

## Seismic performance of FRP-strengthened RC joints by applying bond effects of concrete-FRP interface

G. R. Nouri\*, M. Kamalvand

Faculty of Engineering, Kharazmi University, Tehran, Iran

**ABSTRACT:** In this research, using the nonlinear finite element method, a numerical study has been performed on the seismic behavior of the deficient RC beam-column joints (with non-seismic detailing), and the seismic rehabilitation of these joints by using FRP composite laminates. At first, based on previous experimental studies, a series of RC joint specimens were considered to verify the proposed numerical model. This series of specimens include six RC interior joint specimens with non-seismic detailing and retrofitted with FRP laminates under cyclic loading. Comparison between the load-displacement curves obtained from the numerical model with corresponding experimental data shows that the proposed model is capable to high accurately predict the response of RC joints under cyclic loading. Then, based on the verified model, the performance of two-dimensional (2-D) deficient and strengthened exterior RC joint, three-dimensional (3-D) interior and exterior RC joints with considering the effect of the slab and beam perpendicular to the plane of the frame and also strengthening of (3-D) RC joints with focusing on the behavior of the FRP to the concrete interface is evaluated. It was observed that the failure mode of the retrofitted RC exterior specimens, unlike the deficient specimens, is the formation of the plastic hinge in the beam section. In addition, it is seen that the slab and the lateral beam have a significant effect on the performance of deficient joints, which can increase the resistance of the 3-D specimens by more than 20%; also, in 3D strengthened joints, the possibility of debonding of FRP laminates from concrete is higher than the 2-D model.

### Review History:

Received: Aug. 24, 2021  
Revised: Jan. 30, 2022  
Accepted: Feb. 01, 2022  
Available Online: Feb. 28, 2022

### Keywords:

RC beam-column joints  
Nonlinear finite element  
FRP laminate  
Cyclic loading  
Bond effects FRP-Concrete interface

### 1- Introduction

Although the buildings designed according to the current seismic codes have the necessary details to withstand energy imposed on the structure by earthquake ground motion, but existing reinforced concrete (RC) structures designed and built according to the old regulations do not have the necessary seismic detailing. Accordingly, in recent years, to deal with possible future risks, various researches have been conducted to increase the performance level of existing RC structures. Some of these techniques for retrofitting the beam-column joints include epoxy injection repair, steel jacketing, concrete jacketing, the addition of external fiber-reinforced polymeric (FRP) laminates. Due to the significant advantages of FRPs such as corrosion resistance, low thermal conductivity, lightness and high resistance to weight ratio, as well as simpler implementation steps than other improvement methods, it is used as a suitable material to improve the behavior of elements in the RC frames.

### 2- Methodology

In this research, according to the various limitations of experimental studies, a three-dimensional (3-D) non-

linear finite element model considering the tension and compression softening of concrete material, failure modes of FRP composite sheets and debonding of concrete and FRP interfaces using ABAQUS finite element program is presented.

The concrete damaged plasticity (CDP) model has been used to simulate the nonlinear behavior of concrete including the descending branch of the stress-strain curve. This model uses the yield function of Lubliner et. al. (1989) [1], with the modifications proposed by Lee and Fenves (1998) [2] to account for different evolution of strength under tension and compression.

To define the uniaxial compression behavior of concrete, the relationship presented by Saenz (1964) [3] is used. This constitutive equation is defined as:

$$\sigma_c = \frac{E_0 \varepsilon_c}{1 + (R + R_E - 2) \left( \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0} \right) - (2R - 1) \left( \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0} \right)^2 + R \left( \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0} \right)^3} \quad (1)$$

\*Corresponding author's email: r.nouri@khu.ac.ir

In addition, a suitable and simple stiffening model proposed by Bischoff and Paixao (2004) [4] is used to simulate the tensile behavior of concrete. That is:

$$\sigma_t = f_{cr} e^{-800(\varepsilon_t - \varepsilon_{cr})} \quad (2)$$

To modeling of the steel reinforcements, the bi-linear stress-strain relationship with a combined isotropic-kinematic hardening model was assigned.

To connect the longitudinal rebars with the adjacent concrete and to define the bond-slip behavior, the connector elements with only the degree of axial freedom have been used. The relationships presented in CEB-FIB Model Code/2010 [5] were used for this purpose.

The Lamina linear elastic element is used to model FRP composites (orthotropic elasticity) in plane stress. Also, to model the failure of composite sheets, the Hashin criteria [6] have been used by considering four failure criteria including the tensile failure of fibers, the compressive failure of fibers, the tensile failure of the matrix and the compressive failure of the matrix.

To define debonding behavior of FRP-to-concrete interfaces, a surface-based adhesive behavior model has been used. Surface-based cohesive behavior can be used to model the delamination at interfaces directly in terms of traction versus separation.

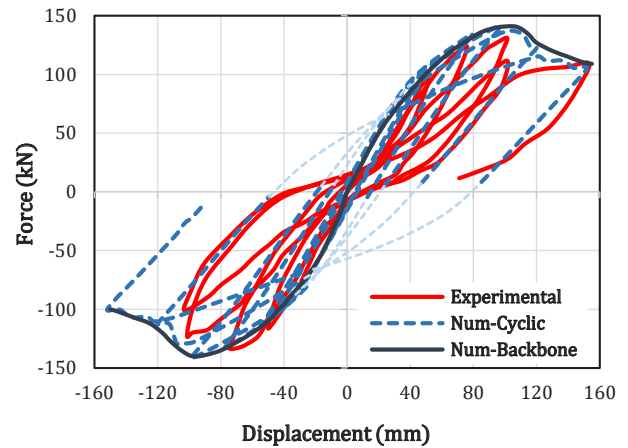
In this study, concrete is modeled as 3-D solid continuum element with eight nodes and three degrees of freedom at each node, called C3D8R. A truss element called T3D2 was used to model steel reinforcement bars.

### 3- Results and Discussion

#### 3- 1- Model verification

In order to validate the finite element model presented in this paper, the data obtained from the experimental test program performed by Allam et al. [7] are used. Six interior RC beam-column joints were selected for this purpose, including two deficient specimens without seismic detailing designed based on ACI318-63 [8], one specimen designed in accordance to the current ACI318-14 code [9] and three deficient specimens retrofitted with different types of FRP composite laminates.

The results of cyclic analysis of the RC specimens modeled by the proposed numerical model were compared with the corresponding experimental results by load-displacement response diagrams. For instance, the cyclic response from the numerical analysis and the experimental test for the RS-SC specimen (specimen rehabilitated with high-strength carbon/epoxy FRP) is shown in Figure 1. As can be seen, the numerical model accurately predicts the maximum value of the specimen capacity, the corresponding displacements and the subsequent resistance deterioration in both the push and pull phases.



**Fig. 1. Comparison of the cyclic response of numerical analysis with the experimental test for RS-SC specimen**

#### 3- 2- Parametric studies

In this section, first, the behavior of exterior beam-column joints with structural characteristics similar to interior joints without seismic details and also retrofitted

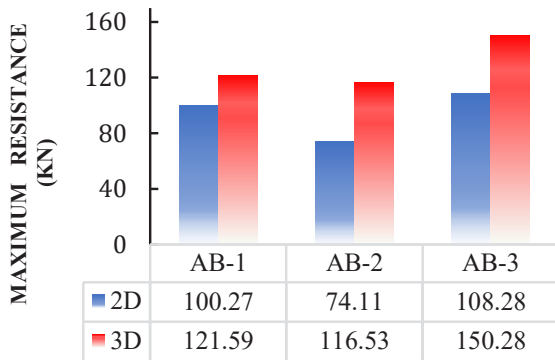
with FRP sheets was evaluated. Then, according to the three-dimensional performance of the frames in the face of lateral loading, the effect of the slab and orthogonal beam on the performance of different interior and exterior specimens was studied. Figure 2 is a column chart in which the maximum resistances of the interior joint specimens for 2-D and 3-D modeling approaches are compared. In the next section, the practical three-dimensional patterns for strengthening deficient RC joints by FRP sheets with and without additional wrapped sheets were investigated. For instance, Figure 3 shows the backbone curve obtained from the cyclic analysis of retrofitted interior 3-D joint specimens for comparison with the response of deficient 3-D and 2-D joint specimens. As can be seen, strengthening the specimen has a significant effect on improving the performance of the interior RC joint.

