

ارزیابی آسیب پذیری لرزه‌ای دیوارهای برشی فولادی موج‌دار با استفاده از منحنی‌های شکنندگی

سید سعید عسکریانی^۱، فرزاد شهابیان^{۲*}

۱- کارشناس ارشد مهندسی سازه، دانشکده فنی مهندسی، گروه عمران، دانشگاه فردوسی مشهد، مشهد، ایران

۲- استاد، دانشکده فنی مهندسی، گروه عمران، دانشگاه فردوسی مشهد، مشهد، ایران

چکیده

خسارت‌های سازه‌ای و به دنبال آن خسارت‌های مالی قابل توجهی که تا کنون در اثر وقوع زمین‌لرزه‌های مخرب به وجود آمده است، باعث شده تا محققان و آیین‌نامه‌ها به منظور طراحی لرزه‌ای سازه‌ها برای محدود کردن سطح خرابی آن‌ها به تدریج از رویکرد طراحی تجویزی به سمت طراحی بر اساس عملکرد حرکت کنند. تحلیل‌های شکنندگی لرزه‌ای یکی از مهمترین ابزارهای لازم در طراحی لرزه‌ای سازه‌ها بر اساس عملکرد به شمار می‌روند که منجر به تولید توابع و منحنی‌های شکنندگی می‌شوند. توابع شکنندگی ابزاری توانمند برای ارزیابی احتمالاتی آسیب‌پذیری لرزه‌ای سازه‌ها به شمار می‌روند. در این پژوهش با هدف ارزیابی آسیب‌پذیری لرزه‌ای دیوارهای برشی فولادی موج‌دار و به منظور مقایسه‌ی آسیب‌پذیری لرزه‌ای آن‌ها با دیوارهای برشی فولادی ساده، توابع شکنندگی گسترش یافته و منحنی‌های شکنندگی تولید شده‌اند. در این خصوص، اثر زاویه‌ی موج نیز در نمونه‌های موج‌دار مورد بررسی قرار گرفته است. تولید این منحنی‌ها از طریق انجام تحلیل‌های دینامیکی افزایشی میسر شده است. به این منظور از تغییرمکان بین طبقه‌ای به عنوان شاخص خسارت و از بیشینه شتاب زمین به عنوان شاخص شدت تحریک استفاده گردیده است. بررسی منحنی‌های تولید شده نشان می‌دهد که در نمونه‌های موج‌دار در شدت‌های پایین لرزه‌ای با افزایش زاویه‌ی موج، احتمال خرابی کاهش می‌یابد. این در حالی است که در شدت‌های بالای لرزه‌ای با افزایش زاویه‌ی موج، احتمال خرابی افزایش یافته است. از سوی دیگر، نتایج بیان‌گر رفتار لرزه‌ای مناسب‌تر نمونه‌های موج‌دار نسبت به نمونه‌ی ساده در شدت‌های پایین لرزه‌ای است.

کلمات کلیدی: منحنی شکنندگی، دیوار برشی فولادی، ورق ساده، ورق موج‌دار، تحلیل دینامیکی افزایشی

شناسه دیجیتال:	سابقه مقاله:				
	دریافت	بازنگری	پذیرش	انتشار آنلاین	چاپ
10.22065/JSCE.2017.89970.1242	۱۳۹۶/۰۳/۳۰	۱۳۹۶/۰۸/۲۸	۱۳۹۶/۰۹/۰۲	۱۳۹۶/۰۹/۰۲	۱۳۹۸/۰۴/۰۱
doi: 10.22065/JSCE.2017.89970.1242					
فرزاد شهابیان			*نویسنده مسئول:		
shahabf@um.ac.ir			پست الکترونیکی:		

Seismic Vulnerability Assessment of Corrugated Steel Shear Walls Using Fragility Curves

Seyed Saeed Askariani¹, Farzad Shahabian^{2*}

1- MS.c. in Structural Engineering, Faculty of Engineering, Department of Civil Engineering, Ferdowsi University of Mashhad, Mashhad, Iran

2-Professor, Faculty of Engineering, Department of Civil Engineering, Ferdowsi University of Mashhad, Mashhad, Iran

ABSTRACT

Structural damages and subsequently considerable economic losses that ever made in catastrophic seismic events caused researchers and codes gradually move from prescriptive design to performance-based design. Seismic fragility analyses are one of the most important tools in performance-based seismic design of structures that lead to production of fragility curves and functions. Fragility function is a capable tool for probabilistic assessment of the seismic vulnerability of the structures. In this study, in order to assess seismic vulnerability of corrugated steel shear walls and compare their seismic vulnerability with simple steel shear walls, fragility functions have been developed and fragility curves have been constructed. In this regard, the effect of the corrugation angle has been studied in corrugated models. Construction of these curves has become feasible through conducting incremental dynamic analyses. For this purpose, inter-story drift and peak ground acceleration have been used as damage measure and ground motion intensity measure, respectively. Assessment of resulted curves show that in low seismic intensity, probability of damage in corrugated models is reduced by increasing the corrugation angle; while, in high seismic intensity, probability of damage in corrugated models has been increased by increasing the corrugation angle. On the other hand, results indicate that corrugated models have more appropriate seismic performance than simple model in low seismic intensity.

ARTICLE INFO

Received: 20/06/2017

Revised: 19/11/2017

Accepted: 23/11/2017

Keywords:

Fragility curve,
Steel Shear Wall,
Simple plate,
Corrugated plate,
Incremental Dynamic
Analysis

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

doi: 10.22065/JSCE.2017.89970.1242

*Corresponding author: Farzad Shahabian
Email address: shahabf@um.ac.ir

۱- مقدمه

تلفات جانی، خسارت‌های سازه‌ای و خسارت‌های مالی قابل توجهی که تا کنون در اثر وقوع زمین لرزه‌های مخرب به وجود آمده‌اند، بر ضرورت ارزیابی آسیب‌پذیری لرزه‌ای سازه‌ها افزوده‌اند. بنابراین، نیاز به ابزارهایی برای ارزیابی آسیب‌پذیری لرزه‌ای سازه‌ها ضرورت می‌یابد. منحنی‌های شکنندگی یکی از ابزارهای مفید در جهت تحقق این منظورند. منحنی‌های مذکور در واقع احتمال فراگذشت خسارت سازه از یک حد مشخص را در مقابل جنبش‌های لرزه‌ای زمین بیان می‌کنند.

ارزیابی آسیب‌پذیری لرزه‌ای سازه‌ها، کمک به برنامه‌ریزی مدیریت بحران در خصوص وضعیت آسیب‌پذیری ساختمان‌های غالب هر منطقه، تصمیم‌گیری در خصوص اقدامات پس از زلزله برای یک ساختمان آسیب‌دیده (تخریب یا تعمیر)، برآورد هزینه‌ی بیمه‌ی ساختمان و تصمیم‌گیری درباره‌ی طرح نهایی ساختمان‌های جدید، برخی از کاربردهای منحنی‌های شکنندگی می‌باشد.

روش‌های توسعه‌ی منحنی‌های شکنندگی به ۴ دسته‌ی کلی تجربی^۱، قضاوتی^۲، تحلیلی^۳ و ترکیبی^۴ طبقه‌بندی می‌شود [۱]. روش تحلیلی رایج‌ترین روش در تولید منحنی‌های شکنندگی می‌باشد. در این روش با انجام تحلیل سازه تحت بار افزایشی زلزله، خسارت وارد شده به آن بر حسب درجات مختلفی از شدت زلزله به دست می‌آید. سپس با انجام تحلیل‌های آماری، توابع شکنندگی گسترش یافته و منحنی‌های شکنندگی تولید و ترسیم می‌شوند.

دیوار برشی فولادی (SSW^۵) به عنوان یکی از سیستم‌های مقاوم در برابر بارهای جانبی در طول چند دهه‌ی اخیر به طور گسترده در طراحی لرزه‌ای ساختمان‌های جدید و همچنین بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود مورد استفاده قرار گرفته است. این سیستم در شکل متداول آن متشکل از تیرها به عنوان عضوهای مرزی افقی^۶، ستون‌ها به عنوان عضوهای مرزی قائم^۷ و ورق‌های فولادی پرکننده^۸ می‌باشد. نتایج آزمایش‌ها و پژوهش‌های انجام گرفته بر روی دیوار برشی فولادی، نشان‌دهنده‌ی سختی اولیه‌ی زیاد، مقاومت بالا و همچنین شکل‌پذیری و جذب انرژی مطلوب این سیستم سازه‌ای است [۲-۶].

