مکانیک سازه‌ها و شاره‌ها/ سال ۱۳۹۱/ دوره ۲/ شماره ۲/ صفحه ۱-۱۱

مجله علمی پژوهشی مکانیک سازه ها و شاره ها

دانشگاه شاهرود

بررسی رابطه زمان تناوب اصلی آیین نامه برای قاب خمشی فولادی

حمید بیرقی[1*] و محسن گرامی[2]

[1] دانشگاه آزاد واحد مهدیشهر، گروه عمران، مهدیشهر، سمنان، ایران
[2] دانشیار و عضو پژوهشکده فناوریهای نوین، دانشگاه سمنان، ایران

چکیده

در روابط تجربی آیین نامه‌های موجود معمولا اثر میانقاب مصالح بنایی روی زمان تناوب سازه به طور دقیق در نظر گرفته نمی‌شود، در حالی که این موضوع ممکن است زمان تناوب قاب خمشی فولادی را به شدت تحت تاثیر قرار دهد. لذا لزوم بررسی تاثیر درصد میانقاب روی زمان تناوب و ارزیابی رابطه آیین نامه‌ها و بازنگری در آن ضروری به نظر می‌رسد. در این تحقیق با مدلسازی میانقاب به صورت دستک فشاری برای قاب‌های فولادی خمشی متقارن سه بعدی برای سازه ۳، ۵، ۷، ۹ و ۱۱ طبقه با چیدمان متقارن میانقاب و وجود درصدهای مختلف میانقاب از صفر تا هشتاد و فرض مصالح بنایی با مدول الاستیسیته متغیر و تعداد دهانه‌های متغیر، اثر هرکدام از پارامترهای مذکور بررسی می‌شود. نتایج نشان می‌دهد خطای رابطه استاندارد۲۸۰۰ ایران با منحنی برازش شده بر کل نتایج تحلیلی کمتر از ۵ درصد است اما پراکندگی نتایج تحلیلی نسبت به منحنی برازش شده زیاد است به طوری که ضریب تعیین R^2 برای این برازش برابر ۰/۶۵ به دست می‌آید. همچنین رابطه‌ای جدید برای زمان تناوب قاب خمشی ارائه می‌شود.

کلمات کلیدی: زمان تناوب؛ قاب خمشی فولادی؛ میانقاب؛ آیین نامه.

۱- مقدمه

مطالعات آزمایشگاهی و تحلیلی زیادی روی قاب‌های دارای میانقاب از نوع مصالح بنایی و اثر آن‌ها روی سیستم سازه ای توسط پژوهشگران انجام شده است که به درک بهتر رفتار این نوع قاب‌ها منجر می‌شود، اما هنوز در بسیاری از آیین‌نامه‌های جهان، فقط وزن میانقاب را در مطالعات سازه در نظر می-گیرند و از سختی ایجاد شده توسط میانقاب روی رفتار سازه صرفنظر می‌شود. هر چند روابطی در این خصوص وجود دارد، اما به دلیل پیچیدگی‌های موجود در رفتار اندر کنش قاب و میانقاب، هنوز یک روش مطمئن و کاربردی برای آن ارائه نشده است.

در قسمت‌هایی از خاورمیانه، اروپا و ایران استفاده از میانقاب‌ها به عنوان جداکننده فضاهای داخلی و همچنین محصور کننده پیرامون قاب ساختمان (جدا کننده داخل و خارج) ساختمان مرسوم است. جنس این میانقاب‌ها متنوع ولی معمولا آجری است و اغلب آجر سفالی

* نویسنده مسئول. ۰۹۱۲۲۰۹۳۸۹۳؛ فکس: ۰۲۳۲۳۶۲۷۴۷۴
آدرس پست الکترونیک: h_beiraghi@yahoo.com

توخالی[1] رواج فراوان دارد. اثر میانقاب‌های سفالی و غیره در خرابی برخی از ساختمان‌ها در زلزله‌های گذشته محرز بوده است. میانقاب‌ها باعث افزایش سختی سازه و در نتیجه کاهش زمان تناوب ارتعاش می‌شوند که با توجه به طیف طراحی موجب تغییر در تقاضای لرزه ای می‌شود.

ظاهراً قاب دارای میانقاب اولین بار توسط پولیاکو[2] [۱] مطالعه شد؛ او با بررسی آزمایشگاهی روی تنش‌های برشی و عمود بر سطح در میانه دیوار درون قاب خمشی، یک روش عددی برای تحلیل و برآورد بار شکست قطری دیوار ارائه داد. مهرابی و همکاران [۲] با انجام کار آزمایشگاهی روی قاب خمشی یک دهنه، دریافتند در نتیجه وجود دیوار میانقاب، مقاومت جانبی قاب تا حدود ۲۵٪ افزایش می یابد.

آلتیم[3] و همکاران [۳] با اعمال بار چرخه ای روی قاب خمشی بتنی، افزایش سختی حدود ۶ تا ۲۸ درصد را (با توجه به نوع مصالح و میزان بازشوها) در اثر وجود میانقابهای چسبیده به قاب، گزارش کردند.

هاو[4] و همکاران [۴] با بررسی قاب تحت بار جانبی چرخه ای، مشاهده کردند که زمان تناوب قاب دارای پرکننده و بازشو بیشتر از زمان تناوب در حالت بدون بازشو است.

سیوری[5] و همکاران [۵] با انجام تحلیل تاریخچه زمانی روی قاب خمشی در حالت وجود و عدم وجود میانقاب، اعلام کردند که میانقاب تأثیر زیادی روی زمان تناوب سازه دارد و در نظر نگرفتن این موضوع، ایمنی سازه را تحت الشعاع قرار می‌دهد. این واقیعت در عمل نیز مشاهده شده است، به طوری که در کشورهای حوزه مدیترانه و ترکیه نقش دیوارهای میانقاب در کاهش زیاد زمان تناوب گزارش شده است [۶].

گولر[6] و همکاران [۷] تحلیل عددی از داده‌های ارتعاش آزمایشگاهی یک ساختمان قاب خمشی که در آن دیوارهای میانقاب به عنوان دستک‌های قطری با عملکرد فشاری محسوب می‌شدند، انجام دادند. زمان تناوب مدل عددی تطابق خوبی با نتایج مطالعه آزمایشگاهی داشت.

