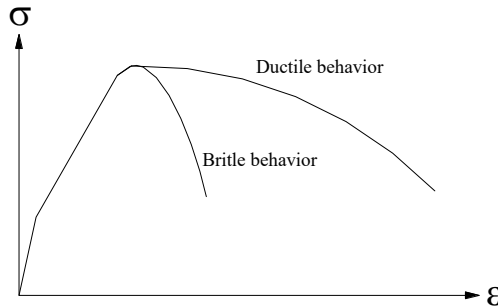
خمیری وجود داشته باشد، نظیر دو انتهای تیرها، باید میلگرد فشاری به میزان یک سوم و یک دوم فولاد کششی، به ترتیب، در قاب‌های متوسط و ویژه تامین گردد.

با توجه به عدم یقین در نمودار لنگر حاصل از بار زلزله و نیز برای در نظر گرفتن شتاب قائم لرزه‌ای، آیین‌نامه‌ها به کار بردن میلگرد طولی در تمام طول تیر را توصیه می‌نمایند. آیین‌نامه ایران لازم می‌داند که در ساختمان‌های با قاب خمشی متوسط و ویژه، به ترتیب، یک پنجم و یک چهارم میلگرد موجود در مقطع تکیه‌گاه‌ها، هر انتها که میلگرد بیشتری دارد، در تمام طول تیر و در بالا و پایین آن به کار رود. باید نسبت فولاد کششی در مقطع به گونه‌ای باشد که احتمال تجاوز لنگر ترک خوردگی از لنگر مقاوم مقطع وجود نداشته باشد. در صورت پدید آمدن ترک خمشی در منطقه مفصل خمیری، ظرفیت جذب انرژی به شدت کاهش می‌یابد. برای جلوگیری از این مساله نسبت فولاد حداقل مقطع برابر با  $\frac{14}{f_y}$  در نظر گرفته می‌شود که در آن  $f_y$  بر حسب نیوتن بر

میلیمتر مربع می‌باشد. برای رفتار مناسب ستون‌ها نیز در منطقه خمیری نسبت فولاد آنها باید میان ۱ و ۶ درصد محدود گردد. نسبت ۶ درصد در محل وصله‌ها نیز باید مراعات شود. بنابراین در عمل این نسبت به ۳ درصد محدود می‌باشد. اگر فولاد عرضی از نوع  $AIII (f_y = 400 MPa)$  باشد، نسبت میلگردهای ستون در خارج از وصله نباید از  $\frac{4}{5}$  درصد بیشتر شود. از سوی دیگر، فاصله دو میلگرد طولی از یکدیگر نباید بیشتر از ۲۰۰ میلیمتر باشد. این ضابطه برای محصور شدگی مناسب بتن در مفصل‌های خمیری و نیز برای تسلیح برشی گره اتصال است که در بخش‌های بعدی مورد بحث قرار خواهد گرفت.

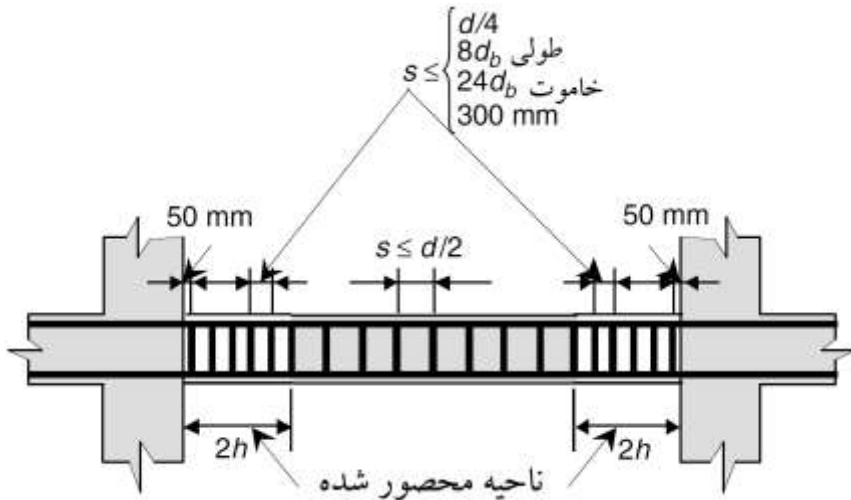
### ۱۱-۳-۳- میلگردهای عرضی

میلگرد عرضی در مفصل‌های خمیری افزون بر تامین مقاومت برشی، سبب محصور شدن بتن فشاری شده و مانع کمانش میلگردهای طولی تحت فشار نیز می‌گردند. هنگامی که بتن زیر اثر تنش فشاری قرار می‌گیرد، کرنش‌های کششی جانبی در آن پدید می‌آید. این امر سبب ایجاد تنش در میلگردهای عرضی مقطع می‌شود. در صورت مقاومت مناسب میلگرد عرضی، بتن فشاری محصور گردیده و مقاومت فشاری آن افزایش می‌یابد. از این مهمتر، زیاد شدن کرنش فشاری بتن در هنگام گسیختگی فشاری است. شکل ۱۱-۷ نمودار تنش-کرنش بتن محصور نشده و محصور شده را نشان می‌دهد.



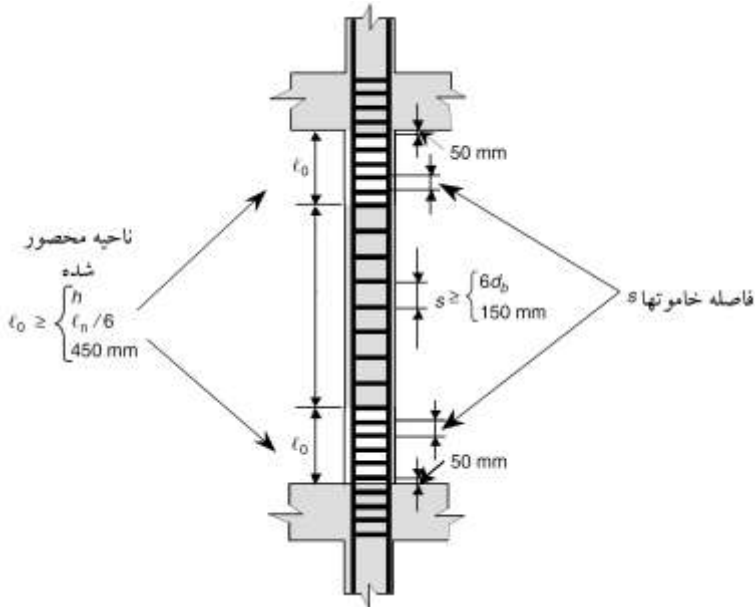
شکل ۷-۱۱ نمودار تنش - کرنش بتن محصور نشده (ترد) و محصور شده (شکل پذیر) از آنجا که سطح زیر نمودار نشانگر انرژی قابل جذب می‌باشد، آشکار است که شکل پذیری بتن محصور شده بسیار بالاتر از بتن محصور نشده است. می‌لگردهای عرضی دایره‌ای یا دورپیچ زیر اثر تنش شعاعی قرار می‌گیرند و به این خاطر محصور شدگی پیوسته‌ای را برای بتن تامین می‌کنند. از سوی دیگر، می‌لگردهای عرضی مستطیلی فشار محصور کننده در گوشه تنگ‌ها پدید می‌آورند چون فشار بتن تمایل به خم کردن تنگ‌ها در وسط اضلاع آنها دارد. در واقع، می‌لگردهای طولی که توسط تنگ‌ها بسته شده‌اند نیز نقش تکیه‌گاه‌ها را برای بتن هسته بازی می‌کنند. محصور کنندگی تنگ‌های مستطیلی را می‌توان با استفاده از تنگ‌های رویهم آمده و یا با قلاب دوخت بالا برد. در واقع هر چه تعداد ساق‌های می‌لگردهای عرضی در مقطع زیاد شود محصور شدگی بتن هسته افزایش می‌یابد. بهترین روش برای محصور نمودن بتن هسته، افزایش تعداد می‌لگردهای طولی و پخش نمودن آنها در مقطع و نیز محدود نمودن آنها توسط می‌لگردهای عرضی است. از سوی دیگر، فاصله می‌لگردهای عرضی نیز نقش مهمی در محصور نمودن بتن و نیز تامین تکیه‌گاه برای فولاد طولی دارد. در صورتی که فاصله می‌لگردهای عرضی زیاد شود، ناحیه‌ای میان دو می‌لگرد عرضی متوالی به شکل موثری محصور نمی‌گردد. در واقع، فاصله حداکثر می‌لگردهای عرضی، بیشتر توسط نیاز می‌لگردهای طولی برای تکیه‌گاهی که مانع کمانش آنها شود معین می‌شود. آزمایشات نشان داده‌اند که لازم است برای جلوگیری از ناپایداری فولاد طولی می‌لگرد عرضی در فواصل حدود ۶ برابر قطر می‌لگرد طولی، در ناحیه مفصل خمیری به کار رود. در تیرهای قاب‌های با شکل پذیری متوسط باید در طول  $l_0$  مساوی دو برابر ارتفاع مقطع ( $2h$ ) از بر تکیه‌گاه به سمت وسط دهانه، یا دو طرف مقطعی که امکان تشکیل مفصل خمیری در آن وجود دارد، خاموت با قطر حداقل ۶ میلیمتر به فواصل  $s_0$  تامین گردد. مقدار  $s_0$  مساوی حداقل چهار مقدار: یک چهارم عمق موثر مقطع ( $d/4$ )، ۸ برابر قطر کوچکتر می‌لگرد طولی، ۲۴ برابر قطر خاموت و ۳۰۰ میلیمتر می‌باشد. افزون بر این، فاصله اولین خاموت از بر تکیه‌گاه نباید بیشتر از ۵۰ میلیمتر اختیار گردد. در شکل ۸-۱۱ ضوابط آرماتوگذاری در تیرهای بتن مسلح نشان داده شده است.





شکل ۸-۱۱ ضوابط آرماتوگذاری در تیرهای بتن مسلح

خاطر نشان می‌کند، اگر طولی که در آن برای تامین ظرفیت خمشی مقطع به میلگرد فشاری نیاز است بزرگتر از  $l_0$  شود، خاموت‌های مورد بحث باید در این طول به کار روند. در بقیه طول تیر فاصله حداکثر خاموت‌ها برابر با نصف ارتفاع موثر مقطع مقرر گردیده است. ضوابط آیین‌نامه ایران در مورد قابهای ویژه مشابه قابهای متوسط است ولی در طول  $l_0$  به جای خاموت باید تنگ ویژه مورد استفاده قرار گیرد. تنگ ویژه خاموت بسته‌ای است که از یک یا چند میلگرد با قلابهای ۱۳۵ درجه و قسمت مستقیم به طول دست کم ۸ برابر قطر میلگرد یا ۱۰۰ میلیمتر در انتهای هر میلگرد تشکیل شده باشد. در تیرها می‌توان با به کار بردن دو قطعه میلگرد تنگ ویژه را ساخت. یک قطعه به شکل U می‌باشد که در دو انتها به قلابهایی مشابه آنچه توضیح داده شد ختم می‌شود و میلگرد دیگر شکل قلاب دوخت را دارد. این دو قطعه یک تنگ بسته را می‌سازند. قلاب‌های انتهایی باید در داخل بتن محصور شده مهار گردند. همچنین در قلابهای ویژه، در طول  $l_0$  باید هر میلگردی که در گوشه عضو واقع شده است و یا هر میلگرد غیر گوشه به صورت حداکثر یک در میان و نیز هر میلگردی که فاصله آزادش تا میلگرد محصور شده مجاور بیشتر از ۱۵۰ میلیمتر باشد باید در گوشه یک خاموت با زاویه داخلی حداکثر ۱۳۵ درجه به طور جانبی قرار گیرد. در ستون‌های قاب‌های متوسط طول  $l_0$  برابر با حداکثر سه مقدار: یک ششم ارتفاع آزاد ستون، ضلع بزرگتر ستون مستطیلی یا قطر ستون دایره‌ای ( $h$ ) و ۴۵۰ میلیمتر می‌باشد. در طول مزبور میلگرد عرضی با قطر حداقل ۸ میلیمتر به کار می‌رود. در شکل ۹-۱۱ ضوابط میلگردگذاری در ستون‌های قاب‌های متوسط نشان داده شده است.



شکل ۹-۱۱ ضوابط میلگردگذاری در ستون‌های قاب‌های متوسط

فاصله حداکثر خاموتها،  $s_0$  کمترین چهار مقدار: ۸ برابر قطر کوچکترین میلگرد طولی، ۲۴ برابر قطر خاموت، نصف کوچکترین بعد مقطع ستون و ۲۵۰ میلی‌متر مقرر شده است. فاصله اولین خاموت از بر اتصال تیر به ستون نباید از  $0.5s_0$  بیشتر باشد. همچنین، در محل اتصال ستون به شالوده، میلگرد طولی که به داخل شالوده برده می‌شود باید در طول دست کم ۳۰۰ میلی‌متر با میلگرد عرضی مشابه میلگرد به کار رفته در طول  $l_0$  محصور گردد. در مورد مار پیچها، گام با استفاده از نسبت فولاد لازم به صورت زیر تعیین می‌گردد:

$$\rho_s = 0.45 \left( \frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f_c}{f_{yh}} \quad (۵-۱۱)$$

یادآوری می‌نماید، رابطه بالا با برابر قرار دادن مقاومت هسته بتن، با در نظر گرفتن مقاومت فشاری بتن محصور شده، با کل مقطع، با مقاومت فشاری بتن محصور نشده به دست آمده است. مقدار  $A_g$  سطح مقطع ناخالص و  $A_c$  سطح مقطع هسته می‌باشند. سطح هسته بر اساس اندازه پشت تا پشت میلگرد عرضی محاسبه می‌گردد.  $f_{yh}$  نیز تنش جاری شدن میلگرد عرضی است. طول  $l_0$  در ستونهای قابهای ویژه همانند قابهای متوسط محاسبه می‌شود ولی فاصله تنگهای ویژه نباید از یک چهارم ضلع کوچکتر ستون، ۸ برابر قطر کوچکترین میلگرد طولی و ۱۲۵ میلی‌متر بیشتر شود. تنگهای ویژه می‌توانند یکپارچه باشند و یا از چند قطعه با پوشش ساخته شوند. همچنین، می‌توان قلابهای دوخت با قطر مشابه تنگها با خم ۹۰ درجه در یک انتها را به کار برد. هر انتهای قلاب

دوخت باید یک میلگرد طولی را در بر گیرد و در محل خم ۹۰ درجه آن در امتداد میلگرد طولی یک در میان عوض شود. در هر مقطع ستون فاصله قلاب‌های دوخت یا شاخه‌های تنگها از یکدیگر، در راستای عمود بر محور طولی عضو، نباید بیشتر از ۳۵۰ میلیمتر باشد. مشابه قابهای متوسط، باید تنگ ویژه در طول حداقل ۳۰۰ میلیمتر داخل شالوده ادامه یابد.

در قابهای متوسط، در بقیه طول ستون، جز  $l_0$  در هر طرف، میلگرد عرضی با استفاده از ضوابط عادی طرح می‌شود. در قابهای ویژه در بقیه طول ستون باید دور پیچ یا تنگ ویژه به کار رود. فاصله تنگهای ویژه در این طول نباید از نصف ضلع کوچکتر ستون مستطیلی یا نصف قطر ستون دایره‌ای، ۶ برابر قطر میلگرد طولی و ۲۰۰ میلیمتر بیشتر شود. در ستونهایی که بخشی از ارتفاع آنها با دیوار بتنی گرفته شده باشد باید در تمام قسمت آزاد ستون تنگ ویژه اجرا گردد.

افزون بر ضوابط ارائه شده، سطح مقطع حداقل میلگرد عرضی در ستونهای قابهای ویژه نیز توسط آیین‌نامه معین گردیده است. در ستون‌های دایره‌ای نسبت حجمی حداقل دورپیچ یا تنگ حلقوی به جز رابطه ۱۱-۵ باید در رابطه زیر نیز صدق کند.

$$\rho_s = 0.12 \frac{f_c}{f_{yh}} \quad (۶-۱۱)$$

در ستون‌های مستطیلی، سطح مقطع تنگ‌های ویژه در هر امتداد  $A_{sh}$ ، نباید از دو مقدار زیر کمتر باشد:

$$A_{sh} = 0.3Sh_c \frac{f_c}{f_{yh}} \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \quad (۷-۱۱)$$

$$A_{sh} = 0.09Sh_c \frac{f_c}{f_{yh}} \quad (۸-۱۱)$$

رابطه (۷-۱۱) به روشی مشابه رابطه (۵-۱۱) به دست آمده است.  $A_{ch}$  سطح هسته مقطع است که از پشت تا پشت میلگرد عرضی اندازه‌گیری می‌شود و  $h_c$  نیز بعد ستون در راستای عمود بر امتداد مورد نظر است. اگر هسته ستون به تنهایی جوابگوی تمام ترکیب بارها باشد، نیازی به استفاده از روابط (۷-۱۱) و (۵-۱۱) نمی‌باشد.

میلگردهای عرضی باید مقاومت برشی لازم را نیز برای تشکیل مفصل خمیری خمشی در دو سر تیر داشته باشند. از آنجا که شکست برشی ترد و بدون شکل پذیری مناسب است، باید مطمئن بود که در ناحیه خمیری، تیر دچار چنین شکستی نشود. در هنگام محاسبه مقاومت برشی مورد نیاز باید اثر سخت‌شدگی کرنش در فولاد طولی در ناحیه خمیری مورد توجه قرار گیرد. چرا که فولاد کششی در این ناحیه تا حد ظرفیت خود دچار تنش خواهد شد. علاوه بر این، باید مقاومت تسلیم محتمل میلگردهای طولی و نه مشخصه آنها به کار رود.

آیین‌نامه ایران، در قابهای معمولی هیچ ضابطه‌ای را برای طراحی برشی ارائه نکرده است. در تیرها و ستون‌های قاب‌های متوسط، کنترل حالت حدی مقاومت در برابر برش با در نظر گرفتن  $V_u$  برابر با بزرگترین دو مقدار: نیروی حاصل از ترکیب بارها با دو برابر نمودن نیروی برشی لرزه‌ای و نیروی برشی ایجاد شده در عضو با نوشتن تعادل استاتیکی عضو زیر بار نهایی قائم و لنگرهای انتهای مساوی لنگر خمشی مقاوم اسمی مقطع  $M_u$  صورت می‌پذیرد. لنگر مقاوم اسمی برای در نظر گرفتن اثر سخت‌شدگی و اضافه مقاومت میلگردهای طولی برابر با  $1/15$  برابر مقاومت خمشی مقطع  $M_r$  فرض می‌گردد. برای تعیین  $M_r$  در ستون‌ها باید آن نیروی محوری نهایی به کار رود که بیشترین لنگر را به طور همزمان تحمل می‌کند. همچنین، جهت این لنگرها باید به گونه‌ای در نظر گرفته شود که بیشترین نیروی برشی را در انتهای عضو ایجاد نماید. نیروی برشی چپ تیر  $V_{ul}$  در حرکت جانبی راست به چپ و نیروی برشی راست تیر  $V_{ur}$  در حالت عکس حداکثر هستند. نیروهای مزبور با در نظر گرفتن  $l_n$  مساوی طول آزاد تیر به صورت زیر حساب می‌شوند:

$$V_{ul} = \frac{M_{nl}^- + M_{nr}^+}{l_n} + \frac{W_n l_n}{2} \quad (9-11)$$

$$V_{ur} = \frac{M_{nl}^+ + M_{nr}^-}{l_n} + \frac{W_n l_n}{2} \quad (10-11)$$

در قابهای ویژه، نیروی برشی نهایی تیرها با در نظر گرفتن تعادل استاتیکی عضو زیر اثر بار قائم و لنگرهای مقاوم حداکثر مقطع  $M_{max}$  در دو سر آن به دست آید. لنگر مقاوم حداکثر در هر مقطع  $1/4$  برابر لنگر مقاوم  $M_r$  آن پنداشته می‌شود. بنابراین می‌توان از رابطه‌های (9-11) و (10-11) با جایگزینی  $M_{max}$  با  $M_r$  استفاده نمود. در ستون‌ها نیز باید تحلیل مشابهی صورت پذیرد و  $M_r$  با در نظر گرفتن آن نیروی محوری نهایی که منجر به ایجاد بیشترین  $M_r$  شود به دست آید. افزون بر این، نیروی برشی ستون‌ها باید با فرض اینکه در تیرهای متصل به ستون لنگر مقاوم حداکثر در بر ستون پدید آمده است نیز معین گردد. جهت این لنگرها نیز باید به گونه‌ای در نظر گرفته شود که بیشترین نیروی برشی را در ستون ایجاد کند. نیروی برشی مورد بحث با فرض اینکه لنگر خمشی در وسط ارتفاع ستون صفر باشد، برای انتقال جانبی از چپ به راست با لنگر گرفتن نسبت به مرکز اتصال به صورت زیر قابل محاسبه است:

$$V_u = \frac{2}{l_t + l_B} (M_{max,l}^- + M_{max,r}^+) \quad (11-11)$$

در اینجا،  $l_t$  و  $l_B$  طول ستون‌های بالا و پایین یک اتصال هستند. در حالتی که قاب دچار انتقال جانبی از چپ به راست می‌شود، نیروی برشی مورد جستجو به صورت زیر در می‌آید:

$$V_u = \frac{2}{l_t + l_B} (M_{max,l}^+ + M_{max,r}^-) \quad (12-11)$$

آشکار است نیروی برشی طراحی، مقدار بزرگتر به دست آمده از روابط (۱۱-۱۱) و (۱۲-۱۱) و نیز نیروی برشی محاسبه شده با فرض لنگر حداکثر محتمل در دو سر خود ستون خواهد بود. باید افزود نیروی مزبور، نباید کمتر از نیروی برشی حاصل از تحلیل سازه زیر اثر بارهای قائم و جانبی باشد.

در اثر تغییر راستای لنگر در مفصل خمیری، زیر اثر رفت و برگشت بار لرزه‌ای، جهت نیروی برشی نیز معکوس می‌شود. ترک‌های پدید آمده به خاطر نیروی برشی در هر جهت، به همراه جاری شدن فولاد طولی سبب از میان رفتن قفل و بست دانه‌ها می‌گردد. به این ترتیب لازم است نیروی برشی به وسیله عمل خرپایی منتقل شود. هنگامی که سطح مقطع فولاد طولی بالا و پایین مقطع یکسان بوده و مقطع زیر اثر نیروی محوری نباشد، نیروهای خمشی پس از چند سیکل بارگذاری لرزه‌ای غیرارتجاعی باید به طور کامل توسط میلگردهای طولی تحمل گردد. در این حالت، خرپای معادل دارای اعضای فشاری و کششی موازی است. اگر مقطع زیر اثر نیروی محوری فشاری قرار گیرد، و یا مساحت فولاد فشاری کمتر از کششی باشد، بخشی از نیروی فشاری به بتن منتقل شده و این امر سبب بهبود مقاومت فشاری بتن خواهد گردید.

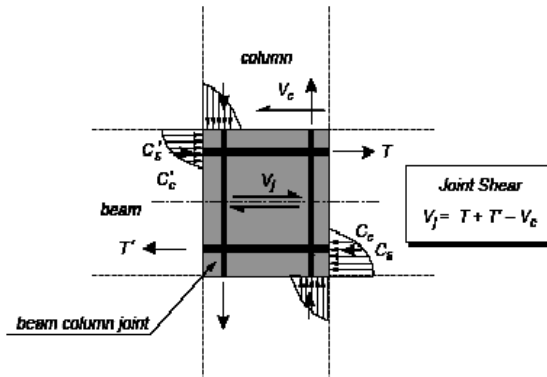
با توجه به این مسایل، آیین‌نامه ایران مقرر می‌دارد در اعضای که نیروی محوری فشاری آنها کوچکتر از  $0.075 \phi_c f_c A_g$  است و نیروی برشی لرزه‌ای آنها نیز بزرگتر از  $\frac{V_u}{2}$  می‌باشد، از مقاومت برشی بتن  $V_c$  چشم‌پوشی گردد. نیروی برشی لرزه‌ای با فرض لنگر حداکثر محتمل در دو سر عضو، بدون در نظر گرفتن بار قائم، حساب می‌شود. در پایان خاطر نشان می‌کند، میلگردهای عرضی در قاب‌های ویژه باید آجدار باشند.

### ۱۱-۳-۴ اتصالات تیر به ستون

فلسفه کلی طراحی اتصالات در مبحث نهم، باقی ماندن اتصال در محدوده ارتجاعی می‌باشد. زیرا که اتصالات در زمره نامناسب‌ترین قسمت سازه برای استهلاک انرژی به شمار می‌روند. اگر چنانچه شکل‌پذیری قابل توجهی برای سازه مورد نظر باشد یا هنگامی که پیش‌بینی می‌شود اعضای سازه‌ای به احتمال زیاد دچار خسارت می‌شوند، در اینصورت مبحث نهم اجازه می‌دهد که رفتار اتصال وارد محدوده غیرارتجاعی شود. مبحث نهم توصیه می‌کند اتصال به عنوان بخشی از ستون به شمار آید و هدف طراحی را، ایجاد اولین لولای خمیری در تیر قرار داده است.

هنگام ایجاد مفصل خمیری، بیشترین نیروی برشی در محل اتصال تیر به ستون تولید می‌شود، این نیروهای برشی در اتصال موجب شکست هسته اتصال بر اثر برش یا چسبندگی یا هر دوی آنها می‌گردد، لذا مقاومت اتصال در هیچ شرایطی کمتر از مقاومت لولای خمیری‌ای که در قاب تشکیل می‌شود و قاب را تبدیل به مکانیزم می‌کند، در نظر گرفته نمی‌شود. در صورت رخداد زلزله و وارد

آمدن خسارت به ساختمان، به نحوی که قابل تعمیر و مرمت باشد، این معیار اتصال‌ها را از تعمیر که معمولاً دسترسی به آنها خیلی مشکل است، بی‌نیاز می‌کند. همچنین اگر قرار باشد که اتصال در استهلاک انرژی سهیم باشد، بطور جدی دچار کاهش سختی می‌شود. مبحث نهم مدل تحلیلی خود را، مدل Strut یا همان دستک قطری فشاری در نظر گرفته است. بر مبنای این مدل، نمودار نیروی اعمالی و داخلی مطابق شکل ۱۰-۱۱ خواهد بود. واکنش درونی تیرهای طرفین، در محل اتصال به ترتیب عبارتند از نیروی کششی، فشاری و برشی که در شکل ۱۰-۱۱ نشان داده شده‌اند. مبحث نهم اعلام می‌دارد توزیع این نیروها که موجب سه نوع شکست در هسته اتصال می‌گردد مربوط به حالتی است که نیروهای اعمالی استاتیکی باشند، در حالیکه تحت شرایط بارهای دینامیکی یا زلزله وضعیت هسته اتصال، شرایط نامساعدتری را خواهد داشت.



شکل ۱۰-۱۱ تعریف برش افقی در یک اتصال داخلی

در هر حال سه نوع شکست مورد اشاره عبارتند از:

- شکست برشی هسته اتصال
- شکست مهاری میلگردهای تیر در هسته اتصال
- شکست چسبندگی میلگردهای تیر یا ستون که از هسته اتصال عبور می‌کنند.

طراحی هسته اتصال در مبحث نهم معمولاً بر مبنای عدم شکست آن انجام می‌شود، یعنی هسته اتصال باید بقدری مقاوم باشد که جاری شدن تیرهای طرفین را شاهد باشد ولی خود همچنان پابرجا بماند. این همان نکته‌ای است که قبلاً شرح داده شد که لولاهای خمیری باید در تیرها تشکیل شوند، پس محل تشکیل آنها باید از هسته اتصال دورتر باشد.

### ۱۱-۳-۵- نیروی برشی اتصال

مبحث نهم در تعیین نیروی برشی اتصال مطابق شکل ۱۰-۱۱ با فرض وجود دستک قطری فشاری موارد ذیل را در نظر می‌گیرد. نیروهای برشی نهایی موثر بر اتصال باید بر مبنای بیشترین

نیروی کششی که در میلگردهای اصلی تیر دو طرف اتصال و برش موجود در ستون‌های بالا و پایین اتصال بوجود می‌آیند، محاسبه گردد. بیشترین نیروی کششی در میلگردهای اصلی تیرهای طرفین وقتی ایجاد می‌شود که در تیر لولای خمیری تشکیل شده باشد. بنابراین نیروی برشی موجود در اتصال برای شرایطی که تیرهای دو طرف اتصال تشکیل لولای خمیری داده‌اند، محاسبه می‌گردد. آیین‌نامه بتن ایران لازم می‌داند در محاسبه  $V_j$  (نیروی برشی افقی در اتصال) لنگر موجود در تیر در بر ستون مساوی لنگر خمشی مقاوم محتمل  $M_r$  در نظر گرفته شود. لنگر مزبور با فرض اینکه تنش در میلگردهای تیرها به دلیل امکان افزایش مقاومت مصالح و سخت‌شدگی کرنشی میلگرد، مساوی  $1.25f_y$  بوده و ضریب کاهش ظرفیت برای فولاد و بتن ( $\phi_c$  و  $\phi_s$ ) به کار نرود، محاسبه می‌گردد. به این ترتیب، نیروی برشی  $V_c$  (برش ستون) را می‌توان از روابط قبل با جایگزین نمودن  $M_r$  به جای  $M_{max}$  تعیین نمود. همانطور که شکل ۱۱-۱۰ نشان می‌دهد، نیروی برشی افقی موجود در یک اتصال داخلی مساوی مقدار زیر خواهد بود:

$$V_j = A_{s1}(1.25f_y) + A_{s2}(1.25f_y) - V_c \quad (11-13)$$

$A_{s1}$ ،  $A_{s2}$  به ترتیب مقادیر فولادهای کششی و فشاری مقطع می‌باشند و نیروی برشی افقی موجود در یک اتصال خارجی عبارت است از:

$$V_j = A_s(1.25f_y) - V_c \quad (11-14)$$

نیروی برشی قائم گره را می‌توان به صورت تقریبی از رابطه زیر به دست آورد:

$$V_{jv} = V_j \left( \frac{h_g}{h_c} \right) \quad (11-15)$$

که در آن  $h_g$  و  $h_c$  به ترتیب عمق تیر و عمق ستون می‌باشند.

### ۱۱-۳-۶ - مقاومت برشی اتصال

الزامات آبا به منظور تعیین مقاومت برشی اتصال، در سطور زیر آورده خواهد شد: برای اینکه اتصال تحت اثر کشش‌های قطری تخریب نشود لازم است فولادهای افقی و قائم برشی تعبیه شود. این فولادها موجب می‌شود تا تعادل منطقی در هسته اتصال برای نیروهای فشاری و کششی که متناوباً جایشان به دلیل بار زلزله عوض می‌شود، برقرار گردد. هنگامی که فولادهای برشی اتصال کافی نباشد، حلقه خاموت‌ها به حد جاری شدن می‌رسند، که در این وضعیت این فولادها بدون توجه به جهت ترک‌های قطری ناگزیر می‌شوند که نیروی کششی را تحمل نمایند که در نتیجه کرنش‌های غیرارتجاعی غیرمتناوب در آنها ایجاد می‌شود. این پدیده موجب می‌شود تا سختی اتصال در سطح پایینی از نیروی برشی بشدت کاهش یابد. نتیجه چنین رفتاری، عدم توانایی کل سیستم برای استهلاک و جذب انرژی زلزله می‌باشد. هنگامی که به قدر کافی فولاد

برشی در محل اتصال تعبیه شود تا جاری شدن آنها محدود باشد و لولای خمیری در مجاورت اتصال و در تیر تشکیل شود، در این صورت خرد شدن بتن محل اتصال را باید مورد ارزیابی و توجه قرار داد تا شکست اتصال با شکست بتن آغاز نشود. چنین حالتی زمانی پیش می‌آید که میانگین تنش‌های برشی و فشاری محوری که قرار است تحمل شوند، زیاد باشند. می‌توان با در نظر گرفتن حد بالا یا کرانه فوقانی فشار قطری، از این مود تخریب جلوگیری کرد. مقاومت برشی در گره اتصال توسط میلگردهای قائم میانی ستون، میلگردهای طولی تیر و میلگردهای برشی به کار رفته در گره تامین می‌شود. بتن به صورت قطری در گره زیر اثر نیروهای فشاری، تحت فشار قرار گرفته و در واقع در گره، یک دستک قطری فشاری شکل می‌گیرد. در اثر انتقال نیروهای کششی، تنش‌های پیوستگی بزرگی در گوشه گره اتصال پدید می‌آید. اگر میلگردهای کششی در وجه ستون جاری شده باشند، امکان سر خوردن آنها در بتن وجود دارد. باید افزود، زیر اثر تنش‌های سیکنی منطقه مهار میلگردها گسترش می‌یابد. کشیده شدن فولاد بین ناحیه مهار در گوشه کششی گره، منجر به پیدایش ترک‌هایی در بر ستون می‌گردد. با رشد این ترک‌ها، تمام میلگردها تحت کشش قرار می‌گیرند. برای برقراری تعادل، عمق تار خنثی در بتن کاهش یافته و بنابراین ظرفیت خمشی تیر کم می‌شود. به این خاطر، باید مانع سر خوردن میلگردها در ناحیه اتصال گردید. برای این کار، باید میلگرد طولی تیرها تا انتهای هسته محصور بتن ادامه یابند. در تیرهایی که میلگرد طولی آنها از هسته ستون عبور نمی‌کند، اگر این میلگردها توسط تیر دیگری که به اتصال می‌رسد محصور نشده باشند باید در سرتاسر طول میلگرد طولی خارج از هسته ستون، تنگ ویژه اجرا گردد. طول گیرداری قلاب بزرگترین مقدار از میان دو مقدار ۸ برابر طول میلگرد و ۱۵۰ میلی‌متر انتخاب می‌شود. قلابها باید در هسته محصور شده ستون مهار گردند. در مورد میلگردهای مستقیم طول گیرایی  $l_d$ ، در میلگردهای تحتانی و فوقانی، به ترتیب نباید از  $2/5$  و  $3/5$  برابر طول گیرایی میلگردهای قلابدار کمتر شود.

در ستون‌های زیر اثر نیروهای محوری کوچک، دستک قطری فشاری بتن به موازات قطر گره تشکیل می‌شود. با افزایش نیروی محوری شیب قطری مزبور افزایش می‌یابد. بنابراین در حالت اول نیاز به میلگردهای افقی و قائم برای مقاومت در برابر مؤلفه‌های نیروی فشاری قطری بتن وجود دارد و در حالت دوم نیاز به میلگرد افقی کمتر از حالت اول است. بنابراین، لازم است از میلگردهای برشی در گره اتصال نیز برای انتقال نیروها استفاده گردد. آیین‌نامه بتن ایران در تمام قابهای بتن مسلح مقدار حداقلی برای میلگردهای عرضی در ناحیه اتصال در ستون در نظر می‌گیرد. در قاب‌های معمولی، در بیشترین ارتفاع تیر، یا دال، متصل به ستون در امتداد عمود بر محور طولی ستون، خاموتهای با سطح دست کم  $0.35 \frac{bS}{f_y}$  به کار می‌رود.  $b$  بعد بزرگتر ستون



مستطیلی یا قطر ستون دایره‌ای و  $S$  فاصله خاموت‌های مزبور است. در قاب‌های متوسط مقدار میلگرد عرضی نباید از دو سوم میلگردهای به کار رفته در ناحیه  $l_0$  ستون و یا از  $\frac{bS}{f_y} \cdot 0.35$  کمتر باشد. فاصله حداکثر این خاموتها  $S$  نیز  $1/5$  برابر فاصله میلگردهای مزبور در ناحیه  $l_0$  معین شده است. میلگردهای عرضی در ناحیه اتصال قابهای ویژه از تنگهای ویژه همانند ناحیه  $l_0$  تشکیل می‌شود. تنها در اتصالاتی که از چهار سمت توسط تیر محصور شده‌اند، و عرض تیرها دست کم سه چهارم ستون است، میلگردهای عرضی ویژه نصف می‌گردد. فاصله حداکثر میلگردهای مزبور نیز، در این حالت،  $150$  میلیمتر می‌باشد. بر طبق آبا حداکثر مقاومت اتصالاتها برای حالات سه گانه زیر در نظر گرفته می‌شود.

