

مطالعه آزمایشگاهی و تحلیلی ارزیابی کمی آسیب‌پذیری لرزه‌ای دیوارهای آجری غیرمهندسی متداول در ایران

فرامرزی عالمی^۱، فریبرز ناطقی‌الهی^۲ و منصور ضیایی‌فر^۳

۱- دانشجوی دکتری مهندسی زلزله، پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله، تهران، ایران،
f-alemi@iiees.ac.ir

۲- استاد پژوهشکده سازه، پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله، تهران، ایران

۳- دانشیار پژوهشکده سازه، پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله، تهران، ایران

چکیده

روشهای ارزیابی آسیب‌پذیری لرزه‌ای ساختمانها و دیوارهای آجری شامل روشهای ساده آیین‌نامه‌ای، روشهای پیچیده اجزاء محدود و اجزاء مجزا و روشهای کاربردی قاب معادل می‌باشند. گرچه روشهای آیین‌نامه‌ای و قاب معادل، اغلب از دقت پایین‌تری نسبت به روشهای اجزاء محدود و اجزاء مجزا برخوردارند، اما به دلیل تعداد زیاد و تنوع دیوارها و ساختمانهای آجری، روشهای کاربردی همواره مورد توجه بوده است. از طرفی با توجه به نحوه متداول چیدن دیوارها در ایران و خالی بودن بندهای قائم از ملات، استفاده از روشهای آیین‌نامه‌ای و قاب معادل، نیاز به کالیبره‌شدن دارند. در این تحقیق، ضمن ارائه نتایج آزمایش بر روی سه دیوار آجری دارای بازشو با مقیاس ۱:۱ به همراه توضیحاتی در خصوص طراحی چیدمان و ابزارگذاری آزمایش و با مقایسه نتایج آزمایشگاهی و تحلیلی، روشی کمی برای ارزیابی آسیب‌پذیری لرزه‌ای دیوارهای آجری غیرمهندسی متداول در ایران با استفاده از مدلسازی قاب معادل کالیبره شده، تحلیل استاتیکی غیرخطی و متوسط‌گیری از مقادیر اصلاح شده سه دستورالعمل FEMA178، UCBC97 و FEMA356 پیشنهاد گردیده که انطباق قابل‌قبولی با نتایج آزمایشگاهی دارد. با استفاده از این روش، ظرفیت جانبی دیوارهای آزمایش شده با خطای کمتر از ۱۱ درصد تغییر مکان نهایی با خطای کمتر از ۲۲ درصد و مودهای شکست دیوارها به صورت دقیق ارزیابی گردیده است. همچنین پوش پاسخ ساینک آمایشگاهی با منحنی نیرو- تغییر مکان به دست آمده از روش پیشنهادی، انطباق مناسبی داشته است.

کلید واژه‌ها:

دیوار آجری؛
ارزیابی آسیب‌پذیری لرزه‌ای؛
مدلسازی قاب معادل؛
تحلیل استاتیکی غیرخطی

۱- مقدمه

یکنواخت تشکیل شده‌اند و هر عضو باید توانایی مدل کردن رفتار متوسط مواد را داشته باشد. در روش اجزاء مجزا، سازه به صورت بلوکهای مجزای سرهم‌بندی شده صلب یا انعطاف‌پذیر در نظر گرفته می‌شود که به صورت اعضاء تماسی الاستوپلاستیک عمل کرده و برای شبیه‌سازی نیروهای تماسی از معیار لغزش کولمب استفاده می‌شود. این روش بر اساس فرمول‌بندی تغییر مکانهای بزرگ برای لایه‌های ملات و تغییر مکانهای کوچک برای آجرها استوار است. همچنین گروهی از محققین بر روی روشهای کاربردی‌تری مانند قاب معادل [۳-۵] تحقیق نموده‌اند که مبانی این روش در این مقاله معرفی خواهد شد. دستورالعملهایی مانند FEMA178، UCBC97 و FEMA356 نیز روشهای ساده‌ای برای تعیین ظرفیت و مودهای اولیه شکست ارائه کرده‌اند [۶-۸]. در ایران، تحقیقات محدودی که بر روی

عملکرد ساختمانهای آجری غیرمهندسی در زلزله‌های گذشته مناسب نبوده است. به دلیل وجود تعداد زیاد ساختمانهای آجری در ایران و سایر نقاط جهان، ارزیابی آسیب‌پذیری لرزه‌ای این ساختمانها، حائز اهمیت است. تحقیقات متعددی برای تعیین ظرفیت و مکانیسمهای شکست درون صفحه‌ای دیوارهای آجری که جهت ارزیابی آسیب‌پذیری لرزه‌ای دیوارها و ساختمانهای آجری مورد نیاز می‌باشد، انجام شده است. تعدادی از محققین بر روی روشهای پیچیده اجزاء محدود و اجزاء مجزا [۱-۲] تحقیق کرده‌اند. در روش اجزاء محدود، دو مدلسازی مختلف مورد استفاده قرار می‌گیرد. روش مدلسازی میکرو که در آن آجرها و لایه‌های ملات و نیز اتصال بین آجر و ملات به صورت مجزا مدل می‌شوند و روش مدلسازی ماکرو که در آن فرض می‌شود مصالح بنایی از مواد هموزن یا

متداول در ایران، نیاز به انجام آزمایش می‌باشد. در این قسمت مشخصات سه دیوار دارای بازشو با مقیاس ۱:۱ و به ابعاد $۲۰/۵ \times ۲۷۰ \times ۳۱۵$ سانتیمتر که با روش آجرچینی متداول در ایران ساخته شده و تحت بار سیکلی، آزمایش گردیده‌اند به همراه مبانی طراحی چیدمان (*Set-up*) آزمایش، نوع بارگذاری، نحوه ابزارگذاری و نتایج به دست آمده از آزمایش ارائه می‌گردد. شکل (۱) تصاویر و مشخصات ابعادی این دیوارها را نشان می‌دهد.

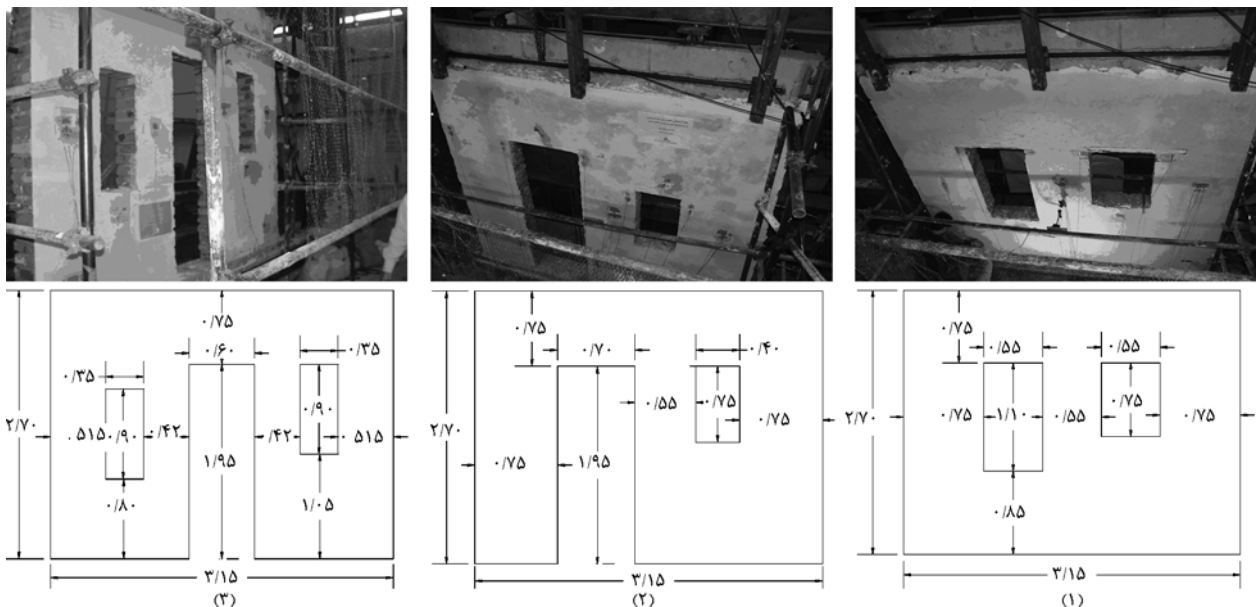
قبل از انجام هر آزمایش، نیاز به طراحی چیدمان مناسب جهت اعمال بارهای قائم و جانبی می‌باشد به گونه‌ای که آزمایشگاهی و ابزارهای اندازه‌گیری در داخل این چیدمان قابل جایگذاری باشند. همچنین نوع آزمایشات، ابعاد جکهای اعمال بار و ابزارهای اندازه‌گیری در انتخاب ابعاد مدل آزمایشگاهی و چیدمان آزمایش تأثیر مستقیم دارند. مراحل طراحی چیدمان آزمایش در این تحقیق، به شرح زیر بوده است:

