

روشی مبتنی بر طراحی عملکرد برای تعیین ضریب اصلاح ظرفیت اعضاء قاب خمشی فولادی تحت بار دینامیکی شدید

پویا زکیان (استادیار)

دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه اراک

قاسم دهقانی اشکذری* (استادیار)

مرکز سازه و مصالح امن، پژوهشکده عمران، دانشگاه صنعتی مالک اشتر

مهندسی عمران شریف، (پاییز ۱۳۹۸)
دوری ۲ - ۳۵، شماره ۳/۲، ص. ۲۲-۱۵

در پژوهش حاضر، به منظور ارائه ی یک روش طراحی ساده برای قاب خمشی فولادی تحت بار حاصل از موج دینامیکی شدید، ضرایب اصلاح ظرفیت برای اعضاء قاب خمشی فولادی ذکر شده (شامل تیرها و ستون‌ها) پیشنهاد و محاسبه شده است. با استفاده از ضریبی که در نوشتار حاضر پیشنهاد شده است، می‌توان تحلیل‌های زمان‌گیر و هزینه‌بر غیرخطی دینامیکی را که معمولاً برای تحلیل سازه تحت بار دینامیکی شدید استفاده می‌شود، به تحلیل‌های ساده‌تر، نظیر تحلیل دینامیکی تاریخچه‌ی زمانی خطی (ارتجاعی) کاهش داد. با روش اشاره شده که از مباحث طراحی لرزه‌ی براساس عملکرد الهام گرفته شده است، معیارهای پذیرش خطی معادلی پیشنهاد شده است تا جایگزین معیارهای پذیرش غیرخطی سازه تحت بار دینامیکی شدید شود. در نتیجه، این امر موجب کاهش هزینه و زمان محاسباتی، سادگی محاسبات و همچنین توسعه‌ی آیین‌نامه در بخش نوین مطرح شده می‌شود که همچنین بررسی عملکردی سیستم‌های قاب خمشی فولادی تحت بار دینامیکی شدید خواهد بود. نتایج به‌دست آمده حاکی از عملکرد خوب الگوریتم پیشنهادی در طراحی قاب‌های خمشی فولادی تحت بار دینامیکی شدید با استفاده از تحلیل خطی دینامیکی و ضوابط پذیرش مبتنی بر ضرایب اصلاح ظرفیت پیشنهادی است.

واژگان کلیدی: بار دینامیکی شدید، ضریب اصلاح ظرفیت، تحلیل غیرخطی دینامیکی، تحلیل خطی دینامیکی، طراحی براساس عملکرد، مدل رفتاری جانسون - کوک.

zakiyan@araku.ac.ir
gh_dehghani@mut.ac.ir

۱. مقدمه

از سوی دیگر، در طراحی سازه‌ها در برابر دینامیکی شدید باید چند مفهوم پراهمیت، مانند: جذب انرژی، ضرایب اطمینان، حالت‌های حدی، ترکیب‌های بار، توابع مقاومت، ملاحظات عملکرد سازه‌ی و مهم‌ترین عامل یعنی نامعینی^[۱] به هنگام طراحی سازه در نظر گرفته شود. در طراحی سازه‌ها در برابر بار دینامیکی شدید، معمولاً از دو رویکرد تحلیل استاتیکی معادل و تحلیل دینامیکی غیرخطی استفاده می‌شود.^[۲-۱۰] بدیهی است روش تحلیل دینامیکی غیرخطی با در نظر گرفتن رفتار غیرارتجاعی مصالح و آثار نرخ کرنش بسیار دقیق‌تر است. تحلیل استاتیکی چون نمی‌تواند آثار نرخ کرنش، پاسخ‌های رفت و برگشتی سازه و زمان کوتاه بارگذاری و پاسخ را در نظر بگیرد، چندان دقیق و قابل اعتماد نیست به‌ویژه برای سازه‌های با اهمیت زیاد، این تحلیل چندان برای طراحی در برابر ضربه مؤثر نیست.

به دلیل بزرگی بارهای دینامیکی شدید و نیز پرهیز از طرح‌های سنگین و بزرگ، طراحی سازه‌ها در مقابل بارهای ضربه‌ی به‌گونه‌ی انجام می‌شود که به شرط

در سال‌های اخیر، پژوهشگران گام‌های مؤثری در طراحی سازه‌های مقاوم در برابر زلزله برداشته‌اند. این پیشرفت شامل تغییر نگرش دانشمندان از طراحی براساس نیرو به سمت طراحی بر مبنای رفتار (تغییر شکل) بوده است که اصطلاحاً طراحی براساس عملکرد نامیده می‌شود. طراحی براساس عملکرد، روشی است که در آن معیار طراحی سازه به صورت دستیابی به یک رفتار و عملکرد هدف تشریح می‌شود.^[۱۱] رفتار اجزاء سازه‌ی با توجه به نوع تنش داخلی آن‌ها و منحنی نیرو- تغییر شکل به ۲ دسته‌ی کنترل‌شونده توسط تغییر شکل و یا کنترل‌شونده توسط نیرو هستند. رفتار اجزاء می‌تواند به ۳ نوع: شکل‌پذیر، نیمه شکل‌پذیر و ترد باشد. معمولاً در تحلیل‌های غیرخطی، تغییرهای مقاومت و سختی اعضاء اصلی و غیراصولی با اثرکاهندگی در مدل‌سازی وارد می‌شوند.

* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۳۹۶/۵/۲۹، اصلاحیه ۱۳۹۶/۹/۱۹، پذیرش ۱۳۹۶/۱۰/۵

