

سال هفتم، شماره ۱ (پیاپی: ۳۷)، بهار ۱۴۰۱

ارزیابی تغییر مکان ماندگار ساختمان های بتن مسلح بهسازی شده باCFRP تحت زلزله های بلند مدت

تاریخ دریافت: ۱۴۰۱/۰۲/۳۱ تاریخ پذیرش: ۱۴۰۱/۰۳/۳۱ کد مقاله: ۷۲۵۴۹

محراب اکراقنبری^{ا*}

چک_یدہ

در این تحقیق کارایی بتن مسلح شده با الیاف کربنی (CFRP) در بهبود عملکرد لرزه ای قابهای بتنی مورد بررسی قرار گرفته است. برای این منظور، یک ساختمان با سیستم قاب خمشی بتن مسلح ۸ طبقه مطابق با ضوابط شکل پذیری متوسط آیین نامه 14-213 ACI در نرم افزار SAP2000 طراحی شده اند. به منظور بهبود عملکرد لرزه ای سازه ها، از تقویت کننده های CFRP در نواحی مستعد به رفتار غیر الاستیک به عنوان تکنیک اصلی بهسازی در این مقاله استفاده شده است. رسیدن به سطح پذیرش مدنظر آیین نامه به عنوان اصلی ترین هدف در مقاوم سازی ساختمان های مذکور انتخاب شده است. در گام دوم مقاومسازی، کنترل ضابطه ستون قوی- تیر ضعیف مورد بررسی قرار گرفته و در صورت نیاز به تقویت سازه پرداخته شده است. جهت ارزیابی لرزه ای سازه های مدنظر از نشریه ۳۶۰ ساتفاده شده است. سپس به بررسی نتایج سازه های اولیه و بهسازی شده تحت زلزله های با مدت دوام بالا پرداخته شده است. نظر تغییر مکان ماندگار در سازه با هم مقایسه شده است. نتایج نشان داد که طرح بهسازی شده در بهبود عملکرد لرزه ای سازه و ای کاهش تغییر مکان ماندگار در سازه ها می تواند کارا و مفید باشد.

واژگان كليدى: CFRP، بهسازى لرزه اى، مفصل پلاستيك ، تغيير مكان ماندگار، طراحى عملكردى

m.ekraghanbari@stu.umz.ac.ir ا- كارشناسى ارشد، دانشگاه مازندران، بابلسر، ايران

۱– مقدمه

در کشورهای مختلف جهان بسیاری از ساختمان ها بر پایه ی آیین نامه های قدیمی طراحی و ساخته شده بودند. در این آیین نامه ها نسبت به آیین نامه های امروزی، توجه کمی روی بارگذاری زلزله شده بود و عمدتا بارهای ثقلی به عنوان بارهای مهم طراحی مد نظر قرار گرفته می شد. همانگونه که در زلزلههای گذشته مانند نورتریچ ۱۹۹۴ ، کوبه ۱۹۹۵ ، چی چی ۱۹۹۹ ، بم ۲۰۰۳ و کریستچارچ ۲۰۱۱ دیده شد، این امر باعث آسیب پذیری زیاد سازه در برابر زلزله بود. لذا به منظور کاهش احتمال آسیب پذیری و عدم بروز نارسایی های کوچک یا بزرگ در ساختمان در اثر زلزله، بحث بهسازی لرزه ای مطرح شد[۱]. در میان تکنیکهای متفاوت بهسازی، نصب کامپوزیت های FRP روی سطوح بیرونی سازه های بتنی به منظور مقاوم سازی آنها، توجه پژوهشگران و مهندسان را به خود جلب کرده است. این موضوع به ویژه به مزیت های ذاتی FRP شامل مقاومت کششی بالا، مقاومت مناسب در برابر خوردگی و سادگی اجرا در محل نصب مربوط می شود[۲].

