Archive of SID

مهندسی عمران شریف، (زمستان ۱۳۹۴)
دوره‌ی ۲ - ۳۱، شماره‌ی ۴/۲، ص. ۱۴۵-۱۵۶، (یادداشت فنی)

Research Note

ارائه‌ی منحنی‌های شکنندگی تحلیلی برای ساختمان‌های بنایی مدارس ایران

غلامرضا قدرتی امیری* **(استاد)**
حمیدرضا رازقی (دانشیار)
لطیف دوستی (کارشناس ارشد)
دانشکده‌ی مهندسی عمران، دانشگاه علم‌وصنعت ایران

هدف این نوشتار به‌دست‌آوردن منحنی‌های شکنندگی ساختمان‌های بنایی متداول مدارس ایران است. در این مطالعه با استفاده از یک روش تحلیلی منحنی‌های شکنندگی برای ساختمان‌های بنایی در ۳ حالت ۱، ۲ و ۳ طبقه و روی انواع خاک‌های ذکرشده در استاندارد ۲۸۰۰ به‌صورت مجزا توسعه داده شده‌اند. از دیگر مزایای این پژوهش این است که به منظور دستیابی به منحنی‌های شکنندگی واقعی‌تر برای هر ساختمان ۲۴ تحلیل انجام شده و این موارد مدنظر قرارگرفته‌اند: اعمال نیرو در هر دو جهت اصلی x و y، توزیع نیروی جانبی به‌صورت مود اول و یکنواخت، خروج از مرکزیت، اعمال نیروی جانبی در جهت مثبت و منفی محورها. برای تحلیل ساختمان‌های بنایی، نرم‌افزار سازه‌یی Tremuri مورد استفاده قرارگرفته، تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی انجام شده و منحنی‌های ظرفیت سازه به‌دست آمده‌اند. همچنین از طیف آئین‌نامه‌ی ۲۸۰۰ به‌عنوان طیف تقاضا استفاده شده است. نهایتاً با فرض توزیع لوگ نرمال برای تابع چگالی احتمال منحنی‌های شکنندگی به‌دست آمده‌اند. شایان ذکر است که شتاب بیشینه‌ی زمین (PGA) به‌عنوان پارامتر نمایانگر شدت حرکت لرزه‌یی زمین انتخاب شده است.

واژگان کلیدی: ارزیابی لرزه‌یی، منحنی‌های شکنندگی، ساختمان بنایی، شتاب بیشینه‌ی زمین.

ghodrati@iust.ac.ir
razeghi@iust.ac.ir
latifdoosti@yahoo.com

۱. مقدمه

ارزیابی خسارت‌پذیری لرزه‌یی ساختمان‌های موجود در دهه‌های اخیر به‌دلیل رخداد پیاپی زلزله، اهمیت خاصی داشته است؛ زیرا تلفات جانی و خسارات اقتصادی به بارآمده وابسته به رفتار لرزه‌یی سازه‌های موجود است.[۱] یکی از آسیب‌پذیرترین سازه‌ها، ساختمان‌های بنایی هستند. ساختمان‌های بنایی از جمله ساختمان‌های سنتی به‌شمار می‌آیند، که در سراسر دنیا موجود هستند. این ساختمان‌ها، مجموعه‌یی از اعضاء سازه‌یی شامل: دیوار بنایی، سقف (عمدتاً به‌صورت طاق‌ضربی و یا تیرچه بلوک) با یا بدون کلاف افقی و قائم، و تیغه‌ها هستند. در این ساختمان‌ها تمام یا قسمتی از بارهای قائم توسط دیوارهای با مصالح بنایی تحمل می‌شود.[۲] هر چند در حال حاضر احداث ساختمان‌های با اسکلت فولادی و بتنی رو به افزایش است، لیکن در بسیاری از مناطق دنیا به دلیل مشخصه‌های مطلوب ساختمان‌های بنایی، این نوع ساخت وساز هنوز هم مورد توجه قرار دارد و البته بسیاری از ساختمان‌های موجود از نوع بنایی است، که متأسفانه در زمان وقوع زلزله بسیار آسیب‌پذیر هستند. درکشور ایران نیز درصد ساختمان‌های بنایی (ساختمان‌های مسکونی، اداری، مدارس، مساجد، بیمارستان و...) نسبت به انواع دیگر سازه‌ها قابل توجه است. برای نشان‌دادن اهمیت موضوع می‌توان به آمار ارائه‌شده‌ی سازمان نوسازی مدارس ایران در شکل ۱ اشاره کرد.

شکل ۱، درصد انواع سیستم‌های سازه‌یی ساختمان‌های مدارس ایران را نشان می‌دهد. همان‌طورکه ملاحظه می‌شود، تقریباً ۹۰٪ ساختمان‌ها از نوع بنایی هستند، که آمار بسیار قابل توجهی است.

با توجه به مطالبی که تاکنون بیان شده، واضح است که کاهش خطر زلزله باید روی این نوع از سازه‌ها متمرکز شود. با وجود این، تلاش‌های صورت‌گرفته در مطالعه و بهبود رفتار این نوع از سازه‌ها خیلی محدود بوده و دانش توابع خسارت‌پذیری در مورد ساختمان‌های بنایی بسیار محدود است. اخیراً برخی مطالعات در مقیاس بزرگ خسارت‌پذیری این ساختمان‌ها انجام شده است.[۴و۵] اما پژوهش‌های در دسترس، هنوز هم خیلی کمتر از ساختمان‌های بتنی و فولادی است.

یک وسیله‌ی تصمیم‌گیری، که استفاده از آن برای ارزیابی ریسک لرزه‌یی (SRA) در حال گسترش است، منحنی شکنندگی است. منحنی‌های شکنندگی توابعی هستند که احتمال شکست مشروط به بارگذاری، در طول یک محدوده از بارگذاری که سیستم می‌تواند با آن روبرو شود، را تشریح می‌کند. گروه مهندسان ارتش امریکا (USACE)

---

* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۳۹۲/۱۱/۷، اصلاحیه ۱۳۹۳/۲/۱، پذیرش ۱۳۹۳/۲/۱۵.

www.SID.ir

Archive of SID

شکل ۱. فراوانی سیستم‌های مختلف سازه‌یی.[۳]

روش‌های توسعه‌ی منحنی‌های شکنندگی را به ۴ دسته‌ی کلی براساس قضاوت مهندسی، تجربی، تحلیلی و ترکیبی تقسیم‌بندی کرده‌است.[۶] روش‌های تحلیلی، رایج‌ترین روش در ادبیات تحلیل ریسک زلزله محسوب می‌شوند. در این پژوهش با استفاده از یک روش تحلیلی، منحنی‌های شکنندگی برای ساختمان‌های بنایی متداول مدارس ایران توسعه داده شده‌اند.

۲. تاریخچه‌ی پژوهش‌ها و روش پژوهش

آژانس همکاری‌های بین‌المللی ژاپن (جایکا) با همکاری مرکز مطالعات زلزله و زیست‌محیطی تهران بزرگ در ۲۴ فروردین ۱۳۷۸، منحنی‌های شکستی با توجه به آماری که از اطلاعات سرشماری مسکن در سال ۱۳۷۵ به دست آمده بود، ارائه داده است، که یکی از منحنی‌های مذکور مربوط به ساختمان‌های بنایی بوده است.[۷] در پژوهشی در سال ۱۳۸۵، با استفاده از منابع داده‌های خسارت‌های مشاهده‌شده‌ی زلزله‌های گذشته، که توسط گروه‌های پژوهش و مراکز دولتی منتشر شده بود، روابط آسیب‌پذیری تجربی برای ایران استخراج شده است.[۸] همچنین در پژوهش دیگری در سال ۱۳۸۸، ارزیابی خطرپذیری لرزه‌یی بر روی جمعیتی از ساختمان‌ها به‌منظور تعیین مناطقی از شهر، که بیشترین احتمال خسارت اقتصادی و جانی به‌هنگام وقوع زلزله را دارند، انجام شده است.[۹] برخی پژوهشگران در سال ۲۰۰۸، منحنی‌های شکنندگی تحلیلی را برای ساختمان‌های بنایی غیرمسلح ایران به‌دست آورده و اثر تعداد طبقات، نوع خاک، و کلاف‌بندی در منحنی‌های شکنندگی را بررسی کرده‌اند.[۱۰] در پژوهش دیگری در سال ۲۰۱۰ نیز روشی جدید برای توسعه‌ی منحنی‌های شکنندگی تحلیلی ساختمان‌های بنایی پیشنهاد شده است، که براساس تحلیل‌های احتمالاتی غیرخطی نمونه‌های ساختمان بوده و تحلیل‌ها بر روی یک ساختمان ۳ طبقه‌ی بنایی واقع در جنوب ایتالیا انجام شده است. هندسه‌ی ساختمان ثابت درنظر گرفته شده و تحلیل‌ها فقط در جهت مثبت محور و فقط برای حالت توزیع نیروی جانبی مود اول انجام شده است.[۱] همچنین در پژوهش دیگری در سال ۲۰۱۲، با استفاده از منحنی‌های شکنندگی تحلیلی به ارزیابی لرزه‌یی ساختمان‌های پامبالینو پرداخته شده است. یک نمونه‌ی ساختمان باستانی در این منطقه در نظر گرفته شده و چند راهکار بهسازی نیز برای ساختمان مدنظر قرار گرفته است.[۱۱]

