

طراحی پلاستیک سازه های بتنی مقاوم در برابر زلزله بر اساسی سطح عملکرد

Subhash C. Goel
Wen-Cheng Liao
Antoine E. Naaman

مهندس علیرضا صالحین
مهندس احسان عمرانیان

فهرست

۱مقدمه	فصل اول - مقدمه
	فصل دوم- طراحی پلاستیک براساس عملکرد برای قابهای خمشی ویژه بتن مسلح	
۱۱(RC-SMF)	
۳۶ طراحی مجدد (RC-SMF) باروش طراحی پلاستیک براساس عملکرد	فصل سوم - طراحی مجدد
۷۱ تحلیل غیر خطی	فصل چهارم - رگوردهای زلزله ومدلسازی تحلیل غیر خطی
۹۵تحت مطالعه	فصل پنجم - ارزیابی عملکرد (RC-SMF) تحت مطالعه
۱۲۲ لرزهای	فصل ششم - روش طیف انرژی جهت ارزیابی لرزهای
۱۳۴	مراجع
۱۴۲	نفت نامه

تقدیم به حضرت علی (ع)



«خدایا، به خداوندیت قسم، نه از ترس جهنت و نه به خاطر بهشت
برینت تو را نمی پرستم، تو را می پرستم زیرا لیاقت پرستش را داری»
حضرت علی (ع)

فصل ۱

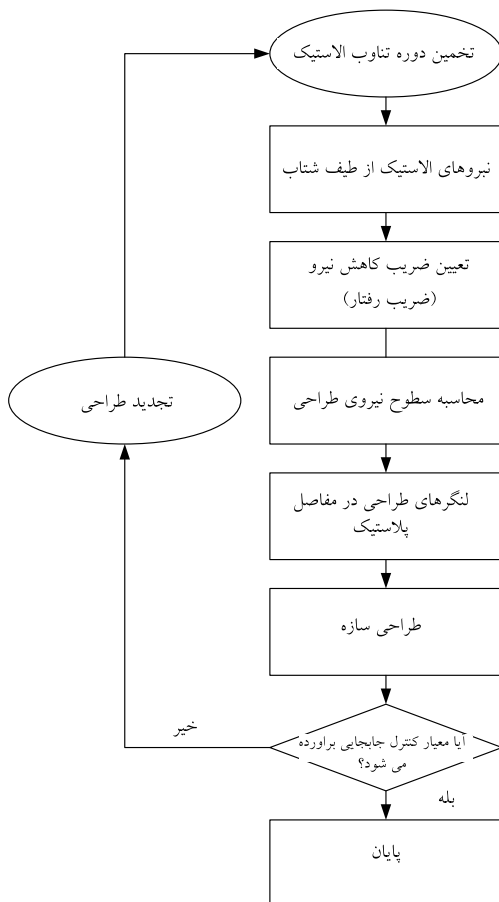
۱-۱ مقدمه

عبارت "طراحی لرزه ای بر اساس عملکرد (PBSD)" پس از زلزله ۱۹۹۴ نورث ریج به طور وسیع توسط مهندسين و محققين استعمال می شود. هدف PBSD توسعه روش های طراحی است که منجر به پدید آمدن سازه هایی با عملکرد لرزه ای مورد انتظار و قابل پیش بینی در سطوح خطر مختلف باشد (SEAOC, ۱۹۹۵). به هر حال روش های موجود براساس این هدف از رویکردهایی استفاده می کنند که برای کاربردهای عملی بسیار پیچیده و تکراری است. Miranda و Krawinkler در سال ۲۰۰۴ یک روش عمومی را ارائه نمودند که در آن همه متغیرهایی که ممکن بود به نوعی روی عملکرد سازه تاثیر بگذارند در آن دخالت داده شدند. متغیرهایی از قبیل خطر لرزه ای، معیارهای آسیب سازه ای، گسیختگی، زیان مالی یا طول دوره از کار افتادگی ناشی از آسیب دیدگی، پارامترهای مورد نیاز مهندسی (demand) مانند تغییر مکان نسبی طبقه، شتاب طبقه و غیره. در این روش، ارزیابی عملکرد سازه با استفاده از روابط احتمالاتی پیچیده و انجام طراحی با روندی بسیار تکرارشونده انجام می گیرد (Hamburger, ۲۰۰۴).

