

کاربرد رویه بتن آرمه در بهسازی لرزه‌های سقف‌های شیب‌دار طاق ضربی ساختمان‌های بنایی

مرتضی رئیسی دهکردی^{۱*}، سجاد ویس مرادی^۲، شیدالله یوسفی^۳، مهدی اقبالی^۴

۱- استادیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه علم و صنعت ایران

۲،۳- کارشناسی ارشد مهندسی عمران- مهندسی زلزله، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه علم و صنعت ایران

۴- استادیار، گروه مهندسی عمران، دانشکده مهندسی، دانشگاه زنجان

* mraissi@iust.ac.ir

تاریخ پذیرش: [۹۵/۰۳/۱۹]

تاریخ دریافت: [۹۴/۰۴/۲۸]

چکیده- یکی از مشکلات اصلی سازه‌های بنایی، عملکرد نامطلوب و عدم صلبیت سقف طاق ضربی آن در اثر زلزله است. این نقطه ضعف، در سقف‌های طاق ضربی شیب‌دار خود را بیشتر نشان می‌دهد. پس برای بررسی عملکرد سقف طاق ضربی و همچنین تاثیر شیب بر آن، در این مقاله تعداد ۸ نمونه سازه بنایی یک طبقه با سقف طاق ضربی با شیب‌های صفر، ۱۰، ۱۵ و ۲۰ درجه در حالت‌های بهسازی نشده و بهسازی شده با رویه بتن آرمه در نرم افزار اجزای محدود ANSYS مدل‌سازی شده و تحت تحلیل استاتیکی غیرخطی بررسی شده است. برای مقایسه میزان کارایی رویه بتن آرمه، پارامتر ضریب رفتار سازه در هر دو حالت با و بدون رویه محاسبه شد. نتایج نشان می‌دهد که بهسازی با رویه بتن آرمه باعث افزایش صلبیت سقف‌ها می‌شود. افزایش شیب سقف سبب کاهش مقاومت و سختی الاستیک و نیز ضریب رفتار سازه می‌شود که به کمک روش بهسازی با رویه بتن آرمه می‌توان این پارامترها را بهبود بخشید. همچنین نتایج تحلیل اقتصادی نیز نشان‌دهنده آن است که روش بهسازی با رویه بتن آرمه نسبت به شیوه‌های دیگر بهسازی با توجه به عملکرد مناسب‌تر از نظر اقتصادی مقرون‌به‌صرفه است.

واژگان کلیدی: سازه بنایی، سقف طاق ضربی، سقف شیب‌دار، رویه بتن آرمه، تحلیل استاتیکی غیرخطی، تحلیل اقتصادی

۱- مقدمه

مصالح آجر و ملات گچ و خاک در آن استفاده می‌شود (شکل ۱). اجرای قوسی این نوع سقف‌ها به منظور انتقال بار وارد شده از سقف به تیرهای فرعی است. دال طاق ضربی به صورت یک طرفه بوده و تحت اثر بارهای ثقلی استاتیکی رفتار مناسبی دارد ولی تحت بارهای کششی ناشی از زلزله‌ها ناپایدار و دارای ضعف اساسی بوده است. عدم انسجام و یکپارچگی دال، ناتوانی در انتقال نیروهای درون صفحه و خارج از صفحه ناشی از زلزله، اندرکنش دینامیکی بین عناصر ناهمگون تیر آهن و طاق‌های آجری و وزن زیاد، از جمله ضعف‌های این نوع دال در برابر بارهای جانبی است. با این حال همچنان اینگونه سقف‌ها در مناطق روستایی اجرا می‌شوند [1].

دال طاق ضربی یکی از سیستم‌های رایج برای مسقف نمودن ساختمان است که به دلیل سادگی اجرا، در خاورمیانه به ویژه ایران، بیشتر از کشورهای دیگر مورد توجه بوده است، به گونه‌ای که بسیاری از ساختمان‌ها با این روش مسقف شدند [1]. بیش از نیمی از دال‌های اجرا شده در ایران در نیم‌قرن اخیر از نوع طاق ضربی و به صورت سنتی، تجربی و غیر مهندسی اجرا شده‌اند [2]. سقف طاق ضربی از دو تیر موازی (پل) و تیرهای فرعی موازی با فاصله ۱ متر و عمود بر پل‌ها تشکیل می‌شود. طول دهانه‌های قابل اجرا تا حدود ۵ متر است و از

۲- مروری بر عملکرد لرزه‌ای دال‌های طاق ضربی

سقف‌های طاق ضربی غیرمهندسی در گزارش‌های رازنی (۱۹۷۳) و امبرسیز (۱۹۷۳) مربوط به زلزله قیر استان فارس (۱۳۵۱) باعث عملکرد لرزه‌ای ضعیف ساختمان‌های اسکلت‌دار

شکل (۱) جزئیات اجرایی و مصالح سقف طاق ضربی

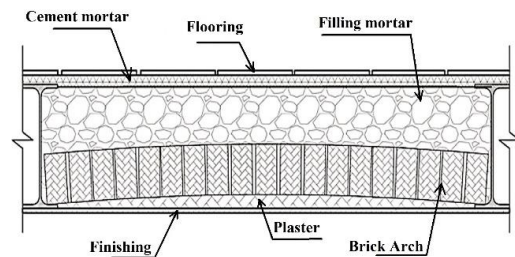


Fig.1 – Jack arch roof details

شده‌اند [3,4]. پس از زلزله قیر، وقوع زلزله‌های طبس (سال ۱۳۵۷) در خراسان و گلباف و سیرج (سال‌های ۱۳۶۱ و ۱۳۶۲) در کرمان، ضعف سقف‌های طاق ضربی بیش از گذشته را نمایان نموده است [5,6]. پس از وقوع زلزله‌های منجیل (۱۳۶۹) و بم (۱۳۸۲) و مشاهدات حاصل از آن عملکرد سقف‌های طاق ضربی در برابر ارتعاش‌های ناشی از زمین‌لرزه تحت بررسی کامل‌تری قرار گرفت.

تعداد محدودی از ساختمان‌های طاق ضربی مسلح به کلاف بتنی به دلیل ایجاد انسجام و پایداری سقف از طریق کلاف بتنی رفتار لرزه‌ای مطلوبی داشته‌اند. با این حال ضعف مصالح کلاف بتنی و نبود اتصال مناسب بین تیرهای آهن و کلاف بتنی دلایل سقوط این سقف در زلزله‌های گذشته بوده است [4]. مشاهدات فوق بیانگر ضعف دال‌های طاق ضربی مهارشده (نیمه مهندسی) پیشنهادی به وسیله‌ی ویرایش اول استاندارد ۲۸۰۰ [7]، تحت اثر ارتعاشات و نیروهای وارده بوده است. پس ارائه روش‌های طراحی و اجرای مهندسی این نوع سقف‌ها ضروری است. ماهرری مدل لرزه‌ای مناسب سقف‌های طاق ضربی را با استفاده از تیرچه‌های فولادی عرضی ارائه و بر اساس نتایج مدل‌های المان محدود بر کارایی مناسب استفاده از دال مهندسی دوطرفه طاق ضربی در مناطق زلزله‌خیز تأکید نموده است [8]. ماهرری و رحمانی به بیان نقاط ضعف

سقف‌های طاق ضربی یک‌طرفه پرداخته‌اند و روشی برای طراحی دال‌های طاق ضربی دو طرفه ارائه دادند [9]. میرجلیلی و همکاران به بررسی آزمایشگاهی سقف طاق ضربی سنتی پرداختند و نتیجه گرفتند که با تسمه کشی قطری می‌توان علاوه بر افزایش مقاومت سقف، سختی درون صفحه‌ای آن را نیز افزایش داد [10]. سلاجقه و همکاران نشان دادند عدم توجه به رفتار واقعی دیافراگم منجر به پیدایش خطاهای جدی در نحوه‌ی توزیع نیروهای ناشی از زلزله می‌شود و همچنین تأثیر روش‌های مختلف مقاوم‌سازی سقف در توزیع نیروی زلزله را با یکدیگر مقایسه نمودند [11].

