



## سازه‌های آجری

دکتر حسن مقدم

استاد دانشگاه صنعتی شریف

### دیوار برشی غیر مسلح

دیوار برشی ساخته شده از مصالح آجری و مانند آن (بلوک بتنی، سنگ، خشت) از مقاومت برشی قابل ملاحظه‌ای برخوردار است اما متأسفانه رفتارهای بشدت ترد و شکننده دارد و به محض رسیدن به مقاومت نهایی، تحلیل می‌رود و فرو می‌ریزد، و به همین دلیل برای مناطق شدیداً لرزه‌خیز سیستم مناسبی نیست. این نوع دیوار دارای دو حالت شکست اصلی است: شکست خمشی و شکست برشی. دیواری که نسبت بُعدی (ارتفاع به طول) کوچکی دارد بقدر کافی پهن بوده و امکان شکست خمشی در آن کم است. به عکس، در دیوار باریک بیشتر حالت شکست خمشی غالب است. با توجه به تردی و شکنندگی دیوار غیرمسلح، و عملکرد بسیار ضعیف در زلزله‌های مخرب گذشته، بکارگیری آن به عنوان عنصر لرزه‌بر اصلاً توصیه نمی‌شود. یک ویژگی مشترک دیوارهای آجری غیرمسلح آن است که تحت شتاب پی، مادام که به حد آستانه نرسیده‌اند آثار تخریب چندانی در آنها ظاهر نمی‌شود اما به محض عبور از حد آستانه، دیوار شروع به یک حرکت چرخشی حول محور عمود بر دیوار بنام حرکت تلو می‌کند و این حرکت به نوبه خود موجب پیدایش تنشهای خردکننده‌ای در پنجه دیوار می‌شود که نهایتاً به خرابی دیوار می‌انجامد (۱). پریستلی (۲) برای مقابله با این حالت استفاده از صفحات فولادی در پنجه دیوار، بنام قید پنجه را پیشنهاد کرده است. نمونه ای از تبعات این رفتار در زلزله واقعی این است که در خارج از یک شعاع آستانه از مرکز زلزله، ساختمانهای آجری غیرمسلح بدون هیچ خرابی عمده‌ای پایدار می‌مانند، اما به محض ورود بدخل این محدوده شاهد خرابی بیحد این نوع ساختمان می‌باشیم (۱).



شکل ۱ تصویری از یک دیوار آجری غیرمسلح که توسط نگارنده روی میز زلزله امپریال کالج مورد آزمایش قرار گرفت

### سختی دیوار برشی

با توجه به اینکه جابجایی جانبی یک دیوار برشی حاصل تغییر شکل برشی و خمشی آن است، داریم

$$\delta = \frac{Ph}{1.2AG} + \frac{Ph^3}{12EI} \quad G = \frac{E}{2.6} \quad I = \frac{tL^3}{12} = \frac{AL^2}{12}$$

پس سختی دیوار برابر است با

$$K = \frac{P}{\delta} = \frac{EA}{h[(h/l)^2 + 2.16]} \quad \text{سختی دیوار برشی آجری} \quad (1)$$

### مقاومت جانبی دیوار غیرمسلح

هندری (۳) مروری بر تحقیقات انجام شده در زمینه اندازه گیری و محاسبه مقاومت جانبی دیوارهای آجری داشته است. این مرور نشان می‌دهد که اکثر محققان برای برآورد مقاومت برشی دیوار از رابطه کولن (کولمب) استفاده نموده‌اند.

$$H = A\tau_f \quad \text{مقاومت برشی دیوار آجری} \quad (2)$$

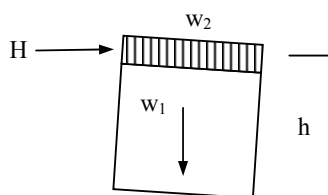
$$\tau_f = \tau_0 + \mu\sigma_n \quad \text{تنش برشی شکست} \quad (3)$$

A سطح مقطع دیوار،  $\tau_f$  تنش چسبندگی ملات،  $\mu$  ضریب اصطکاک و  $\sigma_n$  تنش قائم در دیوار ناشی از وزن دیوار و سربار است. مقادیر  $\mu$  و  $\sigma_n$  برای برخی از انواع متداول ملات بر اساس تحقیقات آزمایشگاهی سینهها و هندری (۴)، چینوا (۵)، پی پر (۶) و شنایدر (۷) در جدول ۶ ارائه شده است.

جدول ۱ ضرایب مقاومت برشی دیوارهای آجری

$\mu$	$\tau_0$ kg/cm <sup>۲</sup>	ملات ماسه: آهک: سیمان	نوع آجر	مرجع
۰/۵	۳	۱:۱/۴:۳	رس	سینهها و هندری (۴)
۰/۳۴	۲/۵	۱:۱/۴:۳	رس	چینوا (۵)
۰/۸۴	۲	۱:۲:۸	ماسه آهک	پیپر (۶)
۱/۰۴	۷	۱:۰:۴	ماسه آهک	پیپر (۶)
۰/۳	۱/۴	۱:۶:۱	سیلیکات کلسیم	شنایدر (۷)

مقاومت خمشی دیوار غیر مسلح بر اساس لنگر مقاوم نیروهای وزنی و سربار و با اغماض مقاومت کششی ملات عمود بر سطح بندهای افقی، باتوجه به شکل زیر چنین برآورد می‌گردد:

