بررسی اثر میانقابی دیوارها بر روی رفتار لرزه‌ای اتصالات دارای نشیمن

مجید محمدی، استادیار، پژوهشکده مهندسی سازه، پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله
معصومه حسن‌زاده، کارشناس، پژوهشکده مهندسی سازه، پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله

چکیده

اتصال ساده تیر با نبشی نشیمن انعطاف‌پذیر یکی از اتصالاتی است که در ساختمانهای فولادی مورد استفاده قرار می‌گیرد که در آن، تیر بر روی یک نبشی نشیمن قرار می‌گیرد. در این نوع اتصال علاوه بر نبشی نشیمن که وظیفه انتقال برش از تیر به ستون را دارد، یک نبشی در بالای تیر نیز به کار می‌رود که وظیفه آن تنها تأمین تکیه‌گاه جانبی برای بال فشاری تیر است. هرچند که در تحلیل‌های مرسوم که در آنها از اثر میانقاب در سازه صرفنظر می‌شود نیروی زلزله به اتصالات وارد نمی‌شود ولی بررسی رفتار لرزه‌ای این اتصالات در دهانه‌های دارای دیوار حاکی از اعمال نیرویی بیش از حد مورد انتظار به نبشی‌های اتصال است که می‌تواند موجب ایجاد شکست در جوشهای اتصال این نبشی‌ها یا تغییرشکلهای بزرگ و ماندگار در آنها شود. در این مقاله سعی می‌شود ابتدا نیروهای ناشی از کنش میانقابی دیوار معرفی و سپس اثر این نیروها بر روی اتصالات مفصلی به خصوص از نوع نبشی نشیمن بیان و روش طراحی مناسبی برای آنها ارائه شود، ضمن این که مطالبی در این زمینه برای نبشی موجود در اتصالات خورجینی نیز بیان شده است.

کلیدواژه‌ها: میانقاب، اتصال ساده مفصلی، اتصال خورجینی، اسکلت فولادی، نبشی اتصال

۱- مقدمه

میانقاب، دیوار ساخته شده در داخل قاب می‌باشد که رفتار سازه را به طور قابل‌ملاحظه‌ای متأثر می‌سازد. قاب میانپُر[1] به سازه‌ای اطلاق می‌گردد که در آن یک یا چند دهانه توسط قاب محصور شده است. در آیین‌نامه‌های طراحی ساختمانها در برابر زلزله از تمام اثرات کلی و محلی میانقاب صرفنظر می‌شود و این اعضاء در تحلیل مدلسازی نمی‌شوند. تنها اثری که از این اعضاء در مراحل تحلیل و طراحی در نظر گرفته می‌شود کاهش ۲۰ درصد در دوره تناوب ساختمان است. بدیهی است که صرفنظر کردن از این اعضاء همواره در جهت اطمینان نیست و در برخی موارد می‌تواند منجر به بروز اشکالات در سازه شود. یکی از اشکلات مزبور این است که در نیروهای لرزه‌ای وارد به اتصالات اثر کنش میانقابی دیوارها در نظر گرفته نمی‌شود که همین امر می‌تواند باعث بروز شکست در اتصالات شود. در این تحقیق تلاش شده این اثرات مورد بحث و بررسی قرار گیرد. هر چند که این اثر در انواع مختلف اتصالات تیر به ستون می‌تواند بروز کند، در این تحقیق روی نبشی نشیمن که تفاوت قابل‌توجهی بین مقاومت قائم آن در جهتهای مختلف (به سمت پایین یا بالا) وجود دارد، بررسی شده است.

۲- میانقاب

معمولاً واژه قاب میانپر زمانی به کار می‌رود که ابتدا قاب ساخته شود و سپس درون آن میانقاب اجرا گردد. واژه دیوار محصور[2] زمانی به کار می‌رود که ابتدا دیوار اجرا و سپس قاب و به خصوص قاب بتنی دور آن ساخته شود [۱].

تحقیق بر روی رفتار و اثرات سازه‌ای میانقاب از سال ۱۹۵۰ میلادی آغاز و تاکنون ادامه دارد. هرچند که بحث مرتبط با ساختمانهای آجری معمولاً به ساختمانهای کوتاه مربوط می‌شود ولی میانقاب را در بیشتر ساختمانها شامل ساختمانهای کوتاه، میان‌مرتبه و حتی بلند می‌توان مشاهده نمود. با توجه به استفاده زیاد از مصالح بنایی به خصوص آجر در ایران، اهمیت شناخت رفتار میانقاب را دو چندان

می‌کند. میانقاب به رغم تأثیر فراوانی که بر رفتار سازه دارد عموماً در تحلیل و طراحی در نظر گرفته نمی‌شود که این امر علاوه بر رفتار پیچیده میانقاب به ضعف آیین‌نامه‌ها نیز برمی‌گردد.

