

برآورد تقریبی شتاب جانبی در سازه‌های بلند با روش تیر طره برشی-خمشی

محمود یحیایی^{۱*}، مصطفی مسعودی^۲، فرید قربانی^۳

۱- استناد، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی، تهران، ایران

۲- استادیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی، تهران، ایران

۳- کارشناس ارشد، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی، تهران، ایران

چکیده

در این مقاله روشی برای تخمین پاسخ لرزه‌ای شتاب جانبی در سازه‌های بلند ارائه شده است. با در دست داشتن پاسخ شتاب جانبی در طبقات سازه، می‌توان با انجام تمهیداتی از خسارت به اجزای غیرسازه‌ای حساس به شتاب ساختمان کاست. در این مقاله، پاسخ لرزه‌ای شتاب سازه از ترکیب روابط مود-جابجایی، با روابط روش مدل‌سازی سازه‌های بلند با تیر طره خمشی و تیر طره برشی و با تخمین مؤلفه‌های دینامیکی سازه بلند بدست آمده است. روابط و راه‌حل‌های سریعی برای بدست آوردن شکل‌های مودی، نسبت‌های پریودی و ضرایب مشارکت مودی برای سازه‌ها ارائه شده‌اند. در رابطه پیشنهاد شده برای محاسبه پاسخ لرزه‌ای شتاب جانبی، نیاز به دانستن اطلاعات کمتری از ساختمان است، که این امر باعث آسانی و تسریع تحلیل می‌شود. با محاسبه شتاب جانبی سازه ۱۰ و ۱۵ طبقه طی سه نگاهت شتاب زمین لرزه با استفاده از رابطه ارائه شده و تحلیل همان سازه‌ها در نرم افزار اجزای محدود *OpenSees* دقت رابطه ارائه شده بررسی شده است. نتایج نشان می‌دهند که رابطه ارائه شده بدون نیاز به مدلسازی و تحلیل نرم افزاری و صرف وقت، تخمین مناسبی را ارائه می‌دهد.

کلمات کلیدی: سازه بلند، شتاب جانبی، روش برهم نهی مودی، روش تیر طره خمشی و برشی

*نویسنده مسئول: محمود یحیایی

پست الکترونیکی: yahyai@kntu.ac.ir

تاریخ دریافت مقاله: ۱۳۹۴/۰۴/۰۶، تاریخ پذیرش مقاله: ۱۳۹۴/۰۹/۲۷

۱- مقدمه

در سالهای اخیر بحث رفتار ساختمان‌ها در محدوده غیرخطی مطرح شده است. اکثر طراحان سازه‌ای، علاقه‌مند به طراحی ساختمان‌ها به گونه‌ای هستند که در زلزله طرح، اعضای سازه‌ای وارد محدوده غیرخطی شوند. هدف از این کار، استفاده از تغییر شکل‌های پلاستیک، برای تحمل نیروهای جانبی ناشی از زلزله است. آیین‌نامه‌های طراحی لرزه‌ای در مقایسه با دیگر آیین‌نامه‌های طراحی منحصر به فرد می‌باشند، چرا که اجازه می‌دهند تا سازه طراحی شده تحت زلزله طراحی، وارد محدوده رفتار غیرخطی شده و خرابی کنترل شده‌ای را تجربه کند. با وجود ورود رفتار اعضای سازه‌ای به محدوده غیرخطی، میزان خرابی بسیار زیادی در اجزای غیرسازه‌ای ساختمان ملاحظه می‌شود [۱]. مشاهداتی که اخیراً صورت گرفته حاکی از آن است که قبل از ورود رفتار سازه به محدوده غیرخطی، و در محدوده رفتار خطی (الاستیک)، خرابی در بسیاری از اجزای غیرسازه‌ای ساختمان‌ها رخ داده و باعث تلفات جانی و مالی بسیار زیادی شده است [۲،۳]. رانش‌های کوچک به همراه شتاب جانبی بالا در طبقات باعث خسارت به اجزای غیرسازه‌ای در زمین لرزه شده است [۴].

در بسیاری از ساختمان‌ها مقدار هزینه‌های صرف شده برای اجزای غیرسازه‌ای و محتوای ساختمان چندین برابر هزینه‌های ساخت خود ساختمان است. همچنین در بسیاری از موارد، خسارات به اجزای غیرسازه‌ای ساختمان‌ها باعث متوقف شدن کارایی ساختمان‌های خاص و یا ساختمان‌های با اهمیت زیاد شده است [۱،۲]. برای مثال، خسارت و آسیب دیدگی به اجزای غیرسازه‌ای و محتوای یک بیمارستان در زمین لرزه‌ای نسبتاً شدید خطرات زیادی را به وجود خواهد آورد [۴]. خسارات وارد به اجزای غیرسازه‌ای ساختمان‌ها در برخی از موارد ناشی از شتاب جانبی در طبقات می‌باشد. از این رو بحث جلوگیری از تلفات و خسارات در اجزای غیرسازه‌ای و محتوای ساختمان‌ها بسیار جدی بوده و اهمیت توجه به این موضوع باعث کاهش خسارات جانی و مالی می‌شود [۴،۵].

به عنوان نمونه بررسی ۲۵ ساختمان تجاری در زلزله ۱۹۷۱ سن فرناندو، بیانگر تقسیم خسارات مالی در طبقات به صورت شکل

۱ است.