مطالعات انجام شده تا به امروز، تاثیرات مثبت FRP در بهبود عملکرد سازه های ناکارا را مورد تایید قرار داده اند. دی لودوویکو و همکاران با انجام مطالعاتی در سال ۲۰۰۸ توانستند بطور قابل ملاحظه ای ظرفیت شکل پذیری قاب طراحی شدهی بتن مسلح را با استفاده از GFRP افزایش دهند و درنتیجه باعث بهبود عملکرد لرزه ای سازه شدند[۳]. تاثیر کامپوزیت های FRP روی بهبود رفتار لرزه ای سازه های بتن مسلح ناکارا، بوسیله ی گارکیا و همکاران در سال ۲۰۱۰ تایید شد. آن ها از طریق آنالیز عددی و تجربی نمونه ها نشان دادند کهاستفاده از CFRP برای بهسازی می تواند منجر به بهبود چشمگیر عملکرد لرزه ای یک سازه ی بتن مسلح خسارت دیده تحت حرکتهای متفاوت زمین شود[۴]. لی ترانگ و همکاران در تحقیق خود در سال ۲۰۱۰ دریافتند که اضافه کردن کامپوزیت های FRP می تواند بطور قابل ملاحظه ای مقاومت جانبی و شکل پذیری نمونه های طراحی شده غیرسازه ای را ارتقا دهد[۵]. مرتضایی و همکاران در مطالعه ای در سال ۲۰۱۰ نشان دادند که اجرای درست FRP باعث بهبود سختی، مقاومت و ظرفیت جابه جایی جانبی در سازهی بهسازی شده می شود. نتایج آنها این موضوع را بیان می کند که تقویت با FRP در کاهش تقاضای جابه جایی برای سازه ها موثرمی باشد[۶]. ماهینی و رونق با انجام مطالعاتی در سال های ۲۰۰۷، ۲۰۱۰ و ۲۰۱۱، هم بصورت عددی و هم بصورت تجربی، توانایی ورق هایFRP را در جلوگیری از تشکیل مفصل پلاستیک در اتصالات خارجی ستون های ساختمان بتنی نشان دادند[۲٬۸۹٬۰۷]. اسلامی و رونق در سال ۲۰۱۳ در مطالعه ای عددی، به بررسی عملکرد جانبی یک سازه ی بتنی مسلح ۸ طبقه تحت آنالیز استاتیکی غیرخطی پرداختند. آن ها با استفاده از پوشش GFRP در ناحیه های مفصل پلاستیک ستون، یک افزایش ۵۲ درصدی در ظرفیت جابه جایی کلی سازه های ناکارا را مشاهده کردند[۱۱]. در مطالعه ای دیگر در سال ۲۰۱۳ رونق و اسلامی به بهسازی خمشی یک سازهی بتن مسلح ۸ طبقه با استفاده از مواد کامپوزیت، مطابق با آیین نامهی سازه های بتن مسلح پرداختند. این محققین منحنی های مقاومت – جابه جایی سازه اصلی و بهسازی شده را با استفاده از آنالیزاستاتیکی غیرخطی بدست آوردند و باهم مقایسه کردند. بر اساس نتایج این مقایسه، بهسازی GFRP می واند مقاومت جانبی کل سازه اصلی را تا ۴۳ درصد افزایش دهد. همچنین در قابهای بهسازی شده با CFRP افزایش مقاومت جانبی به ۸۰ درصد نیز میرسد. به علاوه، حداکثر جابه جایی درون طبقه ای قابها به میزان ۱۸ و ۲۳ درصد بترتیب بعد از بهسازی با GFRP و CFRP کاهش یافته بود[۱۲].

در این تحقیق به منظور بررسی اثر زلزله های بلند مدت بر روی تغییر مکان ماندگار یک ساختمان بتنی ۸ طبقه بهسازی شده با CFRP انجام شده است. نتایج تحلیل تاریخچه زمانی این ساختمان ها در هر دو حالت اولیه و بهسازی شده جهت ارزیابی رفتار لرزه ای آن ها با هم مورد مقایسه قرار گرفته است.

۲– مشخصات ساختمان های اصلی

در این مطالعه ی ساختمان بتن مسلح ۸ طبقه مطابق با ضوابط شکل پذیری متوسط آیین نامه [۱۳]ACI 318-14 طراحی شده است. پلان کف ساختمان در شکل (۱) نشان داده شده است. هم چنین جزئیات قاب و میلگرد گذاری آن ها در شکل (۲) ارائه شده است. بارگذاری لرزه ای بر مبنای آیین نامه ۲۸۰۰ [۱۴] انجام پذیرفته است.