- ۱- تعیین ظرفیت تقریبی دیوارها با استفاده از متوسط‌گیری از ظرفیتهای اصلاح شده دستورالعملهای *FEMAI78*، *UCBC97* و *FEMA356* جهت انتخاب جک مناسب، که منجر به انتخاب جک دینامیکی ۲۵ تن گردید.
- ۲- طراحی کلاف تحتانی از ناودانی که پس از اتصال به قاب عکس‌العمل، داخل آن با بتن پر گردید، شکلهای (۲) و (۳).
- ۳- طراحی یک کلاف فوقانی به همراه شاسی فولادی و سه ناودانی، به گونه‌ای که غلتهای اعمال بار قائم و مهارهای جانبی در داخل این ناودانی‌ها با کمترین اصطکاک ممکن حرکت نموده و از خردشدگی بتن در محل اعمال بار قائم نیز جلوگیری شود، شکل (۳).

دیوارهای آجری انجام شده، بیشتر بر روی روشهای بهسازی دیوارها و یا آزمایش بر روی دیوارهای آجری مندرج در استاندارد ۲۸۰۰ متمرکز بوده است [۹]. البته اخیراً تحقیقاتی بر روی دیوارهای آجری متداول در ایران (یعنی دیوارهایی که بندهای قائم آنها خالی از ملات است) توسط ماهر و همکاران [۱۰] و همچنین نویسندگان این مقاله انجام شده است [۱۱]. در این مقاله، ابتدا ضمن اشاره به مراحل طراحی چیدمان (*Set-up*) آزمایش، نتایج مربوط به انجام آزمایش بر روی سه دیوار آجری دارای بازشو با مقیاس ۱:۱ که به صورت متداول در ایران چیده شده‌اند، ارائه گردیده و سپس ظرفیت جانبی، مکانیسم‌های شکست و تغییر مکان نهایی این دیوارها، با روش مدلسازی قاب معادل و تحلیل استاتیکی غیرخطی و همچنین روشهای مندرج در دستورالعملهای *FEMAI78*، *UCBC97* و *FEMA356* به دست آمده است. در انتها با مقایسه نتایج تحلیلی و آزمایشگاهی و کالیبره کردن روش قاب معادل برای مدلسازی دیوارهای آجری متداول در ایران و همچنین اعمال پاره‌ای اصلاحات به روشهای دستورالعملهای فوق، روشی تحلیلی برای ارزیابی آسیب‌پذیری لرزه‌ای دیوارهای آجری غیرمهندسی متداول در ایران پیشنهاد گردیده که انطباق خوبی با نتایج آزمایشگاهی داشته است.

۲- آزمایش بر روی دیوارهای آجری غیرمهندسی متداول در ایران

برای دستیابی به یک روش تحلیلی، جهت تعیین ظرفیت و مکانیسم‌های شکست لرزه‌ای دیوارهای آجری غیرمهندسی



شکل ۱. تصاویر و مشخصات ابعادی دیوارهای آجری آزمایش شده (۱) تا (۳).



شکل ۴. تیر 2IPE18، جک استاتیکی و مهار جانبی.



شکل ۲. شناژ تحتانی متصل شده به قاب.



شکل ۵. غلتک متصل به نیروسنج جهت اعمال بار قائم به شناژ فوقانی نمونه‌های آزمایشگاهی.



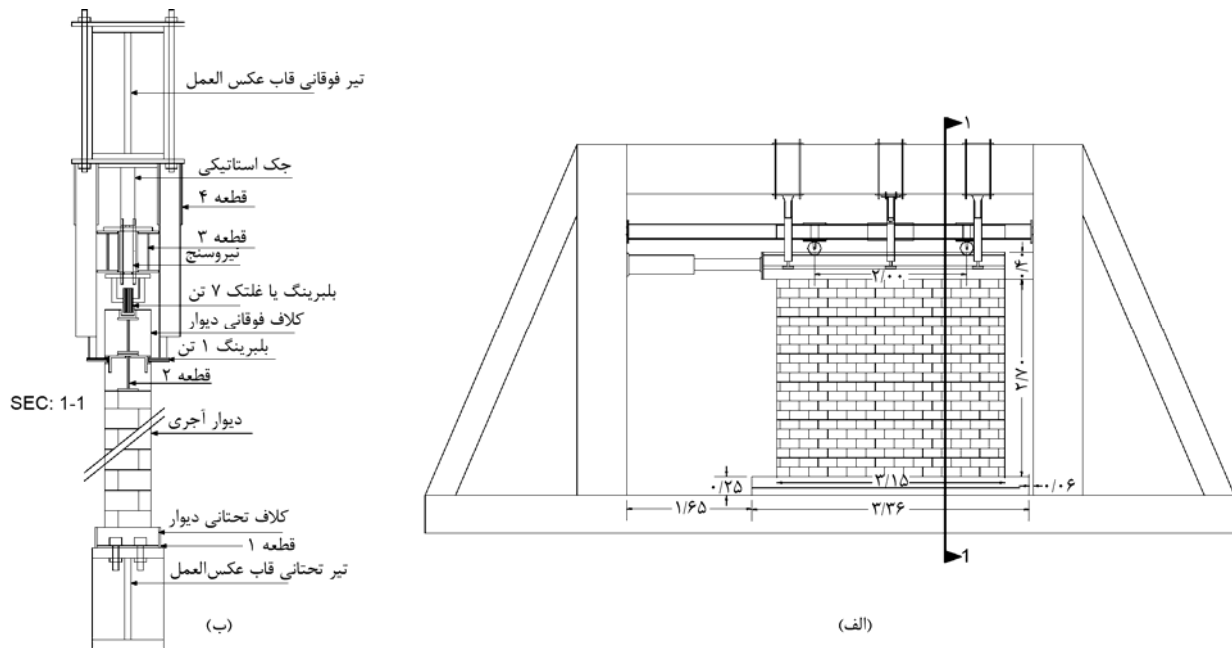
شکل ۳. شناژهای تحتانی و فوقانی دیوار.

شکل (۷) بارگذاری جانبی اعمالی به دیوارها را (که به صورت تغییر مکان کنترل می‌باشد) نشان می‌دهد. جهت جلوگیری از ایجاد اثر جرم در نتایج آزمایش و با توجه به محدوده کوچک رفتار خطی دیوار، تغییرات تغییر مکانی در محدوده تخمین زده شده برای رفتار خطی (حدود ۰/۱ تا ۰/۱۵ درصد ارتفاع دیوار [۴، ۸])، با سرعت کم و با دامنه کوچک در نظر گرفته شد و در محدوده پس از ترک خوردگی نیز، سرعت تغییرات به گونه‌ای افزایش داده شد تا ترتیب ایجاد مودهای شکست، قابل شناسایی بوده و بتوان از آن، جهت کالیبره کردن روشهای تحلیلی استفاده نمود. از طرفی طبق تحقیقات کراوینکلر و سنه‌ویراتنا [۱۲]، روش تحلیل استاتیکی غیرخطی در سازه‌هایی که در آنها مود اول غالب است و نیز در ساختمانهای کوتاهی که در آنها اثرات مودهای بالا قابل توجه نیستند، پاسخهای مناسبی از رفتار لرزه‌ای این ساختمانها ارائه می‌نماید که اکثر ساختمانهای آجری جزء این گروه از ساختمانها می‌باشند. لذا در این تحقیق، آزمایش به صورت سیکلی انجام شده است تا علاوه بر

۴- مکانیسم اعمال بار قائم، با استفاده از یک جک استاتیکی متصل به تیر فوقانی قاب عکس‌العمل و اعمال بار جک به یک تیر فولادی و نهایتاً اعمال بار قائم از طریق دو غلتک متصل به تیر فولادی به کلاف فوقانی دیوار جهت اعمال بار گسترده به نمونه‌های آزمایشگاهی طراحی و ساخته شد، اشکال (۴) و (۵). همچنین در بالای غلتک و داخل تیر دابل فولادی، دو نیروسنج نصب گردید تا مقدار بار قائم اعمالی به نمونه‌های آزمایشگاهی در مدت انجام آزمایش، قابل اندازه‌گیری باشد، شکل (۵).