شکل ۱: درصد خسارات وارد به اجزای مختلف ساختمان [۱].

اجزای غیرسازه‌ای ساختمان بر اساس پارامتر پاسخ حساسیت به سه دسته تقسیم شده است [۱]:

۱- حساس به شتاب

۲- حساس به رانش و شتاب

۳- حساس به رانش

اجزای غیرسازه‌ای مانند جان پناه‌ها، سقف‌های کاذب، داکت‌ها، دیگ‌های بخار، چیلرها، مخازن، آسانسورها، تجهیزات و وسایل روشنایی و لوله‌های افقی یا کابل‌ها از جمله اجزایی از ساختمان هستند که به شتاب جانبی حساسیت دارند [۱]. در شکل ۲ نمونه‌ای از خسارت به اجزای غیرسازه‌ای ساختمان ملاحظه می‌شود.



شکل ۲: خسارات وارد به اجزای غیرسازه‌ای ساختمان در زمین لرزه [۱].

در این مقاله، هدف ارائه رابطه‌ای ساده برای بدست آوردن شتاب تقاضا در طبقات مختلف ساختمان است. با توجه به حساسیت اجزای غیرسازه‌ای به شتاب، در دست داشتن این پارامتر پاسخ لرزه‌ای، می‌تواند دید مناسبی برای طراحی ایمن اجزای غیرسازه‌ای در ساختمان‌ها بوجود آورد.

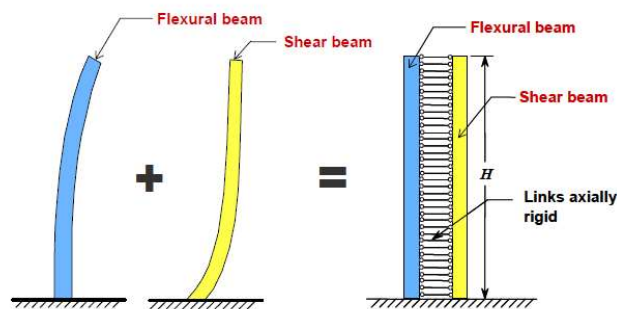
۲- مدلسازی سازه‌های بلند با روش تیر طره خمشی و برشی

استفاده از مدل‌های طره پیوستار برای تخمین نیروها و تغییرشکل‌ها در ساختمان‌های در معرض بارهای جانبی موضوع جدیدی نیست. Westergaard و Jennings [۶] از یک مدل تیر طره برشی با جرم و سختی یکنواخت، برای تخمین تغییرشکل‌های جانبی در ساختمان‌های در معرض حرکات قوی زمین استفاده کرده‌اند.

تیرهای خمشی یا به عبارت دیگر تیر Euler-Bernoulli [۷] نیز برای مدت زمان طولانی برای تخمین نیروها و تغییرشکل در سازه‌ها استفاده شده است. Rosenblueth و Montes [۸] از تیرهای خمشی برای برآورد مطالبات برش و لنگر واژگونی در امتداد ارتفاع دودکش‌ها استفاده کرده‌اند.

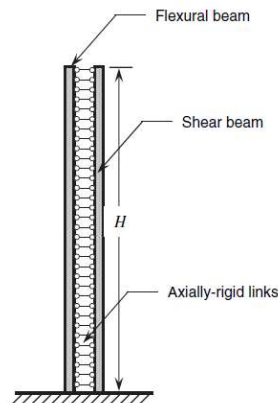
در حالی که تیرهای برشی و تیرهای خمشی مدل‌های کافی برای انواع خاصی از ساختمان‌ها را تامین می‌کنند، انواع بسیاری از ساختمان‌ها وجود دارد که در آنها این دو حالت تغییرشکل جانبی ممکن است مناسب نباشد.

نیاز به در نظر گرفتن مودهای متوسط از تغییرشکل از سال ۱۹۶۰ و با تلاش Rinne [۹] به رسمیت شناخته شده است. مدل پیوستار استفاده شده، شامل یک تیر طره خمشی و یک تیر طره برشی که به ترتیب در خمش و برش تغییرشکل می‌دهند، است (شکل ۳).



شکل ۳: تغییرشکل‌های خمشی و برشی در تیر طره خمشی و برشی [۱۰].

در این مدل تیر طره خمشی و برشی با تعداد نامحدودی از اعضای محوری صلب که نیروهای افقی را انتقال می‌دهند، به هم متصل‌اند. بنابراین، تیر طره‌های خمشی و برشی در سیستم ترکیبی در تمام امتداد ارتفاع تحت تغییر مکان جانبی یکسان قرار می‌گیرند [۱۴]. یک مدل شبیه آنچه در شکل ۴ ملاحظه می‌شود برای اولین بار توسط Csonka [۱۰] بکار گرفته شد، که از رابطه دیفرانسیل کنترل جابجایی در مدل هنگامی که تحت بار جانبی استاتیکی قرار می‌گیرد، استفاده کرده است. StaffordSmith و Heidebrecht [۱۱] به راه حل‌های نزدیکی از جابجایی‌های جانبی، لنگرهای خمشی و لنگرهای واژگونی، هنگامی که مدل در معرض بارهای استاتیکی جانبی که توزیع آن‌ها به صورت مثلثی یا به صورت گسترده است، دست یافتند.



