

**M. Nematzadeh \***

Department of Civil  
Engineering, Faculty of  
Engineering and Technology,  
University of Mazandaran,  
Babolsar, Iran

**e-mail:**  
m.nematzadeh@umz.ac.ir

**S. Baharlo**

Department of Civil  
Engineering, Faculty of  
Engineering and Technology,  
University of Mazandaran,  
Babolsar, Iran

**e-mail:** cnabhrlu@gmail.com

**J. Shayanfar**

Department of Civil  
Engineering, Faculty of  
Engineering and Technology,  
University of Mazandaran,  
Babolsar, Iran

**e-mail:** arch3d.ir@gmail.com

**S. M. R. Hasani**

PhD Candidate, Faculty of  
Civil Engineering, Babol  
Noshirvani University, Babol,  
Iran.

**e-mail:**  
smr.hasani@stu.nit.ac.ir

## Simulating Effect of FRP Sheets on Nonlinear Behavior of Reinforced Concrete Beam- Column Connections

*The vulnerability and improper seismic behavior of beam-column connections in reinforced concrete structures designed based on past codes without seismic considerations has been established through data obtained from experiments and past earthquakes. In this research, the use of fiber-reinforced polymer (FRP) sheets attached to the surface of the member for strengthening connections was investigated. Here, an analytic model was presented for simulating the nonlinear behavior of connections strengthened with FRP sheets. In this model, the nonlinear behavior of the core zone of the connections was simulated with two diagonal linear springs. The corresponding load-displacement relationship in the linear springs is a function of the principal tensile stress-shear deformation in the core zone of the connection. Therefore, based on the behavioral mechanism of the connections and using the experimental results, the principal tensile stress-shear deformation relationships for reinforced concrete connections with different restraints for the longitudinal rebars of the beam were developed. Comparing the results of the numerical model with those obtained from the experiments verified the ability of the proposed model in predicting the nonlinear behavior of connections strengthened with FRP sheets.*

**Keywords:** Reinforced Concrete Connections, FRP Sheets, Nonlinear Analysis, Seismic Strengthening, Simulation.

---

\* Corresponding author

Received 14 September 2021, Revised 18 October 2021, Accepted 24 October 2021.

DOI: 10.22091/cer.2021.7364.1296

## شبیه‌سازی اثرات ورق‌های FRP روی رفتار غیرخطی اتصالات

### تیر - ستون بتن مسلح

آسیب‌پذیری و رفتار لرزه‌ای نامناسب اتصالات تیر- ستون در سازه‌های بتنی که براساس آیین‌نامه‌های گذشته و بدون ملاحظات لرزه‌ای طراحی شده‌اند، با توجه به نتایج حاصل از آزمایشگاه و زلزله‌های گذشته اثبات شده است. به منظور ارتقا و بهبود سطح عملکرد سازه‌های قدیمی به سطح عملکرد مورد انتظار آیین‌نامه‌های جدید، در وهله نخست، تعیین نقاط ضعف و رفتار لرزه‌ای سازه و در وهله دیگر، در صورت نیاز به مقاوم‌سازی نقاط ضعف، ارائه یک راه‌حل مقاوم‌سازی مقتضی ضروری می‌باشد. از این‌رو در این تحقیق، تأثیر استفاده از الیاف تقویت‌شده پلیمری در مقاوم‌سازی اتصالات در سطح عضو مورد ارزیابی و بررسی قرار می‌گیرد. در این مقاله، مدلی تحلیلی به منظور شبیه‌سازی رفتار غیرخطی اتصالات مقاوم‌سازی شده با ورق‌های FRP ارائه شده است. در مدل مذکور، رفتار غیرخطی در هسته اتصالات با استفاده از دو فنر محوری مورب شبیه‌سازی می‌شود. خصوصیات بار- تغییرشکل نظیر در فنرهای محوری تابعی از رابطه تنش اصلی کششی- تغییرشکل برشی در هسته اتصال می‌باشد. از این‌رو، براساس مکانیسم رفتاری اتصالات و با استفاده از نتایج آزمایشگاهی، روابط تنش اصلی کششی- تغییرشکل برشی برای اتصالات بتن مسلح با مهارهای مختلف آرماتورهای طولی تیر ارائه شده است. مقایسه نتایج حاصل از مدل عددی و نتایج گزارش شده از آزمایشات، قابلیت مدل پیشنهادی در پیش‌بینی رفتار غیرخطی اتصالات مقاوم‌سازی شده با ورق‌های FRP را تأیید کرده است.

**واژگان کلیدی:** اتصالات بتن مسلح، ورق‌های FRP، تحلیل غیرخطی، مقاوم‌سازی لرزه‌ای، شبیه‌سازی.

### مهدی نعمت‌زاده\*

دانشکده مهندسی و فناوری،  
دانشگاه مازندران، بابلسر، ایران.  
پست الکترونیک:  
m.nematzadeh@umz.ac.ir

### سینا بهارلو

دانشکده مهندسی و فناوری،  
دانشگاه مازندران، بابلسر، ایران.  
پست الکترونیک:  
cnabhrlu@gmail.com

### جواد شایان‌فر

دانشکده مهندسی و فناوری،  
دانشگاه مازندران، بابلسر، ایران.  
پست الکترونیک:  
arch3d.ir@gmail.com

### سیدمحمد رضا حسنی

دانشکده عمران، دانشگاه صنعتی  
نوشیروانی بابل، بابل، ایران.  
پست الکترونیک:  
smr.hasani@stu.nit.ac.ir

### ۱- مقدمه

زیادی در سراسر جهان براساس آیین‌نامه‌های قدیمی و قبل از ارائه آیین‌نامه‌های لرزه‌ای جدید احداث شده‌اند. به عبارت دیگر، مقررات و تمهیدات لرزه‌ای موجود در آیین‌نامه‌های جدید در طراحی سازه‌های بتنی قدیمی در نظر گرفته نشده است. به منظور ارتقا و بهبود سطح عملکرد سازه‌های قدیمی به سطح عملکرد مورد انتظار آیین‌نامه‌های جدید، در وهله نخست تعیین نقاط ضعف و رفتار لرزه‌ای سازه و در وهله دیگر، در صورت نیاز به مقاوم‌سازی نقاط ضعف، ارائه یک راه‌حل مقاوم‌سازی مقتضی ضروری می‌باشد. از ویژگی‌های یک راه‌حل مقاوم‌سازی مناسب می‌توان به قابلیت سریع و آسان اجرا،

مستندات و مدارک حاصل از زلزله‌های گذشته و مطالعات آزمایشگاهی و تحلیلی آسیب‌پذیر بودن سازه‌های بتن مسلح که براساس آیین‌نامه‌های قدیمی طراحی و اجرا شده‌اند را تحت بارهای حاصل از زلزله احتمالی تأیید می‌کنند [۱-۶]. باید توجه شود که سازه‌های بتن مسلح

\* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۴۰۰/۰۶/۲۳، بازنگری ۱۴۰۰/۰۷/۲۶، پذیرش ۱۴۰۰/۰۸/۰۲.  
DOI: 10.22091/cer.2021.7364.1296 شناسه دیجیتال

می‌کند [۶]. اکگیوزل و پامپانین<sup>۲</sup> اتصالات خارجی با مهار آرماتورهای تیر به صورت خم ۱۸۰ درجه با مد شکست برشی در هسته را توسط ورق‌های FRP مقاوم‌سازی کردند. نتایج مشاهده شده قابلیت ورق‌های FRP در انتقال خرابی از هسته اتصال به انتهای ورق‌های FRP تیر را تأیید می‌کنند [۷]. مستوفی‌نژاد و طلایی‌طبا، مدلی اجزای محدود برای تحلیل غیرخطی اتصالات بتن‌آرمه تقویت شده با لایه‌های FRP ارائه کردند. ایشان در مدل خود اثرات لغزش مهاری میلگردهای فولادی در ناحیه اتصال را نیز در نظر گرفته و برای تأیید صحت مدل خود، نتایج آن را با یک کار آزمایشگاهی مقایسه کردند [۸]. محمدی‌زاده و حسین‌زاده، تحلیلی عددی بر روی اتصالات خارجی تیر-ستون بتن مسلح تقویت شده با استفاده از FRP تحت اثر بارهای چرخه‌ای را انجام دادند و با نتایج آزمایشگاهی نیز مقایسه نمودند. در این مطالعه، تحلیل عددی بر روی ۱۱ نمونه اتصالات تیر-ستون بیرونی بدون تقویت و تقویت شده با FRP و با آرایش‌های تقویتی متفاوت تحت اثر بارگذاری چرخه‌ای صورت گرفته است. موضوعات مورد بررسی شامل حداکثر نیرو، سختی اولیه و استهلاک انرژی بوده است. نتایج حاصل از تحلیل عددی در این مطالعه همانند نتایج آزمایشگاهی نشان داد که تقویت اتصالات بتن مسلح توسط پوشش خارجی FRP یک راه‌حل مناسب برای افزایش مقاومت، استهلاک انرژی و خصوصیات سختی این اتصالات تحت اثر بارهای لرزه‌ای است [۹]. پژوهشگران آزمایشی برای بررسی عملکرد لرزه‌ای بهینه در روش‌های تقویت اتصالات تیر و ستون بتن مسلح را بررسی نمودند. در این آزمایش، ده اتصال تیر-ستون بتنی مسلح در مقیاس یک سوم، تحت بارگذاری چرخه‌ای معکوس و بار محوری ثابت برای شبیه‌سازی زلزله قرار گرفت. از این تعداد، ۴ نمونه از اتصالات با انواع سیستم‌های FRP تقویت شده و ۲ نمونه نیز به عنوان معیار استفاده شدند. پس از آسیب‌دیدگی نیز

کم‌هزینه بودن و قابل اتکا و مؤثر بودن آن به منظور بهبود رفتار عضو مقاوم شده اشاره نمود. از این‌رو، در این تحقیق، تأثیر استفاده از الیاف تقویت شده پلیمری در مقاوم‌سازی اتصالات در سطح عضو، مورد ارزیابی و بررسی قرار می‌گیرد.

به منظور بررسی رفتار اتصالات و متعاقباً سازه مقاوم شده با FRP<sup>۱</sup>، تعیین خصوصیات غیرخطی این اتصالات ضروری می‌باشد. این هدف از طریق سه روش قابل دسترس خواهد بود. روش اول استفاده از نتایج آزمایشات صورت گرفته روی اتصالات مقاوم شده می‌باشد. اگرچه این روش دقیق و قابل اعتماد می‌باشد اما از نقطه نظر اختصاص منابع، زمان و همچنین تعداد زیاد اتصالات در سازه کاملاً غیرکاربردی است. روش دوم استفاده از نرم‌افزارهای اجزای محدود می‌باشد. دقت این روش کاملاً وابسته به تکنیک مدل‌سازی است که برای اکثر مهندسیین رسیدن به سطح مناسبی از تکنیک مدل‌سازی دشوار می‌باشد. همچنین، این روش از نقطه نظر زمان محاسباتی و تعداد زیاد اتصالات در سازه غیرکاربردی است. روش سوم استفاده از مدل‌های تحلیلی و عددی می‌باشد. این روش کاربردی‌ترین روش برای دستیابی به خصوصیات اتصالات مقاوم شده با FRP بوده که برای اکثر مهندسیین قابل استفاده است. در این تحقیق مدلی تحلیلی برای پیش‌بینی رفتار اتصالات مقاوم شده با FRP و همچنین تعیین خصوصیات غیرخطی نواحی مقاوم شده با FRP ارائه می‌شود که در سطوح عضو و سازه قابل کاربرد می‌باشد.

پیروین و همکاران، اتصالاتی بتنی با مهار ناکافی آرماتور طولی تیر و بدون آرماتور برشی در هسته اتصال را آزمایش کردند. نتایج حاصل از آزمایش، تأثیر ورق‌های FRP روی افزایش مقاومت، سختی و جذب انرژی اتصالات مقاوم شده نسبت به نمونه کنترلی را تأیید

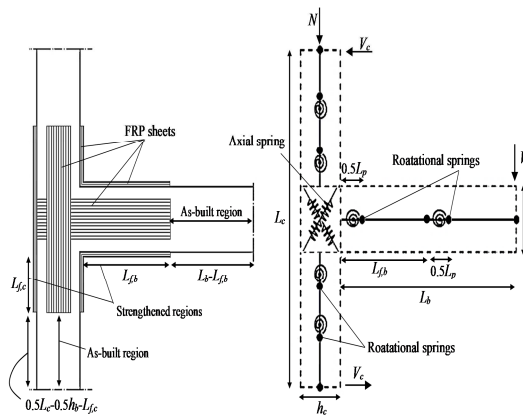
<sup>2</sup>- Akguzel and Pampanin

<sup>1</sup>- Fiber Reinforced Polymer

در این مقاله، مدلی تحلیلی به منظور شبیه‌سازی رفتار غیرخطی اتصالات مقاوم‌سازی شده با ورق‌های FRP ارائه شده است. در مدل مذکور، رفتار غیرخطی در هسته اتصالات با استفاده از دو فنر محوری مورب، شبیه‌سازی می‌گردد. خصوصیات بار- تغییرشکل نظیر در فنرهای محوری تابعی از رابطه تنش اصلی کششی- تغییرشکل برشی می‌باشد. از این‌رو، براساس مکانیسم رفتاری اتصالات و با استفاده از نتایج آزمایشگاهی، روابطی برای اتصالات بتن مسلح قبل و بعد از مقاوم‌سازی با ورق‌های FRP ارائه شده است. همچنین، عملکرد لرزه‌ای قاب‌های بتن مسلح مقاوم شده با FRP بررسی گردیده است.

