

## ارزیابی قابلیت اطمینان لرزه‌ای قاب‌های خمشی فولادی بهسازی شده با مهاربندهای همگرا با مدل‌های احتمالاتی

فاطمه رضایی<sup>۱</sup>، محسن گرامی<sup>۲</sup>، حسین نادرپور<sup>۳\*</sup>

۱- کارشناسی ارشد مهندسی عمران، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان، سمنان، ایران

۲- دانشیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان، سمنان، ایران

۳- دانشیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان، سمنان، ایران

### چکیده

احتمال خرابی سازه‌ای که با استفاده از روش‌های معین طرح شده است می‌تواند بیشتر از احتمال خرابی سازه‌ای باشد که در شرایط مشابه و به کمک روش‌ها و مدل‌های احتمالاتی با احتساب عدم قطعیت‌ها طراحی گردیده است. هدف اصلی این تحقیق، بررسی قابلیت اطمینان لرزه‌ای قاب‌های خمشی فولادی تقویت شده با مهاربند با استفاده از مدل‌های احتمالاتی می‌باشد. براین اساس، سازه‌های ۳ و ۹ طبقه قاب خمشی فولادی بر اساس معیارهای مقاومتی آیین‌نامه ایران طراحی شده و سپس بر اساس کنترل معیارهای جابه‌جایی، با مهاربند ضربدری، بهسازی گردید. با استفاده از مدل‌های احتمالاتی بزرگ، محل وقوع زلزله، شدت جنبش زمین در محل سازه و مدل احتمالاتی پاسخ سازه (بر اساس حداکثر جابه‌جایی بام) و به کمک روش‌های احتمالاتی، احتمال خرابی سازه‌ها برآورد گردید. قاب‌های مورد مطالعه تحت منبع لرزه‌ای زیر پوسته‌ای (Subcrustal) با استفاده از روش احتمالاتی نمونه‌گیری (Sampling) در نرم‌افزار "آنالیز ریسک" (Rt) تحلیل شدند. با مقایسه منحنی‌های احتمال فراگذشت پاسخ سازه‌ای (یا نقاط انتخاب شده روی آن) برای سازه‌های مورد مطالعه (قبل و بعد از بهسازی)، علاوه بر کاهش پاسخ لرزه‌ای سازه‌های بهسازی شده، قابلیت اطمینان آنها نیز ارتقا یافت. همچنین با انجام آنالیز حساسیت توسط روش احتمالاتی FORM، مهمترین متغیرهای تاثیرگذار بر کاهش احتمال خرابی سازه‌ها مشخص گردید. نتایج نشان داد، در سازه‌های مورد مطالعه اصلی و بهسازی شده تحت منبع لرزه‌ای زیر پوسته‌ای، متغیرهای تصادفی  $\theta_1$  در مدل احتمالاتی بزرگ، خطای مدل شدت جنبش زمین و خطای مدل بزرگ، تاثیرگذارترین متغیرها در کاهش احتمال خرابی سازه‌ها بودند.

کلمات کلیدی: قابلیت اطمینان لرزه‌ای، سازه‌های قاب خمشی فولادی، بهسازی، روش‌های احتمالاتی، مدل‌های احتمالاتی.

\*نویسنده مسئول: حسین نادرپور

پست الکترونیکی: naderpour@semnan.ac.ir

DOI: 10.22065/jsce.2016.38895

تاریخ دریافت مقاله: ۱۳۹۵/۰۸/۱۲، تاریخ پذیرش مقاله: ۱۳۹۵/۱۲/۱۰

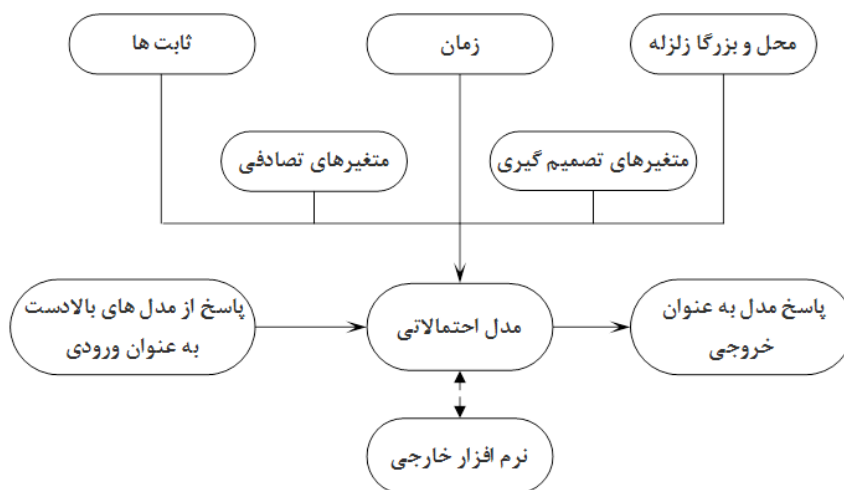
شناسه دیجیتال

http://dx.doi.org/10.22065/jsce.2016.38895

## ۱- مقدمه

تعداد زیادی از زلزله‌های اخیر، مخصوصاً زلزله‌های Northridge در سال ۱۹۹۴ در کالیفرنیا، در سال ۱۹۹۵ در Hanshin-Awaji (Kobe) در ژاپن و در سال ۱۹۹۹ زلزله در chi-chi واقع در تایوان به ساختمان‌های قابی فولادی با ارتفاع کم تا ارتفاع متوسط خسارات جدی وارد نمود [۱]. این زلزله‌ها همچنین باعث شدند که سطوح مختلفی از خرابی در این سازه‌ها ایجاد شوند. خرابی سازه‌ای در سازه‌های قابی را می‌توان به ظرفیت کم باربری جانبی اعضا، اجرای ضعیف جزئیات در اتصالات یا کم‌انرژی موضعی ایجاد شده در اتصالات نسبت داد [۲-۶]. این مشکلات بوجود آمده از زلزله‌ها در سازه‌های قابی فولادی منجر به افزایش بحث‌های جدی در مورد فلسفه طراحی زلزله و فعالیت‌های تحقیقاتی وسیع بررسی تقویت ساختمان‌های موجود با قاب فولادی شد. بر همین اساس دو استراتژی تقویت کردن به صورت روش‌های عملی و کارآمد ایجاد شد. اولین روش، اضافه نمودن عناصر سازه‌ای مانند مهاربندهای قطری (که سختی کلی سیستم را بالا می‌برد) است. دومین روش، افزایش دادن مقاومت عناصر سازه‌ای آسیب‌دیده (ولی قابل تعمیر و بهره‌برداری) در ساختمان‌ها می‌باشد [۷]. در حالت کلی، ترجیح به استفاده نمودن از روش اول، مرسوم‌تر است. زیرا عناصر مقاوم در برابر نیروی جانبی معمولاً به منظور افزایش مقاومت لرزه‌ای سازه موجود استفاده می‌شوند. با توجه به راحتی ساخت و قیمت مناسب، مهاربندهای فولادی به عنوان گزینه بهتر نسبت به اعضای مقاوم در برابر نیروی جانبی انتخاب می‌شوند، در نتیجه سیستم مهاربندی به عنوان یک استراتژی موثر در بهبود سختی و مقاومت کلی سازه تبدیل شده است [۸].