فرض شده است ساختمان ها در یک ناحیه با خطر لرزه ای بالا (حداکثرشتاب زمین g ۰٫۳ و بر بستر با خاک نوع ۳ (مطابق باآیین نامه ی ۲۸۰۰) قرار گرفته است. علاوه بر وزن خود تیرها و ستون ها یک بارگسترده ۴ کیلوپاسکال و ۲ کیلوپاسکال به ترتیب به عنوان بارمرده و زنده اعمال شده است. هم چنین مقاومت فشاری بتن ۲۵ مگاپاسگال فرض شد. به علاوه برای میلگرد طولی و عرضی از میلگرد رده ی ۶۰ مطابق ASTM با مقاومت تسلیم ۴۲۰ مگاپاسگال استفاده شده است. از میلگرد آجدار به قطر ۱۰ میلی متر به عنوان میلگرد عرضی استفاده شده است. مود اول ارتعاش سازه ی ۸ طبقه بطور تقریبی بترتیب برابر T1=1.095 تعیین شده است.



شکل ۲: الف) ساخنمان ۸ طبقه ب) مقطع عرضی تیر و ستون

story	b	h	Ast	Astop	Asbot	stirrup interval
1-2	600	600	16 Φ 2 2			150
3-4	550	550	16 Φ 1 8			150
5-6	500	500	16 Φ 1 8			125
7-8	450	450	12Φ16			125
1-4	550	550		6 Φ22	4Φ20	110
5-6	450	450		6 Φ22	4Φ 1 8	110
7-8	400	400		5 Φ22	3 Φ 16	110
	story 1-2 3-4 5-6 7-8 1-4 5-6 7-8	story b 1-2 600 3-4 550 5-6 500 7-8 450 1-4 550 5-6 450 7-8 400	story b h 1-2 600 600 3-4 550 550 5-6 500 500 7-8 450 450 1-4 550 550 5-6 450 450 7-8 450 450 7-8 400 400	story b h Ast 1-2 600 600 16Φ22 3-4 550 550 16Φ18 5-6 500 500 16Φ18 7-8 450 450 12Φ16 1-4 550 550 550 5-6 450 450 2 7-8 400 400 400	storybhAstAstop1-260060016Φ223-455055016Φ185-650050016Φ187-845045012Φ161-45505506Φ225-64504506Φ227-84004005Φ22	storybhAstAstopAsbot1-260060016Φ223-455055016Φ185-650050016Φ187-845045012Φ161-4550550.6Φ224Φ205-64504507-8400400.5Φ223Φ16

جدول ۱: ساختمان ۸ طبقه

۳-۲- مشخصات غیر خطی

یکی از کارهای اساسی در تحلیل غیرخطی سازه ها استخراج منحنی لنگر–انحنا برای مقاطع اعضا است. این منحنی ها برای استخراج منحنی های ظرفیت اعضا تیر و ستون به کار می رود. منحنی های لنگر–انحنا همه ی عضوهای سازه ای با استفاده از تحلیل فایبر در نرم افزار[10] TRACT تعیین شده است. در چنین تحلیلی خصوصیات مقطع، جزئیات میلگردگذاری و بار محوری ستون در نظر گرفته شده اند. در این مطالعه بار محوری ستون از بارهای مرده به علاوه ی ۲۰ درصد بارهای زنده محاسبه شده در حالی که بار محوری در تیرها صفر فرض شده است. مدل تنش–کرنش بتن و میلگرد فولادی که در تحلیل لنگر–انحنا

h

49

برای اعضا استفاده شده در شکل(۳) نشان داده شده است. برای بتن محصور شده با فولاد از مدل بتن محصور شده و غیر محصور مندر (مندر و همکاران ۱۹۸۸) [۱۶] استفاده شد. برای میلگردهای فولادی یک مدل الاستیک پلاستیک کامل با یک سخت شدگی کرنشی مطابق خواص غیر الاستیک پیشنهاد شده در ASTM A615M در نظر گرفته شده است (ASTM 2009) [۱۷].