روش طراحی سنتی در سرتاسر جهان (از جمله امریکا) عموماً بصورت الاستیک است، ولو اینکه کاملاً مشخص شده که سازه های طراحی شده توسط آیین نامه های رایج تغییر اشکال بزرگی در محدوده غیر الاستیک تحت زلزله های شدید تجربه می کنند. برای تعیین مقاومت و تغییر اشکال مورد نیاز از روش تحلیل الاستیک با نیروی استاتیکی معادل استفاده می شود. سپس طراحی به گونه ای انجام می گیرد که مقاومت مورد نیاز را تأمین نموده و به انجام یک رفتار غیر الاستیک مناسب کمک نماید. بنابراین، رفتار غیر الاستیک مورد انتظار در این روش بصورت غیر مستقیم در نظر گرفته می شود (BSSC, ۲۰۰۶). نتیجه چنین رفتار غیر الاستیکی، تسلیم شدید و کمانش اعضاء سازه ای و اتصالات می باشد که ممکن است بطور وسیع و غیر یکنواخت در سازه طراحی شده به روش الاستیک توزیع گردد و در نهایت به یک پاسخ غیر قابل پیش بینی و نامطلوب، گسیختگی کلی و یا هزینه زیاد و مشکلات طاقت فرسا برای تعمیر منجر خواهد شد. لذا نیاز به یک روش طراحی مستقیم در چارچوب PBSD برای دستیابی به سازه هایی که پاسخ مطلوبی داشته باشند احساس می شود.

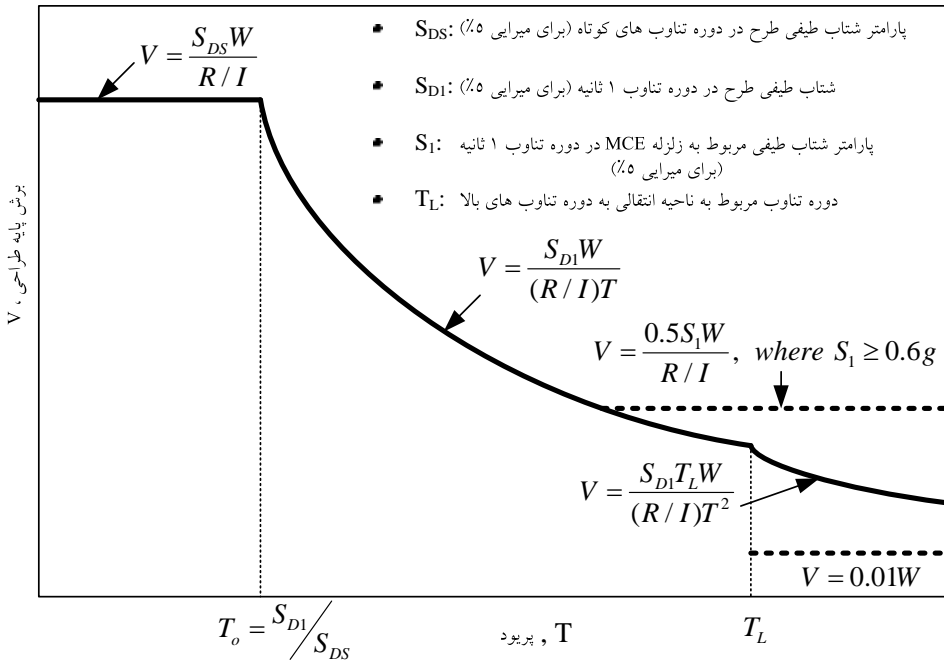
۱-۲- روش طراحی لرزه ای ستی و معایب آن:

طراحی لرزه ای ستی در امریکا و در بسیاری از کشورها مطابق اصول طراحی بر مبنای نیرو انجام می گیرد. روش گام به گام طراحی بر اساس نیرو در شکل ۱-۱ آورده شده است. شکل ۲-۲ خلاصه ای از فرآیند تعیین برش پایه طراحی را بر اساس روش رایج در امریکا نشان می دهد. ضریب R ضریب کاهش نیرو بوده و به شکل پذیری سیستم سازه ای وابسته است و I ضریب اهمیت سکونت می باشد که نیروی طراحی را برای ساختمان های مهم تر افزایش می دهد. نیروهای جانبی در تراز طبقات (در امتداد ارتفاع ساختمان) مطابق روابط موجود که خصوصیات دینامیکی سازه را بیان می کنند تعیین می شود (ATC, ۱۹۷۸; BSSC, ۲۰۰۳; BSSC ۲۰۰۳b).



شکل ۱-۱- روند طراحی بر اساس نیرو

سپس تحلیل الاستیک انجام و مقاومت مورد نیاز عضو تعیین می گردد. بعد از طراحی اعضاء برای مقاومت، تغییرمکان نسبی بدست آمده از تحلیل الاستیک در یک ضریب افزایش تغییرمکان (C_d) ضرب شده و با مقادیر مجاز کنترل می گردد. این فرآیند سپس به یک روش تکرار شونده ادامه یافته تا الزامات مربوط به مقاومت و تغییرمکان ارضاء گردد.



شکل ۱-۲- طیف پاسخ طراحی جهت طراحی لرزه ای (ASCE7-05)

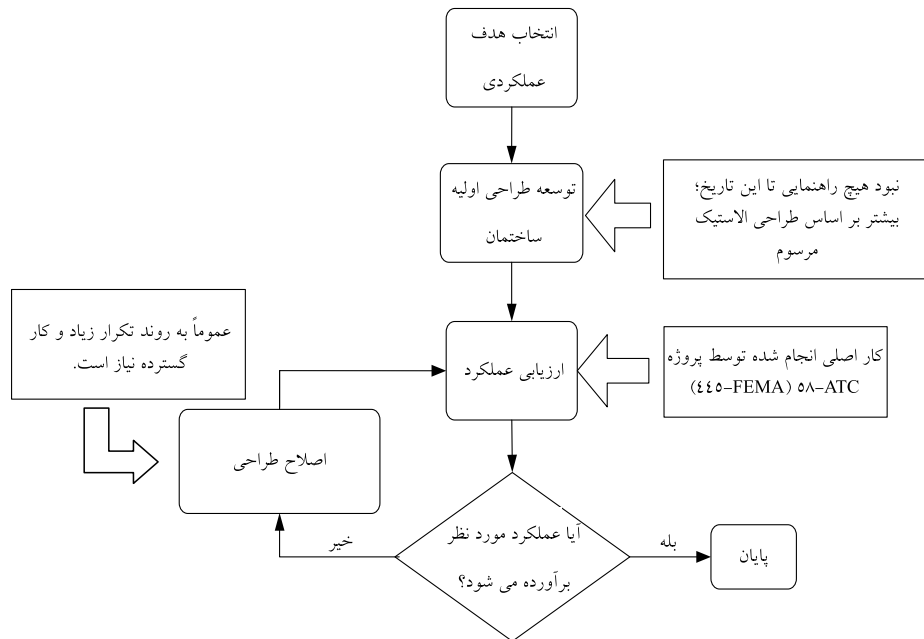
سپس جهت حصول شکل پذیری مورد انتظار، ضوابط آرماتور گذاری مناسب را می بایستی رعایت نمود. اعضاء بحرانی مانند ستون ها براساس " رویکرد طراحی براساس ظرفیت جزئی " طراحی شده تا از آسیب هایی که منجر به گسیختگی سازه خواهد شد، جلوگیری شود. در یک قاب خمشی بتن مسلح، به منظور جلوگیری از ایجاد مفصل پلاستیک در ستون، حداقل نسبت مقاومت ستون به تیر برابر با ۱٫۲ می باشد (ACI 318, 2008). در هر حال، بکارگیری چنین روش هایی برای رسیدن به نتایج مطلوب و رضایت بخش کافی نیست. رفتار غیرالاستیک می تواند سبب تسلیم شدید و کمانش مهاربندها به طور وسیعی در سازه گردد (Sozen, 1989; Sabelli, 2000 و Browning, 2000; Deierlein 2007 Eberhard)