از آن جا که رفتار سقف‌های طاق ضربی شیبدار، به دلیل افزایش نیروهای خارج از صفحه نسبت به سقف‌های افقی بحرانی تر می باشد، بررسی راهکارهای موثر برای بهبود عملکرد این گونه سقف ها امری ضروری است. بهسازی لرزه‌ای سقف‌های طاق ضربی به کمک رویه بتن آرمه می‌تواند بهبود قابل ملاحظه‌ای در عملکرد این سقف‌ها ایجاد نماید. برای بررسی میزان کارایی رویه بتن آرمه، می‌توان از پارامتر ضریب رفتار سازه بهره گرفت. برای انجام این کار، تعداد ۸ ساختمان بنایی در دو حالت سقف شیبدار با و بدون رویه بتن آرمه با چهار مقدار شیب مختلف مدلسازی و نتایج با یکدیگر مقایسه شده و میزان تأثیر رویه بتن بر روی ضریب رفتار سقف‌های شیبدار بررسی شده است.

۳- روش‌های مقاوم سازی سقف طاق ضربی

بطور کلی سه روش برای بهبود عملکرد سقف‌های طاق ضربی موجود است:

- ۱- استفاده از تسمه یا میلگرد به صورت ضربدری (مطابق ضوابط ویرایش سوم استاندارد ۲۸۰۰)
- ۲- ایجاد شبکه فولادی با استفاده از تیرهای فرعی عمود بر تیرهای اصلی [12] مطابق شکل (۲)
- ۳- استفاده از رویه بتن آرمه [12] مطابق شکل (۳)

ایراد اساسی روش دوم، هزینه زیاد و همچنین از بین رفتن نازک کاری سقف است، زیرا سقف بایستی تراشیده شده تا فضای کافی برای تیرهای فرعی ایجاد شود.

لرزه‌ای سازه‌ها از نرم‌افزار تحلیل غیرخطی ANSYS [13] استفاده شده است. مدلسازی شامل چهار سازه بنایی با سقف طاق ضربی با مقادیر زاویه شیب سقف متفاوت تخت، ۱۰، ۱۵ و ۲۰ درجه بوده است. مدل‌های مورد مطالعه با رویه بتن آرمه به ضخامت ۵ cm و شبکه میلگرد با قطر ۱۴ mm به فاصله‌ی ۳۰ cm در دو جهت عمود برهم مدلسازی شده‌اند. پلان سازه‌ها مستطیلی به ابعاد ۷×۵ متر بوده و دارای دیوارهای آجری با ضخامت ۳۰ سانتیمتر و ارتفاع ۳ متر است. دو نمونه از مدل‌های مورد مطالعه و یک نمونه از مدل سقف طاق ضربی شیب‌دار با رویه بتن آرمه در شکل‌های (۴ تا ۶) ارائه شده است.

شکل (۴) نمای رو برو هندسه مدل همراه با شبکه‌بندی

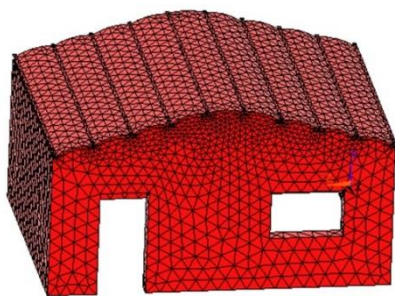


Fig.4. Front view of the modelled structure

شکل (۵) نمای پشت هندسه مدل همراه با شبکه‌بندی

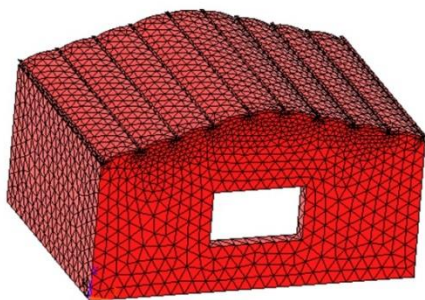


Fig.5. Back view of the modelled structure

شکل (۶) مدل سقف طاق ضربی شیب‌دار با رویه بتن آرمه

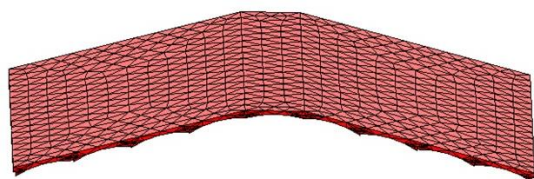


Fig.6. The modelled jack arch slab with concrete layer

شکل (۲) جزئیات روش شبکه تیرهای متقاطع [۱۰]

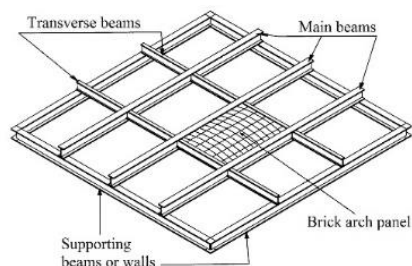


Fig.2. Details of jack arch roof with steel grid[10]

شکل (۳) بهسازی سقف طاق ضربی با رویه بتن آرمه [۱۲]

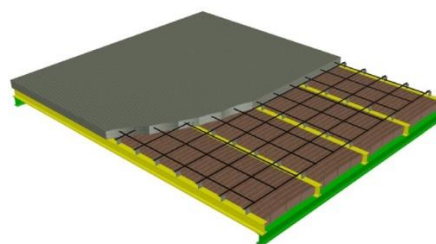


Fig.3. Retrofitting of jack arch roof with concrete layer[12]

در روش سوم (روش مورد استفاده در این پژوهش) پس از برداشتن خاک، سنگ و نخاله موجود روی آجرها، یک شبکه میلگرد ایجاد شده و به تیرهای سقف متصل می‌شود. سپس سقف به ضخامت کمینه ۵ سانتی‌متر بتن‌ریزی می‌شود. نتایج نشان داده استفاده از بتن رویه با ضخامت‌های ۷ و ۹ سانتی‌متر باعث افزایش مقاومت ۱۵٪ تا ۲۰٪ نسبت به ضخامت ۵ سانتی‌متر می‌شود، درحالی که این افزایش ضخامت، برای لایه‌های ۷ و ۹ سانتی‌متری به ترتیب باعث افزایش وزن سقف به مقدار ۲۰٪ و ۴۰٪ خواهد شد [12]. لذا ضخامت ۵ سانتی‌متر به عنوان «ضخامت بهینه» محسوب می‌شود.

۴- مدل‌سازی

در این پژوهش از چهار مدل ساختمان بنایی با و بدون در نظر گرفتن رویه بتنی سقف طاق ضربی (در مجموع ۸ مدل) استفاده شده است. میزان شیب سقف مدل‌های مطالعه شده دارای مقادیر متفاوتی است.

۴-۱- مشخصات مدل‌ها

کلیه ساختمان‌های بنایی مطالعه شده روی خاک نوع ۲ با زلزله‌خیزی زیاد قرار دارند. برای مدلسازی و بررسی رفتار

۲-۴- مدل سازی مصالح و سقف ها

برای مدلسازی مصالح بنایی از رویکرد ماکرو استفاده شده است. بدین صورت که در مدل مورد نظر ترکیب آجر و ملات به صورت یک ماده در نظر گرفته شده است و برای مشخصات مکانیکی این ماده مانند مقاومت فشاری و مدول الاستیسیته این ترکیب، از اعداد مربوط به نتایج آزمایشگاهی ماهر و همکاران [12] استفاده شده است. آجرها و ملات ها به صورت یک ماده همگن معادل فرض می شود. این رویکرد برای تحلیل ساختار مصالح بزرگتر استفاده می شود [14]. خواص مربوط به سقف طاق ضربی از نتایج آزمایش های ماهر و پورفلاح [12] گرفته شده است. مقاومت فشاری دیوار آجری معادل با کران پایین مقاومت فشاری برای مصالح با شرایط متوسط در نظر گرفته شده است و مدول الاستیسیته آن برابر با ۵۵۰ برابر مقاومت فشاری آن منظور شده است (جدول ۱).

