

مجله علمی – پژوهشی مهندسی عمران مدرس دوره بیست و دوم، شماره ۲، سال۱٤۰۱

# توسعه منحنیهای شکنندگی لرزهای سازههای بلندمرتبه و ارائهی روش گزینش بهینهترین تابع توزیع احتمال در سطوح عملکردی متفاوت

محمد سعادت اصفه'، فرهاد دانشجو'\*

۱ دانشجوی کارشناسی ارشد عمران گرایش سازه، دانشگاه تربیت مدرس، تهران
 \* ۲. استاد گروه سازه، دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه تربیت مدرس، تهران

danesh\_fa@modares.ac.ir \*

تاريخ دريافت: ١٤٠٠/١٠/٧ تاريخ پذيرش: ١٤٠٠/١٣٠

# چکیدہ

منحنیهای شکنندگی ابزاری قدرتمند برای ارزیابی و کنترل خسارتهای احتمالی سازههای موجود و برآورد احتمال فراگذشت از رفتار لرزهای سازهها تحت تأثیر سطوح مختلف زلزله هستند. این منحنیها احتمال خسارت را به صورت تابعی از مشخصه حرکت زمین عرضه میکنند. هدف اصلی این مقاله، بررسی روشهای موجود و ارائه روش مناسب برای تولید منحنیهای شکنندگی لرزهای تحلیلی و پیشنهاد روابط مناسب احتمال فراگذشت از سطوح عملکردی متفاوت است. برای این منظور، سه ساختمان بلند مرتبه ۲۰، ۲۵ و ۲۰ طبقه با نسبت لاغری بزرگتر از عدد ۳۵ بر فراگذشت از سطوح عملکردی متفاوت است. برای این منظور، سه ساختمان بلند مرتبه ۲۰، ۲۵ و ۳۰ طبقه با نسبت لاغری بزرگتر از عدد ۳۵ بر مانس احتمال اساس استندارد ۲۸۰ و ۲۰ طبقه با نسبت لاغری بزرگتر از عدد ۳۵ بر مانور اساس استندارد ۲۸۰ و مبحث ششم و دهم مقررات ملی ساختمان ایران طراحی شدند. سپس بعد از استخراج قاب پیرامونی، با استفاده از نرمافزار GEMPGT مدل تحلیلی آنها تعریف و درستی آزمایی شد. برای ارزیابی تقاضای پاسخ لرزهای قابها، تحلیلهای دینامیکی غیرخطی نرمافزار (IDD) انجام شد. برای تعالیای آنها تعریف و درستی آزمایی شد. برای ارزیابی تقاضای پاسخ لرزهای قابها، تحلیلهای دینامیکی غیرخطی نرمافزار (IDD) انجام شد. برای تعایمای ماز ۲۰ رکورد توصیه شده در دستورالعمل GEMPG555 و دو زلزله ایران استفاده شد. برای احتمال مختلف با بهره گوری از برنامه می مناسب استفاده شد. نرای شده در تولید منحنیهای شکنندگی، از نتایج تحلیلهای ADD و نوزده تابع پیدا کردن تابع مناسب احتمال فراگذشت از حلات حدی و استفاده از آنها در تولید منحنیهای شکنندگی، از نتایج تحلیلهای ADD و نوزده تابع الع مناسب احتمال میزین می خولی می تولیع احتمال مورد به مورد نیوه شگران (لوگ نرمال) در رتبهبندی بهترین توزیع احتمال برازش شده، در مقابل سایر تولیع توزیع احتمال مورد احتمال مناسب استهای مندی بر تولید منحیهای شده یکنندگی، از نتایج تعدیلهای می مورد تربیه گردن ای می مناسب استهاده شد. نتایت می معنوبی موره می مدر تولیع توزیع احتمال مورد احتمال میرای می خولی می می می می می معرفه می می می در نتیجه گیریها و مشخوی برازهای می میدی دی مقاه جرانه می مورد نوان می می در راستای کاهش استفاده پژوه شگران (لوگ نرمال) در رتبهبندی بهترین توزیع احتمال برازهای مده در مقابل سایر تولی می درزهای مورد نیار می میز می می می م

Intelligent Seismic Fragility Curve

بررسی در این مقاله، تنها استفاده از یک توزیع و با هدف مقایسه بین چند گزینه از جمله تصمیم گرفتن درباره ی چگونگی مقاومسازی یا مقایسه ی عملکرد لرزهای چند سازه با سیستم دوگانه قاب خمشی ویژه با مهاربند واگرا برای رسم منحنی شکنندگی مدنظر است، به پژوهشگران پیشنهاد می شود از توزیع احتمال پیشرفته "Generalized Extreme Value" به علت قابلیت برازش هرچه بهتر نسبت به توزیع "لوگ نرمال" استفاده کنند اما برای سازه هایی با کاربری حساس تر مانند تصمیم گیری برای نیروگاه های هسته ای و بیمارستان ها که از اهمیت بالایی برخوردارند یا با هدف رسیدن به دقیق ترین برازش ممکن برای تصمیم گیری در تخمین آسیب پذیری انواع سیستم های سازه ای با ارتفاع های مختلف، آنگاه توصیه می شود برای برآورد احتمال فراگذشت از سطوح عملکردی، قبل از تحلیل شکنندگی با ارزیابی احتمالاتی و بهره بردن از آزمون های نکویی برازش روی توابع احتمال مناسب، ابتدا در تمام سطوح عملکردی بهترین توزیع احتمال برازش شده انتخاب شود و سپس آسیب پذیری سازه ها توصیه می شروی شکنندگی تخمین زده شود.

**واژگان کلیدی**: تحلیل دینامیکی غیرخطی فزاینده، ارزیابی احتمالاتی، منحنی شکنندگی لرزهای هوشمند، سازههای بلند مرتبه، آزمونهای نکویی برازش.

# ۱- مقدمه

إِذَا زُلْزِلَتِ الْأَرْضُ زِلْزَالَهَا [1]

خاصیت و ذات تصادفی بودن زمان رخ دادن زلزله برای بشر در حدی بالاست که یکتا مهندس هستی، خداوند متعال، در ۱٤۰۰ سال پیش به واسطهی آیات نورانی خود، زمان ناگهانی برپایی صحنه قیامت را با این پدیدهی تصادفی گره زده است! بنابراین بدون تردید و با قطعیت تمام می توان بیان کرد که پاسخ تقاضای لرزهای سازهها نیز این ویژگی تصادفی و احتمالاتی را با خود به ارث برده و از خود منعکس میکنند. کشور عزیزمان ایران، تاکنون تحت طیف وسیعی از زمینلرزههای مخرب، خسارتهای جبرانناپذیری را به خود دیده است. به صورتی که با مروری بر تاریخچه خسارتهای مالی و جانی و سازهای تحت زمینلرزههای گذشته، اهمیت دیدگاه بررسی عملکرد لرزهای سازهها و استفاده از ابزاری دقیق برای پی بردن به رفتار واقعی سیستمهای سازهای در راستای برآورد احتمال فراگذشت از حالتهای حدی، ارزیابی آسیبپذیری، تخمین دقیق خسارت لرزهای سازهها و تمهیدات لازم برای کاهش آنها در مقابل زلزلههای محتمل آینده، بیش از پیش مطرح می شود. بهترین و مورد اعتمادترین روش، استفاده از منحنی های شکنندگی لرزهای است. با استفاده از این منحنی ها می توان ارزیابی مناسبی از

جدول ۱. طبقهبندی روشهای تولید منحنیهای شکنندگی

Analytical Method	The basis of the method and sample of case	These curves are less dependent on a particular parameter and are obtained using structural analysis. also due to the lack of different errors in estimating the vulnerability of different levels, they can be used for a variety of structural systems. Rossetto and Elnashai (2005).
Experimental Method based on expert opinions		These curves are plotted based on the collection and recording of data from past earthquakes. Rossetto and Elnashai (2003).
		These curves are produced based on the judgment of experts. Earthquake damage estimation method (HAZUS), ATC-13 (1985).
Hybrid Method	study	In order to compensate for the lack of information obtained from observations and constraints in this method, a fragility curve is produced by simultaneously combining methods, such as using expert opinions and using laboratory results by modifying analytical relationships.