### 4- Conclusion

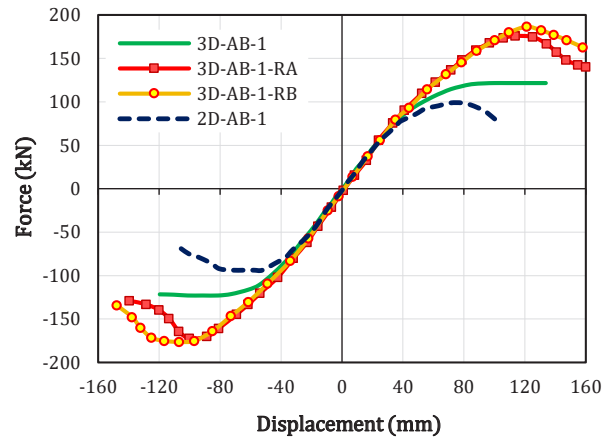
Verification results showed that the proposed finite element model can accurately predict the various failure mechanisms of retrofitted RC concrete joints.

In parametric studies, it was found that retrofitting 3-D joints using FRP sheets with a similar pattern of 2-D joints has a greater effect on the performance of deficient interior joints than exterior joints.

In addition, it was seen that the possibility of debonding of FRP sheets from substrate concrete in the 3-D model is higher than the 2-D model due to the one-sided connection and wrapped FRP sheet attached to the beam and column increases the bond resistance of the FRP laminates.



**Fig. 2. Comparison of maximum resistance in 2D and 3D modeling**



**Fig. 3. Comparison of the cyclic response of numerical analysis with the experimental test for RS-SC specimen**

**References**

[1] J. Lubliner, J. Oliver, S. Oller, E. Oñate, A plastic-damage model for concrete, *International Journal of Solids and Structures*, 25(3) (1989) 299-326.

[2] J. Lee, G.L. Fenves, Plastic-Damage Model for Cyclic Loading of Concrete Structures, *Journal of Engineering Mechanics*, 124(8) (1998) 892-900.

[3] Saenz L.P, Discussion of Paper by Desai, Krishnan S, Equation for stress-strain curve of concrete, *ACI*, 61(8) (1964) 1229-1235.

[4] P.H. Bischoff, R. Paixao, Tension stiffening and cracking of concrete reinforced with glass fiber reinforced polymer (GFRP) bars, *Canadian Journal of Civil Engineering*, 31(4) (2004) 579-588.


[5] Federation International du Beton. *Fib Model Code 2010 - Final draft (bulletins 65 and 66)*, (2012).

[6] Z. Hashin, Failure Criteria for Unidirectional Fiber Composites, *Journal of Applied Mechanics*, 47(2) (1980) 329-334.

[7] K. Allam, A.S. Mosallam, M.A. Salama, Experimental evaluation of seismic performance of interior RC beam-column joints strengthened with FRP composites, *Engineering Structures*, 196 (2019) 109308.

[8] American Concrete Institute (ACI). *Building code requirements for structural concrete*. ACI Committee 318, (1963).

[9] American Concrete Institute (ACI), *Building code requirements for structural concrete and commentary*, ACI Committee 318, ACI318-14, (2014).

<p><b>HOW TO CITE THIS ARTICLE</b>  <i>G. R. Nouri, M. Kamalvand, Seismic performance of FRP-strengthened RC joints by applying bond effects of concrete-FRP interface, Amirkabir J. Civil Eng.</i>, 54(9) (2022) 667-670.  <b>DOI:</b> <a href="https://doi.org/10.22060/ceej.2022.20456.7430">10.22060/ceej.2022.20456.7430</a></p>	
---	---





## رفتار لرزه‌ای اتصالات بتن آرمه تقویت شده با FRP با اعمال اثر چسبندگی فصل مشترک بتن - FRP

غلامرضا نوری<sup>\*</sup>، مرتضی کمالوند

دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه خوارزمی، تهران، ایران.

### تاریخچه داوری:

دریافت: ۱۴۰۰/۰۶/۰۲

بازنگری: ۱۴۰۰/۱۱/۱۰

پذیرش: ۱۴۰۰/۱۱/۱۲

ارائه آنلاین: ۱۴۰۰/۱۲/۰۹

### کلمات کلیدی:

اتصالات قاب بتن آرمه

تحلیل اجزای محدود غیرخطی

ورق‌های FRP

بارگذاری سیکلی

چسبندگی فصل مشترک بتن و FRP

**خلاصه:** در این پژوهش با استفاده از روش اجزای محدود غیرخطی، مطالعه عددی روی رفتار اتصالات بتن آرمه تحت بارگذاری جانبی انجام می‌گیرد. این اتصالات بر پایه آیین‌نامه‌های قدیمی و بدون ملاحظه ضوابط و جزئیات لرزه‌ای حاضر در آیین‌نامه‌های جدید، طراحی شده و از تکنیک استفاده از ورق‌های FRP با اتصال خارجی برای تقویت آن‌ها استفاده گردیده است. در مدل المان محدود پیشنهادی، علاوه بر اعمال مشخصه‌های رفتار غیرخطی بتن در فاز کشش و فشار، مکانیزهای خرابی ورق‌های FRP و عملکرد چسبندگی و جدایش در ناحیه فصل مشترک بتن - FRP نیز شبیه‌سازی شده است. دقت مدل پیشنهادی با مقایسه نتایج عددی به صورت نمودار پوش حاصل از تحلیل سیکلی با داده‌های شش نمونه آزمایشگاهی پیشین صحت‌سنجی شد. مشاهده می‌شود که منحنی‌های پوش حاصل از این مدل‌سازی با دقت خوبی مقاومت و تغییر شکل ماکزیمم نمونه‌ها را پیش‌بینی می‌نماید. در ادامه مطالعه بر پایه مدل صحت‌سنجی شده، رفتار دو بعدی اتصالات خارجی، عملکرد سه بعدی اتصالات داخلی و خارجی با در نظر گرفتن اثر دال و تیر جانبی و همچنین تقویت اتصالات به صورت سه بعدی و کاربردی، با استفاده از ورق‌های FRP و با تمرکز بر نقش ناحیه فصل مشترک، مورد ارزیابی قرار می‌گیرد. دیده می‌شود که دال و تیر عرضی در عملکرد اتصالات معیوب نقش مهمی دارد که می‌تواند تا بیش از ۲۰ درصد مقاومت نمونه را افزایش دهد؛ همچنین در مدل‌های تقویت سه بعدی اتصالات، احتمال وقوع جدایش ورق FRP از حالت دو بعدی بیشتر است.