## ۲- مدل اتصال تیر- ستون

در شکل ۱، مدل غیرخطی اتصال تیر- ستون مقاوم‌سازی شده با ورق‌های FRP که براساس رویکرد مفاصل پلاستیک گسسته می‌باشد، نشان داده شده است. همانطور که ملاحظه می‌گردد، در تیرها و ستون‌ها، دو فنر چرخشی به منظور شبیه‌سازی رفتار غیرخطی نواحی مقاوم‌سازی شده و نشده تبعیه شده است.



شکل ۱- مدل پیشنهادی به منظور شبیه‌سازی رفتار غیرخطی اتصالات مقاوم شده با FRP.

براساس مدل شایان فر و همکاران، در هسته اتصال نیز دو فنر محوری به منظور شبیه‌سازی رفتار برشی و مکانیسم پیوستگی- لغزش آرماتورهای طولی تیر اختصاص داده شده است [۱۴]. به منظور انجام تحلیل غیرخطی، تعیین خصوصیات رابطه لنگر- دوران یا بار-

۴ نمونه با FRP تعمیر و دوباره آزمایش شدند. نتایج آزمایش نشان داد که استفاده از ورق‌های مرکب<sup>۳</sup> شکل‌پذیری و استهلاک انرژی اتصالات تقویت شده را تا حد زیادی بهبود می‌بخشد [۱۰]. محققان دیگری، تحقیقاتی را بر روی کارایی کامپوزیت‌های FRP خارجی در بهبود عملکرد سازه و کنترل حالت خرابی در اتصال تیر- ستون بتن مسلح با درصدهای مختلفی از تنش‌های پیوستگی بین صفر تا صد و به صورت تحلیل غیرخطی و به روش اجزای محدود انجام دادند و نتایج حاصل شده را با نتایج آزمایشگاهی مطابقت دادند. عملکرد سازه‌ها از نظر حالات خرابی، توزیع تنش، کشش، شکل‌پذیری، اتلاف انرژی و سختی بررسی گردید. نتایج نشان داد که روش FRP مورد استفاده، می‌تواند عملکرد لرزه‌ای اتصالات را در شرایط ستون ضعیف با تیر قوی با تغییر رفتار آن به حالت شکل‌پذیرتر، از جمله لولای خمشی تیر، افزایش دهد [۱۱]. نیرومندی و همکاران تأثیر مقاوم‌سازی اتصالات بتنی با استفاده از ورق‌های FRP را روی عملکرد لرزه‌ای قاب‌های بتنی تحت بررسی قرار دادند. آنها به منظور دستیابی به تعداد لایه‌های FRP مورد نیاز برای انتقال مفصل پلاستیک و همچنین خصوصیات غیرخطی اتصال مقاوم شده، به ترتیب از مدل اجزای محدودی و اختلاف نمودارهای لنگر- دوران اتصالات قبل و بعد از مقاوم‌سازی که از طریق مدل اجزای محدودی تعیین شده بود، استفاده کردند. همچنین با استفاده از لینک‌های غیرخطی، اختلاف نمودارهای لنگر- دوران اتصالات قبل و بعد از مقاوم‌سازی به نرم‌افزار SAP2000، را اعمال کردند. نتایج نشان‌دهنده بهبود سطح عملکرد لرزه‌ای قاب تقویت شده نسبت به قاب کنترلی می‌باشد و تأثیر این روش مقاوم‌سازی در بهبود شکل‌پذیری و ضریب رفتار قاب نیز تأیید می‌شود [۱۲ و ۱۳].

<sup>3</sup>- Glass-Carbon

۳- با برابری  $\beta = \beta_i$  لنگر تیر،  $M_i$ ، براساس گام ۱ قابل تعیین می‌باشد.

۴- محاسبه لنگر معادل تیر،  $M_b$ ، به صورت رابطه زیر:

$$M_b = V_b \times L_b = \frac{\beta_b \xi}{\xi - \beta_b} V_{jh} \quad (7)$$

۵- در صورتی که لنگرهای تعیین شده در گام‌های سه و چهار نزدیک باشند، با استفاده  $\beta_i$  خصوصیات اتصال قابل محاسبه می‌باشد. در غیر این صورت، مقدار جدیدی برای بازوی لنگر تیر در گام دو فرض می‌شود، اما به جهت ارائه مدلی کاربردی و جلوگیری از روند تکرار در تعیین مقدار  $\beta_i$ ، در این پژوهش، برابر با 0.9d و 0.85d برای اتصالات قبل و بعد از مقاوم‌سازی با FRP فرض شده است که تقریباً برابر با بازوی لنگر تیر مطابق با لنگر تسلیم تیر می‌باشد. به این نکته توجه شود که در این نقطه، معمولاً حداقل مقدار بازوی لنگر رخ می‌دهد که می‌تواند مقاومت حاصل از مدل را به سوی نتایجی در جهت اطمینان سوق دهد.

برای حالتی که ورق‌های FRP به صورت طولی زیر و روی تیر استفاده شده باشند، نیروی کششی ایجاد شده این ورق‌ها در حین بارگذاری لرزه‌ای براساس مقدار سختی بخش ستون و هسته اتصال میان این اعضا تقسیم می‌شود. در نتیجه، نسبت میان لنگر تیر در بر اتصال به نیروی کششی اعمالی به هسته اتصال افزایش می‌یابد که به طور تقریبی در این مطالعه 0.95d فرض شده است.

### ۳- تعیین مقاومت برشی اتصال

مطابق با رابطه (۳)، به منظور تعیین خصوصیات فنرهای محوری در هسته اتصال، مقاومت برشی افقی به عنوان پارامتر ورودی باید اعمال شود. براساس مطالعات، از آنجاکه تنش محوری از پارامترهای ضروری در رفتار اتصالات می‌باشد، از این‌رو، در این پژوهش، براساس تئوری دایره موهر،  $V_{jh}$  به عنوان تابعی از سطح تنش

تغییر مکان فنرهای مذکور ضروری می‌باشد. رابطه لنگر-دوران در فنرهای چرخشی تیر و ستون‌ها از طریق تحلیل لنگر-انحنای قابل محاسبه است که در بخش ۵ تشریح می‌شود.

برای فنرهای محوری مورب در هسته اتصال، رابطه بار محوری مورب و تغییرشکل نظیر آن براساس مدل شایان‌فر و همکاران به صورت زیر قابل محاسبه می‌باشد [۱۴]:

$$P_j = \frac{V_c(L_c - h_b) - 0.5 V_b h_c \sqrt{1 + \alpha^2}}{2h_b} \quad (1)$$

$$\Delta_j = \frac{\gamma}{2} \times \sqrt{h_b^2 + h_c^2} \times \sin[2 \times \text{atan}(h_b/h_c)] \quad (2)$$

$V_b$  و  $V_c$  به ترتیب نیروی برشی ستون و تیر،  $\alpha$  نسبت ارتفاع تیر به ارتفاع ستون و  $\gamma$  تغییرشکل برشی در هسته اتصال می‌باشند. سایر پارامترها در شکل ۱، تعریف شده است. براساس تعادل نیروهای داخلی و خارجی در اتصال تیر-ستون، نیروی برشی تیر و ستون به صورت روابط زیر قابل محاسبه می‌باشد:

$$V_b = \frac{\beta_b \xi}{(\xi - \beta_b) L_b} V_{jh} \quad (3)$$

$$V_c = V_b \frac{L_b + 0.5h_c}{L_c} \quad (4)$$

که در آن:

$$\beta_b = \frac{M_{b,i}}{T_{b,i}} = \frac{V_b \times L_b}{T_{b,i}} < h \quad (5)$$

$$\xi = \frac{L_c L_b}{L_b + 0.5h_c} \quad (6)$$

در این روابط،  $h_c$  عمق مقطع ستون،  $L_b$  طول المان تیر،  $L_c$  طول المان ستون،  $M_{b,i}$  لنگر در بر اتصال و  $V_b$  نیروی برشی در المان تیر می‌باشند. پارامتر  $\beta_b$  شیب منحنی لنگر-نیروی کششی تیر (بازو لنگر تیر) در بر اتصال می‌باشد که با استفاده از آنالیز لنگر-انحنای مقطع با روند زیر تعیین می‌گردد:

۱- محاسبه لنگر- $\beta$  تیر (مشابه روند لنگر-انحنای)

۲- فرض مقداری برای بازو لنگر تیر،  $\beta_i$

$$p_{tc} = \frac{X \sqrt{f'c}}{\lambda_{setup}} \quad (9)$$

که در آن:

$$X = a\omega^b \quad (10)$$

$$\omega = f_c^{\rho_1} \left( \frac{L_j}{h_c - c'} \right)^{\rho_2} \times \left( \frac{h_b}{h_c} \right)^{\rho_3} \times \left( \frac{h_b}{b_b} \right)^{\rho_4} \times \left( 1 + \frac{N}{b_j h_c f_c} \right)^{\rho_5} \times \left( \frac{\rho_b f_{yb}}{f_c} \right)^{\rho_6} \quad (11)$$

در این رابطه نیز،  $c'$  بیانگر پوشش مقطع ستون،  $L_j$  بیانگر طول مهاری مدفون شده در ناحیه هسته اتصال،  $f_{yb}$  نشان‌دهنده تنش تسلیم آرماتورهای طولی تیر و  $\rho_b$  نیز بیانگر نسبت آرماتور طولی تیر می‌باشد که از تقسیم مساحت آرماتورهای کششی تیر بر مساحت مقطع حاصل می‌شود.

در جدول ۱، ضرایب حاصل از تحلیل رگرسیون نشان داده شده است. لازم به ذکر است، ضریب  $\lambda_{setup}$  بیانگر تأثیر نوع آزمایش روی تنش اصلی کششی حاصل از آزمایشگاه می‌باشد که به طور غیرمستقیم از مقدار برش تیر آزمایشگاهی تعیین شده است.

جدول ۱- ضرایب حاصل از تحلیل رگرسیون

نوع مهار	$a$	$b$	$P_1$	$P_2$	$P_3$	$P_4$	$P_5$	$P_6$
۹۰ درجه به داخل	۱/۰۶۹	۱/۰۶۰	۰/۰۷۳	صفر	-۰/۷۱۹	-۰/۱۸۹	۱/۴۴۴	۰/۳۵۴
۹۰ درجه به خارج	۱۳/۲۸	۲/۳۳۰	-۰/۷۲۵	صفر	-۰/۰۷۵	صفر	-۱/۷۵۰	-۰/۴۳۵
۱۸۰ درجه	۱/۴۱۳	۲/۵۴۹	صفر	صفر	-۰/۴۷۸	صفر	-۰/۹۵۵	۰/۱۵۱
مهار مستقیم	۴/۹۵۷	۵/۹۰۷	صفر	۰/۴۸۶	-۰/۶۱۴	صفر	-۰/۴۶۹	صفر

متمركز در انتهای ستون (انتهای ستون پایین متصل به ناحیه هسته و انتهای تیر به صورت مفصلی در نظر گرفته می‌شود).

مطابق با مطالعه اجزای محدود صورت گرفته، خصوصیات غیرخطی اتصال تیر- ستون تابعی از نوع آزمایش اتصال تیر- ستون می‌باشد. بنابراین نتایج برای اتصالات تیر- ستون نوع یک، ۱/۱۸ برابر اتصال تیر- ستون نوع دو می‌باشد [۲۳]. از این‌رو، در این پژوهش،

محوری روی هسته اتصال به صورت زیر تعیین شده است [۱۵-۱۸]:

$$V_{jh} = \left( \sqrt{1 + \frac{f_v}{p_{t,tot}}} \right) p_{t,tot} b_j h_c \quad (8)$$

که در آن،  $f_v$  تنش محوری وارد به هسته اتصال،  $p_{t,t}$  تنش اصلی کششی در هسته اتصال به علت تنش محوری ناشی از نیروی محوری ستون و تنش برشی،  $v_{jh}$  می‌باشد. براساس نتایج محققان، عرض موثر اتصال برابر با میانگین عرض ستون و تیر می‌تواند در نظر گرفته شود [۱۹].

