

Ductile Design of steel structures

گردآوری:

مجتبی اصغری سرخی

Mejlaba808@yahoo.com

www.Sazeh808.Blogfa.com

وبلاگ تخصصی طراحی و محاسبات سازه ها

سیستم های مقاوم میراگر انرژی

مقدمه

طراحی های معمول لرزه ای در ایالات متحده آمریکا از نیروهای کمتر از موارد مربوط به طراحی الاستیک استفاده می کنند. این موارد مربوط می شود به این مسئله که اعمال غیر ارتجاعی یا غیرخطی در یک سازه کامل حالت خوبی از میراگری انرژی را ایجاد خواهد کرد به نحوی که با جذب کافی انرژی خسارات فاجعه آمیز به سازه وارد نخواهد شد.

Ductile Design of steel structures

در یک قاب خمشی فولادی (بخش 8) جذب انرژی حاصل از خمش در مجاورت اتصال تیر به ستون و خود اتصال تیروستون بوجود خواهد آمد. (فرض بر این است). در یک قاب مهاربندی شده هم محور (بخش 2-7) را ببینید، فرض می شود که کمانش بادبند جذب انرژی را انجام می دهد؛ در حالیکه در قاب بادبندی شده برون محور هدف طراح استهلاک انرژی با ایجاد برش تسلیمی در اتصالات است (بخش 3-7) را ببینید رفتار غیر ارتجاعی در تیرها، بادبندها، و اتصالات برشی همین طور قادرند مقادیر عظیمی از انرژی زمین لرزه را مستهلک نمایند. بطور کلی سطح خرابی با تکرار نوسانات غیرارتجاعی افزایش پیدا می کند. یک نقطه ضعف مهم در روند معمول طراحی ها این است که استهلاک انرژی (و خسارات سازه ای) روی اعضای قابها متمرکز می شود، که این اعضا در واقع سیستم باربر نیروهای قائم را تشکیل می دهند. این نقطه ضعف را می شود کمی کاهش داد یا اینکه صرف نظر کرد اگر انرژی تولیدی زلزله را بشود در قطعات نصب شده در ساختمان مستهلک کرد (اصطلاحاً میراگر) که این قطعات به موازات سیستم مقاوم نیروهای قائم نصب می شوند.

این راهبرد به دو دلیل اولیه جذاب است.

- ضربه و خسارت به سیستم مقاوم بارهای قائم اساساً کاهش یافته و هزینه های تعمیراتی پس از زلزله کاهش خواهد یافت.

- فهم این مطلب که خسارت به قابهای سازه ای یا غیرسازه ای ابتدائاً به مسیر حرکت فزاینده نسبی طبقات بوده، لذا استفاده از میراگر های لزه ای به منظور کاهش جابجائی ها در ساختمان.

برای حد کم تا متوسط میراگری، این کاهش در جابجائی بطور کلی گاهی در کاهش نیروهای لختی، مقادیر کوچکتر تغییر شکل ها روی اعضای لرزه ای یا اعضای مقاوم برای بارهای قائم، و شتاب کمتر، سرعت و مقادیر جابجائی در اعضای قابهای غیرسازه ای و محتویات ساختمان نتیجه می دهد.

Ductile Design of steel structures

این کاهش پاسخ بطور کلی در هزینه های کاهش یافته تعمیرات خسارات حاصل از زلزله با کم کردن ضربه زمین لرزه نتیجه می دهد. آثار جذب انرژی روی پاسخ لرزه ای سیستم های با یک درجه آزادی در بخش 2-11 به منظور نشان دادن اثر استفاده از میراگر در ساختمان مقدمتاً گفته شد.

بیشتر ابزار میراگر های لرزه برای کنترل پاسخ ساختمان به لرزه حاصل از باد و ضربات حاصل از فعالیتهای انسانی توسعه داده شد. مثالهایی از این ابزارها شامل سیستم های میراگر جرمی تنظیم شده (فشارپذیر - شبه فشارده - فشارده) و میراگرهای ویسکوالاستیک (Mahmoodi et al 1987) به منظور کاهش پاسخ به لرزه باد در ساختمان های لاغر، ابزار ایزوله لرزه برای سیستم های مهندسی مکانیک و میراگرهای روغنی جهت کاهش آثار وزش باد و شوک های وارده می باشد. کاربردهای اخیر میراگرهای لرزه ای را می شود در نیروگاه های اتمی جایی که لرزه گیرهای هیدرولیکی و مکانیکی جهت کاهش حرکت در سیستم لوله کشی ها مورد استفاده قرار گرفته است، یافت.

لوازم خاص فشارپذیر جهت کنترل پاسخ ساختمان به لرزه اولین بار در نیوزلند و در سال 1960 تا 1970 مورد استفاده قرار گرفت. میراگرهای ساخته شده براساس تسلیم ورقهای فولادی و میلگردها (Keelly et al. 1972) و میراگرهای ساخته شده مبتنی بر خروج با فشار یک قطعه از یک حفره (Robinson et al. 1976) از جمله محصولات تولیدی حاصل از این تلاش ها به منظور توسعه هستند.

تحلیل و طراحی سیستم قابهای لرزه ای جهت فشارپذیری در جذب انرژی زلزله در این کتاب دنبال می شود. روشهای تحلیل خطی و غیرخطی که با رویه های جدید تحلیل در نشریه FEMA 273 یعنی راهنمای رفتارسنجی لرزه ای ساختمانها سازگارند توسعه داده شده اند.

Ductile Design of steel structures

خواننده را به مراجعه FEMA (1997) جهت اطلاعات دقیق تر توصیه می کنیم.

بخشهای بعدی به تشریح میراگرهایی که می تواند در ساختمانهای با قاب فلزی نصب گردد، می پردازد.

اصطلاحات و اسامی داده شده برای FEMA 273 در این بخش مورد استفاده قرار می گیرد. تأکید بیشتر بر

روی میراگرهای مبتنی بر تسلیم فولاد. (بخش 4 - 11) می باشد.

راهبردهای نصب میراگرها در قاب های ساختمانی در بخش 5-11 ارائه می گردد.

11 - 2 - تعدیل بازتاب با اضافه کردن میراگر

معادل بعضی از میراگر های متراکم لرزه ای در قابها در آمریکا استفاده شده اند.

نسبت میراگری بین 2 الی 7 درصد در قابهای ساختمانی و در سطح پائین ای از ارتعاش از سوی DOD

1986 گزارش گردیده است.

در طراحی طیف بازتاب براساس نسبت میراگری 5 درصد در اکثر راهنماها و آئین نامه ها استفاده شده است.

اثر افزایش میراگری روی بازتاب الاستیک ساختمان در شکل 11-1 دیده می شود.

در این شکل کاهش لرزه یک جسم خطی الاستیک با یک درجه آزادی برای نسبت های میراگری 2 و 5 و 10

و 20 درصد نمایش داده شده است. پریود پایه جنبشی 0/5 ثانیه بود، و دامنه اولیه 1 اینچ می باشد.

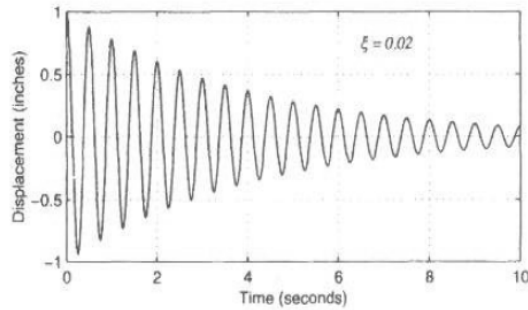
Ductile Design of steel structures

بازتاب لرزه ای قاب ساختمانی به حرکت زمین لرزه ای زمین می تواند همانند بازتاب آن به پالس های مختلف زمین لرزه که حرکت کلی زمین لرزه را می سازند، باشد لذا روشن است که بازتاب دامنه حرکت براساس حدود میراگری کاهش خواهد یافت. (با افزایش نسبت میراگری دامنه بازتاب کاهش می یابد).

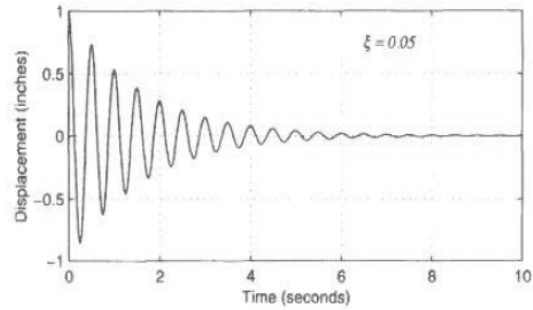
اثر شوک زمین لرزه روی بازتاب ساختمان هم براساس شتاب و هم بازتاب طیف دامنه نشان داده شده است. نتایج افزایش میراگری در موارد طیف بازتاب کوچکتر برای هر دو طیف شتاب و دامنه وجود دارد. با این حال، افزایش میراگری ممکن است شتابهای طیفی را در تسلیم ساختمانها در صورتی که حد میراگری به اندازه کافی بزرگ باشد افزایش دهد، چراکه در این حالت نیروهای میراگر با نیروهای لختی (اینرسی) همسو خواهند بود (مشارکت خواهند کرد).

با استفاده از طیف 5 درصد بعنوان مبنا، کاهش در بازتاب دامنه برای سطوح میراگر علاوه بر 5 درصد در جدول 1-11 نشان داده شده است. از مقادیر نشان داده شده در این جدول آشکار است که متوسط افزایش در نسبت میراگری بعنوان مثال از 5 درصد به 20 درصد می تواند کاهش اساسی در دامنه بازتاب به تبع پیوند پایه ساختمان ایجاد کند.

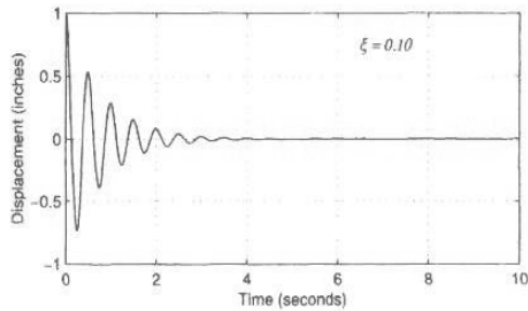
Ductile Design of steel structures



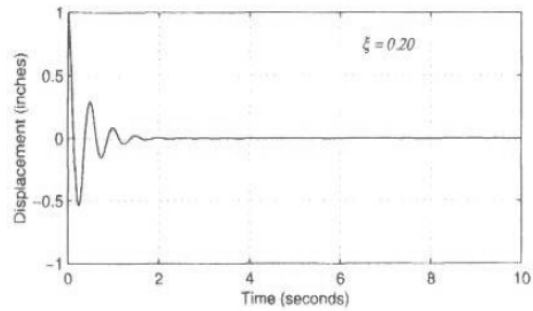
a. 2 percent damping



b. 5 percent damping



c. 10 percent damping



d. 20 percent damping.

شکل 11-1 - اثر میراگر روی بازتاب الاستیک ساختمان

11-3 - انواع میراگر

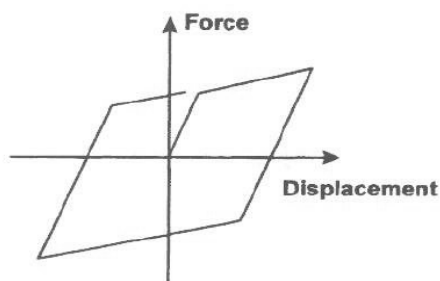
میراگر فشارپذیر لرزه ای در FEMA273 به انواع تابع جابجائی، تابع سرعت، یا موارد دیگر تقسیم می شود. این تقسیم بندی در این بخش مورد استفاده قرار خواهد گرفت. میراگرهائی که بازتاب آنها تابع هم جابجائی و هم سرعت است به عنوان در گروه تابع سرعت قرار می گیرند. تنها آندسته از میراگرها که براساس جابجائی و سرعت هر دو کار می کنند در زیر شرح داده می شوند. خواننده را به (1997) Hanson et al , (1993) FEMA و (1994) Constuntinou جهت اطلاعات بیشتر ارجاع می دهیم.

11 - 3 - 1 - میراگرهای تابع حرکت

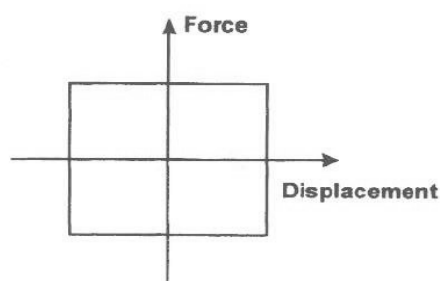
مثالهایی از میراگرهای تابع جابجائی شامل پلیتهای آهنی تسلیمی خمشی، آرماتورهای تسلیمی - پیچشی، میراگرهای با فشار خارج شونده و میراگرهای اصطکاکی هستند. میراگرهای ترکیب شده از شکل - حافظه می توانند همانند ورقهای فلزی تسلیم شده عمل کنند. بازتاب میراگرهای تابع مکانی اساساً تابع بارگذاری نیستند. نسبتهای نیرو - جابجائی برای یک میراگر فنری تسلیم شده و میراگر اصطکاکی در شکل 11 - 2 نمایش داده شده اند.

جدول 11 - 1 - بازتاب مکانی کاهش یافته حاصل از افزایش ضریب میراگری

Damping (% of critical)	Acceleration domain	Velocity domain	Displacement domain
5	1.00	1.00	1.00
10	0.77	0.83	0.86
15	0.65	0.72	0.78
20	0.55	0.65	0.73
30	0.42	0.56	0.65
40	0.33	0.48	0.59
50	0.26	0.43	0.55



a. Metallic-yielding damper



b. Friction-slip damper

شکل 11 - 2 - منحنی تحریک برای میراگرهای تابع مکانی

Ductile Design of steel structures

میراگرهای تابع جابجائی بطور کلی هم بازتاب الاستیک - پلاستیک و هم بازتاب صلب پلاستیک در خصوص میراگر اصطکاکی از خود نشان می دهند.

