

### چکیده

امروزه روشهای احتمالاتی برآورد خرابی ساختمانها و خسارات ناشی از زلزله توسط روشهای احتمالاتی و بوسیله منحنی شکنندگی سازه‌ها به یکی از شیوه‌های متداول تبدیل شده است. تولید منحنی‌های شکنندگی برای ساختمانهای تازه‌ساز براساس روشهای تحلیلی برآورد می‌شوند که در آن رفتار احتمالاتی ساختمانها با انجام تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی و تحت شتابنگاشت‌های واقعی برآورد می‌شوند. نوع و انتخاب شتابنگاشت‌ها می‌تواند در منحنی‌های تولید شده تأثیرگذار باشد. در این مطالعه، تأثیر نوع خاک بر منحنی‌های شکنندگی قابهای کوتاه بتنی مورد بررسی قرار گرفته است. بدین منظور، سه قاب خمشی بتنی یک، دو و سه طبقه با شکل پذیری متوسط در نظر گرفته شده است و منحنی شکنندگی آنها به روش احتمالاتی و با انجام تحلیل دینامیکی غیرخطی برای نگاهشتهای حوزه دور ثبت شده در چهار نوع خاک مطابق آیین‌نامه ایران برآورد شده است. نتایج نشان داد که نوع خاک احداث سازه بر آن، بر منحنی شکنندگی آنها تأثیر بسیاری دارد و احتمال خرابی قابها با تغییر نوع خاک از یک به چهار بیشتر می‌شود. این امر با فلسفه برآورد ایمنی یکسان برای ساختمانها در طراحی یکسان بر اساس آیین‌نامه مغایرت دارد؛ لذا مطالعه بیشتر در زمینه ارتقاء آیین‌نامه‌ها باید انجام گیرد تا میزان یکسان ایمنی در انواع خاک مختلف ایجاد نماید.

**کلمات کلیدی:** منحنی شکنندگی، تأثیر نوع خاک، قابهای خمشی بتنی، قابهای کوتاه، قابهای با شکل پذیری متوسط

## مطالعه تأثیر نوع خاک در برآورد منحنی‌های شکنندگی تحلیلی قابهای خمشی بتنی کوتاه با شکل پذیری متوسط

داود قادری

دانش‌آموخته کارشناسی ارشد سازه، دانشکده مهندسی، دانشگاه زنجان

کیارش ناصراسدی (نویسنده مسؤول)

استادیار، دانشکده مهندسی، دانشگاه زنجان

[nasserasadi@znu.ac.ir](mailto:nasserasadi@znu.ac.ir)

### 1- مقدمه

موارد بسیار شدید بوده و خسارات مالی سنگینی به دنبال داشته است. به منظور ارزیابی و کنترل خسارت احتمالی ساختمانهای موجود در برابر زلزله‌های آینده و در نظر گرفتن عدم قطعیت‌های موجود در آن، اخیراً از روشهای احتمالاتی استفاده می‌شود. در این روشها، رفتار احتمالاتی سازه توسط منحنی شکنندگی بیان می‌شود که در آن، احتمال خسارت ناشی از زمین‌لرزه را به عنوان تابعی از مشخصه‌های حرکت زمین بیان می‌کنند.

اولین تحقیقات در زمینه آسیب‌پذیری لرزه‌ای ساختمانها، به اوایل دهه هفتاد میلادی بر می‌گردد. در آن هنگام بیشتر توابع بر مبنای نظر کارشناسی تعیین می‌شد. شاید بتوان گفت ویتمن [1] در سال 1972، با ارائه روشی برای برآورد خسارت لرزه‌ای ساختمانها اولین قدمها را در

زلزله به عنوان یک پدیده مخرب در اغلب مناطق دنیا ایمنی سازه‌ها و زندگی ساکنان آن را تهدید می‌کند؛ به طوری که کاهش خسارات جبران‌ناپذیر این پدیده همواره هدف نهایی محققان و دانشمندان علم مهندسی زلزله بوده است. سالیان متمادی است که هدف آیین‌نامه‌های زلزله، طراحی سازه‌ای با قابلیت اعتماد زیاد برای مقاومت در برابر زلزله است. با وجودی که آیین‌نامه‌های طراحی سازه‌ها در برابر زلزله عمدتاً با هدف کاهش تلفات جانی ناشی از زلزله تدوین شده‌اند و تجارب به دست آمده از زمین‌لرزه‌های اخیر نیز نشان‌دهنده کارآمدی آنها در زمینه کاهش تلفات ناشی از زلزله بوده است، اما زلزله‌های بزرگ سالهای اخیر نشان‌دهنده این است که میزان خسارتهای سازه‌ای و غیرسازه‌ای وارد به ساختمانها در برخی

در این مقاله، ابتدا تابع شکنندگی تعریف و کاربرد آن توضیح داده شده، سپس سازه‌های مورد بررسی معرفی و تحت شتابنگاشتهای ثبت شده در خاکهای مختلف تحلیل شده‌اند. آن گاه منحنی‌های شکنندگی آنها ترسیم، با همدیگر مقایسه و تأثیر نوع نگاشت بر آن بررسی شده است.

## 2- تعریف منحنی شکنندگی و نحوه برآورد آن

منحنی شکنندگی، احتمال افزایش میزان خسارت از میزان مشخص شده در سطوح مختلف از جنبش‌های لرزه‌ای زمین است. از دیدگاه ریاضی شکنندگی ساختمان به صورت احتمال بروز خرابی در ساختمان بر اثر یک زلزله خاص با شدت  $Z$  و بر اساس خسارت  $i$  تعریف می‌شود (رابطه 1):

$$F_{ij} = \text{prob}[D \geq d_i | IM] \quad (1)$$

در رابطه (1)،  $F$  تابع شکنندگی،  $IM$ ، پارامتر اندازه‌گیری شدت زلزله است. این مقیاس حتی می‌تواند متفاوت باشد، مانند بیشینه شتاب زمین (PGA)، بیشینه سرعت زمین (PGV)، بیشینه تغییر مکان زمین (PGD)، شتاب طیفی ( $S_d$ )، سرعت طیفی ( $S_v$ ) و تغییر مکان طیفی ( $S_d$ )،  $D$  میزان خرابی در سازه بر اثر وقوع این رخدادها تصادفی (برای مثال تغییر مکان نسبی طبقات)،  $d_i$  میزان خرابی مشخصی از سازه است که به آن خرابی حالت نام گفته می‌شود. این خرابی به صورت کیفی بیان و از نظر کمی با شاخصهای متفاوتی مانند شکل‌پذیری سازه، تغییر مکان نسبی و شاخص خرابی پارک و انگ اندازه‌گیری می‌شود.

سه روش برای برآورد منحنی‌های شکنندگی وجود دارد:

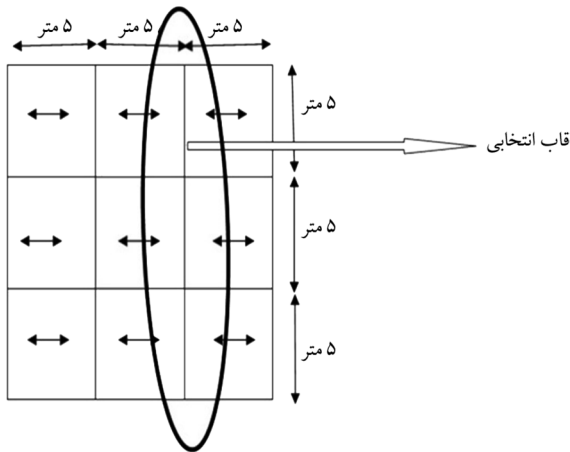
- 1- روش قضاوت مهندسی که در صورت عدم وجود اطلاعات خرابی، از نظر کارشناسی متخصصان برای تعیین میزان خرابی سازه‌ها استفاده می‌شود.
- 2- روش تجربی که از اطلاعات خرابی به دست آمده از یک زلزله واقعی برای تعیین منحنی شکنندگی استفاده می‌شود.
- 3- روش تحلیلی که برای برآورد منحنی شکنندگی از نتایج تحلیل عددی سازه‌ها استفاده می‌شود. با توجه به استفاده از روش تحلیلی در این پژوهش، روش برآورد این توابع در روش تحلیلی بیان شده است. برای برآورد تابع شکنندگی به روش تحلیلی، ابتدا سازه مورد نظر در نرم‌افزار مدل‌سازی می‌شود. سپس، با استفاده از تعدادی از

راه ارزیابی و کاهش آسیب‌پذیری برداشت. بعد از آن با توسعه مدل غیر خطی برای تعیین رفتار ساختمانها، تحقیقات در این زمینه به سرعت توسعه یافت و بویژه از سالهای دهه 90 تا کنون مطالعات زیادی در این زمینه صورت گرفته است که از آن جمله می‌توان به مطالعات آناگوس (1995) [2] و شینوزوکا (1998) اشاره کرد [3] که در آن منحنی شکنندگی پلها از طریق تحلیل دینامیکی غیرخطی توسعه داده شده است. چرنج (2001) با در نظر گرفتن شش قاب خمشی فولادی ویژه، شش قاب خمشی مهاربندی شده و با استفاده از تحلیل استاتیکی غیرخطی منحنی شکنندگی سازه‌های موجود را بررسی نمود [4]. این مطالعات در زمینه‌های مختلف در حال گسترش است.