DOI:10.24200/J30.2017.4922.2176

تأمین عملکرد موردنیاز (عدم فراگذشت از حدود خرابی مجاز)، پیشینه‌ی استفاده از ظرفیت تغییرشکل خمیری سازه به عمل آید و سازه وارد محدوده‌ی رفتار غیرخطی شود. از سوی دیگر، چون برخلاف بار زلزله، روش‌هایی مانند استفاده از ضریب رفتار سازه یا ضریب اصلاح ظرفیت عضو سازه‌ی تحت بار دینامیکی شدید وجود ندارد، ناگزیر تحلیل‌های لازم برای طراحی در مقابل بارهای دینامیکی شدید به روش غیرخطی است. بر این اساس، به پیروی از دستورالعمل ۲-۳۴۰-۳-UFPC^[۲] و نیز مبحث بیست و یکم مقررات ملی ساختمان ایران «پدافند غیرعامل»، از مفهوم عملکردی به همراه تحلیل دینامیکی غیرخطی برای طراحی استفاده می‌کنند، به طوری که تغییرشکل‌های خمشی (نسبت شکل‌پذیری و دوران‌های انتهایی اعضاء خمشی) حاصل از تحلیل دینامیکی غیرخطی، از معیارهای پذیرش مربوط به سطح ایمنی یا عملکرد موردنظر تجاوز نکند. رفتار غیرخطی سازه یا عضو سازه‌ی براساس نظریه‌ی تشکیل مفاصل خمیری (در مورد اعضاء یک‌طرفه، مانند: تیرها، صفحات و دال‌های یک‌طرفه) و نظریه‌ی خطوط تسلیم یا گسیختگی (در مورد دال‌ها و صفحات دوطرفه) و با تعیین منحنی‌های مقاومت - خیز دوخطی معادل در نظر گرفته می‌شود. افزون بر آن، مبحث بیست و یکم، یک روش تجویزی استاتیکی معادل را نیز به عنوان روش جایگزین معرفی کرده است که در آن بار دینامیکی شدید به یک بار استاتیکی معادل تبدیل می‌شود که براساس تحلیل خمیری (غیرخطی) و نظریه‌ی خطوط تسلیم یا گسیختگی است؛ به طوری که نسبت مقاومت نهایی عضو (باری که باعث مکانیزم شدن عضو می‌شود) به بار استاتیکی معادل دینامیکی شدید، نباید از ضریب اطمینان موردنظر کمتر شود، چون ضریب اطمینان مذکور براساس سطح عملکرد مفروض سازه تعیین می‌شود و به نوعی سطح عملکرد موردنیاز سازه، در طراحی لحاظ می‌شود. روش تحلیل دینامیکی غیرخطی، به ویژه برای سامانه‌های چند درجه آزادی، نسبت به تحلیل دینامیکی خطی، بسیار پیچیده و زمان‌بر است. بنابراین در مراجع اشاره شده، روش تحلیل دینامیکی غیرخطی فقط برای سامانه‌ی یک درجه آزادی ارائه شده است. در حالی که بیشتر سازه‌های تحت بار دینامیکی شدید در مبحث پدافند غیرعامل (مانند قاب‌ها و تیرها و دال‌های چنددهانه)، سازه‌هایی هستند که نمی‌توان آن‌ها را به صورت یک درجه آزادی مدل کرد.

روش استاتیکی معادل نیز، همچنان که دقت مناسبی به‌ویژه در دینامیکی شدید شدید و نزدیک ندارد، شامل تحلیل‌های پیچیده‌ی خمیری است. زیرا تعیین مکانیزم حاکم و بار مکانیزم برای سازه‌های چند دهانه و چند طبقه تحت ترکیب چند بار مختلف، کار دشواری است. از این رو، در مبحث بیست و یکم فقط برای تیرها و دال‌های یک دهانه، روابط محاسبه‌ی بار مکانیزم (مقاومت نهایی) ارائه شده است. در نتیجه، ارائه‌ی روشی که بتوان با استفاده از آن، روش تحلیل خطی را جایگزین روش‌های تحلیل پیچیده و زمان‌بر غیرخطی آیین‌نامه‌ها و مراجع موجود برای تحلیل و طراحی سازه‌ها تحت بار دینامیکی شدید کرد، اهمیت و ارزش قابل توجهی دارد و در پژوهش حاضر به ارائه‌ی آن پرداخته شده است.

اکنون پرسش پژوهش حاضر این است که آیا می‌توان با انجام تحلیل دینامیکی خطی، نتایج معادلی را به‌دست آورد تا بتوان سازه را بدون تحلیل دینامیکی غیرخطی طراحی کرد. در اینجا اگر رویکرد تحلیل استاتیکی معادل زلزله در نظر گرفته شود، ضریب رفتار می‌تواند نیروی طراحی ارتجاعی را به غیرارتجاعی تبدیل کند و برعکس. ولی اگر مبنای طراحی براساس عملکرد در نظر گرفته شود، به جای اینکه انتظار یک ضریب رفتار از کل سازه وجود داشته باشد، نگرش عضوی مدنظر قرار می‌گیرد. بنابراین عضوها به دو دسته‌ی رفتاری اشاره شده تقسیم می‌شوند و برای هرکدام از اعضا، ضرایبی مانند ضریب رفتار (ضریب اصلاح ظرفیت m) بر حسب نوع رفتار مصالح و سطح عملکرد مورد انتظار تعریف می‌شود. هدف پژوهش حاضر، تعیین

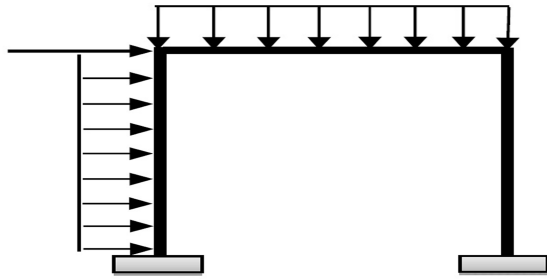
ضریب رفتار عضوی یا ضریب اصلاح ظرفیت برای تخمین پاسخ‌های پیشینه‌ی سازه براساس تحلیل خطی دینامیکی است، به نحوی که بتوان با تحلیل خطی، معیارهای پذیرش اعضا را در تحلیل دینامیکی غیرخطی به طور خودبه‌خودی رعایت و سازه را براساس تحلیل خطی طراحی کرد. این امر نیازمند تعریف ضریب اصلاح است، به شیوه‌ی که بتوان با اعمال ضریب اصلاح به پاسخ‌های خطی به‌دست آمده برای یک عضو سازه‌ی، تخمین مناسبی از پاسخ غیرخطی آن را بدون انجام تحلیل غیرخطی به‌دست آورد. با توجه به این‌که در بارگذاری دینامیکی شدید نیز همانند طراحی بر پایه‌ی عملکرد در مقابل زلزله رویکرد طراحی عضو محور است، می‌توان از ایده‌ی کلی طراحی براساس عملکرد در برابر زلزله در طراحی براساس عملکرد در برابر دینامیکی شدید بهره جست. زیرا یکی از اهداف اصلی طراحی بر پایه‌ی عملکرد، بررسی رفتار اعضاء مختلف سازه است و از طرفی خرابی‌های سازه‌ی ناشی از دینامیکی شدید در سازه به گونه‌ی محلی است. با توجه به معیارهای پذیرش تحلیل خطی در آیین‌نامه‌های بهسازی لرزه‌ی سازه‌های فولادی و براساس مطالعات انجام شده‌ی پژوهش حاضر، یک مسئله‌ی معکوس براساس آیین‌نامه‌ی طراحی دینامیکی شدید پیشنهاد شده است که بر پایه‌ی روابط طراحی سازه‌ی فولادی و دیگر روابط تحلیل دینامیکی خطی و غیرخطی است. این روند در نهایت بر آن است که ضرایب اصلاح ظرفیت (m) برای قاب خمشی فولادی تحت بار دینامیکی شدید ارائه دهد تا بتوان کنترل‌های لازم را براساس تحلیل دینامیکی خطی انجام داد و از تحلیل دینامیکی غیرخطی دوری جست.