در آنالیز کلاسیک قابلیت اطمینان، شکست، با تابع حالت حدی، عدم قطعیت، با متغیرهای تصادفی تعریف شده‌اند و روش‌های قابلیت اطمینان در برآورد احتمال شکست، مورد استفاده قرار گرفته‌اند [۹]. این نگرش به‌طور وسیعی در روش ظرفیت-تقاضا تابع حالت حدی بکار رفته است. روش‌های قابلیت اطمینان، در برآورد احتمال پدیده‌های نادر و یا احتمالات کم مناسب می‌باشند. شکل و قالب مدل‌های احتمالاتی، تحت تاثیر زیاد روش‌های قابلیت اطمینان می‌باشند. با در نظر گرفتن این موضوع، این روش‌ها از قبیل اولین و دومین روش و روش نمونه‌گیری شامل دو مولفه اصلی می‌باشند: متغیرهای تصادفی و توابع حالت حدی. تحلیل قابلیت اطمینان با ارزیابی مکرر تابع حالت حدی تحت برآمدهای جدید متغیرهای تصادفی انجام می‌شود و احتمالی که تابع حالت حدی در آن منفی شده است را برآورد می‌نماید [۹]. پاسخ مدل‌های احتمالاتی استفاده شده در این نوع تحلیل، باید کمیت‌های قابل اندازه‌گیری باشند. به‌طور خلاصه، روش‌های قابلیت اطمینان به مدل‌هایی نیاز دارد که متغیرهای تصادفی را به عنوان ورودی دریافت و پاسخی که قابل اندازه‌گیری باشد را به عنوان خروجی تولید نمایند. مدل‌های احتمالاتی بکار رفته در تحلیل قابلیت اطمینان باید قوانین زیر را تامین نمایند [۱۰]. در شکل ۱ فرمت مدل‌های احتمالاتی قابل استفاده در تحلیل قابلیت اطمینان نشان داده شده است.



شکل ۱: فرمت مدل‌های احتمالاتی قابل استفاده در Rt.

- هر مدل، یک معادله یا الگوریتم است.
  - مدل، واقعه فیزیکی که (در آینده قرار است) برای سیستم اتفاق می افتد، بدون محافظه کاری شبیه سازی می نماید.
  - مدل، برآمد متغیرهای تصادفی را به عنوان ورودی می گیرد.
  - ایده آل برای مدل این است که بین عدم قطعیت های ذاتی و شناختی فرق گذاشته شود تا تابع توزیع متغیرهای شناختی (قابل کاهش) با اطلاعات جدید، بروز شوند.
  - مدل، همچنین متغیرهای دیگر غیر از متغیرهای تصادفی، مانند ثابت ها، مکان ها، زمان ها و ... را به عنوان ورودی می تواند بگیرد.
  - مدل، با در اختیار داشتن ورودی ها، پاسخ (خروجی ها) را محاسبه می کند که این پاسخ ها (متغیرهای فیزیکی قابل اندازه گیری هستند، مانند خرابی، بزرگای زلزله، شدت زلزله و...)، احتمال نیستند.
  - مدل، برای یک برآمد منحصر به فرد از متغیرهای تصادفی، یک پاسخ منحصر به فرد تولید می کند.
  - مدل، پاسخی را که به صورت "پیوسته مشتق پذیر" است، تولید می نماید (رعایت این قانون برای روش های کلاس دو اجباری است، اما برای روش نمونه گیری اجباری نیست).
  - مدل اجازه می دهد که تمام برآمدهای ممکن در فضای نمونه ای شبیه سازی شوند (مدل بطور بالقوه قابلیت این را دارد که تمام فضای نمونه ای را پوشش دهد).
  - مدل، ورودی را از مدل بالادست می تواند بگیرد و خروجی برای مدل های پایین دست ایجاد نماید.
- یکی از بهترین راه های تصمیم گیری در مهندسی، تصمیم گیری بر اساس ریسک می باشد. برای این مهم، نیاز به استفاده از روش های قابلیت اطمینان در محاسبه و برآورد احتمال خرابی سازه ها می باشد. تعیین سطح ایمنی مورد نظر برای سازه هایی که از اهمیت زیاد و خیلی زیاد برخوردار هستند، بسیار حائز اهمیت است. در تعیین سطح ایمنی سازه، هرچه عدم قطعیت های موجود بیشتر مورد توجه قرار گیرد، نتیجه تصمیم گیری دقیق تر خواهد بود.
- بر همین اساس نوآوری تحقیق حاضر را می توان در موارد زیر خلاصه نمود:
- استفاده از مدل های احتمالاتی مختلف برای در نظر گرفتن عدم قطعیت های بیشتر برای سازه های تقویت شده (هم در خطر لرزه ای و هم در پاسخ سازه ای و نیروهای زلزله وارد بر سازه).
- بررسی کاربرد این روش در مقاوم سازی و تصمیم گیری در مورد استفاده از انواع مهاربند برای مقاوم سازی و جانمایی مهاربند در سازه برای کاهش احتمال خرابی سازه مورد نظر.
- در نتیجه هدف اصلی این مقاله، بررسی نتایج قابلیت اطمینان لرزه ای، از طریق منحنی های احتمال فراگذشت پاسخ سازه ای، با در نظر گرفتن مدل های احتمالاتی مختلف برای منبع لرزه ای زیر پوسته ای، بزرگ، شدت جنبش زمین در محل سازه و پاسخ سازه های قاب خمشی فولادی (با مهاربند ضربدری تقویت شده)، می باشد.

## ۲- معرفی مدل‌های احتمالاتی

مدل‌های استفاده شده در این مطالعه به شرح زیر می‌باشد:

## ۲-۱- مدل احتمالاتی محل وقوع

برای مدل‌سازی زمین‌لرزه‌های زیرپوسته‌ای، از گسل خطی استفاده شده است. هندسه منبع لرزه‌ای زیرپوسته‌ای (که پتانسیل تولید زلزله‌های ۵ تا ۸ ریشتر را دارا می‌باشد) در نرم‌افزار Rt [۱۱] با توجه به مختصات جغرافیایی (طول و عرض) نقاط ابتدا و انتهای گسل تعریف شد.

عدم قطعیت در این مدل با متغیرهای تصادفی بیان شد و همچنین پاسخ مدل (که یک محل وقوع زلزله روی گسل خطی است) نیز به‌عنوان ورودی مدل شدت جنبش زمین خواهد بود. متغیرهای تصادفی عمق با توزیع لگ‌نرمال و  $\theta$  (سطح محل را در طول گسل بیان می‌کند) با توزیع یکنواخت (عددی بین  $0^\circ$  و  $1^\circ$ ) می‌باشند.

## ۲-۲- مدل احتمالاتی بزرگا

مدل احتمالاتی بزرگا برای منبع لرزه‌ای زیرپوسته‌ای با استفاده از رابطه کاهندگی زیر تعریف می‌شود [۱۱]:

$$M = \theta_1 \log_{10}(G.A.D.10^7) - \theta_2 + \varepsilon \quad (1)$$

که در آن  $\theta_1$  (معمولاً  $0/667$ ) و  $\theta_2$  (معمولاً  $10/7$ ) پارامتر مدل،  $G$  مدول برشی (معمولاً  $30 \times 10^3 \text{ MPa}$ )،  $D$  طول گسست ( $m$ )،  $A$  سطح گسست ( $m^2$ ) و  $\varepsilon$  خطای مدل (عدم قطعیت مدل را بیان می‌کند) می‌باشد. متغیرهای تصادفی مدل به شرح جدول ۱ است. خروجی این مدل، یک بزرگا براساس برآمدهای متغیرهای تصادفی است که به عنوان ورودی مدل شدت جنبش زمین خواهد بود.