در رابطه (۱) *E_{cu} برابر با کرنش فشاری نهایی بتن، P_s برابر با نرخ حجمی میلگرد های عرضی، و <i>f_{sh} برابر با* مقاومت تسلیم میگرد عرضی است. با این حال اولین معیار از شرایط گفته شده در این مطالعه مد نظر نبود.

۳- تحلیل استاتیکی غیر خطی(پوش آور)

تحلیل غیر خطی استاتیکی جهت بدست آوردن منحنی ظرفیت سازه در نرم افزار SAP 2000 انجام شده است. با توجه به آیین نامه [19] FEMA 356، نیروی جانبی به صورت مثلثی در ارتفاع سازه پخش شده است. برای لحاظ کردن رفتار غیر خطی مصالح از مفاصل پلاستیک متمرکز استفاده شده است. روش استاتیکی غیر خطی توانایی قابل قبولی برای تخمین رفتار غیر خطی سازه دارد.در این روش بارجانبی تحت اثر یک الگوی خاص مرحله به مرحله افزایش می یابد و تغییر مکان جانبی یک نقطه کنترلی در تراز بام با استفاده از نمودار «برش پایه – تغییر مکان جانبی» ارزیابی می شود.همچنین اثرات می است.

همانطور که در شکل (۷) مشاهده می شود، پس از تحلیل استاتیکی غیر خطی، مفصل های پلاستیک در هر سه ساختمان از سطح پذیرش مدنظر آیین نامه که ایمنی جانی است عبور کرده اند که قابل قبول نمی باشد. همچنین ضابطه تیرضعیف– ستون قوی رعایت نشده است. لذا برای رسیدن به سطح مد نظر آیین نامه و انتقال مفاصل پلاستیک از ستون ها به تیرها جهت رعایت ضابطه تیرضعیف– ستون قوی اجرای بهسازی ضروری به نظر می رسد.

۴- طرح بهسازی

برای بهسازی سازه ی های طراحی شده ورقه های FRP بصورت کششی در جهت میلگردهای طولی در بالا و پایین تیر وستون ها، در نواحی مستعد تشکیل مفصل پلاستیک اعمال شده است.این استراتژی که توسط اسلامی و همکاران[۲] با هدف افزایش نیروی جانبی سازه اتخاذ شده بود، در شکل (۸) بصورت یک طرح نشان داده شده است.

عرض ورقه های FRP در اتصالات با عرض مقطع مورد استفاده برابر است. هم چنین راستای الیاف FRP هم جهت با میلگردهای طولی است. بهسازی می تواند باعث افزایش مقاومت خمشی اعضای سازه ای در مناطق انتهایی تیرها و ستون ها شود که به طول معمول مستعد تغییر شکل پلاستیک هستند. برای این منظور از ورقه های CFRP با مقاومت کششی ۲۹۰۰ مگا پاسگال، کرنش کششی نهایی ۳۹٫۳، مدول الاستیسیته ۲۴۰۰۰۰ مگاپاسگال و ضخامت ۱٫۶۵ میلی متر برای هر لایه استفاده شده است. برای بهبود مقاومت چسبندگی بین ورقه های CFRP و بتن، شده است. ایه دورییچ CFRP به ضخامت ۵۵ میلی متر استفاده شده است.

تعداد ورقه های CFRP اعمال شده در ناحیه مفصل پلاستیک برای هر تیر و ستون در قاب بهسازی شده جهت رسیدن به سطح پذیرش ایمنی جانی مطابق با نشریه ۳۶۰]۲۲ [و رعایت ضابطه ستون قوی- تیر ضعیف در جدول های (۳)، (۴) و (۵) بترتیب برای ساختمان های ۴، ۸ و ۱۲ طبقه آورده شده است. تنها تفاوت بین سازه ی اصلی و بهسازی شده مشخصات مفصل های پلاستیک و مقدار سختیشان است.





