

فصل اول

دلیل نیاز به طراحی لرزه‌ای
بر اساس تغییر مکان

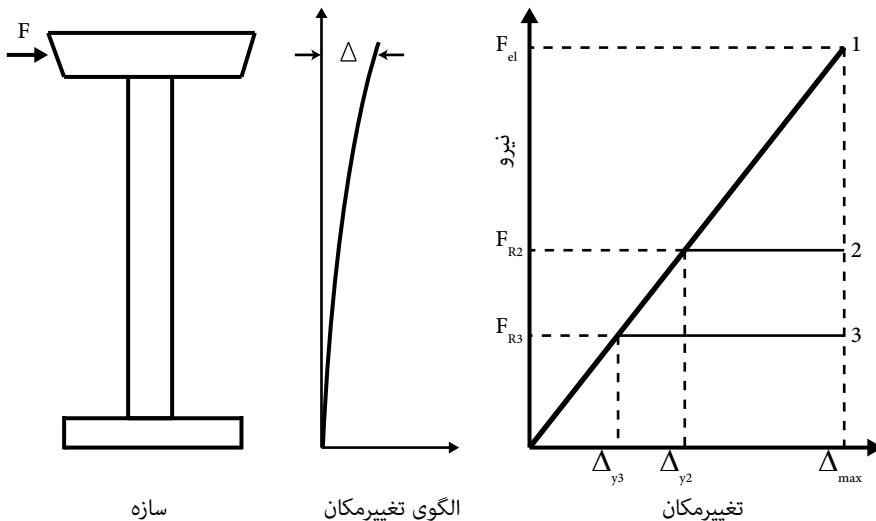
مقدمه:

۱-۱ ملاحظات تاریخی

زلزله موجب ایجاد نیرو و تغییر مکان در سازه می‌گردد. این موارد در سیستم‌های الاستیک مستقیماً به سختی سیستم ارتباط پیدا می‌کند، اما برای سازه‌های با رفتار غیرالاستیک، وضعیت پیچیده شده و به تغییر مکان حال حاضر و مقدار تغییر مکان در طول پاسخ زلزله وابسته است. طراحی لرزه‌ای سازه، بطور متداول بر اساس نیرو انجام می‌گیرد. از گذشته ما سازه‌ها را برای بارهای موجود مانند بار مرده و زنده طرح می‌کردیم. برای چنین مواردی نیروها بحرانی هستند و اگر مقاومت سازه طراحی شده کمتر از بارهای اعمالی باشد، شکست رخ خواهد داد.

با گذشت زمان مشخص شد در معرض نیروهای لرزه‌ای، مقاومت اهمیت کمتری می‌یابد. به تدریج سازه‌ها برای سطح کمتری از نیروهای الاستیک طراحی شدند، زیرا دریافتیم که اگر سازه‌ها را خوب طراحی نماییم، شکل پذیر بوده و می‌توانند تغییر شکل‌های مورد نیاز ناشی از زلزله را به صورت غیرالاستیک و بدون از دست دادن مقاومت تحمل نمایند. این امر به معنای **وقوع** آسیب است، اما سازه فرو نمی‌ریزد. از آنجایی که زلزله سطح طراحی به ندرت اتفاق می‌افتد (احتمال وقوع سالیانه حدود 0.002)، هزینه اعمالی آسیب ناشی از زلزله پذیرفته شده که با توجه به هزینه کاهش یافته ساخت (بدلیل سطوح پایین تر نیروی طراحی) مقرون به صرفه است.

این مفهوم در شکل ۱-۱ نمایش داده شده که بر اساس فرض مشهور "تغییر مکان برابر" می‌باشد. تحلیل‌های تاریخیچه زمانی غیرالاستیک نشان داده که در بسیاری از سازه‌ها با دوره تناوب بین 0.6 تا 2 ثانیه، تغییر مکان‌های سیستم غیرالاستیک و الاستیک با سختی و جرم اولیه یکسان (و بنابراین دوره تناوب الاستیک برابر) خیلی به هم نزدیک است. شکل ۱-۱ پوش مربوط به پاسخ لرزه‌ای نیرو-تغییر مکان سه پل ساده را با سختی الاستیک و جرم برابر (اما با مقاومت متفاوت) نشان می‌دهد. فرض سختی یکسان ولی مقاومت مختلف، سازگار با خصوصیات مقاطع با ابعاد برابر است و در اینجا برای سادگی اتخاذ می‌گردد. طبق فرض تغییر مکان برابر هر یک از سازه‌ها در معرض تغییر مکان حداکثر یکسان Δ_{max} واقع شده است.



شکل ۱-۱ پاسخ لرزه‌ای نیرو-تغییر مکان سیستم‌های الاستیک و غیرالاستیک: تقریب "تغییر مکان برابر"

به کمک شکل ۱-۱ می‌توان مفاهیم "ضریب کاهش نیرو" و "انعطاف پذیری" را معرفی نمود. برای یک سازه با پاسخ الاستیک خطی به زلزله طرح، حداکثر نیرو در تغییرمکان اوج، F_{el} است (این را سازه ۱ می‌نامیم). سازه ۱ و ۲ برای سطوح مقاومت نهایی کاهش یافته F_{R2} و F_{R3} طراحی می‌شود که این مقاومت ها با ضرایب کاهش نیرو به سطح مقاومت الاستیک مربوط می‌شود.

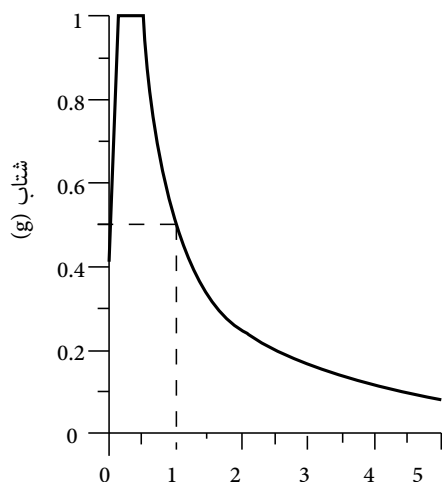
$$F_{R2} = F_{el} / R_2 \quad F_{R3} = F_{el} / R_3 \quad (۱-۱)$$

"شکل پذیری" به هر معیاری از تغییرشکل می‌تواند ارتباط داده شود (مانند تغییرمکان، انحناء، کرنش) و برابر است با نسبت تغییرشکل حداکثر به مقدار تسلیم موثر. در این کتاب، "تغییرشکل حداکثر" تغییرشکل حداکثر مورد انتظار میانگین می‌باشد (زمانیکه از شکل پذیری نیاز صحبت می‌کنیم) یا زمانی که از ظرفیت شکل پذیری استفاده می‌کنیم، ظرفیت تغییرشکل میانگین می‌باشد. در مورد شکل ۱-۱، تغییرمکان جانبی معیار تغییرشکل بوده و ضرایب شکل پذیری تغییرمکان برای دو سیستم غیرالاستیک بصورت زیر هستند:

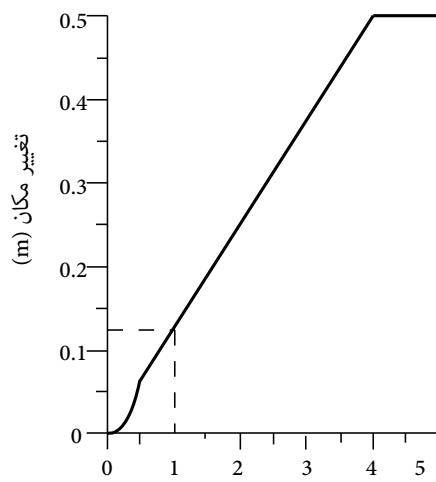
$$\mu_2 = \Delta_{\max} / \Delta_{y2} = F_{el} / F_{R2} = R_2; \mu_3 = \Delta_{\max} / \Delta_{y3} = F_{el} / F_{R3} = R_3 \quad (۲-۱)$$

لذا برای تقریب تغییرمکان برابر، ضریب شکل پذیری تغییرمکان با ضریب کاهش نیرو یکسان است.

نتیجه مهمی که از شکل ۱-۱ بدست می‌آید این است که برای سیستم های غیرالاستیک، "مقاومت" اهمیت کمتری نسبت به تغییرمکان دارد. زیرا همانطور که دیده می‌شود، مقاومت های F_{R2} و F_{R3} تاثیر کمی بر تغییرمکان نهایی $\Delta_{\max}$ دارند. لذا منطقی تر آن است که از تغییرمکان به عنوان مبنای طراحی استفاده گردد. برای سیستم های الاستیک فرقی نمی‌کند کدام یک از تغییرمکان یا نیرو را به عنوان کمیت اصلی طراحی بکار ببریم. این مسئله در شکل ۲-۱ نشان داده شده که در آن زلزله طرح، برای یک زمین سخت با طیف شتاب (۲-۱ الف) و طیف تغییرمکان (۲-۱ ب) در نظر گرفته شده است.



دوره تناوب T (ثانیه)
الف) طیف شتاب برای میرایی ۵٪



دوره تناوب T (ثانیه)
ب) طیف تغییرمکان برای میرایی ۵٪

شکل ۲-۱ طیف پاسخ شتاب و تغییرمکان برای زمین سخت (۰.۴g)

طراحی لرزه‌ای سنتی بر پایه استفاده از طیف شتاب الاستیک می‌باشد. برای سازه یک درجه آزادی (SDOF) با پاسخ الاستیک، شتاب پاسخ، $a_{(T)}$ ، متناظر با دوره تناوب اصلی (T)، نیرو (F) و تغییر مکان (Δ) متناظر بصورت زیر بدست می‌آید:

$$F = m \cdot a_{(T)} \cdot g; \quad \Delta = F / K \quad (۳-۱)$$

K = سختی سیستم، m = جرم سیستم و g = شتاب ثقلی.

یک راه حل جایگزین استفاده از طیف تغییر مکان شکل ۲-۱ (ب) بطور مستقیم است. در این مورد، پاسخ تغییر مکان $\Delta_{(T)}$ مستقیماً با توجه به دوره تناوب الاستیک خوانده شده و نیروی متناظر بصورت زیر محاسبه می‌شود:

$$F = K \cdot \Delta_{(T)} \quad (۴-۱)$$

در هر دو روش، ابتدا می‌بایست دوره تناوب الاستیک محاسبه گردد، اما همانطور که دیده می‌شود استفاده از روش طیف تغییر مکان به یک گام محاسبه کمتری نسبت به روش طیف شتاب نیاز دارد، زیرا وقتی دوره تناوب محاسبه شده باشد، دیگر نیاز به جرم نیست. اگر چه هر دو رویکرد معادل یکدیگرند، اما به نظر می‌رسد استفاده از پاسخ تغییر مکان به جای شتاب برای طراحی سیستم‌های الاستیک و همچنین غیرالاستیک منطقی‌تر می‌باشد. یک رابطه تقریبی بین تغییر مکان و شتاب حداکثر بر اساس پاسخ سینوسی حالت پایدار بصورت زیر می‌باشد:

$$\Delta_{(T)} = \frac{T^2}{4\pi^2} \cdot a_{(T)} \cdot g \quad (۵-۱)$$

$a_{(T)}$ ضریب شتاب ثقلی است (شکل ۲-۱ الف)). اگر چه این رابطه در گذشته بسیار زیاد بکار می‌رفته اما به هر حال تقریبی بوده و با افزایش دوره تناوب خطاها نیز زیاد می‌شود.

دلیل اینکه طراحی لرزه‌ای متداول بجای تغییر مکان بر اساس نیرو (و بنابراین شتاب) به شکل بالا انجام می‌شود، بیشتر به دیدگاه‌های قدیمی بر می‌گردد. تا قبل از ۱۹۳۰ تعداد محدودی از سازه‌ها بطور خاص برای اثرات زلزله طرح می‌شد. در دهه ۱۹۲۰ و اوایل ۱۹۳۰ چندین زلزله بزرگ رخ داد (ژاپن: ۱۹۲۵ زلزله Kanto، آمریکا: ۱۹۳۳ زلزله Long Beach، نیوزلند: ۱۹۳۲ زلزله Napier). در این زلزله‌ها سازه‌هایی که برای نیروهای باد طراحی شدند عملکرد بهتری نسبت به آنهایی که برای نیروی جانبی طرح نشده بودند نشان دادند. در نتیجه، آیین‌نامه‌ها جهت طراحی سازه‌ها برای نیروهای اینرسی جانبی در نواحی لرزه‌ای تهیه شدند. در آن زمان، حدود ۱۰٪ وزن ساختمان، صرف‌نظر از دوره تناوب آن، بصورت یک بردار بار جانبی گسترده قائم متناسب با بردار جرم به سازه اعمال می‌شد.

در طول سال‌های ۱۹۴۰ تا ۱۹۵۰ اهمیت خصوصیات دینامیکی سازه بیشتر دانسته شد و در طول دهه ۱۹۶۰ نیروهای جانبی وابسته به دوره تناوب در اکثر آیین‌نامه‌های طراحی لرزه‌ای مطرح گردید. همچنین در این سال‌ها افزایش دانش نسبت به پاسخ لرزه‌ای و توسعه تحلیل تاریخچه زمانی غیرالاستیک نشان داد که بسیاری از سازه‌هایی که در برابر زلزله مقاوم ماندند طبق محاسبات مربوطه می‌بایست تحت نیروهای اینرسی چندین برابر بیشتر از مقاومت سازه‌ای متناظر قرار می‌گرفتند. این پدیده، مفهوم شکل‌پذیری را توسعه داد که بیشتر بطور خلاصه به آن پرداخته شد تا بوسیله آن این اتفاق کاملاً غیرعادی، یعنی پایدار ماندن سازه با مقاومت نابرابر و کمتر توجیه گردد. روابط بین شکل‌پذیری و ضریب کاهش نیرو مانند معادله (۲-۱)، و دیگر روابط مانند تقریب "انرژی برابر" که برای سازه‌های با دوره تناوب کوتاه مناسب‌تر به نظر می‌رسد بعنوان مبنایی

برای تعیین نیروهای جانبی مناسب برای طراحی توسعه داده شدند.

در طول دهه های ۷۰ و ۸۰ تحقیقات بیشتری جهت تعیین ظرفیت شکل پذیری سیستم های سازه ای مختلف صورت پذیرفت. ملاحظات مربوط به شکل پذیری، یک بخش اصلی طراحی **گردید** و در مورد آن در دهه های ۶۰ و ۷۰ کتب مهمی نوشته شد و تاکنون به عنوان اساس فلسفی برای طراحی لرزه ای شناخته می شود. برای اینکه مقادیر عددی ظرفیت شکل پذیری بدست آید، مطالعات تحلیلی و آزمایشگاهی گسترده ای انجام گردید تا حداکثر تغییرمکان ایمن در سیستم های سازه ای مختلف را تحت تغییرمکان های چرخه ای اعمالی تعیین نماید. این امر را می توان اولین انحراف از سمت نیرو به عنوان مبنای طراحی دانست. مقاومت مورد نیاز به کمک یک ضریب کاهش نیرو که ظرفیت شکل پذیری سیستم سازه ای و مصالح مورد استفاده را منعکس می نماید، قابل محاسبه است. با این حال هنوز هم فرآیند طراحی بر حسب مقاومت مورد نیاز صورت می گیرد و ظرفیت تغییرمکان به عنوان آخرین مرحله طراحی کنترل می شود. همچنین در این دوران، مفهوم "طراحی ظرفیت" معرفی شد که در آن موقعیت تشکیل مفاصل پلاستیک خمشی شناسایی شده و از موقعیت های نامطلوب این مفاصل و مودهای نامناسب تغییر شکل غیرالاستیک مثل شکست برشی (با در نظر گرفتن مقاومت بیشتر از سطوح نیروی متناظر با مکانیزم غیرالاستیک مطلوب) ممانعت به عمل می آید. شکل پذیری مهمتر از ظرفیت تغییرمکان شناخته شده است، اگر چه این دو به هم مرتبط می باشند.