شکل ۴: اتصالات در مدل ساده تیر طره [۱۱].

رابطه زیر پاسخ سازه مدل‌سازی شده با روش تیر طره پیوستار و خمشی به شتاب وارده به زمین را نشان می‌دهد که شباهت زیادی به معادله حرکت دارد:

$$\frac{\partial^2 u(x,t)}{\partial t^2} + \frac{c}{\rho} \frac{\partial u(x,t)}{\partial t} + \frac{EI}{\rho H^4} \frac{\partial^4 u(x,t)}{\partial x^4} - \frac{EI\alpha^2}{\rho H^4} \frac{\partial^2 u(x,t)}{\partial x^2} = -\frac{\partial u_g(t)}{\partial t^2} \quad (1)$$

در رابطه ۱، ρ مقدار جرم بر واحد طول در مدل تیر طره، H ارتفاع کل ساختمان، $u(x,t)$ جابجایی جانبی نسبی در ارتفاع بدون بعد x (که بین صفر در پای سازه و یک در سطح بام متغیر است) و در زمان t ، ضریب میرایی بر واحد طول، EI صلبیت خمشی تیر خمشی و α نسبت سختی جانبی که طبق رابطه ۲ تعریف می‌شود، می‌باشد:

$$\alpha = H \sqrt{\frac{GA}{EI}} \quad (2)$$

با توجه به رابطه فوق GA صلبیت برشی تیر طره برشی و EI صلبیت خمشی تیر طره خمشی است. مقادیری از α برابر با صفر نشان دهنده یک تیر طره خمشی خالص (تیر اویلر-برنولی) و مقادیری برابر با بینهایت بیانگر یک تیر طره برشی خالص است. مقادیر متوسط α نشان دهنده ساختمان‌های چند طبقه‌ای است که جابجایی‌های جانبی آن، ترکیبی از جابجایی‌های جانبی برشی و خمشی است. برای بدست آوردن پارامتر بدون بعد نسبت سختی جانبی، از روابط ۲، ۳ و ۴ استفاده می‌کنیم:

$$GA = \frac{12E}{h_i \left(\frac{1}{G} + \frac{1}{C} \right)_i} \quad (3)$$

$$G = \sum \left(\frac{I_g}{L} \right) \quad (4)$$

$$C = \sum \left(\frac{I_c}{h_i} \right) \quad (5)$$

در روابط بالا h_i ارتفاع طبقه i ام، L دهانه تیرهای کف i ام، E ضریب ارتجاعی، I_c و I_g به ترتیب ممان اینرسی ستون‌ها و شاهتیرها است [۱۳]. همچنین برای بدست آوردن پارامتر بدون بعد α نیاز به پارامتر EI (سختی خمشی تیر طره) داریم که به صورت زیر بدست می‌آید:

$$I_c = \sum (I + Ad^2) \quad (6)$$

در رابطه ۶، I ممان اینرسی ستون‌ها، A و d به ترتیب مساحت و فاصله ستون مورد نظر از تار خنثی مجموعه قاب است. شکل مودی مدل ساده شده تیر طره خمشی و برشی طبق رابطه ۷ بدست می‌آید:

$$\phi_i(x) = \sin(\gamma_i x) - \frac{\gamma_i}{\beta_i} \sinh(\beta_i x) - \eta_i \cos(\gamma_i x) + \eta_i \cosh(\beta_i x) \quad (7)$$

که در آن β_i و η_i پارامترهای بدون بعدی برای i امین مود ارتعاشی هستند که طبق روابط زیر بدست آمده‌اند:

$$\beta_i = \sqrt{\alpha^2 + \gamma_i^2} \quad (8)$$

$$\eta_i = \frac{\gamma_i^2 \sin(\gamma_i) + \gamma_i \beta_i \sinh(\beta_i)}{\gamma_i^2 \cos(\gamma_i) + \beta_i^2 \cosh(\beta_i)} \quad (9)$$

و γ_i بردار ویژه i امین مود ارتعاشی است که به i امین ریشه معادله کاراکتری زیر وابسته است:

$$\phi_i^{(4)}(x) = \gamma_i^4 \sin(\gamma_i x) - \gamma_i \beta_i^3 \sinh(\beta_i x) - \eta_i \gamma_i^2 \cos(\gamma_i x) + \eta_i \beta_i^4 \cosh(\beta_i x) \quad (10)$$

پریود ارتعاشی مودهای بالاتر یعنی T_i می‌تواند با استفاده از مود اساسی ارتعاشی ساختمان یعنی T_1 و به صورت نسبی با استفاده از رابطه زیر بدست آید:

$$\frac{T_i}{T_1} = \frac{\beta_i \gamma_i}{\beta_1 \gamma_1} \quad (11)$$

با توجه به اینکه جرم‌ها در ارتفاع تیرهای طره ثابت فرض می‌شوند، ضریب مشارکت مودی Γ_i برای هر یک از مودها می‌تواند از رابطه زیر محاسبه شود:

$$\Gamma_i = \frac{\int_0^1 \phi_i(x) dx}{\int_0^1 \phi_i^2(x) dx} \quad (12)$$

همانگونه که ملاحظه می‌شود ضریب مشارکت مودال رابطه غیرمستقیم با نسبت سختی جانبی دارد.

