

ارزیابی عملکرد لرزه‌ای قاب‌های بتن مسلح مقاوم‌سازی شده با استفاده از سیستم ژاکت بتنی

میثم امیدعلیزاده^۱، جواد شایان‌فر^۲، مهدی نعمت‌زاده^{۳*}

۱- کارشناس ارشد مهندسی عمران، دانشگاه مازندران

۲- کارشناس ارشد مهندسی عمران، پژوهشکده شهید ستاری شمال کشور، دانشگاه مازندران

۳- دانشیار دانشکده فنی مهندسی، دانشگاه مازندران

* m.nematzadeh@umz.ac.ir

تاریخ دریافت: [۹۶/۳/۱۶]

تاریخ پذیرش: [۹۶/۱۲/۲۷]

چکیده

سازه‌های بتنی طراحی شده بر اساس آیین‌نامه‌های بتنی قدیم عموماً بدون ملاحظات لرزه‌ای موجود در آیین‌نامه‌های جدید طراحی شده‌اند و با توجه به نتایج آزمایشگاهی و مستندات حاصل از زلزله‌های گذشته در اعضای سازه‌های مذکور، اینگونه حاصل می‌شود که چنین سازه‌هایی در برابر زلزله عملکرد لرزه‌ای ضعیفی داشته و آسیب‌پذیر می‌باشند. به منظور مقاوم‌سازی چنین سازه‌هایی باید ارزیابی لرزه‌ای با قابلیت اتکای مناسب صورت گیرد و سپس با شناخت نوع رفتار اعضا (خمشی، خمشی-برشی و برشی)، محل تشکیل مفاصل پلاستیک، نوع شکست و غیره، نقاط ضعف سازه‌ی مورد نظر را شناسایی کرده و با اتخاذ یک روش مقاوم‌سازی مناسب به رفع آن پرداخت. در این مقاله، برای مقاوم‌سازی با سیستم ژاکت بتنی و در نظر گرفتن آثار آن روی رفتار غیرخطی اعضا و متعاقباً سازه‌های بتنی، مدلی غیرخطی ارائه شده است. با درستی آزمایی و هماهنگی مناسب این مدل با نتایج آزمایشگاهی، قابلیت اتکا به مدل پیشنهادی اثبات می‌شود. در انتها، به منظور بررسی عملکرد سازه‌های بتنی قبل و بعد از مقاوم‌سازی با سیستم ژاکت بتنی، یک قاب بتنی طراحی شده توسط آیین‌نامه‌های قدیمی که در آن جزئیات لرزه‌ای در نظر گرفته نشده، توسط سیستم ژاکت بتنی مقاوم‌سازی شده است. پارامترهایی نظیر رابطه‌ی بار-تغییرمکان، عملکرد لرزه‌ای و الگوی خرابی مطابق با نقطه‌ی عملکرد و بیشینه تغییر شکل جانبی قبل و بعد از مقاوم‌سازی مورد بررسی و ارزیابی قرار گرفته است که نتایج حاصل از تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی (پوش‌آور)، تأثیر سیستم مقاوم‌سازی مذکور در بهبود رفتار سازه در تمامی ترم‌های یاد شده را اثبات می‌کنند.

واژگان کلیدی: قاب‌های بتن مسلح، ژاکت بتنی، تحلیل غیرخطی، مقاوم‌سازی لرزه‌ای

۱- مقدمه

عموماً این سازه‌ها بارهای حاصل از نیروهای ثقلی را به خوبی تحمل می‌کنند؛ اما مطالعات و مستندات بدست آمده از زلزله‌های گذشته [1، 2 و 3] نشان می‌دهد که چنین سازه‌هایی تحت بارهای لرزه‌ای، عملکرد لرزه‌ای مناسبی ندارند؛ به عبارت دیگر،

سازه‌های بتن مسلح یکی از سازه‌های پرکاربرد در سراسر جهان است. از دلایل این موضوع می‌توان به سهولت اجرا، هزینه‌ی نسبتاً کم، عایق حرارتی مناسب و غیره اشاره نمود.

این سازه‌ها عملکرد مناسبی در برابر تقاضاهای حاصل از زلزله نخواهند داشت. اما این نکته مهم باید در نظر گرفته شود که قبل از ارائه‌ی آیین‌نامه‌های لرزه‌ای جدید، در سراسر جهان سازه‌های بتنی بسیاری بدون در نظر گرفتن تمهیدات لرزه‌ای موجود در این آیین‌نامه‌ها طراحی و ساخته شده‌اند. برای حصول اطمینان از امنیت لرزه‌ای چنین سازه‌هایی، در ابتدا ارزیابی دقیق رفتار لرزه‌ای سازه و پس از آن در صورت لزوم ارائه‌ی یک راه‌حل مقاوم‌سازی مناسب به منظور بهبود عملکرد لرزه‌ای آن ضروری است. در این خصوص، استفاده از سیستم ژاکت بتنی یکی از روش‌های مقاوم‌سازی مناسب و موثر در سازه‌های بتن مسلح است.

امروزه، به‌منظور بهبود عملکرد لرزه‌ای سازه‌های بتنی موجود و همچنین مقاوم‌سازی سازه‌های آسیب‌دیده در برابر زلزله، تکنیک مقاوم‌سازی با ژاکت بتنی یکی از روش‌های مطلوب به نظر می‌رسد که مورد توجه پژوهشگران قرار گرفته است. با استفاده از این سیستم مقاوم‌سازی، ظرفیت اعضا در ترم‌های مقاومت و شکل‌پذیری قابل بهبود است [1، 2 و 5]. به‌منظور بررسی مناسب و جامع سیستم مقاوم‌سازی مزبور، مطالعات صورت گرفته موجود در مقالات فنی در دو گروه بررسی می‌شوند: الف) مطالعات آزمایشگاهی، ب) مطالعات تحلیلی.