۲. الگوریتم پیشنهادی برای تعیین ضریب اصلاح ظرفیت

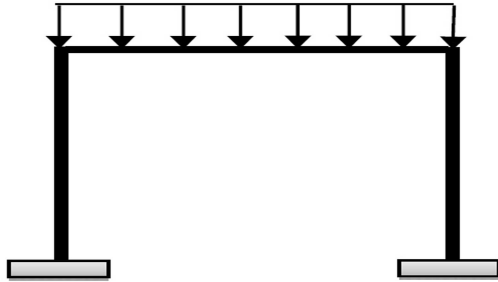
برای پیشنهاد ضریب اصلاح ظرفیت (با ضریب تقاضا) برای سازه‌ی زیر بار دینامیکی شدید، تمامی اعضا (در پژوهش حاضر: تیر و ستون) با نگرش کنترل‌شونده توسط تغییرشکل بررسی شدند تا بتوان برای هر عضو، ضریب اصلاح ظرفیت دینامیکی شدید (از این پس m_B) را تعریف کرد، مگر اینکه تلاش عضو کنترل‌شونده توسط نیرو باشد و یا ضریب اصلاح ظرفیت به‌دست آمده کمتر از ۱ شود. مطابق روند متداول طراحی سازه‌ها در برابر دینامیکی شدید، ترکیب بار شامل جمع بارهای مرده و زنده و دینامیکی شدید با ضرایب واحد است. سایر تعاریف اولیه مانند موارد موجود در آیین‌نامه‌های طراحی لرزه‌ی بر پایه‌ی عملکرد است. ضریب میرایی در هر دو نوع تحلیل دینامیکی خطی و غیرخطی برابر ۵٪ فرض شده است. بارگذاری هر دو نوع تحلیل براساس آیین‌نامه‌ی ۲-۳۴۰-۳-UFPC^[۲] یکسان است و تفاوت تحلیل در نوع مصالح است که برای تحلیل خطی به‌صورت ارتجاعی و برای غیرخطی مدل جانسون - کوک در نظر گرفته می‌شود.

روشن است که الگوریتم‌های حل معادله‌ی تعادل دینامیکی در تحلیل خطی و غیرخطی متفاوت تعریف می‌شوند. در پژوهش حاضر، به روند پیشنهادی تعیین m_B پرداخته شده است که شامل این مراحل است:

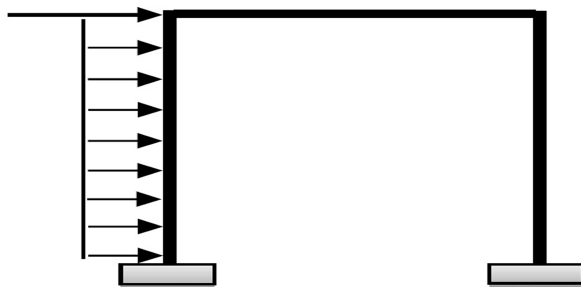
۱. طراحی قاب خمشی فولادی موردنظر و تعیین مشخصات مقاطع آن.
۲. محاسبه‌ی بار دینامیکی شدید برای میزان خرج مشخص و فاصله‌ی معین از سازه براساس آیین‌نامه‌ی ۲-۳۴۰-۳-UFPC.
۳. مدل‌سازی و تحلیل غیرخطی دینامیکی سازه با مشخصات ذکر شده در نرم‌افزار.
۴. کنترل دوران خمیری و جابه‌جایی براساس بخش سازه‌های قابی آیین‌نامه‌ی ۲-۳۴۰-۳-UFPC. در صورت مجاز بودن دوران‌ها و جابه‌جایی‌ها، مقاطع تا



شکل ۱. قاب پرتال تحت حالت اول بارگذاری.



شکل ۲. قاب پرتال تحت حالت دوم بارگذاری.



شکل ۳. قاب پرتال تحت حالت سوم بارگذاری.

امکان پذیر نیست و همچنین به علت غیرخطی بودن روند، رسیدن دقیق به مقدار پذیرش برای یک عضو نیز تقریباً غیرممکن است. بنابراین با در نظر گرفتن این که هر قاب می تواند از زیرسازه های کوچکی همچون قاب های پرتال تشکیل شود که تحت شرایط مختلف بارگذاری قرار دارد، می توان یک قاب پرتال را با ۳ شرط بارگذاری مطابق شکل های ۱ الی ۳ در نظر گرفت. شایان ذکر است که شرایط بارگذاری ذکر شده، نماینده ۳ نوع مود تغییرشکل هستند. بنابراین کنترل ضوابط پذیرش در این حالت با دقت بیشتری صورت گرفته و از طرفی با اعمال شرایط مختلف بارگذاری ارائه شده در جدول ۱ با شدت های مختلف، نتایج جامعی به دست آمده است.

بارهای تعریف شده مطابق آیین نامه ی ۳۴۰-۰۲-۳ UFC بودند و تبدیل واحد صورت گرفته و برای تمامی بارهای تعریف شده، Z بیش از عدد ۳ بوده است، بنابراین دینامیکی شدید از نوع نزدیک نبوده است. دینامیکی شدید فرض شده در پژوهش حاضر از نوع محصورشده ی سطحی دور بوده است. چهار رده ی عملکردی در آیین نامه ی ۳۴۰-۰۲-۳ UFC تعریف شده است که نوشتار حاضر، رده ی نخست را بررسی کرده است. رده ی نخست مبتنی بر حفاظت کارکنان در مقابل آزاد شدن ناگهانی مواد خطرناک، شامل: مواد سمی شیمیایی، مواد رادیویی یا مواد زیستی، کاهش فشارهای دینامیکی شدید، حرکت سازه تا یک سطح سازگار با رواداری

حد ممکن طوری تغییر داده شوند که به طور پایا پای (نزدیک به معیار پذیرش) معیارهای کنترل تغییرشکل آیین نامه ی ۳۴۰-۰۲-۳ UFC برآورده شود. چنانچه دوران ها و جابه جایی ها مجاز نشدند، مقاطع طوری تقویت شوند که به طور مرزی معیارهای مذکور برآورده شوند. البته در هیچ حالتی، مقاطع نباید از مقاطع انتخابی از طرح لرزه یی اولیه، ضعیف تر انتخاب شوند.

۵. مدل سازی و تحلیل خطی دینامیکی سازه با مشخصات ذکر شده و مقاطع اصلاح شده در مرحله ی پیشین در نرم افزار.

۶. به دست آوردن مقادیر بیشینه ی گشتاور برای تیرها و به دست آوردن مقادیر بیشینه ی گشتاور و نیروی محوری (هر ترکیبی که بحرانی است) برای ستون ها. در نهایت، محاسبه ی میزان تلاش (QUD) هر عضو.

۷. محاسبه ی میزان ظرفیت (QCE) برای تمامی مقاطع مطابق روابط ASCE 41-13.