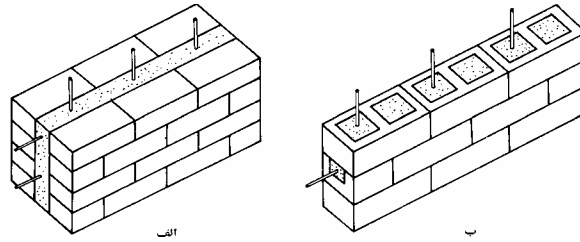


شکل ۲ شکست خمشی دیوار

$$H = \frac{L(w_1 + w_2)}{2h} \quad (۴) \quad \text{مقاومت خمشی دیوار}$$

### دیوار آجری مسلح

برای مقابله با حالت‌های شکست خمشی و برشی در دیوار آجری می‌توان از میگردهای قائم و افقی استفاده کرد. در این صورت، از ترکیب فولاد و دیوار سازه‌ای پدید می‌آید که خواصش مشابه سازه‌های مرکب مانند بتن مسلح است. میگرد افقی در داخل درزهای افقی قرار می‌گیرد و از این رو، عملاً قطر آن نمی‌تواند از ۱۰ یا ۱۲ میلیمتر بیشتر باشد. میگرد قائم باید به داخل کلاف افقی زیرین دیوار قلاب شود تا بتواند لنگر خمشی ناشی از نیروی زلزله را به داخل پی هدایت نموده و از وقوع شکست خمشی جلوگیری نماید.



شکل ۲ دیوارهای آجری مسلح



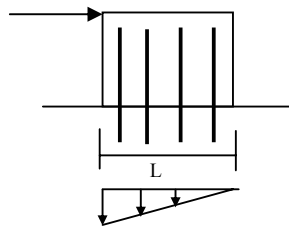
الف. میگرده قائم مانع از شکست خمشی است      ب. میگرده افقی مانع از شکست برشی است

شکل ۴ میگرده قائم و افقی در دیوار آجری برای مقابله با شکست خمشی و برشی

### مقاومت خمشی

مقاومت خمشی دیوار آجری مسلح را می‌توان همچون دیوار بتنی مسلح محاسبه نمود. می‌توان در جهت اطمینان از مقاومت خود دیوار صرف نظر کرده و صرفاً مقاومت حاصل از عناصر تسلیح را در نظر گرفت. در این صورت، مقاومت خمشی دیوار برابر است با

$$M = \phi f_y A_s L / 2 \quad (5) \quad \text{مقاومت خمشی نهایی دیوار}$$



$f_y$  تنش تسلیم میگرده،  $A_s$  مساحت میگردهای قائم و  $L$  طول دیوار است. ضریب کاهش مقاومت خمشی  $\phi$  به کیفیت اجرا بستگی دارد و مقدار  $0.7$  توسط پریستلی (۲) توصیه شده است. در استفاده از این رابطه برای ساختمانهای آجری مسلح، باید توجه داشت که همانطور که در شکل ۳ الف به وضوح دیده می‌شود، در هسته دیوار آجری عملاً یک دیوار برشی بتنی مسلح بوجود می‌آید که نقش تعیین کننده‌ای دارد.

باید دانست که اعتبار نتایج آزمایشهایی که محققان روی این دیوارها انجام داده‌اند محدود به شرایط نمونه مورد آزمایش است. به عنوان مثال، اگر در دیوار برشی بجای استفاده از این هسته بتنی مسلح، میگردها در

داخل گاه‌هایی که در فصل ۳ آیین‌نامه ۲۸۰۰ توصیه نموده قرار گیرند و دور آنها با ملات پر شود، میزان طول مهاری میلگرد بسیار زیادتر خواهد شد و به احتمال زیاد، میلگردهای قائم به جای تسلیم در داخل ملات می‌لغزند. این حالت شکست، در آزمایشهای نگارنده بر روی دیوارهای برشی مسلح مشاهده شد (۸ و ۹) و مشخص گردید که رابطه (۵) مقاومت را بیش از واقع برآورد می‌کند. نتایج آزمایشها حاکی از افزایش چشمگیر مقاومت و نرمی (شکل‌پذیری) دیوارهای مسلح در مقایسه با نمونه‌های غیرمسلح است. همچنین مشاهده گردید که نمونه‌های دارای میلگرد قائم از خواص پسماند بسیار بهتری برخوردارند. حالت شکست و نمونه رفتار پسماند این دیوارهای برشی در شکل ۶ ارائه شده است. بر اساس نتایج این تحقیق، می‌توان رابطه زیر را برای محاسبه مقاومت خمشی نهایی ناشی از میلگردهای قائم پیشنهاد کرد.

$$M = f_s A_s L / 2 \quad \text{مقاومت خمشی نهایی دیوار (قبل از اعمال ضریب کاهش)} \quad (6)$$

$f_s$  تنش لغزش میلگرد قائم است که براساس طول میلگرد و تنش چسبندگی آن از رابطه زیر محاسبه می‌گردد.

$$f_s = \frac{4h_s \tau}{d_s} \quad (7)$$

$d_s$  و  $h_s$  قطر و طول میلگرد قائم، و  $\tau$  تنش چسبندگی اسمی بین میلگرد و ملات است. در آزمایشهای فوق، تنش چسبندگی اسمی  $\tau$  با استفاده از رابطه ۵ برای تعیین لنگر نظیر لغزش میلگرد قائم در نمونه‌ها، محاسبه شد و نتیجه در جدول زیر ارائه شده است.