میراگرهای فولاد - تسلیم شونده با جزئیات در بخش 11-4 تشریح گردیده اند. این میراگرها برای ساختمانهای جدید و تجدید بنا شده در ژاپن استفاده گردیده اند (و نیز در کشورهای مکزیک، نیوزلند و ایالات متحده)

میراگرهای اصطکاکی با اصطکاک لغزشی و نمایش تحریک شبیه شکل 11-2b انرژی را جذب می کنند. میراگر اصطکاکی اساساً توسط Marsh , Pall (1982) پیشنهاد شد. این میراگر ترکیبی از یک سطح اصطکاکی که در میان آرماتورهای فلزی جا داده شده است، می باشد که در قاب فلزی مهاربندی شده ضربدری و در نقطه اتصال بادبندها قرار داده شده و جابجائی لازم را در میراگر ایجاد می کند. یک دیاگرام شماتیک از میراگر اصطکاکی که توسط Marsh , Pall توسعه داده شده در شکل 11-3 نشان داده شده است. این میراگر بطور وسیعی در کانادا استفاده شده است.

انتخاب صحیح مصالح اصطکاکی در میراگر اصطکاکی خیلی مهم است چرا که ممکن است به مرور زمان به دلیل خوردگی و سایر علل تغییرات اساسی و بزرگی در سطوح اصطکاکی ایجاد گردد و خاصیت اولیه را از دست دهد. خواننده را جهت اطلاعات بیشتر به Soony , Constantinou (1994) رجوع می دهیم.

11-3-2- میراگرهای تابع سرعت

نمونه میراگرهای تابع سرعت شامل میراگرهایی است که از مواد ویسکوالاستیک صلب، مصالح ویسکو الاستیک مایع (مثل میراگرهای مایع ویسکوز) و میراگرهایی که با فشار وارد کردن روغن در میان یک فضا

Ductile Design of steel structures

(مثل میراگرهای مایع ویسکوز) عمل می کنند، می باشد. نسبت نیرو - جابجائی برای یک میراگر ویسکوالاستیک صلب یا مایع و میراگر مایع ویسکوز در شکل 4-11 نشان داده شده اند.

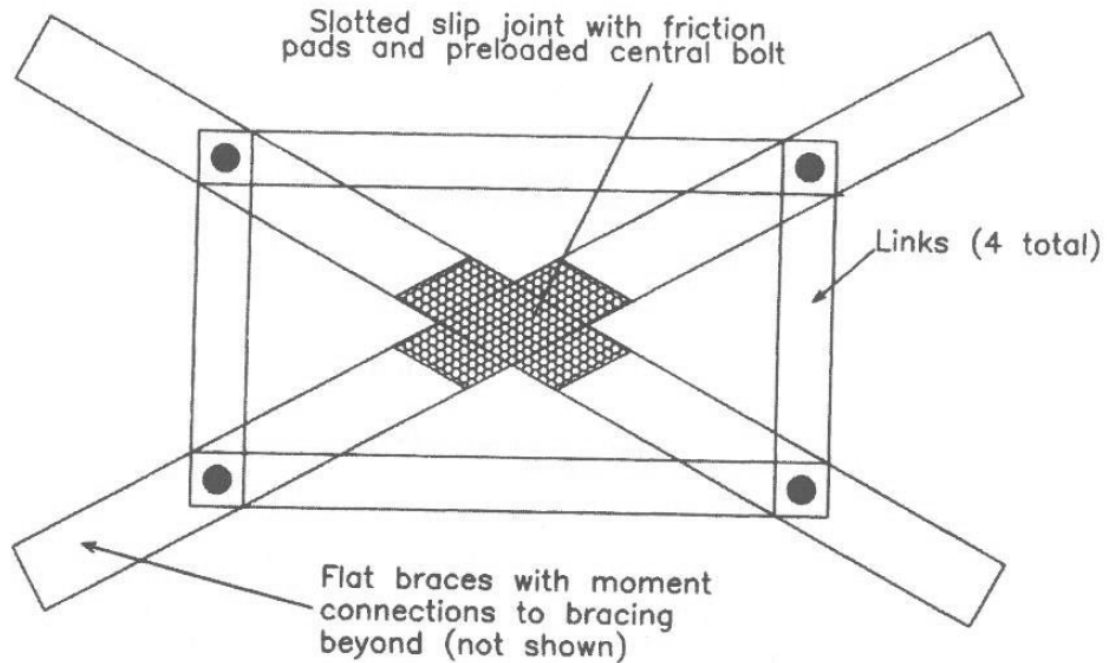
میراگرهای ویسکوالاستیک صلب عموماً از لایه های ویسکوالاستیک پلیمری مهار شده تشکیل شده اند. تحریک این نوع از میراگرها تابع فرکانس، حرارت اولیه، تغییر حرارت و دامنه حرکت است. نیروی F در یک میراگر صلب ویسکوالاستیک با رابطه زیر بیان می شود:

$$F = K_{eff} d + Cv \quad (1 - 11)$$

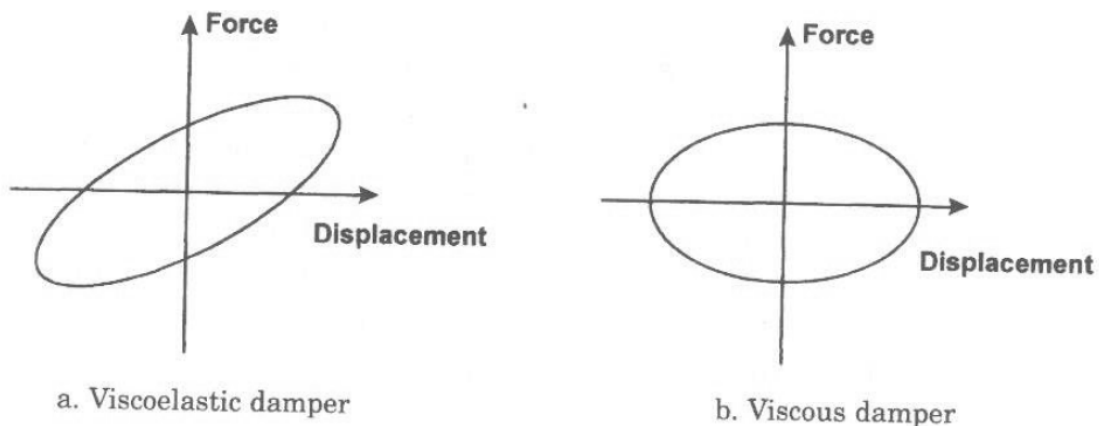
بطوریکه K_{eff} سفتی موثر میراگر، d حرکت نسبی در انتهای امپر، C ضریب میراگر و v سرعت نسبی بین دو انتهای میراگر است. میراگرهای مایع ویسکوالاستیک با برش مایع ویسکوالاستیک عمل می کنند.

این نوع از میراگرها مشابه میراگر ویسکوالاستیک صلب تحریک می شود بجز اینکه این میراگرها هیچگونه سفتی موثر تحت بارهای استاتیکی ندارند.

Ductile Design of steel structures



شکل 11-3 - دیاگرام شماتیک از Pall Friction Damper



شکل 11-4 - منحنی های تحریک برای میراگرهای تابع سرعت

رفتار لزج (ویسکوز) خالص با فشار دادن روغن در یک محفظه قابل فهم است. میراگرهای ویسکوز مایع ممکن است سفتی نیز داشته باشند. با این حال در نبود یک سفتی اساسی، نیروی F در میراگر مایع ویسکوز با فرمول

زیر محاسبه می شود:

$$F = C_o 1v^\alpha 1 \text{sgn}(v)$$

بطوریکه C_o ثابت میراگر، v سرعت نسبی بین انتهای میراگر α نمای سرعت و sgn تابع سیگنوم است.

ساده ترین شکل از میراگر مایع، میراگر مایع خطی است که در آن α مساوی یک می باشد. بطور کلی مقادیر α بین 0.5 و یک هستند.

11-4- میراگرهای فولادی تسلیم شونده

هدف کلیدی از میراگرهای فشارپذیر در قابهای ساختمانی، کاهش یا حذف بازتاب غیرخطی ساختمان (قاب ساختمانی) است. این بحث را می شود با کاهش جابجائی نسبی طبقات بهتر فهمید.

این امر بطور کلی یک هدف اصلی از استفاده از میراگر در ساختمان است. میراگرهای فشارپذیر براساس تغییر شکل پلاستیک مولفه ها، قطعات فلزی در خمش، برش، پیچش یا ترکیبی از آنها بطور ایده آلی برای این کار مناسب هستند چرا که آنها سفتی الاستیکی بسیار زیاد از خود نشان داده که در نتیجه انرژی زیادی را می توانند جذب کنند. چهار نوع از میراگرهای لرزه ای آهنی تسلیم شونده در نیوزلند و در اواخر دهه 1970 (Kelly) (Skinner et al 1975) و (et al. 1975) بکار برده شدند. همانطور که بطور شماتیک در شکل 11-5

نشان داده شد این میراگرها عبارت بودند از:

a- یک میراگر خمش تسلیمی با استفاده از آهن U شکل (ورق آهنی) که در بین دو سطح موازی با

حرکتی نسبی قرار داشت.

Ductile Design of steel structures

b- میراگر خمشی - چرخشی تسلیم شونده با استفاده از قطعه آهن مربع یا مستطیل

c- میراگر با تیر خمشی چند امتدادی (چند سویه) با استفاده از شش آهنی مقطع مربع شکل یا میگرد و ...

d- میراگر با تیر خمشی مستطیلی تک محوره قابل تغییر شکل به یک یا دو انحناء

میراگرهای تیر خمشی تک محوره، که ماهیتاً شبیه میراگر تک محوره در شکل 5d-11 هستند، توسط

Skinner 1975 تشریح گردیدند.

عمده توسعه اخیر در میراگرهای فلزی تسلیمی مرتبط با اولین میراگر نصب شده در نیوزلند است.

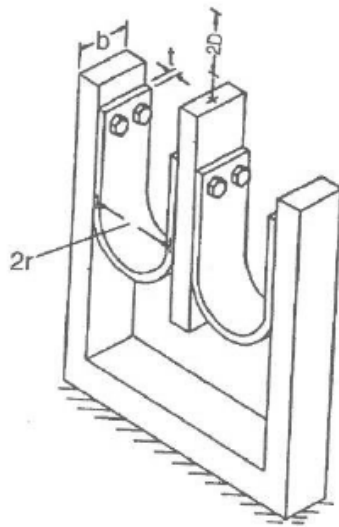
اکثر این میراگرها از نوع چند صفحه ای تک محوره، مثلثی یا شبیه ساعت شنی هستند. محور این میراگرها

به نوعی انتخاب شده که تسلیم شدگی را در عمق کامل از ورق فلزی (فولادی) جلو بیاندازد. به نحوی که

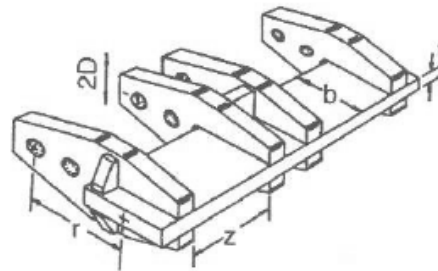
از کرنش های زیاد پلاستیکی میراگر در تغییر شکلهای نسبی کم جلوگیری بعمل آید. (Tyler 1978,

Steimer et al 1981)

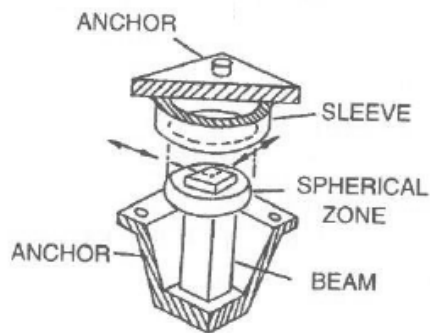
Ductile Design of steel structures



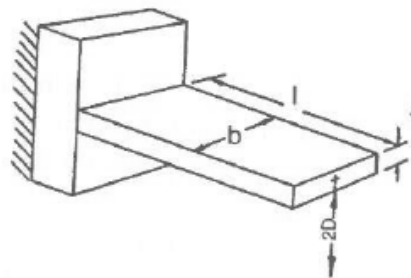
(a) U-strips damper



(b) Torsional beam damper



(c) Flexural beam damper



(d) Single-axis damper

شکل 11-5 - میراگرهای فولاد تسلیم شونده (Skinner et al 1975)

میراگرهای تیر خمشی به شکل مثلث که در یک انحناء تغییر شکل می دهند، برای اولین بار در اواخر

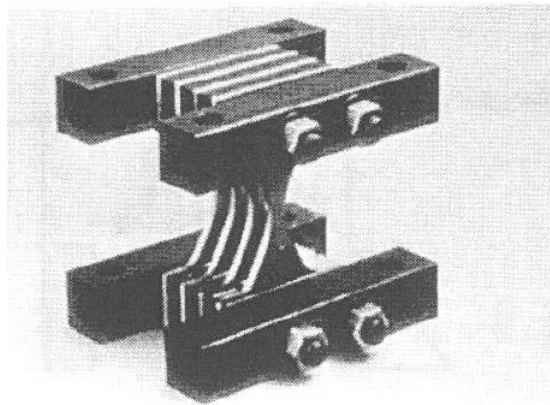
1970 و در Dunedin Motorway Overbridge مورد استفاده قرار گرفتند. (Skinner et al

1980). در اوایل دهه 1980 میراگرهای مثلثی شکل بر روی شمع های حمال یک ساختمان 12 طبقه

نصب گردید. (Boardmen et al, 1983)

Ductile Design of steel structures

میراگر چند ورقه ای به شکل ساعت شنی ADAS (Added Damping and Stiffness) تیر خمشی (شکل 6-11) که جهت کاربردهای ساختمانی توسعه داده شدند از نسل مستقیم میراگرهایی است که شبیه میراگرهای تک ورقه جهت جذب انرژی برای سیستم های لوله کشی استفاده می شد. (Steimer et al. 1981). میراگرهای ADAS عموماً و بطور سریع در زیر قابهای کف نصب شده و باید بوسیله قاب نگهدارنده چرخشی بمنظور ایجاد منحنی دوپل در هنگام کارکرد خود نگهداشته شود.