۳- شتاب مطلق

در این قسمت با ترکیب روابط مود-جابجایی و رابطه پاسخ تیر طره برشی و خمشی، رابطه ای جدید برای محاسبه پاسخ لرزه‌ای شتاب جانبی در سازه‌ها پیشنهاد شده است. طبق رابطه پاسخ تاریخیچه زمانی تیر طره برشی و خمشی پیوستار:

$$\frac{\partial^2 u(x,t)}{\partial t^2} + \frac{c}{\rho} \frac{\partial u(x,t)}{\partial t} + \frac{EI}{\rho H^4} \frac{\partial^4 u(x,t)}{\partial x^4} - \frac{EI\alpha^2}{\rho H^4} \frac{\partial^2 u(x,t)}{\partial x^4} = -\frac{\partial^2 u_g(t)}{\partial t^2} \quad (13)$$

برای بدست آوردن شتاب مطلق، با توجه به این که قسمت $\frac{\partial^2 u(x,t)}{\partial t^2}$ مقدار شتاب نسبی را نشان می‌دهد، لازم است که با شتاب زمین $\frac{\partial^2 u_g(t)}{\partial t^2}$ جمع شود. بنابراین با جابجایی طرفین معادله، رابطه بالا به صورت زیر بازنویسی شده است:

$$\frac{\partial^2 u(x,t)}{\partial t^2} + \frac{\partial^2 u_g(t)}{\partial t^2} = -\frac{c}{\rho} \frac{\partial u(x,t)}{\partial t} - \frac{EI}{\rho H^4} \frac{\partial^4 u(x,t)}{\partial x^4} + \frac{EI\alpha^2}{\rho H^4} \frac{\partial^2 u(x,t)}{\partial x^4} \quad (14)$$

طرف چپ تساوی مقدار شتاب مطلق سازه را در زمان و مکان مشخص به صورت تاریخچه زمانی ارائه داده است. هدف از بازنویسی رابطه فوق بدست آوردن پاسخ شتاب سازه‌های چند طبقه است که رفتاری در محدوده خطی داشته و به صورت ترکیبی از تیر طره برشی و خمشی عمل می‌کنند. از طرفی برای سازه‌هایی با رفتار خطی الاستیک، جابجایی جانبی نسبی در ارتفاع X از مجموع پاسخ مودهای ارتعاشی می‌تواند بدست آید:

$$u_i(x,t) = \Gamma_i \phi_i(x) D_i(t) \quad (15)$$

در رابطه ۱۵، $D_i(t)$ پاسخ جابجایی سیستم یک درجه آزادی برای مود i ام، $\phi_i(x)$ مود تغییرشکل ارتعاشی برای مود i ام، و $u_i(x,t)$ پاسخ جابجایی مود i ام سازه در زمان t است. با مشتق‌گیری و ترکیب رابطه مود جابجایی با رابطه پاسخ لرزه‌ای تیر طره، رابطه ۱۶ بدست آمد:

$$\ddot{u}'(x,t) = -2\xi_i \omega_i \sum_{i=1}^n \phi_i(x) \dot{D}_i(t) - \frac{EI(x)}{m(x)H^4} \sum_{i=1}^n \phi_i^4(x) D_i(t) + \frac{EI(x)\alpha^2}{m(x)H^4} \sum_{i=1}^n \phi_i^{(2)}(x) D_i(t) \quad (16)$$

در رابطه ۱۶، $\ddot{u}'(x,t)$ شتاب مطلق سیستم ترکیبی پیوستار تیر طره برشی و خمشی در ارتفاع بدون بعد X و در زمان t، ξ_i میرایی مود i ام، ω_i مقدار فرکانس مود i ام، $\phi_i(x)$ شکل مودی مربوط به مود i ام، $D_i(t)$ سرعت نسبی سیستم یک درجه آزادی مربوط به مود i ام، $EI(x)$ صلیبت خمشی تیر خمشی، $m(x)$ جرم واحد طول سازه، H ارتفاع کل ساختمان و α پارامتر بدون بعدی که نسبت سختی جانبی برشی به خمشی را کنترل می‌کند. $\phi_i(x)$ شکل مودی مربوط به مود i ام می‌باشد. این رابطه برای بدست آوردن شکل مودی تغییرمکان تیر برشی - خمشی ارائه شد. در رابطه ۱۶، علاوه بر خود شکل مودی، مشتق‌های دوم و چهارم این تابع مورد نیاز است که به شکل زیر استفاده می‌شود:

$$\phi_i''(x) = -\gamma_i^2 \sin(\gamma_i x) - \gamma_i \beta_i \sinh(\beta_i x) + \eta_i \gamma_i^2 \cos(\gamma_i x) + \eta_i \beta_i^2 \cosh(\beta_i x) \quad (17)$$

$$\phi_i^{(4)}(x) = \gamma_i^4 \sin(\gamma_i x) - \gamma_i \beta_i^3 \sinh(\beta_i x) - \eta_i \gamma_i^2 \cos(\gamma_i x) + \eta_i \beta_i^4 \cosh(\beta_i x) \quad (18)$$

