

روشی جهت طرح لرزه‌ای اقتصادی مبتنی بر قابلیت اطمینان

حمزه یاراحمدی^۱، محمود میری^{۲*}، مهراوه رخشانی مهر^۳

۱- دانشجوی دکتری عمران، گرایش سازه، دانشگاه سیستان و بلوچستان

۲- استاد گروه عمران، دانشگاه سیستان و بلوچستان

۳- استادیار گروه عمران، دانشگاه الزهرا (س)

* Mmiri@eng.usb.ac.ir

تاریخ پذیرش: [۹۷/۳/۲۱]

تاریخ دریافت: [۹۶/۱/۲۷]

چکیده

بهینه‌سازی طرح لرزه‌ای مبتنی بر قابلیت اطمینان (RBDO) روشی است که در حضور عدم قطعیت‌ها با ارضاء کردن قیود احتمالاتی می‌تواند اقتصادی‌ترین طرح لرزه‌ای برآورده‌کننده سطح معینی از ایمنی را ارائه کند. برای اطمینان از برآورده شدن قیود احتمالاتی نیاز است که پاسخ‌های سازه با استفاده از تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی حاصل شود. از سویی دیگر استفاده از تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی در روش RBDO منجر به افزایش هزینه محاسباتی سازه شده بطوریکه طرح سازه با کامپیوترهای شخصی موجود ممکن است چندین سال به طول انجامد. در این پژوهش روشی برای طرح لرزه‌ای اقتصادی مبتنی بر قابلیت اطمینان ارائه می‌شود. هدف روش پیشنهادی آن است که ضمن اطمینان از برآورده شدن قیود احتمالاتی از طریق بکارگیری تحلیل دینامیکی غیرخطی فزاینده، طرح لرزه‌ای اقتصادی را با هزینه محاسباتی معقول ارائه نماید. برای کاهش هزینه محاسباتی، در روش پیشنهادی از روش طرح لرزه‌ای بر اساس نیرو (FBD) استفاده شده است. طرح بهینه روش FBD تابعی از مقدار ضریب رفتار است. روش پیشنهادی با تعیین ماکزیمم ضریب رفتار برآورده‌کننده قیود احتمالاتی، طرح بهینه‌ای از روش FBD که منجر به برآورده شدن ضوابط مبتنی بر قابلیت اطمینان می‌شود را ارائه کند. به منظور ارزیابی توانایی روش پیشنهادی، طرح لرزه‌ای سازه چهار طبقه با سیستم قاب خمشی ویژه با استفاده از این روش انجام شد. نتایج نشان داد که این روش پیشنهادی در ارائه طرح لرزه‌ای اقتصادی برآورده‌کننده ضوابط مبتنی بر قابلیت اطمینان موفق بوده است.

واژگان کلیدی: بهینه‌سازی طرح لرزه‌ای مبتنی بر قابلیت اطمینان، تحلیل دینامیکی غیرخطی فزاینده، روش طراحی مبتنی بر نیرو، ضریب رفتار.

می‌شود. مهم‌ترین ویژگی عدم قطعیت‌های شناختی امکان کاهش آنها از طریق افزایش دانش مدلسازی و یا از طریق حصول داده بیشتر است. عدم قطعیت نشات گرفته از

۱- مقدمه

طرح لرزه‌ای سازه‌ها در فضایی سرشار از عدم قطعیت که از منابع مختلف ذاتی و شناختی سرچشمه می‌گیرند انجام

ویژگی‌های مصالح، رفتار اتصالات و ساده‌سازی‌های مدل‌سازی در حیطه شناختی قرار می‌گیرند. دسته دوم عدم قطعیت‌های ذاتی است که در مقیاس آنالیزهای مهندسی غیرقابل کاهش است. برای این دسته از عدم قطعیت‌ها می‌توان به تغییرات پاسخ سازه ناشی از طبیعت تصادفی حرکات زمین (زلزله) اشاره کرد. بنابراین بهترین روش برای طرح لرزه‌ای ساختمان، روشی است که به صورت مستقیم عدم قطعیت‌ها را در پروسه ارزیابی لحاظ کند. روش طرح لرزه‌ای مبتنی بر قابلیت اطمینان با داشتن این ویژگی، سطح معینی از ایمنی را برای سازه‌ها تضمین می‌کند. بدیهی است که علاوه بر فراهم نمودن سطح معینی از ایمنی از طریق برآورده کردن ضوابط مبتنی بر قابلیت اطمینان، اقتصادی کردن طرح نیز از مهمترین اهداف طرح لرزه‌ای است. بهینه‌سازی طرح لرزه‌ای مبتنی بر قابلیت اطمینان (RBDO) روشی است که می‌تواند اقتصادی‌ترین طرح برآورده کننده ضوابط مبتنی بر قابلیت اطمینان را ارائه کند. مهم‌ترین چالش این روش هزینه محاسباتی زیادی است که برخی از پژوهشگران [5-1] با ارائه راهکارهایی سعی در کاهش آن داشته‌اند.

Papadrakakis و همکاران [1] در سال ۲۰۰۴ روشی را برای طرح لرزه‌ای مبتنی بر قابلیت اطمینان ارائه کردند. آنها برای کاهش هزینه محاسباتی روش مونت کارلو را به همراه نمونه‌برداری ابرمکعب لاتین بکار بردند. این پژوهش را می‌توان آغازی بر بحث قابلیت اطمینان لرزه‌ای سازه‌ها بر اساس سطح عملکردی در نظر گرفت. Foley و همکاران [2] در سال ۲۰۰۷ مطالعه‌ای در زمینه طرح بهینه قاب‌های فولادی با سیستم قاب خمشی بر اساس سطح عملکردی احتمالاتی را ارائه نمودند. Lagaros و همکاران [3] در سال ۲۰۰۸ نیز روش جدیدی را برای بهینه‌سازی طرح بر اساس عملکردی با قیود احتمالاتی ارائه دادند. آنها برای کاهش هزینه محاسباتی از تقریب پاسخ سازه توسط شبکه عصبی مصنوعی که در آن فاز آموزش بوسیله داده‌های حاصل شده از روش نمونه‌برداری ابرمکعب لاتین انجام شده، برای محاسبات احتمال غیرعملکردی استفاده