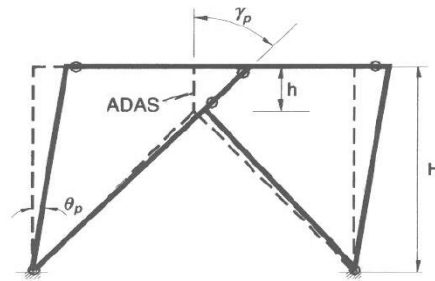
شکل 6-11 - عناصر فولاد تسلیم شونده (Courtesy of Counter Quake Carponation)

ADAS

شکل 7-11 نشان دهنده یک مکانیسم پلاستیک برای یک قاب تک دهانه در ترکیب با سیستم ADAS نصب شده در مسیر بادبندی می باشد. رفتار صلب پلاستیک برای اجرای قاب فرض می گردد. مقدار چرخش پلاستیکی γ_p در روی قطعه ADAS از فرمول زیر قابل حدس است.

$$\lambda_p = \frac{H}{h} \theta_p \quad (11-3)$$

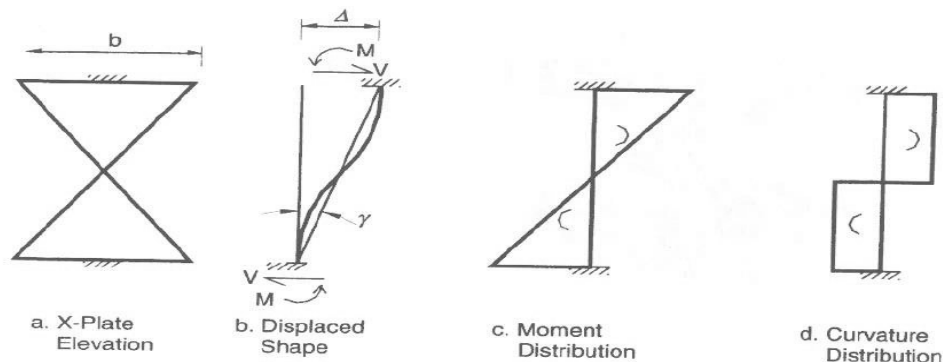
Ductile Design of steel structures



شکل 11-7 مکانیسم پلاستیک در قابل تک دهانه

بطوری که H ارتفاع طبقه، h ارتفاع ADAS و θ_p زاویه چرخش پلاستیک فریم (قاب) است. برای زاویه چرخش قاب (طبقه) به میزان ± 0.015 رادیان و H/h مساوی 10، چرخش مورد نیاز پلاستیک در قطعه ADAS برابر 0.15 رادیان خواهد شد.

یک نمای شماتیک از یک عنصر ADAS تک صفحه ای ایده آل، شکل ایده آلی تغییر شکل، دیاگرام ایده آلی لنگر و منحنی توزیع ایده آل همگی در شکل های 11-8a و 11-8b و 11-8c و 11-8d به ترتیب نشان داده شده اند. شکل ساعت شنی قطعه ADAS، شبیه ورق X شکل برای این بحث در نظر گرفته شده است و انتخاب به نحوی است که انحناء در بالای ارتفاع میراگر ثابت است، لذا اطمینان وجود دارد که تسلیم همزمان و یکنواخت در تمامی ارتفاع میراگر اتفاق می افتد.



شکل 11-8 - تغییر شکل و توزیع نیرو در قطعه ADAS

Ductile Design of steel structures

مشخصات مکانیکی یک قطعه ADAS با ورق X شکل بسادگی قابل حدس است. با صرف نظر کردن از تغییر شکل های برشی و با فرض اینکه قطعه ADAS قید کافی را جهت نچرخیدن دارد (در بالا و پائین).

سفتی الاستیک K_e برای قطعه ADAS بشرح ذیل داده می شود:

$$K_e = \frac{2Ebt^3N}{3h^3} = \frac{2NEb}{3} \left(\frac{t}{h}\right)^3 \quad (11-4)$$

بطوریکه E مدول یانگ، b عرض پائین ورق X شکل، t ضخامت ورق X شکل، N تعداد ورقها در قطعه

ADAS و h ارتفاع ورق X شکل است. مقاومت تسلیم (v_y) برابر است با:

$$V_y = \frac{F_y b t^2 N}{3h} \quad (11-5)$$

بطوری که F_y تنش تسلیم فولاد است. جابجائی جانبی تسلیمی مرتبط (Δy) با رابطه زیر داده می شود:

$$\Delta y = \frac{F_y h^2}{2Et} \quad (11-6)$$

همه پارامترها را قبلاً تعریف کردیم. زاویه چرخش تسلیم (γ_y) حاصل تقسیم جابجائی جانبی بر ارتفاع

ورق X شکل می باشد.

$$\gamma_y = \frac{F_y h}{2Et} \quad (11-7)$$

مقاومت پلاستیک (v_p) یک قطعه ADAS با N ورق برابر است با:

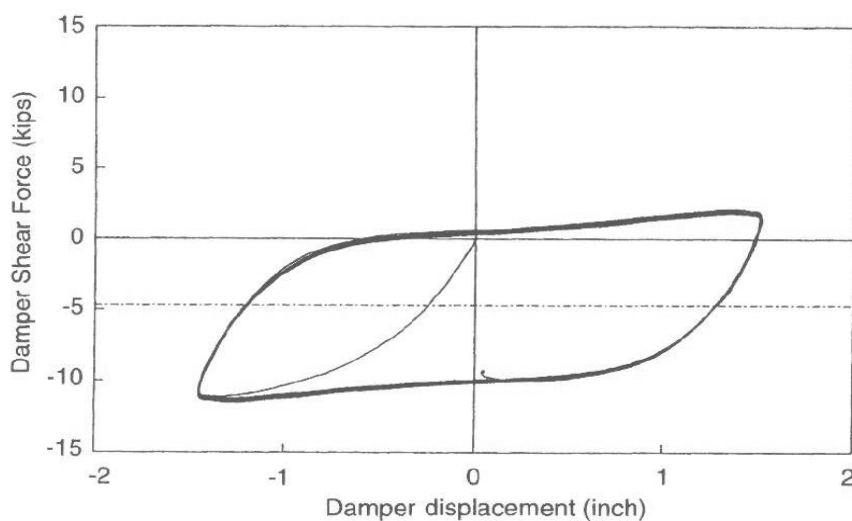
$$V_p = \frac{F_y b t^2 N}{2h} \quad (11-8)$$

Ductile Design of steel structures

نسبت ارتفاع به ضخامت (h/t) ورق X شکل اثر معنی داری روی سفتی قطعه ADAS دارد. بعنوان مثال یک افزایش دو برابری در مقدار t در مقابل ثابت بودن h ، سفتی الاستیک عضو ADAS را 8 برابر خواهد کرد. انتخاب دقیق مقادیر t, h طراح را قادر می سازد که به هر دو هدف جابجائی تسلیمی (یا زاویه چرخشی) و سفتی الاستیک موردنظر نائل گردد. این انعطاف پذیری این فرصت را برای مهندس طراح ایجاد می کند که طرح سیستم قاب لرزه ای را به دقت تنظیم و طراحی نماید.

آزمایش جزئیات میراگرهای ADAS ثابت کرده است که میراگرهای فولاد - تسلیمی می توانند سفتی بالا و تحریک با ثبات تری را به نمایش بگذارند. (Bergman, Goel 1987, whittaker et al. 1989, whittaker et al 1991)

نمونه تحریکات برای یک مدل هفت ورقه ADAS (با مقیاس) در شکل 9-11 نشان داده شده است. (Whittaker et al. 1989) جابجائی جانبی تسلیمی (Δ_y) برای این میراگر حدود 0.16 اینچ بوده که مطابقت با زاویه چرخشی تسلیم شده (λ_y) برابر 0.033 رادیان را داشت.



شکل 9-11 - تحریک یک میراگر هفت ورقه از نوع ADAS (Whittaker et al. 1989)

Ductile Design of steel structures

حداکثر جابجائی برای این میراگر 2.15 اینچ بود، که متناسب با زاویه چرخشی 0.43 رادیان بود. زاویه چرخش پلاستیک مساوی 0.4 رادیان بود. یعنی بیشتر از دو برابر مقدار چرخش پلاستیک هدف که 0.15 رادیان محاسبه گردید.

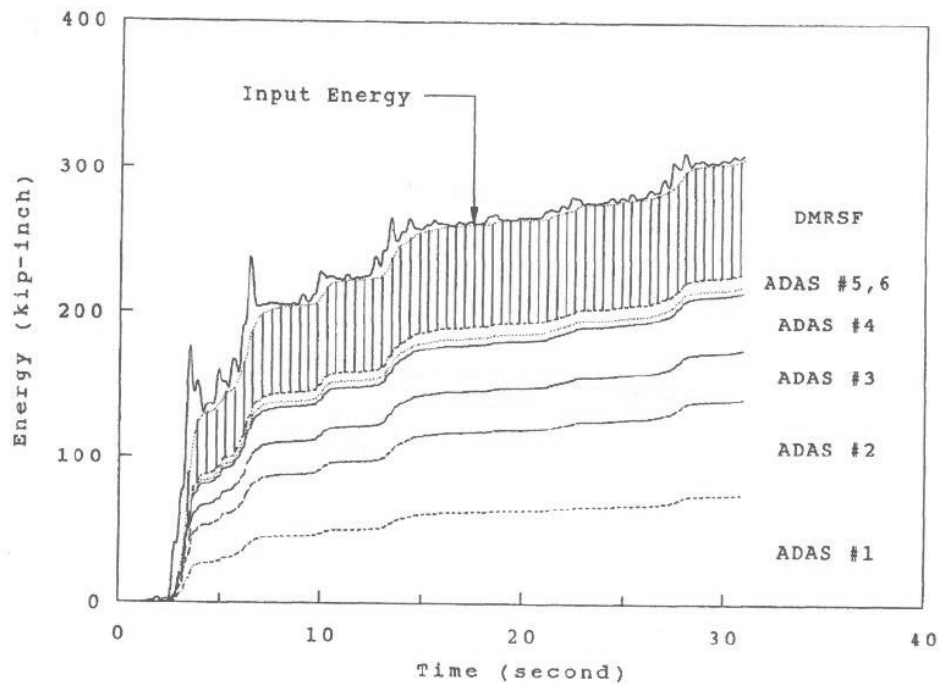
آزمایش شبیه سازی زلزله جهت قاب خمشی فولادی سه طبقه که شامل 6 میراگر ADAS بود (Whittaker et al, 1991) زمینه ای را فراهم نمود تا استفاده از میراگر ADAS برای یک ساختمان بتن آرمه دو طبقه در پائین شهر سان فرانسیسکو (در بازسازی ساختمان) مورد استفاده قرار گیرد. (Fiero et al. 1993) برنامه آزمایش شبیه سازی زلزله نشان داد که یک سیستم میراگر انرژی از نوع فولاد تسلیمی بطور اساسی می تواند از صدمه به قاب های حمال ساختمانی در شوک های سنگین زلزله جلوگیری کند. خاصیت قطعات ADAS در شکل 10-11 دیده می شود. (Whittaker et al. 1989)

یک تاریخچه از بازتاب انرژی برای قاب سه طبقه که تحت زلزله سال 1940 Elcentro قرار گرفته یک شتاب حداکثر 0.33g را ثبت نمود. مولفه قائم زلزله با قاب خمشی فولادی مقاوم جذب انرژی می گردید. مولفه قائم زلزله خمش فولادی مقاوم جذب انرژی می گردید و باقیمانده انرژی توسط قطعات ADAS جذب می گردید.

میراگرهای ADAS از نوع ورق مثلثی با عنوان T- ADAS، برای مقاصد ساختمانی توسعه یافته اند. اختلاف کلی بین ADAS و T- ADAS، استفاده از حفره های قائم در T- ADAS بمنظور قاب بندی قطعات به منظور کاهش اثر بارهای محوری در ورقهای فولادی و نیز سفتی چرخشی نسبی کم موردنیاز این نوع از میراگر می باشد. آزمایش های میراگرهای T- ADAS (شکل 11 - 11) بطور جداگانه و نیز

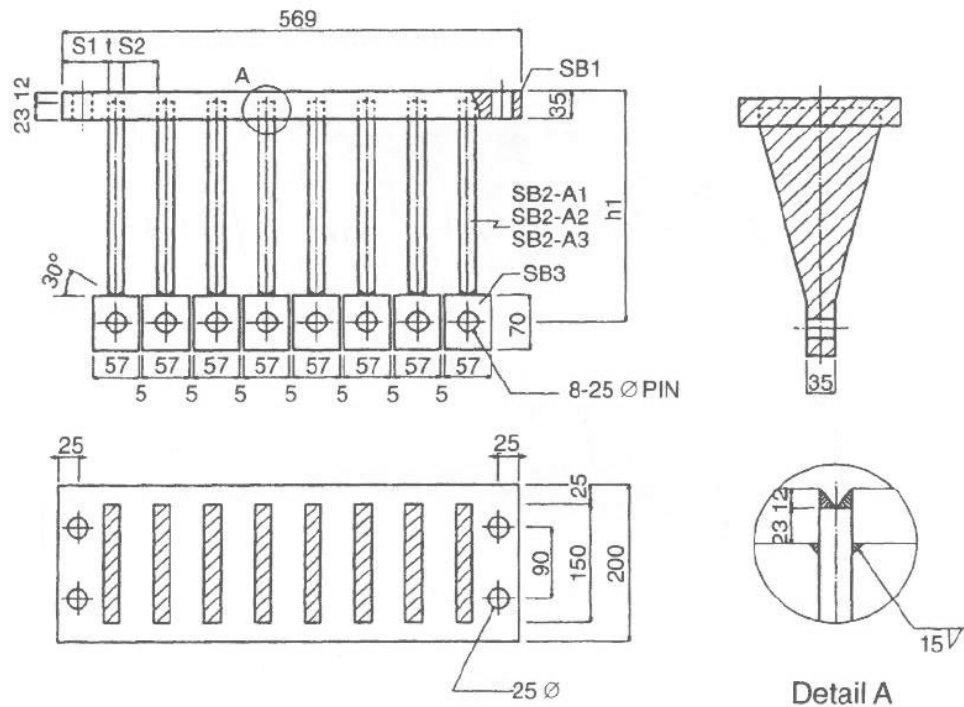
قطعات T- ADAS نصب شده در یک قاب دو طبقه فلزی بهترین نتایج را داده است. (Tsai et al. 1993)

نسبت نیرو - جابجائی برای یک قطعه T- ADAS هشت ورقه که توسط Tsai آزمایش شده در شکل 11-12 نشان داده می شود.



شکل 11 - 10 - کارکرد میراگر ADAS

Ductile Design of steel structures



شکل 11-11 - قطعات T- ADAS (Tsai et al. 1993)

مکانیسم پلاستیک نشان داده شده در شکل 7-11 نیز قابل کاربرد برای قاب یک دهانه با استفاده از یک قطعه T-ADAS که بر بادبندی نصب گردیده می باشد.

