

بررسی نتایج حاصل از روش زمان دوام و تحلیل تاریخچه زمانی غیر خطی قاب های فولادی مجهز به میراگرهای اصطکاکی چرخشی

امیرشیرخانی¹، ناصر شابختی²، سید روح الله موسوی³

1- دانشجوی کارشناسی ارشد سازه، گروه مهندسی عمران، دانشگاه سیستان و بلوچستان، زاهدان، ایران

shirkhani_amir@yahoo.com

2- استادیار گروه مهندسی عمران، دانشگاه سیستان و بلوچستان، زاهدان، ایران

shabakhty@eng.usb.ac.ir

3- استادیار گروه مهندسی عمران، دانشگاه سیستان و بلوچستان، زاهدان، ایران

s.r.mousavi@eng.usb.ac.ir

چکیده

در سال های اخیر، روش های مختلفی برای بهبود عملکرد ساختمان ها در برابر زلزله مورد تحقیق قرار گرفته است. در این تحقیق از میراگر اصطکاکی چرخشی (RFD) که در جذب و مستهلک نمودن انرژی ورودی زلزله و کاهش تغییر مکان ها نقش بسزایی دارد، استفاده می گردد. در این تحقیق برای ارزیابی لرزه ای قاب های مجهز به میراگر اصطکاکی چرخشی، علاوه بر تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی (NTH)، از روش تحلیل زمان دوام (ET) که روش تحلیلی نوینی در مهندسی سازه و زلزله می باشد، استفاده می شود. سرانجام مشاهده شد که نتایج به دست آمده از روش ET تقریباً نزدیک به نتایج حاصل شده از NTH می باشند. با استفاده از روش ET نیز نتیجه شد که میراگر اصطکاکی چرخشی عملکرد مناسبی در کاهش تغییر مکان بام، کاهش برش پایه و اتلاف انرژی در قاب های خمشی فولادی را داشته است.

واژه های کلیدی: میراگر اصطکاکی چرخشی، تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی، زمان دوام، تواب شتاب

1. مقدمه

تاکنون سیستم های کنترل غیرفعال به طور موفقیت آمیزی برای کاهش پاسخ دینامیکی سازه تحت زلزله ها یا طوفان های شدید استفاده شده اند. میراگرهای اصطکاکی به عنوان یکی از این سیستم ها، اغلب بکار گرفته شده اند زیرا آن ها دارای پتانسیل اتلاف انرژی بالا با هزینه های نسبتاً کم و نصب و نگهداری آسان هستند [1]. میراگر اصطکاکی چرخشی از این سری میراگرهاست که در سال 2000 توسط مولا معرفی شد [2]. در سال 2004 لیاثو و همکاران آزمایشات مقیاس کامل بر روی میز لرزان را انجام دادند. همه آزمایشات بیانگر کارایی مناسب میراگر تحت رویداد لرزه ای بوده است [3]. روش زمان دوام اساساً یک تحلیل مبتنی بر تاریخچه زمانی می باشد که تلاش می کند تا پارامتر مورد تقاضای مهندسی (EDP) سازه ها در اندازه شدت های متفاوت (IMs)

با در معرض قرارگیری آن‌ها در تحریکات دینامیکی متفاوت را پیش بینی نماید [4]. از آنجا که روش تحلیل تاریخیچه زمانی معمول، نیازمند صرف زمان زیاد برای هم‌پایه نمودن شتاب‌نگاشت‌ها و تعداد تحلیل‌های فراوان است، از این روش زمان دوام که نقش اساسی در کاهش تعداد تحلیل‌های لازم دارد، بر پایه تحلیل تاریخیچه زمانی ایجاد شد. در روش زمان دوام توابع شتاب افزاینده که طیف خطی و غیرخطی از آن‌ها متناسب با میانگین طیف زلزله‌های واقعی می‌باشند و به صورت یکنواخت با زمان افزایش می‌یابند، ایجاد می‌گردند [5 و 6]. در این تحقیق تعدادی قاب خمشی فولادی 3، 7 و 12 طبقه سه دهانه با تعداد طبقات متفاوت با و بدون میراگر اصطکاکی چرخشی با استفاده از روش زمان دوام (ET) و تحلیل تاریخیچه زمانی غیرخطی (NTH)، جهت مقایسه نتایج حاصل از تحلیل‌های مذکور مورد ارزیابی لرزه‌ای قرار می‌گیرند و جهت بررسی اثر میراگر بر عملکرد لرزه‌ای قاب‌ها، پارامترهای برش پایه، تغییر مکان و انرژی اتلاف شده توسط میراگر مورد بررسی قرار می‌گیرد.