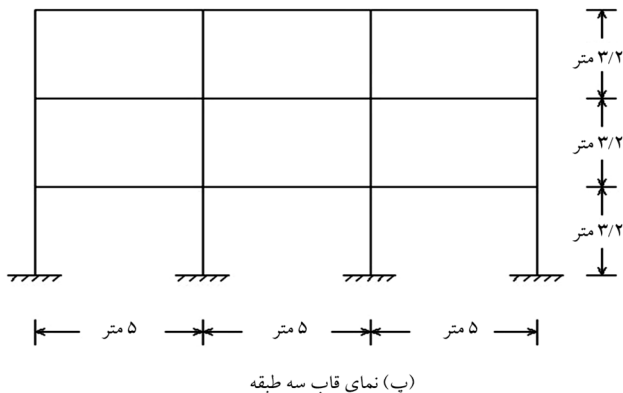
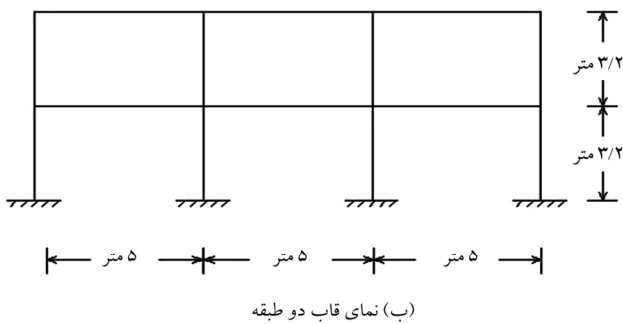
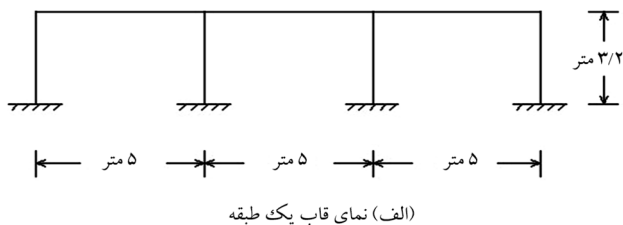
در ایران، بر اساس اطلاعات موجود، مطالعات کمی در خصوص تعیین احتمال خرابی سازه‌ها انجام شده است. از جمله می‌توان به مطالعات ابراهیمی و امامی [5] در خصوص تعیین احتمال خرابی یک سازه تحت اثر زلزله با در نظر گرفتن برهمکنش خاک و سازه و برآورد قابلیت اعتماد قابهای خمشی فولادی توسط همامی و آفاکوچک [6] اشاره کرد. همچنین، تحقیقات زیادی در خصوص بررسی رفتار لرزه‌ای سازه‌ها در تهران انجام شده است که از آن جمله می‌توان به تحقیقات جایکا (2000) و جلیلیان (2006) اشاره نمود [7] و [8] که در آن بر اساس اطلاعات خرابی در زلزله 1368 منجیل منحنی‌های شکنندگی برای ساختمانهای بنایی شهر تهران ارائه نموده است. همچنین قائم‌مقامیان و همکاران [9] برای سازه‌های با مصالح بنایی بر اساس اطلاعات خرابی زلزله‌ها توابع آسیب‌پذیری ارائه نموده‌اند. در مطالعات دیگری در خصوص تعیین توابع شکنندگی برای سازه‌های ساختمانی و صنعتی، می‌توان به مطالعات ناصراسدی [10]، سید رزاقی [11] و برهمن [12] اشاره کرد.

برای توسعه توابع شکنندگی در سازه‌های مهندسی، روشهای تحلیلی مبتنی بر تحلیل دینامیکی بسیار متداول است. در این روشها رفتار احتمالاتی سازه‌های تحت اثر زلزله‌های واقعی بررسی و بر اساس آن منحنی شکنندگی ترسیم می‌شود. این نتایج به نوع نگاشتهای انتخابی بسیار وابسته است. بر اساس اطلاعات موجود، تاکنون مطالعاتی در خصوص ارزیابی تأثیر نوع نگاشت، در منحنی شکنندگی سازه‌ها بررسی نشده است. در این مطالعه، تأثیر نوع خاک بر منحنی‌های شکنندگی قابهای خمشی بتنی کوتاه بررسی شده است.

در نظر گرفته شده است. این قابها با شکل پذیری متوسط و بر اساس ضوابط بند 9-20-3 مبحث نهم مقررات ملی ساختمان [13] طراحی شده‌اند. قابهای مورد مطالعه، قاب میانی یک ساختمان بوده که پلان و نمای آن در اشکال (2) و (3) نشان داده شده است.

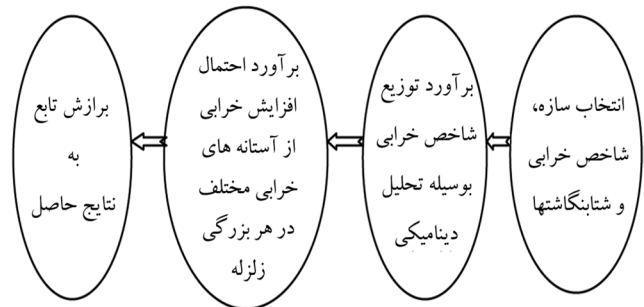


شکل (2): پلان قاب مورد بررسی در این مطالعه



شکل (3): سازه هندسی قاب مورد بررسی در این مطالعه

شتابنگاشتهای زلزله، که بیان کننده مجموعه محتمل زلزله‌های احتمالی آینده است، تحلیل غیر خطی دینامیکی انجام و توزیع پارامتر خرابی مورد نظر به روش تحلیلی برآورد می‌شود. سرانجام منحنی‌های شکنندگی با توجه به محاسبه احتمال افزایش شاخص خرابی نسبت به شاخصهای تعیین کننده میزان خرابی تعیین می‌شود. روش برآورد توابع شکنندگی سازه‌ها از طریق تحلیل دینامیکی در شکل (1) نشان داده شده است.



شکل (1): مراحل برآورد منحنی شکنندگی سازه‌ها [10]

### 3- مطالعه اثر خاک بر روی منحنی شکنندگی

برای مطالعه تعیین اثر خاک محل احداث ساختمان بر منحنی شکنندگی، لازم است تا سازه‌های از یک نوع در خاکهای متفاوت طراحی و رفتار آنها تحت تأثیر نگاشتهای ثبت شده در هر نوع خاک برآورد، منحنی شکنندگی آن ترسیم و نتایج با همدیگر مقایسه شود.

بر این اساس مراحل انجام این تحقیق به صورت ذیل است:

- 1- انتخاب سازه و طراحی آنها در خاکهای مختلف؛
  - 2- انتخاب شاخص خرابی و آستانه خرابیهای مختلف؛
  - 3- انتخاب شتابنگاشتها در خاکهای متفاوت و مقیاس آنها مطابق با آیین‌نامه زلزله ایران؛
  - 4- مدلسازی و برآورد تابع توزیع شاخص خرابی با تحلیل دینامیکی غیرخطی؛
  - 5- برآورد تابع شکنندگی با محاسبه احتمال افزایش خرابی از حالت حدی و برازش تابع شکنندگی با استفاده از نتایج به دست آمده؛
  - 6- مقایسه نتایج و نتیجه گیری.
- جزئیات اجرای مراحل فوق در بخش بعد توضیح داده شده است.