۸. محاسبه ی مقدار m_B برای هر عضو قاب با استفاده از ضابطه ی پذیرش تحلیل خطی و با فرض ضریب آگاهی واحد ($\kappa = 1$). در مورد قاب خمشی فولادی، به روش زیر محاسبه می شود. برای تیرها (رابطه ی ۱):

$$m_B = M_U / M_{CE} \quad (1)$$

برای ستون ها (رابطه های ۲ و ۳):

$$\frac{P_u}{P_{CL}} < 0.7 \Rightarrow m_B = \frac{M_U}{M_{CE} \left(1 - \frac{P_u}{\sqrt{P_{CL}}}\right)} \quad (2)$$

$$0.7 \leq \frac{P_u}{P_{CL}} \leq 0.9 \Rightarrow m_B = \frac{8M_U}{9M_{CE} \left(1 - \frac{P_u}{P_{CL}}\right)} \quad (3)$$

که در آن ها M_U ، P_u ، P_{CL} و M_{CE} به ترتیب گشتاور خمشی موجود، نیروی محوری موجود، ظرفیت کران پایین نیروی محوری و ظرفیت کران پایین گشتاور خمشی هستند. همچنین اگر شرایط بار محوری غیر از موارد اخیر باشد، یعنی ستون فولادی با نیروی محوری بیش از ۵٪ مقاومت فشاری کران پایین باشد، ستون مذکور، ستون کنترل شونده توسط نیرو محسوب می شود که به موجب آن $m_B = 1$ است.

۹. تکرار مراحل اخیر برای سازه ی مشابه دیگر، ولی تحت بار دینامیکی شدید متفاوت. می توان پارامترهای مختلفی را نیز تغییر داد.

۱۰. معرفی مقادیر m_B برای تیرها و ستون ها پس از پردازش داده ها و محاسبات آماری و تشریح وابستگی آن ها به انواع پارامترها.

لازم به ذکر است که الگوریتم پیشنهادی برای انواع سازه ها و انواع سیستم های سازه یی قابل بررسی و توسعه است و به قاب خمشی فولادی که هدف پژوهش حاضر است، محدود نمی شود.

۳. فرضیات و بسط الگوریتم پیشنهادی برای قاب خمشی فولادی

در صورت انتخاب یک قاب چند طبقه، کنترل های مربوط به مرحله ی ۴ الگوریتم، به آسانی ممکن نخواهد بود؛ چون باید سعی شود تمامی مقاطع به مرز پذیرش غیرخطی برسند که این امر با وجود اندرکنش اعضا و تعداد المان ها به آسانی

جدول ۱. شماره‌ی تحلیل و بارگذاری متناظر آن.

شماره‌ی تحلیل	نوع بارگذاری	خرج (kg)	فاصله (m)	Z (ft/lb ³)
۱		۴۰۰	۲۰	۶,۸۴۲۵
۲		۴۰۰	۳۰	۱۰,۲۶۳۸
۳		۸۰۰	۲۰	۵,۴۳۰۹
۴	۱	۸۰۰	۳۰	۸,۱۴۶۴
۵		۱۰۰۰	۲۰	۵,۰۴۱۶
۶		۱۰۰۰	۳۰	۷,۵۶۲۴
۷		۴۰۰	۲۰	۶,۸۴۲۵
۸		۴۰۰	۳۰	۱۰,۲۶۳۸
۹		۸۰۰	۲۰	۵,۴۳۰۹
۱۰	۲	۸۰۰	۳۰	۸,۱۴۶۴
۱۱		۱۰۰۰	۲۰	۵,۰۴۱۶
۱۲		۱۰۰۰	۳۰	۷,۵۶۲۴
۱۳		۴۰۰	۲۰	۶,۸۴۲۵
۱۴		۴۰۰	۳۰	۱۰,۲۶۳۸
۱۵		۸۰۰	۲۰	۵,۴۳۰۹
۱۶	۳	۸۰۰	۳۰	۸,۱۴۶۴
۱۷		۱۰۰۰	۲۰	۵,۰۴۱۶
۱۸		۱۰۰۰	۳۰	۷,۵۶۲۴

جدول ۲. شناسه‌های مصالح در تحلیل‌های خطی و غیرخطی.

ضریب ارتجاعی	$2EA \text{ kN/m}^2$
ضریب پواسون	۰٫۳
چگالی	$7,849 \text{ kg/m}^3$
ضریب میرایی	۰٫۰۵
مدل جانسون کوک	
A	286142 kN/m^2
B	500163 kN/m^2
C	۰٫۱۷
N	۰٫۲۲۸
M	۰٫۹۱۷
ϵ_0	۱
T_M	1773 K
T_R	293 K

ترتیب چگالی جرمی ویژه هستند. بخش مقاومت تسلیم مدل جانسون - کوک شامل ۵ پارامتر A ، B ، C ، M و سه مشخصه‌ی مصالح شامل ρ ، C_p و T_M است.

۴. تحلیل قاب‌های نمونه تحت بار دینامیکی شدید

در بخش حاضر، ۱۸ نمونه قاب تحت شرایط بارگذاری مختلف که در بخش قبل ارائه شدند، بررسی شده‌اند، تا ضریب تقاضا m_B به دست آید. این کار لازمه‌ی تحلیل‌های غیرخطی و خطی است که مراحل آن شرح داده شد. مدلسازی خطی و غیرخطی توسط نرم‌افزار آباکوس^[۱۱] انجام شده است. طول تیر و ستون قاب به ترتیب ۴ و ۳٫۵ متر بوده و با ۱۶ و ۱۴ المان قابی از نوع Wire مدل شده‌اند. پای هردو ستون، تکیه‌گاه گیردار در نظر گرفته شده است. پارامتر m_B در رابطه‌ی مربوط به تیر، براساس کنترل ظرفیت خمش و در ستون، براساس کنترل ترکیب نیروی محوری فشاری و خمشی حاصل می‌شود. مقاطع فولادی استاندارد IPE و IPB در نرم‌افزار تولید شده است که برای IPE از نمره‌های ۲۴۰ تا ۶۰۰ و برای IPB از نمره‌های ۲۰۰ تا ۱۰۰۰ استفاده شده است که در نتیجه، ۲۸ مقطع تعریف شده است که چیش‌های مختلف را در بر می‌گیرد. مدت زمان بار دینامیکی برای تمامی نمونه‌ها ۳۰ میلی‌ثانیه در نظر گرفته شده است. بار استاتیکی ۲۸ کیلونیوتن بر متر برای تیر در تمامی نمونه‌ها لحاظ شده است. توزیع جابه‌جایی جانبی در قاب نمونه‌ی اول در تحلیل غیرخطی دینامیکی در شکل ۴ مشاهده می‌شود. مقادیر ۶ حالت بار دینامیکی شدید وارده برای دیوار جلویی، سقف، دیوار پشتی و بار متمرکز دیوار جلویی در شکل‌های ۵ الی ۷ ارائه شده‌اند که البته مدل‌سازی انجام شده مطابق فرضیات بارگذاری، به بار دیوار پشتی نیازی ندارد. برای تبدیل فشار به بار واحد طول، برای بار جانبی ستون‌ها عرض ۰٫۳ متر و برای تیرها عرض بارگیر ۴ متر لحاظ شده است. مطابق آیین‌نامه، بیشینه‌ی جابه‌جایی جانبی ۴٪ ارتفاع سازه و بیشینه‌ی دوران وتری اعضا، ۲ درجه است. دوران وتری یک عضو بر پایه‌ی شکل ۸ محاسبه می‌شود. دوران وتری اعضا و جابه‌جایی جانبی بیشینه‌ی قاب، معیارهای پذیرش هستند. دوران وتری برای هر عضو را می‌توان از جابه‌جایی‌های گره‌ی المان‌های انتهایی هر عضو به دست آورد. برای ستون، به‌علت درگیری تکیه‌گاهی انتهایی، دوران وتری انتهایی فوقانی آن کنترل‌کننده است. روشن است که مقادیر بیشینه‌ی جابه‌جایی گره‌ی

کارکنان، پوشش کارکنان از قطعات اولیه و ثانویه و سقوط سازه و یا تجهیزات تعریف می‌شود.