در این پژوهش با استفاده از یک روش تحلیلی منحنی‌های شکنندگی ساختمان‌های بنایی توسعه داده شده‌اند. به‌منظور دستیابی به منحنی‌های شکنندگی واقعی‌تر در این پژوهش، ۷ ساختمان بنایی در ۳ حالت ۱، ۲ و ۳ طبقه و روی انواع خاک‌های ذکرشده در استاندارد ۲۸۰۰ به‌صورت مجزا در نظر گرفته شده (۱۰۵ = ۵ × ۳ × ۷) و برای هر ساختمان ۲۴ تحلیل انجام شده است (در مجموع ۲۵۲۰ مورد)، به‌طوری که در این تحلیل‌ها این موارد مدنظر قرار گرفته‌اند:

اعمال نیرو در هر دو جهت اصلی x و y، توزیع نیروی جانبی به‌صورت مود اول و یکنواخت، خروج از مرکزیت، اعمال نیروی جانبی یک‌بار در جهت مثبت محورها و یک‌بار در جهت مخالف. از طرفی با توجه به زمان‌بربودن تحلیل‌های تاریخچه‌ی زمانی غیرخطی، برای توسعه‌ی منحنی‌های شکنندگی از تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی و همچنین طیف آئین‌نامه‌ی ۲۸۰۰ استفاده شده است. در تهیه‌ی منحنی‌های شکنندگی، یکی از بحث‌های اساسی، بحث عدم‌قطعیت‌هاست؛ که در این پژوهش چون از نتایج آزمایش‌های صورت‌گرفته برای هر ساختمان به‌طور جداگانه استفاده شده است، در هر تحلیل مشخصات مصالح به‌صورت قطعی وارد شده و با انتخاب ۷ ساختمان سعی شده است که هندسه‌های مختلف در نظر گرفته شود. همچنین با انجام ۲۴ تحلیل برای هر ساختمان، عدم‌قطعیت در جهت زلزله، بارگذاری، و مدل‌سازی در نظر گرفته شده‌اند.

۳. مشخصات نمونه‌ی ساختمان‌های مورد مطالعه

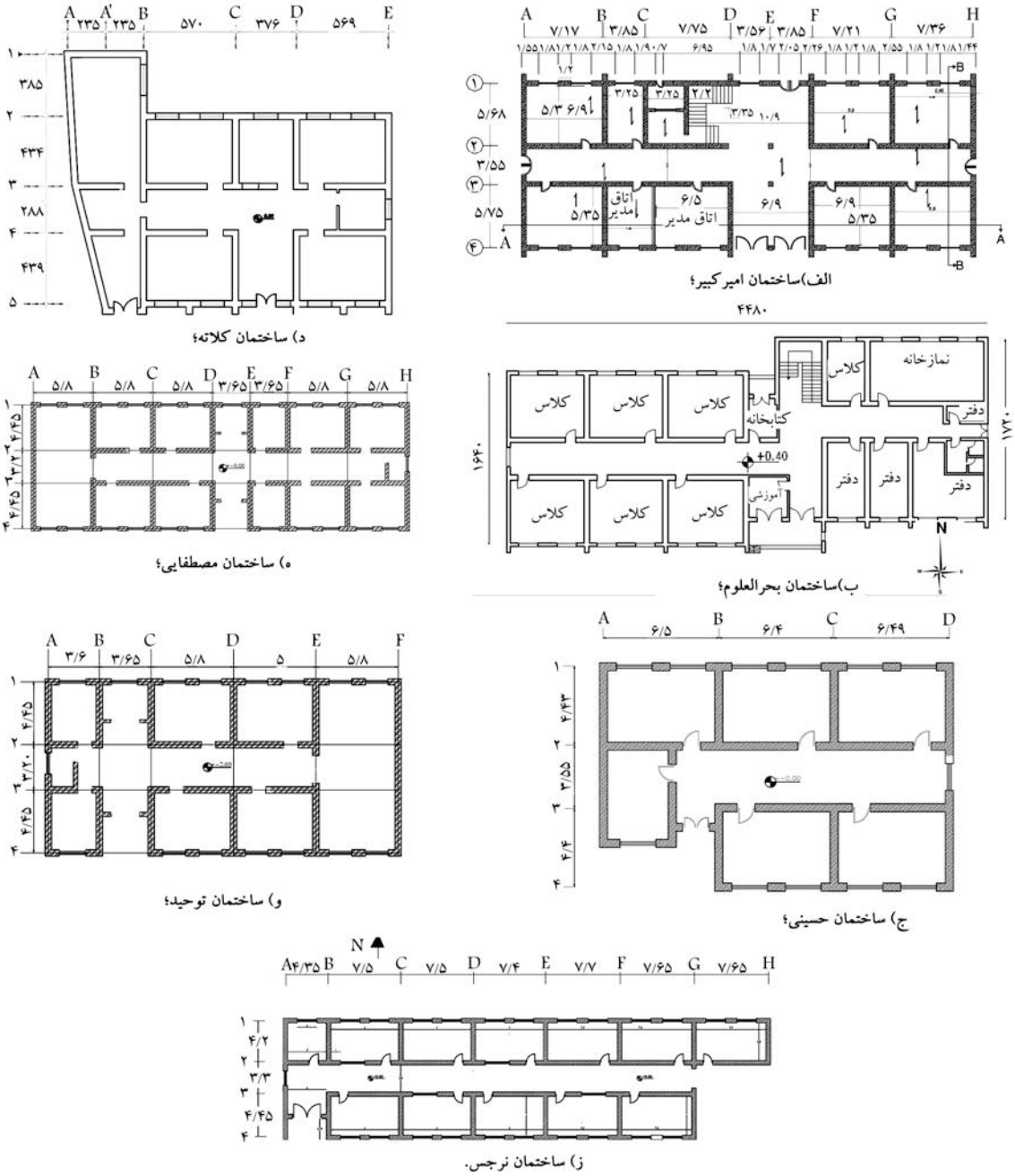
اطلاعات پیکربندی سیستم سازه‌یی شامل: نوع، جزئیات، اتصالات، مشخصات مصالح، و نوع اعضاء تشکیل‌دهنده‌ی ساختمان و همچنین اطلاعات لازم اعضاء غیرسازه‌یی مطابق با ضوابط دستورالعمل بهسازی لرزه‌یی ساختمان‌های موجود جمع‌آوری شده است.[۱۲] بازرسی از محل و مشاهده‌ی شرایط پیکربندی مدارس، اعضاء، ساخت‌گاه و پی ساختمان و همچنین آزمایش‌های مورد نیاز توسط کارشناسان مجرب شرکت مشاور انجام شده است. ضابطه‌ی مربوط به دیوار نسبی استاندارد ۲۸۰۰ در کلیه‌ی ساختمان‌ها رعایت شده است. در مورد بازشوها، مجموع طول و سطح و ابعاد بازشوها، ضوابط آئین‌نامه‌ی ۲۸۰۰ را برآورده می‌سازند؛ اما در برخی موارد، دو ضابطه‌ی فاصله از بر خارجی دیوار و فاصله‌ی بین دو بازشو رعایت نشده‌اند. سقف کلیه‌ی ساختمان‌ها از نوع طاق ضربی است. کلیه‌ی ساختمان‌ها دارای کلاف‌های افقی (البته فقط در زیر سقف) و همچنین کلاف قائم هستند.

در شکل ۲، پلان ۷ ساختمان منتخب و در جدول ۱، خلاصه‌ی نتایج آزمایش‌ها برای کلیه‌ی ساختمان‌ها ارائه شده‌اند. این تذکر لازم است که برای به‌دست‌آوردن ۳ پارامتر Fm، E و G از روابط موجود در مرجع[۱۳] استفاده شده است.

در شکل ۳، نیز مدل سه‌بُعدی ساختمان ۳ طبقه‌ی امیرکبیر با استفاده از نرم‌افزار Tremuri به‌طور نمونه نشان داده شده است. Tremuri یک برنامه‌ی محاسباتی برای تحلیل خطی و غیرخطی سازه‌های بنایی است. در این نرم‌افزار از روش مدل‌سازی قاب ماکروالمان استفاده شده و مودهای خرابی رایج ساختمان‌های بنایی در نرم‌افزار مذکور لحاظ شده‌اند. البته از مودهای شکست خارج از صفحه صرف‌نظر شده است و فرض بر این است که اتصالات مناسب از بروز این مودهای شکست

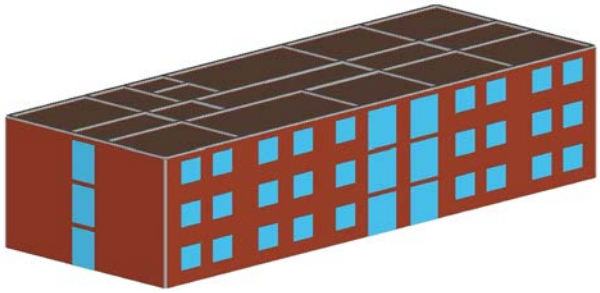
www.SID.ir

Archive of SID



شکل ۲. پلان ساختمان‌های مورد بررسی.

جلوگیری به‌عمل می‌آورند. در مرجع[۱۴]، اطلاعات جامعی در مورد این نرم‌افزار و طریقه‌ی مدل‌سازی ساختمان‌های بنایی ارائه شده است.



شکل ۳. مدل سه‌بُعدی ساختمان ۳ طبقه‌ی امیرکبیر.