گول[7] و چوپرا[8] [۸ و ۹] رابطه‌هایی برای زمان تناوب اصلی ساختمان پیشنهاد کردند که در آیین نامه‌های آمریکا نیز از آن استفاده شد. کار ایشان بر مبنای داده‌های هشت زمین لرزه در کالیفرنیا ارائه شده بود. آزادبخت و برقی [۱۰] اقدام به مدل سازی قاب خمشی فولادی سه بعدی ۸ طبقه در نرم افزار sap2000 نمودند. سازه مذکور دارای ۴ دهنه ۴ متری در هر جهت از پلان است و میان قاب‌ها توسط المان-های پوسته[9] با رفتار ارتجاعی مدل شده‌اند. اثر هر کدام از پارامترهای مقاومت فشاری دیوار میانقاب، ضخامت آن و درصد پانل‌های پر شده به عنوان متغیر مورد بررسی قرار گرفته اند. با توجه به اینکه به کارگیری المان‌های پوسته در این حالت، چندان قادر نیست که رفتار واقعی مصالح دیوار و اثر اندر کنش قاب دیوار را، خصوصاً در کشش، مدل سازی کند؛ لذا این موضوع ممکن است که موجب کاهش دقت نتایج شود.

۲ – مرور آیین نامه‌ها و زمان تناوب اصلی

زمان تناوب اصلی سازه به توزیع جرم و سختی در ارتفاع ساختمان بستگی دارد. آیین نامه‌ها برای برآورد زمان تناوب اصلی ساختمان‌ها روابط تجربی ارائه می‌دهند. این روابط اغلب بر مبنای مشاهدات پاسخ ساختمان واقعی در طول مدت زمین لرزه به دست آمده اند و عموما تابعی از نوع قاب و ارتفاع ساختمان می‌باشند. زمان تناوب برآورد شده از این روابط تجربی به طور وسیع مورد استفاده قرار می‌گیرند در حالی که طبق نظر بسیاری از صاحب نظران هنوز قابل ارتقاء می‌باشد [۱۱].

امروزه با توسعه کامپیوترهای شخصی پر سرعت، با تهیه مدل اجزای محدود سازه، تعیین زمان تناوب اصلی به وسیله روش دقیق تحلیل مقادیر ویژه یا با روشهای تحلیلی رایلی، به خوبی امکان پذیر است؛ هر چند زمان تناوب به دست آمده از روشهای عددی غالباً از مقادیر مشاهده شده از رفتار ساختمان‌ها بیشتر می‌باشد. مدلسازی سنتی بدون لحاظ کردن اثر میانقاب، سازه مفروض را (نسبت به حالت وجود میانقاب‌های مصالح بنایی) شکل پذیرتر معرفی می‌کند. در

[1] Hollow clay bricks
[2] Polyakov
[3] Altim
[4] Hao
[5] Sivri
[6] Guler
[7] Goal
[8] Chopra
[9] Shell

واقعیت سختی اضافه ای که توسط این میانقاب‌ها بر سازه تحمیل می‌شود موجب کاهش زمان تناوب اصلی نسبت به آنچه در زلزله‌ها مشاهده شده، می‌شود. به همین دلیل آیین نامه‌ها عموماً یک حد بالا برای مقادیر زمان تناوب اصلی به دست آمده از روشهای تحلیل مقادیر ویژه مدل اجزای محدود قائل می‌شوند. زمان تناوب روشهای تحلیلی نباید از مقدار بدست آمده از ضرب یک ضریب در زمان تناوب حاصل از روابط تجربی بیشتر لحاظ شود.

ضریب مذکور در آیین نامه‌ها یکسان نیست. در UBC97 ضریب ۱/۳ برای ناحیه لرزه خیز زیاد و ۱/۴ برای سایر مناطق پیشنهاد شده است. اما Eurocode8 حد بالا ندارد. این محدودیت برای جلوگیری از احتمال بکارگیری مقادیر نامعقول به دست آمده از روشهای عددی بدون لحاظ کردن اجزای غیر سازه ای می باشد [۱۲ و ۱۳].

آیین نامه طراحی ساختمان در برابر زلزله ایران علاوه بر محدود کردن زمان تناوب تحلیلی به حداکثر ۱/۲۵ برابر زمان تناوب روابط تجربی، الزام دارد چنانچه جداگرهای میانقابی مانعی برای حرکت قاب‌ها ایجاد نمایند، مقدار T حاصل از روابط تجربی در ضریب ۰/۸ نیز ضرب شود [۱۴]. روابط آیین نامه‌ها برای برآورد زمان تناوب اصلی سازه قاب خمشی فولادی در جدول ۱ ارائه شده است.

جدول ۱- روابط تجربی آیین نامه‌ها برای زمان تناوب قاب خمشی فولادی

آیین نامه	رابطه T (ثانیه)	توضیح
استاندارد۲۸۰۰-۸۴	$0.08H^{0.75}$	H بر حسب متر است.
آیین نامه UBC97[1]	$0.0853H^{0.75}$	H بر حسب متر است.
FEMA450	$0.0724H^{0.8}$	H بر حسب متر است.
Eurocode8	$0.085H^{0.75}$	H بر حسب متر است.
NBC[2]	$0.1N$	N تعداد طبقات بالای تراز پایه.

مشاهده می‌شود رابطه استاندارد ۲۸۰۰ ایران مشابه UBC97 و Eurocod8 است. همچنین این رابطه در FEMA450 بر مبنای کارهای چوپرا و گول به روز رسانی شده است [۸]. مبنای استخراج روابط، مطالعه رفتار ساختمان‌ها، تحت زلزله‌های مختلف در آمریکا است. ساختمان‌های سایر نقاط دنیا هم از لحاظ سازه ای و هم عناصر غیر سازه ای با ساختمان‌های مذکور تفاوت دارند. تفاوت‌های نحوه ساخت و ساز در مناطق مختلف جهان موجب روابط متفاوت بین زمان تناوب و ارتفاع می‌شود. مثلا ساختمان‌های تایوان نسبت به ساختمان‌های کالیفرنیا سختی بیشتری دارند که به معنی زمان تناوب اصلی کمتر می باشد. در این خصوص تجربه تایوان پیشنهاد می‌کند که یک رابطه جدید مطابق شرایط طراحی و ساخت و ساز آن منطقه ارائه شود [۱۵].

۳ - مدلسازی میانقاب

روش‌های متعدد برای بیان عملکرد میانقاب توسط محققان با فرضیات مختلف ارائه شده است. از این میان روش مهاربند فشاری قطری معادل مشهورترین روش برای تحلیل سیستم‌های سازه ای دارای میانقاب می‌باشد. رفتار غالب دیوارهای میانقاب به صورت قطری است و معمولاً به صورت دیوار برشی همگن عمل نمی‌کند، بدین صورت که نیروها و تنش‌ها از قاب از طریق یک ناحیه فشاری به دیوار منتقل می‌شوند [۱۶].