جدول ۲- تعداد لایه های CFRP جهت طرح بهسازی مورد نظر برای ساختمان ۸ طبقه

تير	B4	B4	B3	B2	B1	
شماره طبقه	~	۷	۵_۲	٤-٣	۲-۱	
تعداد لايه ها	٤	٤	٤	٤	-	
ستون	C19	-C24	C13-C18	C7-C12	C1-C6	
شماره طبقه	٨-٧		٦-٥	٤-٣	۲-۱	
تعداد لايه ها		٦	٧	٦	٦	

همانگونه که در شکل (۷) نشان داده شده است، مشاهده می شود که با اتخاذ تعداد لایه های CFRP مورد نظر می توان به سطح پذیرش مدنظر آیین نامه (سطح ایمنی جانی) دست یافت. به علاوه طرح بهسازی مورد استفاده منجر به حذف کامل مفصل های پلاستیک در ستون های قاب بهسازی شده تحت تحلیل استاتیکی غیر خطی و رعایت ضابطه ی تیرضعیف- ستون قوی شده است.

۴– تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی

در پژوهش حاضر از زلزله های بلند مدت مطابق جدول های ۳–۱۰ استفاده شده است. زلزله های بلندمدت انتخابی دارای D5-95 کمتر از ۳۰ ثانیه می باشند. همچنین تمام زلزله های بلند مدت استفاده شده در این تحقیق دارای Ag بزرگتر از 0.2 g و Vg بزرگتر از ۱۵ سانتی متر بر ثانیه هستند.



شکل ۷- رسیدن به سطح پذیرش ایمنی جانی و رعایت ضابطه تیرضعیف- ستون قوی بعد از بهسازی در ساختمان ۸ طبقه

به علاوه بزرگای تمام این زلزله ها بیشتر از ۶٫۵ وkm) Rrup) و (Rjb (km)ن ها کمتر از ۴۰ کیلومترانتخاب شده است. Vs30 نیز برای این زلزله ها بین ۱۷۵ تا ۳۷۵ متر بر ثانیه مطابق خاک D انتخاب شده است.

record	Event	Year	Station	Mag	D5- 95 (sec)	PGA (g)	PGV (cm/s)	Dg (cm)
RSN169	Imperial Valley-06	1979	Delta	6.53	50.51	0.34	32.9	20.17
RSN729	Superstition Hills-02	1987	Superstition Hills- 02	6.54	34.24	0.2	36.21	28.67
RSN1100	Kobe, Japan	1995	Abeno	6.9	56.38	0.23	24.7	9.8
RSN1110	Kobe, Japan	1995	Morigawachi	6.9	40.95	0.21	27	10.76
RSN1203	Chi-Chi, Taiwan	1999	CHY036	7.62	32.80	0.2	44.7	33.9
RSN1236	Chi-Chi, Taiwan	1999	CHY088	7.62	32.19	0.21	20.7	11.4
RSN4210	Niigata, Japan	2004	NIG020	6.63	68.96	0.53	30.6	10.69
RSN5619	Iwate, Japan	2008	IWT011	6.9	39.67	0.15	19.9	10.63
RSN5664	Iwate, Japan	2008	MYG005	6.9	42.56	0.44	69.6	35.6
RSN5814	Iwate, Japan	2008	Furukawa Osaki City	6.9	34.80	0.31	46.6	24.4
RSN5823	El Mayor- Cucapah, Mexico	2010	Chihuahua	7.2	51.20	0.24	38.3	48.2
RSN5825	El Mayor- Cucapah, Mexico	2010	CERRO PRIETO GEOTHERMAL	7.2	37.68	0.28	49.5	40.7
RSN5827	El Mayor- Cucapah, Mexico	2010	MICHOACAN DE OCAMPO	7.2	32.67	0.53	61.5	34.6
RSN5832	El Mayor- Cucapah, Mexico	2010	TAMAULIPAS	7.2	46.29	0.22	52.8	52.2
RSN6886	Darfield,New Zealand	2010	Canterbury Aero Club	7	35.05	0.19	47.4	46.69
RSN6952	Darfield,New Zealand	2010	Papanui High School	7	36.97	0.18	78	49.37

جدول۳: مشخصات رکوردهای زلزله های بلند مدت

در ابتدا، هر یک از زلزله هارا اسکیل می کنیم. برای این کار از نرم افزار سایسمومچ استفاده می کنیم. . طیف طرحی که در این تحقیق از آن استفاده شده است،ABI طیف خاک نوع سه بر اساس آیین نامه ۲۸۰۰ مطابق شکل زیر است.