2. مشخصات مدل‌های قاب فولادی

برای مقایسه قاب‌های خمشی فولادی با میراگر اصطکاکی چرخشی و بدون میراگر، قاب‌های دو بعدی با تعداد طبقات مختلف در نظر گرفته می‌شود. این قاب‌ها بر اساس آیین نامه استاندارد 2800 ایران [7] و مبحث دهم مقررات ملی ساختمان [8] که در تطابق خوبی با آیین نامه طراحی AISC ASD [9] سازه‌های فولادی می‌باشد [10]، طراحی می‌شود. از آن جا که در تحلیل غیر خطی این قاب‌ها بر روی سطح خطر BSE2 آیین نامه ASCE41-06 [11] آمریکا معادل با $PGA=0.6g$ قرار می‌گیرند در حالی که خود مطابق آیین نامه استاندارد 2800 ایران برای پهنه با خطر نسبی خیلی زیاد با $PGA=0.35g$ طراحی شده‌اند، لذا با افزودن میراگر اصطکاکی چرخشی مقایسه‌ای بین رفتار لرزه‌ای حالت با و بدون میراگر انجام می‌گردد. قاب‌ها با تعداد طبقات مختلف 3، 7 و 12 طبقه و تعداد دهانه‌های یکسان سه دهانه در نظر گرفته می‌شوند. طول تمامی دهانه‌ها 5 متر و ارتفاع تمامی طبقات 3/2 متر می‌باشد. خاک زمین مورد مطالعه از نوع II آیین نامه استاندارد 2800 ایران است که در تطابق خوبی با خاک C آیین نامه ASCE41-06 آمریکا می‌باشد. مقاطع به کار رفته در طراحی ستون‌ها از مقاطع قوطی شکل اروپایی TUBO و مقاطع تیرها از نوع مقاطع اروپایی HE تیپ A می‌باشد. در نام گذاری قاب‌ها MF نشان دهنده قاب خمشی، شماره قبل S نشان دهنده تعداد طبقات، شماره قبل b نشان دهنده تعداد دهانه‌ها که در این تحقیق تعداد دهانه‌ها سه دهانه می‌باشد. همچنین قاب‌های دارای میراگر اصطکاکی چرخشی (RFD) با مهاربند معکوس V با پیشوند IVR نشان داده شده‌اند. در جدول (1)، مقاطع قاب طراحی شده MF3s3b آمده است. در جدول (2) مشخصات قاب‌های خمشی فولادی به کار رفته در این تحقیق آمده است و در جدول (3) پریرود ارتعاش آزاد قاب‌های با و بدون میراگر آمده است. همان طور که مشخص است با افزایش میراگر اصطکاکی چرخشی به سازه، پریرود ارتعاش آزاد کاهش می‌یابد. شماتیک قاب‌های خمشی فولادی مجهز به این میراگر در شکل (1) آمده است.

جدول 1: مقاطع قاب طراحی شده MF3s3b

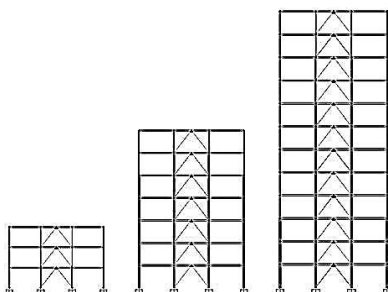
تیر	ستون	طبقه
HE260A	Tube240X240X240X12.5	1
HE260A	Tube200X200X17.5	2
HE220A	Tube180X180X12.5	3

جدول 2: مشخصات قاب‌های طراحی شده در این تحقیق

قاب‌ها	تعداد طبقات	وزن (ton)	برش پایه طراحی (ton)
Mf3s3b	3	148.63	18.58
Mf7s3b	7	355.92	31.89
Mf12s3b	12	618.29	42.29

جدول 3: زمان تناوب (پریود) ارتعاش آزاد قاب‌های با و بدون میراگر

قاب‌ها	پریود ارتعاش آزاد (s)
MF3s3b	0.945
IVRMF3s3b	0.477
MF7s3b	1.422
IVRM7s3b	0.953
MF12s3b	2.018
IVRMF12s3b	1.539



شکل (1): شماتیک قاب های خمشی فولادی مجهز به میراگر اصطکاکی چرخشی

روش زمان دوام (ET) یک روش جدید بارگذاری و تحلیل لرزه ای می باشد که در آن سازه تحت اثر یک تحریک دینامیکی که شدت آن به تدریج در طول زمان افزایش پیدا می کند قرار داده می شود. پاسخ سازه در طول زمان بررسی شده و با توجه به پاسخ مناظر با سطوح مختلف شدت تحریک در طول زمان، نقاط قوت و ضعف و عملکرد سازه ارزیابی می گردد [12].