بیشتر آیین‌نامه‌ها و از جمله آیین‌نامه طراحی ساختمانها در برابر زلزله [۲] تأثیر میانقاب را تنها در زمان تناوب سازه می‌بینند و الزامی برای در نظرگیری سایر اثرات آن در سازه برای مهندسین فراهم نمی‌سازند. البته دلیل این امر به غیرقطعیت‌های فراوانی که در این نوع اجزا وجود دارد و همچنین مدلسازی پیچیده آن و عدم توافق دانشمندان به استفاده از روشهای واحد در مدلسازی مربوط می‌شود [۳]. یکی از مسائلی که در دیوارهای آجری مطرح می‌شود تعریف سطح بهره‌برداری لرزه‌ای آنها است. آیین‌نامه‌های قدیمی آمریکا تنش دیوار را به تنش ترک‌خوردگی آن محدود می‌کردند. بنا بر این آیین‌نامه‌ها، محدوده مجاز رفتار میانقاب تا زمانی است که ترک نخورده باشد [۴]. در حالی که برخی آیین‌نامه‌ها به خصوص آنهایی که با بحث مقاوم‌سازی لرزه‌ای سرو کار دارند محدوده رفتار آنها را تا حالت نهایی و حتی پس از آن، مدلسازی می‌کنند [۵-۶]. گریوانی و آقاکوچک [۷] عملکرد میانقابهای تقویت شده را در قابهای فولادی دارای اتصالات خورجینی بررسی کرده‌اند.

۳- نیروی لرزه‌ای وارد بر اتصال مفصلی تیر به ستون

در نظر نگرفتن اثرات موضعی میانقاب می‌تواند باعث اضمحلال اتصالات سازه در زمان وقوع زلزله شود. به‌رغم تصور در زلزله بارهای زیادی به اتصالات مفصلی تیر به ستون در دهانه‌های دارای دیوار وارد می‌شود که این اثر مهم متأسفانه به دلیل صرفنظر کردن از اثر میانقابها در تحلیل دیده نمی‌شود. به عنوان مثال تخریب اتصالات مفصلی و خورجینی در زلزله‌های گذشته، در دهانه‌های دارای دیوار در ساختمانهای فولادی، حاکی از این است که در این دهانه‌ها، به دلیل وجود میانقاب مصالح بنایی، نیروی برشی بیش از نیروی مورد انتظار به اتصال وارد گردیده و موجب گسیختگی جوشهای آن شده است. این موضوع به صورت کلی و خلاصه در مرجع [۸] نشان داده شده است.

در این مقاله سعی شده بر اساس تحقیقات و روابط موجود در تحقیقات برای برآورد نیروهای ناشی از عملکرد میانقابی دیوارها، نحوه طراحی این نوع اتصالات بازبینی و همچنین نیروهای وارد بر این اتصال در هنگام اعمال نیروهای لرزه‌ای به ساختمان برآورد شود.

در اتصالات ساده مفصلی، اثر نبشی فوقانی که در بالای تیر نصب و جوش می‌شود، در ظرفیت اتصال صرفنظر می‌شود، زیرا وظیفه آن تنها ثابت نگه داشتن تیر در محل خود و تأمین تکیه‌گاه عرضی و جلوگیری از غلتیدن آن است. این نبشی معمولاً برای ۱۰ درصد نیروی برش وارد بر اتصال طراحی می‌شود. اتصال نبشی نشیمن، اتصالی انعطاف‌پذیر است تا مقاومتی در برابر دوران تیر در تکیه‌گاه ایجاد نکند و در آن ایجاد لنگر ننماید. در این اتصال کل برش ناشی از بارهای مرده و زنده که در تیر ایجاد می‌شود توسط نبشی زیرسری و جوش آن به ستون منتقل می‌گردد. همان‌گونه که بیان شد با توجه به فرض مفصلی بودن این اتصال در مرحله تحلیل و طراحی، معمولاً از اثر نیروی لرزه‌ای بر آن صرفنظر می‌شود. نبشی فوقانی نیز اصلاً محاسباتی نبوده و صرفاً نقش تکیه‌گاه اجرایی دارد. در تحلیل و طراحی با توجه به این که از اثرات موضعی میانقاب صرفنظر شده است هیچ نیرویی ناشی از عملکرد میانقابی دیوارها برای طراحی نبشی در نظر گرفته نمی‌شود، درحالی که این عملکرد می‌تواند نیروی برشی نبشی نشیمن را تا چند برابر افزایش دهد و در اتصال یک نیروی به سمت بالا نیز وارد نماید. در شکل (۱) نمونه‌هایی از اجرای این نوع اتصالات در ساختمانهای فولادی نشان داده می‌شود.

۴- بررسی رفتار اتصالات دارای نبشی در زلزله‌های گذشته

بررسی تصاویر موجود در آرشیو پژوهشگاه بین‌المللی زلزله-شناسی و مهندسی زلزله حاصل از بازدید به عمل آمده از مناطق زلزله‌زده نشان می‌دهد در بسیاری از موارد اتصالات مفصلی دارای نبشی یا اتصالات خورجینی که در یک یا هر دو دهانه مجاور خود دارای میانقاب بودند دچار شکست شده‌اند که نمونه‌هایی از آن در شکل (۲) نشان داده شده است.

شکل (۱): *نمونه‌هایی از اجرای اتصال نشیمن ساده در ساختمانهای اسکلت فولادی (آرشیو پژوهشگاه).*

شکل (۲): *نمونه‌هایی از گسیختگی اتصال مفصلی در زلزله‌های گذشته (آرشیو پژوهشگاه).*

همان‌طور که مشاهده می‌گردد اتصال دچار گسیختگی و جوشهای اتصال نبشی با ستون و در مواردی جوش اتصال نبشی به تیر بریده شده‌اند.