### ۱- مقدمه

بر این اساس در سال‌های اخیر مقاوم‌سازی و بهبود عملکرد سازه‌های موجود به یکی از دغدغه‌های پژوهش‌گران برای ارائه راهکارهای مختلف بهسازی تبدیل شده است. از جمله روش‌های پیشنهاد شده برای تقویت ناحیه اتصال تیر به ستون طی سال‌های اخیر، می‌توان به تکنیک تزریق اپوکسی، ژاکت‌های فولادی و بتنی و همچنین اتصال خارجی ورق‌های از جنس پلیمرهای تقویت شده با فیبر (FRP) اشاره داشت. به علت مزیت‌های قابل توجه FRP ها همچون مقاومت در برابر خوردگی، قابلیت هدایت حرارتی پایین، سبکی و نسبت مقاومت به وزن بالا و همچنین مراحل اجرایی ساده‌تر نسبت به دیگر روش‌های بهسازی، به مصالح مناسبی برای بهبود رفتار اعضا در سازه‌های بتن آرمه تبدیل شده است. با توجه به اهمیت نقش اتصالات تیر به ستون در رفتار لرزه‌ای این سازه‌ها، در سال‌های اخیر تحقیقات قابل توجهی برای شناخت بهتر و راهکارهای ارتقاء سطح عملکرد آن به خصوص از طریق استفاده از مصالح FRP انجام پذیرفته است.

در تازه‌ترین تحقیقات روی اتصالات خارجی، زمانی و همکاران

در نسخه‌های قدیمی آیین‌نامه‌های داخلی و بین‌المللی مرتبط با طراحی ساختمان‌های بتن آرمه، معیارهای لرزه‌ای که امروزه با تحقیقات گسترده به الزامات طراحی تبدیل شده، در نظر گرفته نشده بود. از جمله محدودیت‌های اساسی طراحی لرزه‌ای سازه‌های بتن آرمه می‌توان به فلسفه ستون قوی و تیر ضعیف اشاره داشت که شرایط لازم برای ایجاد مفاصل پلاستیک در تیرها به جای محدوده پانل اتصال و ستون و در نتیجه شکل‌پذیری و پایداری سازه را فراهم می‌آورد. علاوه بر این برای جلوگیری از شکست ترد برشی پانل اتصال تیر به ستون در آیین‌نامه‌های جدید، قواعد خاص آرماتورگذاری در نظر گرفته شده است. با وجود اینکه این ضوابط شرایط لازم برای ایجاد سازه ایمن در برابر بارگذاری لرزه‌ای را برای سازه‌های جدید فراهم می‌آورد اما سازه‌های قدیمی تر و به اصطلاح معیوب، همچنان با خطر آسیب دیدگی شدید و ایجاد خسارت جانی و مادی در برابر زلزله‌های احتمالی مواجه می‌باشند.

<sup>\*</sup> نویسنده عهده‌دار مکاتبات: r.nouri@khu.ac.ir



در این تحقیق، با توجه به محدودیت‌های مختلف حاکم بر مطالعات آزمایشگاهی سازه‌های بتن‌آرمه تحت شرایط مختلف هندسی، آرماتورگذاری و بارگذاری، مدل اجزای محدود سه بعدی با اعمال رفتار نرم شونده بتن در کشش و فشار، مودهای گسیختگی ورق‌های کامپوزیتی FRP و رفتار چسبندگی فصل مشترک بتن و FRP و اعمال مودهای جدایش ارائه شده است، تا به وسیله این مدل پیشنهادی، ارزیابی کامل‌تری بر عملکرد اتصالات بتن‌آرمه دارای ضعف مقاومت برشی و روش تقویت آن‌ها صورت پذیرد. نتایج حاصل از مدل عددی پیشنهادی با داده‌های آزمایشگاهی موجود در مقاله ال‌ام و همکاران [۱۱] مقایسه شده و دقت آن صحت‌سنجی گردید. در ادامه با استفاده از این مدل، رفتار اتصالات خارجی با جزییات طراحی مشابه نیز ارزیابی شد. همچنین عملکرد هر دو اتصالات داخلی و خارجی به صورت سه بعدی با در نظر گرفتن تیر جانبی و دال بتنی مطالعه شده است. علاوه بر این، الگوی تقویت اتصالات بر پایه مدل دو بعدی بر اتصالات سه بعدی اعمال شده و عملکرد ناحیه فصل مشترک FRP با بتن و نقش ورق دورپیچ در حفظ چسبندگی این ناحیه مورد تحقیق قرار گرفته است.

## ۲- مدل‌سازی المان محدود

در این پژوهش، مدل المان محدود (FEM) سه بعدی (3D) با استفاده از نرم‌افزار المان محدود ABAQUS که توانایی مدل‌سازی اعضای بتن‌آرمه در محدوده غیرخطی، عملکرد سیکلی مصالح بتنی، ورق‌های کامپوزیتی FRP و همچنین چسب ناحیه فصل مشترک را دارا است، انجام پذیرفته است که در زیر جزییات مدل‌سازی بخش‌های مختلف مدل ارائه می‌گردد.

### ۲-۱- مدل ساختاری رفتار مکانیکی مصالح

#### ۲-۱-۱- بتن

رفتار بتن در محدوده الاستیک با تعریف دو خصوصیت اصلی مواد ایزوتروپیک همگن، یعنی مدول الاستیسته و ضریب پواسون بیان می‌گردد. برای تعریف رفتار بتن در محدوده غیرخطی، از مدل پلاستیسته خسارت دیده بتن (CDP) استفاده شده است. در این مدل هر دو مکانیزم شکست نمونه، یعنی خرد شدگی در ناحیه فشاری و ترک خوردگی در ناحیه کششی در تحلیل لحاظ می‌شود. این مدل با استفاده از تابع تسلیم لوبلینر (۱۹۸۹) [۱۷] با اصلاحات ارائه شده توسط لی و فن‌وس (۱۹۹۸) [۱۸] برای ارائه مجزای مقاومت بتن تحت کشش و فشار و گنجاندن قابلیت افزایش مقاومت تسلیم تحت افزایش فشار هیدرواستاتیکی رابطه‌سازی شده است. تکامل

(۲۰۱۶) رفتار اتصالات خارجی دو بعدی را تحت بارگذاری سیکلی به روش آزمایشگاهی ارزیابی کردند و از ورق‌های CFRP برای تقویت آن‌ها استفاده شد [۱]. قمی و همکاران (۲۰۱۵) نیز عملکرد اتصالات خارجی با تیر عرضی و تقویت شده با مصالح GFRP را مورد ارزیابی قرار دادند [۲]. دل و کیو و همکاران (۲۰۱۴ و ۲۰۱۵) رفتار اتصال خارجی سه بعدی (3-D) بدون دال و فاقد آرماتور عرضی در ناحیه پانل اتصال را تحت بارگذاری سیکلی بررسی نمودند و از ورق‌های FRP نیز برای مقاوم‌سازی استفاده شد [۳ و ۴].

برای تقویت لرزه‌ای اتصالات گوشه که دارای عملکرد برشی ضعیف بودند، اسماعیلی و همکاران (۲۰۱۷)، یک سیستم ترکیبی فولادی-کامپوزیتی را ارائه نمودند [۵]. ستاری فرد و همکاران (۲۰۱۵)، بررسی تجربی روی رفتار اتصالات خارجی دو بعدی ضعیف تقویت شده با ورق‌های FRP انجام دادند و اثر تعبیه شیارهای سطحی در شکل‌پذیری مورد ارزیابی قرار داده شد [۶]. مستوفی‌نژاد و همکاران (۲۰۱۸)، عملکرد اتصالات گوشه بتن‌آرمه به صورت D3- (بدون دال) را ارزیابی نمودند و از روش اتصال خارجی مصالح CFRP به روش شیارزنی برای بهبود رفتار برشی اتصال استفاده شد [۷]. شریعتمدار و همکاران [۸]، بررسی آزمایشگاهی و تحلیلی روی تقویت اتصالات تیر به ستون بتنی آسیب دیده توسط ورقه‌های کامپوزیتی CFRP انجام دادند. علاوه بر این، یو و همکاران (۲۰۱۶)، اثر ورق‌های L شکل از جنس FRP بر مقاوم‌سازی لرزه‌ای اتصالات داخلی بتن‌آرمه را آزمایش نمودند [۹]. ما و ونگ (۲۰۱۷) رفتار اتصالات داخلی تیر-ستون-دال بتن‌آرمه تقویت شده با ورق‌های CFRP را مورد آزمایش قرار دادند [۱۰]. در تحقیق آزمایشگاهی که اخیراً انجام شد، ال‌ام و همکاران (۲۰۱۹) به بررسی رفتار لرزه‌ای اتصالات تیر-ستون داخلی تقویت شده با کامپوزیت‌های FRP پرداختند. در این تحقیق آزمایشگاهی، نمونه‌های بدون جزییات لرزه‌ای در پانل اتصال و تقویت شده با مصالح مختلف FRP مورد ارزیابی قرار گرفت [۱۱].