طیف پاسخ در هر پنجره زمانی از توابع شتاب $(S_a(T, t))$ از $t_0 = 0$ تا $t_l = t$ به وسیله معادله (1) تعریف می گردد؛ همانند این که طیف پاسخ الگوی پیش تعیین شده با یک ضریب مقیاس متناسب با زمان باشد، $(S_{aT}(T, t))$. ضریب مقیاس به گونه ای انتخاب شد که در $t = 10$ s، واحد باشد؛ به عبارتی دیگر t_{Target} در معادله (2) مساوی 10 ثانیه می باشد [13].

$$S_a(T, t) \equiv \text{Max} (Abs(f(\tau)) : \tau \in [0, t]) \quad (1)$$

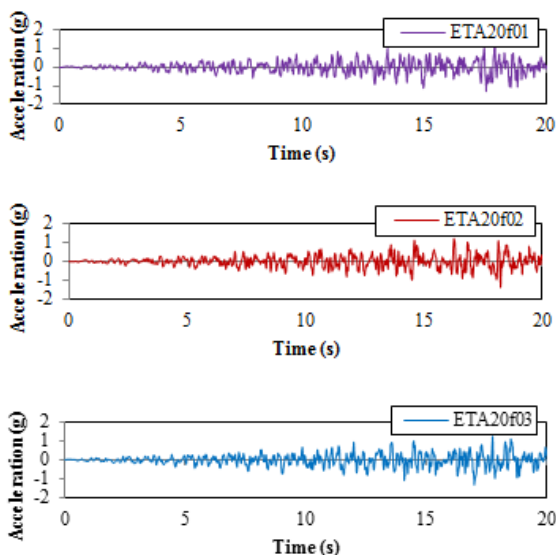
$$S_{aT}(T, t) \equiv \frac{t}{t_{Target}} \times S_{aT}(T) \quad (2)$$

که در آن $f(\tau)$ تاریخچه پاسخ می باشد. برای تولید توابع شتاب زمان دوام ETA20f، 7 شتابنگاشت از بین مجموعه 20 تایی از رکوردهای مورد استفاده در آیین نامه FEMA440 [14] که بر روی خاک نوع C (معادل خاک نوع 2 استاندارد 2800) ثبت شده اند و طیف آنها انطباق بیشتری با طیف آیین نامه داشت، انتخاب شدند. مشخصات این مجموعه از شتابنگاشت ها در جدول (4) آمده است [15، 16 و 17].

جدول 4: مجموعه شتابنگاشت های به کار رفته در این تحقیق [14]

نام اختصاری	PGA (g)	مؤلفه (درجه)	شماره ایستگاه	بزرگی (Ms)	نام رکورد
LADSP000	0.171	0	12149	7.5	Landers
LPSTG000	0.512	0	58065	7.1	Loma Prieta
LPGIL067	0.357	67	47006	7.1	Loma Prieta
LPLOB000	0.45	360	58135	7.1	Loma Prieta
LPAND270	0.244	270	1652	7.1	Loma Prieta
MHG06090	0.292	90	57383	6.1	Morgan Hill
NRORR360	0.514	360	24278	6.8	Northridge

در این تحقیق، طیف پاسخ کلی آیین نامه ASCE/SEI 41-06 [11] معادل سطح خطر BSE-2 این آیین نامه برای زلزله های حداکثر با مشخصات $S_s=1.5$ ، $S_1=0.6$ ، $F_a=1.0$ و $F_v=1.3$ [15] استفاده شده است. بنابراین سه تابع شتاب به کار رفته در این تحقیق (ETA20f01-03) نشان داده شده در شکل (2) به این روش تولید شدند؛ به طوری که طیف پاسخ آنها متناسب با میانگین 7 شتابنگاشت واقعی باقی بماند [18].