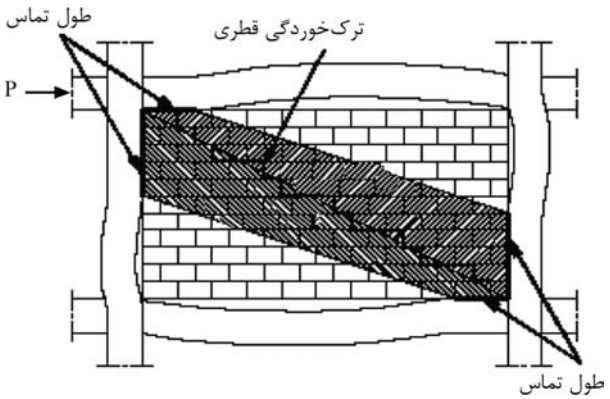
بررسی نحوه شکست حاکی از اعمال نیروی برشی بسیار بیشتر از مقدار مفروض در مرحله طراحی به نبشی زیرسری و همچنین اعمال نیروی بزرگ به سمت بالا به نبشی فوقانی اتصال است. در اتصالات خورجینی نیز علاوه بر این دو نیرو، هر دو نبشی زیر و بالاسری دچار پیچش شده‌اند. در حالی که بر اساس محاسبات متداول و خروجی‌های نرم‌افزار، نیروی زلزله که با فرض صرفنظر کردن از میانقاب محاسبه می‌شود، نباید باعث افزایش برش در اتصالات مفصلی شود. در اتصالات خورجینی نیز میزان تغییر در نیروی برشی در مرحله طراحی محاسبه شده است. دلیل این خرابیها را باید در عملکرد میانقابی دیوارها جستجو کرد که در بخشهای بعدی به آن پرداخته می‌شود.

۵- نیروهای ناشی از عملکرد میانقاب دیوارها در زمان زلزله

در حالت عادی دیوار عملکردی غیر از آنچه به عنوان بار مرده در نظر گفته می‌شود، ندارد؛ ولی هنگامی که قاب میانپر تحت بار جانبی مثل زلزله، باد و غیره قرار می‌گیرد ابتدا ترک مرزی[۳] بین دیوار و قاب دور آن روی می‌دهد و حد فاصل بین قاب و میانقاب دچار ترک‌خوردگی می‌شود که دلیل این امر عدم سازگاری در تغییرشکلهای ایجاد شده در قاب و میانقاب و مقاومت اندک مصالح میانقاب در کشش است. در قاب خالی با افزایش تغییرمکان جانبی، ارتفاع ستون سمت بارگذاری، به دلیل دوران حول پایه، کاهش می‌یابد و این درحالی است که در قاب میانپر وجود میانقاب که حرکت آن شبیه دوران بلوک است و تمایل به حرکت به سمت بالا دارد، باعث ایجاد نیروی کششی در ستون سمت بارگذاری می‌شود. پس از این مرحله، قاب در بسیاری از نقاط از میانقاب جدا می‌شود و تنها در دو گوشه با دیوار در تماس است. در نتیجه دیوار مانند یک المان قطری فشاری عمل خواهد کرد که البته با تغییر جهت نیروی وارد به دیوار، قطر دیگر دیوار وارد

شکل (۲): *ادامه شکل.*

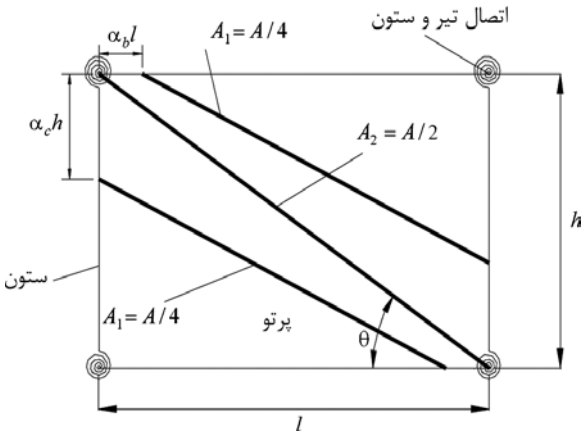
عمل خواهد شد. در دیوار با افزایش مقدار بار، ترک قطری[۴] به وجود می‌آید و سپس در محلهای تماس آن با قاب مصالح دیوار دچار خردشدگی[۵] می‌شوند [۳]. طول تماس[۶]، قطر فشاری و ترک‌خوردگی قطری در شکل (۳) نشان داده شده است. همان‌طور که در شکل (۳) دیده می‌شود همواره بخشی از دیوار در کنجها با تیر و ستون در تماس است و به آنها نیروی فشاری وارد می‌کند. همین طولهای تماس و نیروهای وارد به آن از طرف میانقاب باعث می‌شود که در تیر بالا و پایینی دیوار به ترتیب نیروهای به سمت بالا و پایین ایجاد گردد که البته این نیروها که دلیل اصلی شکست اتصالات دارای نبشی هستند در روشهای طراحی متداول به هیچ وجه در نظر گرفته نمی‌شوند. زیرا در این طراحی‌ها از اثر میانقاب صرفنظر می‌شود. هر چند که روش پیشنهادی برخی آیین‌نامه‌های بهسازی [۵-۶]، در نظرگیری میانقاب به صورت یک عضو فشاری قطری است ولی برای این که اثرات موضعی میانقاب بر روی تیر و ستون نیز دیده شود صحیح‌تر این است که میانقاب مطابق آنچه در شکل (۴) آمده حداقل با سه عضو فشاری معادل گردد. برای جزئیات بیشتر از این نوع مدلسازی به مرجع [۹] مراجعه گردد.



