

طراحی پلاستیک سازه های فولادی  
 مقاوم در برابر زلزله بر اساس سطح عملکرد

# PERFORMANCE-BASED PLASTIC DESIGN

## EARTHQUAKE-RESISTANT STEEL STRUCTURES

Subhash C. Goel  
Shih-Ho Chao

مهندس علیرضا صالحین  
مهندس احسان عمرانیان

به همراه سری مثال های کاربردی حل شده



CD-ROM  
INCLUDED

Compliments of



# طراحی پلاستیک سازه‌های فولادی مقاوم در برابر زلزله براساس عملکرد

مترجمین:

مهندس علیرضا صالحین

مهندس احسان عمرانیان

.....

## نشر دانشگاهی فرهمند

طراحی پلاستیک سازه‌های فولادی مقاوم در برابر زلزله بر اساس سطح عملکرد

ABC

مترجمین : علیرضا صالحین و احسان عمرانیان

ناشر همکار : .....

سال چاپ : ۱۳۱۳۱۳۱۳۳۱۳۳۳۳

نوبت چاپ : اول

شمارگان : ۲۱۲۳۲۴۲۴۳۳۲۱۲۶۴۴۶۴۰۰۰۰

بها با DVD : .....

شابک : ۸۸۸۸۸۸۸۸۶۶۳۳

حق چاپ برای نشر دانشگاهی فرهمند محفوظ می‌باشد.

نشانی: تهران ، خیابان انقلاب ، ساختمان ۱۳۲۰ ، طبقه زیر

تلفن: ۶۶۴۱۰۶۸۸-۶۶۹۵۳۷۷۴

:	سرشناسه
:	عنوان و نام پدیدآور
:	مشخصات نشر
:	مشخصات ظاهری
:	شابک
فیبا :	وضیعت فهرست‌نویسی
:	یادداشت
:	موضوع
:	شناسه افزوده
:	ردیفندی کنگره
:	ردیفندی دیوبی
:	شماره کتابشناسی ملی

فهرست

## فهرست

تقدیم به

جناب آقای حیدر همایونی  
با تشکر از زحمات شما

## پیش‌گفتار

بدون شک، طراحی لرزماتی براساس عملکرد (PBSD) از اجزای مهم مهندسی زلزله در آینده است. PBSD که در ابتدا به عنوان روشی برای مقاومسازی سازه‌های موجود در اوایل ۱۹۹۰ با انتشار اسناد FEMZS6 مطرح شده بود به تدریج به عنوان رویکرد معقول و مناسب، برای طراحی سازه‌های جدید هم معرفی شد. بسیاری از ساختمان‌های بلند در لسانجلس، سانفرانسیسکو و جاهای دیگر با استفاده از روش PBSD طراحی شده‌اند.

نسل جدیدی از علم PBSD توسط انجمن تکنولوژی کاربردی (ATC)، تحت پروژه‌ای با عنوان ATC-58 در حال توسعه است. سازه‌هایی مثل انجمن طراحی سازه‌ای ساختمان‌های بلند لسانجلس و مرکز تحقیقاتی مهندسی زلزله پاسفیک به طور جدی در حال توسعه و تدوین راهنمایی برای به کارگیری علم PBSD در طراحی و ارزیابی سازه‌های مهم می‌باشد.

یکی از مشکلات همه‌ی روش‌های PBSD موجود این است که اساساً بیش از این که یک روش طراحی باشند، راهی برای ارزیابی هستند. به عبارت دیگر اصول PBSD موجود، ابزاری است برای ارزیابی عملکرد لرزماتی ساختمانی که قبلاً طراحی شده و در واقع یک روش شفاف برای طراحی ساختمان، جهت رسیدن به یک عملکرد مطلوب فراهم نمی‌کنند. این دقیقاً چیزی است که این کتاب انجام می‌دهد. با فراهم نمودن یک رویکرد گام‌به‌گام واضح و شفاف برای طراحی یک ساختمان؛ به‌طوری‌که عملکرد مطلوب برای یک تحریک لرزماتی داده شده را فراهم نماید.

اصول ارائه شده در این کتاب، مهندس سازه را از تحلیل‌های تاریخچه زمانی غیرخطی طاقت‌فرسا در طول پروسه طراحی و محدودیت‌های مربوط به کارگیری تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی نجات داده و به یک نقطه مناسب رهنمون می‌کند: صحت نسبی عملکرد مناسب یک سازه از قبل طراحی شده. این امر، با به کارگیری قوانین ساده طراحی پلاستیک در فولاد، اصول طراحی براساس ظرفیت و استفاده از یک الگوی بار جانبی استاتیکی ساده میسر می‌شود. الگوی باری که علی‌رغم شباهت به الگوی بار جانبی استاتیکی آینین نامه‌ها اندکی با آن متفاوت است.

در نتیجه ساختمانی به دست می‌آید که با استفاده از تحلیل مهندسی و تکنیک‌های طراحی پایه طرح می‌شود و در معرض زلزله‌ای با شدت مشخص، رفتار مورد انتظار را نشان می‌دهد.

از ویژگی‌های استثنایی این کتاب، علاوه بر تشریح اصول طراحی مناسب بحث شده اخیر، به کارگیری این روش برای سیستم‌های سازه‌ای گوناگون با توضیحات واضح و مثال‌های طراحی عمودی مختلف می‌باشد که در هر گام، پروسه کاملاً تعریف و نشان داده می‌شود. بدون شک این کتاب برای طراحان

---

### طراحی پلاستیک سازه‌های فولادی مقاوم در برابر زلزله ...

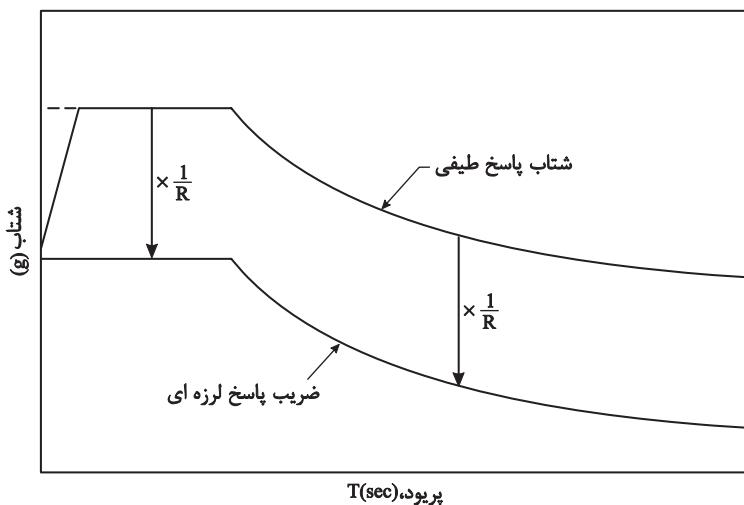
لرزه‌ای، سازه‌های فولادی بسیار مفید و عملی خواهد بود. این کتاب برای اساتید و دانشجویان دانشگاه‌ها در مباحث طراحی پلاستیک یک ابزار آموزشی و یادگیری ارزشمند خواهد بود. نویسنده‌گان باید به دلیل سهم مهم‌شان در پیشرفت مهندسی سازه شاکر باشند.

# فصل اول

## مقدمه

## ۱-۱- روش طرح لرزه‌ای رایج و معایب آن

به خوبی می‌دانیم که سازه‌های طراحی شده با آیین‌نامه‌های رایج می‌بایست تغییر شکل‌های غیرالاستیک بزرگ را در طول زلزله‌های شدید تحمل نماید. رویکرد طراحی لرزه‌ای، عموماً براساس رفتار سازه‌ای الاستیک بوده و رفتار غیرالاستیک به‌طور غیرمستقیم و مجازی در نظر گرفته می‌شود (BSSC, 2006a). در روش طراحی لرزه‌ای در آمریکا برش پایه طراحی (ضریب پاسخ لرزه‌ای) از شتاب طیفی آیین‌نامه به‌دست می‌آید با فرض این‌که سازه به‌صورت الاستیک رفتار می‌کند و سپس برش پایه طراحی توسط یک ضریب اصلاح نیرو،  $R$ ، که مقدار آن به شکل پذیری سیستم سازه‌ای فرض شده وابسته است کاهش می‌یابد. این مقاومت مورد نیاز (با هدف کاهش آسیب یا تغییر شکل مورد انتظار در انواع مختلف سازه‌های ساختمانی)، توسط ضریب اهمیت،  $I$ ، افزایش می‌یابد.

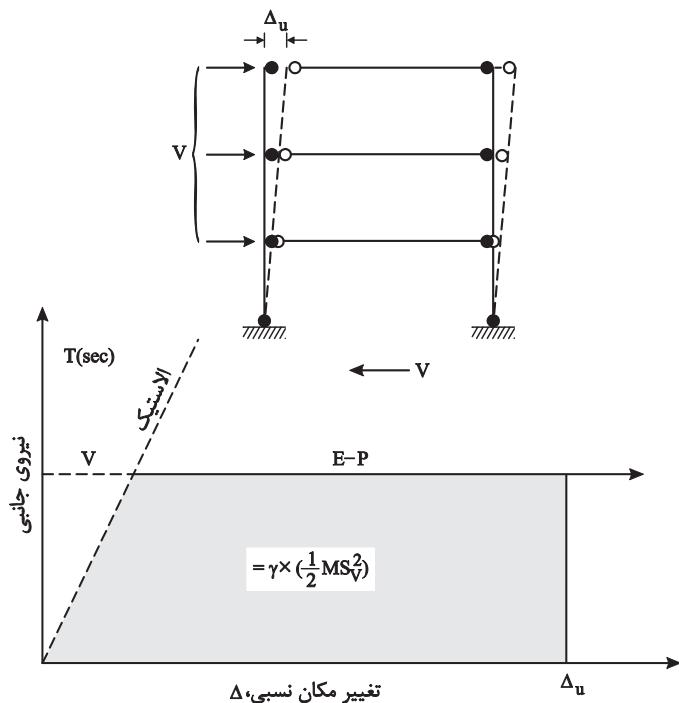


شکل ۱-۱ - طیف پاسخ نمونه شتاب و ضریب پاسخ لرزه‌ای برای برش پایه طراحی

پس از انتخاب ابعاد اعضا براساس مقاومت مورد نیاز (که عموماً تحلیل الاستیک انجام می‌شود). تغییر مکان نسبی محاسبه شده با استفاده از تحلیل الاستیک در یک ضریب افزایش « $C_d$ » می‌شود که باید از یک حد مجاز (2%) کمتر باشد. در ادامه ضوابط دیگری بررسی می‌شود تا این که شکل پذیری موردنیاز در حین ضربه‌های ناشی از حرکات شدید زمین حاصل نبود. به هر حال سازه‌های طرح شده با این روش می‌بایست تغییر شکل‌های غیراتجاعی بزرگی تا اندازه‌ای به‌صورت غیرکنترلی تحمل نماید.

## فصل اول

رفتار غیرارتجاعی مثل تسلیم شدید و کمانش اعضای سازه‌ای می‌تواند به طور گستره و ناگهانی در سازه توزیع شود و در نتیجه به یک پاسخ غیرقابل‌بیشینی و نامطلوب منجر گردد که در نهایت به فروریزش کلی و با هزینه تعییر بالا منتهی می‌شود.



شکل ۱-۲-۱ - نیروی جانبی طراحی PBPD

در حالی که روش طراحی فوق به طرز وسیعی در گذشته در صرفه مهندسی به کار می‌رفته است نیازهای اجتماعی این حرفه را به سمت رسیدن به ترازهای بالاتر عملکردی، امنیت و اقتصادی شامل هزینه‌های دوره زندگی سوق داده است. لذا، آیین‌نامه‌ها به سمت اتخاذ چارچوب طراحی براساس عملکرد حرکت کرده‌اند.

تلash‌های جدی برای توسعه‌ی مهندسی زلزله براساس عملکرد PBSD در آمریکا بعد از زلزله نورشیریج ۱۹۹۴ صورت گرفته است. براساس الزامات PBEE یک سازه در معرض زلزله باید چندین هدف عملکردی را برآورده نماید از قبیل قابلیت استفاده بی‌وقفه برای زلزله با دوره بازگشت ۷۲ ساله، ( ۱۵٪ احتمال روی داد در ۵ سال)، ایمنی جانبی برای زلزله با دوره بازگشت ۴۷۵ ساله (در سال) و

آستانه فروزیش در دوره بازگشت 2500 ساله (2% در 5 سال). این‌ها همه از این حقیقت حکایت می‌کنند که می‌بایست عملکرد آسیب سازه‌ای و غیرسازه‌ای به طور دقیق تعیین گردد تا مالک یا کاربر بتواند تصمیم‌های درستی اتخاذ نماید. در حال حاضر، طراحی براساس عملکرد به صورت غیرمستقیم آنچه می‌شود. معمولاً این روش با یک طراحی اولیه براساس روش طراحی الاستیک موسوم براساس آیین‌نامه‌های طراحی شروع سپس یک تحلیل به جهت ارزیابی اراضی معیارهای پذیرش انجام می‌گردد. لذا یک پروسه تکراری بین طراحی و ارزیابی دنبال می‌شود.