به طور کلی، دیوار برشی فولادی در دو نوع تقویت‌شده و تقویت‌نشده و یا به عبارت دیگر با سخت‌کننده و یا بدون آن به کار می‌رود. به دلیل مشکلات اجرایی و همچنین تنش‌های پسماند ایجاد شده ناشی از جوشکاری سخت‌کننده‌ها، در سال‌های اخیر نوع موج‌دار دیوارهای برشی فولادی (CSSW^۹) مورد توجه قرار گرفته است [۷-۱۰]. ورق‌های فولادی موج‌دار به دلیل سختی برون صفحه‌ای دارای سختی اولیه‌ی قابل توجهی می‌باشند، به طوری که هر خم، خم مجاور خود را مقید می‌نماید.

نخستین بار در سال ۱۹۸۰ منحنی‌های شکنندگی برای سازه‌های تاسیسات هسته‌ای رسم شدند. چرا که این سازه‌ها از جمله سازه‌های بسیار مهم می‌باشند و شکنندگی و خسارت آن‌ها در هنگام زمین‌لرزه بسیار خطرناک است. در این خصوص، فشار آب، مقاومت بتن، جابجایی و تنش ایجاد شده در پوسته‌های مخازن به عنوان شاخص‌های خسارت در نظر گرفته شد. همچنین، از بیشینه شتاب زمین (PGA^{۱۰}) به عنوان شاخص شدت تحریک استفاده شد [۱۱]. در سال ۲۰۰۰، محققان با استفاده از تابع‌های خسارت و بر اساس بیشینه سرعت زمین (PGV^{۱۱})، منحنی‌های شکنندگی را برای سازه‌های فولادی، بتنی و چوبی شهر کوبه‌ی ژاپن رسم کردند [۱۲]. در سال ۲۰۰۹، منحنی‌های شکنندگی برای یک ساختمان شش طبقه با قاب چوبی تهیه شد. برای این کار از معیار خسارت پارک و انک استفاده گردید [۱۳].

در ایران نیز در سال ۱۳۸۵ منحنی‌های شکنندگی برای مخازن استوانه‌ای فولادی نفت رسم شد. به این منظور عوامل شکست مخازن نفتی از قبیل کمناش پوسته‌ی مخزن، پارگی پوسته، نشست، آسیب‌های وارده به شالوده و غیره مورد بررسی قرار گرفت [۱۴]. در پژوهشی دیگر، در سال ۱۳۸۶ منحنی‌های شکنندگی برای سازه‌های بتن مسلح دارای دیوار برشی تولید شد. به این منظور، اثرات توزیع

¹ Empirical

² Judgement

³ Analytical

⁴ Hybrid

⁵ Steel Shear Wall

⁶ Horizontal Boundary Elements

⁷ Vertical Boundary Elements

⁸ Infill plates

⁹ Corrugated Steel Shear Wall

¹⁰ Peak Ground Acceleration

¹¹ Peak Ground Velocity

سختی، مقاومت و پیچش بر روی منحنی‌های شکنندگی در نظر گرفته شد. منحنی‌های شکنندگی بر اساس تغییرمکان بین طبقه‌ای و چرخش مفاصل و شکل‌پذیری در سطوح مختلف PGA رسم شدند [۱۵]. در سال ۱۳۸۹، منحنی‌های شکنندگی برای ساختمان‌های فولادی منظم با قاب‌های دارای مهاربند ضربداری گسترش یافت. در این خصوص از تحلیل تاریخچه زمانی غیر خطی و دو شاخص خرابی تغییرشکل محوری خمیری و تغییرمکان بین طبقه‌ای استفاده شد [۱۶]. در سال ۱۳۹۳، منحنی‌های شکنندگی برای ساختمان‌های بنایی مدارس ایران تهیه شد. برای این کار، اثر عدم قطعیت در خروج از مرکزیت، راستای زلزله و الگوی بار جانبی در رسم منحنی‌های شکنندگی در نظر گرفته شد. رسم منحنی‌های شکنندگی بر اساس چهار سطح خرابی در سطح‌های مختلف PGA صورت گرفت [۱۷].

در مورد دیوارهای برشی فولادی با ورق صاف نیز در این زمینه پژوهش‌هایی انجام پذیرفته است که در ادامه به آن‌ها اشاره می‌شود. در سال ۲۰۱۲، بر اساس نتایج آزمایشگاهی و مشاهدات پژوهش‌های پیشین ۵ سطح تعمیرپذیری مختلف به همراه تغییرمکان بین طبقه‌ای متناظرشان برای دیوارهای برشی فولادی معرفی شد، که با در نظر گرفتن این سطوح به عنوان حالت‌های حدی خسارت، منحنی‌های شکنندگی برای دیوارهای برشی فولادی با ورق صاف تولید و ترسیم شد [۱۸]. در سال ۲۰۱۵، محققان با استفاده از منحنی‌های شکنندگی، رفتار و آسیب‌پذیری لرزه‌ای سازه‌های بهسازی شده توسط سیستم دیوار برشی با ورق فولادی صاف با تنش تسلیم پایین را مورد ارزیابی قرار دادند [۱۹].

هدف این پژوهش، تحلیل شکنندگی (آسیب‌پذیری) لرزه‌ای و رسم منحنی‌های شکنندگی برای دیوارهای برشی فولادی ساده و موج‌دار است. برای این کار، چهار نمونه دیوار برشی فولادی ۴ طبقه در دو گروه اصلی دیوارهای برشی فولادی ساده و موج‌دار، در نظر گرفته شده است. در این راستا، تحلیل‌های دینامیکی افزایشی بر روی نمونه‌ها انجام شده است. در این خصوص از بیشینه تغییرمکان بین طبقه‌ای به عنوان شاخص خسارت و از PGA به عنوان شاخص شدت تحریک استفاده شده است. در پایان، با در نظر گرفتن سطوح عملکردی مختلف و انجام تحلیل‌های آماری، توابع شکنندگی گسترش یافته و منحنی‌های شکنندگی تولید و ترسیم شده‌اند.

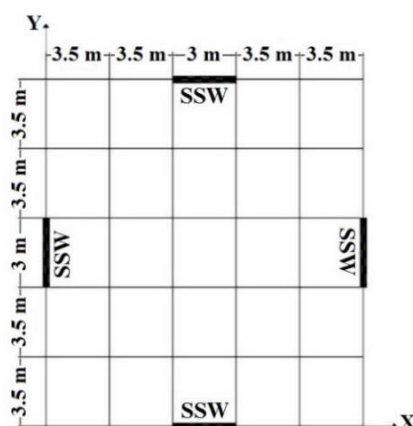
۲- مدل‌سازی و صحت‌سنجی

در این پژوهش، به منظور ارزیابی آسیب‌پذیری لرزه‌ای دیوارهای برشی فولادی ساده و موج‌دار و مقایسه‌ی آسیب‌پذیری لرزه‌ای آن‌ها، چهار نمونه دیوار برشی فولادی ۴ طبقه شامل یک نمونه دیوار ساده و سه نمونه دیوار موج‌دار دوزنقه‌ای با زاویه موج ۳۰، ۶۰ و ۹۰ درجه در نظر گرفته شده است. در این خصوص، از نمونه‌ی ۴ طبقه‌ی طراحی شده‌ی قلی‌پور و علی‌نیا [۲۰] به عنوان نمونه‌ی ساده استفاده شده است. مشخصات و نحوه‌ی طراحی نمونه‌ی ساده به طور خلاصه در ادامه آمده است.

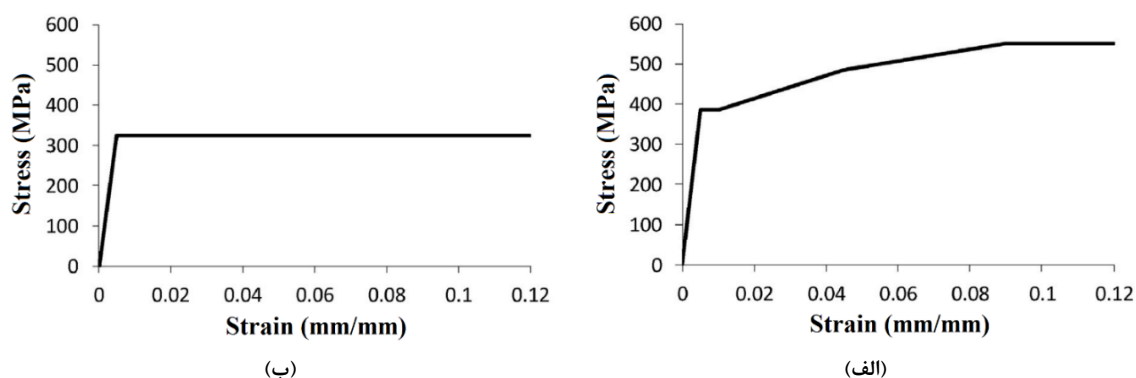
پلان استفاده شده در طراحی نمونه‌ی ساده در شکل ۱ نشان داده شده است. بدین ترتیب بار جانبی ساختمان در هر راستا توسط دو دیوار برشی فولادی تحمل می‌شود. ارتفاع طبقات ۳/۶ متر در نظر گرفته شده است. برای ورق‌ها و عضوهای مرزی به ترتیب از فولاد ASTM-A36 و ASTM-A572 استفاده شده است. مشخصات تنش- کرنش مصالح در شکل ۲ نشان داده شده است. محاسبه‌ی بار مرده و زنده‌ی وارد بر سازه بر اساس آیین‌نامه‌ی ASCE 7-10 انجام گرفته است. بارگذاری زلزله نیز مطابق با روش استاتیکی معادل ارایه شده در این آیین‌نامه محاسبه شده است. طراحی دیوار بر اساس ضوابط ارایه شده در آیین‌نامه‌ی AISC-341 و آیین‌نامه‌ی AISC-360 بر روی خاک نوع D انجام پذیرفته است. عضوهای مرزی نیز بر اساس روش "طراحی بر اساس ظرفیت" ارایه شده در آیین‌نامه‌ی AISC-341 طراحی شده‌اند. از مقاطع W برای تیرها و از مقاطع قوطی برای ستون‌ها استفاده شده است. مشخصات عضوهای مرزی و ورق جان در جدول ۱ آورده شده‌اند [۲۰].