بطور خلاصه، ضعف های اصلی روش سنتی آیین نامه عبارتند از:

- ۱- اینطور فرض می گردد که با افزایش برش پایه طرح، ایمنی هم بیشتر می شود (یا آسیب کاهش می یابد)؛ در حالی که در زلزله های گذشته مشاهده شده که گسیختگی بواسطه آسیب موضعی ستون اتفاق می افتاد (Mahin و Moehle ۱۹۹۱).
- ۲- اینطور فرض می گردد که توزیع نیروی جانبی طراحی در امتداد ارتفاع ساختمان براساس رفتار الاستیک است: مطالعات گذشته نشان داده که توزیع نیروی جانبی مشخص شده در آیین نامه (و بنابراین برش طبقه) بطور قابل توجهی متفاوت با نتایج تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی غیرخطی است (Chao ۲۰۰۷)، که می تواند منجر به ایجاد تغییر مکان نسبی درون طبقه حداکثری غیر یکنواخت در ارتفاع شود. همچنین تحلیل دینامیکی غیرخطی انجام شده توسط Villaverde (۱۹۹۷، ۱۹۹۱) نشان داده که استفاده از توزیع نیروی جانبی آیین نامه، بدون توجه به این واقعیت که سازه در هنگام زلزله بزرگ وارد مرحله غیرالاستیک می شود، دلیل اصلی وقوع گسیختگی های زیاد در طبقات بالا در طول زلزله سال ۱۹۸۵ در شهر مکزیکوسیتی بوده است.
- ۳- اعضاء بر اساس سختی اولیه (تحلیل الاستیک) طراحی می شوند. بزرگی نیروی هر یک از اعضاء در تحلیل الاستیک بر مبنای سختی الاستیک نسبی اعضاء سازه بدست می آید. تحت زلزله های شدید، سختی بسیاری از اعضاء بواسطه ترک خوردگی بتن یا تسلیم فولاد تغییر نموده، در حالی که سایر اعضاء بدون تغییر باقی می ماندند. این امر موجب تغییر توزیع نیروها در اعضاء خواهد شد. طراحی مناسب اعضاء بر اساس توزیع نیرویی که در آن رفتار غیرالاستیک مورد انتظار در نظر گرفته نشده باشد، امکان پذیر نیست.
- ۴- پیش بینی تغییر مکان های غیرالاستیک با استفاده از ضرایب تقریبی و رفتار الاستیک می باشد: بسیاری از محققان نشان داده اند که این کار بویژه برای سازه های با رفتار هیسترتیس و مشخصات اتلاف انرژی کاهنده (باریک شونده) بسیار غیر واقعی است.
- ۵- با استفاده از یک نسبت مقاومت ستون به تیر، تلاش می شود تا از تسلیم ستون جلوگیری شود: بسیاری از مطالعات پیشین نشان داده اند که روش طراحی ظرفیت مرسوم برای ستون ها در قاب های خمشی بتن مسلح قادر به حذف تسلیم در ستون ها نیست (Dooley and Bracci, 2001; Kuntz and Browning, 2003). در حقیقت، اغلب لنگر مورد نیاز ستون دست پایین تخمین زده می شود، زیرا ستون ها نه تنها تحت لنگر ناشی از تیرها یا دیگر اعضاء متصل شده به ستون هستند (یعنی روش طراحی ظرفیت مرسوم)، بلکه تحت تغییر مکان های جانبی نیز می باشند (Bondy, ۱۹۹۶).