۵- جهت مهار حرکت جانبی دیوار، سه مهار جانبی از ناودانی دابل در راستای اعمال بارهای جانبی و قائم طراحی گردید، شکل (۴).

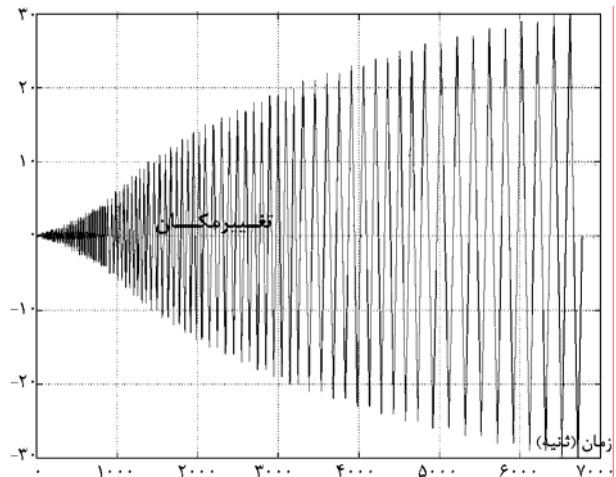
شکل (۶- الف) چیدمان طراحی شده در این تحقیق، برای انجام آزمایشات بر روی دیوارهای آجری را نشان می‌دهد. در شکل (۶- ب)، منظور از قطعات (۱) تا (۴) به ترتیب شاسی کلاف تحتانی، شاسی کلاف فوقانی، تیر 2IPE18 و مهار جانبی می‌باشد.



شکل ۶. چیدمان آزمایشات دیوارهای آجری غیرمهندسی.

جدول ۱: ظرفیت جانبی، تغییرشکل نهایی و مودهای شکست دیوارهای (۱) تا (۳) (به دست آمده از آزمایش [۱۰]).

شماره دیوار	ظرفیت جانبی (ton)	تغییر مکان نهایی (mm)	مودهای اصلی شکست
۱	۸/۹	۱۲/۴	انهدام برشی در وسط پایه میانی - تسلیم خمشی در دو انتهای پایه‌های کناری
۲	۸/۴	۲۰/۴	تسلیم خمشی در دو انتهای کلیه پایه‌ها
۳	۷/۱	۲۶/۰	تسلیم خمشی در دو انتهای کلیه پایه‌ها



شکل ۷. بارگذاری جانبی اعمالی به دیوارها.

۳- معرفی روش قاب معادل برای مدلسازی دیوارهای آجری غیرمهندسی

استفاده از مدل قاب معادل که برای مدلسازی دیوارهای برشی بتن آرمه به کار می‌رود [۱۲]، برای دیوارهای آجری با بازشوهای نسبتاً منظم، قابل استفاده می‌باشد. در این روش، دیوارهای برشی با یک سری اعضاء قائم یا ستونی، اعضاء افقی یا تیری و اعضاء صلب اتصالی مدل می‌شوند. شکل (۸) یکی از انواع مدل کردن دیوارهای برشی به صورت قاب معادل را نشان می‌دهد. متداول‌ترین حالت مدلسازی قاب معادل، مدل کردن اعضاء قائم و افقی به صورت اعضاء تیر-ستون و اعضاء صلب اتصالی، به صورت زون صلب می‌باشد. البته مدل‌های دیگری هم از جمله اعضاء قائم به صورت تیر-ستون و اعضاء افقی و اتصالی،

شناسایی رفتار هیستریزس دیوارها، در خصوص دقت روش تحلیل استاتیکی غیرخطی در ارزیابی رفتار سیکلی دیوارها نتیجه‌گیری شود. لازم به ذکر است که بار قائم اعمالی به هر سه دیوار، ۳۳۰۰ کیلوگرم بر متر بوده است. ابزارگذاری آزمایش نیز با استفاده از ۸ تغییرمکان سنج (LVDT)، دو عدد به صورت قطری، یک عدد جهت اندازه‌گیری تغییرمکان خارج از صفحه دیوار در مرکز دیوار و پنج عدد جهت اندازه‌گیری تغییرمکان درون صفحه‌ای دیوار، که در ارتفاع دیوار نصب گردیدند انجام شد.

در جدول (۱)، ظرفیت جانبی، تغییر شکل نهایی و مودهای اصلی شکست به دست آمده از آزمایش بر روی سه نمونه دیوار آجری (۱) تا (۳) ارائه گردیده است.

نهایی خمشی، یک درصد در نظر گرفته می‌شود [۴]. مطابق ضوابط دستورالعمل FEMA356، این مود شکست، کنترل شونده توسط تغییر مکان و θ_c ترک خوردگی ۰/۱ درصد ارتفاع و θ_u نهایی خمشی، $0.4 \frac{h_{eff}}{l}$ درصد ارتفاع است که h_{eff} ارتفاع مؤثر تعریف شده در دستورالعمل فوق می‌باشد [۸].

ب- مکانیسم ترک قطری برشی: معیار مربوط به این حالت شکست، از رابطه (۲) به دست می‌آید. وقتی این حالت شکست رخ می‌دهد تغییر شکل برشی پلاستیک اتفاق می‌افتد که θ_u ، ماکزیمم چرخشی است که می‌تواند رخ دهد و پس از آن مقاومت، صفر خواهد بود. بر اساس نتایج به دست آمده از آزمایش، θ_c ترک خوردگی ۰/۱ درصد و θ_u نهایی برشی، ۰/۵ درصد در نظر گرفته می‌شود [۴]. مطابق ضوابط دستورالعمل FEMA356 این مود شکست، کنترل شونده توسط نیرو و θ_u نهایی معادل θ_c ترک خوردگی و برابر ۰/۱ درصد ارتفاع در نظر گرفته می‌شود [۸]. در این حالت حداقل ظرفیت برشی دیوار V_u از یکی از روابط (۲) محاسبه می‌شود.

$$V_u = \left(0.9 A_w \frac{f_t}{b} \sqrt{\left(\frac{\sigma_o}{f_t} + 1 \right)} \right) \quad (2)$$

$$\&$$

$$V_u = \left(0.9 A_w \frac{2.3 (c + \mu \sigma_o)}{b} \right)$$

در رابطه (۲) A_w سطح مقطع برشی، b ضریب اصلاح برش، f_t مقاومت کشش قطری، C مقاومت چسبندگی برشی و μ ضریب اصطکاک داخلی مصالح بنایی می‌باشد.

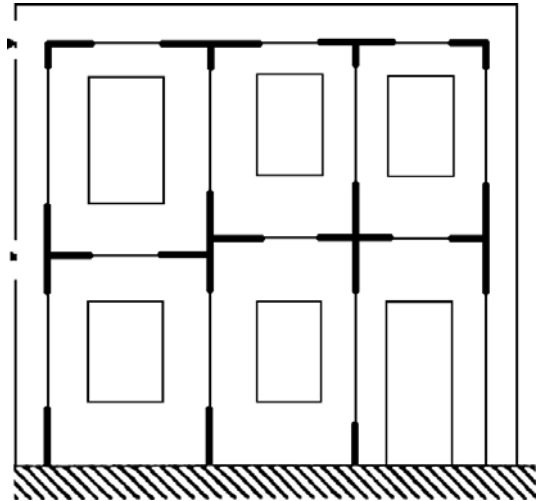
۳-۲- معیارهای تسلیم اعضاء افقی (تیرها)

فرض می‌شود اعضاء افقی یا تیری نیز مشابه اعضاء قائم رفتار می‌کنند. با این تفاوت که در حالت شکست خمشی، درست مانند اعضاء قائم رفتار کرده اما در مورد گسیختگی برشی با توجه به اینکه به دلیل وجود باز شو در بالا و پائین اعضاء افقی، تنش قائم لایه‌های ملات تقریباً صفر می‌باشد، مقاومت برشی فقط از روی چسبندگی بین ملات و آجر به دست می‌آید.

