

# مطالعه آزمایشگاهی رفتار چرخه‌ای قاب مهاربندی شده با میانقاب مصالح بنایی و بدون میانقاب

## مقدمه

قاب مهاربندی شده دارای میانقاب مصالح بنایی یکی از فرمهای متداول اجرای سازه های فولادی در ایران می باشد اشکال ۲۰۱. از آنجا که عضو مهاربند در داخل دیوار مصالح بنایی قرار می‌گیرد عملاً رفتار لرزه‌ای این نوع قاب با قاب مهاربندی شده بدون میانقاب متفاوت می باشد. معمولاً از اثر سازه‌ای این دیوارها در روشهای طرح و آنالیز رایج در کشورمان صرف‌نظر می‌شود، درحالی‌که اغماض از اثر متقابل دیوار و مهاربندی و تاثیر دیوار بر مهاربند لزوماً همیشه در جهت اطمینان نمی باشد. تاکنون کار آزمایشگاهی روی این نوع قابهای مهاربند مرکب گزارش نشده است، لذا در این تحقیق رفتار آزمایشگاهی قابهای فولادی مهاربندی دارای میانقاب با مقیاس  $1/2$  تحت بارگذاری چرخه‌ای بررسی می‌گردد. نتایج نشان می‌دهد که اندرکنش میانقاب و مهاربند در قابهای مهاربندی شده مورد مطالعه موجب افزایش سختی، مقاومت و ظرفیت استهلاک انرژی مدل گردیده است.



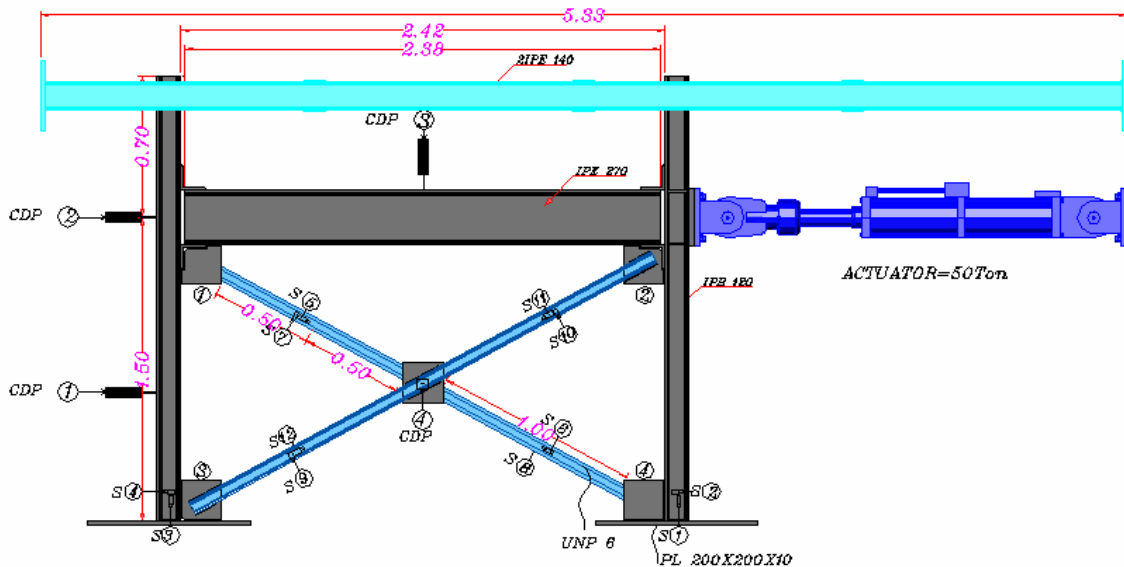
شکل ۱ : نمونه عملکرد مرکب قاب- میانقاب در زلزله رودبار منجیل