یکی از موضوعات کلیدی در زمینه تقویت اعضای بتن‌آرمه موجود با استفاده از اتصال خارجی ورق‌های FRP، چالش خرابی ناشی از جدا شدگی ورق‌ها از سطح بتن است. در چندین تحقیق آزمایشگاهی نشان داده شده است که مود غالب خرابی در اعضای تقویت شده، جدا شدگی FRP به علت مکانیزم‌های مختلف می‌باشد [۱۳ و ۱۲]. در پاره‌ای از مطالعات عددی انجام شده روی عملکرد تیرهای ساده تقویت شده با FRP، اثر فصل مشترک نیز لحاظ شده است [۱۶-۱۴]. با این وجود، در شبیه‌سازی عملکرد اتصالات، این مکانیزم خرابی به همراه مودهای گسیختگی ورق‌های FRP غالباً لحاظ نشده است.

$$\sigma_t = f_{cr} e^{-800(\varepsilon_t - \varepsilon_{cr})} \quad (۳)$$

در این رابطه  $\varepsilon_{cr}$  کرنش ترک خوردگی بتن و  $\varepsilon_t$  کرنش دلخواه روی شاخه نزولی می‌باشد. همچنین  $f_{cr}$  مقاومت ترک خوردگی بتن می‌باشد که در این مطالعه، برابر با  $f_r$  (مدول گسیختگی بتن) بر اساس آیین‌نامه بتن آمریکا (ACI318-14) (۲۰۱۴) [۲۲]، برابر با رابطه (۴) در نظر گرفته شده است:

$$f_r = 0.6 \sqrt{f'_c} \quad (۴)$$

که در آن  $f'_c$  حداکثر مقاومت فشاری بتن است. برای تعریف تغییرات سختی در تحلیل‌های سیکلی، سختی خسارت دیده اسکالر ایزوتروپیک در ABAQUS [۱۹] معرفی شده که برای بارگذاری فشاری یا کششی تک محوره به صورت رابطه (۵) نشان داده می‌شود:

$$\sigma = (1-d)D_0(\varepsilon - \tilde{\varepsilon}^{pl}) \quad (۵)$$

که در آن  $D_0$ ، سختی اولیه (آسیب ندیده) و  $d$  متغیر خرابی می‌باشد. پارامتر خرابی می‌تواند مقادیری از صفر (مربوط به بتن آسیب ندیده) تا یک (مربوط به بتن کاملاً آسیب دیده) را داشته باشد. شاخص خرابی فشاری،  $d_c$ ، و شاخص خرابی کششی،  $d_t$ ، را می‌توان با استفاده از روابط (۶) و (۷) تعریف نمود:

$$d_c = 1 - (\sigma_c / E\varepsilon_c)^{\alpha_1} \quad (۶)$$

$$d_t = 1 - (\sigma_t / E\varepsilon_t)^{\alpha_1} \quad (۷)$$

که در این روابط  $\varepsilon_c$  و  $\varepsilon_t$  به ترتیب کرنش‌های فشاری و کششی روی نمودار تنش-کرنش تک محوری بتن است. همچنین  $\alpha_1$ ، ضریب ثابت کوچک از یک می‌باشد که در این پژوهش برابر با  $0.5$  [۲۳] در نظر گرفته

سطح تسلیم به وسیله دو متغیر سخت شوندهگی  $\tilde{\varepsilon}_c^{pl}$  و  $\tilde{\varepsilon}_t^{pl}$  که کرنش‌های پلاستیک معادل در فشار و کشش است، کنترل می‌گردد. بر حسب تنش‌های مؤثر، تابع تسلیم به صورت رابطه (۱) بیان گردیده است [۱۹]:

$$F(\bar{\sigma}, \tilde{\varepsilon}^{pl}) = \frac{(\bar{q} - 3\alpha\bar{p} + \beta(\tilde{\varepsilon}^{pl}) \langle \bar{\sigma}_{\max} \rangle - \gamma \langle -\bar{\sigma}_{\max} \rangle - \bar{\sigma}_c(\tilde{\varepsilon}_c^{pl}))}{1 - \alpha} \quad (۱)$$

که در این رابطه  $\bar{p}$  و  $\bar{q}$  به ترتیب تنش فشاری هیدرواستاتیکی و تنش مؤثر معادل ون میسر است،  $\bar{\sigma}_{\max}$  حداکثر تنش مؤثر اصلی و پارامترها  $\alpha$ ،  $\beta$  و  $\gamma$  ثابت مصالح می‌باشند که بر اساس پارامترهای تعریفی در مدل CDP شامل  $\psi = 36$ ،  $\nu = 0.1$ ،  $\epsilon = 0.16$  و  $\sigma_{b0} / \sigma_{c0} = 0.67$  تعیین می‌گردند.

برای تعریف رفتار تک محوری بتن در فشار، از رابطه ارائه شده توسط ساینز (۱۹۶۴) [۲۰] استفاده می‌شود که با این رابطه می‌توان به راحتی خصوصیات محصور شدگی را در شاخه نزولی منحنی تنش-کرنش فشاری بتن وارد نمود. این رابطه ساختاری به صورت رابطه (۲) تعریف می‌شود:

$$\sigma_c = \frac{E_0 \varepsilon_c}{1 + (R + R_E - 2) \left( \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0} \right) - (2R - 1) \left( \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0} \right)^2 + R \left( \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0} \right)^3} \quad (۲)$$

در این رابطه  $\sigma_c$  و  $\varepsilon_c$  به ترتیب تنش و کرنش تک محوره بتن و  $E_0$ ، مدول مماسی در ابتدای نمودار تنش-کرنش بتن،  $\varepsilon_0$  کرنش متناظر با مقاومت حداکثر بتن و همچنین  $R$  و  $R_E$  پارامترهای وابسته به منحنی سخت شوندهگی پس از مقاومت حداکثر است.