- حداکثر مقاومت برشی اتصالاتی که در هر چهار وجه محصور شده‌اند، برابر است با:

$$V_j = 1.44 \sqrt{f_c} A_j \quad (16-11)$$

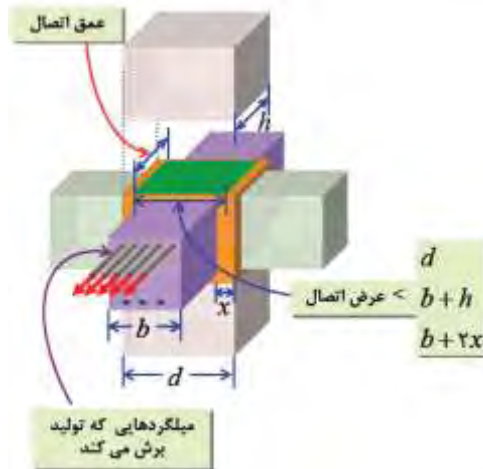
- حداکثر مقاومت برشی اتصالاتی که در دو یا سه وجه روبرو محصور شده‌اند، برابر است با:

$$V_j = 1.08 \sqrt{f_c} A_j \quad (17-11)$$

- حداکثر مقاومت برشی سایر اتصالات برابر است با:

$$V_j = 0.9 \sqrt{f_c} A_j \quad (18-11)$$

اگر نیروی برشی موجود در اتصال از مقاومت برشی اتصال بیشتر شود، باید با افزایش ارتفاع تیرها نیروها را کاهش داد و یا با افزایش سطح موثر ( $A_j$ )، مقاومت اتصال را بیشتر کرد. سطح موثر اتصال با توجه به شکل ۱۱-۱۱ از حاصلضرب عرض مؤثر در عمق اتصال بدست می‌آید. لازم به یادآوری است اتصال هنگامی محصور شده محسوب می‌گردد که تیر حداقل سه چهارم سطح اتصال مزبور را بپوشاند. ضرایب سه‌گانه فوق بر طبق آیین‌نامه  $ACI$  به ترتیب  $1/45$ ،  $1/62$  و  $1/85$  توصیه شده است که بسیار نزدیک به ضرایب آبا می‌باشد.



شکل ۱۱-۱۱ سطح مؤثر اتصال مطابق ضوابط آبا

### ۱۱-۳-۷- حدافل ظرفیت خمشی ستونها در محل اتصال

برای جذب انرژی مناسب در قابها باید مفصل خمیری در تیرها و نه در ستونها تشکیل شود. برای رخداد چنین اتفاقی، آبا برقراری رابطه زیر را در اتصال تیر به ستون قاب ویژه لازم می‌دارد:

$$\sum M_{rc} \geq 1.2 \sum M_{rb} \quad (11-19)$$

در رابطه اخیر  $\sum M_{rc}$  جمع لنگرهای مقاوم ستون‌های بالا و پایین گره و  $\sum M_{rb}$  جمع لنگرهای مقاوم تیرهای دو طرف گره می‌باشد. لنگر مقاوم ستونها باید در ترکیب باری حساب شود که کمترین مقدار را برای آنها به دست دهد. همچنین  $0.25$  ستون‌های هر طبقه، ستون‌های قابهای یک و دو طبقه و نیز ستون‌های طبقه آخر قابهای مزبور می‌توانند رابطه بالا را برقرار نکنند. در این حالت‌ها باید در تمام طول این ستونها از خاموتهای ویژه استفاده کرد.

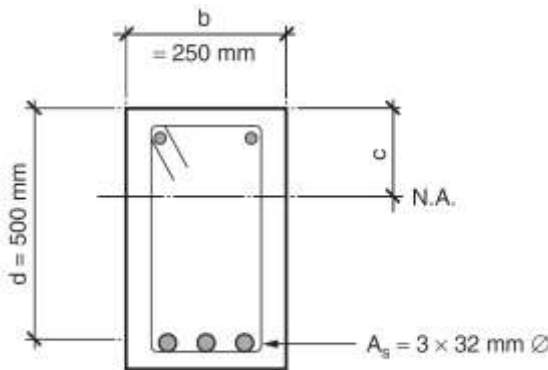
### ۱۱-۳-۸- وصله و قطع میلگردها

تنش‌های اضافی که در وصله‌ها بوجود می‌آید منجر به رفتار نامناسب در مناطق خمیری می‌شود، به این دلیل، در قابهای ویژه استفاده از وصله پوششی در اتصالات تیر به ستون و نیز در طول دو برابر ارتفاع مقطع تیر از بر ستون در تیرها مجاز نمی‌باشد. در محل‌هایی نیز که امکان تشکیل مفصل خمیری وجود داشته باشد نباید وصله به کار رود. در ستون‌های قاب‌های ویژه نیز وصله پوششی تنها در نیمه میانی ارتفاع آن قابل قبول است. در تیرها باید در تمام طول وصله میلگرد عرضی با فاصله حداکثر  $0.25$  عمق مؤثر مقطع یا صد میلیمتر هر کدام کوچکتر باشد مورد استفاده قرار گیرد. افزون بر این، طول پوشش وصله‌ها حتی در ستونها باید مساوی با طول وصله

کششی توصیه می‌گردد، میلگردهای طولی در تیرها در حدود عمق موثر تیر طولتر از حد محاسباتی در هر انتها در نظر گرفته شوند. همچنین ایجاد وصله پوششی در داخل گره‌ها و در فاصله‌ای به اندازه دو برابر عمق عضو از وجه گره نباید به کار رود.

مثال) در تیر نشان داده شده در شکل ۱۱-۱۲، شکل‌پذیری  $\phi_u / \phi_y$  تیر بتنی را تعیین نمایید. قطر خاموت ۱۲ میلیمتر از فولاد نرمه ( $f_y = f_{yv} = 275 \text{ MPa}$ ) با فواصل ۷۵ میلیمتری از یکدیگر قرار دارند. مقاومت مشخصه بتن ( $f'_c = 21 \text{ MPa}$ ) می‌باشد.

برای تعیین انحنای می‌توان با استفاده از رابطه زیر می‌توان عمق محور طبیعی را با استفاده نسبت مدولی  $n=9$  و  $\rho = 0.0193$ ،  $\rho n = 0.174$  بنا بر این داریم:



شکل ۱۱-۱۲ تعیین شکل‌پذیری برای تیر بتن مسلح

$$k\sqrt{(\rho n)^2 + 2\rho n} - \rho n = 0.441$$

با استفاده از رابطه زیر می‌توان انحنای تیر را تعیین نمود:

$$\phi_y = \frac{f_y}{E_s(1-k)d} = \frac{275}{2 \times 10^5 \times (1-0.441) \times 500} = 4.92 \times 10^{-6} \frac{\text{rad}}{\text{mm}}$$

برای انحنای نهایی مقطع، ابتدا کرنش نهایی را تعیین می‌نماییم. برای این تیر فرض می‌نماییم که نسبت عرض تیر به فاصله مقطع بحرانی تا نقطه عطف تیر  $\frac{b}{l_c} = \frac{1}{8}$  می‌باشد.

$$\rho_v = \frac{113 \times 2(490 + 190)}{490 \times 190 \times 75}$$

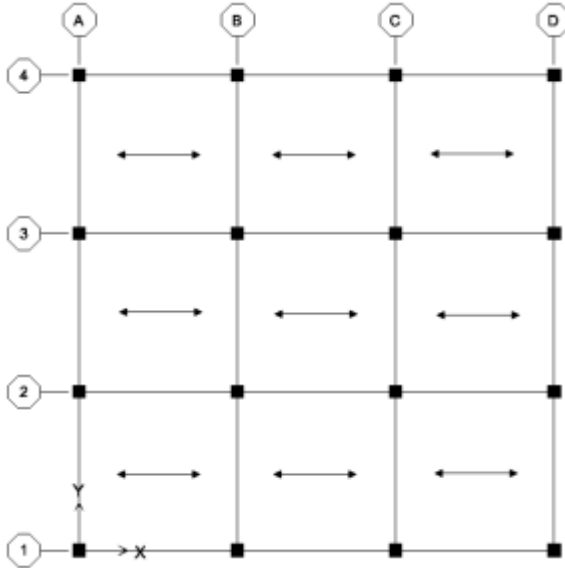
$$\varepsilon_{cu} = 0.003 + 0.02 \frac{b}{l_c} + \left( \frac{\rho_v f_{yv}}{138} \right)^2 = 0.00742$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{A_s f_y}{\beta_1 \times 0.85 f'_c b} = \frac{2412 \times 275}{0.85 \times 0.85 \times 21 \times 250} = 175 \text{ mm}$$

$$\phi_u = \frac{\varepsilon_{cu}}{c} = \frac{0.00742}{175} = 4.24 \times 10^{-5} \frac{\text{rad}}{\text{mm}}$$

$$\frac{\phi_u}{\phi_y} = \frac{4.24 \times 10^{-5}}{4.92 \times 10^{-6}} = 8.6$$

مثال) در این قسمت طراحی ساختمان ۸ طبقه بتن مسلح با پلانی مطابق شکل ۱۱-۱۳ مورد نظر می‌باشد.



شکل ۱۱-۱۳ پلان طبقات سازه‌های طراحی شده

- تمام دهانه‌ها در هر دو جهت ۵ متر طول دارند.
- ارتفاع طبقات ۳/۶ متر در نظر گرفته شده است.
- سیستم سازه‌ای، قاب خمشی بتن مسلح می‌باشد.
- زمین از نوع دو می‌باشد.
- منطقه با خطر نسبی خیلی زیاد می‌باشد.
- در طراحی اولیه از آیین‌نامه‌های ۲۸۰۰ ایران و مبحث نهم استفاده گردیده است.
- سیستم کف‌ها از نوع سقف تیرچه بلوک و صلب می‌باشد.
- مشخصات مصالح به شرح زیر است:

$f_c = 28$	$(MPa)$	$W = 2.4E - 5$	$(N / mm^3)$
$f_y = 400$	$(MPa)$	$E = 26457.51$	$(MPa)$
$f_{yh} = 300$	$(MPa)$	$\nu = 0.2$	
$M = 2.4E - 9$	$(N.S^2 / mm^4)$		

می‌باشد.  $M$ ،  $f_{yt}$  و  $W$  به ترتیب مقاومت جاری‌شدگی فولاد عرضی، جرم و وزن بتن در واحد حجم

**روند کلی طراحی سازه‌ها:** ابتدا با توجه به آیین‌نامه ۲۸۰۰ و مبحث ششم بارهای وارده بر ساختمان را محاسبه کرده و نیروهای جانبی اعمالی بر هر طبقه بدست می‌آید. بعد از آن سازه به کمک برنامه SAP2000 مدل می‌گردد. بر اساس نیروهای به وجود آمده در اعضای سازه، طراحی اولیه آنها با توجه به آیین‌نامه آبا انجام می‌شود. بعد از پیدا کردن مقاطع اعضاء، این مقاطع را جایگزین مقاطع حدسی اولیه کرده و مجدداً تحلیل را انجام داده و مقاطع کنترل می‌گردند. در تحلیل و طراحی سازه‌ها نکات ذیل قابل توجه می‌باشد:

- در تحلیل‌ها اثر  $P-\Delta$  لحاظ شده است. این اثر به کمک نرم‌افزارهای SAP2000 و IDARC با شیوه تصحیح ماتریس سختی، به سازه اعمال می‌شود.
- در طراحی سازه، اثرات زلزله در یک جهت با ۳۰ درصد اثرات زلزله در جهت دیگر جمع شده است.
- ممان اینرسی و سطح مقطع تیرها و ستون‌ها برای در نظر گرفتن اثرات ترک، اصلاح شده‌اند.
- در محل تقاطع اتصال تیر به ستون ناحیه صلب اتصال مدل شده است.
- در تحلیل دینامیکی جرم موثر  $DL+0.2LL$  در نظر گرفته شده است.
- در تحلیل استاتیکی معادل، نیروی شلاقی قابل توجهی به سازه وارد می‌شود.
- در این پروژه تحلیل دینامیکی طیفی با استفاده از طیف طراحی آیین‌نامه ۲۸۰۰ ایران ویرایش سوم انجام شده است.
- نتایج حاصل از تحلیل استاتیکی معادل و تحلیل دینامیکی، حکایت از کوچکتر بودن اثرات تحلیل دینامیکی دارد.
- پیش‌تصادفی مطابق با استاندارد ۲۸۰۰ ایران لحاظ شده است.
- به سبب کوچکتر بودن برش پایه دینامیکی به برش پایه استاتیکی معادل، نتایج حاصل از تحلیل دینامیکی اصلاح شده است.

### بارگذاری ثقلی:

- بارمرده بام و طبقات به ترتیب  $\frac{kg}{m^2}$  630 و  $\frac{kg}{m^2}$  570 فرض می‌شود.
- وزن دیوارهای خارجی در هر متر مربع ۲۸۰ کیلوگرم در نظر گرفته می‌شود.
- بار پارتیشن بندی برابر با  $\frac{kg}{m^2}$  130 می‌باشد.
- ارتفاع خالص دیوارهای جانبی و جان پناه به ترتیب ۳ و ۰/۸ متر اختیار می‌گردد.

- بار زنده طبقات و بام به ترتیب ۲۰۰ و ۱۵۰ کیلوگرم بر متر مربع در نظر گرفته می‌شود.
  - جهت تیرچه ریزی به مطابق شکل ۱۱-۱۳ است.
- بارگذاری زلزله به روش استاتیکی معادل: با فرض مقطع  $۴۵ \times ۴۵$  برای ستون‌ها و مقطع  $۴۰ \times ۳۰$  سانتی‌متر مربع برای تیرها وزن طبقات بصورت زیر بدست می‌آید:
- با فرض مقطع  $۴۵۰ \times ۴۵۰$  میلی‌متر مربع برای ستون‌ها و مقطع  $۴۰۰ \times ۳۰۰$  میلی‌متر مربع برای تیرها وزن طبقات بصورت زیر بدست می‌آید.

$$\text{وزن تیر سقف‌ها} \quad 0.3 \times 0.4 \times 2447.3 \times 15 \times 8 = 35241.12 \text{ kg}$$

$$\text{وزن ستون هر طبقه} \quad 0.45 \times 0.45 \times 3.6 \times 2447.3 \times 16 = 28545.3 \text{ kg}$$

$$\text{وزن ستون بام} \quad 0.45 \times 0.45 \times 2.6 \times 2447.3 \times 16 = 20616 \text{ kg}$$

$$\text{وزن دیوار خارجی هر طبقه} \quad 3 \times 280 \times 60 = 50400 \text{ kg}$$

$$\text{وزن دیوار خارجی بام} \quad 2.4 \times 280 \times 60 = 40320 \text{ kg}$$

$$\text{وزن بار مرده و زنده هر طبقه} \quad (700 + 0.2 \times 200) \times 15 \times 15 = 166500 \text{ kg}$$

$$\text{وزن بار مرده و زنده بام} \quad (630 + 0.2 \times 150) \times 15 \times 15 = 148500 \text{ kg}$$

$$\text{وزن هر طبقه} = 280686.4 \text{ kg}$$

$$\text{وزن بام} = 217797.2 \text{ kg}$$

$$\text{وزن کل سازه} = 2182602.2 \text{ kg}$$

## بارگذاری زلزله

ضریب منطقه	$A = 0.35$
ارتفاع سازه	$3.6 \times 8 = 28.8 \text{ m}$
پریود سازه	$T = 0.07H^{0.75} = 0.87$
$S = 1.5$ $T_0 = 0.1$ $T_s = 0.5$	
ضریب بازتاب	$B = (s+1) \left( \frac{T_s}{T} \right)^2 = (1.5+1) \left( \frac{0.5}{0.87} \right)^2 = 1.728$
ضریب اهمیت	$I = 1$
ضریب رفتار (قاب خمشی بتن مسلح ویژه)	$R = 10$

ضریب زلزله	$C = \frac{ABI}{R} = \frac{0.35 \times 1.728 \times 1}{10} = 0.06$
برش پایه برای سازه بتنی	$V = CW = 0.06 \times 2182602.2 = 132003.8 \text{ kg}$
نیروی شلای برای سازه بتنی	$F_t = 0.07TV = 8039 \text{ kg}$

ترکیبات بارگذاری سازه‌های بتنی (روش مقاومت نهایی)

- 1)  $1.25D + 1.5L$
- 2)  $1.25D$
- 3)  $D + 1.2L + 1.2E$
- 4)  $D + 1.2E$
- 5)  $0.85D + 1.2E$

**طراحی:** به دلیل وجود تفاوت‌های اساسی در تعیین بارها و ضوابط طراحی اعضای قاب‌های بتن مسلح ویژه نسبت به قاب‌های بتن مسلح معمولی، در اینجا سعی می‌شود به نمونه‌هایی از طراحی اعضای این نوع قاب، به طور خلاصه اشاره گردد.

**طراحی تیر:** لنگر موجود در انتهای تیر میانی طبقه اول قاب انتخاب شده [قاب محور B از شکل ۱۱-۱۳]، در ترکیب بار حاکم  $0.8(1.25D + 1.5L + 1.5E)$  برابر با  $237.7 \text{ KN.m}$  می‌باشد. اینک

به طرح این تیر با فرض وجود  $60$  میلیمتر پوشش بتنی روی میلگردها پرداخته می‌شود:  
گام (۱) انتخاب ابعاد مقطع: یک مقطع  $500 \times 400$  میلی‌متر مربع تمام شرایط آبا را ارضاء می‌نماید و نیاز به کنترل خیز نمی‌باشد.

گام (۲) طرح میلگردهای بالای مقطع:

$$M_u = 237.7 \text{ kN.m}$$

$$M_r = 0.85 \rho b d^2 f_y \left( 1 - \frac{5}{6} \rho \frac{f_y}{f_c} \right)$$

$$237.7 \times 10^6 = 0.85 \rho \times 400 \times 440^2 \times 400 \left( 1 - \frac{5}{6} \rho \frac{400}{28} \right) \Rightarrow \rho = 0.01$$

$$\rho_{bal} = 0.6 \beta_1 \frac{600}{600 + f_y} \frac{f_c}{f_y} = 0.6 \times 0.85 \times \frac{600}{600 + 400} \times \frac{28}{400} = 0.021$$

$$\rho_{min} = \frac{1.4}{f_y} = \frac{1.4}{400} = 0.0035$$

خوب است  $0.0035 < \rho = 0.01 < \min(\rho_{bal}, 0.025)$

$$A_s = \rho b d = 0.01 \times 400 \times 440 = 1760 \text{ mm}^2$$

از  $5\Phi 22$  با مساحت  $1900 \text{ mm}^2$  استفاده می‌شود. با این مقدار میلگرد ظرفیت مقطع برابر است با:

$$A_s = 1900 \Rightarrow \rho = \frac{1900}{400 \times 440} = 0.0108 \Rightarrow M_r = 247.8 \text{ KN.m}$$

گام ۳) طرح میلگردهای پایین مقطع: برای طرح میلگردهای پایین مقطع تیر، می‌بایست دو کنترل انجام شود. اول اینکه مساحت این میلگردها وقتی در فشار هستند از نصف مساحت میلگردهای کششی مقطع در ترکیب بار بحرانی کمتر نباشد، دوم اینکه مساحتشان در ترکیب بارهایی که در آن تحت کشش قرار دارند، جوابگوی لنگر وارده باشد. در اینجا حالت اول حاکم بر طراحی بوده و در نتیجه حداقل مساحت میلگردها برابر است با:

$$A_s = \frac{A_s}{2} = \frac{1900}{2} = 850 \text{ mm}^2$$

می‌توان از  $3\Phi 22$  با مساحت  $1139.82$  میلی‌متر مربع استفاده کرد. با این مقدار میلگرد لنگر مقاوم مقطع برابر است با:

$$A_s = 1139.82 \Rightarrow \rho = 0.0065 \Rightarrow M_r = 157.4 \text{ KN.m}$$

گام ۴) محاسبه میلگردهای برشی: میلگردهای برشی برای دو حالت نیروهای حاصل از تحلیل و نیروهای حاصل از تعادل استاتیکی بارهای قائم و لنگر خمشی در دو انتهای عضو با فرض تشکیل مفاصل پلاستیک تعیین می‌شود.

$$M_{nl}^- = 1.4M_r^- = 1.4 \times 247.8 = 346.92 \text{ KN.m}$$

$$M_{nr}^+ = 1.4M_r^+ = 1.4 \times 157.4 = 220.36 \text{ KN.m}$$

$$W_u = W_D + 1.2W_L = 39.12 + 11.72 = 50.9 \text{ KN/m}$$

$$V_u = \frac{M_{nl}^+ + M_{nr}^-}{l_n} + \frac{W_u l_n}{2} = \frac{346.92 + 220.36}{4.65} + \frac{50.9 \times 4.65}{2} = 121 + 118.4 = 239.4 \text{ KN}$$

از آنجا که  $121 \approx \frac{239.4}{2}$  از  $V_c$  صرف نظر نمی‌شود.

$$V_c = 0.2\phi_c \sqrt{f_c} bd = 0.2 \times 0.6 \times \sqrt{28} \times 400 \times 440 = 111.7 \text{ KN}$$

$$V_s = 239.4 - 111.7 = 128.7 \text{ kN}$$

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{\phi_s f_{yh} d} = \frac{12870}{0.85 \times 300 \times 440} = 1.14 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}}$$

$$\left(\frac{A_v}{s}\right)_{\min} = 0.35 \frac{b}{f_y} = 0.35 \left(\frac{400}{400}\right) = 0.35$$

می‌توان از  $\Phi 8$  با چهار ساق در فواصل  $S = 100$  میلی‌متر استفاده کرد.



$$A_v = 4 \times 50.26 = 201 \text{ mm}^2 \text{ خوب است}$$

مقدار  $V_u$  بدست آمده از تحلیل سازه در اینجا حاکم نمی‌باشد. حداکثر فاصله خاموت‌ها در فاصله‌ای به میزان حداقل دو برابر ارتفاع مقطع تیر از بر ستون مطابق زیر است:

$$S_{\max} = \min \left\{ \frac{d}{4}, 8d_b, 24d_v, 300 \right\} = \min \{110, 176, 144, 300\} = 110 \text{ mm}$$

در نتیجه فاصله میلگردهای عرضی در بالا مناسب می‌باشد. میلگردهای طولی تیر می‌بایست یک در میان در گوشه یک خاموت قرار گیرند.

**طراحی ستون:** از دو ستون میانی طبقه تحتانی به دلیل وجود تقارن یکی از آنها طراحی می‌شود. گام ۱) انتخاب ابعاد ستون: یک مقطع  $700 \times 700$  میلی‌متر مربع تمام شرایط مبحث نهم را ارضاء می‌نماید.

گام ۲) طراحی میلگردهای طولی: با فرض وجود  $60 \text{ mm}$  پوشش بتنی روی میلگردها، نیروهای حاکم در طراحی به صورت زیر می‌باشد:

$$\Psi_T = \frac{700^4/3350}{400 \times 500^3/6450} = 6.66, \quad \Psi_b = 1 \Rightarrow \Psi_m = 3.83$$

$$k_s = (1 - 0.05 \Psi_m) \sqrt{1 + \Psi_m} = 1.78$$

$$\frac{k_s L_u}{r} = \frac{1.78 \times 3350}{0.3 \times 700} = 28 > 22 \quad \text{لذا باید لاغری در نظر گرفته شود}$$

$$(EI)_e = 0.25 E_c I_g = 0.25 \times 5000 \sqrt{28} \times \left( \frac{700^4}{12} \right) = 1.32 \times 10^{14} \text{ N.mm}^2$$

$$k_b = \min \left[ (0.7 + 0.1 \Psi_m), (0.85 + 0.05 \Psi_{\min}) \right] = 0.85 + 0.05 \times 1 = 0.9$$

$$N_{cb} = \frac{\pi^2 (EI)_e}{(k_b L_u)^2} = \frac{\pi^2 \times (1.32 \times 10^{14})}{(0.9 \times 3350)^2} = 143.3 \times 10^6 \text{ N}$$

$$M_{DB} = -165100 \quad M_{LB} = -44100 \quad M_{EB} = 360976600 \text{ N.mm}$$

$$M_{DT} = 339000 \quad M_{LT} = 96000 \quad M_{ET} = 38666470 \text{ N.mm}$$

$$M_{1b} = -165100 + 1.2(-44100) = -218020$$

$$M_{2b} = 329000 + 1.2(96000) = 454200$$

$$C_m = 0.6 + 0.4 \frac{M_{1b}}{M_{2b}} = 0.6 + 0.4 \times \frac{-218020}{454200} = 0.41$$

$$N_u = 2330630 \text{ N}$$

$$\delta_b = \frac{C_m}{1 - N_u / 0.65 N_{cb}} = \frac{0.4}{1 - 2.3 / (0.65 \times 143.3)} = 0.42 < 1 \Rightarrow \delta_b = 1$$

$$N_{cs} = \frac{\pi^2 (EI)_e}{(k_s l_u)^2} = \frac{\pi^2 \times (1.23 \times 10^{14})}{(1.78 \times 3350)^2} = 36.64 \times 10^6 \text{ N}$$

$$\delta_s = \frac{1}{1 - \Sigma N_u / \Sigma 0.65 N_{cb}} \approx \frac{1}{1 - N_u / 0.65 N_{cs}} = \frac{0.4}{1 - 2.3 / (0.65 \times 36.64)} = 1.11$$

$$M_{2s} = 1.2 \times 360976600 = 433171920$$

$$M_u = \delta_b M_{2b} + \delta_s M_{2s} = 1 \times 0.454200 + 1.11 \times 433.17920 = 481.3 \text{ KN.m}$$

$$M_{\min} = N_u (0.015 + 0.03h) = 2330.6 (0.015 + 0.03 \times 0.7) = 83.9 \text{ KN.m}$$

پس به طور خلاصه داریم:

$$N_u = 2331 \text{ KN}$$

$$M_u = 481.3 \text{ KN.m}$$

با استفاده از نمودارهای اندرکنش نیروی محوری و لنگر خمشی برای ستون، وجود حداقل میلگرد طولی برای این مقطع کیفیت می‌کند و از آنجا که حداقل نسبت میلگرد طولی در ستون‌ها ۱ درصد می‌باشد لذا با استفاده از ۱۰ میلگرد با قطر ۲۵ میلی‌متر داریم:

$$A_s = 10 \times \left( \frac{\pi \times 25^2}{4} \right) = 4908.7 \text{ mm}^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{bh} = \frac{4908.7}{700^2} = 0.01$$

برای چنین ستونی در ترکیب بار ثقلی، با استفاده از نمودارهای اندرکنش نیروی محوری و لنگر خمشی داریم:

$$M_r = 904.7 \text{ KN.m}$$

در این مسئله حداقل ظرفیت لنگر ستون در ترکیب بار ثقلی اتفاق می‌افتد. گام ۳) طراحی میلگردهای عرضی: در طول ناحیه بحرانی ستون ( $l_o = 700 \text{ mm}$ ) باید خاموت‌های ویژه اجرا شود. طراحی میلگردهای عرضی در ستون‌ها بر مبنای سه مقدار زیر انجام می‌شود:

- نیروی برشی تحلیلی ستون
  - نیروی برشی ناشی از تشکیل مفصل در دو سر ستون
  - نیروی برشی ناشی از تشکیل مفصل در تیرهای طرفین ستون
- نیروی برشی حاکم با در نظر گرفتن لنگر حداکثر محتمل در دو سر ستون به شکل زیر قابل دستیابی است:

$$M_{\max} = 1.4 M_r = 1.4 \times 904.7 = 1266.28 \text{ KN.m}$$

سازه‌های بتن آرمه

$$V_u = \frac{2M_{\max}}{l_n} = \frac{2 \times 1266.28}{3.55} = 817.1 \text{ KN}$$

با توجه به مقادیر بدست آمده و اینکه نیروی حاصل از تحلیل سازه حاکم بر طرح نمی‌باشد، نیروی برشی طراحی ستون ۸۱۷/۱ کیلونیوتن خواهد بود.

$$V_c = 0.2 \times 0.6 \times \sqrt{28} \times 700 \times 640 = 284.5 \text{ KN}$$

در صورتیکه از  $\Phi 12$  بعنوان خاموت شود.

$$S_{\max} = \min \left\{ 8d_b, 24d_v, \frac{b}{4}, 125 \right\} = \{200, 288, 175, 125\} = 125$$

در صورتیکه از  $\Phi 12$  با چهار ساق بعنوان خاموت شود و  $S = 80$  میلی‌متر اختیار گردد میلگردهای عرضی جوابگوی نیروی وارده خواهند بود.

$$V_s = V_u - V_c = 817.1 - 284.5 = 532.6 \text{ KN}$$

$$A_v = \frac{S V_s}{\phi f_{yh} d} = \frac{80 \times 532.6 \times 10^3}{0.85 \times 300 \times 640} = 261.1 \text{ mm}^2$$

از سوی دیگر  $A_v$  باید از  $A_{sh}$  بیشتر باشد:

$$A_{sh} = 0.3 S h_c \frac{f_c}{f_{yh}} \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right)$$

$$A_{sh} = 0.3 \times 80 \times 617 \times \frac{28}{300} \times \left( \frac{700^2}{629^2} - 1 \right) = 329.6 \text{ mm}^2$$

$$A_{sh} = 0.09 S h_c \frac{f_c}{f_{yh}} = 0.09 \times 80 \times 617 \times \frac{28}{300} = 414.6 \text{ mm}^2$$

بنابراین  $A_v$  لازم مساوی ۴۱۴/۶ میلی‌مترمربع تعیین می‌شود که با استفاده از دو حلقه  $\Phi 12$  با چهار ساق که دارای مساحت ۴۵۲/۴ میلی‌مترمربع می‌باشد، تامین می‌شود. حداقل میلگردگذاری در مناطق غیر ویژه به صورت زیر است:

$$\Phi \geq 8 \text{ mm}$$

$$S \leq \frac{h}{2} = \frac{700}{2} = 350 \text{ mm}$$

$$S \leq 6d_b = 6 \times 25 = 150 \text{ mm}$$

$$S \leq 200 \text{ mm}$$

بنابراین از خاموت  $\Phi 8$  به فواصل ۱۵۰ میلیمتری استفاده می‌شود.

گام ۴) کنترل حداقل ظرفیت خمشی ستون‌ها: در اتصالات تیر به ستون قابهای خمشی، رابطه زیر باید صادق باشد:

$$\Sigma(M_r)_{col} \geq 1.2 \Sigma(M_r)_{beam}$$

لنگر ظرفیت ستون می‌بایست برای ترکیب باری که کمترین ظرفیت را ایجاد می‌نماید محاسبه گردد. در اینجا مجموع لنگر ظرفیت تیرها به دلیل ممتد بودن میلگردهای طولی در حرکت قاب به چپ و راست یکسان می‌باشد. با فرض مشابه بودن ستون‌ها در بالا و پایین اتصال و بنا بر آنچه در طراحی تیر و ستون به آن اشاره شد در حرکت به سمت چپ، لنگر ظرفیت ستون‌ها در بالا و پایین اتصال مساوی با  $904/7$  کیلونیوتن، لنگر ظرفیت تیر سمت چپ  $247/8$  کیلونیوتن و لنگر ظرفیت تیر سمت راست  $157/4$  کیلونیوتن می‌باشد، بنابراین:

$$(M_r)_{col} = 2 \times 904.7 = 1809.4 \text{ KN.m}$$

$$(M_r)_{beam} = 247.8 + 157.4 = 405.2 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow \frac{\Sigma(M_r)_{col}}{\Sigma(M_r)_{beam}} = \frac{1809.4}{405.2} = 4.46$$

مشاهده می‌شود که رابطه فوق با حاشیه اطمینان بسیار بالایی برقرار است، لذا می‌توان انتظار داشت که لولای خمیری، ابتدا در درون تیرها تشکیل گردد.

**طرح اتصالات تیر به ستون:** در اتصالاتی که از چهار طرف توسط تیرها محصور شده‌اند و عرض تیرها کمتر از سه چهارم عرضی از ستون که به آن متصل می‌شوند، نیستند باید در طولی به اندازه کوتاه‌ترین ارتفاع تیر در اتصال میلگردگذاری ویژه مساوی با نصف میلگردهای ناحیه بحرانی  $l_0$  به کار برده شود و فاصله میلگردهای عرضی در این اتصالات را می‌توان تا ۱۵ سانتیمتر افزایش داد.

$$b_b = 400 \text{ mm}$$

$$\frac{3}{4}b_c = \frac{3}{4} \times 700 = 525 \text{ mm} > 400 \text{ mm}$$

بنابراین می‌بایست میلگردهای عرضی ویژه ستون در ناحیه اتصال بطور کامل ادامه یابد.

$$V_u = 1.25 f_y (A_{s1} + A_{s2}) - V_h$$

با توجه به طرح تیر داریم:

$$V_h = \frac{M_1 + M_2}{h} = \frac{247.8 + 157.4}{3/35} = 121 \text{ KN}$$

$$V_u = 1.25 \times 400(1900 + 1140) - 121000 = 1399 \text{ KN}$$

$$V_c = 0.2 \phi_c \sqrt{f_c} = 0.2 \times 0.6 \times \sqrt{28} = 0.635 \text{ N/mm}^2$$

$$V_r = \gamma A_j V_c = 10 \times (700 \times 700) \times 0.635 = 3111.5 \text{ kN} > 1399$$

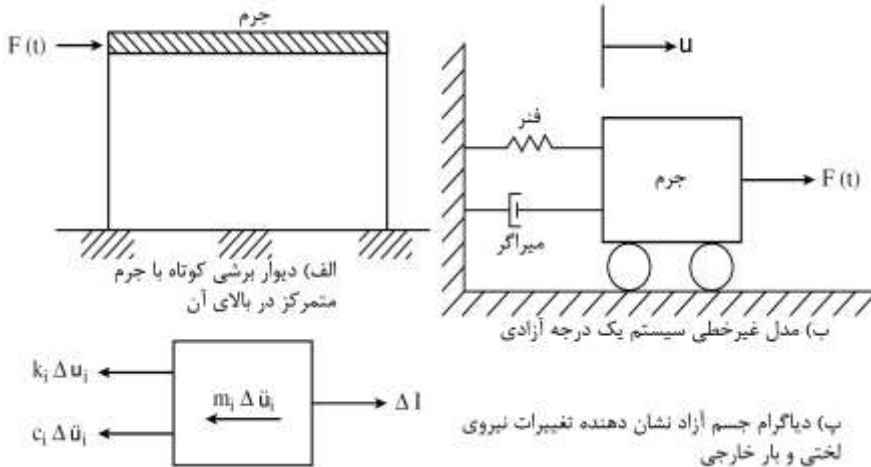
لذا استفاده از میلگردهای ناحیه ویژه ستون در اتصال کافی است.