نمونه	۳	۵	۶	۷	۹	تنش متوسط
تنش چسبندگی اسمی بین میلگرد و ملات ( $\text{kg/cm}^2$ )	۲/۲۵	۲/۵۶	۱/۶۱	۲/۹۷	۳/۳	۲/۵۴

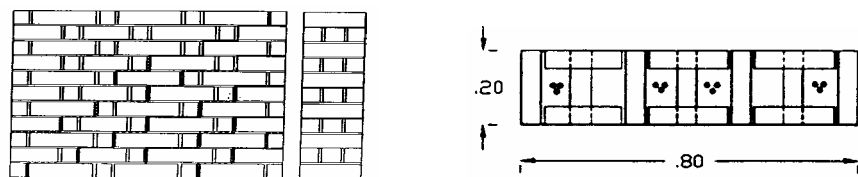
○  
○  
 $\sigma_n$   
○  
○  
○  
○  
○  
○  
○  
○

/ ( ) ( ÷ ) =

با توجه به اینکه لغزش میگرد نسبت به تسلیم، کاهندگی بیشتری در رفتار پسماند ایجاد می‌کند، توصیه می‌شود ضریب کاهش  $\phi$  کمتر از مقدار پیشنهادی پریستلی در رابطه ۵ اختیار شود. شاید ۰/۵ مقدار مناسبی باشد.

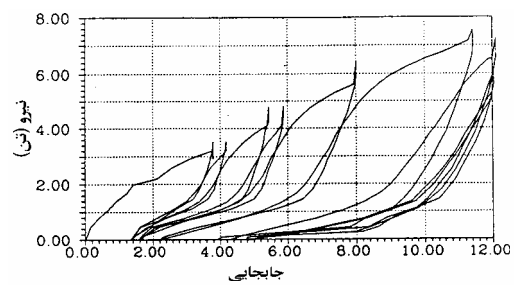


شکل ۵ آزمایش دیوار برشی آجری تحت بار جانبی



ب. آرایش ترکها

الف. الگوی آجرچینی و نحوه استقرار میلگردهای قائم



پ. رفتار پسماند

شکل ۶ دیوارهای آجری مسلح

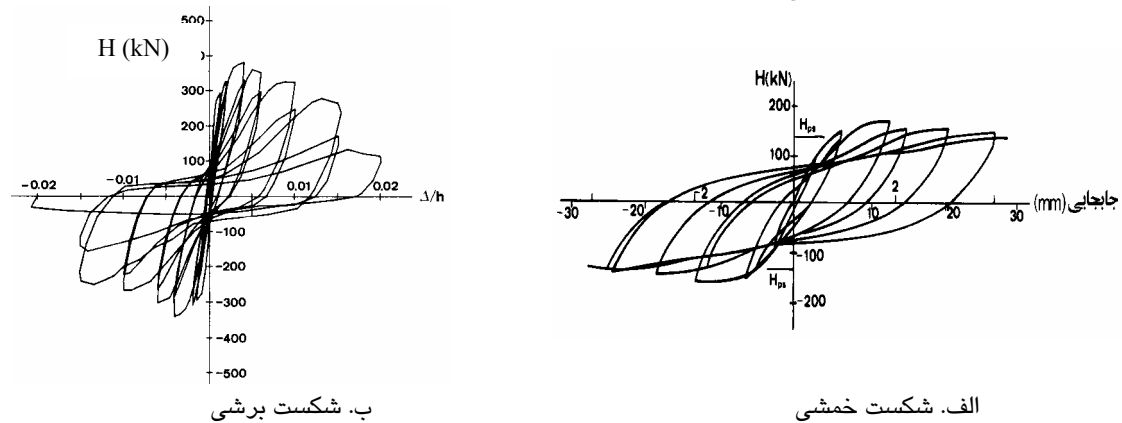
## مقاومت برشی

پریستلی (۲) رابطه زیر را برای محاسبه مقاومت برشی دیوار آجری پیشنهاد می‌کند:

$$V = \phi f_y A_s \quad (۸)$$

$A_s$  و  $f_y$  سطح مقطع و تنش تسلیم میلگردهای افقی و  $\phi$  ضریب کاهش طراحی است که به توصیه پریستلی برابر  $0.48$  اختیار می‌گردد تا تضمینی باشد که حالت شکست برشی قبل از خمشی رخ ندهد زیرا در مقایسه با آن تردتر است. تحقیقات نگارنده (۱، ۱۰، ۱۱) نشان داد که با افزایش نسبت بُعدی دیوار (ارتفاع به طول)، این رابطه از محدوده اعتبار خارج شده و مقاومت را زیادتراًز واقع برآورد مینماید. از این رو پیشنهاد شده (۱) که ضریب  $\phi$  تا نسبت بعدی  $0.8$  برابر  $0.48$ ، و برای نسبت‌های بعدی بیش از ۱، به  $0.12$  کاهش یابد، و برای مقادیر بین  $0.8$  تا ۱ به صورت خطی درونیابی گردد.