در مدلسازی دیوار میانقابی، فقط دیوارهایی لحاظ می‌شوند که از اطراف به طور کامل به تیرهای فوقانی و تحتانی و ستون‌های دو طرف متصل شده و اندر کنش داشته باشند. سختی دیوار میانقاب با مدلسازی المان قطری فشاری لحاظ می‌شود که به وسیله اتصالات مفصلی به محل برخورد تیر و ستون اتصال می‌یابد. دستورالعمل بهسازی لرزه ای ساختمان‌های موجود با اقتباس از FEMA306 برای مدل نمودن یک پانل میانقاب مصالح بنایی غیر مسلح، بکارگیری یک دستک فشاری قطری معادل به عرض a را پیشنهاد می‌کند [۱۷ و ۱۸] (شکل ۱ را ببینید).

ضخامت و ضریب ارتجاعی دستک فشاری معادل باید با میانقاب مربوطه یکسان باشد. عرض موثر a برای عضو قطری به صورت زیر به دست می آید:

$$a=0.254[\lambda h_{col}]^{-0.4} r_{\inf} \quad (۱)$$

$$\lambda=[\frac{10E_{me}t_{inf}\sin 2\theta}{E_{fe}I_{col}h_{inf}}]^{0.25} \quad (۲)$$

a: عرض موثر

[1] Uniform Building Code
[2] National Building Code Of Canada

I_{col} : ممان اینرسی ستون cm^4

h_{col}: ارتفاع مرکزتا مرکز ستون cm

θ : زاویه ای که تانژانت آن برابر ضریب تناسب پانل (ارتفاع به طول) است

r_{inf} : طول قطرپانل میانقاب cm

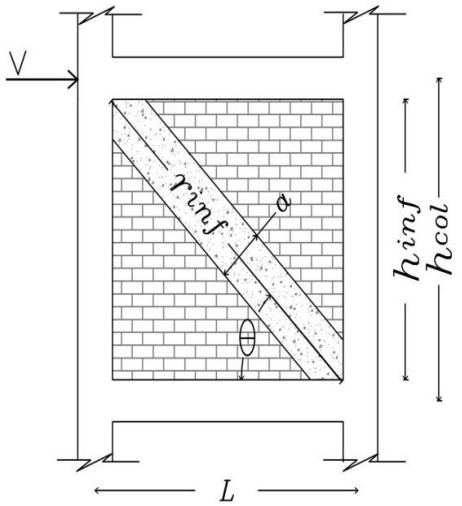
t_{inf} : ضخامت پانل میانقاب و دستک فشاری معادل cm

h_{inf}: ارتفاع پانل میانقاب cm

E_{fe} : ضریب ارتجاعی مورد انتظار مصالح قاب kg/cm^2

E_{me} : ضریب ارتجاعی مورد انتظار مصالح میانقاب kg/cm^2

اساس استخراج روابط فوق از کارهای آزمایشگاهی ماین استون[1] و ویک[2] [۱۹] است.



شکل ۱- دستک قطری معادل

مدول الاستیسیته دیوارهای پرکننده با توجه به نوع و کیفیت مصالح و اجرا نمی‌تواند برای همه موارد عدد ثابتی باشد و تعیین نمودن آن نیز دشوار است. در این مقاله با توجه به مقادیر حاصل از کارهای آزمایشگاهی سایر محققان مقدار آن لحاظ می‌شود.

طبق کارهای کوکن[3] [۲۰] برای دیوار با آجر رسی مجوف به ابعاد ۱۳.۵×۱۹×۱۹ و ملات سیمان، به همراه لایه سیمان کاری روی هر دو وجه دیوار برابر ۳ سانتی متر، مقادیر وزن مخصوص، مقاومت فشاری و مدول الاستیسیته دیوار از آزمایشات به ترتیب برابر ۱۰۶۴ دکانیوتن برمتر مربع، ۱.۸۵ مگاپاسکال و ۱۳۹۳ مگاپاسکال بود.

طبق آزمایشات شاه نظری و ثنایی مقاومت فشاری دیوارهای بلوک سفال مجوف و آجر سفال سوراخ دار و آجر فشاری موجود در بازار ایران به ترتیب ۳/۹، ۷/۳، ۷/۵ مگاپاسکال است [۲۱]. طبق نظر FEMA273 مدول الاستیسیته دیوار مصالح بنایی را می‌توان ۵۵۰ برابر مقاومت فشاری آن در نظر گرفت. در تحقیق حاضر مقدار آن به عنوان متغیر در نظر گرفته می‌شود.

۴ - مدلسازی قاب‌ها

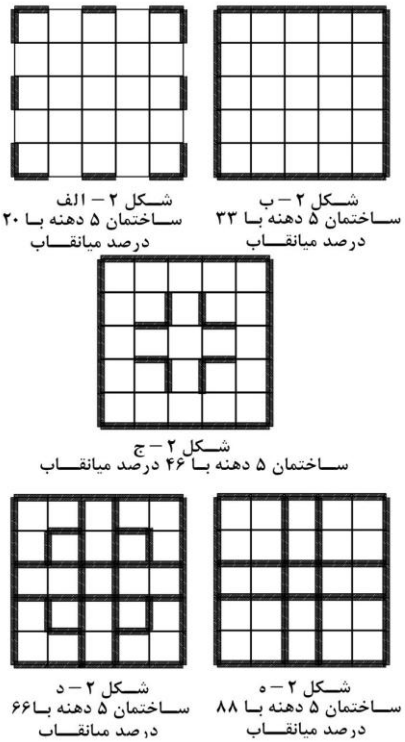
مدل‌های اجزای محدود سازه به صورت سه بعدی در نرم افزار ETABS تهیه شده است. کلیه قاب‌ها از نوع خمشی و در پلان به شکل مربع و متقارن با دهانه‌های مساوی در هر دوجهت می‌باشند. تیرها و ستون‌ها به صورت المان طولی دو گره ای با شش درجه آزادی در هر گره مدل شده اند. پای ستون‌ها گیردار است. فولاد از نوع قاب ST37 است. دال‌های کف با فرض کف صلب لحاظ شدند. بار مرده دیوارهای میانقاب پیرامونی به صورت خطی و بار مرده سایر دیوارهای جداکننده و میانقاب‌های داخلی و کف‌های تیرچه بلوک به صورت گسترده اعمال شده است.