### ۴-۱۱- دیوارهای سازه‌ای

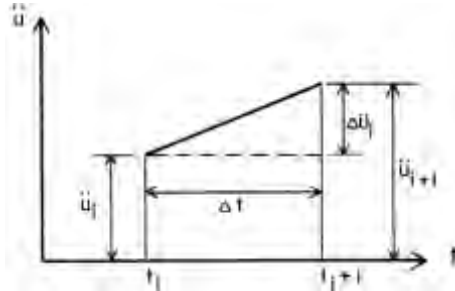
در تحلیل‌های دینامیکی، دیوارهای سازه‌ای کوتاه را می‌توان، به صورت یک سیستم یک درجه آزادی همانند شکل ۱۱-۱۳ در نظر گرفت [Mo, 1988]. معادله تغییرات نیروهای موثر بر این مدل، در شکل ۱۱-۱۳ پ نشان داده شده است. معادله تعادل به صورت زیر خواهد بود:

$$m\Delta\ddot{u}_i + c_i\Delta\dot{u}_i + k\Delta u_i = \Delta F_i \quad (20-11)$$

که در آن  $m$  جرم کل سقف بعلاوه یک سوم جرم دیوار است. همچنین  $c_i$  و  $k_i$  به ترتیب سرعت و جابجایی در زمان  $t$  بوده که فرض می‌شود این مقادیر در حین تغییرات زمان  $(\Delta t)$  ثابت باقی می‌مانند. در روابط فوق،  $\Delta\ddot{u}_i$ ،  $\Delta\dot{u}_i$  و  $\Delta u_i$  به ترتیب تغییرات شتاب، سرعت و جابجایی می‌باشند. با انتگرال‌گیری گام به گام از رابطه (۲۰-۱۱)، می‌توان از روش انتگرال‌گیری خطی استفاده نمود. در این روش فرض می‌شود، شتاب به صورت یک رابطه خطی نسبت به زمان و در بازه زمانی  $\Delta t$ ، بیان می‌شود. زمان ابتدایی را برابر  $t_i$  و زمان نهایی برای یک بازه زمانی را برابر  $t_{i+1} = t + \Delta t$  در نظر بگیرد. در شکل ۱۱-۱۵، تغییرات خطی شتاب در بازه زمانی  $\Delta t$  نشان داده شده است.



شکل ۱۱-۱۴ یک مدل برای تحلیل دینامیکی



شکل ۱۱-۱۵ تغییرات خطی شتاب در یک بازه زمانی

شتاب را می‌توان به صورت زیر بیان نمود:

$$\ddot{u}(t) = \ddot{u}_i + \frac{\Delta \ddot{u}_i}{\Delta t} (t - t_i) \quad (21-11)$$

با انتگرال‌گیری از رابطه (۲۱-۱۱)، نسبت به زمان، از  $t_i$  تا  $t_{i+1} = t + \Delta t$  و استفاده از تغییرات جابجایی  $\Delta u$  داریم:

$$\Delta \ddot{u}_i = \frac{6}{\Delta t^2} \Delta u_i - \frac{6}{\Delta t} \dot{u}_i - 3\ddot{u}_i \quad (22-11)$$

$$\Delta \dot{u}_i = \frac{3}{\Delta t} \Delta u_i - 3\dot{u}_i - \frac{\Delta t}{2} \ddot{u}_i \quad (23-11)$$

با جایگذاری روابط (۲۲-۱۱) و (۲۳-۱۱)، در رابطه (۲۰-۱۱)، داریم:

$$m \left( \frac{6}{\Delta t^2} \Delta u_i - \frac{6}{\Delta t} \dot{u}_i - 3\ddot{u}_i \right) + c_i \left( \frac{3}{\Delta t} \Delta u_i - 3\dot{u}_i - \frac{\Delta t}{2} \ddot{u}_i \right) + k_i \Delta u_i = \Delta F_i \quad (24-11)$$

با ساده‌سازی رابطه فوق، می‌توان آن را به صورت زیر بازنویسی نمود:

$$\bar{k}_i \Delta u_i = \Delta \bar{F}_i \quad (25-11)$$

$$\bar{k}_i = k_i + \frac{6m}{\Delta t^2} + \frac{3c_i}{\Delta t} \quad (26-11)$$

$$\Delta \bar{F}_i = \Delta F_i + m \left( \frac{6}{\Delta t} \dot{u}_i + 3\ddot{u}_i \right) + c_i \left( 3\dot{u}_i + \frac{\Delta t}{2} \ddot{u}_i \right) \quad (27-11)$$

توجه شود رابطه (۲۵-۱۱)، معادله تغییرات استاتیکی بوده که می‌توان آن را توسط تغییرات جابجایی حل نمود. جابجایی  $u_{i+1}$  و سرعت  $\dot{u}_{i+1}$  در زمان  $t_{i+1} = t + \Delta t$  به صورت زیر است:

$$u_{i+1} = u_i + \Delta u_i \quad (28-11)$$

$$\dot{u}_{i+1} = \dot{u}_i + \Delta \dot{u}_i \quad (29-11)$$

شتاب  $\ddot{u}_{i+1}$  در انتهای بازه زمانی را می‌توان مستقیماً با مشتق‌گیری از رابطه حرکت تعیین نمود:

$$\ddot{u}_{i+1} = \frac{1}{m} [F(t_{i+1}) - c_{i+1} \dot{u}_{i+1} - k_{i+1} u_{i+1}] \quad (30-11)$$

که در آن ضرائب  $c_{i+1}$  و  $k_{i+1}$  بایستی در زمان  $t_{i+1} = t + \Delta t$  محاسبه شوند. براساس گزارشات هیئت ضوابط هسته‌ای<sup>۱</sup>، میزان ضریب میرایی  $c_{i+1}$  برابر ۷ و ۴٪ مقدار بحرانی برای سازه‌های بتنی تحت اثر زلزله طرح (یا انفجار) و زلزله سطح بهره‌برداری در نظر گرفته می‌شود.

$$c_{i+1} = \xi(c_{cr})_{i+1} = 2\xi(k_{i+1}m)^{\frac{1}{2}} \quad (۳۱-۱۱)$$

بعد از جابجایی، سرعت و شتاب در زمان انتهایی بازه تعیین می‌شود. به همین ترتیب تمام مقادیر فوق در زمان  $t_{i+2} = t_{i+1} + \Delta t$  محاسبه می‌شوند. برای دستیابی به جوابی با دقت مناسب بهتر است بازه‌های زمانی بزرگتر از یک دهم دوره تناوب طبیعی سازه نباشد.

### ۱۱-۴-۱- ملاحظات طراحی

برای اینکه از خرابی نرم مطمئن شویم، دو حد برای حداقل و حداکثر میزان آرماتور بایستی در نظر گرفته شود.

حداکثر آرماتور: شیب زاویه مورب فشاری در حالت آرماتور کمتر از حد بالانس به صورت زیر خواهد بود:

$$\alpha_{lb} = \cos^{-1} \left\{ \frac{1}{2} \left[ \left( \frac{\varepsilon_{ly}}{2\varepsilon_0} \right) \left( \sqrt{1 + \frac{8\varepsilon_0^2}{\varepsilon_{ly}^2}} - 1 \right) \right] \right\} \quad (۳۲-۱۱)$$

که  $\alpha_{lb}$ ، تنها تابعی از حد کرنش تسلیم آرماتورهای طولی فولاد است. در حالتی که طراحی کم فولاد، زاویه  $\alpha$  بایستی بزرگتر از  $\alpha_{lb}$  در نظر گرفته شود.

حداقل آرماتور: شیب زاویه برای حداقل آرماتور ( $\alpha_m$ ) به صورت زیر است:

$$\alpha_m = \cos^{-1} \left[ \left( 0.0025 \frac{f_{ly}}{f'_c} \right)^{\frac{1}{3}} \right] \quad (۳۳-۱۱)$$

که  $\alpha_m$ ، تابعی از دو عامل است. یکی حد کرنش تسلیم آرماتورهای طولی ( $\varepsilon_{ly}$ ) و مقاومت مشخصه بتن  $f'_c$  است. روابط (۳۲-۱۱) و (۳۳-۱۱) به ترتیب حدود پایینی و بالایی برای تغییرات زاویه  $\alpha$  برای اطمینان از خرابی نرم می‌دهند. با جایگذاری  $\tau = V/bd$  و  $\sigma_d = f'_c \cos \alpha$  می‌توان ابعاد  $bd$  دیوار را تعیین نمود:

$$bd = \frac{V}{f'_c \sin \alpha \cos^2 \alpha} \quad (۳۴-۱۱)$$

معمولاً ضخامت دیوار ( $b$ ) توسط طراح فرض شده و طول موثر  $d$ ، در رابطه (۳۴-۱۱)، بدست می‌آید. برای حدس اولیه زاویه  $\alpha$ ، مقداری مابین روابط (۳۲-۱۱) و (۳۳-۱۱) حدس زده شده و

<sup>1</sup> Nuclear Regulatory Commission

بعد از طراحی از رابطه (۱۱-۳۴) مقدار دقیق آن محاسبه می‌شود. فولاد طولی را می‌توان از رابطه  $A_t f_t = tbd \cot \alpha$  تعیین نمود. که  $tbd$  برابر  $V_n$  در برش حداکثر می‌باشد.

$$A_t f_t = V_n \cot \alpha \quad (۱۱-۳۵)$$

برای فولاد عرضی (افقی) می‌توان از مقدار حداقل زیر استفاده نمود.

$$\rho_t = 0.0045 \quad (۱۱-۳۶)$$

### ۱۱-۴-۲- روش طراحی

برای یک تاریخچه بارگذاری (یا شتابنگاشت) و مشخصات مصالح داده شده  $(f'_c, f_{ty}, \xi)$ ، روش طراحی ابعاد دیوار، آرماتورهای قائم و افقی به صورت زیر است:

۱. یک نیروی برشی  $(V_n)$  فرض می‌گردد.
۲. با استفاده از روابط (۱۱-۳۲) و (۱۱-۳۳) محدوده  $\alpha$  انتخاب می‌شود.
۳. مقدار  $\alpha$  و  $b$ ، انتخاب شده و مقدار  $d$  با استفاده از رابطه (۱۱-۳۴)، تعیین می‌شود. سپس با استفاده از مقادیر  $d$  و  $b$  انتخاب شده، مقدار واقعی  $\alpha$  تعیین می‌شود.
۴. فولادهای طولی با استفاده از رابطه (۱۱-۳۵) و آرماتورهای طولی با استفاده از رابطه (۱۱-۳۶) تعیین می‌شود.
۵. رابطه بین نیرو و جابجایی تعیین می‌شود.
۶. سختی در حالت نهایی تعیین می‌شود.
۷. دوره تناوب طبیعی تعیین می‌شود.
۸. بازه زمانی کوچکتر از  $0/1$  دوره تناوب سازه در نظر گرفته شود.
۹. با استفاده از رابطه بین نیرو - تغییرشکل، سختی اولیه تعیین می‌شود.
۱۰. با استفاده از رابطه (۱۱-۳۱)، ضریب میرایی تعیین می‌شود.
۱۱. با استفاده از رابطه (۱۱-۲۶)، سختی اولیه تعیین شود.
۱۲. با استفاده از رابطه (۱۱-۲۷)، تغییرات نیروی موثر تعیین شود.
۱۳. با استفاده از رابطه (۱۱-۲۵)، تغییرات جابجایی تعیین شود.
۱۴. با استفاده از رابطه (۱۱-۲۳)، تغییرات سرعت تعیین شود.
۱۵. با استفاده از روابط (۱۱-۲۸) و (۱۱-۲۹)، مقدار جابجایی و سرعت در انتهای بازه زمانی انتخاب شده تعیین شود.
۱۶. با استفاده از رابطه بین نیرو - جابجایی، نیروی برشی تعیین شود.
۱۷. با استفاده از رابطه (۱۱-۳۰)، مقدار شتاب در انتهای بازه زمانی انتخاب شده تعیین شود.
۱۸. گام‌های ۹ تا ۱۷ برای یک گام می‌باشند.



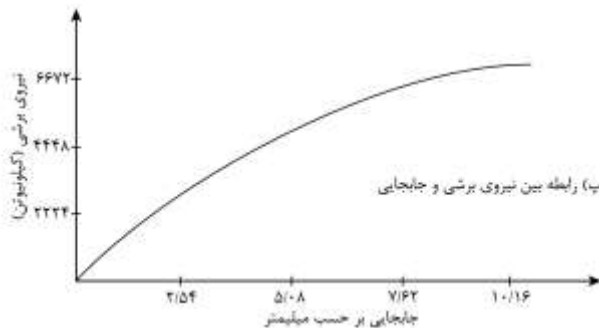
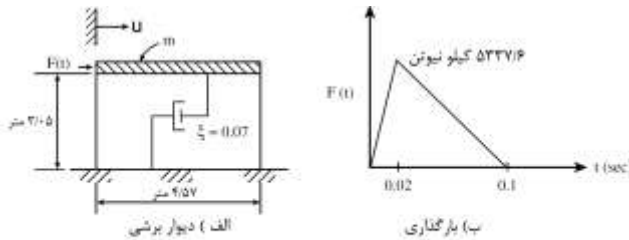
۱۹. گام‌های ۹ تا ۱۷ برای هر یک از بازه‌های زمانی تکرار شوند. این کار باعث تولید مجموعه‌ای از جواب‌ها می‌شود.

۲۰. حداکثر برش نیروی برشی در کل تاریخچه بارگذاری تعیین می‌شود:

○ در صورتی که مقدار حداکثر نیروی برشی محاسبه شده از نیروی برشی فرضی بزرگتر نیست، طراحی تمام می‌باشد.

○ در صورتی که مقدار حداکثر نیروی برشی محاسبه شده از نیروی برشی فرضی بزرگتر هست، مقدار نیروی برشی فرضی با مقدار نیروی برشی بدست آمده جایگزین شده و گام‌های ۲ تا ۱۹ تکرار گردد.

مثال) یک دیوار برشی به ارتفاع ۳/۰۵ متر و طول ۴/۵۷ متر همانند شکل ۱۱-۱۶ الف در نظر بگیرید. این دیوار برای نیروی انفجاری که رابطه بین نیرو و زمان در شکل ۱۱-۱۶ ب نشان داده شده است، طراحی نمایید. برای راحتی، از نیروی ضربه‌ای بجای شتاب‌نگاشت استفاده شده است. مقدار جرم روی دیوار و یک سوم جرم دیوار برابر  $0.088 \text{ kN} \cdot \text{sec}^2 / \text{mm}$  و تنش تسلیم آرماتورهای طولی برابر  $f_{ly} = 414 \text{ MPa}$ ،  $f'_c = 27.6 \text{ MPa}$ ،  $E_s = 2.0 \times 10^5 \text{ MPa}$ ،  $\epsilon_0 = 0.002$  و  $\xi = 0.07$  می‌باشد. ضخامت دیوار و آرماتورهای طولی و عرضی را تعیین نمایید.



شکل ۱۱-۱۶ دیوار برشی تحت نیروی ضربه‌ای

۱- مقدار  $V_n = 7117 \text{ kN}$  فرض می‌شود.

۲- محدوده  $\alpha$  تعیین شود.

$$(۳۲-۱۱) \text{ از رابطه } \alpha > \cos^{-1} \left\{ \frac{1}{2} \left[ \left( \frac{0.00207}{2 \times 0.002} \right) \left( \sqrt{1 + \frac{8 \times 0.002^2}{0.00207}} - 1 \right) \right] \right\} \Rightarrow \alpha = 60.4^\circ$$

$$(۳۳-۱۱) \text{ از رابطه } \alpha_m \leq \cos^{-1} \left[ \left( 0.0025 \frac{414}{27.6} \right)^{1/3} \right] \Rightarrow \alpha = 70.4^\circ$$

$$60.4^\circ < \alpha \leq 70.4^\circ$$

۳- مقدار  $\alpha = 60.4^\circ$  و  $d=4572\text{mm}$  انتخاب می‌شود.

$$(۳۴-۱۱) \text{ از رابطه } b \geq \frac{7117}{27.6 \times 4572 \times \sin 60.4^\circ \cos^2 60.4^\circ} \geq 266 \text{ mm}$$

مقدار  $b=305\text{mm}$  فرض می‌شود. با استفاده از رابطه ۱۱-۳۴،  $\alpha = 62.9^\circ$  بدست می‌آید.

$$\alpha = 62.9^\circ < 70.4^\circ \text{ ok}$$

۴- تعیین  $\rho_l$  و  $\rho_t$  با استفاده از رابطه (۱۱-۳۵) داریم:

$$\rho_l = \frac{7117000 \cot 62.9^\circ}{305 \times 4570 \times 414} = 0.0063$$

$$(۳۶-۱۱) \text{ از رابطه } \rho_t = 0.0045$$

۵- نمودار تغییرات نیرو جابجایی در شکل ۱۱-۱۶ نشان داده شده است.

۶- مقدار سختی در حالت نهایی:

$$k_u = \frac{7160.835}{10.541} = 679 \frac{kN}{mm}$$

۷- مقدار دوره تناوب طبیعی ارتعاش در حالت نهایی:

$$T_u = 2\pi \sqrt{\frac{0.088}{679}} = 0.071 \text{ sec}$$

۸- انتخاب  $\Delta t$ :

$$\Delta t = 0.1 \times 0.071 = 0.0071 \text{ sec} \quad \Delta t = 0.005 \text{ sec} \text{ انتخاب می‌شود}$$

$$\Delta t = 0.005 \text{ sec} < 0.0071 \text{ sec} \text{ ok}$$

۹- محاسبه سختی اولیه  $k$ :

$$k = \frac{2544.256}{1.97612} = 1288 \frac{kN}{mm}$$

۱۰- محاسبه ضریب میرایی  $C$  با استفاده از رابطه (۱۱-۳۱):

$$C = 0.07 \times 2(0.088 \times 1288)^{1/2} = 1.49 \frac{kN \cdot sec}{mm}$$

۱۱- محاسبه سختی موثر  $\bar{k}$ :

سازه‌های بتن آرمه

$$\bar{k}_i = 1288 + \frac{6 \times 0.088}{(0.005)^2} + \frac{3 \times 1.49}{0.005} = 23194 \frac{kN}{mm}$$

۱۲- محاسبه تغییرات نیروی موثر: ( $\Delta F = 1334 kN$ )

$$\Delta \bar{F} = 1334 + 0.088 \left( \frac{6(0)}{0.005} + 3(0) \right) + 1.49 \left( 3(0) + \frac{0.005(0)}{2} \right) = 1334 kN$$

۱۳- محاسبه تغییرات جابجایی  $\Delta u$ :

$$\Delta u = \frac{1334}{23194} = 0.058 mm$$

۱۴- محاسبه تغییرات سرعت  $\Delta \dot{u}$ :

$$\Delta \dot{u} = \frac{3}{0.005} \times 0.058 - 3(0) - \frac{0.005}{2} (0) = 34.52 \frac{mm}{sec}$$

۱۵- محاسبه جابجایی و سرعت در انتهای بازه زمانی:

$$u_{i+1} = 0 + 0.058 = 0.058 mm$$

$$\dot{u}_{i+1} = 0 + 34.52 = 34.52 \frac{mm}{sec}$$

۱۶- محاسبه نیروی برشی  $V$ ، با استفاده از شکل ۱۱-۱۴ پ،  $V=74.3 kN$  در  $u=0.058 mm$  می‌باشد.

۱۷- محاسبه شتاب در پایان بازه زمانی:

$$\ddot{u}_{i+1} = \frac{1}{0.088} [1334 - 1.49 \times 34.52 - 74.3] = 13805 \frac{mm}{sec^2}$$

۱۸- گام‌های ۹ تا ۱۷ برای هر یک از گام‌های زمانی حل می‌شود. در جدول ۱۱-۲ برای تعدادی از گام‌های زمانی نشان داده شده است.

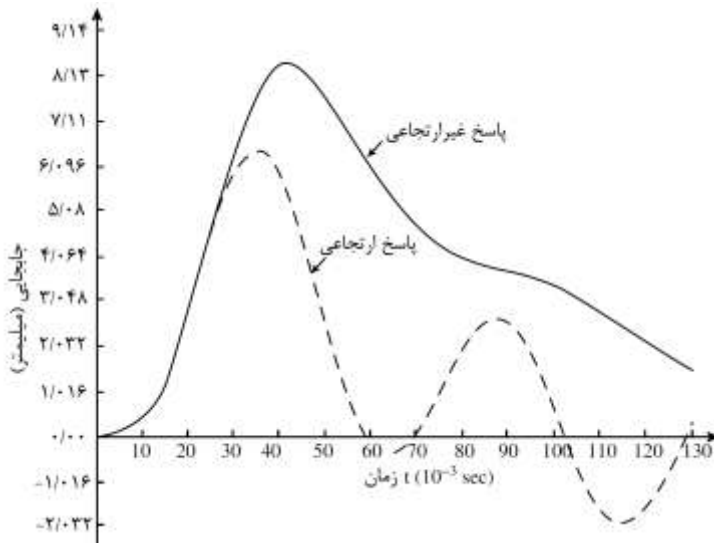
۱۹- با استفاده از جدول ۱۱-۲، حداکثر نیروی برشی برابر  $۶۸۰۵$  کیلو نیوتن بدست می‌آید که کوچکتر از نیروی برشی فرضی  $۷۱۱۷$  کیلو نیوتن است.

جدول ۱۱-۲

sec	kN	mm	mm/sec	kN	mm/sec	kN/mm	kN/mm	kN	kN	mm	mm/sec
0.000	0.0	0.00	0.00	0.0	0.00	1287.1	23178.6	1334.4	1334.4	0.06	34.54
0.005	1334.4	0.06	34.54	75.6	13817.60	1287.1	23178.6	1334.4	8793.7	0.38	88.90
0.010	2668.8	0.44	123.44	560.4	21971.00	1287.1	23178.6	1334.4	20718.8	0.89	111.00
0.015	4003.2	1.33	234.44	1712.5	24053.80	1287.1	23178.6	1334.4	33422.3	1.44	100.58
0.020	5337.6	2.77	335.03	3113.6	19710.40	971.1	22744.9	-333.6	41406.4	1.82	36.83
0.025	5004.0	4.59	346.46	4514.7	101.60	769.8	22459.7	-333.6	40049.8	1.78	-45.97
0.030	4670.4	6.37	325.88	5782.4	-16992.60	710.5	22373.1	-333.6	30477.7	1.36	-118.36
0.035	4336.8	7.73	207.52	6471.8	-27000.20	506.1	22064.7	-333.6	14896.4	0.68	-149.61
0.040	4003.2	8.41	57.91	6805.4	-34213.80	493.5	22045.8	-333.6	-3153.6	-0.14	-173.48
0.045	3669.6	8.27	-115.57	4399.1	-7112.00	808.7	22515.3	-333.6	-14776.3	-0.66	-28.70
0.050	3336.0	7.61	-144.27	3869.8	-4165.60	808.7	22515.3	-333.6	-17107.0	-0.76	-12.45
0.055	3002.4	6.85	-156.72	3255.9	-787.40	808.7	22515.3	-333.6	-17560.7	-0.78	4.32
0.060	2668.8	6.07	-152.40	2624.3	2565.40	808.7	22515.3	-333.6	-16213.0	-0.72	19.81
0.065	2335.2	5.35	-132.59	2041.6	5130.80	808.7	22515.3	-333.6	-13384.0	-0.59	28.70
0.070	2001.6	4.76	-104.14	1561.2	6426.20	808.7	22515.3	-333.6	-9927.9	-0.44	32.51
0.075	1668.0	4.32	-71.63	1205.4	6248.40	808.7	22515.3	-333.6	-6445.2	-0.29	26.67
0.080	1334.4	4.03	-44.96	974.1	4724.40	808.7	22515.3	-333.6	-3949.8	-0.18	17.53
0.085	1000.8	3.86	-27.18	831.8	2286.00	808.7	22515.3	-333.6	-2652.1	-0.12	4.32
0.090	667.2	3.74	-22.86	733.9	-482.60	808.7	22515.3	-333.6	-2940.1	-0.13	-8.64
0.095	333.6	3.61	-31.50	631.6	-2946.40	808.7	22515.3	-333.6	-4532.5	-0.20	-18.80

0.100	0.0	3.41	-50.04	467.0	-4648.20	808.7	22515.3	0.0	-6680.9	-0.30	-16.26
0.105	0.0	3.11	-66.55	226.8	-1701.80	808.7	22515.3	0.0	-7663.9	-0.34	-0.76
0.110	0.0	2.77	-67.06	0.0	914.40	808.7	21000.0	0.0	-6814.3	-0.33	4.06
0.115	0.0	2.45	-63.25	0.0	0.00	0.0	21000.0	0.0	-6632.0	-0.31	0.00
0.120	0.0	21.31	-63.25	0.0	0.00	0.0	21000.0	0.0	-6632.0	-0.31	0.00
0.125	0.0	1.82	-63.25	0.0	0.00	0.0	21000.0	0.0	-6632.0	-0.31	0.00
0.130	0.0	1.50	-63.25	0.0	0.00	0.0	21000.0	0.0	-6632.0	-0.31	0.00

در شکل ۱۱-۱۷، نمودار تغییرات پاسخ غیرخطی محاسبه شده در جدول فوق، نشان داده شده است.



شکل ۱۱-۱۷ مقایسه پاسخ خطی و غیرخطی

## مراجع:

۱. تسنیمی، عباسعلی، "رفتار و طرح لرزه ای ساختمان‌های بتن مسلح"، مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، جلد اول ۱۳۸۰
۲. مرتضی فلاح زیارانی، عباسعلی تسنیمی، تاثیر رفتار لرزه ای اتصالات میانی تیر- ستون بر سطوح عملکرد قابهای خمشی بتن مسلح ویژه، پنجمین کنفرانس بین المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله
۳. مرتضی فلاح زیارانی، تاثیر رفتار لرزه ای اتصالات میانی تیر- ستون بر سطوح عملکرد قابهای خمشی بتن مسلح ویژه، پایان نامه کارشناسی ارشد، به راهنمایی دکتر عباسعلی تسنیمی،
۴. "آیین‌نامه بتن ایران (آبا)"، تجدیدنظر اول، سازمان مدیریت و برنامه ریزی کشور، نشریه شماره ۱۲۰، ۱۳۷۹
۵. "راهنمای آیین‌نامه بتن ایران (آبا)"، سازمان مدیریت و برنامه ریزی کشور، نشریه شماره ۱۲۶، ۱۳۸۴
۶. نقیه، مجید رضا، ترجمه و تدوین، "توصیه‌هایی برای طراحی اتصالات در سازه‌های بتن آرمه"، انتشارات اردکان، ۱۳۷۴
۷. استاندارد ۲۸۰۰ ایران، "آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله"، مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، نشریه شماره ض-۲۵۳، ویرایش سوم، ۱۳۸۴
۸. معصومی، علی، تعیین ضریب رفتار قابهای خمشی بتن مسلح با تاکید بر مقاومت افزون و درجه نامعینی، رساله دوره دکتری مهندسی سازه، به راهنمایی دکتر عباسعلی تسنیمی تهران، دانشکده فنی و مهندسی دانشگاه تربیت مدرس، ۱۳۸۲
۹. مؤیدیان، محمد، "طرح لرزه‌ای سازه‌ها"، انتشارات پرتونگار، ۱۳۸۰
۱۰. "راهنمای آیین‌نامه بتن ایران (آبا)"، سازمان مدیریت و برنامه ریزی کشور، نشریه شماره ۱۲۶، ۱۳۸۴
11. ACI 318M, "Building code requirements for reinforced concrete", American Concrete Institute", 1989
12. ACI-ASCE Committee 352, 1976. " Recommendations for Design of Beam Column Joints in Monolithic Reinforced concrete Structures", (ACI-352R), American Concrete Institute, Detroit, MI
13. Federal Emergency Management Agency, "Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings", FEMA 273, 1998.
14. T. Paulay, "Are Existing Seismic Torsion Provisions Achieving the Design Aims?" Earthquake Spectra, Vol. 13, No. 2, p. 249.
15. T. Paulay and M. J. N. Priestley, *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*, John Wiley & Sons, New York, 1992.
16. Branson, D.E. (1977). *Deformation of Concrete Structures*. McGraw-Hill, New York.
17. Favre, R., Beeby, A.W., Falkner, H., Koprna, M. and Schiessl, P. (1985). *Cracking and Deformation*. Comité Euro-International de Béton (CEB), Federal Institute of Technology, Lausanne, Switzerland.
18. Bozorgnia , Y. and Bertero , V.V. (2004). *Earthquake Engineering. From Engineering Seismology to Performance - Based Engineering*. CRC Press , Boca Raton, FL, USA .
19. Chopra, A.K., Clough, D.P., and Clough, R.W. (1973). "Earthquake Resistance of Buildings with a Soft First Story," Earthquake Eng. Struct. Dyn., 1, 347-355.
20. FEMA (Federal Emergency Management Agency) (2000a). "Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings," FEMA 356, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C., November.

21. Paulay , T. and Priestley , M.N.J. (1992). *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings* . John Wiley & Sons , New York, NY, USA .
22. ACI (2008). *Building code requirements for structural concrete (ACI 318-08) and commentary*, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI.
23. T. Paulay, “*The Design of Ductile Reinforced Concrete Structural Walls for Earthquake Resistance*,” *Earthquake Spectra*, Vol. 2, No. 4, 1986.
24. Seismology Committee, Structural Engineers Association of California, *Recommended Lateral Force Requirements and Commentary*, 7th Edition. Sacramento, California, 1999.
25. Chen , W.F. (1982). *Plasticity in Reinforced Concrete* . McGraw - Hill , New York, NY, USA .
26. Elnashai, A.S. and Mwafy, A.M. ( 2002). *Calibration of force reduction factors of RC buildings* . *Journal of Earthquake Engineering*, 6 (2), 239 – 273 .

## فصل ۱۲ - مباحث ویژه

### ۱-۱۲- جداسازی لرزه‌ای

جداسازی لرزه‌ای<sup>۱</sup> یک روش نوین برای طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله است که مبنای آن کاهش نیروهای وارد به سازه در اثر زمین لرزه، به جای افزایش ظرفیت سازه برای تحمل بارهای جانبی می‌باشد. اساس این روش کاهش پاسخ‌ها، به وسیله افزایش زمان تناوب و میرایی در سازه است. یکی از روش‌های جداسازی، جدا سازی پایه<sup>۲</sup> می‌باشد. در این روش پریود طبیعی ارتعاش سازه با نصب ایزولاتورها افزایش یافته و انرژی کمتری به سازه فوقانی وارد شده و در نتیجه شتاب طیفی وارد به سازه کاهش می‌یابد و خرابی محتمل در کل سازه به جذب و تمرکز خرابی موضعی در ایزولاتور تبدیل می‌شود. تاکنون جداسازی پایه، بیشتر از بقیه سیستم‌های شناخته شده، توسعه پیدا کرده است و در زمینه تجهیزات، کاربردها، آیین‌نامه‌های طراحی و روش‌های اصلاح سازه‌های موجود، وسعت یافته است. جداسازی لرزه‌ای، یک استراتژی طراحی است که جدا کردن سازه از زمین و در نتیجه حفاظت آن از اثرات مخرب زمین لرزه را ممکن و عملی می‌کند. برای این منظور با به کار بردن اعضای انعطاف پذیر و جدا کننده در پایه ساختمان، سختی سیستم سازه‌ای کاهش داده می‌شود. به علاوه ممکن است به منظور محدود کردن تغییر مکان جداکننده‌ها تا مقادیر قابل قبول، میرایی اضافی فراهم شود. مسأله جدا سازی لرزه‌ای یک مفهوم جدید نیست، بلکه پیش از شروع قرن گذشته در مورد بکارگیری وسایلی که لرزش وارده به سازه‌ها در اثر زلزله را جذب کرده یا حداقل کند، پیشنهادات زیادی داده شده است، که بعضی از آنها استادانه و موثر بوده و مابقی خام و غیر عملی بوده‌اند. البته همه آنها نشان دهنده یک تلاش مداوم جهت محدود کردن اثرات مخرب لرزه‌های شدید می‌باشد. یکی از قدیمی‌ترین این پیشنهادها توسط *Jules Touaillor* در فوریه ۱۸۷۰ در اداره ثبت آمریکا ثبت شده است. او یک ساختمان مقاوم در برابر زلزله را تشریح می‌کند که بر روی گلوله‌های فولادی غلتیده در داخل صفحاتی قوس‌دار قرار گرفته است. در آن

<sup>1</sup> Seismic Isolation

<sup>2</sup> Base Isolation

دوره به دلیل غیر عملی بودن بسیاری از پیشنهادهای جداسازی لرزه‌ای و عدم اشتیاق شرکت‌های ساختمانی به آنها، تعداد کمی از چنین سازه‌هایی ساخته شد.

بسیاری معتقدند که عصر نوین برای جداسازی لرزه‌ای در اواسط دهه ۷۰ در نیوزلند با ساخت یک پل ریلی بلند بر روی رودخانه South Rangilikei در مرکز ناحیه‌ای از ایسلند شمالی آغاز شد. در ساخت این پل، جدا کننده‌ها بر روی کلاک ستون‌ها قرار گرفته‌اند و تغییر مکان‌ها بوسیله مستهلک کننده‌هایی از نوع میله پیچش فولادی، کنترل می‌شوند. این پیشرفت برجسته در سال ۱۹۸۲ با ساختمان Wellington clayton دنبال شد، که در آن از بالشتک‌های ارتجاعی به عنوان جدا کننده و میراگر استفاده شده تقریباً تا ربع قرن بعد، بیشتر از ۴۰۰ ساختمان، پل و نمونه‌هایی از دستگاه‌های صنعتی ساخته شد که از تکنیک جداسازی لرزه‌ای بهره می‌بردند. عمده اینها در آمریکا، ژاپن، ایتالیا و نیوزلند یافت می‌شوند.

رایجترین سیستم‌های جداسازی لرزه‌ای که امروزه بکار می‌روند عبارتند از: بالشتک‌های ارتجاعی و لغزشی که همراه با میراگرها یا مکانیسم‌های میرایی بوده و یا بدون آنها می‌باشند. برای مثال، بالشتک‌های ارتجاعی ممکن است از یک لاستیک با میرایی بالا و یک هسته سربی تشکیل شوند. بالشتک‌های لغزشی، بوسیله اصطکاک انرژي را مستهلک می‌کنند. همچنین ترکیبی از بالشتک‌های لغزشی و ارتجاعی نیز به عنوان جدا کننده استفاده می‌شود اما تعداد آنها کمتر است. در شکل (۱-۱۲) یک مدل شماتیک دو درجه آزادی برای سازه با جدا کننده و همچنین چند نوع از سیستم‌های جدا کننده نمایش داده شده است. سیستم‌های جداکننده متداول را می‌توان به طور خلاصه به صورت زیر معرفی نمود:

**تکیه گاه لایه‌ای الاستومتری<sup>۱</sup>**: این سیستم‌ها عمده عملکردشان در پل‌هاست که تحت تأثیر تغییرات شدید در شکل و اندازه به علت تغییرات دما قرار می‌گیرد.

**تکیه گاه لاستیکی با هسته سربی<sup>۲</sup>**: برای افزایش میرایی تکیه‌گاه لاستیکی (LRB) در وسط آن یک هسته سربی تعبیه شده است.

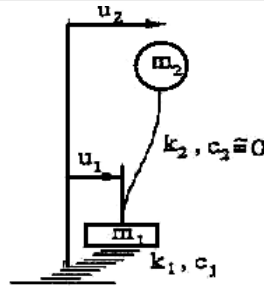
**سیستم جدا ساز اصطکاکی<sup>۳</sup>**: این نوع جداساز انواع مختلفی دارد و از یک لایه با ضریب اصطکاک مشخص در زیر سازه استفاده می‌شود. هنگامیکه نیروی افقی ناشی از زلزله بیش از نیروی مقاوم اصطکاک شود، این سیستم عمل می‌کند.