 Table 1. Classification of methods for producing fragility curves

آسیبهای لرزهای برای برنامه ریزیهای قبل و ترمیمهای بعد از زلزله انجام داد. از جمله مهمترین روشهای رسم منحنی شکنندگی در جدول (۱)، میتوان به روش تحلیلی اشاره کرد که به دلیل قابل استفاده بودن برای انواع سیستمهای سازهای همچنان از طرفداران زیادی برخوردار است. منحنیهای شکنندگی برای نخستین بار (۱۹۸۰) برای نیروگاههای هستهای تولید شد [2]. دئوداتیس و تانتالا' (۲۰۰۲) به ارزیابی آسیبپذیری ساختمانهای

DOI: DOI: 10.22034/22.2.16]

لوگنرمال نمی تواند به تنهایی به عنوان یک توزیع جامع و بیانگر رفتار واقعی سازه باشد. از طرفی میزان دقت در ارزیابی لرزهای سازهها به منحنیهای شکنندگی تولید شده وابسته است. همین بس که هرچقدر در رسم منحنیهای شکنندگی از توزیع احتمال مناسب تری استفاده شود، نتایج حاصل از تحلیل شکنندگی از درجهی اعتماد بالاتری برخوردار خواهد بود و بادقت بیشتری میتوان برای پیشبینی و پیشگیری و کنترل پیامدهای جبرانناپذیر و ناگوار پدیده زلزله و تخمین صحیحی از میزان آسیبپذیری و خسارت زلزلههای احتمالی آینده با استفاده از ارزیابی و سنجش عملکردی و اولویتبندی بهسازی لرزهای و مقاومسازی سازهها، اقدام کرد و در راستای صرفهجویی هزاران برابری همراه با پشتوانه قوی از قابلیت اطمینان در تصمیم گیری های عرصه دنیای مهندسی و صدالبته کاهش تلفات جانی ساکنین، گامی بس بزرگ برداشته و به جامعه مهندسان و حتى فراتر از آن، كمك شاياني كرد. به همين جهت، هدف اصلى از این مقاله، ارزیابی احتمالاتی روی نمونهای از توابع احتمال مناسب، به منظور بررسی بهتر عملکرد لرزهای سازههای بلند مرتبه و ارائهی یک روش مناسب برای رسم منحنیهای شکنندگی لرزهای و رسیدن به پاسخ این سؤال که آیا توزیع مورد استفاده پژوهشگران (لوگ نرمال) همواره بهترین برازش را در برابر پاسخ تقاضای لرزهای سازه دارد یا خیر؟ و همچنین اینکه تصمیم گیری و ارزیابی لرزهای سازهها و تخمین آسیب با استفاده از این توزیع در راستای حاشیه امن است یا خیر؟ چراکه اگر احتمال خسارت كمتر از مقدار واقعى تخمين زده شود منجر به طرحی غیر ایمن می شود و در مقابل، درصورتی که احتمال خسارت بیش از مقدار واقعی تخمین زده شود، یک طرح غیراقتصادی در پی خواهد داشت به صورتی که راه حل آن در كلمهي بهينهسازي خلاصه مي شود. به همين جهت، ايجاد ارتباط از خروجی حاصل از تحلیل دینامیکی به سمت ریاضیات و بهرهگیری از روشهای آماری و در پیش گرفتن رویکردهای نوين احتمالاتي، امري ضروري تلقي مي گردد.

بلند مرتبه پرداختند و منحنیهای شکنندگی را رسم کردند. این منحنی ها می توانند برای شرکت های بیمه و ستادهای حوادث غیرمترقبه در پیش بینی خسارت در یک زلزله مخرب بسیار مفید باشند [3]. آریزاگا' (۲۰۰۶) برای سازههای فولادی با سیستم قاب خمشی و با استفاده از تحلیل دینامیکی غیرخطی در نرمافزار Perform 3D و دستورالعمل FEMA، برای قابهای ۶،۳،۲ .۲، ۸ و ۱۰ طبقه منحنیهای شکنندگی را رسم کرد [4]. گونیسی و آلتای (۲۰۰۸) در سطوح آسیب مختلف منحنی های شکنندگی را ترسیم کردند [5]. پاتل و همکاران (۲۰۱٦) به تولید منحنی های شکنندگی در سازه های بلندمر تبه ۱۰، ۱۵ و ۲۰ طبقه پرداختند [6]. حميدي و همكاران (۲۰۱۸) رفتار ساختمانهای بلند با سیستم مهاربازویی و کمربند خرپایی را با استفاده از منحنی های شکنندگی مقایسه و ارزیابی کردند [7]. مبينی پور و پورزينلی (۲۰۱۹) به ارزيابی احتمالاتی ظرفيت فروریزش جانبی ساختمانهای میان مرتبه (۱۰ طبقه) و بلندمرتبه (۲۰ طبقه) دارای سیستم قاب خمشی فولادی ویژه پرداختند [8]. گرامی و همکاران (۲۰۲۰) تأثیر توالی لرزهای منحنیهای شکنندگی سیستمهای دوگانهی کوتاه مرتبهی قاب خمشی با مهاربند واگرا را مورد بررسی قرار دادند [9]. تاکنون برای رسم این منحنی ها، تحقیقات مختلفی توسط پژوهشگران از جمله شومه ( ۱۹۹۹) [10] جلاير ° (۲۰۰۳) [11]، بيكر ' و همكاران (۲۰۰٦) [12] انجام شده است. آنها برای رسم منحنیهای شکنندگی استفاده از تابع توزیع احتمال لوگ نرمال را توصیه کردند و بر این باور بودند که استفاده از تابع توزیع احتمال لوگ نرمال می تواند گزینه مناسبی برای رسم منحنی های شکنندگی باشد، در این میان می توان به مطالعات آماری و ارزیابی احتمالاتی خلفان (۲۰۱۳) روی ساختمان های مسکونی در کشورهای درحال توسعه اشاره کرد که نتایج او حاکی از آن است که تابع توزيع لوگ نرمال همواره نتوانسته است بهترين برازش را داشته باشد [13]. به همين جهت مي توان بيان كرد كه با توجه به ذات تصادفي بودن پاسخ تقاضاي لرزماي سازمها، انتخاب توزيع

- 4. Shome
- 5. jalayer
- 6. Baker
- 7. Khalfan

- Arizaga
- 2. E.M.Guneyisi and G.Altay
- 3. Sumit A Patel

747

توسعه منحنی های شکنندگی لرزهای سازههای بلندمر تبه..

محمد سعادت اصفه، فرهاد دانشجو

شدهاند. برای طراحی اولیه از آییننامه بارگذاری مبحث ششم مقررات ملى ساختمان ايران [15] و آييننامه مبحث دهم مقررات ملى ساختمان ايران [16] و استاندارد ٢٨٠٠ [14] با رعایت تمام کنترلهای لرزهای، استفاده شده است. لازم به ذکر است که پس از کنترل فشردگی لرزهای مقاطع، بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ [14] از روش تحلیل دینامیکی طیفی استفاده می شود، سپس بهینه ترین مقاطع به اعضای سازه اختصاص داده میشوند. برای اینکه تیر پیوند بتواند رفتار برشی داشته باشد و به منظور حداکثر استفاده از ظرفیت تیر پیوند مطابق با مبحث دهم [16]، طول تیر پیوند در سازهها با رعایت حداکثر دوران مجاز ۰.۰۸ رادیان، مطابق رابطهی (۱) در نظر گرفته شده است. Vp و Mp به ترتیب برش پلاستیک و لنگرپلاستیک تیرپیوند هستند و با توجه به (<mark>Pu</mark>) یعنی نسبت مقاومت محوری مورد نیاز تير پيوند (P<sub>u</sub> ) به مقاومت تسليم محوري تير پيوند (P<sub>c</sub> ) تعيين مې شو د. . سطح مقطع تیرپیوند و  $F_y$  تنش تسلیم است.  $A_g$ 

$$\leq 1.6 \times \frac{Mp}{Vp} \tag{1}$$

همچنین اعضای تیر و ستون و مهاربندهای خارج از تیر پیوند، مطابق رابطهی (۳) برای ظرفیت برشی تیر پیوند طراحی و کفایت آنها کنترل شده است. مقاومت برشی اسمی تیرپیوند (۷n) مطابق رابطه (٤) تعیین میشود. Ry نسبت تنش تسلیم موردانتظار به حداقل تنش تسلیم فولاد تیرپیوند میباشد.

 $1.25 \times \text{Ry} \times \text{Vn}$  (Y)

$$V_{\rm n} = \min\left(V_{\rm p}, 2\frac{M_{\rm p}}{e}\right) \tag{(1)}$$

سپس بعد از طراحی سه بعدی سازهها در نرمافزار ETABS [17]، با توجه به متقارن بودن و منظم بودن مدلهای طراحی شده، قاب پیرامونی در فضای ۲ بعدی استخراج شده است. ۳- درستی آزمایی عملکرد پاسخ تقاضای لرزهای سازه، مدلسازی غیر خطی قابها

در این قسمت برای اطمینان از درستی مدلسازی رفتار سازه در نرمافزار Perform 3D [18]، رفتار سازه سه بعدی مورد مطالعه در مرجع [19] در نرمافزار مدلسازی شده است. به ۲- طراحي اوليه سازهها

در مقاله حاضر سه قاب ۲۰، ۲۵ و ۳۰ طبقه به عنوان نمایندهی سازههای فولادی بلندمرتبه با سیستم دوگانه (قاب خمشی ویژه با مهاربند واگرا) برای ارزیابی احتمالاتی انتخاب شده است. شکل ۱. نمای دوبعدی و پلان سازههای بلندمرتبه



Fig. 1. Two- dimensional view and plan of high-rise structures برای اینکه بتوان درباره تأثیر پارامتر ارتفاع در رفتار سازهها مقايسه بهتري انجام داد، طراحي اوليه به صورتي انجام شده است که با افزایش ارتفاع سازهها (به ترتیب ۷۲ و ۹۰ و ۱۰۸ متر)، تعداد دهانههای مهاربندی و نسبت لاغری حفظ شود؛ نسبت لاغرى (نسبت ارتفاع به بُعد پلان سازهها) برابر با مقدار عددي ارتفاع طبقه (۳.٦) و بزرگتر از مقدار عدد π درنظر گرفته شده است، به همین جهت می توان سازه ها را در شمار سازه های بلند مرتبه دانست؛ پلان سازهها متقارن و بُعد هر جهت پلان نیز به اندازه تعداد طبقات سازه (و برحسب متر) به ترتیب ۲۰، ۲۵ و ۳۰ متر در نظر گرفته شده است. مطابق استاندارد ۲۸۰۰ [14]، خاک نوع ۲ و محل احداث قابها در منطقهای با اهمیت لرزهخیزی بسیار زیاد با کاربری مسکونی و ضریب رفتار ۷.۵ انتخاب شده و مدول الاستيسيته E=۲e\*٦  $rac{\mathrm{kg}}{\mathrm{cm}^2}$  و نسبت یواسون ۳. = v در نظر گرفته شده است. از فولاد ST52 با تنش تسلیم ۲۹۰۰ <del>kg</del> و تنش نهایی <mark>kg د۳</mark>۲۰۰ ، برای ستونها و از فولاد ST37 با تنش تسلیم <mark>kg</mark> ۲٤۰۰ و تنش نهایی اتصالات اجزای سازهای و تکیهگاهی کاملا صلب در نظر گرفته