دو روش مهم، روش ضرایب در (ASCE , 200) FEMA356 (ATC - 40) و روش طیف ظرفیت در (ATC - 1996) اغلب در ایالات متحده انجام می‌شوند. هر دو رویکرد از تحلیل استاتیکی غیرخطی (تحلیل پوش‌اور) جهت تخمین نیاز و ظرفیت لرزه‌ای استفاده می‌کنند. ابتدا تغییر مکان هدف بیانگر حداکثر تغییر مکان متتحمل در طول زلزله طراحی در هر یک از دو روش محاسبه می‌شود. سپس سازه تا رسیدن به جایه‌جایی هدف به صورت یکنواخت و تحت یک الگوی بار جانبی شخصی قرار می‌گیرد و این بار به صورت فرآیند اعمال می‌شود. چنان‌چه عملکرد نشان داده شده توسط تحلیل پوش‌اور مثل تغییر مکان نسبی درون طبقه، زاویه دوران عضو و شکل‌پذیری نیاز اهداف مورد نیاز را برآورده نکند طراحی اصلاح و این پروسه تا اوضاعی اهداف عملکردی تکرار می‌شود.

رویکردهای طراحی براساس عملکرد مثل آن‌چه که در بالا شرح داده شد چندین عیوب دارند:

۱- طراحی ضعیف اولیه ممکن است با تکرارهای زیاد بهبود پیداکند، اما شاید هرگز یک طراحی بهینه و خوب منتهی نشود (کراوینکبرد میراند 2004). هم‌چنین پروسه تکراری به صورت سعی و خطأ انجام می‌شود.

۲- به دلیل انجام یک تحلیل غیرخطی، مدل‌های ریاضی مناسب نمایانگر مشخصه بار - تغییر شکل غیرخطی اعضای سازه هم نیاز می‌شوند.

۳- تمرکز ارزیابی عملکرد بیشتر روی نیازها و ظرفیت‌های اعضای مجزا می‌باشد تا رفتار کلی سازه؛ در نتیجه، عملکرد کلی سازه باشد، تحت تاثیر اعضای ضعیف یا با شکل‌پذیری حداقل است. (همامبورگر - 2004).

۴- روش‌های تحلیل استاتیکی غیرخطی در پیش‌بینی پارامترهای اصلی مورد نیاز قابل اعتماد نیست هم‌چنان‌که در FEM440 به آن اشاره شده است. (ATC - 200t). این پارامترها شامل، تغییر مکان نسبی ماکزیمم در هر تراز، برش طبقه و لنگه‌های واژگونی می‌باشد. لذا عملکرد یک طراحی اصلاح شده از طریق تحلیل پوش‌اور استاتیکی اندکی با تردید رویه روت. یک تحلیل دینامیکی غیرخطی مستقیم، در بسیاری موارد نتایج مطمئن‌تری می‌دهد.

## ۱-۲- روش طراحی پلاستیک براساس عملکرد

برای دستیابی به عملکرد سازه تحت زلزله‌های شدید دانستن رفتار نهایی سازه مثل روابط غیرخطی بین نیرو و تغییر شکل و مکانیزم تسلیم سازه ضروری است. علاوه بر این، فاکتورهای طراحی از قبیل تعیین نیروی جانلی طراحی مناسب و مقاومت اعضا، انتخاب یک مکانیزم تسلیم مطلوب و تغییر مکان نسبی و مقاومت سازه برای سطح خطر داده شده باید بخشی از پروسه طراحی در اوایل کار باشد. این روش طراحی کامل که در آن رفتار غیرالاستیک سازه به‌طور مستقیم در نظر گرفته می‌شود و هرگونه تخمین و یا تکرار را بعد از طرح اولیه حذف می‌کند، توسط نویسنده و همکارانش در دانشگاه میشیگان در طول ۸ سال گذشته توسعه داده است. (Le elatavimet و همکاران - 1999؛ لی و گول 2001؛ داسگوبتا و همکاران - 2004، جاو و گول 2005، 2006a و 2006b) – این روش، طراحی پلاستیک براساس عملکرد نامیده می‌شود. روش PBPD از دو حالت حدی عملکردی کلیدی یعنی مکانیزم تسلیم و تغییر مکان نسبی هدف از پیش‌انتخاب شده استفاده می‌کنند. این (PBPD) دو حالت حدی مستقیماً به ترتیب به درجه و توزیع آسیب سازه‌ای مربوط می‌شوند. برش پایه طراحی برای یک سطح خطر داده شده با معادل قراردادن کار مورد نیاز برای هل دادن (Push) سازه به صورت یکنواخت تا رسیدن به تغییر مکان نسبی هدف با انرژی مورد نیاز برای رسیدن یک سیستم یک درسجه آزادی الاستو – پلاستیک معادل به همان حالت محاسبه می‌شود (شکل ۱-۲). همچنانی از یک الگوی توزیع بار جانبی جدید استفاده می‌شود (چاو و همکاران - 2009) که براساس توزیع نسبی حداکثر برش طبقه سازگار با نتایج پاسخ دینامیکی غیرالاستیک می‌باشد. سپس با روش اعضا و اتصالات قاب طرح می‌شوند تا مکانیزم تسلیم و رفتار مورد نظر به دست آید. در فصل سوم به‌طور مفصل به این دو بخش پرداخته می‌شود.

نتایج حال از تحلیل‌های دینامیکی و استاتیکی غیرارتجاعی گستردۀ، اعتبار روش پیشنهادی را تایید نموده است. این روش، به‌طور موافقیت‌آمیزی برای قاب‌های خمشی فولادی (MFs)، قاب‌های مهاربندی ضدکمانش (BRB5) قاب‌های مهاربندی برون محور (EBFs) و قاب‌های خمشی خرپایی ویژه نتایج بسیار دلگرم‌کننده‌ای به دست آمده است. در همه موارد، قاب به‌طور مطلوب مکانیزم تسلیم تیر ضعیف یا ستون قوی را همچنان که مورد نظر بود ایجاد کردن و شکل‌پذیری و یا تغییر مکان نسبی مورد نیاز با مقادیر طراحی انتخابی یکسان بود و لذا اهداف عملکردی انتخابی برآورده می‌شد. مقایسه پاسخ با قاب‌های متناظر طراحی شده با روش‌های مرسوم، نشان از برتری روش پیشنهادی از نظر دستیابی به رفتار مطلوب بوده است.

در این رویکرد، طراح، تغییر مکان نسبی سازه‌ای هدف (متناظر با شکل‌پذیری و آسیب قابل پذیرش) و مکانیزم تسلیم (برای پاسخ مطلوب و راحتی بازبینی و تعمیر آسیب‌های پس از زلزله) را انتخاب می‌کند و نیروهای طراحی و ابعاد المان‌ها را برای یک سطح خطر معلوم (طیف) تعیین می‌کنند. دیگر نیازی به

ضرایبی مثل  $R$ ،  $I$  و  $C_d$  که در آیین نامه‌های رایج آمده نمی‌باشد. این ضرایب براساس مجموعه‌ای قضاوت‌های مهندسی تعیین می‌شوند. ضریب اهمیت و  $I$  با هدف شکل‌پذیری و نیاز تغییر مکان نسبی نسبی کمتر در یک زلزله داده شده، تراز نیروی جانبی طراحی را افزایش می‌دهد (SEAOC – 1999؛ 203a – BSSC) به هر حال این روش نمی‌تواند به طور مستقیم – برای رسیدن به هدف مورد نظر مثلاً کنترل آسیب به کار رود. کنترل کاهش آسیب باید مستقیماً با محدودیت‌های تغییر مکان مناسب سروکار داشته باشد. در روش PBPD برای محاسبه‌ی برش پایه طراحی، تغییر مکان نسبی هدف به عنوان پارامتر حاکم استفاده می‌شود که باید در آن اهمیت ساکنین در نظر گرفته شود.

روش طراحی PBPD خیلی متفاوت با روش‌های طراحی رایج نیست و به آسانی می‌توان با مفهوم مهندسی زلزله براساس عملکرد (PBEE) ترکیب شود. البته با روش PBEE که در عمل به کار می‌رود فرق می‌کند. در آن روش عموماً در ابتدا براساس روش الاستیک با استفاده از آیین نامه‌های معمول طراحی اولیه صورت می‌گیرد و سپس با به کارگیری تحلیل‌های دینامیکی یا استاتیکی غیراتجاعی و پروسه تکراری وقت‌گیر و طاقت‌فرسا تا رسیدن به هدف عملکردی مطلوب ادامه می‌یابد. تکرارها با روش سعی و خطأ انجام می‌شوند هیچ راهنمایی برای طراحی فراهم نشده تا بداند چه طور باید به هدف مطلوب برسد، مثلاً کنترل تغییر مکان نسبی با توزیع و گسترش تغییر شکل‌های پلاستیک، در مقابل روش PBPP یک روش طراحی مستقیم است که به هیچ ارزیابی بعد از طراحی اولیه نیاز ندارد، زیرا رفتار غیرخطی و معیارهای عملکردی کلیدی از همان ابتدا در پروسه طراحی حضور دارد و روش طراحی به آسانی دنبال می‌شود به راحتی قابل برنامه‌نویسی هم‌چنین سازه‌های طراحی شده با PBPD می‌تواند توسط روش‌های دیگر ارزیابی شود. اگرچه لازم نیست. در مواردی که نامنظمی‌های سازه‌ای قابل توجه وجود داشته باشند با این روش می‌توان به یک طراحی اولیه خوب رسید اگرچه ممکن است نیاز باشد برخی اصلاحات از طریق تحلیل دینامیکی و یا استاتیکی غیرخطی صورت گیرد.

فصل دوم  
طراحی پلاستیک  
در مقابل  
طراحی الائی

## ۱-۲- مختصری از روش‌های طراحی الاستیک و پلاستیک

اساساً دو رویکرد برای ایجاد مقاومت مناسب برای سازه‌ها در مقابل بارهای داده شده وجود دارد. طراحی الاستیک و طراحی پلاستیک در عمل، کنترل تغییر مکان‌ها نیز نیاز می‌شوند، اما متمرکز در این این بحث تنها به مقاومت محدود می‌شود.

در طراحی الاستیک فرض می‌شود درباره طراحی، سازه‌ها به صورت الاستیک خطی رفتار می‌کنند – با به کارگیری تحلیل الاستیک، نیروهای داخلی در المان‌های سازه‌ای (اعضا و اتصالات) تعیین می‌شوند و مقاومت مناسب طراحی به دست می‌آید. از آنجایی که نیروی المان‌ها براساس رفتار الاستیک تعیین می‌شوند توزیع سختی الاستیک در میان المان‌های سیستم، حاکم بر طراحی خواهد بود.

همان‌طور که می‌دانیم در بسیاری از سازه‌های طراحی شده با روش الاستیک، مقاومت قبل ملاحظه‌ای بعد از حد الاستیک در المان‌های سازه‌ای (اعضا و اتصالات) تعیین می‌شوند و مقاومت مناسب طراحی به دست می‌آید. از آنجایی که نیروی المان‌ها براساس رفتار الاستیک تعیین می‌شوند توزیع سختی الاستیک در میان المان‌های سیستم، حاکم بر طراحی خواهد بود.

همان‌طور که می‌دانیم در بسیاری از سازه‌های طراحی شده با روش الاستیک، مقاومت قبل ملاحظه‌ای بعد از حد الاستیک ذخیره می‌شود تا به مقاومت نهایی خود برسند. این مقاومت ذخیره‌شده از فاکتورهایی نظیر نامعینی سازه و توانایی اعضای سازه در تغییر شکل‌های غیرالاستیک بدون از دست دادن زیاد مقاومت (شکل‌پذیری) ناشی می‌شود. یک مانع استفاده از روش الاستیک برای طراحی سازه‌های شکل‌پذیر این است که مقاومت ذخیره‌شده بعد از حد الاستیک نه تعیین می‌شود و نه به طور صریح مورد استفاده قرار می‌گیرد. اما مهم‌تر از این، حد تسلیم (مکانیزم) سازه در مقاومت نهایی معلوم نیست. مکانیزم تسلیم ممکن است اعضای از سازه را درگیر کند که به عملکرد نامطلوب سیستم تحت اضافه بار تصادفی یا وقایع شدید مثل زلزله قوی، انفجار و یا ضربه منتهی شود.