در دهه ۹۰ کتاب هایی با تاکید بیشتر روی ملاحظات تغییرمکان و طراحی ظرفیت برای طراحی لرزه ای سازه های بنایی و بتنی نوشته **شد** و مفهوم "طراحی لرزه ای بر مبنای عملکرد" بر اساس ملاحظات تغییرمکان بوجود آمد (که در انتهای این فصل با جزئیات بیشتری بحث می شود) و موضوع تحقیقات زیادی را به خود اختصاص داده است. از این خلاصه در مورد تاریخچه طراحی لرزه ای متوجه می شویم که طراحی اولیه، کاملاً بر مبنای مقاومت یا نیرو با یک سری فرضیات به جای تخمین دقیق سختی الاستیک بوده است. در سال های اخیر اهمیت تغییرمکان بیشتر روشن گردید. به جای ایجاد روش بر مبنای تغییرمکان، تلاش شده تا رویکرد نیرویی موجود اصلاح و ملاحظات تغییرمکان وارد **شود**.

۱-۲ طراحی لرزه ای بر مبنای نیرو

اگر چه روش سنتی طراحی بر مبنای نیرو، در سال های اخیر بطور قابل ملاحظه ای بهبود یافته، اما هنوز هم مسائلی اساسی وجود دارد بخصوص زمانی که این روش در سازه های بتن مسلح یا بنایی بکار می رود. برای بررسی این مسائل، ابتدا می بایستی بطور خلاصه روش مذکور را آنچنان که در آیین نامه های لرزه ای جدید بکار می رود مورد بازبینی قرار دهیم.

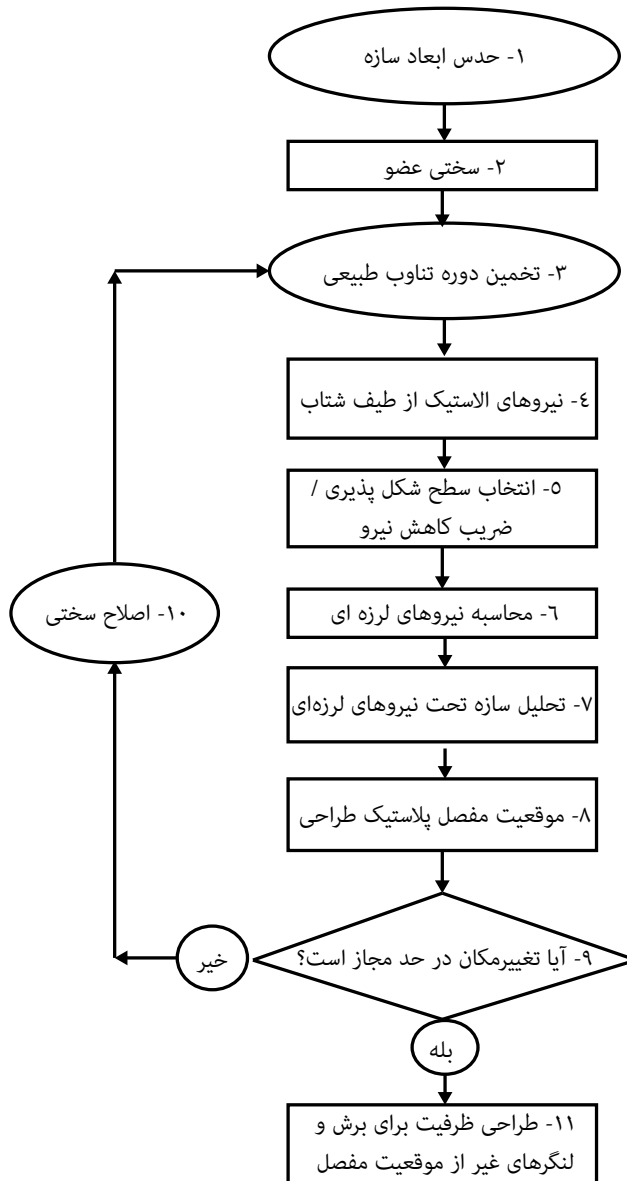
مراحل گام به گام طراحی لرزه ای نیرویی در شکل ۱-۳ بیان شده است.

۱- هندسه سازه، یعنی مقاطع اعضاء حدس زده می شود. ممکن است بارهای غیر لرزه ای بر این هندسه در بسیاری از موارد حاکم باشند.

۲- سپس سختی الاستیک اعضاء بر اساس تخمین اولیه مقاطع اعضاء حاصل می گردد. فرضیات مختلف موجود در آیین نامه های طراحی لرزه ای گوناگون در مورد سختی مناسب اعضاء بتن مسلح و بنایی مورد استفاده قرار می گیرد. در بعضی موارد مقطع ترک نخورده فرض می شود، در حالی که مطابق بعضی آیین نامه ها باید سختی مقطع کاهش یابد تا بتوان نرم شدگی ناشی از ترک خوردگی مورد انتظار را وقتی عضو تسلیم می شود منعکس نمود.

۳- بر پایه سختی فرض شده اعضاء، دوره تناوب اصلی (رویکرد نیروی جانبی معادل) یا دوره تناوب ها (تحلیل

دینامیکی چند مود) محاسبه می‌شوند. دوره تناوب اصلی بصورت زیر بدست می‌آید:



شکل ۱-۳ مراحل گام به گام طراحی بر مبنای نیرو

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{m_e}{K}} \quad (۶-۱)$$

m_e : جرم موثر لرزه ای (عموماً جرم کل در نظر گرفته می شود).

در بعضی آیین نامه های ساختمانی دوره تناوب اصلی بر اساس ارتفاع و مستقل از سختی اعضا، توزیع جرم و یا هندسه سازه مشخص شده است:

$$T = C_1 (H_n)^{0.75} \quad (۷-۱)$$

C_1 به نوع سیستم سازه ای وابسته بوده و H_n ارتفاع ساختمان می باشد. اخیراً آیین نامه های آمریکا توان معادله (۷-۱) را به صورت متغیر وابسته به سیستم و مصالح سازه ای بیان نمودند که بین ۰,۷۵ و ۰,۹ تغییر می نماید.

تفاوت نیروهای جانبی محاسبه شده از دوره تناوب بر اساس سختی (یک یا چند مود) از درصدی از مقادیر نیروهای بدست آمده از معادله دوره تناوب وابسته به ارتفاع نباید بیشتر باشد.

۴- برش پایه طرح ($V_{Base,E}$) برای سازه با رفتار الاستیک بدون در نظر گرفتن شکل پذیری با معادله ای به فرم زیر قابل حصول است:

$$V_{Base,E} = C_T \cdot I \cdot (gm_e) \quad (۸-۱)$$

C_T ضریب زلزله وابسته به شدت لرزه ای، شرایط خاک و دوره تناوب T (شکل ۱-۲ (الف))، I ضریب اهمیت که بیان کننده سطوح مختلف خطرپذیری قابل پذیرش برای سازه های مختلف **برده** و g شتاب ثقل می باشد.

۵- ضریب کاهش نیرو (R_μ) متناظر با ظرفیت شکل پذیری سیستم سازه ای و مصالح مورد استفاده است. عموماً R_μ توسط آیین نامه طراحی مشخص می شود و انتخاب دلخواهانه طراح نیست؛ اگر چه ممکن است طراح، مقدار کمتری از آنچه که در آیین نامه آمده را بکار ببرد.

۶- نیروی برش پایه طرح به صورت زیر بدست می آید:

$$V_{Base} = \frac{V_{Base,E}}{R_\mu} \quad (۹-۱)$$

سپس نیروی برش پایه در قسمت های گوناگون سازه توزیع شده تا بردار نیروهای لرزه ای اعمالی بدست آید. عموماً در سازه های ساختمانی، این توزیع متناسب با ضرب ارتفاع و جرم در ترازهای مختلف بوده که با وضعیت تغییر شکل مکانیزم غیرالاستیک مورد نظر (مفاصل پلاستیک در انتهای تیر به علاوه مفاصل پلاستیک در پای ستون طبقه همکف در قاب ها؛ مفاصل پلاستیک در پای دیوارهای طبقه همکف برای سازه های دارای دیوار) سازگار می باشد. کل نیروی زلزله، بین اعضا مختلف باربر جانبی مثل قاب ها و دیوارهای سازه ای به نسبت سختی هر یک توزیع می شود.

۷- آنگاه سازه تحت بردار نیروهای لرزه ای طراحی تحلیل و ظرفیت لنگر مورد نیاز در موقعیت های مستعد رفتار غیرالاستیک (مفاصل پلاستیک) تعیین می شود.

۸- مقاطع اعضاء سازه ای در موقعیت مفاصل پلاستیک طراحی و تغییرمکان های ناشی از زلزله تعیین می شود.

۹- تغییرمکان ها با حدود مجاز مشخص شده در آیین نامه مقایسه می شوند.

۱۰- اگر تغییر مکانهای بدست آمده از حدود آیین نامه تجاوز نماید، مجدداً طراحی انجام می گیرد. در نتیجه برای افزایش سختی اعضاء باید ابعاد مقاطع زیاد شود.

۱۱- اگر تغییرمکان ها در حد مجاز باشند، گام نهایی طراحی یعنی تعیین مقاومت مورد نیاز اعضایی که در معرض وقوع مفصل پلاستیک نیستند، صورت می گیرد. این روش با نام طراحی ظرفیت شناخته شده و این اطمینان را فراهم می کند که مقاومت برشی و ظرفیت خمشی مقطعی که مفاصل پلاستیک نباید در آنها به وقوع بپیوندد بیش از حداکثر مقاومت محتمل متناظر با حداکثر مقاومت قابل وقوع در محل های مستعد وقوع مفصل پلاستیک باشد. بیشتر آیین نامه ها یک رویکرد طراحی ظرفیت ساده شده را ارائه می نمایند.

مطالب تشریح شده فوق بیانی ساده از روش طراحی نیرویی رایج بوده است. در اکثر موارد سطوح نیرو با تحلیل چند مودی (گاهی اوقات تحلیل دینامیکی خوانده می شود) بدست می آید. روشی که در آن سهم مودها ترکیب خواهد شد و بطور کامل در بخش مربوط به سیستم های سازه ای مختلف بحث می شود. بعضی از آیین نامه های طراحی مانند آیین نامه بارگذاری نیوزلند طیف طرح غیرالاستیک شتاب را به جای استفاده از یک طیف الاستیک و ضریب کاهش نیرو تعریف می کنند تا اثر شکل پذیری را مستقیماً در نظر بگیرند (به شکل ۱-۲۰ (الف) مراجعه گردد).

۳-۱- مشکلات طراحی لرزه‌ای بر مبنای نیرو

۱-۳-۱ وابستگی بین سختی و مقاومت

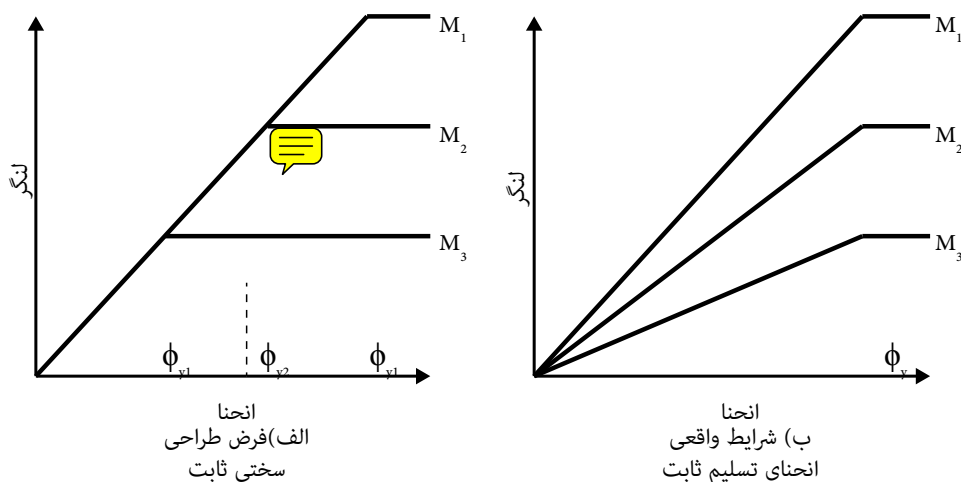
یکی از مشکلات اصلی طراحی بر مبنای نیرو بخصوص زمانی که در مورد سازه های بتنی مسلح و بنایی مسلح بکار می رود، انتخاب سختی مناسب برای اعضاء می باشد. قبل از تعیین نیروهای لرزه ای باید مقاطع اعضاء فرض شود. سپس نیروهای مذکور به نسبت سختی اعضاء بین آنها توزیع می گردد. بدیهی است چنانچه مقاطع اعضاء اصلاح شود، نیروهای طراحی محاسبه شده دیگر معتبر نخواهد بود و می بایستی مجدداً تعیین گردند.

در مورد سازه های بتن مسلح یا بنایی ملاحظات مهمتری در مورد سختی اعضاء بایستی اندیشید. گاهی اوقات سختی یک مولفه یا عضو بر اساس سختی مقطع کلی است و گاهی بر اساس سختی کاهش یافته که تاثیر ترک خوردگی را نشان می دهد. معمولاً سختی کاهش یافته ۵۰٪ سختی مقطع کلی فرض می شود، با این وجود بعضی آیین نامه ها سختی ها را وابسته به نوع عضو و نیروی محوری در نظر می گیرند. در آیین نامه طراحی بتن نیوزلند این مقادیر در تیرها ۳۵٪ مقطع کلی است. طبیعتاً مقادیر فرض شده سختی بطور قابل توجهی روی نیروهای طراحی زلزله تاثیر خواهند گذاشت. مطابق طیف شتاب شکل ۱-۲۰ (الف)، شتاب پاسخ بین $T=0.5S$ و $T=4S$ با دوره تناوب نسبت معکوس دارد. در این محدوده، دوره تناوب بر اساس سختی معادله (۱-۶) دلالت بر این دارد که برای یک سختی مقطع برابر ۳۵٪ مقطع کلی به اندازه ۴۰٪ کاهش در نیروهای زلزله نسبت به مقطع کامل وجود خواهد داشت.

صرفنظر از اینکه چه فرضی درمورد میزان کاهش سختی اتخاذ می گردد، برای یک مقطع معلوم، عموماً سختی عضو مستقل از مقاومت در نظر گرفته می شود. برای بررسی این فرض، صلبیت خمشی را که از رابطه لنگر - انحناء مطابق معادله تیر بصورت زیر تعیین می شود در نظر می گیریم:

$$EI = M_N / \phi_y \quad (10-1)$$

M_N ظرفیت خمشی اسمی، ϕ_y انحنای تسلیم بر اساس نمایش دو خطی معادل منحنی لنگر - انحناء فرض سختی ثابت عضو دلالت بر آن دارد که انحنای تسلیم مستقیماً با مقاومت خمشی (همانطور که در شکل ۴-۱ الف) نشان داده شده است. تحلیل‌های دقیق و **نتایج** آزمایشگاهی نشان می‌دهد که این فرض نامعتبر می‌باشد. بر این اساس (همچنان که در شکل ۴-۱ ب) دیده می‌شود) سختی الزاماً با مقاومت متناسب بوده و انحنای تسلیم مستقل از مقاومت است. اثبات این موضوع در بخش ۴-۴ آورده شده است.



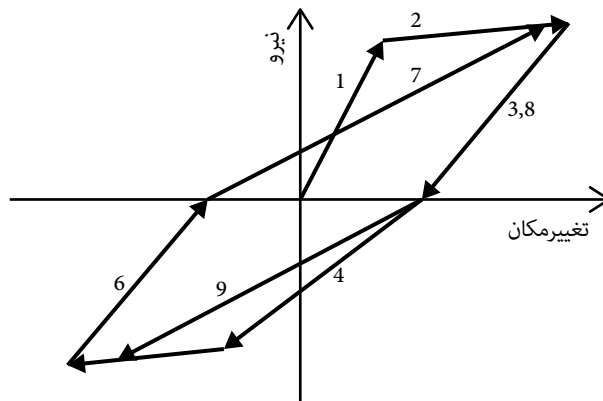
شکل ۴-۱ تأثیر مقاومت روی رابطه لنگر-انحناء

می‌توان نتیجه گرفت تا زمانی که مقاومت اعضاء تعیین نشده باشد، نمی‌توان یک تحلیل دقیق برای دوره تناوب الاستیک سازه‌ای و نیز توزیع الاستیک مقاومت مورد نیاز در سرتاسر سازه انجام داد. از آنجا که مقاومت مورد نیاز عضو، محصول نهایی طراحی بر مبنای نیرو است، لذا پیش از بدست آوردن مشخصات الاستیک مناسب نیاز به انجام تکرارهای پیاپی وجود خواهد داشت. اگر چه این تکرار ساده است، اما به ندرت توسط طراحان انجام می‌شود و **مشکلات** اضافی مربوط به استفاده از سختی اولیه را حل نخواهد نمود.