در گروه مطالعات آزمایشگاهی، ارسوی و همکاران¹ [6] آزمایشی به منظور ارزیابی اثر مقاوم‌سازی با ژاکت بتنی بر روی ستون انجام دادند. نتایج نشان داد که نمونه‌ی تعمیر و تقویت شده توسط ژاکت بتنی می‌تواند در زیر هر دو بارگذاری رفت و برگشتی و یکنواخت به خوبی عمل کند. رودریگز و پارک² [3] آزمایشی برای بررسی رفتار غیرخطی ستون‌ها در قبل و بعد از مقاوم‌سازی با ژاکت بتنی انجام دادند. نتایج نشان داد که روش مقاوم‌سازی مذکور به طور قابل توجهی قابلیت بهبود سختی اولیه، شکل‌پذیری و مقاومت ستون‌های بتنی را دارا می‌باشد. آلتون³ [7] آزمایشی روی تیرهای بتن مسلح انجام داد تا بررسی

کند که مقاوم‌سازی با ژاکت بتنی روی تیری که تا حد زیادی آسیب دیده است چقدر می‌تواند رفتاری نزدیک به همان تیر مقاوم‌سازی نشده قبل از آسیب‌دیدگی داشته باشد. نتایج آزمایش مزبور نشان داد که رفتار نمونه‌های مقاوم‌سازی شده نزدیک به رفتار تیرهای اولیه است. تحسیری و همکاران⁴ [5] نتایج حاصل از مقایسه‌ی مقاوم‌سازی تیرهای بتن مسلح با استفاده از مصالح FRP و ژاکت بتنی با یکدیگر را مورد مطالعه قرار دادند. تشکیل ترک اول، جداشدگی FRP و شروع خرد شدن بتن با هم مقایسه و بحث شد و رابطه‌ی بار-تغییرمکان، حالات شکست و الگوهای انتشار ترک به طور گسترده مورد مطالعه قرار گرفت. آزمایش‌ها نشان دادند که تیرهای تقویت شده با سیستم ژاکت بتنی، شکست خمشی مشابه تیرهای مرجع را ارائه می‌دهند. سیستم ژاکت بتنی اعمال شده و همچنین می‌تواند شکل‌پذیری را بهبود بخشد در حالی که رویکرد مقاوم‌سازی با ورق‌های طولی FRP نمی‌تواند شکل‌پذیری کافی را فراهم نماید. بنابراین، ژاکت بتن‌آرمه را می‌توان در مناطق لرزه‌خیز به عنوان جایگزینی برای روش FRP استفاده کرد.

در گروه مطالعات تحلیلی، ترمو و همکاران⁵ [8] تحت بارگذاری رفت و برگشتی پاسخ ستون‌های بتن مسلح مقاوم‌سازی شده با ژاکت بتنی را مورد بررسی و ارزیابی قرار دادند و الگوریتمی محاسباتی برای پیش‌بینی پاسخ خمشی در ترم‌های مقاومت و شکل‌پذیری با توجه به لغزش در سطح مشترک بتن‌ها را پیشنهاد کردند. برای بررسی اثر محصورشدگی ژاکت بتنی و نیز اثرات کماتر آرماتورهای طولی روی رفتار ستون‌های بتن مسلح، کمپیون و همکاران⁶ [9] رفتار ستون‌های مقاوم‌سازی شده با ژاکت بتنی را تحت ترکیبی از بارهای محوری و لنگر خمشی مورد مطالعه قرار دادند و همچنین مدلی نیز به منظور تحلیل مقطع عضو مقاوم‌سازی شده پیشنهاد کردند. تمرکز این پژوهش روی اثر ژاکت بتنی بر هسته‌ی بتن و رفتار آرماتورهای فشاری با در نظر گرفتن اثر کماتر بود، اما برخی از جنبه‌های دیگر یعنی انقباض، خزش و چسبندگی در سطح

4 Tahsiri et al.

5 Thermou

6 Campione et al.

1 Ersoy et al.

2 Rodriguez and Park

3 Altun

مشترک بتن قدیم و جدید در نظر گرفته نشده‌اند. مینافو^۱ [10] مدلی کاربردی به منظور محاسبه‌ی رفتار غیرخطی ستون‌های مقاوم‌سازی شده با ژاکت بتنی تحت ترکیبی از بار محوری و لنگر خمشی ارائه داد که در آن پارامترهای بلوک تنش ناشی از محصورشدگی در نظر گرفته شد.

در این مقاله، مدلی تحلیلی که در آن آثار کمانش آرماتورهای طولی و محصورشدگی آرماتورهای داخلی و خارجی در نظر گرفته شده است، پیشنهاد شد. اثر مقاوم‌سازی ستون‌های بتن مسلح با استفاده از سیستم ژاکت بتنی روی رفتار سازه در ترم‌های عملکرد لرزه‌ای و الگوی تشکیل مفاصل پلاستیک مطابق با نقطه‌ی عملکرد و حداکثر تغییرشکل جانبی بررسی شده است.

۲-۱- مدل‌سازی اعضای بتنی قبل از مقاوم‌سازی

در این بخش، چگونگی محاسبه ویژگی‌های غیرخطی مفاصل پلاستیک قبل از مقاوم‌سازی با سیستم ژاکت بتنی ارائه می‌شود. در این مطالعه، مدل تنش-کرنش پیشنهادی توسط مندر و همکاران [11] به منظور تعریف ویژگی‌های بتن محصورنشده و بتن محصورشده با آرماتورهای عرضی استفاده شده است. برای آرماتورهای طولی و عرضی در اعضای سازه‌های بتن مسلح، رابطه تنش-کرنش فولاد با توجه به آثار سخت‌شدگی مجدد لحاظ شده است. هنگامیکه ویژگی‌های مصالح تعیین شدند، رابطه‌ی لنگر-انحنای اعضا بر اساس تحلیل فایبر مقطع قابل تعیین است. با تبدیل رابطه‌ی لنگر-انحنای بدست آمده به رابطه‌ی لنگر-چرخش می‌توان ویژگی‌های مفاصل پلاستیک را تعیین نمود. چرخش عضو بتنی مطابق با هر سطحی از انحنای φ_i ، بر اساس روش لنگر سطح قابل تعیین است [12]. با فرض اینکه رفتار تیرها یا ستون‌ها در سازه به صورت عضوی یک سر آزاد و یک سر گیردار باشد، دوران عضو بتنی در هر سطح انحنای (θ_i) به صورت زیر قابل محاسبه است:

$$\theta_i = \frac{\varphi_i L_{eff}}{2} \quad \varphi_i < \varphi_y \quad (1)$$

$$\theta_i = \frac{\varphi_y L_{eff}}{2} + (\varphi_i - \varphi_y) L_p \quad \varphi_i \geq \varphi_y \quad (2)$$