کاربری ساختمان‌ها به صورت مسکونی و محل آن تهران فرض گردید. بار زنده طبقات۲۰۰، بار زنده بام ۱۵۰، بار مرده طبقات ۵۵۰ و بار مرده بام ۴۰۰ دکانیوتن بر متر مربع در نظر گرفته می‌شود. ارتفاع طبقات در همه مدل‌ها ۳/۲ متر است. بارگذاری طبق مبحث ششم مقررات ملی و استاندارد ۲۸۰۰ و طراحی طبق آیین نامه فولاد ایران انجام شده است. مدلسازی و توزیع میانقاب‌ها در هر دو جهت به صورت متقارن و یکسان می‌باشد. در صورت عدم تقارن در چیدمان میانقاب‌ها، تحت نیروی جانبی، ساختمان دچار پیچش می‌شود و ممکن است زمان تناوب اصلی سازه تغییر کند یا حتی بی نظمی به حدی باشد که مود پیچش به عنوان مود اصلی غالب شود که این موضوع خارج از محدوده مطالعات این پژوهش است. فرض شده که میانقاب‌های اثرگذار فاقد بازشو هستند و مدلسازی آن‌ها به صورت دستک قطری فشاری انجام شده است. ضخامت دیوار ۲۰ سانتی متر است.

[1] Mainstone
[2] Weeks
[3] Koken

درصد دیوارهای میانقاب (یعنی تعداد دهانه دارای میانقاب به تعداد کل دهانه‌ها در پلان) از حدود ۲۰ تا ۸۰ درصد متغیر است. به عنوان مثال در شکل ۲-الف در هر جهت، شش قاب و در هر قاب پنج دهنه (کلا ۳۰ دهنه) وجود دارد که مجموعا فقط شش دهنه دارای میانقاب است؛ لذا با تقسیم ۶ بر ۳۰، عدد ۲۰ درصد حاصل می‌شود.

تعداد دهانه‌ها در پلان در هر جهت برابر ۵، ۴، ۳ و ۶ می‌باشد و طول دهانه‌ها در هر دو جهت برابر مقدار ثابت ۵ متر است. هر مدل شامل ۳، ۵، ۷، ۹ و ۱۱ طبقه است. مقادیر مدول الاستسیته میانقاب‌ها برابر ۱۰۰۰، ۱۵۰۰، ۲۰۰۰ و ۳۰۰۰ است. شکل ۲ نحوه چیدمان دیوارها را برای قاب ۵ دهنه نشان می‌دهد. قاب ۵ دهنه با مدول الاستیسیته دیوار ۲۰۰۰ مگاپاسکال به عنوان قاب مرجع معرفی می‌شود. طراحی مدل‌ها طبق ضوابط و عرف انجام شد و نتایج تحلیل استخراج گردید.

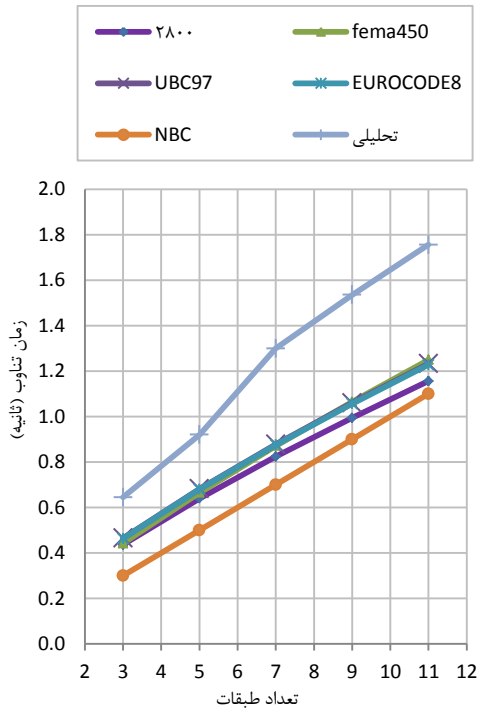


شکل ۲- نحوه چیدمان میانقاب‌ها در ساختمان ۵ دهنه

۵-بررسی نتایج

مطابق جدول ۲ مقدار زمان تناوب برآورد شده بدون اثر میانقاب توسط رابطه تجربی استاندارد ۲۸۰۰ حدود ۴۰ الی ۵۰ درصد کمتر از مقادیر روش دقیق مقادیر ویژه است. این موضوع تقریبا در مورد آیین نامه‌های UB ، EC8، FEMA45 و NBC نیز صادق است، که به عنوان نمونه زمان تناوب رابطه FEMA450 به استاندارد ۲۸۰۰ بسیار نزدیک است.

در شکل ۳ نمودار زمان تناوب در برابر ارتفاع ساختمان ۵ طبقه برای آیین نامه‌های مختلف ترسیم شده که مؤید این مطلب می باشد.



شکل ۳- رابطه زمان تناوب و ارتفاع در قاب مرجع (بدون اثر میانقاب)

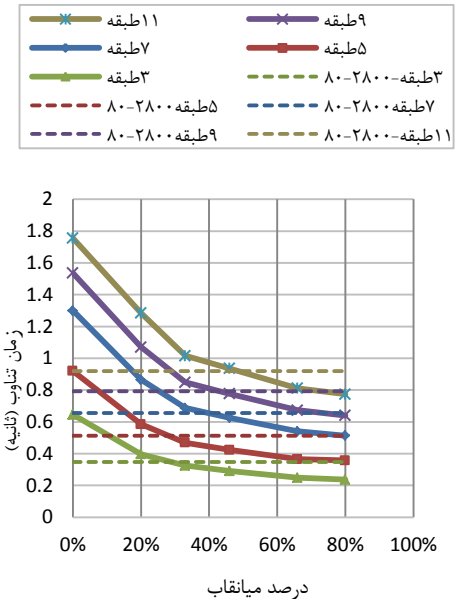
نتایج حاصل از تحلیل برای قاب تحت اثر میانقاب با مدول الاستیسیته ۲۰۰۰ مگاپاسکال و با دهانه‌های مختلف در جدول شماره ۳ در مقایسه با زمان تناوب استاندارد ۲۸۰۰ آورده شده اند. از آنجاییکه اثر میانقاب در سختی جانبی لحاظ می‌شود، زمان تناوب رابطه استاندارد ۲۸۰۰ در ضریب ۸۰ درصد نیز ضرب شده است. شکل ۴ اثر درصد میانقاب با مدول الاستیسیته ۲۰۰۰ مگاپاسکال روی زمان تناوب به دست آمده از روش تحلیل مقادیر ویژه را برای قاب ۵ دهنه نشان می‌دهد.

