

فصل ششم
قاب‌های خمشی
خرپایی ویژه
(STMFs)

۶-۱ کلیات

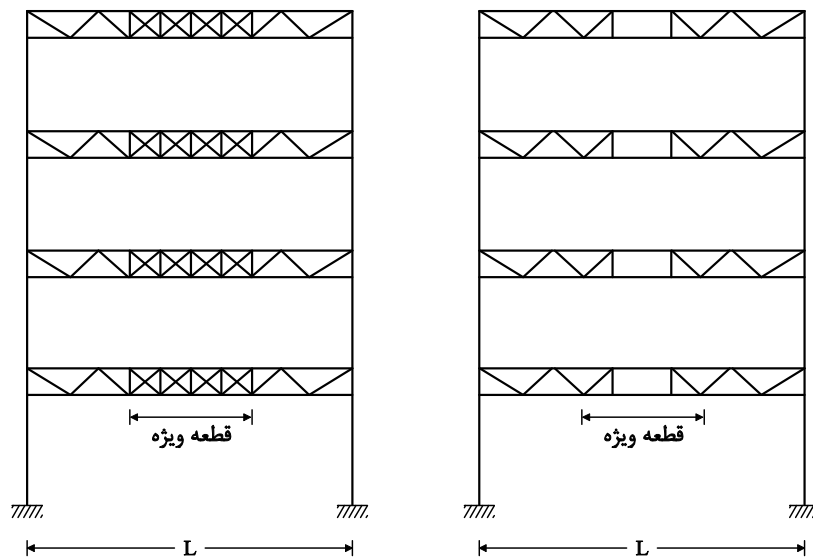
قاب خمشی خربایی ویژه (STMFs) نوع جدیدی از سیستم‌های قابی فولادی برای استفاده در مناطق لرزه خیز می‌باشد. انرژی زلزله در این نوع قاب‌ها از طریق قطعات ویژه شکل‌پذیر که در وسط دهانه تیرهای خربایی قرار دارد، تلف می‌گردد، در حالی که اعضاء دیگر غیر از این قطعات ویژه (شامل اتصالات تیر به ستون) به گونه ای طراحی می‌شوند که الاستیک باقی بمانند. جان قطعات ویژه می‌تواند با یا بدون اعضاء قطری x شکل ساخته شود (شکل ۶-۱). زمانی که یک STMF در معرض نیروهای لرزه ای قرار می‌گیرد، نیروی برشی ایجاد شده در میانه تیر توسط اعضاء جانبی و قطری‌های جان در قطعات ویژه تحمل می‌گردد. پس از تسلیم و کمانش اعضاء قطری، مفاصل پلاستیک در انتهای یال‌های قطعات ویژه تشکیل خواهد شد.

به‌دلیل تشکیل چهار مفصل پلاستیک در یال‌های هر تیر خربا، STMFها عموماً درجه نامعینی بیش‌تری نسبت به سایر سیستم‌ها دارند. زمانی که از جان با اعضاء قطری x شکل در قطعات ویژه استفاده شود میزان نامعینی بیش‌تر افزایش می‌یابد. برای اتصالات تیر به ستون جزئیات ساده نیاز است. مزیت دیگر استفاده از سیستم STMF این است که به‌کارگیری تیر خرباها در دهانه‌های بلندتر از نظر اقتصادی مقرون به صرفه بوده و با استفاده از تیرهای عمیق‌تر، سختی سازه‌ای بزرگ‌تری به‌دست می‌آید. علاوه بر این، همان‌طور که در شکل ۶-۲ دیده می‌شود، جان‌های باز می‌توانند به راحتی برای جا دادن تأسیسات الکتریکی و مکانیکی به‌کار روند. در آمریکا این سیستم محبوبیت زیادی، خصوصاً برای ساختمان‌های تجاری و بیمارستان به‌دست آورده است. کارهای تحقیقاتی انجام شده در طول دهه ۹۰ منجر به تشکیل ضوابط آیین نامه طراحی شده است. (Goel و Itani، 1994؛ Basha و Goel، 1995؛ و ANSI 2005). در کار انجام شده توسط Chao و Goel در 2006a روند توسعه این سیستم توضیح داده شده است.

در آیین نامه‌های طراحی سنتی، اعضاء قاب، عموماً با روش الاستیک طراحی می‌شوند. لذا این امکان وجود دارد که تغییر مکان نسبی طبقات و تسلیم در قطعات ویژه به‌طور یکنواخت در سرتاسر ارتفاع سازه توزیع نگردیده و در تعداد کمی از طبقات متمرکز گردد، که سبب تغییر شکل‌های غیرالاستیک بیش از حد در این طبقات خواهد شد. لذا، زمانی که یک STMF در معرض زلزله‌های شدید قرار می‌گیرد، ممکن است به محدودیت‌های تغییر شکلی و مکانیزم تسلیم مورد نظر دست یافته نشود.

۶-۲- ضوابط طرح لرزه ای AISC برای STMF

بر اساس تحقیقات گذشته و ضوابط لرزه‌ای AISC، نکات کلیدی مربوط به طراحی یک STMF در این بخش به‌طور خلاصه آورده شده است. (Rai، 1995؛ Basha and Geel، 1994؛ Geel and Itani، 1994؛ Basha، and Geel، 1998)



شکل ۶-۱ - STMF با دو وضعیت مختلف برای قطعات ویژه

۶-۲-۱ طراحی قطعات ویژه

ابعاد و اعضاء قطری X شکل و یال‌ها در قطعه ویژه براساس حداکثر نیروی برشی در آن که از ترکیب بار مناسب زلزله طرح نتیجه می‌شود، به دست می‌آید.

سهم قطری‌های X شکل به حداکثر 75% نیروی برشی مورد نیاز، V_{req} ، محدود و یال‌های قطعات ویژه با توجه به تعادل مورد نیاز برای برش، طراحی می‌گردند که از طریق مفاصل پلاستیک انتهایی مقاومت می‌شود.

اعضاء قطری X شکل در محل تقاطع به هم متصل می‌شوند.

اعضاء قطری X شکل، میله‌های با مقطعی مسطح با نسبت $b/t \leq 2.5$ می‌باشند.

$$\text{یال‌ها } b/t \leq 0.30\sqrt{E/F_y} \text{ و } \frac{h}{t_w} \leq 1.12\sqrt{E/F_y} \left(2.33 - \frac{P_u}{\phi_b P_y} \right) \text{ دارند.}$$

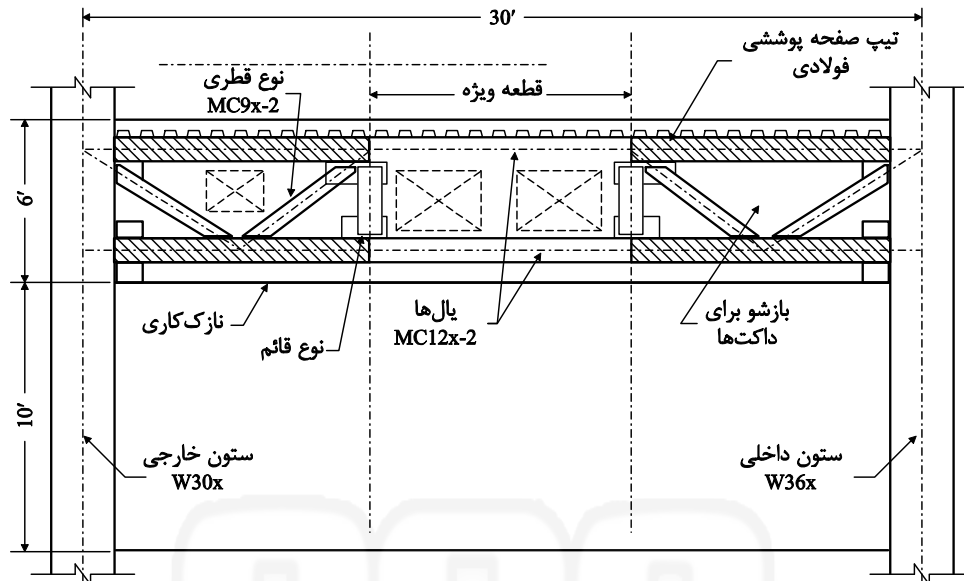
طول قطعه ویژه به 0.1 تا 0.5 برابر طول دهانه محدود می‌شود.

نسبت طول به عمق هر پانل در قطعه ویژه باید بین 0.67 و 1.5 باشد.

نیروی محوری در یال‌ها نمی‌بایستی از $0.45\phi F_y A_g$ ($\phi = 0.9$) تجاوز کند.

از آنجایی که می‌بایست مکانیزم تسلیم در کل طول قطعه ویژه تشکیل شود، نباید بارهای ثقلی بزرگ روی این قطعات ویژه اعمال گردد.

طراحی پلاستیک سازه‌های فولادی مقاوم در برابر زلزله ...



For SI: 1 foot = 304.8 mm.

(a)



(b)



(c)



(d)

شکل ۶-۲-۶ (a) نمای تیر خرپا، (b) STMF با ۲ پانل دارای قطعات ویژه ویراندیل
 (c) عبور تأسیسات از بازشدگی قطعه ویژه ویراندیل، (d) STMF با چند پانل دارای
 قطعات ویژه ویراندیل در فرودگاه سان خوزه

طراحی پلاستیک سازه‌های فولادی مقاوم در برابر زلزله ...

طراحی یک STMF به مقاومت بیش از مقدار مورد نیاز المان‌ها حساس بوده و به سنگین‌تر شدن اعضاء غیر از قطعه ویژه منجر می‌گردد. لذا بهتر است مقاومت نزدیک به مقدار مورد نیاز فراهم گردد، مثلاً با استفاده از مقاطع نوردشده برای یال‌ها.

۶-۲-۲ طراحی اعضاء غیر از قطعات ویژه (اعضاء غیر تسلیم شونده)

• تعیین حداکثر مقاومت برشی مورد انتظار قطعه ویژه V_{req} ، مطابق معادله (۱۲-۱) ضوابط لرزه ای AISC برای طراحی اعضاء غیر از قطعه ویژه:

$$V_{ne} = \frac{3.75R_y M_{nc}}{L_s} + 0.075E_s I \frac{(L - L_s)}{L_s^3} + R_y (P_{nt} + 0.3P_{nc}) \sin \alpha \quad (1-6)$$

R_y : ضریب اصلاح تنش تسلیم

M_{nc} : مقاومت خمشی اسمی یال‌های قطعه ویژه

$E_s I$: سختی خمشی الاستیک یال‌های قطعه ویژه

L : طول دهانه خرپا

L_s : طول قطعه ویژه

P_{nt} : مقاومت کششی محوری اسمی اعضاء قطری قطعه ویژه

P_{nc} : مقاومت فشاری محوری اسمی اعضاء قطری قطعه ویژه

α : زاویه اعضاء قطری با افق.

دو جمله اول معادله (۱-۶) براساس قطعه ویژه ویران‌دیل بدون قطری‌های جان به‌دست می‌آیند (Goel و Basha، 1994). جمله سوم تنها زمانی نیاز می‌شود که عضو قطری X شکل وجود داشته باشد.

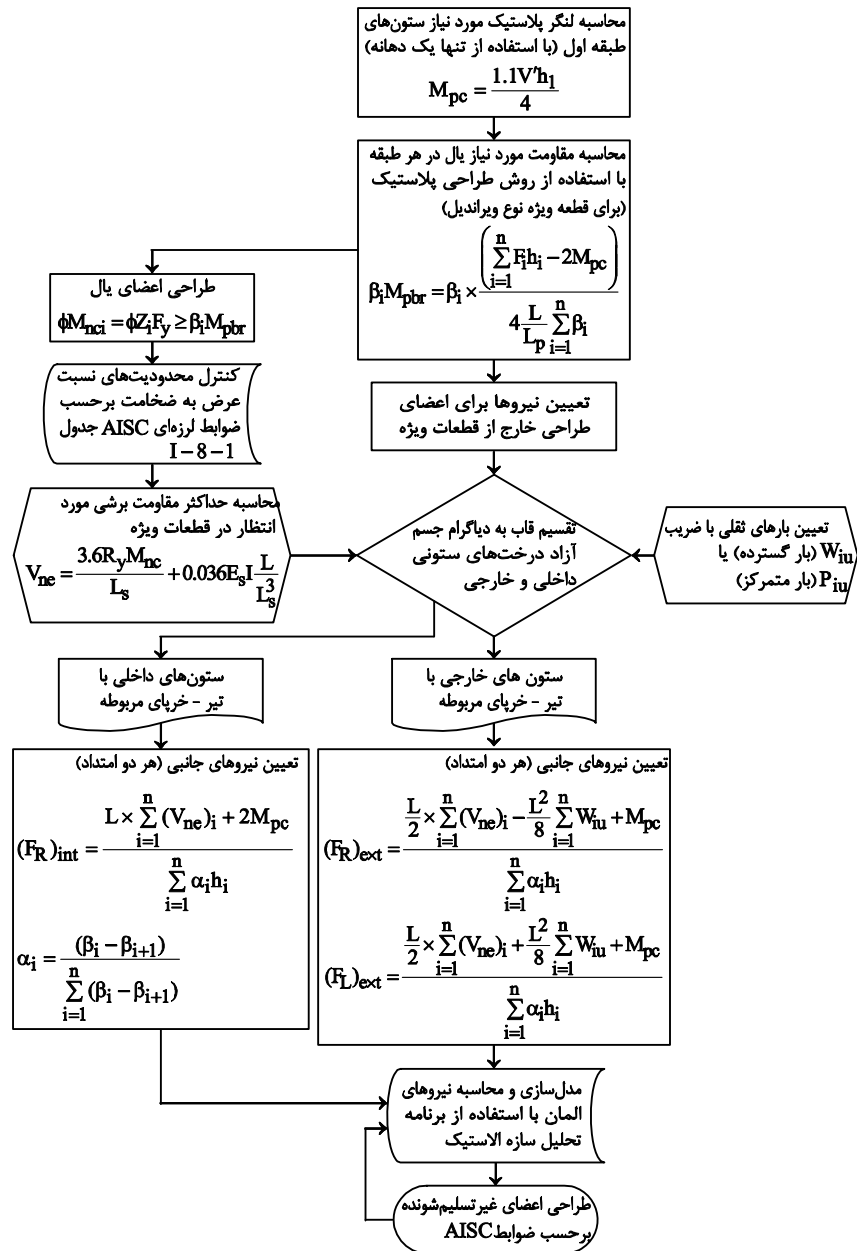
• طراحی اعضاء غیر از قطعات ویژه با استفاده از بارهای ثقلی مناسب؛ مقاومت برشی عمودی مورد انتظار در قطعات ویژه، V_{ne} و نیروهای جانبی مورد نیاز برای برقراری تعادل.