کردند. Möller و همکاران [4] در سال ۲۰۰۸ روشی را برای طرح بهینه لرزه‌ای سازه تحت قیود احتمالاتی ارائه کردند که در آن برای کاهش هزینه محاسباتی از دو شبکه عصبی برای تقریب میانگین و واریانس پاسخ سازه استفاده شده است. تفاوت این روش با روش Lagaros و همکاران [3] در این است که شبکه عصبی به وسیله داده‌های متغیرهای تصادفی و طراحی خارج از الگوریتم بهینه‌سازی آموزش داده شده و سپس در پرسه بهینه‌سازی برای محاسبات مربوط به قیود احتمالاتی بکار برده می‌شود. Zacharenaki و همکاران [5] در سال ۲۰۱۳ روشی را برای طرح بهینه لرزه‌ای سازه تحت قیود مبتنی بر قابلیت اطمینان ارائه کردند، که در آن به جای استفاده از تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی که حجم محاسبات را بالا می‌برد از روش SPO2IDA استفاده شده است. روش SPO2IDA اطلاعات مورد نیاز را از منحنی ظرفیت حاصل شده از تحلیل پوش اور بدست آورده و ویژگی‌های آماری پاسخ‌های سازه‌ای را که برای محاسبه احتمال سالانه فراروی از سطح عملکرد مورد نیاز است تخمین می‌زند. بر این اساس آنها هزینه محاسباتی روش بهینه‌سازی لرزه‌ای بر اساس قابلیت اطمینان را کاهش دادند.

در مطالعات فوق‌گرفته با تعیین پارامترهای آماری ضوابط مبتنی بر قابلیت اطمینان با استفاده از تقریب پاسخ‌های دینامیکی غیرخطی سازه، هزینه محاسباتی روش RBDO کاهش می‌یابد اما این تقریب‌ها می‌تواند منجر به آن شود که سازه طرح شده قیود احتمالاتی را برآورده نکرده و یا از نظر اقتصادی با طرح بهینه فاصله داشته باشد. مورد اول از اهمیت بیشتری برخوردار است چرا که با برآورده نشدن قیود احتمالاتی هدف اصلی طرح لرزه‌ای بر اساس قابلیت اطمینان نقض می‌شود. برای اطمینان از برآورده شدن قیود احتمالاتی نیاز است که پاسخ‌های سازه با استفاده از تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی حاصل شود. از سویی دیگر استفاده از تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی در روش RBDO منجر به افزایش هزینه محاسباتی سازه شده بطوریکه طرح سازه با کامپیوترهای شخصی موجود ممکن است مدت زیادی به طول انجامد.

شایان ذکر است روش متعارف طرح لرزه‌ای، روش طرح

$$; d_j \in D^{n_d}, j = 1, \dots, m$$

$$g_i(\mathbf{d}) \geq 0 \quad i = 1, \dots, l$$

$$h^k \left(P_{G_{per} \leq 0}^k(\mathbf{d}) \leq P^{k,lim}(\mathbf{d}) \right) \quad k = 1, \dots, n$$

که در آن، $W(\mathbf{d})$ تابع هدف است که باید کمینه شود. این تابع اغلب هزینه سازه و یا کمیتی است که مستقیماً با هزینه سازه متناسب است. \mathbf{d} برداری شامل m متغیر طراحی است که مقادیرش را از مجموعه گسسته D^{n_d} می‌گیرد. برای سازه‌های فولادی معمولاً سطح مقطع اعضای سازه به عنوان متغیرهای طراحی در نظر گرفته می‌شوند. $g_i(\mathbf{d}) \geq 0$ معرف i امین قید متعین است. h^k ، n قید احتمالاتی (ضوابط مبتنی بر قابلیت اطمینان) است. $P_{G_{per} \leq 0}^k(\mathbf{d})$ احتمال فراروی سالانه از تابع حالت حدی G_{per} است که با استفاده از روابط (۱ تا ۳) محاسبه می‌شود.

$$P_{G_{per} \leq 0}^k(\mathbf{d}) = \int P_{G_{per} \leq 0 | IM=y}^k(\mathbf{d}) \left| \frac{d\lambda_{IM}(y)}{dy} \right| dy \quad (1)$$

$$G_{per} = \frac{C}{D} - 1 \quad (2)$$

$$P_{G_{per} \leq 0 | S_a=y}^k(\mathbf{d}) = \Phi \left(\frac{-\ln \left(\frac{\mu_C}{\mu_{D|IM}} \right)}{(\sigma_{\ln D|IM}^2 + \sigma_{\ln C}^2)^{1/2}} \right) \quad (3)$$

در روابط فوق $\lambda_{IM}(y)$ معرف متوسط احتمال سالانه‌ای است که شدت لرزه‌ای IM از مقدار y تجاوز کند. C و D به ترتیب متغیرهای تصادفی ظرفیت (سطح خسارت) و تقاضای لرزه‌ای (معیار خسارت) هستند. μ_C و $\sigma_{\ln C}$ به ترتیب میان و انحراف استاندارد لگاریتمی متغیر تصادفی C هستند. $\mu_{D|IM}$ و $\sigma_{\ln D|IM}$ میان و انحراف استاندارد لگاریتمی در شدت لرزه‌ای IM برای متغیر تصادفی D است. $\Phi()$ معرف تابع توزیع تجمعی نرمال استاندارد است. در ادامه روش پیشنهادی در پنج گام تشریح می‌شود.

گام اول: بهینه سازی طرح لرزه‌ای مبتنی بر روش FBD

برای یک مقدار معین از برش پایه طرح

اساس روش پیشنهادی تعیین طرح بهینه FBD است که تمامی ضوابط لرزه‌ای مبتنی بر قابلیت اطمینان را برآورده می‌کند. در روش FBD طرح بهینه وابسته به تقاضای لرزه‌ای است که خود تابعی از برش پایه طرح است. بهینه سازی طرح لرزه‌ای مبتنی بر روش FBD برای یک مقدار معین از برش پایه طرح به صورت ذیل بیان می‌شود:

$$\min_{\mathbf{d} \in \mathcal{F}} W(\mathbf{d})$$

لرزه‌ای مبتنی بر نیرو (FBD) بوده و به دلیل هزینه کم محاسباتی و سادگی، طرح لرزه‌ای بسیاری از سازه‌ها توسط آن صورت می‌گیرد. در این روش برش پایه طرح بر اساس پریود اصلی سازه، نوع خاک، شتاب مبنای طرح و ضریب رفتار حاصل شده و سپس با استفاده از آن و روابط تجربی آیین نامه‌ای در ارتفاع ساختمان توزیع می‌شود. در نهایت تقاضای لرزه‌ای هر عضو از طریق تحلیل‌های خطی سازه تحت اثر نیروهای جانبی تعیین می‌شود. در این مقاله روشی برای طرح لرزه‌ای بر اساس قابلیت اطمینان ارائه شده است. هدف روش پیشنهادی آن است که ضمن اطمینان از برآورده شدن قیود احتمالاتی از طریق بکارگیری تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی فزاینده، طرح لرزه‌ای اقتصادی را با هزینه محاسباتی معقول ارائه نماید. اساس روش پیشنهادی تعیین طرح بهینه‌ای از روش FBD است که ضوابط مبتنی بر قابلیت اطمینان را نیز ارضاء کند. این کار از طریق تعیین ماکزیمم ضریب رفتار (مینیمم برش پایه طرح) برآورده کننده ضوابط مبتنی بر قابلیت اطمینان صورت می‌گیرد.

۲- روش پیشنهادی

قبل از بیان روش پیشنهادی خلاصه‌ای از مفاهیم، فرضیات و تعاریف در ذیل ارائه می‌شود. در ارزیابی ضوابط مبتنی بر قابلیت اطمینان تنها اثر منبع عدم قطعیت لرزه‌ای لحاظ شده است و از سایر منابع عدم قطعیت چشم‌پوشی می‌شود. قابل ذکر است که Song و Ellingwood [6] ثابت کردند که در ارزیابی احتمالاتی عملکرد لرزه‌ای، منبع اصلی عدم قطعیت، عدم قطعیت زلزله است. در پژوهش‌های مراجع [7، 8] نیز عدم قطعیت لرزه‌ای به عنوان تنها منبع عدم قطعیت در نظر گرفته شده است.

مسئله بهینه‌سازی طرح لرزه‌ای مبتنی بر قابلیت اطمینان به صورت ذیل بیان می‌شود:

$$\min_{\mathbf{d} \in \mathcal{F}} W(\mathbf{d})$$

Subject to:

Force-Based Design

مناسب از اهمیت ویژه‌ای برخوردار است. معیار شدت اسکالر مناسب یکی از پارامترهای قابل مقیاس رکورد زلزله است به گونه‌ای که پاسخ سازه تحت رکوردهای متفاوت زلزله ای که در یک مقدار شدت مقیاس شده‌اند تغییرات کمی داشته باشد. Cornell و Shome [11] نشان دادند که برای ساختمان‌هایی با ارتفاع متوسط، شتاب طیفی در پریود مود اول سازه (S_a) معیار شدت کارآمدی است. در این پژوهش نیز S_a به عنوان معیار شدت در نظر گرفته می‌شود. برای مقیاس نمودن شتاب‌نگاشت‌ها از الگوریتم Hunt & Fill [12] استفاده می‌شود. این الگوریتم با تقلیل نقاط در ناحیه خطی و افزایش آنها در نواحی که وقوع فروریزش در آنها محتمل است هزینه محاسباتی روش IDA را کاهش می‌دهد.

گام سوم: اصلاح منحنی خطر لرزه‌ای

در این گام منحنی خطر اصلاح شده غالب تعیین می‌شود بطوریکه برای حداقل یکی از قیدهای احتمالاتی مقدار $P_{G_{per} \leq 0}^k(\mathbf{d})$ برابر با بیشینه مقدار قابل قبول آن $(P^{k,lim}(\mathbf{d}))$ و برای سایر قیدها، $P_{G_{per} \leq 0}^k(\mathbf{d})$ کمتر از مقدار $P^{k,lim}(\mathbf{d})$ باشد. بدین منظور برای هر یک از قیود احتمالاتی (ضوابط مبتنی بر قابلیت اطمینان)، منحنی خطر لرزه ای با استفاده از روابط (۵) و (۶) اصلاح می‌شود به گونه‌ای که $P_{G_{per} \leq 0}^k(\mathbf{d})$ برابر با بیشینه مقدار قابل قبول آن $(P^{k,lim}(\mathbf{d}))$ باشد.

$$\lambda_{S_a}^{Mod,k}(y) = \alpha_k \lambda_{S_a}(y) \quad (5)$$

$$\alpha^k = \frac{P^{k,lim}(\mathbf{d})}{\int_{P_{G_{per} \leq 0}^k(\mathbf{d})} \left| \frac{d\lambda_{S_a}(y)}{dy} \right| dy} \quad (6)$$

در روابط فوق α_k و $\lambda_{S_a}^{Mod,k}(y)$ به ترتیب ضریب اصلاح و منحنی خطر اصلاح شده برای قید احتمالاتی k ام هستند. پس از محاسبه ضرایب اصلاح، منحنی خطر لرزه‌ای اصلاحی غالب با استفاده از رابطه (۷) محاسبه می‌شود.

$$\lambda_{S_a}^{Mod}(y) = \min\{\alpha^k\} \cdot \lambda_{S_a}(y), \quad k = 1, \dots, n \quad (7)$$

گام چهارم: محاسبه برش پایه الاستیک تقاضا

برای سازه طرح شده در گام یک، علاوه بر قیود متعین

Subject to:

$$; d_j \in D^{na}, j = 1, \dots, m$$

Code Requirements (Deterministic Constraints);

که در آن الزام آیین‌نامه‌ای قیود متعینی هستند که تابعی از برش پایه طرح است. این الزام شامل ضوابط طرح المان‌های سازه تحت اثر نیروهای محوری، برشی و پیچشی ناشی از بارهای ثقلی و لرزه‌ای و همچنین الزام طرح لرزه‌ای که بسته به نوع سیستم سازه‌ای مورد نظر در آیین‌نامه‌های FBD تعریف شده است، است. به عنوان نمونه برای سیستم قاب خمشی ویژه می‌توان به ضابطه تیر ضعیف-ستون قوی و برای سیستم قاب‌های مهاربندی شده و اگر ضوابط مربوط به مقاومت برشی مورد نیاز تیر پیوند و حداکثر دوران غیرالاستیک آن اشاره کرد. برش پایه طرح (V_{RDE}) که برای تعیین نیروهای طرح لرزه‌ای استفاده می‌شود را می‌توان چنین محاسبه کرد:

$$V_{RDE} = S_{aRDE} M \quad (4)$$

که در آن S_{aRDE} شتاب طیف طرح در پریود مد اول سازه که توسط ضریب رفتار کاهش یافته و M جرم موثر لرزه‌ای است. برای ضریب رفتار در تکرار اول یک مقدار فرض شده و در تکرارهای بعدی از مقدار حاصل شده از گام پنجم استفاده می‌شود. برای حل مسئله بهینه‌سازی از الگوریتم ژنتیک استفاده شده است. این الگوریتم یکی از معروف‌ترین الگوریتم‌های تکاملی است که ابتدا توسط Holland [9] ارائه شد و سپس توسط Goldberg [10] و همکاران توسعه یافت.

