

مدلسازی میانقاب مصالح بنایی به کمک نرم افزارهای متداول طراحی سازه

محمد رضا صافدل، فارغ التحصیل کارشناسی ارشد مهندسی زلزله / فریبرز ناطقی الهی، استاد پژوهشکده مهندسی سازه پژوهشگاه

۱- چکیده

در ساختمانهای معمول شهری دیده می‌شوند. این ساختمانها متشکل از یک سازه باربر بتن مسلح یا فولادی هستند که میانقابها به عنوان جداکننده فضاهای معماری و نیز به صورت دیوارهای پوششی، فضای بین قابهای سازه را پر کرده‌اند. از آنجایی که عموماً میانقابها به عنوان اعضای غیرسازه‌ای مورد توجهند اغلب، مهندسان سازه آنها را نادیده می‌گیرند.

چشم پوشی از اثر میانقابها از نظر پارامتر مقاومت در جهت اطمینان است (این دیوارها با مقاومت اضافی که به قاب می‌دهند در تحمل نیروی زلزله و در نتیجه پایداری کلی سازه تأثیر مثبتی دارند)؛ ولی این نادیده گرفتن همیشه به یک روش محتاطانه و در جهت اطمینان نمی‌انجامد. بدین شکل که میانقاب به قاب، سختی اضافی را تحمیل و در نتیجه در هنگام زلزله آن قاب سهم بیشتری از نیروی زلزله را جذب می‌کند. در واقع، میانقاب نیروی زیادی را انتقال می‌دهد که بعد از سیکل‌های اول بارگذاری باعث شکست ترد میانقاب و انتقال نیرو به ستونها می‌شود. این انتقال ناگهانی نیرو باعث شکست ستونها و فروپاشی سازه خواهد شد؛ زیرا قاب توخالی مدل شده سختی کمتری داشته، در نتیجه برای نیروی کمتری طراحی شده است. علاوه بر این روند کلی، نادیده گرفتن اثر میانقابها مشکلات

میانقابها بر روی مقاومت، سختی و شکل پذیری قابهای میان پر تأثیر دارند؛ با وجود این، هنوز هم در طراحی‌های متداول سازه‌های قاب دار، به دلیل وجود پارامترهای بیشمار مؤثر و نبود یک مدل تحلیلی ساده، میانقابها را جزء اعضای غیرسازه‌ای در نظر گرفته، از مدل کردن آنها چشم پوشی می‌شود. در این مقاله، روشی برای مدلسازی میانقاب مصالح بنایی به کمک یکی از نرم افزارهای متداول طراحی سازه‌ها معرفی شده است که در آن هر میانقاب با سه دستک فشاری با مشخصات نیرو-تغییرشکلی که بر پایه رفتار اورتروپیک دیوار مصالح بنایی حاصل شده، جایگزین شده است. نمونه‌های آزمایش شده‌ای که پیشتر به کمک نرم افزار ANSYS 5.3 تحلیل شده بودند، انتخاب و این بار به کمک نرم افزار SAP2000 مدلسازی و تحلیل شده‌اند. مقایسه نتایج تحلیلها نشان دهنده دقت قابل قبول مدل معرفی شده می‌باشد.

کلیدواژه‌ها: میانقاب، دستک فشاری، مصالح بنایی، قاب فولادی، میان پر، مدل، تحلیل

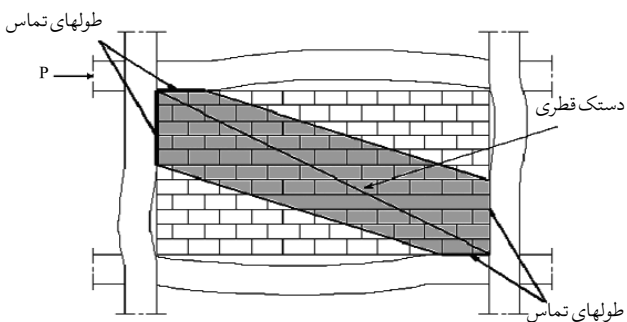
۲- مقدمه

میانقابهای مصالح بنایی به شکل دیوارهای خارجی و داخلی

خردشدگی کنج، که معمولترین شکل خرابی میانقاب است، ارائه دادند. در این روش، میانقاب با سه دستک فشاری جایگزین می شود که خصوصیت نیرو - تغییر شکلی آنها بر پایه رفتار اورترو پیک دیوار مصالح بنایی تعریف می شود. در بخشهای بعد این روش معرفی شده است.

۳ - توسعه مدل قاب فولادی میان پر با مصالح بنایی

اگر یک دیوار مصالح بنایی بدون قاب در معرض یک بارگذاری قطری قرار گیرد، معمولاً دچار یک شکست ناگهانی می شود که از یک ترک پله ای در طول قطر بارگذاری شروع شده، صفحه را به دو قسمت مجزا تقسیم می کند که بلافاصله به علت محصور نشدگی دیوار به فرور بیختن نمونه منجر می شود. برخلاف دیوار غیر محصور، در یک میانقاب به محض اینکه ترک قطری شروع به گسترش می کند (معمولاً در تراز بار و تغییر شکلی بسیار پایین تراز نهایی) پانل در قاب محیطی، محصور و در برابر بارهای وارده روی طولهای تماسش مقاومت می کند (شکل ۱).