رفتار پسماند دیوار برشی مسلح به حالت شکست آن بستگی دارد و معمولاً شکست خمشی دارای کاهندگی کمتری است. این موضوع در شکل زیر قابل مشاهده است.

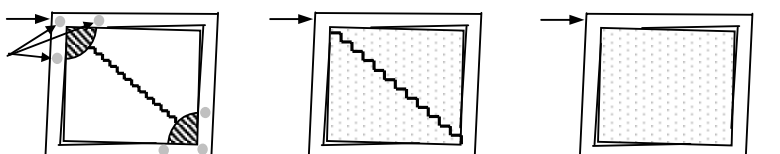


شکل ۷ نمودار پسماند دیوارهای برشی مسلح

## میانقاب آجری<sup>۱</sup>

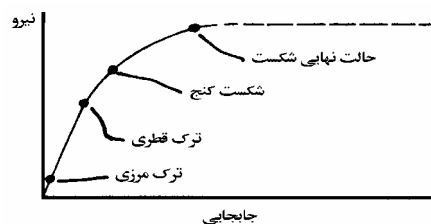
وجود دیوار آجری در داخل قاب فولادی یا بتنی عملاً از جابجایی قاب در صفحه خود جلوگیری کرده و در نتیجه بخشی از نیروی جانبی وارد به قاب به میانقاب منتقل می‌گردد. مشاهدات، تجربیات گذشته و تحقیقات گسترده نظری و آزمایشگاهی نشان داده است که مقاومت و سختی این قابها به مراتب بیش از قاب لخت (بدون میانقاب) است. گزارش جامع<sup>۲</sup> نگارنده (۱۱) از تحقیقاتی که از سالهای ۱۹۴۸ تا ۱۹۸۷ در این زمینه صورت گرفته مؤید این واقعیت است که اندرکنش قاب و میانقاب تأثیر غیر قابل اغمازی بر رفتار سازه دارد. به طور کلی می‌توان گفت که اندرکنش قاب و میانقاب منجر به افزایش سختی و مقاومت از یکسو، و افزایش نرمی (شکل‌پذیری) میانقاب از سوی دیگر می‌گردد. بر اساس این رفتار اندرکنشی، این قابها را مرکب می‌خوانیم.

هنگامی که یک قاب مرکب تحت نیروی جانبی قرار می‌گیرد، در محدوده ۱۰ تا ۱۵ درصد مقاومت نهایی قاب، بین قاب و میانقاب در کنجهای کششی ترکهایی ایجاد می‌گردد که ترک مرزی نام دارند. بروز ترک مرزی با کاهش سختی سازه همراه است. با افزایش نیرو، لحظه‌ای فرا می‌رسد که دیوار در امتداد قطر فشاری ترک می‌خورد و رفتار دیوار، که تا اینجا تقریباً خطی بوده، وارد ناحیه غیرخطی می‌گردد. این ترک معمولاً با صدا همراه است و از امتداد درزهای افقی و قائم به‌طور زیگزاگ می‌گذرد. ترک قطری بیانگر شکست برشی میانقاب است. با افزایش نیرو، تمرکز تنش در کنج میانقاب موجب شکست مصالح شده و در تیر و یا ستون، در نزدیکی کنج، لولای خمیری ایجاد می‌گردد. این حالت شکست را شکست کنج می‌خوانند. در این حال، سازه هنوز به مقاومت نهایی نرسیده است و با افزایش نیرو، ترکهایی به موازات ترک قطری ظاهر می‌گردد و نواحی دیگری از دیوار خرد می‌شوند تا آنکه قاب مرکب به مقاومت نهایی می‌رسد و مانند سیستمهای ارتجاعی-خمیری وارد ناحیه خمیری می‌شود.



الف. بروز ترک مرزی      ب. بروز ترک قطری      پ. بروز شکست کنج و تشکیل لولاهای

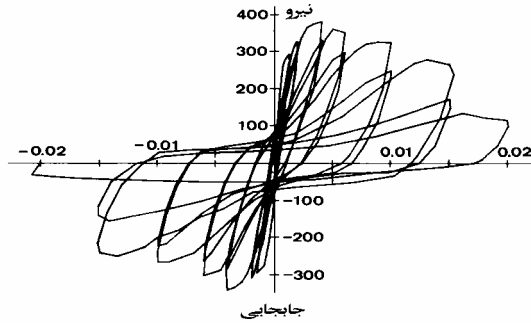
شکل ۸. حالت‌های شکست قاب مرکب



شکل ۹. نمونه رفتار نیرو-جابجایی قاب مرکب

علیرغم تشابه ظاهری نمودار نیرو-جابجایی قاب مرکب و سازه‌های ارتجاعی-خمیری، باید توجه داشت که رفتار پسماند آنها تفاوت زیادی دارد. همان‌طور که در شکل ۱۰ مشهود است در قاب مرکب به علت شکست برشی میانقاب، رفتار پسماند با کاهندگی زیادی همراه است و به همین علت، قابهای مرکب در برابر زلزله آسیب پذیری نسبی بیشتری از خود نشان می‌دهند (نسبت به قاب فولادی با همان مقاومت و سختی قاب مرکب).