۴- ارزیابی آسیب‌پذیری دیوارهای آجری با استفاده از مدل‌سازی قاب معادل و تحلیل استاتیکی غیر خطی

در این قسمت با استفاده از روش مدل‌سازی قاب معادل که فرضیات آن در بالا ارائه شد، دیوارهای (۱) تا (۳) مدل‌سازی گردیده و سپس با تحلیل استاتیکی غیر خطی، مودهای شکست، ظرفیت جانبی و تغییر شکل نهایی این دیوارها به دست می‌آیند.

به صورت زون صلب توسط آبرامز و کاستلی [۳]، ستونها با رفتار الاستوپلاستیک و تیرها با رفتار الاستیک- ترد توسط مگنز [۴] و یا فقط اعضاء اتصالی تیر به ستون به صورت زون صلب و سایر قسمتهای به صورت تیر- ستون نیز توسط کپس [۵] به کار رفته است.



شکل ۸. مدل‌سازی دیوار برشی آجری به صورت قاب معادل [۴].

در روش قاب معادل برای هر یک از اعضاء، معیارهای تسلیمی (که منطبق بر آزمایش است) در نظر گرفته می‌شود و تا قبل از اینکه یکی از معیارهای تسلیم تعریف شده رخ دهد، رفتار کلیه اعضاء، الاستیک خطی خواهد بود.

۳-۱- معیارهای تسلیم اعضاء قائم (ستونها)

اعضاء قائم یا ستونها [۴، ۸] با رفتار الاستوپلاستیک کامل و با تغییر شکل محدود مدل می‌شوند. مکانیسم‌های تسلیم ممکن برای اعضاء قائم عبارتند از:

الف- تسلیم خمشی یا تسلیم بر اثر بلندشدگی: این معیار تسلیم وقتی رخ می‌دهد که لنگر M در هر یک از مقاطع انتهایی طول مؤثر عضو قائم (یعنی دو انتهای قسمتی که به صورت تیر- ستون مدل شده است) به لنگر نهایی M_u برسد (تشکیل مفصل پلاستیک). M_u (ظرفیت خمشی دیوار) تابعی از نیروی محوری، مشخصات مقطع و مقاومت فشاری مصالح بنایی (f_m) می‌باشد که از رابطه (۱) به دست می‌آید.

$$M_u = \frac{\sigma_o t l^2}{2} \sqrt{\left(1 - \frac{\sigma_o}{0.185 f_m} \right)} \quad (1)$$

در رابطه (۱) σ_o تنش قائم، t ضخامت و l طول دیوار یا پایه و f_m مقاومت فشاری مصالح بنایی می‌باشد. بر اساس نتایج به دست آمده از آزمایش، θ_c ترک خوردگی ۰/۱ درصد و θ_u

۱. در نظرگیری ارتفاع آزاد پایه‌ها به عنوان ارتفاع مؤثر اعضا قائم.
 ۲. در نظرگیری ارتفاع مؤثر دستورالعمل FEMA356 به عنوان ارتفاع مؤثر اعضا قائم.
 ۳. در نظرگیری ارتفاع مؤثر پیشنهادی در مرجع [۱۳] به عنوان ارتفاع مؤثر اعضا قائم، شکل (۹). در این روش، ظرفیت تسلیم خمشی اعضا قائم بر اساس سه حالت ظرفیت تسلیم خمشی مقطع افقی، ظرفیت تسلیم خمشی به ترتیب با اعمال ضرایب اصلاح $(\frac{l_s}{l_h})^{1/2}$ و $(\frac{l_s}{l_h})^{1/3}$ در ظرفیت تسلیم خمشی مقطع افقی، محاسبه و در تحلیل مورد استفاده قرار گرفته است. l_s ، l_h به ترتیب طول مقطع افقی و طول مقطع مورب اعضا قائم می‌باشد، شکل (۹). این ضرائب اصلاح به دلیل تفاوت ظرفیت خمشی مقطع افقی با مقطع مورب، پیشنهاد شده است. نتایج تحلیلی در جدول (۳) ارائه گردیده است.

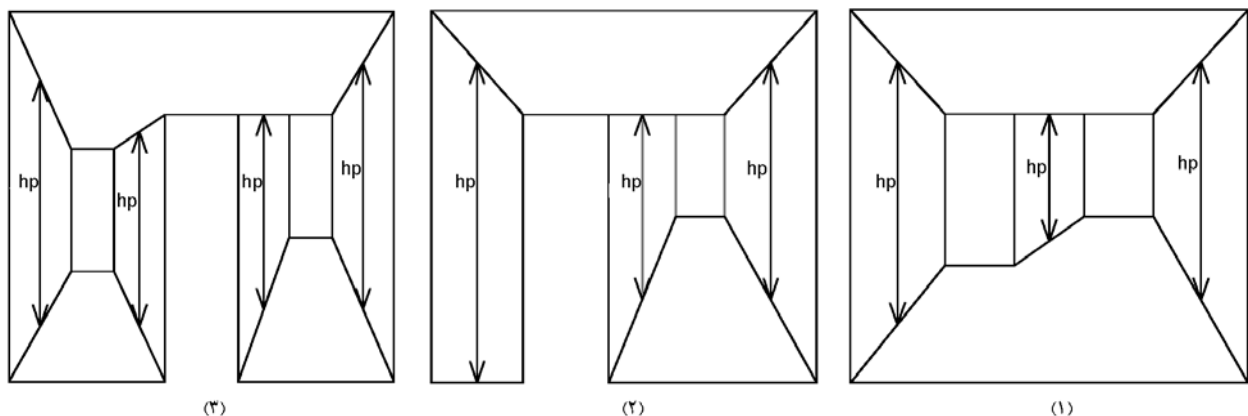
خطای متوسط روشهای ارتفاع آزاد، ارتفاع مؤثر دستورات عمل FEMA356، ارتفاع مؤثر پیشنهادی با ضرایب اصلاح ۱، $(\frac{l_s}{l_h})^{1/2}$ و $(\frac{l_s}{l_h})^{1/3}$ به ظرفیت خمشی اعضا قائم با نتایج آزمایشگاهی به ترتیب ۳۸/۸، ۶/۶، ۱۳/۶، ۳/۹ و ۴/۴ بوده است که حاکی از انطباق بهتر روش پیشنهادی با ضرایب اصلاح $(\frac{l_s}{l_h})^{1/2}$ و $(\frac{l_s}{l_h})^{1/3}$ با نتایج آزمایشگاهی، نسبت به سایر روشها و از جمله روش دستورالعمل FEMA356 می‌باشد. همچنین خطای حداکثر این روشها به ترتیب ۴۹/۴، -۱۲/۷، -۲۵/۴، -۵/۶ و -۸/۵ بوده که ضمن تأیید نتیجه‌گیری فوق، نشان می‌دهد خطای روش ارتفاع آزاد با نتایج آزمایشگاهی، نسبت به سایر روشها، بسیار زیاد بوده است.

بدین ترتیب که در مرحله اول، یک سری مفاصل خمیری خمشی، در ابتدا و انتهای اعضا و یک سری مفاصل خمیری برشی، در وسط اعضا در نظر گرفته می‌شوند که ظرفیتهای خمشی و برشی این مفاصل به ترتیب با استفاده از روابط (۱) و (۲)، رفتار الاستوپلاستیک مفاصل خمشی با استفاده از ضوابط دستورالعمل FEMA356 [۸] و رفتار الاستوپلاستیک مفاصل برشی با استفاده از نتایج آزمایشات [۴] تعیین می‌گردد. سپس با استفاده از تحلیل استاتیکی غیرخطی، مودهای شکست، ظرفیت جانبی و تغییرشکل نهایی دیوارها به دست می‌آیند. در جدول (۲) مشخصات مکانیکی واحدهای آجرکاری متداول در ایران که برای مدلسازی دیوارهای آجری و تحلیل آنها مورد نیاز بوده و از آزمایش به دست آمده، ارائه گردیده است [۱۱].