در این پژوهش به منظور فراهم آمدن شرایط مقایسه، قاب پیرامونی و همچنین ضخامت و مشخصات مکانیکی ورق‌های مورد استفاده در نمونه‌ها یکسان در نظر گرفته شده است. از این رو، نمونه‌های موج‌دار تنها با تغییر مشخصات هندسی ورق پرکننده‌ی نمونه‌ی ساده به شکل دوزنقه‌ای ساخته شده‌اند. چرا که رفتار کلی دیوارهای برشی فولادی به مشخصات عضوهای مرزی و ضخامت ورق پرکننده‌ی آن‌ها وابسته است و در نتیجه مقایسه‌ی میان دیوارهای برشی فولادی با ورق صاف و دیوارهای برشی فولادی با ورق موج‌دار زمانی دقیق و درست است که مشخصات عضوهای مرزی و ضخامت ورق‌های پرکننده‌ی آن‌ها یکسان در نظر گرفته شده باشد [۷-۱۰]. مشخصات

هندسی ورق‌های فولادی موج‌دار استفاده شده در مدل‌سازی نمونه‌ها در شکل ۳ نشان داده شده است. همچنین، مشخصات نمونه‌های مورد بررسی به همراه نام‌گذاری آن‌ها در جدول ۲ آمده است.



شکل ۱: پلان استفاده شده در محاسبه‌ی بارگذاری سازه [۲۰]



(ب)

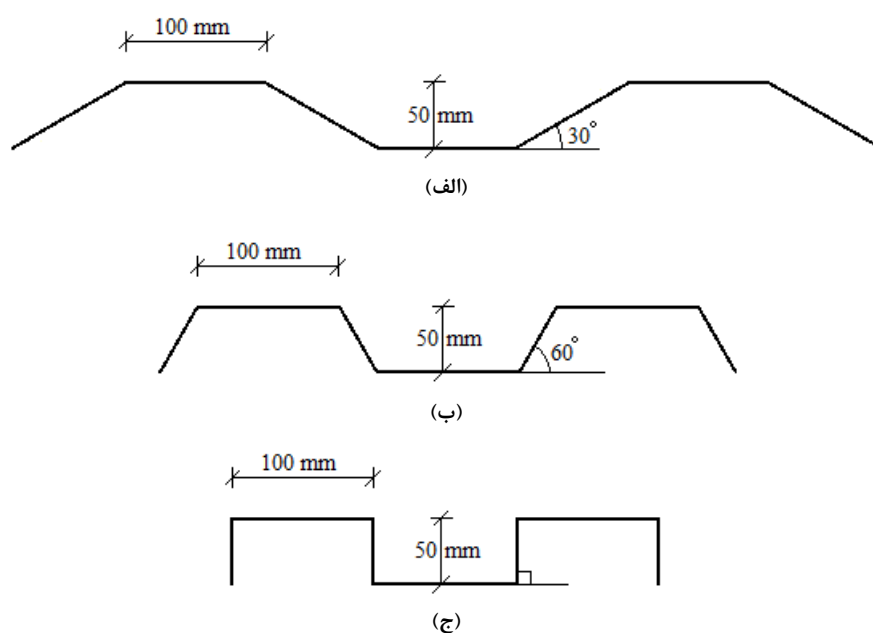
(الف)

شکل ۲: مشخصات تنش-کرنش مصالح؛ (الف) عضوهای مرزی و (ب) ورق‌ها [۲۰]

جدول ۱: مشخصات عضوهای مرزی و ضخامت ورق جان [۲۰]

ستون	تیر	ضخامت ورق (mm)	طبقه
Box 300×20	W8×58	1.18	4
Box 300×30	W8×58	2.10	3
Box 350×25	W8×58	2.75	2
Box 350×25	W8×58	3.10	1

در این پژوهش نرم‌افزار اجزای محدود Abaqus به منظور مدل‌سازی و تحلیل عددی نمونه‌ها مورد استفاده قرار گرفته است. در این خصوص عضوهای مرزی و ورق جان با استفاده از جزء پوسته‌ای S4R مدل‌سازی شده‌اند. جزء S4R یک جزء چهار گره‌ای با قابلیت انتگرال‌گیری کاهش‌یافته است که توانایی در نظر گرفتن تغییر شکل‌های بزرگ و همچنین رفتارهای غیر خطی را به خوبی دارد. نتایج ارائه شده در [۲۱ و ۲۲] بیان‌گر دقت مطلوب این روش برای مدل‌سازی دیوارهای برشی فولادی است.

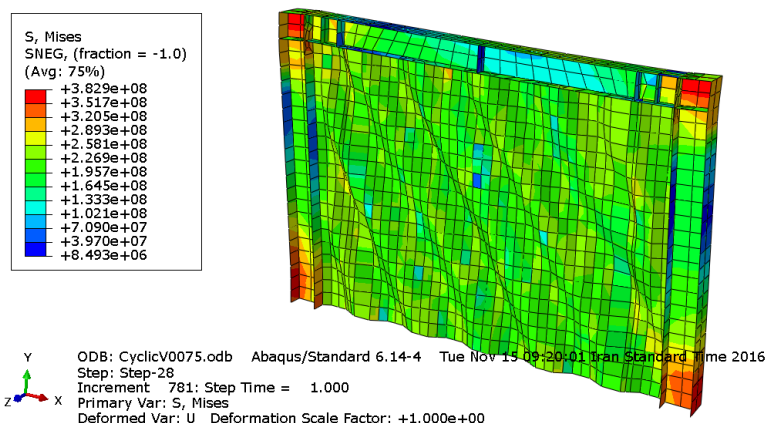


شکل ۴: مشخصات هندسی ورق‌های فولادی موج‌دار استفاده شده در مدل‌سازی نمونه‌ها؛ (الف) ورق دوزنقه‌ای با زاویه ۳۰ درجه، (ب) ورق دوزنقه‌ای با زاویه ۶۰ درجه و (ج) ورق دوزنقه‌ای با زاویه ۹۰ درجه

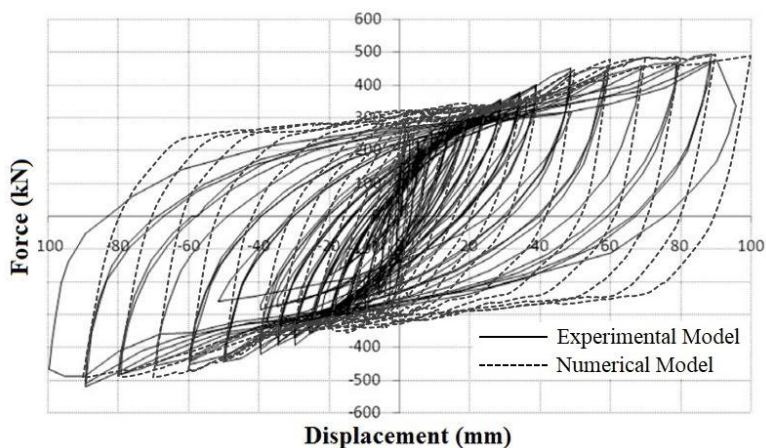
جدول ۲: مشخصات نمونه‌های مورد بررسی

شماره	نوع ورق	زاویه موج	نام کامل	نام اختصاری
1	ورق صاف	-	Simple Steel Shear Wall	SSSW
2	ورق دوزنقه‌ای	۳۰ [□]	Trapezoidal Corrugated Steel Shear Wall-30	TCSSW-30
3	ورق دوزنقه‌ای	۶۰ [□]	Trapezoidal Corrugated Steel Shear Wall-60	TCSSW-60
4	ورق دوزنقه‌ای	۹۰ [□]	Trapezoidal Corrugated Steel Shear Wall-90	TCSSW-90