شکل (۳): *محلهای تماس قاب با میانقاب و قطر فشاری و ترک قطری [۹].*

۵-۱- عملکرد میانقابی دیوارها

همان‌طور که بیان شد بر اساس ضوابط [۵-۶] معمولاً میانقاب را به صورت یک عضو فشاری قطری مدل می‌کنند که ضخامت و خواص مکانیکی آن دقیقاً مشابه دیوار فرض و



شکل (۴): *مدل پیشنهادی میانقاب برای در نظرگیری اثرات موضعی آن روی اعضای قاب [۹].*

عرض آن از رابطه زیر محاسبه می‌گردد:

$$\alpha = 0.175 \times (\lambda_1 \times h_{col})^{-0.4} \times r_{\inf} \qquad (۱)$$

که در آن

$$\lambda_1 = \left[\frac{E_{me} \times t_{\inf} \times Sin(2\theta)}{4 E_{fe} \times I_{col} \times h_{\inf}} \right]^{\frac{1}{4}} \qquad (۲)$$

و سایر کمیات آن به شرح زیر هستند

h_{col}: ارتفاع ستون تا مرکز تیر (m)

$h_{\inf}$: ارتفاع پانل (m)

E_{fe}: مدول یانگ مصالح قاب (Pa)

E_{me}: مدول یانگ مصالح دیوار (Pa)

I_{col}: ممان اینرسی ستون (m^4)

$r_{\inf}$: طول قطری پانل (m)

$t_{\inf}$: ضخامت دیوار (m)

f_{me} : مقاومت فشاری مصالح دیوار (Pa)

θ: زاویه قطر دیوار با افق (درجه)

در حالت نهایی که میانقاب به حد مقاومت حداکثر خود می‌رسد، بیشینه نیروی قطری را می‌توان از رابطه زیر به دست آورد که در واقع از همان رابطه مینستون که در آیین‌نامه‌ها [۵-۶] ذکر شده است نتیجه می‌شود:

$$F_U = \alpha \times t_{\inf} \times f_{me} \qquad (۳)$$

که در آن F_U مقاومت نهایی عضو قطری معادل میانقاب و α مقدار عرض بادبند فشاری معادل میانقاب بر حسب متر است که از رابطه (۱) به دست می‌آید. مؤلفه قائم F_u که به

صورت برش به نبشی اتصال وارد می‌شود برابر است با:

$$F_{Uvert} = F_U \times Sin\theta \qquad (۴)$$

شایان ذکر است که در آیین‌نامه‌های بهسازی [۵-۶] اثر مفصلی بودن اتصال قاب بر مقاومت نهایی میانقاب در نظر گرفته نمی‌شود و لذا با وجود مفصلی بودن اتصال، رابطه مزبور که عمدتاً بر پایه آزمایش روی نمونه‌های با قاب دارای اتصال گیردار حاصل شده برای قاب‌های مفصلی نیز پیشنهاد شده است. در بخش بعد با توجه به سایر آزمایشها و روابط موجود، میزان تأثیر گیرداری اتصال بر رفتار قاب میانپر بررسی می‌گردد.

۵-۲- اثر گیرداری اتصال تیر به ستون بر رفتار میانقاب

همان‌گونه که قبلاً بیان شد، بیشتر آزمایشهای انجام-شده در زمینه قاب میانپر بر روی نمونه‌هایی با اتصالات گیردار تیر به ستون انجام شده و روابط ارائه شده نیز عملاً منحصر به قابهای دارای این نوع اتصال می‌باشد. در این تحقیقات کمتر به اثر گیرداری اتصال قاب در مقاومت نهایی توجه شده است.

رابطه لیاو[۷] جزو معدود روابطی است که در آن به این اثر توجه شده و برخلاف سایر فرمولها پایه محاسباتی دارد. لیاو با بهبود روشهای محاسباتی قبل از خود، سه مود شکست، که در شکل (۵) نشان داده شده، برای برآورد مقاومت نهایی میانقاب‌ها در نظر گرفت [۴].

مودهای شکست و مقاومت متناظر آنها به این شرح می‌باشد:

الف) خردشدگی گوشه به همراه پلاستیک‌شدگی در ستون، شکل (۵- الف): در این مود شکست گوشه‌های میانقاب خرد و در ستون‌ها مفصل پلاستیک تشکیل می‌شود. مقدار مقاومت این مود از رابطه زیر محاسبه می‌گردد:

$$\frac{H_u}{\sigma_c th} = \sqrt{\frac{2(M_{pj} + M_{pc})}{\sigma_c th^2}} \qquad (۵)$$

که در آن M_{pj} ممان پلاستیک اتصال و برابر کمترین مقدار ممان پلاستیک تیر (M_{pb}) و ممان پلاستیک ستون (M_{pc}) می‌باشد. T، h و l به ترتیب ضخامت، ارتفاع و طول میانقاب و σ_c مقاومت فشاری مصالح میانقاب می‌باشد.

ب) خردشدگی گوشه به همراه پلاستیک‌شدگی در تیر، شکل (۵-ب): در این مود شکست گوشه‌های میانقاب خرد و در تیرها مفصل پلاستیک تشکیل می‌شود. مقاومت این مود از فرمول زیر محاسبه می‌گردد:

$$\frac{H_u}{\sigma_c th} = \frac{1}{\tan\theta}\sqrt{\frac{2(M_{pj} + M_{pb})}{\sigma_c th^2}} \qquad (۶)$$

که در آن θ زاویه قطر میانقاب با افق و بقیه کمیات مشابه قبل است.