شکل (۱): تقسیم صفحه میانقاب به دو ناحیه قطری [۳]

طولهای تماس یک محدودیت کافی برای جلوگیری از گسیختگی ایجاد می کنند و به میانقاب امکان می دهند که بارهای بسیار بیشتری را تحمل کند تا وقتی که ترک قطری موجود عریض شود و ترکهای جدید ظاهر شوند و در نهایت شکست نهایی رخ دهد. این رفتار در مراجع مختلف توسط محققان

دیگری را نیز باعث می شود که از جمله می توان به افزایش نیروی وارد به اتصالات قاب، پدیده ستون کوتاه بر اثر اجرای دیوارهای ضخیم بین ستونها با ارتفاع کمتر از ارتفاع طبقه و یا ایجاد پیچش در ساختمان به علت توزیع نامتقارن و نامنظم دیوارهای داخلی اشاره کرد. در نهایت، نادیده گرفتن میانقابه باعث کاهش نسبت مقاومت به وزن سازه می شود که این امر برخلاف اصول کلی کار طراحی لرزه ای سازه ها می باشد [۱].

مطالعات گسترده ای که طی ۵۰ سال اخیر به صورت تحقیقات آزمایشگاهی و تحلیلی در زمینه رفتار لرزه ای قابهای میان پرواثر میانقابه انجام پذیرفته بر این نکته اتفاق نظر دارند که میانقابه تأثیر قابل توجهی روی سختی و مقاومت قاب دارند؛ بنابراین نباید از آنها در مراحل تحلیل و طراحی سازه چشم پوشی کرد. هلمز در سال ۱۹۶۱ برای اولین بار ایده جایگزینی میانقاب با یک میله فشاری معادل را مطرح نمود. این تئوری بعدها توسط محققین دیگری چون استافورد - اسمیت (۱۹۶۶)، مین استون (۱۹۷۱)، تروونگدام (۱۹۸۵)، مدن (۱۹۹۷) بسط و گسترش داده شد. به کار بردن روش اجزای محدود برای تحلیل قابهای میان پر برای اولین بار توسط کارامانسکی (۱۹۶۷) پیشنهاد شد و طی دهه های گذشته روش اجزای محدود به صورت مداوم برای بررسی و شناختن اثر پارامترهای مختلف و ارزیابی مقاومت و سختی قابهای میان پر به کار گرفته شده است [۲].

از آخرین مدل های اجزای محدود معرفی شده برای مطالعه رفتار قابهای مرکب، مدل معرفی شده ال داخانی، الگالی و حمید می باشد [۳]. ایشان با جمع آوری نتایج تحلیل بقیه محققان و انجام تحلیل اجزای محدود، یک روش تحلیلی جدید برای محاسبه سختی جانبی و ظرفیت باربری نهایی قابهای فولادی میان پر با مصالح بنایی (CMISFs) با مد خرابی

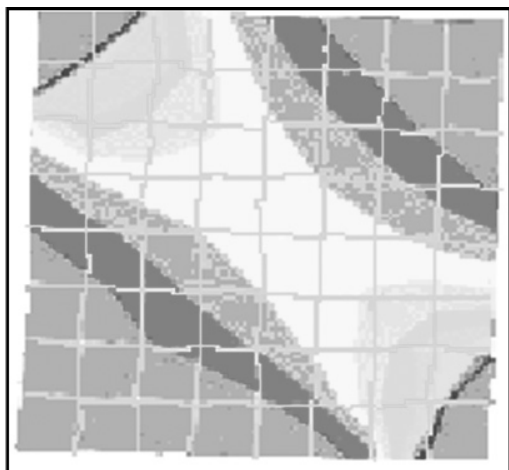
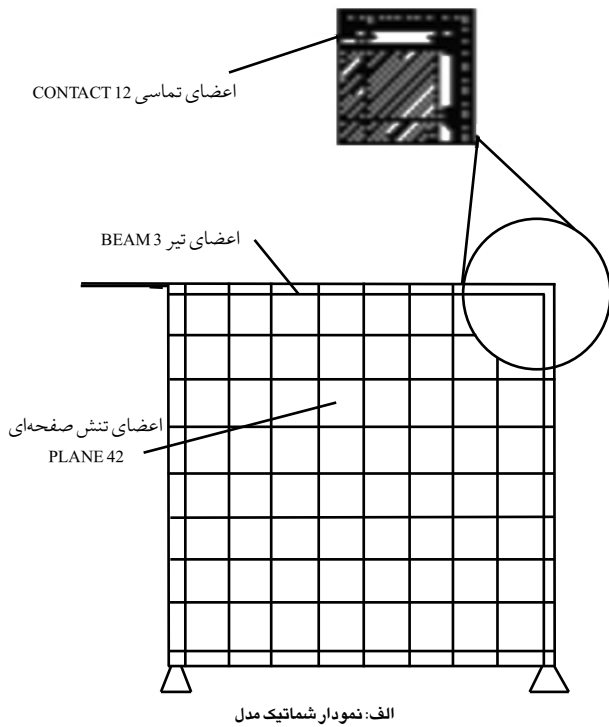
بسیاری گزارش شده است [۴، ۵، ۶، ۷ و ۸].