جدول ۲: مشخصات مکانیکی واحدهای آجرکاری متداول در ایران (بندهای قائم، خالی از ملات) [۱۰].

مدول الاستیسیته	مقاومت فشاری	مقاومت کشش قطری	مقاومت برشی	ضریب اصطکاک داخلی μ
E (kg/cm ²)	f_m (kg/cm ²)	f_t (kg/cm ²)	C (kg/cm ²)	
۵۴۰۰	۷۶	۱/۸	۲	۰/۸

البته همانگونه که اشاره شد، روش قاب معادل برای مدلسازی دیوارهای آجری هنوز کالیبره نشده است. ارتفاع مؤثر اعضا قائم نیز در دستورالعملها و روشهای بکار رفته توسط محققین مختلف، متفاوت می‌باشد. لذا در ادامه، دیوارهای (۱) تا (۳) بر اساس چند حالت زیر مدلسازی می‌گردند تا روشی که انطباق بیشتری با نتایج آزمایشگاهی داشته و برای ارزیابی آسیب‌پذیری دیوارهای آجری غیرمهندسی متداول در ایران مناسبتر می‌باشد، مشخص گردد.



شکل ۹. ارتفاع مؤثر پیشنهادی برای دیوارهای (۱) تا (۳) (توضیح: مبنای روش ارتفاع مؤثر پیشنهادی، اتصال گوشه هر بازشو به گوشه بازشو یا دیوار مجاور است که بر اساس مشاهدات آزمایشگاهی و ترکهای ایجاد شده در دیوارهای آسیب‌دیده از زلزله پیشنهاد گردیده است [۱۴]).

جدول ۳: نتایج تحلیل دیوارهای (۱) تا (۳) با استفاده از مدل‌سازی قاب معادل و تحلیل استاتیکی غیرخطی.

شماره دیوار	ارتفاع آزاد		ارتفاع FEMA356		ارتفاع پیشنهادی			
	ظرفیت (تن)	مود شکست	ظرفیت (تن)	مود شکست	ظرفیت خمشی افقی × ۱	ظرفیت خمشی افقی × $(\frac{l_s}{l_h})^{1/2}$	ظرفیت خمشی افقی × $(\frac{l_s}{l_h})^{1/2}$	ظرفیت خمشی افقی × $(\frac{l_s}{l_h})^{1/2}$
۱	۱۳/۳	برشی در پایه میانی و سپس خمشی در پایه کناری	۸/۸	خمشی در پایه کناری و سپس در پایه میانی	۹/۲	خمشی در پایه میانی و سپس در پایه کناری	۸/۴	برشی در پایه میانی و سپس خمشی در پایه کناری
۲	۱۱/۳	برشی در پایه میانی و خمشی در تیرها و پایه کناری	۷/۹	خمشی در پایه کناری و تیرها و سپس در پایه میانی	۷/۴	خمشی در پایه میانی و سپس در پایه کناری و تیرها	۸/۸	خمشی در پایه میانی و سپس در پایه کناری
۳	۹/۴	خمشی در پایه کناری و سپس در پایه میانی	۶/۲	خمشی در پایه کناری و سپس در پایه میانی	۵/۳	خمشی در پایه میانی و سپس در پایه کناری	۷/۲	خمشی در پایه میانی و سپس در پایه کناری

جدول ۵: ظرفیت جانبی دیوارهای (۱) تا (۳) با استفاده از دستورالعمل

FEMA178

شماره دیوار	پایه راست		پایه میانی		پایه چپ		ظرفیت (kg)
	V_a	V_r	V_a	V_r	V_a	V_r	
۱	۳۳۰۷	۲۹۸۳	۲۶۰۲	۲۸۱۱	۲۲۵۵	۲۹۸۳	۷۱۸۹
۲	۳۱۶۲	۲۸۳۹	۲۶۵۸	۲۸۶۰	۱۳۶۵	۳۱۱۶	۵۹۹۰
۳	۱۲۲۳	۱۹۷۶	۱۳۰۶	۲۲۲۰	۱۲۴۰	۱۹۹۲	۸۴۵۸

جدول ۶: ظرفیت جانبی دیوارهای (۱) تا (۳) با استفاده از دستورالعمل

UCBC97

شماره دیوار	پایه راست		پایه میانی		پایه چپ		ظرفیت (kg)
	V_a	V_r	V_a	V_r	V_a	V_r	
۱	۱۸۳۸	۸۶۱	۱۴۴۶	۸۱۲	۱۲۵۳	۸۶۱	۲۵۳۴
۲	۱۷۵۷	۸۱۵	۱۴۷۷	۸۲۹	۷۵۸	۸۹۶	۱۷۲۰
۳	۶۸۰	۵۶۷	۷۲۶	۶۴۶	۶۸۹	۵۷۹	۲۴۳۸

۵-۱- تعیین ظرفیت دیوارهای (۱) تا (۳) با استفاده از

دستورالعمل FEMA178

مطابق ضوابط این دستورالعمل، ظرفیت جانبی دیوار بر اساس

مقایسه ظرفیت برشی (V_a) و ظرفیت خمشی $rocking$ (V_r)

به دست می‌آید. روابط (۳) و (۴) مربوط به محاسبه این ظرفیتها

۵- ارزیابی آسیب‌پذیری دیوارهای آجری با استفاده از دستورالعملهای FEMA356، UCBC97 و FEMA178

همانگونه که اشاره شد دستورالعملهای لرزه‌ای، روشهای

ساده‌ای برای تعیین ظرفیت و مودهای اولیه شکست دیوارهای

آجری ارائه می‌کنند. در این قسمت با استفاده از دستورالعملهای

FEMA356، FEMA178 و UCBC97، ظرفیتهای جانبی و

مودهای اولیه شکست دیوارهای (۱) تا (۳) به دست می‌آیند،

جداول (۵-۸). بارهای قائم پایه‌ها در دیوارهای فوق در جدول

(۴) ارائه شده است. در محاسبه ظرفیت جانبی دیوارها، \dot{f}_{at}

مقاومت کشش قطری ملات و V_t مقاومت برشی ملات، برابر ۲

در نظر گرفته شده‌اند که از آزمایشات به دست آمده است،

جدول (۱).

جدول ۴: بارهای قائم وارده به پایه‌ها در دیوارهای (۱) تا (۳).

شماره دیوار	بار قائم (kg)		
	پایه راست	پایه میانی	پایه چپ
۱	۳۶۷۴	۳۹۴۳	۳۶۷۴
۲	۳۵۱۳	۴۰۲۸	۳۹۴۳
۳	۲۳۷۵	۳۱۸۶	۲۴۰۸

عبارتند از:

۵-۳- تعیین ظرفیت دیوارهای (۱) تا (۳) با استفاده از

دستورالعمل FEMA356

مطابق ضوابط این دستورالعمل، ظرفیت جانبی دیوار بر اساس مقایسه ظرفیت برشی لغزشی با و بدون در نظرگیری چسبندگی ملات (V_{bjsr} و V_{bjs})، ظرفیت خمشی $rocking$ (V_r)، ظرفیت کششی-قطری (V_{dt}) و ظرفیت شکست کنج (V_{ic}) به دست می‌آید. روابط (۷) تا (۱۰) مربوط به محاسبه این ظرفیتها است که عبارتند از:

$$V_{bjs} = 0.375 V_{te} A + 0.5 P_{CE} \quad \& \quad V_{bjsr} = 0.5 P_{CE} \quad (7)$$

$$V_r = 0.9 \alpha P_{CE} (L / H_{eff}) P_{CE} \quad (8)$$

$$V_{dt} = f'_{dt} A (L / H_{eff}) \sqrt{1 + f_a / f'_{dt}} \quad (9)$$

$$V_{ic} = \alpha P_L (L / H_{eff}) (1 - f_a / 0.7 f_m) \quad (10)$$

در این روابط، P بار قائم وارده در بالای پایه یا دیوار، P_{CE} بار قائم مورد انتظار (برابر $1/11 P$)، P_L بار قائم (برابر $0.9 P$)، f'_{dt} مقاومت کشش قطری ملات، V_{te} مقاومت برشی ملات، f_m مقاومت فشاری مصالح بنایی، f_a تنش قائم، α ضریب معادل 0.5 برای حالت طره و معادل یک برای حالت دو سرگردار، L طول،

$$V_m = 0.56 V_t + 0.75 \frac{P_D}{A} \Rightarrow V_a = v_m A / 1.5 \quad (3)$$

$$V_r = 0.9 P_D D / H \quad (4)$$

در این روابط، P_D بار قائم وارده در بالای پایه یا دیوار، A سطح مقطع، D طول و H آزاد ارتفاع پایه یا دیوار می‌باشند.