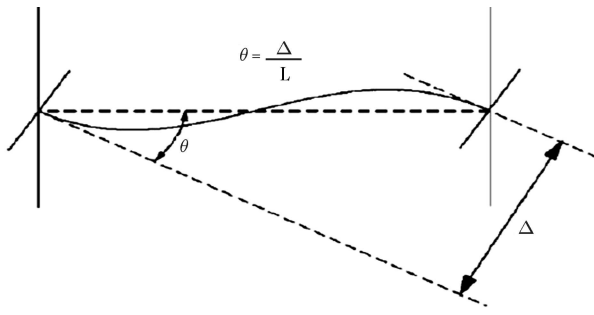
برای تحلیل‌های دینامیکی خطی و غیرخطی از پارامترهای جدول ۲ استفاده می‌شود که در پژوهش حاضر در نرم‌افزار آباکوس وارد شده‌اند. همچنین پارامترهای مدل رفتاری جانسون - کوک با لحاظ نرخ کرنش نیز برای فولاد A۳۶ (تقریباً معادل فولاد St۳۷) تعریف شده است.^[۱۱] مدل رفتاری جانسون - کوک قادر است اثر نرخ کرنش را در مدل رفتاری در نظر بگیرد که نقش اساسی در پاسخ سازه تحت بارهای سریع مانند دینامیکی شدید دارد. مدل جانسون - کوک چند پاسخ مهم مصالح را که در پدیده‌های ضربه و نفوذ بر فلزات مشاهده می‌شود، بازتولید می‌کند. سه پاسخ کلیدی مواد، شامل: سخت‌شوندگی کرنشی، آثار نرخ کرنش و نرم‌شوندگی حرارتی است. سه اثر ذکر شده در مدل جانسون - کوک ترکیب می‌شوند. مدل جانسون - کوک به صورت رابطه‌ی ۴ نگاشته می‌شود:

$$\sigma_y = [A + B(\epsilon_{eff}^p)^N](1 + C \ln \epsilon)(1 - (T_H)^M) \quad (4)$$

که در آن، پارامترهای ϵ ، T_H و ΔT از روابط ۵ به دست می‌آیند:

$$\begin{aligned} \epsilon &= \frac{\dot{\epsilon}_{eff}^p}{\dot{\epsilon}_0}, \\ T_H &= \frac{T - T_R}{T_M - T_R}, \\ \Delta T &= \frac{1}{\rho C_p} \int \sigma d\epsilon_{eff}^p \end{aligned} \quad (5)$$

کرنش مؤثر خمیری و $\dot{\epsilon}_0$ نرخ کرنشی هستند که برای تعیین A ، B و N به کار می‌روند. T_H دمای همسان، T_M دمای ذوب و T_R دمای مرجع و ρ و C_p به



شکل ۸. شیوهی محاسبه‌ی دوران وتری (θ) یک عضو.

برای دوران وتری در تحلیل دینامیکی غیرخطی لزوماً در یک زمان اتفاق نمی‌افتند، بنابراین پاسخ‌ها در زمانی که بیشترین تغییرشکل‌ها وجود دارد، محاسبه شده‌اند. برای جابه‌جایی جانبی بیشینه، مقدار بیشینه‌ی گره‌های فوقانی قاب (گوشه‌های سمت راست و چپ) مدنظر هستند، البته با چشم‌پوشی از اینکه چه زمانی اتفاق می‌افتند. پس از آنکه مقاطع مختلف، آزمون و خطا شدند، یعنی بارها تحلیل برای هر نمونه قاب انجام شد، آرایش مقطعی که نزدیک‌ترین مقادیر دوران وتری و یا جابه‌جایی جانبی را به مقادیر پذیرش به دست دهند، مقاطع نهایی هستند که باید در تحلیل خطی وارد شوند. دقت شود که ممکن است ابعاد مقاطع از نظر مهندسی منطقی نباشند که البته این امر در اینجا اهمیت چندانی ندارد. زیرا به‌دست آوردن ضریب تقاضا هدف موردنظر است که وابسته به مقادیر و نحوه‌ی توزیع نیروها و جابه‌جایی‌ها در اعضاست. در تحلیل دینامیکی خطی از مقاطع نهایی به‌دست آمده از تحلیل غیرخطی استفاده و سازه تحلیل شده است. پس از پایان تحلیل، برای ستون‌ها، دو مرتبه نیروهای محوری و گشتاور خمشی خوانده شده است. ابتدا بیشینه‌ی گشتاور خمشی ستون و نیروی محوری که در همان لحظه در ستون ایجاد شده، خوانده شده است. سپس بیشینه‌ی نیروی محوری ستون و گشتاور خمشی که در همان لحظه در ستون ایجاد شده، خوانده شده است. برای هر دو حالت، ضریب m_B به‌دست آورده شد. هر m_B که کوچک‌تر بود، مقدار به‌دست آمده برای آن ستون است. اگر m_B خیلی کوچک باشد، یا به بیان دیگر نیروی محوری بیش از ۵۰٪ ظرفیت محوری ستون باشد، آنگاه ستون، توسط نیرو کنترل می‌شود و مقدار $m_B = 1$ را به خود می‌گیرد.

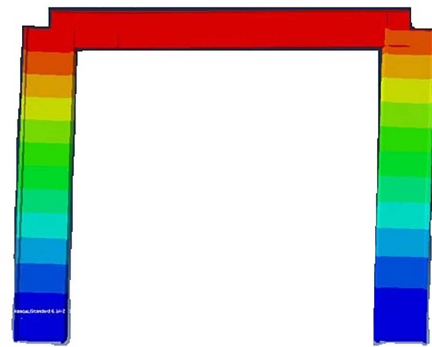
۵. تفسیر نتایج حاصل از تحلیل‌ها و ارائه‌ی ضریب

اصلاح ظرفیت

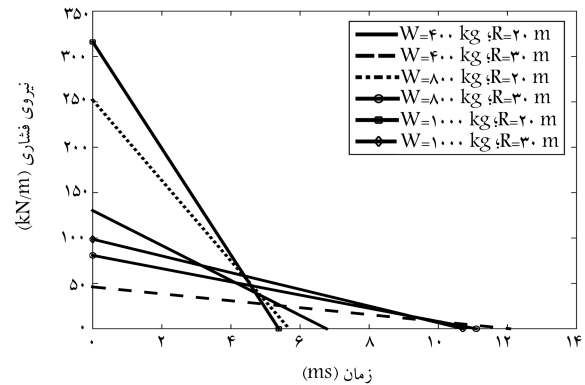
مقادیر محاسبه شده‌ی m_B قاب‌های نمونه و مقادیرهای میانگین آنها در جدول‌های ۳ الی ۵ ارائه شده‌اند. همچنین نتایج به‌صورت نمودار در شکل‌های ۹ الی ۱۱ ترسیم شده‌اند. با توجه به اینکه در پژوهش حاضر، ۶ گونه میزان بار و ۳ وضعیت بارگذاری در نظر گرفته شده است، ۱۸ نمونه قاب تحلیل شدند و ضرایب m_B به‌دست آمده، پراکندگی آماری نسبتاً کمی داشتند که نشان از کفایت تعداد داده‌هاست.