جدول ۱: تابع چگالی احتمال متغیرهای تصادفی مدل بزرگا

متغیر تصادفی	نوع تابع چگالی احتمال
$\theta_1$	Log-Normal
$\theta_2$	Log-Normal
$G$	Log-Normal
$A$	Log-Normal
$D$	Log-Normal
$\varepsilon$	Normal

## ۲-۳- مدل شدت جنبش زمین

برای زلزله‌های منبع زیرپوسته‌ای از رابطه پیشنهاد شده توسط مرجع [۱۲] استفاده شده است. این رابطه یکی از جدیدترین مدل‌ها برای منبع مذکور است که با استفاده از اطلاعات بزرگا از جنبش زمین توسعه یافته است. خروجی این مدل احتمالاتی براساس برآمدهای متغیرهای تصادفی، شتاب طیفی  $S_a$  می‌باشد. شتاب طیفی نیز به عنوان متغیر تصادفی، ورودی مدل پاسخ سازه خواهد بود.

• به‌عنوان متغیر تصادفی لگ‌نرمال با توزیع احتمال استنباط‌شده از اطلاعات، مدل شده است. با استفاده از بانک داده‌ها میانگین و انحراف استاندارد  $V_{s_{30}}$  برای هر منطقه محاسبه شده است. این نکته قابل ذکر است که توزیع لگ‌نرمال

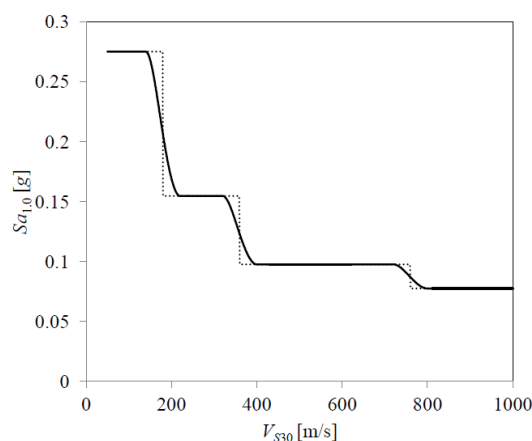
برای  $V_{s30}$  بیکران است. این موضوع ممکن است، مناسب بودن توزیع آن را زیر سوال ببرد. برای توجیه مناسب بودن توزیع و بیکران بودن آن سه دلیل موجود است [۱۳]:

- حد بالا برای استفاده مبهم است.
- نادیده گرفتن بعید بودن، برای مقادیر بالای  $V_{s30}$  نابجا می‌باشد.
- توزیع احتمال به‌صورت توانی کاهش می‌یابد، این حالت به‌طور مناسب احتمال نزولی مقادیر بالای  $V_{s30}$  را توضیح می‌دهد.

برای تامین قانون ۸ مرتبط با مدل‌های احتمالاتی قابل کاربرد در آنالیز قابلیت اطمینان، در [۱۳]، برای مدل شدت از روش "هموارسازی" استفاده شده است. در این خصوص، پاسخ مدل  $S_a$  باید با توجه به  $R, m$  و  $V_{s30}$  پیوسته مشتق پذیر باشد. مدل‌هایی که توسط [۱۲] ارائه شده‌اند، قانون ۸ را به‌علت حضور متغیرهای گسسته (که وابسته به  $V_{s30}$  هستند)، نقض می‌کنند. برای ساختن مدل‌های شدت پیوسته مشتق پذیر، واریانس  $S_a$  (با توجه به پارامترهایش) چندجمله‌ای درجه سوم در نزدیکی مقادیر پارامتر (جایی که فرم مدل تغییر می‌کند) فرض شده است. شکل ۲ تاثیر هموارسازی را برای مدل شدت مرجع [۱۲] نشان می‌دهد. این هموارسازی، مدل‌ها را برای آنالیز قابلیت اطمینان گرادیان مبنا آماده می‌سازد. مدل‌های هموار شده در  $Rt$  موجود می‌باشند [۱۱]. جدول ۲ متغیرهای تصادفی این مدل به همراه تابع چگالی احتمال آنها را نشان می‌دهد.

جدول ۲: تابع چگالی احتمال متغیرهای تصادفی مدل شدت جنبش زمین

متغیر تصادفی	نوع تابع چگالی احتمال
پاسخ مدل بزرگا	—
پاسخ مدل محل وقوع زلزله	—
$V_{s30}$	Log-Normal
$\epsilon$	Normal



شکل ۲: رابطه هموار شده جنبش زمین توسط آنکینسن و بور (۲۰۰۳)، شتاب طیفی در ۱ ثانیه در مقابل سرعت موج برشی ترسیم شده است [۱۳].