۶-۳-۳ روش طراحی کلی

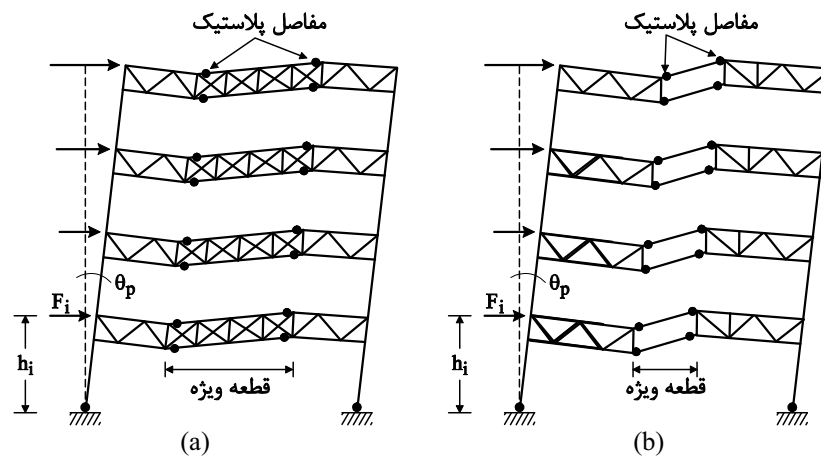
برش پایه طراحی و توزیع نیروی جانبی متناظر مطابق فلوجارت نشان داده شده در شکل ۳-۹ تعیین و سپس طراحی یک قاب خمشی خرپایی ویژه با توجه به فلوجارت شکل ۳-۶ انجام می‌شود.

۶-۳-۱ مکانیزم تسلیم هدف

شکل ۴-۶ دو نوع STMF را در معرض نیروهای جانبی طراحی که تا نسبت تغییرمکان نسبی پلاستیک طرح، θ_p ، پوش داده شده نشان می‌دهد. هدف این است که همه تغییرشکل‌های



شکل ۶-۳- فلوجارت طراحی پلاستیک براساس عملکرد برای STMF: طراحی المان



شکل ۶-۴ - مکانیزم تسلیم هدف STMF با هندسه‌های مختلف (a) با جان دارای اعضاء قطری x شکل و قطعه ویژه (b) بدون اعضاء جان در قطعه ویژه (نوع ویراندیل)

غیرالاستیک به شکل مفصل پلاستیک (و تسلیم و کمانش اعضاء قطری جان، اگر استفاده گردند) در قطعات ویژه محدود شود. از آنجایی که عموماً در طول زلزله‌های شدید، در پای ستون‌ها مفاصل پلاستیک تشکیل می‌شود، مکانیزم تسلیم کلی مطلوب یک STMF از طریق تسلیم (به علت نیروی برشی) قطعات ویژه به علاوه تشکیل مفاصل پلاستیک در پای ستون‌ها به دست می‌آید.

۶-۳-۲ طراحی اعضاء قطعه ویژه

۶-۳-۱-۲ قطعه ویژه با جان دارای اعضاء قطری x شکل

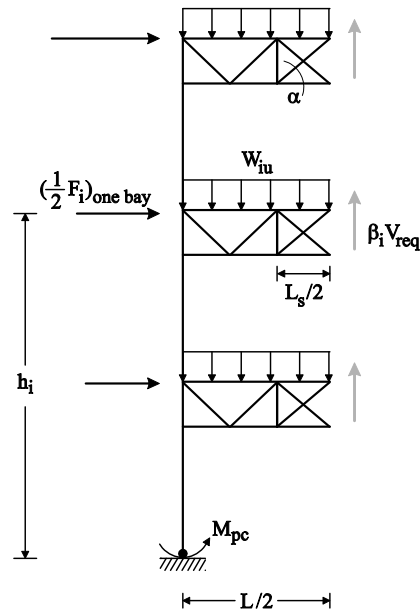
بسیار مطلوب است که یک توزیع مقاومت برای قطعه ویژه در ارتفاع ساختمان مشابه با توزیع برش طبقه یعنی ضریب توزیع برش β_i (معادله ۳-۳) که از طریق نتایج تحلیل تاریخچه زمانی دینامیکی غیرخطی کالیبره و تعیین می‌شود داشته باشیم. این مورد به توزیع یکنواخت‌تر تسلیم در سراسر ارتفاع کمک نموده که به موجب آن از تمرکز تسلیم در تعداد کمی از طبقات جلوگیری می‌گردد. در شکل ۶-۵، مدل یک دهانه یک STMF با جان دارای اعضاء قطری X شکل برای ارائه روش طراحی نشان داده شده است.

با استفاده از تعادل لنگر خواهیم داشت:

$$\sum_{i=1}^n \frac{1}{2} F_i h_i = M_{pc} + \sum_{i=1}^n \beta_i V_{req} \frac{L}{2} \quad (2-6)$$

L = طول دهانه تیر خرپا، L_s = طول قطعه ویژه، V_{req} = مقاومت برشی مورد نیاز قطعه ویژه در طبقه بام که تنها مجهول رابطه (۶-۲) است. مقاومت برشی مورد نیاز قطعه ویژه در طبقه i با $\beta_i V_{req}$ داده

می‌شود. M_{pc} برابر است با لنگر پلاستیک فرضی ستون در طبقه همکف. F_i نیروی جانبی طراحی در تراز i برای یک دهانه می‌باشد. برای سادگی، در معادله (۶-۲) بارهای ثقیلی غیر متقارن در نظر گرفته نمی‌شوند.



شکل ۶-۵ - دیاگرام جسم آزاد نیمی از STMF یک دهانه برای طراحی اعضاء در قطعه ویژه

مطابق ضوابط لرزه‌ای AISC، اعضاء قطری X شکل، حداکثر 75% مقاومت برشی مورد نیاز را فراهم می‌کنند. لذا برای مثال در طبقه بام داریم:

$$0.75V_{req} = (\phi_t P_y + \phi_c 0.3P_{cr}) \sin \alpha \quad (3-6)$$

P_y : مقاومت کششی محوری اسمی اعضاء قطری (میله‌های مسطح)، P_{cr} : مقاومت فشاری محوری اسمی اعضاء قطری (میله‌های مسطح)، $\phi_t = \phi_c = 0.9$ و α زاویه اعضاء قطری با افق (شکل ۶-۵) یال‌های قطعه ویژه برای 25% مقاومت برشی مورد نیاز باقی‌مانده طراحی می‌شود که از طریق مفاصل پلاستیک انتهایی تحمل خواهد شد.

$$0.25V_{req} = 2 \left(M_{pbr} \times \frac{2}{L_s} \right) \quad (4-6)$$

طراحی پلاستیک سازه‌های فولادی مقاوم در برابر زلزله ...

$L_s =$ طول قطعه ویژه (شکل ۶-۵) و M_{pbr} برابر لنگر پلاستیک مورد نیاز یال‌ها در طبقه بام می‌باشد. طراحی یال‌ها با معیار مقاومت خمشی (۶-۵) انجام می‌شود.

$$\phi M_{nci} = \phi Z_i F_y \geq \beta_i M_{pbr} \quad (5-6)$$

ϕ : ضریب مقاومت برابر 0.9، Z_i مدول مقطع پلاستیک و F_y مقاومت تسلیم می‌باشد. همچنین باید یال‌ها و اعضاء قطری، محدودیت‌های نسبت عرض به ضخامت مشخص شده را برآورده نمایند.

۶-۳-۲- قطعه ویژه نوع ویراندیل (جان بدون اعضای X قطری شکل)

برای قطعه ویژه نوع ویراندیل (شکل ۶-۴) نیروی برشی کل توسط یال‌ها تحمل می‌شود. مقاومت خمشی مورد نیاز یال‌ها با استفاده از معادلات (۶-۲) و (۶-۴) تعیین می‌گردد:

$$\sum_{i=1}^n \frac{1}{2} F_i h_i = M_{pc} + \sum_{i=1}^n \beta_i \times 2 \left(M_{pbr} \times \frac{2}{L_s} \right) \frac{L}{2} \quad (6-6)$$

$$\sum_{i=1}^n F_i h_i = 2M_{pc} + 4 \sum_{i=1}^n \beta_i M_{pbr} \frac{L}{L_s} \quad (7-6)$$

مقاومت مورد نیاز یال در طبقه i به صورت زیر محاسبه می‌شود.

$$\beta_i M_{pbr} = \beta_i \cdot \frac{\left(\sum_{i=1}^n F_i h_i - 2M_{pc} \right)}{4 \frac{L}{L_s} \sum_{i=1}^n \beta_i} \quad (8-6)$$

نتایج یکسانی با استفاده از اصول کار مجازی و مساوی قرار دان کار خارجی با کار داخلی که عموماً در تحلیل پلاستیک به روش مکانیزم انجام می‌شود به دست می‌آید. بنابراین مقاومت مورد نیاز یال به صورت زیر تعیین می‌شود. (شکل ۶-۶)

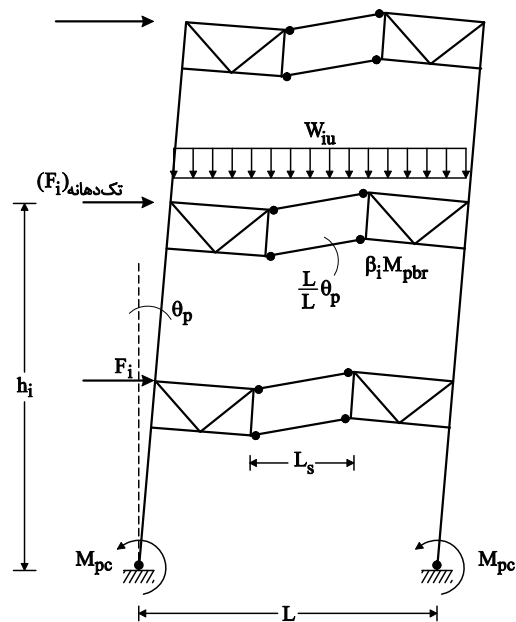
$$\sum_{i=1}^n F_i h_i \theta_p = 2M_{pc} \theta_p + 4 \sum_{i=1}^n \beta_i M_{pbr} \frac{L}{L_s} \theta_p \quad (9-6)$$

که مشابه معادله (۶-۷) می‌باشد. به دلیل مکانیزم تغییرشکل پادمتقارن تیرخرپا (شکل ۶-۶) و فرض بارهای ثقلی گسترده یکنواخت، کار خارجی انجام شده توسط بارهای ثقلی صفر بوده و لذا در معادله (۶-۹) ظاهر نمی‌گردد.

۶-۳-۲- قطعات ویژه ویراندیل با اعضاء قائم میانی

زمانی که اعضاء قائم میانی اضافه می‌شود یک قطعه ویژه شامل چندین پانل ویراندیل نیز خواهد بود که در اشکال ۶-۲ الف و ۶-۷ نشان داده شده است. یک مزیت وجود چندین پانل ویراندیل افزایش

نامعینی و در نتیجه افزایش مکانیزم استهلاک انرژی لرزه‌ای است. همچنین مزایای دیگری مثل انعطاف‌پذیری بیش‌تر در رابطه با مسائل معماری و مکانیکی و نیز کاهش شکل‌پذیری مورد نیاز یال‌های قطعه ویژه دارد (Hooper و Valley، 2002). در زلزله‌های ضعیف تغییرشکل غیرالاستیک احتمالاً تنها در اعضاء قائم میانی رخ خواهد داد که به آسانی قابل جایگزینی است. به علاوه، به‌دلیل اضافه مقاومت ناشی از این یال‌ها، ابعاد یال‌ها کاهش خواهد یافت.



شکل ۶-۶ - STMF یک دهانه با مکانیزم تسلیم هدف برای محاسبه مقاومت مورد نیاز یال (F_i برای یک دهانه است)

مطابق شکل ۶-۷ از آنجا که اعضاء قائم عموماً کوتاه‌تر از یال‌ها هستند، بنابراین به‌هنگام تشکیل مکانیزم تسلیم، دوران پلاستیک یکسانی با یال‌ها تجربه می‌کنند. همان‌طور که Engelhardt و Popov (1989a) بیان نموده‌اند، تسلیم خمشی به ناحیه کوچک‌تری در انتهای طول اعضاء کوتاه‌تر محدود می‌شود که منجر به انحناء و کرنش خمشی مورد نیاز بزرگ‌تری برای رسیدن به همان مقدار دوران پلاستیک خواهد شد. در نتیجه، این کرنش‌های خمشی مورد نیاز بزرگ‌تر، احتمال شکست اتصالات جوشی را در انتهای اعضاء افزایش و به علاوه، طول کاهش یافته ناحیه پلاستیک، سبب بروز مشکلاتی از جمله کماتش بال و کماتش جانبی پیچشی در اعضاء خمشی خواهد شد. در نتیجه، پیشنهاد می‌گردد که اعضاء قائم میانی به عنوان اعضاء ثانویه برای نگهداری یال‌ها به حساب آمده تا از ناپایداری قاب و وقوع شکست ناگهانی در این اعضاء جلوگیری نمایند.

طراحی پلاستیک سازه‌های فولادی مقاوم در برابر زلزله ...

