



طراحی لرزه ای سازه ها
بر اساس تغییر مکان

M.J.N. PRIESTLEY

G.M. CALVI

M.J.KOWALSKY

مترجمین و گردآورندگان:

علیرضا صالحین

احسان عمرانیان

با کمال احترام،

تقدیم به

شهدای آتش نشان ساختمان پلاسکو



تقدیم به

پدر و مادر عزیز و مهربانم

که در سختی‌ها و دشواری‌های زندگی همواره یآوری
دلسوز و فداکار و پشتیبانی محکم و مطمئن برایم بوده‌اند.

احسان عمرانیان

تقدیم به

جناب محمد بحرانی عزیز، صداپیشه عزیز جناب خان،
عروسکی که با دل، جان و سخنان خودش منجر به
آشتی ملی بین اقوام مختلف ایرانی از جمله فارس،
ترک، لر، کرد، بلوچ، عرب و ... گردید. تا ابد در ذهن و
دل ما ایرانیان جای دارید.



علیرضا صالحین

فهرست مطالب

۱۱	دلیل نیاز به طراحی لرزه ای بر اساس تغییرمکان	فصل ۱
۴۵	زلزله ورودی در طراحی بر مبنای تغییرمکان	فصل ۲
۷۱	طراحی مستقیم بر مبنای تغییرمکان	فصل ۳
۱۴۳	ابزار تحلیلی در روش طراحی مستقیم بر اساس تغییرمکان	فصل ۴
۲۲۹	قاب های ساختمانی	فصل ۵
۳۱۷	ساختمان های دارای دیوارهای سازه ای	فصل ۶
۳۹۱	ساختمان های با سیستم قاب- دیوار دوگانه	فصل ۷
۴۱۹	پل ها	فصل ۸
۴۷۳	سازه های دارای میراگر و جداساز	فصل ۹
۵۵۱	ارزیابی لرزه ای بر اساس تغییرمکان	فصل ۱۰
۵۸۱	اسکله ها و پایه ها	فصل ۱۱
۶۲۹	آیین نامه برای طراحی لرزه ای برای طراحی لرزه ای سازه ها بر اساس تغییرمکان ۲۰۱۲ DDBD	فصل ۱۲
۷۴۳	مراجع انتهایی کتاب	

دیکشنری انتهایی کتاب (انگلیسی به فارسی)

پیش گفتار مولف

اگر چه طراحی لرزه ای بر اساس عملکرد به طور وسیعی توسط محققان مورد استفاده قرار می گیرد، اما در حال حاضر در روند طراحی و اجرا چندان بکار گرفته نمی شود. این روش، ملاحظات احتمالاتی بسیاری را در بر می گیرد که به ورودی های لرزه ای، ویژگی های مصالح، ابعاد، بارهای ثقلی، هزینه های مالی مربوط به آسیب، فروریزش یا از دست دادن قابلیت کاربری ناشی از زلزله، وابسته است. همچنین این روش، ابزاری مفید جهت ارزیابی سازه های موجود است، اما در طراحی سازه های موجود که هندسه آن متغیر بوده یکی از محدود راه حل های طراحی می باشد.

در حال حاضر، در تعیین زلزله ورودی از تئوری احتمالات استفاده می شود که عموماً بر اساس طیف خطر یکنواخت است. مهندسين برای طراحی سازه ها از نیروهای تعیین شده در آیین نامه استفاده می کنند که در تعیین آن روابط و نهایتاً خروجی آنها میزان خطر ناشی از آسیب یا فروریزش بطور واقعی در نظر گرفته نشده است. کنترل تغییرمکان های سازه ای که از طریق کرنش های مصالح (آسیب سازه ای) و تغییرمکان های نسبی (آسیب غیر سازه ای) مستقیماً به میزان آسیب مربوط می شوند، در انتهای روند طراحی با روش های تقریبی انجام می گیرد. در بهترین حالت، این روش منجر به طرحی خواهد شد که معیار کنترل آسیب را با تراز خطرپذیری متغیر ارضاء می نماید. اما در بدترین حالت، طرحی با ایمنی نامشخص خواهیم داشت.

این کتاب، با بهره گیری از رویکرد قطعی، پلی بین طراحی سنتی سازه و یک روش طراحی کاملاً احتمالاتی (و شاید دست نیافتنی) بر اساس بهترین اطلاعات موجود از تحلیل و ویژگیهای مصالح بوجود بیآورد تا سازه ای خلق شود که بتواند به یک حالت حدی سازه ای یا غیرسازه ای تحت یک زلزله خاص دست یابد نه اینکه بوسیله این حالات حدی محدود گردد. سازه های طراحی شده با این معیار، سازه های با «خطرپذیری یکنواخت» نامیده می شوند. رویکرد استفاده شده بسیار ساده و معادل روش طرح لرزه ای مجاز در آیین نامه ها یعنی روش نیروی جانبی معادل است، اما به هر حال برای اکثر طراحان ناآشنا خواهد بود، زیرا نقطه شروع، انتخاب تغییر مکان طراحی می باشد. این روش طراحی نیروی برش پایه و توزیع مقاومت در سازه را تعیین نموده تا این تغییرمکان بدست آید. لذا، این فرآیند (تغییرمکان های منتهی شده به مقاومت) برخلاف طراحی سنتی که در آن مقاومت به تعیین تغییرمکان منجر می گردد، می باشد.

در واقع، این کتاب مستقیماً متوجه طراحان سازه بوده و در ادامه دو کتاب قبلی نویسنده اصلی به نام های ("طرح لرزه ای سازه های بتن مسلح و بنایی" (John Wiley ۱۹۹۲ به همراه T.Paulay) و "طرح لرزه ای و مقاوم سازی پل ها (به همراه F.Seible و G.M.Calvi, John Wiley ۱۹۹۲). " کتب مذکور در اصل، به جزئیات طراحی و توزیع نیروی مربوط به سازه های مورد اشاره می پردازند. اگر چه تأکید اصلی در این کتب بر فلسفه طراحی لرزه ای از نظر ملاحظات طراحی ظرفیت بوده، اما کمی هم به بررسی تراز بهینه مقاومت مورد نیاز ساختمان یا پل توجه نموده است. این کتاب، بطور مشخص این جنبه را بررسی نموده و نیز روشی را در نظر می گیرد که با آن مقاومت مورد نیاز سیستم (نیروی برش پایه) در سرتاسر سازه توزیع می شود. خواهیم دید که روش های سنتی تحلیل، با فرضیات مربوط به سختی عضو ناسازگار است. در نظر گرفتن تعادل به جای سختی، منجر به توزیع واقعی تر و ساده تر مقاومت خواهد شد. مفاهیم جدید در زمینه پاسخ پیچشی غیرالاستیک، بکار گرفته شده و به طراحی بر اساس تغییرمکان تعمیم می یابد. ترکیب اثرات لرزه ای و ثقلی و نیز $P - \Delta$ در نظر گرفته می شوند. ملاحظات مربوط به روش طراحی ظرفیت بر اساس مجموعه وسیعی از مطالعات تحقیقاتی اخیر بازبینی و

اطلاعات کاملاً واقع بینانه و جدید برای دسته وسیعی از سازه ها فراهم می گردد. اطلاعات موجود در این کتاب نه تنها برای طراحانی که قصد دارند از اصول طراحی بر مبنای تغییرمکان استفاده کنند مناسب است، بلکه برای آن دسته از افرادی که طراحی را بر اساس روش نیرویی سنتی انجام می دهند و علاقه مند به درک پاسخ لرزه ای سازه ها همراه با جزییات کاملتری هستند نیز مفید خواهد بود تا بتوانند این درک را در طراحی خویش بکار گیرند.