گام دوم: انجام تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی فزاینده

پارامترهای آماری ظرفیت و تقاضای لرزه‌ای (σ_{InC} , μ_C) با استفاده از نتایج تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی فزاینده (IDA) تخمین زده می‌شوند. IDA مستلزم انجام تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی با استفاده از مجموعه‌ای از شتاب‌نگاشت‌های مقیاس شده در سطوح مختلف شدت لرزه‌ای است به گونه‌ای که پاسخ سازه از ناحیه الاستیک تا خرابی پوشش داده شود. در تحلیل‌های IDA، انتخاب معیار شدت

برآورده کننده ضوابط مبتنی بر قابلیت اطمینان مقداری است که این برش پایه را فراهم کند. بر این اساس ضریب رفتار (R) به صورت زیر محاسبه می‌شود:

$$R = \frac{V_{DE}}{V_{RDE}} = \frac{S_{aDE}}{S_{aRDE}} \quad (۱۲)$$

پس از محاسبه ضریب رفتار سازه در تکرار بعدی با مقدار جدید ضریب رفتار، به صورت بهینه طرح می‌شود و سپس گام‌های سوم تا پنجم انجام می‌شود. این پرسه تکراری تا جایی ادامه می‌یابد که در دو تکرار متوالی مقاطع اعضاء سازه‌ای تغییر نکنند و یا به عبارت دیگر اختلاف بین ضریب رفتار در دو تکرار متوالی ناچیز باشد.

۳- مطالعه موردی

به منظور ارزیابی روش پیشنهادی، طرح لرزه‌ای سازه چهار طبقه که دارای سیستم مقاوم جانبی قاب خمشی ویژه فولادی (SMRF) است، از طریق روش پیشنهادی صورت می‌گیرد. شکل (۱ و ۲) به ترتیب تیپ‌بندی تیرها و ستون‌ها و پلان سازه مورد بررسی را نشان می‌دهد. ارتفاع طبقات ۳ متر و طول دهانه تیرها ۶ متر است. فرض می‌شود که سازه مورد بررسی در لس‌آنجلس قرار داشته باشد. همانطور که شکل (۲) نشان می‌دهد، اتصالات تیر به ستون در قاب‌های داخلی، مفصلی فرض شده است. بنابراین تمامی بار لرزه‌ای توسط قاب‌های پیرامونی تحمل می‌شود. مقادیر بار مرده و بار زنده در تمامی طبقات به ترتیب برابر ۷۰۰ و ۲۰۰ کیلوگرم بر متر مربع در نظر گرفته شده است. برای تمامی تیرها و ستون‌ها از فولاد A572 grade 50 ksi استفاده شد. به منظور بهینه‌سازی طرح لرزه‌ای بر اساس FBD از الزامات آیین‌نامه‌های AISC-LRFD [14, 15] و 7 ASCE [13] به عنوان قیود متعین استفاده شده است. برای انجام تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی و IDA از نرم‌افزار OpenSees [16] استفاده شد. در تحلیل‌های سازه‌ای از قاب پیرامونی دو بعدی به عنوان نماینده‌ای از قاب سه بعدی استفاده شد. برای تمامی پارامترهای مدل‌سازی مقدار مورد انتظار آنها لحاظ شد. همچنین برای لحاظ کردن مقادیر مورد انتظار بارهای ثقلی از ترکیب بار زیر استفاده شد [17]:

(الزامات آیین‌نامه‌ای)، قیود احتمالاتی (ضوابط مبتنی بر قابلیت اطمینان) برآورده می‌شوند و مقدار کمینه یکی از $P_{k_{per} \leq 0}^k(\mathbf{d})$ برابر با بیشینه مقدار قابل قبول آن ($P_{k,lim}(\mathbf{d})$) است اگر فرض شود که منحنی خطر لرزه‌ای منحنی اصلاح شده غالب (تعیین شده در گام سوم) باشد. با لحاظ کردن این فرض، مقدار برش پایه طرح که منجر به طرح گام اول شده، برش پایه مینیمم برآورده کننده ضوابط مبتنی بر قابلیت اطمینان است. برای منحنی خطر اصلاحی غالب، برش پایه الاستیک تقاضا به صورت زیر محاسبه می‌شود:

$$V_{DE} = S_{aDE} M \quad (۸)$$

که در آن S_{aDE} شتاب طیفی الاستیک تقاضا استخراج شده از منحنی خطر اصلاحی غالب است. بسته به تعریف زلزله طرح در آیین‌نامه‌های طرح لرزه‌ای، S_{aDE} از منحنی خطر استخراج می‌شود. در آیین‌نامه‌های طرح لرزه‌ای که در آن زلزله طرح به صورت زلزله‌ای با احتمال فراروی ۱۰ در صد در ۵۰ سال و یا دو سوم زلزله‌ای با احتمال فراروی ۲ درصد در ۵۰ سال تعریف شده، S_{aDE} به طور مستقیم از منحنی خطر اصلاحی حاصل می‌شود. برای آیین‌نامه 7-10 ASCE/SEI [13] که در آن زلزله طرح به صورت دو سوم ماکزیمم زلزله مطرح ریسک هدف شده (MCER) تعریف شده، شتاب طیفی S_{aDE} با استفاده از روابط (۹) تا (۱۱) محاسبه می‌شود.

$$P_t = \int \lambda_{sa}^{Mod}(y) f_{capacity}(y) dy \quad (۹)$$

$$f_{capacity}(y) = \Phi \left(\frac{\ln y - (\ln S_{aMCER} + 1.28 \beta)}{\beta} \right) \frac{1}{y\beta} \quad (۱۰)$$

$$S_{aDE} = \frac{2}{3} S_{aMCER} \quad (۱۱)$$

در روابط فوق P_t و β به ترتیب برابر با $2.0099e - 4$ و 0.6 است. Φ معرف تابع توزیع نرمال استاندارد است.