<sup>1</sup> Laminated rubber bearing-LRB, Elastometric

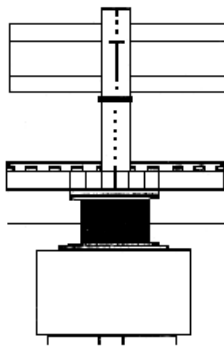
<sup>2</sup> Lead rubber bearing

<sup>3</sup> Frictional base isolation

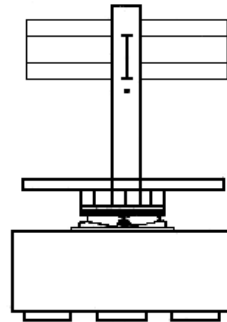




(الف)



Lead Rubber Bearing (LRB)



Friction Pendulum System Bearing (FPS)

(ب)

شکل ۱-۱۲ الف) مدل شماتیک دو درجه آزادی برای یک سازه به همراه سیستم جدا کننده (Kelly 1978) ب) جزییات مربوط به جداکننده های پایه

### ۱-۱-۱۲- مزیت استفاده از سیستم جداساز

از آنجائیکه تغییر شکل طبقات ساختمان، در ارتفاعات مختلف، ایجاد رانش نسبی می کند و طبقات در یک زمان و با یک سرعت حرکت نمی کنند، لذا در هنگام وقوع زلزله یک جابجایی نسبی افقی بین آنها به وجود می آید. حتی گاهی بر اثر تغییر جهات نیروی وارده بر ساختمان، به علت همسان نبودن انتقال نیرو به تمامی طبقات، طبقات ساختمان در جهات مختلف حرکت می کنند که باعث تخریب دیوارهای جداساز داخلی، شکستن پنجره ها و انهدام تاسیسات خدماتی ساختمان شده، امکان بهره برداری از آن را سلب نموده، خسارات قابل توجهی وارد می سازد. همچنین شتاب ناشی از زلزله به کف های ساختمان که محل تمرکز جرم سازه می باشند منتقل می شود و در هر کف، شتابی متناسب با جرم آن به وجود می آید. این شتاب طبقاتی به ساکنین

ساختمان و دستگاه‌های حساس نصب شده آسیب رسانده و موجب ایجاد خسارت می‌گردد. در ساختمان‌های ویژه که بهره برداری از تجهیزات نصب شده داخلی هدف اصلی از احداث آنها را شامل می‌شود، خسارات وارده به تجهیزات فوق به مراتب بیشتر از خسارات وارده بر سازه اصلی می‌باشد. لذا مسأله اصلی به منظور تامین مقاومت لرزه‌ای بالای یک ساختمان، چگونگی به حداقل رساندن تغییر مکان بین طبقه ای و شتابهای طبقات می‌باشد.

تغییر مکان‌های طبقه‌ای زیاد سبب خسارت دیدن اجزای غیر سازه‌ای و تجهیزات متصل کننده طبقات می‌شود که می‌توان آن را با افزایش سختی کاهش داد. اما این عمل سبب تقویت و تشدید حرکت زمین می‌شود که به نوبه خود سبب افزایش شتاب طبقات شده و منجر به خسارت دیدن تجهیزات حساس داخلی می‌شود. شتاب‌های طبقات را می‌توان با نرم‌تر کردن سیستم کاهش داد. اما انعطاف پذیری بیش از حد موجب تغییر مکان‌های قابل توجه در تراز طبقات و خرابی‌های وسیع ناشی از آن و عملکرد نامناسب سازه تحت اثر نیروی باد و زلزله‌های کم قدرت شده و از سوی دیگر مستلزم طراحی و هزینه اضافی جهت تعبیه نرمی مورد نظر در اعضاء و اتصالات سازه می‌گردد. محدودیتهای فوق بخوبی نشان می‌دهد که شیوه موجود طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله، طراحی مطلوب و ایده آل سازه‌ها را به دست نخواهد داد. مسأله فوق بخصوص در مورد سازه‌های ویژه که انتظار بهره‌وری بالایی در شرایط پس از زلزله در مورد آنها وجود دارد، صادق می‌باشد. لذا روش دیگری که از اوایل قرن حاضر مطرح بوده و در دهه‌های اخیر به علت در دسترس قرار گرفتن امکانات مختلف چه از نظر تکنولوژی ساخت و چه از نظر دانش مهندسی در خصوص تحلیل، طراحی و اجرا برای مقاوم ساختن سازه‌ها در برابر زلزله به عرصه عمل وارد شده است، جدا سازی در برابر زلزله یا جداسازی لرزه‌ای می‌باشد هدف اصلی در این روش جلوگیری از انتقال مستقیم نیروی زلزله از پی به سازه است. البته لازم به ذکر است در بعضی از حالات خاص، از تکنیک جداسازی پایه نمی‌توان استفاده نمود. همانطور که ذکر شد در روش جداسازی پایه، با افزایش پریود طبیعی نوسان سازه، عملاً شتاب وارد به سازه به محدوده ضعیف طیف انتقال داده می‌شود. افزایش پریود طبیعی سازه طبیعتاً باعث افزایش تغییر مکان‌های جانبی در سازه می‌گردد که خود این امر در مواردی می‌تواند مشکل ساز باشد. مثلاً در سازه‌های بلند که خود، دارای پریود بزرگی هستند، تغییر مکان جانبی در بالاترین طبقه یکی از پارامترهای مهم طراحی بوده که همواره سعی بر نگاه داشتن آن در سطحی معقول می‌باشد. حال چنانکه از تکنیک جداسازی پایه برای چنین سازه‌ای استفاده می‌شود، مسلماً شاهد تغییر مکان‌های بسیار بزرگ خواهیم بود که از نظر آئین نامه‌های طراحی قابل قبول نمی‌باشد. شرایط مطلوب و لازم برای تاثیر بهینه یک سیستم جداکننده عبارت است از:

۱- تعداد طبقات یا وزن سازه در حدی باشد که مساله فشار بر کنش پیش نیاید.

- ۲- حد مجاز جابجایی افقی سازه در پایه، به اندازه ای باشد که هنگام استفاده از سیستم جدا کننده، جابجایی نسبی بین سازه و کف قابل قبول باشد.
- ۳- هندسه سازه در ارتفاع لاغر نباشد و این امر موجب بالا بردن دوره تناوب طبیعی سازه می شود.
- ۴- بار باد یا سایر بارهای جانبی مبنای طراحی (بجز زلزله) کمتر از ۱۰ درصد وزن سازه باشد.
- ۵- حرکت زمین محل، همراه با مؤلفه‌های ارتعاشی با دوره تناوب بلند نباشد.

### ۱۲-۱-۲ ضوابط طراحی سازه های با سیستم جداساز در آیین نامه IBC 2003

در این قسمت مروری بر آیین نامه IBC2003 در طراحی سازه‌های جداسازی شده داریم. نکته قابل توجه این است که آیین‌نامه ضوابط طراحی سازه‌های جداسازی شده را به آیین نامه ASCE-7 ارجاع داده است و در نتیجه آیین نامه ASCE-7 را مورد بررسی قرار می‌دهیم. از آنجا که ضوابط آیین نامه در مورد سازه های جداسازی شده شامل بندهای متعددی است و بیان تمامی موارد حجیم است، لذا بخش‌هایی که مربوط به طراحی روسازه و زلزله ورودی است بیان می‌شود و در خصوص طراحی سیستم جداساز مواردی که در تحلیل و طراحی روسازه تأثیر گذار هستند، بیان شده است.

### ۱۲-۱-۳ سطوح خطر

طبق آیین نامه، ساختمانها باید برای دو سطح زلزله زیر طراحی بشوند:

**زلزله طرح (DBE<sup>۱</sup>):** اثرات زمین لرزه‌ای که ساختمان در رابطه با مقاومت در برابر آن طراحی می شود که عبارت است از زمین لرزه ای که احتمال وقوع آن در طول ۵۰ سال عمر مفید سازه ۱۰٪ می باشد. (زلزله با دوره بازگشت ۴۷۵ سال)

**زلزله حداکثر (MCE<sup>۲</sup>):** حداکثر زمین لرزه ای است که درساخنگاه قابل انتظار است و عبارت است از زمین لرزه ای که احتمال وقوع آن در طول ۵۰ سال عمر مفید سازه ۲٪ می باشد. (زلزله با دوره بازگشت ۲۵۰۰ سال)

### ۱۲-۱-۴ حرکت زمین در IBC2003

اثر حرکت زمین ممکن است به صورت طیف بازتاب شتاب و یا تاریخچه زمانی تغییرات شتاب مشخص شود. طیف طراحی آیین نامه IBC با استفاده از نقشه‌های جدیدی که توسط USGS<sup>۳</sup>

<sup>1</sup>Design Building Earthquake

<sup>2</sup>Maximum Credable Earthquake

<sup>3</sup>United States Geological Survey

(سازمان نقشه برداری زمین شناسی ایالات متحده) تهیه شده است بدست می‌آید. شتاب طیفی تحت زلزله ماکزیمم (MCE) در پریودهای کوتاه،  $S_s$ ، و در پریود ۱ ثانیه،  $S_1$ ، از روی نقشه‌هایی که به همین منظور در IBC گنجانده شده است تعیین می‌شود. نوع زمین محل با استفاده از جدول (۱-۱۲) به صورت A، B، C، D، E و یا F معین می‌شود. در این رده بندی، زمین نوع A نشان دهنده زمینی است که از سنگ بسیار سخت تشکیل شده است و سرعت انتقال موج برشی در آن  $V_S > 5000 \text{ ft/s} (1524 \text{ m/s})$  باشد و کلاسه‌های بعدی بترتیب نشان دهنده سنگ معمولی تا خاک بسیار نرم می‌باشند.

جدول ۱-۱۲ طبقه بندی انواع زمین بر طبق IBC 2003

رده	نام پروفیل خاک	سرعت موج برشی $(\text{ft/s}) \bar{V}_s$	نفوذ استاندارد $\bar{N}$	مقاومت برشی زهکشی نشده خاک $(\text{psf}) \bar{s}_u$
A	سنگ سخت	$\bar{V}_s > 5000$	--	--
B	سنگ	$2500 \leq \bar{V}_s \leq 5000$	--	--
C	خاک با چگالی بالا و سنگ نرم	$1200 \leq \bar{V}_s \leq 2500$	$\bar{N} > 50$	$\bar{s}_u \geq 2000$
D	خاک سخت	$600 \leq \bar{V}_s \leq 1200$	$15 \leq \bar{N} \leq 50$	$1000 \leq \bar{s}_u \leq 2000$
E	خاک نرم	$\bar{V}_s < 600$	$\bar{N} < 50$	$\bar{s}_u < 1000$
E	--	هر پروفیلی که بیش از ۱۰ فوت آن دارای شرایط زیر باشد: ۱- شاخص پلاستیسیته $PI > 20$ ۲- درصد رطوبت $w > 40\%$ ۳- مقاومت زهکشی نشده $\bar{s}_u < 500$		
F	--	هر پروفیلی که یک یا چند مورد زیر را شامل شود: ۱- خاک‌هایی که استعداد روانگرایی در آنها وجود دارد ۲- خاک‌های رسی آلی یا حساسیت زیاد ۳- رس با خاصیت پلاستیسیته بالا		

با توجه به اینکه نقشه‌های ذکر شده برای زلزله ماکزیمم و زمین نوع B تهیه شده‌اند، بر حسب نوع زمین مقادیر بدست آمده از نقشه‌ها باید در ضرایب  $F_a$  و  $F_v$  که بترتیب از جدول ۱-۱۲ و جدول ۱-۱۳ بدست می‌آیند ضرب شوند.

$$S_{MS} = F_a \cdot S_S \quad (1-12)$$

$$S_{MI} = F_v \cdot S_I \quad (2-12)$$

جدول ۱۲-۲ مقادیر ضرایب Fa

نوع خاک	مقادیر طیف پاسخ شتاب در دوره تناوب پایین				
	$S_s \leq 0.25$	$S_s = 0.50$	$S_s = 0.75$	$S_s = 1.00$	$S_s \geq 1.25$
A	۰/۸	۰/۸	۰/۸	۰/۸	۰/۸
B	۱	۱	۱	۱	۱
C	۱/۲	۱/۲	۱/۱	۱	۱
D	۱/۶	۱/۴	۱/۲	۱/۱	۱
E	۲/۵	۱/۷	۱/۲	۰/۹	۰/۹
F					

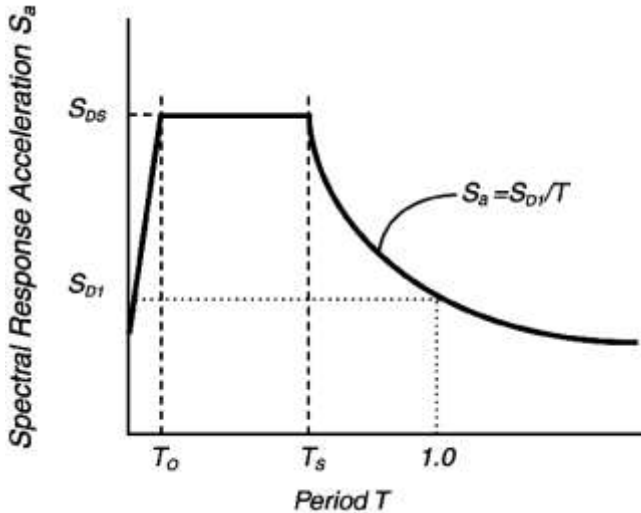
جدول ۱۲-۳ مقادیر ضرایب FV

نوع خاک	مقادیر طیف پاسخ شتاب در دوره تناوب پایین				
	$S_s \leq 0.25$	$S_s = 0.50$	$S_s = 0.75$	$S_s = 1.00$	$S_s \geq 1.25$
A	۰/۸	۰/۸	۰/۸	۰/۸	۰/۸
B	۱	۱	۱	۱	۱
C	۱/۷	۱/۶	۱/۵	۱/۴	۱/۳
D	۲/۴	۲	۱/۸	۱/۶	۱/۵
E	۳/۵	۳/۲	۲/۸	۲/۴	۲/۴
F	-	-	-	-	-

مقادیر شتاب طیفی تحت زلزله طرح با استفاده از معادلات (۱۲-۳) و (۱۲-۴) از روی مقادیر متناظر برای زلزله ماکزیمم بدست می‌آیند.

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} \quad (۱۲-۳)$$

$$S_{DI} = \frac{2}{3} S_{MI} \quad (۱۲-۴)$$



شکل ۱۲-۲ طیف طرح IBC2003

منحنی طیف پاسخ زلزله طرح مانند شکل ۱۲-۲ تعریف می‌شود.

برای زمان تناوبهای کمتر از  $T_0 = 0.2 \frac{S_{D1}}{S_{DS}}$  منحنی طیف با معادله زیر تعیین می‌شود.

$$S_a = 0.6 \frac{S_{DS}}{T_0} T + 0.4 S_{DS} \quad (۵-۱۲)$$

که نشان دهنده یک خط گذرنده از نقاط  $0.4 S_{DS}$  در  $T=0$  و  $S_{DS}$  در  $T=T_0$  می‌باشد. برای زمان تناوبهای بین  $T_0 = 0.2 \frac{S_{D1}}{S_{DS}}$  و  $T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}}$  مقدار شتاب طیفی بطور ثابت برابر  $S_{DS}$  خواهد بود.

برای زمان تناوبهای بزرگتر از  $T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}}$  شتاب طیفی از معادله ۱۲-۶ بدست می‌آید:

$$S_a = \frac{S_{DS}}{T} \quad (۶-۱۲)$$

همچنین آیین نامه IBC ضوابطی را برای تهیه طیف ویژه ساختگاه بیان می‌کند که در اینجا از پرداختن به آن خودداری می‌شود.

## ۱۲-۱-۵ روشهای طراحی

اساس روش تحلیل و طراحی در آیین نامه IBC2003 بر دو روش تحلیل استاتیکی و دینامیکی استوار می‌باشد. که به شرح ضوابط هر کدام می‌پردازیم.

## ۱۲-۱-۵-۱- تحلیل استاتیکی

در طراحی کلیه سازه‌های ایزوله شده لازم است که یک آنالیز استاتیکی انجام شود با استفاده از آنالیز استاتیکی مقادیر حداقلی برای جابجایی‌ها و نیروها بدست خواهد آمد همچنین آنالیز استاتیکی برای طراحی اولیه سیستم ایزولاسیون و سازه، زمانی که طراحی بر اساس آنالیز دینامیکی انجام می‌شود نیز لازم است تنها در شرایط خاص آنالیز استاتیکی به تنهایی کافی خواهد بود. این شرایط طبق IBC2003 عبارتند از:

- ۱- سازه در ساختمانی با  $S_I$  کوچکتر از 0.6g قرار داشته باشد.
- ۲- سازه بر روی خاک نوع A، B، C و یا D (بر طبق جدول 1615.1.1 آیین نامه IBC2003) قرار داشته باشد.
- ۳- زمان تناوب سازه جداسازی شده تحت جابجایی ماکزیمم ( $T_M$ ) کمتر از ۳ ثانیه باشد.
- ۴- ارتفاع سازه بالای سطح جداساز بیشتر از ۴ طبقه یا ۱۹/۸ متر نباشد.
- ۵- زمان تناوب سازه جداسازی شده در جابجایی طرح ( $T_D$ ) بیشتر از ۳ برابر زمان تناوب سازه ایزوله نشده باشد.
- ۶- سازه بالای سیستم جداساز باید ویژگی‌های ساختمان منظم را بر طبق آیین‌نامه داشته باشد.
- ۷- سیستم جداساز دارای شرایط زیر باشد:
  - ۱-۷- سختی موثر سیستم جداساز تحت جابجایی طرح بزرگتر از یک سوم سختی موثر آن به ازای ۲۰ درصد جابجایی طرح باشد.
  - ۲-۷- سیستم جداساز قادر به تامین نیروی بازگرداننده باشد.
  - ۳-۷- خواص نیرو - تغییرمکان سیستم جداساز مستقل از سرعت بارگذاری باشد.
  - ۴-۷- خواص نیرو-تغییرمکان سیستم جداساز وابسته به بارقائم و بارگذاری دو مولفه‌ای نباشد.
  - ۵-۷- جابجایی تحت زلزله حداکثر ( $D_M$ )، توسط سیستم جداساز به کمتر از  $\frac{S_{M1}}{S_{D1}}$  محدود نشود.

### • سطوح جابجایی

سه سطح جابجایی برای طراحی سازه‌های جداسازی شده و سیستم جداساز در نظر گرفته می‌شود.

- جابجایی طرح ( $D_D$ )<sup>۱</sup>: تغییرمکان جانبی در اثر زلزله طرح در مرکز سختی سیستم جداساز (بدون در نظر گرفتن اثر پیچش) که برای طراحی سیستم جداساز لازم است.

<sup>1</sup> Design Displacement

- جابجایی کلی طرح ( $D_{TD}$ )<sup>۱</sup>: تغییرمکان جانبی یک جداساز گوشه‌ای ساختمان با در نظر گرفتن اثر پیچش واقعی و پیچش اتفاقی در سازه می‌باشد.
- جابجایی حداکثر کلی ( $D_{TM}$ )<sup>۲</sup>: تغییرمکان جانبی در اثر زلزله ماکزیمم ( $MCE$ ) با در نظر گرفتن پیچش واقعی و اتفاقی می‌باشد. و در بررسی پایداری جداسازها، طراحی درزهای انقطاع و آزمایش جداسازها تحت بار قائم استفاده می‌شود.

اگر چه در حال حاضر تقریباً تمامی پروژه‌های جداسازی شده با استفاده از روش تحلیل دینامیکی طراحی می‌شوند، لیکن هنوز انجام یک آنالیز استاتیکی برای اطمینان از اینکه مقادیر طراحی کمتر از حداقل‌هایی که از تحلیل استاتیکی بدست آمده در نظر گرفته نشوند، لازم است. بر طبق  $IBC2003$  دو تغییرمکان،  $D_D$ ، جابجایی زلزله طرح و  $D_M$ ، جابجایی زلزله ماکزیمم در مرکز سختی سیستم جداساز با استفاده از روابط  $7-12$  و  $8-12$  محاسبه می‌شود.

$$D_D = \left( \frac{g}{4\pi^2} \right) \frac{S_{D1} T_D}{B_D} \quad (7-12)$$

$$D_M = \left( \frac{g}{4\pi^2} \right) \frac{S_{M1} T_M}{B_M} \quad (8-12)$$

در این روابط  $g$  شتاب ثقل زمین،  $S_{D1}$  و  $S_{M1}$  عبارت از شتاب طیفی در پریود ۱ ثانیه و میرایی ۵٪ تحت زلزله طرح و ماکزیمم هستند که از روی طیف طرح  $IBC2003$  بدست می‌آیند.  $B_D$  و  $B_M$  ضرایب میرایی می‌باشند که با توجه به مقادیر  $\xi$  (نسبت میرایی بحرانی) از روی جدول  $4-12$  بدست می‌آیند. همچنین  $T_D$  و  $T_M$  به ترتیب زمان تناوب سازه جدا شده تحت زلزله‌های طرح و حداکثر هستند که از روابط  $9-12$  و  $10-12$  محاسبه می‌شوند.

جدول  $4-12$  مقادیر ضریب میرایی  $\xi$

ضریب‌های $B_M$ و $B_D$	نسبت میرایی بحرانی $\xi_D$ یا $\xi_M$
۰/۸	$> 2$
۱	۵
۱/۲	۱۰
۱/۵	۲۰
۱/۷	۳۰
۱/۹	۴۰
۲	$< 50$

<sup>1</sup> Total Design Displacement

<sup>2</sup> Total Maximum Displacement



$$T_D = 2\pi \sqrt{\frac{W_1}{K_{D\min}g}} \quad (9-12)$$

$$T_M = 2\pi \sqrt{\frac{W_1}{K_{M\min}g}} \quad (10-12)$$

در این روابط  $W_1$  وزن سازه جدا شده (روسازه)<sup>۱</sup>،  $K_{D\min}$  و  $K_{M\min}$ ، حداقل سختی موثر سیستم جاساز در جهت افقی در تغییرمکانهای طرح و حداکثر هستند. مقادیر  $K_{D\min}$  و  $K_{M\min}$ ، باید مطابق با بخش 1623.8 آیین نامه IBC2003 و از طریق تستهای آزمایشگاهی بر روی جاسازها بدست آیند.

### تغییر مکان کلی جانبی

جابجایی کلی طرح  $D_{TD}$  و جابجایی کلی ماکزیمم  $D_{TM}$  باید با در نظر گرفتن اثرات پیچش در سازه در اثر خروج از مرکزیت مرکز جرم سازه نسبت به مرکز سختی سیستم جاساز و همچنین خروج از مرکزیت اتفاقی برابر ۰.۵٪ بعد بزرگتر پلان محاسبه شود.  $D_{TM}$  و  $D_{TD}$  در صورتی که جاسازها به صورت یکنواخت در پلان توزیع شده باشند از طریق روابط زیر بدست می آیند:

$$D_{TD} = D_D \left[ 1 + y_i \left( \frac{12e}{b^2 + d^2} \right) \right] \quad (11-12)$$

$$D_{TM} = D_M \left[ 1 + y_i \left( \frac{12e}{b^2 + d^2} \right) \right] \quad (12-12)$$

در این روابط  $b$  بعد کوچکتر پلان،  $d$  بعد بزرگتر پلان،  $e$  مجموع خروج مرکزیت مرکز جرم سازه نسبت به مرکز سختی سیستم جاساز به اضافه خروج از مرکزیت تصادفی به اندازه ۰.۵٪ بعد بزرگتر پلان و  $y_i$  فاصله بین مرکز سختی سیستم جاسازی شده و جاساز مورد نظر در جهت عمود بر زلزله می باشد. مقادیر  $D_{TM}$  و  $D_{TD}$  نباید به ترتیب کمتر از  $1.1D_M$  و  $1.1D_D$  در نظر گرفته شوند.

### حداقل نیروهای جانبی

عناصر واقع در سطح جاساز و پایین تر از آن باید برای مقاومت در برابر نیروی  $V_b$  بر طبق معادله (۱۲-۱۳) طراحی شوند.

$$V_b = K_{D\max} D_D \quad (13-12)$$

که در این رابطه  $K_{D\max}$  حداکثر سختی موثر سیستم جاساز در جابجایی طرح در جهت افقی می باشد. اجزای بالاتر از سطح جاساز باید برای مقاومت در برابر برش پایه  $V_s$  مطابق معادله (۱۴-۱۲) طراحی می شوند.

<sup>1</sup> Super Structure

$$V_S = \frac{K_{Dmax} D_D}{R_I} \quad (14-12)$$

در این رابطه  $R_I$  ضریب رفتار سازه جدا شده است که به مقدار  $\frac{3}{8}$  ضریب  $R$  در نظر گرفته شده و بین ۱ تا ۲ می‌باشد. مقدار  $V_S$  نباید کمتر از مقادیر زیر در نظر گرفته شود:

۱- برش محاسبه شده برای سازه جداسازی نشده با وزن  $W_I$  و زمان تناوب  $T_D$

۲- برش لازم برای مقاومت در برابر باد

۳-  $1/5$  برابر نیروی لازم برای فعال کردن کامل سیستم جداساز

### توزیع نیروی برشی در ارتفاع

توزیع برش طبقاتی ناشی از نیروی زلزله در آیین نامه IBC2003 به صورت رابطه (۱۲-۱۵) ارائه شده است.

$$F_i = V_S \frac{W_X h_X}{\sum_{i=1}^n W_i h} \quad (15-12)$$

که در این رابطه  $W_X$  و  $W_i$  وزن طبقات  $x$ ،  $i$ ،  $h_x$ ،  $h_i$  مربوط به ارتفاع طبقات می‌باشد. این رابطه منجر به یک توزیع مثلثی برش در ارتفاع می‌گردد.

### حدود تغییر مکان طبقات

در آیین نامه ASCE-7 که مرجع طراحی آیین نامه IBC2003 می‌باشد، حداکثر جابجایی مجاز طبقات از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$\delta_X = \frac{C_d \cdot \delta_{xe}}{I} \quad (16-12)$$

در رابطه فوق:

$\delta_{xe}$ : تغییر شکل بدست آمده از تحلیل الاستیک

$C_d$ : ضریب افزایش جابجایی که برای سازه‌های جدا شده مقدار  $R_I$  در نظر گرفته می‌شود.

$I$ : ضریب اهمیت که برای سازه‌های ایزوله شده ۱ در نظر گرفته می‌شود.

### ۱۲-۱-۵-۲ تحلیل دینامیکی

همانطور که در بخش قبلی اشاره شد تمام سازه‌های دارای جداساز لرزه‌ای و متعلقات آن باید به گونه‌ای طراحی شوند که در برابر جابجایی‌ها و نیروهای زلزله مقاومت کرده و شرایط طراحی سازه را نیز تحقق بخشند.

### سیستم جداساز

جابجایی طراحی کل سیستم جداساز در تحلیل دینامیکی نباید کمتر از ۹۰ درصد  $D_{TD}$ ، محاسبه شده در فرمول (۱۱-۱۲) باشد. حداکثر جابجایی کل سیستم جداساز در تحلیل دینامیکی نباید کمتر از ۸۰ درصد  $D_{TM}$  محاسبه شده از فرمول (۱۲-۱۲) باشد. همچنین نیروی برشی طراحی در سیستم جداساز لرزه‌ای نباید کمتر از ۹۰ درصد  $V_b$  محاسبه شده از فرمول (۱۳-۱۲) باشد. در تحلیل دینامیکی می‌توان از مقادیر اصلاح شده برای جابجایی در سطوح طراحی و زلزله حداکثر استفاده کرد. در این تصحیح تاثیر روسازه الاستیک در نظر گرفته می‌شود که به کاهش مقدار جابجایی منجر می‌شود. جابجایی تصحیح شده از روابط (۱۷-۱۲) و (۱۸-۱۲) بدست می‌آیند.

$$D_{D'} = \frac{D_D}{\sqrt{1 + \left(\frac{T}{T_D}\right)^2}} \quad (17-12)$$

$$D_{M'} = \frac{D_M}{\sqrt{1 + \left(\frac{T}{T_M}\right)^2}} \quad (18-12)$$

در روابط فوق،  $T$  زمان تناوب روسازه الاستیک می‌باشد. دلایل انجام یک مطالعه دقیق و انجام تحلیل دینامیکی بشرح زیر است:

- ۱- اهمیت ساختمان
  - ۲- نیاز به تحلیل اندرکنش سازه و سیستم جداساز زمانی که زمان تناوب سازه جدا نشده بیش از  $\frac{1}{3}$  سازه جدا شده باشد.
  - ۳- نیاز به مدل کردن دقیق مشخصات سیستم مقاوم در برابر زلزله زمانی که سازه فوقانی نامنظم باشد.
  - ۴- تمایل به استفاده از طیف طرح ویژه ساختگاه بخصوص در مورد سازه‌های واقع در زمین نوع  $F$  یا سازه‌های واقع در مناطق با  $S_r$  بیشتر از  $0.6g$
  - ۵- تمایل به مدل کردن خصوصیات سیستم جداساز که این مورد بخصوص در سیستمهایی که ویژگی‌های میرایی در آنها وابسته به شدت بار وارد شده می‌باشد و به سختی می‌توان یک مقدار میرایی معادل ویسکوز برای آنها مشخص کرد.
- همچنین در موارد زیر انجام یک آنالیز تاریخچه زمانی برای تعیین تغییرمکان طرح سیستم جداساز و سازه فوقانی ضروری است.

- ۱- سازه‌های جداسازی شده دارای سیستم جداساز متکی بر لغزش یا اصطکاک، سیستم‌های جداساز با میرایی موثر بیش از ۳۰ درصد میرایی بحرانی، سیستم‌های جداساز که قادر به

- تامین نیروی بازگرداننده کافی نمی‌باشد و سیستم‌های جداسازی که جابجایی نهایی از زلزله را محدود می‌کنند.
- ۲- سازه‌های با رفتار غیرخطی شامل سازه‌هایی که برای نیروهای کمتر از ضوابط آیین‌نامه، برای طراحی ارتجاعی، طراحی شده‌اند.
- ۳- سازه‌های واقع در زمینهای نوع  $F$  (خاک بسیار نرم)
- زمانی که از آنالیز تاریخچه زمانی برای تعیین جابجایی سیستم جداساز و نیروهای طراحی برای المانهای سازه روی آن استفاده می‌شود، این مقادیر باید بر اساس حداکثر حاصل از حداقل سه آنالیز جداگانه محاسبه شود. هر یک از این آنالیزها باید با استفاده از یک جفت شتابنگاشت افقی مجزا انجام گیرد. هر جفت از این شتابنگاشت‌های افقی باید شرایط زیر را برآورده سازند:
- ۱- دارای زمان تداوم متناسب با زلزله طرح، یا زلزله حداکثر باشند.
- ۲- در صورت لزوم دارای اثرات نزدیکی به گسل باشند.
- ۳- طیف پاسخ جذر مجموع مربعات دو مولفه شتابنگاشت بزرگتر یا مساوی  $1/3$  برابر طیف آیین‌نامه باشد.

چنانچه از ۷ شتابنگاشت یا بیشتر استفاده شود می‌توان به جای پاسخ حداکثر شتابنگاشت‌ها از پاسخ میانگین شتابنگاشت‌ها استفاده کرد.

### ۱۲-۱-۵-۳- تشریح روش‌های تحلیل

تحلیل طیف پاسخ یا تحلیل تاریخچه زمانی و یا هر دوی آنها می‌بایستی بر اساس ضوابط طراحی سازه‌های معمولی انجام شود.

#### زلزله ورودی

زلزله طرح برای محاسبه جابجایی کل سیستم جداساز لرزه ای و نیروها و جابجایی‌های جانبی در سازه جدا شده اعمال شود. همچنین زلزله حداکثر برای محاسبه جابجایی حداکثر سیستم جداساز لرزه‌ای اعمال می‌شود.

#### تحلیل طیف پاسخ

در تحلیل طیف پاسخ مقدار میرایی در مد اول را به گونه‌ای در نظر می‌گیریم که از مقدار میرایی مد غالب و ۳۰ درصد میرایی بحرانی، هر کدام که کمتر است، بیشتر نباشد. مقدار میرایی در مودهای بالاتر بر اساس میرایی روسازه تعیین می‌شود. تحلیل طیف پاسخ مورد استفاده برای تعیین جابجایی طراحی کل و جابجایی حداکثر کل می‌بایستی به وسیله دو تحریک همزمان صورت گیرد. به طوریکه که یکی ۱۰۰ درصد حرکت زمین و دیگری ۳۰ درصد در راستای عمود

بر آن باشد. حداکثر جابجایی سیستم جداساز حاصل جمع برداری این دو تغییر مکان متعامد خواهد بود.

### تحلیل تاریخچه زمانی:

تحلیل تاریخچه زمانی باید با استفاده از حداقل ۳ جفت مولفه افقی تاریخچه زمانی حرکت زمین انجام گیرد. هر دو مولفه حرکت زمین باید به طور همزمان با در نظر گرفتن نامناسب‌ترین خروج از مرکزیت جرم اعمال شوند و حداکثر جابجایی سیستم جداساز می‌بایستی با جمع برداری دو تغییر مکان متعامد به دست آید. برای هر زلزله متغیرهای مورد نظر تعیین می‌شود. اگر از سه زمین لرزه استفاده شود مقدار ماکزیمم مجموعه جواب‌ها و اگر از ۷ زلزله یا بیشتر استفاده شود مقدار میانگین مجموعه جواب‌ها اساس طراحی خواهد بود.

### ۱۲-۱-۵-۴- نیروهای جانبی طرح

#### سیستم جداساز و اجزای سازه قرار گرفته در سطح آن

سیستم جداساز، فونداسیون و تمام اعضای سازه ای باید با رعایت تمام ضوابط طراحی سازه‌های معمولی طراحی شوند و همچنین نیروهای به دست آمده از تحلیل دینامیکی نیز در نظر گرفته شوند.

#### روسازه

المان‌های سازه‌ای قرار گرفته در بالای سطح جداساز باید با رعایت ضوابط طراحی سازه‌های معمولی و نیروهای به دست آمده از تحلیل دینامیکی طراحی شوند. نکته قابل توجه این است که نیروهای به دست آمده از تحلیل دینامیکی در اعضای مختلف باید به ضریب RI تقسیم شود.

#### مقیاس کردن نتایج

در صورتی که نیروی برش پایه ضریب دار در تحلیل طیف پاسخ یا تاریخچه زمانی کمتر از مقادیر برش پایه به دست آمده از روش استاتیکی باشد لازم است تمامی نیروهای اعضا را متناسب با برش پایه تصحیح نمود.