منحنی تنش کرنش فولاد به صورت دوخطی تعریف شده است و شیب ناحیه غیرخطی بر اساس ضوابط FEMA-356 [15] برابر با ۰/۰۳ شیب ناحیه خطی لحاظ شده است. مطابق رابطه ۱ مدول گسیختگی بتن (f_r) و مقاومت خردشدگی بتن نیز بر طبق ACI-318 برابر است با [14]:

$$f_r = 0.7 \sqrt{f'_c} \quad (1)$$

برای مدل سازی پروفیل های فولادی از المان Solid 45 و برای طاق ضربی، رویه بتن آرمه و دیوارهای پیرامونی از المان Solid 65 استفاده شده است. لازم به گفتن است که ANSYS از مدل رفتاری Hognestad برای رفتار منحنی تنش-کرنش فشاری بتن (Solid 65) استفاده می نماید [13].

با توجه به چسبندگی خوب بین رویه بتن آرمه و طاق آجری و وجود سطح چسبندگی زیاد امکان جدا شدگی بتن رویه از طاق ضربی و ایجاد لغزش بین رویه بتن آرمه و طاق آجری در بارگذاری اعمال شده بسیار نامحتمل بوده و بنابراین رویه بتنی و طاق ضربی تحت تاثیر بارگذاری جانبی عملکرد یکپارچه ای از خود نشان می دهد. دلیل این امر می تواند به خاطر شباهت یافتن سیستم سقف بهسازی شده با رویه بتن به یک سقف کامپوزیتی فولادی بتنی باشد.

این موضوع در وقوع زلزله های گذشته و پژوهش های آزمایشگاهی نیز اثبات شده است [17]. بنابراین با توجه به تجربه پژوهش های قبلی و زلزله های اخیر و برای افزایش سرعت در تحلیل مدل ها، در مدل سازی در محل اتصال گره های المان های این دو قسمت به صورت مشترک در نظر گرفته شده است.

۳-۴- دیوارهای مصالح بنایی

برای بررسی دقیق رفتار لرزه ای سازه های بنایی، نیاز است که علاوه بر بررسی رفتار سقف طاق ضربی، عملکرد دیوارهای بنایی و موده های شکست آن نیز مطالعه شود. انواع ترک ها در دیوارهای بنایی شامل ترک فشاری، کششی مستقیم، ترک های

جدول (۱) مشخصات مصالح (برحسب MPa)

	Parameter	Value (MPa)
Jack Arch roof	Compressive strength of brick units	13.8
	Compressive strength of clay-gypsum mortar	6
	Tensile (flexural) strength of brickwork	0.25
	Tensile strength of clay-gypsum mortar	0.8
	Compressive strength of brickwork	8.4
	Young's modulus of brickwork	2500
	Poisson's ratio for brickwork	0.2
	Tensile strength of steel beams (IPE120)	240
	Young's modulus of steel beams (IPE120)	20000
	0	
Concrete layer	Compressive strength of concrete	25
	Young's modulus of concrete	23500
	Poisson's ratio of concrete	0.15
	Yield strength of steel reinforcement	400
	Young's modulus of steel reinforcements	21000
Brick Wall	Compressive strength of brick wall	4
	Tensile strength of brick wall	0.07
	Young's modulus of brick wall	2200
	Poisson's ratio of brick wall	0.15

Table 1 – Material properties

شکل (۸) معیار گسیختگی مورد استفاده برای دیوار

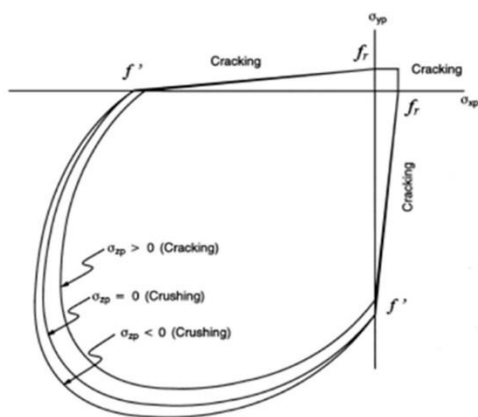


Fig. 8. The utilized failure criteria for masonry walls

شکل (۹) ترک‌های قطری در دوطرف مدل دایر بار بار پوش اور

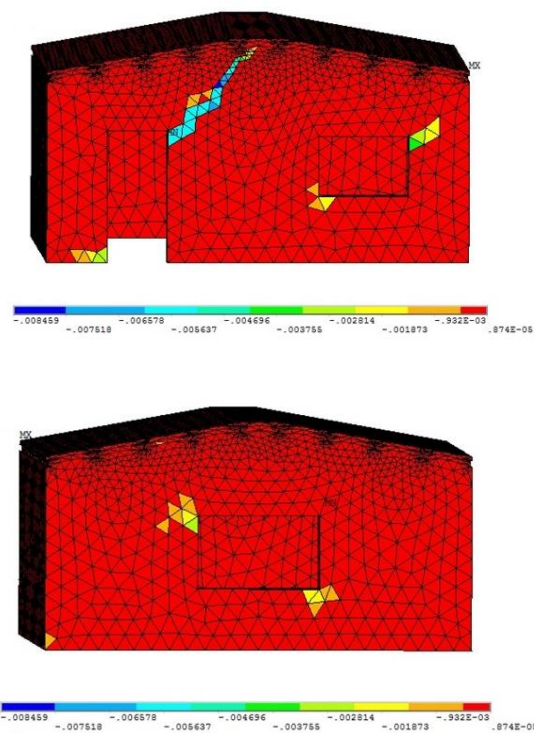


Fig. 9. The diagonal cracks on the back and front view of the model during pushover analysis

۴-۴- درستی آزمایشی مدل‌ها

به منظور درستی آزمایشی، نمونه آزمایشگاهی سقف طاق ضربی [12] (شکل ۱۰) و شرایط بارگذاری اعمال شده بر سقف به وسیله نرم افزار مدل شده (شکل ۱۱) و نتایج مقایسه شده‌اند (شکل ۱۲).

قطری پله‌ای و مستقیم و ترک افقی درز ملات است که در شکل (۷) قابل مشاهده است [18].

شکل (۷) انواع مدهای شکست غالب در دیوارهای بنایی [18]

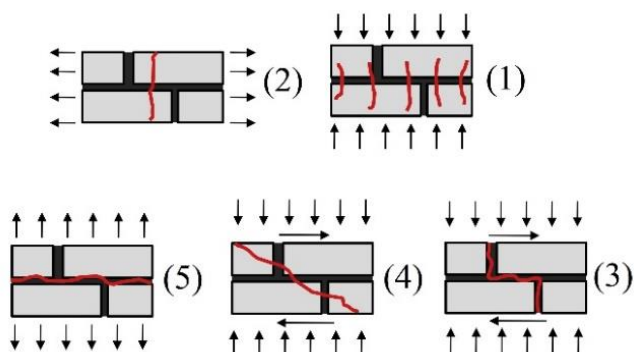


Fig.7. The failure modes associated with masonry walls [18]

مدل ماکروی استفاده شده برای دیوار باید بتواند تمام الگوهای شکست را در نظر بگیرد ضمن آن که الگوی رفتاری آن مانند الگوی رفتاری مصالح ترد باشد. در این پژوهش برای تعریف رابطه تنش و کرنش از مدل اصلاح شده هگنستاد استفاده شده که برای مصالح ترد مناسب است. برای تعیین منحنی ایزوتروپ تنش و کرنش از رابطه ۲ استفاده شده است:

$$E = \frac{f}{\varepsilon} \quad , \quad \varepsilon_0 = \frac{2f'}{E} \quad (2)$$

در این رابطه f میزان تنش در هر کرنش ε و ε_0 معادل کرنش در تنش نهایی f' است که از منحنی اصلاح شده تنش کرنش هگنستاد قابل استخراج است که توانایی پیش بینی گسیختگی بر اساس ترک^۱ و خردشدگی^۲ را دارد. معیار گسیختگی به وسیله دو پارامتر مقاومتی (مقاومت کششی و فشاری تک محوری) از نمودار (۸) به دست می‌آید. با توجه به نوع بارگذاری دیوار که شامل بار مرده سقف در جهت قائم و بار اعمالی در جهت افقی است، بنابراین گسیختگی از نوع ترک قطری محتمل تر بوده که در سازه‌های مدل شده نیز شاهد ترک‌های قطری در اطراف بازشوها هستیم (شکل ۹).

- 1 Cracking
- 2 Crushing

است.