رفتار بتن تحت تنش تک محوری کششی تا لحظه ترک خوردگی به صورت خطی و برای ناحیه غیرخطی، رابطه تنش در مقابل کرنش ترک خوردگی تعریف می‌شود. این رفتار اجازه تعریف اثرات اندرکنش آرماتور با بتن مجاور به وسیله وارد کردن مقداری سخت شوندهگی در شاخه نزولی را می‌دهد. یک مدل سخت شوندهگی کششی مناسب و ساده، برای شبیه‌سازی رفتار بتن در ترکیب با میلگردهای فولادی، به وسیله بیسچوف و پایکساو (۲۰۰۴) ارائه شده است که با رابطه (۳) بیان می‌گردد [۲۱]:

شده است.

$$\text{For } \sigma_{11} < 0: \quad \left( \frac{\sigma_{11}}{X^C} \right)^2 \leq 1 \quad (۹)$$

$$\text{For } \sigma_{22} \geq 0: \quad \left( \frac{\sigma_{22}}{Y^T} \right)^2 + \left( \frac{\tau_{12}}{S^L} \right)^2 \leq 1 \quad (۱۰)$$

$$\text{For } \sigma_{22} < 0: \quad (۱۱)$$

$$\left( \frac{\sigma_{22}}{2S^T} \right)^2 + \left[ \left( \frac{Y^C}{2S^T} \right)^2 - 1 \right] \frac{\sigma_{22}}{Y^C} + \left( \frac{\tau_{12}}{S^L} \right)^2 \leq 1$$

که در این روابط  $\sigma_{11}$ ،  $\sigma_{22}$  و  $\tau_{12}$  مؤلفه‌های تانسور تنش مؤثر می‌باشند. همچنین  $X^C$ ،  $Y^T$ ،  $Y^C$ ،  $S^L$  و  $S^T$  به ترتیب مقاومت‌های طولی کششی و فشاری، مقاومت‌های عرضی کششی و فشاری، مقاومت برشی طولی و مقاومت برشی عرضی است.  $\alpha_2$  نیز ضریبی است که سهم تنش برشی را در معیار شروع خرابی اولیه کششی را تعیین می‌کند و در معیار هاشین،  $1/0$  در نظر گرفته شده است.

در این مقاله، شروع خسارت با استفاده از معیار شکست هاشین و تکامل خرابی مصالح با کاهش سختی مصالح به صفر مدل شده است. قانون تکامل متغیر آسیب بر اساس انرژی خرابی اتلاف شده در طی فرآیند آسیب است [۲۶].

## ۲-۲- پیکربندی، مش‌بندی، بارگذاری و روش تحلیل

برای صحت‌سنجی مدل عددی ارائه شده، پیکربندی و هندسه تمام اجزای موجود شامل عناصر بتن‌آرمه شامل تیر، ستون و میلگردهای مسلح کننده و اتصالات انتهایی اعضاء که به صورت مفصل در پای ستون و لینک در انتهای تیرها است، به طور کامل مشابه نمونه‌های آزمایشگاهی می‌باشد. برای مش‌بندی بتن تیر و ستون در نمونه‌ها، از المان‌های جامد سه بعدی با هشت گره در گوشه‌های المان و سه درجه آزادی انتقالی در هر گره با روش انتگرال‌گیری کاهش یافته (C3D8R) استفاده شده است. همچنین از این نوع المان برای عناصر فولادی ناحیه‌های اتصال و بارگذاری استفاده می‌گردد. از المان خرابایی T3D2 برای میلگردهای طولی و خاموت‌ها استفاده شده است. این المان ساده دارای دو گره انتهایی و سه درجه آزادی

## ۲-۱-۲- میلگردهای فولادی

آرماتورهای فولادی مورد استفاده در مدل اتصالات بتن‌آرمه به صورت مصالح الاستوپلاستیک دو خطه تعریف شده است. برای این مصالح رابطه تنش- کرنش به صورت خطی تا حد تسلیم، با مدول الاستیسته و تنش تسلیم به ترتیب برابر با  $200 \text{ GPa}$  و  $468/8 \text{ MPa}$  می‌باشد. ناحیه کرنش-سختی نیز با رابطه خطی تا محدوده تنش نهایی یعنی  $620/5 \text{ MPa}$  با کرنش متناظر  $12$  درصد ادامه می‌یابد. برای تعریف رفتار سیکلی میلگردها، از مدل رفتاری ترکیبی ایزوتروپیک-کینماتیکی (combined) استفاده می‌گردد و اثر باشینگر نیز لحاظ می‌شود.

## ۲-۱-۳- ورق‌های کامپوزیتی FRP

برای تقویت اتصالات تیر-ستون بتن‌آرمه از ورق‌های FRP شامل الیاف تقویت کننده یک جهته چند لایه استفاده شده است. رفتار الیاف تا مقدار مقاومت نهایی، به صورت خطی است. برای مدل‌سازی کامپوزیت‌های FRP از المان الاستیک خطی Lamina استفاده می‌شود. در این مدل خصوصیات الاستیک مصالح FRP به صورت ورق‌های ارتوتروپیک به صورت تنش صفحه‌ای در مدل وارد می‌شود، برای تعریف ماتریس سختی، پارامترهای  $E_1$  و  $E_2$ ، به ترتیب مدول الاستیسته ورق در جهت محور الیاف و عمود بر آن،  $G_{12}$ ،  $G_{13}$  و  $G_{23}$  مدول‌های برشی در سه صفحه عمود بر هم و  $U_{12}$ ، ضریب پواسون در صفحه ورق تعریف می‌شود.

در دهه‌های گذشته تئوری‌های مختلفی برای تعریف خرابی صفحات کامپوزیتی ارائه شده است که از این بین تئوری خرابی هاشین از این نظر منحصر به فرد است که شکست کامپوزیت را به چهار زیر مجموعه تقسیم می‌کند: شکست کششی الیاف، شکست فشاری الیاف، شکست کششی ماتریس و شکست فشاری ماتریس برای یک حالت دو بعدی (تنش صفحه برای ورق‌های نازک) که به ترتیب به صورت روابط (۸) تا (۱۱) می‌باشند [۲۴ و ۲۵]:

$$\text{For } \sigma_{11} \geq 0: \quad \left( \frac{\sigma_{11}}{X^T} \right)^2 + \alpha_2 \left( \frac{\tau_{12}}{S^L} \right)^2 \leq 1 \quad (۸)$$



## ۲-۴- اندرکنش ورق‌های کامپوزیت FRP با بتن

تعریف مناسب رفتار چسبندگی میان مصالح کامپوزیتی با مصالح بستر، نقش اساسی را در شبیه‌سازی رفتار عناصر تقویت شده برای تطابق با داده‌های آزمایشگاهی ایفا می‌کند. در مکانیزم خرابی نمونه‌های آزمایشگاهی تقویت شده، با توجه به اجرای ورق‌های دو لایه FRP دورپیچ به منظور تقویت اتصال به بتن، جدا شدگی موضعی مشاهده می‌شود [۱۱]؛ با این وجود با توجه به تغییر عوامل مختلف در مطالعات پارامتری، رفتار چسبندگی فصل مشترک به منظور دقت بیشتر محاسبات، لازم است که تعریف گردد. برای این هدف از قابلیت اندرکنش سطوح (Surface Interaction) استفاده شده است. با توجه به ضخامت محدود لایه چسب در ناحیه فصل مشترک، از مدل رفتار چسبندگی بر پایه سطح استفاده شده است. در این روش برای مدل‌سازی چسبندگی بین دو سطح (بتن و ورق FRP) از مدل ساختاری بر پایه traction-separation بهره گرفته می‌شود [۲۸]. این قاعده یک رابطه میان تنش‌ها (traction) و جابه‌جایی موضعی (separation) میان دو نقطه یا دو سطح ایجاد می‌کند که مشابه یک رابطه bond-slip است. با افزایش جدا شدگی ابتدا تنش به صورت الاستیک خطی افزایش می‌یابد تا به مقدار ماکزیمم تنش برسد. پس از آن خرابی شروع می‌شود و تنش به صورت خطی یا نمایی یا هر تابع دیگر به صفر کاهش می‌یابد. تکامل خرابی در هر مود با استفاده از متغیر خرابی اسکالر،  $D$ ، تعریف می‌شود که نمایشگر کاهش سختی است و از صفر در حالت بدون خرابی تا مقدار یک یعنی خرابی کامل (رسیدن به حداکثر تغییر مکان نسبی قابل تحمل) متغیر است که در شکل ۱ این پارامتر قابل مشاهده است. قابلیت موجود این اجازه را می‌دهد که هر دو مود گسیختگی محوری و مماسی به صورت مستقل تعریف شوند، اما با توجه به اینکه در طول شبیه‌سازی ترکیب مودها می‌تواند موجب خرابی شود، از رابطه ترکیب مودها برای این منظور استفاده می‌شود. در این فرآیند از یک معیار برای تشخیص خرابی اولیه (بر پایه ماکزیمم تنش‌ها یا جابه‌جایی‌ها) و از معیاری دیگر برای ترکیب رفتارهای نرم شوندگی مودهای مختلف (معیار تکامل خرابی) استفاده می‌شود.