جدول ۲- تأثیر تعداد دهانه روی زمان تناوب اصلی(به ثانیه) بدون وجود میانقاب

تعداد طبقات	2800	۳دهنه	درصد اختلاف	۴ دهنه	درصد اختلاف	۵دهنه	درصد اختلاف	۶دهنه	درصد اختلاف	FEMA450	درصد اختلاف
3	0.436	0.629	44%	0.631	45%	0.645	48%	0.649	49%	0.4421	1%
5	0.64	0.904	41%	0.914	43%	0.92	44%	0.925	45%	0.6653	4%
7	0.82	1.283	56%	1.29	57%	1.3	59%	1.304	59%	0.8708	6%
9	0.99	1.521	54%	1.53	55%	1.536	55%	1.54	56%	1.0648	8%
11	1.156	1.764	53%	1.752	52%	1.756	52%	1.75	51%	1.2502	8%

جدول ۳- اثر درصد میانقاب و تعداد دهنه‌ها و تعداد طبقات روی زمان تناوب(ثانیه) (مدول الاستسیته میانقاب MP۲۰۰۰)

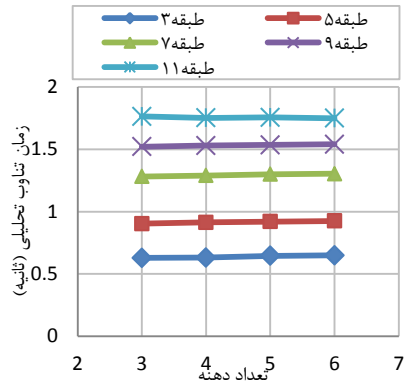
حدود درصد میانقاب	تعداد طبقات	2800 * 0.8	درصد دقیق میانقاب	۳دهنه	درصد اختلاف	درصد دقیق میانقاب	۴ دهنه	درصد اختلاف	درصد دقیق میانقاب	۵دهنه	درصد اختلاف	درصد دقیق میانقاب	۶ دهنه	درصد اختلاف	FEMA450	درصد اختلاف
	3	0.348		0.412	18		0.395	14		0.397	14		0.396	14	0.442	27
	5	0.512		0.606	18		0.58	13		0.585	14		0.566	11	0.665	30
10% - 25%	7	0.656	16%	0.893	36	20%	0.867	32	20%	0.865	32	19%	0.846	29	0.871	33
	9	0.792		1.101	39		1.07	35		1.07	35		1.04	31	1.065	34
	11	0.92		1.316	43		1.294	41		1.284	40		1.244	35	1.25	36
	3	0.348		0.335	-4		0.344	-1		0.325	-7		0.327	-6	0.442	27
	5	0.512		0.497	-3		0.503	-2		0.469	-8		0.473	-8	0.665	30
26% - 39%	7	0.656	33%	0.745	14	30%	0.747	14	33%	0.688	5	33%	0.694	6	0.871	33
	9	0.792		0.934	18		0.929	17		0.849	7		0.856	8	1.065	34
	11	0.92		1.13	23		1.122	22		1.016	10		1.02	11	1.25	36
	3	0.348		0.282	-19		0.288	-17		0.291	-16		0.288	-17	0.442	27
	5	0.512		0.41	-20		0.43	-16		0.424	-17		0.418	-18	0.665	30
40% - 55%	7	0.656	50%	0.608	-7	50%	0.637	-3	46%	0.626	-5	47%	0.616	-6	0.871	33
	9	0.792		0.759	-4		0.799	1		0.777	-2		0.764	-4	1.065	34
	11	0.92		0.92	0		0.972	6		0.936	2		0.919	0	1.25	36
	3	0.348		0.255	-27		0.264	-24		0.249	-28		0.262	-25	0.442	27
	5	0.512		0.374	-27		0.38	-26		0.366	-29		0.381	-26	0.665	30
56% - 70%	7	0.656	66%	0.557	-15	60%	0.569	-13	66%	0.541	-18	62%	0.564	-14	0.871	33
	9	0.792		0.699	-12		0.71	-10		0.673	-15		0.702	-11	1.065	34
	11	0.92		0.827	-10		0.858	-7		0.811	-12		0.847	-8	1.25	36
	3	0.348		0.233	-33		0.236	-32		0.237	-32		0.235	-32	0.442	27
	5	0.512		0.348	-32		0.343	-33		0.357	-30		0.341	-33	0.665	30
71% - 90%	7	0.656	83%	0.523	-20	80%	0.51	-22	80%	0.513	-22	80%	0.505	-23	0.871	33
	9	0.792		0.659	-17		0.637	-20		0.64	-19		0.629	-21	1.065	34
	11	0.92		0.809	-12		0.772	-16		0.774	-16		0.758	-18	1.25	36



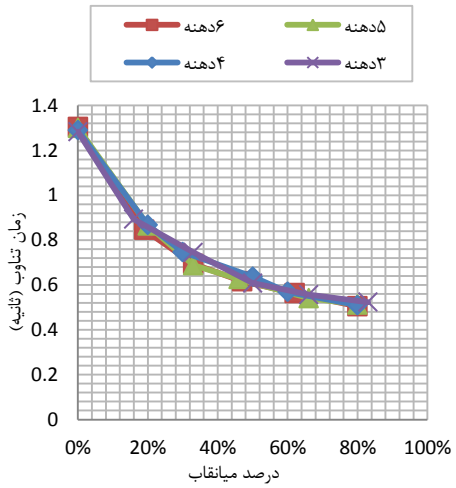
شکل ۴- رابطه درصد میانقاب و زمان تناوب قاب مرجع

مشاهده می‌شود با حدود۴۰ درصد میانقاب، زمان تناوب قاب‌ها بیش از ۵۰ درصد کاهش داشته اند. این موضوع برای سایر تعداد دهانه‌ها نیز صادق است. همچنین مقادیر زمان تناوب استاندارد ۲۸۰۰ برای حالتی که اثر میانقاب با ضریب ۸۰ درصد لحاظ می‌شود، حدوداً با زمان تناوب روش تحلیلی دقیق با درصد میانقاب‌های ۲۵ تا ۴۵ درصد برابری می‌کند.