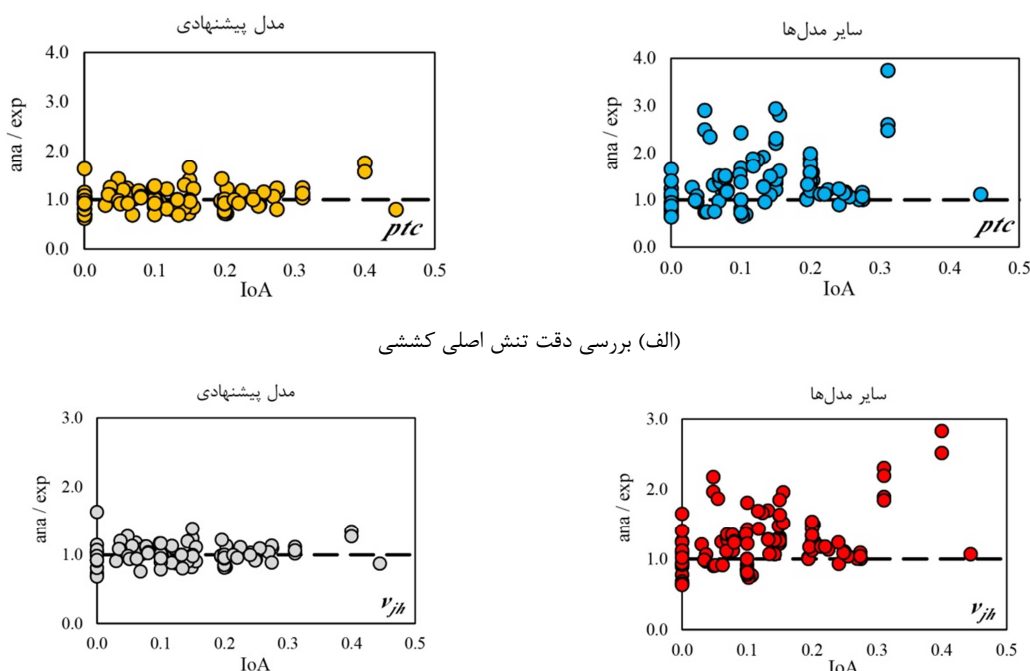
### ۳-۱- سهم بتن در تنش اصلی کششی

در این بخش، میزان سهم بتن در تنش اصلی کششی در هسته اتصال تعیین خواهد شد. براساس مطالعات صورت گرفته توسط برخی محققین،  $p_{t,t}$  به طور قابل ملاحظه‌ای وابسته به نوع مهار آرماتورهای کششی تیر می‌باشد [۱۴-۱۸ و ۲۰-۲۳]. در این تحقیق، براساس تحلیل رگرسیون روی پایگاه داده فراهم شده با توجه به نمونه‌های آزمایشگاهی اتصال با مد شکست برشی در ناحیه هسته اتصال،  $p_{t,c}$  به صورت زیر پیشنهاد شده است:

همچنین، ضریب  $\lambda_{setup}$  بیانگر تأثیر نوع آزمایش روی تنش اصلی کششی حاصل از آزمایشگاه می‌باشد که به طور غیرمستقیم از مقدار برش تیر آزمایشگاهی تعیین شده است. اتصالات تیر- ستون بتن مسلح معمولاً به دو صورت آزمایش می‌شوند: اتصالات تیر- ستون نوع یک با باری متمركز در انتهای المان تیر (در دو انتهای ستون‌های متصل به ناحیه هسته، تکیه‌گاه‌های مفصلی در نظر گرفته می‌شود) و اتصالات تیر- ستون نوع دو با باری

مقدار  $IoA$  شاخص نیروی محوری می‌باشد که برابر با  $N/(A_g \times f'_c)$  می‌باشد. همانطور که مشاهده می‌شود، براساس مقادیر میانگین و ضریب تغییرات، در مدل پیشنهادی اتصال قبل از مقاوم‌سازی نسبت به سایر مدل‌ها، تنش اصلی کششی و مقاومت برشی افقی بتن در هسته اتصال، دقیق‌تر و یکنواخت‌تر تعیین شده است؛ که تأییدکننده قابلیت اتکا به مدل مذکور می‌باشد.

نتایج اتصالات تیر-ستون نوع دو در ترم تنش اصلی کششی با ضریبی برابر با  $1/18$  تبدیل به نتایج اتصالات تیر-ستون نوع یک شده‌اند. لازم به ذکر است که نتیجه  $p_{t,max}$  حاصل از رابطه (۹)، با هدف استفاده در سطح سازه به دلیل تطابق تغییرشکل اتصال در سطح سازه با اتصالات آزمایشگاهی نوع دو باید بر ضریب  $\lambda_{setup}$  برابر با  $1/18$  تقسیم شود. شکل ۲، به مقایسه قابلیت اتکا به مدل پیشنهادی و سایر مدل‌ها در ترم حداکثر تنش اصلی کششی و مقاومت برشی افقی می‌پردازد.



(الف) بررسی دقت تنش اصلی کششی

(ب) بررسی دقت مقاومت برشی افقی بتن در هسته اتصال

شکل ۲- مقایسه سطح قابلیت اتکا به مدل پیشنهادی و سایر مدل‌ها

۱- رویکرد تنش اصلی کششی مطابق با مطالعه پریستلی<sup>۴</sup>، رفتاری بسیار نزدیک به رفتار واقعی اتصالات بتنی مسلح را می‌تواند ارائه دهد [۱۵].

۲- براساس تئوری میدان‌های فشاری، ورق‌های مقاوم‌سازی طولی الیاف تقویت‌شده پلیمری با زاویه‌ای برابر با  $\beta_i$  نسبت به محور افقی (تیر)، با تحمل نیروی کششی می‌توانند سهمی در مقدار

۲-۲- سهم FRP در تنش اصلی کششی

۲-۲-۱- تأثیر ورق‌های FRP روی مقاومت اتصال

در این بخش، مدلی پیشنهادی مطابق شکل ۳ به جهت در نظر گرفتن اثرات FRP روی ظرفیت اتصالات تیر-ستون بتن مسلح مقاوم شده ارائه می‌گردد. در این پژوهش، چندین فرض جهت مدل‌سازی مکانیسم اتصالات مقاوم شده با FRP در نظر گرفته شده است:

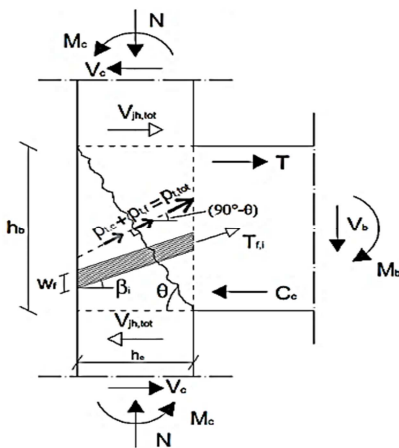
<sup>4</sup>- Priestley

$$A_{f,e} = n_s n_l t_f h_c \cos \theta (1 + \tan^2 \theta) \quad (16)$$

فایبرهای چهارجهته:

$$A_{f,e} = n_s n_l t_f h_c \cos \theta (1 + \tan \theta + 2 \tan^2 \theta) \quad (17)$$

اتصالاتی که با جهات مختلف الیاف تقویت شده پلیمری مقاوم‌سازی شده‌اند، سهم ورق‌ها، می‌تواند به شکل مجموع توزیع فایبرها محاسبه شود [۲۵]. در نتیجه با استفاده رابطه (۱۷)، سهم FRP در تنش کششی اصلی تعیین شده و با اضافه نمودن آن به تنش اصلی کششی سهم بتن، حداکثر تنش اصلی کششی در ناحیه هسته اتصال قابل محاسبه می‌باشد و متعاقباً توسط رابطه (۸) قابل تبدیل به مقاومت برشی افقی در هسته اتصال خواهد بود.



شکل ۳- مدل تحلیلی اتصال مقاوم‌سازی شده پیشنهادی به صورت شماتیک

### ۳-۲-۲- تعیین کرنش مؤثر در ورق‌های FRP

برای محاسبه کرنش مؤثر ورق‌های طولی الیاف تقویت شده پلیمری، پایگاه داده‌ای شامل نمونه اتصالات تیر- ستون بتنی مسلح آزمایشگاهی مقاوم‌سازی شده با ورق‌های الیاف تقویت شده پلیمری جمع‌آوری شده که در جدول ۲، قابل ملاحظه است. مد خرابی نمونه‌های آزمایش شده به شکل شکست در ناحیه هسته اتصال یا شکست به دلیل رخداد پدیده جداشدگی بین الیاف تقویت شده پلیمری و بتن می‌باشد.

تنش اصلی کششی هسته اتصال داشته باشند [۲۴].

۳- در این پژوهش، زاویه ترک در هسته اتصال برابر با  $\theta = \text{atan}(h_b/h_c)$  در نظر گرفته شده است. بنابراین زاویه تنش اصلی کششی برابر با  $90^\circ - \theta$  فرض می‌گردد.

۴- همچنین کرنش‌ها و تنش‌های طولی در هر دو جهت در ناحیه هسته اتصال به شکل یکنواخت توزیع می‌شود. در نهایت، با ساده‌سازی فضای مسئله به کمک فرضیات مذکور، سهم ورق‌های الیاف تقویت شده پلیمری در تنش اصلی کششی قابل تعیین خواهد بود. براساس مطالعات بوسلهام<sup>۵</sup> و دلوکیو<sup>۶</sup> و همکاران، تنش اصلی کششی سهم FRP نصب شده روی هسته اتصال، به صورت زیر قابل تعریف می‌باشد [۲۵ و ۲۶]:

$$P_{tf} = \frac{A_{f,eq} E_f \epsilon_{f,e}}{b_j \sqrt{h_c^2 + h_b^2}} \quad (12)$$

که در آن:

$$A_{f,e} = A_{f,i} \sin(\theta + \beta_i) \quad (13)$$

رابطه (۱۳)، برای الیاف ورق در جهت تیر (صفر درجه) و در جهت ستون (۹۰ درجه) برابر می‌باشد با:

$$A_{f,e} = n_s n_l t_f h_b \sin \theta \quad \beta = 0^\circ \quad (14)$$

$$A_{f,e} = n_s n_l t_f h_c \cos \theta \quad \beta = 0^\circ \quad (15)$$

برای ورق‌های با الیاف دوجهته (در جهت تیر (صفر درجه) و در جهت ستون (۹۰ درجه)) و چهارجهته (در جهت ۴۵ درجه، در جهت تیر (صفر درجه) و در جهت ستون (۹۰ درجه))، مساحت معادل ورق‌های الیاف تقویت شده پلیمری به صورت زیر تعیین می‌شود [۲۶]:

فایبرهای دوجهته:

<sup>۵</sup>- Bousselham

<sup>۶</sup>- Del Vecchio



جدول ۲- نتایج حاصل از نمونه‌های آزمایشگاهی اتصالات مقاوم‌سازی شده با FRP

$e_{f,e}^{exp}$	$P_{tf}^{exp}$	$V_{jh}^{exp}$	$V_b^{exp}$	$r_N$	$f'_c$	Joint Label	
۰/۰۰۴۰	۰/۳۰	۲/۲۸	۷۲/۳	۰/۲۰	۱۳/۵	T_FL1	[۲۷]
۰/۰۰۲۸	۰/۲۱	۱/۹۵	۶۲/۵	۰/۲۰	۱۳/۵	T_FL1	
۰/۰۱۲۳	۰/۹۳	۳/۳۰	۱۰۶/۰	۰/۲۰	۱۷/۷	T_FS1	
۰/۰۰۷۶	۰/۵۸	۲/۶۶	۸۵/۴	۰/۲۰	۱۷/۷	T_FS1	
۰/۰۰۹۹	۱/۵۱	۳/۸۴	۱۲۳/۳	۰/۲۰	۱۶/۴	T_FS2	
۰/۰۰۵۹	۰/۹۰	۲/۹۵	۹۴/۶	۰/۲۰	۱۶/۴	T_FS2	
۰/۰۱۲۷	۰/۹۷	۳/۱۳	۱۰۰/۵	۰/۲۰	۱۴/۸	T_FRP	[۲۸]
۰/۰۰۷۰	۰/۵۳	۲/۴۲	۷۷/۶	۰/۲۰	۱۴/۸	T_FRP	
۰/۰۰۳۵	۰/۸۷	۵/۴۰	۱۴۳/۰	۰/۱۹	۳۱/۹	T-SIRR	[۲۹]
۰/۰۰۴۵	۰/۷۳	۴/۱۶	۱۱۰/۰	۰/۱۴	۴۳/۵	T-R1	[۳۰]
۰/۰۰۴۲	۰/۹۸	۴/۳۳	۱۱۴/۵	۰/۱۵	۳۹/۵	T-R2	
۰/۰۰۰۵	۰/۳۲	۱/۵۲	۱۸۷/۰	۰/۰۰	۲۰/۰	4	[۳۱]
۰/۰۰۰۵	۰/۳۲	۱/۵۲	۱۸۷/۰	۰/۰۰	۲۰/۰	8	
۰/۰۰۰۸	۰/۵۵	۱/۷۶	۲۱۶/۰	۰/۰۰	۲۰/۰	9	
۰/۰۰۱۰	۰/۶۷	۱/۷۶	۲۱۷/۰	۰/۰۰	۳۴/۰	12	
۰/۰۰۰۸	۰/۵۶	۱/۶۶	۲۰۴/۰	۰/۰۰	۳۴/۰	13	
۰/۰۰۱۱	۰/۷۶	۱/۸۶	۲۲۹/۰	۰/۰۰	۳۴/۰	14	
۰/۰۰۰۱	۰/۰۶	۲/۲۸	۴۰/۲	۰/۰۶	۱۹/۴	ANT-S63	[۵]
۰/۰۰۰۷	۰/۲۶	۲/۵۳	۴۴/۶	۰/۰۵	۲۱/۰	ANT-S33L	
۰/۰۰۰۹	۰/۲۲	۲/۴۲	۴۲/۸	۰/۰۶	۱۸/۲	ANT-F11	
۰/۰۰۱۱	۰/۵۵	۲/۸۴	۵۰/۰	۰/۰۵	۲۱/۸	ANT-F22	
۰/۰۰۱۴	۰/۶۱	۲/۹۰	۵۱/۱	۰/۰۵	۲۱/۶	ANT-F21	
۰/۰۰۰۶	۰/۲۰	۲/۵۲	۴۴/۵	۰/۰۵	۲۳/۶	ANT-F12	
۰/۰۰۱۱	۰/۵۵	۳/۲۵	۵۷/۴	۰/۱۳	۲۲/۲	ANT-F22A	
۰/۰۰۱۷	۰/۸۴	۳/۱۷	۵۵/۸	۰/۰۵	۲۳/۴	ANT-F22W	
۰/۰۰۰۴	۰/۲۲	۲/۳۸	۴۱/۹	۰/۰۷	۱۶/۸	ANT-F22in	
۰/۰۰۱۵	۰/۳۷	۲/۵۰	۴۴/۱	۰/۰۷	۱۵/۶	ANT-GL	
۰/۰۰۰۸	۰/۳۸	۲/۵۰	۴۴/۱	۰/۰۸	۱۵/۲	ANT-S-F22	
۰/۰۰۰۷	۰/۲۶	۲/۵۲	۴۴/۵	۰/۰۶	۲۰/۸	T-F33	
۰/۰۰۰۴	۰/۰۹	۲/۲۷	۴۰/۱	۰/۰۷	۱۷/۶	T-F22S2	
۰/۰۰۲۶	۰/۸۰	۳/۸۱	۱۳۰/۱	۰/۳۱	۲۵/۰	U.S.2-RC2U1	
۰/۰۰۱۱	۰/۸۲	۳/۸۴	۱۳۱/۲	۰/۳۱	۲۵/۰	U.S.3-RC3U3	
۰/۰۰۲۲	۱/۶۱	۳/۹۷	۱۳۵/۵	۰/۱۶	۲۵/۰	U.S.4-RC3U3	
۰/۰۰۱۸	۰/۵۵	۲/۵۰	۸۵/۳	۰/۳۱	۲۵/۰	U.S.2-RC2U1	
۰/۰۰۱۱	۰/۸۲	۲/۹۰	۹۹/۲	۰/۳۱	۲۵/۰	U.S.3-RC3U3	
۰/۰۰۱۵	۱/۰۸	۲/۵۹	۸۸/۵	۰/۱۶	۲۵/۰	U.S.4-RC3U3	
۰/۰۰۱۳	۰/۸۹	۳/۸۶	۸۶/۲	۰/۰۴	۵۴/۲	JA2RF	[۳۲]
۰/۰۰۲۷	۲/۳۵	۵/۳۷	۱۲۰/۰	۰/۰۴	۵۵/۳	JB2RFb	
۰/۰۰۲۷	۲/۳۱	۵/۳۵	۱۱۹/۴	۰/۰۴	۵۶/۹	JC2RF	
۰/۰۰۰۲	۰/۰۲	۳/۴۵	۶۹/۶	۰/۱۵	۲۷/۳	LBCJ-CS1	[۳۳]

به منظور تحقق هدف مذکور، نتایج حاصل از نمونه‌های آزمایشگاهی اتصالات مقاوم‌سازی شده در جدول ۲، ارائه شده است. همچنین به کمک تحلیل رگرسیون، کرنش مؤثر در ورق‌های طولی به شکل زیر پیشنهاد می‌شود:

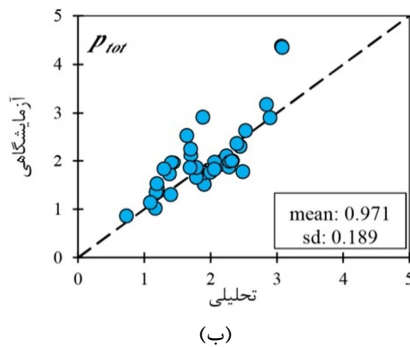
$$\varepsilon_{f,e} = 0.0002 \times W \times D \left( \frac{\rho_b f_{yb}}{f'_c} \right)^{0.228} \left( \frac{h_b}{b_b} \right)^{2.128} \left( \frac{E_{fy} \rho_{fy}}{E_c} \right)^{-0.141} \left( \frac{E_{fx} \rho_{fx}}{E_c} \right)^{-0.243} \quad (19)$$

از آزمایشگاه نزدیک می‌باشد که دقت و یکنواختی آن نشان دهنده قابل اتکا بودن و صحت مدل تحلیلی پیشنهادی در تعیین خصوصیات غیرخطی در اتصالات بتنی مسلح مقاوم‌سازی شده با FRP می‌باشد.

#### ۴- رابطه تنش اصلی کششی - دوران اتصال

##### قبل و بعد از مقاوم‌سازی

براساس مطالعات انجام گرفته توسط برخی محققین، رفتار غیرخطی اتصالات سازه‌های بتن مسلح، به شکل قابل ملاحظه‌ای تابع چگونگی مهار آرماتورهای طولی تیر در هسته اتصال می‌باشد [۱۴-۱۸ و ۲۰-۲۳].

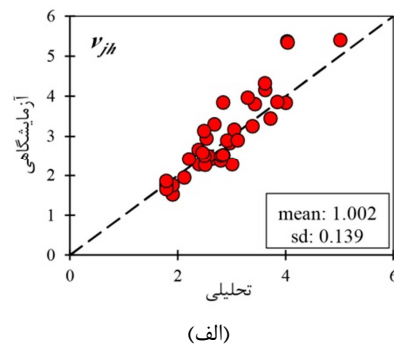


کرنش مؤثر در ورق‌های طولی تقویتی به صورت زیر قابل تعیین می‌باشد:

$$\varepsilon_{f,e}^{\text{exp}} = p_{fj}^{\text{exp}} \frac{b_j \sqrt{h_c^2 + h_b^2}}{A_{f,eq} E_f} \quad (18)$$

به کمک رابطه مذکور، مقدار کرنش مؤثر در ورق‌های تقویتی قابل محاسبه می‌باشد.

در رابطه (۱۹)، مقدار  $W$  برابر ۱/۱۸۵، برای ورق‌هایی که در نواحی تیر و ستون مهار مکانیکی شده باشند در نظر گرفته خواهد شد و در غیر این صورت این مقدار برابر با ۱ فرض می‌شود. همچنین، مقدار  $D$  برابر با ۰/۹۲۳ برای هسته اتصالات آسیب دیده است، در غیر این صورت برابر ۱ در نظر گرفته خواهد شد. شکل ۴، نتایج حاصل از مدل تحلیلی و آزمایشگاهی اتصالات بتنی مسلح مقاوم‌سازی شده با ورق‌های تقویتی را مورد مقایسه قرار می‌دهد. با توجه به اینکه نتیجه به دست آمده از تخمین مقدار کرنش مؤثر در جهت اطمینان بوده است، اما نتایج تنش اصلی کششی و مقاومت برشی در هسته اتصال به نتایج حاصل



شکل ۴- مقایسه نتایج حاصل از (الف) مدل تحلیلی پیشنهادی و (ب) نمونه‌های آزمایشگاهی برای اتصالات بتنی مسلح تقویت شده با ورق‌های پلیمری

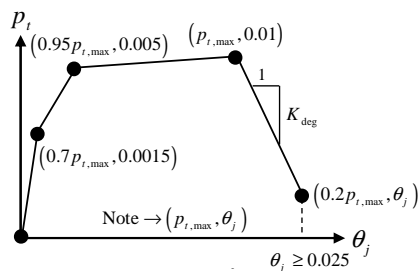
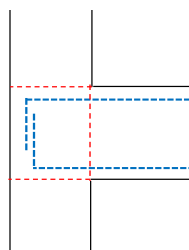
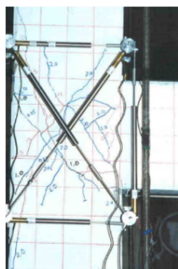
مقابل یا استرات فشاری مورب، نوع مکانیسم شکست اتصال را نیز مشخص می‌نماید.

در شکل ۵، رابطه‌ای به منظور تعیین رابطه تنش اصلی کششی- چرخش اتصالات در حالت‌های مختلف

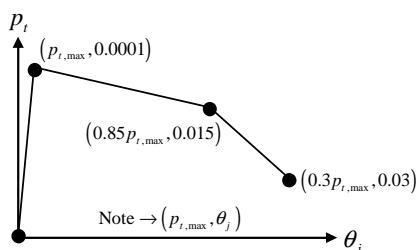
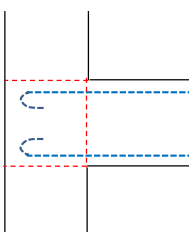
علت این می‌باشد که خم مناسب آرماتورهای تیر به شکل ۹۰ درجه و به سمت پایین و مهار شده در هسته اتصال علاوه بر ایجاد تکیه‌گاهی مناسب برای تشکیل مهار

ترک قطری در هسته، مقاومت برشی هسته اتصال به حداکثر مقاومت نخواهد رسید و رفتار سخت‌شدگی مجدد در نمونه‌های آزمایش شده مشاهده می‌شود؛ تا تنش اصلی کششی در ناحیه هسته اتصال به حداکثر مقدار خود  $P_{t,max}$  برسد [۳۲ و ۳۴].

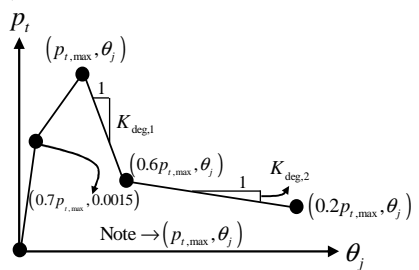
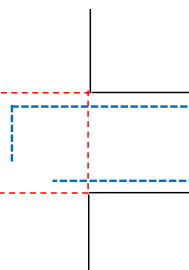
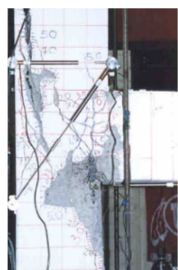
مهار آرماتورهای طولی تیر، ارائه شده است.  $P_{t,max}$  بیانگر حداکثر تنش اصلی کششی در هسته اتصالات می‌باشد. براساس نتایج حاصل از مطالعات آزمایشگاهی، در صورت مهار آرماتورهای طولی تیر به صورت خم ۹۰ درجه به سمت داخل هسته اتصال، پس از شکل‌گیری نخستین



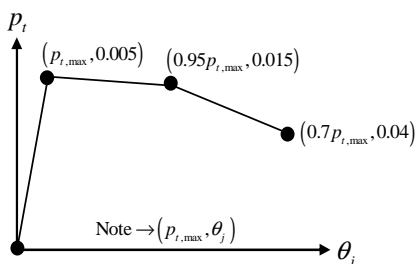
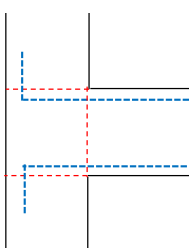
(الف) خم ۹۰ درجه در ناحیه هسته اتصال به سمت داخل



(ب) خم ۱۸۰ درجه در ناحیه هسته اتصال



(پ) تک خم ۹۰ درجه در ناحیه هسته اتصال به سمت داخل



(ت) خم ۹۰ درجه در ناحیه هسته اتصال به سمت بیرون

مکانیسم شکست

نوع مهار

رابطه تنش اصلی کششی - چرخش

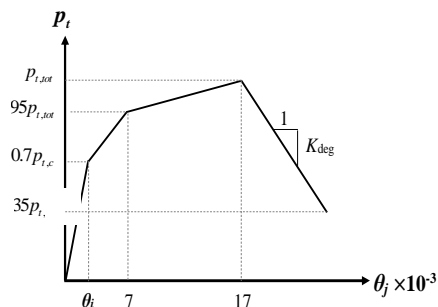
شکل ۵- خصوصیات غیرخطی اتصالات با آرماتورهای طولی مهار شده به اشکال مختلف

مکانیسم استرات مورب فشاری می‌باشد. میزان سختی بعد از اوج  $K_{deg}$  برای این اتصالات، برابر با ۴۰ مگاپاسکال بر

دلیل مشاهده رفتار سخت‌شدگی مجدد توانایی این نوع مهار در ایجاد گره و تکیه‌گاهی مؤثر به منظور تشکیل

هسته اتصال مقاوم‌سازی شده با ورق‌های الیاف تقویت شده پلیمری می‌باشد، ۷۵ درصد چرخش مطابق با نخستین ترک مورب در هسته اتصالات مقاوم‌سازی نشده وابسته به نوع مهار آرماتورهای طولی تیر در نظر گرفته می‌شود. بنابراین، سختی اولیه بیشتری در اعضای مقاوم‌سازی شده در نظر گرفته می‌شود.