برای مدلسازی این رفتار، منطقی است که میانقاب به صورت ترکیبی از دو ناحیه قطری، در نظر گرفته شود (شکل ۱). یک ناحیه بین تیر بالا که به ستون دورتر متصل است و دیگری ستون نزدیک به بار را به تیر پایین اتصال می دهد [۸، ۹، ۱۰ و ۱۱].

در مدلسازی قاب مرکب، معمولاً میانقاب با یک دستک قطری جایگزین می شود که دو کنج تحت بار را به هم متصل می کند. از معایب این نوع مدلسازی این است که لنگرهای خمشی و نیروهای برشی اعضای قاب میان پر بخوبی نمایش داده نمی شود؛ بنابراین حداقل دو دستک غیرقطری اضافی که نقاط پیشینه لنگر در تیرها و ستونها را به هم متصل می کند لازم است، تا این ضعف مدل برطرف شود. بعلاوه از آنجا که در انتقال نیروها از اعضای قاب به میانقاب، مهمترین عامل طول تماس قاب - میانقاب است و این عامل خود به سختی و تغییر شکل قاب وابسته است، مدل سه دستک، اندرکنش بین پانل های مختلف میانقاب را در ساختمان چند طبقه ممکن ساخته، قابلیت بهتری در نشان دادن ناحیه واقعی تحت تنش میانقاب را در اختیار قرار می دهد (شکل ۲). علاوه بر آن استفاده از سه دستک، مدلسازی خرابی مرحله به مرحله را در منطقه تماسی کنج و نه فقط در نقاط کنج تسهیل خواهد کرد [۱۲].

بسط مدل تحلیلی قاب میان پر به دو بخش کلی تقسیم می شود:

- توسعه یک مدل برای نمایش هندسی اجزای سیستم سازه یا به عبارت دیگر اعضای قاب فولادی و میانقاب؛
- مدل مصالح پیشنهاد شده برای فولاد و مصالح بنایی .

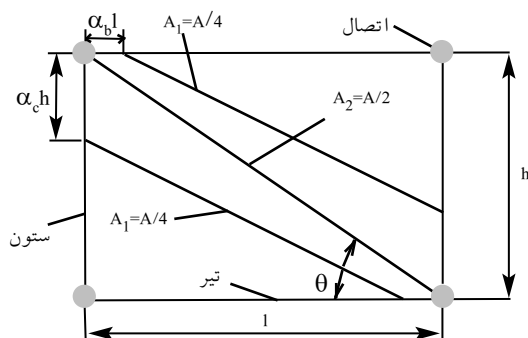


ب: نشانه های اصلی تنش
شکل (۲): ناحیه واقعی تحت تنش یک قاب میان پر [۱۲]

۴ - مدل هندسی میانقاب

برای مدلسازی میانقاب لازم است تا محل ابتدا و انتهای دستکهای غیرقطری (طولهای تماس قاب - میانقاب) مشخص و عرض مؤثر میانقاب با توجه به سختی نسبی آن نسبت به قاب و ضخامت و هندسه مدل تعیین شود. صانعی نژاد و هوبس طی مطالعه ای تحلیلی [۸] نشان دادند که برای قاب فولادی میان پر با میانقاب بتنی نقاط پیشینه لنگر

یکنواخت تنش در طول ناحیه تماسی، هر قسمت با دو دستک جایگزین می شود که هر یک با مساحت $A_1 = 1.2 (A/2) = A/4$ در شروع و انتهای طول تماس قاب - میانقاب قرار گرفته اند. ترکیب دو دستکی که کنجهای تحت بار از دو ناحیه را به یک دستک با مساحت $A_2 = 2 A_1 = A/2$ متصل می کنند باعث می شود که کل صفحه میانقاب با سه دستک جایگزین شود. دستک بالایی با مساحت $A_1 = A/4$ ، تیر بالایی را به ستون دورتر از بار وصل می کند. یک دستک میانی با مساحت $A_2 = A/2$ دو گوشه تحت بار را به هم متصل می کند و در نهایت دستک پایینی با مساحت $A_1 = A/4$ ستون نزدیک به بار را به تیر پایین متصل می کند؛ بنابراین، $A_2 + 2A_1 = A$. مدل هندسی پیشنهاد شده برای قابهای فولادی میان پر با مصالح بنایی (CMISF) در شکل (۳) نشان داده شده است [۳].



شکل (۳): مدل پیشنهاد شده برای قاب فولادی میان پر با مصالح بنایی [۳]

صانعی نژاد و هوبس رابطه (۳) را برای محاسبه مساحت کل دستک قطری پیشنهاد کردند [۸]:

$$A = \frac{(1 - \alpha_c) \alpha_c h t}{\cos \theta} \quad \text{که } \theta = \tan^{-1} \theta = (h/l) \quad (۳)$$

با محاسبه مساحت کل می توان میانقاب را با سه دستک قطری معادل سازی کرد.