بدیهی است که هر چه مقدار m_B بیشتر باشد، عضو شکل‌پذیری بیشتری دارد و در نتیجه، عضو مذکور بیشتر وارد ناحیه‌ی غیرخطی می‌شود. با توجه به مقادیر میانگین به‌دست آمده، مودهای تغییرشکلی قاب‌های پرتال و تعمیم آنها به یک قاب خمشی چندطبقه، می‌توان از نتایج تحلیل قاب خمشی فولادی چندطبقه، این نکات را برداشت کرد:

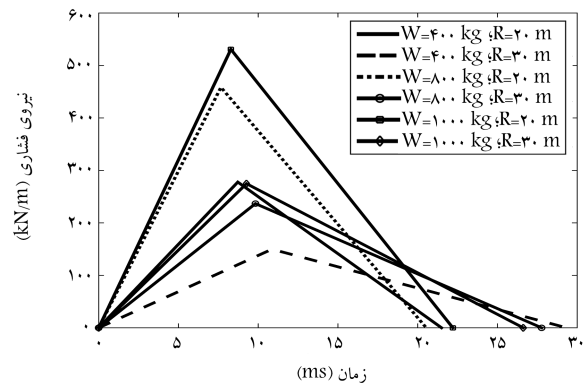
— برای نمونه قاب به‌طوری که بار دینامیکی شدید فقط به‌صورت قائم بر تیرها وارد شده است (بدون اعمال بار افقی دینامیکی شدید)، میانگین مقادیر m_B



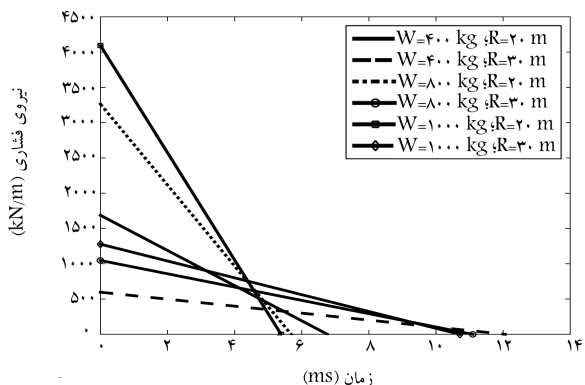
شکل ۴. توزیع جابه‌جایی جانبی در قاب نمونه‌ی اول در تحلیل غیرخطی دینامیکی.



شکل ۵. بار دینامیکی شدید وارد بر دیوار جلویی برای قاب‌های نمونه.



شکل ۶. بار دینامیکی شدید وارد بر سقف برای قاب‌های نمونه.



شکل ۷. بار متمرکز دینامیکی شدید وارد بر انتهای فوقانی دیوار جلویی برای قاب‌های نمونه.

جدول ۳. مقادیر m_B برای بارگذاری نوع ۱.

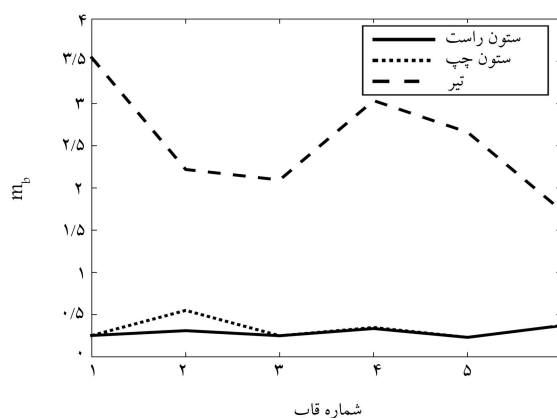
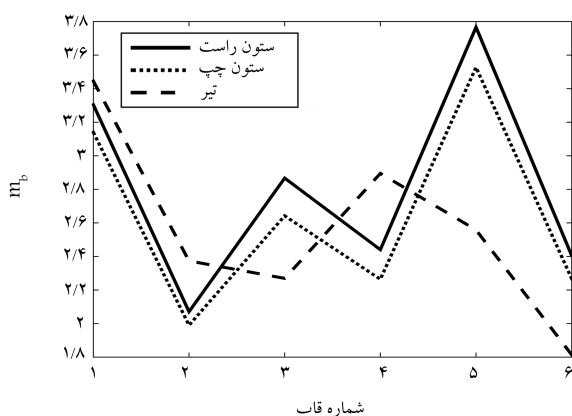
میانگین (m_b)	m_b						عضو
	قاب ۶	قاب ۵	قاب ۴	قاب ۳	قاب ۲	قاب ۱	
۰٫۲۹۱۵	۰٫۳۷۰۱	۰٫۲۳۰۷	۰٫۳۳۵۲	۰٫۲۵	۰٫۳۱۰۱	۰٫۲۵۳۱	ستون راست
۰٫۳۳۳۶	۰٫۳۷۰۱	۰٫۲۳۰۷	۰٫۳۴۷۶	۰٫۲۵	۰٫۵۵۶۸	۰٫۲۵۳۰	ستون چپ
۲٫۵۴۷۱	۱٫۷۳۳۳	۲٫۶۶۰۱	۳٫۰۳۴۵	۲٫۰۹۴۷	۲٫۲۱۸۵	۳٫۵۴۱۷	تیر

جدول ۴. مقادیر m_B برای بارگذاری نوع ۲.

میانگین (m_b)	m_b						عضو
	قاب ۱۲	قاب ۱۱	قاب ۱۰	قاب ۹	قاب ۸	قاب ۷	
۱٫۵۹۷۴	۱٫۶۵۳۴	۰٫۷۹۹۸	۱٫۷۷۴۵	۲٫۲۹۴۹	۱٫۳۲۷۴	۱٫۷۳۴۶	ستون راست
۱٫۵۹۷۴	۱٫۶۵۳۴	۰٫۷۹۹۸	۱٫۷۷۴۵	۲٫۲۹۴۹	۱٫۳۲۷۴	۱٫۷۳۴۶	ستون چپ
۲٫۱۴۴۰	۲٫۰۷۷۳	۲٫۲۴۳۹	۲٫۰۶۷۰	۲٫۲۵۸۸	۲٫۰۸۰۸	۲٫۱۳۶۲	تیر

جدول ۵. مقادیر m_B برای بارگذاری نوع ۳.