شکل ۲: نمونه عملکرد مرکب قاب-مهاربند - میانقاب در زلزله بم

### ۱- فرضیات - ساخت مدل و نصب آن در این مطالعه

برای بدست آوردن ابعاد قاب و مقاطع مورد نیاز براساس نیروهای واقعی، در ابتدا یک مدلسازی ساده انجام گردید. با استفاده از نرم افزار ETABS یک ساختمان فولادی با مهاربند در ۵ طبقه با ارتفاع هر طبقه ۳ متر و با تعداد دهانه ۲ و ۵ در دو جهت، و طول دهانه ۵ متر با مقیاس و بارگذاری واقعی [۷] مدلسازی شد. بعد از طرح این سازه، یک قاب از بالاترین طبقه و دارای مهاربند با مقطع متقارن به عنوان مدل اولیه انتخاب گردید. از مقطع IPB120 برای ستونها و مقطع IPB270 برای تیر و از ناودانی مقطع U65x42 برای مهاربندها و از مقطع 2IPB140 برای سازه نگهدارنده خارج از صفحه استفاده گردیده است. میانقاب به صورت دیوار ۱۰ سانتیمتری در داخل قاب اجرا گردید و اتصالات نیز که می بایست مفصلی اجرا می شدند، با دو نبشی در بالا و پایین تیر و جوشکاری جان ستون به صفحه کف اجرا گردیدند (شکل ۳).



شکل ۳: نمای کلی نصب تجهیزات اندازه گیری

## ۲- گزارش آزمایشات و نتایج

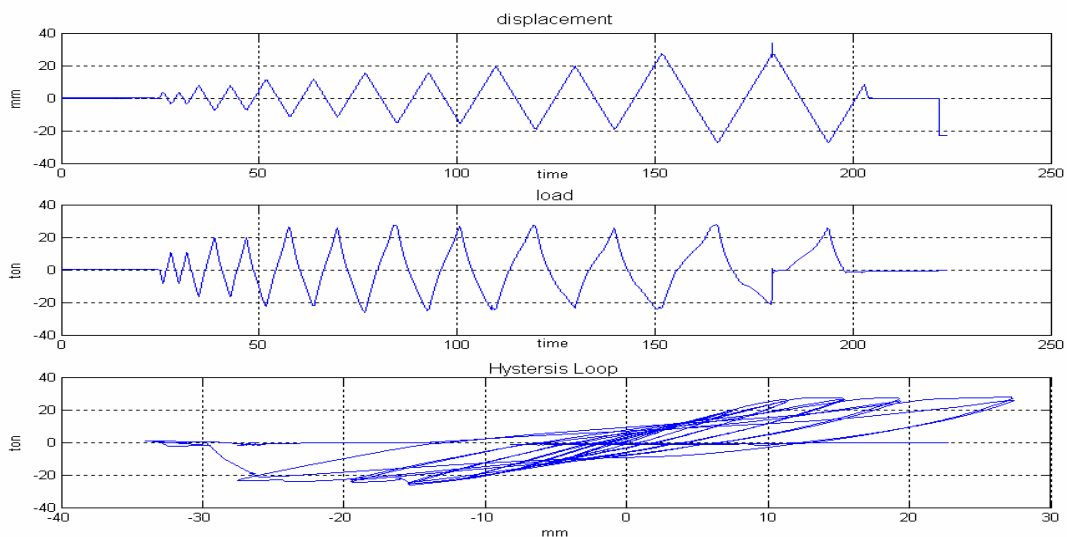
### ۲-۱- آزمایش قاب فولادی با مهاربند ضربدري بدون میانقلاب

اولین آزمایش بصورت یک قاب فولادی دارای مهاربند ضربدري و بدون میانقلاب تعريف شد (شکل ۴). دو پروفیل مهاربندها با مقطع ناودانی پشت به پشت نصب گردید. ورق اتصال وسط دو مهاربند نیز در وسط قرار داده و جوش گردید. بارگذاری با سرعت  $4\text{ mm/s}$  و با گامهای به ترتیب برابر  $4\text{ mm}$ ،  $8\text{ mm}$ ،  $12\text{ mm}$ ،  $16\text{ mm}$ ،  $20\text{ mm}$ ،  $28\text{ mm}$ ،  $36\text{ mm}$ ،  $44\text{ mm}$  ... و تکرار دوبار در هر گام در نظر گرفته شد.



شکل ۴ : نمای کلی قاب و مدل آزمایشی

تغییر شکل پلاستیک مهاربندها در محل اتصال و در طول آنها رخ داد. خروجی‌های دریافتی از تجهیزات اندازه‌گیری تبدیل به منحنی‌های متعددی شده است (شکل ۵) که با ترکیب مقادیر تغییر مکان - بار، منحنی هیستریسیس ترسیم شده است.