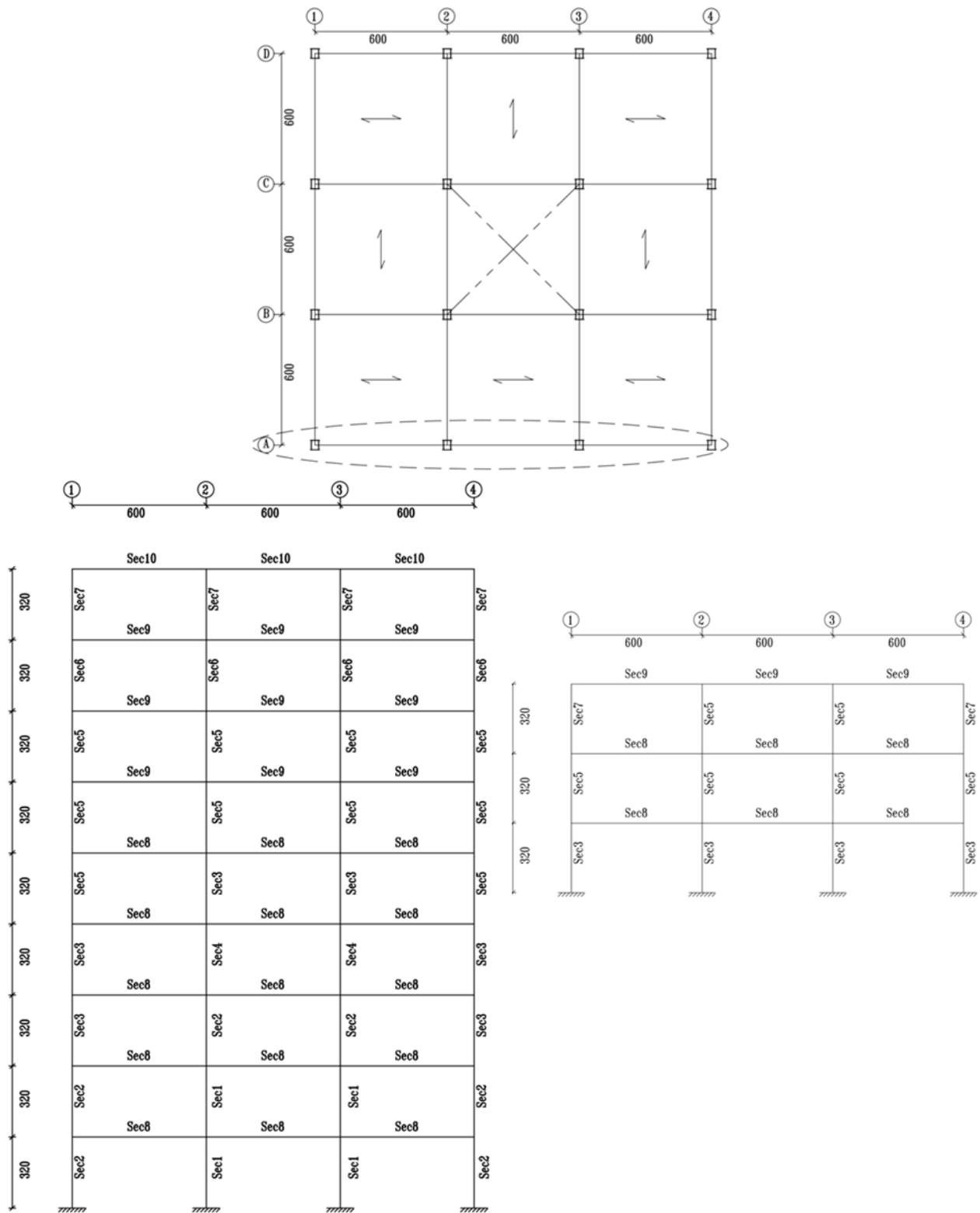
## ۲-۴- مدل احتمالاتی سازه

سازه‌های مورد بررسی، شامل قاب‌های خمشی فولادی ۳ و ۹ طبقه که براساس معیارهای مقاومتی طبق آیین نامه ایران [۱۴] طراحی و براساس معیارهای جابه‌جایی تقویت شده‌اند. هندسه اولیه قاب‌های خمشی فولادی شامل یک سازه ۳ دهانه با طول دهانه ۶ متر و ارتفاع طبقات ۳/۲ متر با کاربری اداری، ساختمان در شهر تهران و نوع خاک ۳ می‌باشد. پلان و نمای سازه‌های مورد مطالعه در شکل ۳ و پلان و نمای سازه‌های تقویت شده مورد بررسی در شکل ۴ نشان داده شده است.

تیپ‌بندی مقاطع ستون‌های قاب‌های خمشی و تقویت شده سازه‌های مورد بررسی در جدول ۳ و تیپ‌بندی مقاطع تیرهای قاب‌های مورد بررسی در جدول ۴ ارائه شده است. همچنین جدول ۵ مقاطع مهاربندهای بکاررفته برای تقویت را نشان می‌دهد.

جدول ۳: تیپ‌بندی مقاطع ستون‌های قاب‌های اصلی و تقویت شده ۳ و ۹ طبقه

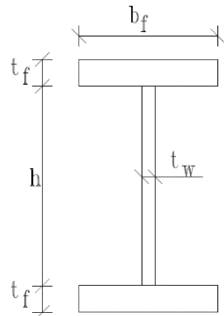
نام مقطع	Box $b \times h \times t$ (mm)	
Sec1	Box 350×350×15	
Sec2	Box 350×350×12	
Sec3	Box 300×300×10	
Sec4	Box 300×300×12	
Sec5	Box 250×250×10	
Sec6	Box 250×250×8	
Sec7	Box 200×200×8	



شکل ۳: پلان و نمای سازه‌های ۳ و ۹ طبقه قاب خمشی مورد مطالعه.

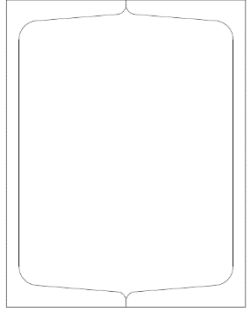
جدول ۴: تیپ‌بندی مقاطع تیرهای قاب‌های اصلی و تقویت شده سازه‌های مورد بررسی

نام مقطع	PG $b_f \times t_f$ W $h \times t_w$ (mm)
Sec8	PG 200×10W 200×8
Sec9	PG 150×10W 200×8
Sec10	PG 100×10W 150×8



جدول ۵: تیپ‌بندی مقاطع مهاربندهای قاب‌های تقویت شده سازه‌های مورد بررسی

نام مقطع	2U(mm)
Sec11	2U120
Sec12	2U100
Sec13	2U80



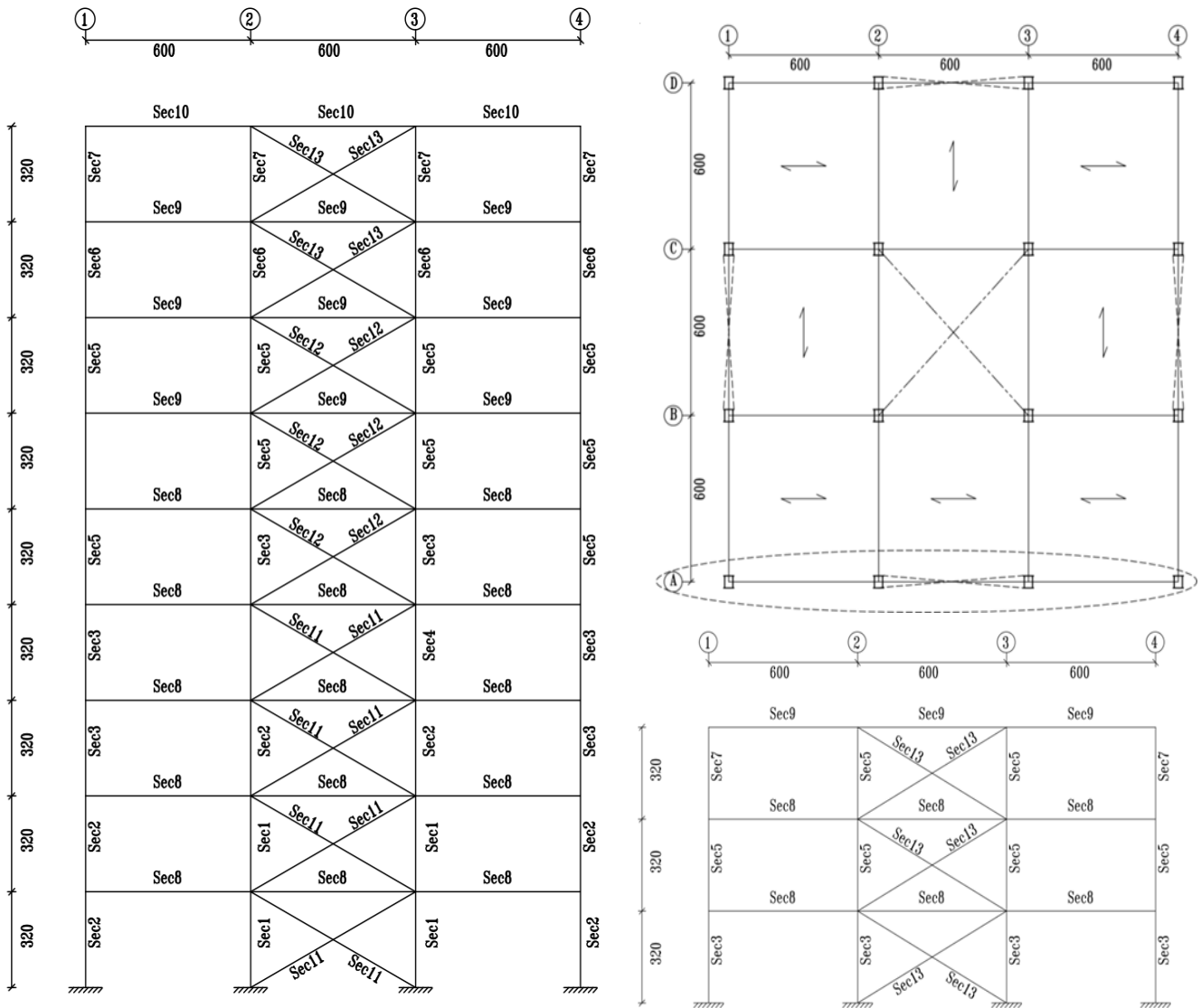
قاب‌های اصلی و تقویت شده در نرم‌افزار اجزای محدود، OpenSees [۱۵] با فرضیات زیر مدل شده‌اند: ساخت مصالح فولادی تک محوری براساس مدل گیوفر، منگتو و پینتو می‌باشد [۱۶]. مقاطع با استفاده از مقطع فایبر ساخته شده‌اند. ساخت المان‌های تیر و ستون به صورت غیرخطی و با توزیع گسترده پلاستیسیته در طول المان است. اثر  $P-\Delta$  با استفاده از تبدیل همگرد در نظر گرفته شده است. فقط در جهت افقی تغییر مکان وجود دارد. اتصالات تیر به ستون صلب و اتصالات ستون به فونداسیون گیردار می‌باشد.