اگر چه تمرکز اصلی این کتاب طراحی حرفه ای است، اما این انتظار می رود که برای جامعه محققین نیز جذابیت لازم را برای افزایش دانش ایشان جهت رسیدن به یک روش طراحی کامل فراهم آورد. اطلاعات وسیع و جدیدی که پیشتر منتشر نشده در این کتاب ارائه می گردد. امیدواریم که مباحث این کتاب محققان را بیشتر به این زمینه علاقه مند نماید. همچنین استفاده از این کتاب، برای دانشجویان مهندسی زلزله ترم های آخر کارشناسی و نیز کارشناسی ارشد که علاقمند به فراگیری عمیق تر مفاهیم طراحی و پاسخ لرزه ای هستند، نیز توصیه می شود. در فصل ۱ دلیل نیاز برای حرکت از طراحی لرزه ای نیرویی به سمت طراحی بر اساس تغییرمکان بیان می شود. در واقع این موضوع به نیاز برای تخمین سختی اولیه در روش طراحی نیرویی بر می گردد. زیرا استفاده از مقادیر اولیه سختی، جهت توزیع نیروی جانبی لرزه ای در سازه صحیح نمی باشد. در فصل ۲ به روش نوین انتخاب زلزله ورودی برای طراحی بر اساس تغییرمکان، بخصوص در رابطه با خصوصیات طیف تغییرمکان الاستیک و غیرالاستیک پرداخته می شود. مفاهیم بنیادی مربوط به "طراحی لرزه ای مستقیم بر اساس تغییرمکان" که در آن هیچ فرآیند تکرار شونده ای در روند طراحی نیاز نمی شود، در فصل ۳ توسعه داده شده است. ابزار مورد نیاز بویژه در طراحی بر اساس تغییرمکان در فصل ۴ فراهم می گردد. سپس اصول روش طراحی بر اساس تغییرمکان برای سیستم های سازه ای مختلف اعم از قاب ها، دیوارها، قاب های دو گانه، پل ها و ساختمان های دارای جداساز لرزه ای و میراگرهای الحاقی در فصول بعدی بکار می رود و متعاقب آن ارزیابی لرزه ای در فصل ۱۰ انجام می گیرد. همچنین در سرتاسر این کتاب مثال های طراحی متنوعی آورده شده است.

روش طراحی مذکور اولین بار در آغاز دهه ۹۰ میلادی پیشنهاد شد و اکنون به فرم کاملتر و مناسب تری برای طراحی رسیده است. تحقیقات زیادی در سالهای گذشته جهت توسعه و کالیبره کردن این رویکرد انجام شده که از آن جمله می توان به کارهای Juan Camillo و Carlos, Katrin Beyer, Alexandro Amaris و Dario Pietra, Didier Pettinga, Juan Camillo Ortiz, Pio Miranda, Chiara Casarotti, Blandon و Tim Sullivan و شماری دیگر اشاره نمود.

مثال های طراحی در این کتاب توسط Rui Pinho, Daria Pietra, Laura Quaglini, Luis Montejو Dr. Ste-Prot. Athol Carr و Vinicio Suarez آماده و تحلیل های سازه ای نرم افزاری مربوط به آنها توسط Mr. Luis Montejو Dr. Rui Pinho انجام شده است.

در اینجا باید از پروفیسور Tom Paulay و Dr. Rui Pinho به طور ویژه تشکر نمایم. ایشان دست نوشته های مربوط به هر بخش را خوانده و اشتباهات آن را ویرایش نمودند. توضیحات این بزرگواران منجر به بهبود کتاب شده است.

(لازم میدانم تشکر ویژه از سرکار خانم مرضیه شایسته بابت دقت، حوصله و صبر ستودنی ایشان در صفحه آرایی و همچنین مهندس عمرانیان بزرگوار در صبر و تلاش مثال زدنی ایشان در همکاری در این کتاب به عمل بیاورم- مهندس علیرضا صالحین، مدیر علمی نشر دانشگاهی فرهمند)

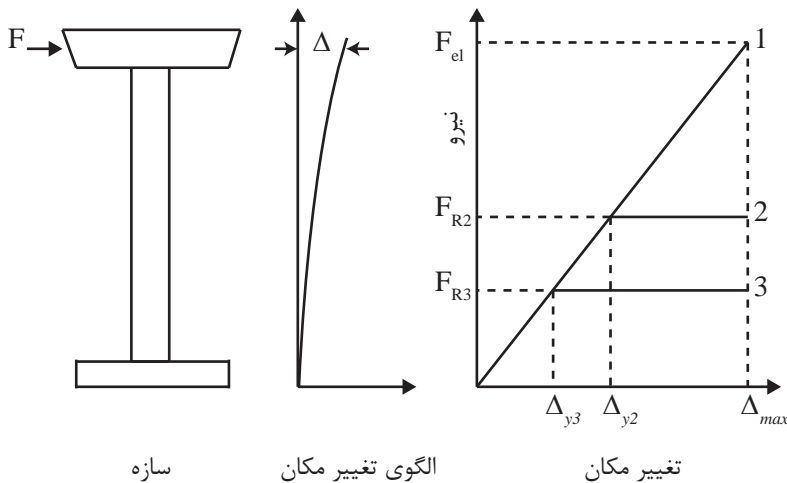
فصل اول

دلیل نیاز به طراحی لرزه‌ای
بر اساس تغییر مکان

مقدمه:

۱-۱ ملاحظات تاریخی

زلزله منجر به ایجاد نیرو و تغییر مکان در سازه می‌گردد. این موارد در سیستم‌های الاستیک مستقیماً به سختی سیستم ارتباط پیدا می‌کنند، اما برای سازه‌های با رفتار غیرالاستیک، وضعیت پیچیده شده و به تغییر مکان حال حاضر و مقدار تغییر مکان در طول پاسخ زلزله وابسته می‌باشد. 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 گردید که 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، و نه فروریزش سازه. از آنجایی که زلزله سطح طراحی به ندرت اتفاق می‌افتد (احتمال وقوع سالیانه حدود ۰.۰۰۲)، 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 می‌باشد. 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 ۰.۶ تا ۲ 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} قرار گرفته است.



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

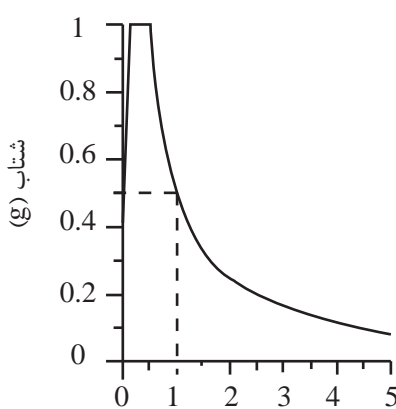
به کمک شکل ۱-۱ می‌توان مفاهیم "ضریب کاهش نیرو" و "انعطاف پذیری" را معرفی نمود. برای یک سازه با پاسخ الاستیک خطی به زلزله طرح، حداکثر نیرو در تغییرمکان اوج، F_{el} است (این را سازه ۱ می‌نامیم). سازه ۱ و ۲ برای سطوح مقاومت نهایی کاهش یافته F_{R2} و F_{R3} طراحی می‌شوند که این مقاومت‌ها با ضرایب کاهش نیرو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

$$F_{R2} = F_{el} / R_2 \qquad F_{R3} = F_{el} / R_3 \quad (1-1)$$

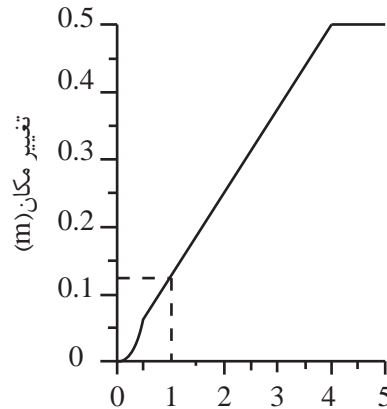
"شکل پذیری" به هر معیاری از تغییرشکل می‌تواند ارتباط داده شود (مانند تغییرمکان، انحناء، کرنش) و برابر است با نسبت تغییرشکل حداکثر به مقدار تسلیم موثر. در این کتاب، "تغییرشکل حداکثر" تغییرشکل حداکثر مورد انتظار میانگین می‌باشد (زمانیکه از شکل پذیری تقاضا صحبت می‌کنیم) یا زمانی که از ظرفیت شکل پذیری استفاده 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:

$$\mu_2 = \Delta_{max} / \Delta_{y2} = F_{el} / F_{R2} = R_2; \mu_3 = \Delta_{max} / \Delta_{y3} = F_{el} / F_{R3} = R_3 \quad (2-1)$$

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 سیستم‌های غیرالاستیک، "مقاومت" اهمیت کمتری نسبت به تغییرمکان دارد. زیرا همانطور که مشاهده می‌شود، مقاومت‌های F_{R2} و F_{R3} تاثیر کمی بر تغییرمکان نهایی Δ_{max} دارند. لذا منطقی‌تر آن است که از "تغییرمکان" به عنوان مبنای طراحی استفاده گردد. برای سیستم‌های الاستیک فرقی نمی‌کند که 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)
ب) طیف شتاب برای میرایی 5%



دوره تناوب T (ثانیه)
ب) طیف تغییر مکان برای میرایی 5%

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 ۱-۲ (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 گردد:

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

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 هنگامیکه 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 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 ۱-۲ 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 ۱-۲ انجام می‌گیرد، بیشتر به دیدگاه‌های قدیمی بر می‌گردد. تا پیش از ۱۹۳۰ تعداد محدودی از سازه‌ها بطور خاص برای اثرات زلزله طرح می‌شدند. در دهه ۱۹۲۰ و اوایل ۱۹۳۰ چندین زلزله بزرگ به وقوع پیوست (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 را نسبت به آنهایی که برای نیروی جانبی طرح نشده بودند از خود 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 درک گردید و در طی 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 (۱-۲)، و دیگر روابط

مانند تقریب "انرژی برابر" که برای سازه‌های با دوره تناوب کوتاه مناسب تر به نظر می‌رسد به عنوان مبنایی برای تعیین نیروهای جانبی مناسب برای طراحی توسعه داده شدند.