مجله علمی – پژوهشی مهندسی عمران مدرس





**Fig. 4.** Displacement response at the roof of three-dimensional structure under linear time history analysis in the direction of parallel to the axis x at Perform 3D

**شکل ۵**. پاسخ جابهجایی در بام سازه سه بعدی تحت تحلیل تاریخچه





**Fig. 5.** Displacement response at the roof of three-dimensional structure under nonlinear time history analysis in the direction of parallel to the axis x at Perform 3D

مشاهده میشود که بیشترین پاسخ جابهجایی بام حاصل شده از سازه سه بعدی مدلسازی شده در نرمافزار و مرجع [19]، تفاوت حدود یک درصد در حالت رفتار خطی و حدود چهار درصد در حالت رفتار غیرخطی داشته است. در مقاله حاضر، وزن مؤثر لرزهای از جمع آثار حاصل از بار مرده به علاوه ۲۰٪ بار زنده به سازه اعمال شده و اثر P – Δ نیز لحاظ شده است. با توجه به اینکه در سازههایی با مهاربند واگرا، تیر پیوند نقش فيوز سازهاي و شکل يذيري مناسب را دارد و ظرفيت اين عضو کنترل کننده اعضای دهانه مهاربندی (مهاربندها، تیر خارج از تیر پیوند و ستون های پای تیرپیوند و اتصالات) است، تیر پیوند تغییرشکل کنترل و رفتار سایر اعضای داخل دهانه مهاربندی به صورت نیرو کنترل در نظر گرفته شدهاند. رابطه نیرو تغییرشکل اعضای فولادی تیر و ستون سازه مطابق شکل (٦) با یارامترهای مدلسازی a و b و c (نسبت تنش یسماند)، که بیانگر مقاومت و ظرفیت تغییرشکل در اعضایی که کنترل شونده توسط تغییرشکل هستند، متناسب با تلاش مربوط به هر عضو برای دوران های اعضای تغییرشکل کنترل (عضو تیر پیوند همراه با صورتی که همراه با لحاظ کردن سایر ویژگیهای مصالح در مرجع [19]، مدول الاستیسیته اعضای سازه برابر با ۲۰۰GPa و ضریب پواسون برابربا ۲.۰ و جرم سازه به صورت متمرکز گرهی برابر با <u>N.s<sup>2</sup></u>.۰ در نظر گرفته شده است، سپس به انجام تحلیل تاریخچه زمانی خطی و غیرخطی اقدام شده است. **شکل ۲.** نمای سه بعدی سازه دو طبقه مورد مطالعه در مرجع[19]



Fig. 2. Three-dimensional view of the two-story structure studied in the reference [19]





**Fig. 3.** Displacement response of the linear and nonlinear time history at the roof of the structure under the record of the el centro earthquake in the reference [19]

اعضای تغییرشکل کنترل فاقد دهانه مهاربندی) مطابق با جدول دستورالعملFEMA356 [20] در نظر گرفته می شود. به صورتی که رفتارغیرالاستیک اعضا تیر و ستون به صورت دوخطی مطابق دستورالعمل که شامل کاهش سختی و منفی شدن شیب نمودار نیرو تغییرشکل و در نظر گرفتن کاهش مقاومت است، در نظر گرفته می شود. در این شکل محور قائم بیانگر نسبت نیرو به مقاومت تلاش در عضو و محور افقی بیانگر تغییر شکل است.

شکل ٦. منحنی رفتاری نیرو تغییرشکل عمومی برای اعضای تیروستون در سازه



Fig. 6. General behavioral curve of force-deformation for members of the beam and column at the structure [20] پارامترهای مدلسازی و رفتار غیرخطی در دهانههای فاقد مهاربندی (دهانه قاب خمشی)، با استفاده از رایج ترین مدل در کارهای تحقیقاتی، با درنظر گرفتن مفاصل پلاستیک متمرکز برای تمام تیرهای دهانه قاب خمشی که در خمش تغییرشکل کنترل محسوب می شوند، اختصاص داده می شود. همچنین مطابق با دستورالعمل [20]، برای ستونها نیز از مدل پلاستیسیته متمرکز استفاده می شود.

# ٤- تحليل ديناميكي غيرخطي فزاينده (IDA)<sup>،</sup>

تحلیل IDA آخرین رویکرد در پیش گرفته شده دستورالعملهای طراحی بر اساس عملکرد است. در این روش برای ارزیابی لرزهای دقیق تقاضای پاسخ لرزهای سازه از شروع رفتار الاستیک تا تسلیم شدن و ورود به قلمرو غیرخطی تا رسیدن به سطح آستانه فروریزش سازه یا رسیدن به یک حد تعریف شده مشخص و مورد نیاز، مجموعهای از تحلیلهای دینامیکی غیرخطی برای هر شتابنگاشت انجام می شود. به صورتی که بعد از انتخاب معیار اندازه شدت زلزله، در گام نخست با به دست آوردن طیف شتاب شتابنگاشتها، شتابنگاشتها در شتاب طیفی متناظر با زمان تناوب اصلی سازه مقیاس می شوند و

سپس هر شتابنگاشت به سطوح مختلف شدت زمینلرزه با

در این مقاله، ۲۶ شتابنگاشت از جمله ۲۲ شتابنگاشت دور از گسل توصیهشده دستورالعمل FEMAP695 [21] و دوشتابنگاشت دیگر از زلزلههای ایران کهازسایت PEER [22] نیزقابل استخراج هستند، استفاده شده است.

جدول ۲. شتابنگاشتهای در نظر گرفته شده برای تحلیل دینامیکی فزاینده

No	Name	Station	Year	Mag	Vs30 (m/s)	Source (fault type)	PGA (g)	PGV (cm/s)
1	Northridge	Beverly Hills - Mulhol	1994	6.7	356	Thrust	0.52	63
2	Northridge	Canyon Country-WLC	1994	6.7	309	Thrust	0.48	45
3	Duzce, Turky	Bolu	1999	7.1	326	Strike-slip	0.82	62
4	Hector Mine	Hector	1999	7.1	685	Strike-slip	0.34	42
5	Imperial Valley	Delta	1979	6.5	275	Strike-slip	0.35	33
6	Imperial Valley	El Centro Array #11	1979	6.5	196	Strike-slip	0.38	42
7	Kobe, Japan	Nishi-Akashi	1995	6.9	609	Strike-slip	0.51	37
8	Kobe, Japan	Shin-Osaka	1995	6.9	256	Strike-slip	0.24	38
9	Kocaeli, Turky	Duzce	1999	7.5	276	Strike-slip	0.36	59
10	Kocaeli, Turky	Arcelik	1999	7.5	523	Strike-slip	0.22	40
11	Landers	Yermo Fire Station	1992	7.3	354	Strike-slip	0.24	52
12	Landers	Coolwater	1992	7.3	271	Strike-slip	0.42	42
13	Loma Prieta	Capitola	1989	6.9	289	Strike-slip	0.53	35
14	Loma Prieta	Gilroy Array #3	1989	6.9	350	Strike-slip	0.56	45
15	Manjil, Iran	Abbar	1990	7.4	724	Strike-slip	0.51	65
16	Superstition Hills	El Centro Imp. Co.	1987	6.5	192	Strike-slip	0.36	46
17	Superstition Hills	Poe Road (temp)	1987	6.5	208	Strike-slip	0.45	36
18	Bam, Iran	Mohammad Abad	2003	6.6	575	strike slip	0.12	12.7
19	Cape Mendocino	Rio Dell Overpass	1992	7	312	Thrust	0.55	44
20	Chi-Chi Taiwan	CHY101	1999	7.6	259	Thrust	0.44	115
21	Chi-Chi Taiwan	TCU045	1999	7.6	705	Thrust	0.51	39
22	San Fernando	LA -Hollywood Stor	1971	6.6	316	Thrust	0.21	19
23	Friuli, Italy	Tolmezzo	1976	6.5	425	Thrust	0.35	31
24	Tahas Iran	Boshrooveh	1978	74	325	Reverse	0.11	13.3

 Table 2. earthquakes considered in incremental dynamic analysis

**BA The Proof of the Service MI و شاخص خسارت DM** در این مقاله، با توجه به وابستگی (Sa(T1,5% به طیف پاسخ زمین و دارا بودن ویژگیهای سازه و با توجه به اینکه پراکندگی منحنیهای IDA متأثر از شتابنگاشتهای ورودی است و با توجه به نتایج حاصل از پژوهشهای انجام شده در کارآمدتر و کاراتربودن اندازه شدت شتاب طیفی [23]، این نوع شاخص به عنوان پارامتر حرکت زمین انتخاب شده است.