گام پنجم: محاسبه ضریب رفتار برای تکرار بعد

به گونه‌ای که در گام چهارم گفته شد مینیمم برش پایه برآورده کننده ضوابط مبتنی بر قابلیت اطمینان برای منحنی خطر لرزه‌ای غالب (تعیین شده در گام سوم) مقداری است که در گام اول استفاده شد. بنابراین ماکزیمم مقدار ضریب رفتار

$$1.05D + 0.25L \quad (13)$$

که در آن D و L به ترتیب معرف بارهای مرده و زنده هستند.

عملکرد قابلیت استفاده بی‌وقفه (IO) و آستانه فروریزش (CP) تعریف شدند. مطابق با [22] میانه و انحراف معیار استاندارد لگاریتمی متغیر تصادفی ظرفیت سطح عملکرد قابلیت استفاده بی‌وقفه (G_{IO}) بترتیب برابر با ۰/۰۲ و ۰/۲۵ در نظر گرفته شد. برای سطح عملکرد آستانه فروریزش (G_{CP})، سه معیار در نظر گرفته شد که به ترتیب فراتر رفتن از ماکزیمم تغییر مکان جانبی نسبی طبقاتی ۱۰٪، وقوع شیب بر منحنی‌های IDA برابر با ۲۰٪ شیب الاستیک در منحنی‌های IDA و واگرایی عددی الگوریتم تحلیل سازه‌ای است. بدیهی است میانه و انحراف معیار ظرفیت سطح عملکرد آستانه فروریزش (G_{CP}) از داده‌های ظرفیت که با وقوع هر یک از سه معیار مذکور حاصل شده استخراج می‌شود. به انجام تحلیل‌های IDA، ۲۲ شتاب نگاشت از مولفه‌های اصلی مجموعه شتاب‌نگاشت‌های دور از گسل FEMA P695 [17] انتخاب شد. شکل (۳) طیف پاسخ این شتاب نگاشت‌ها را نشان می‌دهد.

جدول ۱. قیدهای احتمالاتی

Limit State Functions	Reliability-Based Seismic Criteria
$G_{Per}^1 = \frac{C_{IO}}{D} - 1$	$P_{G_{Per}^1 \leq 0}^1(d) \leq \frac{1}{72}$
$G_{Per}^2 = \frac{C_{CP}}{D} - 1$	$P_{G_{Per}^2 \leq 0}^2(d) \leq \frac{1}{2475}$

Table 1. Probabilistic constraint

شکل ۳. طیف پاسخ الاستیک برای ۲۲ رکورد زلزله

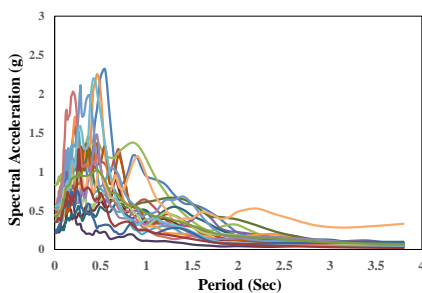


Fig. 3. Elastic response spectrum for the 22 ground-motion records

طی بهینه‌سازی طرح لرزه‌ای، مقاطع تیرها و ستون‌ها از لیست ارائه شده از جدول (۲) انتخاب می‌شوند. وزن سازه که نماینده‌ای از هزینه اولیه ساخت است به عنوان تابع هدفی که باید کمینه شود در نظر گرفته شد. برای الگوریتم بهینه‌سازی (الگوریتم ژنتیک)، تعداد جمعیت برابر ۳۰ و نرخ پیوند و

شکل ۱. نمای ساختمان مورد مطالعه

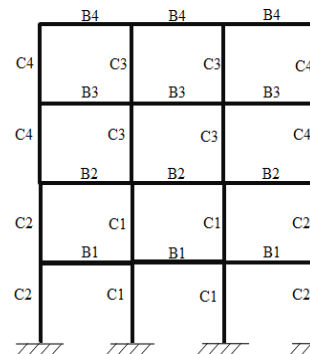


Fig. 1. Elevation view of the studied building

شکل ۲. پلان ساختمان مورد مطالعه

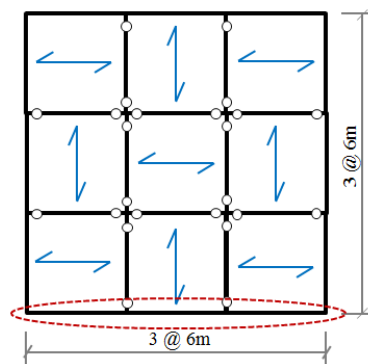


Fig. 2. Plan view of the studied building

به منظور لحاظ کردن اثر $P - \Delta$ بارهای ثقلی که مستقیماً روی قاب‌های پیرامونی قرار ندارند از ستون‌های کمکی که در هر طبقه به وسیله مفصل خمشی به یکدیگر اتصال دارند استفاده شد. تیرها و ستون‌ها به صورت المان‌های الاستیک با فنرهای چرخشی مفصل پلاستیک که در انتهای آنها قرار گرفته، مدل شدند. این فنرها از پاسخ هیستریزس مبتنی بر مدل اصلاح شده Ibarra-Krawinkler [18] پیروی می‌کنند. چشمه اتصال بر اساس روش Krawinkler [20] مدل شد. برای اطلاعات بیشتر در خصوص مدلسازی خواننده می‌تواند به پژوهش [21] رجوع کند. جدول (۱) توابع حالت حدی که خود تابعی از بیشینه تغییر مکان جانبی نسبی طبقاتی است و ضوابط مبتنی بر قابلیت اطمینان را نشان می‌دهد. تابع اول و دوم به ترتیب برای سطح

که مشاهده می‌شود طراحی با ضریب رفتار ۸ شروع شده و پس از سه تکرار به مقدار ۶/۸۰۴ همگرا شده است. قابل ذکر است مقدار ضریب رفتار برای تکرار چهارم ۶/۹۶ است که اختلاف آن با مقدار تکرار سوم کمتر از ۰/۲ است. همچنین همانطور که در جدول (۳) مشاهده می‌شود، برای طرح حاصل شده از روش پیشنهادی (طرح حاصل شده در تکرار سوم)، مطلب نشان دهنده آن است که برای طرح حاصل شده از روش پیشنهادی دو ضابطه مبتنی بر قابلیت اطمینان ارضاء شده اند.