#### 1-3 انتخاب سازه‌ها و طراحی آنها

سازه‌های بررسی شده در این مطالعه، قابهای خمشی کوتاه بتنی‌اند که از نظر تعداد طبقه بر اساس HAZUS بین یک تا سه طبقه

**جدول (3): مشخصات تیرها و ستونهای قاب سه طبقه**

نوع خاک	طبقات	تیرها			ستونها	
		مقطع	میلگرد بالا	میلگرد پایین	مقطع	میلگرد
خاک نوع I و II	طبقه اول	35×35	5Φ20	5Φ16	40×40	12Φ22
	طبقه دوم	35×35	5Φ20	5Φ16	40×40	12Φ18
	طبقه سوم	35×35	4Φ20	4Φ16	40×40	12Φ16
خاک نوع III و IV	طبقه اول	35×35	5Φ20	5Φ16	40×40	12Φ22 گوشه‌ها Φ25
	طبقه دوم	35×35	4Φ18	4Φ14	40×40	12Φ18
	طبقه سوم	35×35	4Φ20	4Φ16	40×40	12Φ18

این حالات خرابی عبارتند از: کم (Slight)، متوسط (Moderate)، وسیع (Extensive) و کامل (Complete).

- در خرابی کم، آسیبهای بسیار ناچیزی به اجزای غیر سازه‌ای وارد می‌شود و اجزای سازه‌ای بدون آسیب باقی می‌مانند.

- در خرابی متوسط، اجزای سازه‌ای آسیب جزئی می‌بینند و اجزای غیر سازه‌ای، آسیب زیاد متحمل می‌شوند.

- در خرابی وسیع، خرابی اجزای سازه‌ای بسیار زیاد و اجزای غیر سازه‌ای خراب کامل شده‌اند.

- در حالت خرابی کامل، سازه یا خراب می‌شود و یا در آستانه خرابی است.

گرچه نوع شاخص و نیز آستانه خرابی در روش برآورد منحنی شکنندگی تفاوتی ندارد، ولی در این بخش، از شاخص مرتبطتری با نوع خرابی سازه استفاده شده است. چندین نوع شاخص خرابی در مطالعات گذشته استفاده شده است؛ به عنوان مثال، نسبت شکل‌پذیری توسط شینوزوکا [15] تغییر شکل نسبی طبقات توسط دیموا [16] و شاخص خرابی پارک و انگ توسط هوانگ، سینگال و کریم [17] استفاده شده است. از میان شاخصهای استفاده شده، تغییر مکان نسبی طبقات، که به دلیل معنی فیزیکی آن می‌تواند ارتباط بهتری با میزان خرابی سازه‌ها برقرار نماید، انتخاب شده است [18].

آستانه مختلف شاخص خسارت با توجه به نوع خرابی سازه‌ها تعیین می‌شود. میزان آستانه خرابی این شاخص را می‌توان به راحتی در

برای طراحی قابها، فرضیات زیر در نظر گرفته شد:

- کلیه سازه‌ها در منطقه با خطر نسبی خیلی زیاد قرار دارند؛
- مدل‌ها در چهار حالت مختلف بر روی خاک نوع I، II، III و IV آیین‌نامه طراحی لرزه‌ای ساختمانها قرار داشته، برای آن طراحی شده است؛
- بار مرده در نظر گرفته شده برای طبقات، 690 و برای بام 640 کیلوگرم بر متر مربع و بار زنده طبقات 200 و بام 150 کیلوگرم بر متر مربع است؛
- کف کلیه طبقات صلب در نظر گرفته شده است؛
- ضریب برش پایه محاسبه شده برای سازه‌های واقع بر روی خاک I و II برابر 0/125 و برای سازه‌های واقع بر روی خاک III و IV برابر 0/137 است.

ساختمانهای مورد بررسی پس از مدلسازی و بارگذاری، تحلیل و طراحی شدند. مقاطع به دست آمده تیرها و ستونهای انواع قابها در جداول (1)، (2) و (3) آورده شده است.

### 2-3- انتخاب شاخص خرابی و آستانه‌های مختلف خرابی

تعاریف مختلفی برای انواع حالات خرابی وجود دارد. در این پژوهش حالات خرابی ساختمانها مطابق با HAZUS انتخاب و در آن احتمال وقوع چهار نوع حالت خرابی در سازه تعریف شده است [14].

**جدول (1): مشخصات تیرها و ستونهای قاب یک طبقه**

نوع خاک	تیرها			ستونها	
	مقطع	میلگرد بالا	میلگرد پایین	مقطع	میلگرد
خاک نوع I و II	35×35	4Φ18	4Φ14	35×35	12Φ20
خاک نوع III و IV	35×35	4Φ18	4Φ14	35×35	12Φ20

**جدول (2): مشخصات تیرها و ستونهای قاب دو طبقه**

نوع خاک	طبقات	تیرها			ستونها	
		مقطع	میلگرد بالا	میلگرد پایین	مقطع	میلگرد
خاک نوع I و II	طبقه اول	35×35	4Φ18	4Φ14	35×35	12Φ18
	طبقه دوم	35×35	4Φ18	4Φ14	35×35	12Φ16
خاک نوع III و IV	طبقه اول	35×35	4Φ18	4Φ14	35×35	12Φ20
	طبقه دوم	35×35	4Φ18	4Φ14	35×35	12Φ18

جدول (6): مشخصات شتابنگاشتهای انتخابی بر اساس خاک نوع II

شماره	زلزله	ایستگاه محل ثبت	بزرگا (M)	فاصله از گسل (km)	PGA (g)	PGV (cm/s)	PGD (cm)
1	بورنگو	117 El Centro Array	6/8	46	0/13	26/3	12/18
2	چی چی	CHY036	7/6	20/38	0/294	38/9	21/19
3		CHY046					
4		HWA019					
5	امپریال ولی	6605 Delta	6/5	43/6	0/238	26	12/06
6	کوجائیلی	¿Iznik	7/4	31/8	0/136	28/8	17/44
7		Atakoy					
8	لاندرز	22074 Yermo Fire	7/3	24/9	0/152	29/7	24/69
9		22074 Yermo Fire					
10		12025 Palm Springs Airport					
11		12026 Indio					
12	لوماپریتا	1028 Hollister City Hall	6/9	28/2	0/215	45	26/1
13		1695 Sunnyvale					
14		58224 Oakland					
15	مورگان	1028 Hollister City Hall	6/2	32/5	0/071	9	3/81

جدول (7): مشخصات شتابنگاشتهای انتخابی بر اساس خاک نوع III

شماره	زلزله	ایستگاه محل ثبت	بزرگا (M)	فاصله از گسل (km)	PGA (g)	PGV (cm/s)	PGD (cm)
1	لوماپریتا	57064 Fremont	6/9	43	0/124	11/5	5/43
2		58373 APEEL 10					
3		58262 Belmont					
4	کیمند	89509 Eureka	7/1	44/6	0/178	28/3	11/41
5	چی چی	CHY086	7/6	35/43	0/115	14/2	6/66
6		TCU015					
7	امپریال ولی	6604 Cerro Prieto	6/5	26/5	0/157	18/6	7/95
8	کرن	1095 Taft Lincoln	7/4	41	0/178	17/5	8/99
9	لاندرز	12149 Desert Hot Springs	7/3	23/2	0/171	20/2	13/87
10	لیورمور	57064 Fremont	5/8	29/8	0/055	3/9	0/93
11	مورگان هیل	57007 Corralitos	6/2	22/7	0/081	6/4	1/17
12	نورتیج	24157 LA - Baldwin Hills	6/7	31/3	0/168	17/6	4/79
13		14196 Inglewood					
14	پالم اسپرینگ	22170 Joshua Tree	6	29/8	0/065	3/9	0/48
15	سان فرناندو	24278 Castaic	6/6	24/9	0/268	25/9	4/67

آزمایشگاه و برای هر نوع سازه تعیین نمود. در این مطالعه، از آستانه خرابی توصیه شده توسط HAZUS برای خرابیهای مختلف (جدول 4) و آسیبهای مختلف استفاده شده است.

جدول (4): آستانه تغییر شکل نسبی طبقات متناظر با خرابیهای مختلف بر

اساس HAZUS [13]

آستانه تغییر شکل نسبی طبقات برای خرابیهای مختلف				سطح طراحی
کامل	وسیع	متوسط	کم	
0/06	0/023	0/009	0/005	سطح متوسط آیین نامه

### 3-3- انتخاب شتابنگاشتها و مقیاس آنها

در این مطالعه برای هر نوع خاک مورد بررسی (I, II, III, IV)، 15 شتابنگاشت حوزه دور زلزله، که با فاصله بیش از 20 کیلومتر از مرکز زلزله اند، از بانک اطلاعاتی PEER انتخاب شده است [19]. مشخصات شتابنگاشتهای انتخابی بر اساس نوع خاک در جداول (5)، (6)، (7) و (8) آورده شده است.