۴- معرفی مدل و تحلیل نتایج

برای بررسی رابطه ۱۶، قاب‌های ۱۰ و ۱۵ طبقه در نظر گرفته می‌شود. قاب‌های بررسی شده دو قاب خمشی فولادی می‌باشند که طبق آیین‌نامه UBC94 طراحی شده‌اند. فرض می‌شود که سازه‌ها از نظر ناحیه لرزه‌خیزی در Zone4 قرار داشته و نوع خاک Type2 است. ارتفاع سازه‌های ۱۰ و ۱۵ طبقه به ترتیب ۴۰/۲۱ و ۵۱/۸ متر و پیوند اساسی آنها ۱/۹ و ۲/۱۱ ثانیه است. درصد میرایی ۵٪ و وزن کلی هر طبقه ۱۱۰۷ و ۹۰۰ کیلونیوتن در نظر گرفته شده است. چیدمان تیرها و ستون‌ها در قاب‌ها، در جدول‌های ۱ و ۲ نشان داده شده است.

جدول ۱: چیدمان تیرها و ستون‌ها در قاب ۱۰

مشخصات مصالح				
طبقات	ستون‌های کناری	ستون‌های داخلی	تیرهای کناری	تیرهای داخلی
۲ و ۱	W14*109	W14*176	W24*55	W24*55
۴ و ۳	W14*82	W14*132	W21*50	W21*50
۶ و ۵	W14*74	W14*109	W21*50	W21*50
۸ و ۷	W14*68	W14*99	W21*44	W21*44
۱۰ و ۹	W14*48	W14*68	W16*40	W16*40

جدول ۲: چیدمان تیرها و ستون‌ها در قاب ۱۵ طبقه

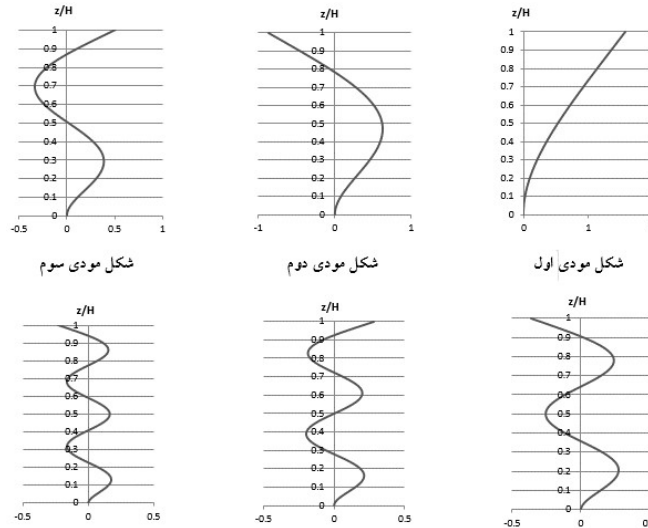
مشخصات مصالح				
طبقات	ستون‌های کناری	ستون‌های داخلی	تیرهای کناری	تیرهای داخلی
۱-۳	W14*176	W14*176	W24*55	W24*55
۴-۶	W14*132	W14*132	W21*50	W21*50
۷-۹	W14*109	W14*109	W21*50	W21*50
۱۰-۱۲	W14*99	W14*99	W21*44	W21*44
۱۳-۱۵	W14*68	W14*68	W16*40	W16*40

تحلیل سازه‌ها در نرم‌افزار اجزای محدودی OpenSees تحت سه شتاب رکورد زمین، (۱) زلزله ایمپریال ولی ایستگاه السترو، (۲) زلزله کرن کانتی ایستگاه تفت و (۳) زلزله لوماپریتا ایستگاه کورالیتوس، در حالتی که المان‌ها رفتاری به صورت خطی دارند، به صورت تاریخیچه زمانی انجام و نتایج شتاب جانبی طبقات برای سازه‌ها از نرم‌افزار استخراج شد. پارامترهای دینامیکی برای قاب‌های بررسی شده طبق جدول ۳ بدست آمد. نسبت سختی جانبی برای هر دو قاب ۰/۳ بدست آمد.

جدول ۳: پارامترهای دینامیکی برای نسبت جانبی ۰/۳

مود	γ_i	β_i	η_i
۱	۱/۸۷۵۱	۱/۸۷۵۱	۱/۳۶۲۲
۲	۴/۶۹۴۰	۴/۶۹۴۰	۰/۹۸۱۹
۳	۷/۸۵۴۷	۷/۸۵۴۷	۱/۰۰۰۸
۴	۱۰/۹۹۵۵	۱۰/۹۹۵۵	۱
۵	۱۴/۱۳۷۱	۱۴/۱۳۷۱	۱
۶	۱۲/۲۷۸۷	۱۲/۲۷۸۷	۱

با بهره گیری از رابطه ۲ مقدار پارامتر نسبت سختی جانبی برای دو قاب ۱۰ و ۱۵ طبقه برابر ۰/۳۰ بدست آمده است که بیانگر سیستم خمشی بوده و بیانگر آن است که قاب مورد نظر بیشتر تحت رفتار خمشی نیروهای جانبی را تحمل کرده و تغییرشکل می‌دهد. همچنین ضریب میرایی برای شش مود ارتعاشی مقدار ثابت ۰/۵٪ در نظر گرفته شده است. برای نسبت سختی جانبی برابر با ۰/۳، شکل مودی با استفاده از رابطه ۷ به صورت زیر بدست آمد. ضرایب مشارکت مودی بدست آمده از رابطه ۱۲ در بدست آوردن شکل‌های مودی اعمال شده است (شکل ۵). در جدول ۴ مقایسه ای بین پریود و فرکانس محاسبه شده توسط نرم افزار و رابطه ۱۱ انجام شده است.