شکل ۱۰ رفتار پسماند قاب مرکب با کاهشگی نسبتاً زیادی همراه است

کاهشگی تابعی از دو عامل است: تکرار بارگذاری و میزان جابجایی. آزمایشهای نگارنده (۱۰) نشان داده است که برای یک جابجایی ثابت، بیشترین کاهشگی در دور اول بارگذاری رخ می‌دهد که تا دور پنجم نیز ادامه می‌یابد و پس از آن مقاومت ثابت می‌ماند. غالباً میزان این کاهش کمتر از ۳۰٪ مقاومت اولیه می‌باشد.

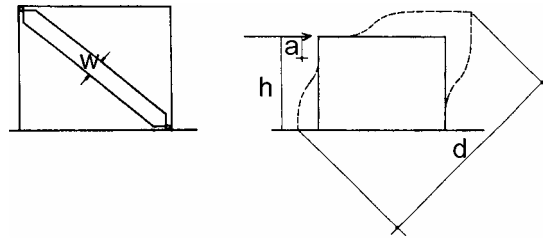
#### محاسبه سختی قاب مرکب

اثر حضور میانقاب بر افزایش سختی جانبی به طور فزاینده‌ای مورد توجه قرار می‌گیرد. در زمینه بارگذاری لرزه‌ای، تعیین زمان تناوب دقیق سازه بستگی زیادی به چگونگی در نظر گرفتن اثر میانقابها دارد. همچنین نحوه توزیع سختی در ارتفاع و پلان، و در نتیجه ایجاد لنگر پیچشی و تبدیل سازه منظم به نامنظم از تبعات حضور میانقابها است. استافورد اسمیت (۱۲) با بدست آوردن توزیع تنش و کرنش در میانقاب، جابجایی جانبی را محاسبه نمود و سختی قاب را بدست آورد. آنگاه میانقاب را به صورت یک قید قطری فشاری مدل کرد و رابطه‌ای برای محاسبه عرض مؤثر میانقاب بر حسب طول تماس قاب و میانقاب  $\alpha$  در کنجهای فشاری شکل ۱۱ ارائه نمود. وی نشان داد که طول تماس را می‌توان با تقریب خوبی از رابطه زیر حساب کرد:

$$\alpha = \pi^4 \sqrt{\frac{E_f I_f}{E_i t}} \quad \text{طول تماس قاب و میانقاب} \quad (9)$$

که  $\alpha$  طول تماس قاب و میانقاب،  $E_f$  و  $E_i$  ضرایب ارتجاعی مصالح قاب و میانقاب،  $I_f$  گشتاور ماند قاب و  $t$  ضخامت میانقاب است. وی آنگاه عرض مؤثر قید قطری معادل را به صورت تابعی از سختی نسبی میانقاب  $\lambda h$  بدست داد.  $\lambda h$  خود تابعی از طول تماس  $\alpha$  است و از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$\lambda h = \frac{\pi h}{2\alpha} = \sqrt[4]{\frac{E_i t h^3}{4E_f I_f}} \quad \text{سختی نسبی میانقاب} \quad (10)$$



الف. طول تماس در کنج فشاری      ب. قید فشاری معادل

شکل ۱۱ میانقاب همچون قید فشاری معادل عمل می‌کند

مین استون (۱۳) با اقتباس از رابطه استافورد اسمیت رابطه نیمه تجربی زیر را برای محاسبه عرض مؤثر پیشنهاد کرد:

$$\frac{w}{d} = 0.16(\lambda_h h)^{-0.3} \sin 2\theta \quad \text{عرض مؤثر میانقاب} \quad (11)$$

$w$  عرض مؤثر میانقاب و  $d$  طول قطر میانقاب است و داریم

$$\lambda_h = \sqrt[4]{\frac{E_i t \sin 2\theta}{4E_f I_h h}} \quad (12)$$

و

$$\theta = \tan^{-1} \frac{h}{l} \quad (13)$$

$h$  و  $l$  ارتفاع، طول و کلفتی میانقاب،  $I_h$  گشتاور ماند ستون و  $E_i$  و  $E_f$  ضرایب ارتجاعی میانقاب و قاباند. برای محاسبه سختی قاب مرکب می‌توان میانقاب را با یک قید فشاری معادل جایگزین ساخت که مساحتش برابر است با

$$A_e = wt \quad \text{مساحت قید فشاری معادل} \quad (14)$$

اگر از تغییر طول تیر و ستونها صرف نظر کنیم، سختی قاب مرکب برابر است با

$$K = \frac{A_e E_i}{d} \cos^2 \theta = \left(\frac{w}{d}\right) t E_i \cos^2 \theta \quad \text{سختی قاب مرکب} \quad (15)$$

در اغلب موارد  $w/d$  عملاً بین ۰/۰۸ و ۰/۱ است. در این صورت مساحت قید فشاری معادل حدوداً برابر است با

$$A_e = 0.09td \quad \text{مساحت قید فشاری معادل} \quad (16)$$

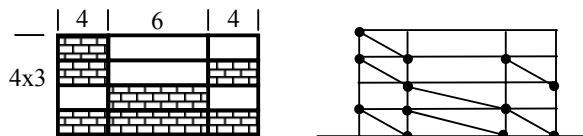
و ضریب ارتجاعی قید فشاری را می‌توان از رابطه زیر بدست آورد

$$E_i = 400f_c \quad (17)$$

$f_c$  تنش فشاری مصالح سازای قاب است.