برخلاف روش الاستیک، طراحی پلاستیک بر مبنای مقاومت نهایی و متناظر با مکانیزم تسلیم سازه می‌باشد. ابتدا یک مکانیزم تسلیم مطلوب همراه با مقاومت نسبی اعضا تسلیم شونده شخصی شده (DYM<sub>s</sub>) انتخاب می‌شود. پس شرط تعادل بین بارهای طراحی و مقاومت مورد نیاز متناظر اعضا تسلیم شونده با هر یک از روش‌های استاتیکی یا انرژی برقرار می‌گردد. با حل معادلات تعادل، مقاومت مورد نیاز DYM<sub>s</sub> برای مقاصد طراحی و جزئیات دیگر به دست می‌آید.

بعد از این‌که DYM<sub>s</sub>ها در مکانیزم هدف طراحی شدند، مقاومت مورد نیاز همه اعضا دیگر که باید الاستیک باقی بمانند یعنی اعضا غیرتسلیم شونده شخصی (non-DYM<sub>s</sub>) با یک تحلیل الاستیک برای کل سازه یا قسمت‌هایی از سازه می‌باشد در حالت نهایی تعیین می‌شود. بارگذاری در این مرحله

---

## — فصل دوم —

شامل بارهای ثقلی، نیروهای مورد انتظار از اعضای تسلیم شده و نیروهای جانبی مورد نیاز برای برقراری تعادل می‌باشد. به طور جایگرین برای نیل به این هدف می‌توان از یک تحلیل پوش اور با استفاده از یک برنامه کامپیوترا مناسب نیز بهره جست.

در یک هم‌چنین تحلیلی DYM‌ها بارهای ثقلی مناسب برای مدل‌سازی رفتار غیرالاستیک و اعضای غیرتسلیم‌شونده برای مدل‌ساز رفتار الاستیک به کار می‌روند.

اعمال شده و تحلیل و با افزایش نیروی جانبی اعمالی تا حد جایه‌جایی نسبی هدف انجام می‌شود. در صورت نیاز اثرات ها بارهای ثقلی مناسب برای مدل‌سازی رفتار غیرالاستیک و اعضای غیرتسلیم‌شونده برای مدل‌ساز رفتار الاستیک به کار می‌روند.

اعمال شده و تحلیل و با افزایش نیروی جانبی اعمالی تا حد جایه‌جایی نسبی هدف انجام می‌شود. در صورت نیاز اثرات مرتبه دوم نیز می‌تواند لحاظ شود. مقدار نیروها در اعضای الاستیک (non – DYM) همان مقاومت مورد نیاز آن‌ها خواهد بود. پس از آن، این اعضا طراحی می‌شوند.

گام فوق که همان تشکیل مکانیزم تسلیم مورد هدف است در روش طراحی پلاستیک اهمیت دارد. در این گام، شرط سوم تغوری یکتایی که در طراحی پلاستیک به کار می‌رود با طراحی اعضای الاستیک شخصی (non – DYM) ارضامی شود به طوری که مقاومت حداقل مساوی یا بزرگ‌تر از نیروهای مورد نیاز در مکانیزم تسلیم باشند. در گام اول که اعضای تسلیم‌شونده مکانیزم انتخاب شده برای مقاومت مورد نیاز طراحی می‌شوند تا تعادل مکانیزم در بارهای طراحی را در ارضانمایند، دو شرط اول تغوری یکتایی یعنی تعادل و مکانیزم ارضامی گردد.

تغوری یکتایی به کاررونده در تحلیل پلاستیک قاب‌های تشکل از اعضای خمی به صورت زیر بیان می‌شود:

اگر برای یک قاب با بارگذاری داده شده حداقل یک حالت اطمینان (شرط مقاومت بزرگ‌تر از ممان مورد نیاز) و توزیع لنگر خمی قابل قبول استاتیکی (شرط تعادل وجود داشته باشد و در این توزیع، ممان خمی معادل با ممان کاملاً پلاستیک در سطوح مقطع کافی باشد که چرخش مفاصل پلاستیک در این مقاطع موجب شکست قاب گردد (شرط مکانیزم) باز متناظر برابر با فروریزش (نهایی)  $W_r$  خواهد بود. (Neal , 1977)

عباراتی مثل «شکست» و «فروریزش» در بیان فوق در تحلیل و طراحی پلاستیک برای بارهای استاتیکی معمولاً استفاده می‌شود که در آن تشکیل مکانیزم بیانگر «شکست» سازه است. در مفهوم طرح لرزه‌ای، این انتظار همواره وجود دارد که در طول حرکات قوی زمین، مکانیزم در سازه تشکیل شود اما این به معنی شکست یا فروریزش در بحث دینامیک نیست بلکه به این معنی است که تغییر

## طراحی پلاستیک سازه‌های فولادی مقاوم در برابر زلزله ...

مکان‌ها بیش از حد بزرگ شده‌اند. لذا عبارت «مکانیزم تسلیم» مناسب‌تر بوده و در این‌جا استفاده شده است. در محدوده تئوری یکتایی، سازه‌های طراحی شده با روش پلاستیک همچنان که در بالا بیان شد باید مقاومت نهایی متساوی با مکانیزم تسلیم هدف برای یک ترکیب و الگوی بار داده شده داشته باشند. متاسفانه در گذشته روی این جنبه طراحی پلاستیک به اندازه کافی تأکید نمی‌شد. همچنین این با مسئله تحلیل پلاستیک که در آن الگوی بارگذاری و سازه تعريف می‌شوند و هدف تعیین مقاومت نهایی و مکانیزم تسلیم متناظر به عنوان دو مجھول است فرق دارد. در رویکرد تحلیل پلاستیک موسوم، تعیین مکانیزم تسلیم صحیح و مقاومت نهایی عموماً به شکل سعی و خطا انجام می‌شود. همچنین زمانی که حل با برنامه‌نویسی خطی بدون تکرار بدست می‌آید روش‌های بهینه‌سازی می‌تواند به کار برده شود. به عنوان راه حل جایگزین، تحلیل پلاستیک می‌تواند با استفاده از یک روش افزایشی گام‌به‌گام مانند تحلیل پوش اور انجام شود تا جایی که به مقاومت نهایی برسد و تشکیل مکانیزم تسلیم از طریق تسلیم پی‌درپی اعضا کامل شود. البته این روش، به یک برنامه کامپیوتری پیشرفت و مدل‌سازی رفتار نیرو - تغییر شکل اعضای سازه‌ای نیاز دارد. بهر حال از نظر مفهوم طراحی، یک مکانیزم مطلوب در ابتدا انتخاب می‌شود و با دنبال نمودن گام‌های کلی اشاره شده به دست می‌آید.

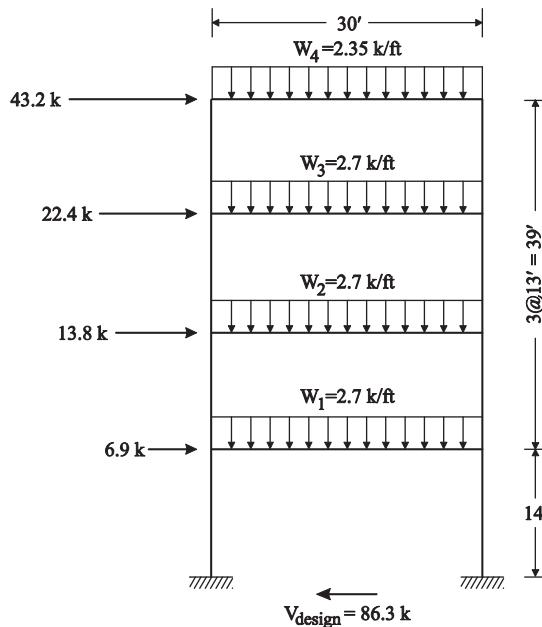
### ۲-۲-۱- مثال روش‌گشته

برای نشان‌دادن مفهوم طراحی پلاستیک و الاستیک بحث شده در بخش ۲. مثال یک قاب خمشی فولادی یک دهانه، ۴ طبقه در نظر گرفته شده در شکل ۱-۲ قاب به همراه بارهای ثقلی و جانبی نشان داده شده است. قاب با روش‌های الاستیک و پلاستیک طراحی شده است. برای نمایش و به منظور سادگی، مقاومت طراحی اعضای قاب یعنی ممان پلاستیک کامل  $M_p$  با صرف‌نظر از اثرات نیروی محوری، برش و کمانش محاسبه می‌شود. نتایج دو روش طراحی قاب و عملکرد آن‌ها تحت تحلیل پوش اور غیرارتجاعی (افزایش نیروی جانبی یا جابه‌جایی) مقایسه خواهد شد. فاکتورهایی مثل اثرات  $P-\Delta$ ، اندرکنش  $M-P$  و ناپایداری برای سادگی و شفاف بودن مفاهیم پایه‌ای در تعیین مقاومت نهایی، در نظر گرفته نشده است.

### ۲-۲-۱- طراحی الاستیک

تحلیل الاستیک قاب برای مجموعه‌ای از بارهای طراحی با استفاده از یک برنامه کامپیوتری تحلیل الاستیک انجام شد و دیاگرام لنگر خمشی به دست آمده در شکل ۲-۲ نشان داده می‌شود. با استفاده از مقاطع اعضا به گونه‌ای که معیار مقاومت خمشی را برآورده نمایند انتخاب شوند.  $F_y = 50 \text{ ksi}$  . مقاطع انتخاب شده اعضا در جدول ۱-۱ نشان داده شده است. تحلیل  $M_{max} < M_p = F_y Z_x$

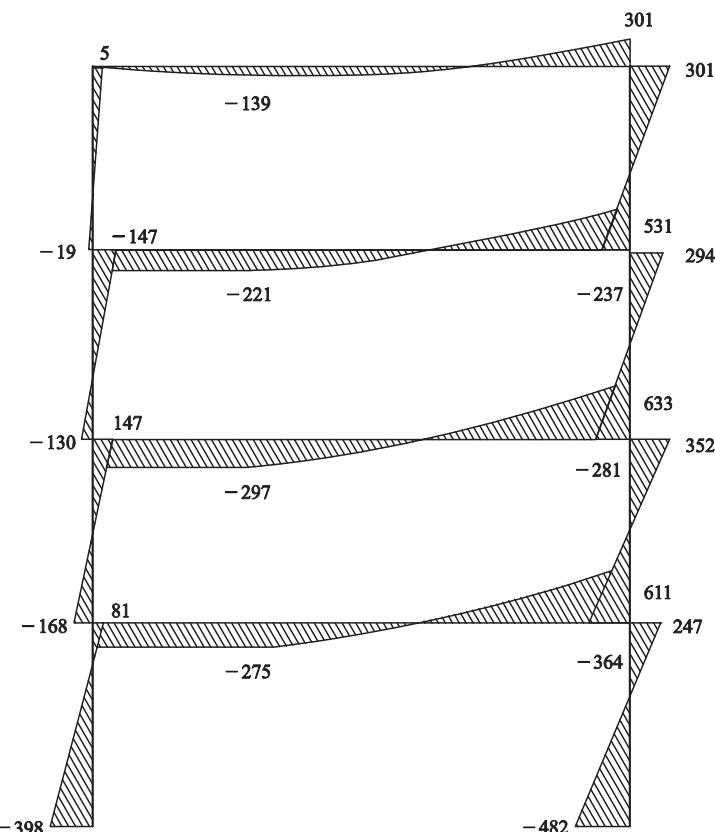
## فصل دوم



شکل ۱-۲ - مثال الاستیک ۴ طبقه

پوش اور استاتیکی غیرالاستیک قابل ابتدا با اعمال بارهای ثقلی تیر و سپس با «هل دادن» جانبی قاب از چپ به راست تحت افزایش یکنواخت تغییر مکان سقف انجام شد، در حالی که توزیع نیروی جانبی ثابت نگهداشته شد از برنامه Perform 2-D برای تحلیل استفاده شد که در آن اعضای قاب به صورت المان های تیر با رفتار ممان - دوران ایدهآل الاستو - پلاستیک کامل مطابق شکل ۳-۲ مدل سازی شد. المان های تیر با مقادیر واقعی  $F_y = 50\text{ksi}$  ،  $E = 30,000\text{ksi}$  و  $I_r$  و  $Z_x$  برای اعضای قاب استفاده شد. ضمن این که از تغییر شکل های برشی و محوری صرف نظر شد.