طی دهه‌های ۷۰ و ۸۰ تحقیقات بیشتری جهت تعیین ظرفیت شکل پذیری سیستم‌های سازه‌ای مختلف صورت پذیرفت. ملاحظات مربوط به شکل پذیری، یک بخش اصلی طراحی گردید و در مورد آن در دهه‌های ۶۰ و ۷۰ کتب مهمی نوشته شد و تاکنون به عنوان اساس فلسفی برای طراحی لرزه‌ای شناخته می‌شود. برای اینکه مقادیر عددی ظرفیت شکل پذیری بدست آید، مطالعات تحلیلی و آزمایشگاهی گسترده‌ای انجام گردید تا حداکثر تغییرمکان ایمن در سیستم‌های سازه‌ای مختلف را تحت تغییرمکان‌های چرخه‌ای اعمالی تعیین نماید. این امر را می‌توان اولین گرایش از دید نیرو به عنوان مبنای طراحی دانست. مقاومت مورد نیاز به کمک یک ضریب کاهش نیرو که ظرفیت شکل پذیری سیستم سازه‌ای و مصالح مورد استفاده را منعکس می‌نماید، قابل محاسبه است. با این حال هنوز هم فرآیند طراحی بر حسب مقاومت مورد نیاز صورت می‌گیرد و ظرفیت تغییرمکان به عنوان آخرین مرحله طراحی کنترل می‌گردد. همچنین در این دوران، مفهوم "طراحی ظرفیت" معرفی شد که در آن موقعیت تشکیل مفاصل پلاستیک خمشی مورد شناسایی قرار گرفته و از موقعیت‌های نامطلوب این مفاصل و مودهای نامناسب تغییرشکل غیرالاستیک، مانند شکست برشی (با در نظر گرفتن مقاومت بیشتر از سطوح نیروی متناظر با مکانیزم غیرالاستیک مطلوب) ممانعت به عمل می‌آید. شکل پذیری از ظرفیت تغییرمکان مهم تر شناخته شده است، اگر چه این دو به هم مرتبط می‌باشند.

در دهه ۹۰ کتاب‌هایی با تاکید بیشتر روی ملاحظات تغییرمکان و طراحی ظرفیت برای طراحی لرزه‌ای سازه‌های بنایی و بتنی نوشته شد و مفهوم "طراحی لرزه‌ای بر مبنای عملکرد" بر اساس ملاحظات تغییرمکان بوجود آمد و موضوع تحقیقات زیادی را به خود اختصاص داده است. از این خلاصه در مورد تاریخچه طراحی لرزه‌ای متوجه می‌شویم که طراحی اولیه، کاملاً بر مبنای مقاومت یا نیرو با یک سری فرضیات به جای تخمین دقیق سختی الاستیک بوده است. در سال‌های اخیر اهمیت تغییرمکان بیشتر روشن گردید. به جای ایجاد روش بر مبنای تغییرمکان، تلاش شده تا رویکرد نیرویی موجود اصلاح و ملاحظات تغییرمکان سر لوحه کار قرار گیرد.

۲-۱ طراحی لرزه‌ای بر مبنای نیرو

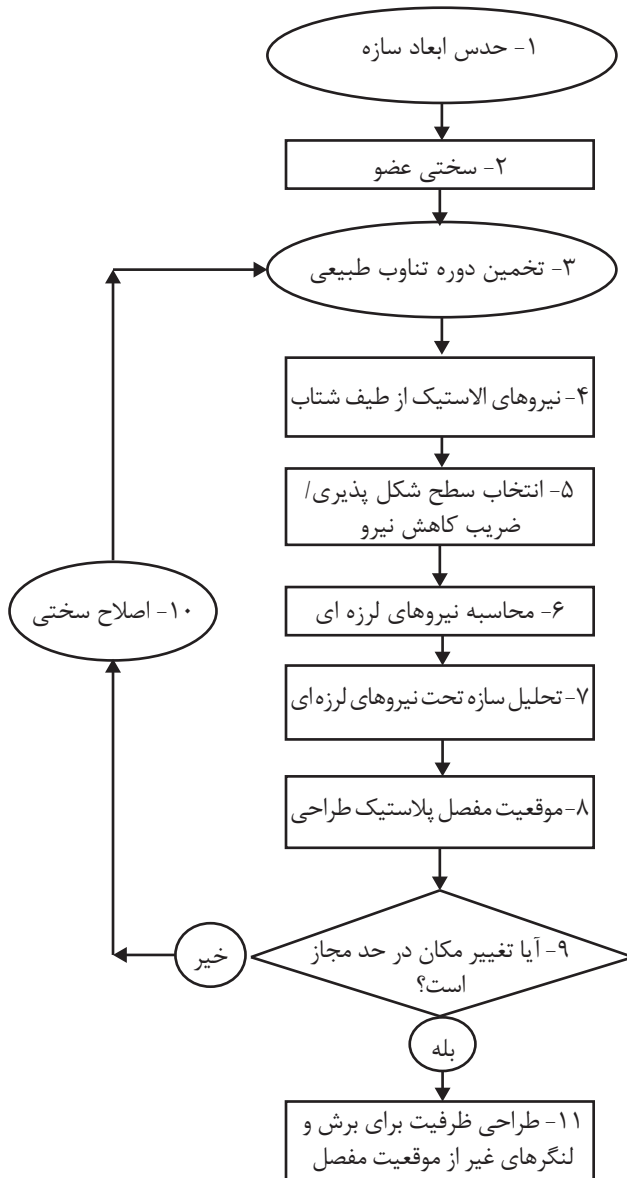
اگر چه روش سنتی طراحی بر مبنای نیرو، در سال‌های اخیر بطور قابل ملاحظه‌ای بهبود یافته، اما هنوز نیز در این رابطه مسائلی اساسی وجود دارد، بخصوص زمانی که این روش در سازه‌های بتن مسلح یا بنایی بکار می‌رود. برای بررسی این مسائل، ابتدا می‌بایستی بطور خلاصه روش مذکور را آنچنان که در آیین‌نامه‌های لرزه‌ای جدید بکار می‌رود مورد بازبینی قرار دهیم.

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

۱- هندسه سازه، یعنی مقاطع اعضاء حدس زده می‌شود. ممکن است در بسیاری از موارد بارهای غیر لرزه‌ای بر این هندسه حاکم باشند.

۲- سپس سختی الاستیک اعضاء بر اساس تخمین اولیه مقاطع اعضاء حاصل می‌گردد. فرضیات مختلف موجود در آیین‌نامه‌های طراحی لرزه‌ای گوناگون در مورد سختی مناسب اعضاء بتن مسلح و بنایی مورد استفاده قرار می‌گیرد. در بعضی موارد مقطع ترک نخورده فرض می‌شود، در حالی که مطابق بعضی آیین‌نامه‌ها باید سختی مقطع کاهش یابد تا بتوان نرم شدگی ناشی از ترک خوردگی مورد انتظار به هنگام تسلیم عضو را منعکس نماید.

۳- بر پایه سختی فرض شده اعضاء، دوره تناوب اصلی (رویکرد نیروی جانبی معادل) یا دوره تناوب‌ها (تحلیل دینامیکی چند مود) محاسبه می‌شوند. دوره تناوب اصلی بصورت زیر بدست می‌آید:



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

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{m_e}{K}} \quad (6-1)$$

m_e : جرم موثر لرزه‌ای (عموماً جرم کل در نظر گرفته می‌شود).
در بعضی آیین‌نامه‌های ساختمانی دوره تناوب اصلی بر اساس ارتفاع و مستقل از سختی اعضا، توزیع جرم و یا هندسه سازه مشخص شده است:

$$T = C_1 (H_n)^{0.75} \quad (7-1)$$

C_1 به نوع سیستم سازه‌ای وابسته بوده و H_n ارتفاع ساختمان می‌باشد. دهه اول قرن هزاره دوم میلادی در آیین‌نامه‌های آمریکا توان معادله (7-1) را به صورت متغیر وابسته به سیستم و مصالح سازه‌ای بیان نمودند که بین 0.75 و 0.9 تغییر می‌نماید.