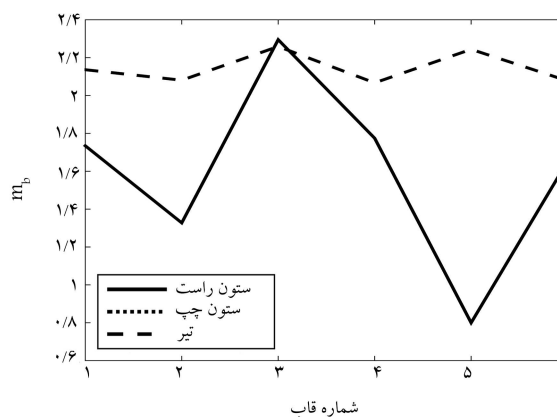
میانگین (m_b)	m_b						عضو
	قاب ۱۸	قاب ۱۷	قاب ۱۶	قاب ۱۵	قاب ۱۴	قاب ۱۳	
۲٫۸۰۹۰	۲٫۴۰۵۱	۳٫۷۶۶۴	۲٫۴۴۰۳	۲٫۸۶۷۱	۲٫۰۷۰۸	۳٫۳۰۴۴	ستون راست
۲٫۶۳۸۶	۲٫۲۶۷۶	۳٫۵۲۷۳	۲٫۲۶۴۱	۲٫۶۴۲۲	۱٫۹۹۰۳	۳٫۱۴۰۰	ستون چپ
۲٫۵۵۹۳	۱٫۸۱۴۰	۲٫۵۵۸۴	۲٫۸۹۴۹	۲٫۲۶۹۵	۲٫۳۲۳۴	۳٫۴۴۵۵	تیر

شکل ۱۱. نمودار m_B محاسبه شده براساس قاب‌های نمونه تحت بارگذاری نوع ۳.شکل ۹. نمودار m_B محاسبه شده براساس قاب‌های نمونه تحت بارگذاری نوع ۱.

برای تیرها ۲/۱ و برای ستون‌ها ۱/۶ به دست آمد. لازم به ذکر است که درخصوص تیرهای بدون بار دینامیکی شدید، به دلیل عدم اعمال بار دینامیکی شدید و رفتار تقریباً خطی تیرها تحت بارهای مرده و زنده، ضریب m_B برابر ۱ در نظر گرفته شد.

-- برای ۶ نمونه قاب به طوری که بار دینامیکی شدید فقط به صورت افقی بر قاب وارد شده است (بدون اعمال بار قائم دینامیکی شدید)، میانگین مقادیر m_B برای تیرها ۲/۶، برای ستون‌های تحت بار دینامیکی شدید ۲/۶ و برای ستون‌های دیگر ۲/۸ به دست آمد.

-- برای ۶ نمونه قاب به طوری که بار دینامیکی شدید هم شامل بار قائم وارد بر تیرها و هم بار افقی وارد بر قاب بوده است، میانگین مقادیر m_B برای تیرهای تحت بار دینامیکی شدید ۲/۵، برای تیرهای بدون بار دینامیکی شدید ۲/۶، برای ستون‌های تحت بار دینامیکی شدید ۲/۳ و برای ستون‌های بدون بار دینامیکی

شکل ۱۰. نمودار m_B محاسبه شده براساس قاب‌های نمونه تحت بارگذاری نوع ۲.

$$0.2 \leq \frac{P_{UF}}{P_{CL}} \leq 0.5$$

$$\frac{P_{UF}}{P_{CL}} + \frac{8}{9} \left[\frac{M_x}{m_{Bx} M_{CEx}} \right] \leq 1 \quad (8)$$

۶. نتیجه‌گیری

در پژوهش حاضر، الگوریتمی ساده شده برای طراحی قاب خمشی فولادی تحت بار حاصل از موج دینامیکی شدید پیشنهاد شده است. برای این منظور، با پیشنهاد یک مسئله‌ی معکوس، ضرایب تقاضا به دست آمده‌اند. در این فرایند، ضوابط پذیرش آیین‌نامه‌ی ۲-۳۴۰-۳-۳ UFC (طراحی سازه‌ها برای مقاومت در برابر انفجارهای تصادفی) در تحلیل‌های غیرخطی اعمال و با استفاده از روابط ۱۳-۴۱-ASCE، معیار پذیرش تحلیل خطی وارد شده و ضرایب m_B استخراج شده‌اند. با استفاده از نتایج به دست آمده و بسته به نوع عضو سازه‌ی و موقعیت قرارگیری آن، می‌توان ضرایب m_B را تجویز کرد. همان‌طور که از نتایج برمی‌آید، اعضایی که مستقیماً تحت بار ضربه قرار دارند (مانند تیرهای بام و ستون‌های خارجی یک قاب خمشی)، ضریب m_B کمتری دارند، یعنی نباید برای آنها شکل‌پذیری بالایی قائل شد. این مورد برای ستون‌ها که معمولاً شکل‌پذیری کمتری برای آنها انتظار می‌رود، مشهودتر است. به‌طور کلی می‌توان ضریب ۲ تا ۲/۵ را برای اعضاء شکل‌پذیر قاب فولادی پیشنهاد کرد. همچنین، با توجه به مقادیر متناظر برای بار زلزله در آیین‌نامه‌ها می‌توان به این نکته رسید که شکل‌پذیری مورد انتظار در طراحی ضربه‌ی، تفاوت قابل ملاحظه‌ی با موارد مربوط به زلزله دارد. با توجه به وضعیت‌های بارگذاری، هندسه‌ی قاب پرنال و مدهای تغییرشکل، می‌توان ضرایب ذکر شده را برای یک قاب فولادی چندطبقه استفاده کرد که نکات ریزتر آن در بخش قبل به طور گسترده مطرح شد.

الگوریتم پیشنهادی در نوشتار حاضر، برای اولین بار ارائه شده است و قابلیت توسعه به سیستم‌های سازه‌ی دیگر و انواع دیگر سازه‌ها را نیز دارد. مدل‌سازی غیرخطی سازه با در نظر گرفتن آثار نرخ کرنش و غیرخطی هندسی صورت گرفته است که با استفاده از آن، تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی که مشکلاتی از قبیل همگرایی، تحلیل زمان‌بر، حساسیت بالا به نحوه‌ی مدل‌سازی و وقت‌گیر بودن بررسی معیارهای پذیرش را دارند، به تحلیل‌های دینامیکی خطی تبدیل می‌شود؛ که علاوه بر نداشتن ایرادهای یاد شده، منجر به پاسخ‌هایی خواهد شد که نیاز به انجام تحلیل غیرخطی را رفع می‌کند. در نتیجه انتظار می‌رود که با برآورده شدن معیارهای پذیرش تحلیل خطی، معیارهای پذیرش غیرخطی نیز به تبع آن برآورده شوند. همچنین روش ذکر شده کمک می‌کند تا تحلیل با نرم‌افزارهای مدل‌سازی ماکرو متداول، مانند: SAP2000 و ETABS به راحتی انجام شود و نیازی به نرم‌افزارهای تحلیل المان محدود پیشرفته، مانند ABAQUS، ANSYS و OpenSEES [۱۳] که آثار نرخ کرنش را با مدل‌سازی حالت خمیری گسترده لحاظ می‌کنند، نباشد. گفتنی است که نتایج حاصل از پژوهش حاضر، مربوط به بار دینامیکی با فاصله‌ی نسبتاً دور است و برای طراحی در مقابل بار دینامیکی نزدیک قابل استفاده نیست.