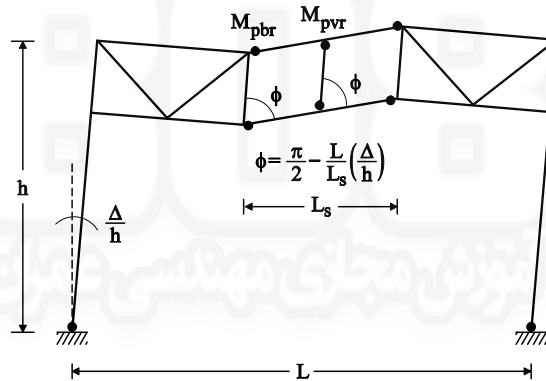
باید از تشکیل مفاصل پلاستیک در یال‌ها (به جز در دو انتها) اجتناب گردد. بنابراین، ظرفیت خمشی اعضاء قائم میانی می‌بایستی محدود شود، به گونه ای که لنگر یال‌ها در مقاطع مجاور این اعضاء قائم کم‌تر از ظرفیت خمشی یال‌ها گردد. با فرض اینکه پانل‌ها طول مساوی دارند، لنگر اعضاء قائم میانی تقریباً نصف ظرفیت خمشی یال‌ها در نظر گرفته می‌شود.

$$M_{pbr} > \frac{1}{2} M_{pvr} \quad (10-6)$$

M_{pvr} ظرفیت خمشی پلاستیک مورد نیاز اعضاء قائم میانی در طبقه بام است. معادله (۹-۶) را می‌توان مجدداً به صورت زیر بازنویسی نمود:

$$\sum_{i=1}^n F_i h_i \theta_p = 2M_{pc} \theta_p + \left(4 \sum_{i=1}^n \beta_i M_{pbr} + 2 \sum_{i=1}^n m_i \beta_i M_{pvr} \right) \frac{L}{L_s} \theta_p \quad (11-6)$$

که m_i تعداد اعضاء قائم میانی در تراز i ام است.



شکل ۶-۷ - مکانیزم تسلیم STMF با چند پانل ویران‌دیل

براساس تحقیقات انجام شده می‌توان اظهار نمود که حداقل 70% انرژی ورودی توسط یال‌ها و باقی‌مانده توسط اعضاء قائم مستهلک می‌گردد. لذا در یک تراز معلوم:

$$\frac{30\%}{70\%} = \frac{(2m_i M_{pvr}) \frac{L}{L_s} \theta_p}{(4M_{pbr}) \frac{L}{L_s} \theta_p} \quad (12-6)$$

$$M_{pvr} \approx \frac{M_{pbr}}{m_i} \quad (13-6)$$

رابطه (۱۳-۶) الزامات رابطه (۱۰-۶) را برآورده می‌کند. براساس روابط (۱۱-۶) و (۱۳-۶) می‌توان نشان داد:

$$4M_{pbr} + 2m_i M_{pvr} = 4M_{pbr} + 2m_i \frac{M_{pbr}}{m_i} = 6M_{pbr} \quad (14-6)$$

بنابراین معادله (۱۱-۶) به صورت زیر بازنویسی می‌شود:

$$\sum_{i=1}^n F_i h_i \theta_p = 2M_{pc} \theta_p + 6 \sum_{i=1}^n \beta_i M_{pbr} \frac{L}{L_s} \theta_p \quad (15-6)$$

در یک تراز معلوم، مقاومت مورد نیاز یال به صورت زیر تعیین می‌گردد:

$$\beta_i M_{pbr} = \beta_i \cdot \frac{\left(\sum_{i=1}^n F_i h_i - 2M_{pc} \right)}{6 \frac{L}{L_s} \sum_{i=1}^n \beta_i} \quad (16-6)$$

مقایسه روابط (۸-۶) و (۱۶-۶) نشان می‌دهد که با اضافه شدن اعضاء قائم میانی، ابعاد یال‌ها تقریباً 30% کاهش می‌یابد. ابتدا یال‌ها مطابق معادلات (۵-۶) و (۱۶-۶) و سپس اعضاء قائم میانی براساس رابطه (۱۳-۶) طراحی می‌شوند.

۳-۳-۶- طراحی المان‌های غیر تسلیم شونده (non-DYMs)

طراحی المان‌های غیر تسلیم‌شونده غیر از قطعات ویژه (non-DYMs) شامل اعضاء خرپایی، ستون‌ها و اتصالات تیر به ستون بر اساس ظرفیت انجام می‌شود. بدان مفهوم که المان‌های غیر از قطعات ویژه باید به گونه ای طراحی گردند که ترکیب بارهای ثقلی ضریب‌خورده و حداکثر مقاومت برشی قائم مورد انتظار (V_{ne}) در وسط طول قطعات ویژه مطابق شکل ۸-۶ را تحمل نمایند.

رابطه ارائه شده برای V_{ne} در ضوابط لرزه ای AISC اساساً بر مبنای فرض تغییرشکل تا حدی محافظه کارانه به دست می‌آید. برای اعضاء با ممان اینرسی بالاتر (مثل مقاطع دویل ناودانی) رابطه AISC برای طراحی اعضاء غیر تسلیم شونده غیر از قطعات ویژه کاملاً محافظه کارانه است. از این منظر، یک رابطه اصلاحی توسط Chao و Goel (2008a) پیشنهاد گردیده که در این جا استفاده می‌شود:

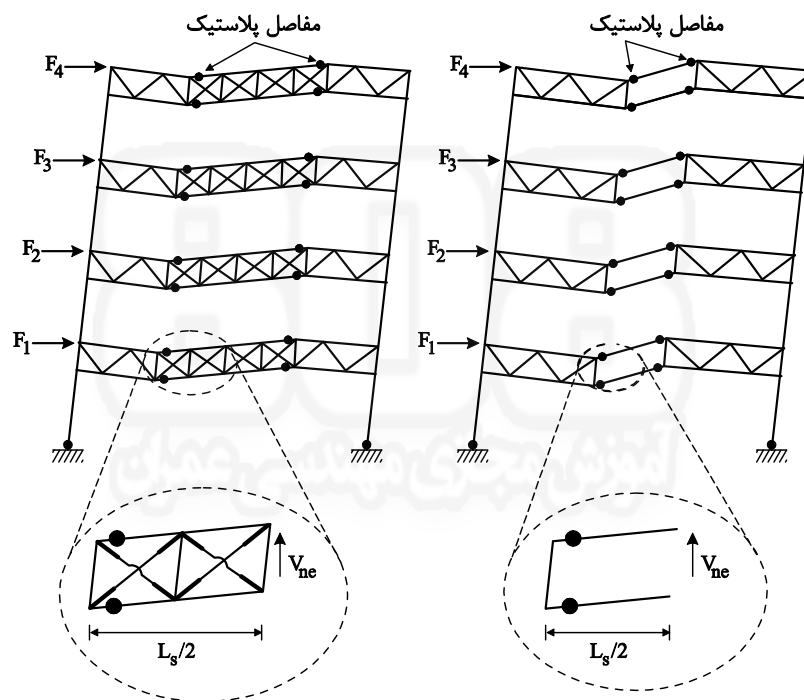
$$V_{ne} = \frac{3.6R_y M_{nc}}{L_s} + 0.036E_s I \frac{L}{L_s^3} + R_y (P_{nt} + 0.3P_{nc}) \sin \alpha \quad (17-6)$$

برای یک قطعه ویژه با چند پانل ویراندیل (Chao و Goel 2007)

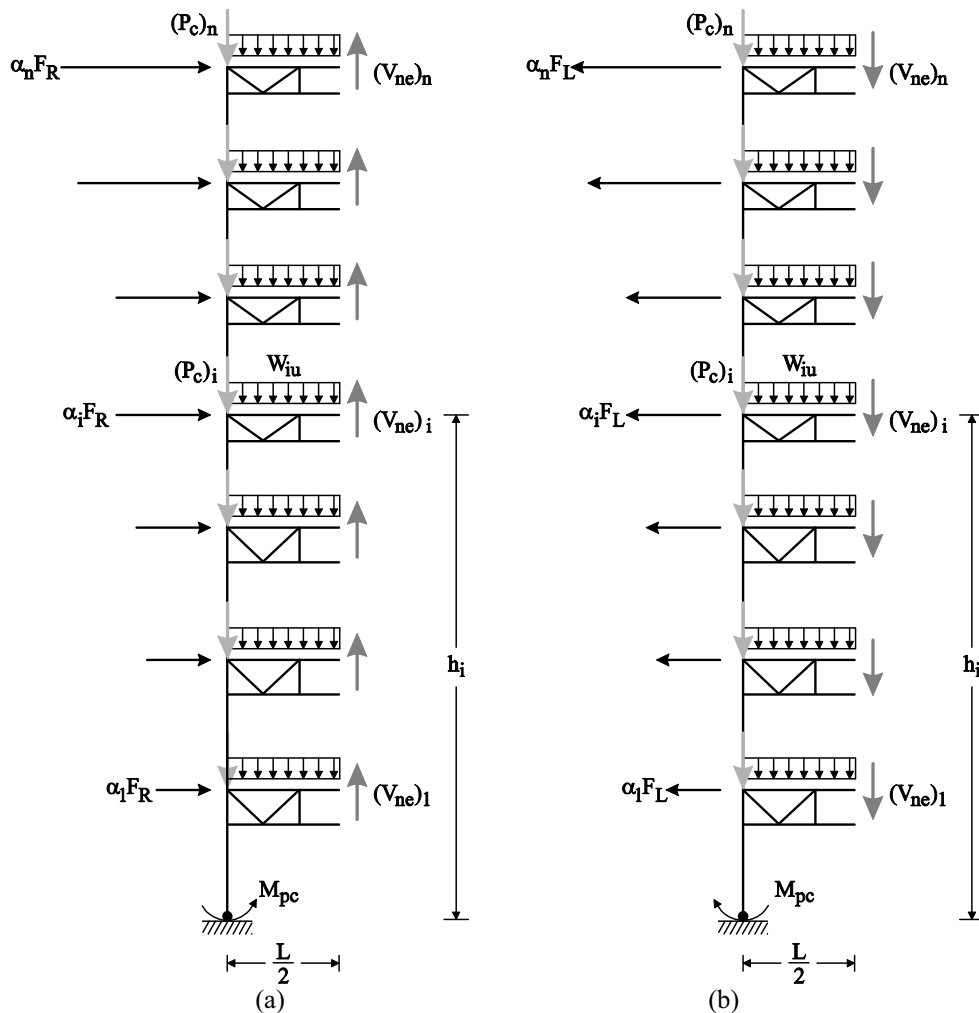
طراحی پلاستیک سازه‌های فولادی مقاوم در برابر زلزله ...

$$V_{ne} = \left(\frac{3.6R_y M_{nc}}{L_s} + 0.036E_s I_c \frac{L}{L_s^3} \right) + \frac{m}{2} \left(\frac{3.6R_y M_{nv}}{L_s} + 0.036E_s I_v \frac{L}{L_s^3} \right) \quad (18-6)$$

m تعداد اعضاء قائم میانی، I_c ممان اینرسی یال‌ها و I_v ممان اینرسی اعضاء قائم می باشد. برای تعیین حداکثر مقاومت برشی مورد انتظار، قاب به دیگرام‌های جسم آزاد درخت ستونی داخلی و خارجی با قسمت‌های تیرخرپایی الاستیک مربوطه تقسیم می‌شود که در شکل‌های ۶-۹ تا ۶-۱۱ نشان داده شده است.

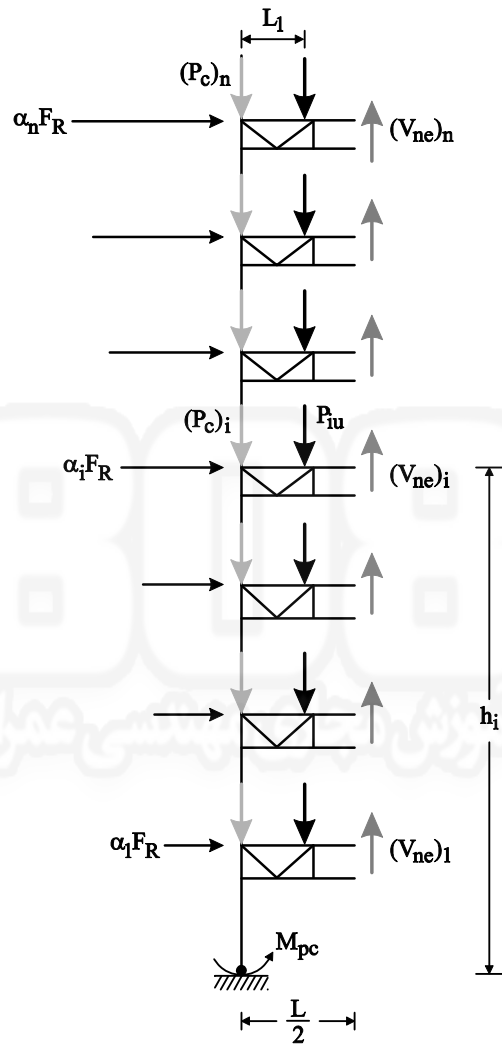


شکل ۶-۸ - حداکثر مقاومت خمشی قائم مورد انتظار توسعه یافته در وسط طول قطعات ویژه

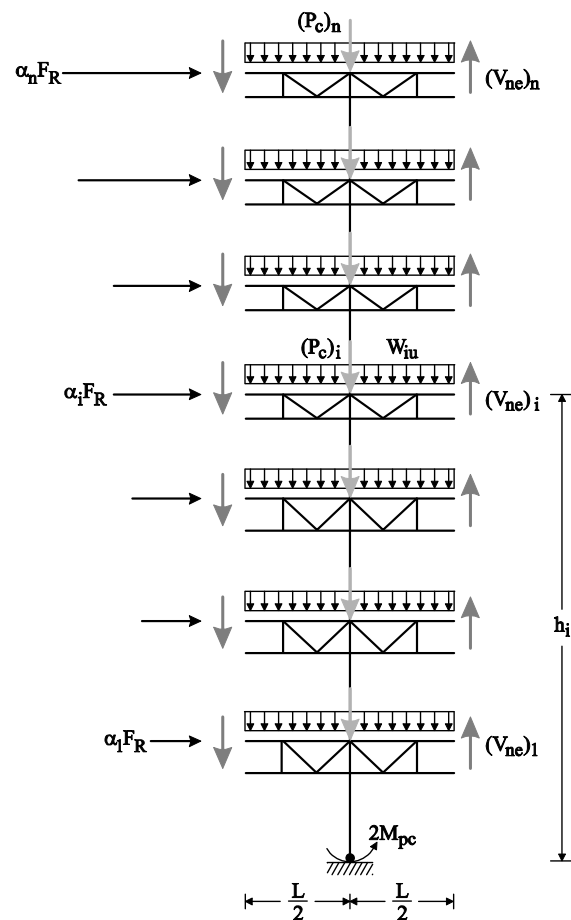


شکل ۹-۶ - دیاگرام جسم آزاد درخت ستونی خارجی و قست تیرخرپایی مربوطه
 (a) در معرض نیروهای جانبی اعمالی به سمت راست (b) در معرض نیروهای جانبی
 اعمالی به سمت راست

طراحی پلاستیک سازه‌های فولادی مقاوم در برابر زلزله ...