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 نمی‌بایستی بیشتر گردد.
4- برش پایه طرح ($V_{Base,E}$) برای سازه با رفتار الاستیک بدون در نظر گرفتن شکل پذیری با معادله‌ای به فرم زیر قابل حصول است:

$$V_{Base,E} = C_T \cdot I \cdot (gm_e) \quad (8-1)$$

C_T ضریب زلزله وابسته به شدت لرزه‌ای، شرایط خاک و دوره تناوب T (شکل 1-2 الف)، I ضریب اهمیت که بیان‌کننده سطوح مختلف خطرپذیری قابل پذیرش برای سازه‌های مختلف و g شتاب ثقل می‌باشد.
5- ضریب کاهش نیرو یا ضریب رفتار (R_μ) متناظر با ظرفیت شکل‌پذیری سیستم سازه‌ای و مصالح مورد استفاده است. عموماً R_μ توسط آیین‌نامه طراحی مشخص می‌شود و مقدار آن بر اساس دلخواه طراح نیست؛ اگر چه ممکن است طراح، مقدار کمتری از آنچه که در آیین‌نامه آمده را بکار ببرد.
6- نیروی برش پایه طرح به صورت زیر بدست می‌آید:

$$V_{Base} = \frac{V_{Base,E}}{R_\mu} \quad (9-1)$$

سپس نیروی برش پایه در قسمت‌های گوناگون سازه توزیع شده تا بردار نیروهای لرزه‌ای اعمالی بدست آید. عموماً در سازه‌های ساختمانی، این توزیع متناسب با ضرب ارتفاع و جرم در ترازهای مختلف بوده که با وضعیت تغییرشکل مکانیزم غیرالاستیک مورد نظر (مفاصل پلاستیک در انتهای تیر به علاوه مفاصل پلاستیک در پای ستون طبقه همکف در قاب‌ها؛ مفاصل پلاستیک در پای دیوارهای طبقه همکف برای سازه‌های دارای دیوار) سازگار می‌باشد. کل نیروی زلزله، بین اعضا مختلف باربر جانبی مثل قاب‌ها و دیوارهای سازه‌ای به نسبت سختی هر یک توزیع می‌شود.

7- آنگاه سازه تحت بردار نیروهای لرزه‌ای طراحی تحلیل و ظرفیت‌لنگر مورد نیاز در موقعیت‌های مستعد رفتار غیرالاستیک (مفاصل پلاستیک) تعیین می‌شود.

8- مقاطع اعضا سازه‌ای در موقعیت مفاصل پلاستیک طراحی و تغییرمکان‌های ناشی از زلزله تعیین می‌گردد.

9- تغییرمکان‌ها با حدود مجاز مشخص شده در آیین‌نامه، مقایسه می‌شوند.

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

۱۱- اگر تغییر مکان‌ها در حد مجاز باشند، گام نهایی طراحی یعنی تعیین مقاومت مورد نیاز اعضای که در معرض وقوع مفصل پلاستیک نیستند، صورت می‌گیرد. این روش با نام طراحی ظرفیت شناخته شده و این اطمینان را فراهم می‌کند که مقاومت برشی و ظرفیت خمشی مقطعی که مفاصل پلاستیک نباید در آنها به وقوع بپیوندند بیش از حداکثر مقاومت محتمل متناظر با حداکثر مقاومت قابل وقوع در محل‌های مستعد وقوع مفصل پلاستیک باشد. بیشتر آیین‌نامه‌ها یک رویکرد طراحی ظرفیت ساده شده را ارائه می‌نمایند.

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 می‌شود) بدست می‌آید. روشی که در آن سهم مودها ترکیب خواهد شد و بطور کامل در بخش مربوط به سیستم‌های سازه‌ای مختلف بحث می‌شود. بعضی از آیین‌نامه‌های طراحی مانند آیین‌نامه بارگذاری نیوزلند طیف طرح غیرالاستیک شتاب را به جای استفاده از یک طیف الاستیک و ضریب کاهش نیرو تعریف می‌کنند 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 سازه‌های بتنی مسلح و بنایی مسلح بکار می‌رود، انتخاب سختی مناسب برای اعضا می‌باشد. پیش از تعیین نیروهای لرزه‌ای می‌بایستی مقاطع مورد فرض قرار گیرند. سپس نیروهای مذکور به نسبت سختی اعضا بین آنها توزیع می‌شوند. بدیهی است چنانچه مقاطع اعضا اصلاح شود، نیروهای طراحی محاسبه شده دیگر معتبر نخواهد بود و می‌بایستی مجدداً تعیین گردند.

در مورد سازه‌های بتن مسلح یا بنایی باید به ملاحظات مهمتری در مورد سختی اعضا توجه نمود. 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 می‌دهد. معمولاً سختی کاهش یافته ۵۰٪ سختی مقطع کلی فرض می‌شود، با این وجود بعضی آیین‌نامه‌ها سختی‌ها را وابسته به نوع عضو و نیروی محوری در نظر می‌گیرند. در آیین‌نامه 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.

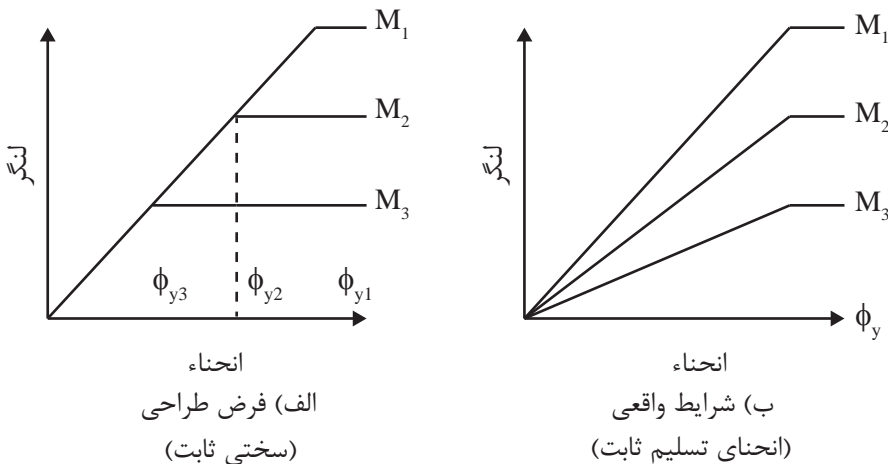
صرفنظر از اینکه چه فرضی در مورد میزان کاهش سختی اتخاذ می‌گردد، برای یک مقطع معلوم، عموماً سختی عضو مستقل از مقاومت در نظر گرفته می‌شود. برای بررسی این فرض، صلبیت خمشی را که از رابطه لنگر-انحناء مطابق معادله تیر بصورت زیر تعیین می‌شود در نظر می‌گیریم:

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

که در رابطه مذکور M_N ظرفیت خمشی اسمی، ϕ_y انحنای تسلیم بر اساس نمایش دو خطی معادل منحنی

لنگر - انحناء می باشد.

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. متناسب 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.