به منظور بررسی صحت روش مدل‌سازی، نتایج یک پژوهش آزمایشگاهی با نتایج شبیه‌سازی عددی متناظر آن (انجام شده در این پژوهش)، مقایسه شده است. به این منظور نمونه‌ی یک طبقه‌ی امامی و همکاران [۲۳] با ورق موج‌دار قائم شبیه‌سازی شد و تحت بارگذاری چرخه‌ای قرار گرفت. شکل ۴ تصویر تغییرشکل یافته‌ی نمونه‌ی عددی پس از اعمال بارگذاری را نشان می‌دهد. منحنی هیستریزیس به دست آمده از تحلیل به همراه منحنی متناظر حاصل از آزمایش نیز در شکل ۵ نشان داده شده‌اند. به طور کلی، بر اساس نتایج به دست آمده اختلاف مقاومت نهایی نمونه‌های عددی و آزمایشگاهی در حدود ۵ درصد است که این اختلاف می‌تواند به علت تفاوت شرایط اتصال ورق موج‌دار به تیر و ستون در نمونه‌ی عددی و آزمایشگاهی و همچنین عدم در نظر گرفتن گسیختگی و پارگی در ورق و اتصالات جوشی باشد. از این رو، بررسی نتایج به دست آمده و نیز بررسی رفتار نمونه‌ی مدل‌سازی شده در طول بارگذاری نشان می‌دهد نتایج عددی و آزمایشگاهی انطباق قابل قبولی با یکدیگر دارند. مقایسه‌ی شکل ۵ با شکل متناظر آن در مرجع [۹] نیز نشان دهنده‌ی دقت و صحت روش مدل‌سازی است.



شکل ۴: تصویر تغییر شکل یافته دیوار برشی فولادی با ورق موج دار قائم پس از اعمال بارگذاری



شکل ۵: نتایج حاصل از صحت سنجی روش مدل سازی

۳- تحلیل شکنندگی

۳-۱- تعیین عامل های موثر بر تحلیل شکنندگی

در هر تحلیل شکنندگی باید سه عامل مهم شاخص خسارت، حالت حدی خسارت و شاخص شدت تحریک نیز مشخص باشد. نخستین گام در هر تحلیل شکنندگی، معرفی یک شاخص مناسب به منظور اندازه گیری خسارت لرزه ای سازه ها است. یک شاخص خسارت مناسب بایستی به گونه ای تعیین شود که بتواند به خوبی بیان کننده ی سطح خسارت سازه تحت اثر زلزله باشد. تعدادی از محققان شاخص هایی برای سازه ها تحت اثر زلزله معرفی کرده اند. برخی از آنها از شاخص های وابسته به تغییر مکان مانند بیشینه تغییر مکان بین طبقه ای برای اندازه گیری خسارت استفاده می کنند. تعدادی از آنها از معیارهای وابسته به انرژی و برخی دیگر نیز از شاخص های ترکیبی بهره می برند. در این میان، FEMA 356 [۲۴] استفاده از بیشینه تغییر مکان بین طبقه ای را به منظور ارزیابی عملکرد ساختمان ها و سطح خرابی اجزای سازه ای پیشنهاد می کند. در این پژوهش نیز از بیشینه تغییر مکان بین طبقه ای به عنوان شاخص خسارت استفاده شده است. سطوح عملکردی و یا سطوح خسارت که به طور معمول به صورت حالت های حدی^{۱۲} شناخته می شوند نشان دهنده ی وضعیت هایی هستند که سازه پس از آنها قادر به برآورده کردن وظیفه ی مورد نظر نیست. این حدود متناسب با هر شاخص خسارت و برای هر یک از آنها متفاوت است. در این نوشتار از نتایج پژوهش [۱۸] به عنوان حالت های حدی خسارت استفاده شده است. همان طور که بیان

¹² Limit State

شد، بر اساس این پژوهش تغییر مکان بین طبقه‌ای برای پنج سطح مختلف تعمیر پذیری (RS^{13}) برای دیوارهای برشی فولادی پیشنهاد شده است که در جدول ۳ به طور خلاصه نشان داده شده‌اند. همان‌طور که در جدول ۳ دیده می‌شود، تغییر مکان بین طبقه‌ای مشخصی برای RS4 به علت کمبود داده‌های آزمایشگاهی پیشنهاد نشده است.

جدول ۳: تغییر مکان بین طبقه‌ای پیشنهاد شده برای سطوح تعمیر پذیری مختلف برای دیوار برشی فولادی [۲۴]

RS5	RS4	RS3	RS2	RS1	
0.0275	-	0.015	0.006	0.004	تغییر مکان بین طبقه‌ای
جایگزینی عضوهای مرزی یا قاب	تعمیر عضوهای مرزی افقی و اتصالات	تعمیر عضوهای مرزی قائم	جایگزینی ورق جان	تعمیرات جزئی	توصیف

شاخص شدت تحریک که نشان دهنده‌ی بزرگی زمین لرزه می‌باشد به دو دسته‌ی تجربی و ابزاری تقسیم بندی می‌شود. شاخص‌های تجربی بر پایه‌ی ارزیابی کیفی خسارت‌ها می‌باشند که از جمله‌ی آن‌ها می‌توان به شاخص مرکالی اشاره کرد. در شاخص‌های شدت تحریک ابزاری، شدت تحریک زمین به صورت کمی که توسط یک ابزار مانند شتاب‌نگار به دست می‌آید، تعریف می‌گردد. از جمله‌ی این شاخص‌ها می‌توان به بیشینه شتاب زمین، بیشینه سرعت زمین، بیشینه جابه‌جایی زمین (PGD^{14}) و شتاب طیفی (Sa^{15}) نیز اشاره کرد. در این پژوهش از PGA به عنوان شاخص شدت تحریک استفاده شده است.

۳-۲- انتخاب شتاب‌نگاشت‌ها

بسیاری از آیین‌نامه‌ها تعداد حداقل سه یا هفت زلزله را برای انجام تحلیل‌های دینامیکی پیشنهاد می‌کنند. در این پژوهش نیز، به منظور ارزیابی آسیب پذیری لرزه‌ای دیوارهای برشی فولادی ساده و موج‌دار از هفت شتاب‌نگاشت مربوط به خاک نوع D مطابق با آیین‌نامه‌ی ASCE7-10 [۲۵] (خاک نوع ۳ مطابق با آیین‌نامه‌ی ۲۸۰۰) استفاده شده است. مشخصات شتاب‌نگاشت‌های در نظر گرفته شده در جدول ۴ آورده شده است. شکل ۶ نیز طیف این شتاب‌نگاشت‌ها را نشان می‌دهد.

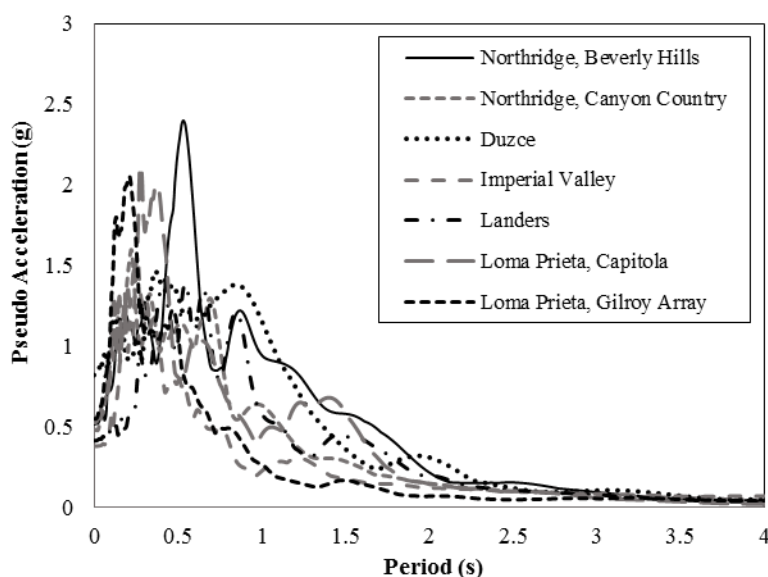
جدول ۴: مشخصات شتاب‌نگاشت‌های در نظر گرفته شده

شماره	نام زلزله	سال وقوع	ایستگاه	بزرگا	PGA (g)
1	Northridge	1994	Bevely Hills- Mulhol	6.7	0.52
2	Northridge	1994	Canyon Country- WLC	6.7	0.48
3	Duzce, Turkey	1999	Bolu	7.1	0.82
4	Imperial Valley	1979	El Centro Array #11	6.5	0.38
5	Landers	1992	Coolwater	7.3	0.42
6	Loma Prieta	1989	Capitola	6.9	0.53
7	Loma Prieta	1989	Gilroy Array #3	6.9	0.56