که در آن:

$$L_{eff} = L + L_{sp} \quad (3)$$

$$L_{sp} = 0.022 f_s d_b \quad f_s \leq f_y \quad (4)$$

$$L_p = 0.08 L + L_{sp} \quad (5)$$

φ_y انحنای تسلیم در مقطع عضو را بیان می‌کند. d_b و f_y به ترتیب قطر و تنش تسلیم آرماتور کششی مقطع است. L_{sp} معادل با طول کرنش نفوذی و L_p طول مفصل پلاستیک عضو بوده که توسط رابطه‌ی پیشنهادی توسط پرستلی و همکاران^۲ [12] قابل محاسبه است. L فاصله‌ی بین لنگر حداکثر و صفر در تیرها یا ستون‌ها است. عموماً برای سادگی، L برابر با نصف طول دهانه محاسبه می‌شود اما در این مطالعه بر اساس توزیع لنگر در سطح سازه، L با استفاده از تحلیل پوش‌آور اولیه محاسبه شده است. با توجه به شکل (۱) و همچنین با توجه به روابط (۱ تا ۵)، همان‌طور که مشاهده می‌شود با فرض نصف طول دهانه برای L ، نتایج وابسته به آن به درستی قابل تعیین نیست. در سازه‌ها تحت بار لرزه‌ای، حداکثر لنگر در انتهای عضو اتفاق می‌افتد. اما از طرف دیگر، بر اساس رویکرد مفاصل گسسته، در فاصله‌ی $0.5 L_p$ از وجه اتصال انتهای عضو، رفتار پلاستیک تعریف شده است. برای اینکه مفصل پلاستیک رفتار مناسب‌تری از عضو را شبیه‌سازی کند ضریب اصلاح α به مقادیر لنگر حاصل از تحلیل لنگر-انحنای اختصاص داده شده است که به صورت زیر قابل محاسبه است (شکل ۱).

$$\alpha = 1 - \frac{L_p}{2L} \quad (6)$$

بنابراین با استفاده از ضریب مزبور، هنگامیکه لنگر در انتهای عضو به مقدار لنگر تسلیم (M_y) می‌رسد، مفصل پلاستیک که در نقطه‌ای به فاصله‌ی $0.5 L_p$ با یک فنر چرخشی مدل شده است، رفتار پلاستیک از خود نشان می‌دهد و هنگامیکه لنگر به بیشینه مقدار خود (M_u) در انتهای عضو برسد چرخش پلاستیک در فنر چرخشی به مقدار θ_p می‌رسد. با توجه به بحث فوق، می‌توان ذکر کرد که مفصل پلاستیک در حالت اصلاح شده، رابطه‌ی لنگر-چرخش بدست آمده از تحلیل لنگر-

بیرونی
۴- هسته‌ی مقطع قدیم محصورشده توسط آرماتورهای عرضی
بیرونی و درونی

شکل (۲) نواحی مقطع عضو مقاوم‌سازی شده با سیستم ژاکت بتنی

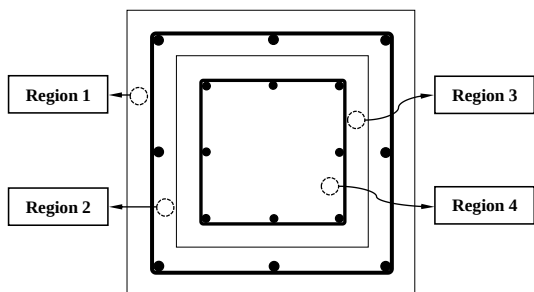


Fig. 2. The region of the section retrofitted by concrete jacket system

در این مطالعه، ویژگی‌های تنش-کرنش بتن در ناحیه‌ی ۱ و سایر نواحی به ترتیب بر اساس مدل بتن غیرمحصور [11] و مدل بتن محصور [13] محاسبه شده است.

۳- شرایط نهایی

در این بخش، معیارهای مختلف که در تعریف شرایط نهایی تحلیل مقطع در نظر گرفته شده، توضیح داده می‌شود. در مقاله‌ی حاضر، شرایط نهایی بر اساس یکی از معیارهای زیر قابل تعریف می‌باشد.

۱- کرنش بتن در مناطق محصورشده بیش از کرنش فشاری بتن نهایی باشد؛

۲- کرنش کششی در آرماتور طولی بیش از کرنش نهایی فولاد باشد؛

۳- هنگامیکه کاهش ۲۰ درصدی در ظرفیت خمشی اعضا رخ دهد؛

۴- هنگامیکه چرخش پلاستیک عضو از چرخش پلاستیک مطابق با شروع سازوکار کماتش در آرماتورهای طولی (θ_{p_bb}) تجاوز نماید.

بر اساس مراجع [14 و 15]، چرخش پلاستیک در محدوده کماتش آرماتورهای طولی (θ_{p_bb}) به صورت زیر قابل تعیین می‌باشد (با اصلاح جزئی به منظور توسعه‌ی مدل بری و ابرهارد [14] تا برای عضوهای بتن مسلح مقاوم شده با ژاکت بتنی تطبیق یابد):

انحنای در سطح عضو را به درستی در سطح سازه شبیه‌سازی می‌کند. در صورتی که ضریب α مطابق با فرضیات مطالعات گذشته برابر ۱ باشد، امکان دارد مفصل پلاستیک اختصاص داده شده به عضو به سمت نتایج گمراه کننده میل کند.

شکل ۱. محل قرارگیری مفاصل پلاستیک

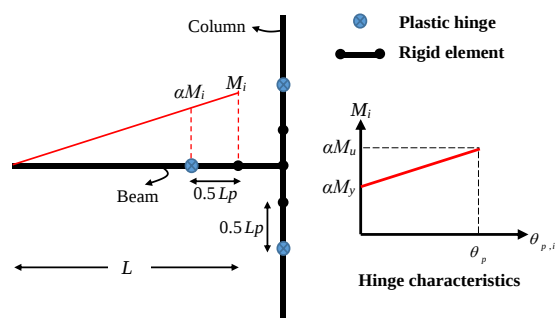


Fig. 1. The location of plastic hinges

در حین بارگذاری لرزه‌ای، سختی خمشی اولیه اعضای خمشی کاهش می‌یابد؛ بنابراین در تحلیل غیرخطی اعضای بتنی، سختی خمشی مؤثر در سراسر عضو باید استفاده شود (ضریب ترک‌خوردگی) که به صورت زیر می‌تواند محاسبه شود:

$$E_c I_{eff} = \frac{M_y}{\phi_y} \quad (V)$$

در E_c ، M_y و I_{eff} به ترتیب لنگر تسلیم، مدول الاستیسیته‌ی بتن و ممان اینرسی مؤثر مقطع عضو است. بنابراین با استفاده از روند بالا، رفتار غیرخطی عضو بتنی می‌تواند تعیین شود.