مهاربندهای همگرا به گونه‌ای مدل‌سازی شده‌اند که بتوانند کمانش مهاربند و رفتار آن را بعد از کمانش در نظر بگیرند. تحلیل استاتیکی غیرخطی (پوش‌آور) استفاده شد.

در این مرحله یک تحلیل مقادیر ویژه برای مدل‌های مهندسی انجام شد و آنگونه که انتظار می‌رفت زمان تناوب اصلی قاب‌های تقویت شده کمتر از زمان تناوب اصلی قاب‌های خمشی بودند.

برای تبدیل مدل مهندسی (ساخته شده در OpenSees) به مدل احتمالاتی باید عدم قطعیت‌ها در ورودی با متغیرهای تصادفی بیان شوند. برای این منظور، مشخصات مواد،  $E_s$  و  $F_y$  به عنوان متغیر تصادفی با توزیع لگ نرمال با میانگین اسمی و ضریب تغییرات ۰/۰۵ در نظر گرفته شد. همچنین شدت جنبش زمین در محل سازه  $S_a$  نیز به عنوان متغیر تصادفی بوده و براساس این متغیر، نیروهای زلزله وارد به سازه برای هر مجموعه از برآمدهای متغیرهای تصادفی همه مدل‌ها تولید شده و براساس آن نیز، حداکثر جابه‌جایی بام با تحلیل شدن برنامه OpenSees محاسبه شد.





شکل ۴: پلان و نمای سازه‌های ۳ و ۹ طبقه تقویت شده مورد مطالعه.

### ۳- تابع حالت حدی

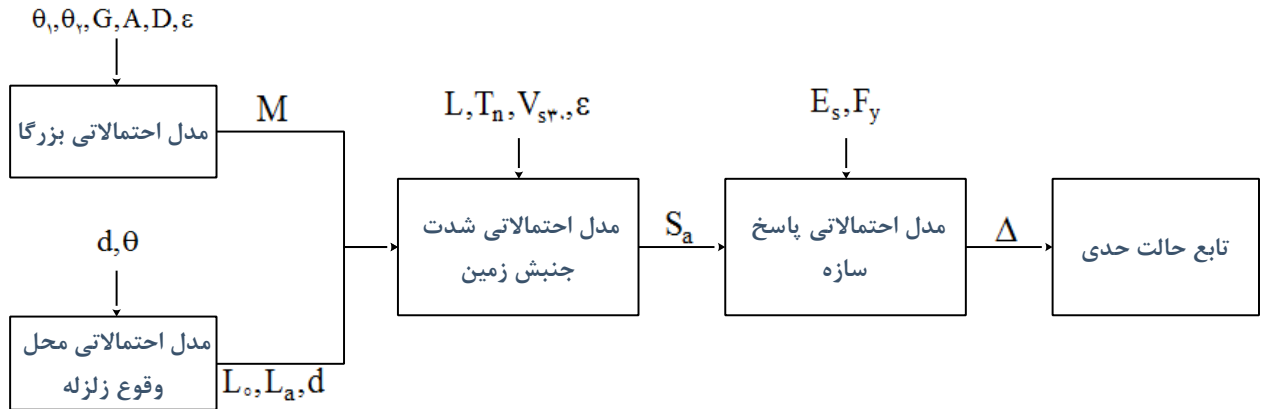
اساس آنالیز قابلیت اطمینان متغیرهای تصادفی موجود در بردار  $X$  و توابع حالت حدی  $g_i(x)$  هستند. هر دو متغیر تصادفی فیزیکی مانند بزرگا و متغیرهای مدل مانند خطای مدل در بردار  $X$  می‌باشند. هدف اولیه آنالیز قابلیت اطمینان با یک تابع حالت حدی، تعیین نمودن احتمالی است که تابع حالت حدی منفی شود. این احتمال بوسیله  $p_i = p[g_i(x) \leq 0]$  مشخص شده است.

تابع حالت حدی مرکزی در این مقاله، به شرح زیر می‌باشد:

$$g(x) = \text{Max Drift} \quad (2)$$

که در آن Max Drift بیانگر حداکثر جابه‌جایی بام می‌باشد. با توجه به تابع حالت حدی و رفتار غیر خطی سازه، تابع حالت حدی مذکور نیز غیر خطی خواهد بود، در نتیجه از روش نمونه‌گیری با ۱۰۰۰۰ نمونه برای مدل قاب‌های ۳ و ۹ طبقه استفاده شده است.

رابطه بین مدل‌های احتمالاتی موجود، در شکل ۵ نشان داده شده است.



شکل ۵: نمایش رابطه بین مدل‌های احتمالاتی سازه‌های مورد مطالعه

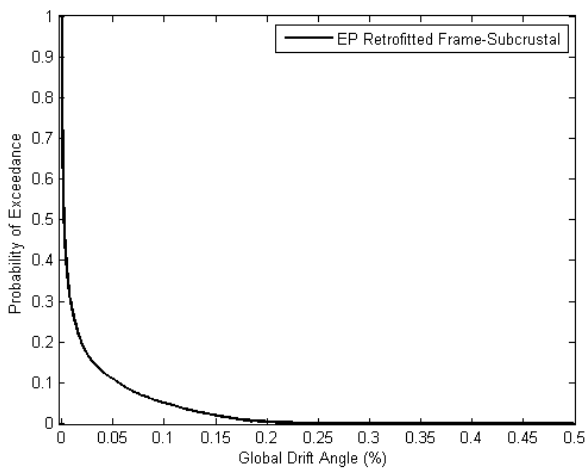
در شکل ۵ ورودی‌های هر مدل، بالای آن مدل مشخص شده‌اند و خروجی مدل‌ها که وارد مدل بعدی می‌شوند نیز مشخص شده‌اند. به‌عنوان مثال، ورودی مدل احتمالاتی شدت جنبش زمین شامل: محل سازه مورد بررسی  $L$ ، زمان تناوب اصلی سازه مورد بررسی  $T_n$ ، سرعت موج برشی  $V_{s30}$ ، خطای مدل  $\epsilon$ ، می‌باشد. خروجی مدل احتمالاتی شدت جنبش زمین،  $S_a$  است که وارد مدل احتمالاتی پاسخ سازه می‌شود.