مثال ۱ زمان تناوب و مدهای ارتعاش قاب زیر را محاسبه کنید. وزن هر یک از طبقات مساوی ۱۰۰ تن و کلفتی میانقابها برابر ۲۰ سانتیمتر است. مقاومت فشاری مصالح سازای میانقاب برابر ۵۰ کگ بر سمم فرض شوند.

حل. مدل میانقابها در شکل نشان داده شده است. با استفاده از رابطه ۱۵ سختی تک تک دهانه‌ها را محاسبه و با هم جمع می‌کنیم. از رابطه ۱۶ داریم



$$A_e = 0.09td \quad \therefore K = \frac{(0.09td)(400f_c)}{d} \cos^2 \theta = 1.8t \cos^2 \theta \quad t/cm$$

در طبقه اول زاویه قطر میانقابها با افق برابر است با

$$\theta_1 = \tan^{-1} \frac{3}{4} = 36.9^\circ \quad ; \quad \theta_2 = \tan^{-1} \frac{3}{6} = 26.6^\circ$$

پس

$$K = 1.8t \cos^2 \theta = 1.8 \times 20 [2 \cos^2 36.9 + \cos^2 26.6] = 74.9 \quad t/cm$$

و به‌طور مشابه در طبقات دوم، سوم و چهارم سختی بترتیب برابر ۲۸/۸، ۴۶ و ۲۳ تن بر سانتیمتر است. براین اساس ماتریس سختی تشکیل و با استفاده از روابط ۹۳.۲ و ۹۲.۲ در مرجع (۱۴) زمانهای تناوب و شکل‌های مدی محاسبه می‌شوند. نتایج در زیر آمده است.

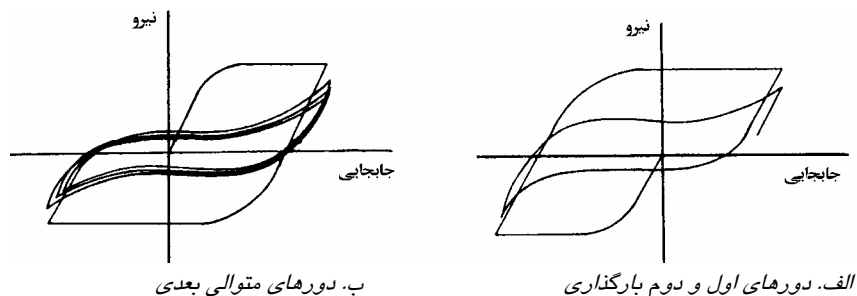
$$T_1 = 0.49 \quad T_2 = 0.19 \quad T_3 = 0.11 \quad T_4 = 0.093$$

$$\phi_1 = \begin{bmatrix} 0.17 \\ 0.58 \\ 0.78 \\ 1 \end{bmatrix} \quad \phi_2 = \begin{bmatrix} -0.37 \\ -0.89 \\ -0.53 \\ 1 \end{bmatrix} \quad \phi_3 = \begin{bmatrix} 4.11 \\ 1.26 \\ -3.1 \\ 1 \end{bmatrix} \quad \phi_4 = \begin{bmatrix} -5.96 \\ 6.54 \\ -4.9 \\ 1 \end{bmatrix}$$

مدل پسماند

نوع رفتار پسماند قاب مرکب در دور اول و دوره‌های بعدی در شکل ۱۲ نشان داده شده است. در دور اول بارگذاری، قاب مرکب از ناحیه خطی به غیرخطی، و سپس به تسلیم می‌رسد و رفتار آن شبیه سازه‌های ارتجاعی-خمیری است اما در باربرداری مشخص می‌شود که حلقه پسماند کوچکتری دارد به‌طوری‌که در دور دوم بارگذاری نوعی باریک شدگی به چشم می‌خورد که حاصل ترکها و خردشدگی‌های ایجاد شده در

میانقاب در دور اول بارگذاری است. شکل ۱۲. ب حاکی است که در دوره‌های بعدی بارگذاری، شکل حلقه تغییر چندانی نمی‌کند و فقط بر اثر ترکها و خردشدگی‌های مختصر، اندازه حلقه پسماند اندکی کوچکتر شده است. بنابراین رفتار پسماند قاب مرکب از نوع کاهنده است.

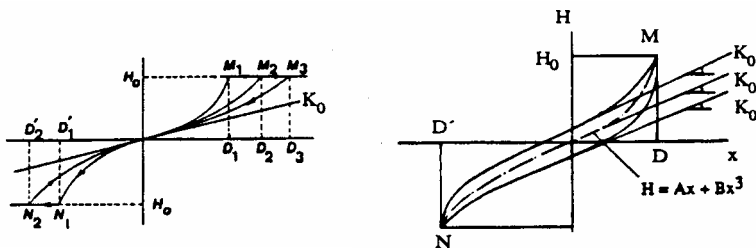


شکل ۱۲ رفتار پسماند قابهای مرکب در دوره‌های متوالی بارگذاری

براساس نمودارهای پسماندی که از آزمایش روی نمونه‌های مختلف قاب مرکب بدست آمده بود نگارنده یک مدل پسماند برای تحلیل دینامیکی قاب مرکب ارائه نمود (۱۸). همانطور که در شکل ۱۳ می‌بینیم، میانتار حلقه پسماند با یک منحنی درجه ۳ تقریب زده شده است که قسمت ارتجاعی را تشکیل می‌دهد و در  $M_1$  به تسلیم می‌رسد، و با رسیدن به حد تازه‌ای در جابجایی ( $M_2, M_3$  و ...)، ضریب  $B$  در تابع درجه ۳ زیر طوری تعیین می‌شود تا نمودار از نقطه جدید عبور کند. ضریب  $A$  برابر سختی اولیه قاب (بدون در نظر گرفتن میانقاب) است که در نمودار مزبور با  $k$  مشخص شده است.