۴. تحلیل‌های پوش‌اُور

ساختمان‌های مورد مطالعه با استفاده از نرم‌افزار Tremuri مدل‌سازی و پس از انجام تحلیل‌ها، سایر محاسبات لازم انجام شده است. در ابتدا، منحنی‌های پوش‌اُور مربوط به یکی از ساختمان‌های ۱ طبقه‌ی مورد مطالعه (ساختمان امیرکبیر) ارائه شده و نتایج حاصل مورد بحث و بررسی قرارگرفته‌اند. این تذکر لازم است که جهت

www.SID.ir

Archive of SID

جدول ۱. مشخصات مکانیکی مصالح ساختمان‌های مورد مطالعه.

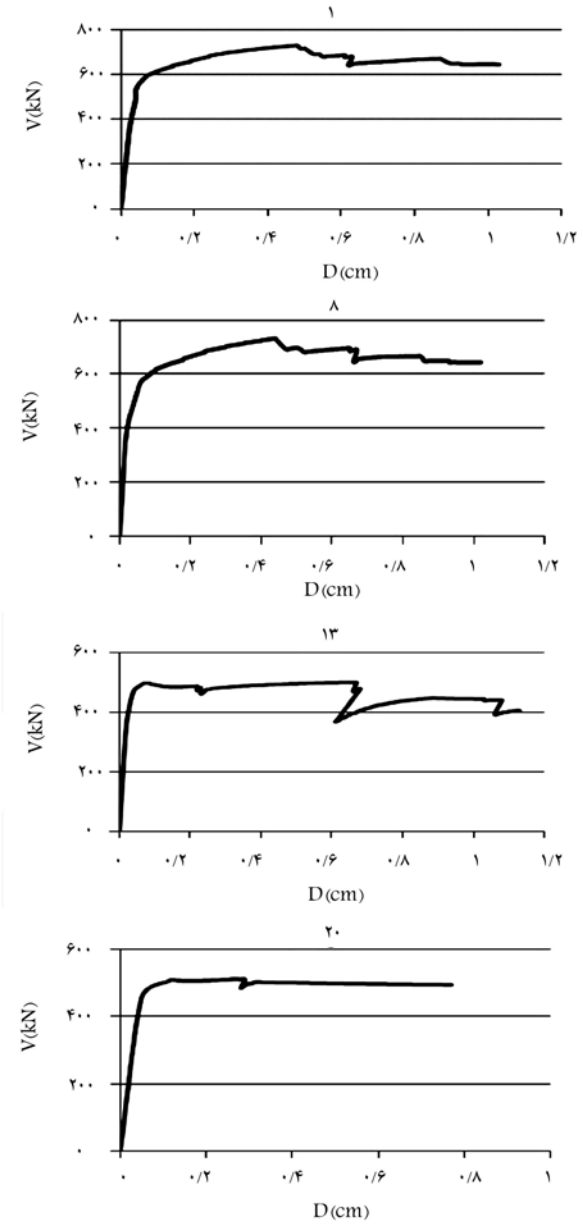
مدرسه	تنش تسلیم فولاد fy (kg/cm۲)	مقاومت فشاری بتن fc (kg/cm۲)	مقاومت برشی ملات fv (kg/cm۲)	مقاومت فشاری آجر fb (kg/cm۲)	مقاومت فشاری واحد بنایی Fm (kg/cm۲)	مدول کشسانی واحد بنایی E (GPa)	مدول برشی واحد بنایی G (GPa)
امیرکبیر	۵۳۲۵	۱۷۰	۵/۶۶	۱۸۱	۵۴/۳	۳/۴	۱/۰۲
بحرالعلوم	۳۵۳۶/۳	۱۸۲	۳/۲۵۶	۱۲۰/۷	۳۶/۲۱	۲/۴۵	۰/۷۳۵
حسینی	۲۷۱۶	۱۷۵/۳	۰/۳۵	۱۷۰/۷	۵۱/۲۱	۳/۲	۰/۹۶
کلاته	۲۸۳۱	۱۶۳	۲/۵۹	۱۱۰/۶	۳۳/۱۸	۲/۰۵	۰/۶۱۵
مصطفایی	۴۰۲۷	۱۶۵	۲/۲۶	۱۴۲/۷	۴۲/۸۱	۲/۸	۰/۸۴
نرجس	۲۹۸۱/۴	۱۶۳/۲۴	۲/۷	۱۲۵/۷۶	۳۷/۷۳	۲/۶	۰/۷۸
توحید	۳۸۰۴	۱۷۱/۴۸	۲/۹	۱۵۱/۷۵	۴۵/۵۲۵	۳	۱

سهولت کار، منحنی‌های پوش‌اُور به‌صورت جدول ۲ شماره‌بندی و روی هر منحنی فقط شماره‌ی منحنی ذکر شده است.

چند نمونه از منحنی‌های پوش‌اُور به‌دست‌آمده برای ساختمان امیرکبیر در شکل ۴ نشان داده شده‌اند. به‌عنوان نمونه برای تفسیر منحنی‌های پوش‌اُور ساختمان یک‌طبقه‌ی امیرکبیر از جدول ۳ استفاده شده است، که در آن جابه‌جایی نهایی و همچنین نیروی برش پایه‌ی بیشینه در هر حالت نشان داده شده‌اند. همان‌طورکه در جدول ۳ مشاهده می‌شود، میانگین جابه‌جایی در جهت Y به میزان ۱۰٪ بیشتر از جهت X است.

جدول ۲. مشخصات تحلیل‌های پوش‌اُور انجام‌شده.

شماره	جهت زلزله	الگوی بار	خروج از مرکزیت
۱	X	یکنواخت	۰
۲	X	مود اول	۰
۳	-X	یکنواخت	۰
۴	-X	مود اول	۰
۵	X	یکنواخت	+ex
۶	X	یکنواخت	-ex
۷	X	مود اول	+ex
۸	X	مود اول	-ex
۹	-X	یکنواخت	+ex
۱۰	-X	یکنواخت	-ex
۱۱	-X	مود اول	+ex
۱۲	-X	مود اول	-ex
۱۳	Y	یکنواخت	۰
۱۴	Y	مود اول	۰
۱۵	-Y	یکنواخت	۰
۱۶	-Y	مود اول	۰
۱۷	Y	یکنواخت	+ey
۱۸	Y	یکنواخت	-ey
۱۹	Y	مود اول	+ey
۲۰	Y	مود اول	-ey
۲۱	-Y	یکنواخت	+ey
۲۲	-Y	یکنواخت	-ey
۲۳	-Y	مود اول	+ey
۲۴	-Y	مود اول	-ey



شکل ۴. نمونه‌ی منحنی‌های پوش‌اُور ساختمان ۱ طبقه‌ی امیرکبیر.

www.SID.ir

Archive of SID

جدول ۳. خلاصه‌ی نتایج به‌دست‌آمده از تحلیل ساختمان ۱ طبقه‌ی امیرکبیر.

شماره	du	Vmax	شماره	du	Vmax
۱	۰٫۹۶	۵۱۶٫۵	۱۳	۱٫۱۹	۲۷۵٫۶
۲	۰٫۹۵	۵۱۶٫۵	۱۴	۱٫۱۹	۲۷۵٫۶
۳	۰٫۹۸	۴۶۲٫۶	۱۵	۱٫۱۴	۲۸۷٫۵
۴	۰٫۹۸	۴۶۲٫۶	۱۶	۱٫۱۵	۲۸۷٫۵
۵	۰٫۹۷	۵۱۴٫۹	۱۷	۱٫۰۸	۲۷۶٫۲
۶	۰٫۹۸	۵۱۴٫۲	۱۸	۱٫۱۲	۳۵۱٫۶
۷	۰٫۹۷	۵۱۴٫۹	۱۹	۱٫۰۸	۲۷۶٫۲
۸	۰٫۹۹	۵۱۴٫۲	۲۰	۱٫۰۸	۲۷۶٫۲
۹	۰٫۹۹	۴۶۰٫۵	۲۱	۱٫۱	۲۸۱٫۵
۱۰	۰٫۹۸	۴۶۲٫۶	۲۲	۱٫۰۴	۲۸۱٫۴
۱۱	۱٫۰۹	۴۶۰٫۵	۲۳	۱٫۱	۲۸۱٫۵
۱۲	۱٫۰۹	۴۶۲٫۶	۲۴	۱٫۰۳	۲۸۱٫۴
میانگین	۰٫۹۹	۴۸۰٫۵	میانگین	۱٫۱۱	۲۸۶

همچنین میانگین نیروی برش پایه‌ی بیشینه در جهت X به میزان ۷۰٪ بیشتر از جهت Y است.

مقایسه‌ی نتایج به‌دست‌آمده برای یک جهت نیز انجام شده است. نیروی برش پایه‌ی بیشینه در جهت X در حالات مختلف، ۱۲٪ تغییرات و جابه‌جایی نهایی نیز تقریباً ۱۵٪ تغییرات را نشان می‌دهد. همچنین مقایسه‌ی نیروی برش پایه‌ی بیشینه در جهت Y در حالات مختلف، ۲۷٫۵٪ تغییرات و جابه‌جایی نهایی نیز تقریباً ۱۵٪ تغییرات را نشان می‌دهد. این موضوع یعنی تفاوت در نتایج به‌دست‌آمده حتی در یک جهت، بیانگر اهمیت درنظرگرفتن ۲۴ حالت مختلف تحلیل برای هر ساختمان است.

مقایسه‌ی بین نتایج به‌دست‌آمده در حالت توزیع نیروی جانبی براساس مود اول و یا توزیع یکنواخت نیز نشان می‌دهد که تفاوت محسوسی بین نتایج حاصل از دو حالت وجود ندارد. به‌عبارت دیگر می‌توان گفت در مورد ساختمان‌های ۱ طبقه، هر دو الگوی اعمال نیروی جانبی نتیجه‌ی یکسانی دارند.