۲-۲- مدل‌سازی اعضای بتنی بعد از مقاوم‌سازی

در این بخش، چگونگی محاسبه‌ی ویژگی‌های غیرخطی مفاصل پلاستیک بعد از مقاوم‌سازی با سیستم ژاکت بتنی ارائه خواهد شد. همانطور که گفته شد، رفتار غیرخطی یک عضو بتنی از طریق تحلیل لنگر-انحنا و متعاقباً تبدیل آن به لنگر-دوران قابل تعیین و ارزیابی است، بنابراین به منظور انجام چنین تحلیلی روی عضو بتنی مقاوم‌سازی شده، تعریف ویژگی‌های مصالح آن اولویت می‌یابد. بتن در مقطع عضو مقاوم شده با سیستم ژاکت بتنی به ۴ ناحیه قابل تقسیم است (شکل ۲):

۱- پوشش بتنی در لایه‌ی جدید

۲- ناحیه‌ی محصورشده توسط آرماتورهای عرضی بیرونی

۳- پوشش مقطع قدیم محصورشده توسط آرماتورهای عرضی

آزمایش شده توسط ارسوی و همکاران [6] با نتایج بدست آمده از مدل تحلیلی پیشنهادی مقایسه شد. همانطور که دیده می‌شود، مدل پیشنهادی برای پیشبینی نتایج حاصل از تحلیل لنگر-انحنا، در ترم‌های ظرفیت خمشی، انحنا و سختی اولیه، هماهنگی مناسبی با نتایج آزمایشگاهی دارد. در شکل (۴)، روابط بار جانبی-تغییر مکان گزارش شده توسط بوزیاس و همکاران [16] با نتایج بدست آمده از تحلیل غیرخطی با استفاده از مدل پیشنهادی مقایسه شده‌اند. به طور کلی، با توجه به نمونه‌های شبیه‌سازی شده، می‌توان گفت که مدل پیشنهادی، نتایج آزمایشگاهی را در ترم‌های مقاومت، شکل‌پذیری و سختی اولیه به صورت قابل قبولی پیشبینی می‌کند.

شکل ۳. مقایسه‌ی نتایج حاصل از آزمایشگاه [6] و مدل پیشنهادی

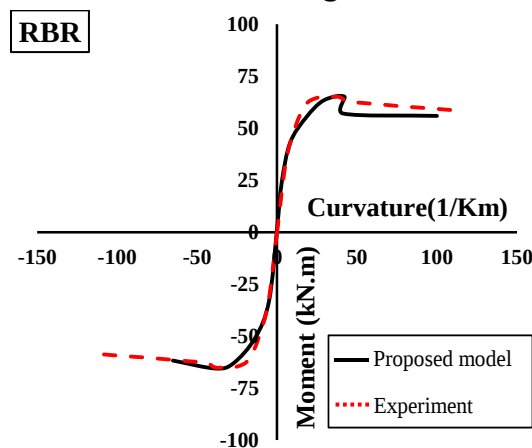
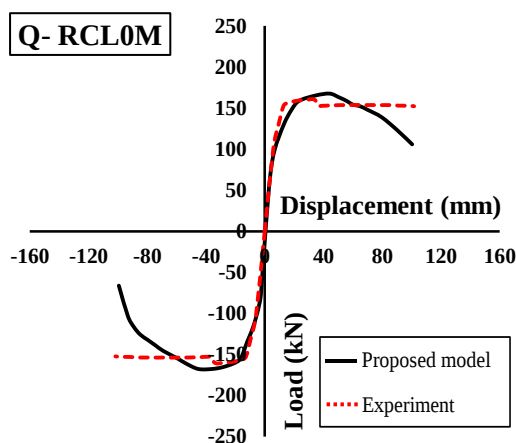


Fig. 3. Comparison of the results obtained from the experiment [6] and the proposed model

شکل ۴. مقایسه‌ی نتایج حاصل از آزمایشگاه [16] و مدل پیشنهادی



$$\theta_{p_bb} = C_0 (1 + C_1 \rho_{eff,e}) \times \left(1 + C_2 \frac{N}{A_g f'_c} \right)^{-1} \times \left(1 + C_3 \frac{L}{h_e} + C_4 \frac{f_{y,e} d_{b,e}}{h_e} \right) \quad (V)$$

که در آن A_g مساحت کل مقطع، h_e ارتفاع کل مقطع، $f_{y,e}$ تنش جاری شدن آرماتورهای طولی ژاکت بتنی، $d_{b,e}$ قطر آرماتور طولی کششی در ژاکت بتنی، ضرایب C_0, C_1, C_2, C_3 و C_4 به ترتیب معادل با $0.019, 1/65, 1/797, 0.012$ و 0.072 در نظر گرفته شدند و N بار محوری اعمال شده روی عضو بتن مسلح مقاوم شده با ژاکت بتنی است. $\rho_{eff,e}$ نسبت محصورشدگی موثر و $\overline{f'_c}$ مقاومت فشاری معادل بتن مقطع مقاوم‌سازی شده به صورت زیر محاسبه می‌شود:

$$\rho_{eff,e} = \frac{f_{ys,e}}{f'_{c,e}} \rho_{s,e} \quad (8)$$

$$\overline{f'_c} = f'_{c,i} \frac{b_i h_i}{b_e h_e} + f'_{c,e} \left(1 - \frac{b_i h_i}{b_e h_e} \right) \quad (9)$$

$\rho_{s,e}$ در روابط فوق نشان دهنده‌ی نسبت حجمی آرماتورهای عرضی ژاکت بتنی و همچنین $f'_{c,i}$ و $f'_{c,e}$ به ترتیب بیشینه مقاومت فشاری بتن قدیم و جدید غیرمحصور است.

۴- درستی آزمایشی مدل پیشنهاد شده برای بررسی رفتار غیرخطی ستون‌های مقاوم‌سازی شده

در این بخش، به منظور ارزیابی دقت مدل پیشنهادی، نتایج حاصل از تحلیل غیرخطی با استفاده از مدل پیشنهادی، با نتایج گزارش شده از آزمایش‌های صورت گرفته توسط ارسوی و همکاران [6] و بوزیاس و همکاران [16]^۲ مقایسه می‌شوند. جزییات ستون‌های آزمایش شده در مراجع [6] و [16] قابل دسترس است. در شکل (۳)، رابطه‌ی لنگر-انحنا نمونه‌ی

1 Ersoy et al.

2 Bousias et al.

اعضای قاب‌های A و B برابر با ۸ میلی‌متر در نظر گرفته شده است. لازم به ذکر می‌باشد که در طراحی لرزه‌ای قاب، ضریب برش پایه با در نظر گرفتن شتاب مبنای طرح $0.3g$ (بیان‌کننده‌ی پهنه با خطر نسبی زیاد) و خاک نوع سه، محاسبه شده است. همچنین بار مرده و زنده طراحی معادل با ۳۰ و ۱۰ کیلونیوتن بر متر فرض شده است.