در رابطه تنش اصلی کششی- چرخش اتصالات مقاوم‌سازی شده با ورق‌های تقویتی برای تمامی روش‌های مهار آرماتورهای طولی تیر در اتصال، رفتار سخت‌شدگی مجدد به دلیل توانایی ورق‌های الیاف تقویت شده پلیمری در ایجاد گره‌ای مؤثر برای تشکیل استرات فشاری مورب، در نظر گرفته شده است. در این پژوهش،  $K_{deg}$  برای اتصالات تیر- ستون مقاوم‌سازی شده برابر با ۸۰ مگاپاسکال بر رادیان در نظر گرفته شده است.



شکل ۶- رابطه تنش اصلی کششی- چرخش برای اتصالات

مقاوم‌سازی شده با استفاده از ورق‌های FRP

ورق‌های الیاف تقویت شده پلیمری در مقاومت نخستین ترک مورب به دلیل ناتوانایی در تغییر خصوصیات بتن بی‌تأثیر می‌باشند. در نتیجه، مقاومت نخستین ترک مورب در هسته اتصال برابر با ۷۰ درصد تنش اصلی کششی حداکثر در حالت مقاوم‌سازی نشده در نظر گرفته شده است.

#### ۵- تأثیر مواد FRP روی رفتار غیرخطی تیرها و

##### ستون‌ها

به منظور ارزیابی رفتار غیرخطی تیر یا ستونی بتن مسلح قبل و بعد از مقاوم‌سازی با FRP، تحلیل لنگر- انحنا می‌تواند اطلاعات مفیدی از رفتار عضو در طول

رادیان پیشنهاد می‌شود. نتایج آزمایشگاهی نشان می‌دهد که مهار به شکل خم ۱۸۰ درجه در ناحیه هسته اتصال، پس از تشکیل ترک‌های قطری به علت عدم وجود گره‌ای مناسب برای شکل‌گیری استرات مورب فشاری در ناحیه هسته، نمی‌تواند در افزایش مقاومت اتصال تأثیری بگذارد [۷ و ۱۸]. از این‌رو، افت مقاومت در نمونه‌های آزمایشگاهی بعد از این نقطه مشهود می‌باشد. براساس نتایج حاصل از مطالعات آزمایشگاهی دیگری، در مهار آرماتور طولی تیر به شکل خم ۹۰ درجه به سمت ناحیه بیرون هسته اتصال، بعد از تشکیل اولین ترک قطری در هسته، مقاومت اتصال به تدریج کاهش یافته تا جایی که چرخش اتصال به چرخشی برابر با ۰/۰۱۵ برسد [۳۱ و ۳۵].

با توجه به نتایج آزمایشگاهی گرگلی و وونگ<sup>۷</sup>، در مهار آرماتورهای طولی تیر به شکل مستقیم در ناحیه هسته اتصال، بحرانی‌ترین مکانیسم اتصال شکست پیوستگی بوده که عملکرد لرزه‌ای اتصال را نیز کنترل می‌نماید. به همین منظور، در تحلیل اتصالات مذکور، اثرات مکانیسم پیوستگی- لغزش می‌بایست در نظر گرفته شود [۳۱ و ۳۵]. در این مطالعه، براساس مطالعات صورت گرفته توسط پروین و مورتی<sup>۸</sup>، مکانیسم مذکور به کمک سطحی از تنش اصلی کششی که مطابق با آن شکست نامطلوب پیوستگی رخ می‌دهد، کنترل خواهد شد [۶ و ۲۰]. مقادیر  $K_{deg,1}$  و  $K_{deg,2}$  به ترتیب، ۱۲ و ۳۵ مگاپاسکال بر رادیان در نظر گرفته شده‌اند.

رابطه بین تنش اصلی کششی- چرخش براساس نتایج آزمایشگاهی ارائه شده در جدول ۲ برای اتصالات تیر- ستون مقاوم‌سازی شده با ورق‌های الیاف تقویت شده پلیمری در مهارهای مختلف آرماتورهای طولی تیر در شکل ۶ نشان داده شده است. در این پژوهش،  $\theta_i$  که بیانگر چرخش مطابق با نخستین ترک تشکیل شده در

<sup>۷</sup>- Gergely and Wong

<sup>۸</sup>- Murty

$$\left\{ \begin{aligned} \theta_i &= \frac{\varphi_i \times L}{2} \quad \text{for } \varphi_i < \varphi_y \\ \theta_i &= \frac{\varphi_y \times L}{2} + (\varphi_i - \varphi_y) \times L_p \quad \text{for } \varphi_i \geq \varphi_y \end{aligned} \right. \quad (20)$$

که در آن:

$$L_{eff} = L + 0.022f_s d_b \quad f_s \leq f_y \quad (21)$$

$$L_p = \left( 1 - \frac{M_u}{M_y} \right) L \simeq \quad (22)$$

$$0.8L + 0.022f_y d_b \geq 0.044f_y d_b$$

در این روابط،  $f_s$  حداکثر مقاومت فولاد،  $L_p$  و  $d_b$  به ترتیب طول مفصل پلاستیک و قطر آرماتورهای طولی هستند [۳۸]. پارامتر  $L$  طول عضو بتن مسلح می‌باشد که همان فاصله بین لنگر صفر و لنگر حداکثر است.

در روش مقاوم‌سازی به کمک ورق‌های تقویتی، در نظر گرفتن امکان رخداد گسیختگی بر اثر پدیده جداشدگی ضروری می‌باشد. بر همین اساس، در این پژوهش از مدل پیشنهادی ارائه شده توسط برخی محققین استفاده شده است [۱۸، ۳۹ و ۴۰]. براساس مدل مذکور، کرنش جداشدگی،  $\varepsilon_{fd}$ ، به صورت زیر محاسبه می‌شود:

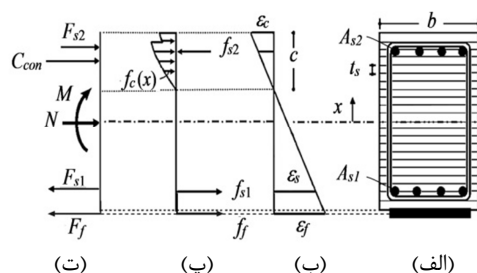
$$\varepsilon_{fd} = \frac{f_{f,deb}}{E_f} \quad (23)$$

$$f_{f,deb} = c_1 \sqrt{\frac{E_f f_{ct}}{t_f n_f}}$$

ضریب  $c_1$  برابر با مقدار ۰/۶۴ در نظر گرفته می‌شود [۴۱]. در این مطالعه، مقاومت کششی بتن،  $f_{ct}$  برابر با  $0.5\sqrt{f'_c}$  فرض شده است.  $E_f$ ،  $t_f$  و  $n_f$  نیز بیانگر مدول الاستیسیته، ضخامت و تعداد لایه‌های مصالح الیاف تقویت شده پلیمری می‌باشد.

به منظور در نظر گرفتن احتمال گسیختگی بر اثر رخداد پدیده جداشدگی، مقاومت کششی متناظر با حداقل مقادیر کرنش جداشدگی و کرنش نهایی، به عنوان حداکثر مقاومت کششی الیاف تقویت شده پلیمری در نظر گرفته می‌شود.

تاریخچه بارگذاری بدهد. شکل ۷، تحلیل فایبری یک مقطع بتنی مسلح مقاوم‌سازی شده با الیاف تقویت شده پلیمری را به صورت شماتیک نشان می‌دهد.



شکل ۷- تحلیل فایبری یک مقطع بتن مسلح مقاوم‌سازی شده با الیاف تقویت شده پلیمری، (الف) مقطع عضو، (ب) توزیع کرنش‌ها، (پ) توزیع تنش‌ها و (ت) توزیع نیروهای فشاری و کششی

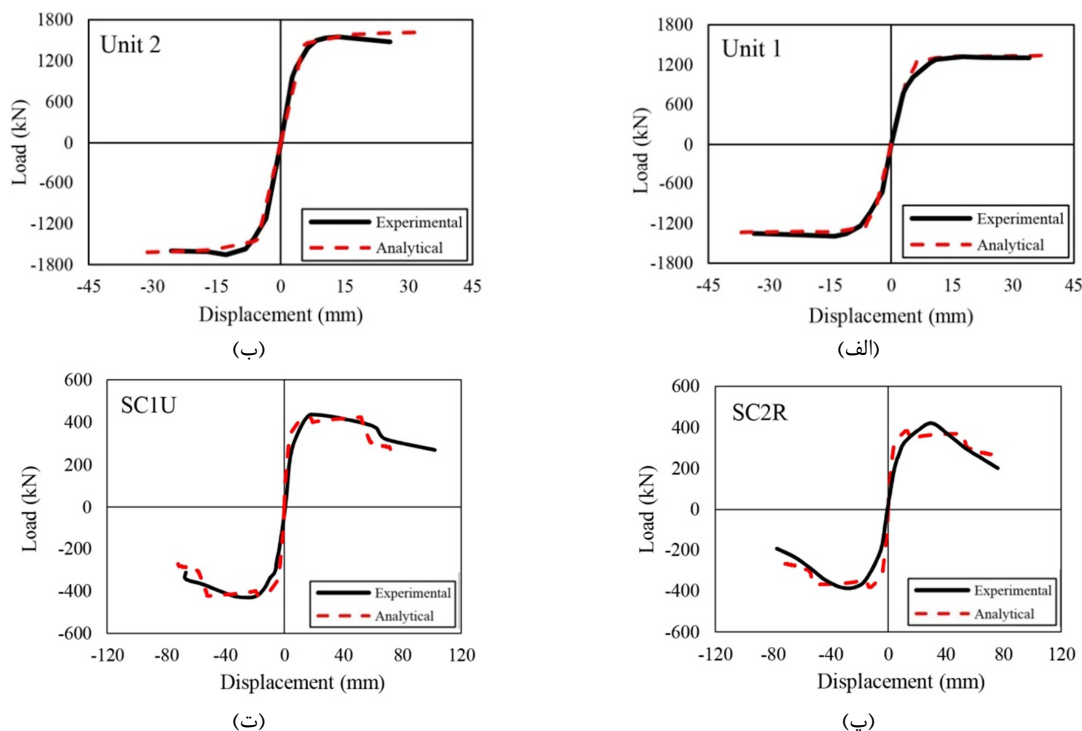
لازم به ذکر است که در این مطالعه، از مدل بتن مندر<sup>۹</sup> و همکاران، جهت تعریف خصوصیات بتن محصور نشده و محصور شده توسط خاموت و از مدل وانگ و رستریپو<sup>۱۰</sup>، جهت مدل‌سازی مدل بتن محصور شده توسط خاموت و FRP استفاده شده است. روند تحلیل لنگر-انحنا به طور خلاصه در شکل ۸، توضیح داده شده است [۳۶ و ۳۷]. به کمک الگوریتم شکل ۸، تحلیل رابطه لنگر-انحنا یک مقطع بتن مسلح مقاوم‌سازی شده با الیاف تقویت شده پلیمری قابل محاسبه خواهد بود. در نهایت، با تبدیل رابطه مذکور به رابطه لنگر-چرخش خصوصیات مفاصل پلاستیک براساس رویکرد پلاستیسیته گسسته تعیین خواهد شد.

چرخش عضوی بتنی مطابق با انحنا،  $\varphi_i$ ، در محل حداکثر لنگر خمشی براساس روش لنگر سطح، قابل تعیین می‌باشد. با فرض اینکه رفتار تیرها یا ستون‌ها در سازه به صورت عضوی یک سر آزاد و یک سر گیردار (کنسول) باشد، انحنا به صورت رابطه (۲۰)، قابل تبدیل به چرخش می‌باشد:

<sup>۹</sup>- Mander

<sup>۱۰</sup>- Wang and Restrepo





شکل ۱۰- مقایسه نتایج حاصل از مدل عددی پیشنهادی با نتایج آزمایشگاهی در ترم بار جانبی- تغییرمکان در (الف) نمونه اول، (ب) نمونه دوم، (پ) نمونه SC2R و (ت) نمونه SC1U

این آزمایش قابلیت مدل پیشنهادی در انتقال مفصل پلاستیک از بر تیر به انتهای ورق‌های FRP را اثبات می‌کند. از این‌رو، عدم مدل‌سازی هسته اتصال، تأثیری در تحلیل نخواهد داشت. لازم به ذکر است که روند محاسبه تأثیر آرماتورهای عرضی روی تنش اصلی کششی در هسته اتصال در مطالعه شایان‌فر و همکاران قابل ملاحظه می‌باشد [۱۴].