¹³ Repair State

¹⁴ Peak Ground Displacement

¹⁵ Spectral Acceleration



شکل ۶: طیف شتاب‌نگاشت‌های در نظر گرفته شده

۳-۳- تولید توابع و منحنی‌های شکنندگی

توابع شکنندگی ابزاری توانمند برای ارزیابی احتمالاتی آسیب‌پذیری لرزه‌ای سازه‌ها به شمار می‌روند. توابع شکنندگی در واقع احتمال شرطی فراگذشت مقدار متغیر خسارت از مقدار حدی آن را در هر شدت تحریک مشخص می‌کنند. رابطه‌ی ریاضی تابع شکنندگی به صورت رابطه‌ی (۱) تعریف می‌شود [۲۶، ۲۷].

$$Fragility = P(DM \geq LS | IM) \quad (1)$$

که در آن، DM شاخص خسارت، LS مقدار حدی خسارت در هر سطح عملکردی و IM شاخص شدت تحریک است. بر اساس بسیاری از پژوهش‌ها با فرض این که مقادیر DM دارای توزیع لگ نرمال هستند، $\ln(DM)$ دارای توزیع نرمال می‌باشد. از این رو می‌توان از تابع توزیع تجمعی نرمال استاندارد برای تولید توابع و منحنی‌های شکنندگی استفاده کرد. بر این اساس احتمال شرطی فراگذشت متغیر خسارت از مقدار حدی آن در هر سطح تحریک به صورت رابطه‌ی (۲) نیز قابل محاسبه است [۲۶، ۲۷].

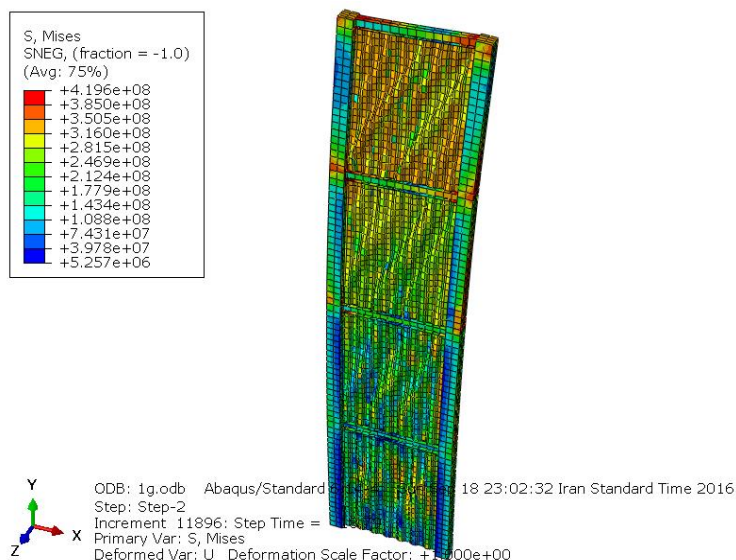
$$P(DM \geq LS | IM) = 1 - P(DM < LS | IM) = 1 - \Phi\left(\frac{\ln(LS) - \mu_{\ln DM}}{\sigma_{\ln DM}}\right) \quad (2)$$

که در آن، $\Phi(\cdot)$ تابع توزیع تجمعی نرمال استاندارد، $\mu_{\ln DM}$ میانگین لگاریتم طبیعی شاخص خسارت و $\sigma_{\ln DM}$ انحراف معیار لگاریتم طبیعی شاخص خسارت است که در واقع بیان‌کننده‌ی عدم قطعیت مقادیر خسارت می‌باشد.

در این پژوهش از تحلیل دینامیکی افزایشی به منظور ارزیابی پاسخ لرزه‌ای نمونه‌ها و همچنین استخراج توابع شکنندگی آن‌ها استفاده شده است. این روش در حقیقت روشی زمان‌بر و در عین حال دقیق برای ارزیابی آسیب‌پذیری لرزه‌ای سازه‌ها به شمار می‌رود. در این روش شتاب‌نگاشت‌ها به شدت‌های مختلف انتخابی مقیاس می‌شوند و تحلیل‌های دینامیکی تاریخچه زمانی برای هر یک از آن‌ها صورت می‌پذیرد. دشواری و وقت‌گیر بودن این تحلیل‌ها و ارزیابی نتایج آن‌ها باعث شده است که تولید و استفاده از منحنی‌های شکنندگی در حال حاضر فراگیر نشده باشد.

در این پژوهش هر شتاب‌نگاشت به ۶ سطح مختلف PGA مقیاس شد به طوری که در نهایت هر مدل تحت ۴۲ تحلیل دینامیکی غیر خطی قرار گرفت. به عنوان مثال، شکل ۷ تصویر تغییرشکل یافته‌ی TCSSW-30 تحت زلزله‌ی Landers با شدت ۱g را در زمان وقوع

بیشینه تغییرمکان بین طبقه‌های آن نشان می‌دهد. همان‌طور که در شکل ۷ مشخص است مقدار تنش در ورق جان دیوار در تمام طبقات بیش از تنش تسلیم آن می‌باشد، لذا ورق تسلیم گردیده است. شکل ۸ منحنی دینامیکی افزایشی نمونه‌ها را در شدت‌های مختلف PGA نشان می‌دهد.



شکل ۷: تصویر تغییرشکل یافته‌ی TCSSW-30 تحت زلزله Landers با شدت ۱g در زمان وقوع بیشینه تغییرمکان بین طبقه‌های آن

پس از انجام تحلیل‌های دینامیکی افزایشی بر روی نمونه‌ها، مقادیر عددی توابع شکنندگی بر اساس رابطه‌ی (۲) قابل محاسبه است. به عنوان مثال، میانگین و انحراف معیار نرمال بیشینه تغییرمکان بین طبقه‌های SSSW در سطح تحریک ۰/۶g، به ترتیب ۳/۷۹۱۶ و ۰/۴۰۱۷ می‌باشد. از این رو احتمال فراگذشت از مقدار حدی RS5 به صورت زیر قابل محاسبه است:

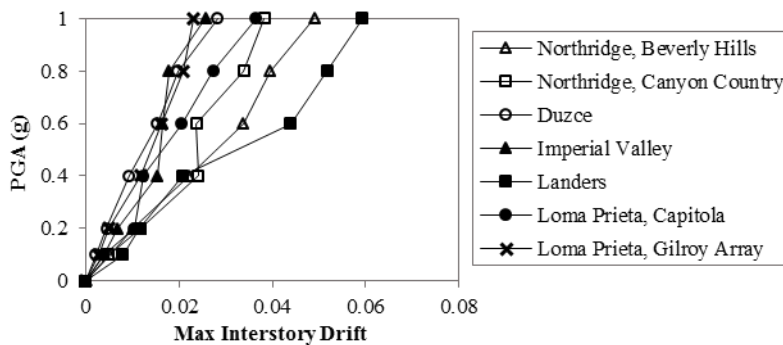
$$P(DM \geq LS = 0.0275 | IM = 0.6g) = 1 - \Phi \left(\frac{\ln(0.0275) - (-3.7916)}{0.4017} \right) = 0.311$$

مقادیر احتمال فراگذشت متناظر با RS1، RS2، RS3 و RS5 نیز به همین روش محاسبه و مقدار آن‌ها به ترتیب ۰/۹۹۹۵ و ۰/۸۴۵۱ تخمین زده شده است.

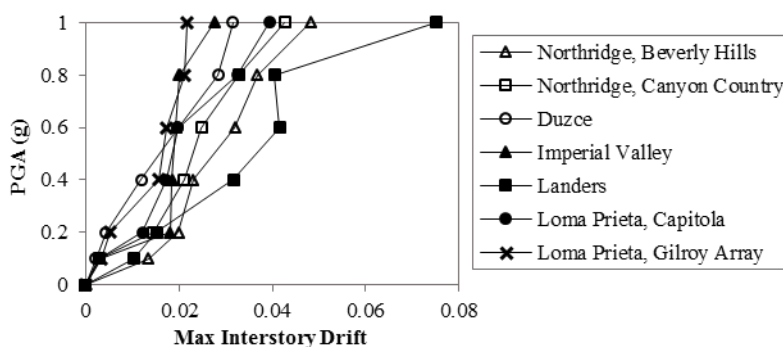
پس از محاسبه‌ی مقادیر عددی توابع شکنندگی با استفاده از رابطه‌ی (۲)، یک تابع توزیع تجمعی به صورت رابطه‌ی (۳) بر این مقادیر برازش می‌شود [۲۶، ۲۷].

$$P(DM \geq LS | IM) = \Phi \left(\frac{\ln IM - \mu_{\ln IM}}{\sigma_{\ln IM}} \right) \quad (3)$$