شکل ۱۰-۶ - دیاگرام جسم آزاد درخت ستونی خارجی و قست تیرخرپایی مربوطه در معرض نیروهای جانبی اعمالی به سمت راست.



شکل ۶-۱۱ - دیاگرام جسم آزاد درخت ستونی داخلی و قست تیرخرپایی مربوطه در معرض نیروهای جانبی اعمالی به سمت راست.

۶-۳-۳-۱ طراحی ستون‌های بیرونی با تیرخرپاهای مربوطه

زمانی که قاب مطابق شکل ۶-۹ الف به تغییرمکان نسبی هدف می‌رسد، اینطور فرض می‌شود که نیروی برشی قائم در میانه طول قطعه ویژه در همه طبقات به حداکثر مقاومت مورد انتظار (V_{ne}) می‌رسد. همچنین ستون طبقه همکف به ظرفیت خود M_{pc} ، رسیده است و توزیع نیروهای جانبی مورد نیاز برای برقراری تعادل که به دیاگرام جسم آزاد اعمال می‌گردند مانند قبل است و با استفاده از تعادل لنگر دیاگرام جسم آزاد محاسبه می‌شود. برای موردی که نیروهای جانبی به سمت راست اعمال

طراحی پلاستیک سازه‌های فولادی مقاوم در برابر زلزله ...

می‌شوند، مجموع این نیروها $(F_R)_{ext}$ به صورت زیر به دست می‌آید:

$$(F_R)_{ext} = \frac{\frac{L}{2} \cdot \sum_{i=1}^n (V_{ne})_i - \frac{L^2}{8} \sum_{i=1}^n W_{iu} + M_{pc}}{\sum_{i=1}^n \alpha_i h_i} \quad (19-6)$$

w_{iu} : بار ثقیلی گسترده یکنواخت با ضریب.

$$\alpha_i = \frac{F_i}{\sum_{i=1}^n F_i} = \frac{(\beta_i - \beta_{i+1})}{\sum_{i=1}^n (\beta_i - \beta_{i+1})} \quad \text{وقتی } i = n, \beta_{n+1} = 0 \quad (20-6)$$

برای موردی که نیروهای جانبی به سمت چپ اعمال می‌شوند (شکل ۹-۶ ب) مجموع نیروهای جانبی اعمالی، $(F_L)_{ext}$ به صورت زیر به دست می‌آید:

$$(F_L)_{ext} = \frac{\frac{L}{2} \cdot \sum_{i=1}^n (V_{ne})_i + \frac{L^2}{8} \sum_{i=1}^n W_{iu} + M_{pc}}{\sum_{i=1}^n \alpha_i h_i} \quad (21-6)$$

برای موردی که بارهای ثقیلی روی تیرخریا شامل بارهای متمرکز باشد معادله (۱۹-۶) با معادله (۲۲-۶) جایگزین می‌شود (شکل ۱۰-۶):

$$(F_R)_{ext} = \frac{\frac{L}{2} \cdot \sum_{i=1}^n (V_{ne})_i - L_1 \cdot \sum_{i=1}^n p_{iu} + M_{pc}}{\sum_{i=1}^n \alpha_i h_i} \quad (22-6)$$

معادله (۲۱-۶) به راحتی می‌تواند جایگزین شود:

$$(F_L)_{ext} = \frac{\frac{L}{2} \cdot \sum_{i=1}^n (V_{ne})_i + L_1 \cdot \sum_{i=1}^n p_{iu} + M_{pc}}{\sum_{i=1}^n \alpha_i h_i} \quad (23-6)$$

۶-۳-۲ طراحی ستون‌های داخلی با تیرخرپای پیوسته

برای ستون‌های داخلی با تیرخرپاهای پیوسته، هر دو جهت نیروهای جانبی به نتایج یکسانی منجر خواهد شد. لذا در شکل ۶-۱۱ تنها نیروهای جانبی در جهت راست اعمال می‌شوند. مجموع نیروهای جانبی $(F_R)_{int}$ را می‌توان به صورت زیر محاسبه نمود:

$$(F_R)_{int} = \frac{L \cdot \sum_{i=1}^n (V_{ne})_i + 2M_{pc}}{\sum_{i=1}^n \alpha_i h_i} \quad (24-6)$$

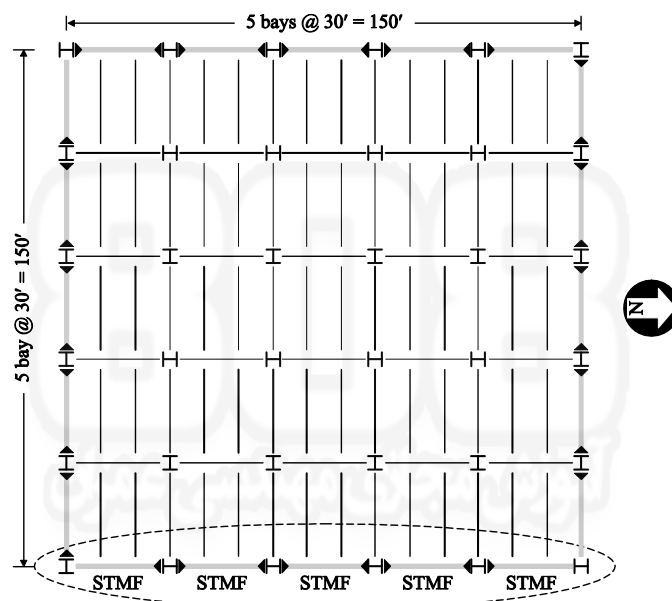
پس از محاسبه نیروهای جانبی مورد نیاز برای برقراری تعادل به صورت بالا، مقاومت مورد نیاز هر یک از اعضاء (قطری‌ها، بال‌ها، ستون‌ها و اعضاء قائم) با استفاده از تحلیل الاستیک سازه محاسبه می‌شود. مطابق معمول، ابتدا مقاطع اولیه فرض شده و سپس اصلاح می‌گردد. جملات $\alpha_i F_R$ ($\alpha_i F_L$) ضوابط AISC با روش طراحی الاستیک سنتی انجام می‌شود. برای STMF‌های با تکیه گاه مفصلی، مدل‌های ستون-خرپا ممکن است تحت بارگذاری از نظر سازه‌ای ناپایدار باشد، زیرا اساساً آنها به عنوان تیرهای طره در نظر گرفته می‌شوند. با این حال، برای محاسبه نیروهای اعضاء، تکیه گاه مفصلی می‌تواند با تکیه گاه گیردار جایگزین گردد، بدون آنکه در نتایج تأثیری داشته باشد؛ زیرا همه نیروهای خارجی قبلاً متعادل شدند و لنگر در پای ستون خود بخود صفر خواهد شد (به دلیل تکیه گاه مفصلی). توصیه می‌شود اعضاء قائم در دو انتهای قطعه ویژه مقاطع یکسانی با یال‌ها داشته باشند، بدون اینکه هیچ گونه محاسبه‌ای صورت گیرد (Basha و Goel، 1994) به هر حال اگر نیاز باشد مقطع قوی‌تر هم می‌تواند به کار رود. اتصالات تیر خرپا به ستون نیز طوری طراحی می‌شوند که الاستیک باقی بمانند.

۶-۴ مثال‌های طراحی

دو "STMF" 9 طبقه، یکی نماینده ساختمان‌های با درجه اهمیت زیاد (مثل ساختمان بیمارستان) و دیگری نماینده یک ساختمان معمولی اداری یا مسکونی به روش PBPD طراحی شده‌اند. پلان و نمای ساختمان مثال به ترتیب در اشکال ۶-۱۲ و ۶-۱۳ نشان داده شده‌اند. سازه 9 طبقه دارای دهانه 150 ft x 150 ft و ارتفاع 130 ft است. طول دهانه در هر دو جهت 30 ft که دارای 5 دهانه در جهت شمال-جنوب (N-S) و شرق-غرب (E-W) است. سیستم مقاوم در برابر بار جانبی ساختمان قاب‌های خمشی خرپایی ویژه فولادی (STMF) می‌باشد. دهانه‌های داخلی سازه متشکل از قاب ساده با

طراحی پلاستیک سازه‌های فولادی مقاوم در برابر زلزله ...

سقف‌های کامپوزیت است. قطعات ویژه از نوع ویراندیل باز با یال‌هایی از ناودانی دوپل و طول آن در حدود 25% دهانه خرابایی است. قاب به گونه‌ای طراحی شد که از وجود دو تیر-خرپا در دو جهت یک ستون اجتناب گردد. ستون‌ها از مقاطع بال-پهن با فولاد با تنش تسلیم 50ksi می‌باشد. طبقات 9گانه ساختمان از تراز زمین شماره‌ش می‌شوند (شکل ۶-۱۳) طبقه نهم، طبقه بام است. این ساختمان یک طبقه زیرزمین دارد که با B-1 مشخص می‌گردد. ارتفاع کف تا کف (از مرکز یال تا مرکز یال) 14ft و ارتفاع کف تا کف تراز زیرزمین نیز 14ft و طبقه اول 18 ft می‌باشد.



شکل ۶-۱۲ - پلان ساختمان مثال

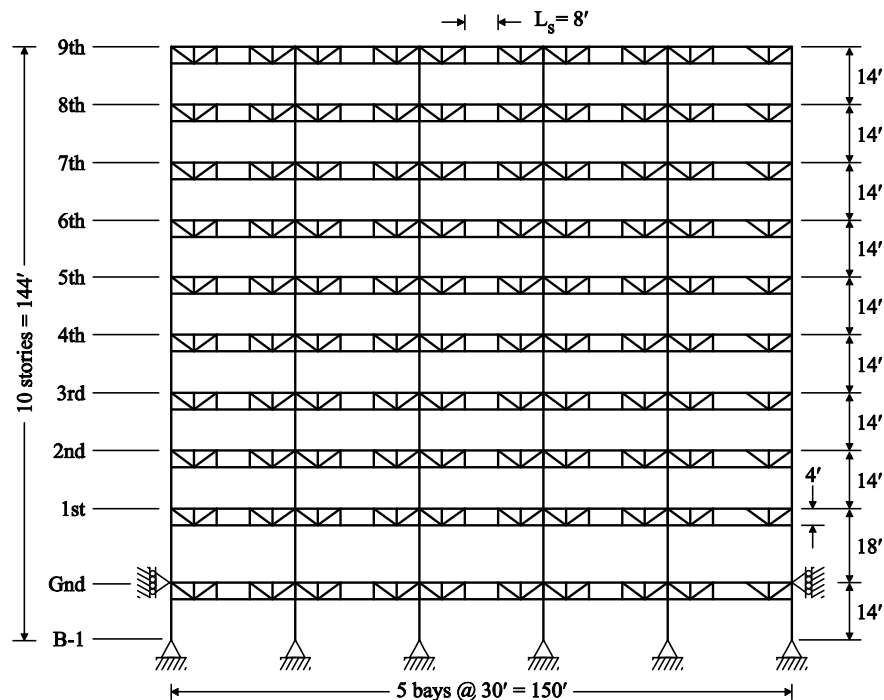
در این مثال به منظور مطالعه، ابعاد ستون در هر طبقه تغییر می‌کند. معمولاً، ابعاد ستون‌ها به جای هر طبقه، هر دو یا سه طبقه تغییر می‌نماید. اگر چه با این کار وزن مصالح تا حدی افزایش می‌یابد، اما هزینه ساخت (مانند وصله‌های ستون) کاهش می‌یابد. تکیه گاه‌های ستون به صورت مفصلی مدل می‌گردد (در تراز B-1). فرض می‌شود دیوارهای بتنی پی و خاک پیرامون آن، از جابه‌جایی افقی سازه در تراز زمین ممانعت می‌کند.

هر قاب نیمی از جرم لرزه‌ای کل سازه را تحمل می‌کند. جرم لرزه‌ای ترکیبی از اجزای مختلف سازه شامل قاب فولادی، دال سقف، کف، اجزای مکانیکی و الکترونیکی، دیوارهای داخلی، بام و خرپشته

فصل ششم

می‌باشد. جرم لرزه‌ای در تراز زمین $64 \frac{\text{kip.s}^2}{\text{ft}}$ ؛ برای طبقه اول $69 \frac{\text{kip.s}^2}{\text{ft}}$ ؛ طبقه دوم تا هشتم $67.7 \frac{\text{kip.s}^2}{\text{ft}}$ و برای طبقه نهم $73.2 \frac{\text{kip.s}^2}{\text{ft}}$ می‌باشد. جرم لرزه‌ای کل سازه روی تراز زمین برابر است با $616 \frac{\text{kip.s}^2}{\text{ft}}$.