شکل (۱۰) نمونه آزمایشگاهی ماهری و همکاران [۱۲]



Fig. 10. The experimental test by Maheri et al. [12]

شکل (۱۳) مشاهده ترک‌های قطری در دیوار مدل شده بنایی (بر اساس پژوهش‌های مهرابی و همکاران [19])

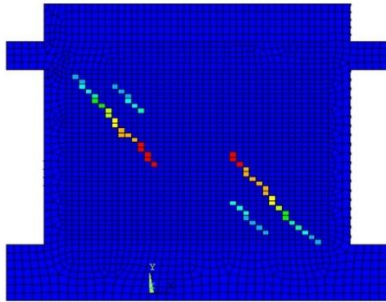


Fig. 13. Diagonal cracks in the modelled masonry wall (Mehrabi et al.[19])

شکل (۱۱) نمونه مدل‌سازی شده سقف طاق ضربی



Fig. 11. The modelled jack arch roof for calibration

شکل (۱۴) درستی آزمایشی دیوار با نتایج مهرابی و همکاران [۲۳]

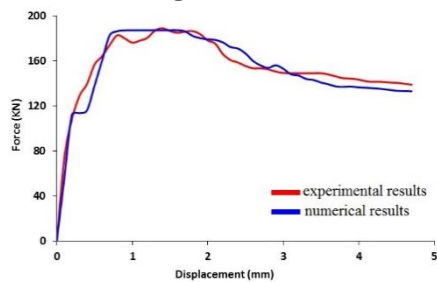


Fig. 14. Comparison of experimental results [23] and analytical results from calibrated model of masonry wall

شکل (۱۲) صحت سنجی سقف با نتایج آزمایشگاهی ماهری و همکاران [۱۲]

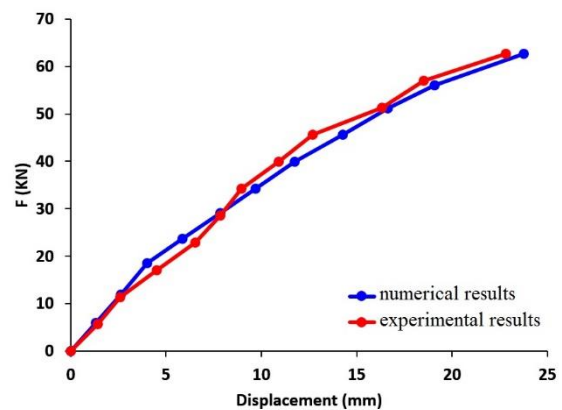


Fig. 12. Comparison of experimental results and analytical results from calibrated model of roof (Maheri et al. [12])

۵- تحلیل مدل‌های مطالعه شده

برای بررسی عملکرد لرزه‌ای سقف‌های طاق ضربی از تحلیل استاتیکی غیرخطی بارافزون^۱ (NSP) استفاده شده است. در این پژوهش، بار جانبی در جهت عمود بر محور تیرهای سقف بوده، الگوی بار جانبی به صورت مثلثی است و جهت تعیین تغییر مکان هدف از دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای سازه‌های موجود و نشریه ۳۶۰ [20] استفاده می‌شود. تغییر مکان هدف سازه نیمه صلب و انعطاف‌پذیر معادل حاصل ضرب تغییر مکان هدف برای سازه با دیافراگم صلب و نسبت حداکثر تغییر مکان هر نقطه‌ای از بام به تغییر مکان مرکز جرم بام خواهد بود [20] در این مقاله برای ارزیابی عملکرد سازه‌ها، می‌توان از تئوری ضریب رفتار یوانگ استفاده نمود که شامل تعیین منحنی

برای بررسی این که مدل اصلاح شده هگنستاد توانایی شبیه سازی رفتار دیوار بنایی را دارد، از نتایج آزمایشگاهی مهرابی و همکاران [19] بهره گرفته شده شکل‌های (۱۳ و ۱۴) که نشان از میزان خطای قابل چشم‌پوشی مدل در شبیه‌سازی رفتار دیوار

۶- نتایج

۶-۱- بررسی صلبیت سقف‌ها

صلبیت سقف‌ها از معیارهای مهم در طراحی سازه‌ها است. ضوابط مربوط به سقف‌های صلب و نیمه‌صلب در استاندارد ۲۸۰۰ [7] ارائه شده است. توزیع نیروهای جانبی در ساختمان‌های با سقف‌های صلب بر اساس نسبت سختی بین اعضای برابر انجام می‌گیرد و در سقف‌های نیمه‌صلب و انعطاف‌پذیر توزیع نیروی جانبی به نسبت سطح بارگیر اعضای برابر انجام می‌گردد. در جدول (۲) وضعیت تغییر شکل دیافراگم‌ها و میزان صلبیت هر یک از سقف‌ها در دو حالت مسلح و ساده ارائه شده است. مطابق ضوابط استاندارد ۲۸۰۰ [7]، متوسط تغییر مکان جانبی نسبی دیوارها با بیشینه تغییر مکان افقی سقف مقایسه شده و میزان افزایش صلبیت پس از بهسازی برای نمونه‌ها ارائه شده است. استفاده از رویه بتنی باعث تغییر رفتار سقف‌ها از حالت نیمه‌صلب به حالت صلب شده است.

جدول (۲) تغییر شکل‌ها و صلبیت دیافراگم‌های مطالعه شده

slope	ordinary roof (semi-rigid)			retrofitted roof (rigid)		
	Δ_d	Δ_w	Δ_d/Δ_w	Δ_d	Δ_w	Δ_d/Δ_w
0"	1.08	1.33	0.81	0.16	1.58	0.1
10"	1.22	1.55	0.79	0.19	1.53	0.12
15"	1.21	1.48	0.81	0.2	1.7	0.12
20"	1.25	1.56	0.8	0.2	1.51	0.13

Table 2 – Rigidity and deflection values for the diaphragms

در این جدول Δ_w و Δ_d به ترتیب بیشینه جابه‌جایی سقف و جابه‌جایی متوسط دیوار پیرامونی است. تغییرات جابه‌جایی افقی بام نیز با افزایش صلبیت سقف در شکل‌های (۱۷ و ۱۸) نشان داده شده است. برای سقف طاق ضربی ساده جابه‌جایی افقی سقف به صورت متقارن می‌باشد و تغییرات جابه‌جایی با حرکت به سمت مرکز سقف افزایش یافته است. میزان متفاوت بازشوهای دیوارهای شمالی و جنوبی باعث ایجاد سختی‌های جانبی با مقادیر مختلف در این دیوارها شده است. در سقف‌های طاق ضربی ساده سختی دیوارها به علت انعطاف‌پذیری سقف تأثیری بر مقادیر جابه‌جایی نقاط مختلف سقف نداشته است. در سقف‌های بهسازی شده با رویه بتنی به

بارافزون سازه و دوخطی سازی آن جهت محاسبه مقاومت افزون و شکل‌پذیری است (شکل ۱۵). برای تعیین ضریب شکل‌پذیری از ضوابط پیشنهادی ناسار-کراوینکلر استفاده می‌شود. برای توضیحات تکمیلی در خصوص این پارامترها، میتوان به مراجع [21,22,23] مراجعه نمود.