رابطه بین مقدار چرخش پلاستیک (γ_p) در T- ADAS و حرکت پلاستیک طبقه (θ_p) با رابطه 3-11 داده می شود. یک نمای شماتیک از قطعه T- ADAS یک ورقه ایده آل، شکل تغییر یافته ایده آلی، دیاگرام لنگر خمشی ایده آلی و توزیع انحناء ایده آل در اشکال 11-13a ، 11-13b ، 11-13c و 11-13d به ترتیب نشان داده شده اند.

شکل قطعه T- ADAS بطوری است که انحناء در بالای میراگر ثابت است، لذا اطمینان حاصل می آید که تسلیم بطور کامل و همزمان در تمام ارتفاع میراگر اتفاق می افتد.

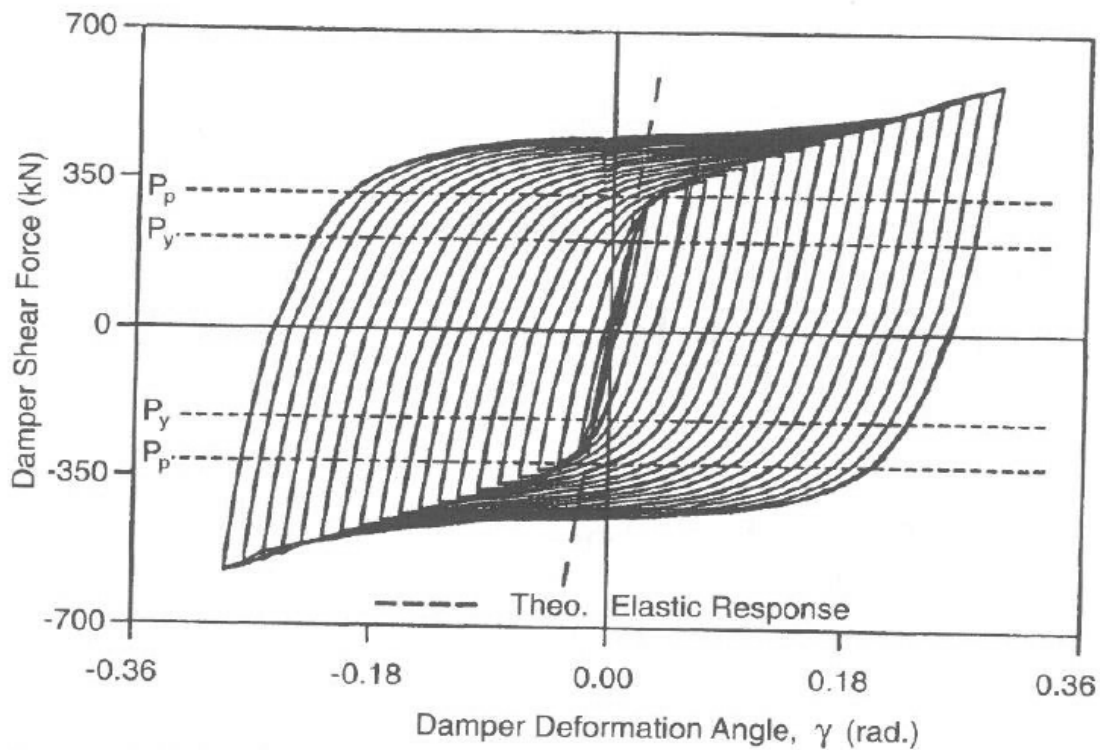
Ductile Design of steel structures

مشخصه های مکانیکی یک قطعه T- ADAS توسط Tsai et al (1993) تخمین زده شده است با صرف نظر کردن از تغییر شکل های برشی و فرض اینکه قطعه T- ADAS در مقابل چرخیدن نگه داشته شده است. سفتی الاستیک (Ke) T- ADAS توسط رابطه زیر داده می شود:

$$K_e = \frac{Ebt^3N}{6h^3} = \frac{NEb}{6} \left(\frac{t}{h}\right)^3 \quad (11 - 9)$$

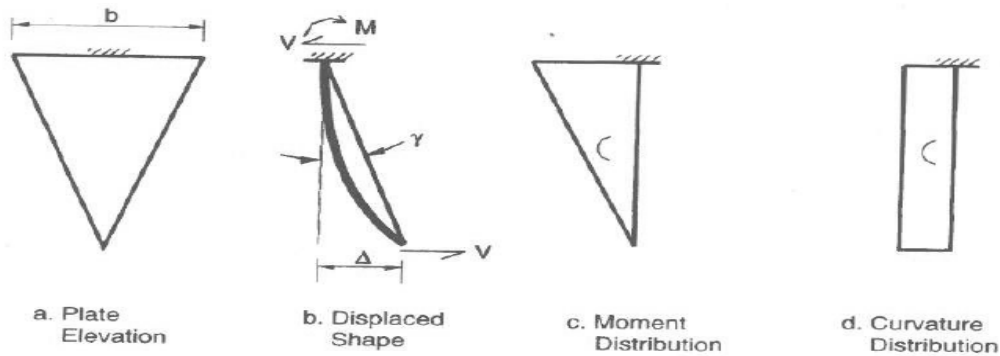
h ارتفاع ورق است.. مقاومت تسلیم (V_y) قطعه T- ADAS توسط رابطه زیر داده می شود:

$$V_y = \frac{F_y b t^2 N}{6h} \quad (11 - 10)$$



شکل 12 - 11 - تحریک قطعه T- ADAS با 8 پلیمت (Tsai et al. 1993)

Ductile Design of steel structures



شکل 11-13 - تغییر شکل و توزیع نیرو در T- ADAS

بطوری که F_y تنش تسلیم فولاد است. جابجائی جانبی تسلیم شده متناسباً توسط رابطه زیر داده می شود:

$$\Delta y = \frac{F_y h^2}{Et} \quad (11 - 11)$$

که همه پارامترها قبلاً توضیح داده شد زاویه چرخش پلاستیک (γ_y) از تقسیم جابجائی جانبی به ارتفاع ورق بدست می آید:

$$\gamma_y = \frac{F_y h}{Et} \quad (11 - 12)$$

مقاومت (تاب) پلاستیک (V_p) یک T- ADAS با N ورق با فرمول زیر داده می شود:

$$V_p = \frac{F_y b t^2 N}{4h} \quad (11 - 13)$$

همانند قطعه ADAS نسبت ارتفاع به ضخامت ($=h/t$) در ورقهای T- ADAS اثر زیادی روی سفتی میراگر دارد. دقت زیاد در انتخاب مقادیر t, h مهندس طراح را قادر خواهد ساخت که هم سفتی موردنیاز و هم جابجائی موردنظر را (یا زاویه چرخش دلخواه) را تامین کند.

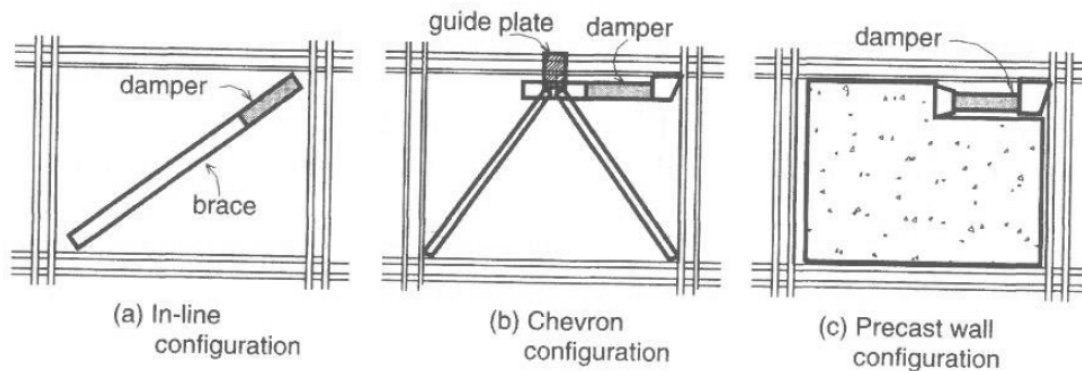
سایر میراگرهای فولاد - تسلیم شده (تسلیم شونده) توسط کمپانیهای ساختمانی ژاپنی توسعه داده شده و مورد استفاده قرار گرفته اند. یکی از این سیستم ها که میراگر شانه ای نامیده می شود، ترکیب شده از چندین ورق آهنی بشکل ساعت شنی که در کنار هم قرار گرفته اند. (Kajima 1991). میراگرهای شانه ای ماهیتاً مطابقت دارند با میراگر ADAS، اما تغییر شکل آنها با دو انحنا در سطح ورق فولادی اتفاق می افتد. سیستم تک شمع چند جهته (Bell) و سیستم دو شمعی (Tsudumi)، شبیه میراگرهای چند امتدادی که توسط Skinner et al (1975) گزارش گردید، در ژاپن توسعه داده شده و مورد استفاده قرار گرفته اند.

5-11 - بهره گیری از میراگرها در قاب های ساختمانی

جهت بهینه کردن سودمندی میراگرهای لرزه ای سرعت و جابجائی بین انتهای میراگر باید حداکثر شود. با فرض اینکه میراگرهای لرزه ای در حد فاصل تراز سقف ها در ساختمان نصب می شوند، دلخواه این است که (تا جایی که امکان دارد) تغییر شکل ها و سرعت های نسبی در قابهای نگهدارنده میراگرها، حداقل گردد، بدین خاطر که اطمینان از اینکه جابجائی و سرعت نسبی بین دو انتهای میراگر تقریباً مساوی جابجائی و سرعت داخل طبقات باشند، حاصل گردد.

Ductile Design of steel structures

جزئیات عمومی نصب میراگرهای لرزه ای در شکل 11-14 نشان داده شده است. سفتی قاب حمل کننده در این شکل باید در تحلیل ها محاسبه گردد و حداقل تاب (مقاومت) قاب حمال (نگه دارنده) باید از حداکثر نیروی خروجی میراگر بیشتر باشد.



شکل 11-14 - جزئیات شماتیک نصب میراگر

بادبند تک محوره قطری نصب شده در شکل 11-14a برای میراگرهای ویسکوالاستیک (Aiken and Kelly 1990) و میراگرهای ویسکوز (Vrscus) استفاده گردیده است.

میراگرهای فولاد تسلیم شونده، اصطکاکی، خارج شونده محوری، و ویسکوز به همراه بادبند (به هشت شکل) در شکل 11-14b استفاده شده اند. قابهای از نوع دیوار پیش ساخته در شکل 11-14c از میراگرهای اصطکاکی استفاده کرده اند، و همینطور از میراگرهای به سختی خارج شونده و ویسکوالاستیک استفاده کرده اند. میراگرهای لرزه ای در ایالات متحده آمریکا هم در ساختمانهای نو و هم ساختمانهای بازسازی شده مورد استفاده قرار گرفته اند.

Ductile Design of steel structures

اکثر موارد شامل قابهای خمشی مقاوم بوده اند؛ این سیستم قابی مشخصه اصلی آن انعطاف پذیری زیاد و تغییر مکان نسبی طبقات زیاد در زلزله های جدی و بزرگ می باشد.

در چنین سیستم قابی، میراگرهای لرزه ای جهت کاهش تغییر مکانهای نسبی طبقات و شتاب کف ها و لذا کاهش چرخش مفاصل پلاستیک در شوک های بزرگ زلزله و کاهش صدمات غیرسازه ای موردنظر هستند. میراگرهای لرزه ای بیشتر برای قابهای انعطاف پذیر در مقایسه با سیستم های با سختی بیشتر موثر خواهند بود. (بطور مثال قابهای بادبندی شده).

طراحی بروش ظرفیت Capacity Design

6-2-1- مفاهیم

مفاهیم در طراحی به روش ظرفیت بسیار حائز اهمیت می‌باشد. اگرچه فعلاً تا این زمان یک طراحی به روش ظرفیت بدون نقص در شمال آمریکا پذیرفته نشده است، ولی بسیاری از علائم و جزئیات مورد نیاز در این روش تعبیه شده است (هم برای سازه‌های بتن مسلح و هم برای سازه‌های فولادی).

طراحی به روش ظرفیت در اواخر 1960 در نیوزلند به عنوان یک روش برای رسیدن به پایداری در برابر زمین لرزه‌های شدید توسعه داده شد. در روش طراحی به روش ظرفیت چنانچه اعلام شود که رفتار غیرارتجاعی در طول زمین لرزه‌های شدید اجتناب ناپذیر است، طراح پاسخ رفتار غیرارتجاعی که بایستی رخ دهد را در نظر می‌گیرد. در چنین مناطقی که ممکن است رفتار غیرارتجاعی رخ دهد، به عنوان نواحی انتخاب می‌شود که تغییر شکل‌های خمیری بدون اتلاف قابل توجه مقاومت می‌تواند گسترش یابد این نواحی مأموریت دارند تا از شکست و گسیختگی ناگهانی و نامطلوب مودها جلوگیری کنند. (همچون کماتش موضعی یا عضو ناپایدار در پوسته سازه‌های فولادی) سپس یک حالت کلی وجود دارد که حذف کردن رفتار غیرارتجاعی یا گسیختگی در

Ductile Design of steel structures

جای دیگر در سازه‌ها به وسیله ایجاد ظرفیت‌هایی در اعضای بزرگتر کناری ساختمان که بایستی به حداکثر ظرفیت خود برسند، انجام می‌شود که به این نواحی، ناحیه خمیری گفته می‌شود.

مثال ابتدائی و کلاسیک برای آزمایش این مفاهیم طراحی ظرفیت، زنجیر می‌باشد (حالت شکل 6.3). در این زنجیر یک حلقه زنجیر برای جذب کردن مقدار زیادی از انرژی خمیری در وضعیت ثابت قبل از گسیختگی طراحی شده است. (4 حلقه e.g) بنابراین سایر حلقه‌های زنجیر (e.g. 1,2,3,5,6,7) می‌تواند بدون مربوط بودن به تغییر شکل‌های خمیری طراحی شوند، تامین کردن ظرفیت‌های آنها از حداکثر ظرفیت خمیری حلقه زنجیر تجاوز می‌کند. برای اجتناب از نیاز داشتن به رفتارهای ویژه حلقه‌ها یک حلقه را مورد بررسی قرار می‌دهیم.