## ۷- ارزیابی تأثیر سیستم مقاوم‌سازی FRP در سطح سازه

### ۷-۱- سازه قدیمی

هندسه قاب آزمایش شده توسط کالوی<sup>۱۴</sup> و همکاران در شکل ۱۲ نشان داده شده است [۴۵]. از دلایل انتخاب این قاب می‌توان به مد شکست قاب که به صورت شکست برشی در هسته اتصال می‌باشد، نسبت نامناسب مجموع ظرفیت خمشی ستون‌های متصل به

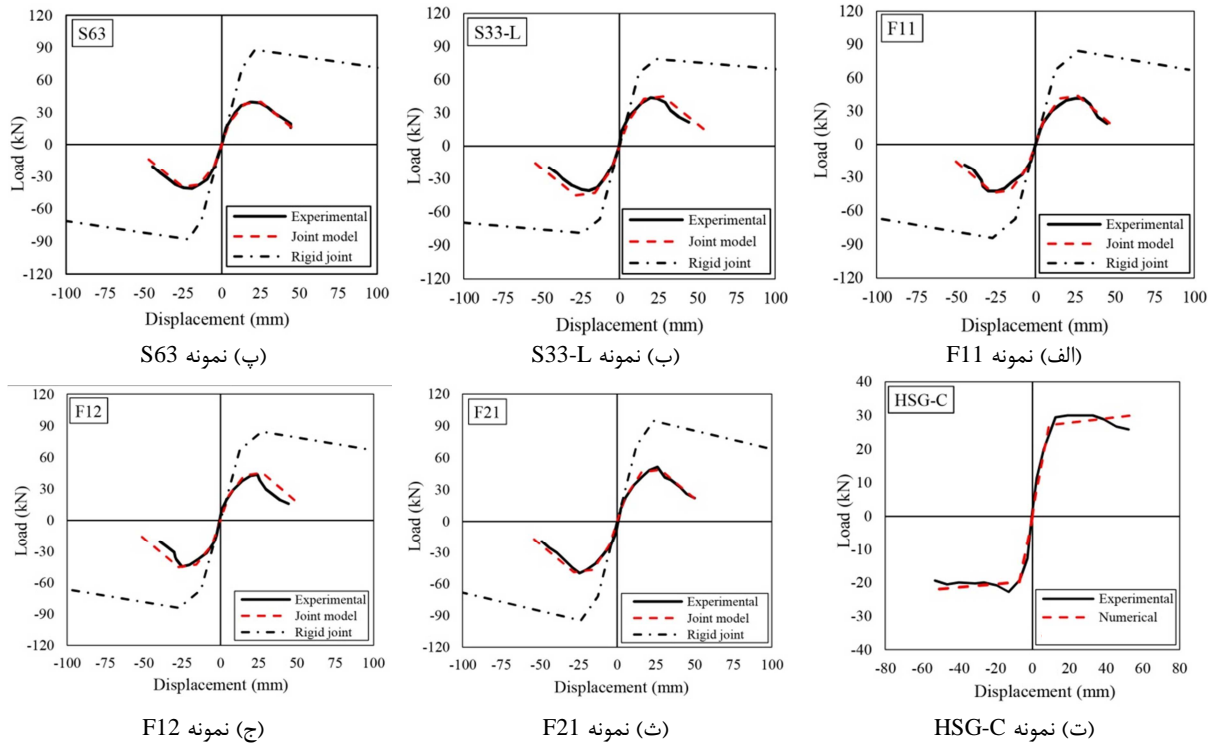
لازم به ذکر است که تحلیل‌های غیرخطی در این پژوهش، توسط نرم‌افزار تجاری SAP2000 انجام شده است. همانطور که مشاهده می‌شود نتایج، تأییدکننده صحت مدل پیشنهادی در پیش‌بینی نتایج آزمایشگاهی می‌باشد.

اگرچه در حالتی که هسته اتصال صلب فرض می‌شود، سختی اولیه تقریباً به خوبی پیش‌بینی می‌شود، اما پاسخ اتصالات در ترم مقاومت و شکل‌پذیری به شدت در خلاف جهت اطمینان می‌باشد. به جز نمونه HSG-C، مد شکست حاصل از تحلیل در حالتی که اثرات غیرخطی در هسته اتصال و همچنین تأثیر ورق‌های FRP روی ظرفیت اتصال در نظر گرفته شود، به صورت شکست در هسته اتصال پیش‌بینی می‌شود، اما بدون در نظر گرفتن این اثرات، شکست جداشدگی در ناحیه تیر توسط تحلیل حاصل می‌شود. نمونه HSG-C به دلیل وجود آرماتورهای عرضی در هسته اتصال مد شکست در انتهای ورق‌های FRP روی تیر می‌باشد [۴۴].

<sup>14</sup>- Calvi

آرماتورها نظیر استفاده از آرماتورهای صاف و مهر نامناسب آرماتورهای طولی تیر در هسته اتصال (خم ۱۸۰درجه) و ارزیابی توانایی ورق‌های FRP در بهبود رفتار قاب توسط جابه‌جایی مفاصل پلاستیک، اشاره کرد.

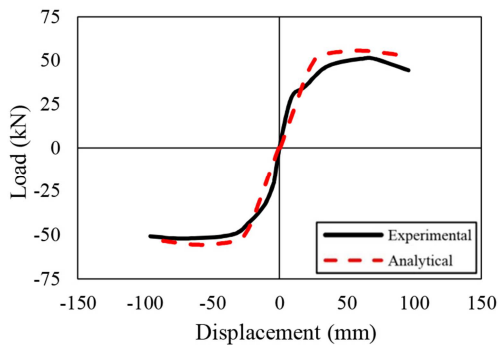
هسته اتصال به مجموع ظرفیت خمشی تیرهای متصل به هسته اتصال که به طور میانگین ۰/۴۳ می‌باشد (عدم طراحی براساس معیارهای لرزه‌ای)، عدم طراحی آرماتورهای عرضی در هسته اتصال، جزئیات نامناسب



— آزمایشگاهی    - - - مدل عددی بدون مدلسازی هسته اتصال    - - - - مدل عددی با مدلسازی هسته اتصال

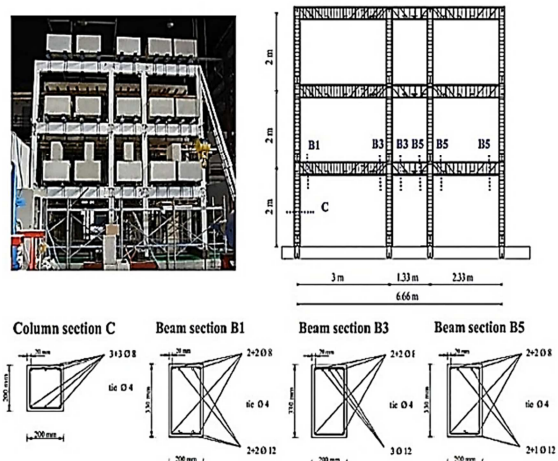
شکل ۱۱- مقایسه نتایج نمودار بار جانبی- تغییر مکان حاصل از مدل عددی و آزمایشگاهی [۵ و ۴۴]

منحنی‌های بار- تغییرمکان حاصل از تحلیل عددی و آزمایشگاهی مشاهده کرد.



شکل ۱۳- مقایسه رابطه بار جانبی- تغییرمکان جانبی سازه حاصل از آزمایشگاه و تحلیل غیرخطی

به منظور بررسی بیشتر قابلیت مدل پیشنهادی، الگوی خرابی حاصل از تحلیل غیرخطی با نتایج مشاهده شده از آزمایش در شکل ۱۴- الف و ب مقایسه می‌شوند.

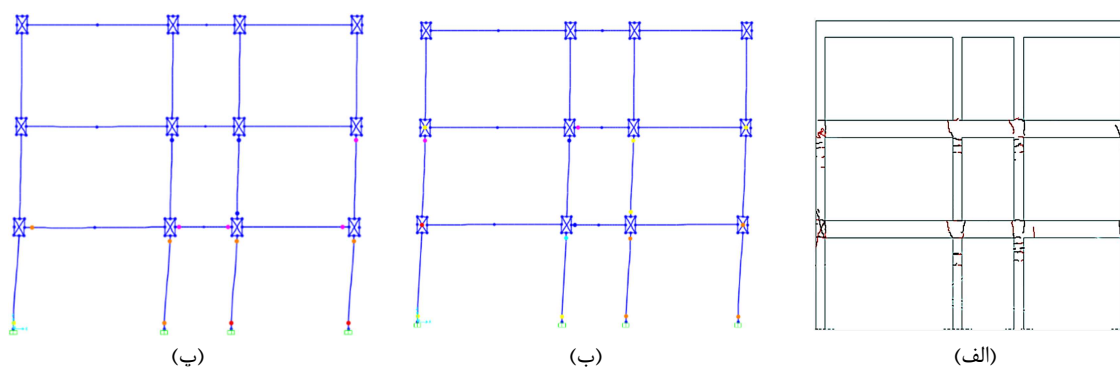


شکل ۱۲- هندسه قاب آزمایش شده توسط محققان [۴۵]

مقایسه نتایج حاصل از تحلیل‌های عددی و آزمایشگاهی در شکل ۱۳ نشان داده شده است. هنگامی که فنرهای محوری در هسته اتصال براساس مدل پیشنهادی تعریف می‌شوند، تطابق مناسبی را می‌توان بین



در ترم مقاومت خمشی، به طول ۵۰۰ میلیمتر روی ستون‌ها نیز گسترش یافته است. توزیع مفاصل پلاستیک مطابق با تغییر شکل نهایی در قاب مقاوم‌سازی شده در شکل ۱۴-پ نشان داده شده است. نتایج نشان دهنده تغییر مد شکست قاب از شکست برشی در هسته اتصالات به شکستی در ستون‌های سازه می‌باشد. لازم به ذکر است که قاب مذکور در ناحیه ستون به قدری ضعیف می‌باشد و از سوی دیگر تیرهای سازه نیز به قدری مقاومت خمشی بالایی دارند که اصل تیر ضعیف و ستون قوی در این سازه برقرار نشده است.



شکل ۱۴- مقایسه الگوی خرابی براساس نتایج (الف) آزمایشگاهی، (ب) تحلیل غیرخطی و (پ) بعد از مقاوم‌سازی.

(۲) تأثیر بسیار مهم مد شکست سازه که رفتار قاب براساس آن کنترل می‌شود.

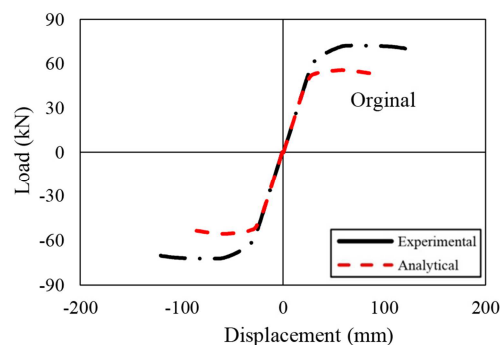
#### ۲-۷- سازه مدرن:

در این بخش، تأثیر سیستم مقاوم‌سازی با ورق‌های FRP روی عملکرد لرزه‌ای سازه بتن مسلح تحت تحلیل و ارزیابی قرار می‌گیرد. از این‌رو، سازه بتن مسلح شش طبقه با سه دهانه با ارتفاع سه متر و عرض دهانه پنج متر طراحی شده است که در شکل ۱۶ قابل مشاهده است. از ویژگی‌های قابل توجه در این سازه، فاصله نسبتاً زیاد خاموت‌ها از یکدیگر می‌باشد. مشخصات ابعاد و جزئیات آرماتورها در مقاطع مختلف (A تا F) در جدول ۳ ارائه شده است.  $A_{s,top}$  و  $A_{s,bot}$  به ترتیب بیانگر میزان آرماتور در بالا و مقطع تیر می‌باشد. لازم به ذکر است که منظور از n16φd25، ۱۶ عدد آرماتور طولی با قطر ۲۵ میلیمتر می‌باشد.