مثال) یک ساختمان سه طبقه بتنی همراه با دیوار برشی را در نظر بگیرید که بر روی خاک سخت و دور از گسل و به صورت پای ثابت ساخته شده است. ضریب رفتار برای این سازه براساس بخش 1623.2.5 آیین‌نامه IBC برابر  $R=6$  می‌باشد. در صورتی که ساختمان توسط جداساز لرزه‌ای انجام شود، ضریب رفتار به صورت زیر خواهد بود:

$$1.0 \leq R_f = \frac{3}{8} R \leq 2.0$$

برای اکثر ساختمان‌های جداسازی شده معمولاً  $R_f = 2$  در نظر گرفته می‌شود. پلان ساختمان در شکل ۳-۱۲ نشان داده شده است. ارتفاع طبقه اول برابر ۵ متر و بقیه طبقات ۴ متر است. ابعاد تیر، ستون و دیوارها به صورت زیر می‌باشد:

$$C_1 = 0.3 \times 0.3m \text{ ستون‌های داخلی}$$

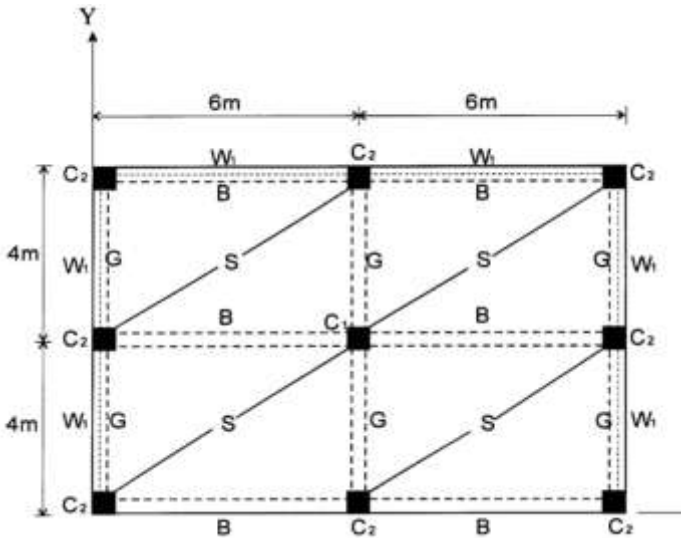
$$C_2 = 0.25 \times 0.25m \text{ ستون‌های خارجی}$$

$$C_2 = 0.25 \times 0.4m \text{ تیر B و G}$$

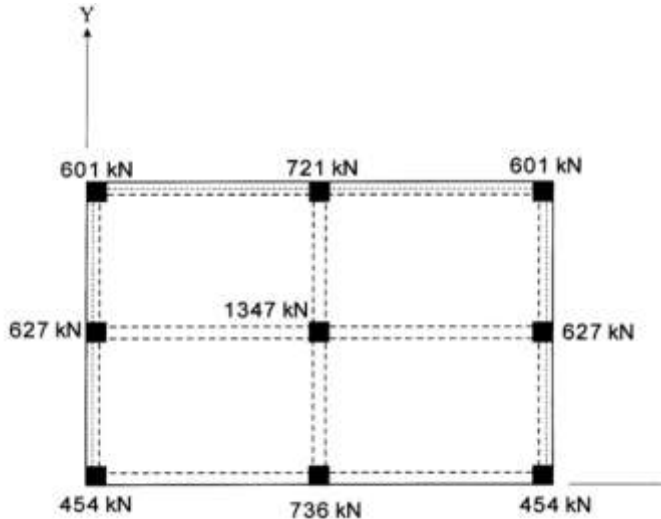
$$W_1 = 0.08m \text{ ضخامت دیوارها}$$

$$S = 0.15m \text{ ضخامت دال}$$

بار مرده طبقات برابر  $10kN/m^2$ ، بار زنده برابر  $2.5kN/m^2$ ، پلان سازه منظم بوده و فاصله ستون‌ها در امتداد محور x برابر ۶ متر و در امتداد محور y برابر ۴ متر می‌باشد. کل وزن ساختمان برابر ۵۲۰۹ کیلو نیوتن می‌باشد. حداکثر جابجایی افقی سازه در پی برابر ۳۰ سانتیمتر می‌باشد. با استفاده از نرم‌افزار ETABS، یک تحلیل استاتیکی انجام شد. مقدار نیروی ستون‌ها در شکل ۳-۱۲ نشان داده شده است. مقدار دوره تناوب سازه با پای ثابت در امتداد محورهای x و y به ترتیب برابر ۰/۲۴ و ۰/۱۶ ثانیه است. در اینجا هدف جداساز لرزه‌ای در ستون داخلی است.



شکل ۳-۱۲



شکل ۱۲-۴ نیروی ستون‌ها

### تکیه گاه لاستیکی با میرایی بالا<sup>۱</sup>

دوره تناوب هدف  $T_D$  برای سازه جداسازی شده بایستی بیش از ۳ برابر دوره تناوب با پای ثابت باشد. در اینجا ما  $T_D=2.5$  ثانیه در نظر می‌گیریم. حداکثر کرنش برشی جداساز لرزه‌ای برابر  $\gamma_{\max}=150\%$  و میرایی موثر  $\xi_{\text{eff}}=20\%$  می‌باشد. با استفاده از جدول 1623.2.2.1 آیین‌نامه IBC2000 برای یک سیستم جداسازی شده با  $\xi_{\text{eff}}=20\%$ ، ضریب میرایی موثر  $B_D$  برابر  $1/5$  می‌باشد. از جدول 1615.1.2 همان آیین‌نامه  $S_D=0.4$  می‌باشد. تحلیل: سختی موثر افقی جداساز به صورت تعیین می‌شود:

$$K_{\text{eff}} = \frac{W}{g} \left( \frac{2\pi}{T_D} \right)^2 \Bigg|_{W=P_{DL+LL}} = \frac{1347}{9.8} \left( \frac{2\pi}{2.5} \right)^2 = 868 \frac{kN}{m} = 0.868 \frac{MN}{m}$$

بر اساس رابطه 16-79 آیین‌نامه IBC2000، جابجایی طراحی  $D_D$  به صورت زیر است:

$$D_D = \left( \frac{g}{4\pi^2} \right) \frac{S_D T_D}{B_D} = \frac{9.8}{4\pi^2} \times \frac{0.4 \times 2.5}{1.5} = 0.17m \leq 0.3m \rightarrow \text{خوب است}$$

طراحی: ابعاد جداساز بایستی تعیین شود. ارتفاع کل لاستیک:

$$t_r = \frac{D_D}{\gamma_{\max}} = \frac{0.17}{1.5} = 0.11m \Rightarrow t_r = 0.12m$$

با استفاده از جدول ۱۲-۵ برای IRHD-60 و حداکثر کرنش  $\varepsilon_b = 500\%$ ، مشخصات مصالح به صورت زیر است:

<sup>1</sup> High Damping Rubber Bearings

جدول ۵-۱۲

ضریب اصلاح $k$	مدول برشی $G$ ( $\frac{N}{cm^2}$ )	مدول یانگ ( $\frac{N}{cm^2}$ )	سختی لاستیک IRHD
0.93	30	92	30
0.89	37	118	35
0.85	45	150	40
0.8	54	180	45
0.73	64	220	50
0.64	81	325	55
0.57	106	445	60
0.54	137	585	65
0.53	173	735	70
0.52	222	940	75

$$E = 445 \frac{N}{cm^2} = 4.45 \frac{MN}{m^2} \quad G = 106 \frac{N}{cm^2} = 1.06 \frac{MN}{m^2} \quad k = 0.57$$

برای محاسبه سطح مقطع و ضخامت هر یک از لایه‌ها ابتدا ضریب شکل  $S$  تعیین می‌شود:

$$\frac{E(1+2kS^2)}{G} \geq 400 \Rightarrow \frac{445(1+2 \times 0.57S^2)}{106} \geq 400 \Rightarrow S \geq 9.09 \approx 10$$

$$E_c = E(1+2kS^2) = 445(1+2 \times 0.57 \times 20^2) = 20365 \frac{N}{cm^2} = 2033.65 \frac{MN}{m^2}$$

سطح مقطع موثر براساس تنش محوری  $\sigma_c$  برای نیروی قائم  $P_{DL+LL}$  به صورت زیر است:

$$\sigma_c = \frac{P_{DL+LL}}{A_0} \leq 7.84 \frac{MN}{m^2} \Rightarrow \frac{1.347kN}{A_0} \leq 7.84 \frac{MN}{m^2} \Rightarrow A_0 \geq 0.172m^2$$

تعیین سطح مقطع موثر  $A_1$  تکیه‌گاه برای شرایط کرنش برشی تحت بار قائم  $P_{DL+LL}$  به صورت زیر است:

$$6S = \frac{P_{DL+LL}}{E_c A_1} \leq \frac{\epsilon_b}{3} \Rightarrow 6 \times 20 \times \frac{1.347}{2033.65 \times A_1} \leq \frac{500\%}{3} \Rightarrow A_1 > 0.048m^2$$

برای تعیین حداقل سطح مقطع  $A_{sf}$  برای شکست برشی تکیه‌گاه داریم:

$$G = \frac{K_{eff} J_r}{A_{sf}} \Rightarrow A_{sf} = \frac{K_{eff} J_r}{G} = \frac{0.868 \times 0.12}{1.06} = 0.098m^2$$

برای مقطع دایره، قطر متناظر با حداقل سطح مقطع  $A_{sf}$  برابر  $d=0.35m$  می‌باشد. همچنین مقدار  $A_2 = 0.039m^2$  خواهد بود.

$$A = \max(A_0, A_1, A_2) = \max(0.172, 0.048, 0.039) = 0.172m^2$$

برای تعیین اندازه لایه‌های تکیه‌گاه، برای مقطع دایره‌ای شکل داریم:

$$A_{re} \leq \frac{d^2}{4} (\beta - \sin \beta) \Rightarrow \beta = 2 \cos^{-1} \left( \frac{D_D}{d} \right)$$



با قطر  $d=0.7m$  سطح مقطع برابر  $A=0.385m^2$  و  $A_{re}=0.267m^2$  خواهد بود. در صورتی که  $t$  ضخامت لایه‌ها و  $N$  تعداد لایه‌ها باشد، برای تکیه‌گاه با مقطع دایره‌ای شکل داریم:

$$S = \frac{d}{4t} \Rightarrow 20 = \frac{70}{4t} \Rightarrow t = 0.88cm \Rightarrow t = 1cm$$

تعیین ضخامت ورق فولادی  $t_s$ :

$$t_s \geq \frac{2(t_i + t_{i+1})P_{DL+LL}}{A_{re} \cdot F_s} \geq 2mm \Rightarrow t_s \geq \frac{2(0.01 + 0.01) \times 1.347}{0.267 \times (0.6 \times 274.4)} = 0.0012m = 1.2mm$$

$t_s = 2mm$  استفاده می‌نماییم. برای فولاد A36 داریم:

$$F_s = 0.6F_y = 0.6 \times 274.4 \frac{MN}{m^2}$$

$$A_{re} = 0.267m^2 \Rightarrow \beta = 2 \times \cos^{-1} \left( \frac{0.17}{0.7} \right)$$

کل ارتفاع تکیه‌گاه  $h$  با فرض ورق پوشش در بالا و پایین آن به اندازه  $2/5$  سانتیمتر به صورت زیر است:

$$h = t_r + 11 \times t_s + 2 \times 2.5cm = 12 + 11 \times 2 + 5 = 19.2cm$$

کرنش برشی و شرایط پایداری: برای بارهای قائم داریم:

$$\gamma_{c,DL+LL} = 6S \frac{P_{DL+LL}}{E_c A} = 6 \times 20 \times \frac{1.347}{2033.65 \times 0.385} = 0.206 \leq \frac{\epsilon_b}{3} = \frac{500\%}{3} = 1.667$$

کنترل پایداری:

$$\sigma_c = \frac{P}{A} = \frac{1347}{0.385} = 3500 \frac{kN}{m^2} \leq \sigma_c = \frac{G.S.L}{2.5.t_r} = \frac{(1.06 \times 10^3) \times 20 \times 0.7}{2.5 \times 0.12} = 49467 \frac{kN}{m^2}$$

بنابراین قطر تکیه‌گاه  $h=70cm$ ، کل ارتفاع تکیه‌گاه  $h=19.2cm$ ، تعداد لایه‌ها  $N=12$ ، ضخامت هر لایه  $t=1cm$  تعداد ورق‌های فولادی  $N_s=11$ ، ضخامت هر لایه ورق  $t_s=2mm$  و ضخامت ورق‌های فولادی بالا و پایین برابر  $2/5$  سانتیمتر می‌باشد.

با استفاده از تحلیل دینامیکی انجام شده توسط نرم‌افزار ETABS، دوره تناوب به صورت زیر تعیین شده است:

$$T_{Dpx} = 1.71 \text{ sec} \quad T_{Dpy} = 1.67 \text{ sec}$$

حداقل برش پایه  $V_b$  در حالت جداسازی شده به صورت زیر است:

$$V_{b1} = K_H \times D_D = (\sum K_{eff}) \times D_D = (868 \times 9) \times 0.17 = 1328 kN$$

$$V_{b2} = \frac{W_T}{g} \left( \frac{2\pi}{T_{Dp}} \right)^2 \times D_D = \frac{5209}{9.81} \left( \frac{2\pi}{1.67} \right)^2 \times 0.17 = 1278 kN$$

$$V_b = \max(V_{b1}, V_{b2}) = 1328 \text{ kN}$$

نیروی زلزله طراحی برای سازه بالای جداساز به صورت زیر است:

$$V_s = \frac{V_b}{R_f} = \frac{1328}{2} = 664 \text{ kN} = 0.128 W_T$$

برای توزیع جانبی نیروی زلزله در طبقات  $\alpha$  م را می توان از رابطه زیر استفاده نمود:

$$F_x = \frac{w_x h_x}{\sum_{i=1}^N w_i h_i} \times V_s$$

که در آن  $w_x$  و  $w_i$  به ترتیب وزن طبقه  $\alpha$  م و  $i$ ام هستند. نیروی جانبی برای طبقه  $\alpha$  م، سوم و دوم به ترتیب برابر ۳۲۰، ۲۲۱ و ۱۲۳ کیلونیوتن خواهد بود. نیروی جانبی طبقه اول برابر ۱۳۲۸ کیلونیوتن می باشد. با در نظر گرفتن ۵٪ خروج از مرکزیت تصادفی و توزیع نیروی زلزله به صورت ۱۰۰٪ در امتداد  $x$  و ۳۰٪ در امتداد  $y$ ، حداکثر نیروی فشاری محاسبه شده توسط برنامه برای ستون وسطی تحت بار  $P_{DL+LL+EQ}$  برابر ۱۳۸۷ کیلونیوتن می باشد. بعلاوه میزان تغییر مکان نسبی اندازه گیری شده در  $\alpha$  م، سوم و دوم به ترتیب برابر با ۲۶۳٪، ۲۶۵٪ و ۲۶۱٪ می باشد. برای کنترل پایداری تحت نیروهای زلزله داریم:

$$P_{DL+LL+EQ} = 1387 \text{ kN} = 1.387 \text{ MN}$$

$$\gamma_{sc} = 6S \frac{P_{DL+LL+EQ}}{A_{re} \cdot E_c} = 6 \times 20 \times \frac{1.387}{0.267 \times 2033.65} = 0.307$$

$$\gamma_{eq} = \frac{D}{t_r} = \frac{0.17}{0.12} = 1.417$$

$$\theta = \frac{12D_D \times e}{b^2 + d^2} = \frac{12 \times 0.17 \times (0.05 \times 12)}{12^2 + 8^2} = 0.006$$

$$\gamma_{sr} = \frac{B^2 \theta}{2.4 t_r} = \frac{70^2 \times 0.006}{2 \times 1 \times 12} = 1.225$$

$$\gamma_{sc} + \gamma_{eq} + \gamma_{sr} = 0.307 + 1.417 + 1.225 = 2.95 < 0.75 \epsilon_b = 0.75 \times 500\% = 3.75$$

$$\delta_{roll-out} = \frac{1}{2} \times \frac{P_{DL+LL+EQ} L}{P_{DL+LL+EQ} + K_{eff} h} = \frac{1}{2} \times \frac{1387 \times 0.7}{1387 + 868 \times 0.192} = 0.31 \text{ m} > D_D = 0.17 \text{ m}$$

### تکیه گاه لاستیکی با هسته سربی<sup>۱</sup>

در صورتی که بخواهیم جداساز لرزه ای را از تکیه گاه لاستیکی با هسته سربی (LRB) طرح نماییم، به صورت زیر عمل می نماییم؛ فرضیاتی که برای طراحی جداساز لرزه ای از تکیه گاه لاستیکی با

<sup>۱</sup> Lead Rubber Bearings

هسته سربی در نظر گرفته می‌شود به اینصورت است: ۱- دوره تناوب هدف برای طراحی  $T_D = 2.5 \text{ sec}$ ، ۲- حداکثر کرنش برشی لایه‌های لاستیکی برابر  $\gamma_{\max} = 50\%$  و ۳- نسب میرایی موثر  $\xi_{\text{eff}} = 10\%$  می‌باشد. براساس جدول 1623.2.2.1 از آیین‌نامه IBC2000 ضریب میرایی  $B_D$  معادل با نسبت میرایی موثر  $\xi_{\text{eff}} = 10\%$  برای سیستم جداساز LRB برابر  $1/2$  می‌باشد. همچنین برای برای سازه‌های با دوره تناوب بالا ضریب لرزه برابر  $S_D = 0.4$  می‌باشد.

تحلیل: سختی موثر جانبی جداساز برابر است با:

$$K_{\text{eff}} = \frac{W}{g} \left( \frac{2\pi}{T_D} \right)^2 \Bigg|_{W=P_{DL+LL}} = \frac{1347}{9.8} \left( \frac{2\pi}{2.5} \right)^2 = 868 \frac{kN}{m} = 0.868 \frac{MN}{m}$$

جابجایی طرح  $D_D$  به صورت زیر تعیین می‌گردد:

$$D_D = \left( \frac{g}{4\pi^2} \right) \frac{S_D T_D}{B_D} = \frac{9.8}{4\pi^2} \times \frac{0.4 \times 2.5}{1.2} = 0.21 \text{ m} \leq 0.3 \text{ m} \rightarrow OK$$

همچنین نیروی  $Q_d$  به صورت زیر خواهد بود:

$$Q_d = \frac{W_D}{4D_D} = \frac{\pi}{2} K_{\text{eff}} \xi_{\text{eff}} D_D = \frac{\pi}{2} \times 868 \times 10\% \times 0.21 = 28.6 \text{ kN}$$

سختی جانبی نهایی  $K_d$  برابر است با:

$$K_d = K_{\text{eff}} - \frac{Q_d}{D_D} = 868 - \frac{28.6}{0.21} = 773 \frac{kN}{m}$$

### طراحی:

۱- طراحی از هسته سربی: فرض می‌شود مقاومت تسلیم هسته سربی برابر  $f_{py} = 8.82 \text{ MN/m}^2$  می‌باشد. بنابراین مساحت هسته سربی بصورت زیر است:

$$A_p = \frac{Q_d}{f_{py}} = \frac{28.6}{8.82 \times 10^3} = 0.325 \times 10^{-2} \text{ m}^2 = 32.5 \text{ cm}^2$$

بنابراین قطر آن را  $d_p = 7 \text{ cm}^2$  در نظر می‌گیریم.

۲- طراحی مساحت و قطر لایه‌های لاستیکی:

$$t_r = \frac{D_D}{\gamma_{\max}} = \frac{0.21}{0.5} = 0.42 \text{ m} \quad \text{۱-۲ کل ارتفاع لایه‌های لاستیکی:}$$

۲-۲ با استفاده از جدول جدول ۵-۱۲، مشخصات لاستیک انتخاب می‌شود. فرض می‌نماییم سختی لاستیک IRHD-60 و کشیدگی لاستیک برابر  $\epsilon_b = 500\%$  است. مشخصات مصالح با استفاده از جدول ۵-۱۲ بدست می‌آید:

$$E = 445 \frac{N}{\text{cm}^2} = 4.45 \frac{MN}{\text{m}^2}, \quad G = 106 \frac{N}{\text{cm}^2} = 1.06 \frac{MN}{\text{m}^2}, \quad k = 0.57$$

۳-۲ انتخاب ضریب شکل S:

$$\frac{E(1+2kS^2)}{G} \geq 400 \rightarrow \frac{445(1+2 \times 0.57S^2)}{106} \geq 400 \Rightarrow S > 9.09 \rightarrow S = 20$$

$$E_c = E(1+2kS^2) = 445(1+2 \times 0.57 \times 20^2) = 203365 \frac{N}{cm^2} = 2033.65 \frac{MN}{m^2}$$

۴-۲ تعیین سطح موثر  $A_0$  تکیه‌گاه براساس تنش مجاز عمودی  $\sigma_c$ ، تحت بار قائم ناشی از نیروهای مرده و زنده ( $P_{DL+LL}$ ):

$$\sigma_c = \frac{P_{DL+LL}}{A_0} \leq 7.84 \frac{MN}{m^2} \rightarrow \frac{1347 kN}{A_0} \leq 7.84 \frac{MN}{m^2} \rightarrow A_0 > 0.172 m^2$$

۵-۲ تعیین سطح موثر  $A_1$  برای کرنش برشی تحت بار قائم ناشی از نیروهای مرده و زنده ( $P_{DL+LL}$ ):

$$6S \frac{P_{DL+LL}}{E_c A_1} \leq \frac{\varepsilon_b}{3} \rightarrow 6 \times 20 \times \frac{1.347}{2033.65 \times A_1} \leq \frac{500\%}{3} \rightarrow A_1 > 0.048 m^2$$

۶-۲ سختی ارتجاعی  $K_r$  لاستیک:

$$K_d = K_r \left( 1 + 12 \frac{A_p}{A_0} \right) \rightarrow 773 = K_r \left( 1 + 12 \times \frac{127}{1720} \right) \rightarrow K_r = 630 \frac{kN}{m}$$

۷-۲ تعیین سطح موثر A هر لایه لاستیکی براساس شرایط خرابی برشی:

$$G = \frac{K_r \cdot t_r}{A_{sf}} \rightarrow A_{sf} = \frac{K_r \cdot t_r}{G} = \frac{630 \times 0.42}{1.06 \times 10^3} = 0.25 m^2$$

برای یک تکیه‌گاه دایره‌ای شکل، قطر متناظر با سطح  $A_{sf}$ ، معادل  $d=0.56m$  خواهد بود. بنابراین سطح موثر را می‌توان از رابطه زیر تعیین نمود:

$$A_{re} = \frac{d^2}{4} (\beta - \sin \beta) \Rightarrow A_2 = 0.132 m^2$$

$$A = \max(A_0, A_1, A_2) = \max(0.172, 0.048, 0.132) = 0.172 m^2$$

۸-۲ تعیین ابعاد و قطر لایه‌های لاستیکی. برای تکیه‌گاه دایره‌ای داریم:

$$A_{re} \leq \frac{d^2}{4} (\beta - \sin \beta) \Rightarrow \beta = 2 \cos^{-1} \left( \frac{D_D}{d} \right) \Rightarrow d = 0.7 m$$

بنابراین  $A = 0.385 m^2$  که سطح به  $A_{re} = 0.267 m^2$  کاهش می‌یابد.

۹-۲ ضخامت لایه تکی،  $t$ ، و تعداد لایه‌ها،  $N$ . برای تکیه‌گاه دایره‌ای داریم:

$$S = \frac{d}{4t} \rightarrow 20 = \frac{70}{4t} \rightarrow t = 0.88 cm \quad \text{use } t = 1 cm$$

$$t_r = N \times t \rightarrow 42 = N \times 1 \rightarrow N = 42 \quad \text{use } N = 42$$

۲-۱۰ ضخامت لایه‌های فولادی  $t_s$

$$t_s \geq \frac{2(t_i + t_{i+1})P_{DL+LL}}{A_{re} \cdot F_s} = \frac{2(0.01 + 0.01) \times 1.347}{0.267 \times (0.6 \times 274.4)} = 0.0012 \text{ m} = 1.2 \text{ mm} \text{ use } t_s = 2 \text{ mm}$$

در حالی که برای فولاد A36،  $F_s = 0.6F_y = 0.6 \times 274.4 \text{ MN/m}^2 = 164.6 \text{ MN/m}^2$

$$A_{re} = 0.267 \text{ m}^2, \quad \beta = 2 \times \cos^{-1}(0.17/0.7)$$

۲-۱۱ ارتفاع کلی تکیه‌گاه h. فرض می‌کنیم ضخامت کلی ورق‌های بالا و پایین برابر ۲/۵ سانتیمتر است. بنابراین:

$$h = t_r + 41 \times t_s + 2 \times 2.5 \text{ cm} = 42 \text{ cm} + 41 \times 2 \text{ mm} + 5 \text{ cm} = 55.2 \text{ cm}$$

۳- کرنش برشی و شرایط پایداری:

۳-۱ بارهای قائم  $P_{DL+LL}$ :

$$\gamma_{sc,DL+LL} = 6S \cdot \frac{P_{DL+LL}}{E_c \cdot A} = 6 \times 20 \times \frac{1.347}{2033.65 \times 0.385} = 0.206 \leq \frac{\epsilon_b}{3} = \frac{500\%}{3} = 1.667 \text{ ok}$$

۳-۲ کنترل پایداری:

$$\sigma_c = \frac{P}{A} = \frac{1347}{0.385} = 3498 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\leq \sigma_c = \frac{G \times S \times L}{2.5 \times t_r} = \frac{1.06 \times 10^3 \times 20 \times 0.7}{2.5 \times 0.42} = 14133 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \rightarrow \text{ok}$$

۳-۳ کنترل قطر هسته سربی:

$$1.25 \leq \frac{H_p}{d_p} = \frac{42}{13} = 3.23 \leq 5.0 \rightarrow \text{ok}$$

۴- نتایج طراحی: ابعاد LRB:

قطر تکیه‌گاه:  $d=70 \text{ cm}$ ; کل ارتفاع:  $h=55.2 \text{ cm}$ ; تعداد لایه‌های لاستیکی:  $N=42$ ; ضخامت هر لایه:  $t=1 \text{ cm}$  قطر هسته سربی:  $d_p=13 \text{ cm}$ ; تعداد لایه‌های فولادی:  $N_s=41$ ; ضخامت لایه‌های فولادی:  $t_s=2 \text{ mm}$

۵- تحلیل پاسخ لرزه‌ای:

۵-۱ دوره تناوب بدست آمده از مدل کامپیوتری توسط نرم‌افزار ETABS:

$$T_{Dpx} = 1.71 \text{ sec} \quad T_{Dpy} = 1.67 \text{ sec}$$

۵-۲ حداقل برش پایه  $V_b$  در محل جداساز:

$$V_{b,1} = K_H \times D_D = (\Sigma K_{eff}) \times D_D = 868 \times 9 \times 0.21 = 1641 \text{ kN}$$

$$V_{b,2} = \frac{W_T}{g} \left( \frac{2\pi}{T_{Dp}} \right)^2 \times D_D = \frac{5209}{9.81} \times \left( \frac{2\pi}{1.67} \right)^2 \times 0.21 = 1578 \text{ kN}$$

$$V_b = \max(V_{b,1}, V_{b,2}) = 1641 \text{ kN}$$

بنابراین طراحی روسازه بایستی برای برش زیر باشد:

$$V_s = \frac{V_b}{R_f} = \frac{1641}{2} = 820 \text{ kN} = 0.157 W_T$$

برای توزیع جانبی نیروی زلزله در طبقات  $\alpha$  می توان از رابطه زیر استفاده نمود:

$$F_x = \frac{w_x h_x}{\sum_{i=1}^N w_i h_i} \times V_s$$

که در آن  $w_x$  و  $w_i$  به ترتیب وزن طبقه  $\alpha$  و  $i$ ام هستند. نیروی جانبی برای طبقه بام، سوم و دوم به ترتیب برابر ۳۹۵، ۲۷۳ و ۱۵۱ کیلونیوتن خواهد بود. نیروی جانبی طبقه اول برابر ۱۶۴۱ کیلونیوتن می باشد. با در نظر گرفتن ۵٪ خروج از مرکزیت تصادفی و توزیع نیروی زلزله به صورت ۱۰۰٪ در امتداد  $x$  و ۳۰٪ در امتداد  $y$ ، حداکثر نیروی فشاری محاسبه شده توسط برنامه برای ستون وسطی تحت بار  $P_{DL+LL+EQ}$  برابر ۱۵۵۴ کیلونیوتن می باشد. بعلاوه میزان تغییرمکان نسبی اندازه گیری شده در بام، سوم و دوم به ترتیب برابر با ۳۲۵٪، ۳۲۷٪ و ۳۲۲٪ می باشد. کنترل پایداری تحت نیروهای زلزله:

$$P_{DL+LL+EQ} = 1554 \text{ kN} = 1.554 \text{ MN}$$

$$\gamma_{sc} = 6S \frac{P_{DL+LL+EQ}}{A_{re} E_c} = 6 \times 20 \times \frac{1.554}{0.267 \times 2033.65} = 0.343$$

$$\gamma_{eq} = \frac{D}{t_r} = \frac{21}{42} = 0.5$$

$$\theta = \frac{12D_D \times e}{b^2 + d^2} = \frac{12 \times 0.17 \times (0.05 \times 12)}{12^2 + 8^2} = 0.006$$

$$\gamma_{sr} = \frac{B^2 \theta}{2.t.t_r} = \frac{70^2 \times 0.006}{2 \times 1 \times 42} = 0.35$$

$$\gamma_{sc} + \gamma_{eq} + \gamma_{sr} = 0.34 + 0.5 + 0.35 = 1.19 < 0.75 \varepsilon_b = 0.75 \times 500\% = 3.75 \rightarrow ok$$

$$\delta_{roll-out} = \frac{1}{2} \times \frac{P_{DL+LL+EQ} L - Q_d \times h}{P_{DL+LL+EQ} + K_d \times h} = \frac{1}{2} \times \frac{1554 \times 0.7 - 28.6 \times 0.552}{1554 + 773 \times 0.552}$$

$$= 0.27 \text{ m} = 27 \text{ cm} > D_D = 21 \text{ cm} \rightarrow ok$$

### سیستم های پاندول اصطکاکی<sup>۱</sup>

با همان دوره تناوب هدف برای طراحی  $T_D = 2.5 \text{ sec}$  برای FPS، داریم:

<sup>1</sup> Frictional Pendulum Systems

ضریب اصطکاک سطح کرووی جداساز 0.06 و جابجایی افقی طراحی برابر ۲۰ سانتیمتر در نظر می‌گیریم.

۱- تعیین ابعاد FPS. شعاع انحنای سطح کرووی جداساز برابر است با:

$$R_{FPS} = g \left( \frac{T_D}{2\pi} \right)^2 = 9.8 \left( \frac{2.5}{2\pi} \right)^2 = 1.55m \quad \text{use } R_{FPS} = 1.5m$$

۲- سختی موثر کلی سیستم جداساز به صورت زیر تعیین می‌شود:

$$K_{eff} = \frac{W_T}{R_{FPS}} + \frac{\mu W_T}{D} = \frac{5209}{1.5} + \frac{0.06 \times 5209}{0.2} = 5035 \frac{kN}{m}$$

بنابراین متوسط سختی موثر  $K_{eff}$ ، برای یک جداساز FPS برابر  $5035/9 = 560kN/m$  می‌باشد.

۳- میرایی موثر  $\xi_{eff}$  جداساز به جابجایی طراحی D وابسته است که می‌توان به صورت زیر آن را تعیین نمود:

$$\xi_{eff} = \frac{2}{\pi} \frac{\mu}{\mu + \frac{D}{R}} = \frac{2}{\pi} \frac{0.06}{0.06 + \frac{0.2}{1.5}} = 0.2 = 20\%$$

با استفاده از جدول 1623.2.2.1 آیین‌نامه IBC2000، ضریب میرایی  $B_D$  متناظر با  $\xi_{eff} = 20\%$  برای سیستم جداساز FPS، برابر  $1/5$  می‌باشد. برای شرایط سایت ساختمان جداسازی شده با دوره تناوب بلند، ضریب زلزله  $S_D = 0.4$  می‌باشد.

۴- کنترل جابجایی طراحی:

$$D_D = \left( \frac{g}{4\pi^2} \right) \frac{S_D T_D}{B_D} = \frac{9.8}{4\pi^2} \times \frac{0.4 \times 2.5}{1.5} = 0.17m \leq D = 0.2m \rightarrow ok$$

۵- برآورد جابجایی قائم  $\delta_v$ :

$$\delta_v \cong \frac{D^2}{2R_{FPS}} = \frac{0.2^2}{2 \times 1.5} = 0.013m = 1.3cm$$

از عمق  $\delta = 1.7cm$  برای دیسک استفاده می‌شود. همچنین از قطر  $d = 45cm$  برای دیسک FPS داریم: ( $> 2D$ )

$$\text{کنترل: } \frac{(d/2)^2}{2 \times R_{FPS}} = \frac{(0.45/2)^2}{2 \times 1.5} = 0.017m \geq 0.013m \rightarrow ok$$

۶- کنترل شرایط هم‌مرکزی برای بارهای زلزله:

$$\frac{D}{R_{FPS}} = \frac{0.2}{1.5} = 0.13 \geq \mu = 0.06 \rightarrow ok$$

۷- ابعاد برای FPS:

شعاع انحنای سطح کرووی،  $R_{FPS} = 1.5m$ ؛ عمق دیسک  $\delta = 1.7cm$ ؛ قطر دیسک  $d = 45cm$

## ۸- تحلیل پاسخ زلزله:

دوره تناوب بدست آمده از مدل کامپیوتری توسط نرم افزار ETABS:

$$T_{Dpx} = 2.042 \text{ sec} \quad T_{Dpy} = 2.036 \text{ sec}$$

حداقل برش پایه  $V_b$  در محل جداساز:

$$V_{b,1} = K_H \times D = (\Sigma K_{eff}) \times D = 5035 \times 0.2 = 1007 \text{ kN}$$

$$V_{b,2} = \frac{W_T}{g} \left( \frac{2\pi}{T_{Dp}} \right)^2 \times D = \frac{5209}{9.81} \times \left( \frac{2\pi}{2.036} \right)^2 \times 0.2 = 1012 \text{ kN}$$

$$V_b = \max(V_{b,1}, V_{b,2}) = 1012 \text{ kN}$$

بنابراین طراحی روسازه بایستی برای برش زیر باشد:

$$V_s = \frac{V_b}{R_f} = \frac{1012}{2} = 506 \text{ kN} = 0.097 W_T$$

برای توزیع جانبی نیروی زلزله در طبقات  $x$ م را می توان از رابطه زیر استفاده نمود:

$$F_x = \frac{w_x h_x}{\sum_{i=1}^N w_i h_i} \times V_s$$

که در آن  $w_x$  و  $w_i$  به ترتیب وزن طبقه  $x$ م و  $i$ ام هستند. نیروی جانبی برای طبقه  $i$ ام، سوم و دوم به ترتیب برابر ۲۴۴، ۱۶۸ و ۹۴ کیلونیوتن خواهد بود. نیروی جانبی طبقه اول برابر ۱۰۱۲ کیلونیوتن می باشد. با در نظر گرفتن ۵٪ خروج از مرکزیت تصادفی و توزیع نیروی زلزله به صورت ۱۰۰٪ در امتداد  $x$  و ۳۰٪ در امتداد  $y$ ، حداقل و حداکثر نیروی فشاری محاسبه شده توسط برنامه برای ستون وسطی تحت بار  $P_{DL+LL+EQ}$  برابر ۷۴ و ۱۴۱۰ کیلونیوتن می باشد. بعلاوه میزان تغییرمکان نسبی اندازه گیری شده در  $i$ ام، سوم و دوم به ترتیب برابر با ۰/۰۲۴٪، ۰/۰۲۴٪ و ۰/۰۱۹٪ می باشد.

## ۱۲-۲- تحلیل و طراحی لرزه ای اجزای غیرسازه ای

ضوابط مربوط به قطعات الحاقی و اجزای غیرساختمانی<sup>۱</sup> در ساختمان، مربوط به اجزایی است که معمولاً رفتار دینامیکی آنها باعث تغییر قابل ملاحظه ای در بازتاب کل سازه نمی شود. ضرایب نیروهای که برای اینگونه سازه ها به کار می رود، معمولاً بزرگتر از ضرایبی هستند که برای طراحی

<sup>۱</sup> Nonstructural elements



کل ساختمان مورد استفاده قرار می‌گیرند. اجزای غیرسازه‌ای را می‌توان به سه دسته کلی تقسیم نمود:

- ✓ اجزای مربوط به معماری بنا
- ✓ تاسیسات مکانیکی و الکتریکی ساختمان
- ✓ محتویات درون ساختمان

به عنوان مثال، آسانسورها، پلکان‌ها، جان‌پناه‌ها، تیغه‌ها، فرودگاه هلیکوپتر و آویزهای سقف را می‌توان جزو دسته اول و مخزن‌های ذخیره، لوله‌های تحت فشار، سیستم‌های لوله‌کشی، پله‌های برقی<sup>۱</sup>، داکت‌ها، دودکش‌ها، آنتن‌ها، تابلوها، سیستم‌های کنترل آتش‌سوزی، سیستم‌های گرمایشی و سرمایشی جزو دسته دوم و کتابخانه‌ها، کابینت‌ها و بقیه اجزای زینتی درون ساختمان را می‌توان به عنوان دسته سوم در نظر گرفت. این اجزا به استثنای حالاتی که از مصالح شکل‌پذیر ساخته شده و یا توسط این نوع مصالح به ساختمان وصل شده‌اند، دارای خواص جذب انرژی و افزونگی نبوده و بنابراین ممکن است استفاده از نظریه کاهش نیروها در آنها منطقی نباشد.