در این تحقیق، از رفتار الاستیک خطی اولیه غیرترکیبی استفاده می‌شود به این معنی که ضرایب  $K_{ij}$  در حالت  $i \neq j$  برابر با صفر فرض می‌شوند که در این حالت به صورت رابطه (۱۷) نمایش داده می‌شود:

انتقالی در هر گره می‌باشد. برای بارگذاری، همانند تحلیل آزمایشگاهی در دو مرحله شامل بارگذاری ثقیل ستون در ابتدا و سپس بارگذاری جانبی سیکلی به روش کنترل تغییر مکان با یک سیکل تکرار برای هر دامنه جابه‌جایی انجام می‌گردد. در این تحقیق برای تحلیل نمونه‌ها از روش تحلیل ABAQUS/Standard استفاده شده است.

## ۲-۳- اندرکنش بین میلگردهای طولی و بتن مجاور

برای اتصال میلگردهای مسلح کننده طولی با بتن مجاور آن و تعریف رفتار Bond-Slip، از المان‌های اتصال با تنها درجه آزادی محوری برای اتصال دو گره فولاد و بتن در مجاورت هم استفاده شده است. در این روش رفتار چسبندگی روی سطح میلگرد در فاصله بین دو گره، بر رفتار غیرخطی فنر معادل متمرکز شده و تغییر شکل نسبی فنر نمایشگر لغزش بین این دو مصالح است. بر این اساس نیروی محوری در فنر برابر با رابطه (۱۲) است:

$$F_i = A_i \times \tau \quad , \quad A_i = 2\pi R_i l \quad (12)$$

در این رابطه  $A_i$ ، سطح اندرکنش برای یک واحد فنر،  $l$  فاصله بین دو فنر مجاور،  $R_i$  شعاع میلگرد و  $\tau$ ، تنش برشی روی سطح میلگرد است که با استفاده از روابط ارائه شده در CEB-FIB Model Code/2010 [۲۷] به شکل روابط (۱۳) تا (۱۶) تعیین می‌گردد:

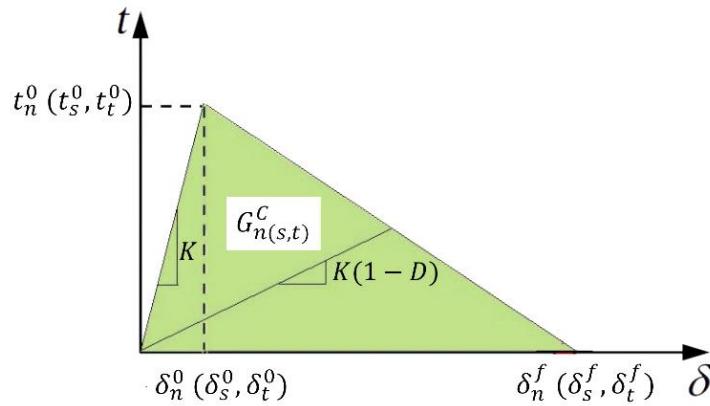
$$\tau = \tau_{\max} (s / s_1)^{\alpha_3} \quad 0 \leq s \leq s_1 \quad (13)$$

$$\tau = \tau_{\max} \quad s_1 \leq s \leq s_2 \quad (14)$$

$$\tau = \tau_{\max} - (\tau_{\max} - \tau_f) \left( \frac{s - s_1}{s_3 - s_2} \right) \quad s_2 \leq s \leq s_3 \quad (15)$$

$$\tau = \tau_f \quad s_3 \leq s \quad (16)$$

که در آن  $\tau_{\max}$  حداکثر مقاومت پیوستگی،  $s_1$  لغزش متناظر با آن،  $s_2$  مقدار لغزش ابتدای شاخه نزولی،  $\tau_f$  مقدار مقاومت باقی‌مانده پیوستگی که برابر با  $\tau_{\max} 0.15$ ،  $s_3$  لغزش متناظر با شروع آن و  $\alpha_3$ ، برابر با  $0.4$  می‌باشد.



شکل ۱. منحنی بردار تنش-جدایش دو خطه

Fig. 1. Bilinear traction-Separation curve

$$\left(\frac{G_n}{G_n^C}\right)^{\alpha_4} + \left(\frac{G_s}{G_s^C}\right)^{\alpha_4} + \left(\frac{G_t}{G_t^C}\right)^{\alpha_4} = 1 \quad (19)$$

$$t = \begin{Bmatrix} t_n \\ t_s \\ t_t \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} k_{nn} & 0 & 0 \\ 0 & k_{ss} & 0 \\ 0 & 0 & k_{tt} \end{bmatrix} \times \begin{Bmatrix} \delta_n \\ \delta_s \\ \delta_t \end{Bmatrix} = K \delta \quad (17)$$

در این رابطه  $G_n$ ،  $G_s$  و  $G_t$  به ترتیب کار انجام شده متناظر با بردارهای تنش محوری و برشی است، همچنین  $G_n^C$ ،  $G_s^C$  و  $G_t^C$  به ترتیب انرژی‌های گسیختگی بحرانی مورد نیازی است که موجب خرابی در راستاهای محوری و مماسی (سطح زیر نمودار تنش-جابجایی) می‌شود. همانطور که در شکل ۱ برای مودهای مختلف دیده می‌شود.

خصوصیات رفتاری فصل مشترک بتن و چسب ورق FRP در مود نرمال، می‌تواند به رفتار کششی بتن محدود گردد [۲۹]. مقاومت کششی حداکثر بتن،  $f_t$ ، بر اساس رابطه (۴) و انرژی شکست،  $G_n^C$ ، بر اساس CEB-FIB Model Code/2010 (۲۰۱۲) [۲۷] به صورت رابطه (۲۰) است:

$$G_n^C = 73.(f_{cm})^{0.18} \quad (\text{N/m}) \quad (20)$$

در این روابط  $f_{cm}$ ، مقاومت فشاری متوسط بتن است. همچنین ضریب ماتریس سختی در این مود به وسیله رابطه (۲۱) تخمین زده شده است [۳۰]:

در این رابطه  $t$ ، بردار تنش اسمی با یک مؤلفه نرمال و دو مؤلفه برشی،  $K$ ، ماتریس سختی و  $\delta$ ، بردار جابجایی نسبی با مؤلفه‌های متناظر با بردار تنش است. خرابی اولیه سطح چسبندگی با استفاده از معیار تنش درجه دوم به صورت رابطه (۱۸) تعریف می‌گردد:

$$\left(\frac{\langle t_n \rangle}{t_n^0}\right)^2 + \left(\frac{t_s}{t_s^0}\right)^2 + \left(\frac{t_t}{t_t^0}\right)^2 = 1 \quad (18)$$

در رابطه فوق،  $t_n^0$ ،  $t_s^0$  و  $t_t^0$ ، ماکزیمم تنش‌های اسمی محوری و برشی هستند در حالتی که تحت تنش‌های محوری و برشی خالص است. مدل تکامل خرابی مورد استفاده در این تحقیق، به صورت رفتار نرم شونده‌گی خطی بر پایه انرژی است که در آن مقادیر انرژی در هر مود خرابی با استفاده از رابطه خاصی با هم ترکیب می‌شوند و به صورت رابطه (۱۹) تعریف می‌شود:

بتن ACI318-14 (۲۰۱۴) [۲۲] ساخته شده که در آن الزمات لرزه‌ای لحاظ شده است و پنج نمونه از این اتصالات بر اساس ACI318-63 (۱۹۶۳) [۳۲] طراحی و ساخته شده است که سه نمونه از آن‌ها تقویت شده با ورق‌های FRP از جنس مختلف می‌باشد. برای همه نمونه‌ها ابعاد تیرها  $406 \times 254$  میلی‌متر مربع است و از  $4\Phi 19$  mm به عنوان آرماتور طولی در هر دو وجه فوقانی و تحتانی آن استفاده شده است. همچنین از میلگرد به قطر ۱۳ میلی‌متر به عنوان آرماتور عرضی استفاده گردیده است. ابعاد ستون نیز  $406 \times 254$  میلی‌متر مربع و نسبت آرماتورهای فولادی آن ( $\rho_s$ ) حدوداً ۲ درصد می‌باشد.