Intensity Measure

Downloaded from mcej.modares.ac.ir on 2025-07-31

گامهای ثابت ۱۶ مقیاس شده و گامبهگام به سازه اعمال می شود. سپس بعد از انتخاب معیار شاخص خسارت با گذراندن روند فوق برای هر شتابنگاشت لرزهای مقیاس شده وارد به سازه، پاسخ سازه تا رسیدن به سطحی از شدت زلزلهی موردنظر استخراج می شود و درنهایت منحنی های IDA (ظرفیت نیاز) ترسیم می شود. سپس با استفاده از اطلاعات استخراج شده می توان اقدام به رسم منحنی های شکنندگی نمود. 3-1- انتخاب شتابنگاشت

<sup>1.</sup> Increamental Nonlinear Dynamic Analysis

مجله علمی – پژوهشی مهندسی عمران مدرس

# ٤-۳-يارامتر نياز مهندسي (EDP)

با توجه به اینکه تغییر مکان نسبی زیاد می تواند منجر به خرابی شود، تجاوز حداکثر جابهجایی نسبی بین طبقهای (θ<sub>max</sub>) از سایر حدود مجاز به عنوان شاخص خسارت برای رسم منحنی های IDA انتخاب می شود، انتخاب این نوع شاخص در سازه های بلندمرتبه نه تنها ارتباط نزدیکی با تقاضای چرخش پلاستیک اتصالات دارد، بلکه با این شاخص می توان قابلیت سازه در تحمل ناپایداری حاصل از اثر **Δ-۹** را نیز سنجید.

# ٤-٤- تعیین حالتهای حدی

بهترین مختصاتی از منحنی IDA که می تواند بیانگر حد آستانه فروریزش (CP) باشد، مختصاتی است که سازه در راستای رسیدن به آستانهی ناپایداری دینامیکی، رفتار نرمشدگی از خود نشان میدهد، پس از میان شروط بیشترین جابهجایی نسبی بین طبقهای ده درصد یا رسیدن شیب منحنی IDA به بیست درصد شيب خط اوليه ناحيه الاستيك يا ايجاد مكانيزم در سازه، هركدام که زودتر رخ دهد معیار حد تقاضای لرزهای رفتار آستانه فروريزش انتخاب مي شود. به صورتي كه ميانگين مجموعه بیشترین جابهجایی نسبی بین طبقهای متناظر با کمترین مقدار شرطهای ذکر شده روی منحنیهای IDA حاصل از شتابنگاشتهای مورداستفاده، به عنوان حد فروریزش در سازههای بلندمرتبه در نظر گرفته می شود. همچنین مقدار حد ۰.۰۲۵ برای سطح عملکرد ایمنی جانی و حد ۰.۰۷ به عنوان سطح عملكرد استفادهي بيوقفه در نظر گرفتهشده است [20]. برای رسم منحنی های رفتاری سازههای بلندمرتبه که در شکل (۷) مشاهده می شود، در مجموع به تعداد ۱٦٤١ تحليل IDA انجام شده است. مشاهده شد که با افزایش ارتفاع سازهها از یکسو شتاب طیفی قابل تحمل سازهها و از سوی دیگر مقدار میانگین منحنی رفتاری سازهها کاهش می یابد. بررسی منحنی ها در شکل (۸) نشان می دهد که همزمان با افزایش ارتفاع سازهها و تعداد تیرهای پیوند، با جذب و استهلاک انرژی از طریق عمده تغییرشکلهای برشی ناشی از ایجاد نیروی برشی پلاستیک در تیرهای پیوند (که به عنوان فیوز سازهای نقش ایفا میکنند) و

تشکیل تدریجی مفاصل پلاستیک در سایر اعضای شکلپذیر سازه، سازهها زودتر وارد ناحیه غیرخطی می شوند. شکل ۷. منحنی های رفتاری حاصل از تحلیل دینامیکی غیرخطی فزاینده برای

سازه بلند مرتبه ۲۰ و ۲۵ و ۳۰ طبقه



**Fig. 7.** behavioral curves obtained from increamental nonlinear dynamic analysis for a 20, 25 and 30 storey high-rise structure





1. Engineering Demand Parameter

2.16 ] [ Downloaded from mcej.modares.ac.ir on 2025-07-31

توسعه منحنی های شکنندگی لرزهای سازه های بلندمر تبه..

همچنین با افزایش نسبت تعداد دهانههای مهاربندی به تعداد کل دهانهها، بهتناسب آن، سختی سازه و شیب منحنیهای IDA در ناحیه خطی نیز افزایش مییابد. که به خوبی می توان تأثیر دو عامل سختی و استهلاک انرژی در عملکرد لرزهای سازههای طراحی شده با سیستم دوگانه را در

# **0- ارزیابی احتمالاتی توسط آزمونهای آماری** نکویی برازش<sup>(</sup>

مقابل طيف وسيعي از زلزلهها مشاهده كرد.

هر مدلی که نسبت به سایر مدلهای احتمال، رفتار پاسخ سازه را بهتر مدل کند و آنچه که در پاسخ سازه رخداده است را بهتر منعکس نماید، آن مدل بهترین برازش را داشته است. پس با استفاده از این آزمونها، توزیع احتمالی که نسبت به سایر توزيعها برازش بهترى دارد به عنوان بهترين توزيع احتمال گزینش میشود. در این مقاله برای گزینش بهترین تابع از میان ۱۹ توزیع احتمال با نوشتن برنامه در Excel در ابتدا، از معیارهای مختلف مانند میانگین مربع خطا (MSE)، مجذور ميانگين مربع خطا (RMSE)، ضريب همبستگي (CC)، میانگین خطای مطلق (MAD)°، درصد میانگین قدر مطلق خطا (MAPE) ، خطای استاندارد (SE) و ضریب تعیین R Square (or R<sup>2</sup>) استفاده شده است. سیس برای ادامه تحقيق و انتخاب بهترين توزيع احتمال برازش شده از ميان توابع مورد بررسی، از دو آزمون آندرسن دارلینگ و آزمون کولمو گروف اسمیرنوف از نرم افزار EasyFit کمک گرفته شده است. به شکلی که آماره آماری کمتر دو آزمون ذکر شده، توزیع احتمال مناسب را مشخص می کند. به صورتی که هر یک از این آمارهها، بیشترین مقدار دادههای برآورد شده Fest واحتمال دادههای حاصل از تحلیل دینامیکی F<sub>act</sub> را معیار قضاوت قرار می دهد. ( n تعداد دادهها است)

0-1- ضریب همبستگی(CC)

ضریب همبستگی بیانکننده میزان همبستگی، شدت رابطه و نوع رابطه مستقیم (مثبت) یا معکوس بین نتایج برآورد شده مدل و دادههای واقعی است. Cov به معنای کواریانس وσ نماد انحراف معیار است.

$$R = \frac{Cov(act, est)}{\sigma_{act}\sigma_{est}}$$
(0)

٥-٢- مجذور ميانگين مربعات خطا

$$RMSE = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{n} (F_{act} - F_{est})^2}{n}}$$
(9)

$$\left| \frac{1}{(n-2)} \left[ \sum_{i=1}^{n} (F_e - \overline{F_e})^2 - \frac{\left[ \sum_{i=1}^{n} (F_a - \overline{F_a}) (F_e - \overline{F_e}) \right]^2}{\sum_{i=1}^{n} (F_a - \overline{F_a})^2} \right]$$
(V)

$$MAD = \frac{\sum_{t=1}^{n} |F_{act} - F_{est}|}{n}$$
(A)

0-0- میانگین مربع خطا  
MSE=
$$\frac{\sum_{t=1}^{n}(F_{act}-F_{est})^{2}}{n}$$
 (۹)

۵-۲- درصد میانگین قدر مطلق خطا  

$$\Sigma_{t=1}^{n} | \frac{F_{act} - F_{est}}{2} |$$

$$MAPE = \frac{\sum_{t=1}^{n} \left| \frac{att - est}{F_{act}} \right|}{n} \times 100$$
 (1.)

در یک وضعیت ایدهآل، نتایج آمارههای برآورد شده خطا برای بهترین توزیع احتمال برازش شده روی نقاط حاصل از تحلیل دینامیکی غیرخطی به صورت جدول (۳) خواهد بود: جدول۳. مقادیر ایدهآل آمارههای خطا

آمار دی خطا	RMSE	MAD	MSE	MAPE	SE	сс	RS		
مقدار ایده آل	0	0	0	0	0	1	1		
Table 3. Ideal values of error statistics									

٥-٧- آزمون كولمو كروف اسميرنوف

فرض صفر در ایـن آزمون بیانگر این است که بین توزیع تئوری و واقعی دادهها اختلاف معنیداری وجود ندارد. پس با رفتن به گام بعد و انتخاب یک سطح اعتماد مناسب و به دست آوردن مقادیر تخمین زده شده از توزیعهای تئوری (توزیع مورد آزمون) و واقعی، اگر قـدر مطلـق بیشترین تفاوت (Dmax) از مقدار بحرانی

- 7. Standard Error
- 8. Kolmogorov Smirnov

- 3. Root Mean Square Error
- 4. Correlation Coefficient

<sup>6.</sup> Mean Absolue Percentage Error

<sup>1.</sup> Goodness Of Fit Test

<sup>2.</sup> Mean Square Error

<sup>5.</sup> Mean Absolute Deviation

(D) کوچکتر باشد، فرض صفر صحیح بوده و بین دادههای حاصل از تحلیل دینامیکی و توزیع تئوری تفاوت معنیداری وجود ندارد [24].