سال هفتم، شماره ۱ (پیاپی: ۲۳۷)، بهار ۲۰۶۱ و <u>مُسلاماهه پاروستُ شهرینی هاروم مستر و ۱۴۰</u>۰ سال هفتم، شماره ۱ (پیاپی: ۲۳۷)، بهار ۲۰۶۱ و معند: ۲۰۰۰ سال



جهت ارائه نتایج قابل اعتماد برای اهداف طراحی، نرم افزار سایسمومچ [20] برای تنظیم رکودهای انتخاب شده با طیف طرح پاسخ الاستیک مطابق با نوع خاک ۳ استاندارد ۲۸۰۰ مورد استفاده قرار گرفت. زمین لرزه های سازگار با طیف می توانند طیف طرح پاسخ را بیان کنند و بنابراین برای اهداف طراحی عمومی مناسب هستند [21]. نرم افزار سایسمو مچ قادر است تا شتابنگاشت های زلزله را با یک طیف طرح هدف خاص با استفاده از الگوریتم موجک مچ کند که ویژگی های فرکانس های مهندسی بسیار حائز اهمیت می باشد[22]. شکل ۹ طیف الاستیک پاسخ را برای زلزله های بلندمدت نشان می دهد.

۵- تغییر مکان ماندگار

اکثر سازه هایی که بر اساس مقررات آیین نامه فعلی طراحی شده اند، تغییر مکان ماندگار را به دلیل حرکات قوی زمین حفظ می کنند. تغییر مکان ماندگار به دلیل مشکلات موجود در تعمیر و بازسازی پس از زلزله نامطلوب است. بزرگی تغییر مکان ماندگار نشاندهنده درجه آسیب سازهها است و همچنین یک شاخص اصلی نشاندهنده ی قابلیت تعمیر سازهها پس از زلزله است. هرچه تغییر مکان ماندگار بزرگتر باشد، تعمیر آن دشوارتر است [23]. تجزیه و تحلیل های آماری نشان داد که تغییر مکان ماندگار به طور قابل توجهی تحت تأثیر شدت حرکت زمین، وضعیت مکان، و همچنین خواص ساختاری، به ویژه رفتار هیسترتیک قرار می گیرد [24-28]. زمانی که تغییر مکان ماندگار از مقدار مجاز فراتر رود، سازه به طور مطلوب قابل تعمیر نمی باشد و فقط می توان آن را تخریب کرد [24-21]. بنابراین تغییر مکان ماندگار و پیامدهای آن نقش مهمی در عملکرد سازه ایفا می کند [۳۳].

۶- بحث و نتايج

شکل ۱۰ توزیع حداکثر تغییر مکان ماندگار را برای سازه اصلی و مقاوم سازی شده تحت زلزله های بلند مدت در ارتفاع نشان می دهد. مشاهده شده است که طرح مقاوم سازی شده می تواند تغییر مکان ماندگار در سازه را بطور قابل توجهی کاهش دهد. با افزایش ارتفاع سازه، تغییر مکان ماندگار در حالت مقاوم سازی شده با شیب بیشتری کاهش می یابد، به طوری که بیشترین اختلاف در طبقه آخر رخ میدهد. تغییر مکان ماندگار رکورد ۶۹۵۲ تحت تحلیل تاریخچه زمانی برای طبقه آخر (در گره ۳۱) در شکل ۱۱ نشان داده شده است. همانطور که می توان دید، مقدار تغییر مکان ماندگار از بهبود یافته است که با کاهشی حدود ۶۹ درصدی مواجه شده است.



شکل۱۰:توزیع حداکثر تغییر مکان ماندگار برای سازه ی ۸ طبقه مطابق با سایسمومچ

TIME





شکل ۱۱- تغییر مکان ماندگار رکورد ۲۹۵۲ تحت تحلیل تاریخچه زمانی الف) سازه ی اصلی ب) سازه ی بهسازی شده

همچنین میانگین حداکثر تغییر مکان ماندگار برای سازه ی ۸ طبقه در شکل ۱۲ نشان داده شده است. همانطور که مشاهده می شود، کاهش میانگین حداکثر تغییر مکان ماندگار در سازه ی مقاوم سازی شده به معنای میزان آسیب کمتر است. این امر کمک شایانی به بازسازی و تعمیر سازه ها پس از زلزله می کند.