#### ۴- نتایج تحلیل

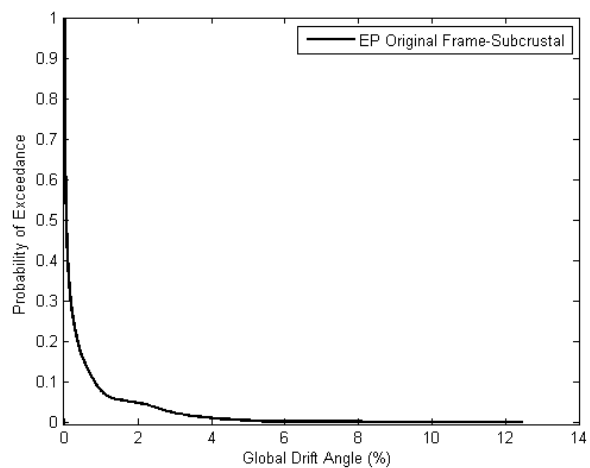
بعد از ساخت مدل‌های احتمالاتی و انجام تحلیل برای ۱۰۰۰۰ نمونه با استفاده از نرم‌افزار Rt، منحنی‌های احتمال فراگذشت و ضریب تغییرات سازه‌های مورد بررسی بدست آمدند. با توجه به منحنی‌ها نتایج زیر برای سازه‌های مورد بررسی حاصل شد.

#### ۴-۱- بررسی آنالیز سازه ۳ طبقه قاب خمشی و تقویت شده

بر اساس شکل ۶، احتمال فراگذشت دریفت کلی سازه ۰/۵٪ (معادل حداکثر جابه‌جایی بام، ۴۸ میلیمتر) برابر با ۱۵/۸۹٪ و احتمال فراگذشت دریفت کلی سازه، ۲/۵٪ (معادل حداکثر جابه‌جایی بام، ۲۴۰ میلیمتر) برابر با ۳/۰۶٪ است.



شکل ۷: منحنی احتمال فراگذشت مدل ۳ طبقه تقویت شده.

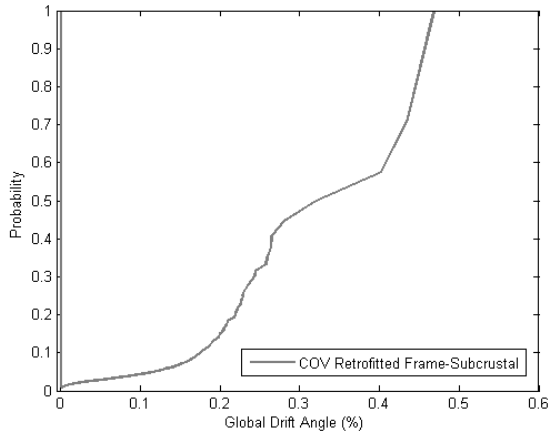


شکل ۶: منحنی احتمال فراگذشت مدل ۳ طبقه قاب خمشی.

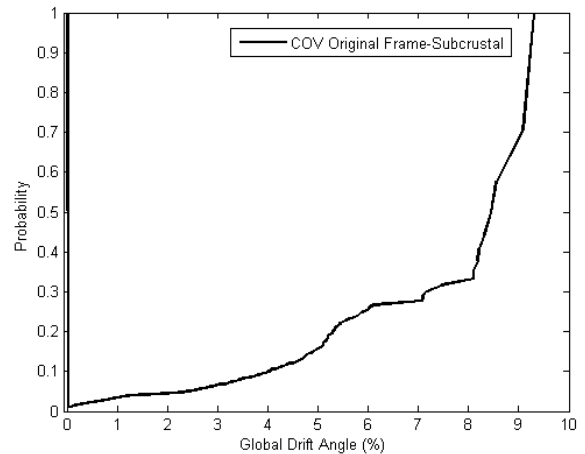
شکل ۷ منحنی احتمال فراگذشت سازه ۳ طبقه تقویت شده با مهاربند را نشان می‌دهد. براساس آن می‌توان نتیجه گرفت با تقویت سازه، احتمال فراگذشت دررفت کلی سازه،  $0.05\%$  (معادل حداکثر جابه‌جایی بام، ۴۸ میلیمتر) برابر با  $0.05\%$  است. به عبارت دیگر سازه تقویت شده تحت این منبع لرزه‌ای، برای این دررفت کلی (متناسب با استفاده بی‌وقفه) دارای  $99.95\%$  ایمنی است.

احتمال فراگذشت دررفت کلی سازه،  $2.5\%$  (معادل حداکثر جابه‌جایی بام، ۲۴۰ میلیمتر) برابر با صفر است. به عبارت دیگر سازه تقویت شده برای دررفت کلی سازه،  $2.5\%$  (متناسب با سطح ایمنی جانی) کاملاً ایمن باقی می‌ماند.

شکل ۸ ضریب تغییرات سازه ۳ طبقه قاب خمشی و شکل ۹ ضریب تغییرات مدل تقویت شده را نشان می‌دهد.



شکل ۹: نمودار ضریب تغییرات مدل ۳ طبقه تقویت شده.



شکل ۸: نمودار ضریب تغییرات مدل ۳ طبقه قاب خمشی.

میانگین و انحراف معیار سازه ۳ طبقه قاب خمشی و تقویت شده به شرح جدول ۶ می‌باشد.

جدول ۶: پارامترهای آماری سازه ۳ طبقه از آنالیز نمونه‌گیری برای ۱۰۰۰۰ نمونه

نوع سازه	میانگین (mm)	انحراف معیار (mm)	ضریب تغییرات
سازه قاب خمشی	۳۰ / ۶۲	۷۵ / ۴۵	۲ / ۴۶
سازه تقویت شده	۱ / ۶۳	۳ / ۵۳	۲ / ۱۶

با توجه به انحراف معیار و ضریب تغییرات سازه قاب خمشی و تقویت شده می‌توان نتیجه گرفت که با تقویت سازه اصلی با مهاربند همگرا ضربدری، عدم قطعیت حداکثر جابه‌جایی بام،  $12.6\%$  کاهش یافته است. در نتیجه میزان ریسک سازه نیز کاهش می‌یابد.

با توجه به شکل ۶ و ۷ با تقویت سازه، احتمال فراگذشت دررفت کلی سازه از  $0.05\%$  به میزان  $99\%$  کاهش می‌یابد و این نشان‌دهنده آن است که سازه تقویت شده سطح قابلیت استفاده بی‌وقفه [۱۷] را جابگو می‌باشد.