۳-۱- روش کنونی طراحی لرزه ای بر اساس عملکرد در امریکا

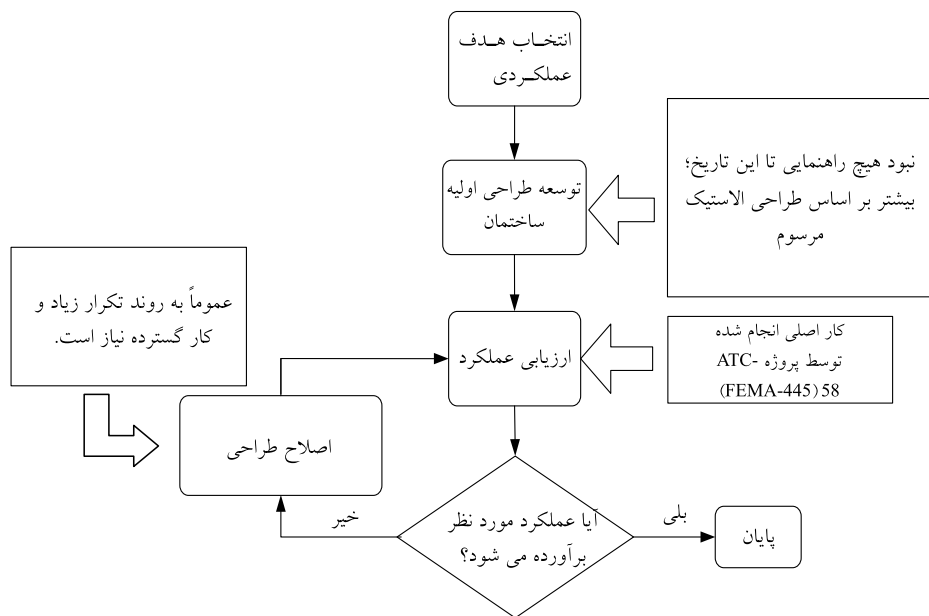
در سپتامبر ۲۰۰۱، ATC تحت مدیریت FEMA، پروژه ATC-58 را آغاز نمود تا نسل آینده راهنماهای طراحی لرزه ای بر اساس عملکرد را توسعه دهد (۲۰۰۶). شکل ۳-۱ فرآیند طراحی بر اساس عملکرد که در گزارش FEMA-445 ارائه شده را نشان می دهد (۲۰۰۶). همانطور که در فلوجارت نشان داده شده، هدف اصلی انجام شده در پروژه ATC-58 در مرحله "ارزیابی عملکرد" می باشد که شامل ارزیابی عملکرد سازه ای، غیرسازه ای و نیز پیش بینی زیان های مالی با تحلیل غیرخطی سازه و روش های احتمالاتی پیچیده است (Comartin, 2004; Cornell, 2004; Deierlein, 2004; FEMA, 2006; Hamburger, 2004; Krawinkler, 2004). همانطور که در شکل ۳-۱ مشاهده می کنیم روش طراحی بر اساس عملکرد در FEMA-445 برای دستیابی به یک سازه مناسب در راستای دستیابی به عملکرد مورد انتظار، به مقدار زیادی برپایه روند تکرار شونده "ارزیابی عملکرد اصلاح طراحی ارزیابی عملکرد" بنا شده است. این مسئله، اساساً بواسطه عدم کفایت روش لرزه ای سنتی در رسیدن به یک طراحی اولیه خوب می باشد. یک طرح ضعیف در آغاز کار با تکرارهای زیاد بهبود یافته، اما هرگز به یک طراحی خوب یا بهینه منتهی نمی گردد (Krawinkler and Miranda, 2004).