شدید ۰/۲۹ به دست آمد. لازم به ذکر است که به دلیل این که اعضاء با m_B کوچک‌تر از ۱، کنترل‌شونده توسط نیرو محسوب می‌شوند، کمینه‌ی مقدار m_B یعنی مقدار ۱ برای ستون‌های مذکور در نظر گرفته شد.

براساس نتایج پیشین، برای کاربری آسان و با نگاه محافظه‌کارانه، مقادیر m_B به این شرح جهت طراحی اعضاء قاب خمشی فولادی تحت بارگذاری دینامیکی شدید پیشنهاد شده‌اند:

-- برای تیرها (بام و سایر طبقات) در حالت‌های بارگذاری دینامیکی شدید، شامل «فقط بار افقی وارد بر قاب» و «بار قائم وارد بر تیرها و بار افقی وارد بر قاب، به صورت توأم»، برابر ۲/۵ و در حالت بارگذاری دینامیکی شدیدی «فقط بار قائم وارد بر تیرها» برابر ۲/۱.

-- برای ستون‌ها (ستون‌های خارجی و داخلی) در حالت بارگذاری دینامیکی شدیدی «بار قائم وارد بر تیرها و بار افقی وارد بر قاب، به صورت توأم»، برابر ۱.

-- برای ستون‌ها (ستون‌های خارجی و داخلی)، به شرط آنکه کنترل‌شونده توسط نیرو نباشند (نسبت نیروی محوری موجود به ظرفیت نیروی محوری کران پایین کمتر از ۵۰٪ باشد)، در حالت بارگذاری دینامیکی شدیدی «فقط بار افقی وارد بر قاب»، برابر ۲/۶ و در حالت بارگذاری دینامیکی شدیدی «فقط بار قائم وارد بر تیرها»، برابر ۱/۶.

با مقایسه‌ی مقادیر m_B به دست آمده برای تیرها برای هر یک از سه حالت بارگذاری دینامیکی شدید (فقط بار قائم تیر، فقط بار افقی، هر دو بار توأم) با مقدار مربوط به زلزله (از مراجعی مانند FEMA ۳۵-۴۱ و ASCE ۴۱-۱۳) مشاهده می‌شود که این ضریب برای حالت فقط بار افقی دینامیکی شدید به m مربوط به بار زلزله‌ی نزدیک‌تر و برای حالت فقط بار قائم دینامیکی شدید از m مربوط به بار زلزله‌ی دورتر است. علت این امر شباهت نحوه‌ی توزیع بار و مود تغییرشکل تیر تحت حالت فقط بار افقی دینامیکی شدید و اختلاف زیاد عوامل مطرح شده تحت حالت فقط بار قائم دینامیکی شدید، نسبت به بار استاتیکی معادل زلزله است. با توجه به مقادیر پیشنهادی می‌توان فقط با تحلیل خطی دینامیکی و استفاده از مقادیر پیشنهادی m_B ، طراحی دینامیکی شدید متناسبی برای قاب خمشی فولادی با استفاده از معیارهای پذیرش خطی پیشنهادی انجام داد. معیارهای پذیرش خطی پیشنهادی همان معادله‌های ۱ الی ۳ هستند؛ با این تفاوت که برای بررسی معیارهای پذیرش اکنون، m_B معلوم است و در نتیجه فقط تقاضا و ظرفیت برای برقراری نامساوی‌های ارائه شده مقایسه می‌شوند.

برای تیرها (رابطه‌ی ۶):

$$m_B \cdot Q_{CE} \geq Q_{UD} \quad (6)$$

برای ستون‌ها (رابطه‌های ۷ و ۸):

$$\frac{P_{UF}}{P_{CL}} < 0.2; \quad \frac{P_{UF}}{P_{CL}} + \frac{M_x}{m_{Bx} M_{CEx}} \leq 1 \quad (7)$$

(2014).

- Agency FEM, "Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings: FEMA-356", Federal Emergency Management Agency Washington (2000).

منابع (References)

- ASCE, "Seismic evaluation and retrofit of existing buildings: ASCE 41-13", American Society of Civil Engineers

3. DoD, "Structures to resist the effects of accidental explosions: UFC 3-340-02", Department of Defense, Unified Facilities Criteria 3-340-02, Washington, D.C. (2014).
4. Elsanadedy, H.M., Almusallam, T.H., Alharbi, Y.R. and et al. "Progressive collapse potential of a typical steel building due to blast attacks", *Journal of Constructional Steel Research*, **101**, pp. 143-157 (2014).
5. Krauthammer, T. "Blast-resistant structural concrete and steel connections", *International Journal of Impact Engineering*, **22**(9-10), pp. 887-910 (1999).
6. Luccioni, B.M., Ambrosini, R.D. and Danesi, R.F. "Analysis of building collapse under blast loads", *Engineering Structures*, **26**(1), pp. 63-71 (2004).
7. Nassr, A.A., Razaqpur, A.G., Tait, M.J. and et al. "Strength and stability of steel beam columns under blast load", *International Journal of Impact Engineering*, **55**, pp. 34-48 (2013).
8. Sabuwala, T., Linzell, D. and Krauthammer, T. "Finite element analysis of steel beam to column connections subjected to blast loads", *International Journal of Impact Engineering*, **31**(7), pp. 861-876 (2005).
9. Smith, P.D. and Hetherington, J.G. "Blast and ballistic loading of structures", Butterworth-Heinemann (1994).
10. Zhou, X.Q., Kuznetsov, V.A., Hao, H. and et al. "Numerical prediction of concrete slab response to blast loading", *International Journal of Impact Engineering*, **35**(10), pp. 1186-1200 (2008).
11. Schwer, L. "Optional Strain-rate forms for the Johnson Cook Constitutive Model and the Role of the parameter Epsilon", 0. LS-DYNA Anwenderforum, Frankenthal (2007).
12. Karlsson, Sorensen, H. "ABAQUS/standard user's manual hibbitt", Karlsson & Sorensen (2001).
13. Bagheri, S. and Tayyari, F. "Evaluation of response modification factor and deflection amplification factor of steel intermediate moment-resisting frames", *Sharif Journal of Civil Engineering*, **33**(2), pp. 119-128 (In Persian) (2017)