با انجام آنالیز حساسیت با استفاده از روش آنالیزی FORM اهمیت نسبی متغیرهای تصادفی مورد بررسی قرار گرفت و تاثیرگذارترین متغیرهای تصادفی در کاهش احتمال خرابی سازه‌ها مشخص شد.

در سازه‌های مورد بررسی، مهمترین متغیرهای تصادفی تاثیرگذار، به ترتیب، در ابتدا پارامتر  $\theta_1$  در رابطه کاهندگی مدل احتمالاتی بزرگا، در مرحله بعد خطای مدل  $\varepsilon$  در رابطه کاهندگی مدل شدت جنبش زمین، در مرحله سوم خطای مدل احتمالاتی بزرگا می‌باشند.

#### ۲-۴- بررسی آنالیز سازه ۹ طبقه اصلی و تقویت شده

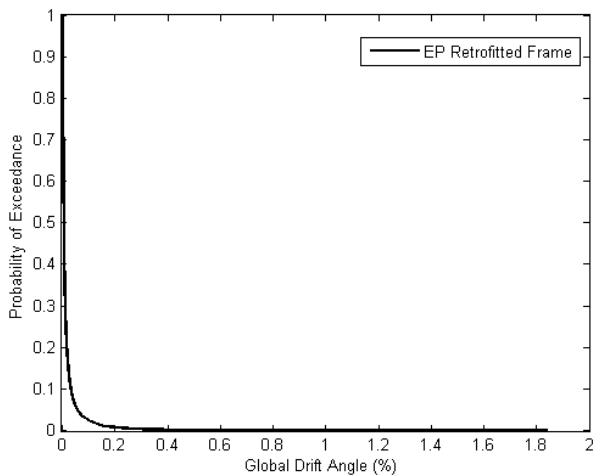
بر اساس شکل ۱۰ (که منحنی احتمال فراگذشت سازه ۹ طبقه قاب خمشی را نشان می‌دهد)، احتمال فراگذشت دررفت کلی سازه،  $0.05\%$  (معادل حداکثر جابه‌جایی بام، ۱۴۴ میلیمتر) برابر با  $0.374\%$  و احتمال فراگذشت دررفت کلی سازه  $2.5\%$  (معادل حداکثر جابه‌جایی بام، ۷۲۰ میلیمتر) برابر با  $0.01\%$  است.

شکل ۱۱ منحنی احتمال فراگذشت سازه ۹ طبقه تقویت‌شده با مهاربند را نشان می‌دهد. براساس آن می‌توان نتیجه گرفت با تقویت سازه، احتمال فراگذشت دررفت کلی سازه،  $0.05\%$  معادل حداکثر جابه‌جایی بام، ۱۴۴ میلیمتر) برابر با  $0.08\%$  است. به عبارت دیگر سازه تقویت شده تحت این منبع لرزه‌ای، برای این دررفت کلی (متناسب با استفاده بی‌وقفه) دارای  $97\%$  ایمنی است.

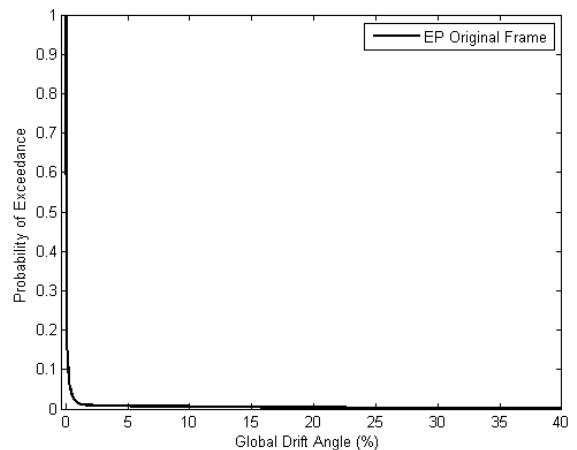
میانگین و انحراف معیار سازه ۹ طبقه قاب خمشی و تقویت شده به شرح جدول ۷ می‌باشد.

جدول ۷: پارامترهای آماری سازه ۹ طبقه از آنالیز نمونه‌گیری برای ۱۰۰۰۰ نمونه

نوع سازه	میانگین (mm)	انحراف معیار (mm)	ضریب تغییرات
سازه قاب خمشی	۵۵ / ۴۸	۲۱۵ / ۳۶	۳ / ۸۸
سازه تقویت شده	۴ / ۰۴	۱۱ / ۹۵	۲ / ۹۵

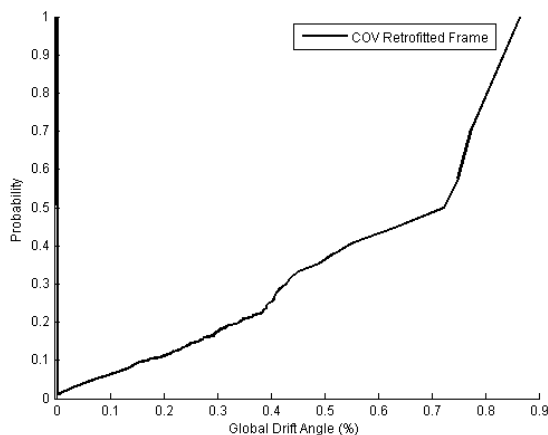


شکل ۱۱: نمودار احتمال فراگذشت مدل ۹ طبقه تقویت شده.

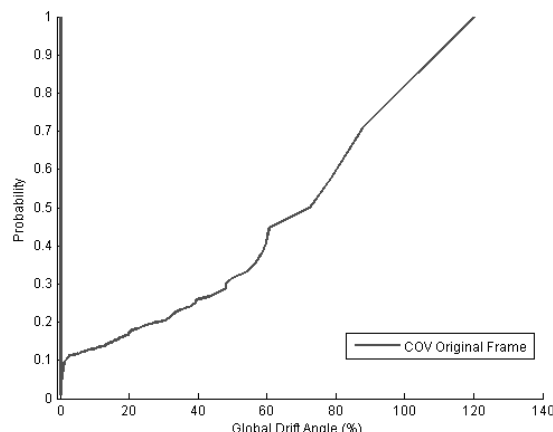


شکل ۱۰: نمودار احتمال فراگذشت مدل ۹ طبقه قاب خمشی.

شکل ۱۲ ضریب تغییرات سازه ۹ طبقه قاب خمشی و شکل ۱۳ ضریب تغییرات مدل تقویت شده را نشان می‌دهد.



شکل ۱۳: نمودار ضریب تغییرات مدل ۹ طبقه تقویت شده.



شکل ۱۴: نمودار ضریب تغییرات مدل ۹ طبقه قاب خمشی.

با توجه به انحراف معیار و ضریب تغییرات سازه قاب خمشی و تقویت شده می توان نتیجه گرفت که با تقویت سازه اصلی با مهاربند همگرا ضربدری، عدم قطعیت حداکثر جابه جایی بام، ۲۴٪ کاهش یافته است. در نتیجه میزان ریسک سازه نیز کاهش می یابد.

با توجه به شکل ۱۰ و ۱۱ با تقویت، سازه احتمال فراگذشت دریفت کلی سازه از ۰/۵٪ به میزان ۹۷٪ کاهش می یابد و این نشان دهنده آن است که سازه تقویت شده سطح قابلیت استفاده بی وقفه را جابگو می باشد.