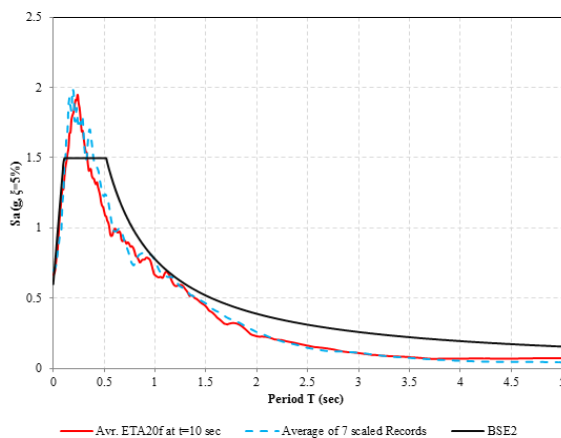
شکل (2): توابع شتاب زمان دوام مجموعه ETA20f به کار رفته در این تحقیق

شکل (3) مقایسه میانگین طیف پاسخ شتاب مجموعه توابع شتاب ETA20f در زمان 10 ثانیه را با میانگین طیف پاسخ 7 شتابنگاشت انتخابی و همچنین سطح خطر BSE-2 آیین نامه ASCE/SEI41-06 را نشان می‌دهد. همان طور که در این شکل دیده می‌شود، میانگین طیف پاسخ در هر پنجره زمانی از توابع شتاب زمان دوام از

$t_0 = 0$ تا $t_1 = 10$ s به خوبی با میانگین طیف هفت شتابنگاشت منطبق است [10].

4. هم‌پایه نمودن شتابنگاشت‌ها و نحوه مقیاس‌سازی

برای سازگاری با آیین نامه های لرزه ای، شتابنگاشت‌ها مقیاس‌سازی شدند. رکوردها به جای زوج شتابنگاشت، به صورت تک مؤلفه افقی مقیاس شدند، زیرا سازه های مورد تحلیل دو بعدی هستند. مقیاس‌سازی به نحوی انجام شد که میانگین طیف پاسخ 7 شتابنگاشت با 5٪ میرایی پایین تر از طیف پاسخ آیین نامه ASCE/SEI41-06 در محدوده $0.2T_i$ تا $1.5T_i$ قرار نگیرد که در آن T_i زمان تناوب اصلی سازه می‌باشد [10 و 15]. ضرایب مقیاس نهایی تمامی شتابنگاشت‌ها برای تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی قاب‌های با میراگر و بدون میراگر در جدول (5) آمده است.



شکل (3): تطابق میانگین طیف پاسخ شتاب مجموعه توابع شتاب $\text{ETA}20f$ در زمان 10 ثانیه با میانگین طیف پاسخ 7 شتابنگاشت انتخابی و سطح خطر BSE-2 آیین نامه ASCE/SEI41-06

جدول 5: ضرایب مقیاس نهایی شتابنگاشت های مورد استفاده در تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی برای قاب های مختلف با و بدون میراگر

قاب ما	LADSP000	LPAND270	MHG06090	LPGIL067	LPLOB000	LPSTG000	NRORR360
MF3s3b	3.98	2.98	1.75	2.62	2.73	1.85	1.09
IVRMF3s3b	3.87	2.49	2.22	2.14	2.11	2.02	1.32
MF7s3b	4.20	3.13	2.05	2.83	3.74	1.66	1.13
IVRM7s3b	3.98	2.99	1.75	2.62	2.74	1.84	1.09
MF12s3b	4.78	3.65	2.78	3.47	5.46	1.71	1.31
IVRMF12s3b	4.33	3.27	2.20	2.94	4.08	1.65	1.15

5. تعیین زمان معادل توابع شتاب زمان دوام برای قاب ها

برای تعیین زمان معادل توابع شتاب ET، روند مقیاس سازی دقیقاً شبیه روش استفاده شده برای شتابنگاشت ها می باشد [15]. در جدول (6) زمان های معادل توابع شتاب زمان دوام به کار رفته در این تحقیق برای قاب های مختلف آمده است.