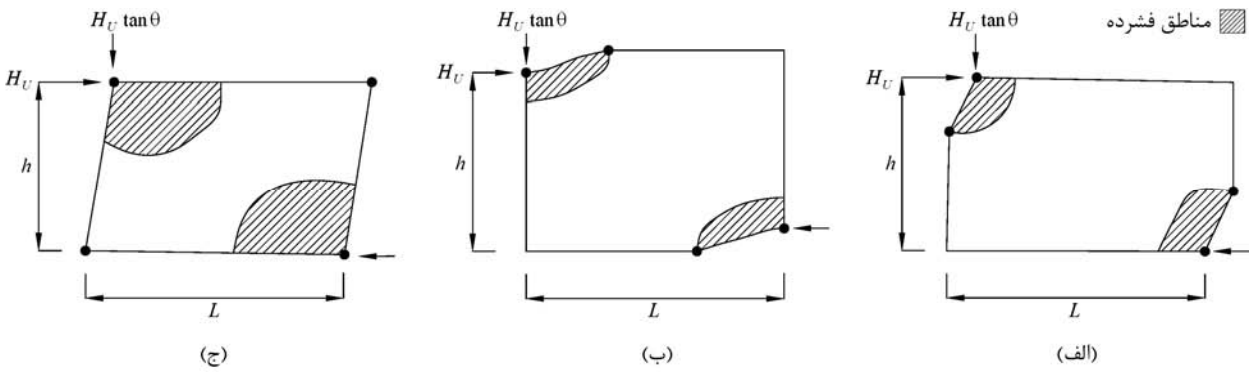
ج) خردشدگی قطری، شکل (۵- ج): مقاومت این مود با توجه به نسبت بعدی از یکی از روابط زیر محاسبه می‌شود.

برای نسبت بُعدی‌های کمتر از واحد:

$$\frac{H_u}{\sigma_c th} = \frac{4M_{pj}}{\sigma_c th^2} + \frac{1}{6} \qquad (۷)$$

برای نسبت بُعدی‌های بیشتر از واحد:

$$\frac{H_u}{\sigma_c th} = \frac{4M_{pj}}{\sigma_c th^2} + \frac{1}{6\tan^2\theta} \qquad (۸)$$



شکل (۵): *مودهای شکست مفروض برای برآورد مقاومت نهایی میانقاب [۴].*

با توجه به کارهای موجود آزمایشگاهی، ضریب کاهشی برای این روابط در نظرگرفته شده تا برای میانقاب‌های با واحد بتنی دقت مناسبی داشته باشد. بر این اساس روابط به صورت زیر در می‌آیند [۱۰-۱۲]:

$$H_{ult} = \gamma_p \times f'_m \times t \times h \times \min \begin{cases} \sqrt{\dfrac{2(M_{pj}+M_{pc})}{\gamma_p \times f'_m \times t \times h^2}} \\ \dfrac{1}{\tan\theta} \times \sqrt{\dfrac{2(M_{pj}+M_{pb})}{\gamma_p \times f'_m \times t \times h^2}} \\ \dfrac{4M_{pj}}{\gamma_p \times f'_m \times t \times h^2} + \dfrac{1}{6 \times \max(1, \tan^2\theta)} \end{cases} \quad (۹)$$

که در آن γ_p ضریب کاهش است و از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$\gamma_p = 2.663m^3 - 1.37m + 0.406 \le 0.45 \quad (۱۰)$$

و m کمیتی وابسته به مقاومت خمش پلاستیک اتصالات قاب می‌باشد که از رابطه زیر حاصل می‌شود:

$$m = \frac{8M_{pj}}{f'_m \times t \times l^2} \quad (۱۱)$$

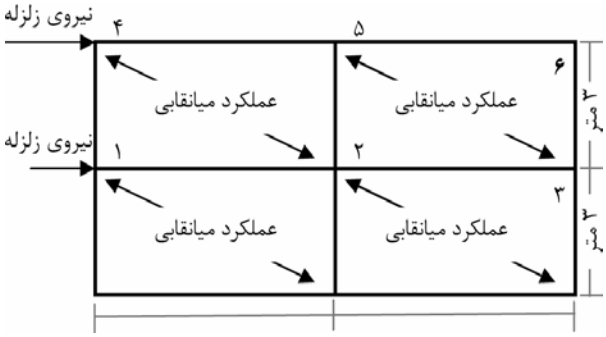
بنابراین بر خلاف روابط ارائه شده در نشریه ۳۶۰ ایران [۵] و همچنین فیما ۳۵۶ [۶] که همان رابطه مینستون را بدون توجه به نوع اتصال تیر به ستون پیشنهاد می‌کنند، رابطه ۹ به خوبی نشان می‌دهد که مفصلی بودن این اتصال منجر به صفر شدن یکی از کمیات مؤثر یعنی M_{pj} و در نتیجه کاهش مقاومت نهایی می‌شود. به عنوان مثال بر اساس رابطه مذکور، در قابی که تیر و ستون آن از مقطع فولادی مشابهی ساخته شده باشند، مقاومت قاب میانپر با اتصالات ساده حدود ۴۱ درصد کمتر از حالتی است که اتصالات گیردار باشند. به رغم این موضوع تا حصول نتایج مطمئن‌تر و وجود نتایج آزمایشگاهی بیشتر و همچنین با توجه به هزینه اندک اتصالات نسبت به کل سازه، بهتر است در کنترل اتصال از همان رابطه پیشنهادی آیین‌نامه‌ها [۵-۶]، رابطه مینستون، که در جهت اطمینان است استفاده گردد. در اتصال ساده دارای نبشی لازم است کل نیروی به دست آمده از رابطه (۴) به اتصال وارد و اثر آن با اثر نیروهای مرده و زنده موجود در ساختمان جمع شود و سپس کفایت هر دو نبشی زیر و بالای تیر در محل اتصال برای نیروهای حاصل بررسی گردد.