شکل (۱۵) منحنی پاسخ پوش آور و منحنی دوخطی شده جهت محاسبه ضریب رفتار R [21]

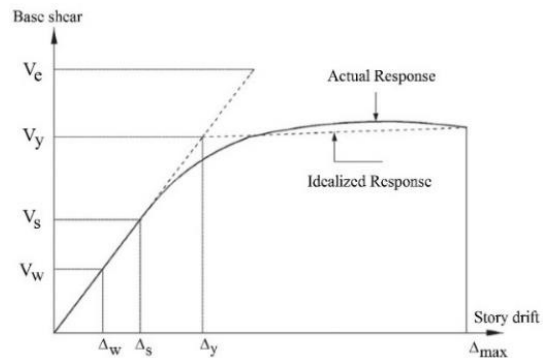


Fig. 15. General pushover curve for obtaining R-factor[21]

شکل (۱۶) پخش بار جانبی بر روی سقف سازه

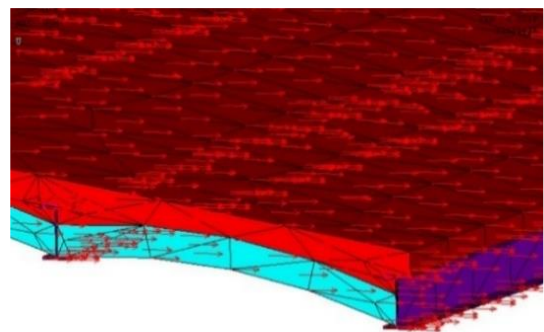


Fig. 16. Distribution of lateral loads on the roof

نکته‌ای که باید به آن توجه نمود، چگونگی اعمال بار جانبی بر سقف انعطاف‌پذیر است. از آنجا که سقف طاق ضربی از نوع انعطاف‌پذیر است اعمال بار به صورت متمرکز و به مرکز جرم سقف باعث افزایش تنش در نقطه اعمال بار شده و خرابی موضعی در آن نقطه می‌شود. پس برای جلوگیری از تمرکز تنش، بار جانبی مورد نظر به صورت گسترده در حجم سقف پراکنده شد. برای این کار بار به تک تک گره‌های سقف اعمال شده است. در شکل (۱۶) چگونگی اعمال بارگذاری به سقف طاق ضربی در نرم افزار Ansys ارائه شده است.

ضربی، افزایش شیب سقفها باعث کاهش سختی اولیه و مقاومت سازه شده، به گونه‌ای که سازه بنایی با سقف تخت بیشترین سختی اولیه و مقاومت را دارد و سازه با شیب سقف ۲۰ درجه کمترین مقدار سختی و مقاومت را داشته است. کلیه مدل‌ها پس از بهسازی افزایش سختی و مقاومت داشته‌اند. با توجه به بارگذاری جانبی در منحنی‌های بارافزون در سازه‌ها، افزایش شیب سقف باعث افزایش نیروهای خارج از صفحه به عناصر بنایی سقف می‌شود، این عناصر در تحمل نیروهای خارج از صفحه ضعیف‌اند، بنابراین جابه‌جایی بیشتری را متحمل می‌شوند که باعث افت سختی و مقاومت سازه شده است. رفتار کلیه مدل‌ها پس از بهسازی تقریباً یکسان بوده و منحنی نیرو- تغییر مکان مدل‌ها پس از اضافه شدن رویه بتن آرمه به سقف به طور تقریبی بر روی یکدیگر منطبق شده‌اند. قبل از بهسازی سقف‌های طاق ضربی سازه دارای جابه‌جایی‌های زیاد است و خرابی در سقف سازه به وقوع می‌پیوندد. بهسازی سقف باعث می‌شود که از مودهای خرابی سقف جلوگیری شده و سازه از ظرفیت دیوارهای اطراف آن بیشتر بهره برد. در این پژوهش، رفتار لرزه‌ای دیوارها در مدلسازی به گونه‌ای لحاظ شده است که امکان انتقال خرابی از سقف به دیوار فراهم شود. پس بهتر است بهسازی سقف- های طاق ضربی همراه با بهسازی دیوارهای باربر پیرامونی انجام گیرد تا بتوان از بیشینه ظرفیت اجزای سازه تحت اثر بارهای جانبی استفاده نمود.

شکل (۱۹) منحنی نیرو- جابه‌جایی مدل‌های با سقف‌های طاق ضربی ساده

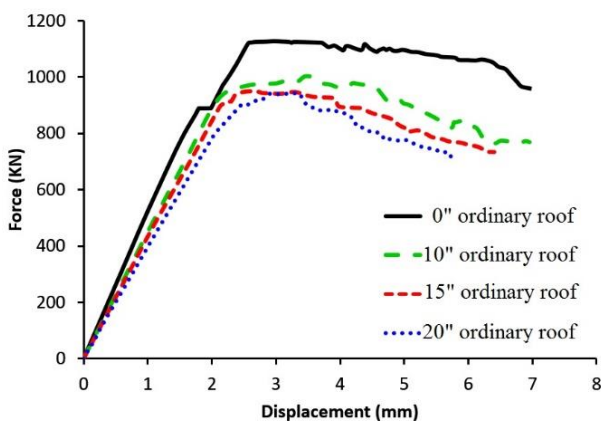


Fig. 19. Force-displacement curves for the ordinary jack arch roofs

علت رفتار صلب و توزیع نیروی جانبی به نسبت سختی بین دیوارها نمودار تغییرات جابه‌جایی سقف متقارن نبوده، در نتیجه استفاده از ضوابط صلبیت برای سقف شیب‌دار طاق ضربی بهسازی شده با رویه بتن آرمه مطابق استاندارد ۲۸۰۰ برقرار است.

شکل (۱۷) تغییرات جابه‌جایی افقی سقف طاق ضربی ساده

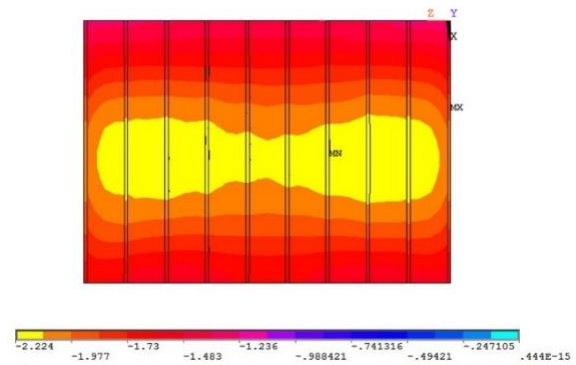


Fig. 17. Lateral displacement of ordinary jack arch roof

شکل (۱۸) تغییرات جابه‌جایی افقی سقف طاق ضربی بهسازی شده با رویه بتن آرمه

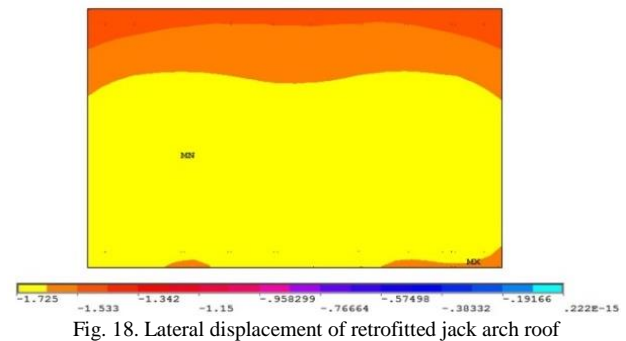


Fig. 18. Lateral displacement of retrofitted jack arch roof

۶-۲- منحنی‌های نیرو-تغییر مکان

بر اساس منحنی‌های نیرو-تغییر شکل سازه می‌توان اطلاعاتی در مورد مشخصات رفتاری سازه شامل سطوح عملکرد، شکل‌پذیری، مقاومت و سختی سازه بدست آورد. برای این منظور، مقادیر مربوط به نیرو- جابه‌جایی هر یک از مدل‌ها در هر گام بارگذاری برای تهیه منحنی نیرو- تغییر مکان مرکز جرم بام سازه ارائه شده است شکل‌های (۱۹ و ۲۰). مدل‌های مطالعه شده تا سطح عملکرد آستانه فروریزش بارگذاری شده‌اند. بر اساس نتایج بدست آمده، قبل از بهسازی سقف‌های طاق

شکل (۲۲) مقاومت مدل‌های اولیه (بهسازی نشده) و بهسازی شده

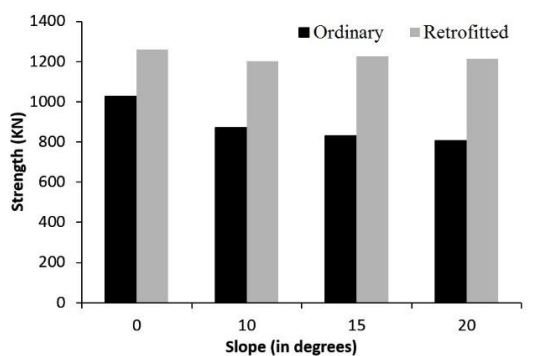


Fig. 22. Comparison of strength for ordinary and retrofitted models

شکل (۲۳) میزان افزایش سختی و مقاومت پس از بهسازی با رویه

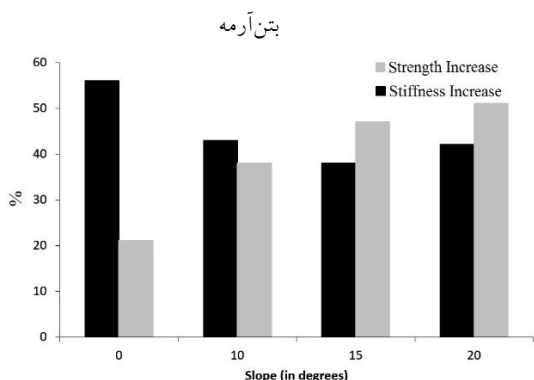


Fig. 23. Comparison of the stiffness and strength for ordinary and retrofitted models