لازم به ذکر است که مشکل تخمین سختی تنها منحصر به سازه‌های بتنی و بنایی نیست. در طراحی یک سازه فولادی، ابعاد کلی، عرض دهانه و حتی عمق تقریبی تیر باید قبل از شروع طرح لرزه‌ای انتخاب شود. معمولاً عمق تقریبی تیر با انتخاب مقاطع I شکل (مثلاً IPE۲۴) یا معادل آن تعریف می‌شود. در گروه I شکل‌ها، با تغییر در ضخامت بال مقاومت نیز چند درصد تغییر می‌کند. با وجود تغییر در مقاومت، انحناء تسلیم در کلیه I شکل‌ها ثابت می‌ماند و لذا مقاومت و سختی متناسب هستند (همچنان که در تیرهای بتنی مشاهده کردیم). اما ثابت تناسب بین I شکل‌های مختلف تغییر می‌نماید (که در بخش ۵-۳-۶ مفصل‌تر به آن پرداخته خواهد شد).

بدیهی است اعتبار فرض مخصوص روش طرح نیرویی که در آن خصوصیات الاستیک سازه به‌ترین شاخص برای عملکرد غیرالاستیک در نظر گرفته می‌شود، دچار تردید می‌باشد. در سازه‌های بتن مسلح و بنایی، پس از وقوع تسلیم، سختی الاستیک اولیه معتبر نیست، زیرا سختی به علت ترک خوردگی بتن، نرم‌شدگی

باوشینگر میلگرد فولادی و آسیب سطح بتن کاهش می‌یابد. این مفهوم در حلقه هیستریسیس نیرو-تغییر مکان ایده‌آل شده یک سازه بتن مسلح در شکل ۱-۵ نمایش داده شده است. حلقه اول پاسخ غیرالاستیک با خطوط ۱، ۲، ۳، ۴، ۵ و ۶ بیان می‌شود. حلقه دوم تا همان مقدار تغییر مکان با خطوط ۷، ۸، ۹ بیان می‌شود. پس از تسلیم و پاسخ غیرالاستیک آرام، سختی اولیه ۱ از دست می‌رود، حتی در پاسخ الاستیک بعدی. سختی بارگذاری مجدد ۴، ۷ و ۹ و نیز سختی باربرداری ۳، ۶ و ۸ اساساً کمتر از مقدار اولیه می‌باشند. بدیهی است آن خصوصیتی که عملکرد سازه را در پاسخ حداکثر بیان می‌کند، شاخص بهتری از عملکرد در پاسخ حداکثر، نسبت به مقادیر اولیه سختی و میرایی خواهد بود.



شکل ۱-۵ پاسخ ایده‌آل شده نیرو-تغییر مکان بتن مسلح

۱-۳-۲ محاسبه دوره تناوب

همانطور که در بخش قبلی بیان گردید، بدلیل فرضیات مختلف برای سختی اعضاء، تغییر قابل توجهی در دوره تناوب محاسبه شده رخ خواهد داد. زمانی که از معادلات وابسته به ارتفاع در آیین نامه‌های معمول استفاده می‌شود، پتانسیل این تغییرات تشدید می‌شود. اخیراً در مطالعه‌ای، دوره تناوب اصلی تعدادی از ساختمان‌های بادپوار سازه‌ای بر پایه فرضیات طراحی مختلف محاسبه و با یکدیگر مقایسه و نتایج در جدول ۱-۱ نشان داده شده است.

مقادیر مربوط به رابطه (۱.۷) با $C_1 = 0.075$ و H_n به متر مطابق آیین نامه لرزه‌ای اروپا (EC8) می‌باشد. ستون مرکزی جدول ۱-۱ نتایج تحلیل مودال بر اساس ۵۰٪ سختی کل را بیان می‌نماید. مقادیر مربوط به ستون تحت عنوان لنگر - انحناء نیز بر اساس تحلیل مودال می‌باشد، با این تفاوت که سختی دیوارها از تحلیل لنگر - انحنای دیوارهای طراحی شده بدست می‌آید. بوضوح قابل مشاهده است که نتایج حاصل از معادله

وابسته به ارتفاع، دوره تناوب اصلی را بسیار دست پایین تخمین می‌زند و استفاده از $0.5I_{gross}$ اگر چه کمتر محافظه کارانه می‌باشد، اما هنوز غیر واقعی است.

اغلب استفاده از دوره تناوب‌های کمتر در طراحی لرزه‌ای محافظه کارانه و بنابراین ایمن تلقی می‌شود. همانطور که پیش از این بحث شد در طراحی لرزه‌ای، اهمیت مقاومت نسبت به ظرفیت تغییر مکان کم‌تر است. تقاضا (نیاز) تغییر مکان محاسبه شده بر اساس دوره تناوب غیر واقعی پایین نیز کوچک و بنابراین غیر محافظه

کارانه خواهد بود. روش های تخمین تغییر مکان مورد نیاز برای سازه های طراحی شده به روش نیرویی در بخش ۱-۳-۷ مورد بررسی قرار خواهد گرفت.

سیستمهای دیوار	معادله (۷-۱)	$I=0.51_{gross}$	لنگر-انحنا	معادله (۱۲-۱)
2	0.29	0.34	0.60	0.56
4	0.48	0.80	1.20	1.12
8	0.81	1.88	2.26	2.24
12	1.10	2.72	3.21	3.36
16	1.37	3.39	4.09	4.48
20	1.62	3.65	4.77	5.60

جدول ۱-۱ دوره تناوب اصلی ساختمان های با دیوار بر اساس روش های مختلف

لازم به ذکر است NEHRP با مقایسه دوره تناوب اندازه گیری شده ساختمان ها با معادله مشابه معادله (۷-۱) نشان داده که تطابق قابل قبولی بین آنها برقرار است. به هر حال اندازه گیری ها در تراز تحریک بسیار پایین انجام شد (معمولاً از ارتعاش بادهای محیطی) که در آن سهم عناصر غیرسازه ای زیاد است و مقاطع (در ساختمان های بنایی و بتنی) ترک نخورده اند. دوره تناوب های حاصله از این روش هیچ ربطی به پاسخ در تراز مقاومت اسمی ساختمان (که در بخش ۱-۳-۳ بحث خواهد شد) ندارد و برای خصوصیات الاستیک سازه مناسب خواهد بود.

به جای معادله وابسته به ارتفاع (۷-۱) در گذشته در بعضی آیین نامه ها از معادله زیر برای سازه های قابی استفاده می شد:

$$T=0.1n \quad (۱۱-۱)$$

N تعداد طبقه.

اخیراً استفاده از یک عبارت ساده به جای رابطه قبلی پیشنهاد شده:

$$T=0.1H_n \quad (۱۲-۱)$$

H_n ارتفاع ساختمان بر حسب متر می باشد.

برای یک ارتفاع ۳ متر در هر طبقه معادله (۱۲-۱)، دوره تناوب موثر را سه برابر معادله (۱۱-۱) پیش بینی می کند. معادله (۱۱-۱) و (۱۲-۱) مربوط به قابهای ساختمانی است. مقایسه نتایج حاصل از معادله (۱۲-۱) با دوره تناوب دیوارها در جدول ۱-۱ جالب است. این سازه ها طبقاتی با ارتفاع ۲٫۸ متر دارند. معادله ۱۲-۱ در ستون انتهایی جدول ۱-۱ آمده و همانطور که دیده می شود تطابق بسیار نزدیکی با نتایج حاصل از تحلیل مودال بر پایه سختی حاصل از لنگر - انحنا برای دیوارهای تا ۱۲ طبقه دارد و برای دیوارهای تا ۲۰ طبقه نیز قابل قبول است. این امر نشان می دهد که دوره تناوب اصلی الاستیک قابهای ساختمانی و نیز دارای دیوار که با محدودیت تغییر مکان نسبی مشابه طراحی می شوند (مانند این مورد) نسبتاً شبیه به هم خواهند بود.

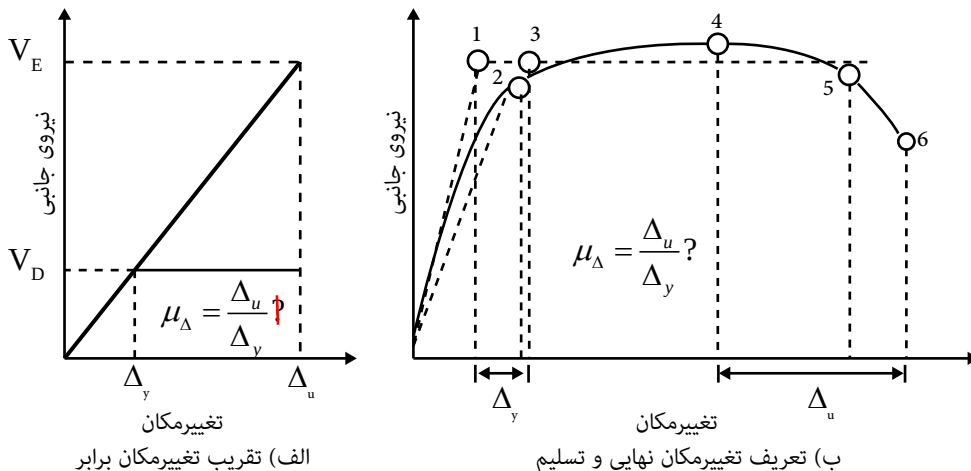
۳-۳-۱ ظرفیت شکل پذیری و ضرایب کاهش نیرو

مفهوم شکل پذیری مورد نیاز و رابطه اش با ضریب کاهش نیرو در شکل ۱-۱ معرفی گردید. معادله (۲-۱) با ایده ال سازی شکل ۱-۱ بدست آمده، زمانی که مدلسازی واقعی نیاز باشد، مشکلاتی وجود خواهند داشت. تقریب تغییرمکان برابر برای سازه های با دوره تناوب خیلی کم و بسیار زیاد مناسب نیست و زمانی که مشخصه هیستریسیس سیستم غیرالاستیک بطور قابل توجهی از حالت الاستو-پلاستیک دور گردد، اعتبار آن برای سازه های با دوره تناوب متوسط نیز دچار تردید خواهد بود. علاوه بر این رسیدن به یک تعریف واحد بین جامعه محققین برای تغییرمکان های تسلیم و نهایی بسیار مشکل بوده است. با توجه به شکل ۱-۶ (ب)، تغییرمکان تسلیم بصورت های زیر قابل تعریف است:

تقاطع خط گذرنده از مبدأ با سختی اولیه و مقاومت اسمی (نقطه ۱)، تغییرمکان در اولین تسلیم (نقطه ۲) و تقاطع خط گذرنده از مبدأ با سختی سکانتی در اولین تسلیم و مقاومت اسمی (نقطه ۳). معمولاً تغییرمکان در نقطه ۳ در حدود ۱٫۸ تا ۴ برابر تغییرمکان نقطه ۱ می باشد. همچنین ظرفیت تغییرمکان، یا تغییرمکان نهایی به صورت های زیر قابل بیان است:

تغییر مکان در مقاومت حداکثر (نقطه ۴)، تغییر مکان متناظر با ۲۰٪ یا ۵۰٪ (و یا درصد های دیگر) کاهش در مقاومت حداکثر (یا اسمی) (نقطه ۵) و تغییرمکان متناظر با گسیختگی اولیه در آرمانتور عرضی (نقطه ۶) که حکایت از شکست قریب الوقوع دارد.

بدیهی است با توجه به گستره انتخاب محدودیت های تغییرمکانی، تغییرات قابل توجهی در ظرفیت شکل پذیری تغییرمکان آزمایشگاهی سازه ها وجود خواهد داشت. این تغییرات در ظرفیت شکل پذیری اندازه گیری شده، در ضرایب کاهش نیروی موجود در آیین نامه های کشورهای مختلف بیان گردیده است. در آمریکا ضریب کاهش نیرو برای قاب های بتن مسلح برابر ۸ ارائه شده است. در کشورهای دیگر، مانند ژاپن و مکزیک، حداکثر ضریب کاهش نیرو برابر ۳ می باشد. مقادیر حداکثر معمول برای ضرایب کاهش نیرو در انواع سازه ها و در نواحی لرزه ای گوناگون در جدول ۱-۲ آمده است. با توجه به نظریات متنوع در مورد ضریب کاهش نیرو، ناگزیر این نتیجه حاصل می شود که مقدار مطلق مقاومت، اهمیت کمی دارد.



شکل ۱-۶ تعریف ظرفیت شکل پذیری

اروپا	نیوزلند**	ژاپن	ساحل غربی آمریکا	نوع سازه و مصالح
5.85	9	1.8-3.3	8	قاب بتنی
4.4	7.5	1.8-3.3	5	دیوار سازه ای بتنی
6.3	9	2.0-4.0	8	قاب فولادی
6.0	9	2.0-4.0	8	فولادی EBF
3.0	6	-	3.5	دیوارهای آجری
5.0	6	2.0-4.0	-	چوبی (دیوار سازه ای)
-	-	-	1.5	دیوار پیش تنیده
5.85	6	1.8-3.3	8	قاب/ دیوار دوگانه
3.5	6	3.0	3-4	پل ها

جدول ۱-۲ مثال‌هایی از حداکثر ضرایب کاهش نیرو برای حالات حدی کنترل کننده آسیب در کشورهای مختلف

** با ضریب S_p برابر ۰.۶۷.

۱-۳-۴ شکل پذیری سیستم های سازه ای

یکی از اصول کلیدی طراحی بر مبنای نیرو این است که ظرفیت شکل پذیری های منحصر به فرد و بنابراین ضرایب کاهش نیروی منحصر به فرد به سیستم های سازه ای مختلف اختصاص می یابد. لذا ضرایب کاهش نیرو برای قاب های بتن مسلح و سازه های دارای دیوار به ترتیب ۶ و ۴ و ضریب پل های بتنی ۳ می باشد. قبلاً هم اشاره گردید که آیین نامه های مختلف، ضرایب کاهش نیروی گوناگونی برای سیستم های یکسان ارائه می نمایند. در این بخش اعتبار این اصل بررسی شده و نشان داده خواهد شد که نامناسب است.

ابتدا می بایستی تعریف خود را از ظرفیت شکل پذیری بیان نماییم. با توجه به شکل ۱-۶، تغییرمکان تسلیم با نقطه ۳ و تغییرمکان نهایی برابر مقدار متناظر با نقطه ۶ یا ۵ (هر کدام که کمتر باشد) تعریف و نقطه ۵ معادل مقدار متناظر با افت مقاومت به اندازه ۲۰٪ مقاومت حداکثر در نظر گرفته می شود. با این فرض پاسخ نیرو-تغییرمکان (و لنگر- انحناء) بصورت دو خطی تقریب زده شده و یک رابطه مستقیم بین ضرایب کاهش نیرو و شکل پذیری تغییرمکان برقرار خواهد گردید. انتخاب یک تغییرمکان تسلیم بر اساس سختی سکانتی از طریق نقطه تسلیم اول نیز بر پایه ملاحظات منطقی می باشد. یک سازه بتن مسلح که تا اولین تسلیم، بارگذاری، سپس باربرداری و مجدداً بارگذاری می شود، باربرداری و بارگذاری مجدد را بصورت خطی و در امتداد خطی که با نقطه ۳ تعریف می شود، طی می نماید. لذا به محض وقوع ترک، خط گذرنده از مبدأ تا نقطه ۳ بهترین تخمین از سختی الاستیک در تراز نزدیک به نقطه تسلیم می باشد. برای سازه های فولادی نقطه ۱ و ۳ الزاماً مساوی بوده و این بحث در آنجا نیز معتبر می باشد.