۵- مدل مصالح میانقاب

بعد از مشخص شدن هندسه مدل، برای تعریف درست رفتار

گسترش یافته در اعضای قاب تقریباً در انتهای طولهای تماسی قاب - میانقاب قرار می گیرند و روابطی را برای محاسبه فاصله محل قرارگیری آنها از محل اتصال تیر - ستون ارائه کردند. پارامترهایی همانند نسبت طول تماسی ستون به ارتفاع ستون، نسبت طول تماس تیر به طول آن، ارتفاع ستون، طول تیر، حداقل ظرفیت لنگر پلاستیک ستون، تیر و اتصال و بالاخره ضخامت میانقاب در این روابط مؤثر بودند. آنها در نهایت با اورتروپیک در نظر گرفتن میانقاب مصالح بنایی و خلاصه کردن فرضها و ساده سازیهای ذکر شده روابط (۱) و (۲) را برای محاسبه فاصله نقاط بیشینه لنگر در ستونها و تیرهای قاب از نقطه اتصال تیر - ستون (که تقریباً همان طولهای اتصال هستند) پیشنهاد کردند:

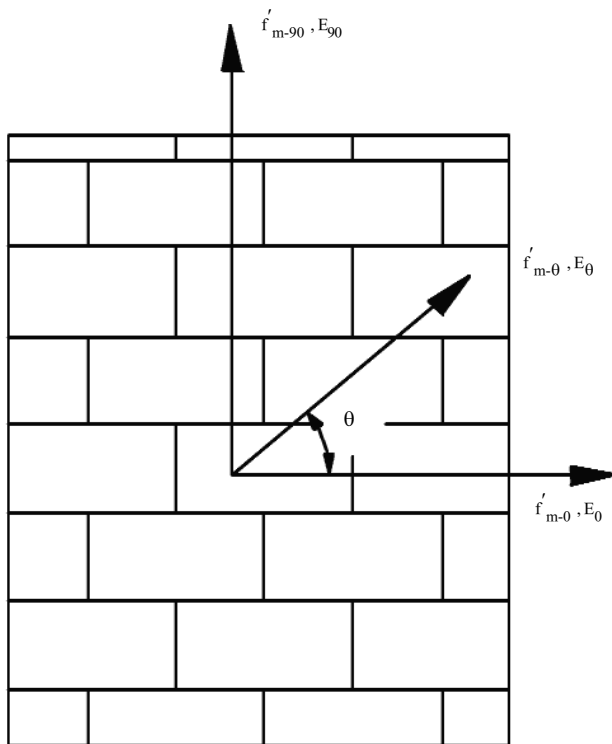
$$\alpha_c h = \sqrt{\frac{2(M_{pj} + 0.2M_{pc})}{t.f'_{m-0}}} \leq 0.4h \quad (۱)$$

$$\alpha_b \ell = \sqrt{\frac{2(M_{pj} + 0.2M_{pb})}{t.f'_{m-90}}} \leq 0.4\ell \quad (۲)$$

در این روابط، α_c نسبت طول تماسی ستون به ارتفاع ستون، M_{pc} ارتفاع ستون، M_{pj} حداقل ظرفیت لنگر پلاستیک اتصال، M_{pb} حداقل ظرفیت لنگر پلاستیک ستون، t ضخامت میانقاب، f'_{m-0} مقاومت فشاری مصالح بنایی در جهت موازی، α_b نسبت طول تماسی تیر به طول آن، ℓ طول تیر، M_{pb} حداقل ظرفیت لنگر پلاستیک تیر و f'_{m-90} مقاومت فشاری مصالح بنایی در جهت عمود بر بستر است [۳].

استفاده از دستک ها به جای اعضای صفحه ای برای نمایش دو ناحیه پانل میانقاب کاربردی تر است. با فرض اینکه ناحیه قطری با مساحت برابر با A به صورت یکنواخت بارگذاری شده باشد، هر ناحیه از پانل که در شکل (۱) نشان داده شده دارای مساحت $A/2$ خواهد بود. بعلاوه با فرض توزیع

تکیه‌گاه دیوار با رابطه $f'_{m-0} = 0.7f'_{m-90}$ معرفی شده است [۷].