۵-۳- نیروهای وارد به اتصال ناشی از کنش میانقابی دیوار

بر اساس تجربه‌های قبل و به رغم روش متداول در طراحی که در آن از اثر نیروهای لرزه‌ای در طراحی نبشی صرفنظر می‌شود، باید در اتصالات مفصلی مربوط به تیری که در زیر یا بالای آن دیوار قرار دارد اثر عملکرد میانقابی دیوار در نظر گرفته شود. بنابراین در این بخش نیروهای وارد به اتصالات با موقعیتهای مختلف ناشی از عملکرد میانقابی دیوار که نحوه محاسبه آن در بخش قبل تشریح شد در یک مثال کلی شرح داده شده است. برای این منظور یکی از قابهای ساختمان دو طبقه شکل (۶) که در تمامی دهانه‌ها دارای دیوار آجری و همه اتصالات مفصلی دارای نبشی نشیمن است، بررسی می‌گردد. همه اتصالات عملاً از کنش میانقابی دیوارها متأثر می‌شوند. البته ظاهراً در این شکل عملکرد میانقابی دیوارهای موجود به طور مستقیم اشکالی برای اتصال تیر به ستون شماره ۶ ایجاد نمی‌کند؛ ولی با عوض شدن جهت نیروی زلزله این اتصال مشابه اتصال شماره ۴ می‌شود. در اتصالات شماره ۱، ۳، ۴ و ۵ نیروی برشی تیر در محل اتصال به ستون به مقدار قابل‌ملاحظه‌ای افزایش می‌یابد. در تمامی این موارد به جز در اتصال شماره ۳، نیرویی که از عملکرد میانقابی حاصل می‌گردد به سمت بالا و در خلاف جهت نیروی ناشی از وزن سازه است و این همان نیرویی است که می‌تواند باعث بلندشدگی تیر از محل اتصال خود گردد. به خصوص این که اگر اتصال مفصلی با نبشی نشیمن در بالا و پایین تیر باشد تمام این نیرو توسط نبشی بالایی تحمل می‌گردد که در روشهای متداول تنها برای ۱۰ درصد نیروی معادل برش تیر (ناشی از وزن مرده و زنده) طراحی شده است. در طبقات، بخشی از این نیرو توسط بار مرده به خصوص وزن دیوار و همچنین بار زنده روی آن جبران می‌گردد؛ ولی در بام که معمولاً ارتفاع دیوار بسیار کمتر از طبقات است وضعیت اتصالات بحرانی‌تر خواهد بود.

جدول (۱): *مشخصات مثال مورد بررسی و نیروهای ناشی از عملکرد میانقابی دیوار.*

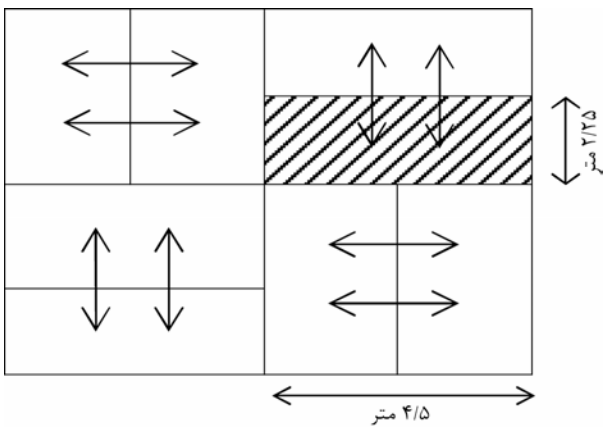
نیروی وارد به تیر ناشی از عملکرد میانقاب (کیلونیوتن)	مقاومت عرضی دیوار (رابطه مینستون) (کیلونیوتن)	مقاومت فشاری مصالح دیوار (Mpa)	ضخامت دیوار (میلیمتر)	ارتفاع طبقه (متر)	طول دهانه (متر)	مقطع ستون	مقطع تیر
۱۸۵	۲۹۰	۵	۱۵۰	۳	۴/۵	2IPE 180	IPE 180
۱۲۵	۲۰۰	۵	۱۰۰				



شکل (۶): *نیروهای وارد به سازه ناشی از عملکرد میانقابی دیوارها.*

در اتصال شماره ۳ شکل (۶)، نیروی فشاری ناشی از عملکرد میانقابی دیوار باعث افزایش نیروی برشی در محل اتصال می‌گردد. لازم به ذکر است نبشی اتصال که در زیر تیر قرار می‌گیرد تنها برای تحمل نیروهای مرده و زنده ساختمان طراحی شده و ممکن است توان تحمل این نیروی جدید را که مقدار قابل‌توجهی نیز دارد، نداشته باشد.