شکل ۵. هندسه‌ی قاب A و B

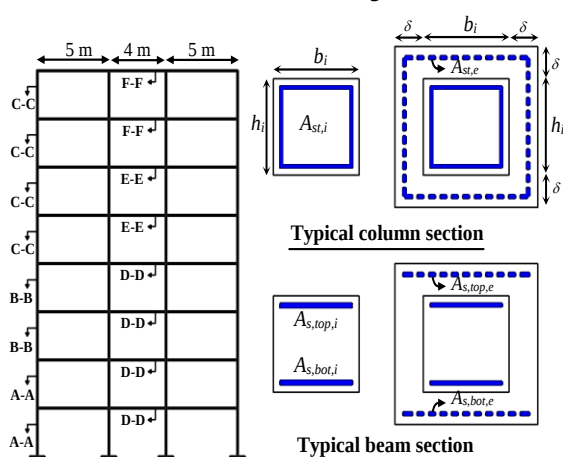


Fig. 5. Geometry of frames A and B

جدول ۱. جزئیات آرماتورها در مقطع و در طول اعضا در قاب A و B

Section	A-A	B-B	C-C	D-D	E-E	F-F
b_i	600 ^a	600	500	500	500	500
h_i	600	600	500	500	500	500
$A_{st,i}$	16 ϕ 25	16 ϕ 18	16 ϕ 16	-	-	-
$A_{s,top,i}$	-	-	-	4 ϕ 25	4 ϕ 22	3 ϕ 18
$A_{s,bot,i}$	-	-	-	6 ϕ 25	6 ϕ 22	6 ϕ 18
$A_{st,e}$	12 ϕ 22	12 ϕ 22	12 ϕ 22	-	-	-
$A_{s,top,e}$	-	-	-	4 ϕ 22	4 ϕ 22	4 ϕ 22
$A_{s,bot,e}$	-	-	-	4 ϕ 22	4 ϕ 22	4 ϕ 22
$^b S_a$	200	200	200	200	200	200
$^c S_b$	100	100	100	100	100	100

a: All dimensions are in millimeters

b: The distance between the internal transverse reinforcements

Table 1. Details of bars in the members of frames A and B

۵-۲- تحلیل غیرخطی قاب‌ها قبل و بعد از مقاوم‌سازی

در این بخش نتایج حاصل از تحلیل غیرخطی پوش‌آور روی قاب A و B مورد بررسی و تحقیق قرار گرفته است. تحلیل غیرخطی قاب‌های مذکور با استفاده از نرم‌افزار SAP2000 [17] و ویرایش v18.2.0 صورت گرفته است. نرم‌افزار است که جهت تحلیل دینامیکی و استاتیکی سازه‌ها مورد استفاده قرار می‌گیرد و یکی از قدرتمندترین نرم‌افزارهای

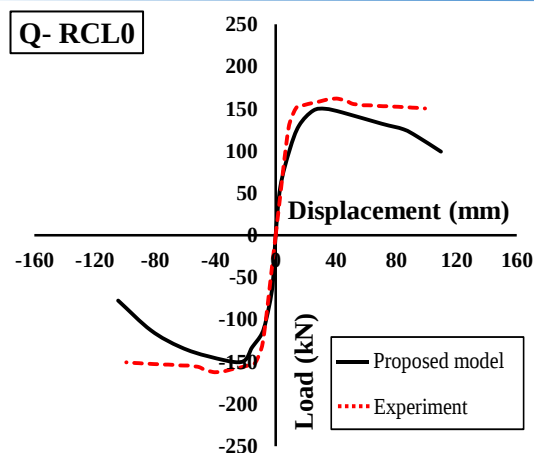


Fig. 4. Comparison of the results obtained from the experiment [16] and the proposed model

۵-۳- بررسی رفتار لرزه‌ای سازه‌های بتنی قبل و بعد از مقاوم‌سازی

حال با توجه به مدل تحلیلی ارائه شده، می‌توان به ارزیابی عملکرد لرزه‌ای قاب‌های بتن مسلح مقاوم‌سازی شده با استفاده از سیستم ژاکت بتنی پرداخت.

۵-۱- مشخصات سازه‌ی مورد بررسی

سازه در نظر گرفته شده در این مطالعه، قاب خمشی بتنی ۸ طبقه - ۳ دهانه است. در این مطالعه، قاب بتن مسلح قبل و بعد از مقاوم‌سازی به ترتیب به نام قاب A و B نامگذاری شده‌اند. از آنجایی که تمرکز این مطالعه روی ارزیابی رفتار عملکردی سازه‌های بتن مسلح مقاوم‌شده توسط ژاکت بتنی است، فرض شده است که آثار تنش پیوستگی در سطح مشترک بین بتن قدیم و جدید در مقطع تیرها و ستون‌های مقاوم شده به علت تعبیه‌ی برشگیرهای مناسب قابل چشم‌پوشی است. هندسه و جزئیات آرماتورهای طولی در مقطع اعضای قاب‌ها به ترتیب در شکل (۵) و جدول (۱) نشان داده می‌شوند. در قاب B سیستم ژاکت بتنی به صورت پیوسته در تیرها و ستون‌های تمام طبقات به غیر از طبقات ۷ و ۸ اجرا شده است. ضخامت ژاکت بتنی برای اعضای مقاوم‌سازی شده ۷۵ میلی‌متر است. مقاومت فشاری بتن قدیم و جدید در مقاطع اعضا به ترتیب ۲۰ و ۳۰ مگاپاسکال در نظر گرفته شده است. مقاومت تسلیم و نهایی آرماتورها نیز به ترتیب ۴۲۰ و ۶۲۰ مگاپاسکال و نیز قطر آرماتورهای عرضی در

شکل ۶. رفتار غیرخطی قاب A و B در ترم عملکرد لرزه‌ای

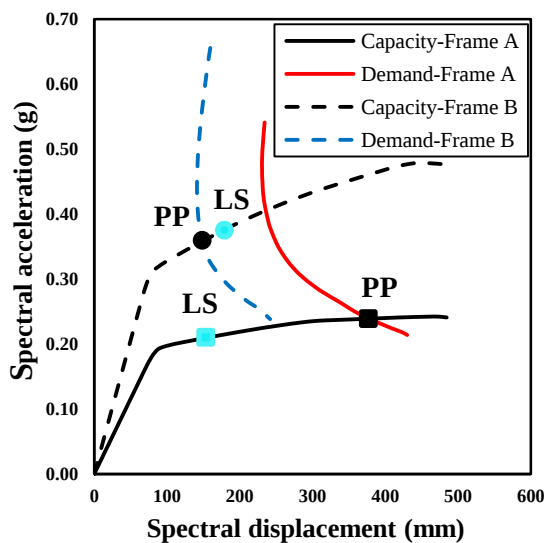


Fig. 6. Nonlinear behaviour of frames A and B in terms of seismic performance

شکل ۷. الگوی تشکیل مفاصل پلاستیک مطابق با نقطه‌ی عملکرد الف)