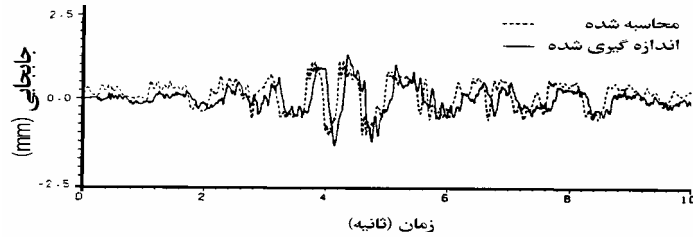
$$H = Ax + Bx^3$$

مدل ریاضی میانتار حلقه پسماند (۱۸)



شکل ۱۳ مدل ریاضی نمودار پسماند قاب مرکب

ملاحظه می‌شود که این مدل توانایی بیان کاهندگی ناشی از ترک را دارد. در شکل ۱۴ نتایج تحلیل دینامیکی قابهای مرکب با استفاده از این مدل، با نتایج آزمایش میز زلزله بر روی قابهای مرکب مقایسه شده است. می‌توان نتیجه گرفت که مدل ریاضی مزبور توانسته با دقت خوبی رفتار قاب مرکب را در حوزه غیرارتجاعی پیش بینی کند.



شکل ۱۴ مقایسه پاسخ دینامیکی محاسبه شده قاب مرکب تحت زلزله پارکفیلد امریکا (۱۹۶۶) با نتایج آزمایش

### مقاومت قاب مرکب

مقاومت ترک قطری: برای محاسبه نیرویی که موجب ترک قطری در میانقاب می‌شود ردینگتن (۱۳) با استفاده از نتایج تحلیل اجزاء محدود، روابط زیر را برای تنش در مرکز میانقاب ارائه نمود.

$$\tau = \frac{1.43H}{l \cdot t} \quad \sigma_y = \frac{(0.8h/l - 0.2)H}{l \cdot t} \quad \sigma_t = \frac{0.58H}{l \cdot t} \quad (19) \quad \text{تنشها در مرکز میانقاب}$$

$\tau$  تنش برشی،  $\sigma_y$  تنش محوری در جهت قائم و  $\sigma_t$  تنش کششی اوج در مرکز میانقاب است.  $h$  و  $l$  ارتفاع، طول و کلفتی دیوارند و  $H$  نیروی افقی وارد به قاب است. برای بدست آوردن مقاومت مجاز نظیر شکست قطری، باید تنشهای فوق با مقادیر تنش مجاز آجر چینی مقایسه شوند. آیین‌نامه CP111 انگلیس تنش کششی مجاز آجر چینی را برای محاسبه خمش برابر  $0.7$  کگ بر سمم<sup>۱</sup> توصیه می‌کند. اگر این مقدار را بجای  $\sigma_n$  در رابطه ۱۹ قرار دهیم، مقاومت مجاز نظیر شکست قطری ناشی از کشش بدست می‌آید اما تجربه نشان داده که شکست قطری زمانی ناشی از شکست کششی است که برای ساخت میانقاب از مصالح بسیار اعلا استفاده شود و گرنه برای مصالح معمولی، شکست قطری بیشتر ناشی از شکست برشی در مصالح است که از ضابطه کولن در رابطه ۳ پیروی می‌کند. مقدار تنش برشی مجاز در آیین‌نامه CP111 چنین داده شده است:

$$\tau = 1 + 0.16\sigma_n \leq 5 \quad \text{kg/cm}^2 \quad \text{تنش برشی مجاز در میانقاب} \quad (20)$$

از نهادن این رابطه در ۱۹ مقاومت برشی مجاز میانقاب برابر خواهد شد با

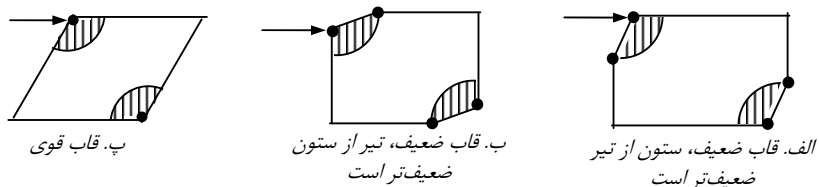
$$H_{dc} = \frac{100lt}{14.6 - 1.28\beta} \quad \text{مقاومت مجاز ترک قطری برشی (تن)} \quad (21)$$

$l$  و  $t$  طول و کلفتی دیوار به متر، و  $\beta$  برابر  $h/l$  یا  $l/h$  (هر کدام که کم‌ترند) است. باید دانست که مقاومت واقعی ترک قطری از مقدار مجاز حاصل از رابطه فوق بیشتر است و برای بدست آوردن آن باید بجای تنش برشی مجاز رابطه ۲۰ مقدار تنش برشی نهایی مصالح میانقاب را نهاد که طبق توصیه آیین‌نامه BS5628 انگلیس برابر است با

$$\tau_f = 1.5 + 0.6\sigma_n \quad (22)$$

تنش برشی شکست آجر چینی با ملات ضعیف (کگ بر سمم)

در صورت استفاده از ملات قوی، تنش چسبندگی  $\tau_0$  در رابطه فوق از  $1/5$  به  $2/5$  کگ بر سمم افزایش می‌یابد. مقاومت شکست کنج: در حالت نهایی شکست، کنج میانقاب خرد می‌شود و بر حسب اینکه تیر قویتر باشد یا ستون، لولاهای خمیری شکل زیر در قاب ایجاد می‌گردد.