شکل ۵ : منحنی اطلاعات خروجی جک (Actuator)

## ۲-۲- آزمایش قاب فولادی با مهاربند ضربدری دارای میانقاب

این آزمایش بر روی قاب فولادی با مهاربند ضربدری که داخل آن دیوار مصالح بنایی اجرا شده است، انجام گرفت. این قاب همان قاب آزمایشات گذشته است. دو پروفیل ناودانی جدید تهیه شده مطابق مهاربند قبلی نصب می گردد و کرنش سنجها و تغییر مکان سنجها نیز در همان موقعیت های آزمایش ابتدایی نصب می شوند. از آجرهای فشاری و ملات ماسه و سیمان بصورت رایج برای دیوار چینی استفاده گردید، و دیوار با تکنیک صحیح آجرچینی اجرا گردید. بعد از ساخت دیوار یک طرف آن به ضخامت ۳ سانتیمتر گچ کاری گردید و در طرف دیگر دیوار یک لایه سیمانکاری به ضخامت ۱ سانتیمتر انجام شد (شکل ۶ و ۷).



شکل ۷: نمایی از دیوار چینی داخل قاب قبل از نازک کاری



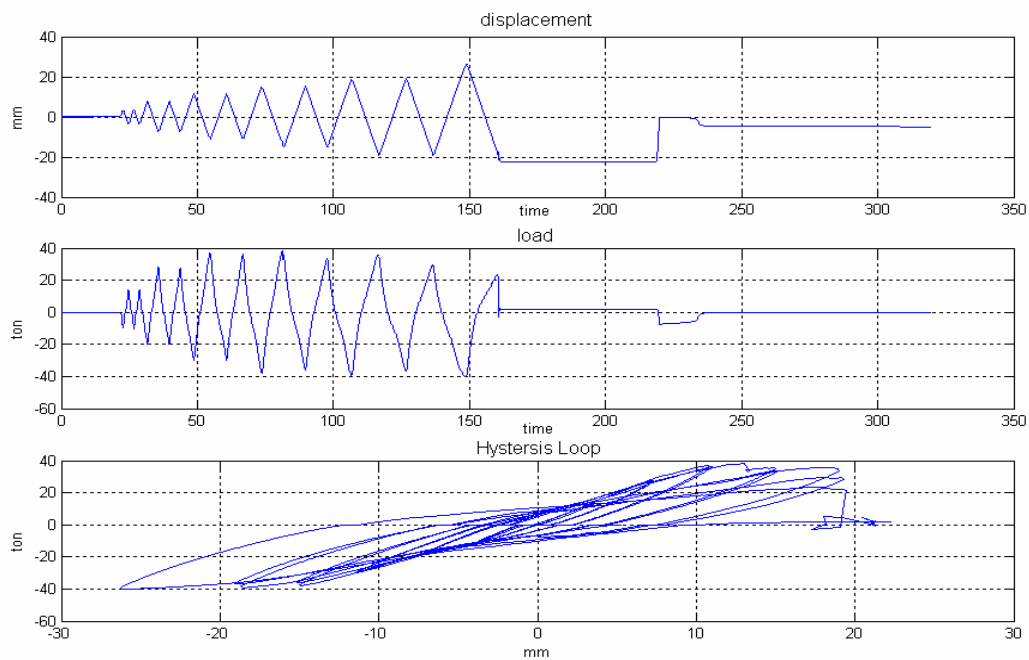
شکل ۶: نمایی از مدل کامل شده و آماده آزمایش

اولین تخریب به علت کمانش خارج از صفحه مهاربند در نقطه ۳ و سپس در نقطه ۴ رخ داد. همانطور که در شکل (۸) ملاحظه می گردد بیشترین تخریب مربوط به قسمت پائین قاب و اعضاء پائین مهاربندها بود که با کمانش خارج از صفحه منجر به تخریب دیوار شدند.