جدول 6: زمان های معادل توابع مجموعه $\text{ETA}20f$ برای قاب های به کار رفته در این تحقیق

قاب ها	زمان معادل
<i>MF3s3b</i>	11.1s
<i>IVRMF3s3b</i>	10.9s
<i>MF7s3b</i>	12.3s
<i>IVRM7s3b</i>	11.1s
<i>MF12s3b</i>	14.2s
<i>IVRMF12s3b</i>	12.7s

6. نتایج تحلیل های تاریخچه زمانی غیرخطی و زمان دوام

در این تحقیق، قاب های دارای میراگر مورد تحلیل غیرخطی دینامیکی به دو روش NTH و ET قرار می گیرند و مقادیر پارامترهایی همچون تغییر مکان بام، برش پایه برای قاب های با و بدون میراگر مقایسه می شوند. در جدول 7 تا 9 مقایسه پارامترهای مذکور آمده است.

جدول 7: مقایسه حداکثر برش پایه قاب های با و بدون میراگر بر اساس میانگین نتایج تحلیل ET و NTH

قاب	تحلیل	برش پایه قاب بدون میراگر (ton)	برش پایه قاب با میراگر (ton)	درصد کاهش برش پایه
<i>MF3s3b</i>	NTH	116/73	86/45	25/94
	ET	117/38	71/56	39/03
<i>MF7s3b</i>	NTH	171/49	122/07	28/82
	ET	177/28	136/01	23/28
<i>MF12s3b</i>	NTH	209/42	165/71	20/87
	ET	202/37	152/37	24/71

جدول 8: مقایسه حداکثر تغییر مکان بام قاب های با و بدون میراگر بر اساس میانگین نتایج تحلیل ET و NTH

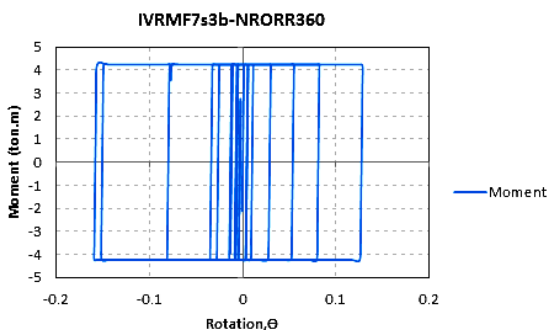
قاب	تحلیل	تغییر مکان بام قاب بدون میراگر (cm)	تغییر مکان بام قاب با میراگر (cm)	درصد کاهش تغییر مکان بام
MF3s3b	NTH	25/55	8/61	66/29
	ET	24/42	7/39	69/72
MF7s3b	NTH	40/68	19/95	50/96
	ET	41/16	18/47	55/13
MF12s3b	NTH	52/94	29/87	43/58
	ET	52/27	26/73	48/87

جدول 9: انرژی اتلاف شده توسط میراگر در قاب‌های دارای میراگر اصطکاکی چرخشی بر اساس میانگین نتایج تحلیل

ET, NTH

قاب	تحلیل	انرژی ورودی به قاب مجهز به میراگر (ton.m)	انرژی اتلاف شده توسط میراگر (ton.m)	درصد انرژی اتلاف شده
IVRMF3s3b	NTH	23/03	11/73	50/93
	ET	29/61	16/00	54/06
IVRMF7s3b	NTH	60/73	35/18	57/93
	ET	66/36	39/63	59/72
IVRMF12s3b	NTH	92/22	48/90	53/03
	ET	98/32	55/35	56/29

در شکل (4)، نمودار منحنی پسماند میراگر طبقه چهارم قاب 7 طبقه IVRMF7s3b تحت شتابنگاشت NRORR360 نشان داده شده است. همان طور که مشخص است این نمودار تطابق مناسبی با رفتار واقعی میراگر دارد.



شکل (4): نمودار منحنی پسماند میراگر طبقه چهارم قاب 7 طبقه IVRMF7s3b تحت شتابنگاشت NRORR360