محاسبه مقاومت اسمی، سختی اولیه و تغییرمکان تسلیم و نهایی با جزییات در فصل ۴ شرح داده خواهد شد. لازم به ذکر است برای مقاصد طراحی، بدلیل حالت حدی کنترل کننده آسیب، تغییرمکان حداکثر می بایست از مقدار نهایی مورد انتظار یا تغییرمکان فروریزش کوچکتر باشد. این امر با بهره گیری از یک ضریب کاهش تغییرمکان تقریبی برابر $\phi_{\Delta} = ۰.۶۷$ انجام می گیرد.

الف) ستون های پل با ارتفاع مختلف: نمونه ای از تاثیر هندسه سازه بر شکل پذیری تغییرمکان در شکل

۷-۱ نمایش داده شده که در آن ظرفیت شکل پذیری دو ستون پل با سطح مقطع، بار محوری و آرایش میلگردهای یکسان، اما با ارتفاع‌های متفاوت مقایسه گردیده است. دو ستون انحنای تسلیم ϕ_y و انحنای نهایی ϕ_u برابر و در نتیجه ضریب شکل پذیری انحنای برابری $\mu_\phi = \phi_u / \phi_y$ دارند. تغییرمکان تسلیم، با رابطه زیر تقریب زده می‌شود:

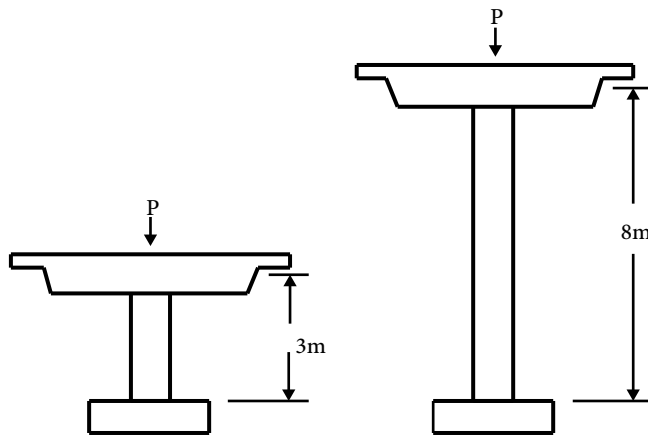
$$\Delta_y = \phi_y H^2 / 3 \quad (۱۳-۱)$$

H ارتفاع موثر و تغییرمکان پلاستیک $\Delta_p = \Delta_u - \Delta_y$ برابر است با:

$$\Delta_p = \phi_y L_p H \quad (۱۴-۱)$$

$\phi_p = \phi_u - \phi_y$ ظرفیت انحنای پلاستیک، L_p طول مفصل پلاستیک می‌باشد. در نتیجه ظرفیت شکل پذیری تغییرمکان به این صورت بدست می‌آید:

$$\mu_\Delta = \frac{\Delta_y + \Delta_p}{\Delta_y} = 1 + 3 \frac{\phi_p L_p}{\phi_y H} \quad (۱۵-۱)$$



الف) ستون پهن

ب) ستون لاغر

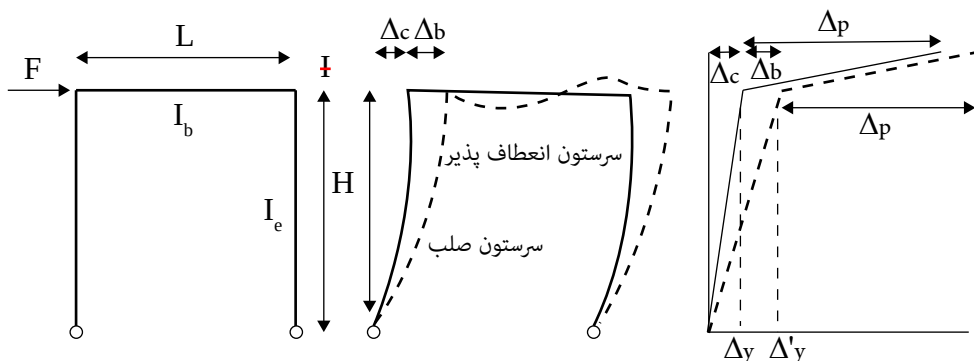
شکل ۷-۱ تأثیر ارتفاع روی ظرفیت شکل پذیری تغییرمکان ستون‌های دایره‌ای (آرماتورگذاری

عرضی ۰.۶٪ و طولی ۲٪؛ $(P = 0.1 f'_c A_g)$

همانطور که در بخش ۴-۲-۸ بحث شده است، طول مفصل پلاستیک به ارتفاع موثر، مقدار شیب ترک خوردگی برشی و مقدار کرنش آرماتورهای طولی بستگی دارد. در نتیجه L_p به ارتفاع کمتر وابسته بوده و بسیاری از اوقات مستقل از آن فرض می‌شود. با مراجعه به معادله ۱۵-۱ مشخص است که ظرفیت شکل پذیری تغییرمکان با افزایش ارتفاع کم می‌شود. با استفاده از رویکرد بخش ۴-۲-۸ که وابستگی L_p را به ارتفاع در نظر می‌

گیرد، این نتیجه حاصل می‌گردد که ستون پهن شکل ۷-۱ (الف) ظرفیت شکل پذیری تغییرمکان برابر با $\mu_{\Delta} = 9.4$ دارد، در حالی که برای ستون لاغر شکل ۷-۱ (ب) $\mu_{\Delta} = 5.1$ است. بدیهی است مفهوم ظرفیت شکل پذیری تغییرمکان یکنواخت و یک ضریب کاهش نیروی ثابت برای بسیاری از سازه‌ها نامناسب می‌باشد.

ب) قاب‌های پرتال با تیرهای انعطاف پذیر: فلسفه طراحی لرزه‌ای سنتی این است که در بعضی از اعضا مفاصل پلاستیک تشکیل شود و بعضی دیگر به هیچ وجه وارد محدوده غیرالاستیک نشوند. خواهیم دید که انعطاف پذیری الاستیک اعضاء طراحی شده برای ظرفیت، بر روی ظرفیت شکل پذیری تغییرمکان سازه و بنابراین بر انتخاب ضریب کاهش نیرو در طراحی بر مبنای نیرو اثر گذار است.



شکل ۸-۱ تأثیر انعطاف پذیری عضو روی تغییرمکان قاب پرتال

قاب پرتال ساده شکل ۱،۸ را در نظر بگیرید. برای سادگی، فرض می‌کنیم تکیه گاه ستون‌ها مفصلی بوده و لنگری در پای ستون بوجود نخواهد آمد. فلسفه طراحی این قاب پرتال به عنوان قسمتی از قاب ساختمانی این است که مفاصل پلاستیک تنها در تیر ایجاد گردد و ستون‌ها الاستیک باقی بمانند. اگر پرتال نماینده یک پل که به عنوان تکیه گاه یک سازه بالای آن است باشد، مفصل در بالای ستون تشکیل می‌شود و تیر روی ستون الاستیک باقی می‌ماند. در ادامه بحث؛ مورد دوم (پل) را در نظر می‌گیریم، اگر چه در صورتی که مفصل در تیر فرض شود هم نتایج یکسانی بدست خواهد آمد.

ابتدا حالتی را بررسی می‌کنیم که تیر صلب فرض می‌گردد. بنابراین تغییرمکان تسلیم تحت نیروهای جانبی F به این صورت است: $\Delta_y = \Delta_c$ که تنها ناشی از انعطاف پذیری ستون می‌باشد. کلیه تغییرمکان‌های پلاستیک در ناحیه مفصل پلاستیک ستون متمرکز می‌شود، زیرا با توجه به فلسفه طراحی می‌بایست تیر روی ستون الاستیک باقی بماند. شکل پذیری تغییرمکان سازه با توجه به تغییرمکان پلاستیک Δ_p متناظر با ظرفیت دورانی مفاصل ستون به این صورت بدست می‌آید:

$$\mu_{\Delta r} = 1 + \frac{\Delta_p}{\Delta_c} \quad (۱۶-۱)$$

که اندیس r به تیر روی ستون (سرستون) صلب بر می‌گردد.

انعطاف پذیری تیر روی ستون، تغییرمکان تسلیم را تا $\Delta_y = \Delta_c + \Delta_b$ افزایش خواهد داد که Δ_b تغییرمکان جانبی اضافی ناشی از انعطاف پذیری تیر روی ستون (شکل ۸-۱ ب) است، اگر چه به تغییرمکان پلاستیک اضافی منجر نخواهد شد، زیرا پلاستیک شدگی تنها در ستون‌ها متمرکز شده‌اند. برای ابعاد $H \times L$ شکل ۸-۱ (الف) و ممان اینرسی مقطع ترک خورده I_b و I_c به ترتیب برای تیر و ستون، تغییرمکان تسلیم برابر است با:

$$\Delta_y = \Delta_c + \Delta_b = \Delta_c \left(1 + \frac{0.5 I_c L}{I_b H} \right) \quad (۱۷-۱)$$

و ظرفیت شکل پذیری تغییرمکان سازه به مقدار زیر کاهش می‌یابد:

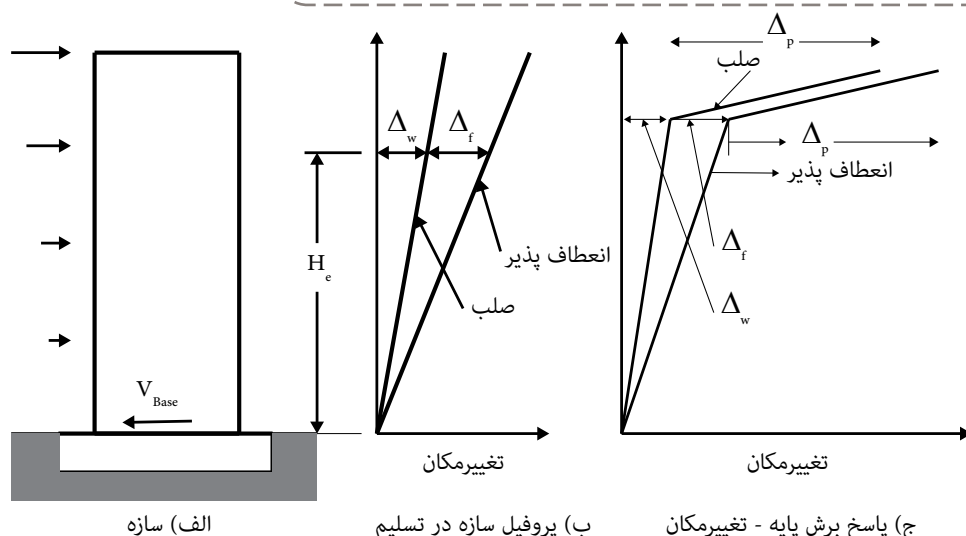
$$\mu_{\Delta f} = 1 + \frac{\Delta_p}{\Delta_c + \Delta_b} = 1 + \frac{\Delta_p}{\Delta_c (1 + 0.5 I_c L / I_b H)}$$

اندیس f به حالت تیر روی ستون (سرستون) انعطاف پذیر ارجاع می‌شود، لذا:

$$\mu_{\Delta f} = 1 + \frac{\mu_{\Delta f} - 1}{1 + 0.5 I_c L / I_b H} \quad (۱۸-۱)$$

برای مثال، اگر $I_b = I_c$ ، $L = 2H$ و $\mu_{\Delta r} = 5$ باشد، از معادله (۱۸-۱) ظرفیت شکل پذیری تغییرمکان برابر $\mu_{\Delta f} = 3$ خواهد شد. مجدداً می‌بینیم که استفاده از ضریب کاهش نیرو یکسان برای دو حالت نامناسب است. اگر چه ملاحظات مربوط به این اثر در جای دیگری توصیه **گردیده**، اما در هیچ یک از آیین نامه‌های طراحی وارد نشده و در عمل به ندرت اتخاذ می‌شود. بدیهی است که برای قاب‌های ساختمانی نیز نتایج مشابهی بدست می‌آید. در این حالت انعطاف پذیری الاستیک ستون‌ها، ظرفیت شکل پذیری تغییرمکان ساختمان را در مقایسه با ظرفیت شکل پذیری تیرها به تنهایی کاهش خواهد داد.

ج) دیوارهای طره با پی انعطاف پذیر: زمانی که در طراحی لرزه‌ای، تاثیر انعطاف پذیری پی در نظر یا نادیده گرفته می‌شود، نتایج مشابه با بخش قبل بدست می‌آید. دیوار سازه‌ای شکل ۹-۱ را در نظر می‌گیریم. تغییرمکان در تسلیم اول (شکل ۹-۱ ب) در ارتفاع موثر H_e (مرکز نیروی جانبی) با دوران دیوار روی پی انعطاف پذیر افزایش می‌یابد، نسبت به حالی که تغییرمکان پلاستیک، Δ_p تنها تابعی از ظرفیت دورانی مفصل پلاستیک در پای دیوار است و پی الاستیک باقی می‌ماند. در حقیقت، همچنان که دیوار به طور غیر الاستیک تغییر شکل می‌دهد و مطابق شکل ۹-۱ ج) بواسطه سخت شدگی کرنشی آرماتورهای طولی، برش پایه افزایش می‌یابد، افزایش کوچکی در تغییرمکان **بدلیل** انعطاف پذیری پی اتفاق خواهد افتاد. در ادامه به جهت سادگی از این اثر کوچک صرف‌نظر می‌شود.



شکل ۹-۱ تاثیر انعطاف پذیری پی روی ظرفیت شکل پذیری تغییرمکان

شبیه مثال قاب پرتال، شکل پذیری تغییرمکان دیوار، با در نظر گرفتن اثر انعطاف پذیری پی به صورت زیر به مورد صلب ارتباط پیدا می کند:

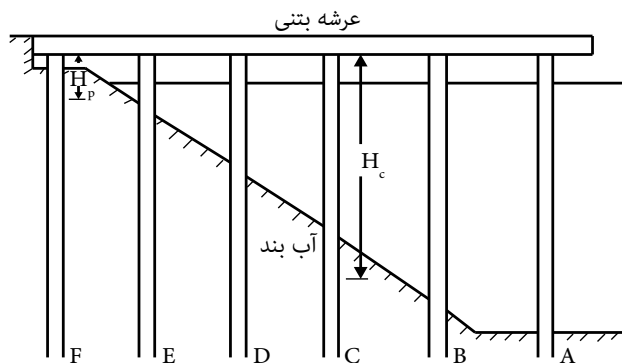
$$\mu_{\Delta f} = 1 + \frac{\Delta_p}{\Delta_w + \Delta_f} = 1 + \frac{\mu_{\Delta f} - 1}{(1 + \Delta_f / \Delta_w)} \quad (9-1)$$

Δ_f و Δ_w تغییرمکان دیوار در تسلیم به ترتیب ناشی از تغییر شکل سازه ای دیوار و دوران پی می باشد و $\mu_{\Delta f} = 1 + \Delta_p / \Delta_w$.

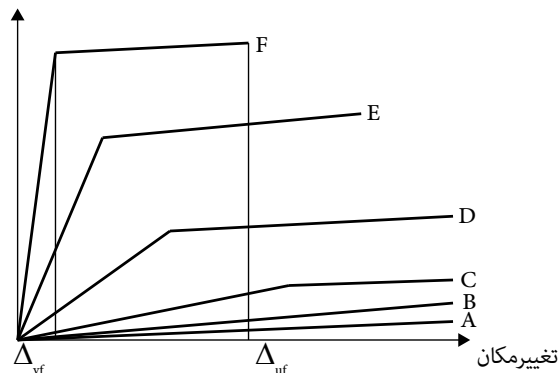
کاهش در ظرفیت شکل پذیری تغییرمکان ارائه شده در معادله (۹-۱) برای دیوارهای پهن نسبت به دیوارهای لاغر بحرانی تر است، زیرا مولفه خمشی تغییرمکان تسلیم سازه ای که عموماً غالب است، با مربع ارتفاع دیوار متناسب می باشد، در صورتی که تغییرمکان ناشی از انعطاف پذیری پی مستقیماً با ارتفاع دیوار متناسب است. برای دیوارهای پهن روی پی گسترده، به عنوان نتیجه ای از اثرات دوران پی، ظرفیت شکل پذیری تغییرمکان با ضریب ۲ یا بیشتر کاهش می یابد. اثرات مشابهی نیز برای ستون پل روی پی انعطاف پذیر وجود دارد. به هر حال اثرات تغییرمکان الاستیک اضافی اشاره شده با میرایی الاستیک اضافی ناشی از تغییر شکل خاک و میرایی تشعشعی کاهش می یابد. برای سادگی در این مثال، از تغییر شکل برشی دیوار صرف نظر شد.