بسیاری از مثال‌های دیگر می‌تواند بنیانگذار فلسفه مشابه این باشد. در این نمونه مثال از طراحی به روش ظرفیت که در شکل 6.4 نشان داده شده، یک تیر یک سر آزاد (کنسول) طول (L) وجود دارد که شامل یک بخش ترد و شکننده (مانند یک ماده مرکب خمیری) به فاصله a از انتهای ثابت (گیردار) و یک قسمت فلزی انعطاف پذیر به طول b می‌باشد. در روش طراحی قدیمی می‌بایستی شرایط ایمنی وسیعی به کار برده شود تا محافظت در مقابل گسیختگی مواد ترد و شکننده فراهم شود، متناوباً روش طراحی به روش ظرفیت می‌تواند ما را به هدف اصلی برای ساخت مواد ترد قوی‌تر نسبت به مقاومتی که بایستی تضمین گردد و گسیختگی خمیری ابتدا در قطعه فلزی تیر یک سر آزاد (کنسول) رخ دهد، می‌رساند بنابراین مقاومت خمشی قطعه ترد و شکننده بایستی بیشتر از مقدار زیر باشد:

$$M_{BRITTLE} \geq \alpha \left(\frac{L}{b} \right) M_{P-STEEL}$$

Ductile Design of steel structures

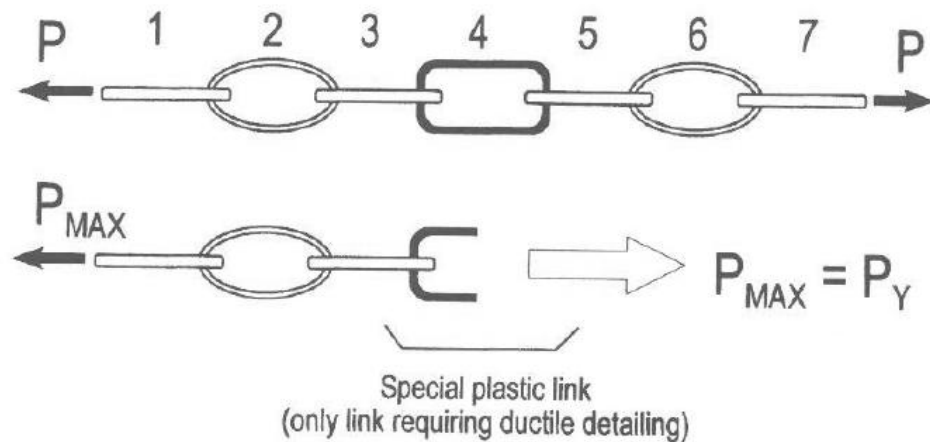


Figure 6.3 Illustration of capacity design principle.

در شکل 6.4 همه پارامترهای موجود تعریف شده اند و α عددی بزرگتر از 1 می‌باشد و ممکن است در محاسبه مقاومت اختصاص داده شده برای کنسول فلزی از مقاومت تسلیم اسمی آن معتبرتر باشد (یا واقعی‌تر باشد) به طور آشکار طراحی به روش ظرفیت عمیقاً در تحلیل خمیری و طراحی آن نقش اساسی دارد. در حالت تئوری فقط می‌توان به یک وضعیت کاملاً خمیری رسید (که معروف است به مکانیسم شکست خمیری) و در این حالت همین نیروی اضافی نمی‌تواند به سازه وارد شود و در نتیجه آن مناطق بیرونی در ناحیه خمیری بحرانی در مقابل اثر بارگذاری اضافی محافظت شده می‌باشند. برای یک لنگر خمشی کوچک در قاب نشان داده شده در حالت (6.5) اگر ظرفیت لنگر خمیری تیر نسبت به ستون، کمتر باشد در این صورت در پایه ستون و در انتهای تیر تسلیم رخ می‌دهد و تکیه گاه سازه برای نیروی ارتجاعی باقی مانده مطمئن می‌باشد (شکل 6.5) و احتیاج به جزئیات انعطاف پذیری خاصی نمی‌باشد تقریباً این اثر باقیمانده درست می‌باشد اگر چه بعضی از مقادیر مجاز (مثل α در مثال قبل) بایستی برای متغیرهای آماری در خاصیت ماده به وجود آید (مخصوصاً تنش تسلیم) توسعه امکان پذیر کرنش سخت شدگی در منطقه خمیری بحرانی C اثر بارگذاری دینامیک (آثار نسبت -کرنش ، i.e.) و بسیاری دیگر از وضعیت وابسته به آن.

Ductile Design of steel structures

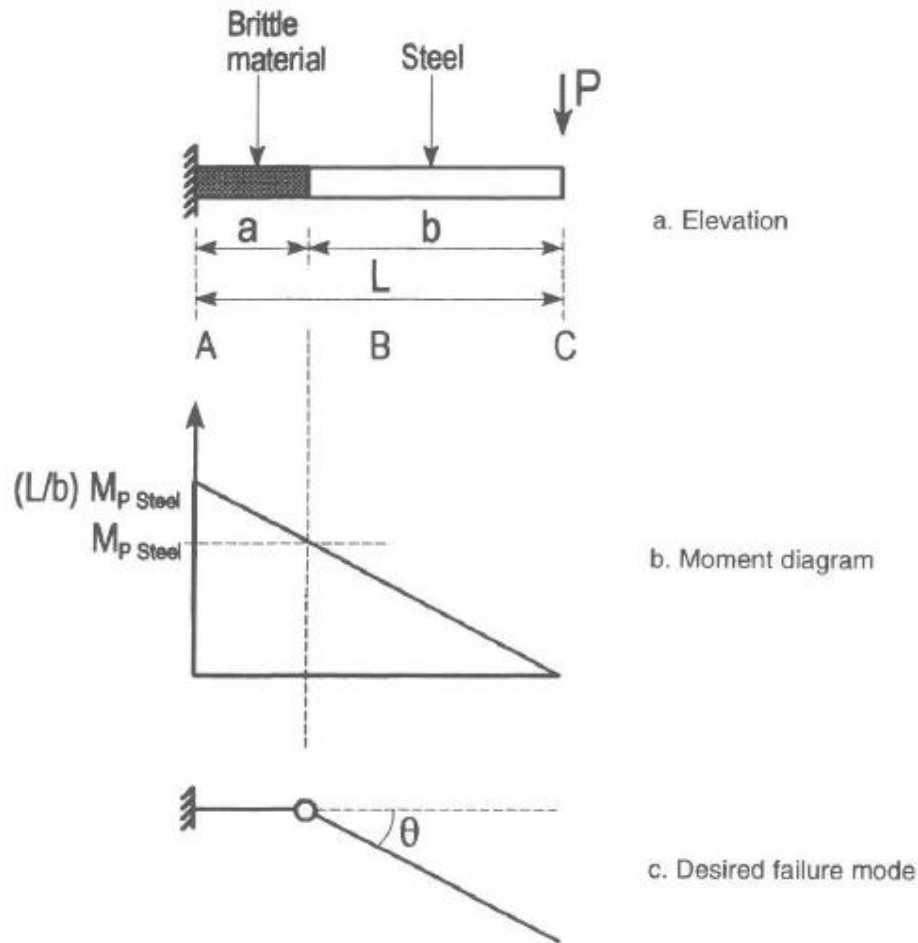


Figure 6.4 Illustration of an application of capacity design.

6-2-2-6- محافظت در برابر گسیختگی برشی

در طراحی به روش ظرفیت می توان ضربات اعضای غیرسازه ای به اعضای سازه ای را نیز کنترل کرد. برای مثال در یک قاب که در معرض بارهای جانبی قرار دارد و نیروی برشی در ستون ها به طور قابل ملاحظه ای بیشتر از نیروی پیش بینی شده می باشد به علت اینکه مجسم کردن اثر عناصر غیرسازه ای در طول مراحل طراحی ملاحظه نمی شود. به طور واضح در شکلها 6.6 توضیح داده شده که صلبیت جزئی قادر خواهد بود که دیوار حائلی در برابر تغییر شکل های الاستیک ستونهای فلزی ایجاد کند بنابراین مفاصل پلاستیکی در ستونها به

Ductile Design of steel structures

سمت تقاطعی که نیروهای عمل کننده قاب در آنجا نامحدود می‌باشند منتقل خواهد شد. برای پیشرفت مکانیسم شکست نیروی جانبی عظیمی نیازمند می‌باشد و تنش برش عظیم ایجاد شده نیازمند اعضای سازه ای اتصالات قوی در برابر پیشرفت این مکانیسم انعطاف پذیر می‌باشد. از نظر ریاضیات به کار بردن دیاگرام جسم – آزاد برای تعیین مقاومت برشی مستلزم شکل گیری مفاصل در این قاب ها با مصالح بنایی می‌باشد که برابر است با :

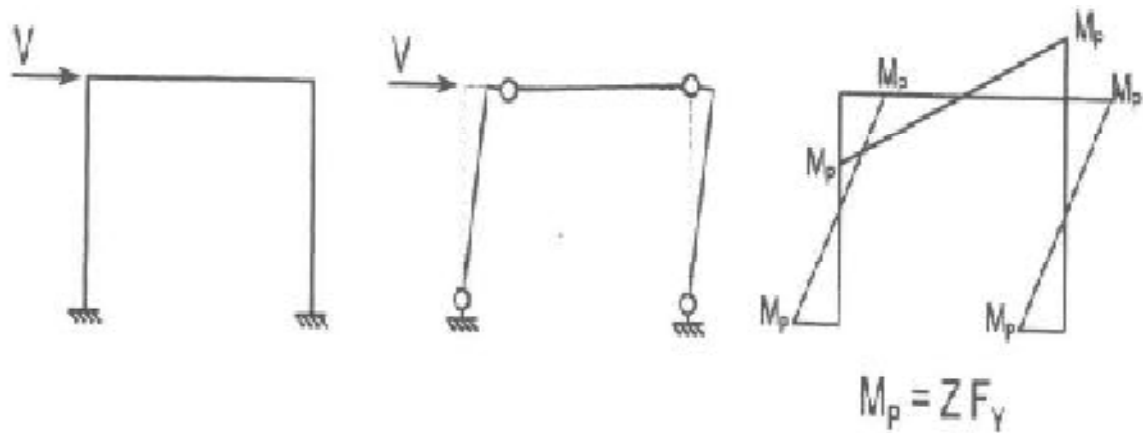


Figure 6.8 Illustration of a capacity design application.

Ductile Design of steel structures

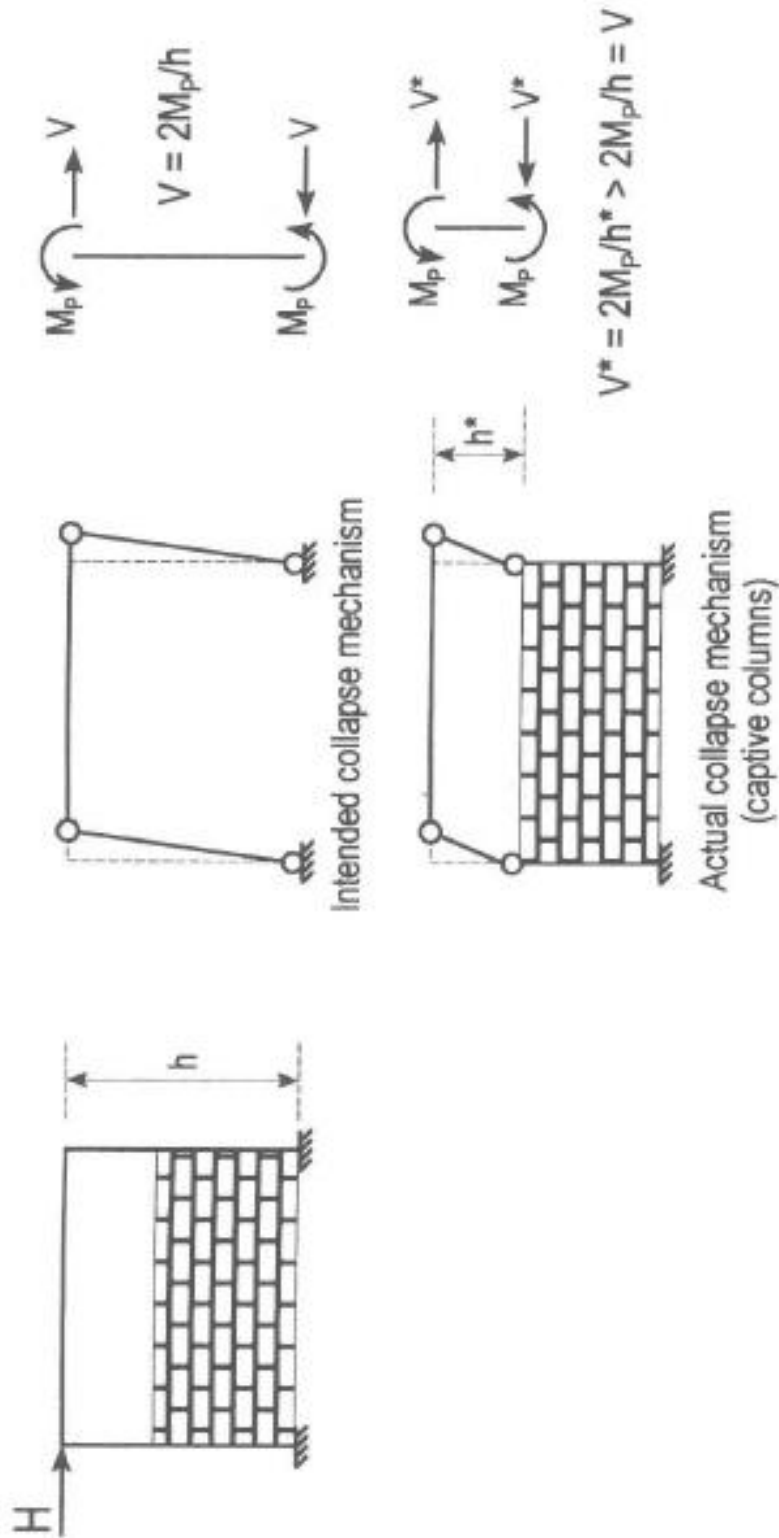


Figure 6.6 Impact of rigid nonstructural elements on shear force in columns.

که در آن h ارتفاع آزاد ستون می باشد که در شکل 6.6 نشان داده شده است.

Ductile Design of steel structures

این مقاومت برشی به اندازه $\frac{h}{h^*}$ بیشتر از مقاومت برشی است که برای مفاصل پلاستیکی مجاز کافی می-باشند و برای شکل دادن به قاب های بدون پرکننده.