شکل ۵: شکل مودهای اول تا ششم.

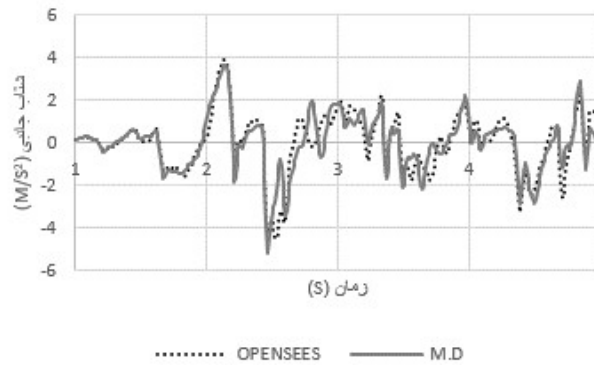
جدول ۴: مقایسه پریود و فرکانس بدست آمده از طریق تحلیل سازه در نرم افزار و رابطه ۱۱ - قاب ۱۰ طبقه.

شماره مود	OpenSees			
	پریود	فرکانس	پریود	فرکانس
۱	۱/۹۰	۳/۲۹	۱/۹۸	۳/۱۵
۲	۰/۶۲	۱۰/۱۳	۰/۶۵	۹/۶۳
۳	۰/۳۶	۱۷/۲۹	۰/۳۷	۱۶/۶۴
۴	۰/۲۴	۲۵/۷۲	۰/۲۶	۲۴/۱۶
۵	۰/۱۸	۳۳/۵۳	۰/۱۹	۳۲/۳۰
۶	۰/۱۴	۳۵/۸۶	۰/۱۷	۳۷/۸۲

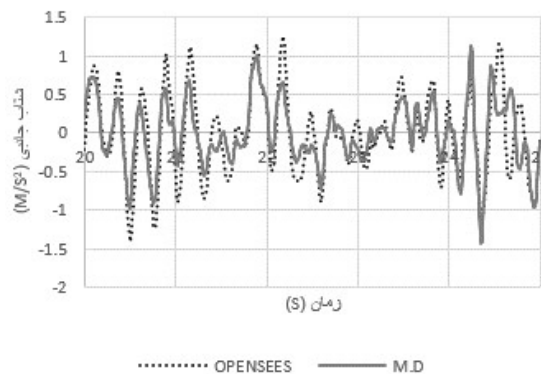
جدول ۵: مقایسه پریود و فرکانس بدست آمده از طریق تحلیل سازه در نرم افزار و رابطه ۱۱ - قاب ۱۵ طبقه.

شماره مود	OpenSees			
	پریود	فرکانس	پریود	فرکانس
۱	۲/۱۱	۲/۹۷	۲/۲۱	۲/۸۴
۲	۰/۸۱	۷/۷۵	۰/۸۳	۷/۵۶
۳	۰/۴۳	۱۴/۶۰	۰/۴۴	۱۴/۲۷
۴	۰/۲۸	۲۲/۴۲	۰/۲۹	۲۱/۶۵
۵	۰/۱۹	۳۳/۰۵	۰/۱۹	۳۳/۳۰
۶	۰/۱۵	۴۱/۸۶	۰/۱۶	۳۹/۲۵

با توجه به جدول ۴ و ۵، رابطه ۱۱، مقدار پیروید مودهای بالاتر را با تخمین مناسبی محاسبه کرده است. در شکل‌های ۶ و ۷ مقایسه‌ای بین شتاب حاصل از تحلیل تاریخیچه زمانی قاب مورد نظر در نرم افزار OpenSees با نتایج شتاب حاصل از رابطه ارائه شده (رابطه ۱۶) انجام شده است. در بدست آوردن شتاب جانبی در طبقات با استفاده از رابطه ۱۶ که بر اساس ترکیب روش مود-جابجایی با مدل تیر طره است، از مشارکت شش مود ارتعاشی استفاده شده است.

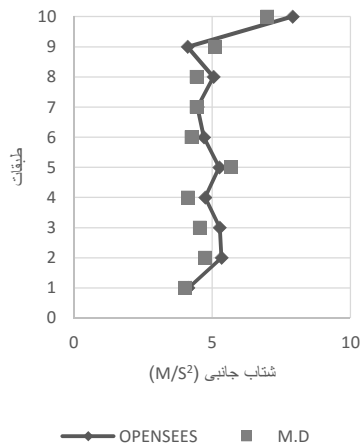


شکل ۶: مقایسه پاسخ شتاب تاریخیچه زمانی حاصل از رابطه ۱۶ با شتاب حاصل از تحلیل سازه در نرم افزار - قاب ۱۰ طبقه - طبقه ۹ - زلزله ایمپریال ولی.