شکل ۱۲: میانگین حداکثر جابه جایی ماندگار برای سازه ی ۸ طبقه

۸- نتیجهگیری

در این مطالعه یک ساختمان ۸ طبقه مطابق با ضوابط شکل پذیری متوسط آیین نامه ICFR 318-14 در نظر گرفته شده است. این سازه با استفاده از تقویت کننده های CFRP در نواحی مستعد به رفتار غیر الاستیک جهت رسیدن به سطح پذیرش مدنظر آیین نامه و رعایت ضابطه ی تیرضعیف– ستون قوی بهسازی شد. عملکرد لرزه ای سازه های اولیه و بهسازی شده برای هر این ساختمان تحت زلزله های بلند مدت مورد ارزیابی قرار گرفته است و نتایج دو سازه ی اصلی و بهسازی شده از لحاظ تغییر ماندگار مورد بررسی قرار گرفت. مقایسه نتایج آماری نشان داد که طرح بهسازی شده در کاهش تغیر مکان ماندگار بسیار مفید و موثر بوده است و این کاهش قابل توجه در بحث تعمیر و بازسازی سازه ها پس از زلزله ها بسیار مهم و حائز اهمیت می باشد.

منابع

- 1. Van Cao, V., & Ronagh, H. R. (2014). Reducing the potential seismic damage of reinforced concrete frames using plastic hinge relocation by FRP. Composites Part B: Engineering, 60, 688-696.
- Eslami, A.,Ronagh, H. R., & Mostofinejad, D. (2016). Analytical Assessment of CFRP Retrofitted Reinforced -Concrete Buildings Subjected to Near-Fault Ground Motions. Journal of Performance of Constructed Facilities, 30(6), 04016044.
- Di Ludovico, M., Prota, A., Manfredi, G., & Cosenza, E. (2008). Seismic strengthening of an under-designed RC structure with FRP. Earthquake engineering & structural dynamics, 37(1), 141-162.
- 4. Garcia, R., Hajirasouliha, I., & Pilakoutas, K. (2010). Seismic behaviour of deficient RC frames strengthened with CFRP composites. Engineering Structures, 32(10), 3075-3085.
- Le-Trung, K., Lee, K., Lee, J., Lee, D. H., & Woo, S. (2010). Experimental study of RC beam–column joints strengthened using CFRP composites. Composites Part B: Engineering, 41(1), 76-85..
- 6. Mortezaei, A.,Ronagh, H. R., & Kheyroddin, A. (2010).Seismic evaluation of FRP strengthened RC buildings subjected to near-fault ground motions having fling step. Composite Structures, 92(5), 1200-1211.
- Mahini, S. S.,& Ronagh, H.R. (2007a). A new method for improving ductility in existing RC ordinary moment resisting frames using FRPs. Asian Journal of Civil Engineering (Building and Housing), 8(6), 581-595.
- Mahini, S. S., & Ronagh, H. R. (2007b). Seismic upgrading of existing RC ordinary moment resisting frames using FRPS. In Asia-Pacific Conference on FRP in Structures (APFIS 2007).
- Mahini,S.S.,& Ronagh, H. R. (2010). Strength and ductility of FRP web-bonded RC beams for the assessment of retrofitted beam–column joints. Composite Structures, 92(6), 1325-1332.
- 10. Mahini, S.S.,& Ronagh, H.R.(2011).Web-bonded FRPs for relocation of plastic hinges away from the column face in exterior RC joints. Composite Structures, 93(10), 2460-2472.
- Eslami,A.,& Ronagh, H. R.(2013). Effect of FRP wrapping in seismic performance of RC buildings with and without special detailing–A case study. Composites Part B: Engineering, 45(1), 1265-1274.
- 12. Ronagh,H.R., and Eslami, A. (2013). "Flexural retrofitting of RC buildings using GFRP/CFRP A comparative study." Compos. Part B: Eng. 46, 188–196.
- 13. ACI (American Concrete Institute). (2014)."Building code requirements for structural concrete(ACI 318-14) and commentary (ACI 38 R -14) ." ACI Committ ee 318, Farmington Hill s, MI.