در گذشته طراحان از افزایش دوره تناوب اصلی ناشی از انعطاف پذیری خاک (که در بالا بحث شد) صرف نظر می کردند. ممکن است اینطور تصور شود که این کار کاهش در ظرفیت شکل پذیری تغییرمکان را تا حدودی جبران می کند، چرا که سازه برای نیروهای بالاتری نسبت به نیروهای متناظر با دوره تناوب واقعی طراحی می شود. اما ممکن است تغییرمکان نسبی طبقه از محدودیت های آیین نامه بیشتر شود بدون آنکه طراح از این حقیقت باخبر باشد.

د) سازه دارای ستون‌های با ارتفاع نامساوی: عموماً مقطع عرضی لنگرگاه‌های حاشیه‌ای (لنگرگاه‌هایی که موازی خط ساحل هستند) از یک عرشه ساده بتن آرمه یا پیش‌تنیده می‌باشند که بر روی شمع/ستون‌های فولادی یا بتنی تکیه نموده و ارتفاع آزاد آنها بین عرشه و آب بند با فاصله از ساحل افزایش می‌یابد. مثالی از آن در شکل ۱۰-۱ (الف) نشان داده شده است. طراحی سنتی "بر پایه نیرویی" به این نحو انجام می‌گیرد که مجموع سختی الاستیک شمع‌های مختلف و در نتیجه سختی کلی سازه و دوره تناوب متناظر محاسبه و بنابراین نیروی طراحی جانبی الاستیک طبق روش گام به گام به شکل ۱-۳ تعیین می‌شود. سپس یک ضریب کاهش نیرو، منعکس‌کننده ظرفیت شکل‌پذیری به نیروی جانبی طراحی لرزه‌ای اعمال و بین شمع‌ها به نسبت سختی هر یک توزیع می‌گردد. در این رویکرد شکل‌پذیری تغییرمکان مورد نیاز برای کلیه ستون‌ها یا شمع‌ها برابر فرض می‌گردد. همانطور که در شکل ۱۰-۱ (ب) در بررسی نیاز نیرو-تغییرمکان تک شمع یا ستون ملاحظه می‌شود، فرض مذکور منطقی به نظر نمی‌رسد. معمولاً تنها یک یا حداکثر دو شمع طراحی خواهد شد، سپس قطر شمع ثابت نگه داشته شده و مقدار آرماتورهای فولادی یا پیش‌تنیده تغییر می‌نماید. در این حالت، کلیه شمع یا ستون‌ها انحناء تسلیم ثابت و تغییرمکان تسلیم متناسب با مربع ارتفاع موثر از عرشه تا نقطه گیرداری موثر برای تغییرمکان‌ها، در عمقی حدوداً ۵ برابر قطر شمع زیر سطح آب بند خواهند داشت. این عمق موثر برای شمع‌های C و F در شکل ۱۰-۱ (الف) با نام H_C یا H_F نشان داده شده است.



الف) مقطع عرضی لنگرگاه



ب) پاسخ نیرو-تغییرمکان تک شمع
شکل ۱۰-۱ پاسخ لرزه‌ای یک لنگرگاه حاشیه‌ای

پاسخ نیرو-تغییرمکان جانبی سازه با جمع منحنی‌های نیرو-تغییرمکان هر یک از شمع یا ستون‌ها که در شکل ۱۰-۱(ب) نشان داده شده بدست می‌آید. در طراحی نیرویی، مقاومت متناسب با سختی الاستیک بوده و برای ستون‌ها یا شمع‌های مختلف مساوی نیروی متناظر با تغییرمکان تسلیم شمع/ستون $\Delta_y F$ می‌باشد (شکل ۱۰-۱(ب)). از آنجا که تغییرمکان تسلیم شمع‌های بلندتر بزرگتر هستند، در نظر گرفتن کل مقاومت این شمع‌ها در طراحی صحیح به نظر نمی‌رسد. فرض شکل پذیری نیاز یکسان در زلزله سطح طراحی، کاملاً نادرست است. در شکل ۱۰-۱(ب) منحنی‌های نیرو-تغییرمکان تا تغییرمکان نهایی ارائه گردیده است. تغییرمکان نهایی ستون‌ها یا شمع‌های بلندتر تا انتهای نمودار ادامه پیدا کرده اند. بدیهی است ظرفیت شکل پذیری نهایی کوتاه‌ترین شمع یا ستون (F) شکل پذیری مورد نیاز ستون‌های بلندتر را بسیار کاهش می‌دهد. زمانی که شمع F به تغییرمکان نهایی خود می‌رسد، شمع/ستون A و B همچنان در محدوده الاستیک خواهند بود. لذا بکارگیری مفهوم ضریب کاهش نیرو بر اساس شکل پذیری نیاز یکسان برای کلیه شمع‌ها/ستون‌ها در این سازه نامناسب است.

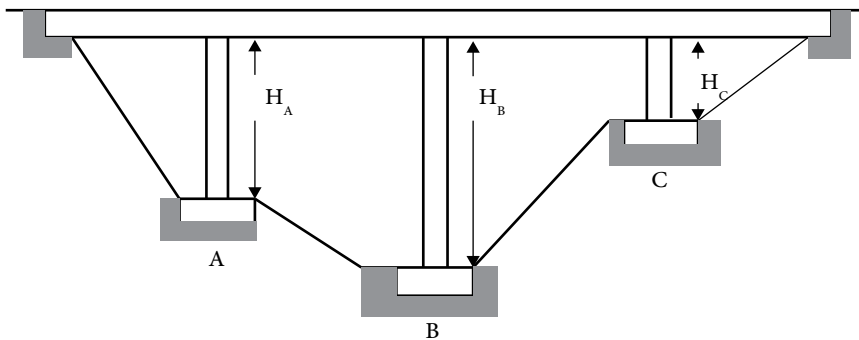
در مثال دوم پلی دره گذر دارای پایه‌های با ارتفاع مختلف (شکل ۱-۱۱) را بررسی می‌کنیم. تحت زلزله، تغییرشکل در بالای پایه‌ها مساوی خواهد بود. در روش طراحی نیرویی با فرض یک اتصال مفصلی بین بالای پایه و سازه فوقانی (یا بطور جایگزین، اتصالات گیردار و یک سازه فوقانی صلب)، نیروی طراحی لرزه‌ای بین ستون‌ها متناسب با سختی الاستیک هر یک از آنها توزیع می‌گردد. اگر ستون‌ها به دلایلی مانند دلایل معماری، ابعاد یکسانی داشته باشند، نیروی برش طراحی در ستون‌ها V_A ، V_B و V_C با معکوس H_B^3 ، H_A^3 و H_C^3 نسبت خواهند داشت، زیرا سختی ستون I به صورت زیر است:

$$K_i = C_1 EI_{i,e} / H_i^3 \quad (\text{الف } ۱۰-۲)$$

$I_{i,e}$ سختی موثر مقطع ترک خورده ستون I برای کلیه ستون‌ها $0.5I_{gross}$ در نظر گرفته می‌شود. نتیجه این رویکرد طراحی این است که لنگر طرح در پای ستون برابر خواهد شد با:

$$M_{Bi} = C_2 V_i H_i = C_1 C_2 EI_{i,e} / H_i^2 \quad (\text{ب } ۱۰-۲)$$

یعنی متناسب با معکوس مربع ارتفاع ستون است ((شکل ۱-۲)، C_1 و C_2 ثابت‌های وابسته به درجه صلبیت در بالای ستون می‌باشند). در نتیجه کوتاه‌ترین ستون آرماتورگذاری خمشی بیشتری نسبت به ستون‌های بلندتر نیاز دارد. این اتفاق سه اثر نامطلوب دارد. اول اینکه مقاومت خمشی بیشتر در ستون‌های کوتاه، سختی خمشی الاستیک آنها ($EI_{i,e}$) را نیز افزایش خواهد داد که این مورد با توجه به ستون‌های بلندتر با آرماتورگذاری سبکتر در ذیل شکل ۱-۴ مورد بحث قرار گرفته است.



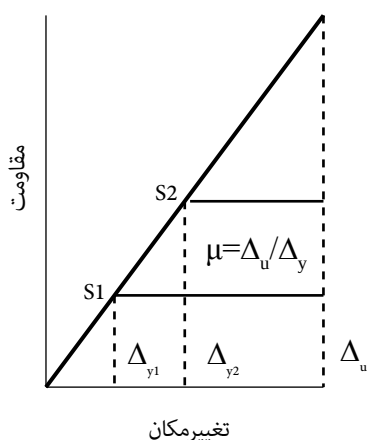
شکل ۱-۱۱ پل با ارتفاع ستون نامساوی

با توجه به سختی اصلاح شده ستون می بایست طراحی مجدداً انجام گیرد که با توجه به معادله (۱-۲۰) منجر به لنگر و برش مورد نیاز بیشتری در ستون‌های کوتاه‌تر خواهد شد. ثانیاً، اختصاص مقدار بیشتری از نیروی طراحی لرزه‌ای کل به ستون‌های کوتاه آسیب‌پذیری‌شان را در برابر شکست برشی افزایش خواهد داد. سوم، ظرفیت تغییر مکان پایه‌های کوتاه از پایه‌های بلندتر کمتر است. همانطور که در بخش ۱-۳-۵ نشان داده خواهد شد، ظرفیت تغییر مکان ستون‌های با آرماتورگذاری سنگین با افزایش درصد آرماتورهای طولی کاهش می‌یافته و بنابراین روش طراحی نیرویی موجب کاهش ظرفیت تغییر مکان می‌گردد. همچنان که در مورد لنگرگاه بحث شد، شکل‌پذیری نیاز پایه‌ها متفاوت می‌باشد (با معکوس مربع ارتفاع متناسب است) و استفاده از ضریب کاهش نیرو شکل‌پذیری نیاز مختلفی را منعکس نمی‌کند و سازه‌های با درجه ایمنی گوناگون بدست می‌آید.

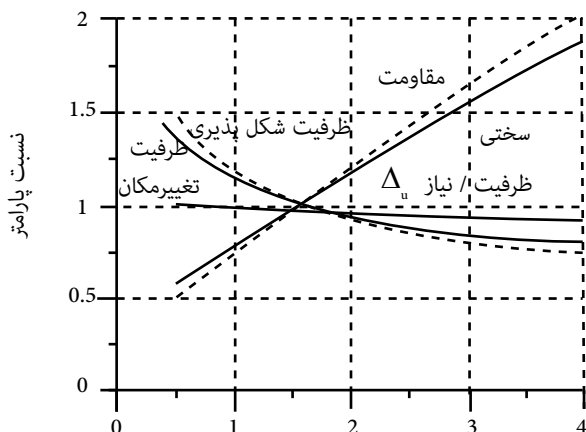
۱-۳-۵ رابطه بین مقاومت و شکل‌پذیری نیاز

یک فرض معمول در طراحی نیرویی آن است که افزایش مقاومت سازه (با کاستن از ضریب کاهش نیرو) ایمنی را بیشتر می‌نماید. این بحث مربوط به شکل ۱-۱ است که نمودار نیرو-تغییر مکان آن مجدداً در شکل ۱-۱۲ (الف) آورده شده است. با استفاده از فرض معمول در روش نیرو یعنی مستقل بودن سختی از مقاومت برای یک مقطع معلوم، مشاهده می‌شود که افزایش مقاومت از S_1 به S_2 ضریب شکل‌پذیری را کاهش می‌دهد، زیرا تغییر مکان نهایی ثابت باقی می‌ماند (فرض "تغییر مکان برابر" بکار می‌رود) در حالی که تغییر مکان تسلیم افزایش می‌یابد. پیشتر در مورد شکل ۱-۴ اشاره شده بود که این فرض معتبر نمی‌باشد. به هر حال ما بحث را ادامه می‌دهیم به خاطر آنکه ضروری است راجع به این مسئله بحث نماییم که افزایش مقاومت، آسیب را کاهش می‌دهد. کاهش در شکل‌پذیری نیاز پتانسیل آسیب‌پذیری را نیز کم می‌کند، زیرا سازه‌های با نسبت کمتر شکل‌پذیری نیاز به ظرفیت شکل‌پذیری، ایمنی بالاتری خواهند داشت.

ما پیشتر به این استدلال ۳ نقص را وارد نمودیم: (۱) سختی مستقل از مقاومت نیست، (۲) فرض "تغییر مکان برابر" معتبر نمی‌باشد، (۳) امکان تعریف یک ظرفیت شکل‌پذیری منحصر به فرد برای یک نوع سازه وجود ندارد.



(الف) مقاومت در مقابل شکل پذیری



(ب) تاثیر درصد میلگرد روی پارامترها

شکل ۱۲-۱ تاثیر مقاومت روی عملکرد لرزه ای

بحث را با یک مثال عددی دنبال می کنیم. فرض می شود پایه ساده پل شکل ۱-۱ خصوصیات زیر را دارد:

ارتفاع = ۸m ، قطر = ۱.۸m ، قطر آرماتور خمشی = ۴۰mm ، مقاومت بتن = $f'_c = 39 \text{ MPa}$ (Pa ۵,۶۶ksi) ،
خمشی: مقاومت تسلیم اومت بتند برای یک نوع سازه وجود ندارد. نیرو یعنی مستقل بودن سختی از مقاومت
برای یک مقطع معلوم، آرماتورگذاری خمشی: مقاومت تسلیم $f_y = 462 \text{ MPa}$ ، $f_u = 1.5 f_y$ ، آرماتور عرضی: قطر
۲۰mm با گام ۱۴۰mm ، $f_{yh} = 420 \text{ MPa}$ ، پوشش بتن = ۵۰mm ، بارمحوری $P = 4960 \text{ kN}$ که نسبت
بار محوری برابر است با : $P / f'_c A_g = 0.05$.

طراحی مرجع با مقدار آرماتور خمشی ۱.۵٪ انجام می گیرد و با بهره گیری از اصول تشریح شده در فصل ۴
تحلیل هایی صورت پذیرفت تا تاثیر تغییرات نسبت آرماتور خمشی بین ۰.۵٪ و ۴٪ روی مقاومت خمشی
تعیین گردد. نتایج برای پارامترهای گوناگون در شکل ۱۲-۱ (ب) نشان داده شده اند.

همانطور که انتظار می رفت، مقاومت تقریباً به اندازه ۰.۵ تا ۲ برابر مقاومت مرجع و بصورت خطی با نسبت
آرماتورگذاری افزایش می یابد. بنابراین می توان از این داده ها استفاده و بررسی نمود که آیا ایمنی با افزایش
مقاومت زیاد می شود یا خیر. اولاً سختی موثر ثابت باقی نمانده است، (همچنان که در شکل ۱۲-۱ (الف) فرض
شده بود) اما با نرخ شیب به مقاومت افزایش یافت. مهمتر اینکه، ظرفیت تغییرمکان رفتاری متفاوت با آنچه
در روش نیرویی انتظار می رود، نشان می دهد: با افزایش مقاومت، ظرفیت تغییرمکان کاهش می یابد. بطوری
که در یک نسبت آرماتور ۰.۵٪ به اندازه ۳۱٪ بیش از مقدار مرجع بوده در حالی که در نسبت آرماتور ۴٪
ظرفیت تغییرمکان ۲۱٪ کمتر از مقدار مرجع است. پس در صورت برقراری فرض "تغییرمکان برابر" که در
شکل ۱۲-۱ (الف) نشان داده شده، با افزایش مقاومت، کاهش ایمنی خواهیم داشت و بنابراین کاهش مقاومت
مفیدتر می باشد.