شکل ۱۵ حالت‌های شکست کنج در میانقابها

برای این حالت‌های شکست می‌توان مقاومت میانقاب را مطابق زیر حساب کرد.

$$V = mf_c t l \quad (23)$$

$f_c$  مقاومت فشاری بتن که برابر  $0.18f'_c$  در نظر گرفته می‌شود.  $t$  و  $l$  کلفتی و طول میانقاب بوده و  $m$  کمترین مقدار حاصل از روابط زیر می‌باشد.

$$m = \sqrt{\frac{2(M_j + M_c)}{f_c t h^2}} \quad (24)$$

$$m = \frac{1}{\tan \theta} \sqrt{\frac{2(M_j + M_b)}{f_c t h^2}} \quad (25)$$

$$m = \frac{4M_j}{f_c t h^2} + \frac{1}{6} \quad (26)$$

$$m = \frac{4M_j}{f_c t h^2} + \frac{1}{6 \tan^2 \theta} \quad (27)$$

در این روابط  $f_c$  تنش فشاری مقاوم میانقاب،  $t$  کلفتی میانقاب،  $h$  ارتفاع میانقاب،  $M_c$  و  $M_b$  لنگر نهایی تیر و ستون و  $M_j$  لنگر نهایی اتصال است که برای اتصالات مفصلی برابر صفر و اتصالات گیردار برابر کمترین  $M_b$  و  $M_c$  اختیار می‌شود و  $\theta$  برابر است با

$$\theta = \tan^{-1} \frac{h}{l}$$

تنش مقاوم فشاری  $f_c$  برای آجرچینی میانقاب می‌تواند از طریق آزمایش و یا از مقادیر توصیه شده توسط آیین‌نامه‌ها معین گردد. با توجه به نتایج آزمایش روی نمونه‌های کوچک آجر چینی، مقدار  $50$  کگ بر سمم

برای  $f_c$  پیشنهاد شده است (۸). آیین‌نامه ۵۱۹ ایران مقدار مجاز تنش فشاری را برابر ۱۲ کگ بر سمم توصیه مینماید.

#### مراجع

۱. حسن مقدم، ۱۳۷۳، طرح لرزه‌ای ساختمانهای آجری، انتشارات دانشگاه صنعتی شریف.
2. Priestley, M. J. N., 1980, *Masonry*, in E. Rosenblueth (ed), *Design of earthquake resistant structures*, Pentech Press.
3. Hendry, W.H., 1981, *Structural brickwork*, MacMillan Press.
4. Sinha, B. P., Hendry, A. W., 1969, *Racking tests on storey height shear wall structures with openings subjected to precompression, designing engineering and constructing with masonry products*, Ed. F. B. Johnson, GulfHudston, pp. 192-9.
5. Chinwah, J. C. G., 1972, *Shear resistance of brick shear walls*, PhD thesis, University of London.
6. Pieper, K., 1971, *Shear tests on walls*, Proc of 2<sup>nd</sup> Intn. Brick Masonry Conf., Stoke-on-trent, UK, pp, 140-3.
7. Schneider, H., 1976, *Tests on shear resistance of masonry*, Proc. of 4<sup>th</sup> Intn Brick Masonry Conf., Brugge, paper 4.b.12.
۸. مقدم، حسن، ۱۳۷۴، رفتار دیوارهای آجری مسلح در برابر زلزله، دومین کنفرانس بین المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله، صفحات ۸۰۷-۸۱۸.
۹. مقدم، حسن، ۱۳۷۳، رفتار ساختمانهای آجری مسلح و غیر مسلح در برابر زلزله، انتشارات مؤسسه بین المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله.
10. Moghaddam, H.A, *Seismic behaviour of brick infilled frames*, PhD Thesis, Civil Eng Dept, Imperial College, London
11. Moghaddam, H. A., Dowling, P.J, 1987, *The state-of-art in infilled frames*, ESEE report, No 87-2, Imperial college, London.
12. Stafford-Smith, B. S., 1966, *Behaviour of square infilled frames*, ASCE, **92**, ST1 (Feb), 341-403.
13. Riddington, J., Stafford-Smith, B. S., 1977, *Analysis of infilled frames subjected to racking with design recommendations*, J. Structural Engineers, 52, No. 6, 263-268.
۱۴. حسن مقدم، مهندسی زلزله - مبانی و کاربرد، انتشارات فراهنگ، ۱۳۸۱
15. Liauw, T. C, Kwan, K H., 1983, *Plastic theory of infilled frames with finite interface shear strength*, Proc Instn Civ Engrs, Part 2, 75, Dec, 707-723.