جدول (5): مشخصات شتابنگاشتهای انتخابی بر اساس خاک نوع I

شماره	زلزله	ایستگاه محل ثبت	بزرگا (Mw)	فاصله از گسل (km)	PGA (g)	PGV (cm/s)	PGD (cm)
1	چی چی	TTN041	7/6	54/16	0/079	6/8	6/5
2		TCU025		54/36	0/075	19	22
3		HWA046		59/26	0/076	9/8	18/09
4	دوزچه	1060 Lamont 1060	7/1	30/2	0/053	5/3	5/98
5	کوجائیلی	maslak	7/4	63/9	0/04	6/5	9/24
6	لاندر	12206 Silent Valley	7/3	51/7	0/04	5/1	3/88
7		21081 Amboy		69/2	0/115	18/3	11/16
8		21081 Amboy		69/2	0/146	20	7/38
9	لوماپریتا	58539 So. San Francisco	6/9	68/2	0/056	7/1	5/18
10		58338 Piedmont		78/3	0/084	8/2	2/94
11		58151 SF		79/7	0/078	6/7	2/58
12		58043 Point Bonita		88/6	0/071	11/4	3/98
13	نورتیج	24307 Leona Valley	6/7	37/8	0/084	8/5	2/24
14		90019 San Gabriel		41/7	0/141	9/6	2/21
15		23595 Littlerock		46/9	0/072	6	1/35

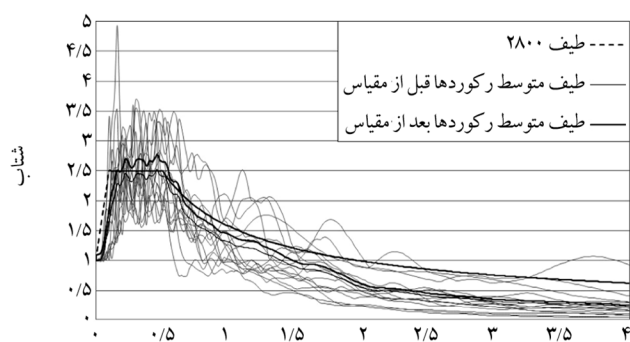
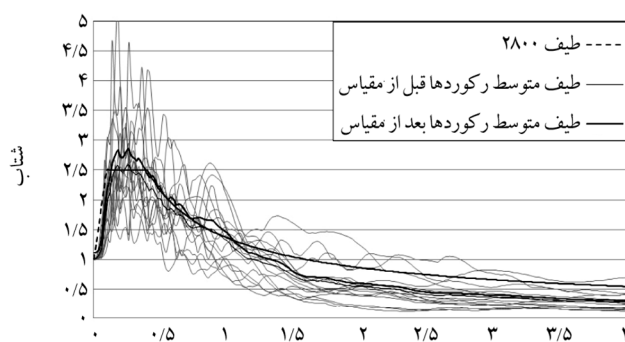
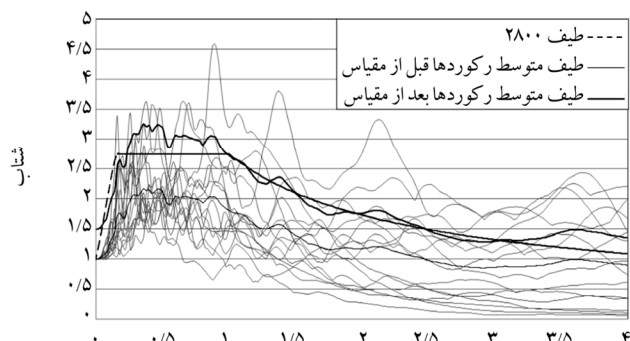
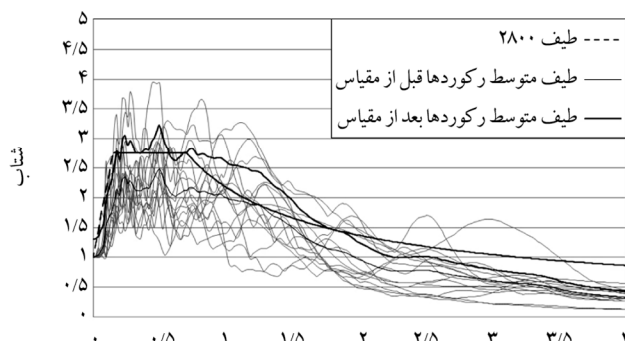
**جدول (8): مشخصات شتابنگاشتهای انتخابی بر اساس خاک نوع IV**

شماره	زلزله	ایستگاه محل ثبت	بزرگا (M)	فاصله از گسل (km)	PGA (g)	PGV (cm/s)	PGD (cm)		
1	کوجائیلی	Ambarli	7/4	78/9	0/249	40	30/08		
2		Ambarli							
3	چی چی	CHY104	7/6	20/72	0/187	55/2	47/23		
4		TCU111		22/22	0/136	57/8	55/22		
5		TCU115		22/75	0/117	38/7	33/03		
6		TCU141		23/78	0/105	43/3	34/99		
7		TCU117		25/55	0/12	54/4	45/54		
8		CHY002		26/81	0/147	52/9	59/81		
9		TCU118		27/32	0/114	30/5	23/87		
10		CHY004		50/89	0/1	15/8	15/41		
11		CHY107		55/89	0/102	20/9	13/42		
12		کوبه		0 Kakogawa	6/9	26/4	0/345	27/6	9/6
13		لوماپریتا		1002 APEEL 2	6/9	47/9	0/22	34/3	6/87
14	مورگان	58375 APEEL 1	6/2	54/1	0/068	3/9	0/63		
15	سوپرست	5062 Salton Sea Wildlife Refuge	6/7	27/1	0/167	18/3	4/3		

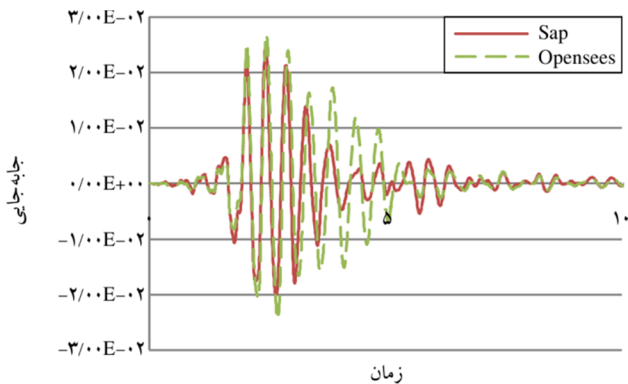
شتابنگاشتهای مورد استفاده برای زلزله طراحی باید تا حد امکان نشان‌دهنده حرکت واقعی زمین محل ساخت بر اثر وقوع زلزله باشد و با توجه به اینکه طیف طراحی قابها طیف آیین‌نامه بوده، لازم است تا نگاشتهای زلزله به طیف آیین‌نامه‌ای مربوط به خاک مورد نظر مقیاس شود. در این خصوص، روشهای مختلفی وجود دارد که در این مطالعه از روش آیین‌نامه طراحی ساختمانها در مقابل زلزله [20] استفاده شده است. طیفهای مقیاس شده برای نگاشتهای مختلف (متوسط، قبل از مقیاس، بعد از مقیاس و 2800) در شکل (4) نشان داده شده است.