#### ۱۲-۲-۱- اهمیت اجزای غیرسازه‌ای

با وجودی که این اجزاء جزو اعضای اصلی در سازه نیستند اما به لحاظ خساراتی که ممکن است در حین زلزله ایجاد نمایند، بایستی مورد رسیدگی قرار گیرند. همچنین عدم کارایی سیستم‌های اورژانسی بعد از زلزله قابل قبول نمی‌باشد. تجربه زلزله‌های گذشته نشان داده است که ایجاد خرابی در اجزای غیرسازه‌ای و واژگونی آنها می‌توان اختلالاتی در امر کمک‌رسانی و کار نیروهای امداد، بعد از زلزله داشته باشد. به عنوان مثال در زلزله بم در استان کرمان تعدادی از بیمارستان‌ها با وجود عدم خرابی، بعد از وقوع زلزله قادر به ارائه خدمات درمانی نبودند. علت این امر شکسته شدن خطوط لوله و مخازن نگهداری آب، خرابی در سیستم‌های گرمایش و تهویه مطبوع بود. در برخی از موارد نیز خرابی اجزای غیرسازه‌ای ممکن است باعث مرگ افراد گردد و یا تحمیل خسارات مالی فراوانی گردد. خرابی جان‌پناه‌ها، تابلوها و شیشه‌ها، واژگونی تجهیزات سنگین، کتابخانه‌ها، قطع لوله‌های حاوی مواد سمی می‌تواند باعث ایجاد خسارات جانی گردد.

<sup>1</sup> Escalators



شکل ۵-۱۲ خرابی در یک تابلو تبلیغاتی در حین زلزله کوبه (۱۹۹۵)

شکل‌های شکل ۵-۱۲ تا شکل ۹-۱۲ نمونه‌هایی از خرابی‌ها و خسارات ایجاد شده برای اجزای غیرسازه‌ای در حین چند زلزله را نشان می‌دهد. براحتی دیده می‌شود که هر یک از این خسارات می‌تواند باعث ایجاد خسارات جانبی نیز گردد.



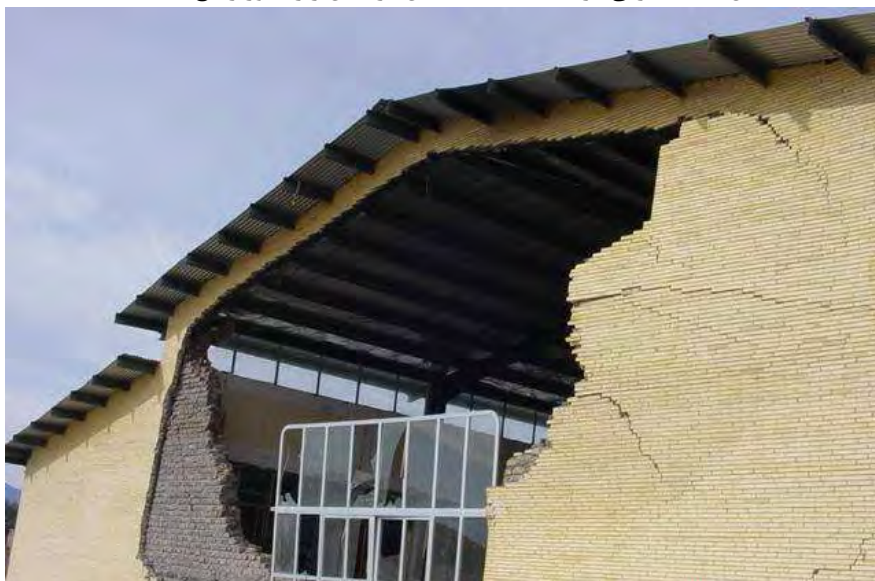
شکل ۶-۱۲ خرابی در سیستم لوله‌کشی ساختمان



شکل ۱۲-۷ شکست در خرپشته یک بیمارستان در حین زلزله مکزیک (۱۹۸۵)



شکل ۸-۱۲ خرابی در نمای یک ساختمان در حین زلزله نورتریج (۱۹۹۴)



شکل ۹-۱۲ خرابی در اثر عدم اتصال صحیح نما به دیوار در حین زلزله بم (۱۳۸۲)

### ۱۲-۲-۲- مشخصات فیزیکی کلی

برخی از مشخصات فیزیکی باعث آسیب‌پذیری اجزای ناسازه‌ای در ساختمان‌ها در برابر زلزله می‌شوند. برخی از این مشخصات به صورت زیر می‌باشند.

- بیشتر اجزای ناسازه‌ای در نقاط بالای سازه قرار داده می‌شوند. این امر باعث می‌شود که این اجزاء بطور کلی تحت حرکت زمین نباشند و حرکت آنها در حین زلزله توسط پاسخ دینامیکی سازه تشدید می‌شود.
- وزن این اجزاء ناسازه‌ای در برابر وزن سازه سبک و دارای سختی کمتری نسبت به سختی سازه می‌باشد و وقتی به سازه متصل می‌شوند، ممکن است فرکانس‌های طبیعی این اجزاء به فرکانس‌های طبیعی سازه نزدیک شده و در نهایت تشدید برای آنها ایجاد گردد.
- ممکن است نسبت میرایی این اجزاء در برابر میرایی سازه مقدار پایین‌تر باشد و این کمبود میرایی در این المان‌ها شرایط را برای ایجاد تشدید فراهم خواهد می‌کند.
- این اجزاء ممکن است در بیش از یک نقطه به سازه متصل شده و تحت تحریک تکیه‌گاه‌های مختلف قرار گیرند.

### ۱۲-۲-۳- مشخصات کلی پاسخ

مشخصات فیزیکی شرح داده شده در فوق، بدین معنی نیستند که اجزای ناسازه‌ای مستعد خرابی در حین زلزله هستند. بلکه بدین معنی است که رفتار و پاسخ این اجزاء در برابر زلزله با رفتار و پاسخ ساختمان متفاوت بوده و منطبق با رفتار شناخته شده ساختمان‌های متعارف نیست. برخی از این مشخصات را می‌توان به صورت زیر خلاصه نمود:

- پاسخ یک المان ناسازه‌ای به خصوصیات دینامیکی و پاسخ سازه‌ای که به آن متصل می‌شود وابسته بوده و این امر مستقل از مشخصات جنبش زمین می‌باشد.
- پاسخ یک المان ناسازه‌ای به میزان زیادی وابسته به مکان قرار گیری این المان‌ها در داخل ساختمان می‌باشد. بدین معنی که قرار گرفتن این اجزاء در ترازهای مختلف باعث بروز پاسخ‌های متفاوتی خواهد شد.
- المان‌های ناسازه‌ای دارای اندرکنش متقابلی با اجزای سازه می‌باشند. بطوری که حرکت یک المان ناسازه‌ای می‌تواند حرکت سازه را نیز دچار تغییر کند.
- وقتی المان‌های ناسازه‌ای به سازه‌ای در چند نقطه متصل می‌شوند، این اجزاء با حرکت‌های متفاوتی که غیر همفاز می‌باشند روبرو شده و این خود سبب پیچیدگی رفتار آنها می‌شود.

- از آنجایی که میرایی موجود در اجزاء ناسازه‌ای کمتر از میرایی سازه می‌باشد، بنابراین رفتار کلی این دو سیستم پیچیده شده و میرایی را نمی‌توان یکنواخت در نظر گرفت.
- با توجه به مسائل مطرح شده در فوق، ممکن است فرکانس اصلی اجزاء ناسازه‌ای نزدیک فرکانس اصلی سازه اصلی شده که این خود باعث ایجاد تشدید می‌شود.

#### ۱۲-۲-۴ مدل‌سازی اجزاء ناسازه‌ای

همانطور که در قبل اشاره شد طیف وسیعی از اجزای ناسازه‌ای در یک ساختمان وجود دارند. بنابراین نباید انتظار داشت که یک روش کلی یا یک استاندارد پذیرفته شده برای مدل‌سازی اینچنین اجزایی وجود داشته باشد. لیکن برای مدل‌سازی این اجزا بایستی بر رفتار دینامیکی این اجزاء واقف بود. بطور کلی می‌توان مدل‌سازی این اجزاء را در سه بخش کلی تقسیم نمود: صلب، انعطاف پذیر و آویخته از سقف. در صورتی که جزء ناسازه به صورت صلب باشد، می‌توان آن را به صورت یک سیستم یک درجه آزادی با جرم معادل جرم کلی المان و سختی معادل سختی تکیه‌گاه آن مدل‌سازی نمود. موتورهای نصب شده بر روی سقف‌های یک ساختمان توسط پیچ مثال‌هایی از این حالت می‌باشند. در حالتی که جزء ناسازه به صورت انعطاف پذیر رفتار می‌کند، بایستی آن را به صورت یک سیستم چند درجه آزادی با جرم و سختی توزیع شده مدل‌سازی نمود. این نوع مدل‌سازی تقریباً شبیه مدل‌سازی ساختمان است ولی در صورتی که جزء غیرسازه‌ای دارای چند تکیه‌گاه باشد می‌تواند با مدل‌سازی یک ساختمان معمولی متفاوت باشد. لوله‌ها و تابلوهای اعلان نمونه‌هایی از این نوع اجزاء غیرسازه‌ای هستند. در نهایت در صورتی که جزء غیرسازه‌ای به صورت آویز باشد، می‌توان آن را به صورت یک پاندول وارونه یک درجه آزادی در نظر گرفت. نوع اخیر اجزاء غیرسازه‌ای عموماً در نظر گرفته نمی‌شوند، چرا که خرابی آنها در حین زلزله بسیار معمولاً ناچیز است. لیکن در صورتی که حرکت شدید این اجزاء در حین زلزله ممکن باشد به اجزاء دیگر ضربه وارد کند (مانند لوسترها) بایستی حرکات نوسانی آنها بررسی شود. در سه دهه گذشته تلاش‌های زیادی در جهت بدست آوردن روش‌های مدل‌سازی اجزای غیرسازه‌ای به انجام رسیده است. اکثر این تحقیقات برای تجهیزات کنترل سیستم هسته‌ای، خطوط لوله و تجهیزات بحرانی به انجام رسیده است. روش‌های دقیق تحلیل اجزاء غیرسازه‌ای عموماً سخت و دشوار هستند. این سیستم‌ها عموماً دارای تعداد درجات آزادی زیاد هستند. یکی از روش‌های ساده جهت تحلیل اجزاء غیرسازه‌ای استفاده از روش طیف پاسخ طبقه<sup>۱</sup> است. در این روش المان غیرسازه‌ای بر حسب طیف پاسخ ساختمان بیان می‌شود. سپس اجزاء غیرسازه‌ای تحلیل می‌شوند و می‌توان از طیف پاسخ استفاده نمود. توجه شود در این حالت طیف پاسخی که برای تحریک پایه اجزاء

<sup>1</sup> Floor Response Spectrum Method

غیرسازه‌ای مورد استفاده قرار می‌گیرد با طیف پاسخ زمین متفاوت است. به همین خاطر به آن روش طیف پاسخ طبقه گفته می‌شود. در صورتی که در هر طبقه یک المان غیرسازه‌ای داشته باشیم، برای هر یک از طبقات نیاز به یک طیف پاسخ داریم که طیف‌های پاسخ هر نقطه می‌تواند به طور برجسته‌ای با بقیه نقاط متفاوت باشد. طیف پاسخ طبقه معمولاً توسط یک تحلیل تاریخچه زمانی تعیین می‌شود. از آنجایی که نمی‌توان از یک شتاب‌نگاشت برای تهیه طیف پاسخ طراحی استفاده نمود، بایستی از مجموعه‌ای از شتاب‌نگاشت‌ها استفاده نمود و در نهایت از روش میانگین‌گیری و یا روش پوش مقادیر، جهت بدست آوردن طیف استفاده نمود. روش دیگر جهت تحلیل طیفی، استفاده از طیف طراح برای یک زمین مشخص است که دیگر نیازی به استفاده از تحلیل تاریخچه زمانی ندارد<sup>۱</sup>.

### ۱۲-۲-۵ ضوابط لرزه‌ای در آیین‌نامه‌های لرزه‌ای

در آیین‌نامه‌های لرزه‌ای تلاش‌های زیادی برای در اعمال ضوابط طراحی اجزای ناسازه‌ای به انجام رسیده است. هدف آیین‌نامه‌های لرزه‌ای در طراحی اجزای ناسازه‌ای، مطمئن شدن از پایداری، عدم لغزش و عدم واژگونی اجزای ناسازه‌ای است. ضوابط این آیین‌نامه‌ها برای اجزای ناسازه‌ای تقریباً به مانند ضوابط آنها برای ساختمان‌ها است. بویژه آنکه این آیین‌نامه‌ها یک نیروی معادل جانبی تعیین می‌کنند که این نیرو تابعی از وزن المان ناسازه‌ای، شتاب زمین، مکان المان ناسازه‌ای نسبت به ارتفاع سازه، تقویت دینامیکی المان و قابلیت جذب انرژی در المان غیر سازه‌ای است. همچنین در این آیین‌نامه‌ها ضوابطی برای طرح اجزای ناسازه‌ای که در برابر تغییرشکل نسبی طبقه حساس می‌باشد، وجود دارد.

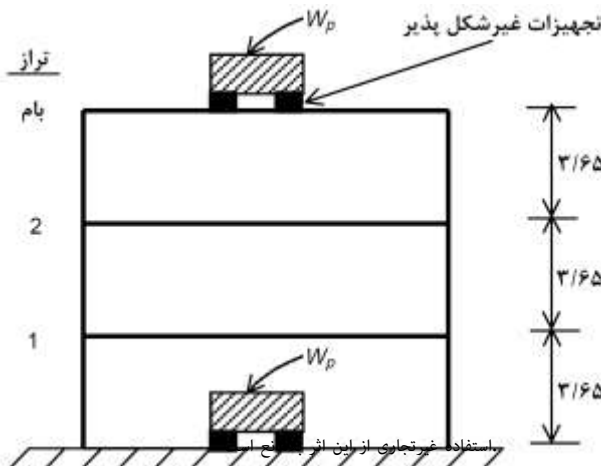
مثال) قاب سه طبقه نشان داده شده در شکل ۱۰-۱۲ که دو عضو غیرسازه‌ای و غیرشکل‌پذیر بر روی آن است را در نظر بگیرید. نیروی جانبی هر یک از اجزاء غیرسازه‌ای را تعیین نمایید. وزن

اجزای الحاقی

برابر ۴/۵ تن و

ساختمان

مسکونی می‌باشد.



<sup>1</sup> Biggs a (1977) V

973), Peters et al.

ضوابط استاندارد ۲۸۰۰ در رابطه با ازای غیرسازه‌ای خلاصه می‌باشد. لیکن مثال فوق بر روش آیین‌نامه UBC97 بررسی می‌شود. در این آیین‌نامه نیروی جانبی برای اجزای غیرسازه‌ای طبق بند 1632.2 توسط رابطه زیر تعیین می‌شود:

$$F_p = \frac{a_p C_a I_p}{R_p} \left( 1 + 3 \frac{h_x}{h_r} \right) W_p$$

که در آن  $a_p$  ضریب بزرگنمایی جزء می‌باشد که بین ۱ تا ۲/۵ متغییر است،  $R_p$  ضریب اصلاح پاسخ می‌باشد. همچنین  $C_a$  ضریب زلزله می‌باشد که نوع خاک و فاصله از گسل بستگی دارد. هر دو ضریب  $a_p$  و  $R_p$  با استفاده از جدول 16-O این آیین‌نامه تعیین می‌شود که با استفاده از جدول  $a_p$  و  $R_p$  به ترتیب برابر ۱ و ۱/۵ بدست می‌آیند. در این مثال فرض کنید  $C_a = 0.4$  می‌باشد. همچنین  $h_x$  ارتفاع جزء الحاقی از تراز پایه می‌باشد که نایستی هیچگاه کمتر از صفر در نظر گرفته شود و  $h_r$  تراز بام از تراز پایه می‌باشد. برای جزء موجود در طبقه همکف داریم:

$$F_p = \frac{1 \times 0.4 \times 1}{1.5} \left( 1 + 3 \frac{0}{10.95} \right) \times 4.5 = 1.2 \text{ ton}$$

براساس بند 1632.2 نیروی جانبی عضو نایستی کمتر از  $0.7 \times C_a \times I_p \times W_p$  باشد.

$$F_p = 1.2 < 0.7 \times C_a \times I_p \times W_p = 0.7 \times 0.4 \times 1 \times 4.5 = 1.26 \Rightarrow F_p = 1.26$$

برای عضو موجود در بام داریم:

$$F_p = \frac{1 \times 0.4 \times 1}{1.5} \left( 1 + 3 \frac{10.95}{10.95} \right) \times 4.5 = 4.8 \text{ ton}$$

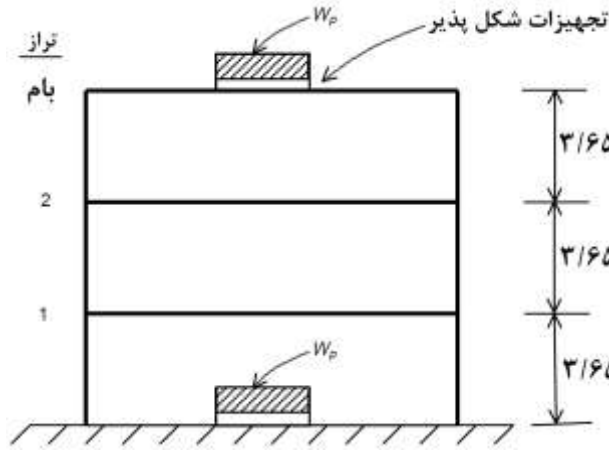
براساس بند 1632.2 نیروی جانبی عضو نایستی بیشتر از  $4 \times C_a \times I_p \times W_p$  در نظر گرفته شود.

$$F_p < 4 \times C_a \times I_p \times W_p = 4 \times 0.4 \times 1 \times 4.5 = 7.2 \Rightarrow F_p = 4.8 \text{ ton}$$

توجه نمایید در حالتی می‌توان یک عضو الحاقی را بصورت صلب در نظر گرفت که دوره تناوب آن عضو کمتر از ۰/۰۶ ثانیه باشد. مقدار  $R_p$  برای اعضای غیرشکل‌پذیر، نیمه شکل‌پذیر و شکل‌پذیر بترتیب برابر ۱، ۱/۵ و ۳ است.

مثال) قاب سه طبقه شکل ۱۲-۱۰ که دو عضو غیرسازه‌ای و شکل‌پذیر بر روی آن است را در نظر بگیرید. نیروی جانبی هر یک از اجزاء غیرسازه‌ای را تعیین نمایید. وزن اجزای الحاقی برابر ۴/۵ تن و ساختمان مسکونی می‌باشد.





شکل ۱۱-۱۲

نیروی جانبی برای اجزای غیرسازه‌ای طبق بند 1632.2 آیین‌نامه UBC97، توسط رابطه زیر تعیین می‌شود:

$$F_p = \frac{a_p C_a I_p}{R_p} \left( 1 + 3 \frac{h_x}{h_r} \right) W_p$$

در این مثال فرض کنید  $C_a = 0.4$  می‌باشد. هر دو ضریب  $a_p$  و  $R_p$  با استفاده از جدول O-16 آیین‌نامه UBC97 تعیین می‌شود که با استفاده از جدول  $a_p$  و  $R_p$  و با توجه به شکل‌پذیر بودن اجزاء، به ترتیب برابر  $2/5$  و  $3$  بدست می‌آیند. برای جزء موجود در طبقه همکف داریم:

$$F_p = \frac{2.5 \times 0.4 \times 1}{3} \left( 1 + 3 \frac{0}{10.95} \right) \times 4.5 = 1.5 \text{ ton}$$

براساس بند 1632.2 نیروی جانبی عضو نیابستی کمتر از  $0.7 \times C_a \times I_p \times W_p$  باشد.

$$F_p = 1.5 > 0.7 \times C_a \times I_p \times W_p = 0.7 \times 0.4 \times 1 \times 4.5 = 1.26 \Rightarrow F_p = 1.5$$

برای عضو موجود در بام داریم:

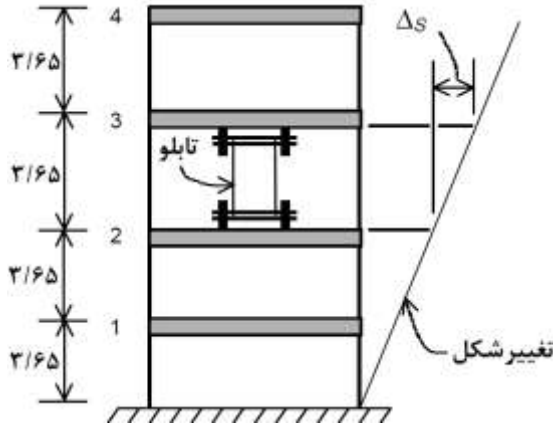
$$F_p = \frac{2.5 \times 0.4 \times 1}{3} \left( 1 + 3 \frac{10.95}{10.95} \right) \times 4.5 = 6 \text{ ton}$$

براساس بند 1632.2 نیروی جانبی عضو نیابستی بیشتر از  $4 \times C_a \times I_p \times W_p$  در نظر گرفته شود.

$$\text{کنترل } F_p < 4 \times C_a \times I_p \times W_p = 4 \times 0.4 \times 1 \times 4.5 = 7.2 \Rightarrow F_p = 6 \text{ ton}$$

اجزاء الحاقی شکل‌پذیر به اجزایی اطلاق می‌شود که دوره تناوب آنها بیش از  $0.06$  ثانیه باشد. (مثال) قاب چهار طبقه شکل ۱۲-۱۲ را که یک تابلوی کنترل بین طبقات ۲ و ۳ بر روی آن نصب شده است. منطقه با لرزه‌خیزی خیلی زیاد، سازه با اهمیت زیاد، ضریب رفتار سازه برابر ۸، تغییر

مکان نسبی طبقه  $\Delta_s = 0.86$  سانتیمتر و برای تابلوی کنترل،  $EI = 7 \times 10^7 \frac{kg}{cm^2}$  می‌باشد. مقدار لنگر و برش ایجاد شده در تابلو را تعیین نمایید.



شکل ۱۲-۱۲

براساس بند 1632.4 آیین‌نامه UBC97، اجزای الحاقی بایستی برای تغییر مکان واقعی طرح،  $(\Delta_M)$  طراحی شوند.

$$\Delta_M = 0.7R\Delta_s = 0.7 \times 8 \times 0.86 = 4.816 \text{ cm}$$

$$M = \frac{6EI\Delta_M}{H^2} = \frac{6 \times 7 \times 10^7 \times 4.816}{365^2} = 15182 \text{ kg.cm}$$

$$V = \frac{M}{(H/2)} = \frac{15182}{182.5} = 83 \text{ kg}$$

### ۱۲-۳ روش‌های تقریبی در تحلیل و طراحی لرزه‌ای سازه‌ها

برای طرح اولیه سازه‌ها در برابر زلزله به سبب پیچیدگی‌های تحلیل‌های دقیق، داشتن دید کلی و یک طرح اولیه ضروری است. طراحی یک سازه یک روند سعی و خطاست. در صورتی که طراح دارای تجربه کافی باشد، همگرایی به طراح نهایی سریعتر صورت می‌گیرد. در صورت در دسترس نبودن نرم‌افزارهای کامپیوتری و یا زمان‌بر بودن این تحلیل‌ها استفاده از روش‌های تقریبی برای انجام تحلیل و دست یافتن به مقاطع اولیه سبب کاهش زمان محاسبات خواهد شد. پایداری یک سازه بایستی در برابر بارهای افقی، در حالی که تحت بارهای ثقلی می‌باشند، تامین گردد.

### ۱۲-۳-۱- ساختمان‌های طبقاتی

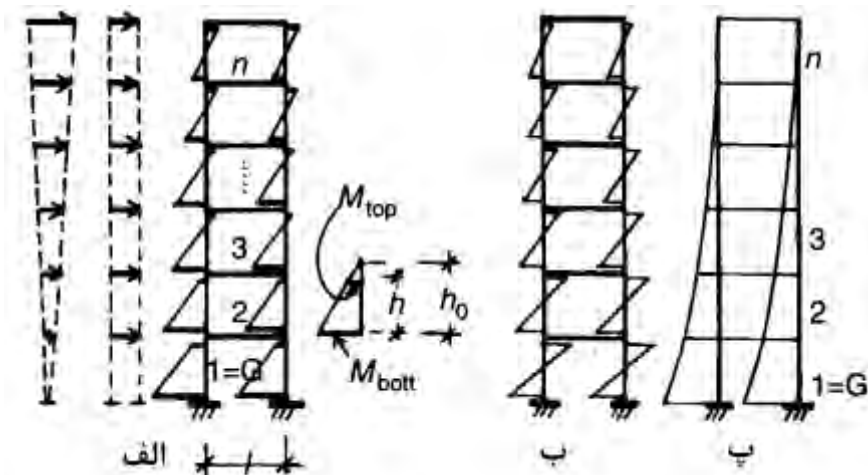
در این بخش توضیحات مختصری در ارتباط با تعیین تنش‌ها و تغییرمکان‌های ایجاد شده تحت بارهای جانبی برای ساختمان‌های قابی ارائه خواهد شد. فرضیاتی که در اینجا برای تحلیل به کار می‌رود، عبارتند از:

- بارهای جانبی به صورت متمرکز در تراز طبقات اعمال می‌شوند.
- تغییرشکل‌های ایجاد شده ناشی از خمش بوده و اثر برش در ایجاد تغییرشکل‌ها ناچیز می‌باشد. لیکن اثر تغییر شکل‌های برشی در دیوارها قابل توجه است.
- از تغییرشکل‌های ایجاد شده در اثر بارهای محوری صرف نظر می‌شود.

### ۱۲-۳-۱-۱ روش نقطه لنگر صفر (ZMP)

قاب نشان داده شده در شکل ۱۲-۱۳ الف را در نظر بگیرید که در آن فرض شده محل لنگر صفر در ارتفاعی مثل  $h_0$  ستون را قطع می‌کند. بنابراین:

$$M_{bot} = \frac{Vh_0}{2}, \quad M_{top} = \frac{V(h_0 - h)}{2} \quad (1-1)$$



شکل ۱۲-۱۳ نمودار تغییرات لنگر خمشی در اثر بارهای جانبی

که در آن  $V$ ، بیانگر حاصل جمع نیروهای افقی بالای ستون می‌باشد. موقعیت لنگر صفر (ZMP) به صورت زیر تعیین می‌شود:

$$\varepsilon = \frac{h_0}{h} = \frac{1}{1 - (M_{top} / M_{bot})} \quad (12-19)$$

که در آن  $M_{bot}$  و  $M_{top}$  لنگرهای هم علامت هستند.

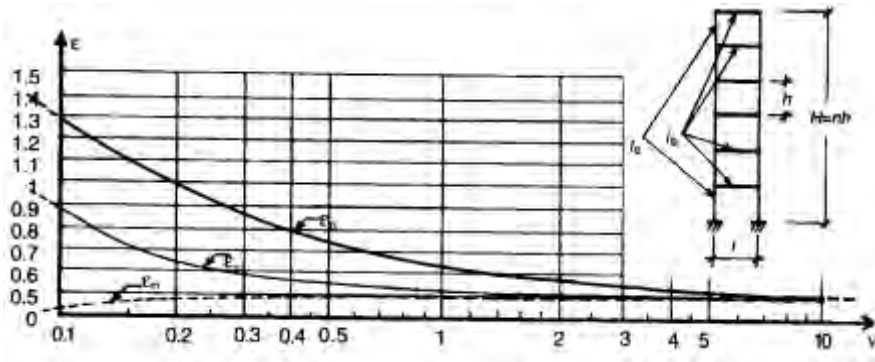
$$M_{bot} = \frac{V\epsilon h}{2}, \quad M_{top} = \frac{-V(1-\epsilon)h}{2} \quad (۲۰-۱۲)$$

در یک قاب، مقدار  $\epsilon$  در طبقه نام، عمدتاً وابسته به نسبت  $v$  است.

$$v = \frac{k_{b_i}}{kc_i} \quad (۲۱-۱۲)$$

که در آن  $k_{b_i} = I_{b_i} / l$  و  $k_{c_i} = I_{c_i} / h$  و همچنین  $I_{b_i}$  و  $I_{c_i}$  به ترتیب ممان اینرسی مربوط به تیر و ستون نام می‌باشند. در عمل بایستی  $0.1 < v < 5$  باشد. شکل ۱۲-۱۳ ب و پ دو حالت حدی برای نمودار لنگر خمشی را نشان می‌دهد. در شکل ۱۲-۱۳ ب، سختی تیرهای بینهایت فرض شده و نقطه لنگر صفر در وسط ارتفاع ستون واقع شده است و در شکل ۱۲-۱۳ پ، سختی تیرها صفر فرض شده و نمودار لنگر به صورت یک تیر طره می‌باشد.

حال یک قاب یکنواخت که دارای ارتفاع طبقات یکسان و سختی تیر و ستون‌های آن نیز ثابت می‌باشد را در نظر بگیرید. در یک مطالعه عددی، در سه قاب ۶، ۱۰ و ۱۵ طبقه، تحت بار جانبی با توزیع مثلثی شکل و برای مقادیر مختلف  $v$  برابر ۰/۱، ۰/۱، ۰/۵، ۱، ۲، ۵، ۱۰ و ۱۰۰۰ تحلیل‌هایی (در مجموع ۴۸ حالت) انجام شد. مقدار نسبت  $\epsilon$  در سه طبقه محاسبه شد:  $\epsilon_1 = \epsilon_G$  (در طبقه همکف)،  $\epsilon_2$  (در طبقه اول) و  $\epsilon_m$  (در وسط ارتفاع سازه). مقدار نسبت  $\epsilon$  در طبقات بالایی مهم نیست و مقادیر ناچیزی هستند. مقادیر میانگین نمودارهای  $\epsilon$  در برابر  $v$  در شکل ۱۲-۱۴ نشان داده شده است.



شکل ۱۲-۱۴ تغییرات  $\epsilon$  در برابر  $v$

برای مقادیر  $v > 2$ ، مقدار  $\epsilon$  در حدود ۰/۵ تا ۰/۶ و در  $v < 0.2$ ، بزرگتر از یک می‌باشد. مقدار  $\epsilon_m$  برای  $v > 0.5$  در حدود ۰/۵ باقی می‌ماند. در سازه‌های بتنی که در ستون‌ها معمولاً یکنواخت در ارتفاع در نظر گرفته می‌شوند، در این حالت  $\epsilon_m \neq 0.5$  بوده، ( $\epsilon_m > 0.5$  یا  $\epsilon_m < 0.5$ ) و لنگر محاسبه شده با فرض  $\epsilon_m = 0.5$  کمتر از لنگر واقعی بوده و بهتر است مقدار لنگر محاسبه شده را

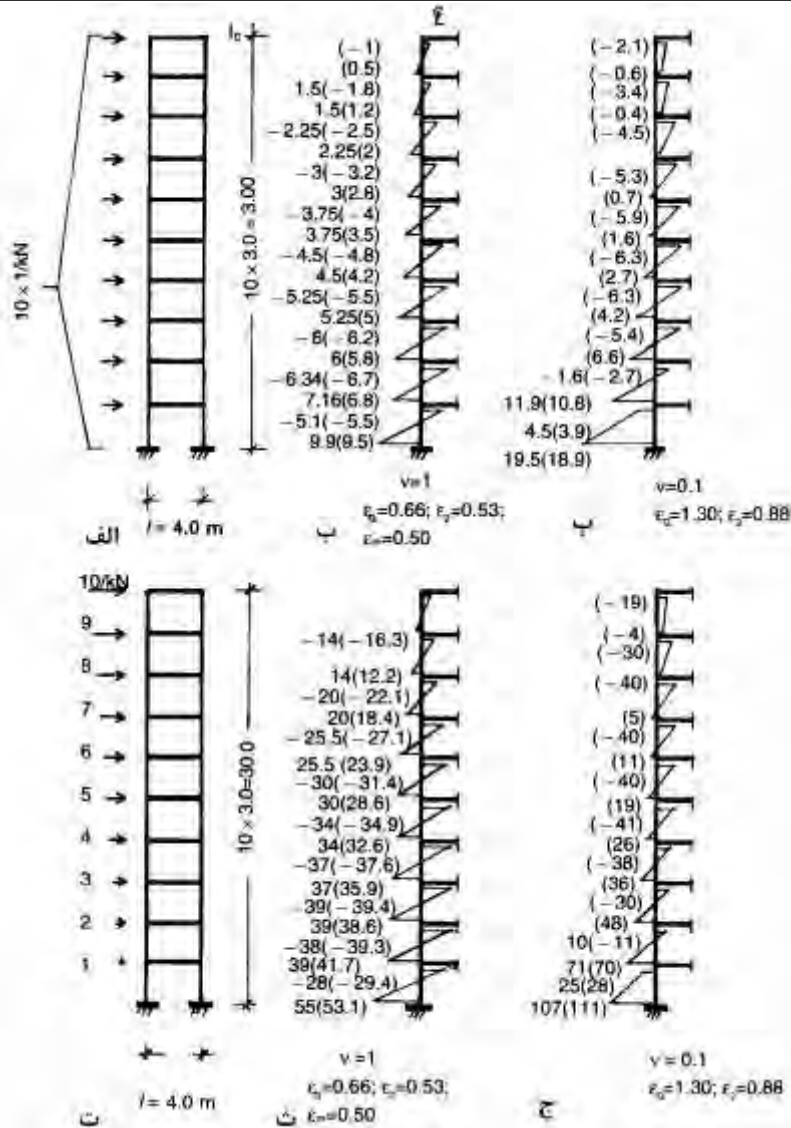
به میزان ۱۰ تا ۱۵ درصد افزایش داد. مقدار  $\varepsilon_2$  بین ۰/۵ تا ۰/۹ در تغییر است. برای مقادیر  $v < 0.1$  می‌توان توزیع لنگر در ارتفاع را به مانند تیر کنسول در نظر گرفت.

مثال) قاب ده طبقه یکنواخت نشان داده شده در شکل ۱۲-۱۵ را در نظر بگیرید که تحت بار جانبی به صورت یکنواخت و برابر یک کیلونیوتن در هر تراز می‌باشد. در این قاب  $k_c = k_b$  می‌باشد. در شکل ۱۲-۱۵ مقدار دقیق لنگرها محاسبه و داخل پرانتز نوشته شده‌اند. توسط شکل ۱۲-۱۴ مقادیر تقریبی لنگر با استفاده از  $v=1$ ،  $\varepsilon_m = 0.5$ ،  $\varepsilon_2 = 0.53$  و  $\varepsilon_G = 0.66$  می‌باشند که خارج پرانتز نوشته شده‌اند. به عنوان مثال برای طبقه همکف داریم:

$$M_{bot} = \frac{1}{2} \sum_1^{10} F \cdot \varepsilon_G \cdot h_G = \frac{10}{2} \times 0.66 \times 3 = 9.9 \text{ kN.m} \quad (9.5 \text{ kN.m})$$

$$M_{top} = -\frac{1}{2} \sum_1^{10} F \cdot (1 - \varepsilon_G) \cdot h_G = -\frac{10}{2} \times 0.34 \times 3 = -5.1 \text{ kN.m} \quad (-5.5 \text{ kN.m})$$

در صورتی که  $v = k_b / k_c = 0.1$  فرض شود، در شکل ۱۲-۱۵ پ، مقادیر دقیق لنگرها در داخل پرانتز نوشته شده است و توسط شکل ۱۲-۱۴ مقادیر تقریبی لنگر با استفاده از  $v=1$ ،  $\varepsilon_m = 0.5$ ،  $\varepsilon_2 = 0.88$  و  $\varepsilon_G = 1.3$  می‌باشند که در خارج از پرانتز نشان داده شده است.