۵-۲- تعیین ظرفیت دیوارهای (۱) تا (۳) با استفاده از

دستورالعمل UCBC97

مطابق ضوابط این دستورالعمل، ظرفیت جانبی دیوار بر اساس مقایسه ظرفیت برشی (V_a) و ظرفیت خمشی $rocking$ (V_r) به دست می‌آید. روابط (۵) و (۶) مربوط به محاسبه این ظرفیتها است که عبارتند از:

$$v_a = 0.17 v_t + 0.15 \frac{P_D}{A} \Rightarrow V_a = v_a A \quad (5)$$

$$V_r = 0.5 P_D D / H \quad (6)$$

در این روابط، P_D بار قائم وارده در بالای پایه یا دیوار، A سطح مقطع، D طول و H آزاد پایه یا دیوار می‌باشند.

جدول ۷: ظرفیت جانبی دیوارهای (۱) تا (۳) با استفاده از دستورالعمل FEMA356.

ظرفیت (kg)	پایه چپ				پایه میانی				پایه راست				شماره دیوار
	V_{ic} (kg)	V_{dt} (kg)	V_r (kg)	V_{bjs} (kg)	V_{ic} (kg)	V_{dt} (kg)	V_r (kg)	V_{bjs} (kg)	V_{ic} (kg)	V_{dt} (kg)	V_r (kg)	V_{bjs} (kg)	
۵۳۱۵	۲۱۰۶	۲۱۶۵	۱۸۱۴	۲۹۹۱	۲۲۰۶	۱۷۶۷	۱۹۱۷	۲۸۱۷	۲۱۰۶	۱۸۹۰	۱۵۸۴	۲۹۹۱	۱
۴۵۶۵	۲۲۵۲	۱۵۰۰	۱۲۱۴	۳۱۲۵	۲۲۵۰	۱۴۶۶	۱۶۱۶	۲۸۶۰	۲۰۱۸	۲۱۴۱	۱۷۳۵	۲۹۱۰	۲
۳۵۴۵	۱۳۸۹	۱۰۷۰	۸۷۲	۲۰۰۱	۱۷۷۴	۸۵۰	۹۷۳	۲۲۲۳	۱۳۶۵	۱۴۴۲	۹۷۳	۱۹۷۹	۳

جدول ۸: ظرفیت و مودهای اولیه شکست دیوارهای (۱) تا (۳) با استفاده از دستورالعملها.

ظرفیت متوسط (تن)	FEMA356			UCBC97			FEMA178			شماره دیوار
	ظرفیت اصلاح شده (kg)	مود شکست	ظرفیت (kg)	ظرفیت اصلاح شده (kg)	مود شکست	ظرفیت (kg)	ظرفیت اصلاح شده (kg)	مود شکست	ظرفیت (kg)	
۸/۵	۹۳۰۱	خمشی در پایه راست و چپ و برشی در پایه میانی	۵۳۱۵	۸۸۶۹	شکست برشی در پایه راست	۲۵۳۴	۷۱۸۹	شکست برشی در پایه راست	۷۱۸۹	۱
۶/۷	۷۹۸۹	خمشی در پایه راست و چپ و سپس در پایه میانی	۴۵۶۵	۶۰۲۰	شکست برشی در پایه راست	۱۷۲۰	۵۹۹۰	شکست برشی در پایه راست	۵۹۹۰	۲
۷/۳	۶۲۰۴	خمشی در پایه راست و چپ و سپس در پایه میانی	۳۵۴۵	۷۲۰۳	شکست برشی در پایه راست	۲۰۵۸	۸۴۳۸	شکست برشی در پایه راست	۸۴۳۸	۳

دستورالعملهای FEMA178، UCBC97 و FEMA356 و همچنین روشهای مختلف مدلسازی قاب معادل و تحلیل استاتیکی غیرخطی می‌باشد که به همراه پاسخهای روش پیشنهادی و نتایج آزمایشگاهی در جدول (۹) ارائه گردیده است. گامهای روش پیشنهادی عبارتند از:

۱- مدلسازی دیوار به صورت قاب معادل با استفاده از ارتفاع مؤثر پیشنهادی.

۲- در نظر گرفتن مفاصل خمیری خمشی در دو انتها و مفاصل خمیری برشی در وسط کلیه اعضاء قائم و افقی.

۳- تعیین ظرفیت مفاصل خمیری از روابط (۱) و (۲)، اعمال ضریب اصلاح $(\frac{l_c}{l_h})^{1/2}$ در ظرفیت خمشی اعضاء قائم و در نظر گرفتن رفتار الاستوپلاستیک با استفاده از ضوابط دستورالعمل FEMA356 برای مفاصل خمشی و رفتار الاستوپلاستیک بر اساس نتایج آزمایشگاهی برای مفاصل برشی.

۴- تحلیل استاتیکی غیرخطی دیوار مدلسازی شده به روش فوق و تعیین ظرفیت جانبی، تغییرمکان نهایی و مودهای شکست دیوار.

۵- تعیین ظرفیت متوسط دیوار با استفاده از دستورالعملهای FEMA178، UCBC97 و FEMA356 و همچنین اعمال اصلاحات پیشنهادی در قسمت (۵) این مقاله.

۶- مقدار متوسط ظرفیتهای جانبی به دست آمده از بندهای ۴ و ۵، به عنوان ظرفیت جانبی دیوار و تغییرمکان نهایی و مودهای شکست به دست آمده از بند ۴، به عنوان تغییرمکان نهایی و مودهای شکست دیوار در نظر گرفته می‌شود.

۷- ظرفیت حاصله از حالت ارتفاع آزاد به عنوان ظرفیت جانبی ماکزیمم دیوار پیشنهاد می‌گردد که ظرفیت جانبی دیوار نباید از آن بیشتر در نظر گرفته شود.

مشاهده می‌شود با استفاده از روش پیشنهادی، ظرفیت جانبی دیوارها با خطای کمتر از ۱۱ درصد و تغییرمکان جانبی

A سطح مقطع و H_{eff} ارتفاع مؤثر پایه یا دیوار می‌باشند. ظرفیت و مودهای اولیه شکست دیوارها در جدول (۸) ارائه گردیده است. مشاهده می‌شود که ظرفیت به دست آمده از دستورالعملهای مختلف، تفاوتی زیادی با هم دارند که به مواردی از جمله در نظرگیری ظرفیت مجاز در UCBC97 و ظرفیت نهایی در FEMA178 و FEMA356 بر می‌گردد. البته با اعمال ضرایب اصلاح پیشنهادی $1/75$ و $3/5$ به ترتیب به ظرفیتهای به دست آمده از دستورالعملهای FEMA356، UCBC97 و نیز اعمال پاره‌ای اصلاحات به ضوابط این دستورالعملها مانند حذف ضابطه مربوط به در نظر نگرفتن ظرفیت پایه‌هایی که در آنها $V_p > V_r$ است اگر حتی در یکی از پایه‌ها $V_r > V_a$ باشد در FEMA178 و UCBC97 که با نتایج آزمایشگاهی انطباق بیشتری داشته‌اند، می‌توان ظرفیت به دست آمده از دستورالعملها را به ظرفیتهای واقعی دیوارهای آجری نزدیکتر کرد [۱۱، ۱۵].