# ٥-٨- آزمون آندرسن- دارلینگ

یک آزمون کامل با هدف مقایسه برازش تابع توزیع تجمعی بر دادههای حاصل از تحلیل دینامیکی و بهترین تابع توزیع تجمعی برازش شده (مورد انتظار) است. درصورتی که مقدار آماره <sup>A</sup> در رابطه (۱۱)، در یک سطح معناداری a از مقدار بحرانی در جداول مربوط به مشتقات روش آندرسون دارلینگ کمتر باشد، فرض تناسب توزیع دادههای حاصل از تحلیل و توزیع مدل احتمالی قبول است [25]. با توجه به اینکه این آزمون وزن بیشتری به داده ها می دهد به همین جهت از دقت بیشتری نسبت به آزمون کولمو گروف اسمیرنوف برخوردار است.

 $A^{2} = -n - \frac{1}{n} \sum_{i=1}^{n} (2i - 1) \cdot \left[ lnF(X_{i}) + \ln\left(1 - F(X_{n+1-i})\right) \right] \qquad (11)$ 

در این مقاله، ۱۹ نمونه از تابع توزیع احتمال مناسب معرفی شده در جدول (٤) مورد استفاده قرار مي گيرند و لازم به ذكر است كه توابع توزیع دیگری نیز وجود دارند که در این مقاله مورد بررسی قرار نگرفتند و توابع توزیع مورد استفاده از میان نمونه ای از توابع مختلف با تعداد پارامترهای مناسب و رایج در ریاضیات، به منظور ارزیابی احتمالاتی و همچنین ارزیابی آماری در برنامه Excel انتخاب شده است. به صورتی که ستون های جدول (٤) به ترتیب نماینده اسامی توابع احتمال، تابع توزيع چگالي احتمال وتابع توزيع تجمعي است. **۵ - ۹- منحنیهای شکنندگی لرزهای ٔ و درستی آزمایی** با استفاده از این منحنی ها می توان گفت احتمال فراگذشت از سطوح عملکردی به ازای هر سطح از IM متناظر با آن سطح عملکرد به چه میزان است. برای رسم این منحنیها، با استفاده از مقادیر مرتب شده برای IM های متناظر با حالتهای حدی مدنظر برای تمامی شتابنگاشتها، منحنی های شکنندگی با استفاده از تابع توزیع احتمال تجمعي (CDF)<sup>۳</sup> رسم مي شود [26]. به عنوان نمونه در صورتی که تابع توزیع احتمال مورد استفادهی پژوهشگران (لوگ نرمال) برای رسم منحنی های شکنندگی مد نظر باشد:  $P(D = EDP_D > C = EDP_i | IM) = \Phi(\frac{Ln(sa) - Ln(sa)}{\sigma})$ (17)

In(sa) وσ به ترتیب بیانگر میانگین و انحراف معیار لگاریتم مقادیر شتاب طیفی برای آن حالت حدی i ام است که منجر به حالت آسیب مورد نظر i ام شده اند. P در رابطه فوق بیانگر این است که احتمال فراگذشت پارامتر تقاضای مهندسی سازه از ظرفیت حالت حدی i ام (یا آستانه انتخابی برای پارامتر نیاز سازهی مورد نظر) مشروط بر شاخص شدت IM، 100 ×P درصد است. شایان ذکر است که مشابه این توضیحات برای سایر توابع توزیع تجمعی نیز قابل تعمیم است.

**جدول ٤**. نمونه اي از توابع احتمال پركاربرد أماري مورد مطالعه در مقاله حاضر

Dist	Probability Density Function	Cumulative Distribution Function
Beta	$ f(\mathbf{x}) = \frac{1}{B(\alpha_1, \alpha_2)} \frac{(x-a)^{\alpha_1-1}(b-x)^{\alpha_1}}{(b-a)^{\alpha_1+\alpha_2-1}} $	$F(x) = I_z(\alpha_1, \alpha_2)$ $z = \frac{x-a}{b-a}$
Pareto	$f(x) = \frac{\alpha \beta^{\alpha}}{(x+\beta)^{\alpha+1}}$	$F(x) = 1 - (\frac{\beta}{x+\beta})^{\alpha}$
Power Function	$f(x) = \frac{\alpha(x-a)^{\alpha-1}}{(b-a)^{\alpha}}$	$F(x) = \left(\frac{x-a}{b-a}\right)^{\alpha}$
Generali zed Extreme Value	$\begin{split} & f(\mathbf{x}) = \\ & \left( \int_{\sigma}^{1} \exp\left( -(1+kz)^{-\frac{1}{k}} \right) (1+kz)^{-1-\frac{1}{k}}  k \neq \\ & \int_{\sigma}^{1} \exp(-z-\exp(-z)) \qquad \qquad k = \end{split} \right. \end{split}$	$F(x) = \begin{cases} \exp\left(-(1+kz)^{-\frac{1}{k}}\right) & k \neq 0\\ \exp(-exp(-z)) & k = 0 \end{cases}$ $Z = \frac{x-u}{a}$
Generali zed Logistic	$F(\mathbf{x}) = \begin{cases} \frac{(1+kx)^{-1-\frac{1}{k}}}{\sigma(1+(1+kx)^{-\frac{1}{k})^2}} & k \neq 0\\ \frac{\exp(-x)}{\sigma(1+\exp(-x))^2} & k = 0 \end{cases}$	$F(\mathbf{x}) = \begin{cases} \frac{1}{1 + (1+k z)^{-\frac{1}{k}}} & k \neq 0 \\ \frac{1}{1 + exp(-z)} & k = 0 \\ \frac{x-u}{\sigma} & \end{cases}$
Rayleigh	$f(x) = \frac{x}{\sigma^2} \exp(-\frac{1}{2}(\frac{x}{\sigma})^2)$	$F(x)=1-\exp(-\frac{1}{2}(\frac{x}{\sigma})^2)$
Cauchy	$f(x) = (\pi \sigma (1 + (\frac{x - u}{\sigma})^2))^{-1}$	$F(x) = \frac{1}{\pi} \arctan(\frac{x-u}{\sigma}) + 0.5$
Gama	$F(x) = \frac{x^{\alpha - 1}}{\beta^{\alpha} r(\alpha)} \exp\left(-x/\beta\right)$	$F(x) = \frac{r_{x/\beta}(\alpha)}{r(\alpha)}$
Gumbel Max	$f(x) = \frac{1}{\sigma} \exp\left(-z - \exp(-z)\right)$	$F(x) = \exp(-\exp(-z))$ $Z = \frac{x-u}{\sigma}$
Gumbel Min	$f(x)\frac{1}{\sigma}\exp\left(z-\exp(z)\right)$	F(x)=1-exp(-exp(z))
Laplas	$F(x) = \frac{\lambda}{2} \exp\left(-\lambda  x-u \right)$	$F(\mathbf{x}) = \begin{cases} \frac{1}{2}exp(-\lambda u-x )) & x \le u\\ 1 - \frac{1}{2}exp(-\lambda x-u )) & x > u \end{cases}$
Log- Logistic	$f(x) = \frac{\alpha}{\beta} (\frac{x}{\beta})^{\alpha - 1} (1 + \left(\frac{x}{\beta}\right)^{\alpha})^{-2}$	$F(\mathbf{x}) = (1 + \left(\frac{\beta}{x}\right)^{\alpha})^{-1}$
Log Normal	$f(x) = \frac{\exp\left(-\frac{1}{2}\left(\frac{\ln x - u}{\sigma}\right)^2\right)}{x \sigma \sqrt{2\pi}}$	$F(x) = \Phi(\frac{lnx-u}{\sigma})$
Exponenti al	$f(x) = \lambda \exp(-\lambda x)$	$F(x)=1 - \exp\left(-\lambda x\right)$
Hyperbol ic Secant	$f(x) = \frac{\operatorname{sech} \left(\frac{\pi(x-u)}{2\sigma}\right)}{2\sigma}$	$F(x) = \frac{2}{\pi} \arctan\left(\exp\left(\frac{\pi(x-u)}{2\sigma}\right)\right)$
Dagum	$f(\mathbf{x}) = \frac{\alpha k \left(\frac{\mathbf{x}}{\beta}\right)^{\alpha k-1}}{\beta (1 + \left(\frac{\mathbf{x}}{\beta}\right)^{\alpha})^{k+1}}$	$F(\mathbf{x}) = \left(1 + \left(\frac{x}{\beta}\right)^{-\alpha}\right)^{-k}$
Weibull	$f(x) = \frac{\alpha}{\beta} \left(\frac{x}{\beta}\right)^{\alpha-1} \exp\left(-\left(\frac{x}{\beta}\right)^{\alpha}\right)$	$F(x)=1-\exp\left(-\left(\frac{x}{\beta}\right)^{\alpha}\right)$
Normal	$f(x) = \frac{\exp\left(-\frac{1}{2}\left(\frac{x-u}{\sigma}\right)^2\right)}{\sigma\sqrt{2\pi}}$	$F(x) = \Phi\left(\frac{x-u}{\sigma}\right)$
Logistic	$F(x) = \frac{\exp(-z)}{\sigma(1 + \exp(-z))^2}$	$F(x) = \frac{1}{1 + \exp(-z)}$

Table 4.	An	example	of	the	most	widely	used	statistical
probability	/ fun	ctions stu	died	l in t	he pre	sent pap	er	