خوشبختانه برخلاف ستون های بتنی مسلح برای این که این پدیده باعث ایجاد یک سری گسیختگی خطرناک بیش از زمین لرزه نشود («ستون کوتاه» یا «ستون گیردار»)، ستونهای فلزی معمولاً یک مقاومت برشی پایدار و دائمی دارند که بیشتر از نیازها برای تشکیل مفاصل پلاستیک می باشد و معین کردن ستونهای فلزی و بعضی از آنچه که به صورت یکنواخت به ستونهای بتنی مسلح وارد می شود را تحمل نمی کند . بنابراین طراح بایستی از این مولفه ها (پدیده ها) آگاه باشد و نمونه و مصداق هایی از آنها که می تواند منجر به ایجاد مشکل گردد را تشخیص دهد. برای مثال وصله های ستون که در چنین ستونهایی، اتصال می توانست آسیب برساند اگر آنها بدون توجه و رعایت دیوارهای غیرسازه ای طراحی شده بودند.

یک راه حل مشابه می تواند برای محافظت در برابر گسیختگی برشی در نیروی مقاوم ثقلی اعضا بکار رود. در این وضعیت اثر بارهای ثقلی می بایست محاسبه شود، درحقیقت ظرفیت لنگرهای مثبت و منفی می تواند با هم متفاوت باشد (برای مثال در ساختمانهای کامپوزیت) این موضوع در شکل 6.7 توضیح داده شده است. برای مثال برای یک قطعه از تیر بین دو مفصل پلاستیک که تحت اثر توزیع یکنواخت بار قرار دارد دیاگرام نیروی برشی ثقلی بایستی به دیاگرام نیروی برشی اضافه شود تا با لنگرهای پلاستیک به هم مربوط شوند، که به نتایج زیر می رسیم.

$$V_{left} = V_{gL} + V_{MP} = \frac{\omega L}{2} - \left[\frac{M_{PR} + M_{PL}}{L} \right]$$

Ductile Design of steel structures

$$V_{right} = V_{gR} + V_{MP} = \frac{\omega L}{2} + \left[\frac{M_{PR} + M_{PL}}{L} \right]$$

در شکل 6.7 تمامی پارامترها معرفی شده‌اند.

روابط مشابهی می‌تواند برای دیگر توزیع بارهای بین مفاصل پلاستیک و آنچه که در شکل 6.7 نشان داده شده استنباط گردد.

همچنین کاربرد این اصول و دیاگرام جسم آزاد معرفی شده در شکل 6.8 این است که بیشترین بار محوری که می‌تواند بکار برده شود برای ستونها در طبقه I ام از یک قاب بر چند طبقه در نتیجه یک نوع مکانیسم شکست پلاستیک می‌تواند محاسبه شود..

$$C_{max.i} = \sum_i^n \left[V_{gR,max.i} + V_{MP,i} \right] = \sum_i^n \left[\frac{\omega_{max.i} L}{2} + \left(\frac{M_{PR,i} + M_{PL,i}}{L} \right) \right]$$

$$T_{max.i} = \sum_i^n \left[V_{gL,min.i} - V_{MP,i} \right] = \sum_i^n \left[\frac{\omega_{min.i} L}{2} - \left(\frac{M_{PR,i} + M_{PL,i}}{L} \right) \right]$$

قراردادی که وجود دارد این است که بایستی معادلات مثبت شوند. درک مفهوم به کار رفته برای استنباط موضوعات معادله مهم تر از خود معادله برای مثال دیدگاه یکسانی که می‌تواند برای تعیین کردن ضربه ناشی از شرایط حداکثر بارگذاری به کار برده می‌شود از قبیل بارگذاری یک ستون به سبب انفجار یا دیگر شرایط مثل آنچه در شکل 6.8 نشان داده شده است.

Ductile Design of steel structures

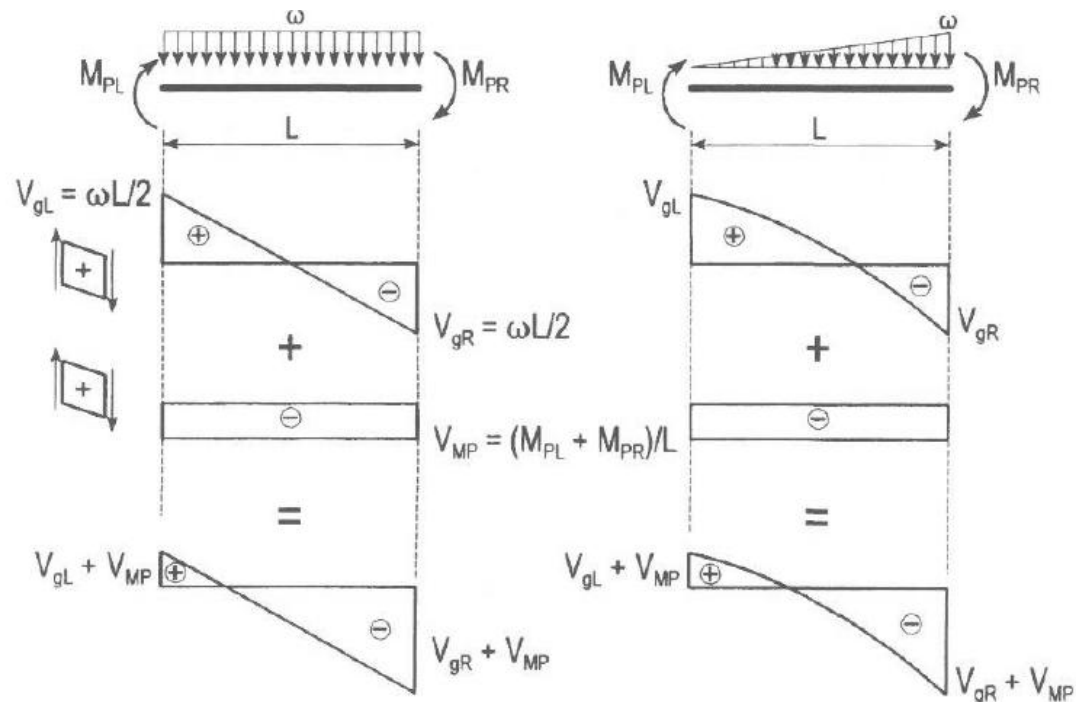


Figure 6.7 Examples of maximum shear force calculation in beams using capacity design principles.

6-2-3- محافطت در برابر مفصلی شدن ستون

به دلایل زیادی، تسلیم شدن تیرها کاملاً بر تسلیم شدن ستونهای ارجح تر است. خصوصاً در قابهای چند طبقه (در فصل 8 ببینید). تسلیم شدن تیر به طور عمدۀ ظرفیت جذب انرژی یک ساختمان را افزایش می دهد به علت اینکه مفاصل پلاستیک بیشتری در گسترش مکانیسم گسیختگی پلاستیک دخالت می کنند. که این مطلب در شکل 6.10 نشان داده شده است. در آن مثال برای مجموع جابجائی یکنواخت سقف و چرخش پلاستیک ستون احتیاج به نوسان ستون دارد که تقریباً هشت مرتبه بزرگتر نسبت به احتیاج چرخش پلاستیک تیر برای مکانیسم نوسان تیر می باشد در نتیجه یک خطر بزرگ گسیختگی این است که ظرفیت چرخشی پلاستیک اعضای سازه ای محدود باشد. (در فصل 8 ببینید).

Ductile Design of steel structures

اگر چه این روش معروف به طراحی (تیر ضعیف و ستونهای قوی) در بسیاری از موارد به عنوان یک روش مطلوب در سازه‌های بتنی مسلح پذیرفته شده است، این روش در طراحی سازه فولادی نیازمند مقاومت قابل توجهی میباشد. در ساختمانهای فولادی با ارتفاع کم، تیرها به طور قابل توجهی نسبت به ستون ها عمیق تر می-باشند و پذیرش چنین فلسفه‌ای می‌تواند در تعادل اقتصادی و مقرون به صرفه شدن طرح پیشنهادی بین فولاد و دیگر مواد مؤثر باشد. بنابراین بسیاری از این قبیل مسائل در طراحی به روش ظرفیت به داخل آیین نامه‌های طراحی فولاد و استانداردهای مربوط به آن راه پیدا می‌کنند. مانند آنچه که در فصل بعدی خواهیم دید.

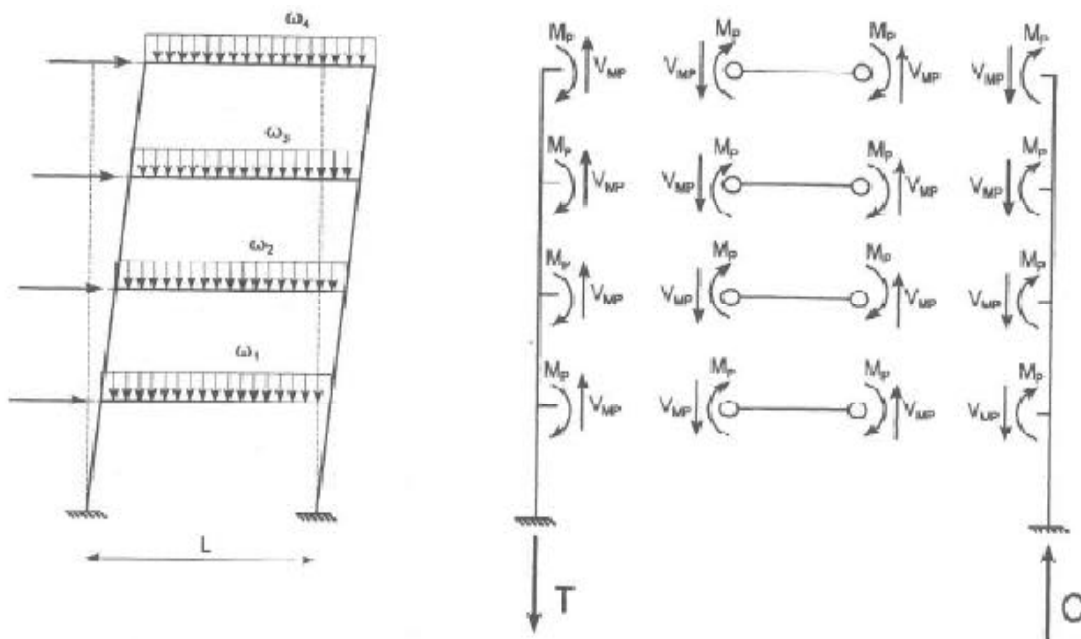


Figure 6.8 Calculation of maximum axial force in columns using capacity design.

Ductile Design of steel structures

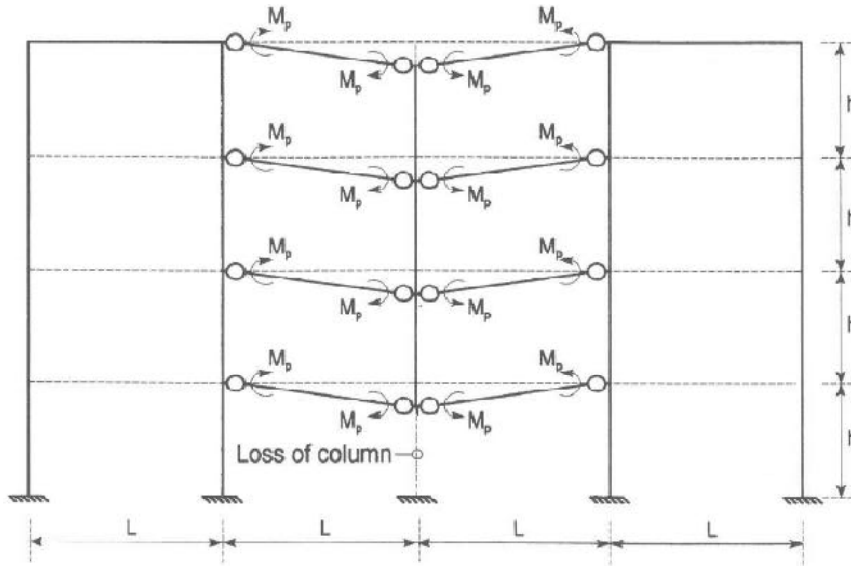


Figure 6.9 Plastic collapse mechanism due to loss of a column in a structural frame.

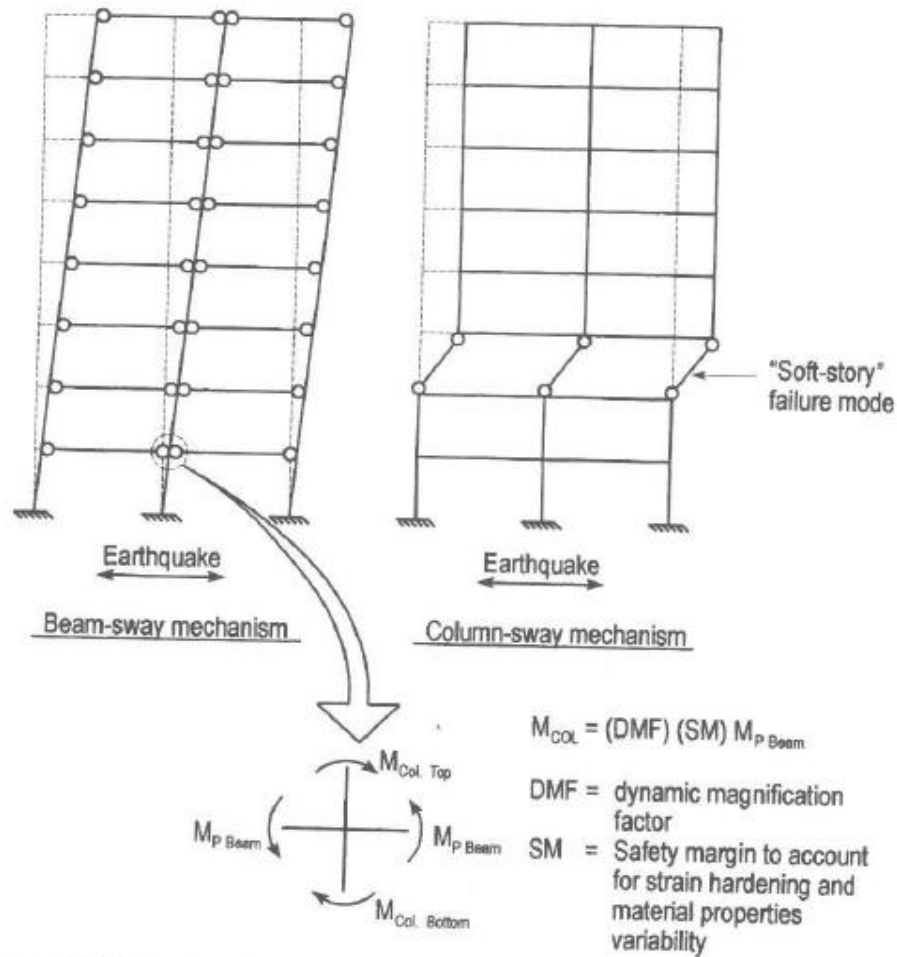


Figure 6.10 Comparison of plastic collapse mechanism in presence (beam sway) and in absence (column sway) of "strong-column/weak-girder" design philosophy.