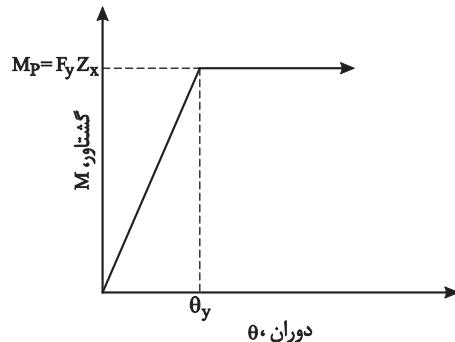
نمودار برش پایه (نیروی جانبی کل) در مقابل نسبت تغییر مکان نسبی سقف (ارتفاع / تغییر مکان سقف) و موقعیت و توالی تشکیل مفاصل پلاستیک در شکل ۴-۲ نمایش داده شده است. نیروی جانبی در حد الاستیک وقتی که اولین مفصل پلاستیک تشکیل شد 87.6 kips بود اندکی بالاتر از مقدار طراحی، 86.3kips . بعد از آن نقطه، باز توزیع لنگرهای با تشکیل پی در پی مفاصل پلاستیک اتفاق می افتد تا این که قاب به مقاومت نهایی 117.5 kips در نسبت تغییر مکان سقف 2.7% می رسد. مکانیزم تسلیم به صورت یک مکانیزم جانبی جزئی برای پیش از 3 طبقه تولید می شود به گونه ای که مفاصل پلاستیک در انتخابی تیر و پای سطون های طبقه اول و در بالای سطون طبقه دوم و سوم تشکیل می شود.



شکل ۲-۲ - مثال قاب ۴ طبقه (واحد :  $(kip - f_t)$ )

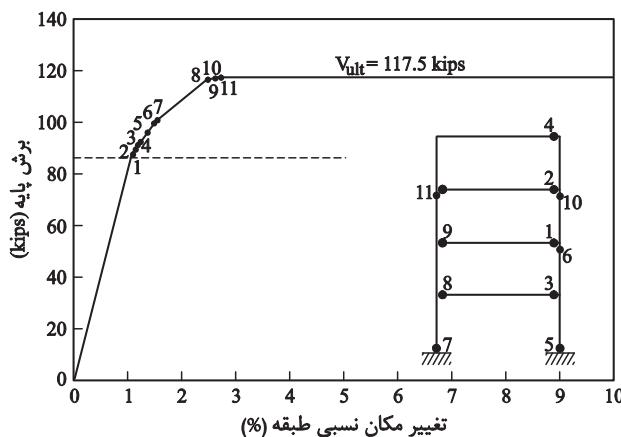
طبقه	تیر			ستون		
	$M_{u,req}$ (k - ft)	قطعه	$M_p$ (k - ft)	$M_{u,req}$ (k - ft)	قطعه	$M_p$ (k - ft)
4	301	W16×40	304	301	W16×40	304
3	351	W24×55	558	294	W16×40	304
2	633	W24×62	638	364	W21×44	398
1	611	W24×62	638	482	W21×55	525

جدول ۲-۱ - مقاطع تیر و ستون برای قاب خمسمی طراحی شده به روش الاستیک



شکل ۳-۲ - مدل مفصل پلاستیک برای رابطه ساده شده ممان - دوران

ضریب اضافه مقاومت ذخیره شده ( $V_{ult} / V_{ul+}$ ) ۱.۳۶ بود که از نامعینی قاب که مسئول اصلی باز توزیع لنگر پس از حد الاستیک است ناشی می شود.



شکل ۴-۲ - نتایج تحلیل پوش آور برای قاب الاستیک: برش پایه در مقابل تغییر مکان نسبی سقف و توالی تشکیل مفاصل پلاستیک.

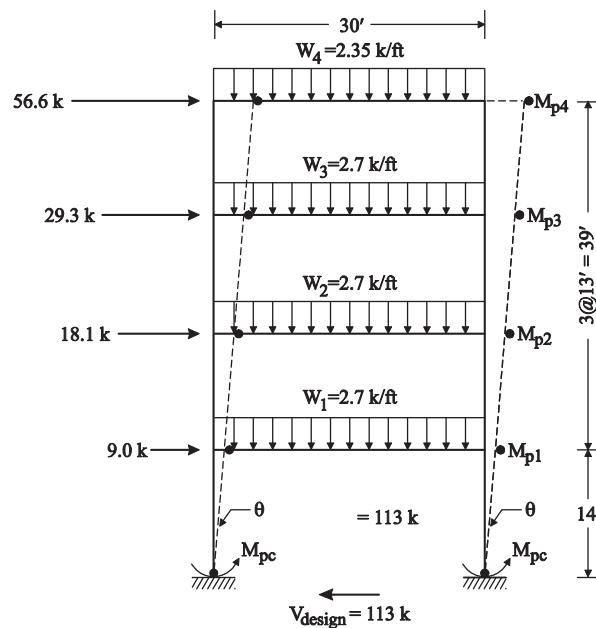
#### ۴-۲-۲-۲- طراحی پلاستیک:

قاب مذکور این بار با روش پلاستیک طراحی شد. بارهای ثقلی مثل قبل می باشد اما توزیع نیروی جانبی طراحی طوری بود که مقاومت نهایی آن تقریباً مساوی با مقاومت نهایی قاب طراحی شده با روش الاستیک یعنی 117.5 kips باشد. بار طراحی جانبی کل با اندازه سعی 113 kips (بزرگتر از بار جانبی طراحی قاب طراحی شده الاستیک که 86.3 kips بود). این کار به این دلیل

## طراحی پلاستیک سازه‌های فولادی مقاوم در برابر زلزله ...

انجام شد که مقاومت نهایی دو قاب تقریباً برابر باشد. هدف اصلی در اینجا این بود که نشان دهیم مکانیزم تسلیم قاب طراحی شده با با روش پلاستیک معلوم و قابل پیش‌بینی است در حالی که این مهم با روش طراحی الاستیک ممکن نیست.

مکانیزم تسلیم هدف طراحی در شکل ۵-۲ نشان داده شده است که مکانیزم حرکت جانبی در ارتفاع کل سازه بوده و تشکل از مفاصل پلاستیک در انتهای تیر و پای ستون طبقه اول می‌باشد و بقیه قاب الاستیک باقی می‌ماند. مشابه مکانیزم متعارف برای سازه‌های در معرض بارهای جانبی شدید ناشی از باد یا زلزله ترکیب تیر ضعیف - ستون قوی به طور مطلوب ملاحظه می‌شود. بارهای طراحی اعمال و مقاومت خمشی مورد نیاز اعضای تسلیم شوند، یعنی انتهای تیر و پای ستون نیز در شکل ۵-۲ نشان داده شده است.



شکل ۵-۲ - قاب طبقه طراحی شده به روش پلاستیک و مکانیزم انتخابی متناظر

معادل معمول کار مجازی (کار داخلی = کار خارجی) برای یک تغییر مکان کوچک مکانیزم به صورت زیر نوشته می‌شود. (۱-۲)

$$(56.6k \times 53ft + 29.3k \times 40ft + 18.1k \times 17ft + 9k \times 14ft)\theta \quad (1-2)$$

$$= (M_{p1} + M_{p2} + M_{p3} + M_{p4} + M_{pc})2\theta$$

در روابط بالا بر حسب kip - ft است.

## — فصل دوم —

چون در معادله (۱-۲) تنها یک مجهول وجود دارد، ممان پلاستیک مورد نیاز تیرها متناسب با برش طراحی طبقه فرض می‌شوند و ظرفیت لنگر در پای ستون طبق رابطه زیر محاسبه می‌شود.

$$M_{pc} = \frac{1.1Vh_1}{4} \quad (2-2)$$

که  $h_1$  ارتفاع طبقه اول،  $V$  برش پایه طراحی و ضریب ۱.۱ یک ضریب اضافه مقاومت برای در نظر گرفتن اضافه بار ممکن به علت سخت‌شدنی کرنشی و عدم اطمینان به مقاومت ماده (به فصل ۳ برای بحث بیشتر مراجعه شود). است. با حل این معادله، لنگر پلاستیک مورد نیاز تیر به دست می‌آید که در جدول ۲-۲ همراه با مقاطع تیر براساس  $M_p$  و  $F_y = 50\text{ksi}$  ارائه شده است.

طبقه	تیر			ستون		
	$M_{u,req}$ (k - ft)	قطعه	$M_p$ (k - ft)	$M_{u,req}$ (k - ft)	قطعه	$M_p$ (k - ft)
4	306	W18×40	327	327	W16×45	343
3	464	W18×55	467	420	W21×50	458
2	563	W24×55	558	413	W21×50	458
1	612	W24×62	638	435	W21×50	458

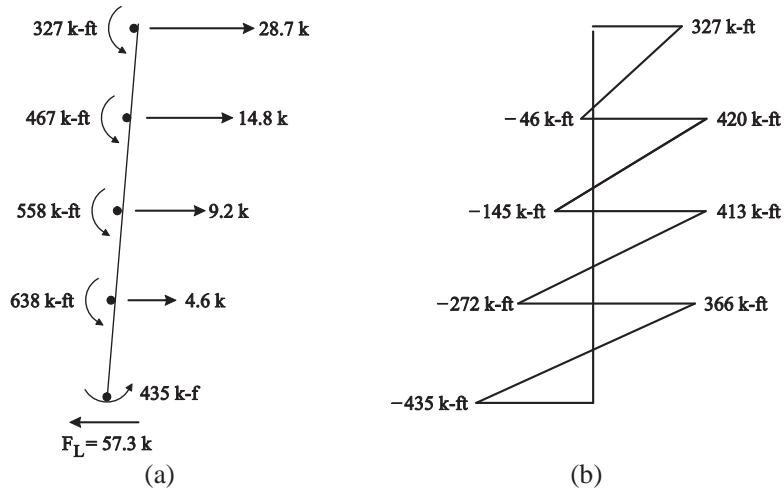
**جدول ۲-۲ - مقاطع تیر و ستون برای قاب خمشی طراحی شده با روش طرح پلاستیک**

بعد از این که DYM ها در مکانیزم (تیرها در این مورد) طراحی شدند، مقاومت مورد نیاز ستون‌ها، اعضای غیرتسلیم شوند. با در نظر گرفتن تعادل یکی از «درخت‌های ستونی» تعیین گردید. دیاگرام جسم آزاد درخت ستونی سمت راست با لنگرهای اعمالی از تیرها و لنگرهای فرضی اصلی در پای ستون در شکل ۶-۲ نمایش داده است. نیروهای جانبی نشان داده شده در شکل با ارضای تعادل لنگر درخت ستونی کل به دست می‌آید. با معلوم شدن همه نیروهای خارجی توزیع لنگر خمشی در سرتاسر ارتفاع سازه به دست می‌آید مطابق شکل ۶-۲ a. لنگرهای طراحی و مقاطع انتخابی برای ستون‌ها در جدول ۲-۲ بر همان اساس  $M_p$  و  $F_y = 50\text{ksi}$  نشان داده است.

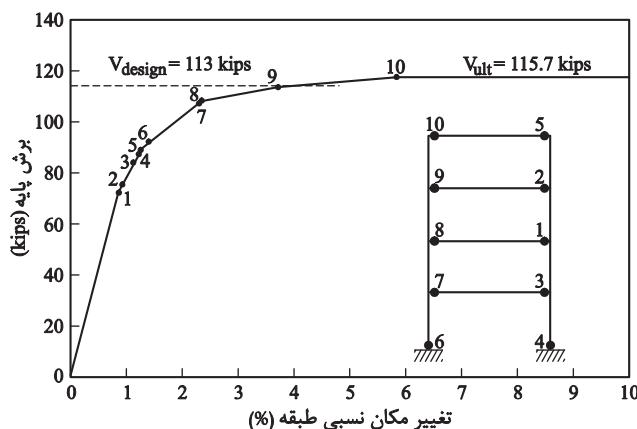
برای این مثال، ابعاد اعضای قاب طراحی شده با روش الاستیک و روش پلاستیک تا حد زیادی شبیه یکدیگر هستند زیرا دو قاب به گونه‌ای طراحی شدند تا مقاومت نهایی جانبی یکسان داشته باشند و از طرف دیگر اندازه قاب (1دهانه و 4 طبقه) کوچک است.

مانند روش الاستیک، این جایز قاب در معرض تحلیل پوش اور قرار گرفت. نمودار برش پایه در مقابل تغییر مکان نسبی سقف و توالی تشکیل، موقعیت مفاصل پلاستیک در شکل ۷-۲ نشان داده شده است. مقاومت نهایی ۱۱۷.۵ kip بود مفاصل پلاستیک ابتدا در سمت راست قاب (در انتهای تیرها و

پای ستون) تشکیل شد و با تشکیل مفاصل پلاستیک در سمت چپ ادامه یافت. بدلیل حضور بارهای ثقلی روی تیرها این روند تشکیل قابل انتظار است. مکانیزم تسليیم هدف با الاستیک ماندن ستون‌ها به استثنای طبقه همکف به دست آمد. این جنبه از روش طراحی پلاستیک اهمیت بهسزایی در زمینه فلسفه طراحی براساس عملکرد دارد جایی که در آن یک مکانیزم تسليیم مطلوب با توجه به عملکرد در طول یک رخداد شدید پارامترهای اقتصادی در هزینه‌های تعمیر پس از رخداد به دست می‌آید.