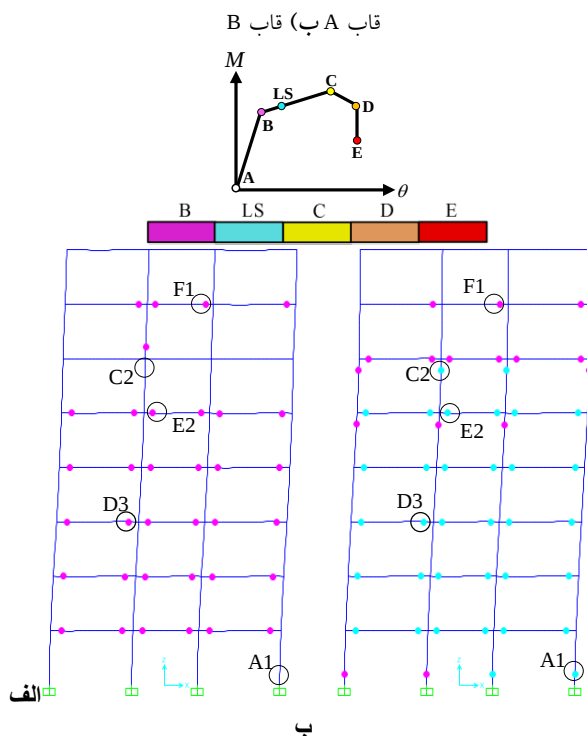


Fig. 7. Pattern of formation of the plastic hinges corresponding to the performance point

شکل (۸) الگوی تشکیل خرابی مطابق با بیشینه تغییرشکل جانبی در قاب‌های A و B را با هم مقایسه می‌کند. همانطور که مشاهده می‌شود، در قاب A نسبت به قاب B در ستون‌های پای سازه، مفاصل پلاستیک (غیر از ستون سمت چپ) تنها جاری

مدلسازی، تحلیل و طراحی انواع مختلف سازه‌های ساختمانی و غیرساختمانی محسوب می‌شود. در مقاله‌ی حاضر، بعد از تعریف و اختصاص مفاصل پلاستیک به اعضای سازه، قاب‌های A و B در این نرم‌افزار تحلیل غیرخطی می‌شوند. همچنین قابل ذکر که بار جانبی وارد شده به قاب‌ها در نرم افزار SAP2000 به صورت بار مثالی تعریف شده است. در ادامه نتایج تحلیل‌های غیرخطی در ترم رفتار عملکردی مورد بحث و بررسی قرار می‌گیرد. لازم به ذکر است که چرخش مطابق با معیار LS^۱ بر اساس آیین‌نامه FEMA-356 [18] تعریف شده است.

در شکل (۶) رفتارهای غیرخطی قاب A و B در ترم عملکرد لرزه‌ای مقایسه شده‌اند (PP نمایانگر نقطه‌ی عملکرد است). همانطور که ملاحظه می‌شود، نقطه‌ی عملکرد قاب A بعد از سطح LS اتفاق می‌افتد. در این تراز، اجزای سازه‌ای و غیرسازه‌ای با خرابی متوسط روبرو خواهند شد. سختی جانبی سازه و توانایی حمل بارهای جانبی اضافی کاهش می‌یابد. امکان دارد بتوان سازه را با تعمیر اساسی به سطح عملکرد مناسب رساند ولی چنین کاری چندان اقتصادی نمی‌باشد. بنابراین مقاوم‌سازی قاب‌ها به منظور بهبود عملکرد لرزه‌ای و رساندن آنها به سطح عملکرد مناسب اجتناب ناپذیر است. در قاب B که توسط سیستم ژاکت بتنی مقاوم‌سازی شده است، نقطه‌ی عملکرد قبل از سطح عملکرد LS اتفاق می‌افتد که این موضوع قابلیت بهبود سطح عملکرد در سازه توسط سیستم مقاوم‌سازی با ژاکت بتنی را اثبات می‌کند. شکل (۷) الگوی تشکیل خرابی مطابق با نقطه‌ی عملکرد در قاب‌های A و B را با هم مقایسه می‌کند. همانطور که مشاهده می‌شود، مفاصل پلاستیک در قاب B تماماً (غیر از یک ستون طبقه‌ی هفتم که آن هم مقاوم‌سازی شده نمی‌باشد) در تیرها و قبل از تراز LS تشکیل شده‌اند اما در قاب A علاوه بر اینکه مفاصل پلاستیک از تراز LS عبور کرده‌اند، در ستون‌های طبقات پایه، ۵ و ۶ شاهد تسلیم آرماتورهای طولی خواهیم بود. بنابراین می‌توان نتیجه گرفت که سیستم مقاوم‌سازی با ژاکت بتنی، کیفیت برقراری اصل تیر ضعیف-ستون قوی را نیز می‌تواند بهبود دهد.

لنگر-دوران آن در قاب‌های A و B روی هم هماهنگ است. شکل ۹. سطح خرابی مفاصل مدل شده در SAP2000 قبل و بعد از مقاوم‌سازی اعضا

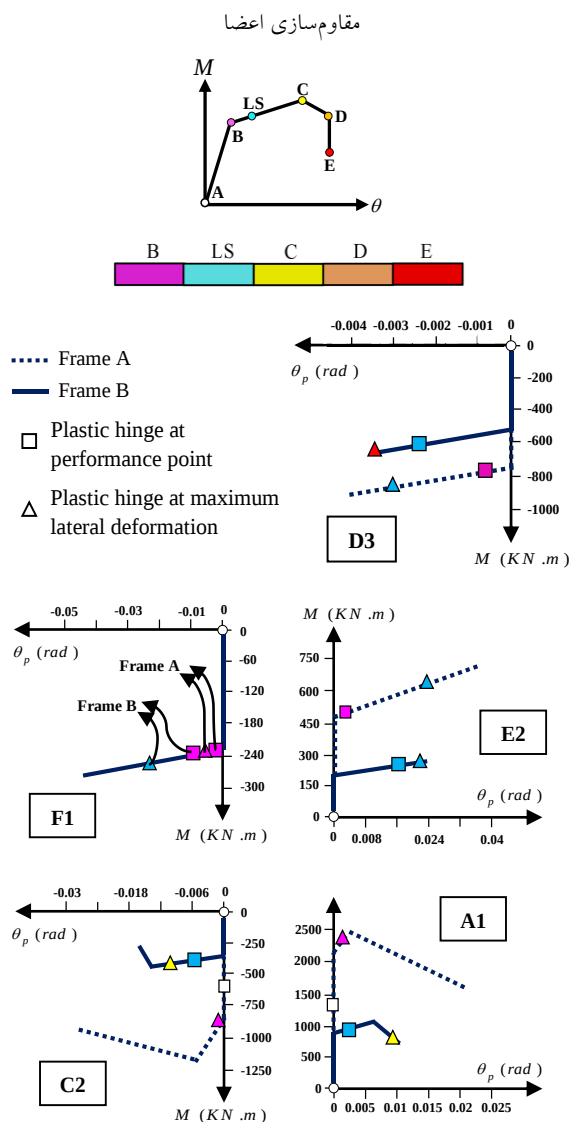


Fig. 9. Damage level of hinges modelled in SAP2000 before and after retrofitting

جدول (۲) تعداد مفاصل در سطوح خرابی مختلف که از تحلیل حاصل در نرم افزار SAP2000 را نشان می‌دهد. همانطور که مشاهده می‌شود بر اثر مقاوم سازی قاب A با ژاکت بتنی، تعداد مفاصل پلاستیک عبور کرده از سطح LS در نقطه‌ی عملکرد قاب B به صفر رسیده است. همچنین همانطور که مشاهده می‌شود، اگرچه مفاصل پلاستیک قاب A نسبت به قاب B در بیشینه تغییرشکل جانبی بیشتر است، اما تعداد مفصلی که از سطح خرابی C عبور کرده‌اند کاهش یافته و اکثر مفاصل در قاب B در ناحیه‌ی LS می‌باشند.