جدول ۳. نتایج برای سازه مورد مطالعه

Optimum design	Proposed method			RBDO	
	1st iteration	2nd iteration	3th iteration		
Beams	B4	W14 × 26	W14 × 26	W14 × 26	W12 × 22
	B3	W18 × 35	W18 × 35	W18 × 40	W16 × 31
	B2	W18 × 35	W18 × 40	W18 × 46	W18 × 35
	B1	W18 × 40	W18 × 46	W18 × 46	W18 × 40
Columns	C4	W8 × 58	W8 × 58	W8 × 67	W8 × 48
	C3	W8 × 58	W8 × 67	W8 × 67	W8 × 58
	C2	W10 × 88	W10 × 88	W10 × 88	W10 × 88
	C1	W10 × 88	W10 × 100	W10 × 100	W10 × 100
	R	8	7.196	6.804	-
S_{aRDE}	0.1093	0.1216	0.1286	-	
α^1	0.7265	0.8440	1.0748	-	
α^2	2.3339	3.5231	3.7920	-	
S_{aDE}	0.7866	0.8271	0.8956	-	
$P_{G_{per} \leq 0}^1(\mathbf{d})$	0.0191	0.0165	0.0129	0.0286	
$P_{G_{per} \leq 0}^2(\mathbf{d})$	1.7312e-04	1.1468e-04	1.1104e-04	3.1093e-04	
Weight (kN)	87.114	93.613	98.025	85.276	
CPU time (h)		32.5		30.2	

Table 3. Results for the studied building

شکل ۴. میانه منحنی‌های IDA سازه طرح شده در سه تکرار از روش

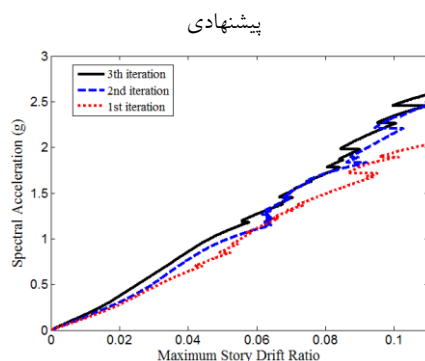


Fig. 4. Median IDA curves of the structure designed in three iterations of the proposed method

جهش به ترتیب برابر ۰/۸ و ۰/۲ در نظر گرفته شد. معیار همگرایی به این صورت است که با عدم تغییر برازنده ترین طرح بیش از ۱۰۰ بار، الگوریتم متوقف می‌گردد و فرض بر این است که همگرایی حاصل شده است. تمامی برنامه‌ها با استفاده از کامپیوتر لپ تاپ با پردازشگر Intel Core i7 2.1 GHZ اجرا شدند.

جدول ۲. لیست مقاطع تیر و ستون

Beam		Column		
W10 × 17	W21 × 93	W36 × 232	W4 × 13	W12 × 120
W10 × 19	W24 × 94	W36 × 256	W5 × 16	W12 × 136
W12 × 22	W24 × 103	W40 × 277	W5 × 19	W12 × 152
W14 × 26	W27 × 114	W40 × 297	W6 × 25	W14 × 159
W16 × 31	W27 × 129	W40 × 324	W8 × 40	W14 × 176
W18 × 35	W30 × 132	W40 × 362	W8 × 48	W14 × 193
W18 × 40	W30 × 148	W40 × 397	W8 × 58	W14 × 211
W18 × 46	W33 × 152	W40 × 436	W8 × 67	W14 × 233
W21 × 50	W33 × 169	W40 × 480	W10 × 68	W14 × 257
W21 × 62	W36 × 170	W40 × 531	W10 × 77	W14 × 283
W21 × 68	W36 × 182	W40 × 593	W10 × 88	W14 × 311
W21 × 73	W36 × 194	W40 × 655	W10 × 100	W14 × 342
W21 × 83	W36 × 210		W10 × 112	W14 × 370

Table 2. List of column and beam sections

همانطور که در مقدمه گفته شد، روش‌هایی که منجر به اقتصادی‌ترین طرح برآورده کننده ضوابط مبتنی بر قابلیت اطمینان می‌شوند آنهایی هستند که این ضوابط را بطور مستقیم در مسئله بهینه سازی وارد می‌کنند. یکی از موثرترین این روش‌ها، روش RBDO پیشنهاد شده توسط Zacharenaki و همکاران [5] است که در آن برای کاهش هزینه محاسباتی، منحنی‌های IDA توسط روش SPO2IDA تقریب زده شده است. به منظور ارزیابی و مقایسه روش پیشنهادی، سازه مذکور توسط روش RBDO پیشنهاد شده توسط Zacharenaki و همکاران [5] نیز طرح شد. شایان ذکر است که در روش آنها بارگذاری جانبی لرزه ای مطرح نبوده و قیود متعین فقط شامل ترکیب بارهای ثقلی و الزامات طرح لرزه ای مرتبط با شکل پذیری است.

تاریخچه تکرار طرح لرزه‌ای سازه مورد بررسی توسط روش پیشنهادی در جدول (۳) نشان داده شده است. همانطور

شکل ۶. منحنی‌های IDA سازه طرح شده با روش RBDO پیشنهاد شده توسط Zacharenaki و همکاران

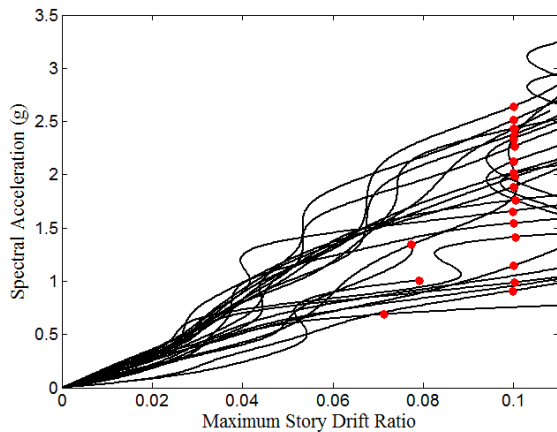


Fig. 6. IDA curves for the structure designed with RBDO method proposed by Zacharenaki et al.