شکل ۲-۶-۶ (a) درخت ستون (b) ممان خمشی طراحی برای ستون‌ها



شکل ۲-۷-۷- نتایج تحلیل پوش آور برای قاب پلاستیک : برش پایه - تغییر مکان نسبی سقف و توالی تشکیل مفاصل پلاستیک

فصل سوم  
روش طراحی پلاستیک  
براساس  
عملکرد

### ۱-۳- گلیات

در این قسمت یک روش گام به گام کلی از روش PBPD با جزئیات بحث شده در بخش‌های بعدی و دلایل تئوری داده شده در پیوست ارائه می‌شود.

۱- برای سازه یک مکانیزم تسلیم مطلوب و تغییر مکان نسبی هدف سازگار با اهداف عملکردی مورد نظر در سطح خطر زلزله طرح انتخاب کنید.

۲- دوره تناوب طبیعی ساز T را تخمین زده و یک توزیع بار جانبی مناسب در ارتفاع فرض نمایید.

۳- با اطلاعات گام ۱ و ۲ همراه با مقدار مناسب طیفی طرح،  $S_a$  (شکل ۱-۱) با معادل قرار دادن «کار مورد نیاز برای پوش یکنواخت سازه تا حد تغییر مکان نسبی هدف (تحلیل پوش آور نیاز نیست.) با انرژی مورد نیاز برای یک تسلیم P-SDof (الاستوپلاستیک) E معادل که تا تغییر مکان نسبی یکسان جابه‌جا شده است.» برش پایه طراحی، V را محاسبه نمایید. یک تئوری منطقی پاسخ لرزه‌ای غیرالاستیک سیستم EP-SDof مانند طیف پاسخ غیرالاستیک ایده‌آل توسط نیرومارک - هال یا دیگران در اینجا می‌تواند به کار رود.

۴- اگر رفتار نیرو - تغییر شکل سازه با رفتار EP فرض شده متفاوت باشد مثل سیستم‌های قابی CBF یا دیگر سیستم‌ها مقدار V اصلاح شود.

۵- از روش پلاستیک، برای طراحی اعضايی که انتظار می‌رود، به صورت غیرالاستیک، انرژی زلزله را مستهلك نمایند (DYM) استفاده کنید در حالی که توزیع مقاومت جانبی قائم سازه نزدیک به الگوی توزیع برش طراحی نگهداشته شود. اعضايی که می‌بايست الاستیک باقی بمانند (non - DYM) مثل ستون‌ها، براساس ظرفیت و با در نظر گرفتن سخت‌شدنگی کرنشی و اضافه مقاومت ماده برای DYM و نیز تغییر شکل قاب (اثر  $\Delta - P$ ) طراحی می‌شوند.

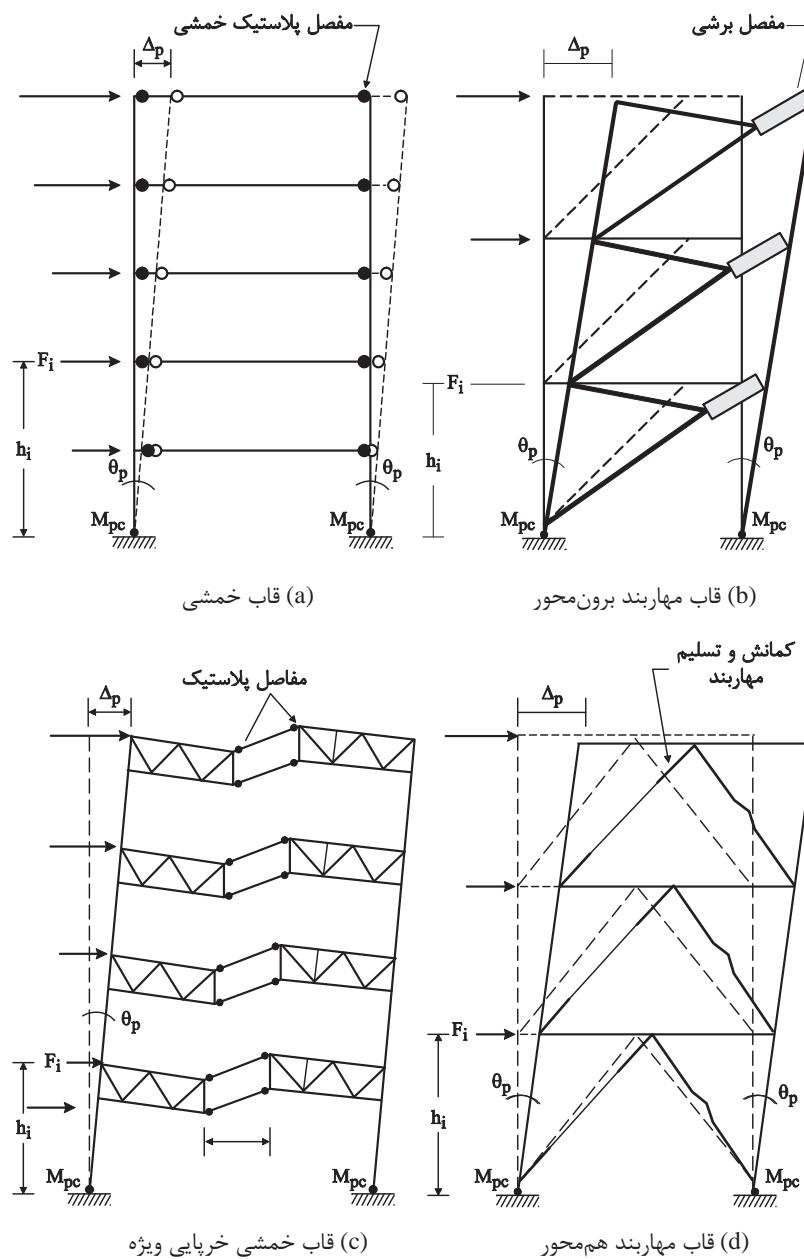
### ۲-۳- روش طراحی:

#### ۱-۲-۳- مکانیزم تسلیم هدف:

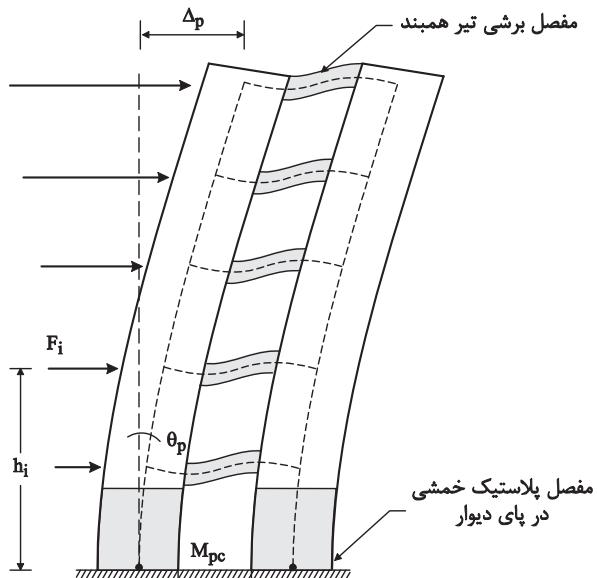
شکل ۱-۳ مکانیزم تسلیم چندین سازه‌ای در معرض نیروهای جانبی طراحی که تا حد تغییر مکان نسبی پلاستیک هدف پوش داده شده‌اند نشان می‌دهد.

سعی می‌شود همه تغییر شکل‌های غیرالاستیک در DYM‌ها به عنوان بخشی از مکانیزم تسلیم انتخابی روی دهه مثل مفاصل پلاستیک در تیرها یا تسلیم و کمانش در اعضای مهاربندی. از آن جایی که مفاصل پلاستیک در پای ستون یا دیوار عموماً در طول یک زلزله شدید تشکیل می‌شود مکانیزم تسلیم کلی این سیستم‌های سازه‌ای، مفاصل پلاستیک در این موقعیت‌ها را نیز دربر می‌گیرد.

- فصل سوم -



شکل ۳-۱ - مکانیزم تسليیم مطلوب سیستم‌های سازه‌ای متعارف



(e) سیستم دیوار برشی همبسته (کوپله)

شکل ۱-۳ - (دنباله)

### mekanizm tselim mطلوب siyesteh‌hای سازه‌ای متعارف

#### ۲-۲-۳- نیروهای جانبی طراحی

بار جانبی استاتیکی معادل در آیین‌نامه‌های رایج از مدل‌های ساده شده با فرض رفتار الاستیک سازه در مود ارتعاش بهدست می‌آید (ATC 1978؛ کلاف و نیزین، 1993؛ چوبرا، 2000، BSSC، 2003b). در سازه‌های ساختمانی طراحی شده با روش‌های رایج در آیین‌نامه این انتظار وجود دارد که تغییر شکل‌های بزرگی در محدوده غیرارتاجاعی تحت زلزله‌های شدید به وجود آید. در نتیجه توزیع نیروی جانبی می‌تواند کاملاً با آن چه که از روابط آیین‌نامه بهدست می‌آید. متفاوت باشد برای رسیدن به هدف اصلی طراحی لرزه‌ای براساس عملکرد یعنی یک پاسخ سازه‌ای مطلوب و قابل پیش‌بینی، لازم است رفتار غیرالاستیک سازه‌ها مستقیماً در پرسه طراحی در نظر گرفته شود.

برخلاف توزیع نیرو در آیین‌نامه‌های رایج، توزیع نیروی جانبی طراحی استفاده شده در روش PBPD براساس حداکثر برش طبقه است همچنان که در نتایج تحقیل تاریخچه زمانی غیرخطی مشاهده می‌شود. (چاؤ و همکاران - 2007). این توزیع جدید برای نیروی جانبی طراحی برای EBF، MF و CBF و STMF مناسب است. نتایج تحلیلی نشان داده‌اند که:

- ۱- قاب‌های طراحی شده با این توزیع نیروی جانبی، تغییر مکان‌های درون طبقه ماکزیمم یکنواخت‌تری در ارتفاع سازه نسبت به قاب‌های طراحی شده با توزیع آیین‌نامه رایج تجربه نموده است.

### - فصل سوم -

۲- این توزیع نیرو همچنین تخمین بسیار خوبی از مکریم لنگر مورد نیاز ستون تحت حرکات شدید زمین و تغییر شکل در محدوده غیرالاستیک ارائه می‌دهد.

۳- اثرات مودهای بالاتر به خوبی در توزیع نیروی جانبی طراحی پیشنهادی منعکس می‌شود. این توزیع نیروی جانبی به صورت زیر بیان می‌شود:

$$F_i = C'_{Vi} V \quad (3-1)$$

$$C'_{Vi} = (B_i - B_{i+1}) \left( \frac{W_n h_n}{\sum_{j=1}^n W_j h_j} \right)^{0.75T^{-0.2}} ; \quad i = n , \quad \beta_{n+1} = 0 \quad (3-2)$$

$$\beta_i = \frac{V_i}{V_n} = \left( \frac{\sum_{j=1}^n W_j h_j}{W_n h_n} \right)^{0.75T^{-0.2}} \quad (3-3)$$

در معادله بالا  $\beta_i$ ، ضریب توزیع برشی در تراز  $i$  را ارائه می‌دهد؛  $V_i$  و  $V_n$  به ترتیب نیروهای برش طبقه در تراز  $i$  و در بالاترین تراز هستند.  $W_i$  وزن لزهای در تراز  $j$ ؛  $h_j$  ارتفاع تراز  $j$  از پایه؛  $W_n$  وزن در بالاترین تراز با  $h_n$  ارتفاع تراز با هم از پایه؛  $T$  پریود اصلی؛  $F_i$  نیروی جانبی در تراز  $i$  و  $V$  برش پایه طراحی کل می‌باشد.

### ۳-۲-۳- برش پایه طراحی

برش پایه طراحی در روش PBPD براساس وضعیت غیرالاستیک سازه و با کنترل تغییر مکان نسبی به دست می‌آید. لذا نیاز به کنترل جداگانه تغییر مکان نسبی نیست. در این روش، برش پایه طراحی با پوش دادن سازه تا تغییر مکان نسبی بعد از تشکیل مکانزیم تسلیم از قبل انتخاب شده تعیین می‌گردد. در واقع هیچ تحصیل پوش آوری در این مرحله و در مراحل بعد نیاز نیست.