تحلیل استاتیکی غیر خطی (Push Over)

تحلیل پوش آور اصولاً به تحلیل مرحله به مرحله پلاستیک برای بارهای جانبی ساختمان با بزرگی نسبتاً ثابت گفته می‌شود که به صورت تصاعدی افزایش می‌یابد تا اینکه به جابجائی مورد نظر برسد. (هنگامی که بار ثقلی ثابت می‌ماند). بنابراین کاربرد این روش برای ساختمانهایی می‌باشد که یا به طور جانبی یا از بالا هل داده میشود و مقاومت نهائی ناشی از بارهای جانبی به کمک نقاط تسلیم شده متوالی که لازم است به هدف مورد نظر برسد تعیین می‌گردد یا اینکه مقدار تغییر شکل پلاستیک به عنوان هدف جابجائی تعیین می‌گردد. بسیاری از مهندسان این روش را به وسیله انجام مکرر برنامه‌های کامپیوتری تحلیل خطی ساختمان انجام می‌دهند، لذا ضروری است تا مشخصات مدل یک سازه برای محاسبه به صورت سازه‌ای با شکل پذیری زیاد بدست آمده در یک منطقه محدود و از سازه مشخص گردد. در نتیجه روش تحلیل پوش آور نسبتاً قابل دسترس بوده و به عنوان یک راه حل تحلیلی اضافی مورد قبول عام برای تعیین ظرفیت نهائی سازه‌های مهم به کار برده می‌شود.

Ductile Design of steel structures

تقریباً همه روشهای به کار برده شده روش پوش آور که تاکنون طراحی شده با بارهای جانبی افزایش پیدا می- کند هرچند که فقط یک مقدار محدود از اطلاعات را می توان از تحلیل غیرتناوبی پوش آور استخراج نمود. ادامه روند کشف این روشهای تحلیلی می تواند به بدست آمدن یک نتیجه گیری خوب منجر گردد.

اطلاعات بدست آمده از تحلیل پوش آور به طور زیاد به بارهای جانبی گسترده در نظر گرفته شده وابسته است (Lawson et. Al. 1996) بنابراین هر زمانی که بار جانبی گسترده انتخابی در نظر گرفته می شود برای تسخیر کردن اثرات تحریکات دینامیکی ممکن که این امر بتواند برای رسیدگی کردن به ضرایب بار جانبی گسترده نمونه های مختلف عاقلانه باشد.

6-3-1- تحلیل پوش آور یکنواخت

قاب سه طبقه گیردار شده که در شکل 6-11a نشان داده شده است به چهار طریق مختلف جهت مقاومت دستگاه جانبی طراحی شده است. در آغاز، فقط برای، کشش طراحی شده بود. (نمونه I) در طراحی برای کشش، از فشار روی بادبندها صرف نظر می شود. بادبندهای فشاری جهت مقاومت همه بارگذاری ها طراحی می- شوند. طرح چنین جابجائی در مناطق غیر لرزه ای جهت مقاومت باد هنوز مرسوم می باشد.

در نمونه I، ضریب لاغری kL/r به 200 تا 300 همانطور که از طریق آیین نامه های ساختمانها برای عضو- های فشاری مطرح شده بود محدود می شود. بنابراین نبشی های دوپل برای اعضای بادبند انتخاب می شوند.

Ductile Design of steel structures

در نمونه (II) هم عضوهای در فشار و هم در کشش جهت مقاومت در روش ظرفیت ، انتخاب می‌شوند. طراحی از طریق عضوهای کششی کنترل می‌شود. در نتیجه بادبند با نبشی های دوبل جهت آماده سازی طرح مناسب و ضروری به نظر می‌رسند. در حالت II طرح نیازمند مقاومت در برابر زمین لرزه حداکثر میباشد و ضریب لاغری را به مقداری که کمتر از کاربرد لرزه ایست محدود می‌کند.

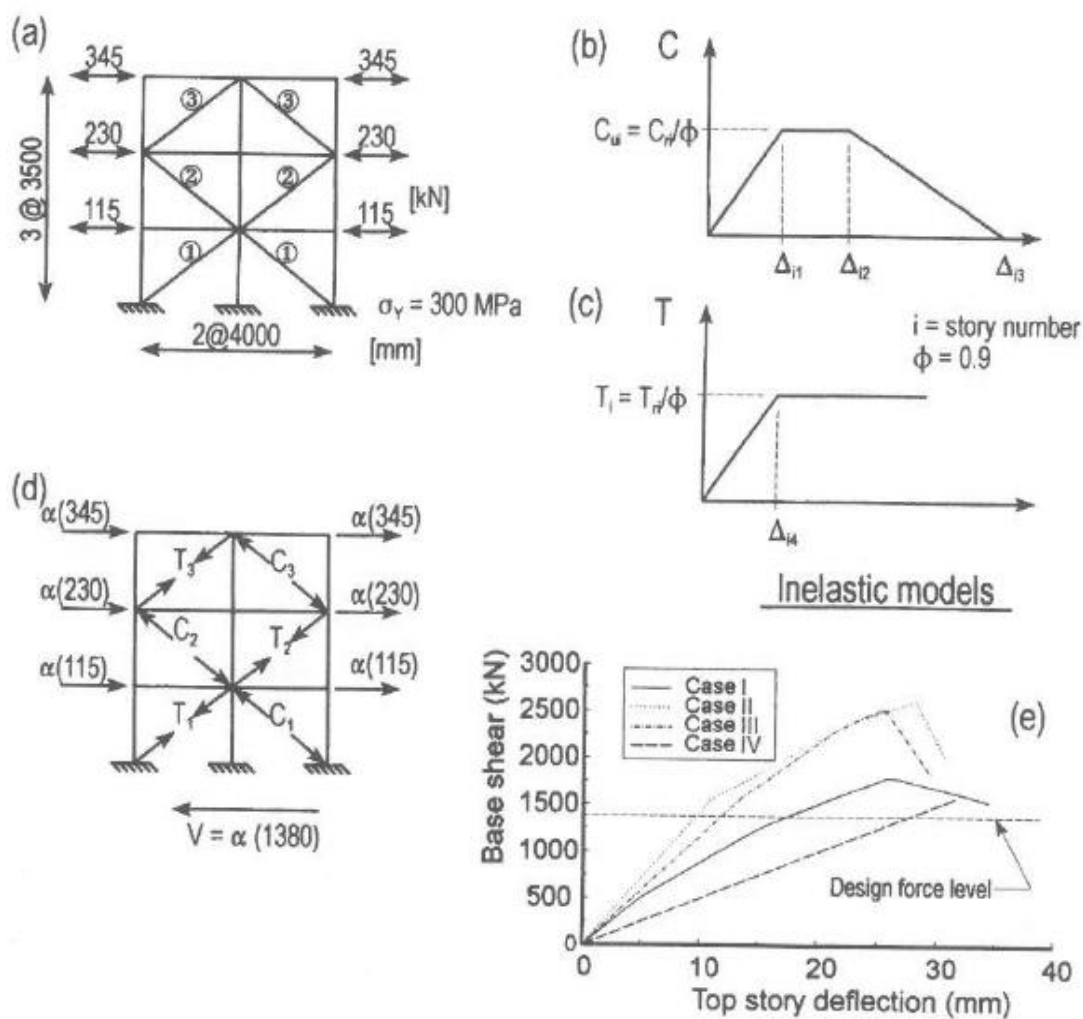


Figure 6.11 Monotonic push-over analysis examples on three-story braced frames with braces having various slenderness ratios.

Ductile Design of steel structures

بنابراین قاب طراحی می‌شود همانطوریکه برای حالت II انجام شده است و با توجه به حداکثر ضریب ناچیز لاغری 110 که برای طرح زلزله‌ای از طریق آیین نامه فولاد می‌باشد که شامل مقاومت مشخصه تسلیم 300 MPa (43.5ksi) می‌شود. در نتیجه بادبندها انتخاب می‌شوند. سرانجام در نمونه "IV" یک طرح کشیدگی بدون محدودیت لاغری بکار برده می‌شود تا به سمت بادبندی کشیده شود که از فولاد ساخته می‌شود. اطلاعات مربوط به 4 طرح در نمودار طراحی شده ارائه میشود. در همه حالات تیرهای کف به ستونهایی وصل می‌شوند (تیرهای تکیه گاهی) زیرا هیچ چیز باعث جلوگیری این شیوه کار در برخی مناطق شمال آمریکا نمی‌شود. برای سهولت در محاسبات نمونه های انعطاف پذیری که در 6-11b و 6-11c نشان داده شده برای بادبند فشاری (C) و کششی (T) مطابقت داده شده‌اند. مقادیر پارامترهای این مدلها در جدول 1-6 در نظر گرفته شده‌اند. مدل بادبند کششی حالات رفتاری زیر را ارائه می‌دهد.

- کمانش در Cui صورت می‌گیرد که با حداکثر بار فشاری محوری الاستیک که باعث کوتاه شدن $\Delta i1$ می‌شود مطابقت می‌کند.
- هنگامی که کوتاه شدن محوری به مقدار $\Delta i2$ می‌رسد یک خمش پلاستیک در وسط محل بادبند در نتیجه بارگذاری فشاری تشکیل می‌شود در اعضای کمانشی رخ می‌دهد.
- مقاومت محوری در نتیجه شکل‌گیری تغییر شکل پلاستیک بزرگ که در وسط طول بادبند گسترش می‌یابد به صفر تقلیل می‌یابد و این در صورتی است که کوتاه شدن محور به مقدار $\Delta i3$ باشد.
- مقدار $\Delta i2$ از طریق مدل بادبند ساده‌ای محاسبه می‌شود و مقدار $\Delta i3$ برابر با 2 برابر $\Delta i2$ می‌شود. علاوه بر این فقط نقش امتداد بادبند به سمت جابجائی طبقه در نظر گرفته می‌شود. تحلیل پوش آور جهت تعیین مقاومت برش پایه ، V ، و کسب هر گونه اطلاعاتی از رفتار انعطاف پذیری، صورت می‌گیرد. از طریق این مثالها، فاکتور

Ductile Design of steel structures

α برای محاسبه ضریب ظرفیت مشخصه طراحی برای بارگذاری ها مطرح می شود. همانطوری که در 6-11d نشان داده شده همه بارگذاری هایی از طریق این مقدار α درجه بندی می شود. توجه داشته باشید که اگرچه عواملی مقاومت عضو ($\phi=0.9$) برای اهداف طراحی بکار برده می شود اما مقاومت نهایی ($\phi=1.9$) برای همه محاسبات در این بخش بکار برده می شود. بنابراین ($\alpha=1.11$ (i.e. $1/0.9$) برای حداکثر نیروی برشی پایه در نظر گرفته می شود. نتایج عددی برای تحلیل پوش آور در جدول 6-2 نشان داده می شود.

Table 6.1 Characteristics of Braced Frames Design for Push-Over Analysis Example

Story	Analysis Results (Factored Loads) (kN)		Designed Members		Factored Resistance (kN)		Ultimate Capacities (kN)		KL/r	Inelastic Model Additional Parameters (mm)			
	C _f	T _f	Cr	Tr	C _u	T _u	Δ _{i1}	Δ _{i2}		Δ _{i3}	Δ _{i4}		
Case I: Tension-only design with (KL/r) limits of 200 and 300 for compression and tension members respectively													
3	0	917	2L90x90x10	150	918	167	1020	193	1.3	8.6	17.2	8	
2	0	1528	2L150x150x10	607	1566	674	1740	112	3.1	6.4	12.8	8	
1	0	1833	2L150x150x13	774	2014	860	2238	114	3.1	6.4	12.8	8	
Case II: Elastic design considering tension and compression member capacities													
3	458	458	2L125x125x13	485	1663	539	1848	138	2.3	6.4	12.8	8	
2	764	764	2L150x150x13	774	2014	860	2238	114	3	6.4	12.8	8	
1	916	916	2L150x150x16	932	2454	1036	2727	115	3	6.4	12.8	8	
Case III: Elastic design considering tension and compression member capacities and (KL/r) limit of 110													
3	458	458	W200x46	693	1583	770	1759	104	3.5	7.2	14.4	8	
2	764	764	W200x52	800	1798	889	1998	102	3.5	7.2	14.4	8	
1	916	916	W310x67	958	2298	1064	2553	107	3.5	7.2	14.4	8	
Case IV: Tension-only design without (KL/r) limits													
3	0	917	PL 175x20	0	945	0	1050	921	-	-	-	8	
2	0	1528	PL 300x20	0	1620	0	1800	921	-	-	-	8	
1	0	1833	PL 350x20	0	1890	0	2100	921	-	-	-	8	

Note: 1 kN = 0.2248 kips and 1 mm = 0.0394 inch

Ductile Design of steel structures

Table 6.2 Push-Over Analysis Results for the Four Frames Considered (* = critical event at that step)