۴-۶- ضریب رفتار

نتایج حاصل از محاسبات ضریب رفتار در جدول (۳) ارائه شده است. شکل‌پذیری یکی از پارامترهای مهم در تعیین مقدار ضریب شکل‌پذیری است که در شکل (۲۴) تغییرات آن ارائه شده است. همان‌گونه که مشاهده می‌شود، شکل‌پذیری در ساختمان‌های بهسازی نشده به طور تقریبی در تمامی مدل‌ها یکسان بوده و مقدار متوسط آن برابر ۳/۳۷ است. در ساختمان‌های بهسازی شده شکل‌پذیری نسبت به ساختمان‌های بهسازی نشده افزایش داشته و مقدار متوسط آن برابر با ۵/۱۳ است که افزایش ۵۰ درصدی از خود نشان می‌دهد. این مقدار کمتر از نتایج پژوهش‌های مرجع [12] است که بیش از ۶۴٪ افزایش در نتایج آزمایشگاهی و همچنین مدل‌سازی کامپیوتری از خود نشان داده است. دلیل این امر می‌تواند به سبب زاویه مایل سقف‌ها و تاثیر نیروی‌های خارج از صفحه روی سقف باشد. مشاهده حاصل از نتایج آزمایشگاهی و همچنین

شکل (۲۰) منحنی نیرو-جابجایی مدل‌های با سقف‌های طاق ضربی

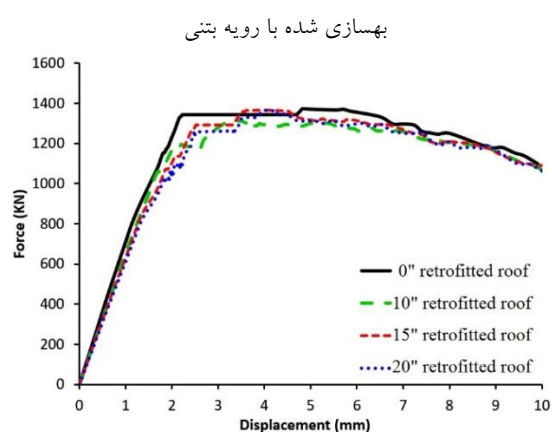


Fig. 20. Force-displacement curves for the retrofitted jack arch roofs

۶-۳- سختی و مقاومت

در این بخش به مقایسه سختی الاستیک اولیه و مقاومت سازه‌های بنایی قبل و بعد از بهسازی با رویه بتن آرمه پرداخته شده است. شکل‌های (۲۱ و ۲۲) بیانگر مقاومت و سختی الاستیک اولیه برای هر دو دسته سازه‌های اولیه و بهسازی شده است. همچنین میزان افزایش سختی و مقاومت نیز به ازای افزودن رویه بتن آرمه بر سقف بر حسب درصد برای این سازه‌ها در شکل (۲۳) ارائه شده است. سختی سازه‌ها با افزایش شیب در هر دو حالت سقف‌های ساده و بهسازی شده کاهش یافته است. مقاومت سازه در سازه‌های با سقف‌های طاق ضربی ساده با افزایش شیب سقف کاهش یافته است. اما در سازه‌های با سقف‌های طاق ضربی بهسازی شده با رویه بتن آرمه میزان مقاومت به طور تقریبی برای شیب‌های مختلف دارای مقادیر یکسانی بوده است. بنابراین با افزایش شیب سقف میزان افزایش مقاومت بیشتر شده است.

شکل (۲۱) سختی مدل‌های اولیه (بهسازی نشده) و بهسازی شده

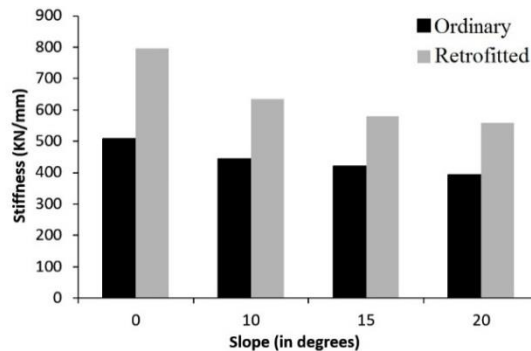


Fig. 21. Comparison of stiffness for ordinary and retrofitted models

شده است. در ساختمان‌های بهسازی نشده، ضریب اضافه مقاومت با افزایش شیب سقف، کاهش می‌یابد. عملکرد سقف در سازه‌های بهسازی نشده، به صورت صلب نیست و در نتیجه با افزایش شیب، وضعیت بحرانی‌تری حاصل می‌گردد و طبیعی است که اضافه مقاومت سقف با بحرانی‌تر شدن شرایط، سیر نزولی داشته باشد. در ساختمان‌های با سقف بهسازی شده با افزایش شیب سقف ساختمان‌ها، ضریب اضافه مقاومت افزایش می‌یابد. با افزایش شیب سقف در ساختمان‌های بهسازی شده با رویه بتن آرمه، نیروهای وارد شده به سقف از حالت درون صفحه به نیروهای خارج صفحه تمایل پیدا می‌نمایند، در نتیجه سقف تحت تنش‌های خمشی قرار می‌گیرد و فولادهای رویه بتن آرمه تحت کشش قرار گرفته و امکان جاری شوندگی فراهم می‌شود. بنابراین افزایش مقاومت افزون در سقف‌های با شیب بیشتر می‌تواند به دلیل سخت‌شدگی میلگردهای رویه بتنی بدست آید. در ساختمان‌های با سقف تخت، وزن رویه بتن باعث کاهش اضافه مقاومت ساختمان بهسازی شده است. هرچه میزان شیب سقف‌های طاق ضریب بیشتر باشد، رویه بتن آرمه بیشتر در معرض نیروی‌های جانبی ناشی از تحلیل بارافزون قرار می‌گیرد و عملکرد ساختمان در برابر نیروهای جانبی بهبود می‌یابد. در غیر این صورت نه تنها رویه بتنی در باربری جانبی، سهم کمتری به خود اختصاص می‌دهد، بلکه آثار افزایش وزن ناشی از آن بر دیوارهای نگهدارنده اطراف سقف، موجب کاهش اضافه مقاومت ساختمان می‌شود. بیشترین میزان افزایش اضافه مقاومت در ساختمان‌های با سقف شیبدار ۲۰ درجه بوده است.

شکل ۲۶- ضریب اضافه مقاومت R_s مدل‌های اولیه (بهسازی نشده) و بهسازی شده

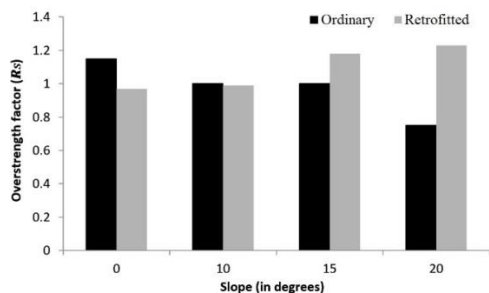


Fig. 26. Overstrength factor R_s for ordinary and retrofitted structures

زلزله‌های گذشته [24] نشان می‌دهد که ایجاد پیوستگی بین تیرچه‌ها و طاق ضریبی می‌تواند از ایجاد دو مود شکستگی غالب در سقف‌های طاقی ضریبی که شامل حرکت آزاد تیرچه‌ها و همچنین جدایی بخشی از طاق نزدیک به دیوار اطراف است، جلوگیری نماید که این نیز موجب بهبود عملکرد سقف و افزایش شکل پذیری آن می‌شود. همچنین نتایج نشان می‌دهد با افزایش شیب سقف در ساختمان‌های بهسازی شده این پارامتر کاهش یافته است (شکل ۲۴).