شکل (۴): مدل اورتروپیک مصالح بنایی [۳]

با دانستن مدول یانگ در بار E_p و بیشینه $f'_{m-\theta}$ ، تعیین کرنش نظیر بار بیشینه (ε_p)، ساده خواهد بود (شکل ۵، الف). پیشنهاد می‌شود به جای استفاده از رابطه سهموی (Parabolic) تنش - کرنش همان طوری که در شکل (۵، الف) نیز توسط خطوط ضخیم نشان داده شده آن را به صورت یک رابطه سه خطی تخمین زد که برای تحلیل، ساده‌تر و عملی‌تر است. اگر پارامترهای شکل (۵، الف) طبق روابط (۵، الف، ب و پ) فرض شوند اطلاعات بسیار دقیقی در دسترس خواهد بود:

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_p - 0.001 \quad (\text{الف، ۵})$$

$$\varepsilon_2 = \varepsilon_p + 0.001 \quad (\text{ب، ۵})$$

$$\varepsilon_u = 0.01 \quad (\text{پ، ۵})$$

با دانستن رابطه تنش - کرنش در سطح (با استفاده از رابطه ۳) و طول هر سه دستک (با دانستن ابعاد میانقاب و طولهای تماس داده شده که از رابطه ۱ و ۲ به راحتی محاسبه می‌شود)

میانقاب مصالح بنایی مشخصات مصالح تعریف می‌شوند. بر پایه منابع موجود، مشخص شده که قسمت تحت تنش میانقاب، یک ناحیه قطری است که دو کنج بارگذاری شده را به هم متصل می‌کند؛ بنابراین منطقی است که فرض شود خواص حاکم بر رفتار میانقاب در واقع خواص پانل میانقاب در جهت قطری آن است [۱۳، ۱۴ و ۱۵]. پس، یک تخمین دقیق این است که میانقاب مصالح بنایی ناهمسانگرد، اورتروپیک در نظر گرفته شود. به علت اینکه میانقاب طوری رفتار می‌کند که گویا تحت بار قطری قرار گرفته، روابط تشکیل دهنده صفحات اورتروپیک [۱۶] و ماتریس تبدیل محورها برای به دست آوردن مدول یانگ صفحه در جهت قطری به صورت رابطه (۴) می‌باشد:

$$E_{\theta} = \frac{1}{\frac{1}{E_0} \cos^4 \theta + \left[-\frac{2\nu_{0-90}}{E_0} + \frac{1}{G} \right] \cos^2 \theta \sin^2 \theta + \frac{1}{E_{90}} \sin^4 \theta} \quad (4)$$

در رابطه (۴)، E_0 مدول یانگ در جهت موازی بر بستر صفحه، ν_{0-90} نسبت پواسون است که به صورت نسبت کرنش در جهت عمود بستر صفحه به کرنش در جهت موازی آن تعریف می‌شود و G مدول برشی E_{90} مدول یانگ در جهت عمود بر بستر صفحه است. استفاده از معادله (۴) برای دیوارهای مصالح بنایی غیر مسلح، مدول یانگ در جهت مورب را تا ۸۰٪ جهت عمود بر بستر کاهش می‌دهد [۱۲].

همچنین مرسوم است که مدول یانگ اولیه مصالح شبه ترد مثل بتن و مصالح بنایی به مقاومت فشاری نهایی نسبت داده شود؛ بنابراین، منطقی است فرض شود که مدول یانگ نیز همانند مقاومت نهایی پانل مصالح بنایی در جهت θ تغییر می‌کند. مدل اورتروپیک میانقاب مصالح بنایی در شکل (۴) نشان داده شده است. در آخرین مطالعات صورت گرفته توسط Seah مقدار مقاومت فشاری مصالح بنایی در جهت عمود و موازی با

بعد از جستجو در مدارک منتشر شده از کارهای آزمایشگاهی، روش پیشنهادی برای مدلسازی دو نمونه قاب فولادی میان پر با دیوار مصالح بنایی (CMISF) به کار رفت. این نمونه‌ها از میان چهار نمونه‌ای انتخاب شده‌اند که در دانشگاه New Brunswick بین سالهای ۱۹۸۴ تا ۱۹۸۶ تحت آزمایش Monotonic Racking قرار گرفته‌اند. مشخصات قابهای چهار نمونه یکسان بوده و تنها مقاومت میانقاب مصالح بنایی به عنوان پارامتر متغیر در نظر گرفته شده بود. بارگذاری سه نمونه اول تا حدود ۱:۳ تغییر مکان نهایی و نمونه چهارم تا خرابی کامل نمونه انجام شده است؛ بنابراین به جهت مشابهت نمونه‌های ۱ تا ۳، نمونه اول [WB2] [۱۷]، به همراه نمونه چهارم [WD7] [۱۸] برای این مطالعه انتخاب شدند. در جدول (۱) مشخصات قاب فولادی و در جدول (۲) مشخصات مشترک میانقاب نمونه‌ها آورده شده است.

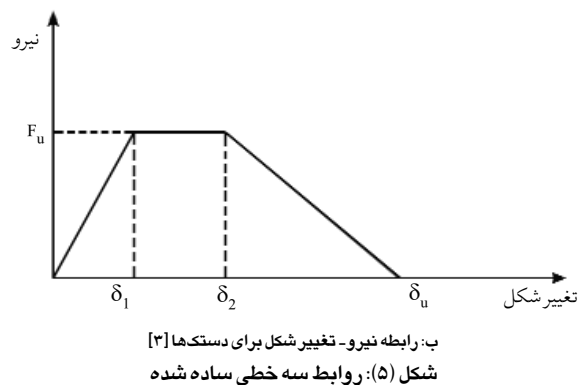
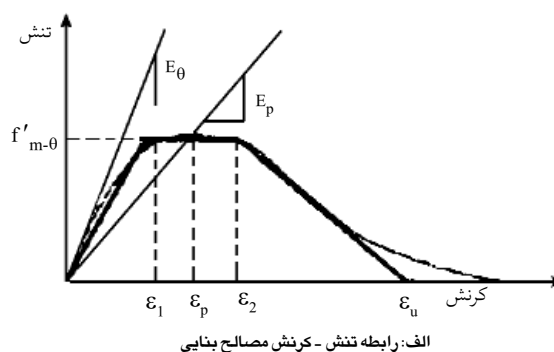
جدول (۱): مشخصات قاب فولادی به کار رفته در تحلیل‌ها [۱۹]