Ratio of Applied load over design load	Member Forces (kN)										Member Deformation (mm)			Top Story Lateral Deformation (mm)	Description of Event
	C3	C2	C1	T3	T2	T1	Δ3	Δ2	Δ1	ΔTOT					
α	Case I: Tension-only design with (KL/r) limits of 200 and 300 for compression and tension members respectively														
0.364	167*	278	333	167	278	333	1.3	1.3	1.2	5.0	Buckling at C3				
0.883	167	674*	809	642	674	809	5.0	3.1	2.9	14.6	Buckling at C2				
0.939	167	674	860*	693	739	860	5.4	3.5	3.1	15.9	Buckling at C1				
1.294	167	674	860	1020*	1302	1512	8.0	6.0	5.4	25.8 to 26.6	Yield at T3 Onset of C3's loss of compression strength Top story mechanism				
1.11	0*	674	860	1020	1022	1177	17.2	4.7	4.2	34.5	Top story mechanism				
Case II: Elastic design considering tension and compression member capacities															
1.124	516	860*	1036*	515	859	1036	2.3	3.0	3.0	10.98	Buckling at C2 and C1				
1.176	539*	860	1036	539	938	1120	2.3	3.3	3.4	11.9	Buckling at C3				
1.733	539	860	1036	1051	1790	2144	4.6	6.4*	6.4*	23.1	Onset of C1 and C2's loss of compression strength Yield at T2				
1.89	539	646	777	1190	2238*	2683	5.2	8.0	8.0	28.2	Mid-story mechanism				
1.47	539	0*	429	814	2238	2289	3.5	12.8	6.7	30.6	Mid-story mechanism				
Case III: Elastic design considering tension and compression member capacities and (KL/r) limit of 110															
1.16	532	89*	1064*	532	887	1064	4.2	3.1	3.1	13.8	Buckling at C2 and C1				
1.68	770*	889	1064	770	1676	2013	3.5	6.7	6.3	21.9	Buckling at C3				
1.76	770	889	1064	843	1798	2162	3.8	7.2*	6.8	23.6	Onset of C2 loss of compression strength				
1.83	770	790	1064	902	1998*	2281	4.1	8.0	7.1	25.6	Yielding at T2				
1.31	770	0*	1064	809	1998	1338	3.7	14.4	4.2	29.6	Mid-story mechanism				
Case IV: Tension-only design without (KL/r) limits															
1.14	0	0	0	1050*	1800	2100*	8.0	7.8	8.0	31.6	Top and bottom story mechanisms (simultaneous)				

Ductile Design of steel structures

برای نمونه (I)، کاربرد یکنواخت بارگذاری جانبی را آشکار می‌کند که کمانش بادبندها در طبقات اول، دوم، سوم اتفاق می‌افتد و همچنین در بارگذاری این مقدار (در مقدار α برابر با 0.883 و 0.364 و 0.939 به ترتیب و همه کمتر از (1.11)). این مورد قابل انتظار است زیرا رفتار عضوهای فشاری در طی طراحی کششی در نظر گرفته می‌شود. مشخصه کششی بادبند در ابتدا در طبقه سوم وقتی که α به میزان 1.294 می‌رسد اتفاق می‌افتد. در این حالت جابجایی محوری در بادبندهای کششی و فشاری به میزان Δi_4 خواهد بود و نیروی محوری در کمانش عضو فشاری برای C_{ui} می‌باشد در شکل 6.11b نشان داده شده زیرا Δi_2 بزرگتر از Δi_4 می‌باشد. به هر حال به محض اینکه Δi_2 بیشتر می‌شود هر دو نیرو در عضو فشار و مقاومت برشی طبقه سوم افزایش پیدا می‌کند. مکانیزم طبقه ثابت وقتی که $\alpha=1/11$ باشد توسعه می‌یابد که این دقیقاً همان سطح تر از طراحی می‌باشد.

برای نمونه II، کمانش بادبندها در طبقات اول و دوم شرح می‌شود ($\alpha=1.24$) و سرعت به طبقه سوم ($\alpha=1.76$) پخش می‌شود. این حالات بارگذاری در ظرفیت بالای سطح طراحی اتفاق می‌افتد. به هر حال ظرفیت مشخصه مقاومتی در نتیجه فلسفی طراحی قابل دسترسی که مقاومت هم عضوهای کششی و هم فشاری را در نظر می‌گیرد. فقدان بادبند فشاری برای گسترش ($\alpha=1.733$) در طبقات اول و دوم جهت جابجایی محوری این بادبند فشاری به Δi_2 آغاز می‌شود. بکارگیری بادبند کششی در هر طبقه در جابجایی تغییر پذیر می‌باشد. سختی محور بزرگتر از سختی منفی بادبند فشاری $(\Delta i_3 - \Delta i_2) = C_{ui}$ خواهد بود که می‌تواند کمبود مقاومت فشاری را برای جابجایی جانبی افزایشی را جبران نماید. در نتیجه بارگذاری جانبی تا تسلیم بادبندهای کششی ($\alpha=1.89$) قابل افزایش می‌باشد. برای جابجایی این حالت مقاومت در برابر بار جانبی افت پیدا می‌کند و یک مکانیزم شکست پلاستیک به طبقه دوم گسترش می‌یابد.

Ductile Design of steel structures

رفتار ساختاری در نمونه (III) با نمونه II برابری می‌کند با یک تفاوت قابل توجه که در نوع کمناش طبقه سوم که سطوح دیگری خم می‌شوند. در نمونه (IV) در نتیجه ضرایب لاغری بادبند، کمناش آنی است و نقطه تسلیم و مکانیزم شکست پلاستیک در طبقات اول و سوم اتفاق می‌افتد. ($\alpha = 1.14$)

برش پایه در دیاگرام های جابجایی برای هر یک از قابها در شکل 6.11e نمایش داده می‌شود. تحلیل پوش آور به تربیت نمونه های II و III را نشان می‌دهد که نیروهای جانبی 70% و 65% که بالاتر از آنهاست است که در طی طراحی برای مکانیزم های شکست ضرورتی هستند. در حالی که نمونه های I و IV دارای مقاومت کم (5%) می‌باشد. شکل 6.11e همچنین بعضی حالتی را نشان می‌دهد که نمونه II و III دارای حالت های انعطاف پذیری بیشتری هستند و انرژی پلاستیکی بیشتری برای جابجایی قاب داده شده به هدر می‌رود. همچنین تحلیل پوش آور نیاز توزیع مجدد بار بر روی قاب ها را نشان می‌دهد. مکانیزم های شکست پلاستیک طبقه همیشه گسترش می‌یابد مطابق تسلیم کششی بادبند در طبقه داده شده را نشان می‌دهد که در حالت IV می‌باشد.

تلاش برای تخمین این نتایج و بی‌توجهی به بارگذاری ممکن است منجر به نتیجه غلطی شود که محدودهای عضو لاغر لازم الاجرا برای حالت های زمین لرزه ای تحمیل می‌کند که ممکن است فایده ای هم نداشته باشد.

زیرا نمونه III نشان دهنده رفتار شکل پذیر کمتر از نمونه II می‌باشد. یکی اینکه می‌توانست بحث کند که نمونه IV اثر آن می‌باشد و مکانیزم شکست پلاستیکی در 2 طبقه گسترش می‌یابد با انرژی که در طول ارتفاع توزیع می‌گردد. چنین نتایجی نادرست هستند زیرا آنها بیانگر حالت های رفتاری انرژی «هیستریکی» طرح های مختلفی هستند که فقط از طریق تجزیه و تحلیل چرخه انعطاف پذیری حمایت می‌شوند. نه از طریق تحلیل پوش آور یکنواخت. تحلیل پوش آور چرخه‌ی بعنوان حداقل برای بررسی تاثیر لاغری بادبند روی انرژی هیستریکی نیاز می‌شود همانطوری که در فصل بعدی نشان داده شده است.

6-3-2- تحلیل پوش آور چرخه‌ای

این تجزیه و تحلیل برای بررسی رفتار انعطاف پذیری سازه‌ها مفید می‌باشد بخصوص وقتی که قصد داشته باشیم تاثیر مکانیزم افت را بر روی واکنش سازه‌ای بررسی کنیم. برای محاسبات مدل‌های ساده و دستورات عمل‌های کوچک قابل ترجیح می‌باشند.

اینجا، برخی چرخه‌ها برای تحلیل پوش آور جهت تشریح تأثیر ضربه در بادبند لاغر بر روی واکنش زلزله‌ای بکار برده می‌شود. در این مثال، یک دهانه از قاب که دارای بادبندهای X با ضریب بالا KL/r می‌باشد در شکل (6-12a) تجزیه و تحلیل می‌شود. چنین قاب‌هایی نمونه‌ای از طرح‌های فقط کششی هستند همانطوری که در مثال قبلی توضیح داده شده بود. یک طرح درست از بادبند‌های لاغر می‌تواند از طریق فرضیات زیر ساختار بندی شود:

- کمانش پلاستیکی بادبند به محض اینکه نیروی فشاری در بادبند بوجود آید اتفاق می‌افتد.
- همه تغییر شکل‌های کمانشی در قسمت‌های بارگذاری نشده بازبافت می‌شوند.
- هر بادبند مانند یک ماده پلاستیکی کاملاً انعطاف پذیر رفتار می‌کند.

این مثال برای کاربرد عضوهای عادی می‌باشد که تحت نیرو تسلیم می‌شوند و تغییر شکل محوری 100 و 10 بترتیب آشکار می‌شوند (واحدها نیاز نیستند). تاریخ جابجایی چرخه‌ای در بالای قاب بادبندی در شکل 6.12b نشان داده می‌شود که در نتیجه نیروها و تغییر شکل‌ها در بادبندهای A و B به ترتیب می‌باشد. نتایج دیگر جابجایی نیروی قاب بادبندی با ترکیب توزیع کشیدگی از هر بادبند در نمودار 6.12e نشان داده می‌-

Ductile Design of steel structures

شود. بخاطر توضیح در بخش های e و c و d شکل 6.12 بسیاری از خطوطی که باید واقعاً بالا ننگه داشته شوند پراکنده شده‌اند.

طی کردن مرحله به مرحله هر چند تاریخ جابجایی چرخه‌ای بکار برده می‌شود اما مشاهده می‌کنیم که بعد از اولین تسلیم و اولین تخلیه، بادبند در شرایط تنش آزاد درازتر است و باید کمانش یابد آن هم هنگامی که قاب به موقعیت صفر اولیه می‌رسد. دومین بادبند به سمت مرحله مشابهی در اولین تسلیم و تخلیه می‌رود. در نتیجه، هر دو بادبند کمانش می‌یابد آن هم هنگامی که قاب به سمت موقعیت اولیه خود بر می‌گردد. بخاطر اینکه بادبندهای فشاری لاغر مقاومت جانبی و کمی ایجاد می‌کنند قاب باید کشیده شود تا یک عضو همه تغییر شکلهای کمانشی ارتجاعی را تحت پوشش قرار دهد البته قبل از اینکه سازه بتواند باعث مقاومت ظرفیت شود و این میزان باید به ماکزیمم قبلی، قبل از هر انرژی پلاستیکی جدیدی برسد که می‌خواهد جایگزین شود. بنابراین بارگذاری چرخه‌ای یا تحریک پذیری فعال بکار برده می‌شود مانند آنچه که از طریق زمین لرزه‌های بزرگ معرفی شد، این قاب به سمت تغییر مکان‌های بزرگی سوق داده می‌شود که مقدار داده انرژی پلاستیکی باید در طی هر چرخه برطرف شود. این بخش توضیح می‌دهد چرا ضرایب لاغری بادبند به مقدار پایینی در کاربردهای زمین لرزه ای محدود می‌شود.

Ductile Design of steel structures

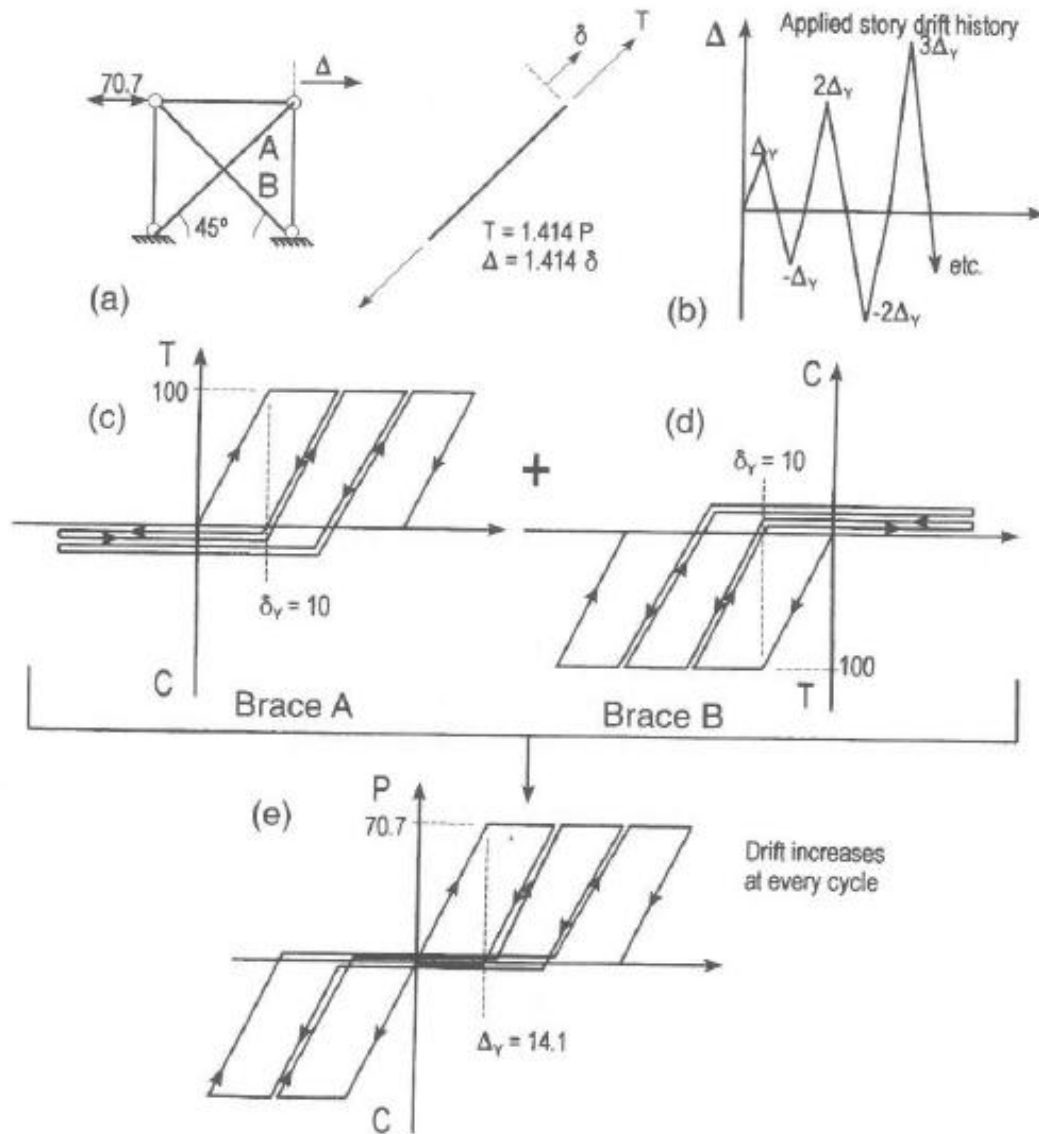


Figure 6.12 Cyclic push-over analyses examples on a single-story braced frame having slender braces.