2. Seismic Fragility Curve

3. Cumulative Distribution Function

#### توسعه منحنی های شکنندگی لرزهای سازههای بلندمرتبه.

محمد سعادت اصفه، فرهاد دانشجو

شکل ۹. درستی آزمایی رسم منحنی شکنندگی در دو نرم افزار EasyFit Professional و برنامه نوشته شده در Excel



Fig. 9. Validation of drawing fragility curves in both EasyFit Professional software and program written in Excel

٥ – ١٠ – تعیین بهترین توزیع احتمال برازش شده در قسمت ٥ – ١٠ ابتدا با استفاده از معیارهای مختلف آمارههای ذکر شده، بهترین توزیع احتمال برازش شده که در بیشتر سطوح عملکردی از برازش مناسبی برخوردار است به عنوان توزیع احتمال منتخب انتخاب میشود. مشاهده میشود که در اکثر سطوح عملکردی مورد بررسی، توزیع احتمال Generalized سطوح توانسته است توسط دو آزمون

جدول ۲. بهترین توزیع احتمال برازش شده برای سطوح عملکردی IO و LS و CP به ترتیب برای سازهی ۳۰ و ۲۵ و ۲۰ طبقه



احتمال	توزيع	ىمھاي	ى تاب	رامترها	پار	مقادير	، ٥.	جدول
--------	-------	-------	-------	---------	-----	--------	------	------

			Performance Level									
Distribution		Parameter		IO			LS			CP		
			20 St	25 St	30 St	20 St	25 St	30 St	20 St	25 St	30 St	
blocmont	U	continuous location parameter	0.279	0.19	0.137	0.899	0.648	0.512	2.4	1.89	1.34	
Normal	σ	continuous scale parameter	0.061	0.055	0.039	0.297	0.235	0.123	1.25	0.622	0.418	
Distribution         Parameter           Normal         U         continuous of continuous of continuous c	continuous shape parameter	0.988	2.33	1	0.562	0.629	1.8	0.447	0.963	3.35		
- Doto	a2	continuous shape parameter	0.863	2.5	0.672	1.12	0.908	1.72	1.13	1.31	8.77	
beig -	a		0.168	0.062	0.058	0.554	0.337	0.238	1.14	0.861	0.428	
-	b	-:ontinuous boundary parameter	Performance Level           IO         IS           IO         IS           20 St 25 St 30 St 20 St 25 St 30 St 20 St 20 St 25 St 30 St 20 St 25 St 30 St 20 St 20 St 20 St 30 St 20 St 20 St 30 St 20 St 30 St 20 St 20 St 30 St 20 St 20 St 30 St 20 St 30 St 20 St 20 St 30 St 20 St 30 St 20 St 20 St 30 St 20 St 30 St 20 St 20 St 30 St 20 St 30 St 20 St 20 St 30 St 20 St 30 St 20 St 20 St 30 St 30 St 20 St 20 St 30 St 30 St 20 St 20 St 30 St 30 St 30 St 20 St 20 St 30 St 30 St 30 St 30 St 20 St 30 St 30 St 30 St 30 St 20 St 30 St 30 St 30 St 30 St 20 St 30 St 30 St 30 St 30 St 20 St 30 St 30 St 30 St 30 St 20 St 30 St 30 St 30 St 30 St 20 St 30 St 30 St 30 St 30 St 30 St 20 St 30 St 30 St 30 St 20 St 30 St 30 St 30 St 30 St 30 St 20 St 30 St 30 St 30 St 30 St 20 St 30 St 30 St 30 St 30 St 20 St 30 St 30 St 30 St 30 St 20 St 30 St 30 St 30 St 30 St 20 St 30 St 30 St 30 St 30 St 20 St 30 St 30 St 30 St 30 St 30 St 20 St 30 St 30 St 30 St 30 St 20 St 30 St 30 St 30 St 30 St 30 St 20 St 30 St 30 St 30 St 30 St 30 St 20 St 30 St 30 St 30 St 30 St 30 St 30 St 20 St 30 St 20 St 30 St 20 St 30 St 20 St 30	6.14	3.3	3.74						
Exponential	λ	ontinuous inverse scale paramet	3.58	5.27	7.29	1.11	1.54	1.95	0.416	0.528	0.745	
Cama	al	continuous shape parameter	20.6	12	12.1	9.17	7.63	17.4	3.71	9.25	10.3	
Gunu	β	continuous scale parameter	0.014	0.016	0.011	0.098	0.085	0.029	0.648	0.205	0.13	
Log Normal	U	continuous parameter	-1.3	-1.71	-2.04	-0.16	-0.5	-0.7	0.765	0.583	0.248	
Log Nonnai	σ	continuous parameter	0.222	0.312	0.336	0.305	0.36	0.259	0.46	0.34	0.31	
Woibull	a	continuous shape parameter	4.91	3.59	3.17	3.62	3.02	4.26	2.41	3.32	3.65	
WEIDUI	β	continuous scale parameter	0.299	0.206	0.152	0.965	0.705	0.552	2.57	2.05	1.44	
Caudhu	U	continuous location parameter	0.267	0.19	0.15	0.777	0.61	0.536	1.88	1.87	1.3	
Cduiny -	σ	continuous scale parameter	0.045	0.03	0.022	0.157	0.148	0.064	0.548	0.397	0.257	
	a	continuous shape parameter	7.7	9.3	597	7.43	4.03	14.6	2.6	6.91	5.99	
Distribution Normal Beta Distribution Raynon Log Normal Cauthy Ca	β	continuous scale parameter	0.279	0.227	0.191	0.354	0.124	0.616	0.051	2.18	1.35	
	k	continuous shape parameter	0.916	0.39	0.004	92.3	111	0.282	240	0.509	0.844	
Generalized	U	continuous location parameter	0.256	0.17	0.129	0.749	0.54	0.478	1.75	1.64	1.16	
Extreme	σ	continuous scale parameter	0.062	0.056	0.045	0.214	0.206	0.133	0.74	0.594	0.367	
Value	k	continuous shape parameter	-0.25	-0.28	-0.61	0.11	-0.06	-0.45	0.235	-0.17	-0.08	
Generalized	U	continuous location parameter	0.278	0.19	0.143	0.834	0.618	0.522	2.06	1.85	1.3	
	σ	continuous scale parameter	0.036	0.032	0.022	0.151	0.132	0.069	0.557	0.358	0.232	
LOGBIC	k	continuous shape parameter	0.02	0.002	-0.17	0.243	0.132	-0.09	0.33	0.066	0.118	
Exponential Gama Log Normal Cauthy Dagum Cauthy Dagum Generalized Extreme Value Generalized Logitic Gumbel Max Gumbel Max Gumbel Max Gumbel Max Gumbel Max Gumbel Max Rayleigh Hyperbolic Rayleigh Hyperbolic Power	U	continuous location parameter	0.252	0.165	0.119	0.765	0.542	0.457	1.84	1.61	1.15	
Comberniax	υ         cont           σ         coc           α         continu           β         con           α         continu           β         con           α         continu           β         con           α         continu           φ         continu           α         continu           α         continu           α         continu           α         continu           β         con           α         continu           β         con           α         continu           β         con           α         continu           β         continu           β         continu           β         continu           β         continu     <	continuous scale parameter	0.048	0.043	0.031	0.231	0.183	0.096	0.973	0.485	0.326	
Gumbel Min	U	continuous location parameter	0.307	0.215	0.155	1.03	0.753	0.567	2.96	2.17	1.53	
	σ	continuous scale parameter	0.048	0.043	0.031	0.231	0.183	0.096	0.973	0.485	0.326	
Logistic	U	continuous location parameter	0.279	0.19	0.137	0.899	0.648	0.512	2.4	1.89	1.34	
	σ	continuous scale parameter	0.034	0.03	0.022	0.164	0.129	0.068	0.688	0.343	0.231	
Loa-Loaistic	a	continuous shape parameter	6.89	4.93	4.28	5.29	0.592	5.8	3.53	4.63	5.14	
	р	continuous scale parameter	0.269	0.178	0.128	0.834	4.31	0.48/	2.06	1./5	1.25	
Pareto -	a	continuous snape parameter	2.07	1.26	1.24	2.3	1.69	0.159	1.58	1.3/	1.33	
	β	continuous scale parameter	0.168	0.82	0.058	0.554	0.337	0.265	1.14	0.861	0.604	
Rayleigh	σ	continuous scale parameter	0.233	0.152	0.109	0./1/	0.517	0.408	1.92	1.15	1.0/	
Hyperbolic .	Ű	continuous location parameter	0.2/9	0.19	0.13/	0.899	0.035	0.512	2.4	1.89	1.34	
Secon	0	continuous scale parameter	0.061	0.033	1.57	0.277	0.233	0.123	0.27	0.022	0.702	
Power	ű	continuous houndaru narameter	0.967	0.942	1.5/	0.216	0.492	0.074	0.3/	0.766	0./93	
Function -	u	commodes boundary pdrameter	0.100	0.002	0.10	1.7	0.33/	0.205	1.14	0.001	0.004	
	0	continuous boundary parameter	0.070	0.304	0.127	0.000	1.12	0.75	3.6	3.21	1.24	
Laplas -	U	continuous location parameter	0.2/9	0.19	0.13/	0.899	0.648	0.512	2.4	1.89	1.34	
	Å	ntinuous inverse scale paramete	23	25.8	33.8	4./6	6.03	11.5	1.13	2.27	3.38	