سایر ساختمان‌ها نیز مورد بررسی قرار گرفته‌اند و تحلیل نتایج به‌دست‌آمده نیز کاملاً مشابه بحث انجام‌شده در مورد ساختمان امیرکبیر است. البته با افزایش تعداد طبقات، اختلاف نتایج بین دو الگوی اعمال نیروی جانبی بیشتر شده است.

۵. آنالیز شکنندگی

۱.۵. مشخصات حرکت زمین

تقاضای لرزه‌یی یکی از اصلی‌ترین عناصر منحنی‌های شکنندگی است و در محور افقی پلات‌ها بیان می‌شود. برای پیش‌بینی پاسخ لرزه‌یی سازه‌ها می‌توان از شاخص‌های مختلفی استفاده کرد. در ادامه، شاخص‌هایی که برای ارزیابی پاسخ لرزه‌یی و تولید منحنی‌های شکنندگی مناسب هستند، ارائه شده است: شتاب بیشینه‌ی زمین (PGA)، شدت آریاس (AI)، سرعت بیشینه‌ی زمین (PGV)، سرعت مطلق تجمعی (CAV) و... . با توجه به اینکه در بیشتر مطالعات قبلی از شاخص زمین‌لرزش بیشینه‌ی شتاب زمین استفاده شده است، لذا در این مطالعه نیز از شاخص PGA استفاده شده است تا مقایسه‌ی نتایج راحت‌تر صورت گیرد.

۲.۵. سطوح خرابی یا حالات حدی

به‌منظور تهیه‌ی منحنی‌های شکنندگی لازم است که مقیاس خرابی یا حالات حدی خرابی تعریف شوند. مقیاس خرابی به‌کار گرفته‌شده در این پروژه شامل ۴ سطح خرابی است: ۱. خرابی کم، ۲. خرابی متوسط، ۳. خرابی سنگین، ۴. فروریزش. حالات حدی خرابی، $S_{d,k}$ (k از ۱ تا ۴) مستقیماً از روی دیاگرام ظرفیت در فرمت AD به‌صورت تابع جابه‌جایی تسلیم S_{dy} و جابه‌جایی نهایی S_{du} قابل تشخیص هستند. این حالات حدی خرابی براساس پیشنهاد لاگومارسینو و جیووینازی هستند (شکل ۵) (رابطه‌های ۱ الی ۴).[۱۵]

$$s_{d,1} = 0.7 s_{dy} \quad (1)$$

$$s_{d,2} = 1.5 s_{dy} \quad (2)$$

$$s_{d,3} = 0.5(s_{dy} + s_{du}) \quad (3)$$

$$s_{d,4} = s_{du} \quad (4)$$

این تذکر لازم است که جهت به‌دست‌آوردن دوخطی معادل منحنی پوش‌اُور از دستورالعمل موجود در آئین‌نامه‌ی ایتالیا استفاده شده است.[۱۶]

۳.۵. طیف طراحی استاندارد

در این پژوهش از طیف پیشنهادی ویرایش سوم آئین‌نامه‌ی طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله‌ی ایران (استاندارد ۲۸۰۰) استفاده شده است.[۲]

۴.۵. نحوه‌ی محاسبه‌ی احتمال شکست

طبق پژوهش ماندر (۱۹۹۹)، اگر توزیع ظرفیت سازه و تقاضای لرزه‌یی تقریباً منطبق بر توزیع نرمال یا لوگ‌نرمال باشد، طبق تئوری حد مرکزی (میانه) می‌توان نشان داد که عملکرد ترکیبی خروجی به‌صورت لوگ‌نرمال توزیع خواهد شد. بنابراین توزیع احتمالاتی به فرم منحنی شکنندگی با تابع چگالی احتمال تجمعی لوگ نرمال بیان می‌شود.[۱۷] تابع چگالی احتمال تجمعی را می‌توان به‌صورت رابطه‌ی ۵ نوشت:

$$P\left[D_k IPGA\right] = \phi\left[\frac{1}{\beta_k}\ln\left(\frac{PGA}{PGA_k}\right)\right] \quad (5)$$

که طبق آن، در منحنی‌های شکنندگی احتمال اینکه خرابی برابر یا بیشتر از حالت خرابی معین D_k شود، را به‌صورت تابعی از شتاب طراحی زمین بیان می‌کنند.

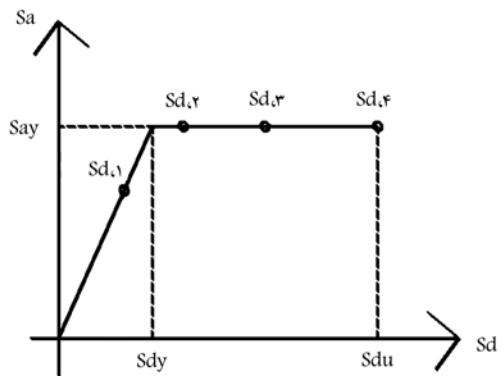
در رابطه‌ی مذکور، ϕ تابع توزیع تجمعی نرمال است. خوشبختانه فقط دو پارامتر برای تعریف این منحنی نیاز است. β انحراف استاندارد نرمال‌شده‌ی لگاریتم طبیعی شتاب آستانه‌ی PGA_k است. متغیر PGA_k، شتاب زمین است که حالت خرابی D_k را ایجاد می‌کند ($k = 1, 2, 3, 4$).

۱.۴.۵. نحوه‌ی محاسبه‌ی β

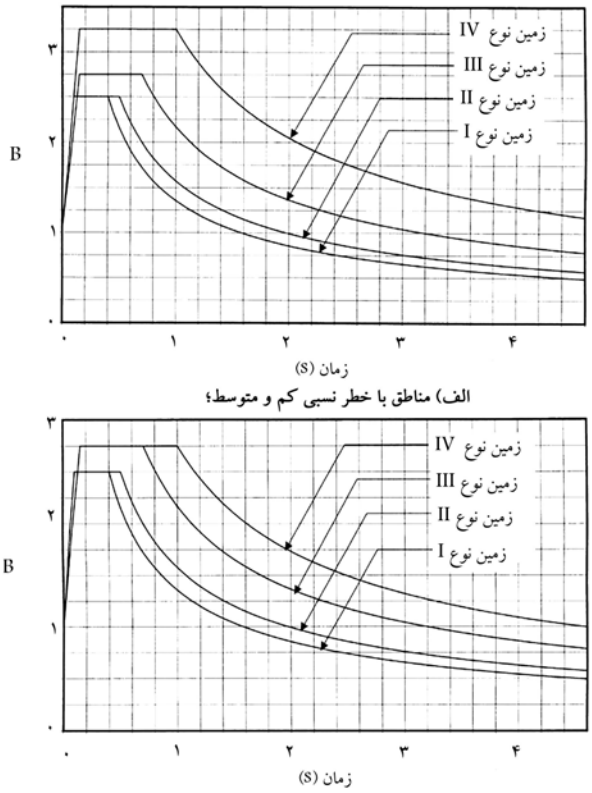
β پارامتر مربوط به عدم قطعیت است، که هم عدم قطعیت‌های ظرفیت و هم عدم قطعیت‌های تقاضا را شامل می‌شود. گاهی اوقات به βضریب پراکندگی نیز

www.SID.ir

Archive of SID



شکل ۵. حالات حدی خرابی بر روی منحنی دوخطی معادل.[۱۴]



شکل ۶. ضریب بازتاب ساختمان.[۲]

گفته می‌شود. β عامل تعیین‌کننده‌ی شکل منحنی شکنندگی است، به‌طوری که شیب را کم و زیاد می‌کند (شیب بیشتر، اگر β کوچکتر). مقدار β با استفاده از رابطه‌ی ۶ بر حسب عدم‌قطعیت‌های مختلف به‌دست می‌آید. توجه شود که این رابطه برای حالتی است که متغیرهای عدم قطعیتی از لحاظ آماری مستقل باشند.

$$\beta = \sqrt{(\beta_1^2 + \beta_2^2 + \beta_3^2 + ... + \beta_n^2)} \qquad (۶)$$

مقادیر عدم‌قطعیت‌ها برای هر حالت خرابی در جدول ۴ نشان داده شده است. مقادیر β خطای مدل‌سازی، β ظرفیت و β حالت حدی از مطالعه‌ی پاگنینی و همکاران (۲۰۱۱) و β تقاضا از مطالعه‌ی میرلس (۲۰۱۲) گرفته شده است.[۱۴و۱۸]

جدول ۴. مقادیر عدم‌قطعیت‌های مختلف برای حالات حدی خرابی.

β_k	۱	۲	۳	۴
β خطای مدل‌سازی	۰٫۲۵	۰٫۲۵	۰٫۲۵	۰٫۲۵
β ظرفیت	۰٫۳۵	۰٫۳۵	۰٫۳۷	۰٫۳۸
β تقاضا	۰٫۲۰	۰٫۲۰	۰٫۲۰	۰٫۲۰
β حالت حدی	۰٫۲۴	۰٫۲۶	۰٫۱۸	۰٫۱۴
β کلی	۰٫۵۳	۰٫۵۴	۰٫۵۱	۰٫۴۹

جدول ۵. معرفی پارامترهای مربوط به روابط محاسبه‌ی $PGA_{\max}$ (روابط ۷ الی ۹).