شده و حتی به سطح عملکرد LS هم نرسیده‌اند. در ستون‌های طبقات ۵ و ۶ قاب A، نیمی از مفاصل پلاستیک ایجاد شده از سطح عملکرد LS گذشته است ولی در قاب B غیر از یک ستون طبقه‌ی آخر که این ستون مقاوم‌سازی نشده است، ستون‌های دیگر به سطح عملکرد LS نمی‌رسند. در قاب A با توجه به ستون‌های طبقه‌ی ۵ و ۶، احتمال تشکیل سازوکار شکست طبقه‌ی نرم زیاد می‌باشد در صورتی که از طریق رویکرد مقاوم‌سازی توسط طرح پیشنهادی در قاب B به کیفیت برقراری اصل تیر ضعیف-ستون قوی بهبود داده شد.

شکل ۸. الگوی تشکیل مفاصل پلاستیک مطابق با حداکثر تغییرشکل جانبی

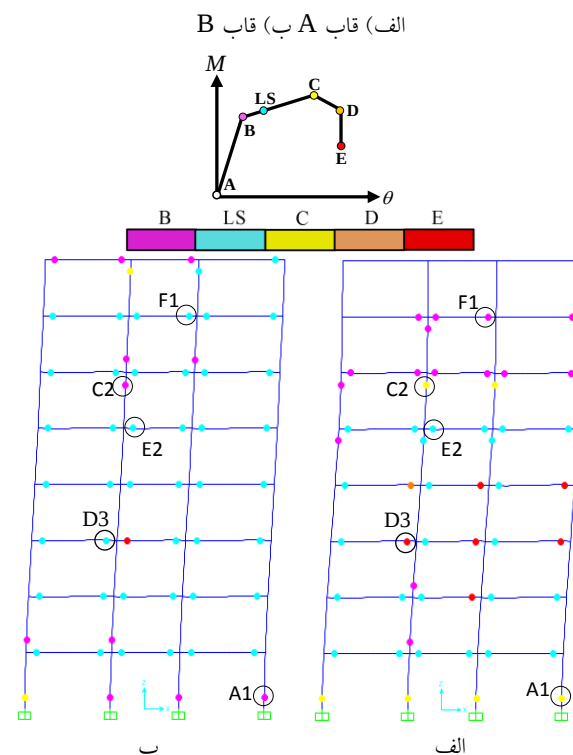


Fig. 8. Pattern of formation of the plastic hinges corresponding to the maximum lateral displacement

حال مدل‌های مفاصل D3، E2، F1، A1 و C2 قبل و بعد از مقاوم‌سازی در نرم افزار SAP2000 در شکل (۹) نشان داده شده است. شکل (۹) سطح خرابی مفاصل مذکور را در نقطه‌ی عملکرد و بیشینه تغییرشکل جانبی قاب‌های A و B روی نمودار لنگر-دوران نشان می‌دهد. همانطور که در شکل (۹) مشاهده می‌شود، باید دقت شود که در مفصل پلاستیک F1 به دلیل اینکه تیر طبقه‌ی هفتم مقاوم‌سازی نشده است، نمودار

۲- استفاده از سیستم مقاوم سازی مذکور، پاسخ اعضا و متعاقباً سازه را در ترم های مقاومت و سختی اولیه به طور قابل ملاحظه ای بهبود می دهد.

۳- استفاده از سیستم مقاوم سازی مذکور پاسخ سازه در ترم عملکرد لرزه ای را بهبود بخشیده و آن را به سطح عملکرد مناسب می رساند.

۴- با استفاده از سیستم مقاوم سازی توسط سیستم ژاکت بتنی، نقطه ی عملکرد سازه قبل از سطح عملکرد LS واقع شد که قابلیت سیستم مقاوم سازی مذکور در بهبود سطح عملکرد سازه را اثبات می کند.

۵- با استفاده از سیستم مقاوم سازی ژاکت بتنی، الگوی تشکیل خرابی در اعضای سازه به سوی تشکیل مفصل پلاستیک در تیرهای سازه سوق یافت و همچنین کیفیت برقراری اصل تیر ضعیف-ستون قوی بهبود می یابد.

References

۷- مراجع

1. NISEE. Earthquake image information system: Karl V. Steinbrugge collection. University of California, Berkeley.
2. Sezen H. 2002 Seismic Behavior and Modeling of Reinforced Concrete Building Columns. Ph.D. Thesis, Civil and Environmental Engineering University of California, Berkeley.
3. Rodriguez M. & Park R. 1994 Seismic load tests on reinforced concrete columns strengthened by jacketing. *Structural Journal*, 91(2), 150-159.
4. Júlio E. N. & Branco F. A. 2008 Reinforced concrete jacketing-interface influence on cyclic loading response. *ACI Structural Journal*, 105(4), 471.
5. Tahsiri H., Sedehi O., Khaloo A. & Raisi, E. M. 2015 Experimental study of RC jacketed and CFRP strengthened RC beams. *Construction and Building Materials*, 95, 476-485.
6. Ersoy U., Tankut A. T. & Suleiman R. 1993 Behavior of jacketed columns. *Structural Journal*, 90(3), 288-293.
7. Altun F. 2004 An experimental study of the jacketed reinforced-concrete beams under bending. *Construction and Building Materials*, 18(8), 611-618.
8. Thermou G. E., Pantazopoulou S. J. & Elnashai A. S. 2007 Flexural behavior of brittle RC members rehabilitated with concrete jacketing. *Journal of Structural Engineering*, 133(10), 1373-1384.
9. Campione G., Fossetti M., Giacchino C. & Minafò G. 2014 RC columns externally strengthened with RC jackets. *Materials and structures*, 47(10), 1715-1728.
10. Minafò G. 2015 A practical approach for the strength evaluation of RC columns reinforced with RC

جدول ۲. تعداد مفاصل در سطوح خرابی مختلف

Damage levels	B-LS	LS-C	C-D	>D	Total
performance point	16	34	0	0	50
Frame A maximum lateral deformation	17	25	6	7	53
performance point	35	0	0	0	35
Frame B maximum lateral deformation	11	43	2	1	57

Table 2. The number of hinges in the different damage levels

۶- نتیجه گیری

تمرکز این مقاله روی ارزیابی و مقاوم سازی سازه های بتنی توسط سیستم ژاکت بتنی، در هر دو سطح عضو و سازه معطوف است. برای رسیدن به هدف مذکور، رویکردی تحلیلی بر اساس سازوکار رفتار غیرخطی اعضای بتن مسلح مقاوم شده با سیستم ژاکت بتنی تحت بارهای لرزه ای پیشنهاد شده است.