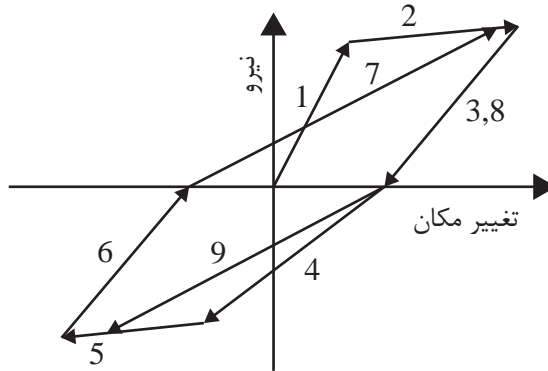


شکل ۴-۱ تاثیر مقاومت روی رابطه لنگر-انحناء

می‌توان نتیجه گرفت تا زمانی که مقاومت اعضاء تعیین نشده باشد، نمیتوان تحلیلی دقیق برای دوره تناوب الاستیک سازه ای و همچنین 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، الزام به انجام تکرارهای پیاپی وجود خواهد داشت. اگر چه این تکرار ساده است، اما به ندرت توسط طراحان انجام می‌شود و مشکلات مضاعف 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 لرزه ای انتخاب شود. معمولاً عمق تقریبی تیر با انتخاب مقاطع I شکل (مثلاً IPE ۲۴) 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

ایده ال 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 خصوصیتاتی 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 ایده ال 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 با دیوار 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 (EC 8) می‌باشد. ستون مرکزی جدول ۱-۱ نتایج تحلیل مودال بر اساس ۵۰٪ سختی کل را بیان می‌نماید. مقادیر مربوط به ستون تحت عنوان لنگر - انحنای 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 در طراحی لرزه‌ای بحث گردید، اهمیت مقاومت نسبت به ظرفیت تغییر مکان کم تر است. تقاضا (نیاز) تغییر مکان محاسبه شده بر اساس دوره تناوب غیرواقعی پایین نیز کوچک و بنابراین غیرمحافظه کارانه خواهد بود. روش‌های تخمین تغییر مکان مورد نیاز برای سازه‌های طراحی شده به روش نیرویی در بخش ۱-۳-۷ مورد بررسی قرار خواهد گرفت.

تعداد طبقات	معادله (۷-۱)	$I=0.5I_{gross}$	لنجر-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 ۳-۳-۱ 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.

پس از آن استفاده از یک عبارت ساده به جای رابطه قبلی پیشنهاد گردید:

$$T=0.1H_n \quad (۱۲-۱)$$

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. معادلات (۱۱-۱) و (۱۲-۱) مربوط به قابهای ساختمانی می باشند. 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 لنجر - 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.

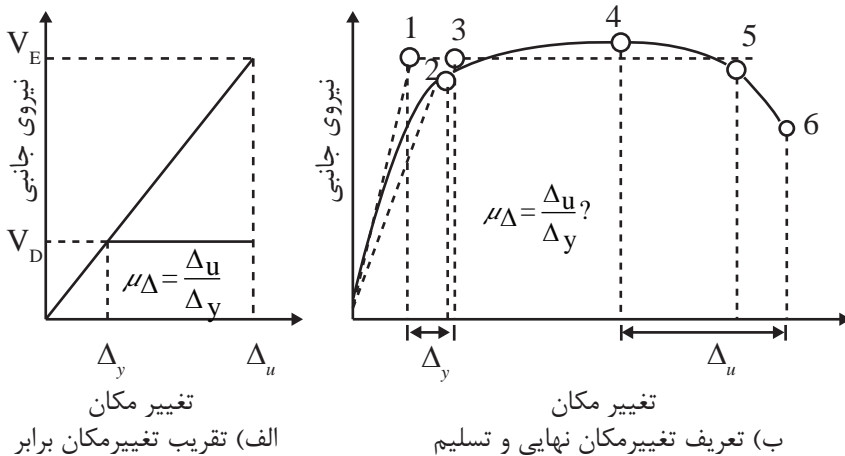
۳-۳-۱ ظرفیت شکل پذیری و ضرایب کاهش نیرو

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. هنگام مدلسازی واقعی نیاز باشد، مشکلاتی وجود خواهد 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 درصدهای دیگر) کاهش در مقاومت حداکثر (یا اسمی) (نقطه ۵) و تغییرمکان متناظر با گسیختگی اولیه در آرماتور 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

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

جدول ۱-۲ مثال‌هایی از حداکثر ضرایب کاهش نیرو برای حالات حدی کنترل کننده آسیب در کشورهای مختلف
 ** ضریب S_p برابر با ۰.۶۷ وارد شده است

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 هستند.

ابتدا می بایستی تعریف خود را از ظرفیت شکل پذیری بیان نماییم. با توجه به شکل ۱-۶، تغییر مکان تسلیم با نقطه ۳ و تغییر مکان 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-تغییر مکان (و لنگر- انحناء) بصورت دو خطی تقریب زده شده و یک رابطه مستقیم بین ضرایب کاهش نیرو و شکل پذیری تغییر مکان برقرار خواهد گردید. انتخاب یک تغییر مکان 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 تغییر مکان 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، تغییر مکان حداکثر می بایست

از مقدار نهایی مورد انتظار یا تغییرمکان فروریزش کوچکتر باشد. این امر با بهره‌گیری از یک ضریب کاهش تغییرمکان تقریبی برابر $\phi_{\Delta} = 0.67$ انجام می‌گیرد.

الف) ستون‌های پل با ارتفاع مختلف: نمونه‌ای 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:

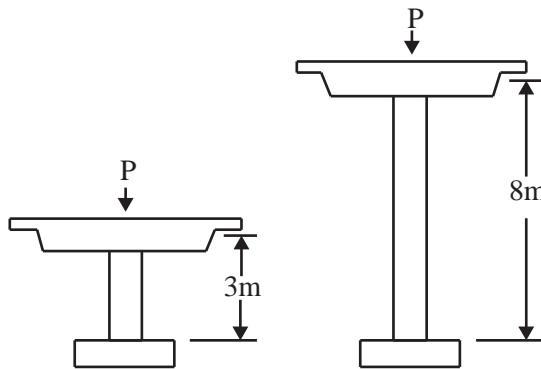
$$\Delta_y = \phi_y H^2 / 3 \quad (13-1)$$

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

$$\Delta_p = \phi_y L_p H \quad (14-1)$$

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

$$\mu_{\Delta} = \frac{\Delta_y + \Delta_p}{\Delta_y} = 1 + 3 \frac{\phi_p L_p}{\phi_y H} \quad (15-1)$$



(ب) ستون پهن $\mu_{\Delta} = 9.4$

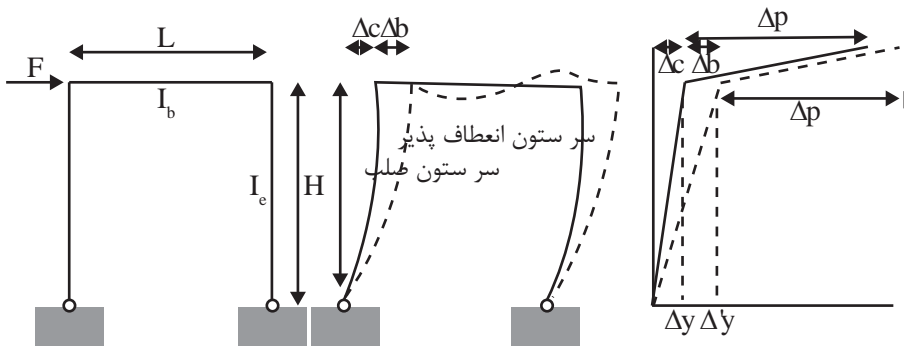
(ب) ستون لاغر $\mu_{\Delta} = 5.1$

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

$$P = 0.1 f_c' A_g; \text{ عرضی } 0.6\% \text{ و طولی } 2\%$$

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 ۱-۱۵ 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 می‌گیرد، این نتیجه حاصل می‌گردد که ستون پهن شکل ۱-۷ (الف) ظرفیت شکل پذیری تغییرمکان برابر با $\mu_{\Delta} = 9.4$ دارد، در حالی که برای ستون لاغر شکل ۱-۷ (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 اعضا 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 ۱-۸ تاثیر 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:

$$\mu_{\Delta r} = 1 + \frac{\Delta_p}{\Delta_c} \quad (16-1)$$

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 x 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:

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

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

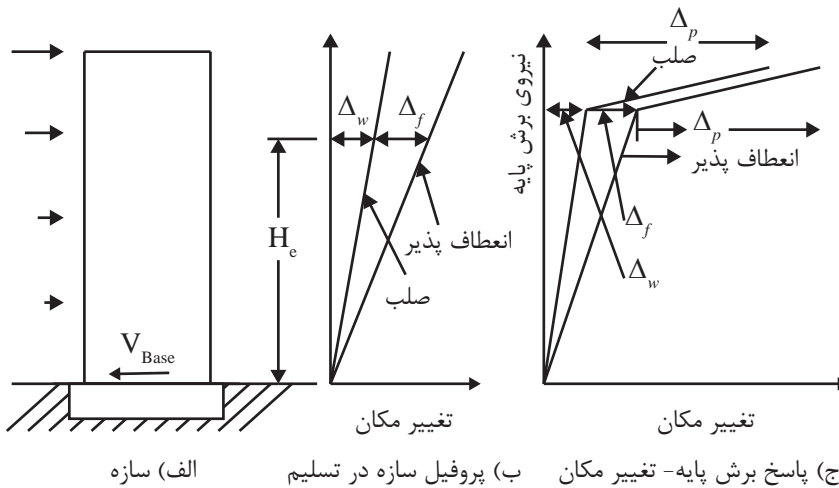
$$\mu_{\Delta f} = 1 + \frac{\Delta_p}{\Delta_c + \Delta_b} = 1 + \frac{\Delta_p}{\Delta_c (1 + 0.5I_c L / I_b H)}$$