پارامترهای مربوط به طیف آیین‌نامه‌ی ۲۸۰۰	T_S, T_0, S
دوره‌ی تناوب کشسان سیستم دوخطی معادل	T^*
مقاومت تسلیم سیستم یک درجه آزادی معادل	F_y^*
جرم سیستم یک درجه آزادی معادل	m^*
جابجایی سیستم یک درجه آزادی معادل	D_u
ضریب مشارکت مودی	Γ

این تذکر لازم است که در صورتی که در مطالعات بعدی بتوان ضرایب β را به‌طور خاص برای ایران به‌دست آورد، بدیهی است که نتایج حاصل نیز مستندتر خواهند بود.

جدول ۴ نشان می‌دهد که تغییرپذیری پارامترهای ورودی (β ظرفیت) مؤثرترین عامل در β کلی است.

۲.۴.۵. نحوه‌ی محاسبه‌ی بیشینه‌ی شتاب قابل تحمل ($PGA_{\max}$)

برای محاسبه‌ی $PGA_{\max}$ از روابط ارائه‌شده در مرجع[۱۴] استفاده شده است، با این تفاوت که در اینجا از ضریب بازتاب مربوط به آئین‌نامه‌ی ۲۸۰۰ (شکل ۶)، روابط ۷ الی ۹ برای محاسبه‌ی بیشینه‌ی شتاب قابل تحمل ساختمان به‌دست می‌آید:

$$\left[PGA_{\max} = \frac{1}{1+s(\frac{T^*}{T_0})}(\frac{F_y^*}{m^*})\left[1+\frac{T^*}{T_s}\left(\frac{\frac{D_u}{\Gamma}}{(\frac{F_y^*}{m^*})(\frac{T^*}{2\pi})^2}-1\right)\right]\right]$$

$$0 < T^* < T_0 \qquad (۷)$$

$$PGA_{\max} = \frac{(\frac{F_y^*}{m^*})}{s+1}\left[1+\frac{T^*}{T_s}\left(\frac{\frac{D_u}{\Gamma}}{(\frac{F_y^*}{m^*})(\frac{T^*}{2\pi})^2}-1\right)\right]$$

$$T_0 \le T^* \le Ts \qquad (۸)$$

$$PGA_{\max} = \frac{\frac{D_u}{\Gamma}}{s+1}\frac{(2\pi)^2}{T_s^{2/3}T^{*4/3}} \qquad T^* > T_s \qquad (۹)$$

پارامترهای مربوط به روابط فوق در جدول ۵ معرفی شده‌اند.

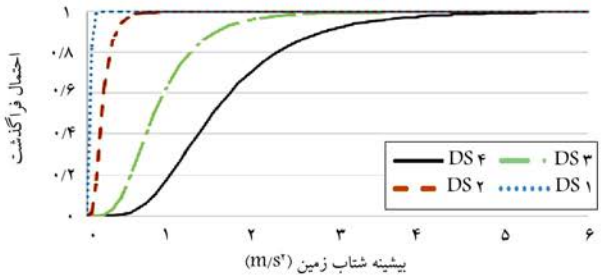
۶. منحنی‌های شکنندگی

در این بخش ابتدا خلاصه‌ی نتایج ارائه (جدول‌های ۶ الی ۸) و سپس بر روی نتایج بحث شده است. هر کدام از مقادیر درج‌شده در جدول‌ها، بیانگر بیشینه‌ی شتابی است که ساختمان قرارگرفته روی خاک مشخص تا رسیدن به سطح خرابی مربوطه تحمل می‌کند. در ادامه، این شتاب به‌عنوان شتاب متناظر احتمال فراگذشت ۵۰٪ تعیین و با استفاده از ضریب β، منحنی شکنندگی برای ساختمان‌های ۱، ۲ و ۳ طبقه ترسیم شده است (شکل‌های ۷ الی ۹).

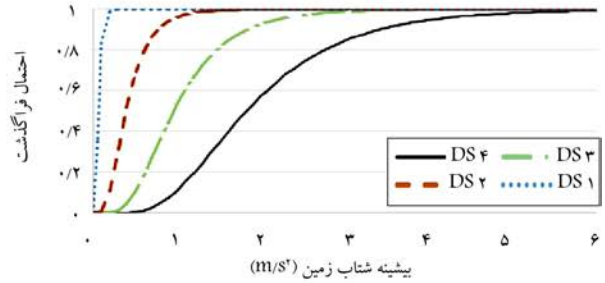
نتایج به‌دست‌آمده را می‌توان از چند جهت مورد بررسی قرار داد. مهم‌ترین

www.SID.ir

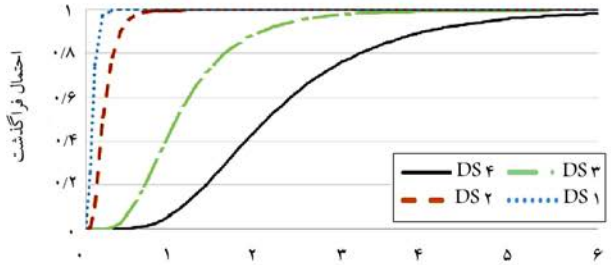
Archive of SID



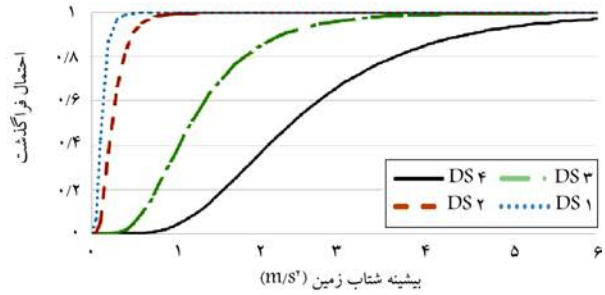
الف) خاک نوع چهار، خطر نسبی زیاد و خیلی زیاد؛



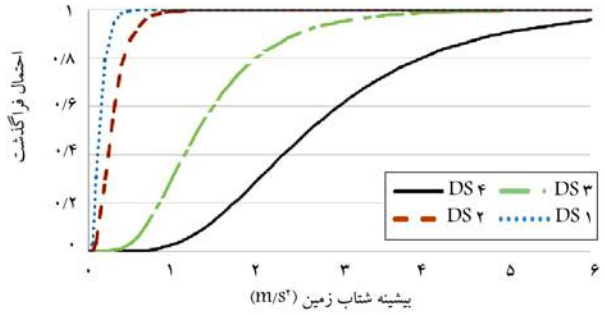
ب) خاک نوع چهار، خطر نسبی کم و متوسط؛



ج) خاک نوع سه؛

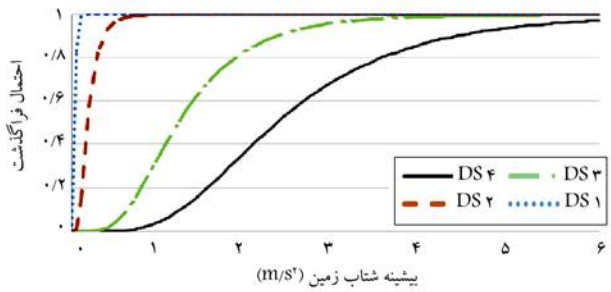


د)خاک نوع دو؛

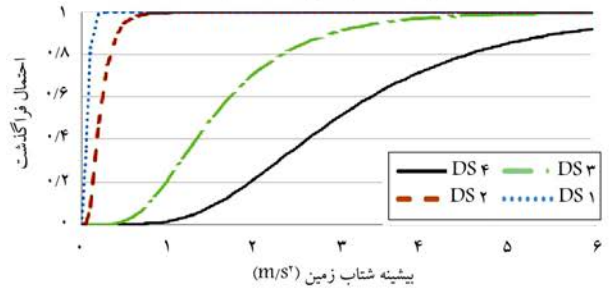


ه) خاک نوع یک.

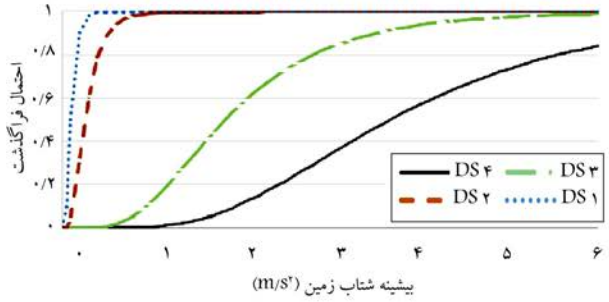
شکل ۷. منحنی‌های شکنندگی ساختمان‌های ۳ طبقه.



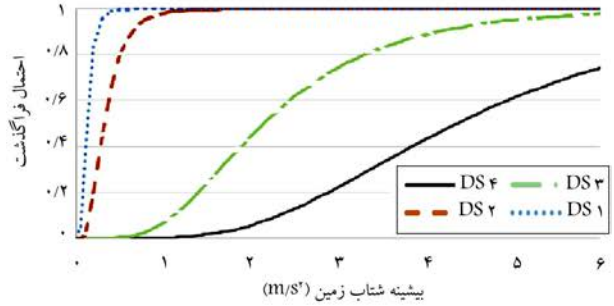
الف) خاک نوع چهار، خطر نسبی زیاد و خیلی زیاد؛



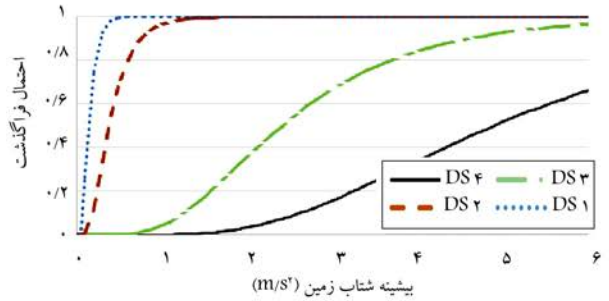
ب) خاک نوع چهار، خطر نسبی کم و متوسط؛



ج) خاک نوع سه؛



د)خاک نوع دو؛



ه) خاک نوع یک.