شکل ۱۲-۱۵

به عنوان مثال برای طبقه همکف:

$$M = \frac{10}{2} \times 1.3 \times 3 = 19.5 \text{ kN.m} \quad (18.9 \text{ kN.m})$$

$$M = -\frac{10}{2} \times (1-1.3) \times 3 = 4.5 \text{ kN.m} \quad (4.5 \text{ kN.m})$$

---

حالت‌های مشابه‌ای در شکل ۱۲-۱۵ تا شکل ۱۲-۱۵ ج برای حالت‌های بارگذاری مثلثی نشان داده شده است.

## مراجع:

- ۱- مجتبی رضایی، «تأثیر نرمی روسازه در پاسخ لرزه‌ای ساختمانهای فولادی با جاسازی پایه» پایان‌نامه کارشناسی ارشد، به راهنمایی دکتر علی‌اکبر آفاکوچک، دانشگاه تربیت مدرس تهران
- ۲- شکیب، فولادگر ۱۳۸۲، «پاسخ ساختمانهای متکی بر تکیه‌گاه‌های لغزشی تحت اثر مولفه قائم زلزله‌های شدید»، مجله بین‌المللی علوم مهندسی، جلد ۱۴، شماره ۲
- 3- Naiem, F. and J.M. Kelly, 1999. Design of Seismic Isolated Structures, John Wiley & Sons, New York.
- 4- Chopra, A.K., 1995. Dynamics of Structures, Prentice-Hall, Englewood Cliffs, NJ.
- 5- Dynamic Isolation System, Inc., 1990. Force Control Bearings for Bridges, Berkeley, CA
- 6- Iwan, W.D., 1980. "Estimating Inelastic Response Spectra from Elastic Spectra," Earthquake Eng. Struct. Dyn., 8, 375–388.
- 7- Mostaghel, N., M. Hejazi, and J. Tanbakuchi, 1983. "Response of Sliding Structures to Harmonic Support Motions," Earthquake Eng. Struct. Dyn., 11, 355–366.
- 8- Tsai, C.S., 1997. "Finite Element Formulations for Friction Pendulum Seismic Isolation Bearings," Int. J. Numer. Meth. Eng., 40, 29–39.
- 9- Westermo, B. and F. Udwardia, 1983. "Periodic Response of a Sliding Structure to Harmonic Excitation," Earthquake Eng. Struct. Dyn., 11, 135–146.
- 10- Yang, Y.B., T.Y. Lee, and I.C. Tsai, 1990. "Response of Multi-Degree-of-Freedom Structures with Sliding Supports," Earthquake Eng. Struct. Dyn., 19, 739–752.
- 11- Kelly, J. M., 1993. Earthquake-Resistant Design with Rubber, Springer-Verlag, New York.
- 12- Mostaghel, N., M. Hejazi, and J. Tanbakuchi, 1983. "Response of Sliding Structures to Harmonic Support Motions," Earthquake Eng. Struct. Dyn., 11, 355–366.
- 13- Chopra, A.K., 1995. Dynamics of Structures, Prentice-Hall, Englewood Cliffs, NJ.
- 14- American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), 1983. Guide Specifications for Seismic Design of Highway Bridges, Washington, D.C.
- 15- EARTHQUAKE ENGINEERING From Engineering Seismology to Performance-Based Engineering, Yousef Bozorgnia and Vitelmo V. Bertero, 2004 by CRC Press LLC
- 16- Hall, J.F., 1999. "Discussion on „The Role of Damping in Seismic Isolation“," Earthquake Eng. Struct. Dyn., 28, 1717–1720.
- 17- International Code Council (ICC), 2000. International Building Code, International Code Council, Falls Church, VA.
- 18- Wilson E.L., der Kiureghian A., Bayo E.R. (1981) *A replacement for the SRSS method in seismic analysis*. Earthquake Engng Struct. Dyn., 9, 187–194.



## واژه‌نامه انگلیسی به فارسی

Accelerogram	شتاب‌نگاشت
accelerometer	ارزه نگاری برای ثبت شتاب زلزله به صورت تابعی از زمان
accretionary wedge	گوه های بهم افزوده
Active Earth Pressure	رانش موثر خاک، رانش محرک خاک
active fault	گسل فعال
aftershocks	پسلرزه
Alluvium	آبرفت
Amplification	تقویت
antithetic fault	گسلهای عادی فرعی را که جهت آنها برخلاف جهت گسل اصلی ناحیه است، گسل آنتی تیتیک نامند
Artesian	آرتزین
ASCE (American Society of Civil Engineers)	انجمن مهندسين عمران آمریکا
asthenosphere	لایه سنگ نرم، استنوسفر
back-azimuth	آزمیوت برگشتی - زاویه افقی یک زمینلرزه از گیرنده نسبت به مرکز سطحی در جهت حرکت عقربه های ساعت
backward directivity	جهت‌پذیری پسرو
Base shear	برش پایه
bedrock	سنگ بستر
Body-wave magnitude	بزرگی موج حجمی
Building Official	بازرسان ساختمان
bulk modulus	مدول بالک
California bearing ratio (CBR)	آزمایش نسبت باربری کالیفرنیا
characteristic earthquake	مشخصات زلزله
Compressibility	قابلیت فشردگی، تراکم‌پذیری
Consolidated Drained	تحکیم یافته زهکشی شده
Consolidated Undrained	تحکیم یافته زهکشی نشده
Consolidation Test	آزمایش تحکیم
Contractor	پیمان کار
Crust	پوسته
d'Alembert's principle	اصل دالامبر
damping	میرایی
deformation demand	تقاضای تغییر شکل
deterministic	تعیینی
Dewatering	آبگیری

۶۹۳	اصول مهندسی زلزله
digital recording	ثبت دیجیتالی رقوم
Dilation	آماس
dip-slip fault	گسل شیب لغز
Direct Shear Test	آزمایش برش مستقیم
duration (of strong shaking)	مدت زمان تکان قوی
Effective Shear	برش موثر
epicenter	مرکز زلزله
equations of motion	معادلات حرکت
Erosion	فرسایش
Estimating	برآورد
fault creep	خزش گسل - جابجایی تدریجی در طول یک گسل به طوری که این عمل کمتر با فعالیت های لرزه ای محسوس همراه بوده و به صورت نسبتاً آرام اتفاق می افتد
fault scarp	پله گسلی - صخره ای که با حرکت در امتداد گسل ایجاد می شود. پله گسلی رخنمون سطحی از گسل است، پیش از اینکه تحت تأثیر هوازدگی و فرسایش قرار گیرد
finite-fault	گسل محدود
fling step	گام جهشی
focal depth (of earthquakes)	عمق کانونی
Fourier spectra	طیف فوریه
Fragility	نازکی، زودشکنی، تردی
Freeze	مسدود کردن
Friction	اصطکاک
Geologist	زمین شناس
granular soil	خاک دانه ای
Hamilton's principle	اصل هامیلتون
Homogeneous	همگن، متجانس
Hooke's Law	قانون هوک
hybrid	ترکیبی، پیوندی
impulsive	ضربه گونه، پالس مانند
intensity (of earthquakes)	شدت زلزله
isoseismal	خطوط هم لرزه
Kaolinite	ماده رسی متبلور شده
Laplacian	لاپلاسی
left-lateral fault	گسل امتداد لغز چپ گرد
moment magnitude	بزرگی گشتاوری
normalized	همپایه شده
oblique-slip	لغزش مرکب

Optimum Moisture Content	درصد رطوبت مناسب خاک
Organic Soil	خاک آلی
P wave	موج اولیه
Particle Size Distribution	توزیع اندازه ذرات
Penetration Resistance	درجه نفوذ
Plasticity Index	اندیس خمیری، نمایه خمیری
plate tectonics	صفحات زمین ساخت
prediction (of earthquakes)	پیشگویی زلزله
Rayleigh waves	امواج ریلی
Relative Compaction	تراکم نسبی
resonance	همگامی
reverse fault	گسل معکوس
risk (seismic)	احتمال خسارات
Rock Mechanics	مکانیک سنگ
S wave	موج برشی
seismic hazard	خطر زلزله
seismic moment	گشتاور لرزه ای
seismicity	لرزه خیزی
settlement	نشست
Shear Strength	مقاومت برشی
Shrinkage Limit	حد انقباض
Soil Mechanics	مکانیک خاک
Soil Structure	ساختمان خاک
strain rate	نرخ کرنش
stress drop	افت تنش
strong ground motion	تکان قوی زمین
Strong-motion parameter	مشخصات جنبش قوی زمین
teleseism	دور لرزه
Tensile Test	آزمایش کشش
texture of soil	بافت خاک
tsunami	سونامی، آبلرزه
Unconsolidated Undrained	آزمایش تحکیم نیافته زهکشی نشده
virtual work	کار مجازی
Vulnerability	آسیب پذیری

### کلمات مخفف

کمیته داوری در مهندسی زمین‌شناسی	ACES
انجمن مهندسين عمران آمریکا	ASCE
انجمن علوم کاربردی	ATC
پژوهشنامه انجمن زمین‌شناسی آمریکا	BSSA
مراکز پژوهشی مهندسی ساختمان	CERL
دانشگاه‌های کالیفرنیا در زمینه مهندسی زلزله	CUREe
کنسرسیوم دانشگاه‌ها در زمینه مهندسی زلزله	CUREE
مهندسی زلزله	EE
مرکز مطالعات مهندسی زلزله در دانشگاه برکلی آمریکا	EERC
موسسه تحقیقات مهندسی زلزله	EERI
مهندسی زلزله و دینامیک سازه‌ها	EESD
زلزله	EQ
جنبش زمین در زلزله	EQGM
سازه‌های مقاوم در برابر زلزله	EQ-RC
طراحی در برابر زلزله	EQ-RD
سازمان مدیریت بحران فدرال	FEMA
انجمن بین‌المللی مهندسی زلزله	IAEE
آیین‌نامه ساختمان‌های لوس‌آنجلس	LABC
مهندسی زلزله براساس عملکرد	P-BEE
انجمن مهندسی سازه کالیفرنیا	SEAOC
انجمن زمین‌شناسی آمریکا	SSA
آیین‌نامه یکنواخت ساختمان‌ها	UBC
دانشگاه کالیفرنیا در برکلی	UCB
سازمان زمین‌شناسی ایالات متحده	USGS
کنفرانس جهانی مهندسی زلزله	WCEE

## پیوست الف

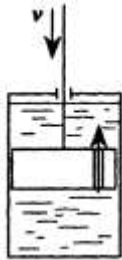
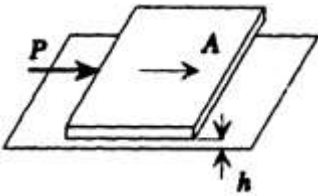
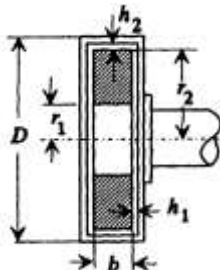
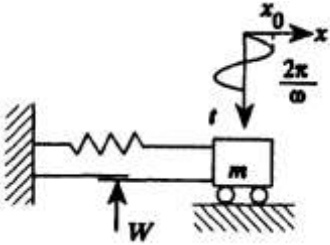
## روبط مهم

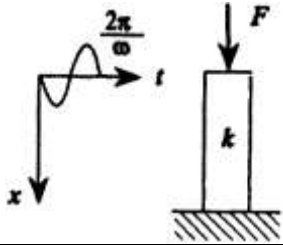
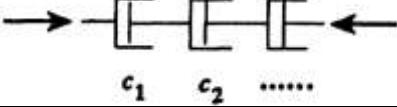
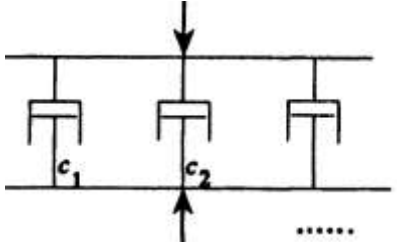
## الف- (1) تبدیل واحدها

USCS واحد	SI واحد	SI نماد	برای تبدیل USCS به واحد SI ضرب شود در
فوت مکعب	متر مربع	$m^2$	0.0929
فوت مکعب	متر مکعب	$m^3$	0.2831
پوند بر اینچ مربع	کیلوپاسکال	$kPa$	6.894
پوند نیرو	نیوتن	$N$	4.448
فوت پوند	نیوتن متر	$N.m$	1.356
کیپس فوت	کیلونیوتن	$kN.m$	1.355
گالن بر دقیقه	لیتر بر ثانیه	$L/s$	0.06309
کیپس بر اینچ مربع	مگاپاسکال	$MPa$	6.89
اینچ	میلیمتر	$mm$	25.4
فوت	میلیمتر	$mm$	304.8
فوت	متر	$m$	0.3048
اینچ مربع	میلیمتر مربع	$mm^2$	0.0006452
اینچ مکعب	میلیمتر مکعب	$mm^3$	0.00001638
اینچ به توان ۴	میلیمتر به توان ۴	$mm^4$	0.000000416
پوند بر اینچ مکعب	کیلوگرم بر متر مکعب	$kg/m^3$	16.0
پوند بر فوت	کیلوگرم بر متر	$kg/m$	1.49
پوند نیرو بر فوت	نیوتن بر متر	$N/m$	14.59
پوند نیرو بر اینچ	نیوتن بر متر	$N/m$	175.1
پوند بر اینچ مربع	کیلوگرم بر متر مربع	$kg/m^2$	703.0
پوند بر فوت مربع	کیلوگرم بر متر مربع	$kg/m^2$	4.88
پوند بر فوت مربع	پاسکال	$Pa$	47.88
پوند اینچ	نیوتن متر	$N.m$	0.1129
فاتوم	متر	$m$	1.8288
اینچ مربع	سانتیمتر مربع	$cm^2$	6.4516
فوت بر مجذور ثانیه	سانتیمتر بر مجذور ثانیه	$cm/sec^2$	30.48
فوت بر مجذور ثانیه	متر بر مجذور ثانیه	$m/sec^2$	0.30479

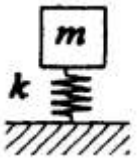
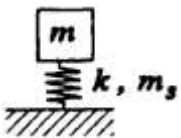
**الف-۲) ضرایب میرایی**

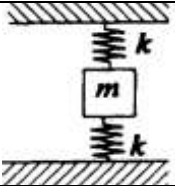
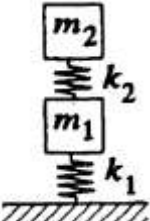
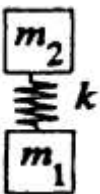
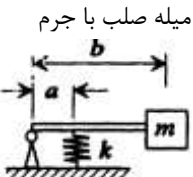
در روابط زیر،  $\mu$  ضریب لزجت سیال ( $FT/L^2$ )،  $c$  ضریب میرایی ( $FT/L$ )،  $c_t$  ضریب میرایی دورانی ( $FLT/rad$ )،  $c_{eq}$  ضریب میرایی معادل ( $FT/L$ )،  $k$  ضریب سختی ( $F/L$ )،  $\eta$  ضریب اتلاف یا میرایی سازه،  $v$  سرعت ( $L/T$ ) و  $\omega$  فرکانس زاویه‌ای ارتعاش ( $rad/T$ )

نوع میراگر	ضریب میرایی
<p>۱- میراگر لزوج (داشپوت)</p> 	$c = \frac{8\mu A^2}{\pi r^2}$ <p>که در آن: <math>A</math> مساحت پیستون، <math>r</math> شعاع سوراخ و <math>l</math> طول پیستون می‌باشد.</p>
<p>۲- میراگر برشی</p> 	$c = \frac{\mu A}{h}$ <p>که در آن: <math>A</math> مساحت ورق می‌باشد.</p>
<p>۳- میراگر چرخشی</p> 	$c_t = 2\pi\mu \left( \frac{r_2^3 b}{h_2} + \frac{1}{2} \frac{r_2^4 - r_1^4}{h_1} \right)$
<p>۴- میرایی اصطکاکی</p> 	$c_{eq} = \frac{4F_f}{\pi\alpha x_0}$ <p>که در آن <math>F_f = \mu_f W</math> و <math>\mu_f</math> ضریب اصطکاک و <math>W</math> وزن می‌باشد.</p>

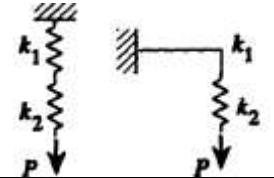
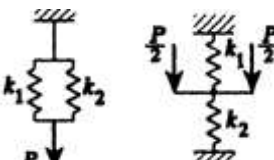
<p>۵- میرایی مصالح</p> 	$c_{eq} = \frac{\eta k}{\omega}$
<p>۶- میراگرهای سریال</p> 	$\frac{1}{c_{eq}} = \frac{1}{c_1} + \frac{1}{c_2} + \dots$
<p>۷- میراگرهای موازی</p> 	$c_{eq} = c_1 + c_2 + \dots$

الف-۲) فرکانس طبیعی زاویه‌ای

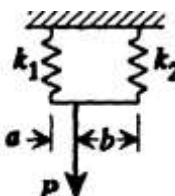
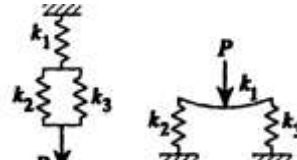
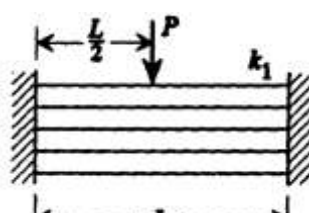
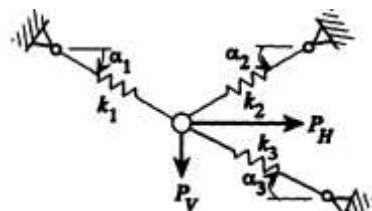
سیستم	فرکانس طبیعی زاویه‌ای
<p>۱-</p> 	$\omega = \sqrt{\frac{k}{m}}$
<p>۲- جرم به همراه فنری به جرم <math>m_s</math></p> 	$\omega = \sqrt{\frac{k}{m + \frac{m_s}{3}}}$ <p>که در آن <math>m_s</math> جرم فنر می‌باشد.</p>
<p>۳-</p>	$\omega = \sqrt{\frac{2k}{m}}$

	
<p>۴-</p> 	$\omega = \left( \frac{1}{2} \left[ \frac{k_1 + k_2}{m_1 + m_2} \left( 1 + \frac{m_2}{m_1} \right) + \sqrt{\left[ \frac{k_1 + k_2}{m_1 + m_2} \left( 1 + \frac{m_2}{m_1} \right) \right]^2 - \frac{4k_1k_2}{m_1m_2}} \right] \right)^{1/2}$
<p>۵-</p> 	$\omega = \sqrt{\frac{k(m_1 + m_2)}{m_1m_2}}$
<p>۶- میله صلب با جرم</p> 	$\omega = \frac{a}{b} \sqrt{\frac{k}{m}}$

الف-۳) سختی معادل

سیستم	سختی معادل
<p>۱-</p> 	$\frac{1}{k} = \frac{1}{k_1} + \frac{1}{k_2}$ $k = \frac{k_1k_2}{k_1 + k_2}$
<p>۲-</p> 	$k = k_1 + k_2$



<p style="text-align: right;">-۳</p> 	$k = \frac{(a+b)^2}{\frac{a^2}{k_2} + \frac{b^2}{k_1}}$
<p style="text-align: right;">-۴</p> 	$k = \frac{1}{\frac{1}{k_1} + \frac{1}{k_2 + k_3}}$ $k = \frac{k_1(k_2 + k_3)}{k_1 + k_2 + k_3}$
<p style="text-align: right;">-۵</p> 	$k = nk_1 = \frac{n \times 192 EI}{L^3}$ <p>که در آن n تعداد ورق‌هاست. فرض شده که هیچ اصطکاکی بین ورق‌ها وجود ندارد.</p>
<p style="text-align: right;">-۶</p> 	$k_H = \sum_i k_i \cos^2 \alpha_i$ $k_V = \sum_i k_i \sin^2 \alpha_i$ <p>که در آن <math>k_H</math> سختی جانبی و <math>k_V</math> سختی قائم مجموعه فنرها می‌باشد.</p>

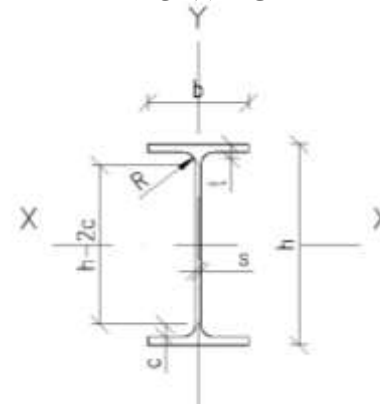
#### الف-۴) الفبای یونانی

$\Lambda \alpha$	Alpha	$\text{I} \iota$	Iota	$\text{P} \rho$	Rho
$\text{B} \beta$	Beta	$\text{K} \kappa$	Kappa	$\Sigma \sigma$	Sigma
$\Gamma \gamma$	Gamma	$\Lambda \lambda$	Lambda	$\text{T} \tau$	Tau
$\Delta \delta$	Delta	$\text{M} \mu$	Mu	$\Upsilon \upsilon$	Upsilon
$\text{E} \varepsilon$	Epsilon	$\text{N} \nu$	Nu	$\Phi \phi$	Phi
$\text{Z} \zeta$	Zeta	$\Xi \xi$	Xi	$\text{X} \chi$	Chi
$\text{H} \eta$	Eta	$\text{O} \omicron$	Omicron	$\Psi \psi$	Psi
$\Theta \theta$	Theta	$\Pi \pi$	Pi	$\Omega \omega$	Omega

## پیوست ب مشخصات مقاطع

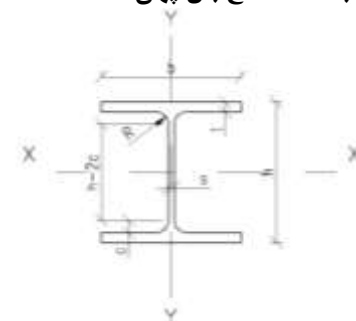
IPE	mm							Cm <sup>2</sup>	Kg/m	Cm <sup>4</sup>	Cm <sup>3</sup>	Cm	Cm <sup>4</sup>	Cm <sup>3</sup>	Cm
	h	b	s	t	r <sub>1</sub>	c	h-2c	F	G	I <sub>x</sub>	S <sub>x</sub>	r <sub>x</sub>	I <sub>y</sub>	S <sub>y</sub>	r <sub>y</sub>
80	80	46.0	3.8	5.2	5	10.2	59	7.64	6	80.1	20	3.24	8.49	3.69	1.05
100	100	55.0	4.1	5.7	7	12.7	7.4	10.3	8.1	171	34.2	4.07	15.9	5.79	1.24
120	120	64.0	4.4	6.3	7	13.3	93	13.2	10.4	318	53	4.9	27.7	8.65	1.45
140	140	73.0	4.7	6.9	7	13.9	112	16.4	12.9	541	77.3	5.74	44.9	12.3	1.65
160	160	82.0	5.0	7.4	9	16.4	127	20.1	15.8	869	109	6.58	68.3	16.7	1.84
180	180	91.0	5.3	8	9	17	146	23.9	18.8	1320	146	7.42	101	22.2	2.05
200	200	100.0	5.6	8.5	12	20.5	159	28.5	22.4	1940	194	8.26	142	28.5	2.24
220	220	110.0	5.9	9.2	12	21.2	177	33.4	26.2	2770	252	9.11	205	37.3	2.48
240	240	120.0	6.2	9.8	15	24.8	190	39.1	30.7	3890	324	9.97	2.84	47.3	2.69
270	270	135.0	6.6	10.2	15	25.2	219	45.9	36.1	5790	429	11.2	420	62.2	3.02
300	300	150.0	7.1	10.7	15	25.7	248	53.8	42.2	8360	557	12.5	604	80.5	3.35
330	330	160.0	7.5	11.5	18	29.5	271	62.6	49.1	11770	713	13.7	788	98.5	3.55
360	360	170.0	8.0	12.7	18	30.7	298	72.7	57.1	16270	904	15	1040	123	3.79
400	400	180.0	8.6	13.5	21	34.5	331	84.5	66.3	23130	1160	16.5	1320	146	3.95

ب-۱) مقطع نیم پهن IPE



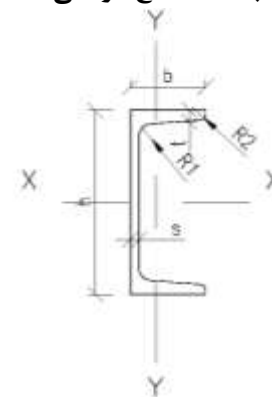
ب-۲) مقطع بال پهن IPB

IPB (HEB)	mm							Cm <sup>2</sup>	Kg/m	Cm <sup>4</sup>	Cm <sup>3</sup>	Cm	Cm <sup>4</sup>	Cm <sup>3</sup>	Cm
	h	b	s	t	r	c	h-2c								
100	100	100	6	10	12	22	56	26	20.4	450	89.9	4.16	167	33.5	2.53
120	120	120	6.5	11	12	23	74	34	26.7	864	144	5.04	318	52.9	3.06
140	140	140	7	12	12	24	92	43	33.7	1510	216	5.93	550	78.5	3.58
160	160	160	8	13	15	28	104	54.3	42.6	2490	311	6.78	889	111	4.05
180	180	180	8.5	14	15	29	122	65.3	51.2	3830	426	7.66	1360	151	4.57
200	200	200	9	15	18	33	134	78.1	61.3	5700	570	8.54	2000	200	5.07
220	220	220	9.5	16	18	34	152	91	71.5	8090	736	9.43	2840	258	5.59
240	240	240	10	17	21	38	164	106	83.2	11260	938	10.3	3920	327	6.08
260	260	260	10	17.5	24	41.5	177	118	93	14920	1150	11.2	5130	395	6.58
280	280	280	10.5	18	24	42	196	131	103	19270	1380	12.1	6590	471	7.09
300	300	300	11	19	27	46	208	149	117	25170	1680	13	8560	571	7.58
320	320	300	11.5	20.5	27	47.5	225	161	127	30820	1930	13.8	9240	616	7.57
340	340	300	12	21.5	27	48.5	243	171	134	36660	2160	14.6	9690	646	7.53
360	360	300	12.5	22.5	27	49.5	251	181	142	43190	2400	15.5	10140	676	7.49
400	400	300	13.5	24	27	51	298	198	155	57680	2880	17.1	10820	721	7.4
450	450	300	14	26	27	53	344	218	171	79890	3550	19.1	11720	781	7.33
500	500	300	14.5	28	27	55	390	239	187	107200	4290	21.2	12620	842	7.27



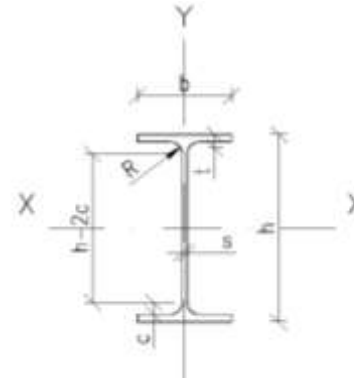
ب-۳) مقطع ناودانی UNP

UNP	mm							Cm <sup>2</sup>	Kg/m	Cm <sup>4</sup>	Cm <sup>3</sup>	Cm	Cm <sup>4</sup>	Cm <sup>3</sup>	Cm	Cm	Cm
	h	b	s	t	r2	c	h-2c	F	G	Ix	Sx	rx	Iy	Sy	ry	ey	xM
30x15	30	15	4	4.5	2	9	12	2.21	1.74	2.53	1.69	1.07	0.38	0.39	0.42	0.52	0.74
30	30	33	5	7	3.5	14.5	1	5.44	4.27	6.39	4.26	1.08	5.33	2.68	0.99	1.31	2.22
40x20	40	20	5	5.5	2.5	11	18	3.66	2.87	7.58	3.79	1.44	1.14	0.86	0.56	0.67	1.01
40	40	35	5	7	3.5	14.5	11	6.21	4.87	14.1	7.05	1.5	6.68	3.08	4.04	1.33	2.32
50x25	50	25	5	6	3	12.5	25	4.92	3.86	16.8	6.73	1.85	2.49	1.48	0.71	0.81	1.34
50	50	38	5	7	3.5	15	20	7.12	5.59	26.4	10.6	1.92	9.12	3.75	1.13	1.37	2.47
60	60	30	6	6	3	12.5	35	6.46	5.07	31.6	10.5	2.21	4.51	2.16	1.19	0.91	1.5
65	65	42	5.5	7.5	4	16	33	9.03	7.09	57.5	17.7	2.52	14.1	5.07	1.25	1.42	2.6
80	80	45	6	8	4	17	47	11	8.64	106	26.5	3.1	19.4	6.36	1.33	1.45	2.67
100	100	50	6	8.5	4.5	18	64	13.5	10.6	206	41.2	3.91	29.3	8.49	1.47	1.55	2.93
120	120	55	7	9	4.5	19	82	17	13.4	364	60.7	4.62	43.2	11.1	1.59	1.6	3.03
140	140	60	7	10	5	21	97	20.4	16	605	86.4	5.45	62.7	14.8	1.75	1.75	3.37
160	160	65	7.5	10.5	5.5	22.5	116	24	18.8	925	116	6.21	85.3	18.3	1.89	1.84	3.56
180	180	70	8	11	5.5	23.5	133	28	22	1350	150	6.95	114	22.4	2.02	1.92	3.75
200	200	75	8.5	11.5	6	24.5	151	32.2	25.3	1910	191	7.7	148	27	2.14	2.01	3.94
220	220	80	9	12.5	6.5	26.5	166	37.4	29.4	2690	245	8.48	197	33.6	2.3	2.14	4.2
240	240	85	9.5	13	6.5	28	185	42.3	33.2	3600	300	9.22	248	39.6	2.42	2.23	4.39
260	260	90	10	14	7	30	201	48.3	37.9	4820	371	9.99	317	47.7	2.56	2.36	4.66
280	280	95	10	15	7.5	32	216	53.3	41.8	6280	448	10.9	399	57.2	2.74	2.53	5.02



ب-۴) مقطع نیم پهن INP

IPE	mm							Cm <sup>2</sup>	Kg/m	Cm <sup>4</sup>	Cm <sup>3</sup>	Cm	Cm <sup>4</sup>	Cm <sup>3</sup>	Cm
	h	b	s=r <sub>1</sub>	t	r <sub>2</sub>	c	h-2c	F	G	I <sub>x</sub>	S <sub>x</sub>	r <sub>x</sub>	I <sub>y</sub>	S <sub>y</sub>	r <sub>y</sub>
80	80	42	3.9	5.9	2.3	10.5	59	7.57	5.94	77.8	19.5	3.2	6.29	3	0.91
100	100	50	4.5	6.8	2.7	12.5	75	10.6	8.34	171	34.2	4.01	12.2	4.88	1.07
120	120	58	5.1	7.7	3.1	14	92	14.2	11.1	328	54.7	4.81	21.5	7.41	1.23
140	140	66	5.7	8.6	3.4	15.5	109	18.2	14.3	573	81.9	5.61	35.2	10.7	1.4
160	160	74	6.3	9.5	3.8	17.5	125	22.8	17.9	935	117	6.4	54.7	14.8	1.55
180	180	82	6.9	10.4	4.1	19	142	27.9	21.9	1450	161	7.2	81.3	19.8	1.71
200	200	90	7.5	11.3	4.5	20.5	159	33.4	26.2	2140	214	8	117	26	1.87
220	220	98	8.1	12.2	4.9	22	176	39.5	31.1	3060	278	8.8	162	33.1	2.02
240	240	106	8.7	13.1	5.2	24	192	46.1	36.2	4250	354	9.59	221	41.7	2.2
260	260	113	9.4	14.1	5.6	26	208	53.3	41.9	5740	442	10.4	288	51	2.32
280	280	119	10.1	15.2	6.1	27.5	225	61	47.9	7590	542	11.1	364	61.2	2.45
300	300	125	10.8	16.2	6.5	29.5	241	69	54.2	9800	653	11.9	451	72.2	2.56
320	320	131	11.5	17.3	6.9	31	258	77.7	61	12510	782	12.7	555	84.7	2.67
340	340	137	12.2	18.3	7.3	33	274	86.7	68	15700	923	13.5	674	98.4	2.8
360	360	143	13	19.5	7.8	35	290	97	76.1	19610	1090	14.2	818	114	2.9
380	380	149	13.7	20.5	8.2	37	306	107	84	24010	1260	15	975	131	3.02
400	400	155	14.4	21.6	8.6	38.5	323	118	92.4	29210	1460	15.7	1160	149	3.13



## پیوست پ

## تنش مجاز اعضای فشاری

پ-۱) تنش مجاز اعضای فشاری بر حسب ضریب لاغری برای  $F_y = 2400 \text{ kg/cm}^2$  مطابق

مبحث دهم از مقررات ملی ایران

KL/r	Fa	KL/r	Fa	KL/r	Fa	KL/r	Fa	KL/r	Fa	KL/r	Fa	KL/r	Fa
1	1437	31	1327	61	1162	91	951	121	695	151	461	181	321
2	1435	32	1322	62	1156	92	943	122	686	152	454	182	317
3	1432	33	1318	63	1149	93	936	123	677	153	449	183	314
4	1429	34	1313	64	1143	94	928	124	667	154	443	184	310
5	1426	35	1308	65	1137	95	920	125	658	155	437	185	307
6	1423	36	1303	66	1130	96	912	126	648	156	431	186	304
7	1420	37	1298	67	1123	97	904	127	638	157	426	187	300
8	1417	38	1293	68	1117	98	896	128	629	158	421	188	297
9	1414	39	1288	69	1110	99	887	129	631	159	415	189	294
10	1411	40	1283	70	1103	100	879	130	621	160	410	190	291
11	1408	41	1278	71	1097	101	871	131	612	161	405	191	288
12	1404	42	1272	72	1090	102	863	132	603	162	400	192	285
13	1401	43	1267	73	1083	103	854	133	594	163	395	193	282
14	1397	44	1262	74	1076	104	846	134	585	164	390	194	279
15	1394	45	1256	75	1069	105	838	135	576	165	386	195	276
16	1390	46	1251	76	1062	106	829	136	568	166	381	196	273
17	1386	47	1245	77	1055	107	821	137	559	167	376	197	271
18	1382	48	1240	78	1048	108	812	138	551	168	372	198	268
19	1379	49	1234	79	1041	109	803	139	543	169	368	199	265
20	1375	50	1228	80	1034	110	795	140	536	170	363	200	263
21	1371	51	1223	81	1026	111	786	141	528	171	359		
22	1367	52	1217	82	1019	112	777	142	521	172	355		
23	1362	53	1211	83	1012	113	768	143	513	173	351		
24	1358	54	1205	84	1004	114	759	144	506	174	347		
25	1354	55	1199	85	997	115	750	145	499	175	343		
26	1350	56	1193	86	989	116	741	146	493	176	339		
27	1345	57	1187	87	982	117	732	147	486	177	335		
28	1341	58	1181	88	974	118	723	148	479	178	331		
29	1336	59	1175	89	967	119	714	149	473	179	328		
30	1332	60	1168	90	959	120	705	150	467	180	324		

پ-۲) تنش مجاز اعضای فشاری بر حسب ضریب لاغری برای  $F_y = 3600 \text{ kg/cm}^2$  مطابق