مشاهده می‌شود با اعمال اصلاحات پیشنهادی و متوسط‌گیری از ظرفیتهای اصلاح شده، ظرفیت جانبی دیوارهای (۱) تا (۳) به ترتیب با $-4/5$ ، $-20/3$ و $+2/8$ درصد خطا نسبت به نتایج آزمایشگاهی تعیین گردیده، اما مودهای شکست به دست آمده از دستورالعملها، تفاوت زیادی با مودهای شکست آزمایشگاهی داشته است.

۶- روش پیشنهادی جهت ارزیابی گمی آسیب‌پذیری لرزه‌ای دیوارهای آجری غیرمهندسی متداول در ایران

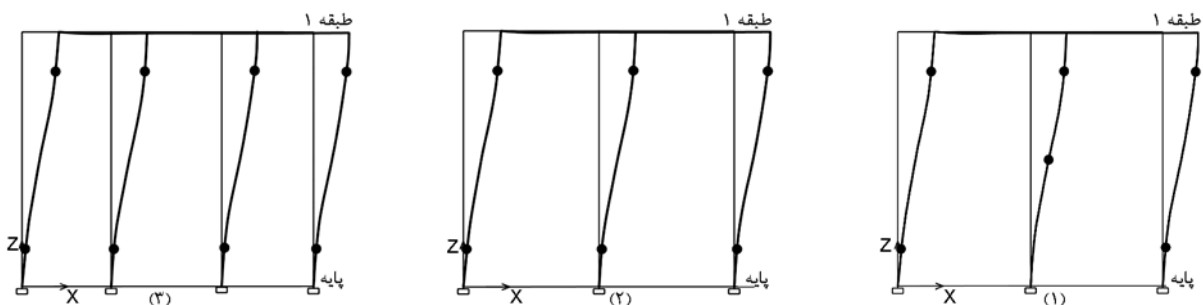
در این قسمت، جهت دستیابی به یک روش کاربردی برای ارزیابی آسیب‌پذیری دیوارهای آجری غیرمهندسی متداول در ایران، ابتدا نتایج حاصله از قسمتهای قبلی که شامل مودهای شکست و ظرفیت جانبی و تغییرمکان نهایی به دست آمده از

جدول ۹: نتایج به دست آمده از آزمایش، روش مدلسازی قاب معادل و دستورالعملها برای دیوارهای (۱) تا (۳).

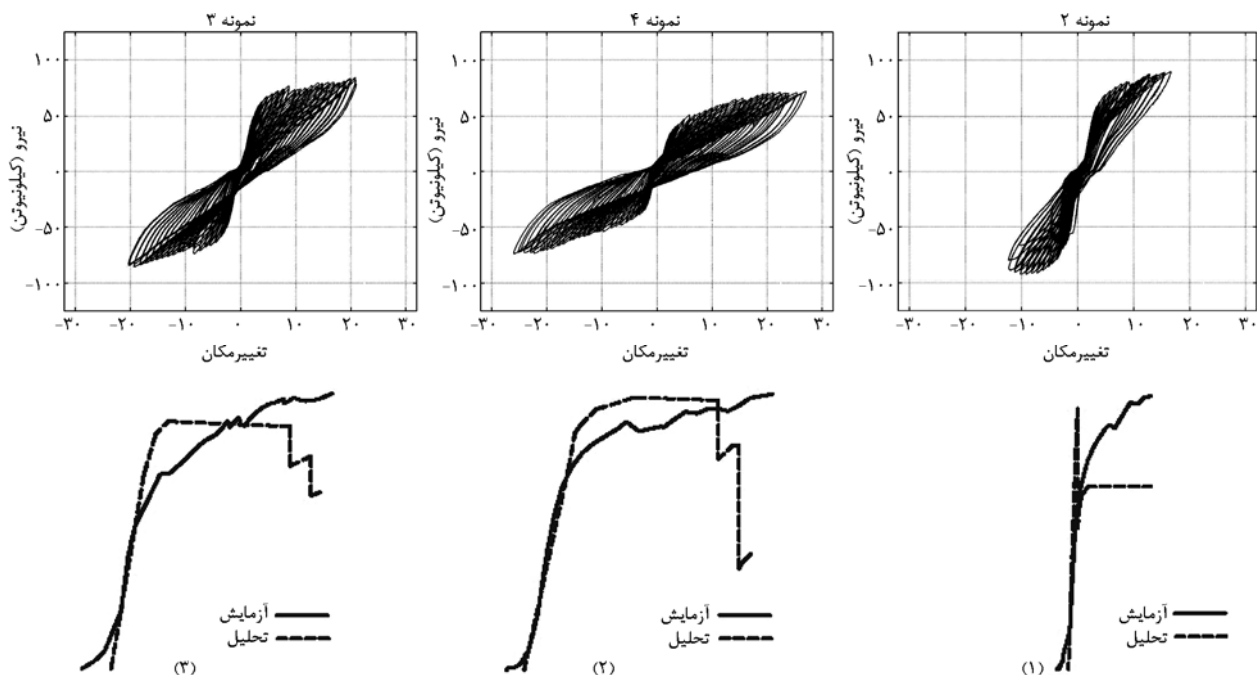
ردیف	ظرفیت دیوار از روش قاب معادل (تن)		ظرفیت متوسط دستورالعملها (تن)	آزمایش		روش FEMA356			روش پیشنهادی			
	ارتفاع آزاد	ارتفاع پیشنهادی		ظرفیت (تن)	تغییرمکان (میلیمتر)	ظرفیت (تن)	خطا	تغییرمکان (میلیمتر)	خطا	تغییرمکان (میلیمتر)	خطا	
۱	۱۳/۳	۸/۶	۸/۵	۱۲/۴	۸/۸	۱/۱	۶/۵	۱۳/۲	۸/۵۵	۴/۰	۹/۷	۲۱/۸
۲	۱۱/۴	۸/۳	۶/۷	۲۰/۴	۷/۹	۶/۳	۲۹/۴	۱۴/۴	۷/۵	۱۱	۱۸/۹	۷/۴
۳	۹/۴	۶/۵	۷/۳	۲۶/۰	۶/۲	۱۲/۷	۲۸/۵	۱۸/۶	۶/۹	۲/۸	۲۷/۶	۶/۲

دیوارها با خطای کمتر از ۲۲ درصد ارزیابی گردیده است. این خطاها با استفاده از روش قاب معادل و ضوابط دستورالعمل FEMA356 به ترتیب ۱۳ و ۳۰ درصد بوده است. خطاهای متوسط روش پیشنهادی و روش قاب معادل و ضوابط دستورالعمل FEMA356 در ارزیابی ظرفیت جانبی دیوارها به ترتیب ۵/۹ و ۶/۷ درصد و در ارزیابی تغییرمکان جانبی به ترتیب ۱۱/۸ و ۲۱/۵ درصد بوده است. همچنین در شکل (۱۰) مودهای شکست لرزه‌ای دیوارها که از آزمایش و روش

پیشنهادی به دست آمده، با هم مقایسه شده است. مشاهده می‌شود که مودهای شکست روش پیشنهادی، انطباق بسیار خوبی با نتایج آزمایش داشته است در حالی که مودهای شکست به دست آمده از روش قاب معادل و ضوابط دستورالعمل FEMA356 با مودهای شکست آزمایشگاهی بخصوص در دیوار (۱) متفاوت بوده است، جدول (۳). در شکل (۱۱)، رفتار هیستریزس دیوارهای (۱) تا (۳) که تحت بار سیکلی و از آزمایش به دست آمده، ارائه گردیده است.



شکل ۱۰. مقایسه مودهای شکست دیوارهای (۱) تا (۳) از آزمایش و روش پیشنهادی.



شکل ۱۱. رفتار هیستریزس آزمایشگاهی دیوارهای (۱) تا (۳) تحت بار سیکلی و مقایسه منحنی پوش آور به دست آمده از روش پیشنهادی با منحنی پوش رفتار سیکلی آزمایشگاهی.

دیوارهای آسیب دیده از زلزله پیشنهاد گردیده است. اعمال ضریب اصلاح $(\frac{\ell_s}{\ell_h})^{1/2}$ در ظرفیت خمشی اعضا قائم که با توجه به تفاوت میان ظرفیت خمشی مقطع مورب ترک خورده با مقطع افقی اعضا قائم و مقایسه نتایج تحلیلی و آزمایشگاهی پیشنهاد شده است.