در شکل ۲ جزئیات مختلف هندسی و آرماتورگذاری نمونه‌های شاهد نمایش داده شده است. نمونه AB-1 بدون آرماتور عرضی در ناحیه پانل اتصال و AB-2 علاوه بر آن، دارای آرماتور تحتانی تیر غیرپیوسته می‌باشد. نمونه AB-3 طراحی شده بر اساس ACI318-14 [۲۲] است. همچنین سه نمونه تقویت شده با ورق‌های کامپوزیت FRP شامل نمونه RS-SC با ورق‌های carbon/epoxy با مقاومت بالا، نمونه RS-G با ورق‌های carbon/epoxy و نمونه RS-MC با ورق‌های E-glass/epoxy با مدول الاستیسته بالا می‌باشد. در شکل ۳ طرح لایه‌بندی ورق‌های نمونه RS-SC نمایش داده شده است. در جدول ۱ جزئیات آرایش و لایه‌بندی ورق‌های FRP در نمونه‌های تقویت شده ارائه شده است. همچنین در جدول ۲ خصوصیات مکانیکی ورق‌های FRP آورده شده است.

همانطور که در بخش ۲-۱-۳ اشاره شد برای تعریف ضرایب ماتریس سختی الاستیک ورق‌های کامپوزیت نیاز به تعریف ۶ پارامتر مصالح است که برای تکمیل داده‌های مورد نیاز از داده‌های مطالعات کچلاکف و همکاران [۳۳] و دانیل و همکاران [۳۴] و همچنین روابط ساختاری بین ضرایب الاستیک در مصالح ارتوتروپیک استفاده شده است. بر این اساس برای نمونه مشخصات مکانیکی ورق CFRP با مقاومت بالا،  $E_1$  برابر با ۶۲ GPa،  $E_2$  برابر با ۴/۸ GPa،  $G_{12}$  و  $G_{13}$  برابر با ۳/۲۷ GPa و همچنین  $U_{12}$  برابر ۰/۲۲ لحاظ شده است. علاوه بر این داده‌های مورد نیاز برای معیار خرابی هاشین شامل  $X^T$  برابر با ۹۸۰ MPa،  $X^C$  برابر با ۶۰۰ MPa و  $S^L$  برابر با ۱۰۰ MPa در نظر گرفته شده است. برای تکامل خرابی در ورق‌ها نیز همانطور که اشاره شد از روش انرژی‌های گسیختگی که معادل با سطح زیر نمودار تنش-کرنش با ناحیه نرم شوندگی خطی است استفاده گردیده که برای ورق‌های CFRP بر اساس داده‌های مطالعات غفارزاده و همکاران [۳۵] به صورت  $G_{IC}^T$  برابر با  $91/6$  kJ/m<sup>2</sup>،  $G_{IC}^C$  برابر با ۲ kJ/m<sup>2</sup>

$$k_{mm} = \frac{E_{ad}}{t_{ad}} \quad (\text{N/mm}^3) \quad (21)$$

در این رابطه  $E_{ad}$ ، مدول الاستیسته رزین مورد استفاده و  $t_{ad}$  ضخامت آن است.

برای تعریف خصوصیات مود شکست برشی (رفتار bond-slip) که ویژگی اصلی حاکم بر عملکرد فصل مشترک است، از روابط ارائه شده در CNR-DT200R1 (۲۰۱۳) [۳۱] استفاده شده است. بر این اساس مقدار  $k_{ss}$  و  $k_{tt}$ ، ماکزیمم تنش تماسی، ( $t_s^0$  و  $t_t^0$ ) و انرژی شکست برشی،  $G_{s,t}^C$ ، بر اساس روابط (۲۲) تا (۲۵) تعریف می‌شوند:

$$k_{ss} \& k_{tt} = \frac{0.6}{t_{ad} / G_{ad} + 25 / G_c} \quad (\text{N/mm}^3) \quad (22)$$

$$t_s^0 \& t_t^0 = 2G_{s,t}^C / 0.25 \quad (23)$$

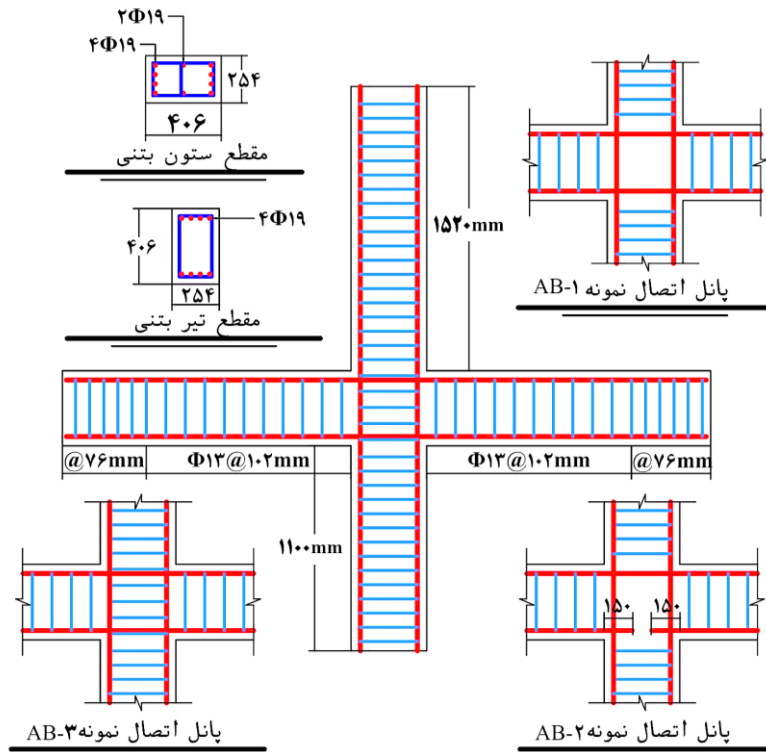
$$G_{s,t}^C = \beta_w 0.077 \sqrt{f_c f_t} \quad (\text{N/mm}) \quad (24)$$

$$\beta_w = \sqrt{\frac{2 - b_f / b_c}{1 + b_f / b_c}} \geq 1 \quad (25)$$

در این روابط  $G_c$  و  $G_{ad}$  به ترتیب مدول برشی بتن و چسب اپوکسی و  $t_{ad}$  ضخامت چسب اپوکسی می‌باشد. همچنین  $\beta_w$ ، ضریب اصلاحی وابسته به ابعاد است که در آن  $b_f$  و  $b_c$  به ترتیب پهنای ورق FRP و پهنای عضو بتنی است.