برای ساختمان از نوع معمولی، تغییرمکان نسبی هدف 2% و 3% به ترتیب برای سطوح خطر 10% در 50 سال (2/3MCE) و 2% در 50 سال (MCE) انتخاب شد. مقادیر متناظر برای ساختمان با درجه اهمیت زیاد 1.5% و 2.25% و مقادیر طیفی طراحی براساس ضوابط NEHRP برای موقعیت سازه در سانفرانسیسکو بوده است.



For SI: 1 foot = 304.8 mm.

شکل ۶-۱۳ - نمایی از ساختمان مثال

طراحی پلاستیک سازه‌های فولادی مقاوم در برابر زلزله ...

۶-۴-۱- طراحی STMF معمولی ۹ طبقه

۶-۴-۱-۱- برش پایه طراحی و توزیع نیروی جانبی

پارامترهای طراحی داده شده در ضوابط NEHRP 2000 برای وضعیت سکونت استاندارد (ضریب اهمیت $I=1$) STMF ۹ طبقه در جدول ۶-۱ آورده شده اند. دوره تناوب اصلی ساختمان، T ، به صورت زیر محاسبه می‌شود:

$$T_a = 0.028(130)^{0.8} = 1.375 \text{ sec.} \quad (25-6)$$

$$T = C_u \times T_a = 1.4 \times T_a = 1.925 \text{ sec.} \quad (26-6)$$

پارامترها	STMF ۹ طبقه
S_S	1.50g
S_1	0.78g
S_{MS}	1.50g
S_M	1.01g
F_a	1.000
F_v	1.3
S_{DS}	1.00g
S_{DI}	0.68g
نوع خاک منطقه	C
ضریب اهمیت	$I=1.0$
منطقه لرزه‌خیزی	E
ارتفاع ساختمان	130ft
T_a	1.375sec.
C_U	1.4
T	1.925sec.
ضریب رفتار	$R=7$
وزن کل ساختمان	19839 kips
$C_s = \frac{V}{W}$	0.056

جدول ۶-۱ - پارامترهای طراحی محاسبه شده براساس NEHRP 2000 برای STMF ۹ طبقه با اهمیت معمولی

فصل ششم

برش پایه طرح برای دو معیار عملکردی زیر تعیین می‌شود: (۱) حداکثر تغییرمکان نسبی طبقه 2% برای یک سطح خطر با احتمال 10% در 50 سال (2/3 MCE و 10/50) و (۲) حداکثر تغییرمکان نسبی طبقه 3% برای یک رویداد (MCE) 2/50.

ضریب پاسخ لرزه ای (C_s) برای سطح خطر اول (2/3MCE) به صورت زیر به دست می‌آید:

$$C_s = \frac{S_{DS}}{(R/I)} = \frac{1.0}{(7/1)} = 0.143 \quad (27-6)$$

C_s نیاز نیست از مقدار زیر تجاوز کند:

$$\frac{S_{D1}}{(R/I)T} = \frac{0.68}{(7/1).(1.925)} = 0.05 \quad (28-6)$$

و از مقدار زیر کم‌تر نباشد:

$$0.044S_{DS}I = 0.044(1.0)(1.0) = 0.04 \quad (29-6)$$

برای سازه‌های در منطقه لرزه‌خیزی E, F, C_s کم‌تر از مقادیر زیر در نظر گرفته نشود:

$$\frac{0.5S_1}{(R/I)} = \frac{(0.5)(0.78)}{(7/1)} = 0.0557 \quad (30-6)$$

بنابراین:

$$C_s = 0.0557 \quad (31-6)$$

شتاب پاسخ طیف طرح (S_a) به صورت زیر محاسبه می‌شود:

$$S_a = C_s \cdot \left(\frac{R}{I}\right) = 0.0557 \cdot \left(\frac{7}{1}\right) = 0.39 \quad (32-6)$$

ضریب پاسخ لرزه ای برای سطح خطر دوم (MCE) به طور مشابه با استفاده از معادلات (۶-۲۷) تا (۶-۳۰) و جایگزینی S و S_{D1} به ترتیب با S_{MS} و S_{MI} به دست می‌آید؛ مقدار زیر برای C_s محاسبه شد:

$$C_s = 0.075 \quad (33-6)$$

$$S_a = C_s \cdot \left(\frac{R}{I}\right) = 0.525 \quad (34-6)$$

تمامی پارامترهای مربوطه براساس فلوچارت روش طراحی PBPD (شکل ۳-۹) محاسبه و سپس در جداول ۶-۲ و ۶-۳ ارائه می‌گردند. از جدول ۶-۲ مشاهده می‌گردد که برش پایه مربوط به سطح خطر اول (2/3MCE) حاکم بر طرح می‌باشد، یعنی:

$$V = 0.099W = 1956.1 \text{ kips} \quad (35-6)$$

تغییرمکان نسبی تسلیم یک قاب STMF معمول 0.75% فرض و صحت این مقدار از تحلیل غیرخطی

طراحی پلاستیک سازه‌های فولادی مقاوم در برابر زلزله ...

سنجیده می‌شود (Chao و Goel 2006a). از جداول ۱-۶ و ۲-۶ مشخص می‌شود که برش پایه طرح PBPD، 1.77 برابر (0.099/0.056) مقدار به‌دست آمده از NEHRP 2000 است. این تفاوت بدین دلیل است که:

(۱) کنترل تغییرمکان نسبی مبنای محاسبه برش پایه طرح در روش PBPD می‌باشد و (۲) برش پایه در روش PBPD متناظر با مکانیزم تسلیم کلی است در حالی که در روش NEHRP روش‌های طراحی الاستیک به‌کار رفته است. سپس نیروی جانبی طراحی در تراز هر طبقه محاسبه و در جدول ۴-۶ ارائه می‌شود.

۶-۴-۱-۲- طراحی یال‌ها در قطعات ویژه

لنگر پلاستیک مورد نیاز ستون‌های طبقه اول برای یک STMF یک دهانه معادل به‌صورت زیر محاسبه می‌شود:

$$M_{pc} = \frac{1.1V'h_l}{4} = \frac{1.1 \times \frac{1956.1}{(2)(5)} \times 18}{4} = 968.3 \text{ kips-ft} \quad (36-6)$$

V' برش پایه برای یک دهانه است (در هر امتداد ساختمان، دو STMF وجود دارد و هر STMF، 5 دهانه دارد؛ شکل‌های ۱۲-۶ و ۱۳-۶) سپس مقاومت مورد نیاز عضو یال در هر طبقه از معادله (۸-۶) تعیین می‌گردد. از فولاد A992 با تنش تسلیم اسمی 50ksi استفاده شد. مقاطع انتخابی یال در جدول ۵-۶ و کنترل فشردگی در جدول ۶-۶ نشان داده شده است:

پارامترها	سطح خطر 2% در 50 سال	سطح خطر 2% در 50 سال
S_a	0.39g	0.525g
T	1.925	1.925
تغییرمکان نسبی تسلیم θ	0.75%	0.75%
تغییرمکان نسبی هدف θ_d	2%	3%
تغییرمکان نسبی غیر الاستیک θ_p	1.25%	2.25%
$\mu_s = \theta_u / \theta_y$	2.67	4
R_μ	2.67	4
γ	0.609	0.438
α	0.841	1.515
V / W	0.099	0.076
برش پایه طراحی V	حاکم است 1956.1 kips	1504.3 kips

جدول ۶-۲ - پارامترهای طراحی برای STMF 9 طبقه معمولی براساس روش PBPD

طبقه	h_i (ft.)	w_i (kips)	$w_i h_i$ (kip-ft)	$\sum_i^n w_i h_i$	$\beta_i (= V_i / V_n)$	$(\beta_i - \beta_{i+1}) h_i$
9	130	2357	306410	306410	1.000	130.00
8	116	2180	252880	559290	1.486	56.34
7	102	2180	222360	781650	1.852	37.34
6	88	2180	191840	973490	2.139	25.31
5	74	2180	161320	1134810	2.367	16.80
4	60	2180	130800	1265610	2.543	10.57
3	46	2180	100280	1365890	2.673	6.02
2	32	2180	69760	1435650	2.762	2.85
1	18	2222	39996	1475646	2.813	0.91

جدول ۶-۳ - ضریب توزیع برش برای STMF معمولی 9 طبقه

طبقه	$\beta_i - \beta_{i+1}$	F_i (kips)
9	1.000	695.4
8	0.486	337.8
7	0.366	254.6
6	0.288	200.1
5	0.227	157.9
4	0.176	122.5
3	0.131	91.0
2	0.089	61.9
1	0.050	35.1

جدول ۶-۴ - نیروهای جانبی قاب STMF 9 طبقه معمولی (برای دو قاب)

طراحی پلاستیک سازه‌های فولادی مقاوم در برابر زلزله ...

طبقه	مقاومت خمشی مورد نیاز $\beta_1 M_{pbr}$ (kip - ft)	مورد نیاز Z (in ³)	مقطع (دوبل ناودانی)	Z (in ³)	M_{nc} (kip - in)	I_x (in ⁴)
9	61.0	16.3	7C12.25	16.92	846	48.4
8	90.6	24.2	8C18.75	27.8	1390	87.8
7	112.9	30.1	9C20	33.8	1690	121.8
6	130.5	34.8	10C20	38.8	1940	157.8
5	144.3	38.5	10C25	46.2	2310	182.2
4	155.1	41.4	10C25	46.2	2310	182.2
3	163.0	43.5	10C25	46.2	2310	182.2
2	168.5	44.9	10C30	53.4	2670	206
1	171.6	45.7	10C30	53.4	2670	206

جدول ۶-۵ - مقاومت مورد نیاز عضو یال و قطعات انتخابی برای قاب STMF
9 طبقه

طبقه	نسبت عرض به ضخامت $\frac{b_f}{t_f}$	محدودیت نسبت عرض به ضخامت $0.3\sqrt{E_s / F_y}$	نسبت عرض به ضخامت $\frac{d}{t_w}$	محدودیت نسبت عرض به ضخامت $1.12\sqrt{\frac{E_s}{F_y}} \left(2.33 - \frac{P_u}{\phi_b P_y} \right)$
9	5.98	7.22	22.3	35.87
8	6.49	7.22	16.4	35.87
7	6.42	7.22	20.1	35.87
6	6.28	7.22	26.4	35.87
5	6.63	7.22	19.0	35.87
4	6.63	7.22	19.0	35.87
3	6.63	7.22	19.0	35.87
2	6.95	7.22	14.9	35.87
1	6.95	7.22	14.9	35.87

* به‌طور محافظه کارانه، فرض می‌شود $P_u = Q P_y$ حتی اگر اعضای یال در قطعه ویژه در معرض نیروی محوری کمی باشند.

جدول ۶-۶ - کنترل نسبت فشردگی مقاطع یال مطابق ضوابط لرزه ای AISC. جدول I-8-1

۶-۴-۱-۳- طراحی اعضاء غير تسليم شونده غير از قطعات ويژه

طراحی اعضاء غير تسليم شونده (يالها، اعضاء قائم، قطریها، ستونها و اتصالات تير- خریا به ستون) خارج از قطعه ويژه براساس رويکرد طراحی ظرفیت صورت میگیرد (فلوچارت طراحی در شکل ۶-۳). نیروهای جانبی در هر طبقه برای یافتن مقاومت نهایی مورد انتظار قطعات ويژه یعنی V_{ne} نیاز خواهند بود. نیروهای اعمالی روی درختهای ستونی داخلی و خارجی در جدول ۶-۷ نشان داده شدهاند. شکل ۶-۱۴ نیروهای اعمالی روی درخت ستون داخلی را نشان میدهد. نیروی محوری و لنگر مورد نیاز برای هر المان با استفاده از یک برنامه کامپیوتری تحلیل الاستیک به دست میآید. تمامی اعضاء خریایی و نیز ستونها به صورت المان تير - ستون مطابق ضوابط AISC طراحی شدند. چندین موضوع کلیدی طراحی به شرح زیر است:

۱- برای کلیه اعضاء خریایی، از دوپل ناودانی استفاده شد. در یالهای بیرون از قطعه ويژه، برای فراهم نمودن مقاومت مورد نیاز، صفحاتی به جان اضافه میگردد. برای همه مقاطع از جمله صفحات کناری از فولاد با $F_y = 50 \text{ksi}$ استفاده شد.

۲- اعضاء قائم در دو انتهای قطعه ويژه مقاطع یکسانی با یالهای قطعه ويژه دارند.

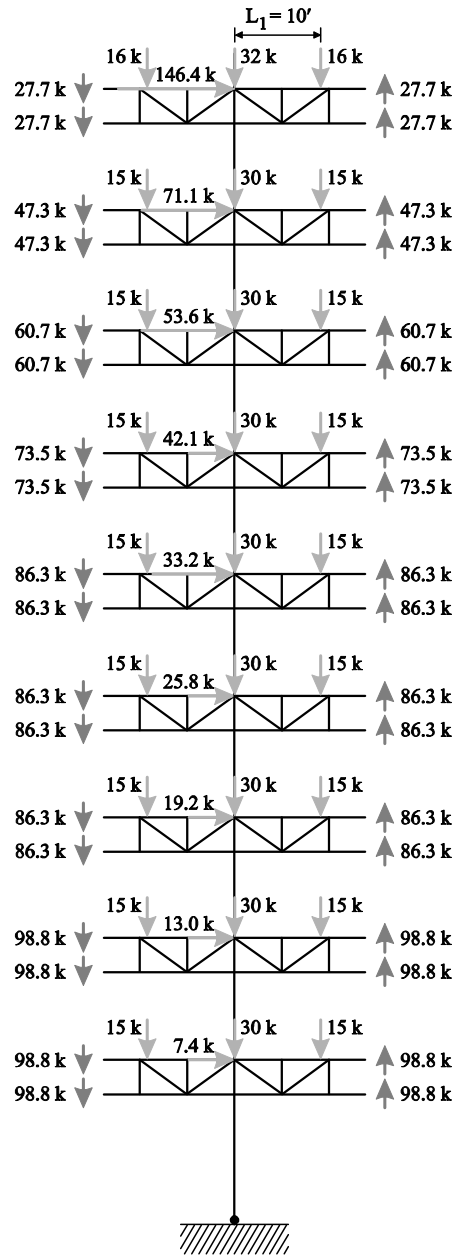
۳- برای اجتناب از ایجاد خمش دو محوری در ستونها خارجی، اعضاء یال پایینی در مجاورت ستون خارجی که در آن خمش، حول محور ضعیف رخ میدهد به ستون متصل نمی شود (شکل ۶-۱۵). ستونها خارجی مطابق رويکرد تشریح شده فوق طراحی شده که در آن ستونها خارجی حول محور قوی خم و هر دو یال بالا و پایین به ستونها متصل می گردند. سپس مقاطع یکسانی برای ستون در انتهای دیگر قاب 5 طبقه به کار می رود که البته در جهت ضعیف چرخیده و یالهای پایینی به آنها متصل نمی شوند.