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

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

برای مثال، اگر $L=2H$ ، $I_b = I_c$ 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 گردند. 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 حالتی 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 تغییرشکل 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

مشابه 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:

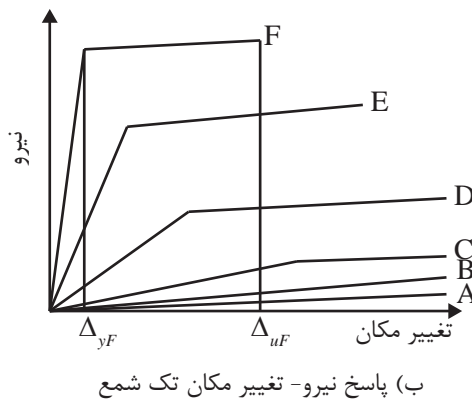
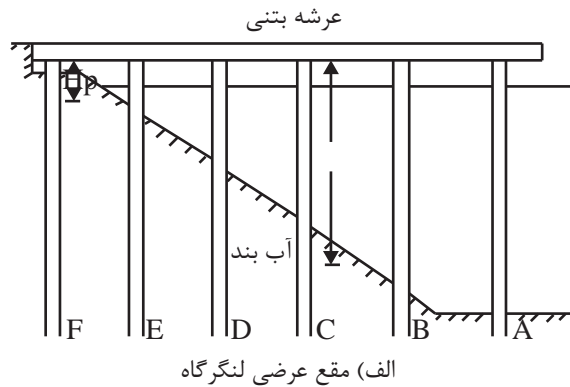
$$\mu_{\Delta_f} = 1 + \frac{\Delta_p}{\Delta_w + \Delta_f} = 1 + \frac{\mu_{\Delta_f} - 1}{(1 + \Delta_f / \Delta_w)} \quad (9-1)$$

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 بر 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 مود بحث قرار گرفت) 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 ستون های با ارتفاع نامساوی: عموماً مقطع عرضی لنگرگاه های حاشیه ای (لنگرگاه هایی که موازی خط ساحل هستند) از یک عرشه ساده بتن آرمه یا پیش تنیده می باشند که بر روی شمع/ستون

های 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 می‌گردد. 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 تغییر مکان مورد نیاز برای کلیه ستون‌ها یا شمع‌ها برابر فرض می‌گردد. همانطور که در شکل ۱-۱۰ (ب) در بررسی تقاضای نیرو-تغییر مکان تک شمع یا ستون ملاحظه می‌شود، فرض مذکور به نظر منطقی 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 تغییر مکان تسلیم متناسب با مربع ارتفاع موثر از عرشه تا نقطه گیرداری موثر برای تغییر مکان‌ها، در عمقی حدوداً ۵ برابر قطر شمع زیر سطح آب بند خواهند داشت. این عمق موثر برای شمع‌های C و F در شکل ۱-۱۰ (الف) با نام H_F یا H_C نشان داده شده است.



شکل ۱۰-۱ پاسخ لرزه‌ای یک لنگرگاه حاشیه‌ای

پاسخ نیرو-تغییرمکان جانبی سازه با جمع منحنی های نیرو-تغییرمکان هر یک از شمع یا ستون ها که در شکل ۱۰-۱(ب) نشان داده شده بدست می آید. در طراحی نیرویی، مقاومت متناسب با سختی الاستیک بوده و برای ستون ها یا شمع های مختلف مساوی نیروی متناظر با تغییرمکان تسلیم شمع/ستون F ، Δ_{yf} می باشد (شکل ۱۰-۱)). از آنجا که تغییرمکان تسلیم شمع های بلندتر بزرگتر هستند، در نظر گرفتن کل مقاومت این شمع ها در طراحی صحیح به نظر نمی رسد. فرض شکل پذیری تقاضای یکسان در زلزله سطح طراحی، کاملاً نادرست است. در شکل ۱۰-۱(ب) منحنی های نیرو-تغییرمکان تا تغییرمکان نهایی ارائه گردیده است. تغییرمکان نهایی ستون ها یا شمع های بلندتر تا انتهای نمودار ادامه پیدا کرده اند. بدیهی است ظرفیت شکل پذیری نهایی کوتاه ترین شمع یا ستون (F) شکل پذیری مورد نیاز ستون های بلندتر را بسیار کاهش می دهد. زمانی که شمع F به تغییرمکان نهایی خود می رسد، شمع/ستون A و B همچنان در محدوده الاستیک خواهند بود. لذا بکارگیری مفهوم ضریب کاهش نیرو بر اساس شکل پذیری تقاضای یکسان برای کلیه شمع ها/ستون ها در این سازه نامناسب است.

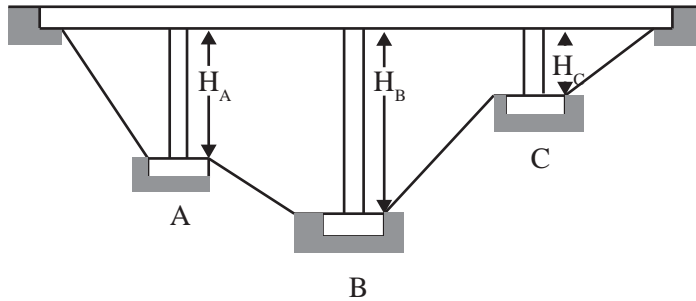
در مثال دوم پلی دره گذر دارای پایه های با ارتفاع مختلف (شکل ۱-۱۱) را بررسی می کنیم. تحت زلزله، تغییرشکل در بالای پایه ها مساوی خواهد بود. در روش طراحی نیرویی با فرض یک اتصال مفصلی بین بالای پایه و سازه فوقانی (یا بطور جایگزین، اتصالات گیردار و یک سازه فوقانی صلب)، نیروی طراحی لرزه ای بین ستون ها متناسب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

$$K_i = C_1 EI_{i,e} / H_i^3 \quad (\text{الف } ۲۰-۱)$$

$I_{i,e}$ سختی موثر مقطع ترک خورده ستون ۱ برای کلیه ستون ها $0.5I_{gross}$ در نظر گرفته می شود. نتیجه این رویکرد طراحی این است که لنگر طرح در پای ستون برابر خواهد شد با:

$$M_{Bi} = C_2 V_i H_i = C_1 C_2 EI_{i,e} / H_i^2 \quad (\text{ب } ۲۰-۱)$$

یعنی متناسب با معکوس مربع ارتفاع ستون است ((شکل ۲۰-۱)، C_1 و C_2 ثابت های وابسته به درجه صلبیت در بالای ستون می باشند). در نتیجه کوتاه ترین ستون آرماتورگذاری خمشی بیشتری نسبت به ستون های بلندتر نیاز دارد. این اتفاق سه اثر نامطلوب دارد. اول اینکه مقاومت خمشی بیشتر در ستون های کوتاه، سختی خمشی الاستیک آنها ($EI_{i,e}$) را نیز افزایش خواهد داد که این مورد با توجه به ستون های بلندتر با آرماتورگذاری سبکتر در ذیل شکل ۴-۱ مورد بحث قرار گرفته است.