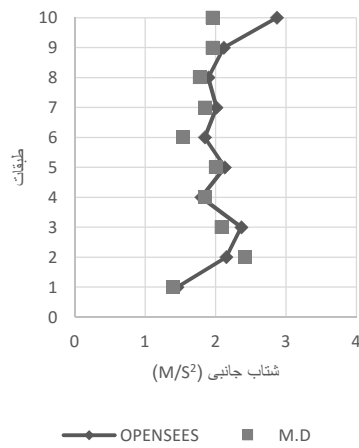


شکل ۷: مقایسه پاسخ شتاب تاریخیچه زمانی حاصل از رابطه ۱۶ با شتاب حاصل از تحلیل سازه در نرم افزار - قاب ۱۵ طبقه - طبقه ۹ - زلزله ایمپریال ولی.

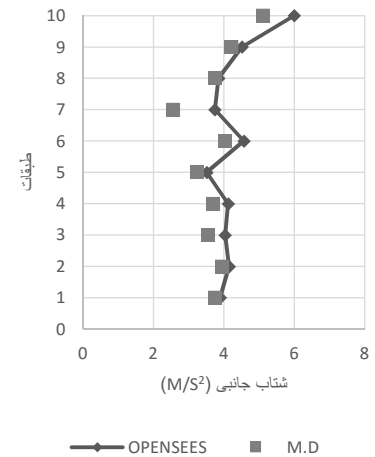
در شکل‌های ۸ تا ۱۳ مقایسه شتاب تقاضای قاب مورد نظر در طبقات حاصل از تحلیل تاریخیچه زمانی در نرم افزار OpenSees با نتایج حاصل از مدلسازی قاب مورد نظر با تیر طره برشی و خمشی و استفاده از رابطه ۱۶ ارائه شده است. در بدست آوردن مقدار شتاب جانبی در سازه‌های ۱۰ و ۱۵ طبقه از مشارکت شش مود ارتعاشی استفاده شده است. با توجه به شکل‌های ۸ تا ۱۳، رابطه ۱۶ تخمین مناسبی از شتاب مطلق جانبی در سازه‌ها ارائه می‌دهد. به عبارت دیگر در شکل‌های ۸ تا ۱۳ شتاب جانبی بدست آمده از رابطه ارائه شده برای سازه‌های ۱۰ و ۱۵ طبقه با تحلیل همان سازه‌ها در نرم‌افزار مقایسه شده است. نتایج مقایسه شتاب جانبی بدست آمده از نرم افزار و رابطه ۱۶ نشان‌دهنده دقت قابل قبول رابطه ارائه شده است.



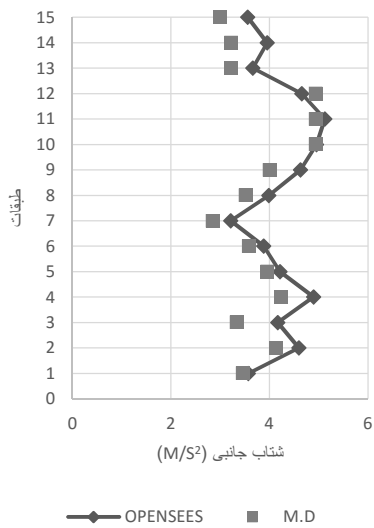
شکل ۸: مقایسه پاسخ شتاب جانبی حاصل از تحلیل تاریخچه زمانی در نرم افزار با شتاب حاصل از رابطه ارائه شده - قاب ۱۰ طبقه - زلزله لوماپریتا



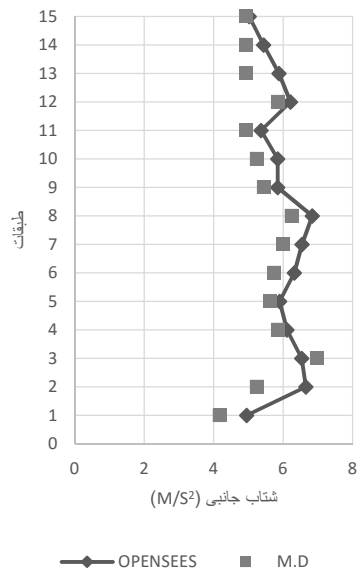
شکل ۹: مقایسه پاسخ شتاب جانبی حاصل از تحلیل تاریخچه زمانی در نرم افزار با شتاب حاصل از رابطه ارائه شده - قاب ۱۰ طبقه - زلزله کرن کانتی



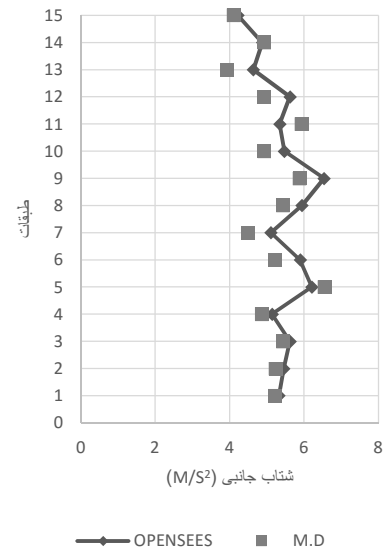
شکل ۱۰: مقایسه پاسخ شتاب جانبی حاصل از تحلیل تاریخچه زمانی در نرم افزار با شتاب حاصل از رابطه ارائه شده - قاب ۱۰ طبقه - زلزله ایمپریال ولی