همان گونه که در جدول (۳) نشان داده شده است هزینه محاسباتی روش پیشنهادی تقریباً برابر با هزینه روش RBDO پیشنهاد شده توسط Zacharenaki و همکاران است. قابل ذکر است که بخش اصلی هزینه محاسباتی روش پیشنهادی را تحلیل IDA به خود اختصاص می‌دهد. برای سازه مورد بررسی هزینه تحلیل IDA هر بار در حدود ۱۰ تا ۱۲ ساعت است. بدیهی است که روش پیشنهادی هزینه بسیار پایین تری نسبت به روش RBDO که در آن از تحلیل IDA برای محاسبه پارامترهای تقاضا و ظرفیت تابع حالت حدی استفاده شده، خواهد داشت. از نظر اقتصادی می‌توان گفت که طرح حاصل شده از روش RBDO ارائه شده توسط Zacharenaki و همکاران [5] نسبت به روش پیشنهادی در حدود ۱۳٪ سبک‌تر است. با این وجود به دلیل برآورده نشدن قید احتمالاتی اول، این طرح را نمی‌توان اقتصادی‌تر از طرح حاصل شده از روش پیشنهادی دانست.

۴- نتیجه‌گیری

در این پژوهش، روشی برای طرح لرزه‌ای بر اساس قابلیت اطمینان ارائه شد. هدف روش پیشنهادی ارائه طرح لرزه‌ای اقتصادی مبتنی بر قابلیت اطمینان با هزینه محاسباتی معقول است. روش پیشنهادی از طریق تعیین طرح بهینه روش FBD که ضوابط مبتنی بر قابلیت اطمینان را نیز ارضاء کند، بدنبال برآورده کردن اهداف مذکور است. گرچه نمی‌توان گفت که

شکل (۴) میانه منحنی‌های IDA سازه مورد مطالعه طرح شده را در سه تکرار از روش پیشنهادی نشان می‌دهد. به گونه‌ای که مشاهده می‌شود بیشینه تغییر مکان جانبی نسبی طبقاتی با افزایش ضریب رفتار کاهش می‌یابد که این خود منجر به کاهش مقدار احتمال فراروی سالانه از تابع حالت حدی سطوح عملکردی IO و CP می‌شود.

شکل (۵) منحنی‌های IDA را برای سازه طرح شده در تکرار سوم نشان می‌دهد. برای سازه مورد بررسی، طرح بهینه حاصل شده از روش RBDO در جدول (۳) نشان داده شده است. برای این سازه تحلیل‌های IDA توسط ۲۲ شتاب نگاشت انجام شد و بر اساس نتایج آن مقادیر $P_{Gper \leq 0}^1(\mathbf{d})$ و $P_{Gper \leq 0}^2(\mathbf{d})$ محاسبه شد. شکل (۶) منحنی‌های IDA را برای سازه طرح شده با روش RBDO پیشنهادی Zacharenaki و همکاران [5]، نشان می‌دهد. به گونه‌ای که در جدول (۳) نشان داده شده است، برای سازه طرح شده با روش RBDO پیشنهادی Zacharenaki و همکاران [5]، مقدار $P_{Gper \leq 0}^1(\mathbf{d})$ بزرگتر از مقدار مجاز آن $(1/72)$ است. بنابراین، طرح مذکور اولین قید احتمالاتی را برآورده نمی‌کند. علت برآورده نشدن قید اول آنست که در روش RBDO پیشنهاد شده توسط Zacharenaki و همکاران [5]، مقادیر $P_{Gper \leq 0}^1(\mathbf{d})$ و $P_{Gper \leq 0}^2(\mathbf{d})$ بر اساس روش SPO2IDA که تخمین‌هایی از صدک‌های شانزدهم، پنجاهم (میانه) و هشتاد و چهارم منحنی‌های IDA را ارائه می‌کند، محاسبه شده است.

شکل ۵. منحنی‌های IDA سازه طرح شده با روش پیشنهادی

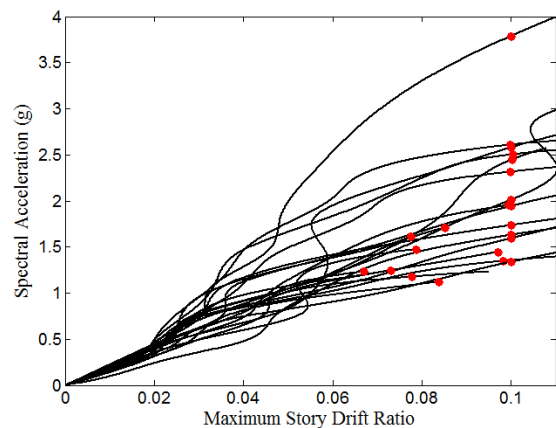


Fig. 5. IDA curves for the structure designed with the proposed method

- special moment steel frames with welded connections: I and II, *J Struct Eng*, 125(4):357-84, 1999.
- [7] Li, Y., Ellingwood, B.R., Reliability of wood frame residential construction subject to earthquakes, *Struct Safety*, 29(4):294-307, 2007.
- [8] Curadelli, et al., Reliability based assessment of metallic dampers in buildings under seismic excitations, *Eng Struct*, 26:1931-8, 2004.
- [9] Holland JH, *Adaptation in Natural and Artificial Systems*. University of Michigan Press, Ann Arbor, 1975.
- [10] Goldberg DE *Genetic Algorithms in Search, optimization and machine learning*. Addison Wesley, Boston, 1989.
- [11] Shome N, Cornell CA, Probabilistic seismic demand analysis of non-linear structures. Report No. RMS-35, Stanford University, Stanford, 1999.
- [12] Vamvatsikos D, Cornell CA, Incremental dynamic analysis, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 31 (3), 491-514, 2002.
- [13] ASCE/SEI 7-10, Minimum design loads for building and other structures. American Society of Civil Engineers, Reston, VA, 2010.
- [14] ANSI/AISC 360-10, Specification for structural steel buildings. American Institute of Steel Construction, Chicago, 2010.
- [15] ANSI/AISC 341-10, Seismic provisions for structural steel buildings. American Institute of Steel Construction, Chicago, 2010.
- [16] Mazzoni S, et al. *Opensees command language manual*, 2007.
- [17] FEMA P695, Quantification of building seismic performance factors federal emergency management agency. Federal Emergency Management Agency, Washington, 2009.
- [18] Ibarra LF, et al., Hysteretic models that incorporate strength and stiffness deterioration. *Earthq Eng Struct Dyn*, 34(12):1489-1511, 2005.
- [19] Lignos DG, Krawinkler H, Deterioration modeling of steel components in support of collapse prediction of steel moment frames under earthquake loading. *J Struct Eng* 137(11):1291-1302, 2011.
- [20] Krawinkler H, State of art report on systems performance of moment resisting steel frames subject to earthquake ground shaking SAC report no. 355C. Washington, 2000.
- [21] Yarahmadi, H., Miri, M. and Rakhshanimehr, M., 2017. A methodology to determine the response modification factor for probabilistic performance-based design. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 15(4), pp.1739-1769.
- [22] FEMA-350, Recommended Seismic design criteria for new moment-resisting steel frame construction. Federal Emergency Management Agency, Washington, 2000.