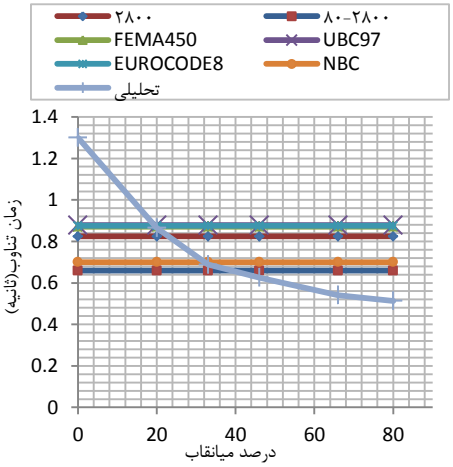
برای یک ساختمان ۵ طبقه اثر تعداد دهانه‌ها در شکل ۵ قابل تأمل است، مشاهده می‌شود زمان تناوب به روش دقیق به تعداد دهانه‌ها حساس نمی‌باشد و اختلاف کمتر از ۳ درصد است؛ این موضوع در شکل ۶ نیز برای حالتی که مقادیر میانقاب مختلف داریم تأیید شده است، لذا عدم لحاظ کردن آن در رابطه زمان تناوب قابل توجیه است. اما از تمام نتایج واضح است که وجود میانقاب‌ها اثر قوی روی زمان تناوب دارد که در این تحقیق سعی می‌شود رابطه زمان تناوب با ارتفاع، مدول الاستیسیته میانقاب و درصد میانقاب استخراج شود. از جدول ۳ و نمودار شکل ۷ مشاهده می‌کنیم روابط تجربی آیین نامه ۲۸۰۰ زمان تناوب را برای حالتی که درصد میانقاب کمتر از حدود ۳۰ درصدباشد، کمتر از مقادیر تحلیلی و برای مقادیر میانقاب بیشتر ، زمان تناوب را بیشتر از مقادیر تحلیلی برآورد می‌کند.



شکل۵- اثر تعداد دهانه روی زمان تناوب(بدون اثر میانقاب)

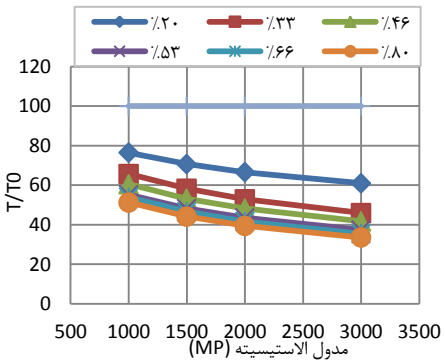


شکل۶ - اثر درصد میانقاب و دهانه‌ها روی زمان تناوب قاب ۵ طبقه (مدول الاستسیته میانقاب ۲۰۰۰ مگاپاسکال)



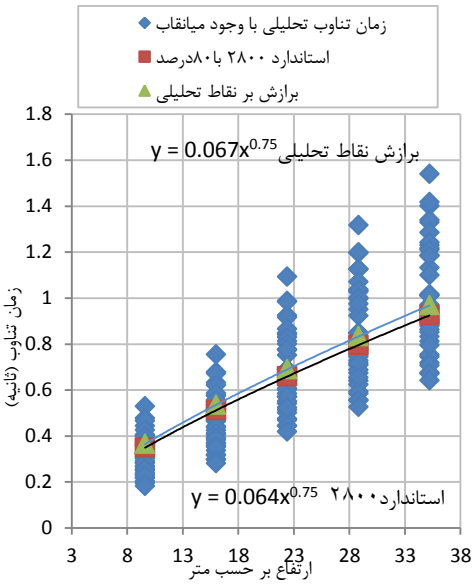
شکل ۷- رابطه درصد میانقاب و زمان تناوب (برای قاب مرجع ۷ طبقه)

شکل ۸ اثر مدول الاستسیته دیوار میانقاب روی زمان تناوب را نشان می‌دهد. مشاهده می‌شود با افزایش مدول الاستسیته از ۱۰۰۰ تا ۳۰۰۰ مگاپاسکال، زمان تناوب حدود ۲۰ درصد کاهش می‌یابد.



شکل ۸- اثر مدول الاستیسیته دیوار بر زمان تناوب تحلیلی ساختمان ۷ طبقه- ۵ دهنه (T0 زمان تناوب بدون میانقاب است)

شکل۹ کلیه نتایج مدل‌ها را برای سازه دارای میانقاب نشان می‌دهد. همه زمانهای تناوب به دست آمده از تحلیل (با مقادیر درصد میانقاب، مدول الاستیسیته میانقاب و تعداد دهانه متنوع) فقط بر حسب ارتفاع نشان داده شده است.



شکل ۹- زمان تناوب تحلیلی با میان قاب و منحنی توانی برازش شده بر آن‌ها در مقایسه با منحنی آیین نامه ای

چنانچه بر نقاط زمان تناوب تحلیلی قاب دارای میانقاب یک منحنی از نوع توانی، به روش کمترین مجموع مربعات فاصله، با تابع اولیه $T = bH^{0.75}$ برازش کنیم، که در آن H ارتفاع بر حسب متر و t زمان تناوب بر حسب ثانیه است؛ مقدار b برابر ۰/۰۶۷ به دست می‌آید، به عبارت دیگر رابطه خط برازش شده $T = 0.067H^{0.75}$ است و رابطه استاندارد ۲۸۰۰ با اعمال ۸۰ درصد برابر $T = 0.064H^{0.75}$ است؛ خطای کمتر از ۵ درصد نشان می‌دهد زمان تناوب در استاندارد ۲۸۰۰ به نوعی با متوسط نتایج مدل‌های تحلیلی تطابق خوبی دارد، اما نکته مهم پراکندگی نقاط تحلیلی از خط برازش شده است که در شکل ۱۰ قابل مشاهده است. از منظر آماری ضریب تعیین R^2 برای این برازش برابر ۰/۶۵ به دست می‌آید که نشان می‌دهد رابطه مذکور به طور کلی در برآورد زمان تناوب ضعیف عمل می‌کند و همچنین برای برآورد زمان تناوب، علاوه بر ارتفاع، به کار گیری پارامترهای درصد میانقاب و مدول الاستیسیته آن در روابط ضرورت دارد.