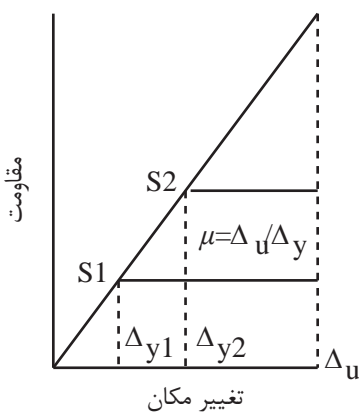


شکل ۱-۱۱ پل با ارتفاع ستون نامساوی

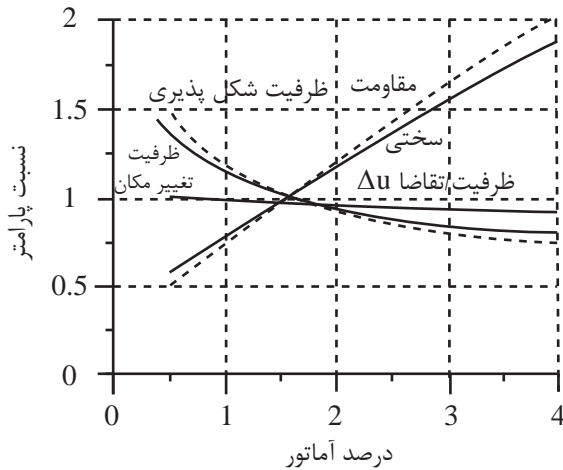
با توجه به سختی اصلاح شده ستون می‌بایست طراحی مجدداً انجام گیرد که با توجه به معادله (۱-۲۰) منجر به لنگر و برش مورد نیاز بیشتری در ستون‌های کوتاه‌تر خواهد شد. ثانیاً، تخصیص مقدار بیشتری از نیروی طراحی لرزه‌ای کل به ستون‌های کوتاه آسیب‌پذیری‌شان را در برابر شکست برشی افزایش خواهد داد. سوم، ظرفیت تغییرمکان پایه‌های کوتاه‌تر از پایه‌های بلندتر کمتر است. همانطور که در بخش ۱-۳-۵ نشان داده خواهد شد، ظرفیت تغییرمکان ستون‌های با آرماتورگذاری سنگین با افزایش درصد آرماتورهای طولی کاهش می‌یافته و بنابراین روش طراحی نیرویی موجب کاهش ظرفیت تغییرمکان می‌گردد. همچنان که در مورد لنگرگاه بحث شد، شکل‌پذیری تقاضای پایه‌ها متفاوت می‌باشد (با معکوس مربع ارتفاع متناسب است) و استفاده از ضریب کاهش نیرو شکل‌پذیری تقاضای 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-تغییرمکان 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 تغییرمکان نهایی ثابت باقی می‌ماند (فرض "تغییرمکان برابر" بکار می‌رود) در حالی که تغییرمکان 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 تقاضا پتانسیل آسیب‌پذیری را نیز کم می‌کند، زیرا سازه‌های با نسبت کمتر شکل‌پذیری تقاضا 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 "تغییرمکان 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 ۱-۱۲ تاثیر مقاومت روی عملکرد لرزه‌ای

بحث را با یک مثال عددی دنبال می‌کنیم. فرض می‌شود پایه ساده پل شکل ۱-۱ خصوصیات زیر را دارد: ارتفاع = $8m$ ، قطر = $1.8m$ ، قطر آرماتور خمشی = $40mm$ ، مقاومت بتن = $f'_c = 39MPa$ ، آرماتورگذاری خمشی: مقاومت تسلیم $f_y = 462MPa$ ، $f_u = 1.5f_y$ ، آرماتور عرضی: قطر $20mm$ با گام $140mm$ ، f_{yh} ، پوشش بتن = $50mm$ ، بار محوری $P = 4960kN$ که نسبت بار محوری برابر است با: $P / f'_c A_g = 0.05$.

طراحی مرجع با مقدار آرماتور خمشی 1.5% انجام می‌گیرد و با بهره‌گیری از اصول تشریح شده در فصل ۴ تحلیل‌هایی صورت پذیرفت تا تاثیر تغییرات نسبت آرماتور خمشی بین 0.5% و 4% روی مقاومت خمشی تعیین گردد. نتایج برای پارامترهای گوناگون در شکل ۱-۱۲ (ب) نشان داده شده‌اند.

همانطور که انتظار می‌رفت، مقاومت تقریباً به اندازه 0.5 تا 2 برابر مقاومت مرجع و بصورت خطی با نسبت آرماتورگذاری افزایش می‌یابد. بنابراین می‌توان از این داده‌ها استفاده و بررسی نمود که آیا ایمنی با افزایش مقاومت زیاد می‌شود یا خیر. اولاً سختی موثر ثابت باقی‌نمانده است، (همچنان که در شکل ۱-۱۲ (الف) فرض شده بود) اما با نرخی شبیه به مقاومت افزایش یافت. مهمتر اینکه، ظرفیت تغییرمکان رفتاری متفاوت با آنچه در روش نیرویی انتظار می‌رود، نشان می‌دهد: با افزایش مقاومت، ظرفیت تغییرمکان کاهش می‌یابد. بطوری که در یک نسبت آرماتور 0.5% به اندازه 31% بیش از مقدار مرجع بوده در حالی که در نسبت آرماتور 4% ظرفیت تغییرمکان 21% کمتر از مقدار مرجع است. پس در صورت برقراری فرض "تغییرمکان برابر" که در شکل ۱-۱۲ (الف) نشان داده شده، با افزایش مقاومت، کاهش ایمنی خواهیم داشت و بنابراین کاهش مقاومت مفیدتر می‌باشد.

البته بحث فوق الذکر 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 می‌نماییم تا تاثیر آن را روی ظرفیت شکل‌پذیری تغییرمکان تعیین نماییم و می‌بینیم که اندکی سریع‌تر از ظرفیت تغییرمکان کاهش

می‌یابد (شکل ۱-۱۲ (ب)). به هر حال از آنجا که سختی الاستیک با مقاومت زیاد می‌شود، دوره تناوب الاستیک کاهش یافته و تغییرمکان مورد نیاز نیز کم می‌شود. 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 تقاضا نیز به $1/K^{0.5}$ مربوط می‌شود. لذا می‌توان نسبت تغییرمکان نیاز به ظرفیت تغییرمکان را تعیین و با مقدار مرجع مقایسه نمود.

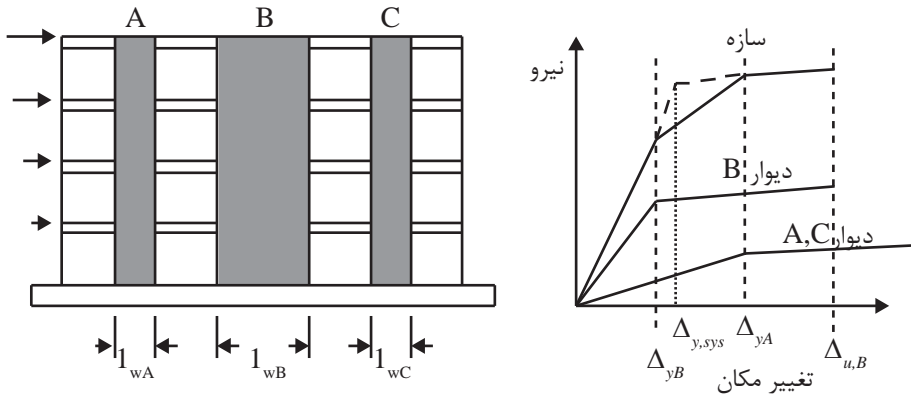
این نسبت در شکل ۱-۱۲ (ب) ترسیم شده است. با ارزیابی واقعی سختی ملاحظه می‌شود که نسبت ظرفیت / نیاز تغییرمکان به مقاومت حساس نیست، به طوری که با افزایش ۴۰٪ مقاومت این میزان از ۱٫۲۵ به ۰٫۹۲ کاهش می‌یابد (متناظر با کل تغییرات آرماتور). بنابراین استدلال مربوط به بحث ایمنی / مقاومت معتبر نخواهد بود.

۱-۳-۶ ساختمان‌های دارای دیوار سازه‌ای با طول‌های نامساوی

اکنون مسئله مربوط به ساختمان با دیوارهای طره‌ای با طول‌های مختلف که وظیفه مقاومت در برابر بارهای لرزه‌ای را دارند، بررسی می‌کنیم. مطابق آیین‌نامه‌های موجود در روش نیرویی، فرض بر این است که دیوارها تحت شکل‌پذیری تغییرمکان تقاضای یکسانی قرار دارند و نیروهای جانبی طراحی متناسب با سختی الاستیک دیوارها توزیع می‌شود. 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:

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

که در آن h عمق مقطع، ε_y کرنش تسلیم آرماتور طولی از آنجا که برای دیوارهای طره، همانند ستون‌ها تغییرمکان تسلیم از طریق معادله (۱-۱۳) به انحناء تسلیم مربوط می‌شود، می‌توان گفت تغییرمکان تسلیم دیوارها با طول‌های مختلف باید با طول دیوارها نسبت عکس داشته باشد (صرف‌نظر از مقاومت دیوار). بنابراین شکل‌پذیری تغییرمکان مورد نیاز روی دیوارها باید متفاوت باشد، زیرا حداکثر تغییرمکان پاسخ برای تمامی دیوارها یکسان است.