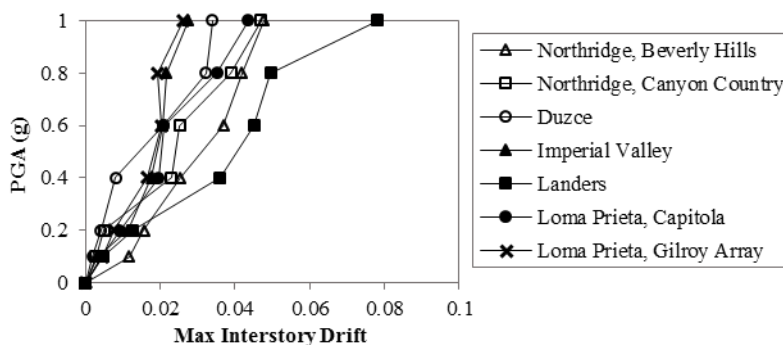
که در آن، $\mu_{\ln IM}$ و $\sigma_{\ln IM}$ به ترتیب میانگین و انحراف معیار لگاریتم طبیعی IM برای هر سطح عملکرد می‌باشند. مقادیر $\mu_{\ln IM}$ و $\sigma_{\ln IM}$ هر سطح عملکرد با رسم مقادیر شکنندگی آن بر روی کاغذ احتمال لگ نرمال قابل محاسبه هستند. به عنوان مثال شکل ۹ نحوه‌ی محاسبه‌ی این مقادیر را برای SSSW و شکل ۱۰ نیز مقادیر شکنندگی و منحنی‌های برازش شده برای آن‌ها را برای این نمونه نشان می‌دهد. همچنین مقادیر $\mu_{\ln IM}$ و $\sigma_{\ln IM}$ تخمین زده شده برای تمامی نمونه‌ها در جدول ۵ آمده است.



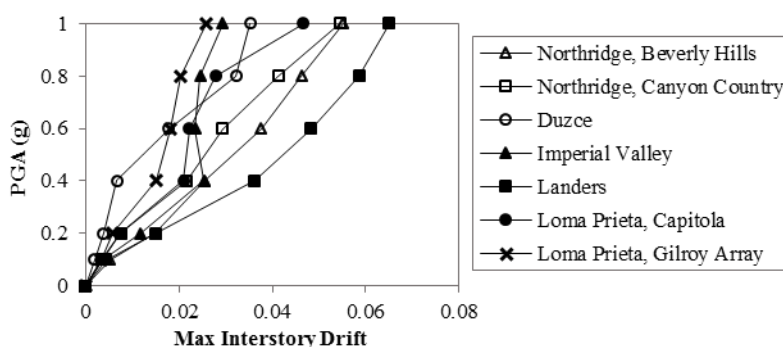
(الف)



(ب)

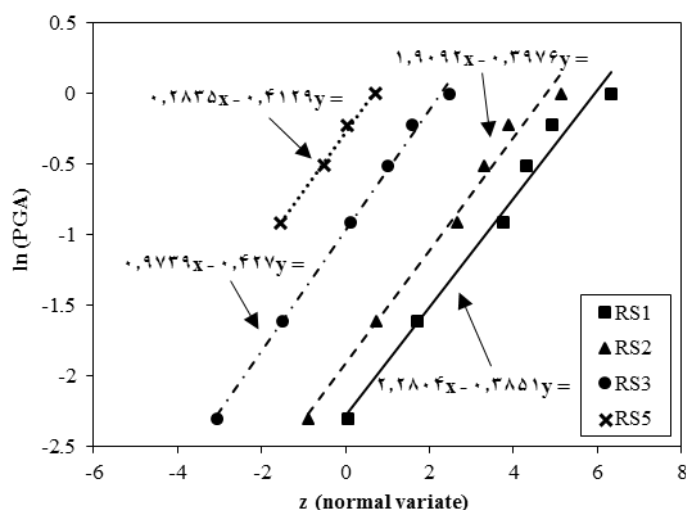


(ج)

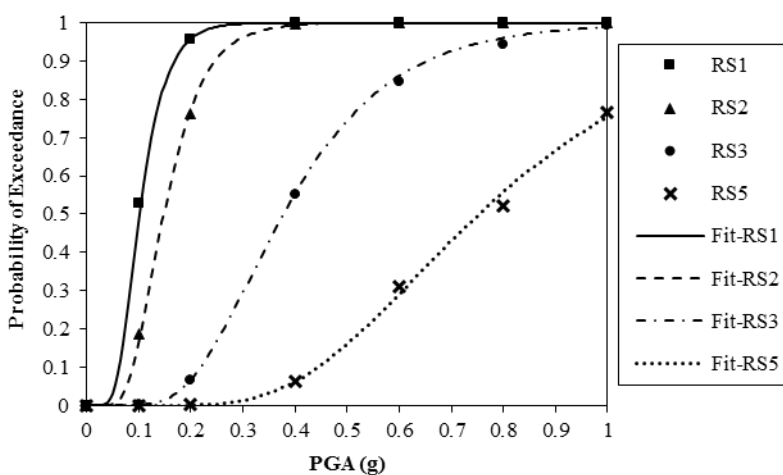


(د)

شکل ۸: منحنی دینامیکی افزایشی نمونه‌ها؛ (الف) SSSW، (ب) TCSSW-30، (ج) TCSSW-60 و (د) TCSSW-90



شکل ۹: برازش لگ نرمال شکنندگی برای SSSW

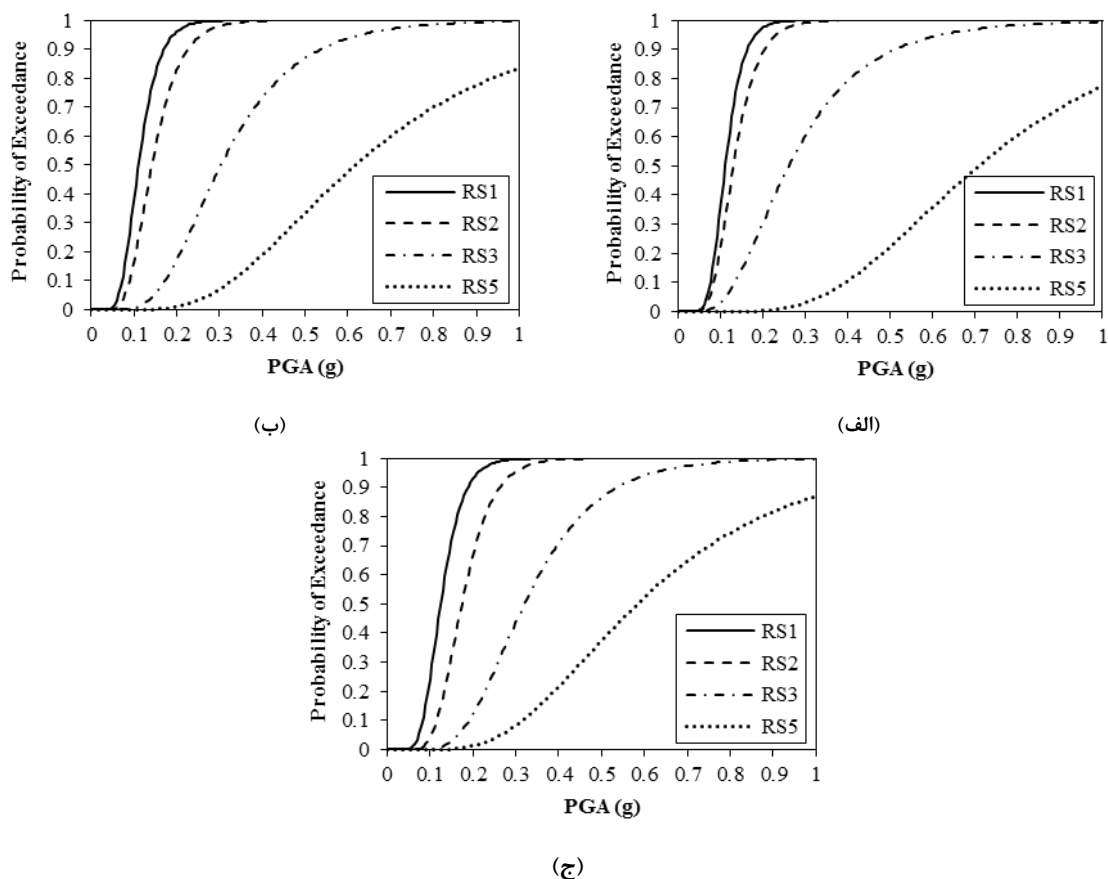


شکل ۱۰: منحنی شکنندگی SSSW

جدول ۵: مقادیر میانگین و انحراف معیار محاسبه شده برای برازش منحنی‌های شکنندگی

TCSSW-90		TCSSW-60		TCSSW-30		SSSW		
σ_{IM}	μ_{IM}	σ_{IM}	μ_{IM}	σ_{IM}	μ_{IM}	σ_{IM}	μ_{IM}	
0.3196	-2.0787	0.3329	-2.1964	0.3016	-2.2106	0.3851	-2.2804	RS1
0.3196	-1.7453	0.3613	-1.9482	0.3509	-2.0485	0.3976	-1.9092	RS2
0.4016	-1.1393	0.442	-1.1913	0.5257	-1.3477	0.427	-0.9739	RS3
0.4804	-0.5389	0.4946	-0.4817	0.4597	-0.3455	0.4129	-0.2835	RS5

به این ترتیب مقادیر شکنندگی و منحنی‌های برازش شده برای آن‌ها نیز برای سایر نمونه‌ها محاسبه می‌شود. شکل ۱۱ منحنی‌های شکنندگی حاصل شده برای سایر نمونه‌ها را نشان می‌دهد.