البته بحث فوق کامل نیست، زیرا تغییرمکان تسلیم با مقاومت متناسب نیست. مطابق شکل ۱-۴(ب) و ۱-۱۲(ب) سختی و مقاومت ارتباط نزدیکی با یکدیگر دارند. از این ویژگی استفاده نموده تا تاثیر آن را روی ظرفیت شکل پذیری تغییرمکان تعیین نماییم و می بینیم که اندکی سریع تر از ظرفیت تغییرمکان کاهش می یابد (شکل ۱-۱۲ (ب)). به هر حال از آنجا که سختی الاستیک با مقاومت زیاد می شود، دوره تناوب الاستیک کاهش یافته و تغییرمکان مورد نیاز نیز کم می شود. اگر فرض نماییم که دوره تناوب برای کلیه مقادیر مقاومت، روی شیب سرعت ثابت طیف شتاب (یعنی قسمت خطی طیف پاسخ تغییرمکان: شکل ۱-۲ (ب)) قرار داشته باشد، از آنجا که دوره تناوب با معکوس جذر سختی (معادله ۱-۶) متناسب است، تغییرمکان نیاز نیز به $1/K^{0.5}$ مربوط می شود. لذا می توان نسبت تغییرمکان نیاز به ظرفیت تغییرمکان را تعیین و با مقدار مرجع مقایسه نمود.

این نسبت در شکل ۱-۱۲ (ب) ترسیم شده است. با ارزیابی واقعی سختی ملاحظه می شود که نسبت ظرفیت / نیاز تغییرمکان به مقاومت حساس نیست، به طوری که با افزایش ۴۰٪ مقاومت این میزان از ۱٫۲۵ به ۰٫۹۲، کاهش می یابد (متناظر با کل تغییرات آرماتور). بنابراین استدلال مربوط به بحث ایمنی / مقاومت معتبر نخواهد بود.

۱-۳-۶ ساختمان های دارای دیوار سازه ای با طول های نامساوی

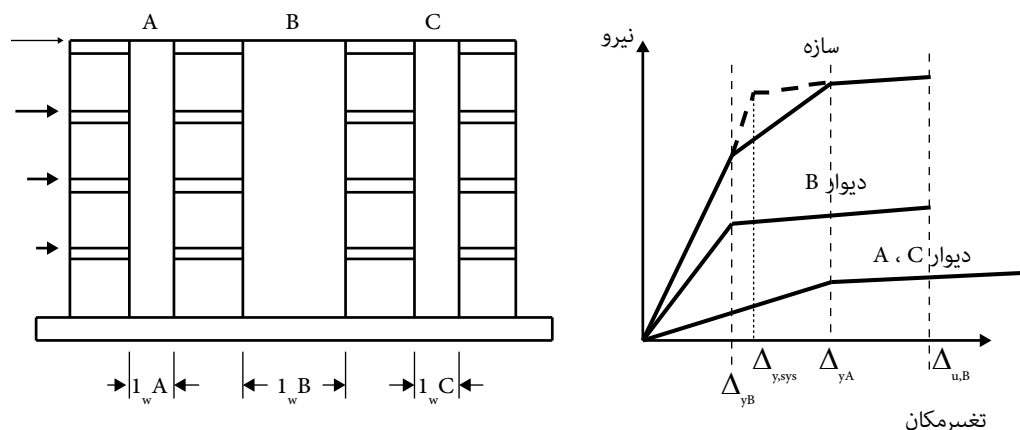
اکنون مسئله مربوط به ساختمان با دیوارهای طره با طول های مختلف که وظیفه مقاومت در برابر بارهای لرزه‌ای را دارند، بررسی میکنیم. مطابق آیین نامه‌های موجود در روش نیرویی، فرض بر این است که دیوارها تحت شکل پذیری تغییرمکان نیاز یکسانی قرار دارند و نیروهای جانبی طراحی متناسب با سختی الاستیک دیوارها توزیع می شود. بنابراین، ضریب کاهش نیرو مستقل از وضعیت سازه در نظر گرفته خواهد شد.

طبق رابطه شکل ۱-۴ (ب)، صرفنظر از مقاومت، انحنای تسلیم در یک مقطع معلوم ثابت است. در بخش ۴-۳-۴ نشان داده خواهد شد که فرم معادله حاکم بر انحنای تسلیم مقطع برابر است با:

$$\phi_y = C \cdot \varepsilon_y / h \quad (۱-۲۱)$$

h عمق مقطع، ε_y کرنش تسلیم آرماتور طولی

از آنجا که برای دیوارهای طره، همانند ستون ها تغییرمکان تسلیم از طریق معادله (۱-۱۳) به انحناء تسلیم مربوط می شود، می توان گفت تغییرمکان تسلیم دیوارها با طول های مختلف باید با طول دیوارها نسبت عکس داشته باشد (صرفنظر از مقاومت دیوار). بنابراین شکل پذیری تغییرمکان مورد نیاز روی دیوارها باید متفاوت باشد، زیرا حداکثر تغییرمکان پاسخ برای تمامی دیوارها یکسان است.



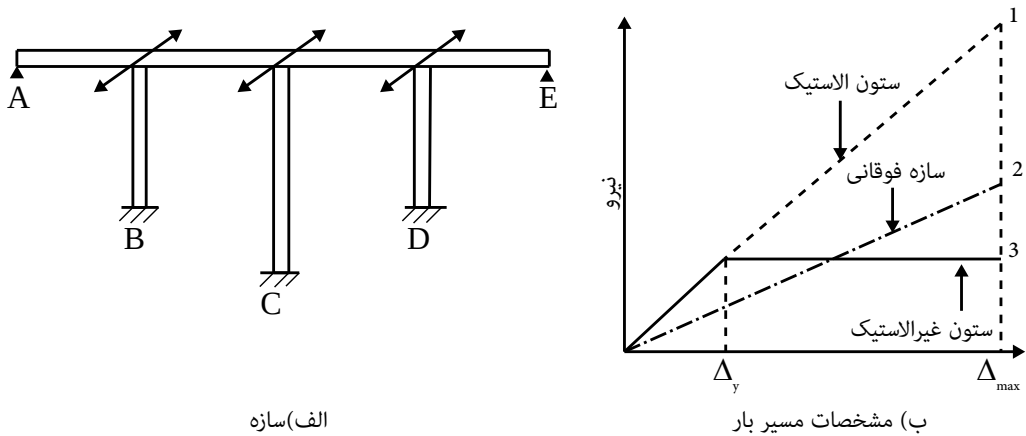
شکل ۱-۱۳- ساختمان با دیوارهای طره ای با طول های نامساوی

شکل ۱-۱۳ یک ساختمان مهارشده از طریق دو دیوار کوتاه (A و C) و یک دیوار بلند (B) را نشان می دهد. فرم منحنی نیرو-تغییرمکان دیوارها در شکل ۱-۱۳ نشان داده شده است. روش طراحی نیرو اشتباه فرض می کند که دیوارهای کوتاه تر را می توان به گونه ای ساخت که در تغییرمکانی مساوی با دیوار بلندتر B تسلیم گردد و مقاومت بین دیوارها متناسب با I_w^3 توزیع می شود، زیرا سختی الاستیک دیوار تنها در مقدار ممان اینرسی موثر آن (I_e) با یکدیگر متفاوت است که آن هم متناسب با توان سوم (مکعب) طول دیوار می باشد. مجدداً به شکلی نامعقول مقاومت در اعضا سخت تر متمرکز شده و از اعضا دارای انعطاف پذیری بیشتر کمتر استفاده می شود. طراحی منطقی تر دیوارها به این صورت است که برای نسبت آرماتور خمشی مساوی طراحی شوند تا منجر به مقاومت متناسب با مربع طول دیوار گردند.

مطابق دو مثال پیشین، ضریب کاهش نیرو در آیین نامه برای سازه این حقیقت را که دیوارهای مختلف باید شکل پذیری مورد نیاز متفاوتی در زلزله طرح داشته باشند تصدیق نمی نماید.

۱-۳-۷ سازه با مسیرهای بار دوگانه (الاستیک و غیرالاستیک)

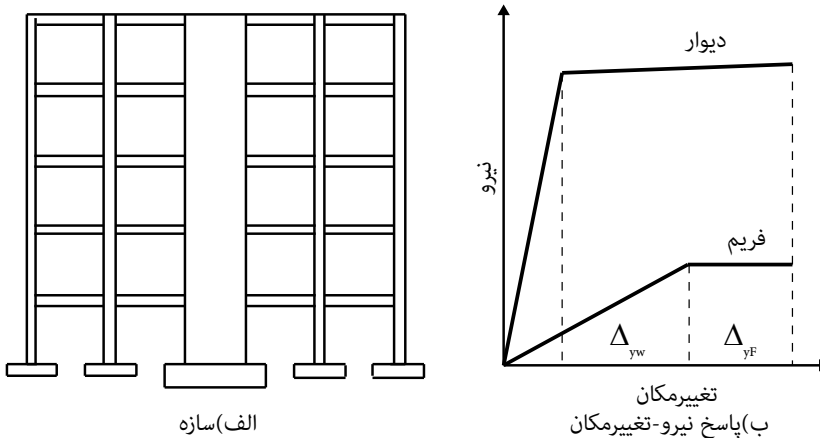
یکی از جدیدترین نقایصی که روش طراحی بر مبنای نیرو دارد مربوط به سازه های با بیش از یک مسیر بار لرزه ای می باشد که یکی در زلزله طرح، الاستیک باقی مانده و دیگری وارد مرحله غیرالاستیک می گردد. مثال معمول این حالت پل شکل ۱-۱۴ (الف) تحت زلزله است. مقاومت لرزه ای از طریق خمش پایه ها که برای پاسخ غیرالاستیک طراحی شده اند فراهم می گردد. اما اگر از تغییرمکان جانبی **کوله ها** (تکیه گاه های کناری) ممانعت به عمل آید سازه فوقانی خم خواهد شد. فلسفه طراحی سنتی، سازه فوقانی را الاستیک در نظر می گیرد. در نتیجه بخشی از نیروی اینرسی زلزله در عرشه توسعه یافته و از طریق خمش ستون به پایه منتقل می شود (مسیر ۱ در شکل ۱-۱۴ (ب)) و باقیمانده بصورت عکس العمل تکیه گاه های کناری از طریق خمش سازه فوقانی (مسیر ۲) انتقال می یابد. بر مبنای تحلیل الاستیک، سختی الاستیک نسبی دو مسیر بار با دو خط شکسته شکل ۱-۱۴ (ب) نشان داده شده اند که حکایت از این مهم دارد که بیشتر نیروی زلزله از طریق خمش ستون (مسیر ۱) تحمل می شود. آنگاه با اعمال یک ضریب کاهش نیرو، نیروهای طراحی تعیین می شود.



شکل ۱-۱۴ پل با مسیر دوگانه بار تحت تحریک عرضی

پاسخ غیرالاستیک مقاومت ترکیبی ستونها با خط پر نشان داده می شود (مسیر ۳ در شکل ۱-۱۴ (ب)) و بر اساس تقریب تغییرمکان برابر، حداکثر تغییرمکان Δ_{max} با تحلیل الاستیک بدست می آید. اگر سازه فوقانی بر اساس نیروی توسعه یافته در مسیر ۲ در تغییرمکان تسلیم ستون، طراحی شود نتیجه بسیار دست پایین خواهد بود. بنابراین لنگر خمشی در سازه فوقانی و عکس العمل کوله ها در A و E با مفصل شدن ستون کاهش یافته و ضریب کاهش نیرو نباید در طراحی آنها بکار رود.

همچنین به احتمال زیاد حداکثر تغییرمکان پاسخ با مقدار الاستیک اولیه بسیار فرق خواهد داشت، زیرا در تغییرمکان حداکثر، میرایی موثر سیستم کمتر از مقدار مورد انتظار خواهد بود چرا که میرایی هیسترتیس تنها مربوط به مسیر بار ۳ بوده که در تغییرمکان حداکثر در این مثال، کمتر از ۵۰٪ نیروی زلزله را تحمل می نماید. این امر ممکن است موجب افزایش تغییرمکان گردد. از طرف دیگر، مقاومت بالاتر مربوط به سختی پس از تسلیم افزایش یافته در مسیر ۲، تغییرمکان مورد نیاز را کاهش می دهد. تحلیل الاستیک و رویکرد ضریب کاهش نیرو هیچ راهنمایی برای این ملاحظات ارائه نمی دهد.



الف) سازه

ب) پاسخ نیرو-تغییرمکان

شکل ۱-۱۵ ساختمان قاب/دیوار دوگانه

مسئله مذکور با اندکی تفاوت، در ساختمان های قاب/دیوار دوگانه رخ می دهد (شکل ۱-۱۵). اگر نیروی زلزله بین قاب و دیوار متناسب با سختی الاستیک آنها توزیع گردد، الزاما ظرفیت باربری قاب کاهش نمی یابد. تغییر مکان تسلیم قاب چند برابر دیوار است، بنابراین نیروی زلزله تحمل شده توسط قاب در حداکثر پاسخ نسبت به مقدار متناظر در تسلیم اول دیوار بزرگتر خواهد بود (شکل ۱-۱۴(ب)). در این مثال، هر دو سیستم سرانجام وارد مرحله غیرالاستیک می شوند، اما قاب تا تغییر مکان های بزرگ الاستیک باقی می ماند.

لازم به ذکر است اندرکنش بین قاب و دیوار بعلت رفع ناسازگاری بین پروفیل طبیعی تغییر مکان قائم دیوار با رفتار غیرالاستیک اصلاح می شود و شباهت اندکی با پیش بینی های الاستیک می یابد. در فصل ۷ به این بحث پرداخته خواهد شد.

۱-۳-۸ رابطه بین تغییر مکان نیاز (تقاضا) الاستیک و غیرالاستیک

در روش طراحی بر مبنای نیرو جهت تعیین حداکثر تغییر مکان پاسخ فرضیاتی صورت می گیرد. معمول ترین فرض، تقریب تغییر مکان مساوی است که بر اساس آن، تغییر مکان یک سیستم غیرالاستیک با تغییر مکان سیستم با سختی الاستیک و مقاومت نامحدود یکسان فرض می شود (شکل ۱-۱). بنابراین، با رجوع به شکل ۱-۲، تغییر مکان طراحی به صورت زیر بدست می آید:

$$\Delta_{\max, ductile} = \Delta_{\max, elastic} = \frac{T^2}{4\pi^2} \cdot a_{(T)} g \quad (22-1)$$

و بنابراین $\mu = R$. معادله (۲۲-۱) تغییر مکان حداکثر را به شتاب حداکثر با فرض معادله پاسخ سینوسی مرتبط می کند که برای سازه های با دوره تناوب متوسط قابل قبول است. تقریب تغییر مکان برابر برای سازه های با دوره تناوب کوتاه غیر محافظه کارانه است. لذا بعضی از آیین نامه ها، از جمله در آمریکای جنوبی و مرکزی و برخی کشورهای آسیایی برای تعیین تغییر مکان حداکثر از تقریب انرژی برابر بهره می گیرند. رویکرد مذکور، انرژی جذب شده در سیستم غیرالاستیک تحت تغییر مکان یکنواخت تا پاسخ حداکثر را مساوی با انرژی جذب شده در سیستم الاستیک معادل با سختی اولیه یکسان فرض می کند. لذا تغییر مکان حداکثر سیستم غیرالاستیک برابر است با:

$$\Delta_{\max, duct} = \Delta_{\max, elastic} \cdot \left(\frac{R^2 + 1}{2R} \right) = \frac{T^2}{4\pi^2} \cdot a_{(r)} g \cdot \left(\frac{R^2 + 1}{2R} \right) \quad (23-1)$$

R ضریب کاهش نیرو است. از آنجا که $R \Delta_y = \Delta_{\max, elastic}$ و شکل پذیری تغییر مکان واقعی مورد نیاز برابر است با: $\mu = \Delta_{\max, duct} / \Delta_y$ ، پس شکل پذیری نیاز در معادله (۲۳-۱) برابر است با:

$$\mu = \frac{R^2 + 1}{2} \quad (24-1)$$

طراحی در آیین نامه هایی که طیف طرح غیرالاستیک را بکار می گیرند، به جای ضریب کاهش نیرو بر اساس شکل پذیری مشخص شده و شتاب های طیفی طراحی برای سازه های با دوره تناوب کوتاه جهت افزایش تغییر مکان اصلاح می شوند.