**3-4- مدلسازی قابهای مورد مطالعه**

مدل تحلیلی غیرخطی سازه‌ها در نرم‌افزار Opensees انجام شده است. در این نرم‌افزار برای تعریف رفتار غیرخطی مقاطع از روش مقطع الیافی (Fiber Element) استفاده شده است. بتن موجود در مقاطع به دو قسمت بتن پوشش بدون محصور شدگی و هسته بتنی با محصور شدگی تقسیم‌بندی شده است. برای مدلسازی فولاد از رفتار Steel 01 و بتن محصور نشده از مدل Concrete 01 استفاده شده است


 زمان تناوب  
 (ب) خاک نوع II

 زمان تناوب  
 (الف) خاک نوع I

 زمان تناوب  
 (ت) خاک نوع IV

 زمان تناوب  
 (پ) خاک نوع III

شکل (4): طیف نگاشتهای انتخاب شده و متوسط. طیف نگاشتهای قبل و بعد از مقیاس



شکل (6): مقایسه تحلیل تاریخچه زمانی قاب یک طبقه در نرم افزار SAP2000 و Opensees

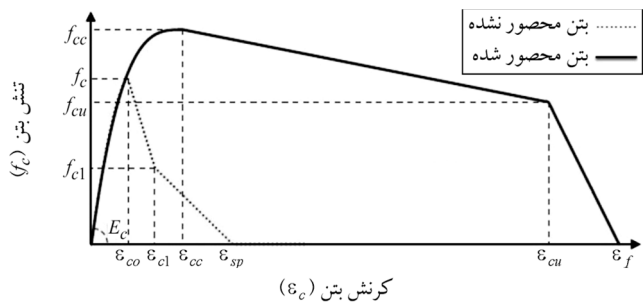
در شکل مشاهده می شود که نتایج تحلیل به دست آمده تطابق خوبی با یکدیگر دارد و اختلافهای موجود به دلیل فرضیات متفاوتی است که در دو نرم افزار به کار گرفته می شود.

### 3-5- برآورد تابع توزیع شاخص خرابی با تحلیل دینامیکی

بررسی رفتار احتمالاتی سازه‌ها بر اساس تحلیل دینامیکی غیرخطی است. در این روش حرکات قوی زمین باید به شدتهای مختلف حرکت زمین مقیاس و سازه‌ها تحت اثر آنها تحلیل دینامیکی شوند. در این مطالعه، با توجه به مقیاس با طیف آیین نامه، شتاب طیفی ( $S_a$ ) به عنوان پارامتر حرکت زمین انتخاب شده است. با توجه به اینکه شاخص خرابی سازه، تغییر مکان نسبی طبقه است، مقدار پاسخ سازه‌ای حداکثر به ازای شدت زلزله معین ثبت می شود. پس از تحلیل‌های صورت گرفته، توزیع شاخص خرابی در شدتهای مختلف زمین لرزه در خاکهای مختلف و برای هر سه قاب برآورد شده‌اند که به منظور بررسی منحنی‌های شکنندگی قابهای کوتاه نتایج سه قاب با یکدیگر ترکیب شدند. توزیع شاخص خرابی در شدتهای مختلف زمین لرزه در خاک نوع I، II، III و IV برای قابهای کوتاه طراحی شده مطابق با آیین نامه 2800 در شکل (7) نشان داده شده است. در این نمودارها هر یک از نقاط، بیان کننده نتیجه یک تحلیل دینامیکی غیر خطی است. در این اشکال، خطوط افقی نشان دهنده آستانه‌های مختلف خرابی است. مشاهده می شود که با افزایش شدت زلزله، میزان افزایش شاخص خرابی از میزان آستانه‌های مختلف خرابی بیشتر می شود. احتمال افزایش این شاخص در بخش بعد محاسبه شده است.

که در آن از مقاومت کششی بتن صرف نظر می شود. به منظور تعیین مشخصات بتن محصور شده، مدل‌های مختلفی پیشنهاد شده است که می توان به مطالعات کنت و پارک، اسکات و همکاران، مندر و مدهو کارتیک اشاره کرد [21].

در این مطالعه، برای مدلسازی رفتار غیر خطی مصالح از روابط ارائه شده توسط مدهو کارتیک استفاده شده است که در آن اثر عواملی نظیر فاصله خاموتها و نسبت محصور شدگی بتن در نظر گرفته شده است. مدل رفتاری تنش- کرنش بر اساس این مدل برای بتن‌های محصور شده و نشده در شکل (5) نشان داده شده است. در این مطالعه، با توجه به مشخصات سازه‌ها و مقاطع مورد استفاده، مشخصات رفتاری بتن برای بتن‌های محصور شده و نشده در جداول (9 و 10) ارائه شده است.



شکل (5): مدل رفتاری تنش- کرنش بتن محصور شده و محصور نشده پیشنهاد شده توسط مدهو کارتیک [21]

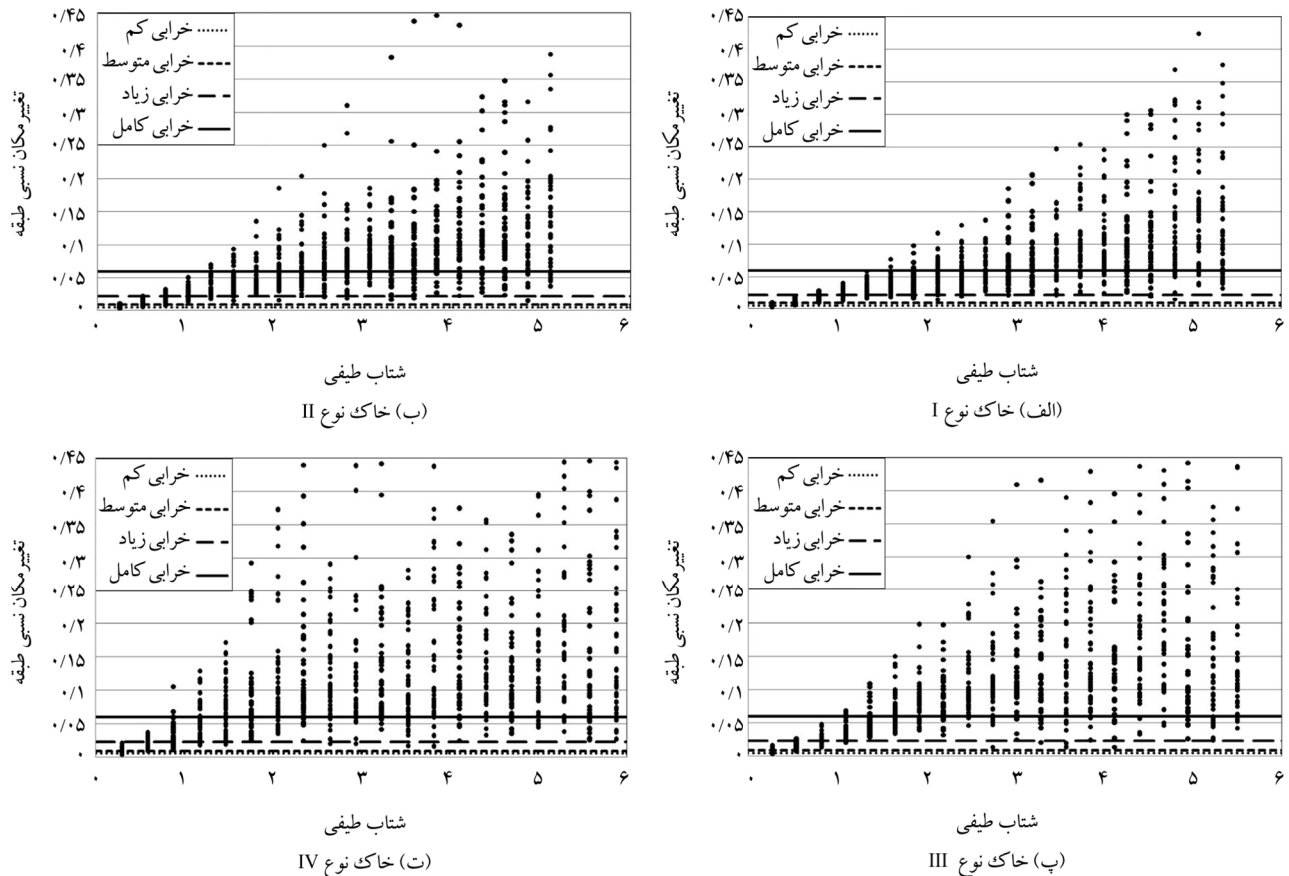
جدول (9): مقادیر نقاط کنترل اصلی بتن محصور نشده برای قابهای خمشی با شکل پذیری متوسط

پارامتر مدل	$f'_c$	$\epsilon_{c0}$	$f_{cl}$	$\epsilon_{cl}$
بتن محصور نشده	25	0/00186	6	0/0065

جدول (10): مقادیر نقاط کنترل اصلی بتن محصور شده برای قابهای خمشی با شکل پذیری متوسط

پارامتر مدل	$f'$	$f'_{cc}$	$\epsilon_{cc}$	$f_{cu}$	$\epsilon_{cu}$
بتن محصور نشده	25	30/35	0/00385	8/675	0/0212

به منظور بررسی و صحت مدلسازیهای انجام گرفته در Opensees، قاب یک طبقه مورد بررسی در نرم افزار SAP2000 نیز مدلسازی شده و تحلیل تاریخچه زمانی آن برای یک رکورد مشخص با هم مقایسه شده که نتایج در شکل (6) ارائه شده است.