شکل ۳-۱- فلوجارت طراحی بر اساس سطح عملکرد FEMA 445 (۲۰۰۶)

یک طراحی خوب می بایستی بر اساس رفتار واقعی سازه در بارگذاری لرزه ای شدید باشد و عملکرد مورد هدف از همان ابتدا و بطور مستقیم در فرآیند طراحی وارد شود. روند "ارزیابی عملکرد اصلاح طراحی ارزیابی عملکرد" باید بیشتر به عنوان روشی جهت صحت سنجی بکار گرفته شود تا اینکه یک پارامتر اصلی در طراحی به حساب آید و اصلاحات لازم بعد از طراحی اولیه حداقل باشد. همچنین روش های طراحی بر اساس عملکرد سنتی رهنمود صحیحی برای مهندسان فراهم نمی کند تا بدانند چگونه می توان طراحی اولیه را به منظور رسیدن به عملکرد مورد انتظار اصلاح نمایند. در واقع، همانطور که در گزارش FEMA-445 تصدیق شده، تا زمانی که راهنمای بیشتری تهیه نشود، مهندسان به سختی قادر خواهند بود طراحی اولیه را جهت برآورده نمودن اهداف عملکردی مطلوب و اجرای کامل ضوابط طراحی بر اساس عملکرد توسعه دهند و این امر در بیشتر موارد بسیار وقت گیر است (FEMA, 2006).

در این کتاب، پلی بین طرح لرزه ای متداول و چارچوب طراحی بر مبنای عملکرد FEMA زده شده و یک روش طراحی مدون گسترش داده شده تا با آن بتوان بطور مستقیم به سازه هایی با رفتار قابل پیش بینی و عملکرد لرزه ای مورد هدف تحت سطوح خطر لرزه ای مختلف دست یافت (شکل ۱-۴ را مشاهده نمایید). این روش بطور قابل ملاحظه ای ارزیابی های بعدی و طراحی مجدد را کاهش می دهد.



شکل ۱-۴- روش مطالعه شده در این کتاب بر اساس چهارچوب طراحی بر اساس سطح عملکرد

۱-۴- روش های پیشنهادی محققان برای طراحی اولیه

تعداد کمی از محققان، ابزاری جهت طراحی اولیه سازه هایی که بتوانند عملکرد مطلوب را ارضاء نمایند، پیشنهاد نموده اند. عمده تمرکز این رویکردها مانند روش طیف نقطه ای تسلیم (Aschheim and Black, 2000)، روش نیروی جانبی اصلاح شده (Englekirk, MLFP) (Panagiotou and Restrepo, 2007; 2003)، و طراحی مستقیم بر مبنای تغییر مکان ((DDBD) Priestley, 2003-2007)، بر روی توسعه برش پایه طراحی مناسب برای در نظر گرفتن اثر مودهای بالاتر، اضافه مقاومت سیستم، تغییر مکان تسلیم، سختی موثر، میرایی ویسکوز، دوره تناوب موثر یا شکل پذیری تغییر مکان بوده است. طراحی اعضاء تسلیم شونده (مانند تیرها در قاب های خمشی) و طراحی ستون ها هنوز بر اساس رویکرد طراحی ظرفیت و تحلیل الاستیک متداول و یا یک روش نسبتاً پیچیده که از شرایط عملی مرسوم فاصله دارد، می باشد. لازم به ذکر است که برای ارزیابی عملکرد و کامل کردن طراحی، تحلیل غیرخطی مورد نیاز خواهد بود (Aschheim, 2004). کاربرد عملی این روش ها هنوز نیز در حال توسعه و بهبود هستند.