شکل (۲۴) شکل پذیری μ مدل‌های اولیه (بهسازی نشده) و بهسازی شده

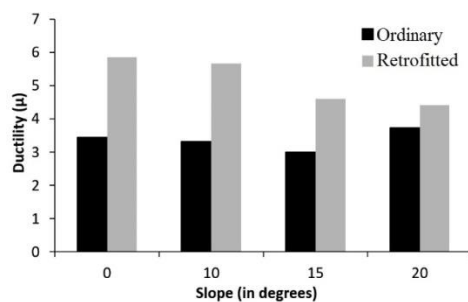


Fig. 24. Ductility parameter μ for ordinary and retrofitted structures

شکل (۲۵) ضریب شکل پذیری R_{μ} مدل‌های اولیه (بهسازی نشده) و بهسازی شده

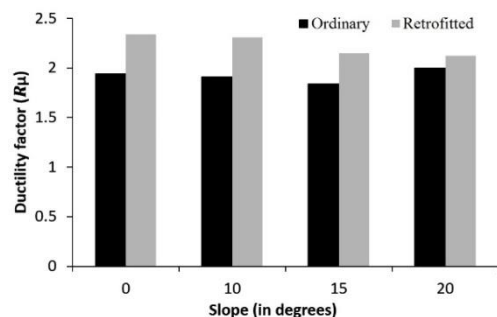


Fig. 25. Ductility reduction parameter R_{μ} for ordinary and retrofitted structures

در مورد ضریب شکل پذیری، از آن جا که علاوه بر پارامتر شکل پذیری، به پارامترهای دیگری مانند میرایی سازه، نوع خاک و هندسه سازه بستگی دارد، مشاهده می‌شود که با بهسازی ساختمان‌ها این ضریب افزایش می‌یابد، همچنین این ضریب در ساختمان‌های بهسازی نشده با تغییر شیب سقف، به طور تقریبی ثابت است، ولی در ساختمان‌های بهسازی شده دارای نرخ تغییرات نزولی است (شکل ۲۵).

در شکل (۲۶) نرخ تغییرات ضریب اضافه مقاومت بر اساس شیب سقف در مدل اولیه (بهسازی نشده) و بهسازی شده ارائه

جدول (۳) پارامترهای ضریب رفتار ساختمان های بنایی

Ordinary Jack Arch roof	F_y (KN)	Δ_{max} (mm)	F_u (KN)	Δ_{max} (mm)	μ	R_μ	R_s	R
0"	1027086	2.013	960011	6.95	3.45	1.94	1.15	2.23
10"	872341	2.09	768518	6.95	3.32	1.91	1	1.91
15"	733525	2.13	832125	6.4	3	1.84	1	1.84
20"	706277	1.54	767170	5.77	3.74	2	0.75	1.5
Retrofitted Jack Arch roof	F_y (KN)	Δ_{max} (mm)	F_u (KN)	Δ_{max} (mm)	μ	R_μ	R_s	R
0"	1096921	1.69	1243557	9.91	5.86	2.34	0.97	2.27
10"	1069984	1.77	1202592	10	5.66	2.31	0.99	2.29
15"	1091998	2.17	1228357	10.01	4.6	2.15	1.18	2.54
20"	1063326	2.27	1213620	10.03	4.41	2.12	1.23	2.61

Table 3 – Response modification factor parameters for the masonry buildings

شکل (۲۸) منحنی بارافزون آزمایش های ماهری [۱۲]

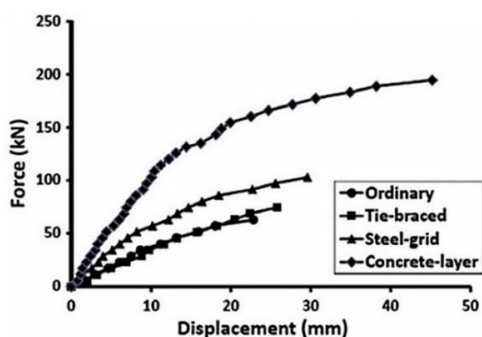


Fig. 28. Pushover results of Maheri's experiments [12]

۵-۶- ارزیابی اقتصادی روش بهسازی با رویه بتن آرمه

برای تحلیل اقتصادی سازه های بررسی شده از فهرست بهای ابنیه ۱۳۹۲ استفاده شده است [25]. محاسبات انجام شده برای برآورد هزینه برای سقف تخت با ابعاد ۷×۵ متر با مساحت ۳۵ مترمربع صورت گرفته است و هزینه بهسازی با سه رویه بتن آرمه، شبکه تیرهای فولادی متقاطع و استفاده از میلگرد ضربدری برآورد شده است (شکل ۲۷). همان گونه که ملاحظه می شود، استفاده از رویه بتن آرمه هزینه کمتری در مقایسه با روش ایجاد شبکه فولادی دارد.

۷- نتیجه گیری

۱- بر اساس ضوابط استاندارد ۲۸۰۰ سقف های طاق ضربی ساده (بهسازی نشده) تخت و شیب دار به عنوان سقف های نیمه صلب و سقف های طاق ضربی بهسازی شده با رویه بتنی صلب است.

۲- با افزایش شیب در سقف های طاق ضربی ساده (بهسازی نشده) کاهش سختی اولیه (الاستیک) و مقاومت ایجاد شده است. بنابراین سقف های طاق ضربی شیب دار بیش از سقف های تخت در معرض آسیب پذیری قرار داشته و در اولویت بهسازی هستند. در مدل های سقف های طاق ضربی بهسازی شده با رویه بتنی سختی و مقاومت افزایش یافته است. در این مدل ها با تغییر شیب، میزان مقاومت تقریباً ثابت بوده اما سختی سازه با افزایش شیب کاهش می یابد.

۳- بهسازی سقف طاق ضربی با رویه بتن آرمه باعث افزایش میزان شکل پذیری سازه های بنایی با سقف طاق ضربی می شود اما با افزایش شیب سقف از میزان افزایش شکل پذیری

شکل (۲۷) مقایسه هزینه مربوط به اجرای شیوه های مختلف

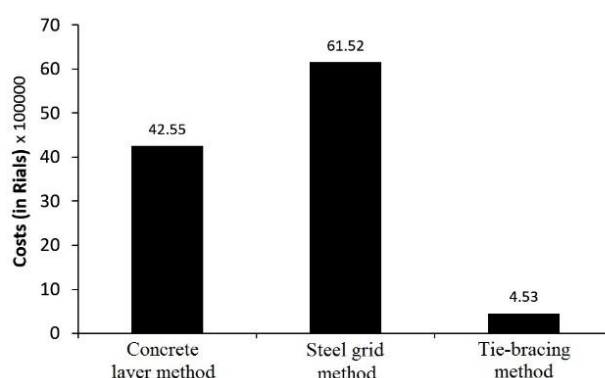


Fig. 27. Retrofitting cost comparison of different methods

بر اساس پژوهش های ماهری [12] شکل (۲۸)، استفاده از روش میلگرد ضربدری کمترین تاثیر را روی منحنی بارافزون سازه داشته است و روش رویه بتن آرمه بیشترین تاثیر را روی منحنی بارافزون سازه دارد. بنابراین نتیجه می گیریم که این روش از نظر اقتصادی مقرون به صرفه است.