توزیع شکست مشاهده شده در قاب مانند شکست برشی در هسته اتصال و همچنین تشکیل مفصل پلاستیک در ستون‌ها به خوبی توسط تحلیل غیرخطی شبیه‌سازی می‌گردد. بنابراین می‌توان گفت که روند پیشنهادی در این تحقیق نه تنها می‌تواند رفتار هیستریزس را به خوبی پیش‌بینی کند، بلکه الگوهای شکست مورد انتظار را نیز به درستی شبیه‌سازی می‌نماید.

به منظور مقاوم‌سازی قاب مزبور، از سه لایه ورق FRP چهارجهته در ناحیه هسته اتصال استفاده شده است که به علت ضعف محسوس ستون‌ها نسبت به تیرهای قاب

مقایسه نتایج تحلیل غیرخطی قاب اصلی و قاب مقاوم‌سازی شده در شکل ۱۵ ارائه شده است. همانطور که مشاهده می‌شود، تغییر مد رفتاری سازه سبب افزایش قابل ملاحظه‌ای در پاسخ قاب در هر دو ترم مقاومت و شکل‌پذیری (تقریباً ۳۵ درصد افزایش مقاومت) می‌شود.

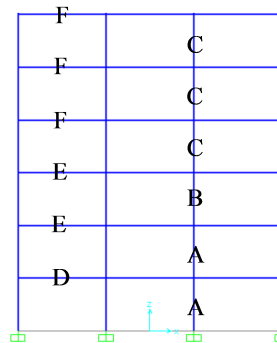


شکل ۱۵- مقایسه رابطه بار جانبی- تغییر مکان جانبی سازه قبل و بعد از مقاوم‌سازی

این امر از دو لحاظ قابل اهمیت می‌باشد:

(۱) قابلیت ورق‌های FRP در افزایش ظرفیت سازه،

طبقات، در ناحیه هسته اتصال تیر- ستون سه لایه خاموت با قطر ۱۰ میلیمتر در نظر گرفته شده است. این مقدار براساس مطالعات شایان‌فر و همکاران به منظور جلوگیری از ترک‌های مورب در هسته اتصال مناسب می‌باشند به طوری که آرماتورهای عرضی با افزایش مقاومت اصلی کششی در ناحیه هسته اتصال، امکان افزایش ظرفیت برشی هسته را ایجاد می‌کنند [۱۴ و ۱۷]. بنابراین، فرض رفتار صلب در هسته اتصال، فرض منطقی می‌باشد. در طراحی لرزه‌ای قاب، برش پایه با توجه به شتاب مبنای طرح ۰/۳g و خاک نوع III (بیان‌کننده پهنه با خطر نسبی زیاد) تعیین شده است. همچنین بار مرده و زنده در طراحی، به ترتیب ۳۰ و ۱۰ کیلونیوتن بر متر در نظر گرفته شده است [۴۶].



شکل ۱۶- مشخصات هندسه سازه‌های مورد مطالعه، شش طبقه (قاب A)

مقاومت فشاری بتن، مقاومت تسلیم و نهایی آرماتورهای طولی و عرضی نیز به ترتیب ۲۵، ۴۲۰ و ۶۵۰ مگاپاسکال گزارش شده است. قطر خاموت‌ها ۱۰ میلیمتر در نظر گرفته شده است که مطابق با جدول ۳، در قاب لحاظ شده است. به منظور بررسی تأثیر انتقال مفصل پلاستیک از بر اتصال تا انتهای ورق‌ها روی تیر، در تمامی

جدول ۳- مشخصات ابعاد و جزییات آرماتورها در مقاطع مختلف (A تا F).

مقطع	نوع	b	h	$A_{st}$	$A_{s,top}$	$A_{s,bot}$	خاموت
A-A	ستون	۶۰۰	۶۰۰	n16φd25	-	-	d10@450
	ستون			n16φd18	-	-	
C-C	ستون	۵۰۰	۵۰۰	n16φd16	-	-	d10@140
D-D	تیر			-	n4φd25	n6φd25	
E-E	تیر			-	n4φd22	n6φd22	
F-F	تیر			-	n3φd18	n6φd18	

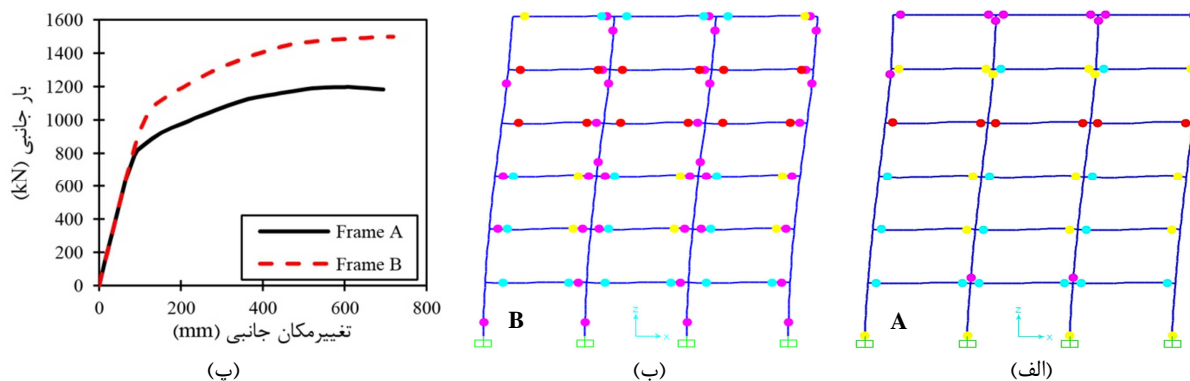
مفصل پلاستیک می‌باشد. بنابراین ورق‌های ذکر شده تنها در بالا و پایین اعضا به صورت طولی نصب شده‌اند.

### ۳-۷- بررسی رفتار لرزه‌ای سازه‌های A و B

در این بخش، رفتار غیرخطی و عملکرد لرزه‌ای سازه بتن مسلح قبل و بعد از مقاوم‌سازی با سیستم FRP در قاب‌های A و B، تحت بررسی قرار می‌گیرند. پارامترهای مورد مطالعه، تأثیر مقاوم‌سازی با سیستم فوق روی رفتار بار- تغییرمکان سازه، عملکرد لرزه‌ای و الگوی تشکیل مفاصل پلاستیک مطابق با نقطه عملکرد و تغییرشکل نهایی می‌باشد. لازم به ذکر است که تحلیل

در قاب‌های مذکور، رویکرد مقاوم‌سازی روی بهبود عملکرد لرزه‌ای سازه و رفتار غیرخطی از طریق انتقال مفاصل پلاستیک می‌باشد. در این پژوهش، به منظور مقاوم‌سازی براساس رویکرد مذکور، در اتصالات داخلی و خارجی طبقه اول از شش لایه FRP، در اتصالات داخلی و خارجی طبقات دوم و سوم از پنج لایه FRP و در اتصالات داخلی و خارجی طبقات چهارم، پنجم و ششم از چهار لایه FRP با هدف انتقال مفصل پلاستیک به میزان ۵۰۰ میلیمتر روی تیر استفاده شده است. لازم به ذکر است که از آنجا که هدف در این بخش بررسی تأثیر FRP روی عملکرد لرزه‌ای سازه‌های بتن مسلح از طریق انتقال

پنجم و ششم میزان دوران مفصل پلاستیک در محدوده دوران نهایی می‌باشد که احتمال طبقه نرم در این طبقات را ارتقا می‌دهد. بنابراین، براساس رویکرد اصلی مقاوم‌سازی مزبور، نتایج نشان می‌دهد که پس از مقاوم‌سازی، مفصل پلاستیک عمدتاً در تیرهای سازه تشکیل می‌شوند. البته در طبقات اول، چهارم، پنجم و ششم بعد از مقاوم‌سازی در ستون‌های سازه مفصل پلاستیک تشکیل می‌شود، ولی در طبقات مزبور تنها آرماتورهای طولی ستون به محدوده جاری شدن رسیده‌اند. با این وجود، افزایشی ۱۲/۵ درصدی در مقاومت سازه، قابلیت ورق‌های FRP در بهبود ظرفیت سازه را اثبات می‌نمایند.



شکل ۱۷- الگوی خرابی متناظر با لحظه نهایی در قاب A (الف)، B (ب) و (پ) نتایج بار- تغییرمکان

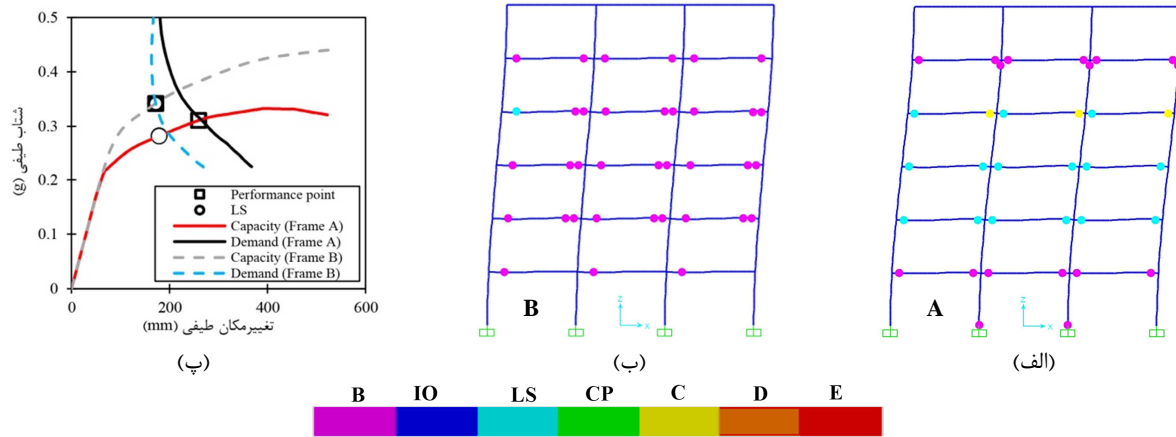
سازه را با تعمیر به عملکرد مناسب رساند، ولی چنین کاری چندان منطقی و اقتصادی به نظر نمی‌رسد [۴۷]. در قاب شش طبقه، قاب A در سطح عملکردی بیش از LS قرار دارد که به عبارت دیگر، عملکرد مطلوبی در برابر زلزله طرح نخواهد داشت.

همانطور که از الگوی تشکیل مفصل پلاستیک مشخص است، مکانیسم طبقه نرم در طبقات اول و پنجم سازه قابل انتظار می‌باشد و همچنین دوران در تیرهای طبقات دو تا چهارم نیز نزدیک به دوران نهایی می‌باشد، اما بعد از مقاوم‌سازی، به جز یک مفصل پلاستیک، سایر مفصل پلاستیک تماماً در تیرهای سازه تشکیل می‌شوند و تنها در سطح جاری شدن آرماتورهای طولی تیر می‌باشد و تا محدوده LS فاصله قابل توجه دارند.

استاتیکی غیرخطی توسط نرم‌افزار SAP2000 انجام شده و مفصل پلاستیک با استفاده از روندهای ارائه شده در این پژوهش، تعریف شده‌اند. همچنین، الگوی بارگذاری جانبی روی سازه نیز به صورت مثلی در نظر گرفته شده است. نتایج حاصل از تحلیل غیرخطی در ترم‌های رابطه بار جانبی- تغییرمکان جانبی و الگوی تشکیل مفصل پلاستیک در لحظه نهایی در شکل ۱۷ ارائه شده است.

در قاب شش طبقه، به طور کلی، قاب B بعد از مقاوم‌سازی در ترم‌های مقاومت و سختی اولیه جانبی عملکرد مناسب‌تری دارد، اما حداکثر تغییرمکان جانبی در قاب مقاوم شده تا حدی کمتر از قاب اصلی می‌باشد. الگوی خرابی نشان می‌دهد که در ستون‌های طبقات اول،

نتایج حاصل از تحلیل غیرخطی با توجه به عملکرد لرزه‌ای و الگوی تشکیل مفصل پلاستیک در نقطه عملکرد در شکل ۱۸ نشان داده شده است. همانطور که ملاحظه می‌شود عملکرد لرزه‌ای با مقایسه نقطه عملکرد و سطح عملکرد امنیت جانی، که توسط آیین‌نامه FEMA 356 در تعریف مفصل پلاستیک لحاظ شده است، قابل بررسی می‌باشد [۴۷]. در این تراز، اجزای سازه‌ای و غیرسازه‌ای با دوران و خرابی متوسط روبه‌رو خواهند شد. سختی جانبی سازه و توانایی حمل بارهای جانبی اضافی کاهش می‌یابد. به احتمال زیاد سازه با خرابی نهایی فاصله خواهد داشت. آسانسورها و دستگاه‌های مشابه الکتریکی امکان دارد کاربری‌شان را از دست بدهند. در چنین حالتی، سازه برای سکونت مجدد مناسب نخواهد بود. امکان دارد بتوان



شکل ۱۸- الگوی خرابی متناظر با نقطه عملکرد در قاب (الف) A، (ب) B و (پ) نتایج شتاب نسبی- تغییر مکان نسبی

تنش اصلی کششی- تغییر شکل برشی در حالت‌های مختلف مهار آرماتورهای کششی پیشنهاد شده است. با مقایسه نتایج حاصل از مدل پیشنهادی و نتایج گزارش شده از آزمایشگاه می‌توان گفت که مدل پیشنهادی رفتار غیراتصالات تیر- ستون را قبل و بعد از مقاوم‌سازی را با دقت و قابلیت اتکا مناسب پیش‌بینی می‌کند. همچنین مدل مذکور، از نقطه‌نظر زمان و تلاش محاسباتی و همچنین عدم نیاز به نرم‌افزارهای پیچیده تحلیل غیرخطی، در زمره مدل‌های کاربردی برای مهندسين قابل تلقی می‌باشد. به منظور بررسی قابلیت سیستم مقاوم‌سازی با FRP، رفتار لرزه‌ای دو قاب بتن مسلح در سطح سازه ارزیابی شده است که نتایج از نقطه نظر رفتار بار- تغییر مکان سازه، عملکرد لرزه‌ای و الگوی تشکیل مفاصل پلاستیک مطابق با نقطه عملکرد و تغییر شکل نهایی تأییدکننده کارایی سیستم مقاوم‌سازی FRP می‌باشد.