**Table 5.** The values of the parameters of the probability distribution functions

به صورتی که هر یک از اصطلاحات مرتبط با پارامترهای ذکر شده برای توزیع Generalized Extreme Value به این صورت است که σ پارامتر مقیاس و همواره بزرگتر از صفر، U پارامتر مکان یا موقعیت و k پارامتر شکل که طبیعت و چگونگی توزیع را بیان میکند، نماد چولگی یا کجی (معیاری از نامتقارن بودن توزیع احتمال) است. در ادامه، منحنیهای شکنندگی ترسیم شده توسط نرمافزار آماری EasyFit و برنامه ی نوشته شده در اعتدا بعد از مشخص کردن پارامترهای توزیع احتمال Generalized مشخص کردن پارامترهای توزیع احتمال و مراه به رابدا بعد از نمونه منحنی شکنندگی برای سطح عملکرد آستانه فروریزش در سازه ۳۰ طبقه با استفاده از تابع احتمال رسم شده درنرم افزار سازه ۳۰ طبقه با استفاده از تابع احتمال رسم شده درنرم افزار در EasyFit منحنی شکنندگی رسم شده توسط برنامه نوشته شده در EasyFit منحنی شکنندگی رسم شده توسط برنامه نوشته شده



Fig.10. Comparison of fragility curves for performance levels of IO, LS and CP, respectively for 30, 25 and 20 storey structures مشاهده می شود توزیع احتمال منتخب، با داشتن پارامترهای مناسب تر نسبت به توزیع احتمال لوگ نرمال، بهتر خود را به سمت نقاط یر اکنده یحاصل از تحلیل دینامیکی می کشاند.

# ٥-١١- رسم نمودار بسامد

در این مقایسه، با ترسیم نمودار بسامد توابع توزیع احتمال، میتوان چگونگی برازش بهترین تابع توزیع احتمال را نسبت به توزیع لوگ نرمال، به خوبی مشاهده کرد.

**شکل ۱۱**. نمودار بسامد بهترین توزیع احتمال و توزیع احتمال مورد استفاده پژوهشگران (لوگ نرمال) برای سطوح عملکردی OI و LS و CP به ترتیب برای سازه ۳۰ و ۲۵ و ۲۰ طبقه



**Fig. 11.** Frequency diagram of the best probability distribution and probability distribution used by researchers (log normal) For performance levels of IO, LS and CP, respectively for 30, 25 and 20 storey structures

#### مجله علمی – پژوهشی مهندسی عمران مدرس



**Table 6.** Best Fitted Probability Distribution for the performance levels of IO, LS and CP, respectively for 30, 25 and 20 storey structures

آندرسون دارلینگ و کولموگروف اسمیرنوف نسبت به سایر توابع توزیع احتمال مورد بررسی در این پژوهش، رتبه مناسبی را احراز نماید، همچنین مشاهده میشود که در بیشتر سطوح عملکردی مورد بررسی، رتبه توزیع منتخب توسط دو آزمون ذکر شده، به رتبه همان توزیعهای ذکر شده که در مرحلهی قبل در اکثر آمارههای سمت چپ جدول مورد ارزیابی احتمالاتی قرار گرفتهاند و نمایندهی بهترین توزیع شدهاند، نزدیک است. شکل ۱۰. مقایسهی منحنیهای شکنندگی برای سطوح عملکردی OI و LS و CP



به ترتیب برای سازه ۳۰ و ۲۵ و ۲۰طبقه



توسعه منحنی های شکنندگی لرزهای سازههای بلندمرتبه.

Generalized Extreme Value از اختلاف بیشتری برخوردار

است و همواره نتوانسته است برازش مناسبی داشته باشد. شکل ۱۳. نمودار اختلاف احتمال بهترین توزیع احتمال برازش شده و توزیع احتمال مورداستفاده پژوهشگران (لوگ نرمال)، برای سطوح عملکردی IO و LS و CP به ترتیب برای سازه ۳۰ و ۲۵ و ۲۰ طبقه



**Fig. 13.** Probability Difference Graph of the best fitted probability distribution and probability distribution used by researchers (log normal) For performance levels of IO, LS and CP, respectively for 30, 25 and 20 storey structures

پس هریک از مجموعه استدلالهای فوق که ارائه شد، خود به تنهایی دلیلی بر عدم انتخاب توزیع لوگ نرمال به عنوان بهترین توزیع برازش شده است.

۲- نتیجه گیری

نتایج حاصل شده از آزمون های نکویی برازش نشان می دهد که رتبه توزیع لوگ نرمال در رتبه بندی بهترین توابع توزیع احتمال برازش شده در مقابل سایر توابع توزیع احتمال متغیر است. با وجود اینکه توزیع لوگ نرمال در سطوح اطمینان مورد مطالعه 0-۱۲- نمودار چندک چندک (Q-Q plot)

طبق این نمودار هرچقدر نمونه دادهها از توزیع منتخب پیروی کنند، نقاط روی نمودار چندک چندک تقریبا روی یک خط راست قرار میگیرند و پراکندگی دادهها حول این خط کمتر میشود.

**شکل ۱**۲. نمودار چندک چندک بهترین توزیع احتمال برازش شده و توزیع احتمال مورد استفاده پژوهشگران (لوگ نرمال)، برای سطوح عملکردی IO و LS و CP به ترتیب برای سازه ۳۰ و ۲۵ و ۲۰ طبقه



Fig. 12. Quantile-Quantile plot of the best fitted probability distribution and probability distribution used by researchers (log normal) For performance levels of IO, LS and CP, respectively for 30, 25 and 20 storey structures

# ٥-١٣- نمودار اختلاف احتمال

نمودار اختلاف احتمال برای بیان اختلاف احتمال بین دادههای حاصل از تحلیل دینامیکی فزاینده و دادههای حاصل از تابع توزیع احتمال تجمعی تخمین زده شده است، به صورتی که هرچقدر این اختلاف بیشتر باشد فاصله نقاط از محور افقی افزایش مییابد. در این مقاله برای مقایسه بهتر بین دو توزیع از این نمودار نیز استفاده شده است. همان طور که مشاهده می شود تابع توزیع لوگ نرمال نسبت به تابع توزیع احتمال

<sup>1.</sup> Quantile-Quantile plot

مجله علمی – پژوهشی مهندسی عمران مدرس

با مهاربند واگرا برای رسم منحنی شکنندگی مدنظر است، به پژوهشگران پیشنهاد میشود از توزیع احتمال پیشرفته Generalized Extreme Value، که علاوه بر برخورداری از پارامتر شکل و شامل شدن پارامترهای مناسبتر نسبت به توزیع log normal، به علت قابلیت برازش هر چه بهتر نسبت به این توزیع، استفاده کنند ولی برای سازههایی با کاربری حساستر نظیر تصمیم گیری برای نیرو گاههای هستهای و بیمارستانها که از اهمیت بالایی برخوردارند و به صورت ویژه مستلزم دقت بالایی میباشند یا با هدف رسیدن به دقیقترین برازش ممکن برای تصمیم گیری در تخمین آسیب پذیری انواع سیستمهای سازهای با ارتفاعهای مختلف، آنگاه توصیه می شود قبل از تحلیل شکنندگی با استفاده از ارزیابی احتمالاتی، ابتدا در تمام سطوح عملکردی، بهترین توزیع احتمال برازش شده انتخاب شوند و سپس آسیب پذیری سازهها توسط منحنیهای شکنندگی تخمین زده شود. شایان ذکر هست که در این حالت نیز توصیه می شود در توابع مورد بررسی حتما از توابع توزیع احتمال تعمیمیافته مانند Generalized و Generalized و Logistic و در صورت نیاز از توابع احتمال پیچیدهتر شامل Wakeby و Johnson SB و نظایر آن استفاده شود.

شکل ۱۶. نقشهی ارائه شده ISFC برای رسم منحنیهای شکنندگی



رد نشده است اما این توزیع در هیچ یک از سطوح عملکردی سهگانه نتوانست رتبه بهترین توزیع احتمال برازش شده را به خود اختصاص دهد؛ زیرا تعدادی از توابع توزیع احتمال دیگر وجود دارند که برازش مناسبتری نسبت به توزیع لوگ نرمال دارنـد و به کار گرفتن توزيـع لوگ نرمال براي انواع سيستمهاي سازهای، پیامدی جز افزودن به عدم قطعیتها و دور شدن از رفتار واقعی سیستمهای سازهای نخواهد داشت. همچنین نتایج ارزیابی احتمالاتی روی ۱۹ تابع توزیع احتمال مورد مطالعه در سطوح عملکردی مورد بررسی نشان میدهد که تابع توزیع احتمال Generalized Extreme Value از قابلیت انعطاف پذیری بیشتر و برازش بهتری برخوردار است و بهتر خود را به سمت نقاط پراکندهی حاصل از تحلیل دینامیکی میکشاند و در نتیجه نماینده بهتری برای بیان رفتار سطوح عملکردی است. این توزیع توانست در بیشتر سطوح عملکردی مورد بررسی نسبت به سایر توابع توزيع احتمال مورد مطالعه، برازش بهتري داشته باشد و بخش عمدهای از پراکندگی نقاط حاصل از تحلیل دینامیکی و ویژگیهای احتمالاتی توابع ریاضی و تقاضای لرزهای را پوشش دهد. اما همانگونه که پیش بینی می شد توزیع منتخب معرفی شده در چند حالت نتوانست رتبه نخست بهترین برازش را احراز نماید و این خود با استدلال خاصیت احتمالاتی تابع ریاضی و نقاط تقاضای لرزهای امری توجیهپذیر و منطقی است. هر چند در این چند حالت نیز اختلاف چشمگیری با بهترین برازش در رتبهبندی توابع آن حالت دیده نمی شود. در ادامه با توجه به نتایج حاصل شده، در راستای کاهش عدمقطعیت مربوط به مدل ریاضی و احتمالاتی، در قالب یک دیدگاه جامع و بنا بر دقت و هدف لرزهای مورد نیاز، یک روش مناسب برای تولید منحنیهای شکنندگی، با نام "منحنی شکنندگی لرزمای هوشمند" (ISFC) در قالب نقشهی ارائه شده در شکل (۱٤) معرفی میشود. به صورتی که اگر از میان ۱۹ تابع مورد بررسی در این مقاله، تنها استفاده از یک توزیع احتمال و با هدف مقایسه بین چند گزینه از جمله تصمیم گرفتن دربارهی چگونگی مقاومسازی یا مقایسه عملکرد لرزهای چند سازه با سیستم دوگانهی قاب خمشی ویژه