شکل ۸: نمایی بعد از آزمایش نمونه از طرف گچ کاری

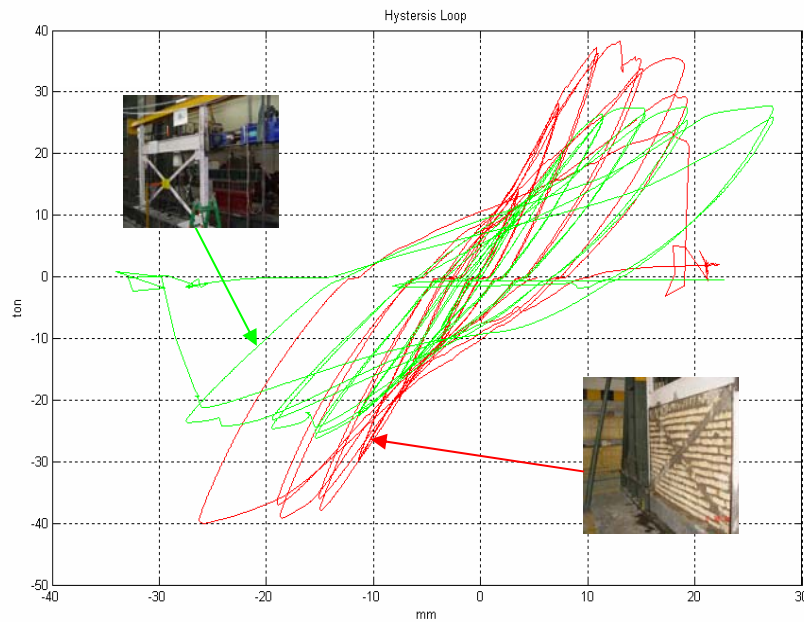
در شکل (۹) اطلاعات خروجی جک و منحنی هیستریسیس آن ترسیم شده است.



شکل ۹: منحنی اطلاعات خروجی جک (Actuator)

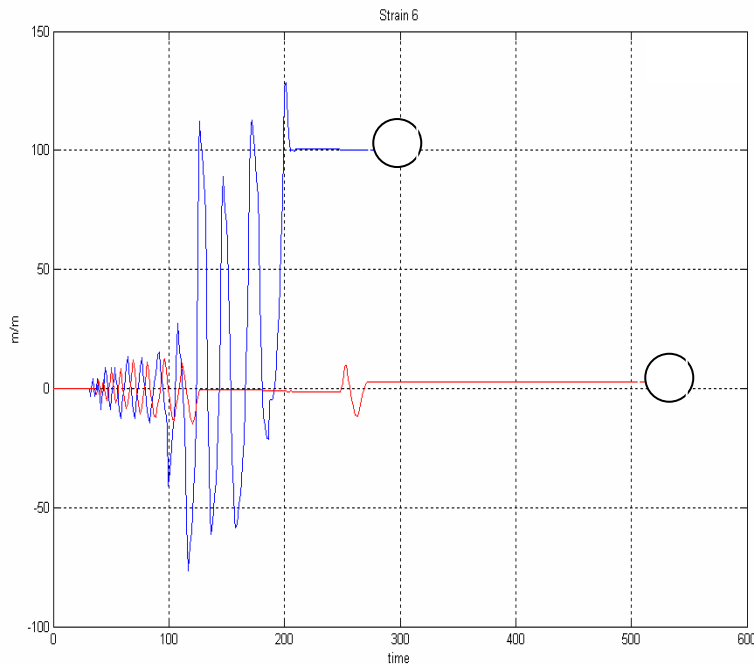
### ۳ - مقایسه نتایج آزمایشات با روابط تئوری

منحنی هیستریسیس دو آزمایش قاب فولادی با مهاربند ضربدری بدون میانقاب و با میانقاب در شکل (۱۰) نشان داده شده است.



شکل ۱۰: منحنی هیستریسیس دو آزمایش ۱- قاب فولادی با مهاربند ضربدری بدون میانقاب؛ ۲- قاب فولادی با مهاربند دارای میانقاب

مقایسه مقادیر کرنش در مهاربند ها در شکل ۱۱ نشان داده شده است.



شکل ۱۱: منحنی‌های کرنش سنجها در ۶ گره در آزمایشات

۱- آزمایش قاب فولادی با مهاربند بدون میانقاب، ۲- آزمایش قاب فولادی با مهاربند دارای میانقاب

## ۱-۲- مقایسه نتایج آزمایشات با روابط تئوری

سختی و مقاومت حاصله از آزمایش و روابط تجربی در این قسمت مقایسه شده اند.

می‌توان از رابطه سختی مهاربند برای مهاربند معادل استفاده نمود:

$$K = \frac{AE}{L} \cos^2 \theta \quad (1)$$

$$A = 0.69 + 9 = 9.69 \text{ cm}^2$$

$$K = \frac{9.69 \times 2 \times 10^6}{290} \times (0.83)^2 = 46037 \text{ kg/cm}$$

A برابر مجموع مساحت مهاربند و سطح مقطع معادل میانقاب  $A_b$ ، E ضریب کشسانی فولاد که معمولاً  $2 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$  فرض می‌شود، d قطر قاب و  $\theta$  زاویه قطر با افق است.