مشخصات	تیر	ستون
مقطع	W200×46	W250×58
محورهای خمش		
$A(\text{mm}^2)$	5860	7420
$I(\text{mm}^4)$	45.5×10^6	18.8×10^6
$E(\text{MPa})$	200 000	200 000
$M_{pl}(\text{kNm})$	148.8	84.9

جدول (۲): مشخصات مصالح میانقابها [۱۹]

$f'_{mn} = f_{my} = f'_m = 15 \text{ MPa}$
$f'_{mp} = f_{mx} = 0.7 f'_m$
$U_{xy} = U_{yx} = 0.15$
$E_{mn} = E_y = f'_m$
$E_{mp} = E_{mx} = 0.8 E_y$
$G_{xy} = 0.4 E_{mn}$

به دست آوردن رابطه نیرو - تغییر شکل برای هر دستک ممکن می‌شود. با ضرب ساده کرنش‌های ϵ_1 ، ϵ_2 و ϵ_u در مساحت هر دستک، به ترتیب مقادیر σ_1 ، σ_2 و σ_u به دست می‌آیند (شکل ۵، ب). همچنین با ضرب تنش $f'_{m-\theta}$ در مساحت هر دستک، برای هر کدام به دست می‌آید. در واقع با فرض اینکه E_θ و $f'_{m-\theta}$ برای تمام دستکها یکی است و با نادیده گرفتن تغییر جزئی در زاویه شیب بین دستک میانی با دو دستک بالا و پایین، فقط دو رابطه نیرو - تغییر شکل مشخص یکی برای دستکهای بالا و پایین و دیگری برای دستک میانی پیدا می‌شود.

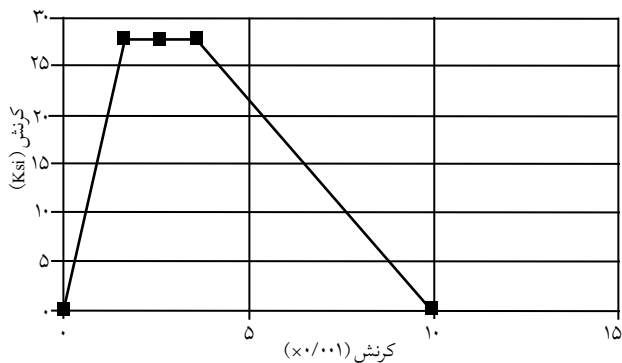


۶- مدلسازی قاب میان پر به کمک نرم افزار

SAP2000

در بخشهای ۲ تا ۵، مبانی لازم برای تهیه مدل قاب میان پر بر اساس مطالعات تحلیلی و آزمایشگاهی موجود ارائه گردید. در این بخش، مدل قاب مرکب به کمک نرم افزار SAP معرفی، تحلیل استاتیکی غیرخطی (PUSHOVER) انجام و نتایج تحلیلها مقایسه شده است.

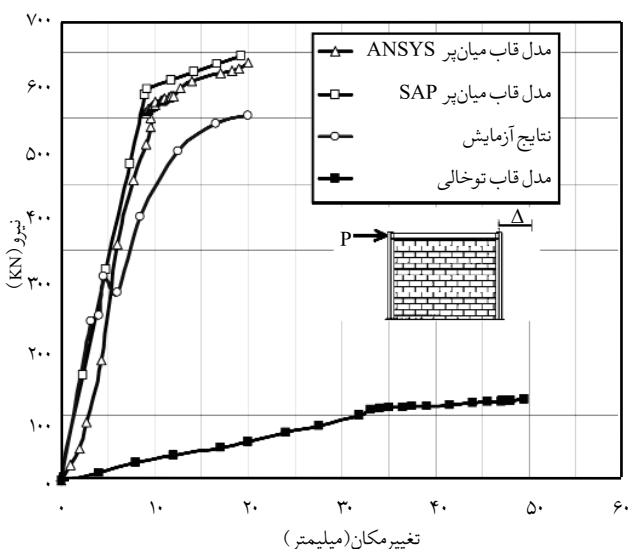
فشاری مصالح در جهت θ و بانادیده گرفتن تغییر جزئی در زاویه شیب بین دستک میانی بادو دستک بالا و پایین، دورابطه نیرو - تغییر شکل مشخص پیدا می شود یکی برای دستکهای بالا و پایین و دیگری برای دستک میانی.