۱۴. آیین نامه طراحی ساختمان ها در برابر زلزله (استاندارد ۲۸۰۰)، ویرایش چهارم، مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، و زارت مسکن و شهرسازی، ۱۳۹۵.

- XTRACT version 3.0.8 [Computer software]. Imbseon and Associates, CA.Yang, D., Pan, J., and Li, G. (2010). "Interstory drift ratio of building structures subjected to near-fault ground motions based on generalized drift spectral analysis." Soil Dyn. Earthquake Eng., 30(11), 1182 –1197.
- Mander, J. B., Priestley, M. J. N., and Park, R. (1988). "Theoretical stress-strain model for confine concrete." J. Struct. Eng., 10.1061/(ASCE)0733-9445(1988)114:8(1804), 1804– 1826.
- 17. ASTM. (2009)."Standard specification for deformed and plain carbon-steel bars for concrete reinforcement." ASTM A615M, West Consho-hocken, PA
- Scott, B. D., Park, R.,and Priestley, M. J. N.(1982)."Stress-strain behavior of concrete confined by overlapping hoops at low and high strain rates".J. Am. Concr. Inst., 79(2), 13 –27.
- FEMA-356,Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings, Prepared by AmericaSociety of Civil Engineers.Reston, Virginia,Prepared for Federal Emergency Management Agency Washington, D.C,November 2000 Federal Emergency Management Agency Washington, D.C
- 20. SeismoMatch. A computer program for adjusting earthquake records to match a specific target response spectrum; 2014 (Available from:http://www.seismosoft.com)
- 21. Hajirasouliha I, Pilakoutas K. General seismic load distribution for optimum performancebased design of shear-buildings. J Earthq Eng 2012; 16(4):443–62.
- 22. Hancock J, Watson-Lamprey J, Abrahamson NA, Bommer JJ, Markatis A, McCoyE, et al. An improved method of matching response spectra of recorded earthquake ground motion using wavelets. J Earthq Eng 2006; 10(1):67–89.
- 23. Xing, E., Yan, Z., Li, T., & Yang, L. (2017). Research on residual drift response of steel frames under strong earthquakes. Journal of Vibroengineering, 19(6), 4365-4377.
- 24. Mahin SA, Bertero VV. An evaluation of inelastic seismic design spectra. J Struct Divis 1981; 107(9):1777–95.
- 25. Ruiz-García J, Negretemanriquez J. Evaluation of drift demands in existing steel frames under as-recorded far-field and near-fault mainshock–aftershock seismic sequences. Eng Struct 2011; 33(2):621–34.
- 26. Christopoulos C, Pampanin S, Priestley MJN. Performance-based seismic response of frame structures including residual deformations, Part I: singledegree of freedom systems. J Earthq Eng 2003; 7(1):97–118.
- 27. Uma S, Pampanin S, Christopoulos C. Development of probabilistic framework for performance-based seismic assessment of structures considering residual deformations. J Earthq Eng 2010; 14(7):1092–111.
- Liossatou E, Fardis MN. Residual displacements of RC structures as SDOF systems. Earthq Eng Struct Dynam 2014; 44(5):713–34.
- Kawashima K., Macrae G. A., Hoshikuma J. I., Nagaya K. Residual displacement response spectrum. Journal of Structural Engineering, Vol. 124, Issue 5, 1998, p. 523-530.
- Gong J. X., Cheng L., Zhang Q. Statistical relationship between results of static nonlinear analysis and elasto-plastic time-history and calculation of residual deformation for structures. Journal of Building Structures, Vol. 32, Issue 12, 2011, p. 224-233, (in Chinese).
- 31. Zhang Q., Zhu J. C., Gong J. X. Post-earthquake residual deformation prediction of SDOF system. Journal of Civil, Architecture and Environmental Engineering, Vol. 35, Issue 3, 2013, p. 32-41, (in Chinese).
- Ruiz-Garcia J, Miranda E. Performance-based assessment of existing structures accounting for residual displace-ments, Technical Report No. 153. John A. Blume Earthquake Engineering Center, Stanford University, Stanford, CA, 2005