با انجام آنالیز حساسیت با استفاده از روش آنالیزی FORM اهمیت نسبی متغیرهای تصادفی مورد بررسی قرار گرفت و تاثیرگذارترین متغیرهای تصادفی در کاهش احتمال خرابی سازه ها مشخص شد.

در سازه های مورد بررسی، مهمترین متغیرهای تصادفی تاثیرگذار، به ترتیب، در ابتدا پارامتر  $\theta_1, \theta_2$  در رابطه کاهندگی مدل احتمالاتی بزرگا، در مرحله بعد خطای مدل  $\epsilon_M$  بزرگا، در مرحله سوم خطای مدل  $\epsilon_I$  در رابطه کاهندگی مدل شدت جنبش زمین می باشند. به طور خلاصه، متغیرهای تصادفی مرتبط با مدل احتمالاتی بزرگا بیشترین تاثیر را در کاهش احتمال خرابی سازه های ۹ طبقه مورد بررسی دارند.

## ۵- نتیجه گیری

با توجه به نمودارهای احتمال فراگذشت سازه های اصلی و تقویت شده، نتایج زیر حاصل شد:

- با تقویت سازه های ۳ و ۹ طبقه، میزان احتمال فراگذشت حداکثر جابه جایی بام، از ۰/۵٪، به میزان ۹۸٪ کاهش یافت. این موضوع نشان دهنده آن است که با تقویت سازه های مورد مطالعه، جابگویی سطح قابلیت استفاده بی وقفه می باشد.
- با توجه به اطلاعات بدست آمده از روش نمونه گیری برای سازه ۳ طبقه اصلی، با تقویت سازه با مهاربند ضربدری، میزان عدم قطعیت حداکثر جابه جایی بام، ۱۳٪ کاهش می یابد. این میزان کاهش برای تقویت سازه ۹ طبقه ۲۴٪ می باشد.
- براساس رتبه بندی متغیرهای تصادفی با استفاده از آنالیز FORM، برای سازه های ۳ طبقه اصلی و تقویت شده، به ترتیب، در مرحله اول، متغیر تصادفی  $\theta_1$  در رابطه کاهندگی مدل بزرگا، در مرحله دوم خطای مدل  $\epsilon_I$  رابطه کاهندگی شدت جنبش زمین و در مرحله سوم خطای مدل  $\epsilon_M$  بزرگا، بیشترین تاثیر را در کاهش احتمال خرابی سازه های مورد بررسی دارد.

- براساس رتبه‌بندی متغیرهای تصادفی با استفاده از آنالیز FORM، برای سازه‌های ۹ طبقه اصلی و تقویت‌شده، به ترتیب، در مرحله اول، متغیر تصادفی  $\theta_1, \theta_2$  در رابطه کاهندگی مدل بزرگا، در مرحله دوم خطای مدل  $\varepsilon_M$  بزرگا و در مرحله سوم خطای مدل  $\varepsilon_I$  رابطه کاهندگی شدت جنبش زمین، بیشترین تاثیر را در کاهش احتمال خرابی سازه‌های مورد بررسی دارد.
- به طور کلی قاب‌های مهاربندی اضافه شده برای تقویت سازه اصلی، به کاهش نیازهای دررفت کلی کمک می‌کنند و همین امر منجر به کاهش احتمال خرابی می‌شود.
- اثر بخشی قاب‌های مهاربندی شده برای تقویت سازه اصلی، به‌طور قابل توجهی با تغییر مدل‌های احتمالاتی بزرگا، محل وقوع زلزله و مدل شدت جنبش زمین و تغییرات سازه‌ها (ارتفاع) تغییر می‌نماید.
- برای سازه‌های مورد مطالعه این تحقیق می‌توان گفت که این استراتژی تقویت برای سازه ۹ طبقه، به میزان ۸۴٪ تاثیر بیشتری در کاهش عدم قطعیت حداکثر جابه‌جایی بام نسبت به تقویت سازه ۳ طبقه داشته است.
- با تغییر ارتفاع سازه از کوتاه مرتبه به میان مرتبه، ترتیب متغیرهای تصادفی تاثیرگذار در کاهش احتمال خرابی سازه‌ها، تغییر می‌نماید.

## مراجع

- [1] FEMA, "State of art report on past performance of steel moment frame buildings in earthquakes", Federal Emergency Management Agency, Report No, FEMA 355E, Washington, DC, (2000)
- [2] Bruneau, M., Uang, C. M., Whittaker, A. S., "Ductile design of steel structures", New York, (1998)
- [3] Mahin, S. A., "Lessons from damage to steel buildings during the Northridge earthquake", *Engineering Structures*, (1998)
- [4] Watanabe, E., Sugiura, K., Nagata, K., Kitane, Y., "Performances and damages to steel structures during 1996 Hyogoken-Nanbu earthquake", *Engineering Structures*, (1998)
- [5] Nakashima, M., Inoue, K., Tada, M., "Classification of damage to steel buildings observed in the 1995 Hyogoken-Nanbu earthquake", *Engineering Structures*, (1998)
- [6] Naeim, F., Lew, M., Huang, C. H., Lam, H. K., Carpenter, L. D., "The performance of tall buildings during the 21 September 1999 chi-chi earthquake Taiwan", *The Structural Design of Tall Buildings*, (2000)
- [7] Di Sarno, L., Elnashai, A. S., Nethercot, D. A., "Seismic retrofitting of framed structures with stainless steel", *Journal of Constructional Steel Research*, (2006)
- [8] Guneyisi, E. M., "Seismic reliability of steel moment resisting framed buildings retrofitted with buckling restrained braces", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 41, p. p. 853-874, (2012).
- [9] Ditlevsen, O., and Madsen, H. O., "Structural reliability methods", *Wiley and Sons*, Chichester, New York, NY. (1996).
- [10] Mahsuli, M., Haukaas, T., "Seismic risk analysis with reliability methods, part I: Models", *Structural Safety*, 42, p. p. 63-74, (2013).
- [11] Mahsuli, M., "Model-Manual for Rt.", University of British Columbia, Vancouver, www.inrisk.ubc.ca, (2012)
- [12] Atkinson, G. M., and Boore, D. M., "Empirical ground-motion relations for subduction-zone earthquake and their application to Cascadia and other regions", *Bulletin of the Seismological Society of America*, 93(4), p. p. 1703-1729, (2003).
- [13] Mahsuli, M., "Probabilistic models, methods and software for evaluating risk to civil infrastructure". Ph.D Thesis, The University of British Columbia (Vancouver), (2012).
- [۱۴] آیین نامه استاندارد ۲۸۰۰، (۱۳۸۴) آیین نامه طراحی ساختمانها در برابر زلزله، ویرایش سوم.
- [15] McKenna, F., Scott, M. H., and Fenves, G. L., "Nonlinear finite-element analysis software architecture using object composition", *J. Computer and Civil Engineering*, 24(1), p. p.95-107, (2010).
- [16] Menegotto, M., and Pinto, P. E., "Method of analysis for cyclically loaded R.C plan frames including change in geometry and non-elements behavior of elements under combined normal force and bending", *Proc. Of IABSE Symposium on Resistance and Ultimate Deformability of Structures Acted on by Well Defined Repeated Loads*, 13, p. p. 15-22., (1973).
- [17] FEMA, "Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings", FEMA 356, Federal Emergency Management Agency, Washington, DC, (2000).