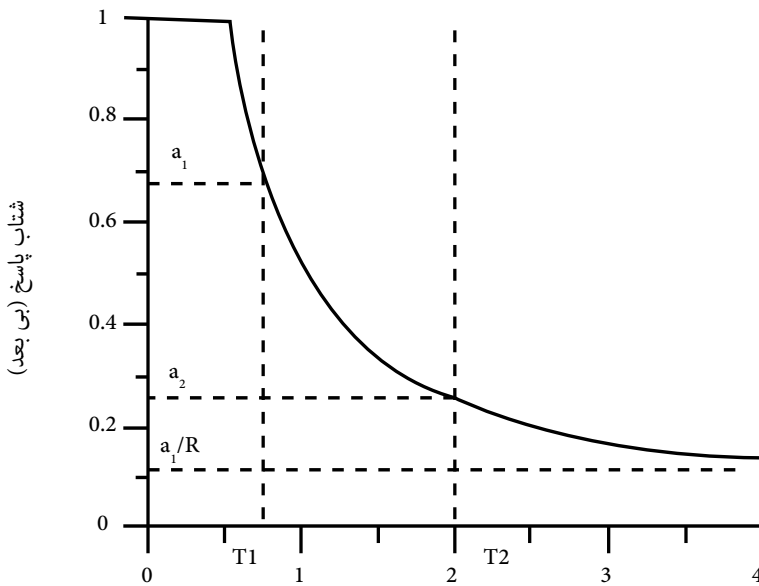
در آمریکا، تغییرمکان طراحی بر اساس UBC بصورت زیر بدست می‌آید:

$$\Delta_{\max, duct} = \Delta_y \cdot \frac{3R}{8} \quad (۲۵-۱)$$

در این رابطه Δ_y تغییرمکان تسلیم متناظر با نیروهای طراحی کاهش یافته بوده و از تحلیل سازه بدست می‌آیند. بنابراین شکل پذیری تغییرمکان برابر است با:

$$\mu = \frac{3R}{8} \quad (۲۶-۱)$$

و بنابراین تغییرمکان سیستم شکل پذیر $\frac{3}{8}$ سیستم الاستیک معادل است. استدلال مناسب برای چنین نتیجه ظاهراً غیرمحافظه کارانه آن است که ضریب کاهش نیروی واقعی اساساً کمتر از ضریب کاهش نیروی طراحی می‌باشد. این پدیده بعلت استفاده از یک دوره تناوب طراحی به کمک یک معادله غیرواقعی وابسته به ارتفاع (معادله (۷-۱)) می‌باشد. نتیجه این اتفاق در شکل ۱-۱۶ نشان داده شده است.



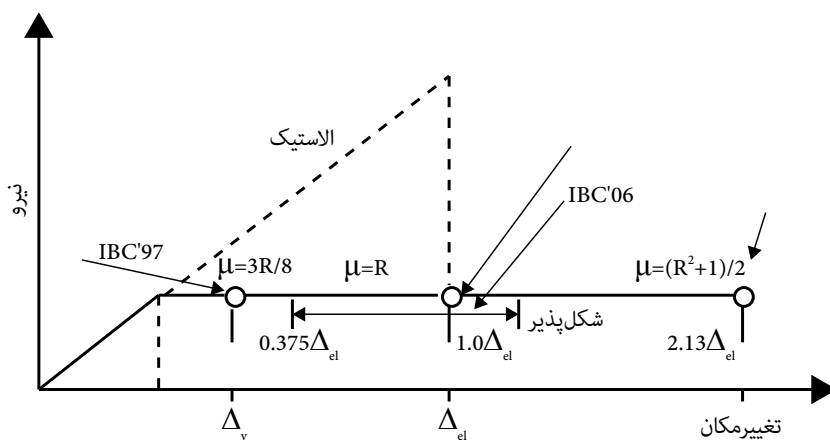
دوره تناوب (ثانیه)

شکل ۱-۱۶ تاثیر دوره تناوب دست پایین تخمین زده شده بر ضریب کاهش نیروی واقعی

در شکل ۱-۱۶، T_1 و T_2 دوره های تناوب اصلی متناظر با معادله وابسته به ارتفاع و تحلیل سازه و شتاب پاسخ الاستیک متناظر با این دوره تناوب ها، a_1 و a_2 می باشند. چنانچه ضریب کاهش نیرو متناسب با T_1 برابر R باشد، ضریب کاهش نیروی واقعی متناظر با T_2 برابر است با $R' = Ra_2/a_1$. اگر تقریب تغییرمکان مساوی

در T_2 برقرار باشد و با فرض یک محدوده سرعت ثابت برای طیف پاسخ، اگر $T_1 = 2.67$ و $T_2 = 2.67$ معادله (۱-۲۶) صحیح خواهد بود. بررسی جدول ۱-۱ نشان می‌دهد که این مقدار نزدیک به نسبت دوره تناوب محاسبه شده از تحلیل سازه و دوره تناوب محاسبه شده از معادله آیین نامه است.

بدیهی است خطاهایی هم در این رویکرد وجود داشته که باید با انتخاب دوره تناوب های منطقی تر از بین برود و ضرایب کاهش نیرو که ارتباط نزدیکی با ظرفیت شکل پذیری دارند در آیین نامه های دیگر وارد شوند. اخیراً در آیین نامه IBC تغییراتی لحاظ شده و ضریب $3R/8$ معادله (۱-۲۵) با یک ضریب وابسته به فرم و مصالح سازه جایگزین شده است. این مقدار هنوز هم برای نسبت های $R = 0.5$ و $R = 1.2$ غیرمنطقی به نظر می‌رسد.



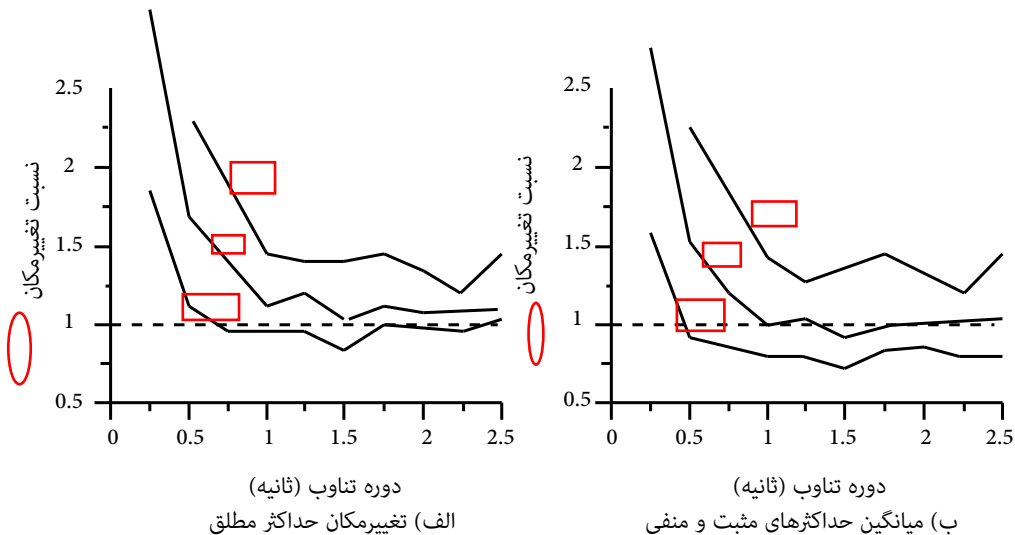
شکل ۱-۱۷ تخمین تغییرمکان طراحی از آیین نامه های مختلف بر اساس نیرو برای $R=4$

در شکل ۱-۱۷ مقایسه ای بین نتایج حاصل از معادلات (۱-۲۲)، (۱-۲۴) و (۱-۲۶) برای یک ضریب کاهش نیروی طراحی $R=4$ انجام شده است. محدوده جواب ممکنه به طور نگران کننده ای بزرگ می باشد.

اصولاً روش طراحی لرزه ای بر مبنای نیرو خصوصیات هیسترتیس متفاوت مصالح و سیستم های سازه ای گوناگون را در نظر نمی گیرد. بنابراین، اینکه سیستم های جداساز لرزه ای انرژی هیسترتیس بیشتری نسبت به سازه های بتن آرمه جذب می کنند، مستقیماً در نظر گرفته نمی شود، اگر چه ضرایب مختلف کاهش نیرو را می توان به مصالح مختلف اختصاص داد. شکل ۱-۱۸ اعتبار تقریب تغییرمکان برابر را برای محدوده های مختلف دوره تناوب و برای سه قانون هیسترتیس متفاوت ارزیابی می کند: الاستیک، الاستو پلاستیک دو خطی (نماینده سیستم های جداساز، تاکدا (Takeda)، نماینده سازه های بتن آرمه) و سازه های با شکل پرچم با $\beta = 0.35$ (نماینده سازه های پیش تنیده مرکب شکل ۴-۳۳)

تحلیل ها بصورت تاریخیچه زمانی الاستیک تحت هفت شتابنگاشت سازگار با طیف طرح EC8 مربوط به زمین سخت و برای محدوده دوره تناوب بین ۰.۲۵ تا ۲.۵ ثانیه صورت پذیرفت. مقاومت تسلیم طراحی برای سه سیستم شکل پذیر با تقسیم میانگین حداکثر لنگر پاسخ الاستیک به ضریب $R=4$ بیان گردید. پوش منحنی نیرو-تغییرمکان در هر سه سیستم شکل پذیر، یکسان با سختی پس از تسلیم برابر با ۰.۵ سختی اولیه بود و تنها در قوانین مربوط به باربرداری و بارگذاری مجدد تفاوت وجود داشت. میرایی الاستیک برابر ۰.۵ میرایی بحرانی، مربوط به سختی مماسی در نظر گرفته شد (برای بحث در مورد مدل کردن میرایی الاستیک بخش ۴-۹-۲ را ملاحظه فرمایید).

در شکل ۱-۱۸، نتایج بصورت نسبت تغییرمکان شکل پذیر حداکثر برای پاسخ شکل پذیر به تغییرمکان سیستم الاستیک با دوره تناوب اولیه یکسان بیان می شود. برای تقریب تغییرمکان برابر همه مقادیر باید ۱ باشند. در حالی که بسته به دوره تناوب و نیز قانون هیسترتیس تفاوت های قابل توجهی وجود دارد. این تفاوتها خصوصا در محدوده $T < 0.75 \text{ sec}$ بیشتر است اگر چه در دوره تناوبهای دیگر نیز قابل توجه است.



شکل ۱-۱۸- نسبت شکل پذیری به تغییرمکان حداکثر الاستیک برای قوانین مختلف هیسترتیس بر اساس طیف طراحی ECA در زمین سخت

تفاوت های بین قوانین هیسترتیس و نتایج الاستیک خصوصاً زمانی که میانگین حداکثرهای مثبت و منفی (شکل ۱-۱۸ ب)) به جای حداکثر مطلق (شکل ۱-۱۸ الف) در نظر گرفته می شود، بیشتر مشهود است که بیانگر تغییرمکان های پسماند بزرگتر در نتایج الاستوپلاستیک دو خطی بوده که روی تغییرمکان حداکثر مطلق، بیش از میانگین حداکثرهای مثبت و منفی تاثیر می گذارد.

نتایج این بخش بطور خلاصه نشان می دهد که طراحی بر مبنای نیرو برای تخمین حداکثر تغییرمکان مورد انتظار در زلزله مناسب نیست. امروزه پذیرفته شده که تغییرمکان های حداکثر در تعیین میزان آسیب بسیار اهمیت دارد.

۱-۳-۹ خلاصه

در این بخش، بعضی از مشکلات مربوط به روش طراحی بر مبنای نیرو بیان گردید که در ذیل بطور خلاصه آورده شده اند:

- طراحی بر مبنای نیرو برای تعیین دوره تناوب و توزیع نیروهای طراحی بین اعضاء سازه ای مختلف به سختی اولیه استناد می کند. از آنجا که سختی به مقاومت اعضاء وابسته است، لذا تا اتمام فرآیند طراحی قابل محاسبه نمی باشد.
- توزیع نیرو بین اعضاء بر اساس سختی اولیه (حتی اگر با دقت بدست آید) برای اکثر سازه ها امری غیر منطقی می باشد، زیرا فرض تسلیم همزمان اعضاء سازه ای صحیح نیست.

- طراحی نیرویی بر اساس فرض استفاده از ضرایب کاهش نیروی منحصراً به فرد (بر پایه ظرفیت شکل پذیری) برای یک سیستم سازه‌ای معلوم انجام می‌گیرد. اثبات می‌شود که این مطلب نامعتبر است.

علیرغم این معایب باید گفت که عموماً روش طراحی لرزه‌ای سنتی بر مبنای نیرو، زمانی که با اصول طراحی ظرفیت و جزئیات بندی دقیق ترکیب می‌شود، طراحی‌های رضایت بخش و ایمنی را نتیجه می‌دهد. به هر حال، میزان جلوگیری از آسیب تحت یک زلزله معلوم از سازه‌ای به سازه دیگر یکنواخت نیست. لذا، مفهوم "خطر یکنواخت" که در فرمول بندی سنتی شدت زلزله طرح به صورت نا آشکار و تلویحی آمده در فرآیند طراحی سازه داخل نشده است.

۳-۱ توسعه روش‌های طراحی بر مبنای تغییر مکان

۱-۴-۱ بر مبنای نیرو / کنترل تغییر مکان

معایب اساسی در طراحی لرزه‌ای نیرویی، اهمیت تغییر شکل به جای مقاومت را در ارزیابی لرزه‌ای عملکرد بیان می‌کند. در نتیجه روش‌های نوین طراحی بوجود آمده و یا روش‌های موجود بهبود پیدا کردند. ابتدا رویکردهایی جهت بهبود روش موجود پیشنهاد گردید. این روش‌ها بر مبنای نیرو / کنترل تغییر مکان شناخته می‌شوند که تاکید اصلی در آنها روی تعیین واقع بینانه تغییر مکان نیاز در سازه‌های طراحی شده با روش‌های نیرویی می‌باشد.

روش‌های این چنینی سختی اعضاء را واقعی‌تر در نظر گرفته و می‌توان برای تعیین تغییر شکل و تغییر مکان نسبی حداکثر مورد نیاز از تحلیل پاش آور و یا تحلیل تاریخچه زمانی غیرالاستیک بهره گرفت. زمانی که تغییر مکان از مقادیر مجاز آیین نامه‌ای تجاوز نماید، به طراحی مجدد نیاز خواهد شد که این امر در شکل ۱-۳ پیشنهاد شده است. بطور کلی، تلاشی خاصی برای دستیابی به خطر یکنواخت آسیب یا فروریزش برای سازه‌های طراحی شده با این رویکرد صورت نگرفته است.

Paulay اظهار کرد عیوب مطرح شده در بخش قبل در مورد روش نیرویی قابل حذف می‌باشد. وی در بخش ۴-۴ شرح داد که تغییر مکان تسلیم Δ_y را می‌توان بدون اطلاع از مقاومت و با توجه به مقطع و هندسه سازه تعیین نمود. تغییر مکان مورد نیاز (Δ_d) با توجه به محدودیت‌های تغییر مکان نسبی آیین نامه، حداقل در قاب‌های ساختمانی حاکم بر طراحی خواهد بود. مقاومت تسلیم V فرض شده و بنابراین سختی اولیه برابر است با $K=V/\Delta_y$. دوره تناوب الاستیک از معادله (۱-۶) و تغییر مکان الاستیک مورد نیاز از معادله (۱-۲۲) محاسبه می‌شود. این مقدار با حدود آیین نامه مقایسه و مقاومت به تدریج تعدیل می‌شود تا اینکه تغییر مکان الاستیک با حدود دریافت (تغییر مکان نسبی) مساوی و آنگاه مقاومت بین اعضاء مختلف مقاوم برابر جانی "بر اساس تجربه" و نه بر اساس سختی الاستیک توزیع می‌شود. این روند، رویکرد تغییر مکان با تمرکز بر مبنای نیرویی نامیده می‌شود.