شکل (7): توزیع شاخص خرابی در شدتهای مختلف زمین لرزه برای قایهای کوتاه. آستانه خرابی مختلف در سطح متوسط HAZUS توسط خطوط افقی مشخص شده‌اند.

### 3-6- برآورد تابع شکنندگی

این رابطه برای چهار حالت خرابی (کم، متوسط، زیاد و کامل) و برای مقادیر مختلف بزرگای زمین لرزه برآورد شده است که نتایج آن به صورت مقادیر تابع شکنندگی در شکل (6) به صورت نقاط نشان داده شده است. تابع شکنندگی توسط برازش تابع توزیع تجمعی لگاریتم نرمال که با نتایج عددی به دست آمده، حاصل می‌شود:

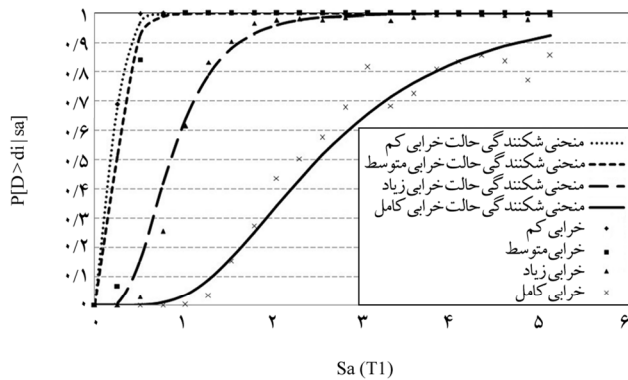
$$P(D > d_i | Sa) = F\left(\frac{1}{\beta_i} \ln\left(\frac{sa}{sa_i}\right)\right) \quad (3)$$

در این رابطه،  $P(D > d_i | Sa)$  احتمال افزایش خرابی از حد خرابی  $d_i$  بوده،  $Sa$  پارامتر حرکت زمین (شتاب طیفی)،  $sa_i$  مقدار میانگین و  $\beta_i$  انحراف معیار تابع لگاریتم نرمال آن برای حالت خرابی نام است. توابع برازش شده به اطلاعات به دست آمده برای سازه‌های مورد بررسی در شکل (8)، نشان داده شده‌اند. پارامترهای تابع برازش شده آن نیز در جدول (11) آورده شده است.

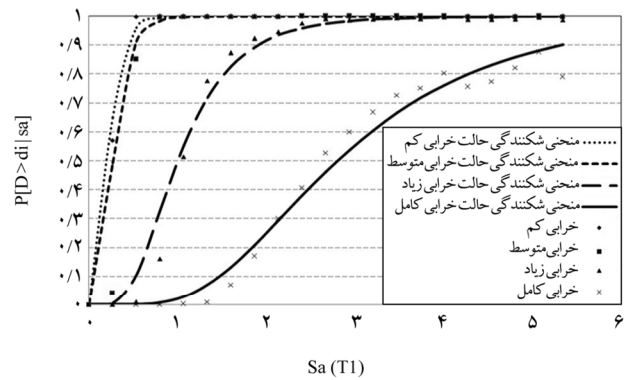
پس از آنکه توزیع شاخص خرابی در شدتهای مختلف برآورد شد، چندین توزیع مختلف از جمله توزیع نرمال، لگاریتم نرمال و بتا مورد بررسی قرار گرفت. مشاهده شد که توزیع لگاریتم نرمال، توزیع مناسبتری برای بیان این توزیعهاست. مناسب بودن این توزیع در مطالعات گذشته محققان دیگر از جمله جلاپر و بیکر و همکاران نیز مورد تأکید قرار گرفته است [23 و 24]. به منظور ارزیابی احتمال خرابی در هر شدت از زلزله، میزان پارامترهای توزیع احتمالاتی در هر شدت از زلزله، بر اساس برازش توزیع لگاریتم نرمال به داده‌ها به دست آمده است. حال می‌توان احتمال افزایش شاخص از مقادیر مختلف را با استفاده از رابطه (1) به دست آورد. با توجه به استفاده از توزیع لگاریتم نرمال این رابطه به صورت رابطه (2) بازنویسی شده است:

$$P(d > D_i | I) = 1 - P(d \leq D_i | I) = 1 - F\left(\frac{1}{\beta} \ln\left(\frac{ISD_i}{ISD_{im}}\right)\right) \quad (2)$$

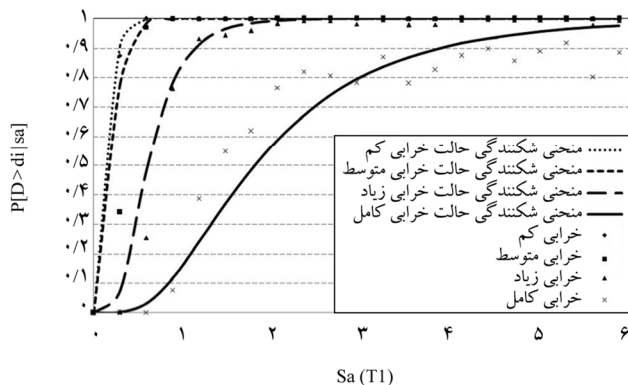




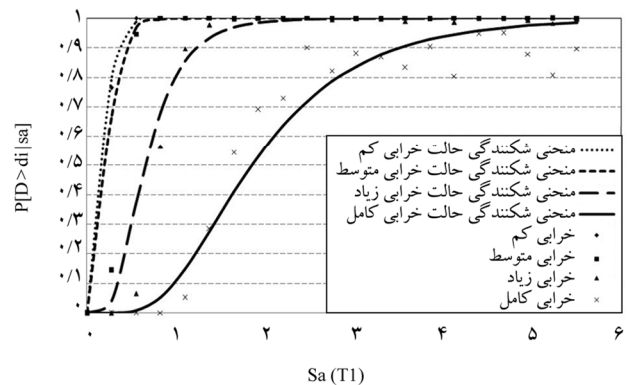
(ب) خاک نوع II



(الف) خاک نوع I



(ت) خاک نوع IV



(پ) خاک نوع III

شکل (8): منحنی شکنندگی قابهای خمشی کوتاه بتنی طراحی شده مطابق با آیین نامه بتن ایران تحت 15 نگاهت در سطح متوسط Hazus

قابهای کوتاه واقع بر روی خاکهای نوع III و IV تحت  $s_a$  یکسان، بیشتر از احتمال خرابی قابهای واقع بر روی خاکهای نوع I و II است. این مسأله در حالت خرابی کامل بیشتر نمایان است. این خصوصیات با توجه به این امر است که قابها برای خاک مورد نظر طراحی شده است. این اختلاف نشان می‌دهد که قابهای طراحی شده در هر نوع خاک می‌تواند ایمنی متفاوتی داشته باشد. علاوه بر آن، منحنی شکنندگی قابهای واقع بر خاکهای نوع III و IV نزدیک به هم است و در مورد منحنی شکنندگی قابهای واقع بر روی خاکهای نوع I و II نیز اختلاف زیادی دیده نمی‌شود. علت این امر تا حد زیادی می‌تواند به اختلاف بین نیروهای طراحی آنها مربوط باشد، که باعث اختلاف بین مقاطع آنها شده است. قابهای واقع بر خاکهای نوع I و II دارای طراحی یکسان و نیز قابهای واقع بر خاک نوع III و IV طراحی مشابه می‌باشند. بر این اساس، اختلاف بین منحنی‌های حاصل، ناشی از اختلاف رفتار در شتابانگشتی‌های هر نوع خاک است.