به عنوان مثال اگر تیرها و ستونها به ترتیب از یک و دو مقطع *IPE*-180 تشکیل شده باشند و طول دهانه ۴/۵ و ارتفاع هر طبقه ۳ متر و دیوارهای آجری داخل هر قاب دارای ضخامت ۱۵۰ میلیمتر با مقاومت فشاری ۵ مگاپاسکال (که عدد ناچیزی است و معمولاً مقاومت فشاری دیوارها از این حد بیشتر است) باشد مقاومت عرضی هر میانقاب با استفاده از رابطه مینستون، مطابق رابطه (۱)، که در فیما ۳۵۶ [۶] و نشریه ۳۶۰ [۵] پیشنهاد شده برابر ۲۹۰ کیلونیوتن و در صورتی که ضخامت دیوار ۱۰ سانتیمتر باشد این مقاومت برابر ۲۰۰ کیلونیوتن به دست می‌آید. لازم به ذکر است که تحقیقات محققین بر پایه آزمایشهای متعدد نشان داده است که رابطه مزبور مقاومت میانقابها را با دقت بسیار خوبی تخمین می‌زند [۱۳]. مؤلفه قائم این مقاومتها که در نزدیکی اتصال به تیر وارد می‌شود به ترتیب ۱۸۵ و ۱۲۵ کیلونیوتن است. در حالی که اگر جهت تیر فرعی این ساختمان به گونه‌ای باشد که دال به صورت دو طرفه عمل کند و کل بار مرده و زنده را به تیرهای دو طرف منتقل نماید، شکل (۷)، حداکثر برش تیر (با فرض بار مرده و زنده به ترتیب ۷۵۰ و ۲۵۰ کیلوگرم بر مترمربع) حدود ۵۰ کیلونیوتن به دست می‌آید، مطابق رابطه (۱۲)، که کمتر از نصف برش ایجاد شده ناشی از عملکرد میانقاب به ضخامت ۱۰ سانتیمتری است. بدیهی است که اتصالات تیر حتی با احتساب ضرائب اطمینان و کاهش ۴۱ درصد بار ایجاد شده (ناشی از رفتار مفصلی اتصال که در بخش قبل بیان گردید)، نمی‌تواند بار ناشی از عملکرد میانقابی دیوار را تحمل نماید. بنابراین خرابی اتصالات در زلزله که تصویر تعدادی از آنها در شکل (۲) نشان داده شد کاملاً محتمل است. نکته مهم دیگر در عملکرد میانقاب دیوارهای ایجاد پیچش در اتصال شماره ۲ در شکل (۶) است که این امر به وفور در اتصالات خورجینی دیده می‌شود. در این اتصال نیروی میانقاب به تیر سمت راست به سمت بالا و در تیر سمت چپ به سمت پایین است که این نیروها باعث ایجاد یک کوپل در اتصال می‌گردد.



شکل (۷): *جهت‌های تیرریزی بر روی سقف و سطح بارگیر تیر موردنظر.*

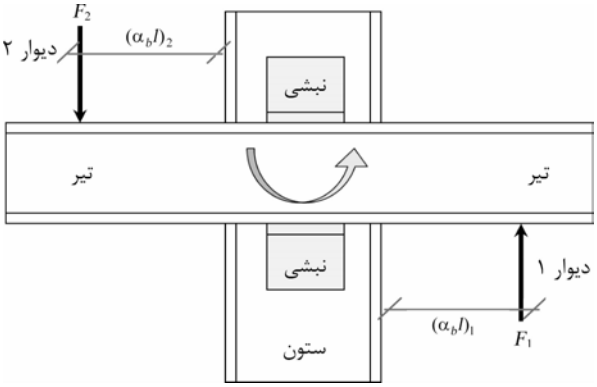
این نیروها و کوپل ایجاد شده در اتصال در شکل (۸) نشان داده شده است. واضح است که اتصال مزبور به هیچ‌وجه برای این کوپل طراحی نشده و بنابراین در زلزله شکست این اتصال کاملاً محتمل است.

$$D.L. = 750\frac{kg}{m^2}$$

$$L.L. = 250\frac{kg}{m^2}$$

$$\text{حداکثر برش تیر} = \frac{2.25\times 4.5\times(750+250)}{2} = 50kN \quad (۱۲)$$

در نتیجه: بار اعمالی به تیر ناشی از عملکرد میانقابی دیوار > حداکثر برش تیر



شکل (۸): *نیروهای وارد به اتصال خورجینی ناشی از عملکرد میانقابی دیوار.*

گریوانی و آقاکوچک نشان داده‌اند که در سازه‌های فولادی دارای اتصالات خورجینی، کنترل کفایت اتصال در راستای قائم امری ضروری می‌باشد. بررسی آنان نشان داده که در صورت عدم توجه به این اتصال ظرفیت تغییرمکان طبقه نسبت به قاب خالی بیش از سه برابر کاهش می‌یابد و بنابراین لازم است در بررسی رفتار قابهای فولادی موجود دارای اتصال خورجینی اثرات منفی در نظر گرفته شود و در صورت نیاز اقدام به رفع آسیب‌پذیری اتصالات نمود [۷].