مقاطع نهایی اعضاء برای STMF 9 طبقه از نوع معمولی در شکل ۶-۱۵ و سه بخش شکل ۶-۱۶ نشان داده می شوند.

طراحی پلاستیک سازه‌های فولادی مقاوم در برابر زلزله ...

طبقه	$(V_{ne})_i$ (kips)	بارگذاری ثقلی متمرکز باضریب در فواصل 10 فوتی در هر دهانه (kips)	نیروهای جانبی در تراز تغییر مکان نسبی نهایی برای دیاگرام جسم آزاد ستون خارجی (kips)		نیروهای جانبی در تراز تغییر مکان نسبی نهایی برای دیاگرام جسم آزاد ستون داخلی (kips)
			$\alpha_i F_R$	$\alpha_i F_L$	F_i
9	55.5	16	68.5	78.0	146.4
8	94.6	15	33.3	37.9	71.1
7	121.5	15	25.1	28.5	53.6
6	147.1	15	19.7	22.4	42.1
5	172.7	15	15.5	17.7	33.2
4	172.7	15	12.1	10.2	19.2
3	172.7	15	12.1	13.7	25.8
2	197.6	15	6.1	6.9	13.0
1	197.6	15	3.4	3.9	7.4
Σ			192.6	219.3	411.9
تذکر			Eq.(6 - 22)	Eq.(6 - 23)	Eq.(6 - 24)

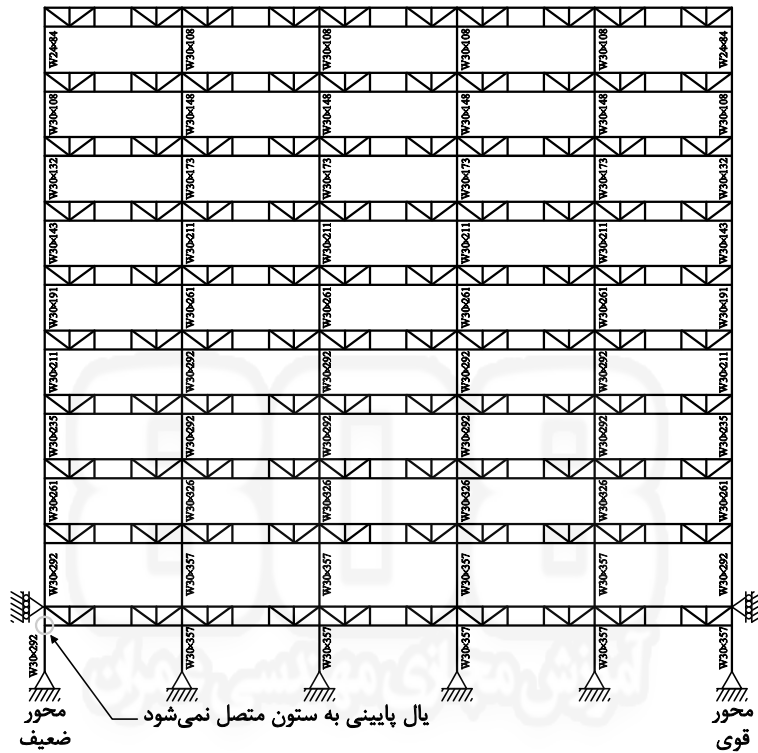
جدول ۶-۷ - نیروهای طراحی برای اعضاء غیر تسلیم شونده خارج از قطعه ویژه
مربوط به STMF معمولی 9 طبقه



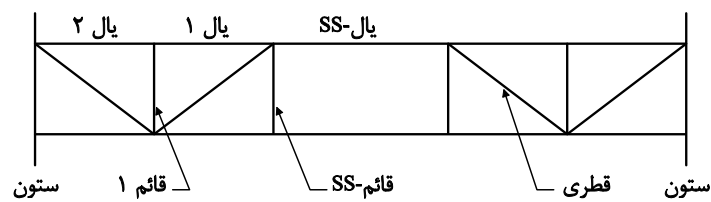
For SI: 1 kip = 453.59 kg.

شکل ۶-۱۴ - نیروهای اعمالی به درخت ستونی داخلی (STMF 9 طبقه معمولی)

طراحی پلاستیک سازه‌های فولادی مقاوم در برابر زلزله ...



شکل ۶-۱۵ - مقاطع طراحی ستون برای قاب ۹ طبقه معمولی

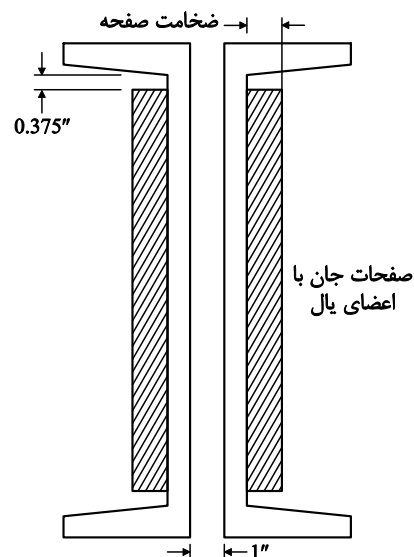


طبقه	یال SS	یال 1	یال 2	عمودی SS	عمودی 1	قطری
9	7C12.25	7C12.25	7C12.25X(0.25" plate)	7C12.25	6MC12	6MC12
8	8C18.75	8C18.75	8C18.75X(0.5" plate)	8C18.75	6MC12	6MC16.3
7	9C20	9C20	9C20X(0.75" plate)	9C20	6MC12	7MC22.7
6	10C20	10C20	10C20X(1.0" plate)	10C20	6MC12	7MC22.7
5	10C25	10C25	10C25X(1.25" plate)	10C25	6MC12	9MC25.4
4	10C25	10C25	10C25X(1.25" plate)	10C25	6MC12	9MC25.4
3	10C25	10C25	10C25X(1.25" plate)	10C25	6MC12	9MC25.4
2	10C30	10C30	10C30X(1.5" plate)	10C30	6MC16.3	10C25
1	10C30	10C30	10C30X(1.5" plate)	10C30	6MC16.3	10C25
B-1	10C30	10C30	10C30X(1.5" plate)	10C30	6MC16.3	10C25

نکته ۱: کلیه مقاطع دابل ناودانی هستند.

نکته ۲: تراز B-1 مقاطع یکسانی با تراز ۱ دارد.

نکته ۳: صفحات جان در سراسر طول پانل متناظر نصب می‌شوند.



شکل ۶-۱۶ - مقاطع طراحی اعضای خرابایی و قطعه ویژه برای STMF
9 طبقه معمولی

طراحی پلاستیک سازه‌های فولادی مقاوم در برابر زلزله ...

۶-۴-۲- طراحی STMF ۹ طبقه با درجه اهمیت زیاد

۶-۴-۲-۱- برش پایه طرح و توزیع نیروی جانبی

STMF ۹ طبقه با اهمیت زیاد دارای قاب‌های یکسانی با STMF ۹ طبقه متناظر معمولی است. به استثناء تغییر مکان نسبی هدف، سایر پارامترهای طراحی برای دو قاب یکسان است. در جدول ۶-۸ پارامترهای طراحی داده شده توسط ضوابط NEHRP2000 برای STMF 9 طبقه با درجه اهمیت $I=1.5$ (برای ساختمان‌های با اهمیت زیاد) ارائه شده است. دوره تناوب اصلی طراحی ساختمان برابر 1.925 ثانیه (مشابه STMF 9 طبقه معمولی) می‌باشد.

پارامترها	STMF 9 طبقه
S_S	1.50g
S_1	0.78g
S_{MS}	1.50g
S_{M1}	1.01g
F_α	1.000
F_v	1.3
S_{DS}	1.00g
S_{DI}	0.68g
نوع خاک منطقه	C
ضریب اهمیت	ساختمان با اهمیت متوسط $I = 1.5$
منطقه لرزه‌خیزی	E
ارتفاع ساختمان	130ft
T_α	1.375sec.
C_U	1.4
T	1.925sec.
ضریب اصلاح پاسخ	$R=7$
کل وزن ساختمان	19839 kips
$C_s = \frac{V}{W}$	0.084

جدول ۶-۸ - پارامترهای طراحی برای STMF 9 طبقه با اهمیت زیاد براساس NEHRP 2000

فصل ششم

برش پایه طرح برای دو معیار عملکردی تعیین شد: (۱) حداکثر تغییرمکان نسبی طبقه 1.5% برای یک سطح خطر با احتمال 10% در 50 سال (10/50 MCE و 2/3) و (۲) حداکثر تغییرمکان نسبی طبقه 2.25% برای یک رویداد (MCE) 2/50.

ضریب پاسخ لرزه ای، C_s ، برای سطح خطر اول (2/3MCE) به صورت زیر تعیین می‌شود.

$$C_s = \frac{S_{DS}}{(R/I)} = \frac{1.0}{(7/1.5)} = 0.2143 \quad (37-6)$$

C_s نیاز نیست از مقدار زیر تجاوز کند:

$$\frac{S_{DI}}{(R/I)T} = \frac{0.68}{(7/1.5)(1.925)} = 0.076 \quad (38-6)$$

و از مقدار زیر کم‌تر نباشد:

$$0.044S_{DS}I = 0.044(1.0)(1.5) = 0.066 \quad (39-6)$$

برای سازه‌های در منطقه لرزه‌خیزی E, F, C_s کم‌تر از مقادیر زیر در نظر گرفته نشود:

$$\frac{0.5S_1}{(R/I)} = \frac{(0.5)(0.78)}{(7/1.5)} = 0.084 \quad (40-6)$$

بنابراین:

$$C_s = 0.084 \quad (41-6)$$

شتاب پاسخ طیف طرح (S_a) به صورت زیر محاسبه می‌شود:

$$S_a = C_s \cdot \left(\frac{R}{I}\right) = 0.084 \cdot \left(\frac{7}{1.5}\right) = 0.39 \quad (42-6)$$

ضریب پاسخ لرزه‌ای برای سطح خطر دوم (MCE) به‌طور مشابه با استفاده از معادلات (۳۷-۶) تا (۴۲-۶) و جایگزینی S_{DS} و S_{DI} با S_{MI} و S_{MS} به دست می‌آید. لذا:

$$C_s = 0.113 \quad (43-6)$$

$$S_a = C_s \cdot \left(\frac{R}{I}\right) = 0.525 \quad (44-6)$$

با دنبال کردن روند ارائه شده در فلوجارت روش طراحی PBPD (شکل ۳-۹)، همه پارامترهای مربوطه محاسبه شده و در جداول ۹-۶ و ۱۰-۶ ارائه می‌شوند. برش پایه برای سطح خطر اول (2/3 MCE) حاکم بر طراحی است، یعنی:

$$V = 0.169W = 3375.4 \text{ kips} \quad (45-6)$$

سپس نیروی جانبی طراحی در هر طبقه محاسبه و در جدول ۱۱-۶ نشان داده می‌شود.

طراحی پلاستیک سازه‌های فولادی مقاوم در برابر زلزله ...

پارامترها	سطح خطر 2% در 50 سال	سطح خطر 2% در 50 سال
S_{α}	0.39g	0.525g
T	1.925	1.925
تغییرمکان نسبی تسلیم θ_y	0.75%	0.75%
تغییرمکان نسبی هدف θ_u	1.5%	2.25%
تغییرمکان نسبی غیر الاستیک θ_p	0.75%	1.5%
$\mu_s = \theta_u / \theta_y$	2	3
R_{μ}	2	2
γ	0.75%	0.556
α	0.505	1.01
V / W	0.169	0.134
برش پایه طراحی V	3357.4kips	2656.4kips

جدول ۶-۹ - پارامترهای طراحی برای 9 STMF طبقه با درجه اهمیت زیاد براساس روش PBPD

طبقه	h_i (ft.)	w_i (kips)	$w_i h_i$ (kip - ft)	$\sum_i^n w_i h_i$	$\beta_i (= V_i / V_n)$	$(\beta_i - \beta_{i+1}) h_i$
9	130	2357	306410	306410	1.000	130.00
8	116	2180	252880	559290	1.486	56.34
7	102	2180	222360	781650	1.852	37.34
6	88	2180	191840	973490	2.139	25.31
5	74	2180	161320	1134810	2.367	16.80
4	60	2180	130800	1265610	2.543	10.57
3	46	2180	100280	1365890	2.673	6.02
2	32	2180	69760	1435650	2.762	2.85
1	18	2222	39996	1475646	2.813	0.91

جدول ۶-۱۰ - ضریب توزیع برش برای 9 STMF طبقه با درجه اهمیت زیاد

طبقه	$\beta_i - \beta_{i+1}$	F_i (kips)
9	1.000	1193.6
8	0.486	579.8
7	0.366	436.9
6	0.288	343.4
5	0.227	271.1
4	0.176	210.5
3	0.131	156.1
2	0.089	106.3
1	0.050	60.2

جدول ۶-۱۱ - نیروهای جانبی طراحی برای ساختمان ۹ طبقه با درجه اهمیت زیاد (برای دو قاب)

۶-۴-۲- طراحی اعضاء یال در قطعات ویژه

ممان پلاستیک مورد نیاز در ستون‌های طبقه اول برای یک STMF یک دهانه معادل به صورت زیر محاسبه می‌شود:

$$M_{pc} = \frac{1.1V'h_1}{4} = \frac{1.1 \times \frac{3357.4}{(2)(5)} \times 18}{4} = 1662 \text{ kips} \quad (46-6)$$

آن‌گاه مقاومت مورد نیاز یال در هر طبقه از معادله (۶-۸) به دست می‌آید. در اینجا از فولاد A992 با تنش تسلیم اسمی 50 ksi استفاده شده است. مقاطع به دست آمده برای عضو یال در جدول ۶-۱۲ و کنترل فشردگی در جدول ۶-۱۳ داده شده است.