1. Intelligent Seismic Fragility Curve

- [11] Jalayer, F. (2003). Direct probabilistic seismic analysis, implementing non-linear dynamic assessments: Stanford University.
- [12] Baker, J. W. and Cornell, C. A. (2006). Vectorvalued ground motion intensity measures for probabilistic seismic demand analysis, PEER Report 2006/08, Pacific Earthquake Engineering Research Center-College of Engineering, University of California, Berkeley.
- [13] Khalfan, M. et al. (2013). Fragility curves for residential buildings in developing countries: A case study on non-engineered URM homes in Bantul, Indonesia, MSc Thesis, Department of Civil Engineering, McMaster University, Hamilton, Ontario, Canada.
- [14] Building and Housing Research Center Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of Buildings, *Standard.* 2800. 4th *Edition*, Tehran, Iran, 2014 (in persian).
- [15] Iranian National Building Regulations, Sixth issue, (Load On The Buildings) National Building Regulation Office, Tehran, Iran, 2013 (in Persian).
- [16] Iranian National Building Code (INBC), Tenth issue, Design and Construction of Steel Structures: *Ministry of Housing and Urban Development*, Tehran, Iran. 2013 (in persian).
- [17] CSI ETABS, (2016), v.16.2.1, Integrated Building Design Software.
- [18] User Guide Perform-3D, Nonlinear analysis and performance assessment for 3D structures California: Computers and Structures, Inc; 2011.
- [19] Thai, H. and Kim, S. (2011). Practical advanced analysis software for nonlinear inelastic dynamic analysis of steel structures, *Journal of Constructional Steel Research*, 67(3), pp. 453– 461.
- [20]FEMA 356, (2000). Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings, Federal Emergency Management Agency.
- [21] FEMA-P695, (2009). Quantification of Building Seismic Performance Factors.
- [22] PEER Strong Ground Motion Database, Pacific Earthquake Engineering Research Center.
- [23] Vamvatsikos, D. and Allin Cornell, C. (2002). Incremental dynamic analysis, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 31(3), pp. 491–514.
- [24] Massey, F. J. (1951). The Kolmogorov-Smirnov Test for Goodness of Fit, J. Am. Stat. Assoc., 46 (253), pp. 68–78.

این منحنی ها تمرکز دارند و چون در این ناحیه، بیشتر منحنی های شکنندگی ترسیم شده با استفاده از توزیع احتمال لوگ نرمال، پایین تر از منحنی حاصل از توزیع منتخب قرار داشت به همین جهت می توان بیان کرد که تخمین آسیب پذیری سطوح عملکردی متناظر با سطوح خطر زلزله های مختلف با استفاده از توزیع لوگ نرمال منجر به نتایج دست پایین می شود. **۲- هراجع** 

- [1] God Almighty, The Holy Quran, 14 Centuries ago, Surah Al-Zalzalah, Ayah (1).
- [2] Kennedy, R. P. et al. (1980). Probabilistic seismic safety study of an existing nuclear power plant, Nuclear Engineering and Design, 59(2), pp. 315–338.
- [3]Tantala, M.W., Deodatis, G.J., (2002). Development of Seismic Fragility Curves for Tall Building. *Proceedings of the 15th ASCE Engineering Mechanics Conference, Columbia University. New York.*
- [4] Arizaga, G.,(2006). Earthquake Induced Damage Estimation for Steel Buildings in Puerto Rico.
- [5] Güneyisi, E.M., & Altay, G. (2008). Seismic fragility assessment of effectiveness of viscous dampers in R/C buildings under scenario earthquakes, Journal of Structural Safety, 30(5), 461-480.
- [6] Sumit.A.Patel *et al.* (2016). Fragility Analysis of High-Rise Building, *Journal of Emerging Technologies and Innovative Research (JETIR)*, 3(7), pp. 127–133.
- [7] Hamidi, H., Pakdaman, J., Jahani, E., Rajabnejad, H. (2018). The Assessment and Comparison of Tall Buildings with Outrigger and Belt Truss Systems Using Fragility Curves, *Journal of Structural and Construction Engineering*, 5(1), pp. 174-188 (in persian).
- [8] Pourzeynali, S., Mobinipour, S. A. (2019). Assessment of the probability of sidesway collapse of tall steel building with special moment resisting frame CEJ. 18 (5), pp. 189-202 (in persian).
- [9] Jahan, N., Heidari, A., Gerami, M. (2020). The Effect of Sequence Earthquake on Fragility Curve Dual Systems of Low Rise Steel Moment Frame with Eccentric Braced Frame, *Sharif Journal of Civil Engineering*, 35.2(4.1), pp. 119-130 (in persian).
- [10] Shome, N. (1999). Probabilistic seismic demand analysis of nonlinear structures.

Probability of Steel MRF Buildings Based on Engineering Demand and Intensity Measure, International Conference On Advances in Civil, Structural and Mechanical Engineering (ACSME), Bangkok, Thailand.

- [25] Stephens, M.A. (1979). *The Anderson-Darling statistic*. Technical Report No. 39. Stamford University.
- [26] Aval, S. B. B. and Verki, A. M. (2014). Systematical Approach to Evaluate Collapse

# Development of seismic fragility curves of high-rise structures and introducing a method for selecting optimum probability distribution function for different performance levels

#### Mohammad Saadat Asfeh<sup>1</sup>, Farhad Daneshjoo<sup>\*2</sup>

1. MSc Student, Iran, Tehran, Tarbiat Modares University, Civil Engineering dept.

2. Professor, Iran, Tehran, Tarbiat Modares University, Civil Engineering dept.

#### danesh\_fa@modares.ac.ir

#### Abstract

Fragility curves are powerful tools to assess and control of possible damages to the existing structures and estimate the exceedance probability from the seismic behavior of the structures under the influence of different earthquake levels. these curves present the probability of damage as a function of the ground motion characteristics. The main goal of the current study is to examine the existing methods and the presentation of a suitable method for the production of analytical seismic fragility curves and propose appropriate relationships for the exceedance probability from different performance levels. For this purpose, three high-rise building with 20, 25, and 30 stories with a slimming ratio greater than  $\pi$ , according to the standard 2800 and the sixth issues and tenth issues of the national building regulations of Iran, were designed. Then after extracting the perimeter frame, by using appropriate software, their analytical model was defined and validated. To evaluate the seismic response demand of frames, incremental nonlinear dynamic analysis (IDA) was performed. For IDA analysis, the 22 recommended records in the FEMAP695 guideline and two earthquakes in Iran were used. Spectral acceleration of the first mode of the structure with damping of 5 Percentage (Sa (T1.5%)) was used to introduce the intensity of the earthquake (IM) and the inter story drift ratio was used to introduce the engineering demand parameter (EDP) Or damage measure (DM). To find the appropriate function of the exceedance probability from limit states and use them in the production of fragility curves, the results of IDA analysis and nineteen different probability functions using the suitable program were used. in order that the used distribution describes the sample data in the best manner, the goodness of fit tests was used. the results obtained from the goodness of fit tests show that The probability distribution rank used by researchers (log normal) versus other probability distribution functions varies in ranking the best fitted probability distribution. and selecting the appropriate probability distribution is effective in the conclusions and determining the probability exceedance of the structure from the desired limit states. Therefore, in order to reduce the uncertainty related to the mathematical model (epistemic uncertainty) in the template of a comprehensive view and according to accuracy and the required seismic target, a suitable method for developing fragility curves for types of structural systems with different heights here called "intelligent seismic fragility curve (ISFC)" is introduced and presented. Such that if among the probability functions examined in this paper, the use of only one distribution is desired to compare several options, including deciding how to reinforce or comparing the seismic performance of several structures with duel system of special steel moment resisting frames with eccentric lateral bracings to plot the fragility curve, it is recommended: to use the probability distribution "Generalized Extreme Value", due to the ability to fit better than the distribution "log normal", but for more sensitive structures, such as nuclear power plants and hospitals that are of great importance and require high precision or in order to achieve the most accurate fitted possible to decide on about the vulnerability estimation for types of structural systems with different heights, It is then recommended: to estimate the exceedance probability from performance levels at the structure, before fragility analysis, by probabilistic evaluation and using the goodness of fit tests on suitable probability functions, at first, a best fitted probability distribution should be selected at all performance levels and then the vulnerability of structures is estimated by fragility curves.

**Keywords:** Incremental Dynamic Analysis (IDA), Probabilistic Evaluation, Intelligent Seismic Fragility Curve (ISFC), High-Rise Structures, Goodness of Fit Tests.