به هر حال در این روش نیز مشکلاتی وجود دارد. اگر چه مقاومت تسلیم اعضاء باربر جانی ممکن است در ابتدای روش معلوم باشند، اما تغییر مکان تسلیم سیستم معادل تا زمانی که توزیع مقاومت بین اعضاء صورت نگرفته، معلوم نخواهد بود. این رویکرد به فرض تساوی بین تغییر مکان‌های الاستیک و شکل پذیر (تقریب تغییر مکان برابر) استناد می‌کند که بر اساس شکل ۱-۱۸ ممکن است معتبر نباشد و به تجربه بسیار زیاد طراح نیاز دارد. این رویکرد برای طراحی لرزه‌ای مناسب است، اما هنوز برای ورود به آیین نامه آماده نمی‌باشد. در فصول آینده این کتاب نشان داده خواهد شد که یک رویکرد طراحی مستقیم بر اساس تغییر مکان برای ورود به آیین نامه، ساده‌تر و بهتر است که به فرض تساوی تغییر مکان غیرالاستیک / الاستیک نیاز نمی‌باشد. (ط-توجه به حذف فصل ۱۴ بهتر است این عبارت هایلایت شده حذف شود)

۱-۴-۲ طراحی بر اساس محاسبه تغییر شکل

مدل دیگری از روش بر مبنای نیرو / کنترل تغییر مکان پیشنهاد شده که جزئیات مقاطع بحرانی (به خصوص جزئیات آرماتور عرضی اعضا بتن مسلح) را به تغییر شکل موضعی مورد نیاز مرتبط می‌کند و روش طراحی بر اساس محاسبه تغییر شکل نامیده می‌شود. مقاومت با ضرایب کاهش نیروی مشخص شده به روش طراحی بر مبنای نیرو مرتبط می‌شود. تغییر شکل‌های موضعی مورد نیاز، معمولاً برحسب دوران یا انحناء در انتهای عضو و بر اساس روش‌های پیشرفته تحلیلی مانند تحلیل‌های پوشش‌آور یا تاریخچه زمانی غیرالاستیک قابل محاسبه است. سپس دیتیل (**جزئیات**) آرماتورگذاری عرضی از روابط جدید بین دیتیل (**جزئیات**) آرماتورگذاری عرضی و تغییر شکل موضعی مورد نیاز مانند آنچه که در فصل ۴ آمده، تعیین می‌گردند.

تحقیقات اولیه روی این روش به پل‌ها برگشته و با سازه‌های بتن مسلح ادامه پیدا کرده است. این روش با تغییرات افزون دیگری نیز اخیراً توسعه یافته است. در تغییرات پیشنهادی Panagiatoach و Fardis ابتدا سازه با استفاده از روش‌های الاستیک برای مقاومت مورد نیاز بر اساس ترکیب بارهای ثقیلی و بار زلزله سطح بهره‌برداری طراحی می‌شود. سپس با تکنیک‌های پیشرفته مانند تحلیل تاریخچه زمانی غیرالاستیک یا پوشش‌آور غیرالاستیک، تحلیل شده تا دیتیل آرماتورگذاری عرضی مورد نیاز تعیین گردد. به هر حال مشخص نیست که این طراحی زمانی که پاسخ تحت زلزله سطح طراحی مد نظر است، جوابگو خواهد بود یا خیر؛ زیرا تحلیل‌های تاریخچه زمانی غیرالاستیک قاب‌های ساختمانی انجام شده توسط Pinto و همکاران نشان داده که دوران‌های غیرالاستیک اعضا به این مسئله که بارهای ثقیلی در تحلیل در نظر گرفته شوند یا خیر، حساس نمی‌باشند. یک روش جایگزین برای ترکیب بارهای ثقیلی و لرزه‌ای در بخش ۳-۷ پیشنهاد شده است. رویکرد تشریح شده در این بخش، پتانسیل ایجاد سازه‌هایی با خطر یکنواخت‌تر و فروریزش را دارد گرچه خطر یکنواخت آسیب با این روش وجود نخواهد داشت.

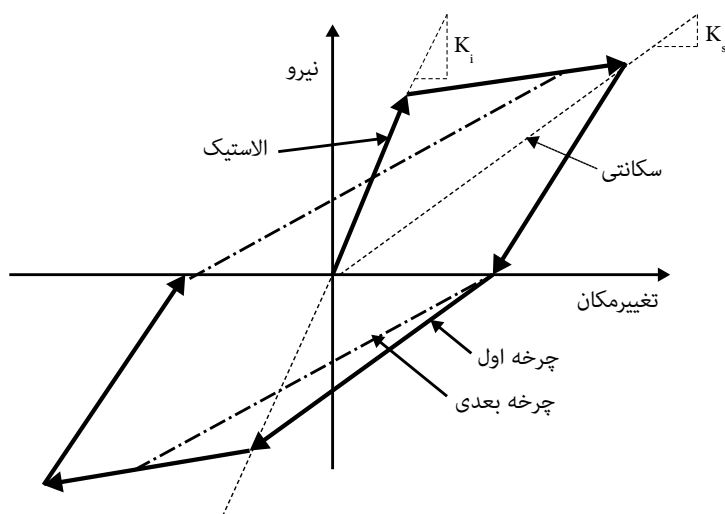
۱-۴-۳ طراحی بر اساس ضوابط تغییر شکل

به تازگی رویکردهایی مطرح شده که هدف آنها طراحی سازه‌هایی است که به یک حالت حدی تغییر شکل مشخص تحت زلزله سطح بهره‌برداری دست یابند به جای اینکه به تغییر مکانی برسند که از حدود مشخص شده کمتر باشد. به نظر می‌رسد این رویکردها فلسفه ارائه شده در دو بخش قبل را بیشتر ارضاء می‌کنند. زیرا آسیب را می‌توان مستقیماً به تغییر شکل مرتبط نمود. لذا سازه‌های طراحی شده برای رسیدن به یک حد تغییر مکان مشخص، دلالت بر طراحی برای یک خطر آسیب مشخص دارند که سازگار با مفهوم خطر یکنواخت بکار برده شده در تعیین زلزله طرح است. بنابراین می‌توان گفت که سازه‌های مختلف طراحی شده با این رویکرد خطر یکسانی دارند برخلاف سطح خطر متغیر مربوط به رویکردهای طراحی سنتی که در بخش ۱-۳ بحث شد. با بهره‌گیری از روابط جدید جزئیات بندی / تغییر شکل، دستیابی به سازه‌های با خطر یکنواخت‌تر و فروریزش و نیز آسیب، بصورت تئوری قابل حصول است.

روش‌های مختلفی برای رسیدن به این هدف توسعه یافته است. مهمترین تفاوت این روش‌ها در تعیین خصوصیات سختی برای طراحی است. بعضی از روش‌ها، سختی الاستیک اولیه پیش از تسلیم را مطابق روش طراحی نیرویی سنتی تعیین می‌کنند. مطابق آنچه که در روش پیشنهادی توسط Paulay در بخش ۱-۴-۱ گفته شد برای دستیابی به تغییر مکان مطلوب به روند تکراری برای اصلاح سختی اولیه و مقاومت نیاز است. این رویکردها به روابط موجود بین تغییر مکان الاستیک و غیرالاستیک مانند تقریبهای تغییر مکان برابر یا انرژی برابر استناد می‌کنند. در بخش ۴-۹-۲ (ج) نشان داده شده که این تقریب‌ها بر مبنای فرضیات میرایی الاستیک نامعتبر هستند.

رویکرد دوم بر مبنای خصوصیات سازه جایگزین، سختی سکانتی را برای تغییرمکان حداکثر مورد استفاده قرار می‌دهد و میرایی هیسترتیس را در تغییرمکان حداکثر بصورت الاستیک معادل بیان می‌کند. عموماً این روش‌ها یا اصلاً به تکرار نیاز ندارند و یا تکرارهای بسیار کمی را برای دستیابی به تغییرمکان مشخص در بر خواهند گرفت و لذا روش‌های طراحی مستقیم بر اساس تغییرمکان (DDBD) نامیده می‌شوند. در شکل ۱۹-۱ فرضیات مختلف سختی در دو رویکرد، برای حداکثر پاسخ نیرو-تغییرمکان هیسترتیس یک نمونه نشان

داده شده است، که K_i و K_s به ترتیب سختی اولیه و سکانتی پاسخ حداکثر می‌باشند. یادآوری می‌شود که یکی از مهمترین مشکلات روش طراحی لرزه‌ای بر مبنای نیرو، استفاده از سختی اولیه در توزیع نیرو بین اعضاء مختلف سازه می‌باشد. در فصل ۳ نشان داده خواهد شد که با استفاده از سختی سکانتی این مشکل قابل حل است.



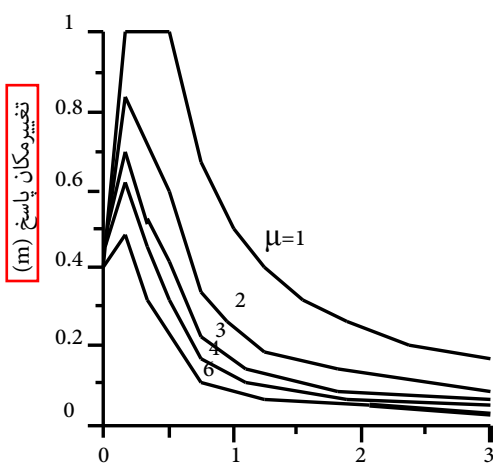
شکل ۱۹-۱ خصوصیات سختی اولیه و سکانتی پاسخ هیسترتیس

تفاوت دیگر بین روش‌ها **تفاوت در نحوه** استعمال اتلاف انرژی هیسترتیس می‌باشد. دو دسته رویکرد قابل شناسایی است: یکی آنهایی که از طیف غیرالاستیک بهره می‌گیرند و دیگری آنهایی که از میرایی ویسکوز معادل استفاده می‌کنند. طیف غیرالاستیک، عموماً به شتاب مربوط می‌شود، اگر چه دلیلی وجود ندارد که نتوان طیف غیرالاستیک تغییرمکان را تولید نمود (بخش ۳-۴-۳). طیف‌ها با حل سیستم‌های یک درجه آزادی دارای دوره تناوب‌های الاستیک اولیه مختلف با استفاده از قانون هیسترتیس و یک شکل‌پذیری حداکثر مشخص بدست می‌آیند. از آنجا که اصولاً پیش‌بینی شکل‌پذیری نیاز پیش از تحلیل امکان‌پذیر نیست، تحلیل‌ها با توجه به محدوده‌ای از ضرایب کاهش نیروی مشخص انجام و طیف برای یک ضریب شکل‌پذیری معلوم با درونیابی بین نتایج این تحلیل‌ها حاصل می‌شود. همچنین به عنوان روشی جایگزین می‌توان روابط ساده شده بین ضریب کاهش نیرو و شکل‌پذیری که بین رویکرد تغییرمکان برابر در دوره تناوب‌های زیاد و انرژی برابر در دوره تناوب‌های کوتاه متفاوت است را مستقیماً بدست آورد. در شکل ۱-۲۰ (الف) مثالی بر اساس این رویکرد با استفاده از طیف شتاب مبنای ECA مربوط به زمین سخت و شتاب حداکثر زمین (PGA) برابر $0.4g$ ارائه گردیده است.

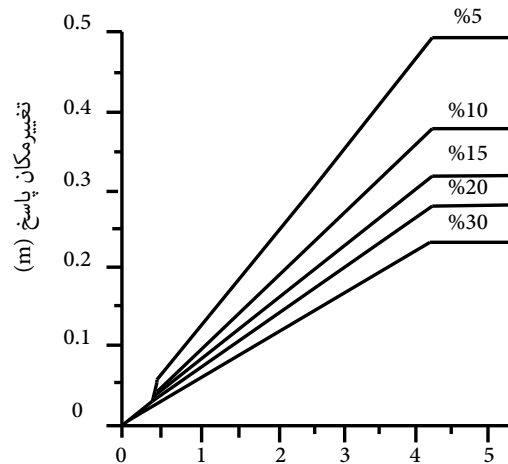
مطابق آنچه که در شکل ۱-۱۸ بحث شد، برای سیستم‌های سازه‌ای مختلف با خصوصیات هیسترتیس متفاوت باید طیف غیرالاستیک گوناگون تولید شود. روش‌های تولید طیف غیرالاستیک در بخش ۳-۴ آمده است.

روش جایگزین دوم بیان شکل پذیری و ظرفیت اتلاف انرژی، بصورت میرایی ویسکوز معادل با استفاده از روابط بدست آمده از تحلیل‌های تاریخچه زمانی غیرالاستیک می‌باشد. این روش تنها زمانی مناسب است که در فرآیند طراحی در پاسخ حداکثر از سختی سکانتی استفاده گردد. این روش طراحی با استفاده از طیف تغییرمکان یا اصلاً به تکرار نیاز نداشته و یا تکرار بسیار کمی لازم است و لذا طراحی لرزه‌ای مستقیم بر اساس تغییرمکان (DDBD) خوانده می‌شود. در فصل ۳ به این روش پرداخته شده است.

مثالی از یک دسته تغییرمکان طیفی برای سطوح میرایی مختلف برای طیف تغییرمکان EC۸، زمین سخت و ۰.۴g PGA (در شکل ۱-۲۰ (ب) نشان داده شده است. بدیهی است یک مجموعه طیف منحصر بفرد که محدوده مورد انتظار میرایی ویسکوز معادل را پوشش داده و برای کلیه خصوصیات هیسترتیس بکار می‌رود، روابطی بین میرایی ویسکوز معادل، شکل پذیری و قانون هیسترتیس کالیبره شده بر اساس تحلیل‌های تاریخچه زمانی غیرالاستیک برقرار می‌نماید. همچنین می‌توان طیف تغییرمکان را به جای میرایی ویسکوز معادل برحسب شکل پذیری بیان نمود (شبیه آنچه که برای طیف شتاب شکل ۱-۲۰ (الف) شاهد هستیم). در فصل ۳ نشان داده خواهد شد که طیف تغییرمکان غیرالاستیک را می‌توان با دقت زیاد با استفاده از همان داده‌ها و تحلیل‌هایی که برای یافتن رابطه بین شکل پذیری و میرایی با توجه به یک قانون هیسترتیس داده شده بکار می‌رود، تولید نمود. عیب این رویکرد آن است که طیف غیرالاستیک باید برای هر قانون هیسترتیس تولید شود و تعیین شکل پذیری سیستم معادل نیاز به دقت زیاد دارد.



الف) طیف شتاب غیرالاستیک



ب) طیف تغییرمکان میراشده

شکل ۱-۲۰ بیان طیفی شکل پذیری برای زمین سخت EC۸ با ۰.۴g PGA

۴-۴-۱ انتخاب روش طراحی

در دو مرجع [F۴ , C۱۶] روش‌های مختلف طراحی بر مبنای تغییرمکان بیان و با یکدیگر مقایسه گردیده است. در این مرجع و مراجع دیگر نامگذاری‌های متفاوتی، جهت تشریح روش‌های طراحی جدید به کار رفته است. از جمله این نام‌ها عبارتند از "طراحی بر مبنای تغییرمکان"، "طراحی حالت حدی"، "طراحی بر اساس عملکرد" و "طراحی بر اساس نتیجه". هدف تمامی این روش‌ها یکسان است: فراهم آوردن راه حل‌های تغییرمکانی مناسب برای طراحی لرزه‌ای.

در این کتاب از رویکرد طراحی مستقیم بر اساس تغییرمکان استفاده می‌شود، چرا که روش مستدلی بوده و بهترین وسیله برای از بین بردن نقص‌های موجود در روش طراحی سنتی بر مبنای نیرو (مطابق بخش ۱-۳) می‌باشد. همچنین روش مذکور بیش از سایر رویکردها توسعه یافته و برای دسته وسیعی از سازه‌ها بکار برده شده است. این روش ساده بوده و برای استفاده از طیف غیرالاستیک، بدلیل سادگی و کاربرد وسیع، جذب انرژی هیسترتیس از طریق میرایی ویسکوز معادل بیان خواهد شد.