محاسبه دقیق در مورد کوپل وارد به اتصال، نیازمند انجام آزمایش و تحلیل است ولی با توجه به کارهایی که تاکنون انجام شده می‌توان تخمین نسبتاً خوبی از آن به دست آورد. بر اساس تحقیقات انجام شده در مرجع [۹] مقدار طول کل تماس دیوار با تیر ($\alpha_b l$) برابر با مقدار زیر است که محل اعمال نیرو قائم وارد به تیر را می‌توان در وسط این فاصله در نظر گرفت

$$\alpha_b l = \sqrt{\frac{2(M_{pj}+0.2M_{pb})}{t\times f'_m}} \le 0.4l \quad (۱۳)$$

که کمیتهای آن در رابطه (۱) تشریح شده است. بنابراین برای برآورد میزان کوپل وارد به اتصال می‌توان محل اعمال نیروی تماس بین تیر و دیوار را نصف این مقدار فرض نمود. F_1 و $(\alpha_b l)_1$ به ترتیب با روابط (۴) و (۱۳) و هر دو بر طبق مشخصات دیوار شماره (۱) و F_2 و $(\alpha_b l)_2$ بر اساس مشخصات دیوار شماره (۲) به دست می‌آیند. به عنوان مثال محاسبه کوپل برای اتصال نشان داده شده در شکل (۸) با فرض این که قاب و میانقاب دو طرف اتصال یکسان باشد به صورت حاصل‌ضرب نیروی F_{Uvert} از رابطه (۴) در حاصل‌جمع $\alpha_b l$ از رابطه (۱۳) و عرض ستون است.

۶- نتیجه‌گیری

در این تحقیق، رفتار اتصالات دارای نبشی نشیمن در برخی زلزله‌های قبلی ارائه و رفتار نامناسب آنها به دلیل عملکرد میانقابی دیوارها و در نظر نگرفتن این عملکرد در مراحل تحلیل و طراحی تشریح گردید. به طور خلاصه می‌توان چنین بیان نمود که در اتصالاتی مانند اتصالات مفصلی دارای نبشی نشیمن یا اتصالات خورجینی، باید توجه دقیقی به نیروهای ناشی از عملکرد میانقابی دیوارها نموده و اثر آنها را به طور کامل در نظر گرفت. زیرا این اثرات به دلیل در نظر نگرفتن دیوارها در مراحل تحلیل و طراحی ساختمان، صرفنظر می‌شوند و در خروجی‌های تحلیل دیده نمی‌شوند. در صورت عدم در نظرگیری این اثرات ممکن است در زلزله، اتصالات مزبور و در نتیجه سازه دچار آسیبهای جدی و حتی فروریزش شود. برای جلوگیری از این رخداد، باید نیروی قائم ناشی از کنش میانقابی دیوارها به نبشی‌ها را در نظر گرفت و در صورت وجود، پیچش ناشی از این نیروها را به خصوص در اتصالات خورجینی لحاظ نمود. در این تحقیق روابطی مورد نیاز برای نحوه محاسبه برش ناشی از عملکرد میانقابی دیوارها که به نبشی اتصالات ساده وارد می‌شود ارائه و در این زمینه روابطی برای محاسبه نیروی وارد به اتصالات خورجینی نیز بیان گردید.

۷– مراجع

1. Crisafulli, F.J., Carr, A.J., and Park, R. (2000). Capacity design of infilled frame structures, *12th World Conference on Earthquake Engineering (12WCEE),* Auckland, New Zealand.

۲. آیین‌نامه طراحی ساختمانها در برابر زلزله، استاندارد ۲۸۰۰-۸۴ (۱۳۸۵). مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، ویرایش سوم.

۳. محمدی، مجید (۱۳۹۰). میانقاب در سازه، انتشارات فدک ایساتیس، چاپ اول.

4. Gilmore, A.T., Bertero, V.V., and Youssef, N. (1995). Seismic rehabilitation of framed buildings infilled with unreinforced masonry walls using post-tensioned steel braces, Earthquake Eng Research Center, College of Engineering, Univ. of California at Berkeley, Report No. UCB/EERC-95-06.

۵. دستورالعمل بهسازی ساختمانهای موجود (۱۳۸۵). نشریه ۳۶۰، دفتر امور فنی و تعیین معیارها و کاهش خطرپذیری، سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور.

6. Federal Emergency Management Agency, FEMA 356 (2000). Pre-standard for the Seismic rehabilitation of Buildings, FEMA, Washington, Second Draft.

۷. گریوانی، صادق و آقاکوچک، علی‌اکبر (۱۳۸۹). بررسی رفتار قابهای فولادی دارای اتصالات خورجینی و میانقابهای مصالح بنایی تقویت شده با شاتکریت و شبکه فولادی، پایان‌نامه کارشناسی ارشد، دانشگاه تربیت مدرس.

۸. مقدم، حسن (۱۳۸۱). مهندسی زلزله مبانی و کاربرد، نشر فرهنگ، چاپ اول.

9. Wael, W., El-Dakhakhni, M. Elgaaly, A.A. Hamid (2003). Three-strut model for concrete masonry-infilled steel frames, *Journal of Structural Engineering*, **129**(2), 177-185.

10. Moghadam, H.A. and Dowling, P.J. (1987). The state of the art in infilled frames, ESEE Research Report No. 87-2.

11. Saneinejad, A. and Hobbs, B. (1995). Inelastic design of infilled frames, *Journal of Earthquake Engineering*, **121**(4), 634-650.

12. Flanagan, R.D. and Bennett, R.M. (1999). Members, ASCE, In-plane behavior of structural clay tile infilled frames, *Journal of Structural Engineering*, **125**(6), 590-599.

13. Mohammadi Ghazimahalleh, M. (2007). Stiffness and damping of infilled steel frames, *Proceedings of the Institution of Civil Engineers, ICE, Structures and Buildings*, **160**(2), 105-118.

۸– پانوشت

۱- *Infilled Frame*
۲- *Confined Masonry*
۳- *Interface Cracking*
۴- *Diagonal Cracking*
۵- *Corner Crushing*
۶- *Contact Length*
۷- *Liauw*