مبحث دهم از مقررات ملی ایران

KL/r	Fa	KL/r	Fa	KL/r	Fa	KL/r	Fa	KL/r	Fa	KL/r	Fa	KL/r	Fa
1	2155	31	1940	61	1607	91	1173	121	717	151	461	181	321
2	2150	32	1931	62	1594	92	1157	122	705	152	454	182	317
3	2145	33	1921	63	1581	93	1140	123	694	153	449	183	314
4	2140	34	1911	64	1568	94	1124	124	683	154	443	184	310
5	2135	35	1902	65	1555	95	1107	125	672	155	437	185	307
6	2129	36	1892	66	1541	96	1090	126	661	156	431	186	304
7	2123	37	1882	67	1528	97	1074	127	651	157	426	187	300
8	2117	38	1872	68	1514	98	1057	128	641	158	421	188	297
9	2111	39	1861	69	1501	99	1040	129	631	159	415	189	294
10	2105	40	1851	70	1487	100	1022	130	621	160	410	190	291
11	2099	41	1841	71	1473	101	1005	131	612	161	405	191	288
12	2092	42	1830	72	1459	102	987	132	603	162	400	192	285
13	2085	43	1819	73	1445	103	970	133	594	163	395	193	282
14	2079	44	1808	74	1431	104	952	134	585	164	390	194	279
15	2072	45	1797	75	1417	105	934	135	576	165	386	195	276
16	2064	46	1786	76	1402	106	917	136	568	166	381	196	273
17	2057	47	1775	77	1388	107	900	137	559	167	376	197	271
18	2050	48	1764	78	1373	108	884	138	551	168	372	198	268
19	2042	49	1752	79	1359	109	868	139	543	169	368	199	265
20	2034	50	1741	80	1344	110	852	140	536	170	363	200	263
21	2026	51	1729	81	1329	111	837	141	528	171	359		
22	2018	52	1718	82	1314	112	822	142	521	172	355		
23	2010	53	1706	83	1298	113	808	143	513	173	351		
24	2002	54	1694	84	1283	114	794	144	506	174	347		
25	1993	55	1682	85	1268	115	780	145	499	175	343		
26	1985	56	1669	86	1252	116	767	146	493	176	339		
27	1976	57	1657	87	1237	117	754	147	486	177	335		
28	1967	58	1645	88	1221	118	741	148	479	178	331		
29	1958	59	1632	89	1205	119	729	149	473	179	328		
30	1949	60	1620	90	1189	120		150	467	180	324		

## پیوست ت

### لرزه خیزی شهرهای مهم ایران

ردیف	شهرستان	استان	خطر نسبی زلزله		
			خیلی زیاد	زیاد	متوسط کم
۱	آبادان	خوزستان			*
۲	آستارا	گیلان		*	
۳	آشتیان	مرکزی		*	
۴	آمل	مازندران		*	
۵	اراک	مرکزی		*	
۶	اردبیل	اردبیل		*	
۷	اردکان	یزد		*	
۸	اندیمشک	خوزستان		*	
۹	اهواز	خوزستان		*	
۱۰	بابل	مازندران		*	
۱۱	بجنورد	خراسان شمالی		*	
۱۲	بروجرد	لرستان	*		
۱۳	بندر انزلی	گیلان		*	
۱۴	بوشهر	بوشهر		*	
۱۵	تهران	تهران	*		
۱۶	خرم آباد	لرستان		*	
۱۷	خمین	مرکزی		*	
۱۸	دورود	لرستان	*		
۱۹	زابل	سیستان و بلوچستان	*		
۲۰	زاهدان	سیستان و بلوچستان	*		
۲۱	زنجان	زنجان	*		
۲۲	ساری	مازندران	*		
۲۳	ساوه	مرکزی	*		
۲۴	سلفچگان	قم	*		
۲۵	سنندج	کردستان	*		
۲۶	شوشتر	خوزستان	*		
۲۷	شیراز	فارس	*		
۲۸	قائم شهر	مازندران	*		
۲۹	قم	قم	*		
۳۰	کرج	تهران	*		
۳۱	کرمان	کرمان	*		
۳۲	کرمانشاه	کرمانشاه	*		
۳۳	نیشابور	خراسان رضوی	*		



## پیوست ث

## برنامه‌های کامپیوتری

## ث-۱) برنامه کامپیوتری برای روش نیومارک

در این برنامه  $\alpha = 1/6$ ،  $\delta = 1/2$  (روش شتاب خطی) برای حل انتگرال عددی به روش نیومارک می‌باشد.

```

C *****
C * (TIME HISTORY COMPUTATION) *
C * LINEAR ACCELERATION METHOD *
C * FOR SEISMIC RESPONSE OF STRUCTURES (USING INTEGRATION METHOD) *
C * *
C *****
C
C VARIABLES:
C NDCA = TIME HISTORY RECORD DATA CAPACITY
C NW = WORK ARRAY CAPACITY GREATER OR EQUAL TO 2* NM
C NM = NUMBER OF D.O.F.
C ND = TOTAL NO. OF TIME HISTORY DATA FOR EACH GROUND COMPONENT
C G = GRAVITY
C DT = TIME INCREMENT
C ANGLE = ANGLE FROM GROUND N-S COMP. TO STRUCT, REFERENCE AXIS OF XI
C
PARAMETER (NDCA=2400 , NW=20)
CHARACTER*1 CHAR(3), DIRECT
DIMENSION SNA(NDCA) , EWA(NDCA) , VER(NDCA) , CC(NW,NW) , WN(NW,NW)
DIMENSION DF(NW,NW) , SC(NW,NW) , SK(NW,NW) , DF2(NW,NW)
DIMENSION UDX(NW) , UVX(NW) , UAX(NW) , UDY(NW) , UVY(NW) , UAY(NW)
DIMENSION UDZ(NW) , UVZ(NW) , UAZ (NW) , FX(NW,NW) , AMX(NW,NW)
DIMENSION RX(NW,NW) , RY(NW,NW) , RZ (NW,NW) , AMY(NW,NW) , AMZ(NW,NW)
DIMENSION FY(NW,NW) , FZ(NW,NW) , FFX(NW,NW) , FFY(NW,NW) , FFZ(NW,NW)
DIMENSION DIS(NW) , PX(NW) , PY(NW) , PZ(NW) , WWNN(NW) , STI(NW,NW)
DIMENSION AM (NW,NW) , AMIV(NW,NW) , GER(NW,NW) , CG(NW,NW)
C DATANM, ND, G, DT , ANGLE/ 1, 1,1., 0.005, 0./
C
C
C
=====
C DEFINE EXTERNAL FILE UNITS FOR INPUT DATA AND OUTPUT
C =====
OPEN(UNIT=5,FILE=STRING(8))
OPEN(UNIT=6,FILE=STRING(9))
C
C
WRITE(6,*) ' LINEAR ACCELERATION METHOD'
WRITE(6,*) ' ====='
WRITE(6,*) ''
READ(5,*)NM,ND,G,DT,ANGLE
WRITE ( 6, 100) NM, ND , G, DT, ANGLE
100 FORMAT(Ix, 'NUMBER OF D.O.F. =',15,
& /IX,'TOTAL NO.OF TIME HISTORY DATA FOR EACH COMPONENT =',15,
S /IX,'GRAVITY, G =',F15.6,
S /IX,'TIME INCREMENT =',F15.6,
S/IX,'ANGLE =',F15.6/)
CHAR(1)='X'
CHAR(2)='Y'
CHAR(3)='Z'
C WRITE(6,*) 'INPUT MASS:'
DO 33 1 = 1, NM
33READ(5,*) (AM(I,J),J=1, NM)
C WRITE(6,*) 'INPUT STIFFNESS:'
DO 34 1 = 1, NM
34READ(5,*) (STI(I, J) , J=1, NM)

```

```

C WRITE(6,*) ' DAMPING RATION:'
DO 35 I = 1,NM
35READ(5,*) (DF(I, J) , J=1, NM)
C
WRITE(6,*) 'THE MASS MATRIX:'
CALL PRIN(AM, NM, NM, NW, NW)
WRITE(6,*) 'THE STIFFNESS MATRIX:'
CALL PRIN(STI, NM, NM, NW, NW)
WRITE(6,*) ' THE DAMPING MATRIX: '
CALL PRIN(DF, NM, NM, NW, NW)
C
C- - - - - READ EARTHQUAKE INPUT ACCELERATION DATA ( UNIT=G)
C EWA = EASE-WEST DIRECTION
C SNA = SOUTH-NORTH DIRECTION
C VER = VERTICAL DIRECTION
C
WRITE(6,*) 'INPUT EAST-WEST EARTHQUAKE ACCELERATION DATA'
READ(5,*) (EWA(I), I=1,ND)
WRITE(6,45) (EWA(I), I=1,ND)
READ(5,*) DUMMY
IF (DUMMY.NE.0.) WRITE(6,31)
31 FORMAT (IX, 'INPUT DATA INCORRECT!')
45 FORMAT (IX, 8F9.6)
WRITE(6,*) 'INPUT NORTH-SOUTH EARTHQUAKE ACCELERATION DATA'
READ(5,*) (SNA(I), I=1, ND)
WRITE(6,45) (SNA(I), I=1,ND)
READ(5,*) DUMMY2
IF (DUMMY .NE. 0.) WRITE (6,31)
WRITE(6,*) 'INPUT VERTICAL EARTHQUAKE ACCELERATION DATA'
READ(5,*) (VER(I), I=1, ND)
WRITE(6,45) (VER(I), I=1,ND)
READ(5,*) DUMMY3
IF (DUMMY3 .NE. 0.) WRITE (6,31)
DO 30 I = 1, ND
SNA(I) = SNA(I)*G
VER(I) = VER(I)*G
30 EWA(I) = EWA(I)*G
C
C INPUT INFLUENCE COEFFICIENT FACTOR
READ(5,*) (RX(I,1) , I=1, NM)
READ(5,*) (RY(I,1), I=1, NM)
READ (5,*) (RZ(I,1), I=1, NM)
WRITE ( 6 , * ) ' INFLUENCE COEFFICIENT FACTORS RX : '
CALL PRIN(RX, NM , 1, NW, NW)
WRITE (6,*) 'INFLUENCE COEFFICIENT FACTORS RY : '
CALL PRIN(RY, NM , 1, NW, NW)
WRITE (6,*) 'INFLUENCE COEFFICIENT FACTORS RZ : '
CALL PRIN(RZ, NM , 1, NW, NW)
CALL MULTIP (AM, RX , AMX , NM , NM , 1, NW, NW)
CALL MULTIP (AM, RY, AMY, NM , NM , 1, NW, NW)
CALL MULTIP (AM, RZ , AMZ , NM , NM , 1, NW, NW)
SS=SIN( ANGLE)
CS=COS( ANGLE)
C SET INITIAL DISP. , VELO. , & ACC . FOR EACH DOF TO ZEROS.
DO 37 I = 1, NM
UDX(I) = 0.
UVX ( I ) = 0 .
UAX(I) = 0.
UDY(I) = 0.
UVY(I) = 0.
UAY(I) = 0.
UDZ ( I ) = 0.
UVZ ( I ) = 0.
UAZ ( I ) = 0.
37 CONTINUE
C INPUT INITIAL DISP. , VELO. , S ACC. FOR A DOF DUE TO GROUND COMP . IN X DIRECTION.
C I.E. , T=0.0 SEC.
84 READ (5,*) DIRECT, IDOF, DISP, VELO, ACCEL

```

```

IF (IDOF .LE. 0) GO TO 65
IF (DIRECT .EQ. 'X') THEN
UDX(IDOF) = DISP
UVX (IDOF) = VELO
UAX(IDOF) = ACCEL
ELSE IF (DIRECT .EQ. 'Y') THEN
UDY(IDOF) = DISP
UVY(IDOF) = VELO
UAY(IDOF) = ACCEL
ELSE IF (DIRECT .EQ. 'Z') THEN
UDZ (IDOF) = DISP
UVZ (IDOF) = VELO
UAZ (IDOF) = ACCEL
ENDIF
C
GO TO 84
C
65 WRITE (6,*) 'STRUCTURAL TIME HISTORY RESPONSE .'
C
WRITE (6, 81)
81FORMAT(1X, 'DOF TIME DISPLACEMENT ',
S ' VELOCITY ACCELERATION'/)
T=0.0
DO 385 1 = 1, NM
WRITE(6,36) I, CHAR(1), T, UDX ( 1 ),UVX ( 1 ),UAX ( 1 )
WRITE(6,36)I, CHAR(2), T, UDY ( 1 ), UVY ( 1 ), UAY ( 1 )
WRITE (6,36)1, CHAR(3), T, UDZ(1), UVZ(1), UAZ ( 1 )
385 CONTINUE
C
T=DT
DO 40 11 = 2, ND
AX=SNA(II)*CS+EWA(II)*SS
AY=-SS*SNA(II)+EWA(II)*CS
AZ=VER(II)
DO 38 1=1, NM
FX ( 1 , 1 ) = AMX ( 1 , 1 ) *AX
FY (1,1)= AMY(1, 1)*AY
38 FZ(1,1)= AMZ(1, 1)*AZ
C
CALL ACC(AM, STI, DF , FX, UDX , UVX , UAX , DT , NM )
CALL ACC(AM, STI, DF , FY, UDY , UVY , UAY , DT , NM)
CALLACC(AM, STI, DF , FZ, UDZ , UVZ , UAZ , DT , NM)
DO 380 1 = 1, NM
WRITE(6,36) I, CHAR(1), T, UDX(1),UVX(1),UAX(1)
WRITE(6,36)I, CHAR(2), T, UDY(1), UVY(1), UAY(1)
WRITE(6,36)I, CHAR(3), T, UDZ(1), UVZ(1), UAZ(1)
36 FORMAT (IX, ' DOF ' , 12, A, 2X, 'TIME=' , F7 . 3 , 3X , 3F15 . 7 )
380 CONTINUE
T=T+DT
40 CONTINUE
C
CLOSE(5)
CLOSE(6)
WRITE (*,*)PROGRAM NORMAL STOP -----*
STOP
END
C
C
SUBROUTINE ACCOM, SK, SC, F, UD, UV, UA, DT, NM)
PARAMETER (NDCA=2400,NW=20)
DIMENSION SM(NW, NW) , SMA(NW, NW) , F(NW, NW), UD(NW), UV(NW), UA(NW)
DIMENSION A(NW,NW), B(NW, NW) , SC(NW, NW) , SK(NW, NW) , BAK(NW, NW)
DIMENSION C(NW,NW), BAKIV(NW,NW), SCB(NW,NW), BAF(NW,NW), DD(NW,NW)
DIMENSION VV(NW,NW), AA(NW,NW), CC(NW,NW), UNIT(NW,NW), GER(NW,NW)
DO 107 1 = 1, NM
A(1,1)=-6.*UD(1)/(DT*DT)-(6.*UV(1)/DT)-(2.*UA(1))
B(1,1)=-2.*UV(1)-(DT*UA(1)/2.)-(3.*UD(1)/DT)
C WRITE ( 6 , * ) 'A AND B:', A(1, 1), B (1, 1)

```

۷۱۱

اصول مهندسی زلزله

```

107 CONTINUE
DO 108 I=1, NM
DO 108 J=1, NM
BAK(I,J)=(6./(DT**2))*SM(I,J)+(3.*SC(I,J)/DT)+SK(I,J)
C WRITE(6,*) 'KBAR :', BAK(I,J)
108 CONTINUE
CALL MATIRV(BAK, NM, NW, NW, BAKIV, CC)
CALL MULTIP(SC, B, SCB, NM, NM, 1, NW, NW)
CALL MULTIP(SM, A, SMA, NM, NM, 1, NW, NW)
DO 109 I = 1, NM
BAF(I,1)=F(I,1)-SMA(I,1)-SCB(I,1)
C WRITE(6,*) 'BAF :', BAF(I, 1)
109 CONTINUE
CALL MULTIP(BAKIV, BAF, DD, NM, NM, 1, NW, NW)
DO 210 I = 1, NM
VV(I, 1)=(3.*DD(I,1)/DT)+B(I,1)
AA(I, 1)=(6.*DD(I,1)/(DT*DT))+A(I,1)
210 CONTINUE
DO 211 I = 1, NM
UD(I)=DD(I, 1)
UV(I)=VV(1,1)
UA(I)=AA(1,1)
211 CONTINUE
RETURN
END
C
C
SUBROUTINE PRIN(A, NS , MS, NSS, MSS)
DIMENSION A(NSS, MSS)
DO 1 I=1,NS
WRITE(6,2) (A(I,J), J=1, MS)
2 FORMAT (IX, 10F12.4)
1 CONTINUE
WRITE(6,777)
777 FORMAT(5X, '-----')
RETURN
END
C
C *SUBROUTINE ADD A+B
C
SUBROUTINE ADD(C1, C2, C3, NF , NLC , M, N)
DIMENSION C1(M,N), C2(M,N), C3(M,N)
DO 10 I=1, NF
DO 10 J=1, NLC
10 C3(I,J)=C1(I,J)+C2(I,J)
RETURN
END
SUBROUTINE MINUS (C1, C2 , C3, NF, NLC, M, N)
DIMENSION CKM, N) , C2(M, N) , C3(M, N)
DO 10, I = 1, NF
DO 10 J=1, NLC
10 C3(I,J)=C1(I, J)-C2(I, J)
RETURN
END
C
C *SUBROUTINE MULTIP A*B
C
SUBROUTINE MULTIP (C1, C2, C3, L, M, N, MM, NN)
DIMENSION C1(MM,NN), C2(MM,NN), C3(MM,NN)
DO 10 I=1, L
DO 10 J=1, N
C3(I,J)=0.
DO 10 K=1, M
10 C3(I,J)=C3(I,J)+ C1(I,K)*C2(K,J)
RETURN
END
C
C *A TRANSPOSE

```

```

C
SUBROUTINE TRANP (CI, C3, M, N, MM, NN)
DIMENSION CI(MM, NN), C3(MM, NN)
DO 1000 I=1, M
DO 1000 J=1, N
C3(J,I)=C1(I,J)
1000 CONTINUE
RETURN
END
C
C *SUBROUTINE INVERS I/A
C
SUBROUTINE MATIRV(A,N,NN,MM,B,CC)
DIMENSION A(NN,MM), B(NN,NN), CC(NN,MM), INDEX(10,10)
DO 1111 I=1, 10
DO 1111 J=1, 10
INDEX(I, J)=0.
1111 CONTINUE
L=N+1
M=2*N
DO 1 I = 1, N
DO 1, J=L, M
A(I, J)=0
IF(I+N-J) 1,2,1
2 A(I, J)=1
1 CONTINUE
DO 103 I=1, N
DO 103 J=1, N
103 INDEX(I,J)=0
DO 4 IN=1,N
AMAX=-1.0
DO 106 I=1, N
DO 100 J=1, N
IF (INDEX(I, J))100, 105, 100
105 TEMP=ABS(A(I,J))
IF (TEMP-AMAX) 100, 100, 1
101 IROW=I
ICOL=J
AMAX=TEMP
100 CONTINUE
106 CONTINUE
DO 80 I = 1, N
80 INDEX(I, ICOL)=1
DO 81 J=1, N
81 INDEX(IROW, J)=1
DIV=A(IROW, ICOL)
IF(DIV)104, 17, 104
104 DO 3 J=1,M
3 A(IROW, J)=A(IROW, JJ)/DIV
DO 4 K=1, N
DELT=A(K, ICOL)
IF (DELT) 5, 4, 5
5 IF(K-IROW)6, 4, 6
6 DO 7 J=1, M
7 A (K, J)=a(K, J)-a(IROW, J)*DELT
4 CONTINUE
DO 30 I = 1, N
DO 31 J=1, N
IF(A(I,J) ) 32, 31, 32
31 CONTINUE
32 IICOL=J
DO 33 JJ=1, M
33 CC(IICOL, JJ)=a(I,JJ)
30 CONTINUE
DO 10 I=1, N
DO 10 J=L, M
K=J-N
10 B(I, K)=CC(I,J)

```

۱۱۳

اصول مهندسی زلزله

```

GO TO 11
17 CC(1,1)=0
11 RETURN
END
Input Data:
271.0 0.005 0. |NM, ND, G, DT, ANGLE
0.5823 0. (MASS
0. 1.5 |MASS
4166.72000. |STIFFNESS
2000. 7000. |STIFFNESS
9.8515 0. |DAMPING
0. 9.0 |DAMPING
77.28 64.4 51.52 38.64 25.76 12.88 0.0 |E-W RECORDS
0. |DUMMY
77.28 64.4 51.52 38.64 25.76 12.88 0.0 |N-S RECORDS
0. |DUMMY
38.64 32.2 25.76 19.32 12.88 6.44 0.0 |VERTICAL RECORDS
0. |DUMMY
1.0 0 |RX
0.00 |RY
0.0 1.0 |RZ
'X' 1 0.0 0.0 77.28 |STRUCTURE INITIAL RESPONSES
'Z' 2 0.0 0.0 38.64 |STRUCTURE INITIAL RESPONSES
'X' -1 0.0 0.0 0.0 1 |STRUCTURE INITIAL RESPONSES
Output Data:

```

LINEAR ACCELERATION METHOD

```

NUMBER OF D.O.F. =2
TOTAL NO.OF TIME HISTORY DATA FOR EACH COMPONENT = 7
GRAVITY, G = 1.000000
TIME INCREMENT = 0.005000
ANGLE = 0.000000

```

```

-----
THE MASS MATRIX:
0.5823 0.0000
0.0000 1.5000

```

```

-----
THE STIFFNESS MATRIX:
4166.7002 2000.0000
2000.0000 7000.0000

```

```

-----
THE DAMPING MATRIX:
9.8515 0.0000
0.0000 9.0000

```

```

-----
INPUT EAST-WEST EARTHQUAKE ACCELERATION DATA
77.27999964.40000251.52000038.63999925.76000012.880000 0.000000
INPUT NORTH-SOUTH EARTHQUAKE ACCELERATION DATA
77.27999964.40000251.52000038.63999925.76000012.880000 0.000000
INPUT VERTICAL EARTHQUAKE ACCELERATION DATA
38.63999932.20000125.76000019.32000012.880000 6.440000 0.000000
INFLUENCE COEFFICIENT FACTORS RX:
1.0000
0.0000

```

```

-----
INFLUENCE COEFFICIENT FACTORS RY:
0.0000
0.0000

```

```

-----
INFLUENCE COEFFICIENT FACTORS RZ :
0.0000
1.0000

```

STRUCTURAL TIME HISTORY RESPONSE:

DOF	TIME	DISPLACEMENT	VELOCITY	ACCELERATION
DOF 1X	TIME=0.000	0.0000000	0.0000000	77.2799988
DOF 1Y	TIME=0.000	0.0000000	0.0000000	0.0000000
DOF 1Z	TIME=0.000	0.0000000	0.0000000	0.0000000

استفاده غیرتجاری از این اثر بلامانع است.

پیوست ت

DOF 2X	TIME=0.000	0.0000000	0.0000000	0.0000000
DOF 2Y	TIME=0.000	0.0000000	0.0000000	0.0000000
DOF 2Z	TIME=0.000	0.0000000	0.0000000	38.6399994
DOF 1X	TIME=0.005	0.0008637	0.3250407	52.7362823
DOF 1Y	TIME=0.005	0.0000000	0.0000000	0.0000000
DOF 1Z	TIME=0.005	-0.0000059	-0.0035508	-1.4203136
DOF 2X	TIME=0.005	-0.0000046	-0.0027832	-1.1132989
DOF 2Y	TIME=0.005	0.0000000	0.0000000	0.0000000
DOF 2Z	TIME=0.005	0.0004433	0.1694063	29.1225185
DOF 1X	TIME=0.010	0.0030177	0.5104787	21.4389038
DOF 1Y	TIME=0.010	0.0000000	0.0000000	0.0000000
DOF 1Z	TIME=0.010	-0.0000554	-0.0190631	-4.7846150
DOF 2X	TIME=0.010	-0.0000434	-0.0148961	-3.7318230
DOF 2Y	TIME=0.010	0.0000000	0.0000000	0.0000000
DOF 2Z	TIME=0.010	0.0016024	0.2838446	16.6527939
DOF 1X	TIME=0.015	0.0057043	0.5374137	-10.6649513
DOF 1Y	TIME=0.015	0.0000000	0.0000000	0.0000000
DOF 1Z	TIME=0.015	-0.0002256	-0.0520264	-8.4006863
DOF 2X	TIME=0.015	-0.0001762	-0.0405757	-6.5400329
DOF 2Y	TIME=0.015	0.0000000	0.0000000	0.0000000
DOF 2Z	TIME=0.015	0.0031722	0.3325316	2.8220065
DOF 1X	TIME=0.020	0.0081444	0.4158823	-37.9476624
DOF 1Y	TIME=0.020	0.0000000	0.0000000	0.0000000
DOF 1Z	TIME=0.020	-0.0005998	-0.0994290	-10.5603561
DOF 2X	TIME=0.020	-0.0004678	-0.0774543	-8.2114267
DOF 2Y	TIME=0.020	0.0000000	0.0000000	0.0000000
DOF 2Z	TIME=0.020	0.0048140	0.3129292	-10.6629248
DOF 1X	TIME=0.025	0.0096738	0.1807213	-56.1166725
DOF 1Y	TIME=0.025	0.0000000	0.0000000	0.0000000
DOF 1Z	TIME=0.025	-0.0012264	-0.1507277	-9.9591446
DOF 2X	TIME=0.025	-0.0009557	-0.1173189	-7.7344007
DOF 2Y	TIME=0.025	0.0000000	0.0000000	0.0000000
DOF 2Z	TIME=0.025	0.0061971	0.2306998	-22.2287960
DOF 1X	TIME=0.030	0.0098477	-0.1168297	-62.9038315
DOF 1Y	TIME=0.030	0.0000000	0.0000000	0.0000000
DOF 1Z	TIME=0.030	-0.0020881	-0.1906388	-6.0052867
DOF 2X	TIME=0.030	-0.0016262	-0.1482844	-4.6517782
DOF 2Y	TIME=0.030	0.0000000	0.0000000	0.0000000
DOF 2Z	TIME=0.030	0.0070377	0.0985044	-30.6492558

ث-۲) برنامه کامپیوتری برای روش CQC جهت ترکیب آثار مدها

```

C *****
C ----- C . Q . C . METHOD -----
C FOR STRUCTURAL RESPONSE (USING MODE SUPERPOSITION METHOD)
C =====
C INPUT: NORMAL MODE MATRIX,MASS MATRIX,
C MODAL DAMPING MATRIX, NATURAL FREQUENCIES,
C INFLUENCE COEFFICIENT VECTOR,SPECTRA DATA
C =====
C N: SYSTEM D.O.F.
C M: NO. OF NORMAL MODES (NOT LARGER THAN N)
C NN: NO. OF GROUND MOTION CONDITION.
C MM: NO. OF MODES WHICH WILL BE ROOT-MEAN-SQUARE
C X(N,M): NORMAL MODE MATRIX
C AM(N,N): SYSTEM MASS MATRIX
C R(N,NN): INFLUENCE COEFFICIENT VECTOR MATRIX
C FI: TIMES OF MASS
C SD(M,NN)SPECTRA DATA MATRIX
C FK: MASS INCREMENT UPPER LIMIT: KK*AM
C *****
C IMPLICIT REAL*8(A-H,O-Z)
DIMENSION X(30,30),XT(30,30),AM(30,30),XMAX(30)
DIMENSION R(30,30),XTAM(30,30),XTAMX(30,30),XTAMR(30,30)
DIMENSION FTMF(30),FTMR(30,3),F(30,30),SD(30,30),XX(30,30,3)
DIMENSION WOO),SX(30,30),CMC(30,30),RD(30,30),PP(30,3)
DATA N,M,NN,MM,FK,ITDOF/3,3,2,3,1.000000000000,3/
WRITE(6,*)'THE CONVENTIONAL CQC METHOD'
WRITE(6,*)'=====

```

```

WRITE (6,*) 'INPUT DAMPING RATIO:'
READ(5,*)DAM
WRITE(6,222) DAM
222 FORMAT(IX,'THE DAMPING RATIO=', F10.4)
WRITE (6,*) 'INPUT MASS MATRIX:'
DO 999 I = 1,N
READ(5,*)(AM(I,J),J=1,N)
999 CONTINUE
WRITE (6,*) 'INPUT NORMAL MODE MATRIX'
DO 1000 I=1,N
READ(5,*)(X(I,J),J=1,M)
1000 CONTINUE
WRITE(6,*) ' THE MAS S MATRIX: '
CALL PRIN(AM,N,N,30,30)
WRITE(6,*) ' THE NORMAL MODE MATRIX:'
CALL PRIN(X,N,M,30,30)
WRITE(6,*)'INPUT SPECTRA DATA MATRIX'
DO 200 I=1,N
READ(5,*)(SD(I,J),J=1,NN)
1007 FORMAT(3F20.6)
200 CONTINUE
WRITE(6,*) ' THE RESPONSE SPECTRA TABLES:'
CALL PRIN(SD,N,NN,30,30)
WRITE (6,*) 'INPUT NATURAL FREQUENCIES'
READ(5,*)(W(L),L=1,M)
WRITE(6,457)(W(L),L=1,MM)
457 FORMAT(IX,'THE NATURAL FREQUENCIES:/'IX,10F12.5)
WRITE(6,8885)
8885 FORMAT(IX,'THE INFLUENCE COEFF. VECTOR IN REFERENCE DIRECTIONS:')
WRITE(6,*) 'INPUT INFLUENCE COEFF. VECTOR'
DO 998 I=1,N
READ(5,*)(RD(I,J),J=1,NN)
1225 FORMAT(3F10.6)
998 CONTINUE
CALL PRIN(RD,N,NN,30,30)
WRITE(6,4532)
4532 FORMAT(IX,'THE TOTAL RESPONSES:')
ANGG=-1
1212 ANGG=ANGG+1
IF(ANGG.GT. 360) GO TO 1213
C WRITE(6,765)ANGG
C 765 FORMAT(IX,'THE MAIN TRANSLATION PRIN. COMP. INPUT DIRECTION',
C * '(RAD.)=',F20.9)
ANG=ANGG*3.1415926/180.
DO 329 I=1,ITDOF
R(I,1)=RD(I,1)*COS(ANG)+RD(I,2)*SIN(ANG)
R(I,2)=RD(I,1)*(-SIN(ANG))+RD(I,2)* COS(ANG)
R(I,3)=RD(I,3)
329 CONTINUE
C4435 WRITE(6,4444)ANGG
C4444 FORMAT(IX,'INFLU. COEFF. VECTOR FOR ANGLE=',F20.9,' INPUT')
C CALL PRIN(R,N,NN,30,30)
CALL TRANP(X,XT,N,MM,30,30)
CALL MULTIP(XT,AM,XTAM,MM,N,N,30,30)
CALL MULTIP(XTAM,X,XTAMX,MM,N,MM,30,30)
CALL MULTIP(XTAM,R,XTAMR,MM,N,NN,30,30)
DO 1980 I=1, MM
FTMF(I)=XTAMX(1,I)
1980 CONTINUE
DO 10 I=1,N
DO 10 J=1,MM
F(I,J)=X(I,J)
10 CONTINUE
DO 109 I = 1, MM
DO 109 J=1,NN
FTMR(L,J)=XTAMR(L,J)
109 CONTINUE
DO 1500 K=1,NN

```



```

C WRITE(6,202) K
C 202 FORMAT(IX,'GROUND MOTION IN ',13, ' TH DIRECTION,THE STRUCTURE',
C * 'RESPONSES SHOW BELOW.' ,
C * /IX,'NOTE:NO. OF COLUMN=NO. OF MODES')
DO 3000 J=1,MM
DO 3000 L=1,N
XX(L,J,K)=F(L,J)*FTMR(J,K)*SD(J,K)/FTMF(J)
3000 CONTINUE
1500 CONTINUE
DO 3001 J=1,MM
DO 3001 L=1,N
PP(L,J)=0.
DO 3001 K=1,NN
PP(L,J)=PP(L,J)+XX(L,J,K)
3001 CONTINUE
C
C - - - - - CALCULATE CROSS MODAL COEFFICIENT - - - - -
436 DO 438 J=1,MM
DO 438 JJ=1,MM
RR=W(JJ)/W(J)
AA=8.*DAM*DAM*(1.+RR)*RR*SQRT(RR)
BB=(1.-RR*RR)**2
CC=4.*DAM*DAM*RR*(1.+RR)*(1.+RR)
CMC(J,JJ)=AA/(BB+CC)
438 CONTINUE
C WRITE(6,7777)
C7777 FORMAT(IX,'MODAL CROSS-CORRELATION COEFFICIENTS:')
C CALL PRIN(CMC,MM,MM,30,30)
C
C - - - - - CALCULATE 3-DIMENSIONAL STRUCTURE RESPONSES - - - - -
C
DO 426 L=1,N
SUM=0.
DO 428 J=1,MM
DO 428 JJ=1,MM
428 SUM=SUM+PP(L,J)*CMC(J,JJ)*PP(L,JJ)
SUM=ABS(SUM)
XMAX(L)=SQRT(SUM)
426 CONTINUE
WRITE(6,442)ANGG,(XMAX(L),L=1,N)
442 FORMAT(IX,'ANGLE= ', F10.3, 5F15.6)
GO TO 1212
1213 STOP
END
SUBROUTINE PRIN(A, NS, MS, NSS, MSS)
DIMENSION A(NSS, MSS)
DO 1 1 = 1,NS
WRITE(6,2) (A(I,J) , J=1, MS)
2 FORMAT (IX, 10F12.4)
1 CONTINUE
WRITE(6,777)
777 FORMAT(5X, '-----')
RETURN
END
C
C * A TRANSPOSE
C
SUBROUTINE TRANP (C1, C3, M, N, MM, NN)
DIMENSION C1(MM, NN), C3(MM, NN)
DO 1000 1=1, M
DO 1000 J=1, N
C3(J,1)=C1(1,J)
1000 CONTINUE
RETURN
END
C
C *SUBROUTINE MULTIP A*B
C

```

Y1Y

اصول مهندسی زلزله

```

SUBROUTINE MULTIP(C1, C2, C3, L, M, N, MM, NN)
DIMENSION C1(MM,NN), C2(MM,NN), C3(MM,NN)
DO 10 I=1, L
DO 10 J=1, N
C3(I,J)=0.
DO 10 K=1, M
10 C3(I,J)=C3(I,J)+ C1(I,K)*C2(K,J)
RETURN
END
Input Data:
0.07 (DAMPING
259375 000 2250 000 2250 |MASS
-0.0222 0 0.5730 1.0 -0.6842 1.0 0.6842 1.0 0.6842 |MODE MATRIX
1.5411 1.3688 1.5323 1.3844 1.2652 1.3925| SPECTRA DATA
0.264 0.2738 0.4594 | NATURAL FREQUENCIES
001001 | INFLUNCE COEFF. VECTOR
Output Data:
    
```

THE CONVENTIONAL CQC METHOD

THE DAMPING RATIO= 0.0700  
 THE MASS MATRIX:  
 259375.00 0.0000 0.0000  
 0.0000 2250.0000 0.0000  
 0.0000 0.0000 2250.0

THE NORMAL MODE MATRIX:  
 -0.0222 0.0000 0.5730  
 1.0000 -0.6842 1.0000  
 0.6842 1.0000 0.6842

THE RESPONSE SPECTRA TABLES:  
 1.5411 1.3688  
 1.5323 1.3844  
 1.2652 1.3925

THE NATURAL FREQUENCIES:  
 0.26400 0.27380 0.45940  
 THE INFLUENCE COEFF. VECTOR IN REFERENCE DIRECTIONS:  
 0.0000 0.0000  
 1.0000 0.0000  
 0.0000 1.0000

THE TOTAL RESPONSES:  
 ANGLE= 0.000 0.047056 1.483318 1.331185  
 ANGLE= 1.000 0.046904 1.460894 1.356712  
 ANGLE= 2.000 0.046738 1.438069 1.381880  
 .  
 .  
 ANGLE= 359.000 0.047193 1.505332 1.305312  
 ANGLE= 360.000 0.047056 1.483318 1.331185