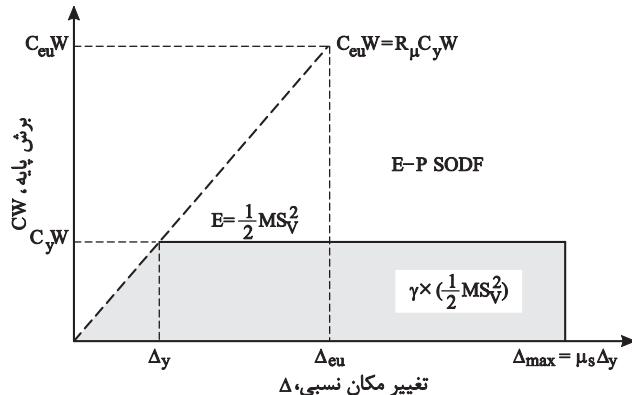
مقدار کار مورد نیاز برای یک سیستم EP.SDof معادل برابر انرژی الاستیک ورودی  $E(\frac{1}{2}MS_v^2)$  فرض می‌شود (هوستن، 1956، 1960) و هوستن (1960) با استفاده از این رویکرد حد مقاومت فروریزش یک ستون طرهای (مثلاً نماینده یک برج آب) را تعیین نمود. برای سادگی، هوستن ضریب انرژی  $\gamma$  را برابر ۱ فرض کرد، زیرا که او در آن زمان راه مناسبی برای تعیین  $\gamma$  نداشت. کار اشاره شده در بالا هیچ رابطه‌ای با انرژی مستهلك شده در طول زلزله که توسط مقداری از محققین در روش‌های انرژی پیشنهاد شده بود ندارد. (۲ کیاما - ۱۹۸۵، بونگ و برترو - ۱۹۸۸)، انجام این روش‌ها در طراحی‌های عملی رایج بسیار ملاقت فرساست. در روش PBPD، کار مورد نیاز ( $E_e + E_p$ ) به عنوان ابزاری برای محاسبه برش پایه طراحی از طریق ایجاد ارتباط بین مکانیزم تسلیم مطلوب، تغییر

مکان نسبی طراحی، مشخصه نیرو - تغییر مکان ساده و انرژی الاستیک ورودی از زلزله به کار می‌رود.  
بنابراین معادله کار - انرژی به صورت زیر نوشته می‌شود:

$$(E_e + E_p) = \gamma E = \gamma \left( \frac{1}{2} M S_v^2 \right) \quad (4-3)$$

که در رابطه فوق  $E_e$  و  $E_p$  به ترتیب مولفه الاستیک و پلاستیک انرژی (کار) مورد نیاز برای پوشش دادن سازه تا حد تغییر مکان نسبی هدف است.  $S_u$  طیف شبه سرعت طرح و  $M$  جرم کل سیستم می‌باشد. ضریب اصلاح انرژی « $\gamma$ » به ضریب شکل‌پذیری سازه‌ای ( $M_s$ ) و ضریب کاهش شکل‌پذیری ( $R_M$ ) وابسته است. شکل ۲-۳ رابطه بین برش پایه (CW) و تغییر مکان نسبی الاستیک متناظر ( $\Delta$ ) و سیستم‌های SDOF الاستو پلاستیک متناظر را نشان می‌دهد. با استفاده از رابطه‌ی هندسی بین دو ناحیه نشان‌دهنده کار و انرژی در شکل ۲-۳ معادله (۴-۳) می‌توان به صورت زیر نوشت:

$$\frac{1}{2} C_y W (2\Delta_{max} - \Delta_y) = \gamma \left( \frac{1}{2} C_{eu} W \Delta_{eu} \right) \quad (5-3)$$



شکل ۲-۳ - پاسخ ایده‌آل سازه و مفهوم تعادل انرژی (کار) برای SDOF

معادله (۵-۳) می‌توانه به شکل زیر خلاصه شود:

$$\gamma \frac{\Delta_{eu}}{\Delta_y} = \frac{(2\Delta_{max} - \Delta_y)}{\Delta_{eu}} \quad (6-3)$$

که  $\Delta_{eu}$  و  $\Delta_{max}$  در شکل ۲-۳ به ترتیب مساوی با  $R_M \Delta_y$  و  $M_s \Delta_y$  می‌باشند. با جایگزینی این جملات در معادله (۶-۳) ضریب اصلاح انرژی  $\gamma$  به صورت زیر نوشته می‌شود.

$$\gamma = \frac{2\mu_s - 1}{R_\mu^2} \quad (7-3)$$

که  $\mu_s$  ضریب شکل‌پذیری مساوی با نسبت تغییر مکان هدف طراحی به تغییر مکان تسلیم

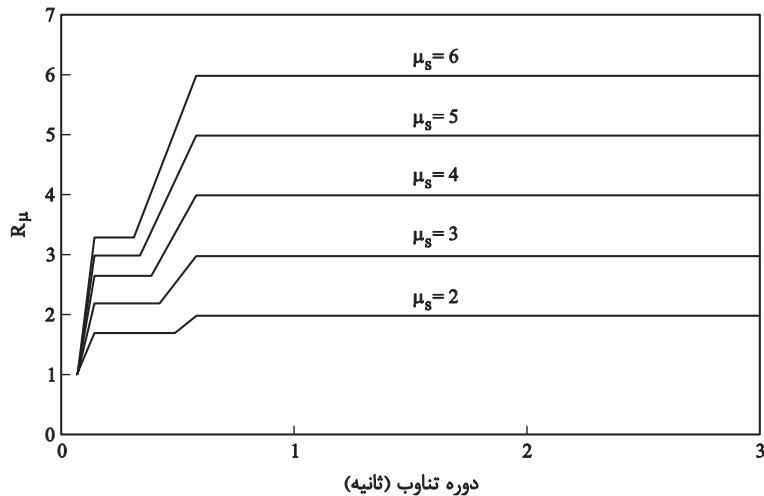
### - فصل سوم -

$R_\mu$  و ضریب کاهش شکل پذیری مساوی ( $C_e / C_y$ ) می‌باشد. معادله ۳-۷ نشان می‌دهد که ضریب اصلاح انرژی،  $\gamma$ ، تابعی از  $R_M$  و  $R_S$  می‌باشد. با استفاده از روش نیومارک و هال (1982) ضریب کاهش شکل پذیری و ضریب شکل پذیری برای سیستم ED – SDOF طبق شکل ۳-۳ و جدول ۳-۱ به یکدیگر مربوط می‌شوند.

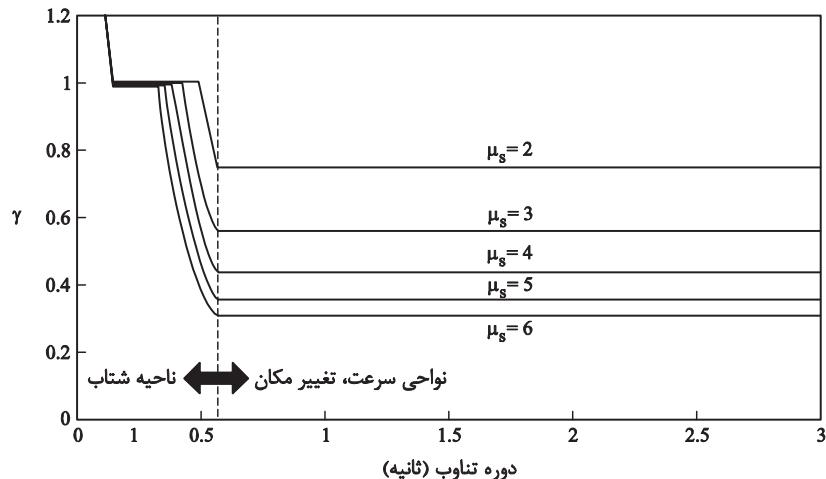
محدوده پریود	ضریب کاهش شکل پذیری
$0 \leq T < \frac{T_1}{10}$	$R_\mu = 1$
$\frac{T_1}{10} \leq T < \frac{T_1}{4}$	$R_\mu = \sqrt{2\mu_s - 1} \cdot \left( \frac{T_1}{4T} \right)^{2.513 \cdot \log \left( \frac{1}{\sqrt{2\mu_s - 1}} \right)}$
$\frac{T_1}{4} \leq T < T'_1$	$R_\mu = \sqrt{2\mu_s - 1}$
$T'_1 \leq T < T_1$	$R_\mu = \frac{T\mu_s}{T_1}$
$T_1 \leq T$	$R_\mu = \mu_s$

جدول ۳-۱: ضریب کاهش شکل پذیری ( $R_\mu = C_{eu} / C_y$ ) و محدوده دوره تناوب سازه‌ای متناظر

$$T'_1 = T_1 \cdot (\sqrt{2\mu_s - 1} / \mu_s) \sec \quad T_1 = 0.57 \text{ sec} \quad \text{توجه:}$$



شکل ۳-۳ - طیف غیرالاستیک ایده‌آل و Newmark برای Hall (۱۹۸۲)



شکل ۴-۳ - ضریب اصلاح انرژی ( $\gamma$ ) در مقابل دوره تناوب

انرژی الاستیک مورد نیاز ( $E$ ) از طیف طرح شبه‌شتاب که در آیین‌نامه‌های ساختمانی در دسترس است به دست می‌آید. شبه‌شتاب طراحی براساس طیف طرح الاستیک به این صورت بیان می‌شود:

$$A = S_a \cdot g \quad (8-3)$$

که شبه‌شتاب طرح،  $g$  شتاب ثابت نقلی و  $S_a$  شتاب طیفی می‌باشد. همان‌طور که در شکل ۱-۱ نشان داده شده است،  $S_a$  بعداً با توجه به اثر گسل نزدیک، نامعینی یا امکان پیچش در سیستم سازه‌ای کلی می‌تواند اصلاح شود و یا افزایش پیدا کند. تا زمان تحقیقات بعدی روی این مباحثت، راهنمای داده شده در آیین‌نامه‌های معمول می‌تواند مورد استفاده قرار گیرد.

معادله کار انرژی به صورت زیر بازنویسی می‌شود:

$$(E_e + E_p) = \gamma \left( \frac{1}{2} M S_v^2 \right) = \frac{1}{2} \gamma M \left( \frac{T}{2\pi} S_a g \right)^2 \quad (9-3)$$

آکیها (1985) و محققین دیگر نشان داده‌اند که انرژی ارتعاشی الاستیک ( $E_e$ ) می‌تواند با فرض این که کل سازه به یک سیستم SDof کاهش پیدا کند محاسبه شود. یعنی:

$$E_e = \frac{1}{2} M \left( \frac{T}{2\pi} \cdot \frac{V}{W} \cdot g \right)^2 \quad (10-3)$$

که  $V$  پایه تسلیم و  $W$  کل وزن لرزه‌ای سازه ( $W = mg$ ) است. با جایگزینی معادله ۱-۳ در معادله ۹-۳ و مرتب کردن جملات به معادله زیر می‌رسیم:

$$E_p = \frac{WT^2g}{8\pi^2} \left( \gamma S_a^2 - \left( \frac{V}{W} \right)^2 \right) \quad (11-3)$$

### - فصل سوم -

با استفاده از یک مکانیزم تسلیم از قبل انتخاب شده برای یک سازه معلوم مطابق شکل ۱-۳ و برابر قرار دادن انرژی پلاستیک،  $E_p$  با کار خارجی انجامشده توسط نیروهای جانبی طراحی به رابطه مقابل می‌رسیم:

$$E_p = \sum_{i=1}^n F_i h_i \theta_p \quad (12-3)$$

که  $\theta_p$  نسبت تغییر مکان غیرالاستیک کلی سازه (شکل ۱-۳) یعنی تفاوت بین نسبت تغییر مکان طراحی از قبل انتخاب شده ( $\theta_0$ ) و نسبت تغییر مکان تسلیم ( $\theta_y$ ) است. نسبت تغییر مکان تسلیم سیستم‌های سازه‌ای مختلف برای هر نوع، مقدار نسبتاً ثابتی است. مقداری نسبت تغییر مکان تسلیم برای سیستم‌های سازه‌ای مختلف در جدول ۲-۳ ارائه شده است.