در این پژوهش، مدلی غیرخطی به منظور در نظر گرفتن اثرات مقاوم سازی با سیستم ژاکت بتنی روی رفتار غیرخطی اعضای بتنی ارائه شده است. بر اساس این مدل، سیستم مقاوم سازی مذکور با تحمل تنش های کششی و فشاری طولی می تواند روی رفتار خمشی عضو تاثیرگذار باشد که البته نوع اجرا این سیستم مقاوم سازی به طور قابل ملاحظه ای در این امر تاثیرگذار می باشد. از طرف دیگر، وجود آرماتورهای عرضی خارجی مشابه با آرماتورهای عرضی داخلی در عضو مقاوم سازی شده، فرصتی برای محصورشدگی عضو ایجاد می کند، که این مهم نیز در مدل تحلیلی لحاظ شده است. همچنین در مدل پیشنهادی آثار سخت شدگی مجدد فولاد و همچنین کماتش آرماتورهای طولی بیرونی مقطع نیز در نظر گرفته شد. نتایج حاصل از تحلیل غیرخطی با استفاده از این مدل، با نتایج آزمایشگاهی مقایسه شده است. نتایج حاصل شده به صورت زیر خلاصه می شود:

- ۱- هماهنگی نزدیک بین نتایج عددی و آزمایشگاهی، توانایی مدل پیشنهادی در پیش بینی رفتار غیرخطی اعضای مقاوم سازی شده با سیستم ژاکت بتنی را اثبات می کند.

15. Niroomandi A., Pampanin S., Dhakal R. & Soleymani Ashtiani M. 2015. Comparison of alternative assessment procedures to predict seismic performance of RC columns. In *Proceedings of tenth Pacific conference on earthquake engineering, Sydney, Australia*.
16. Bousias S., Spathis A.L. & Fardis M. N., 2004 Seismic retrofitting of columns with lap-splices via RC jackets. In: *13Th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, BC, Canada*.
17. Computer and Structures Inc. 2008 SAP2000 Analysis References, Berkeley, California.
18. American society of civil engineering (ASCE). 2000 Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings (FEMA-356). Washington (DC): Federal Emergency Management Agency.
- jackets. *Engineering Structures*, 85, 162-169.
11. Mander J. B., Priestley M. J. & Park R. 1988 Theoretical stress-strain model for confined concrete. *Journal of structural engineering*, 114(8), 1804-1826.
12. Priestley M. N., Seible F. & Calvi G. M. 1996 *Seismic design and retrofit of bridges*. John Wiley & Sons.
13. Wang Y. C. & Restrepo J. I. 2001 Investigation of concentrically loaded reinforced concrete columns confined with glass fiber-reinforced polymer jackets. *Structural Journal*, 98(3), 377-385.
14. Berry M. P. & Eberhard M. O. 2005 Practical performance model for bar buckling. *Journal of Structural Engineering*, 131(7), 1060-1070.

Assessment of seismic behavior of RC frames retrofitted using concrete jacket system

M. Omidalizadeh¹, J. Shayanfar², M. Nematzadeh^{3*}

1- M.Sc., Department of Civil Engineering, University of Mazandaran, Babolsar, Iran

2- M.Sc., Institute of Shahid Sattari Shomal Keshvar, University of Mazandaran, Babolsar, Iran

3- Assoc. Prof., Department of Civil Engineering, University of Mazandaran, Babolsar, Iran

* m.nematzadeh@umz.ac.ir

Abstract:

The vulnerability and poor seismic performance of the columns and beams of old non-seismically designed reinforced concrete (RC) frame structures has been proven time and again, both at laboratory level as well as by natural disasters in real life situations. On the other hand, a vast majority of existing structures designed with non-seismic considerations is not practically viable so that they designed and constructed with improper reinforcement detailing, with no consideration of the principles of the capacity design, inappropriate of the seismic actions, etc. Such structures need to be correctly assessed to predict their seismic performance and retrofitted, if required.

Therefore, the assessment of seismic behavior of RC frames retrofitted using concrete jacket system would be effective. In order to realistically predict the seismic performance of such structures, providing practical and accurate models to simulate the inelastic behavior of structural members are significantly importance. Evaluation of the response of non-seismically designed RC structures by using such tools would estimate the seismic performance of the structures with high degree of confidence. According to such assessments, an efficient and cost-effective solution can be designed and developed.

In order to improve the seismic behaviour of old non-seismically designed RC frame structures, numerous retrofitting techniques of structural members have been adopted and studied in practical applications. Among these retrofitting techniques, the application of concrete jacketing has extensively increased. The current study has focused on evaluating the effects of concrete jacketing on flexural behaviour of RC jacketed members and seismic performance of non-seismically designed RC structures through analytical modeling approaches.

For this purpose, an analytical model including rotational springs in members was developed. The nonlinear characteristics of these springs can be computed using moment – curvature analysis of a RC member before and after retrofitting so that each level of curvature would be converted into rotation based on the first moment-area theorem. Experimental and analytical studies have confirmed that the confinement induced by transverse reinforcements would lead to considerable enhancement in terms of strength and ductility of RC columns and beams. Thus, this effect was taken into account in determining characteristics of stress – strain concrete. On the other hands, it is well known that the response of RC members in terms of ultimate deformation could be influenced when buckling in longitudinal steel bar occurs. Therefore, in this study, a simplified methodology has been developed to take into account this effect as ultimate condition in the calculation of the moment – curvature analysis of a RC jacketed member.

In order to prove the reliability of the proposed model, it has been validated against experiments conducted by other researchers in the literature. The results showed that the proposed model can be successfully predicted the response of columns retrofitted by RC jacketing. Moreover, the application of the developed model to assess and retrofit RC structures has been demonstrated by a case study and using pushover analysis. The response of structures in terms of initial stiffness, strength, ductility and damage patterns corresponding to performance point and ultimate displacement indicated that the seismic behaviour and performance level of the retrofitted structure were significantly improved in comparison with the original structure.

Keywords: RC frames, concrete jacket, nonlinear analysis, seismic retrofitting.