طراحی پلاستیک سازه‌های فولادی مقاوم در برابر زلزله ...

طبقه	مقاومت خمشی مورد نیاز $\beta_1 M_{pbr}$ (kip-ft)	مورد نیاز Z (in ³)	مقطع (دوبل ناودانی)	Z (in ³)	M_{nc} (kip-in)	I_x (in ⁴)
9	104.7	27.9	9C20	33.8	1690	121.8
8	155.5	41.5	10C25	46.2	2310	182.2
7	193.8	51.7	10C30	53.4	2670	206
6	223.9	59.7	12C30	67.6	3380	324
5	247.7	66.1	12C30	67.6	3380	324
4	266.1	71.0	12MC31	79.4	3970	404
3	279.8	74.6	12MC31	79.4	3970	404
2	289.2	77.1	12MC35	86.4	4320	432
1	294.4	78.5	12MC35	86.4	4320	432

جدول ۶-۱۲ - مقاومت مورد نیاز عضو یال و مقاطع انتخابی برای STMF 9 طبقه با اهمیت زیاد

۶-۴-۲-۳- طراحی اعضاء غیر تسلیم شونده خارج از قطعات ویژه

طراحی اعضاء غیر تسلیم شونده (یال‌ها، اعضاء قائم، قطری‌ها، ستون‌ها و اتصالات تیر- خرپا به ستون) خارج از قطعات ویژه بر مبنای روش طراحی ظرفیت انجام می‌گیرد (فلوچارت طراحی شکل ۶-۳). نیروهای اعمالی به درخت‌های ستونی داخلی و خارجی در جدول ۶-۱۴ نشان داده می‌شوند. نیروی محوری و لنگر مورد نیاز هر عضو به آسانی با استفاده از یک برنامه کامپیوتری تحلیل الاستیک حاصل می‌گردد. تمام اعضاء خرپایی و نیز ستون‌ها مانند المان‌های تیر - ستون مطابق ضوابط AISC طراحی شده‌اند.

طبقه	نسبت عرض به ضخامت $\frac{b_f}{t_f}$	محدودیت نسبت عرض به ضخامت $0.3\sqrt{E_s / F_y}$	نسبت عرض به ضخامت $\frac{d}{t_w}$	محدودیت نسبت عرض به ضخامت $1.12\sqrt{\frac{E_s}{F_y}}\left(2.33 - \frac{P_u}{\phi_b P_y}\right)$
9	6.42	7.22	20.1	35.87
8	6.63	7.22	19.0	35.87
7	6.95	7.22	14.9	35.87
6	6.33	7.22	23.5	35.87
5	6.33	7.22	23.5	35.87
4	5.24	7.22	32.4	35.87
3	5.24	7.22	32.4	35.87
2	5.39	7.22	25.7	35.87
1	5.39	7.22	25.7	35.87

* به طور محافظه کارانه فرض می شود: $P_u = \phi_b P_y$ حتی اگر یال قطعه ویژه تحت نیروهای کوچک محوری باشد.

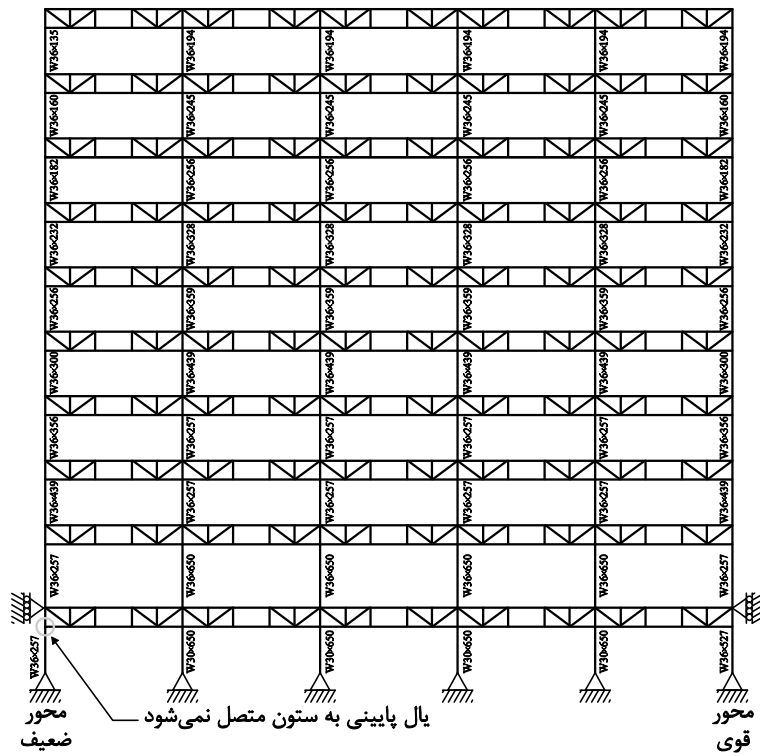
جدول ۶-۱۳ - کنترل فشردگی برای مقطع یال براساس ضوابط لرزه ای AISC، جدول I-8-1

مقاطع انتهایی اعضاء STMF 9 طبقه با درجه اهمیت زیاد در شکل ۶-۱۷ و ۶-۱۸ نشان داده می شود. برای کاهش دادن ضخامت ورق های کناری، آن ها را به بال اعضاء دابل ناودانی یال به جان، همان طور که در طراحی STMF از نوع معمولی انجام شد متصل نمودیم.

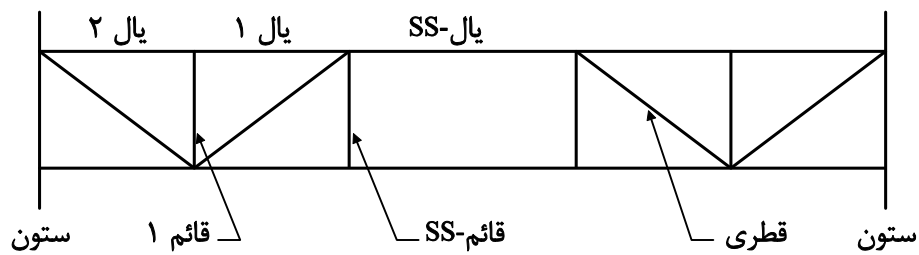
طراحی پلاستیک سازه‌های فولادی مقاوم در برابر زلزله ...

طبقه	$(V_{ne})_i$ (kips)	بارگذاری ثقلی متمرکز باضریب در فواصل 10 فوتی در هر دهانه (kips)	نیروهای جانبی در تراز تغییر مکان نسبی نهایی برای دیاگرام جسم آزاد ستون خارجی (kips)		نیروهای جانبی در تراز تغییر مکان نسبی نهایی برای دیاگرام جسم آزاد ستون داخلی (kips)
			$\alpha_i F_R$	$\alpha_i F_L$	F_i
9	121.5	16	129.0	138.5	267.4
8	172.7	15	62.6	67.3	129.9
7	197.6	15	47.2	50.7	97.9
6	277.1	15	37.1	39.8	42.1
5	277.1	15	29.3	31.4	60.7
4	335.4	15	22.7	24.4	47.1
3	335.4	15	16.9	18.1	35.0
2	361.7	15	11.5	12.3	23.8
1	361.7	15	6.5	7.0	13.5
Σ	2440.1		362.8	389.5	752.3
تذکر			Eq.(6-22)	Eq.(6-23)	Eq.(6-24)

جدول ۶-۱۴ - نیروهای طراحی اعضاء غیر تسلیم شونده خارج از قطعات ویژه برای
9 STMF طبقه با درجه اهمیت زیاد



شکل ۶-۱۷ - مقاطع ستون برای STMF 9 طبقه با درجه اهمیت زیاد



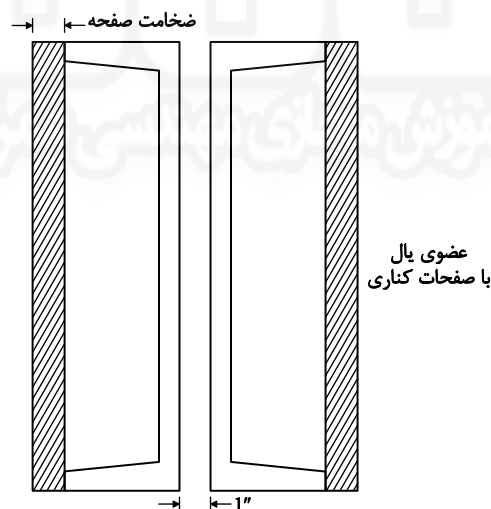
طراحی پلاستیک سازه‌های فولادی مقاوم در برابر زلزله ...

طبقه	یال SS-	یال 1	یال 2	عمودی SS	عمودی 1	قطری
9	9C20	9C20	9C20X(0.25" plate)	9C20	6MC12	9MC25.4
8	10C25	10C25	10C25X(0.5" plate)	10C25	6MC12	9MC25.4
7	10C30	10C30	10C30X(0.75" plate)	10C25	6MC12	9MC25.4
6	10C20	12C30X(0.25" plate)	10C30X(0.75" plate)	10C30	6MC12	10MC41.1
5	12C30	12C30X(0.25" plate)	12C30X(1.0" plate)	12C30	7MC22.7	10MC41.1
4	12MC31	12MC31X(0.25" plate)	12MC31X(1.25" plate)	12MC31	7MC22.7	10MC41.1
3	12MC31	12MC31X(0.25" plate)	12MC31X(1.25" plate)	12MC31	7MC22.7	10MC41.1
2	12MC35	12MC35X(0.25" plate)	12MC35X(1.5" plate)	12MC35	7MC22.7	10MC41.1
1	12MC35	12MC35X(0.25" plate)	12MC35X(2.0" plate)	12MC35	8MC22.8	10MC41.1
B-1	12MC35	12MC35X(0.25" plate)	12MC35X(2.0" plate)	12MC35	8MC22.8	10MC41.1

تذکر ۱: کلیه مقاطع دابل ناودانی هستند.

تذکر ۲: تراز B-1 مقاطع یکسانی با تراز ۱ دارد.

تذکر ۳: صفحات جان در سراسر طول پانل متناظر نصب می‌شوند.



For SI: 1 inch = 25.4 mm.

شکل ۶-۱۸ - مقاطع اعضاء خرابایی و قطعه ویژه برای STMF 9 طبقه با
درجه اهمیت زیاد

۶-۵- نکته تکمیلی در مورد طراحی STMF

در روش PBPD، پیش از انجام طراحی، تغییر مکان نسبی هدف انتخاب می‌شود. این پارامتر براساس ملاحظاتی از قبیل میزان آسیب اعضاء سازه‌ای و غیرسازه‌ای تعیین می‌گردد. لذا، ظرفیت دوران پلاستیک اعضاء یال استفاده شده برای قطعات ویژه می‌تواند یکی از این ملاحظات باشد. در صورت معلوم بودن ظرفیت دوران پلاستیک یال‌ها از نتایج آزمایش، تغییر مکان نسبی طبقه هدف را می‌توان به‌طور محافظه کارانه از معادله زیر تخمین زد:

$$\theta_p = \frac{L}{L_s} \cdot (\text{story drift}) - 0.015 (\text{rad.}) \quad (47-6)$$

L : طول دهانه تیر-خرپا، L_s : طول قطعه ویژه، θ_p : ظرفیت دوران پلاستیک یال. در معادله (۶-۴۷) از دوران الاستیک 0.015 رادیان استفاده شده است (Chao و Goel - 2006a) با فرض $\frac{L}{L_s} = 30\text{ft} / 8\text{ft} = 3.75$ (برای مثال STMF ۹ طبقه). مقادیر به‌دست آمده در جدول ۶-۱۵ ارائه می‌شوند.