شکل ۱۱: مقایسه پاسخ شتاب جانبی حاصل از تحلیل تاریخچه زمانی در نرم افزار با شتاب حاصل از رابطه ارائه شده - قاب ۱۵ طبقه - زلزله ایمپریال



شکل ۱۲: مقایسه پاسخ شتاب جانبی حاصل از تحلیل تاریخچه زمانی در نرم افزار با شتاب حاصل از رابطه ارائه شده - قاب ۱۵ طبقه - زلزله لوماپریتا



شکل ۱۳: مقایسه پاسخ شتاب جانبی حاصل از تحلیل تاریخچه زمانی در نرم افزار با شتاب حاصل از رابطه ارائه شده - قاب ۱۵ طبقه - زلزله لوماپریتا

۵- نتیجه گیری

- ۱- با توجه به نتایج، رابطه ارائه شده تخمین مناسبی برای بدست آوردن شتاب جانبی ساختمان در طبقات، در زمین لرزه‌های مختلف ارائه داده است.
- ۲- روش مدلسازی سازه‌های بلند با استفاده از تیر طره خمشی و برشی روش مناسبی برای تحلیل سازه‌ها است. در واقع با استفاده از تکنیک‌های مدل‌سازی سازه به صورت تیر خمشی و برشی می‌توان با بهره‌گیری از اطلاعات کمتری از سازه و بدون نیاز به مدلسازی و تحلیل رایانه‌ای تقریب مناسبی از رفتار لرزه‌ای سازه را بدست آورد.
- ۳- با توجه به توانایی رابطه در استفاده از مودهای بالاتر، در ساختمان‌های معمولی که مود اول تاثیر زیادی دارد از مود اول و در ساختمان‌های بلند می‌توان تاثیر مودهای بالاتر را نیز در نظر گرفت. به عبارت دیگر رابطه اجازه استفاده از تعداد مودهای مورد نظر را داده است و با افزایش شمار مودها مقدار دقت رابطه ارائه شده افزایش یافته است.
- ۴- در رابطه ارائه‌شده برای تحلیل و بدست آوردن شتاب جانبی مطلق، نیاز به اطلاعات بسیار کمتری نسبت به پارامترهای دینامیکی ساختمان مورد بررسی وجود دارد که باعث افزایش سرعت تحلیل سازه شده است.
- ۵- در طراحی مقدماتی سازه‌های بلند، با استفاده از رابطه ارائه شده، می‌توان تخمین مناسبی از میزان شتاب جانبی در طبقات بدست آورد، که این موضوع می‌تواند دید بهتری در طراحی اجزای غیرسازه‌ای که حساس به شتاب هستند را ارائه دهد.

مراجع

- [1] Taghavi, Shahram, and Eduardo Miranda. "Response assessment of nonstructural building elements." Pacific Earthquake Engineering Research Center, 2003.
- [2] Smith, Bryan Stafford, and Elizabeth Crowe. "Estimating periods of vibration of tall buildings." Journal of structural engineering 112.5 (1986): 1005-1019.
- [3] Smith, Bryan Stafford, and Alex Coull. *Tall building structures: analysis and design*. University of Texas Press, 1991.
- [4] Hansteen, Ole Edvard, and Kolbein Bell. "On the accuracy of mode superposition analysis in structural dynamics." Earthquake Engineering & Structural Dynamics 7.5 (1979): 405-411.
- [5] Newmark, Nathan M., and William J. Hall. "Earthquake spectra and design." Earth System Dynamics 1 (1982).
- [6] Grund, Christian, and Niels Westergård-Nielsen. "Age structure of the workforce and firm performance." International Journal of Manpower 29.5 (2008): 410-422.
- [7] Chopra, Anil K. "Dynamics of structures." Vol. 3. New Jersey: Prentice Hall, 1995.
- [8] Miranda, Eduardo. "Approximate seismic lateral deformation demands in multistory buildings." Journal of Structural Engineering 125.4 (1999): 417-425.
- [9] Miranda, Eduardo, and Shahram Taghavi. "Approximate floor acceleration demands in multistory buildings. I: Formulation." Journal of structural engineering 131.2 (2005): 203-211.
- [10] Reinoso, E., and E. Miranda. "Estimation of floor acceleration demands in high-rise buildings during earthquakes." The Structural Design of Tall and Special Buildings 14.2 (2005): 107-130.
- [11] Medina, Ricardo A., Rangunath Sankaranarayanan, and Kevin M. Kingston. "Floor response spectra for light components mounted on regular moment-resisting frame structures." Engineering structures 28.14 (2006): 1927-1940.
- [12] Ghasemzadeh, Hasan, Hamid Rahmani Samani, and Masoud Mirtaheri. "Vibration analysis of steel structures including the effect of panel zone flexibility based on the energy method." Earthquake Engineering and Engineering Vibration 12.4 (2013): 587-598.
- [13] Silvestre, Nuno, and Dinar Camotim. "Shear deformable generalized beam theory for the analysis of thin-walled composite members." Journal of Engineering Mechanics 139.8 (2012): 1010-1024.
- [14] Hariri-Ardebili, Mohammad Amin, Hamid Rahmani Samani, and Masoud Mirtaheri. "Free and Forced Vibration Analysis of an Infilled Steel Frame: Experimental, Numerical, and Analytical Methods." Shock and Vibration 2014 (2014).