جدول (11): پارامترهای عددی تابع لگاریتم نرمال برازش داده شده به مقادیر

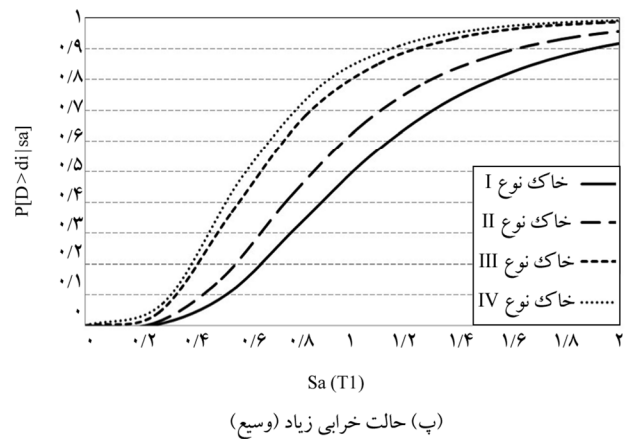
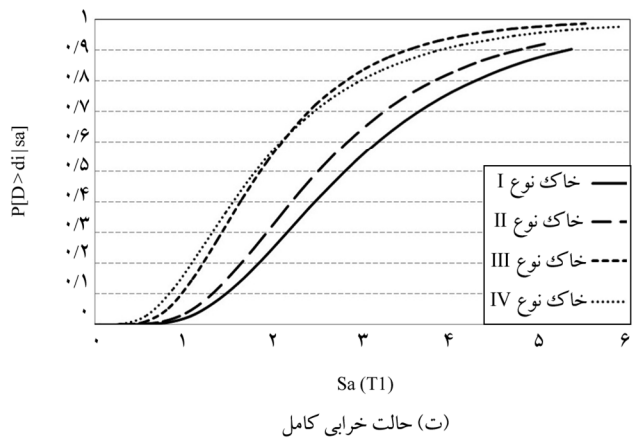
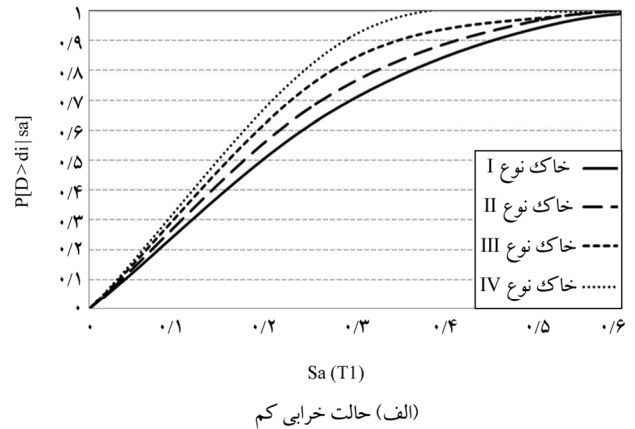
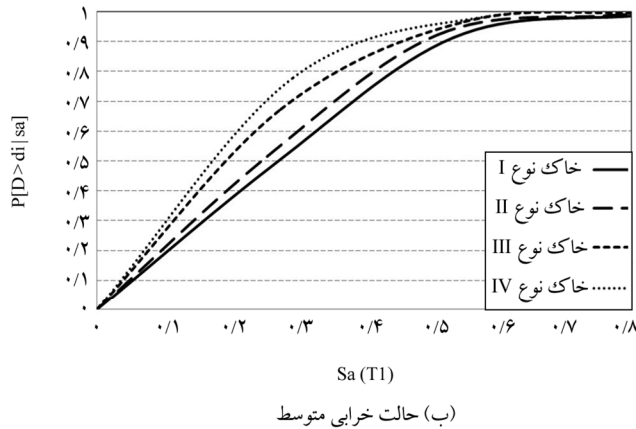
تابع شکنندگی برای قابهای خمشی کوتاه بتنی با شکل‌پذیری متوسط واقع شده بر روی خاکهای نوع I، II، III و IV در سطح متوسط آیین‌نامه HAZUS

نوع خاک	کم		متوسط		وسیع		کامل	
	$\bar{s}_a$	$\beta$	$\bar{s}_a$	$\beta$	$\bar{s}_a$	$\beta$	$\bar{s}_a$	$\beta$
I	0/22	0/5	0/27	0/5	1	0/5	2/8	0/5
II	0/2	0/5	0/25	0/5	0/85	0/5	2/5	0/5
III	0/18	0/5	0/22	0/5	0/65	0/5	1/85	0/5
IV	0/15	0/5	0/2	0/5	0/6	0/5	1/8	0/6

#### 4- نتیجه مطالعات

به منظور بررسی تأثیر نوع خاک بر منحنی‌های شکنندگی قابهای کوتاه، منحنی‌های شکنندگی قابهای کوتاه واقع بر خاکهای نوع I، II، III و IV حالات خرابی کم، متوسط، زیاد (وسیع) و کامل به تفکیک در شکل (9) نشان داده شده‌اند.

با توجه به شکل (9) می‌توان نتیجه گرفت که احتمال خرابی

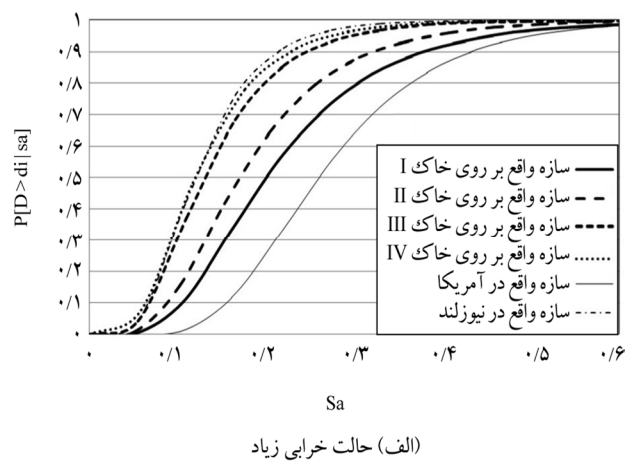
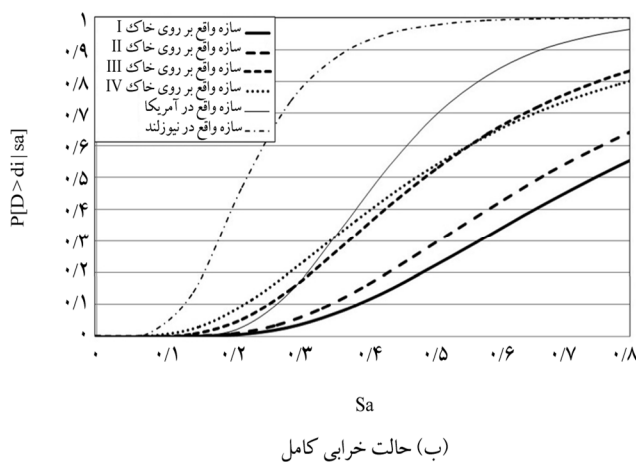


شکل (9): مقایسه منحنی‌های شکنندگی قابهای کوتاه واقع بر خاکهای I، II، III و IV

طبقه 3/6 متر و دارای چهار دهانه به طول شش متر و عمق تیرها 60 سانتیمتر است. دوره تناوب قابهای واقع در نیوزلند 1/3 و در آمریکا 0/75 ثانیه است. مقایسه منحنی‌های شکنندگی مطالعه حاضر و مطالعه اوما و همکاران در شکل (10) نشان داده شده است.

### 5- ارزیابی نتایج به دست آمده

نتایج به دست آمده از این مطالعه با نتایجی که اوما و همکاران (2011) برای قابهای خمشی بتنی واقع در نیوزلند و استرالیا ارائه داده است [22] مقایسه شده است. قابهای مذکور در پنج طبقه با ارتفاع هر



شکل (10): مقایسه منحنی‌های شکنندگی به دست آمده از این پژوهش و منحنی‌های شکنندگی به دست آمده توسط اوما و همکاران برای سازه‌های آمریکا و نیوزلند [22]

قابها مؤثر است، می‌توان نتیجه گرفت که سطح ایمنی قابهای کوتاه بتنی طراحی شده در آیین‌نامه ایران در خاکهای مختلف یکسان نیست و در خاکهای با پریود غالب بالاتر، علی‌رغم دوری پریود آنها از زمان تناوب سازه، احتمال خرابی سازه‌ها افزایش می‌یابد. در این خصوص، مطالعات بیشتری باید صورت گیرد تا در صورت تأیید نتایج در قابهای دیگر، نیروی طراحی آیین‌نامه اصلاح شود.