با استفاده از رابطه (۲) مقاومت مدل آزمایشی به صورت زیر محاسبه می‌گردد:

$$H = 0.22 H_{cc} + H_b$$

$$H_{cc} = m.f_c.t.h$$

از آنجاییکه برای بدست آوردن مقاومت اتصالات، قاب به تنهایی مورد آزمایش قرار گرفته و مقدار مقاومت کل

قاب برابر  $\frac{3}{1}$  تن گردید، این مقاومت را خارج از روابط ارایه شده در انتها به مقاومت کل اضافه می‌نماییم

زیرا فرض اولیه، اجرای اتصال به صورت مفصلی می‌باشد درحالی‌که بعلت مسائل اجرایی اتصالات دارای مقاومتی برابر ۳/۱ تن می‌باشند.

براساس استاندارد ۵۱۹ [۷]  $f_m = 120 \text{ t/m}^2$  می‌باشد.

$$H_{cc} = (0.1667 \times 120 \times 0.1 \times 1.5) + 3.1$$

$$= 6.1 \text{ Ton} \quad (\text{مقاومت اتصالات قاب، بدست آمده از آزمایش قاب})$$

$H_b$  با استفاده از نرم‌افزار ETABS و با در نظر گرفتن ۳۳٪ افزایش تنش برای نیروهای زلزله بدست آمده:

$$H_b = 7.5 \times 1.33 = 9.98 \text{ Ton}$$

با استفاده از رابطه (۱۰) مجموع مقاومت قاب مهاربندی به همراه میانقاب برابر خواهد شد با:

$$H = 0.22 \times 6.1 + 9.98 = 11.32 \text{ Ton}$$

جدول ۴: نتایج تئوری و آزمایشگاهی

حلقه	تغییر مکان cm	بارگذاری فشاری (Ton)	بارگذاری کششی (Ton)	سختی قاب مهاربندی به همراه میانقاب در فشار kg/cm	سختی قاب مهاربندی به همراه میانقاب در کشش kg/cm
۱	./۴	۱۴/۱۳	۹/۸۳	۳۵۳۲۵	۲۴۵۷۵
۲	./۴	۱۳/۹۹	۱۰/۰۵	۳۴۹۸۰	۲۵۱۲۵
۳	./۸	۲۸/۲۶	۱۶/۳۱	۳۵۳۲۵	۲۰۳۸۸
۴	./۸	۲۸/۶۷	۱۹/۳۱	۳۵۸۳۸	۲۴۱۳۸
۵	۱/۲	۳۷/۳۵	۲۹/۶۲	۳۱۱۲۵	۲۴۶۸۵
۶	۱/۲	۳۶/۴	۲۹/۶۲	۳۰۳۳۳	۲۴۶۸۵
۷	۱/۶	۳۸/۴	۳۷/۷	۲۴۰۰۰	۲۳۵۶۳
۸	۱/۶	۳۴	۳۵/۹	۲۱۲۵۰	۲۲۴۳۰
۹	۲/۰	۳۵/۷	۳۹	۱۷۸۵۰	۱۹۵۰۰
۱۰	۲/۰	۲۹/۴	۳۶/۸۵	۱۴۷۰۰	۱۸۴۲۵
۱۱	۲/۸	۲۳/۷	۳۹/۹	۸۴۶۴	۱۴۲۵۰
۱۲	۲/۸	--	۷/۰۲	-	۲۵۰۷
مقاومت تئوریک		۱۱/۳۲		--	
سختی تئوریک		--		۴۶۰۳۷	

## ۲-۲- نتیجه گیری و پیشنهادات

در انتها برای بررسی کلی نتایج آزمایشات و مقایسه آنها، نتایج مهم آنها در جدول ۵ بصورت نسبی ارائه گردید. قابل توجه است که در این آزمایشات رفتار و عملکرد قاب فولادی با مهاربند ضربداری به همراه میانقاب نسبت به قاب فولادی با مهاربند ضربداری بدون میانقاب، ارتقا یافته است. همانطور که در قسمت قبل ملاحظه گردید با استفاده از روابط تئوریک میزان سختی و مقاومت این قاب مرکب بدست آمد در یک جمع بندی کلی، حدود ۳۰٪ سختی تئوریک بیش از آزمایش نشان می دهد و حدود ۷۰٪ مقاومت تئوریک کمتر از آزمایش نشان می دهد که می توان ارتباط این مقادیر را در جدول ۵ ملاحظه نمود.