۱-۴-۱- روش طیف نقطه تسلیم

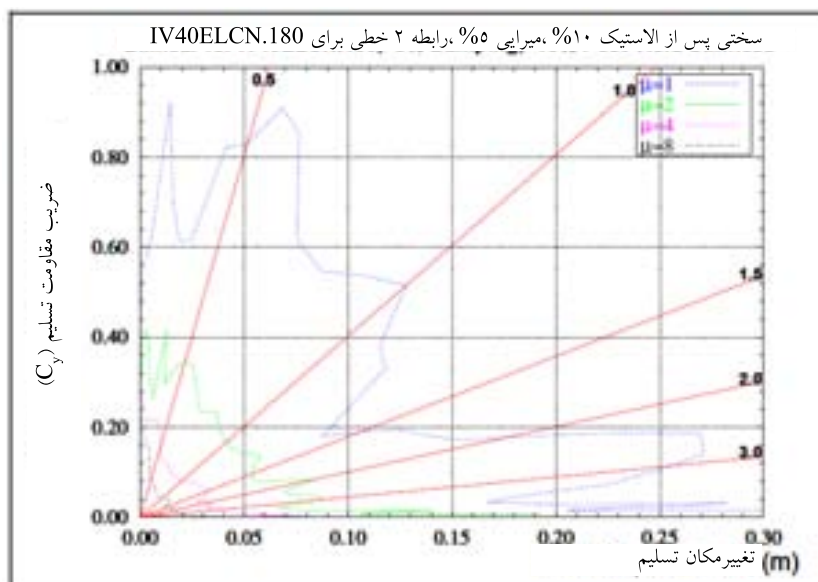
روش طیف نقطه تسلیم از منحنی های با شکل پذیری ثابت با ترسیم ضریب مقاومت تسلیم (C_y) در مقابل تغییر مکان تسلیم سیستم استفاده می نماید. بنابراین، مقاومت مورد نیاز یک سیستم تک درجه آزادی (SDOF) را می توان از روی این منحنی ها برای یک شکل پذیری جابجایی، تغییر مکان تسلیم و دوره تناوب معلوم تعیین نمود (شکل ۱-۵). برای طراحی، می توان به کمک طیف نقطه تسلیم با تعیین سختی و مقاومت کافی، تغییر مکان نسبی و یا شکل پذیری تغییر مکان مورد نیاز را به مقادیر مشخص محدود نمود. ضریب مقاومت تسلیم (C_y) با عبارات ساده زیر نیز قابل محاسبه است.

$$V_y = C_y \cdot W = C_y \cdot m \cdot g \quad (1-1)$$

$$T = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{m}{k}} = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{m \cdot u_y}{V_y}} = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{u_y}{C_y \cdot g}} \quad (1-2)$$

$$C_y = \frac{4 \cdot \pi^2 \cdot u_y}{T^2 \cdot g} \quad (1-3)$$

در روابط فوق W وزن، m جرم سیستم، k سختی اولیه، T دوره تناوب اولیه و g شتاب ثقلی است.



شکل ۱-۵- مثال طیف نقطه تسلیم رکورد EICentro ۱۹۴۰ (مدل دو خطی با میرایی ۵٪)

روش طیف نقطه تسلیم یک رویکرد عملی را به مهندسان ارائه داده تا بطور مستقیم مقاومت و سختی سیستم را کنترل و به طور منطقی برش پایه طراحی را برای شکل پذیری های مورد نیاز گوناگون تعیین نمایند. اما هنوز هم از روند تکراری در رویکردهای طراحی بر مبنای مقاومت مرسوم، در عوض روش طراحی بر مبنای عملکرد مدون پیروی می نماید.