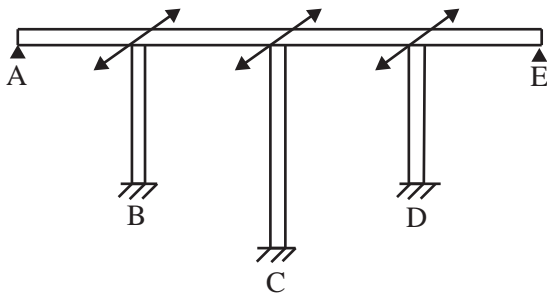
شکل ۱-۱۳- ساختمان با دیوارهای طره‌ای با طول‌های نامساوی

شکل ۱-۱۳ یک ساختمان مهارشده از طریق دو دیوار کوتاه (A و C) و یک دیوار بلند (B) را نشان می‌دهد. فرم منحنی نیرو-تغییرمکان دیوارها در شکل ۱-۱۳ نشان داده شده است. روش طراحی نیرو-اشتباه‌ها فرض می‌کند که دیوارهای کوتاه تر را می‌توان به گونه‌ای ساخت که در تغییر مکانی مساوی با دیوار بلندتر B تسلیم گردد و مقاومت بین دیوارها متناسب با I_w^3 توزیع می‌شود، زیرا سختی الاستیک دیوار تنها در مقدار ممان اینرسی موثر آن (I_e) با یکدیگر متفاوت می‌باشند که آن هم متناسب با توان سوم (مکعب) طول دیوار می‌باشد. مجدداً به شکلی نامعقول، مقاومت در اعضاء سخت تر متمرکز شده و از اعضاء دارای انعطاف پذیری بیشتر کمتر استفاده می‌شود. 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.

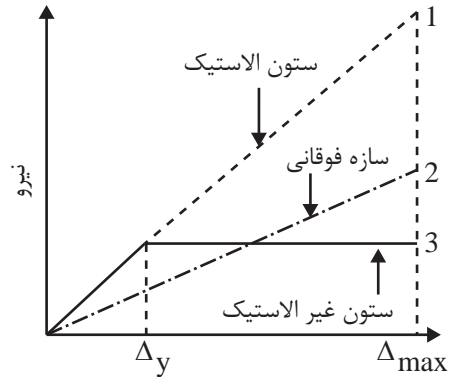
مطابق دو مثال پیشین، ضریب کاهش نیرو در آیین نامه برای سازه این حقیقت را که دیوارهای مختلف باید شکل پذیری مورد نیاز متفاوتی در زلزله طرح داشته باشند تصدیق نمی‌نماید.

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

یکی از جدی‌ترین نقایصی که روش طراحی بر مبنای نیرو دارد، مربوط به سازه‌های با بیش از یک مسیر بار لرزه‌ای می‌باشد که یکی در زلزله طرح، الاستیک باقی مانده و دیگری وارد مرحله غیرالاستیک می‌گردد. مثال معمول این حالت پل شکل ۱-۱۴ (الف) تحت زلزله است. مقاومت لرزه‌ای از طریق خمش پایه‌ها که برای پاسخ غیرالاستیک طراحی شده‌اند، فراهم می‌گردد. اما اگر از تغییر مکان جانبی کوله‌ها (تکیه‌گاه‌های جانبی پل) ممانعت به عمل آید سازه فوقانی خم خواهد شد. فلسفه طراحی سنتی، سازه فوقانی را الاستیک در نظر می‌گیرد. در نتیجه بخشی از نیروی اینرسی زلزله در عرشه توسعه یافته و از طریق خمش ستون به پایه منتقل می‌شود (مسیر ۱ در شکل ۱-۱۴ (ب)) و باقیمانده بصورت عکس العمل تکیه‌گاه‌های کناری از طریق خمش سازه فوقانی (مسیر ۲) انتقال می‌یابد. بر مبنای تحلیل الاستیک، سختی الاستیک نسبی دو مسیر بار با دو خط شکسته شکل ۱-۱۴ (ب) نشان داده شده‌اند که حکایت از این مهم دارد که بیشتر نیروی زلزله از طریق خمش ستون (مسیر ۱) تحمل می‌شود. آنگاه با اعمال یک ضریب کاهش نیرو، نیروهای طراحی تعیین می‌شود.



الف) سازه

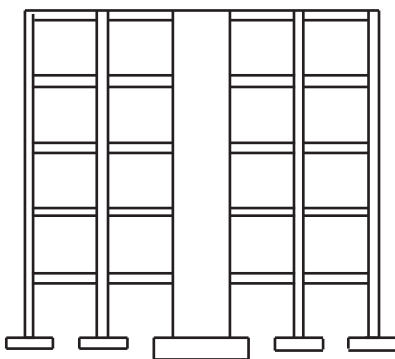


ب) مشخصات مسیر بار

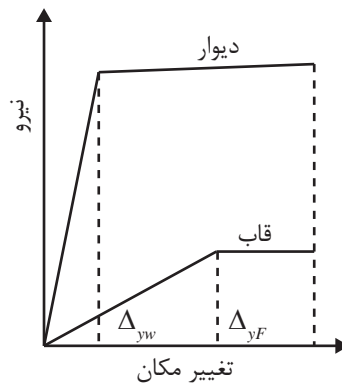
شکل ۱-۱۴ پل با مسیر دوگانه بار تحت تحریک عرضی

پاسخ غیرالاستیک مقاومت ترکیبی ستون‌ها با خط پر نشان داده می‌شود (مسیر ۳ در شکل ۱-۱۴ (ب)) و بر اساس تقریب تغییرمکان برابر، حداکثر تغییرمکان Δ_{max} با تحلیل الاستیک بدست می‌آید. 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 عکس‌العمل کوله‌ها 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 می‌نماید. 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 می‌دهد. تحلیل الاستیک و رویکرد ضریب کاهش نیرو هیچ راهنمایی برای این ملاحظات ارائه نمی‌دهد.



الف) سازه



ب) پاسخ نیرو-تغییر مکان

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، الزاماً ظرفیت باربری قاب کاهش نمی یابد. تغییر مکان تسلیم قاب چند برابر تغییر مکان میان قاب 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 تغییر مکان میان قاب 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 $\mu = R$ می باشد. 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:

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

R ضریب کاهش نیرو است. از آنجا که $\Delta_{\max, elastic} = R\Delta_y$ و شکل پذیری تغییر مکان واقعی مورد نیاز برابر است با: $\mu = \Delta_{\max, duct} / \Delta_y$ ، بنابراین شکل پذیری تقاضا 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.

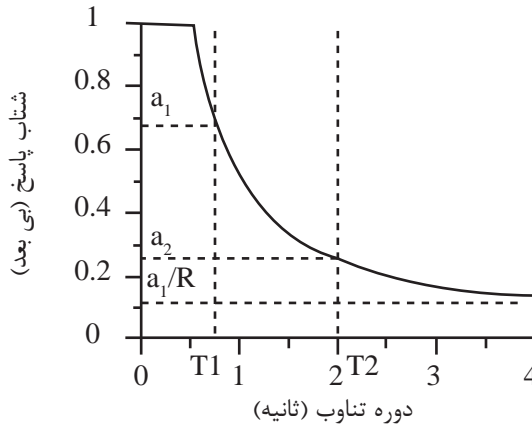
در آمریکا، تغییرمکان طراحی بر اساس UBC بصورت زیر بدست می‌آید:

$$\Delta_{\max, duct} = \Delta_y \cdot \frac{3R}{8} \quad (25-1)$$

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:

$$\mu = \frac{3R}{8} \quad (26-1)$$

و بنابراین تغییرمکان سیستم شکل پذیر $\frac{3}{8}$ سیستم الاستیک معادل است. استدلال مناسب برای چنین نتیجه ظاهراً غیرمحافظة 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.



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

در شکل ۱-۱۶، T_1 و T_p 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_p می باشند. چنانچه ضریب کاهش نیرو متناسب با T_1 برابر R باشد، ضریب کاهش نیروی واقعی متناظر با T_p برابر است با $R' = Ra_p/a_1$. اگر تقریب تغییرمکان مساوی در T_p برقرار باشد و با فرض یک محدوده سرعت ثابت برای طیف پاسخ، اگر $T_p = 2.67 T_1$ معادله (۲۶-۱) صحیح خواهد بود. بررسی جدول ۱-۱ نشان می دهد 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 (۲۵-۱) با یک ضریب وابسته به فرم و مصالح سازه جایگزین شده است. این مقدار هنوز هم برای نسبت های $0.5R$ و $1.2R$ غیرمنطقی به نظر می رسد.