نتایج از نقطه نظر رفتار بار- تغییر مکان سازه، عملکرد لرزه‌ای و الگوی تشکیل مفاصل پلاستیک مطابق با نقطه عملکرد و تغییر شکل نهایی تأییدکننده کارایی سیستم مقاوم‌سازی FRP می‌باشد.

### ۸- خلاصه و نتیجه‌گیری

در این پژوهش، اثرات مقاوم‌سازی اتصالات تیر- ستون توسط اعمال سیستم FRP با استفاده از مدل پیشنهادی شبیه‌سازی شده است. مدل شامل دو فنر محوری مورب در هسته اتصالات به منظور شبیه‌سازی رفتار غیرخطی بوده است. بدین منظور، براساس رویکرد تنش‌های اصلی در هسته اتصالات، تأثیر ورق‌های FRP روی ظرفیت عضو، به صورت افزایشی روی تنش اصلی کششی فرض شده است. به عبارت دیگر، تنش اصلی کششی کل نیز به صورت مجموع تنش‌های اصلی ناشی از بتن و ورق‌های FRP در نظر گرفته شده است. از این‌رو، براساس نتایج آزمایشگاهی، روابطی برای تعیین رابطه

### مراجع

- [1] NISEE. Earthquake Image information system: Karl V. Steinbrugge collection. University of California, Berkeley.
- [2] Ghobarah, A., & Said, A. (2002). "Shear Strengthening of Beam-Column Joints", *Engineering Structures*, 24(7), 881-888.
- [3] Kaplan, H., Bilgin, H., Yilmaz, S., Binici, H., & Öztas, A. (2010). "Structural Damages of L'Aquila (Italy) Earthquake", *Natural Hazards and Earth System Sciences*, 10(3), 499-507.

- [4] Zhao, B., Taucer, F., & Rossetto, T. (2009). "Field Investigation on the Performance of Building Structures during the 12 May 2008 Wenchuan Earthquake in China", *Engineering Structures*, 31(8), 1707-1723.
- [5] Antonopoulos, C. P., & Triantafillou, T. C. (2003). "Experimental Investigation of FRP-Strengthened RC Beam-Column joints", *Journal of composites for construction*, 7(1), 39-49.
- [6] Parvin, A., Altay, S., Yalcin, C., & Kaya, O. (2010). "CFRP Rehabilitation of Concrete Frame Joints with Inadequate Shear and Anchorage Details", *Journal of Composites for Construction*, 14(1), 72-82.
- [7] Akguzel, U., & Pampanin, S. (2010). "Effects of Variation of Axial Load and Bidirectional Loading on Seismic Performance of GFRP Retrofitted Reinforced Concrete Exterior Beam-Column Joints", *Journal of Composites for Construction*, 14(1), 94-104.
- [8] Mostoufinezhad, D., & Talaieitaba, S. B. (2006). "Finite Element Modeling of RC Connections Strengthened with FRP Laminates", *Iranian J Sci Technol, Trans B: Eng*, 30, 21-30.
- [9] Mohammadizadeh, M. R., & Hoseinzadeh, S. (2020). "Numerical Analysis of Reinforced Exterior Concrete Beam-Column Joints Retrofitted Using FRP under Cyclic Loads", *Journal of Civil and Environmental Engineering*, doi: 10.22034/jcee.2021.35198.1839.
- [10] Attari, N., Youcef, Y.S., & Amziane, S. (2019). "Seismic Performance of Reinforced Concrete Beam-Column Joint Strengthening by FRP Sheets", *Structures*, 20, 353-364.
- [11] Al-Rousan, R. Z., & Alkhalwaldeh, A. (2021). "Numerical Simulation of the Influence of Bond Strength Degradation on the Behavior of Reinforced Concrete Beam-Column Joints Externally Strengthened with FRP Sheets", *Case Studies in Construction Materials*, 15, e00567.
- [12] Niroomandi, A., Maheri, A., Maheri, M. R., & Mahini, S. S. (2010). "Seismic Performance of Ordinary RC Frames Retrofitted at Joints by FRP Sheets", *Engineering Structures*, 32(8), 2326-2336.
- [13] Wilson, E. L. (2002). *SAP2000 Analysis Reference*. Computers and Structures, Inc. Berkeley, California, USA.
- [14] Shayanfar, J., Bengar, H. A., & Niroomandi, A. (2016). "A Proposed Model for Predicting Nonlinear Behavior of RC joints under Seismic Loads", *Materials & Design*, 95, 563-579.
- [15] Priestley, M. J. N. (1997). "Displacement-Based Seismic Assessment of Reinforced Concrete Buildings", *Journal of Earthquake Engineering*, 1(01), 157-192.
- [16] Shayanfar, J., & Bengar, H.A. (2016). "Numerical Model to Simulate Shear Behaviour of RC Joints and Columns", *Computers and Concrete*, 18(4), 877.
- [17] Sharma, A., Eligehausen, R., & Reddy, G. R. (2011). "A New Model to Simulate Joint Shear Behavior of Poorly Detailed Beam-Column Connections in RC Structures under Seismic Loads, Part I: Exterior Joints", *Engineering Structures*, 33(3), 1034-1051.
- [18] Akguzel, U., & Pampanin, S. (2012). "Assessment and Design Procedure for the Seismic Retrofit of Reinforced Concrete Beam-Column Joints Using FRP Composite Materials", *Journal of Composites for Construction*, 16(1), 21-34.
- [19] Park, S., & Mosalam, K. M. (2012). "Parameters for Shear Strength Prediction of Exterior Beam-Column Joints without Transverse Reinforcement", *Engineering Structures*, 36, 198-209.
- [20] Murty, C. V. R., Rai, D. C., Bajpai, K. K., & Jain, S. K. (2003). "Effectiveness of Reinforcement Details in Exterior Reinforced Concrete Beam-Column Joints for Earthquake Resistance", *Structural Journal*, 100(2), 149-156.
- [21] Pantelides, C. P., Hansen, J., Nadauld, J., & Reaveley, L. D. (2002). "Assessment of Reinforced Concrete Building Exterior Joints with Substandard Details", Report no. PEER 2002/18. *Pacific Earthquake Engineering Research Center*.
- [22] Melo, J., Varum, H., Rossetto, T., & Costa, A. (2012). "Cyclic Response of RC Beam-Column Joints Reinforced with Plain Bars: an Experimental Testing Campaign", *In Proceedings of the 15th World Conference on Earthquake Engineering*, Lisbon, Portugal, 24-28.
- [23] Genesio, G. (2012). "Seismic Assessment of RC Exterior Beam-Column Joints and Retrofit with Haunches using Post-Installed Anchors", Ph.D. Dissertation. *University of Stuttgart*, Stuttgart.
- [24] Vecchio, F. J., & Collins, M. P. (1986). "The Modified Compression-Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear", *ACI J*, 83(2), 219-231.
- [25] Boushelham, A. (2010). "State of Research on Seismic Retrofit of RC Beam-Column Joints with Externally Bonded FRP", *Journal of Composites for Construction*, 14(1), 49-61.
- [26] Del Vecchio, C., Di Ludovico, M., Prota, A., & Manfredi, G. (2015). "Analytical Model and Design Approach for FRP Strengthening of Non-Conforming RC Corner Beam-Column Joints", *Engineering Structures*, 87, 8-20.
- [27] Del Vecchio, C., Di Ludovico, M., Balsamo, A., Prota, A., Manfredi, G., & Dolce, M. (2014). "Experimental Investigation of Exterior RC Beam-Column Joints Retrofitted with FRP Systems", *Journal of Composites for Construction*, 18(4), 04014002.

- [28] Di Ludovico, M., Balsamo, A., Prota, A., Verderame, G. M., Dolce, M., & Manfredi, G. (2012). "Preliminary Results of an Experimental Investigation on RC Beam-Column joints". In *6th International Conference on FRP Composites in Civil Engineering (CICE 2012)*, Rome, Italy, 13-15.
- [29] El-Amoury, T. (2003). "Seismic Rehabilitation of Concrete Frame Beam-Column Joints." Ph.D. dissertation, *McMaster University*, Ontario.
- [30] El-Amoury, T., & Ghobarah, A. (2002). "Seismic rehabilitation of beam-column joint using GFRP sheets", *Engineering Structures*, 24(11), 1397-1407.
- [31] Gergely, J., Pantelides, C. P., & Reaveley, L. D. (2000). "Shear Strengthening of RCT-Joints using CFRP Composites", *Journal of composites for construction*, 4(2), 56-64.
- [32] Garcia, R., Jemaa, Y., Helal, Y., Guadagnini, M., & Pilakoutas, K. (2014). "Seismic Strengthening of Severely Damaged Beam-Column RC Joints using CFRP", *Journal of Composites for Construction*, 18(2), 04013048.
- [33] Ha, G. J., Cho, C. G., Kang, H. W., & Feo, L. (2013). "Seismic Improvement of RC Beam-Column Joints using Hexagonal CFRP Bars Combined with CFRP Sheets", *Composite Structures*, 95, 464-470.
- [34] Pantelides, C. P., Clyde, C., & Reaveley, L. D. (2002). "Performance-Based Evaluation of Reinforced Concrete Building Exterior Joints for Seismic Excitation". *Earthquake Spectra*, 18(3), 449-480.
- [35] Wong, H. F. (2005). "Shear Strength and Seismic Performance of Non-Seismically Designed Reinforced Concrete Beam-Column Joints", Ph.D. dissertation, *Hong Kong Univ. of Science and Technology*, Kwoloon, Hong Kong.
- [36] Mander, J. B., Priestley, M. J., & Park, R. (1988). "Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete", *Journal of structural engineering*, 114(8), 1804-1826.
- [37] 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.
- [38] Paulay, T., & Priestley, M.J.N. (1992). *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*, John Wiley Publications, New York, NY, USA.
- [39] Akguzel, U. (2011). "Seismic Performance of FRP Retrofitted Exterior RC Beam-Column Joints under Varying Axial and Bidirectional Loading", Ph.D. Dissertation. *University of Canterbury*, Christchurch.
- [40] Holzenkämpfer, P. (1994), "Ingenieurmodelle des verbundes geklebterbewehrung für betonbauteile". Ph.D. Thesis, *TU Braunschweig* (in German).
- [41] Neubauer, U., & Rostasy, F. S. (1997). "Design Aspects of Concrete Structures Strengthened with Externally Bonded CFRP-Plates", *Proceedings of 7th Int. Conf. on Structural Faults and Repair*, London, 109-118.
- [42] Gill, W. D., Park, R., & Priestley, M. J. N. (1979), "Ductility of Rectangular Reinforced Concrete Columns with Axial Load". Report 79-1, *Department of Civil Engineering, University of Canterbury*, Christchurch, New Zealand.
- [43] Ghobarah, A., & Galal, K. E. (2004). "Seismic Rehabilitation of Short Rectangular RC Columns", *Journal of earthquake engineering*, 8(01), 45-68.
- [44] Eslami, A., & Ronagh, H. R. (2014). "Experimental Investigation of an Appropriate Anchorage System for Flange-Bonded Carbon Fiber-Reinforced Polymers in Retrofitted RC Beam-Column Joints". *Journal of Composites for Construction*, 18(4), 04013056.
- [45] Calvi, G. M., Magenes, G., & Pampanin, S. (2002). "Relevance of Beam-Column Joint Damage and Collapse in RC Frame Assessment", *Journal of Earthquake Engineering*, 6(01), 75-100.
- [46] Permanent Committee for Revising the Iranian Code for Seismic Resistant Design of Buildings. (2005). *Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of Buildings*, (Standard No. 2800-05). 3rd ed. Tehran.
- [47] American Society of Civil Engineering ASCE. (2000). *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings* (FEMA-356). Washington (DC): Federal Emergency Management Agency.