شکل ۸. منحنی‌های شکنندگی ساختمان‌های ۲ طبقه.

www.SID.ir

Archive of SID

جدول ۶. خلاصه‌ی میانگین نتایج برای کل ساختمان‌های ۱ طبقه.

PGA_{max}	I	II	III	IV-H	IV-L
DS ۱	۰٫۱۶	۰٫۱۴	۰٫۱۱	۰٫۰۹	۰٫۰۷
DS ۲	۰٫۷۱	۰٫۶۲	۰٫۵۶	۰٫۴۶	۰٫۳۵
DS ۳	۳٫۷۶	۳٫۲۴	۲٫۷۰	۲٫۲۷	۱٫۹۲
DS ۴	۷٫۶۲	۶٫۵۵	۵٫۳۸	۴٫۴۰	۳٫۷۶

جدول ۷. خلاصه‌ی میانگین نتایج برای کل ساختمان‌های ۳ طبقه.

PGA_{max}	I	II	III	IV-H	IV-L
DS ۱	۰٫۱۴	۰٫۱۲	۰٫۱۰	۰٫۰۶	۰٫۰۳
DS ۲	۰٫۳۸	۰٫۳۲	۰٫۲۶	۰٫۲۱	۰٫۱۸
DS ۳	۲٫۴۱	۲٫۱۵	۱٫۸۳	۱٫۵۳	۱٫۲۱
DS ۴	۴٫۹۰	۴٫۳۶	۳٫۶۸	۳٫۰۰	۲٫۳۳

جدول ۸. خلاصه‌ی کل نتایج برای ساختمان‌های ۳ طبقه.

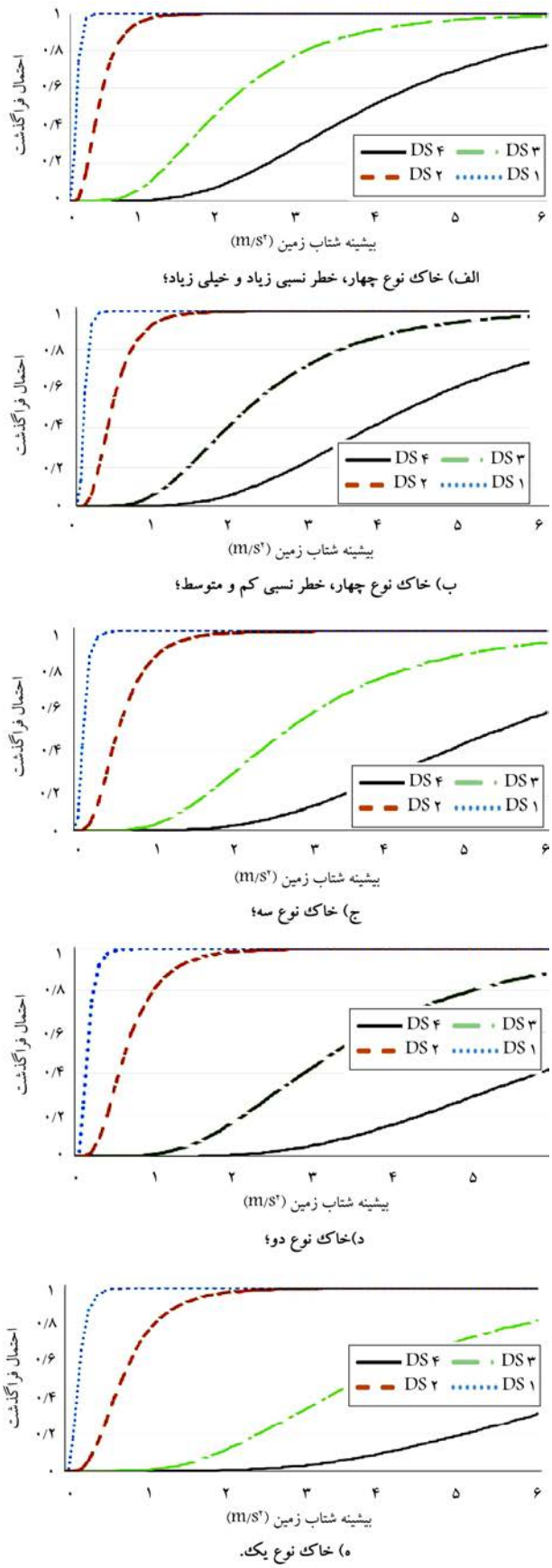
PGA_{max}	I	II	III	IV-H	IV-L
DS ۱	۰٫۱۳	۰٫۱۱	۰٫۰۷	۰٫۰۶	۰٫۰۳
DS ۲	۰٫۲۷	۰٫۲۴	۰٫۲۰	۰٫۱۹	۰٫۱۷
DS ۳	۱٫۳۱	۱٫۱۸	۱٫۰۶	۰٫۹۶	۰٫۸۰
DS ۴	۲٫۶۴	۲٫۳۸	۲٫۱۲	۱٫۸۳	۱٫۵۰

مورد، مقایسه‌ی منحنی‌های شکنندگی برای خاک‌های مختلف است. با مشاهده‌ی نتایج فوق می‌توان دریافت که در هر ۳ حالت ساختمان‌های ۱، ۲ و ۳ طبقه، در یک احتمال شکست یکسان با تغییر خاک از خاک نوع I به سمت خاک نوع IV، ساختمان شتاب کمتری را تحمل می‌کند. با مقایسه‌ی ساختمان قرارگرفته روی خاک نوع IV در دو منطقه‌ی با خطر نسبی زیاد و خیلی زیاد و همچنین منطقه‌ی با خطر نسبی کم و متوسط می‌توان دریافت که برای یک احتمال شکست یکسان، ساختمانی که در منطقه‌ی با خطر نسبی زیاد و خیلی زیاد قرار دارد، شتاب بیشتری را تحمل می‌کند. نتایج ذکرشده با توجه به طیف مورد استفاده در این پژوهش جهت توسعه‌ی منحنی شکنندگی (طیف آئین‌نامه‌ی ۲۸۰۰) و روابط محاسبه‌ی PGA_{max} (روابط ۷ الی ۹) کاملاً منطقی است.

این تذکر لازم است که در اینجا نتایج کلی به‌صورت خلاصه ارائه شده‌اند، اما مقایسه‌ی نتایج حاصل برای حالت اعمال بار جانبی براساس مود اول و یکنواخت نتایج نشان داده است که تفاوت‌ها در حالت ۳ طبقه بیشتر از ساختمان‌های ۲ طبقه و ساختمان‌های ۲ طبقه بیشتر ازساختمان‌های ۱ طبقه بوده است و در مورد ساختمان‌های ۲ طبقه، درنظرگرفتن دو الگوی توزیع بار جانبی به نتایج متفاوتی ختم خواهد شد. در مورد ساختمان‌های ۳ طبقه نیز درنظرگرفتن دو الگوی توزیع بار جانبی به نتایج کاملاً متفاوتی ختم خواهد شد.

۷. تحلیل پارامتریک منحنی‌های شکنندگی به‌دست‌آمده

نهایتاً جهت انجام تحلیل پارامتریک نتایج، به بررسی تأثیر تعداد طبقات و نوع خاک روی منحنی‌های شکنندگی پرداخته شده است.



الف) خاک نوع چهار، خطر نسبی زیاد و خیلی زیاد؛

ب) خاک نوع چهار، خطر نسبی کم و متوسط؛

ج) خاک نوع سه؛

د)خاک نوع دو؛

ه) خاک نوع یک.

شکل ۹. منحنی‌های شکنندگی ساختمان‌های ۱ طبقه.

www.SID.ir

Archive of SID

۱.۷. اثر تعداد طبقات

برای بررسی اثر تعداد طبقات بر روی منحنی‌های شکنندگی حاصل، مقادیر شتاب بیشینه‌ی به‌دست‌آمده برای کل ساختمان‌های ۱، ۲ و ۳ طبقه که در واقع معادل احتمال شکست ۵۰ درصدی است، با هم مورد مقایسه قرار گرفته‌اند.

با مشاهده‌ی نتایج ارائه‌شده در بخش پیشین می‌توان تأثیر افزایش طبقات را مشاهده کرد. به‌طور مثال برای حالت حدی آستانه‌ی فروریزش روی خاک نوع IV با خطر نسبی کم و متوسط مشاهده می‌شود که شتابی که برای ساختمان ۱ طبقه به‌دست آمده است، تقریباً ۶۰٪ بیشتر از ساختمان ۲ طبقه و همچنین شتاب ساختمان ۲ طبقه، ۵۵٪ بیشتر از ساختمان ۳ طبقه است. با مقایسه‌ی سایر مقادیر نیز می‌توان به نتایج مشابهی دست پیدا کرد. برای سهولت کار و مقایسه‌ی سریع‌تر نتایج، می‌توان از شکل ۱۰ نیز استفاده کرد.

همان‌طورکه ملاحظه می‌شود برای تمامی خاک‌ها و همچنین برای تمام حالات عملکردی، رفتار مشابهی را می‌توان مشاهده کرد. با افزایش تعداد طبقات، مقدار شتاب متناظر با احتمال فراگذشت، ۵۰٪ کاهش می‌یابد. همچنین این کاهش در مقدار شتاب با حرکت به سمت حالات عملکردی آستانه‌ی فروریزش و واردشدن رفتار سازه به حالت غیرخطی محسوس‌تر می‌شود.