جدول ۵: نتایج تئوری و آزمایشگاهی

آزمایش	قاب فولادی با مهاربند ضربداری بدون میانقاب (نسبی)	قاب فولادی با مهاربند ضربداری دارای میانقاب (نسبی)
شیب بارگذاری	۰/۹۹۵	۱
شیب باربرداری	۰/۹۹۴	۱
شیب کل حلقه	۰/۹۹۵	۱
سرعت کاهش سختی در طول آزمایش	۲/۱۳	۱
انرژی جذب شده	۰/۷۷۵	۱
بارگذاری فشاری	۰/۶۷۵	۱
تغییر مکان گره ۴	۱/۸۴	۱
تغییر مکان گره ۲	۱	۱
تغییر شکل ماندگار	۳	۱
کرنش سنج در فشار گره ۶	۸/۴	۱
کرنش سنج در کشش گره ۶	۵/۱۴	۱

## مراجع

- ۱- مرکز تحقیقات مسکن و شهرسازی. " کنفرانس آزاد (مربوط به زلزله ۳۱ خرداد ماه ۱۳۶۹ منجیل)". (۱۳۶۹).
- ۲- دانشگاه شهید بهشتی - دانشکده معماری و شهرسازی. "زلزله ۳۱ خرداد ۱۳۶۹ گیلان و زنجان". (۱۳۶۹).
- ۳- مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن . " گزارش فوری مقدماتی زمین لرزه بم پنجم دی ماه ۱۳۸۲". گزارش شماره ۱ و ۲. (۱۳۸۲).
- ۴- مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، دکتر عباسعلی تسنیمی، "رفتار دیوارهای آجری مندرج در استاندارد ۲۸۰۰"، نشریه شماره گ - ۴۰۴، ۱۳۸۳.
- ۵- دکتر حسن مقدم، "طرح لرزه ای ساختمانهای آجری" (۱۳۷۷).



- 6- Liauw, T. C., Kawan, K. H., (1983) " Plastic Theory of Infilled Frames with Finite Interface Shear Strength" Proc. ICE, part 2, 75, Dec, pp. 707-723.
- ۷- وزارت مسکن و شهرسازی. "استاندارد حداقل بار وارده بر ساختمانها و ابنیه فن، دفتر تدوین و ترویج مقررات ملی ساختمان، استاندارد ۵۱۹".
- 8- Mosalam, Khalid M. White, Richard N. Gergely, Peter. (1997) "Seismic Evaluation of Frames with Infill Walls using Quasi – Static Experiments ." Buffalo, N.Y; National center for Earthquake Engineering Research ,98 pages .
- 9- Mosalam, Khalid M. White, Richard N. Gergely, Peter. (1997) "Seismic Evaluation of Frames with Infill walls using Pseudo-Dynamic Experiments ". Buffalo, N.Y; National center for Earthquake Engineering Research ,NCEER 97-0020.
- 10 Mosalam, Khalid M. White, Richard N. Syala Gustavo. (1998) "Response of Infilled frames using pseudo-Dynamic Experimentation". Earthquake Engineering & Structural Dynamics, Vol-27; pages 589 -608 .
- 11- Mosalam, K.M; et al. (1996 )" Effect of Geometrical configuration on the seismic response of Infilled Frames ". Pergamon Elsevier science Ltd (Oxford, England ) Eleventh World Conference Earthquake Engineering ,paper 1675 .
- 12- Mosalam, K.M. (1996) "EERI student paper award; modeling of nonlinear seismic behavior of gravity load designed Frames" .Earthquake Spectra , Vol-12; pages 479 -492 .
- 13- Roko Zarnic-Samo Gostic –Adamj Crewe-Colin A. Taylor. (2001) “Shaking table of 1:4 Reduced-scale models of Masonry Infilled Reinforced Concrete Frame Buildings". Earthquake Engineering and Structural Dynamics , paper ;30 ;819 – 834 .
- ۱۴- مرکز تحقیقات مسکن و شهرسازی. "استاندارد طرح ساختمانها در برابر زلزله موسوم به استاندارد ۲۸۰۰". نشریه شماره ۸۲. بهمن ماه (۱۳۶۶).