7. خلاصه و نتیجه گیری

میراگر اصطکاکی چرخشی عملکرد مناسبی در کاهش تغییر مکان بام، کاهش برش پایه و اتلاف انرژی در قاب‌های خمشی فولادی را داشته است. برای تحلیل NTH بیشترین درصد کاهش برش پایه با افزودن میراگر اصطکاکی چرخشی به سازه در قاب‌های 7 طبقه رخ می‌دهد. این در حالی است که برای تحلیل ET این کاهش برای قاب‌های 3 طبقه ماکزیمم مقدار را دارد. همچنین برای هر دو روش تحلیل NTH و ET با افزایش تعداد طبقات و افزایش پیرو ارتعاش آزاد سازه، درصد کاهش تغییر مکان بام با افزودن میراگر به سازه کاهش می‌یابد. همچنین تحت هر دو روش تحلیل NTH و ET انرژی اتلاف شده توسط میراگر در قاب‌های 7 طبقه که متوسط تعداد طبقات در این تحقیق را دارند، بیشتر است. در کل نیز نتایج حاصل از دو روش تحلیل NTH و ET بسیار به هم نزدیک می‌باشند. همچنین رفتار هیستریزس مستطیلی میراگر اصطکاکی دورانی نشان دهنده جذب انرژی بسیار زیاد توسط میراگر بوده و نمایانگر عملکرد مناسب آن در طول زلزله می‌باشند.

8. مراجع

- [1] Mualla I, Bellev B. Performance of Steel Frames with a New Friction Damper Device under Earthquake Excitation, *Engineering Structures*, **24**, 365-371, 2002.
- [2] Mualla I. Experimental Evaluation of New Friction Damper Device, *12WCEE*, no 1048, 2000.

- [3] Liao W, Mualla I, Loh C. Shaking Table Test of a Friction Damped Frame Structure, *Struct. Design Tall Spec. Build*, **13**, 45–54, 2004.
- [4] Estekanchi H.E, Vafai A, Sadeghazar M. Endurance Time Method for Seismic Analysis and Design of Structures, *Sci Iran*, **11**, 361–370, 2004.
- [5] Riahi H.T, Estekanchi H.E. Seyedain Boroujeni S. Application of Endurance Time Method in Nonlinear Seismic Analysis of Steel Frames, *Procedia Engineering*, **14**, 3237–3244, 2011.
- [6] شیرخانی، ا، شایختی، ن، موسوی، س.ر، اسماعیل پور جوادی، ا، ارزیابی عملکرد لرزه ای قاب‌های خمشی فولادی مقاوم سازی شده با مهاربند هم محور به روش زمان دوام، چهارمین کنفرانس ملی زلزله و سازه، جهاد دانشگاهی استان کرمان، کرمان، ایران، 1392.
- [7] آیین نامه طرح ساختمان‌ها در برابر زلزله، استاندارد شماره 2800، ویرایش سوم، مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، 1384.
- [8] مقررات ملی ساختمان، مبحث دهم، طرح و اجرای ساختمان‌های فلزی، دفتر تدوین و ترویج مقررات ملی ساختمان، ویرایش چهارم، تهران، 1384.
- [9] American Institute of Steel, Allowable Stress Design Manual of Steel Construction, 9th ed. Chicago: AISC, 1989.
- [10] Riahi H.T, Estekanchi H.E, Seismic Assessment of Steel Frames with the Endurance Time Method, *Journal of Constructional Steel Research*, **66**, 780-792, 2010.
- [11] ASCE standard ASCE/SEI 41-06. Seismic Rehabilitation of Existing Buildings, American Society of Civil Engineers, 2007.
- [12] استکانچی، ه، راهنمای زمان دوام، دانشگاه صنعتی شریف، سند G03، 1391.
- [13] Goel R.K, Chopra. A.K. Evaluation of Modal and FEMA Pushover Analyses: SAC Buildings, *Earthquake Spectra*, pp 225-254, 2004.
- [14] FEMA, Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures. FEMA-440, Federal Emergency Management Agency, Washington (DC), 2005.
- [15] Estekanchi H.E., Riahi H.T, Vafai A, Application of Endurance Time Method in Seismic Assessment of Steel Frames, *Engineering Structures*, **33**, 535–2546, 2011.
- [16] چرختاب بسیم، م، استکانچی، ه، کاربرد روش زمان دوام در طراحی بهینه‌ی میراگرهای ویسکوز، پنجمین کنگره ملی مهندسی عمران، دانشگاه فردوسی مشهد، مشهد، ایران، 1389.
- [17] بزمونه، ا.ع، استکانچی، ه، کاربرد روش زمان دوام در طراحی بر اساس عملکرد: قاب مهاربندی کماتش تاب، مجله مهندسی عمران دانشگاه آزاد اسلامی، سال دوم، شماره یک، ص 10 - 25، 1388.
- [18] Shafei B, Zareian F, Lignos, D.G, A Simplified Method for Collapse Capacity Assessment of Moment-Resisting Frame and Shear Wall Structural Systems, *Eng Struct*, **33**, 1107-1116, 2011.