ب- اصلاحات پیشنهادی در ضوابط دستورالعملها:

- حذف ضابطه مربوط به در نظر نگرفتن ظرفیت پایه‌هایی که در آنها $V_p > V_r$ است اگر حتی در یکی از پایه‌ها $V_r > V_a$ باشد در دستورالعملهای FEMA178 و UCBC97. اعمال ضرایب اصلاح $1/5$ و $3/5$ به ترتیب به ظرفیتهای حاصله از دستورالعملهای UCBC97 و FEMA356.

۳- در روش پیشنهادی، ظرفیت جانبی دیوارها از متوسط‌گیری بین مقادیر روش قاب معادل اصلاح شده و متوسط مقادیر اصلاح شده دستورالعملهای FEMA178، UCBC97 و FEMA356 به دست می‌آید که اختلاف مقادیر به دست آمده از این روش با نتایج سه نمونه آزمایشگاهی، کمتر از ۱۱ درصد بوده است.

۴- تغییر مکان نهایی دیوارها که با روش قاب معادل اصلاح شده و تحلیل استاتیکی غیرخطی به دست آمده، با نتایج آزمایشگاهی کمتر از ۲۲ درصد خطا داشته است. مودهای شکست دیوارها نیز که با روش فوق ارزیابی گردیده، با مودهای شکست آزمایشگاهی انطباق بسیار خوبی داشته است.

۵- افزایش ابعاد و تعداد بازشوها به ترتیب در دیوارهای (۲) و (۳) نسبت به دیوار (۱) سبب کاهش ظرفیت جانبی به ترتیب $5/6$ و $20/2$ درصد شده است. اما با توجه به تغییر رفتار دیوار از برشی به خمشی، سبب افزایش به ترتیب 32 و 51 درصدی در ضریب شکل‌پذیری و نیز افزایش به ترتیب 26 و 38 درصدی در ضریب رفتار دیوارهای (۲) و (۳) گردیده و عملکرد لرزه‌ای این دیوارها نسبت به دیوار (۱) ارتقاء یافته است.

مراجع

- Zhuge, Y. and Thanbiratnam, D. (1997). "Nonlinear Dynamic Analysis of Unreinforced Masonry", *J. Structure Engineering*, **124**(3), 270-277.
- Giordano, A., Mele, E., and Deluca, A. (2002). "Modeling of Historical Masonry Structures: Comparison of Different Approaches through a Case Study", *Engineering Structure*, **24**, 1057-1069.

همچنین همانگونه که در این شکل نشان داده شده است منحنی نیرو- تغییر مکان به دست آمده از روش تحلیلی پیشنهادی، انطباق خوبی با منحنی پوش رفتار دیوارها تحت بار سیکلی که از آزمایش به دست آمده داشته، به گونه‌ای که رفتار خطی و ظرفیت جانبی دیوارها با دقت بسیار خوب و رفتار غیرخطی دیوارها با دقت مناسبی ارزیابی گردیده است. با مقایسه منحنی‌های هیستریزس حاصله از آزمایش دیوارهای (۱) تا (۳) این نتیجه به دست می‌آید که افزایش ابعاد و تعداد بازشوها به ترتیب در دیوارهای (۲) و (۳) نسبت به دیوار (۱) گرچه سبب کاهش ظرفیت جانبی دیوار گردیده اما به دلیل تغییر رفتار دیوار از مود برشی در دیوار (۱) به مود خمشی در دیوارهای (۲) و (۳)، شکل‌پذیری دیوارهای (۲) و (۳) به ترتیب 32 و 51 درصد و ضریب رفتار دیوارهای (۲) و (۳) به ترتیب 26 و 38 درصد نسبت به دیوار (۱) افزایش یافته است.

۷- بحث و نتیجه‌گیری

۱- با توجه به تقریب زیاد روشهای دستورالعملها و آیین‌نامه‌های لرزه‌ای در ارزیابی ظرفیت جانبی و مودهای شکست دیوارهای آجری غیرمهندسی از یک سو و پیچیدگی زیاد و وقتگیر بودن روشهای اجزاء محدود و اجزاء مجزا برای مدلسازی این دیوارها از سوی دیگر، به روشهای کاربردی‌تری نیاز است که از جمله آنها روش مدلسازی قاب معادل و تحلیل استاتیکی غیرخطی بوده که مطابق بررسیهای انجام شده در این تحقیق، این روش برای ارزیابی آسیب‌پذیری لرزه‌ای دیوارهای آجری غیرمهندسی، مناسب می‌باشد.

۲- در این مقاله با استفاده از کالیبره کردن روش مدلسازی قاب معادل برای دیوارهای آجری غیرمهندسی متداول در ایران (که بندهای قائم آنها خالی از ملات می‌باشد) و روش تحلیل استاتیکی غیرخطی و همچنین متوسط‌گیری از مقادیر اصلاح شده سه دستورالعمل FEMA178، UCBC97 و FEMA356 روشی برای ارزیابی آسیب‌پذیری لرزه‌ای دیوارهای آجری غیرمهندسی متداول در ایران ارائه شده است که اهم تغییرات پیشنهادی برای اصلاح روش مدلسازی قاب معادل و ضوابط دستورالعملهای لرزه‌ای عبارتند از:

الف- اصلاحات پیشنهادی در روش مدلسازی قاب معادل:

- تعیین ارتفاع مؤثر اعضا قائم با اتصال گوشه هر بازشو به گوشه بازشو یا دیوار مجاور، شکل (۹). این روش بر اساس مشاهدات آزمایشگاهی و ترکهای ایجاد شده در

- Strength of Brick Walls”, *SEE5 Conf.*
۱۱. ناطقی‌الهی، فریبرز، ضیائی‌فر، منصور و عالمی، فرامرز (۱۳۸۶). “مطالعه تحلیلی و آزمایشگاهی ارزیابی کمی آسیب‌پذیری لرزه‌ای دیوارهای آجری متداول در ایران”، پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله، طرح پژوهشی ۷۳۴۱، گزارش مقدماتی.
 12. Krawinkler, H. and Seneviratna, G.D.P.K. (1998). “Pros and Cons of a Pushover Analysis of Seismic Performance Evaluation”, *Engineering Structure*, **20**(4), 452-464.
 13. Paulay, T. and Priestley, M.J.N. (1990). “Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings”, John Wiley & Sons, New York.
 ۱۴. عالمی، فرامرز، ناطقی‌الهی، فریبرز و ضیائی‌فر، منصور (۱۳۸۶). “ارزیابی آسیب‌پذیری لرزه‌ای دیوارهای آجری غیرمهندسی با استفاده از مدلسازی قاب معادل و تحلیل استاتیکی غیرخطی”، پنجمین کنفرانس بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله.
 15. Alemi, F. and Nateghi-Alahi, F. (2006). “Comparison of Seismic Capacity of URM Buildings using Guidelines and Experimental Results”, *1st ECEES*, Paper No. 441, Switzerland.
 3. Abrams, D.P. and Costly, S.C. (1996). “Dynamic Response of Unreinforced Masonry Buildings with Flexible Diaphragm”, NCEER-96-0001.
 4. Magenes, G. (2000). “A Method for Pushover Analysis in Seismic Assessment of Masonry Buildings”, *I2WCEE*, Paper No. 1866.
 5. Kappos, S.J., Penelis, G.G., and Drakopovlos, C.G. (2002). “Evaluation of Simplified Models for Lateral Load Analysis of Unreinforced Masonry Buildings”, *J. of Structural Engineering, ASCE*, **128**(7), 890-897.
 6. FEMA178 (1992). “NEHRP Handbook for the Seismic Evaluation of Existing Buildings”, Building Seismic Safety Council, Washington D.C.
 7. ABK (1997). “Uniform Code for Building Conservation, UCBC 97”.
 8. FEMA356 (2000). “Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings”, Federal Emergency Management Agency, Washington D.C.
 ۹. تسنیمی، عباسعلی (۱۳۸۴). “رفتار دیوارهای آجری مندرج در استاندارد ۲۸۰۰”، مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن.
 10. Maheri, M.R., Najafgholipour, M.A., and Rajabi, A.R. (2007). “The Effects of Brick and Mortar Water Content during Construction on the Seismic