	$\theta_y(\%)$
MF	1
EBF	0.5
STMF	0.75
CBF	0.3

جدول ۲-۳ - نسبت‌های در نظر گرفته شده تغییر مکان جانبی نسبی تسلیم طراحی

با جایگزینی معادلات ۱-۳ و ۱۱-۳ در معادله ۱۲-۳ مقدار  $\frac{V}{W}$  از رابطه زیر به دست می‌آید.

$$\frac{V}{W} = \frac{-\alpha + \sqrt{\alpha^2 + 4\gamma S_a^2}}{2} \quad (13-3)$$

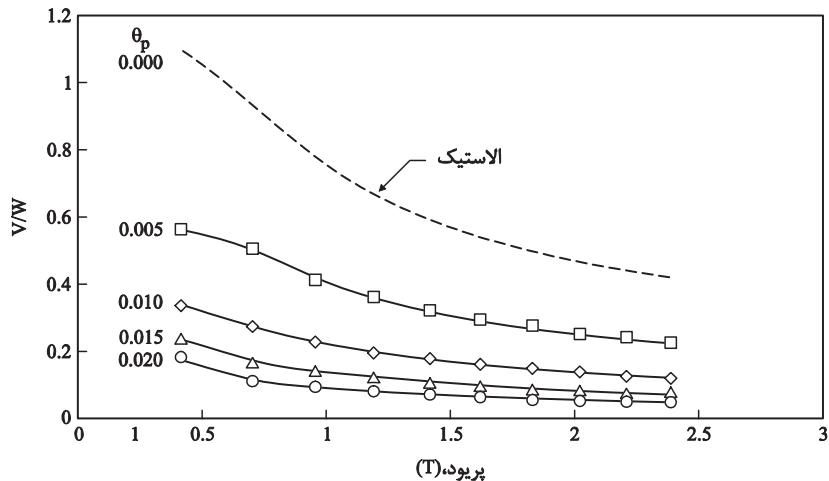
که  $V$  برش پایه طراحی و  $\alpha$  یک پارامتری بعد است که به منحنی سازه، ویژگی‌های مودی و مقدار تغییر مکان پلاستیک طراحی بستگی دارد و با رابطه زیر به دست می‌آید.

$$\alpha = \left( \sum_{i=1}^m (\beta_i - \beta_{i+1}) h_i \right) \cdot \left( \frac{w_n h_n}{\sum_{j=1}^n w_j h_j} \right)^{0.75 T^{-0.2}} \cdot \left( \frac{\theta_p 8\pi^2}{T^2 g} \right) \quad (14-3)$$

برش پایه طراحی مورد نیاز به دست آمده از رابطه ۱۳-۳ با توزیع نیروی جانبی (ویژگی‌های مودی)، نسبت تغییر مکان پلاستیک طراحی،  $\theta_p$  و مکانیزم تسلیم انتخابی مرتبط می‌شود. در معادله (۱۴-۳) زمانی که  $i = n + 1 = 0$  باشد  $\beta_n + 1 = 0$  در نظر گرفته می‌شود.

در معادله ۳-۱۳ تغییر مکان نسبی هدف طرح هم وارد شده است؛ لذا کنترل تغییر مکان نسبی در آغاز طراحی انجام شده است. نمودارهایی از برش پایه طراحی محاسبه شده از معادله ۳-۱۴ به صورت تابعی از تغییر مکان نسبی پلاستیک و دوره تنابو T برای ۱۰ قاب خمشی (۲۰ تا ۲ طبقه) در شکل ۳-۵ نشان داده شده است. نسبت‌های تغییر مکان نسبی پلاستیک « $\theta_p$ » به ترتیب ۰، ۰.۵٪، ۱٪، ۱.۵٪ و ۲٪ متناظر با تغییر مکان‌های نسبی هدف کل فرض شده ۱٪، ۱.۵٪، ۲٪، ۲.۵٪ و ۳٪ انتخاب شدند. با فرض ثابت ماندن سایر ضرایب، برش پایه طراحی با کاهش تغییر مکان نسبی هدف افزایش می‌یابد. شکل ۳-۵ همچنین نشان می‌دهد که بسته به شکل پذیری و دوره تنابو سازه نیروی طراحی چهطور از تراز نیروی لرزه‌ای الاستیک کاهش پیدا می‌کند.

برش پایه طراحی در معادله ۳-۱۳ با فرض رفتار هیسترزیس الاستوپلاستیک سیستم‌های سازه‌ای مثل قاب‌های خمشی فولادی، EBF، RRBF و یا STMF به دست می‌آید. به هر حال کمانش بادبندها در قاب‌های مهاربندی هم محور منجر به حلقه‌های هیسترزیس باریک‌شونده می‌شود. لذا استفاده از برش پایه طراحی یکسان برای یک CBF مناسب نخواهد بود. مطالعه اولیه قاب‌های یک طبقه، یک دهانه با سیستم مهاربندی هم محور نشان می‌دهد که انرژی تلف شده توسط CBF تقریباً ۳۵٪ تلف شده توسط یک قابل متناظر با حلقه‌های هیسترزیس الاستو-پلاستیک و مقاومت مساوی با  $\eta = \frac{A_1}{A_2} = 0.35$  در شکل ۳-۶ می‌باشد. با توجه به این که اعضای سازه‌ای دیگر مثل



شکل ۳-۵ رابطه بین برش پایه طراحی PBD، نسبت تغییر مکان نسبی طرح هدف و پریود (Goel & Lee (2001))

### - فصل سوم -

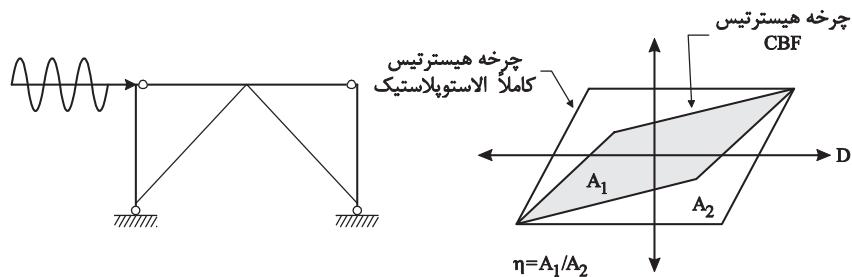
قالب‌های ثقلی نیز نیروهای زلزله را تحمل می‌نمایند  $\eta$  اندکی بالاتر از ۰.۵ برای مقاصد طراحی پیشنهاد می‌شود. از آن جا که این مقدار پیشنهادی براساس اطلاعات اندکی به دست آمده باید در به کارگیری آن احتیاط به خروج داده شود. بنابراین معادله کار – انرژی (۳-۶) برای یک CBF به صورت زیر اصلاح می‌شود:

$$\eta(E_e + E_p) = \frac{1}{2} \gamma M \left( \frac{T}{2\pi} S_a g \right)^2 \quad (3-15)$$

با حل این معادله به رابطه (۳-۱۶) می‌رسیم:

$$\frac{V}{W} = \frac{-\alpha + \sqrt{\alpha^2 + 4(\gamma/\eta)S_a^2}}{2} \quad (3-16)$$

رویکرد فوق برای اصلاح برش پایه طراحی برای سیستم‌های سازه‌ای دیگر با رفتار هیستریزیس زوال‌شونده مثل سازه‌های بتن‌آمه و بنایی نیز می‌تواند به کار رود. روش پیشنهادی برای تعیین نیروهای طراحی جانبی بر مبنای اصول دینامیک سازه و با اطمینان از تشکیل مکانیزم تسلیم انتخابی و کنترل تغییر مکان نسبی به طور همزمان است. این روش، رفتار غیرالاستیک سازه را به طور مستقیم در نظر می‌گیرد. لذا به استفاده از ضریب رفتار «R» ضریب اهمیت I با ضریب افزایش تغییر مکان Cd نیاز نیست. این ضرایب در روش معمول نیاز می‌شوند و به مقدار زیادی به قضاوت مهندسی بستگی دارند.



شکل ۳-۶: حلقه‌های هیستریزیس باریک‌شونده و  $E_p$  کامل

برش پایه طراحی در روش پیشنهادی همچنان که در معادله ۳-۱۳ نشان داده شده تراز نیروی تسلیم نهایی (یعنی  $CyW$  در شکل ۳-۲) که در آن مکانیزم کامل تشکیل می‌شود را ارائه می‌نماید. در مقابل برش پایه طراحی آیین‌نامه، مقاومت مورد نیاز برای استفاده در طراحی به روش الاستیک را ارائه می‌کند. این نکته در آیین‌نامه‌های طراحی رایج به طور واضح نیامده است.

### ۳-۲-۴- طراحی اعضای تسلیم‌شونده (DYM)

هدف اصلی روش در طراحی پلاستیک، فراهم نمودن مقاومت کافی برای سازه است، به‌طوری‌که مکانیزم تسلیم مطلوب تشکیل گردد. مثلاً در قاب‌های خمشی، مفاصل پلاستیک باید تنها در دو انتهای تیر و پای ستون طبقه اول تشکیل شود. برای سیستم‌های سازه‌ای دیگر، تغییر شکل‌های غیرالاستیک به تیرهای رابط برشی در قاب‌های EBF، قطعات ویژه‌ای برای قاب‌های STMF، بادبندها برای قاب‌های CBF و یا تیرهای همبند برای سازه‌های هم‌بسته محدود می‌شود. مطالعات قبلی نشان داده که در یک سازه بهتر است توزیع مقاومت در امتداد ارتفاع ساختمان از توزیع برش طراحی طبقه یعنی ضربیت توزیع برش،  $B_i$  پیروی نماید که با استفاده از نتایج تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی کالیبره شده و به‌دست می‌آید. این کار به توزیع یکنواخت‌تر تسلیم اعضا در ارتفاع سازه کمک می‌کند و بنابراین از تمرکز تسلیم اعضا در تنها تعداد کمی از طبقات جلوگیری می‌گردد.

تنها دانش بنیادی معرفی شده در فصل ۲ در مورد طراحی پلاستیک، برای طراحی اعضا نیاز است. برای DYM‌ها مقاومت مورد نیاز، با برابر قراردادن کار خارجی با کار داخلی به علت یک مکانیزم کوچک تغییر شکل « $\theta$ » به صورت زیر تعیین می‌شود (معادله ۱-۳ برای یک قاب یک دهانه).

$$\sum_{i=1}^n F_i h_i \theta = 2M_{pc} \theta + \sum_{i=1}^n \beta_i R_n \Theta_i \quad (17-3)$$

در معادله فوق  $\Theta_i$  تغییر شکل اعضا تسلیم‌شوند (خمشی، برش یا محوری) را نشان می‌دهد که از هندسه مکانیزم تسلیم به عنوان تابعی از  $\theta$  به‌دست می‌آید.  $R_n$  لنگر پلاستیک، نیروی برشی یا نیروی محوری مورد نیاز اعضا تسلیم‌شونده در بالاترین تراز را نشان می‌دهد و تنها مجھول معادله (۱۷-۳) می‌باشد. مقاومت مورد نیاز عضو (ظرفیت پلاستیک) در هر تراز  $i$  با ضرب  $R_n$  در ضربیت توزیع برشی در تراز  $i$ ،  $B_i$  تعیین می‌گردد یعنی  $M_{PC} \cdot B_i R_n$  لنگر پلاستیک فرض شده ستون‌ها یا دیوارها در تراز پایه است (مطابق شکل ۱-۳) کار خارجی انجام‌شده توسط بارها شقلی اعمالی نیز در صورت نیاز می‌تواند در معادله (۱۷-۳) وارد شود.

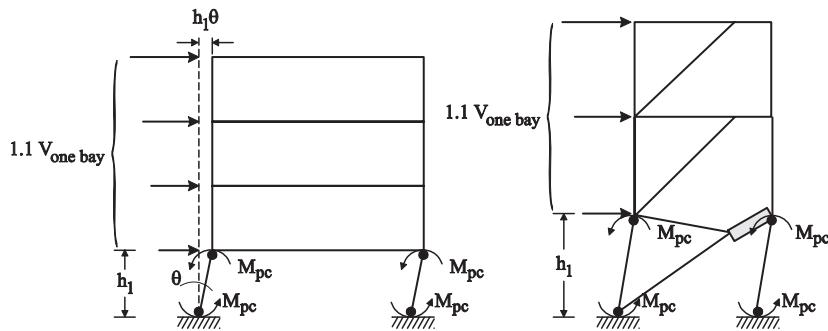
در این گام از پروسه طراحی یک راه برای تعیین همان پلاستیک مورد نیاز ستون‌ها در طبقه اول  $M_{PC}$ ، به کارگیری شرایطی است که در آن زمانی که نیروی جانبی طراحی ضربیت خورده (مثلاً ۱-۱ برابر) به قاب اعمال شود مکانیزم طبقه نرم در طبقه اول رخ ندهد هم‌چنان که در شکل ۷-۳ نشان داده شده است.