شکل (۶): رابطه سه خطی ساده شده تنش - کرنش مصالح میانقابها

بعد از کامل شدن مدل ها، تحلیل استاتیکی غیرخطی انجام گرفت و نمودار نیرو - تغییر مکان نمونه ها به دست آمد. در شکل های (۷) و (۸) نمودار نیرو - تغییر مکان مدل SAP نمونه های WB2 و WD7 با نتایج مدل ANSYS و نتایج حاصل از آزمایش هر نمونه مقایسه شده است.

با جایگزین کردن میانقاب با سه دستک فشاری می توان اثر سختی میانقاب را با دقت قابل قبولی در مدل قاب میان پر وارد کرد (نمودارهای نیرو - تغییر مکان مدل ها).



شکل (۷): رابطه نیرو - تغییر مکان نمونه WB2

لازم به یادآوری است نتایج تجربی این آزمایشها بعدها توسط سی (Seah) با استفاده از یک میکرومدل اجزای محدود پیچیده شامل یک سری از اجزای تنش صفحه ای که در آن هر گره توسط ده فتر مدل شده بود مورد تحلیل قرار گرفت [۱۹]. در سال ۲۰۰۳ نیز این آزمایشها دوباره و این بار توسط ال داخانی، الگالی و حمید به کمک نرم افزار ANSYS 5.3 FE مورد تحلیل قرار گرفتند. این بار میانقابها با دستکهای فشاری جایگزین شده بودند [۳].

بعد از به دست آوردن کلیه مشخصات آزمایشها، پارامترهای لازم برای مدلسازی دو نمونه محاسبه شد. بدین ترتیب که به کمک روابط (۱) و (۲) طولهای تماس و از رابطه (۳) مساحت دستکها تعیین شد که خلاصه ای از نتایج محاسبات در جدول (۳) نشان داده شده است.

جدول (۳): مشخصات هندسی مدل ها

نمونه	h(mm)	l(mm)	f'_{m-o} (N/mm ²)	$\alpha_c h$ (mm)	$\alpha_b l$ (mm)	A(mm ²)
WB2 MODEL	2800	3600	33.3	370	328	26050
WD7 MODEL	2800	3600	25.4	423	375	29130

بعد از مشخص شدن طولهای تماس و مساحت ناحیه قطری معادل هر میانقاب، محل دستکهای غیرقطری و مقطع دستکها مشخص گردید. بعد از کامل شدن مدل برای انجام تحلیل استاتیکی غیرخطی موقعیت و نوع مفاصل خمیری اعضای قاب و دستکها باید تعریف شوند که برای اعضای قاب از مقادیر پیش فرض نرم افزار استفاده شد؛ ولی برای دستکها، مدل رفتاری براساس مشخصات مصالح میانقاب نمونه ها و روابط (۴) و (۵) تعیین گردید. در شکل (۶) نمودار ساده شده سه خطی تنش - کرنش به دست آمده برای مصالح میانقابها آمده است.

برای هر مدل با توجه به طول دستکها و با محاسبه مقاومت

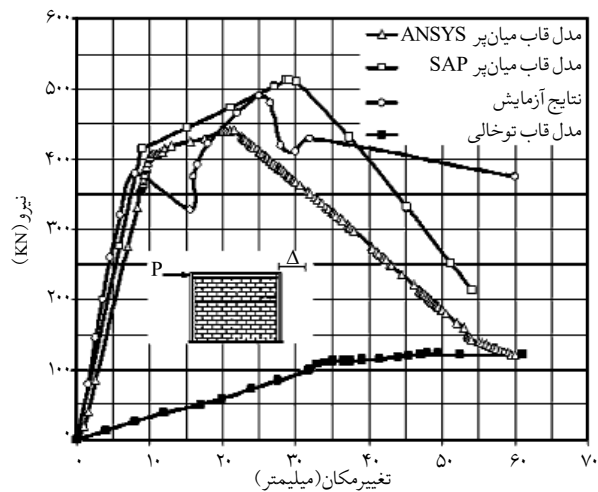
تشکیل مفاصل پلاستیک) و هم در صفحه بنایی (به علت خردشدن) رخ می دهد توجیه می کند.

۲- استفاده از یک مدل با چند دستک نسبت به مدلی با یک دستک قابلیت بهتری را در نشان دادن ناحیه واقعی تحت تنش میانقاب در اختیار قرار خواهد داد. بعلاوه، سه دستک به طور هم زمان گسیخته نمی شوند؛ بنابراین مشابه نمونه واقعی، مدلسازی خرابی مرحله به مرحله ممکن می شود.

۳- این روش یک ماکرومدل ارائه می دهد که از نظر کاربرد، ساده و عملی است و به زمان بسیار کمتری نسبت به روشهایی که با میانقاب مانند یک صفحه رفتار می کنند (مزومدل) نیاز دارد و یا میانقاب را به صورت یک سری اجزای تنش صفحه ای که توسط تعدادی فنر یا اجزای تماسی به هم متصل شده اند (میکرومدل) در نظر می گیرند.