شکل ۱۱: منحنی شکنندگی سایر نمونه‌ها؛ (الف) TCSSW-30، (ب) TCSSW-60 و (ج) TCSSW-90

۴- بررسی نتایج حاصل از تحلیل شکنندگی

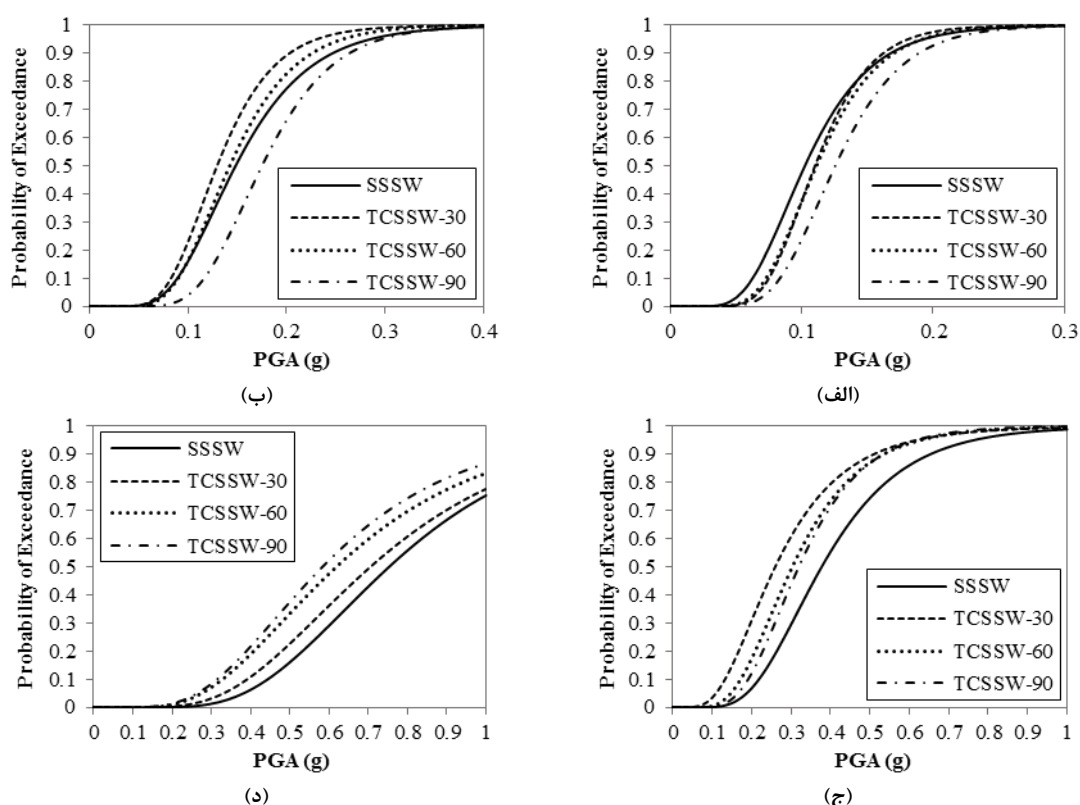
شکل ۱۲ به مقایسه‌ی منحنی‌های شکنندگی به دست آمده در بخش قبل در سطوح تعمیرپذیری مختلف می‌پردازد. همان‌طور که در این شکل مشاهده می‌شود، در نمونه‌های موج‌دار در شدت‌های پایین لرزه‌ای با افزایش زاویه‌ی موج، احتمال خرابی کاهش یافته است. به عنوان مثال با در نظر گرفتن زلزله‌ای با $PGA = 0.2g$ ، با افزایش زاویه‌ی موج از ۳۰ به ۶۰ و از ۶۰ به ۹۰ احتمال فراتر رفتن خرابی از RS2 به ترتیب به میزان ۸ و ۲۰ درصد کاهش یافته است. علت این امر می‌تواند ناشی از افزایش سختی دیوار به دلیل افزایش فشردگی موج‌ها که در اثر افزایش زاویه‌ی موج اتفاق افتاده است باشد.

این در حالی است که در شدت‌های بالای لرزه‌ای با افزایش زاویه‌ی موج احتمال خرابی دیوار افزایش یافته است. به عنوان مثال با در نظر گرفتن زلزله‌ای با $PGA = 0.7g$ ، با افزایش زاویه‌ی موج از ۳۰ به ۶۰ و از ۶۰ به ۹۰ احتمال فراتر رفتن خرابی از RS5 به ترتیب به میزان ۲۳ و ۸ درصد افزایش یافته است. علت این امر نیز می‌تواند ناشی از کماتش غیر خطی ورق‌ها در شدت‌های بالای لرزه‌ای باشد. در حقیقت پس از کماتش غیر خطی، سختی ورق‌های موج‌دار به طور ناگهانی در راستای موج کاهش می‌یابد. از این رو می‌توان نتیجه گرفت میزان کاهش سختی در اثر کماتش غیر خطی، با افزایش زاویه‌ی موج افزایش می‌یابد.

برای مقایسه‌ی عددی منحنی‌های شکنندگی به طور معمول از مقادیر شدت‌های لرزه‌ای متناظر با احتمال شکست ۵۰ درصد برای هر کدام از حالت‌های حدی استفاده می‌شود [۱۹ و ۲۸]. افزایش این مقدار حاکی از بهبود رفتار لرزه‌ای سازه می‌باشد. جدول ۶، PGA متناظر با احتمال شکست ۵۰ درصد را برای همه‌ی نمونه‌ها نشان می‌دهد. بر اساس نتایج ارائه شده در این جدول، در نمونه‌های موج‌دار و در RS1 با افزایش زاویه‌ی موج از ۳۰ به ۶۰ و از ۶۰ به ۹۰، PGA متناظر با احتمال شکست ۵۰ درصد به ترتیب به میزان $1/8$ و $12/6$ درصد افزایش یافته است. همچنین، در RS2 با افزایش زاویه‌ی موج از ۳۰ به ۶۰ و از ۶۰ به ۹۰، این مقدار به ترتیب به میزان $10/8$ و $22/4$

درصد افزایش یافته است. این در حالی است که در RS5 با افزایش زاویه موج از ۳۰ به ۶۰ و از ۶۰ به ۹۰ این مقدار به ترتیب به میزان ۱۳/۲ و ۵/۳ درصد کاهش یافته است.

از سوی دیگر همان طور که در شکل ۱۲ مشاهده می شود در شدت های پایین لرزه ای، نمونه های موج دار در مقایسه با نمونه ی ساده، رفتار لرزه ای به نسبت بهتری از خود نشان داده اند. این امر نشان دهنده ی سختی اولیه ی بیشتر نمونه های موج دار نسبت به نمونه های ساده می باشد که خود باعث به تعویق افتادن کمانش ورق می شود. این در حالی است که رفته رفته با افزایش شدت های لرزه ای، نمونه ی ساده رفتار لرزه ای مناسب تری نسبت به نمونه های موج دار از خود نشان داده است. علت این امر می تواند ناشی از مقاومت غیر الاستیک پایین نمونه های موج دار نسبت به نمونه ی ساده به علت رفتار آکاردئونی آنها باشد. مقادیر PGA ارایه شده در جدول ۶ نیز مبین این موضوع اند.



شکل ۱۲: مقایسه ی منحنی شکنندگی نمونه ها در سطوح مختلف تعمیرپذیری؛ (الف) RS1، (ب) RS2، (ج) RS3 و (د) RS5

جدول ۶: PGA متناظر با احتمال شکست ۵۰ درصد

نمونه	RS1	RS2	RS3	RS5
SSSW	0.102	0.148	0.378	0.754
TCSSW-30	0.109	0.129	0.26	0.712
TCSSW-60	0.111	0.143	0.305	0.618
TCSSW-90	0.125	0.175	0.32	0.585

۵- نتیجه گیری

در این پژوهش به منظور ارزیابی شکنندگی لرزه‌ای دیوارهای برشی فولادی ساده و موج‌دار، منحنی‌های شکنندگی تولید و ترسیم شده‌اند. در این خصوص، یک نمونه دیوار برشی فولادی ۴ طبقه با ورق صاف (نمونه‌ی ساده) و سه نمونه دیوار برشی فولادی ۴ طبقه با ورق موج‌دار با زاویه موج ۳۰، ۶۰ و ۹۰ درجه، در نظر گرفته شده‌اند. تولید هر منحنی از طریق انجام ۴۲ تحلیل دینامیکی غیر خطی برای هر نمونه به وسیله‌ی نرم‌افزار Abaqus با اعمال شتاب‌نگاشت‌هایی با شدت‌ها و محتوای فرکانسی مختلف و به‌کارگیری توابع آماری و احتمالاتی میسر شد. نتایج به دست آمده از منحنی‌های حاصل شده به طور خلاصه در ادامه آمده است:

۱- با توجه به کوچک بودن حالت حدی خسارت در سطح عملکرد RS1 (تعمیرات جزئی)، احتمال فراگذشت سازه از این سطح عملکرد به سرعت در شدت‌های پایین لرزه‌ای به ۱۰۰ درصد می‌رسد و این اتفاق در منحنی شکنندگی تمامی قاب‌ها قابل مشاهده است.