۲.۷. اثر نوع خاک

مشابه حالت قبلی برای بررسی تأثیر نوع خاک می‌توان شکل ۱۱ را مورد بررسی قرار داد.

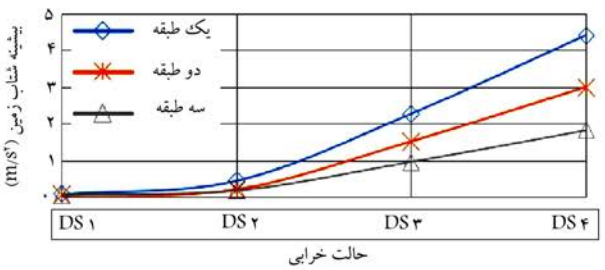
همان‌طورکه ملاحظه می‌شود در هر سه نوع ساختمان‌های ۱، ۲ و ۳ طبقه خاک نوع IV در منطقه‌ی با خطر نسبی کم و متوسط، کمترین شتاب را تحمل می‌کند و البته خاک نوع ۱، بیشترین شتاب را نتیجه می‌دهد. همانطورکه قبلاً بحث شده است، نتایج به‌دست‌آمده کاملاً سازگار با طیف آئین‌نامه‌ی ۲۸۰۰ است.

۸. مقایسه‌ی نتایج با سایرکارهای انجام‌شده در زمینه‌ی ساختمان‌های بنایی

حال که منحنی‌های شکنندگی را برای ساختمان‌های بنایی به‌دست آورده‌ایم، باید برای سنجش نتایج حاصل، یک مقایسه با سایرکارهای انجام‌شده در این زمینه انجام دهیم. از آنجا که در همه‌ی پژوهش‌ها از یک پارامتر یکسان استفاده نشده است، لذا مقایسه‌ی مستقیم ممکن نیست. برای مقایسه از پارامتر PGA استفاده شده و در مواردی که پارامتری غیر از PGA به‌کار برده شده است، مقدار معادل پارامتر موردنظر بر حسب PGA استفاده شده است.

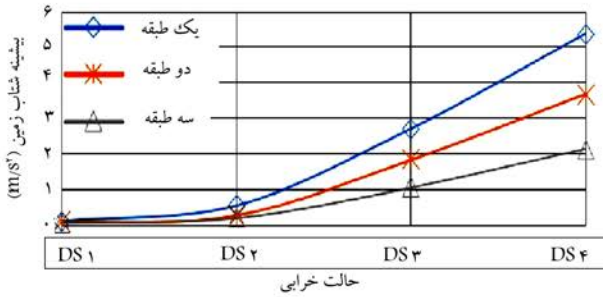
با توجه به اینکه در این پژوهش منحنی‌های شکنندگی برای ساختمان‌های ۱، ۲ و ۳ طبقه و همچنین روی انواع خاک‌ها به‌صورت مجزا ارائه شده است، جهت انجام یک قیاس کلی از یک منحنی شکنندگی که حاصل میانگین تمام منحنی‌های شکنندگی به‌دست‌آمده از این پژوهش است، استفاده شده است. بنابراین قبل از انجام مقایسه، منحنی شکنندگی میانگین در شکل ۱۲ ارائه شده است.

جدول ۹، بیانگر نتایجی تقریباً نزدیک به هم در کلیه‌ی منحنی‌ها به‌جز منحنی شکنندگی ارائه‌شده توسط جایکا و همچنین میرلس برای یک ساختمان تحت زلزله‌ی فرضی ۰٫۳۵ g است. البته این قیاس خیلی دقیق نیست و به‌صورت کلی انجام شده است، زیرا هر یک از منحنی‌ها با پیش‌فرض‌ها و ساخت‌گاه خاصی بیان شده

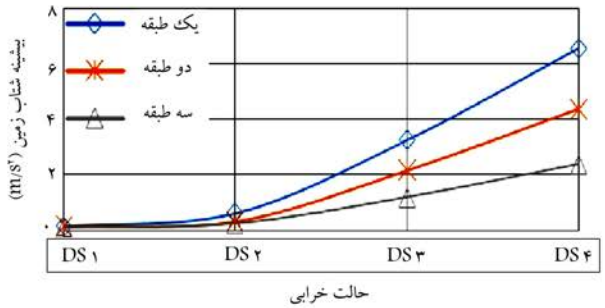


الف) خاک نوع چهار، خطر نسبی زیاد و خیلی زیاد؛

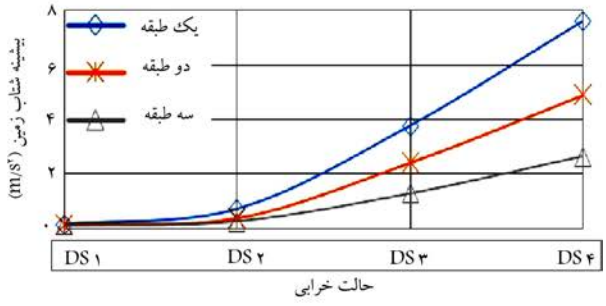
ب) خاک نوع چهار، خطر نسبی کم و متوسط؛



ج) خاک نوع سه؛



د)خاک نوع دو؛



ه) خاک نوع یک.

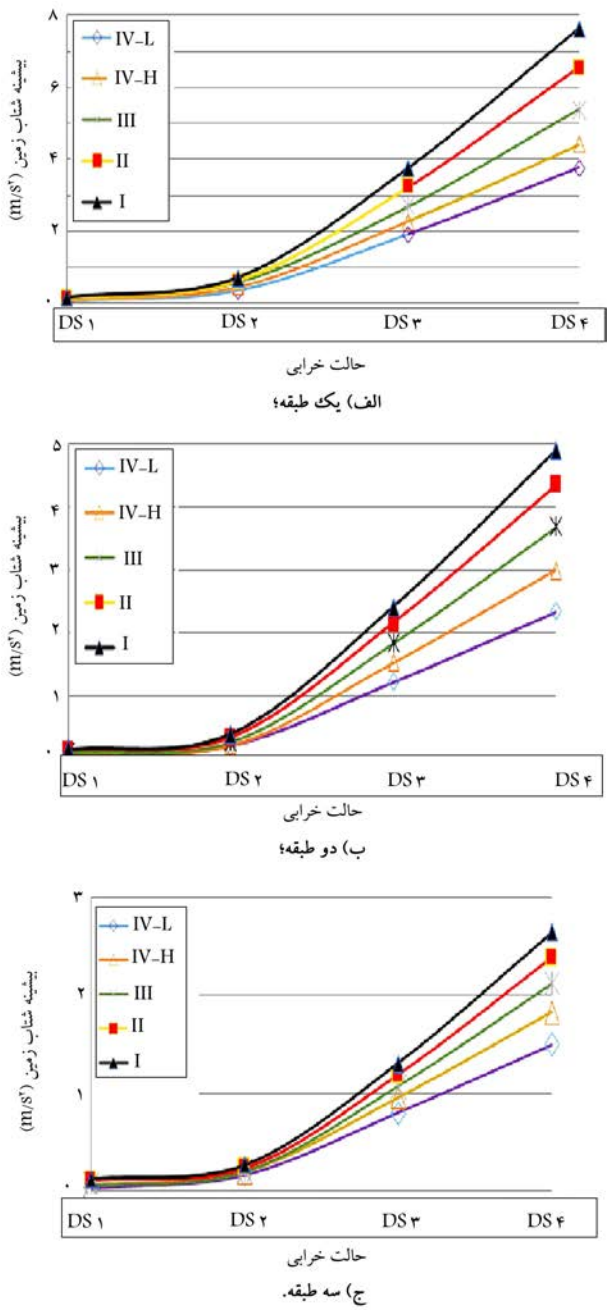
شکل ۱۰. اثر تعداد طبقات در منحنی‌های شکنندگی.

www.SID.ir

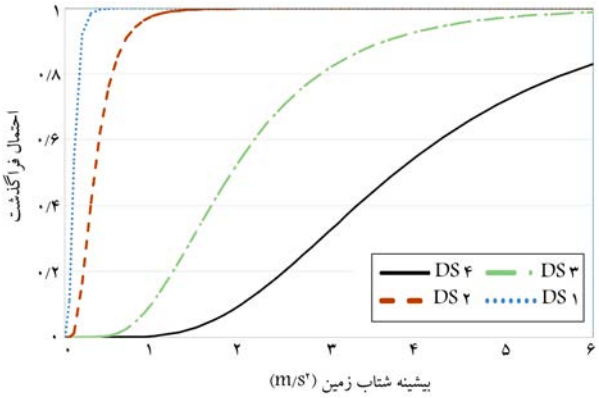
Archive of SID

جدول ۹. مقایسه‌ی نتایج پژوهش تحت زلزله با $PGA = ۰٫۳۵\ g$.

جایکا	ساختمان تحت نسبت خسارت ۱۰۰٪ قرار می‌گیرد و فروریزش می‌کند.
کریمی و بخشی	ساختمان تقریباً با احتمال ۵۰٪ تحت خسارت متوسط قرار می‌گیرد.
جلالیان	احتمال رخداد خسارت از ۳۰ تا ۶۰ درصد، برابر ۱۰۰٪ و احتمال رخداد خسارت از ۶۰ تا ۱۰۰ درصد، برابر ۲۱٪ است.
دره‌زرشکی	ساختمان از رده‌ی خرابی ۳ عبور کرده و نزدیک به رده‌ی خرابی ۴ است.
روتا و همکاران	احتمال فراگذشت از حالت حدی عملکردی ۳ تقریباً ۷۵٪ و برای حالت حدی عملکردی ۴ تقریباً ۵۰٪ است.
میرلس	احتمال فراگذشت از حالت حدی عملکردی ۴ به‌طور متوسط تقریباً برابر با ۹۰٪ است.
تحقیق حاضر	احتمال فراگذشت از حالت حدی عملکردی ۳، ۸۸٪ و برای حالت حدی عملکردی ۴، ۴۴٫۴٪ است.