با فرض این که مفاصل پلاستیک در بالا و پایین ستون‌های طبقه اول تشکیل می‌شود معادله کار متناظر برای مکانیزم تغییر شکل کوچک « $\theta$ » به صورت زیر بیان می‌شود.

$$1.1V'h_l\theta = 4M_{pc}\theta \quad (1-18-3)$$

$$M_{pc} = \frac{1.1V'h_l}{4} \quad (2-18-3)$$

که  $V'$  برش پایه (برای یک مدل ۱ دهانه معادل) است یعنی  $V'$  تقسیم بر تعداد دهانه‌ها،  $h_1$  ارتفاع طبقه اول و ضریب  $1.1$  برای در نظر گرفته اضافه مقاومت که روی نیروی طراحی اعمال می‌شود. اگر مفاصل پلاستیکی در پای ستون‌ها تشکیل نشود و لنگر در این موقعیت کوچکتر اما معلوم باشد معادل  $(1-18-3)$  اصلاح می‌شود. با استفاده از معادلات  $17-3$  و  $18-3$  مقاومت مورد نیاز اعضا در تراز طبقه  $i$ ،  $B_i R_n$ ، تعیین و طراحی با استفاده از ضوابط قابل کاربرد انجام می‌شود (ACI 18-3) یا برای این که مکانیزم طبقه اول را در یک EBF توسعه دهیم باید در تیر پیوند برشی مفصل پلاستیک در ستون تشکیل شود هم‌چنان که در شکل ۷-۳ ب نشان داده شده است. در این مورد نیز معادله  $(18-3)$  برای محاسبه  $M_{PC}$  قابل استفاده است. البته به طور محافظه‌کارانه از سهم تیر پیوند صرف‌نظر می‌شود. به کارگیری معادله  $18-3$  براساس شکل‌های  $a$   $7-3$  و  $b$   $7-3$   $b$  محافظه‌کارانه است. زیرا از سهم ستون‌های ثقلی نسبت به مقاومت جانبی می‌توان قابل توجه باشد و عموماً در کل طبقات پیوسته هستند صرف‌نظر می‌شود. به هر حال در صورت لزوم می‌تواند در نظر گرفته شود. ضریب  $1.1$  در معادله  $(18-3)$  برای همه مثال‌ها به کار می‌رود، به استثنای قاب‌های خمی در فصل ۸ که ضریب  $1.05$  استفاده می‌شود. هر دو مقدار نتایج خوبی داده است. با انجام مطالعات بیشتر فهمیده شد که یک مقدار در محدوده  $1.05$  تا  $1.1$  می‌تواند برای این ضریب به کار گرفته شود.



شکل ۷-۳: مکانیزم قاب یک دهانه با طبقه نرم

### ۴-۵-۲-۳- طراحی اعضای غیرقسلیم‌شونده (non-DYM)

طراحی اعضای که می‌بایستی الاستیک باقی بماند مانند ستون‌ها در قاب خمی، ستون‌ها، بادبندها در قاب EBF و یا اعضای خرپایی در قاب STMF براساس رویکرد طراحی براساس ظرفیت انجام می‌شود. یعنی این اعضا باید مقاومت کافی در برابر ترکیب بارهای ثقلی با ضریب و حداقل مقاومت مورد انتظار DYM با در نظر گرفتن سخت‌شدنگی معقول و اضافه مقاومت مصالح را داشته باشد.

محققان مختلف در گذشته بیان کرده‌اند زمانی که یک سازه در معرض بارهای لرزه‌ای بهویژه در حالت غیرالاستیک قرار می‌گیرد، لنگرهای بزرگی در ستون‌ها به وجود می‌آیند که کاملاً با آن‌چه که از تحصیل الاستیک محاسبه می‌شود فرق دارد. (پائولی و بریستلی - 1992) طراحی مرسوم معمولاً حداقل لنگر ستون و موقعیت آن را دقیق محاسبه نمی‌کند. (باندی - 1996؛ هیواندا و کراوینکلر - 2005) در حقیقت لنگرهای ستون اغلب دست پایین تخمین زده می‌شوند زیرا که ستون‌ها نه تنها در معرض لنگر تیرها و دیگر اعضای قاب می‌باشند (روش طراحی مرسوم براساس ظرفیت) بلکه تحت لنگر ناشی از تغییر شکل خود نیز هستند (باندی - 1996).

با توجه به معایب اشاره شده فوق رد روشن طراحی مرسوم، یک رویکرد متفاوت در روش PBPD پیشنهادی به کار برده می‌شود. در این روشن، تعادل یک درخت ستونی در حالت حدی نهایی در نظر گرفته می‌شود. برای مثال در شکل ۱-۳ دیاگرام جسم آزاد یک درخت ستونی خارجی مربوط به یک قاب خمی شکل ۱-۳ الف در حالت رسیدن به تغییر مکان نسبی هدف نشان داده شده است. برای اطمینان از تشکیل مکانیزم تیر ضعیف - ستون قوی، ستون‌ها باید برای حداقل نیروی مورد انتظار با در نظر گرفتن بارهای ثقلی روی تیرها و ستون‌ها و انتخاب یک مقدار معقول برای سخت‌شدنی کرنش و نیز اضافه مقاومت مصالح در مفاصل پلاستیک تیرها، طراحی شوند همچنین فرض می‌شود ستون‌های طبقه زیرزمین به حداقل ظرفیت یعنی  $M_{PC}$  رسیده‌اند. برای در نظر گرفتن سخت‌شدنی کرنشی مربوط به لنگر در مفصل پلاستیک تیر، مقدار لنگر پلاستیک اسمی ( $M_{Pb}$ ) در یک ضریب اضافه مقاومت مناسب (S) ضرب می‌شود. در این مرحله، نیروهای جانبی مورد نیاز ( $F_{Iu}$ ) که روی این دیاگرام آزاد عمل می‌کنند در همان توزیع داده در معادلات (۱-۳، ۲-۳ و ۳-۳) پیروی می‌نمایند و اندازه‌شان به راحتی با استفاده از تعادل جسم آزاد به دست می‌آید.

لنگرهای ستون و نیروی برشی در هر طبقه با به کار بردن لنگرهای انتهایی مورد انتظار تیر و نیروهای جانبی به کار رفته در هر تراز ( $F_{Iu}$ ) محاسبه می‌شود. اثرات مرتبه دوم را می‌توان با استفاده از ضرایب افزاینده تقریبی داده شده در آینه‌های طراحی و یا مستقیماً با برقراری تعادل «درخت ستون» حالت حدی تغییر شکل یافته در نظر گرفت.

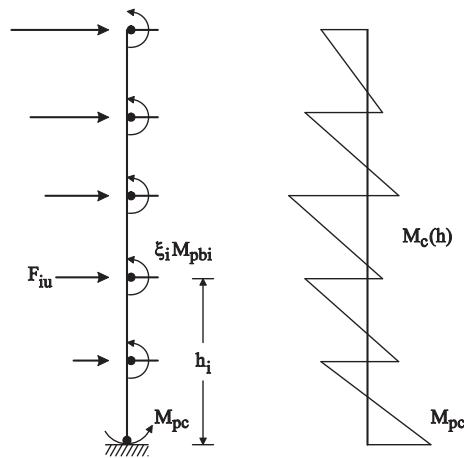
روش درخت ستونی برای تعیین مقاومت مورد نیاز اعضای غیرتسلیم‌شونده، آن‌چنان‌که در بالا تشریح شد مناسب بوده و نتایج خوبی در بسیاری از موارد می‌دهد. همچنین در صورت نیاز کلی از روش‌های زیر می‌تواند استفاده شود.

- ۱- انجام یک تحلیل پوش‌آور استاتیکی غیرخطی برای سازه تا حد تغییر مکان نسبی هدف با مدل‌سازی DYM به صورت غیرالاستیک و non-DYM به صورت الاستیک.

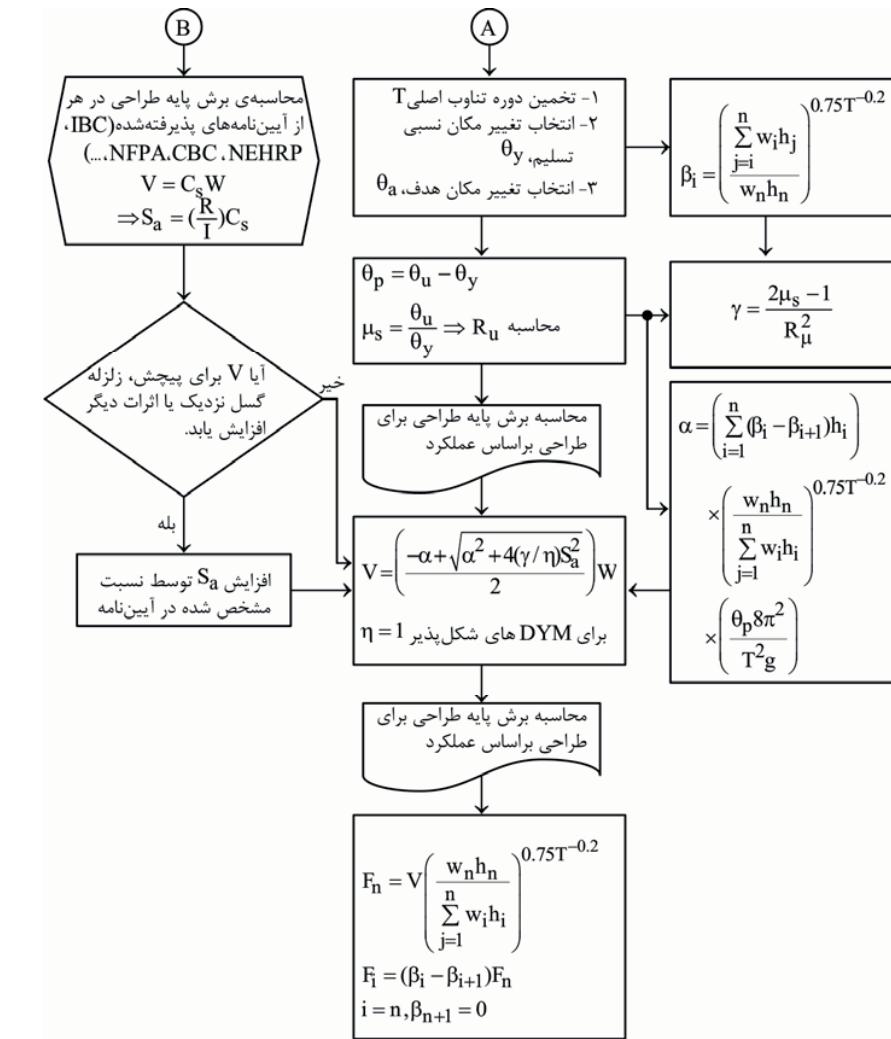
---

### - فصل سوم

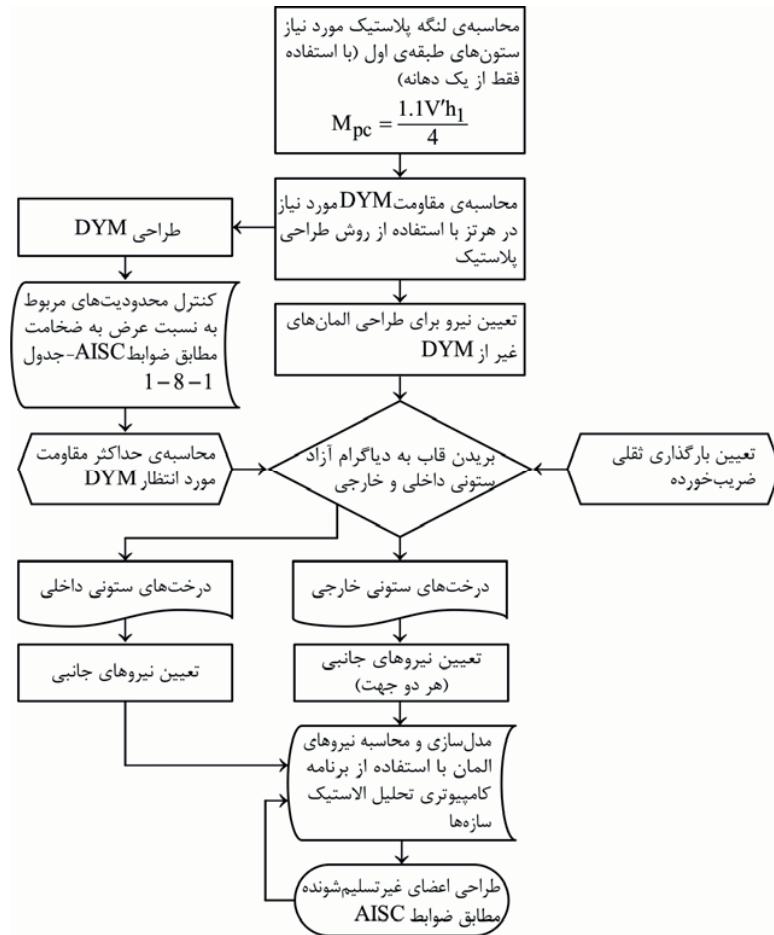
۲- انجام تحلیل دینامیکی غیرخطی سازه با مدل سازی شبیه به آن چه که در تحلیل پوش آور در بالا اشاره شد با استفاده از یک دسته رکوردهای زلزله مناسب اثرات مرتبه دوم باید در تراز تغییر مکان مورد انتظار در نظر گرفته شود.  
فلوچارت های ارائه شده اشکال ۹-۳ و ۱۰-۳ روش طراحی PBPD را به صورت کلی نشان می دهد.



شکل ۸-۳ - دیاگرام جسم آزاد یک «درخت ستونی خارجی»



شکل ۳-۹ - فلوچارت طراحی براساس عملکرد: تعیین برش پایه طراحی و توزیع نیروی جانبی



شکل ۳-۱۰ : فلوچارت طراحی پلاستیک براساس عملکرد : طراحی المان