۲- در نمونه‌های موج‌دار، در شدت‌های پایین لرزه‌ای با افزایش زاویه‌ی موج احتمال خرابی کاهش یافته است. به عنوان مثال با در نظر گرفتن زلزله‌ای با $PGA = 0/2g$ ، با افزایش زاویه‌ی موج از ۳۰ به ۶۰ و از ۶۰ به ۹۰، احتمال فراتر رفتن خرابی از RS3 نیز به ترتیب به میزان ۴۵ و ۲۹ درصد کاهش یافته است. به بیانی دیگر در نمونه‌های موج‌دار در RS1، RS2 و RS3 با افزایش زاویه‌ی موج، PGA متناظر با احتمال شکست ۵۰ درصد افزایش یافته است. افزایش این مقدار حاکی از بهبود رفتار لرزه‌ای دیوار می‌باشد.

۳- در نمونه‌های موج‌دار، در شدت‌های بالای لرزه‌ای با افزایش زاویه‌ی موج احتمال خرابی افزایش یافته است. به عنوان مثال با در نظر گرفتن زلزله‌ای با $PGA = 0/8g$ ، با افزایش زاویه‌ی موج از ۳۰ به ۶۰ و از ۶۰ به ۹۰ احتمال فراتر رفتن خرابی از RS5 به ترتیب به میزان ۱۵/۶ و ۶/۴ درصد افزایش یافته است. به بیانی دیگر در نمونه‌های موج‌دار در RS5 با افزایش زاویه‌ی موج، PGA متناظر با احتمال شکست ۵۰ درصد کاهش یافته است. کاهش این مقدار حاکی از آسیب‌پذیرتر شدن دیوار می‌باشد.

۴- در شدت‌های پایین لرزه‌ای، نمونه‌های موج‌دار نسبت به نمونه‌ی ساده رفتار لرزه‌ای مناسب‌تری از خود نشان داده‌اند. این در حالی است که با افزایش شدت‌های لرزه‌ای، نمونه‌ی ساده رفته رفته رفتار لرزه‌ای مناسب‌تری نسبت به نمونه‌های موج‌دار از خود بروز داده است.

با توجه به نتایج به دست آمده، به طور کلی دیوار موج‌دار با زاویه‌ی ۶۰ درجه رفتار لرزه‌ای مناسب‌تری نسبت به سایر نمونه‌ها از خود نشان داده است.

مراجع

- [1] Papailia, A. (2010). *Seismic fragility curves for reinforced concrete buildings*. M.Sc. Thesis, University of Patras, Patras, Greece.
- [2] Sabouri-Ghomi, S. and Roberts, T. M. (1992). Nonlinear dynamic analysis of steel plate shear walls including shear and bending deformations. *Engineering Structures*, 14(5), 309-317.
- [3] Caccese, V., Elgaaly, M. and Chen, R. (1993). Experimental study of thin steel-plate shear walls under cyclic load. *Journal of Structural Engineering*, 119(2), 573-587.
- [4] Elgaaly, M., Caccese, V. and Du, C. (1993). Postbuckling behavior of steel-plate shear walls under cyclic loads. *Journal of Structural Engineering*, 119(2), 588-605.
- [5] Driver, R. G., Kulak, G. L., Kennedy, D. J. L. and Elwi, A. E. (1998). Cyclic test of four-story steel plate shear wall. *Journal of Structural Engineering*, 124(2), 112-120.
- [6] Berman, J. W. and Bruneau, M. (2003). Plastic analysis and design of steel plate shear walls. *Journal of Structural Engineering*, 129(11), 1448-1456.
- [7] Farzampour, A. and Laman, J. A. (2015). Behavior prediction of corrugated steel plate shear walls with openings. *Journal of Constructional Steel Research*, 114, 258-268.
- [8] Yadollahi, Y., Pakar, I. and Bayat, M. (2015). Evaluation and comparison of behavior of corrugated steel plate shear walls. *Latin American Journal of Solids and Structures*, 12, 763-786.
- [9] Emami, F. and Mofid, M. (2012). On the hysteretic behavior of trapezoidally corrugated steel plate shear walls. *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 23(2), 94-104.

- [10] Zhao, Q., Sun, J., Li, Y. and Li, Z. (2016). Cyclic analyses of corrugated steel plate shear walls. *The Structural Design of Tall and Special Buildings*.
- [11] Kennedy, R.P., Cornell, A.C., Campbell, R.D., Kaplan, S. and Perla, H.F. (1980). Probabilistic seismic safety study of an existing nuclear power plant. *Nuclear Engineering & Design*, 59 (2).
- [12] Murao, O. and Yamazaki, F. (2000). *Development of fragility curves for buildings in Japan. Confronting Urban Earthquake*. Report of Fundamental Research on the Mitigation of Urban Disasters Caused by Near-Field Earthquake, 226-230.
- [13] Park, S. and Lindt, W. (2009). Formulation of seismic fragilities for a wood-frame building based on visually determined damage indexes. *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 23(5), 346-352.
- [14] Seyed Razaghi, M. (2006). *Provide fragility curves for Oil cylindrical storage tanks*. Ph.D. Thesis, International Institute of Earthquake Engineering and Seismology, Tehran, Iran, (in Persian).
- [15] Aziminejad, A.S. and Moghadam, A. (2007). Effects of strength distribution on fragility curves of asymmetric single story building. *Proceedings of the 9th Canadian Conference on Earthquake Engineering*, Ottawa, Ontario, Canada.
- [16] Hoseini, M. and Majd, M. (2010). Developing fragility curves for regular steel buildings with x-bracing using nonlinear dynamic analyses. *Civil Engineering Sharif*, 27.2(1), 3-13, (in Persian).
- [17] Doosti, L., Ghodrati Amiri, Gh. and Razeghi, h. (2014). Produce fragility curves for masonry buildings. *8th National Congress on Civil Engineering*, Babol Noshirvani University of Technology, Babol, Iran, (in Persian).
- [18] Baldvins, N. M., Berman, J. W., Lowes, L. N., Janes, T. M. and Low, N. A. (2012). Fragility Functions for Steel Plate Shear Walls. *Earthquake Spectra*, 28(2), 405-426.
- [19] Zhang, J. and Zirakian, T. (2015). Probabilistic assessment of structures with SPSW systems and LYP steel infill plates using fragility function method", *Engineering Structures*, 85, 195-205.
- [20] Gholipour, M. and Alinia, M. M. (2016). Behavior of multi-story code-designed steel plate Shear wall structures regarding bay width. *Journal of Constructional Steel Research*, 122, 40-56.
- [21] Behbahanifard, M. R., Grondin, J. Y. and Elwi, A. E. (2003). Experimental and numerical investigation of steel plate shear wall. *Structural Engineering*, Report No. 254.
- [22] Habashi, H. R. and Alinia, M. M. (2010). Characteristics of the wall-frame interaction in steel plate shear walls. *Journal of Construction Steel Research*, 66, 150-158.
- [23] Emami, F., Mofid, M. and Vafai, A. (2013). Experimental study on cyclic behavior of trapezoidally corrugated steel plate shear walls", *Engineering Structures*, 48, 750-762.
- [24] FEMA 356. (2000). Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings. *Federal Emergency Management Agency*. Publication No. 356, Washington (DC).
- [25] ASCE 7-10. (2010). Minimum Design Loads for Buildings and other Structures. *American Society of Civil Engineers*, Reston, Virginia, USA.
- [26] Park, J., Towashiraporn, P., Craig, J. I. and Goodno, B. J. (2009). Seismic fragility analysis of low-rise unreinforced masonry structures. *Engineering Structures*, 31, 125-137.
- [27] Banihashemi, M. R., Mirzagoltabar, A. R. and Tavakoli, H. R. (2015). Reliability and fragility curve assessment of steel concentrically braced frames. *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, 1-23.
- [28] Zhang, J., Huo, Y., Brandenberg, S. J. and Kashighandi, P. (2008). Effects of structural characterizations on fragility functions of bridges subject to seismic shaking and lateral spreading. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, 7(4), 369-382.