۸- مراجع

۱. ناطقی الهی، فریبرز، صافدل، محمدرضا. (۱۳۸۴). اثر میانقاب در رفتار لرزه ای قابهای مرکب. سمینار کارشناسی ارشد. تهران، پژوهشگاه زلزله شناسی و مهندسی زلزله.
2. Moghaddam, H. A., Dowling, P. J. (1987). *The state of art in infilled frames* [ESEE Research Report, No. 87-2]. London: Civil Engineering Department, Imperial College.
3. El-Dakhakhni, W. W., Elgaaly, M., Hamid, A. (2003). A three-strut model of concrete masonry-infilled steel frames. *ASCE J. Struct., Eng.*, 129, No. 2, 177-185.
4. Polyakov, S. V. (1963). *Masonry in Framed buildings* (G. L. Cairns, Trans.). Boston Spa, Yorkshire, UK: National lending library for science



شکل (۸): رابطه نیرو - تغییر مکان نمونه WD7

در پایان لازم به ذکر است برای بسط بیشتر روش ارائه شده و مطالعه مواردی همچون اثر پانل های مجاور و پانل های طبقات بالا تر به تحقیقات بیشتری نیاز است که این مطالعات توسط نگارندگان در پژوهشگاه زلزله شناسی و مهندسی زلزله در حال انجام است. در این مطالعات با مدلسازی نمونه های یک طبقه - چند دهانه و چند دهانه - چند طبقه و در نهایت یک مدل سه بعدی از یک ساختمان موجود، نادیده گرفتن اثر میانقابه توسط طراحان مورد ارزیابی دقیق تر قرار می گیرد.

۷- نتیجه گیری

در این مقاله روشی کاربردی برای مدلسازی میانقاب مصالح بنایی به کمک نرم افزار SAP2000 ارائه گردید. با استفاده از این مدل تحلیلی ساده می توان اثر میانقاب را در تحلیل و طراحی قابهای میان پر در نظر گرفت. اهم نتایج این مطالعه عبارتند از:

- ۱- روش پیشنهاد شده سختی جانبی قاب فولادی میان پر با مصالح بنایی را تا لحظه شکست و ظرفیت بار نهایی را تا درجه قابل قبولی از دقت پیش بینی می کند. این روش رفتار غیرخطی را که هم در قاب فولادی (به علت

- and technology. (Original work published 1956).
5. Stafford Smith, B., Carter, C. (1969). A method of analysis for infilled frames. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, 44, 31-48.
 6. Flanagan, R. D., Bennett, R. M., Barclay, G. A. (1999). In-plane behavior of structural clay tile infilled frames. *ASCE. J. Struct., Eng.*, 125, No. 6, 590-599.
 7. Seah, C. K. (1998). *A universal approach for the analysis and design of masonry infilled frame structures*. Ph.D. thesis, The University of New Brunswick, Canada.
 8. Saneinejad, A., Hobbs, B. (1995). Inelastic design of infilled frames. *ASCE. J. Struct., Division*, 121, No. ST 4, 634 -650.
 9. Reflak, J., Fajfar, P. (1991). Elastic analysis of infilled frames using substructures. *Proceedings of the 6th Canadian Conf. on Earthquake Engineering, Toronto*.
 10. Mosalam, K., White, R. N., Gergely, P. (1997b). *Seismic evaluation of frames with infill walls using pseudo-dynamic experiments* [Rep. No. NCEER-97-0020].
 11. Buonopane, S. G., White, R. N. (1999). Pseudo-dynamic testing of masonry-infilled reinforced concrete frame, *ASCE. J. Struct., Eng.*, 125, No. 6, 578-589.
 12. El-Dakhkhni, W. W. (2000). *Nonlinear finite element modeling of concrete masonry-infilled steel frame*. MSc. thesis, Drexel Univ., Philadelphia.
 13. Hamid, A. A., Drysdale, R. G. (1980). Concrete block masonry under combined shear and compression along the mortar joints. *ACI. J.* 77, 314-320.
 14. Khattab, M., Drysdale, R. G. (1992). Test of concrete block masonry under biaxial tension compression. *Proc. of the 6th. Canadian Masonry Symposium. Saskatchewan, Canada: Univ. of Saskatchewan*.
 15. Mosalam, K., White, R. N., Gergely, P. (1997c). *Computational strategies for frames with infill walls: Discrete and smeared crack analyses and seismic fragility* [Rep No. NCEER-97-0021].
 16. Shames, I. H., Cozzarelli, F. A. (1992). *Elastic and inelastic stress analysis*. Englewood Cliffs, N J: Prentice-Hall.
 17. Yong, T. C. (1984). *Shear strength of masonry panels in steel frames*. MSc. thesis, Univ. of New Brunswick, Fredericton, N. B., Canada.
 18. Richardson, J. (1986). *Behavior of masonry-infilled steel frames*. MSc. thesis, Univ. of New Brunswick, Fredericton, N. B., Canada.
 19. Dawe, J. L. Liu, Y. Seah, C. K. (2001). A computer model for predicting infilled frame behaviour. *Can. J. Civ. Eng.*, 28, 133-148. ◀