۶- رابطه پیشنهادی

با توجه به زمان تناوب قاب فولادی که از تحلیل برای تعداد طبقه ۳ تا ۱۱، درصد میانقاب متغیر از صفر تا ۸۰، مدول الاستیسیته از ۱۰۰۰ تا ۳۰۰۰ و تعداد دهانه از ۳ تا ۶ (در مجموع ۴۰۰ مدل) حاصل شده و با نظر به نمودارها و نتایج ذکر شده قبلی، واضح است که رابطه بین زمان تناوب و متغیرهای مذکور به صورت خطی نیست، لذا به انجام رگرسیون غیر خطی چند متغیره برای حصول به رابطه بین متغیرها نیاز است. ابتدا بایستی صورت کلی تابع هدف، با توجه به روند کلی تغییرات هر کدام از متغیرها و مباحث بنیادی زمان تناوب در دینامیک سازه، حدس زده شود و در صورت نیاز با انجام اصلاحات، تابع هدف نهایی به دست می‌آید. در این مورد، تابع هدف نهایی به صورت کلی زیر مناسب تشخیص داده شد:

$$T = \frac{aH^b}{(PE + C)^d} \qquad (۳)$$

H : ارتفاع ساختمان بر حسب متر است.

E: مدول الاستیسیته مصالح میانقاب بر حسب مگاپاسکال است.

P: درصد دیوار میانقاب (بین صفر و یک) است.

a، b، c وd: پارامترهایی هستند که بایستی به دست آیند.

رابطه (۳) به گونه‌ای ارائه شده که حالات حدی در آن صادق باشد یعنی از نظر تئوری چنانچه P یا E به سمت بی نهایت میل کند، زمان تناوب به سمت صفر میل می‌کند. همچنین مطابق مباحث نظری دینامیک سازه در بحث زمان تناوب، چنانچه یکی از پارامترهای P یا E دو برابر و دیگری نصف شود، زمان تناوب سازه نبایستی تغییر کند، این موضوع نیز در رابطه مذکور صادق است. برای به دست آوردن نتیجه، مجموع مربعات خطا مطابق رابطه زیر بایستی حداقل باشد.

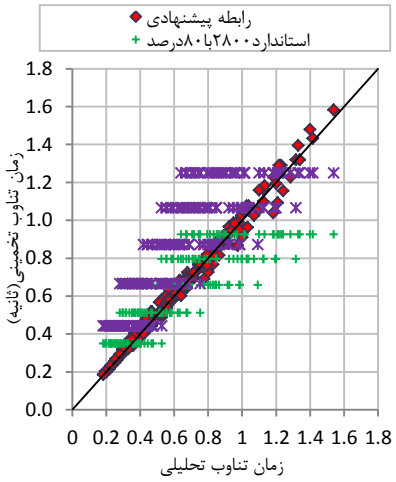
$$SSE = \sum_{i=1}^{n} (T - T_i)^2 \qquad (۴)$$

که در آن T زمان تناوب از رابطه (۳) و T_i زمان تناوب تحلیلی از نرم افزار است. برای کمینه کردن تابع SSE، مشتقات پاره ای آن را نسبت به a، b، c وd به دست آورده و برابر صفر قرار می‌دهیم. با حل دستگاه معادلات فوق الذکر در نرم افزار MATLAB، مقادیر a ، b، c و d به دست می‌آیند که در نهایت رابطه به صورت زیر خواهد بود.

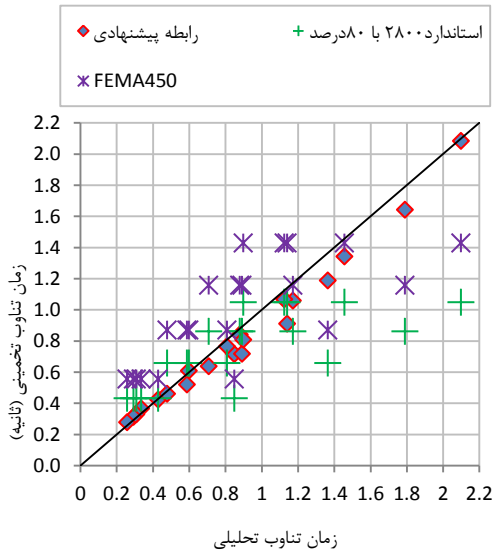
$$T = \frac{1.4H^{0.906}}{\sqrt{EP + 355}} \qquad (۵)$$

مقایسه ای بین رابطه پیشنهادی با مقادیر متناظر برآورد شده توسط استاندارد ۲۸۰۰ و FEMA450 در شکل ۱۰ ملاحظه می‌شود. مقادیر تخمینی توسط آیین نامه‌ها برای هر ارتفاع مشخص از ساختمان، اعداد ثابتی هستند زیرا فقط تابع ارتفاع هستند. برای رابطه پیشنهاد شده، مقدار ضریب تعیین R^2 برابر ۰/۹۹۳ و مقدار متوسط مجذور خطا برابر ۰/۰۰۱ است که مؤید دقت زیاد رابطه است. یک خط با زاویه ۴۵ درجه برای مقایسه مقادیر برآورد شده توسط رابطه پیشنهادی و روابط آیین نامه‌ها ترسیم شده است. همان گونه که از شکل قابل مشاهده است، رابطه پیشنهادی در برآورد زمان تناوب اصلی ساختمان دقت بالاتری دارد.

برای اعتبار سنجی رابطه پیشنهادی و اینکه تا چه دقتی قادر به برآورد زمان تناوب سایر ساختمان‌ها (غیر از مدل‌های قبلی) است، ۳۶ مدل جدید که متفاوت از مدل‌های به کار رفته برای برازش رابطه پیشنهادی هستند، تحلیل و طراحی شد. تعداد طبقات شامل ۴، ۷، ۱۰ و ۱۳ طبقه و تعداد دهانه در هر جهت ۴ و طول آن‌ها ۴، ۵، ۴ و ۵ متر است. درصد میانقاب شامل ۲۵، ۵۰، ۷۵ و ۱۰۰ و مدول الاستیسیته آن ۱۰۰۰ و ۲۰۰۰ مگاپاسکال است. شکل ۱۱ مقایسه و اعتبارسنجی رابطه پیشنهادی با روابط آیین نامه‌ها را نشان می‌دهد. قیاس پراکندگی حول خط ترسیم شده ۴۵ درجه نشان دهنده دقت رابطه پیشنهادی است. مقادیر متوسط مجذور خطاها برای رابطه پیشنهادی و رابطه استاندارد ۲۸۰۰ به ترتیب ۰/۰۰۴ و ۰/۰۴۷ است که نشان دهنده دقت بسیار بیشتر رابطه پیشنهادی است.