سازه طرح شده با این روش از نظر هزینه اولیه (وزن سازه) با طرح بهینه روش RBDO که در آن جهت تعیین پارامترهای آماری از تحلیل IDA استفاده شده برابری می‌کند، اما به علت آنکه اساس روش، محاسبه بیشینه مقدار ضریب رفتار برآورده کننده ضوابط مبتنی بر قابلیت اطمینان است می‌توان گفت که ملاحظات اقتصادی در کمینه کردن هزینه اولیه (وزن سازه) نیز به صورت مستقیم در فرآیند طراحی لحاظ شده است. از مهم‌ترین ویژگی‌های روش پیشنهادی امکان استفاده از تحلیل IDA برای کنترل و ارزیابی ضوابط مبتنی بر قابلیت اطمینان در فرآیند طراحی و ارائه طرح در زمان معقول است. روش پیشنهادی به طور موفقیت آمیزی در طرح لرزه‌ای سازه چهار طبقه با سیستم قاب خمشی ویژه استفاده شد. نتایج نشان داد که روش پیشنهادی در مدت زمانی تقریباً برابر با روش RBDO ارائه شده توسط Zacharenaki و همکاران قادر به تعیین طرح بهینه FBD که ضوابط مبتنی بر قابلیت اطمینان را نیز برآورده کند، می‌باشد. این در حالی است که برای سازه طرح شده با روش RBDO ارائه شده توسط Zacharenaki و همکاران یکی از ضوابط مبتنی بر قابلیت اطمینان برآورده نشد.

References

۵- مراجع

- [1] Papadrakais M, et al., Reliability based optimization of steel frames under seismic loading conditions using evolutionary computation, *Journal of Theoretical and Applied Mechanics*, 44: 585-608, 2004.
- [2] Foley CM, et al., Probabilistic performance-based optimal design of steel moment-resisting frames, I: formulation, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 133(6):757-766, 2007.
- [3] Lagaros N, et al., Innovative seismic design optimization with reliability constraints, *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, 198: 28-41, 2008.
- [4] Moller O, et al., Structural optimization for performance-based design in earthquake engineering: applications of neural networks, *Structural Safety*, 31:490-499, 2009.
- [5] Zacharenaki AE, et al., Reliability-based optimum seismic design of structures using simplified performance estimation methods, *Eng Struct* 52:707-717, 2013.
- [6] Song, J., Ellingwood, B.R., Seismic reliability of

Reliability-Based Economic Seismic Design

H. Yarahmadi, M. Miri*, M. Rakhshanimehr³

1- PhD Candidate of Structural Engineering, Department of Civil Engineering, University of Sistan and Baluchestan

2- Prof., Department of Civil Engineering, University of Sistan and Baluchestan

3- Assistant Prof., Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering, University of Alzahra

* Mmiri@eng.usb.ac.ir

Abstract:

The seismic design of the structures is subjected to the uncertainties originating from various sources. To ensure that a safe design is achieved, the uncertainties must be considered in the seismic design process. The reliability-based seismic design is the proper approach that directly takes into account the uncertainties. In this approach, the performance objectives are the reliability-based seismic criteria expressed either in terms of an annual probability of exceeding a given performance level or in terms of a probability of exceeding a given performance level conditioned on the seismic intensity corresponding to a specific hazard level. It is obvious that the ultimate aim of the reliability-based seismic design of a building is not only to satisfy the reliability-based seismic criteria, but also to minimize the initial or life-cycle cost. The reliability-based seismic design optimization (RBDO) is the method that achieves the most economic design satisfying the reliability-based seismic criteria (probabilistic constraints). However, the RBDO is less preferred. This is because to ensure that reliability-based seismic criteria are achieved, the statistics parameters of the seismic demand and capacity must be determined through the results of the nonlinear dynamic analyses. On the other hand, the use of the nonlinear dynamic analyses in the RBDO method can lead to the increase of the computational cost so that the personal computers require several years to run it. In this study, a method to produce the reliability-based economic seismic design is proposed. Reliability-based seismic criteria are expressed in terms of a mean annual probability of exceeding a given performance level. The main goals are to ensure satisfying the reliability-based seismic criteria through the use of the results of the incremental dynamic analyses and to produce the economic seismic design within reasonable computing time. The proposed method achieves the two goals through determining the optimum design of the force-based design method that satisfies the reliability-based seismic criteria. The optimum design of the force-based design method depends on the value of the response modification factor. The value of the response modification factor of a building, which leads to satisfying the reliability-based seismic criteria, is in the range of one to a maximum value. From an economic point of view, the desirable value of the response modification factor is the maximum one, which results in a minimum design base shear and accordingly in an economic design. In order to respond to the two main goals, the method aims to determine the maximum value of the response modification factor of a building so that leads to satisfying the reliability-based seismic criteria. The proposed method is used to produce the seismic design of a 4-story building for two reliability-based seismic criteria. The steel special moment resisting frame is considered as the lateral load resisting system in the studied building. The results reveal that the proposed method can efficiently produce the economic seismic designs satisfying the reliability-based seismic criteria within reasonable computing time. While the designed frame by Zacharenaki et al using existing RBDO method can not satisfy specifications of reliability.

Keywords: Reliability-Based Seismic Design Optimization, Incremental Dynamic Analysis, Force-Based Design, Response Modification Factor.