نسبت تغییر مکان نسبی طبقه (%)	دوران پلاستیک θ_p (rad)
0.50	0.00
0.75	0.01
1.00	0.02
1.25	0.03
1.50	0.04
1.75	0.05
2.00	0.06
2.25	0.07
2.50	0.08
2.75	0.09
3.00	0.10

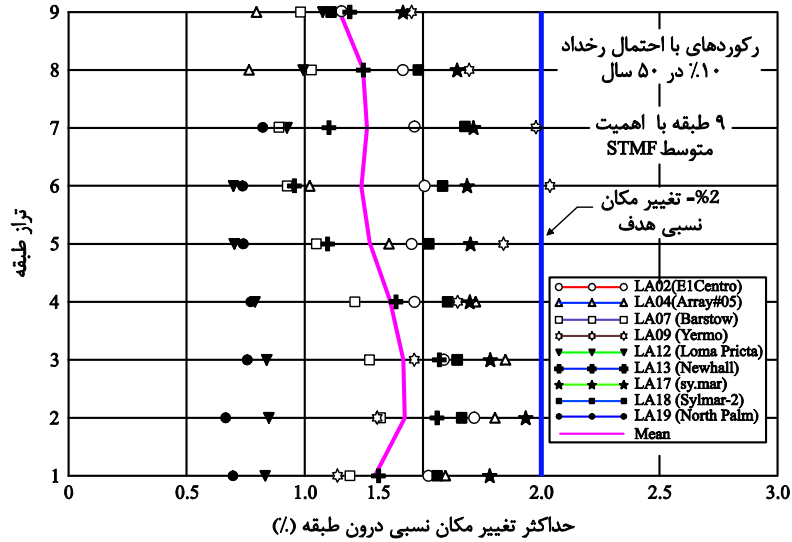
جدول ۶-۱۵ - رابطه بین دوران پلاستیک عضو یال و نسبت تغییر مکان نسبی طبقه STMF (با فرض نسبت دهانه تیر-خرپا به طول قطعه ویژه = 3.75)

۶-۶- صحت سنجی با تحلیل غیرخطی

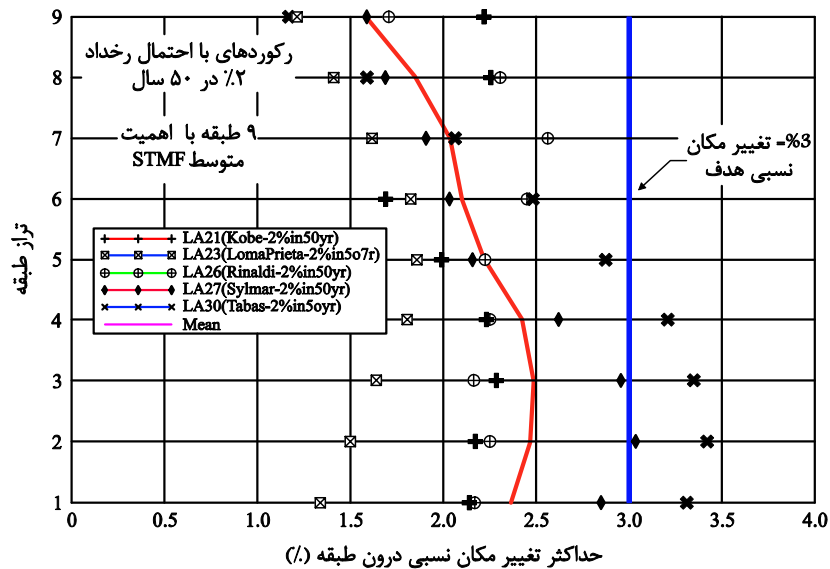
برای ارزیابی پاسخ قاب‌ها تحلیل غیرخطی انجام شد. نه رکورد SAC 10% در 50 سال و پنج رکورد 2% در 50 سال مربوط به منطقه لس آنجلس بیانگر دو سطح خطر طراحی مورد استفاده قرار گرفت. (Somerville و همکاران-1997). عملکرد لرزه ای قاب‌های مثال برحسب موقعیت تسلیم، حداکثر تغییرمکان نسبی درون طبقه و جابه‌جایی پسماند بررسی شد. تحلیل‌ها با استفاده از برنامه PERFORM-2D (RAM,2003) انجام گرفت. جزئیات مدلسازی و نتایج تحلیل‌های غیرخطی در جای دیگری در دسترس است (Chao و Goel-2006a و 2008b). برخی نتایج به‌دست آمده به شرح زیر است:

اشکال ۶-۱۹ و ۶-۲۰ حداکثر تغییرمکان نسبی درون طبقه را به ترتیب برای STMF‌های با اهمیت متوسط و زیاد و مقادیر میانگین حداکثر تغییرمکان نسبی طبقه و تغییرمکان نسبی هدف متناظر را نشان می‌دهد. حداکثر تغییرمکان‌های نسبی درون طبقه قاب‌های PBPD در همه موارد در محدوده مقادیر تغییرمکان نسبی هدف انتخابی بوده است. تحلیل‌ها همچنین نشان می‌دهد مفاصل پلاستیک در انتهای اعضا یال در قطعات ویژه و در پای ستون طبقه اول تشکیل می‌شود؛ در حالی که اعضاء دیگر الاستیک باقی می‌مانند. بنابراین می‌توان نتیجه گرفت که در STMF‌های طراحی شده با روش PBPD مکانیزم تسلیم همانطور که مورد انتظار است شکل می‌گیرد.

جابه‌جایی پسماند بیش از اندازه یک سازه بعد از یک زلزله شدید موجب به وجود آمدن مشکلاتی برای بهره‌برداری از برخی تجهیزات، مانند آسانسورها خواهد شد. به علاوه، کاهش حداکثر تغییرمکان نسبی پسماند ناشی از (تکان) اصلی می‌تواند آسیب‌های بعدی به علت پس لرزه‌ها را محدود نماید. بنابراین، کنترل جابه‌جایی‌های پسماند می‌تواند به عنوان یک معیار عملکردی دیگر بویژه برای تجهیزات مهم محسوب گردد. تاریخچه زمانی مربوط به تغییرمکان نسبی سقف (جابه‌جایی) برای قاب‌های STMF با درجه اهمیت متوسط و زیاد در معرض زلزله‌های انتخابی در شکل ۶-۲۱ نشان داده شده است. STMF‌های مثال، جابه‌جایی‌های پسماند کوچکی حتی تحت زلزله‌های شدید دارند.



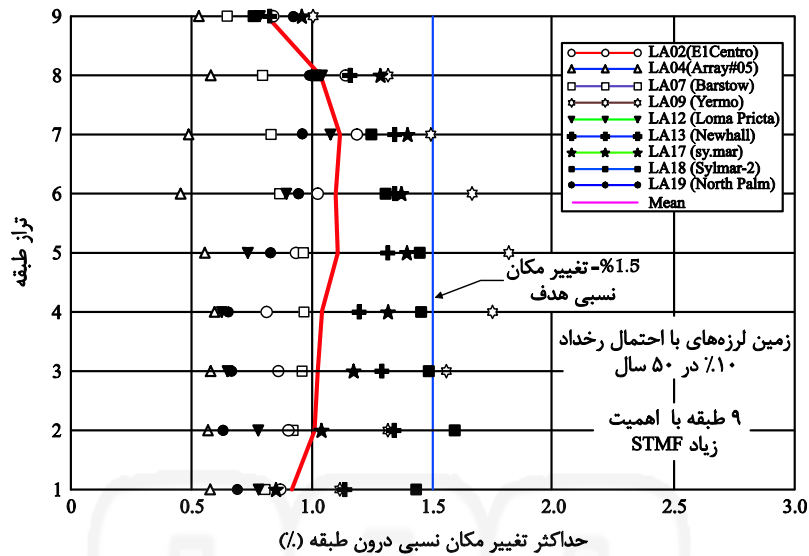
سطح خطر با احتمال رخداد 10% در 50 سال (a)



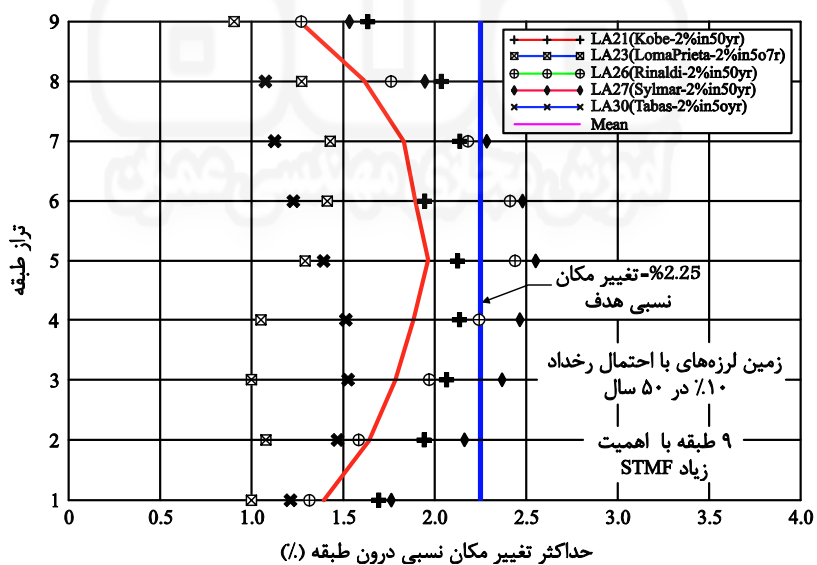
سطح خطر با احتمال رخداد 2% در 50 سال (b)

شکل ۶-۱۹ - مقادیر میانگین حداکثر تغییر مکان نسبی درون طبقه و تغییر مکان نسبی هدف متناظر برای STMF 9 طبقه با درجه اهمیت معمولی

طراحی پلاستیک سازه‌های فولادی مقاوم در برابر زلزله ...

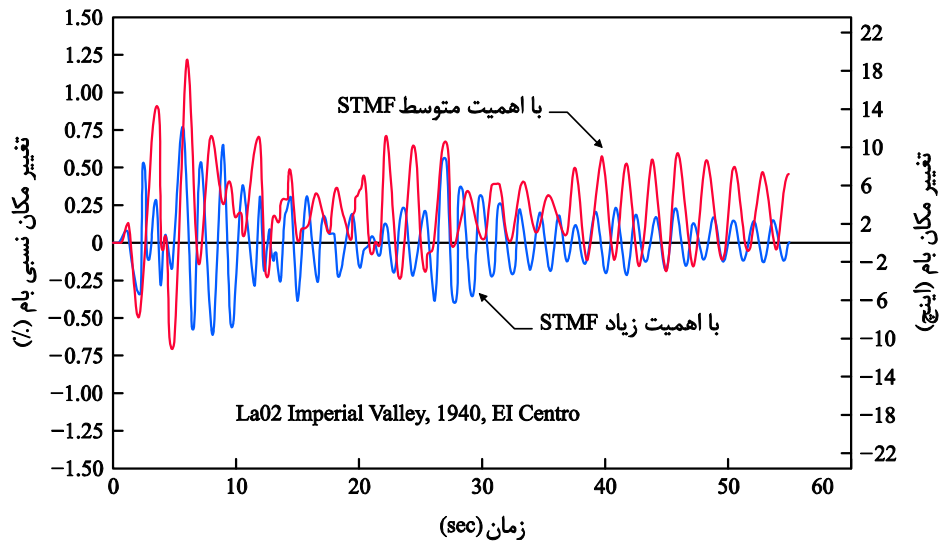


(a) سطح خطر با احتمال رخداد 10% در 50 سال

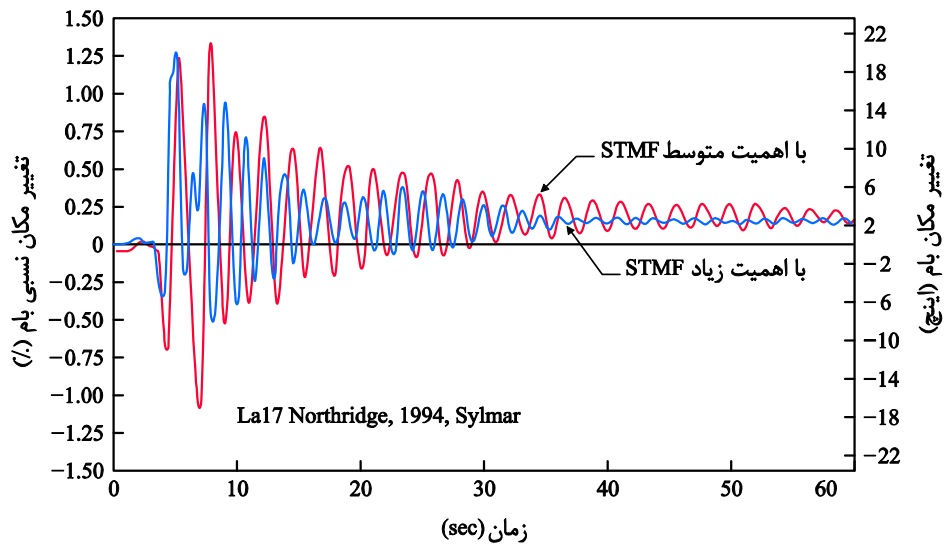


(b) سطح خطر با احتمال رخداد 2% در 50 سال

شکل ۶-۲۰ - مقادیر میانگین حداکثر تغییر مکان نسبی درون طبقه و تغییر مکان نسبی هدف متناظر برای 9 طبقه با درجه اهمیت زیاد

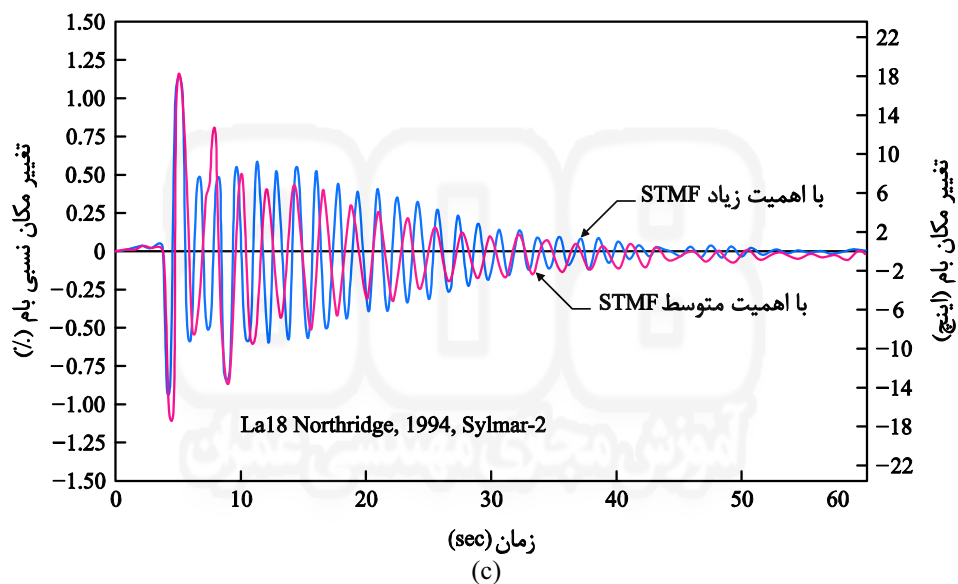


(a)



(b)

طراحی پلاستیک سازه‌های فولادی مقاوم در برابر زلزله ...



شکل ۶-۲۱ - مقایسه تغییر مکان‌های نسبی پسماند (جابه‌جایی) بام بین قاب‌های STMF 9 طبقه با درجه اهمیت معمولی و زیاد