#### 7- مراجع

1. Whitman, R.V. (1972). Seismic design decision analysis, report no. 10, methodology and pilot application Massachusetts institute of technology, Cambridge.
2. Anagnos, T., Rojahn, C., and Kiremidjian, A. (1995). ATC joint study on fragility of Building, NCEER-95-0003, applied technology council, CA.
3. Shinozuka, M. (1998) Statistical analysis of bridge fragility curve, *Proceeding of the Workshop on Effective Systems for Bridge*, New York, NY.
4. Rwey-Hua, Ch. (March 2001). Preliminary study on the fragility curves for steel structures in Taipei. *Earthquake Engineering and Engineering Seismology*, 3(1), p. 35-42-
5. Ebrahimi, A. and Emami Azadi, M.R. (2008). Evaluation of seismic reliability of buildings. 4<sup>th</sup> National Congress on Civil Engineering, Tehran.
6. Homami, P. and Aghakuchack, A.A. (2008) Seismic reliability analysis of rigid steel frames. *Journal of Seismology and Earthquake Engineering*, 9(4), p. 183-192.
7. JICA (2000). The study on seismic microzoning of the greater Tehran area in the Islamic republic of Iran. A report from center for earthquake an environmental studies of Tehran (CEST) and japan international cooperation agency (JICA), Tehran municipality, Tehran, Iran.
8. Jalalian, M. (2006). Deriving of empirical vulnerability functions for Iran, A MSc thesis, university of technology, Tehran, Iran.
9. Ghayamghamian, M.R. Ahmadzadeh, S., and Mirzaei, N. (2011). Evaluation of damage functions for non-engineering buildings during the 2005 Dahooiyeh-Zarand earthquake in Iran. *Sharif Journal*, 4.
10. Nasseradi, K. (2006). Seismic risk assessment

با مقایسه منحنی‌ها ملاحظه می‌شود که نتایج این مطالعه و اوما و همکاران در خرابی زیاد، همخوانی بسیار خوبی دارد به گونه‌ای که منحنی‌های به دست آمده در بیان منحنی سازه‌های آمریکا و نیوزلند قرار گرفته است؛ ولی در خرابی کامل با سازه‌های واقع در آمریکا همخوانی دارد و با سازه‌های واقع در نیوزلند اختلاف زیادی دارد. اختلافات موجود بین سازه‌های مورد بررسی با سازه‌های نیوزلند، مربوط به فرضیات تحلیلی در دو مطالعه است. در مطالعه مرجع، سازه‌ها با پریود متفاوت بوده و سازه‌های واقع در نیوزلند با شکل‌پذیری کمتری نسبت به سازه‌های آمریکا فرض شده‌اند. در نتیجه، منحنی شکنندگی آنها از سازه‌های واقع در آمریکا دورتر است.

#### 6- نتیجه‌گیری و پیشنهادها

در این مقاله تأثیر در نظر گرفتن نوع خاک احداث ساختمانهای کوتاه بتنی بر منحنی شکنندگی آنها مطالعه شده است. بدین منظور، منحنی شکنندگی قابهای بتنی کوتاه به روش احتمالاتی برآورد شده است که در آن، توزیع شاخص خرابی سازه‌ها در هر شدت از زمین‌لرزه با استفاده از تحلیل‌های دینامیکی غیر خطی تحت مجموعه‌ای از شتابنگاشت‌های حوزه‌ی دور، که در خاکهایی مطابق با خاکهای نوع I، II، III و IV آیین‌نامه ایران ثبت شده‌اند و طیف متوسط آن با طیف خاکهای مختلف مقیاس شده است، به دست می‌آید. در این مطالعه، سه قاب خمشی بتنی یک، دو و سه طبقه با شکل‌پذیری متوسط، که بر مبنای آیین‌نامه بتن ایران و ویرایش سوم آیین‌نامه طراحی لرزه‌ای (2800) طراحی شده‌اند، در نظر گرفته شده است. منحنی شکنندگی قابها برای انواع خرابیها در هر نوع از خاکها برآورد و مقایسه شده است.

نتایج نشان می‌دهند که بر خلاف انتظار از قابهای طراحی شده بر اساس نوع خاک مختلف که باید دارای یک سطح ایمنی باشند، نوع خاک احداث سازه‌ها بر منحنی شکنندگی آنها تأثیر بسیاری دارد و به طور کلی، احتمال خرابی قابها با تغییر نوع خاک از I به IV بیشتر می‌شود. این مقادیر برای خاکهای نوع III و IV و خاکهای نوع I و II نزدیک به هم است. علت این امر می‌تواند به دلیل یکسان بودن نیروی طراحی ارائه شده توسط آیین‌نامه در این نوع خاکها باشد. از آنجا که منحنی‌های شکنندگی در محاسبه احتمال خرابی

- Survey, Golden, Colorado, USA- N., Liel A.B., and Raghunandan M. Comparison of main-shock and aftershock fragility curves developed for New Zealand and US buildings. *Proceedings of the Ninth Pacific Conference on Earthquake Engineering Building an Earthquake-Resilient Society*, Auckland, New Zealand.
23. Baker, J.W. and Cornell, C.A. (2005). A vector-valued ground motion intensity measure consisting of spectral acceleration and epsilon. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, p. 1193-1217.
24. Jalayer, F. (2003). Direct Probabilistic Seismic Analysis: implementing non-linear dynamic assessments. Ph.D. thesis, Stanford University.
- methodology for industrial facilities; case study of an oil refinery. The international institute of earthquake engineering and seismology.
11. Seyed Razzaghi, M. (2004). Importance of Application of Fragility Curves in Seismic Vulnerability Assessment of Oil Steel Storage Tanks, *Journal of Seismology and Earthquake Engineering*.
12. Berahman, F. and Behnamfar, F. (March 2007). Seismic fragility curves for un-anchored on-grade steel storage tanks: Bayesian approach, *Journal of Earthquake Engineering, Imperial College, London*, 11(2).
13. National Building Code, Division 9: Design and Construction of Reinforced Concretes (2009).
14. HAZUS (1999). Earthquake loss estimation methodology-Technical manual, Federal Emergency Management Agency and National Institute of Building Science.
15. Shinozoka, M., Feng, M.Q., Lee, J., and Naganuma, T. (2000). Statistical analysis of fragility curves, *Engineering Mechanics*, 126(12), p. 1224-1231.
16. Dimova, S.I. and Hirata, K. (2000). Simplified seismic fragility analysis of structures with two types of friction devices. *J. of Earthquake engineering and structural dynamics*, 29, p. 1153-1175.
17. Karim, K.R. and Yamazaki, F. (2003). A simplified method of constructing fragility curves for highway bridges. *J. earthquake engineering and structural dynamics*, (32), p. 1603-1626.
18. Porter, K.A. (2000). Assembly-based vulnerability of buildings and its use in seismic performance evaluation and risk-management decision-making. PhD thesis Civil and Environmental Engineering Department, University Stanford, California,.
19. Pacific Earthquake Engineering Research center (PEER) online strong motion database, <http://peer.berkeley.edu/smcat/search.html>
20. Iranian Code for Seismic Resistant Design of Buildings, Third Edition (2005).
21. Murugesan Reddiar, Madho, Karthic, (2009). Stress-strain model of unconfined and confined concrete and stress-block parameters, partial fulfillment of requirement for the degree of master of science, A&M university, Texas.
22. Uma, S.R., Ryu, H., and Luco, (2011). US Geological

## Effect of Soil Type on the Analytical Fragility Curves of Low-Rise RC Medium Ductility Frames

**Davood Ghaderi**

M.S. Graduate, University of Zanjan

**Kiarash Nasserjadi**

Assistant Professor, University of Zanjan.

(Corresponding Author) Email: [nasserjadi@znu.ac.ir](mailto:nasserjadi@znu.ac.ir)

These days, the probabilistic evaluation of seismic structural damages and loss estimation through fragility functions has become more popular. The fragility functions for new structures are developed by the analytical methods in which the probabilistic behavior of structures is estimated by nonlinear analysis of structures with real EQ time history records. Therefore, type of records and method of record selection may affect the estimated fragility curves of structures. In this paper, the effect of the soil type on the fragility curve of low-rise RC medium ductility frames is studied. For this reason, three 1, 2 and 3 story RC medium ductility frames were considered and the fragility curve of these frames were estimated by probabilistic method and conducting time history analysis by EQ records obtained from four types of soils in the Iranian code of practice for seismic resistant design of buildings. The results have shown that the soil type has significant effect on the fragility function of frames. In general, the probability of failure of frames in fragility functions increased by increasing of soil type from hard to soft soil. These results contradicted with the philosophy of equal safety for different type of building design by the same code. Therefore more improvement in the design code needs to be conducted in order to incorporate similar safety in different soils.

**Keywords:** Fragility Curves, Soil Type Effect, RC Frames, Low-Rise Frames, Medium Ductility Frame.