شکل ۱۱. اثر نوع خاک در منحنی‌های شکنندگی.



شکل ۱۲. منحنی‌های شکنندگی میانگین برای کلیه ساختمان‌ها.

و همچنین معیارها و نوع سطوح خرابی ارائه‌شده در آنها متفاوت است. ولیکن قیاس نسبتاً مناسبی برای صحت‌سنجی نتایج این پژوهش است.

۹. نتیجه‌گیری

در این پژوهش با استفاده از یک روش تحلیلی، منحنی‌های شکنندگی ساختمان‌های بنایی توسعه داده شده‌اند. از طرفی با توجه به زمان‌بر بودن تحلیل‌های تاریخچه‌ی زمانی غیرخطی، برای توسعه‌ی منحنی‌های شکنندگی از تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی و همچنین طیف آئین‌نامه‌ی ۲۸۰۰ استفاده شده است. به منظور دستیابی به منحنی‌های شکنندگی واقعی‌تر در این پژوهش، ۷ ساختمان بنایی در سه حالت ۱ ، ۲ و ۳ طبقه و روی انواع خاک‌های ذکرشده در استاندارد ۲۸۰۰ به‌صورت مجزا در نظر گرفته شده‌اند (۱۰۵ = ۵ × ۳ × ۷) و برای هر ساختمان ۲۴ تحلیل انجام شده است (در مجموع ۲۵۲۰ مورد)، به‌طوری که در این تحلیل‌ها، این موارد مدنظر قرار گرفته‌اند: اعمال نیرو در هر دو جهت اصلی x و y، توزیع نیروی جانبی به‌صورت مود اول و یکنواخت، خروج از مرکزیت، اعمال نیروی جانبی یک‌بار در جهت مثبت محورها و یک‌بار در جهت مخالف. از نتایج کلی این مطالعه می‌توان به این مطلب اشاره کرد که توسعه‌ی منحنی‌های شکنندگی با درنظرگرفتن فقط یک جهت برای تحلیل ساختمان‌ها صحیح نیست. در این مطالعه نشان داده شده است که اختلاف نتایج می‌تواند بسیار بزرگ باشد. همچنین درنظرگرفتن عدم قطعیت در خروج از مرکزیت، راستای زلزله و الگوی بار جانبی موجب می‌شود که منحنی‌های شکنندگی با قابلیت اعتماد بیشتری به‌دست آیند. از دیگر مزایای این پژوهش، ارائه‌ی منحنی‌های شکنندگی برای خاک‌های مختلف و همچنین برای

www.SID.ir

Archive of SID

تعداد طبقات مختلف به‌صورت مجزاست. این تفکیک در ارائه‌ی نتایج، امکان مقایسه‌ی مناسب‌تر و البته تخصصی‌تر نتایج مطالعات آتی را با این پژوهش فراهم می‌کند.

با مقایسه‌ی میانگین نتایج (میانگین ۵ حالت خاک در نظرگرفته‌شده) می‌توان $PGA_{\max}$ قابل تحمل توسط ساختمان در ۳ حالت ۱، ۲ و ۳ طبقه را با هم مقایسه کرد، که نتایج آن به‌طور مختصر ارائه شده است. این تذکر لازم است که جهت انجام مقایسه، مقادیر نظیر احتمال فراگذشت، ۵۰٪ انتخاب شده‌اند.

- برای حالت حدی خرابی ۴ (DS ۴)، $PGA_{\max}$ ساختمان ۱ طبقه، ۵۰٪ بیشتر از ساختمان ۲ طبقه و $PGA_{\max}$ ساختمان ۲ طبقه، ۷۴٪ بیشتر از ساختمان ۳ طبقه است.
- برای حالت حدی خرابی ۳ (DS ۳)، $PGA_{\max}$ ساختمان ۱ طبقه، ۵۲٪ بیشتر از ساختمان ۲ طبقه و $PGA_{\max}$ ساختمان ۲ طبقه، ۷۲٪ بیشتر از ساختمان ۳ طبقه است.
- برای حالت حدی خرابی ۲ (DS ۲)، $PGA_{\max}$ ساختمان ۱ طبقه، ۵۳٪ بیشتر از ساختمان ۲ طبقه و $PGA_{\max}$ ساختمان ۲ طبقه، ۲۶٪ بیشتر از ساختمان ۳ طبقه است.
- برای حالت حدی خرابی ۱ (DS ۱)، $PGA_{\max}$ ساختمان ۱ طبقه، ۲۶٪ بیشتر از ساختمان ۲ طبقه و $PGA_{\max}$ ساختمان ۲ طبقه، ۱۲٪ بیشتر از ساختمان ۳ طبقه است.
- برای یک ساختمان ثابت با تغییر خاک و حرکت از خاک نوع ۴ به سمت خاک نوع ۱، $PGA_{\max}$ قابل تحمل توسط ساختمان افزایش می‌یابد.

نتایج نشان می‌دهند که ساختمان‌های بنایی در شتاب‌های بسیار پائین از حالت حدی خرابی (DS ۱) عبور می‌کنند. به‌طوری که در بهترین حالت یعنی ساختمان ۱ طبقه روی خاک نوع ۱ در شتاب (m/s^2) ۰٫۱۶ احتمال فراگذشت از حالت حدی خرابی(DS ۱)، برابر ۵۰٪ است.

با مقایسه‌ی نتایج حاصل از این پژوهش با سایر منحنی‌های آسیب‌پذیری، نتایج نزدیک به هم و قابل قبول و با دقت کافی قابل استفاده است و با توجه به سادگی روش نسبت به روش‌های پیچیده‌تر توسعه‌ی منحنی‌های شکنندگی می‌توان برای سایر ساختمان‌ها نیز این کار را انجام داد.

منابع (References)

1. Rota, M., Penna, A. and Magenes, G. "A methodology for deriving analytical fragility curves for masonry buildings", *Engineering Structures*, **32**(5), pp. 1312-1323 (2010).
2. *Iranian Code of Practice for Seimic Resistant Design of Buildings*, Standard No.2800-05. 3rd Editon, Tehran, Building and Housing Research Center (2005) (In Persian).
3. *Report on Retrofit Procedure of School Buildings in Islamic Republic of Iran*, Ministry of Education, State Organization of Schools Renovation (May 2011).
4. Rota, M., Penna, A. and Strobbia, C. "Processing Italian damage data to derive typological fragility curves", *Soil Dyn. Earth Eng.*, **28**(10-11), pp. 933-947 (2008).
5. Galasco, A., Penna, L.S.A. and Resemini, S. "Nonlinear seismic analysis of masonry structures", *In: Proc. 13th World Conference on Earthquake Engineering*, Vancouver, Canada (2004).
6. Schultz, M.T., Gouldby, B.P. and Simm, J.D. "Beyond the factor of safety: Developing fragility curves to characterize system reliability", US Army Corps of Engineers (2010).
7. *Seismic Microzonation of Tehran*, Earthquake and Environmental Studies Center of Tehran Japan International Cooperation Agency (JICA) (1999) (In Persian).
8. Jalalian, M. "Development of empirical vulnerability function for Iran", Master's Thesis, Department of Civil Engineering, University of Science and Technology (2006) (In Persian).
9. Darreh Zereshki, M. "Development of fragility curves for unreinforced masonry buildings in Tehran using simplified nonlinear static analysis", Master Thesis, International Institute of Earthquake Engineering and Seismology, IIEES (2009) (In Persian).
10. Bakhshi, A. and Karimi, K. "Performance evaluation of masonry buildings using a probabilistic approach", *Scientia Iranica,* **15**(3), pp. 295-307 (2008).
11. Meireles, H.A. "Seismic vulnerability of pombalino buildings", Phd Thesis, Universidade Tecnica de Lisboa Instituto Superior Tecnico (2012).

www.SID.ir

Archive of SID

12. *Management and Planning Organization (MPO)*, Instruction for Seismic Rehabilitation of Existing Buildings, Management and Planning Organization of Iran, Publication No.360, Tehran, Iran (2011) (In Persian).

13. Lang, K. "Seismic vulnerability of existing buildings", Zurikh: Institute of Structural Engineering Swiss Federal Institute of Technology (2002).

14. Lagomarsino, S., Penna, A., Galasco, A. and Cattari, S. "TREMURI program: An equivalent frame model for the nonlinear seismic", *Engineering Structures,* **56**, pp. 1787-1799 (2013).

15. Lagomarsino, S. and Giovinazzi, S. "Macroseismic and mechanical models for the vulnerability and damage assessment of current buildings", Bulletin of Earthquake (2006).

16. Italian Technical Code, D.M. 14/1/2008, Official Bulletin no. 4 (29 February 2008).

17. Mander, J. "Fragility curve development for assessing the seismic vulnerability of highway bridges", University at Buffalo, State University at NewYork (1999).

18. Pagnini, L., Vicente, R., Lagomarsino, S. and Varum, H. "A mechanical model for the seismic vulnerability of old masonry buildings, Earthquakes and structures", *Earthquakes and Structures,* **2**(1), pp. 25-42 (2011).

www.SID.ir