- [9] Maheri M. R. & Rahmani H. 2003 Static and seismic design of one-way and two-way jack arch masonry slabs. *Engineering Structures*, **25**(13), 1639-1654.
- [10] Mirjalili A., Shakib H. & Mazroei A. 2009 Studying the Standard 2800 criteria regarding the flexible Jack-arch diaphragms based on experimental models. *In 4th conference on an overview of the Seismic resistant design regulation of buildings (Standard no. 2800)*, Tehran, Iran (in Persian).
- [11] Salajegheh E., Seyfour S. & Mohamadi A. 2010 Evaluation of different retrofitting methods for Jack-arch roofs in masonry buildings. *In International conference on structural lightning and earthquakes*, Tehran, Iran (in Persian).
- [12] Maheri M. R., Pourfallah S., & Azarm R. 2012 Seismic retrofitting methods for the jack arch masonry slabs. *Engineering Structures*, **36**, 49-60.
- [13] ANSYS Manual. Canonsburg, PA 15317, USA: ANSYS INC.; 2007
- [14] Dhanasekar M., Kleeman P. W., & Page A. W. 1985 Biaxial stress-strain relations for brick masonry. *Journal of Structural Engineering*, **111**(5), 1085-1100.
- [15] FEMA-356 2000 Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings, Federal Emergency Management Agency.
- [16] ACI Committee, American Concrete Institute & International Organization for Standardization 2008 Building code requirements for structural concrete (ACI 318-08) and commentary, American Concrete Institute.
- [17] Maheri M. 2007 Retrofitting of Jack arch masonry floors. *In International Symposium on Seismic Risk Reduction*, Bucharest, Romania.
- [18] Ghiassi B., Soltani M., & Tasnimi A. A. 2012 A simplified model for analysis of unreinforced masonry shear walls under combined axial, shear and flexural loading. *Engineering Structures*, **42**, 396-409.
- [19] Mehrabi A. B., Benson Shing P., Schuller M. P. & Noland J. L. 1996 Experimental evaluation of masonry-infilled RC frames. *Journal of Structural engineering*, **122**(3), 228-237.
- [20] Instruction for Seismic Rehabilitation of Existing Buildings no. 360 2014 First Revision, Department of Technical Affairs, Iran (in Persian).
- [21] Uang C. M. 1991 Establishing R (or R_w) and C_d factors for building seismic provisions. *Journal of Structural Engineering*, **117**(1), 19-28.
- [22] Maheri M. R., & Akbari R. 2003 Seismic behaviour factor, R, for steel X-braced and knee-braced RC buildings. *Engineering structures*, **25**(12), 1505-1513.
- [23] Nassar A. A. & Krawinkler H. 1991 Seismic demands for SDOF and MDOF systems (No. 95). John A. Blume Earthquake Engineering Center, Department of Civil Engineering, Stanford University, USA.
- [24] Maheri M. R. 2005 Performance of building roofs in the 2003 Bam, Iran, earthquake. *Earthquake Spectra*, **21**(S1), 411-424.
- [25] Manufacturer's suggested retail price (Building category) 2014, Department of Technical Affairs, Iran (in Persian).

سازه‌های بهسازی شده نسبت به حالت بهسازی نشده آن کاسته می‌شود. همچنین متوسط ضریب شکل پذیری در ساختمان های بهسازی شده برابر با ۲/۲۳ است که در مقایسه با ساختمان های بهسازی نشده، ۱۶٪ بیشتر است.

۴- ضریب رفتار R در سازه‌های بهسازی نشده با افزایش شیب روندی نزولی داشته ولی در سازه‌های بهسازی شده با افزایش شیب سقف، افزایش می‌یابد. به طوری که در ضریب رفتار سازه بهسازی شده و بهسازی نشده با شیب سقف صفر درجه به طور تقریبی برابر بوده اما در سازه‌های با سقف ۲۰ درجه بهسازی شده مقدار ضریب رفتار تقریباً دو برابر این مقدار در حالت بهسازی نشده می‌باشد.

۵- بهسازی با رویه بتن آرمه نسبت به بهسازی با شبکه فولادی هزینه‌ی کمتر و نسبت به بهسازی با تسمه یا میلگرد به صورت ضریب‌ری هزینه بیشتری را شامل می‌شود. اما از نظر میزان بهبود عملکرد لرزه‌ای سیستم، نسبت به دو روش دیگر عملکرد بهتری داشته است.

References

۸- مراجع

- [1] Maheri M. R. 2004 *Seismic design and implementation of Jack-arch roof*. International Institute of Earthquake Engineering and Seismology, Tehran, Iran (in Persian).
- [2] Maheri M. R. 2001 *Principles of Jack-arch ceiling design against static and dynamic forces*. National-Plan Report no. 497, National Scientific Research Council, Tehran, Iran (in Persian).
- [3] Ambraseys N.N. 1963 The Buyin-Zara (Iran) earthquake of September, 1962 a field report. *Bulletin of the Seismological Society of America*, **53**(4), 705-740.
- [4] Razani R. & Lee K. L. 1973 The Engineering Aspects of the Qir, Iran Earthquake of April 10, 1972 in southern Iran, A Report to the National Science Foundation. National Academies.
- [5] Adeli, H. 1982 The sirth (Kerman, Iran) earthquake of 28 July 1981—A field investigation. *bulletin of the seismological society of America*, **72**(3), 841-861.
- [6] Mohajer- Ashjai A. & Nowroozi A. A. 1979 The Tabas Earthquake of September 161978 in east- central IranA preliminary field report, *Geophysical Research Letters*, **6**(9), 689-692.
- [7] Standard No. 2800 2005 Third Edition, Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of Buildings, Building and Housing Research Center, Iran (in Persian).
- [8] Maheri M. R. 2004 Seismic evaluation and design of jack arch slabs. *In 13th world conference on earthquake engineering*, Vancouver, B.C., Canada.

Application of Reinforcement Concrete Layer Method for Retrofit of Slant Jack Arch Roofs in Masonry Buildings

M. Raissi Dehkordi^{1*}, S. Veismoradi², SH. Yousefi³, M. Eghbali⁴

1- Assist. Prof., School of Civil Engineering, Iran University of Science and Technology

2, 3- Graduate Student, School of Civil Engineering, Iran University of Science and Technology

4- Assist. Prof., Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering, University of Zanjan

mraissi@iust.ac.ir*

Abstract:

Jack arch masonry slab, developed in the 19th century in Britain has been used widely in floors and roofs of industrial and residential masonry buildings in many parts of the world. It is still in use in parts of Europe, the Middle East and Indian subcontinent. Taking into account the widespread use of the jack arch flooring and its ease of constructing as compared to the more modern concrete-based slabs, it should be pointed out that such slabs are built in traditional ways and little control is applied to their method of construction.

Collapse of a large number of these composite slabs during past earthquakes pointed out the weakness of this type of flooring to seismic loads. It has also highlighted the need for developing appropriate retrofitting schemes, since a large number of buildings in Iran are roofed with masonry slabs. As an illustration, the statistics have shown that around half of the slabs used in traditional buildings of Iran are jack arch roofs. Due to their poor construction style and lack of appropriate retrofitting, these slabs cannot tolerate high seismic demands and fail to meet the seismic performance required in areas with high seismic activities (especially the slant types which have been widely used in the buildings of northern areas of Iran). Therefore, rehabilitation of these roofs must be considered. One of the effective methods is to add a thin layer of reinforced concrete over the slab. The retrofitting procedure includes three main steps: (1) Removing the top flooring finish, (2) Installing a mesh of reinforcement bars over the slab and (3) Covering the bars with a layer of concrete. To further investigate the seismic behavior of these roofs, response modification factor can be utilized as a well-known seismic parameter.

This study investigates the seismic performance of masonry buildings with slant jack arch slabs retrofitted by the method of adding a layer of reinforced concrete. Two groups of one story masonry buildings with jack arch masonry slabs are designed including roofs with slopes of 0, 10, 15 and 20 degrees with and without concrete layer for roof retrofitting. Static nonlinear (pushover) analysis is carried out. Nonlinear analysis program "ANSYS" is employed for the analyses. The load-displacement curves for both types of models are obtained and variations of strength, ductility factor, stiffness and rigidity of roofs on both types of models are investigated. Response modification factors of two groups are calculated and results are compared. Results show that according to standard No. 2800 criterion, slant jack arch masonry slabs are classified as semi-rigid roofs and by retrofitting them, their rigidity can be enhanced. Also increasing the Slope of roofs inversely affects the Response modification factor (R), strength and elastic stiffness of structure. Finally For the consideration of economic factors, a cost analysis based on the tariffs of the Iranian Management and Programming Organization is carried out on three conventional methods of roof retrofitting (method of adding a concrete layer on the roof, steel grid method and tie-bracing method recommended by standard No. 2800). The obtained results indicate that method of adding a concrete layer is the most cost-effective method for jack arch retrofitting.

Keywords: Masonry Buildings, Jack Arch Roof, Slant Roof, Concrete Layer, Seismic Evaluation