شکل ۱۰- مقایسه زمان تناوب اصلی به دست آمده از تحلیل با مقادیر برآورد شده توسط رابطه پیشنهادی و روابط آیین نامه‌ها



شکل ۱۱ -اعتبار سنجی و مقایسه زمان تناوب تحلیلی با مقادیر رابطه پیشنهادی و آیین نامه‌ها

۷- نتیجه گیری

با توجه به تحقیق حاضر برای ساختمان با قاب خمشی فولادی نتایج زیر حاصل می‌شود:

- برای حالت بدون وجود میانقاب، زمان تناوب تحلیلی حدود ۵۰ درصد بیشتر از مقادیر حاصل از روابط تجربی آیین نامه ۲۸۰۰ است. این موضوع برای سایر آیین نامه‌ها نیز تقریبا صادق است.
- زمان تناوب آیین نامه ۲۸۰۰ با اعمال ضریب ۸۰ درصد برای لحاظ کردن اثر میانقاب در ممانعت از حرکت جانبی، حدودا با زمان تناوب قاب ۳ طبقه با ۳۰ درصد میانقاب و با زمان تناوب قاب ۱۱ طبقه با ۴۵ درصد میانقاب با مدول الاستیسیته ۲۰۰۰ مگاپاسکال برابری می‌کند.
- اثر تعداد دهانه (از ۳ تا۶) روی زمان تناوب ساختمان کمتر از ۳ درصد است.
- زمان تناوب سازه‌های با ۸۰ درصد میانقاب با مدول الاستیسیته۲۰۰۰ مگاپاسکال، نسبت به حالت بدون میانقاب؛ بیش از ۵۰ درصد کاهش داشت. این کاهش برای سازه کوتاهتر، شدیدتر است.
- زمان تناوب آیین نامه با اعمال ۸۰ درصد تقریبا با رابطه برازش شده بر کل نتایج تحلیلی (با درصد میانقاب و با مدول الاستیسیته متنوع) همخوانی دارد و خطا کمتر از ۵ درصد است؛ اما ضریب تعیین R^2 برای منحنی برازش شده بر مجموعه نقاط تحلیلی برابر ۰/۶۵ به دست می‌آید که بر پراکندگی زیاد نتایج دلالت دارد.
- رابطه پیشنهادی در این تحقیق با دقت بسیار خوبی قادر به برآورد زمان تناوب اصلی برحسب ارتفاع سازه و درصد میانقاب و مدول الاستیسیته آن است؛ به طوری که برای ۳۶ مدل تصادفی متوسط مجذور خطاها برای رابطه پیشنهادی برابر ۰/۰۰۴ به‌دست می‌آید.
- لزوم بازنگری در رابطه زمان تناوب تجربی آیین نامه-ها و دخیل کردن میانقاب و جنس مصالح در رابطه مذکور ضروری به نظر میرسد.

مراجع

[1] Koçak A and Yıldırım MK (2011) Effects of infill wall ratio on the period of reinforced concrete framed buildings. Journal of Advances in Structural Engineering 14(5): 731–743.

[2] Mehrabi A, Shing PB, Schuller MP, Noland JL (1996) Experimental evaluation of masonry infilled RC frames. J STRUCT ENG-ASCE: 228–237.

[3] Altın S, Ersoy U, Tankut T (1992) Hysteretic response of reinforced concrete infilled frames. J STRUCT ENG-ASCE: 2133–2150.

[4] Hao H, Ma GW, Lu Y (2002) Damage assessment of masonry infilled RC frames subjected to blasting induced ground excitations. ENG STRUCT: 799–809.

[5] Sivri M, Demir F, Kuyucular A (2006) The effects of infill walls, frame structures on the earthquake behavior and failure mechanism. Journal of Institute of Natural Sciences, Süleyman Demirel University: 109–115.

[6] Paolo Ricci, Gerardo Mario Verderame (2011) Analytical investigation of elastic period of infilled RC MRF buildings. ENG STRUCT: 308–319.

[7] Güler K, Yüksel E, Koçak A (2008) Estimation of the fundamental vibration period of existing RC buildings in Turkey utilizing ambient vibration records. J EARTHQ ENG: 140–150.

[8] Goel RK, Chopra AK (1997) Period formulas for moment resisting frame buildings J STRUCT ENG-ASCE: 1454–1461.

[9] Goel RK, Chopra AK (1998) Period formulas for concrete shear wall buildings. J STRUCT ENG-ASCE: 426–433.

[۱۰]] آزادبخت م و برقی م (۱۳۸۷) بررسی زمان تناوب طبیعی قاب‌های ساختمانی فولادی با در نظر گرفتن تأثیر میانقاب‌ها، چهاردهمین کنفرانس دانشجویان مهندسی عمران سراسر کشور، مشهد، صفحه ۲۰۸– ۲۱۵.

[11] Amanat KM, Hoque E (2002) A reappraisal of time period formulas of design codes for framed reinforced concrete buildings. Proceedings of the sixth international conference on computational structures technology. UK. Civil-Comp Press. pp. 342–349.

[12] Kose MM (2009) Parameters affecting the fundamental period of RC buildings with infill walls. ENG STRUCT: 93–102.

[13] Amanat KM, Hoque E (2006) A rationale for determining the natural period of RC building frames having infill. ENG STRUCT::495–502.

[۱۴] مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن (۱۳۸۴) آیین نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله .استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش سوم.

[15] Hong L, Hwang W (2000) Empirical formula for fundamental vibration periods of reinforced concrete buildings in Taiwan. EARTHQ ENG STRUCT D: 327–337.

[16] Stafford SB (1992) Behavior of square infilled frame. J STRUCT DIV ASCE: 381–403.

[17] FEMA 306 (1998) Evaluation of earthquake damaged concrete and masonry wall building. Washington (DC): Federal Emergency Management Agency.

[۱۸] دستورالعمل بهسازی لرزه ای ساختمان‌های موجود (۱۳۸۱) سازمان مدیریت و برنامه ریزی کشور.

[19] Mainstone RJ, Weeks GA (1970) The influence of bounding frame on the racking stiffness and strength of brick walls. In: 2nd international brick masonry conference. Stoke on Trent England: 165–171.

[20] Koken A (2003) Theoretical and experimental investigation of the behavior of the multi-storey and multi-bay infilled steel frames under reversed cycling horizontal loading. Ph.D. thesis. Konya: Selcuk University.

[۲۱]] شاهنظری م و ثنایی الف (۱۳۸۵) تحلیل غیرخطی و آزمایش قابهای میان پر فولادی و مقایسه نتایج. نشریه بین المللی علوم مهندسی، شماره ۵، جلد ۱۷، صفحه ۴۷–۵۱.