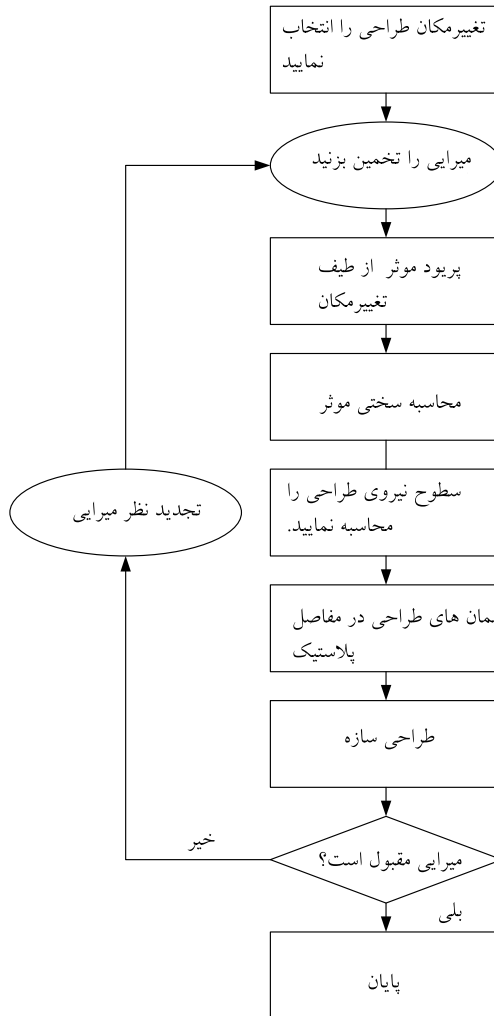
۱-۴-۲- روش نیروی جانبی اصلاح شده

روش نیروی جانبی اصلاح شده (MLFP) تعمیم یافته روش نیروی جانبی معادل (ELFP) که سهم مودهای بالاتر را در نظر نمی گیرد، می باشد. روش MLFP از اصول طراحی ظرفیت بهره گرفته و مستقیماً اضافه مقاومت مقطع و نیز اضافه مقاومت جنبشی ناشی از اثرات دینامیکی روی سازه را در نظر می گیرد. گامهای روش MLFP شامل تعیین نیروهای جانبی طراحی مود اول، محاسبه اضافه مقاومت سیستم استاتیکی، در نظر گرفتن اثرات دینامیکی و طراحی نواحی الاستیک با اصول طراحی ظرفیت می باشد. به هر حال روش MLFP پیچیده بوده و تمرکز اصلی آن بر روی تعیین برش پایه طراحی است.

۱-۴-۳- طراحی بر اساس تغییر مکان مستقیم

از آنجا که تغییر مکان نسبت به نیرو شاخص بهتری برای آسیب سازه ای می باشد، روش طراحی بر اساس تغییر مکان در سال های اخیر مورد توجه محققان واقع شده است. برای اولین بار Shibata and Sozen (۱۹۷۶) مفهوم سازه جایگزین را برای در نظر گرفتن

رفتار غیرالاستیک و تعیین نیروهای طراحی سازه های بتن مسلح (RC) پیشنهاد نمودند. برپایه این مفهوم Priestley و همکاران (۲۰۰۳، ۲۰۰۷) روش طراحی بر مبنای جابجایی مستقیم (DDBD) را توسعه دادند که یکی از محبوب ترین روشها در این دسته بندی بوده است. برخلاف طراحی بر مبنای نیرو، DDBD با انتخاب تغییر مکان نسبی طراحی شروع می شود. سپس سازه با سختی و میرایی موثر در سطح تغییر مکان نسبی طرح نمایش داده می شود، به طوری که نیروهای طراحی لازم را می توان مستقیماً بدست آورد. لازم به ذکر است که اگر سطح میرایی فرض شده جوابگوی کنترل های لازم نباشد، روند تکرارشونده نیاز خواهد شد. روش DDBD در شکل ۶-۱ مختصراً نشان داده شده است.



شکل ۶-۱- روند طراحی بر اساس تغییر مکان مستقیم پیشنهادی (Priestley, 2003)

در مقایسه با روش طراحی لرزه ای متداول، DDBD این اطمینان را می دهد که سازه محدودیت های تغییر مکان نسبی طرح را برآورده می کند. همچنین Priestley (۲۰۰۳) اشاره نمود که استفاده از DDBD منجر به یک طراحی سازگارتر نسبت به طراحی بر مبنای نیرو می شود و عموماً نیروهای طراحی را کاهش می دهد. به هر حال پیچیدگی DDBD مانع اصلی پذیرش این رویکرد توسط مهندسان شده، بخصوص اینکه روند تکرارشونده کنترل میرایی هنوز مورد نیاز است.