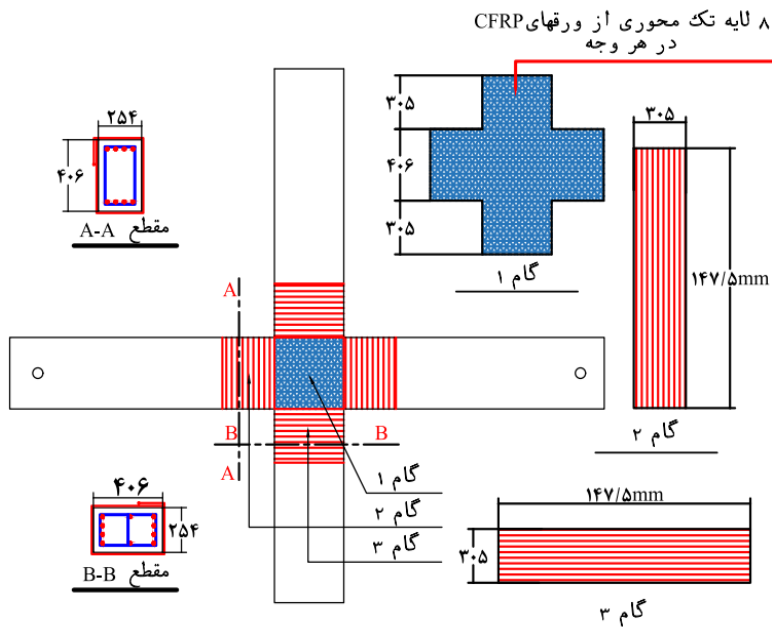
### ۳- معرفی نمونه‌های تجربی برای صحت‌سنجی

برای صحت‌سنجی مدل المان محدود معرفی شده در این مقاله همانطور که اشاره گردید از داده‌های حاصل از تحلیل نمونه‌های آزمایشگاهی موجود در مقاله آلام و همکاران [۱۱] استفاده می‌شود. برای این منظور شش نمونه اتصال داخلی انتخاب شده است. یک نمونه بر اساس ضوابط آیین‌نامه



شکل ۲. جزئیات هندسی و آرماتورگذاری اتصالات تیر- ستون بتن آرمه [۱۱]

Fig. 2. Geometry and reinforcement detailing of RC beam-column joints



شکل ۳. لایه‌بندی ورق‌های CFRP در نمونه تقویت شده (RS-SC) [۱۱]

Fig. 3. Laminate layup scheme of CFRP retrofitted specimen (RS-SC)

جدول ۱. جزییات آرایش الیاف هر ورق FRP [۱۱]

Table 1. Laminates fiber architecture and stacking sequence

نام نمونه	مصالح ورق تقویت کننده	تعداد لایه‌ها	آرایش الیاف ورق
نمونه RS-SC	ورق CFRP با مقاومت بالا	۸	$[0_2, +45, 90, -45, 0_2]$ در هر وجه
نمونه RS-G	ورق GFRP	۱۲	$[0_3, +45, 90, -45, 0_3]$ در هر وجه
نمونه RS-MC	ورق CFRP با مدول الاستیسیته بالا	۴	$[0, +45, 90, -45, 0]$ در هر وجه

جدول ۲. خصوصیات مکانیکی ورق‌های FRP [۱۱]

Table 2. FRP laminate mechanical properties

نوع ورق	مدول الاستیسیته، MPa	مقاومت نهایی، MPa
FC061/RN075LPL	۶۲۰۵۰	۹۸۹/۴
FE261/RN075LPL	۲۶۲۰۰	۶۲۵/۴
CH41/RN075LPL	۱۴۰۶۵۳	۳۵۵/۰

#### ۴- بررسی نتایج و صحت‌سنجی

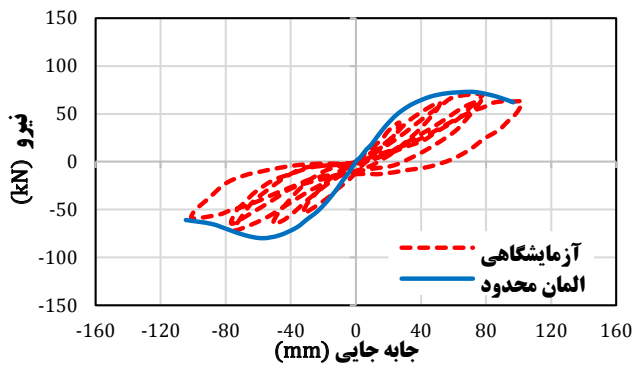
نتایج حاصل از تحلیل سیکلی شش نمونه مدل‌سازی شده به وسیله روش عددی پیشنهادی، به صورت نمودارهای پاسخ بار-جاب‌جایی به همراه نتایج آزمایشگاهی متناظر برای مقایسه دقیق در شکل ۴ نمایش داده شده است. در این نمودارها با توجه به هدف پژوهش که ارزیابی منحنی پاسخ کلی، مقاومت نهایی و تغییر شکل‌های متناظر است و محدودیت مدل CDP در نمایش دقیق باز و بسته شدن ترک‌های بتن، از منحنی پوش حاصل از تحلیل عددی سیکلی استفاده شده که از دقت مناسبی برخوردار است و در شکل ۵ نحوه استخراج این منحنی به روشی نمایان است. همانطور که مشاهده می‌شود مدل عددی با دقت خوبی برای همه نمونه‌ها مقدار ماکزیمم ظرفیت اتصالات، جابه‌جایی‌های متناظر و زوال مقاومت پس از آن را در هر دو ناحیه هول دادن (Push) و کشیدن (Pull) نمایش می‌دهد. برای نمونه AB-1 (نمونه معیوب تقویت نشده) در سیکل با جابه‌جایی مشابه نمونه آزمایشگاهی، یعنی ۸۰ mm، ماکزیمم مقاومت اتصال رخ می‌دهد که در ناحیه Push این مقاومت برابر با ۹۸/۸ kN و در ناحیه Pull برابر با ۹۴/۷ kN می‌باشد که این مقادیر برای نمونه آزمایشگاهی متناظر به ترتیب ۹۹/۵ و ۹۳/۶ kN است. پس از این سیکل زوال مقاومت قابل مشاهده است. مود خرابی این نمونه در تحلیل آزمایشگاهی و شبیه‌سازی عددی در

۷۹/۹،  $G_{2C}^T$  برابر با  $0.22 \text{ kJ/m}^2$ ،  $G_{2C}^C$  برابر با  $1/1 \text{ kJ/m}^2$  و  $G_S$  برابر با  $0.7 \text{ kJ/m}^2$  می‌باشد.

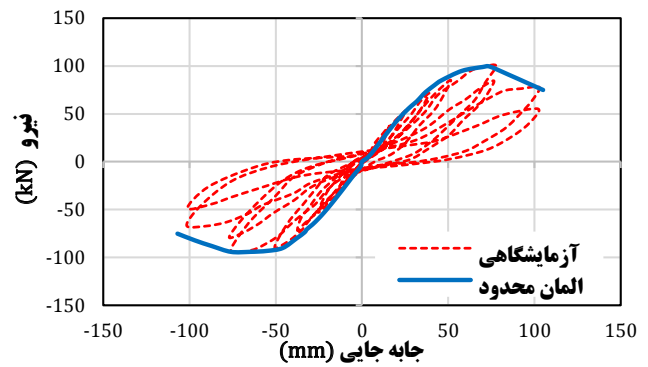
برای طراحی ورق‌های FRP، نیروی برشی وارد بر پانل اتصال با استفاده ضوابط لرزه‌ای موجود در [۲۲] ACI318-14 محاسبه شده و تعداد لایه‌های کامپوزیت FRP مورد نیاز برای مقاومت در برابر برش افقی پانل،  $N_{FRP}$ ، با استفاده از رابطه (۲۶) محاسبه شده است:

$$N_{FRP} = \frac{V_{FRP}}{h_j \times t_{FRP} \times f_{fe}} \quad (26)$$

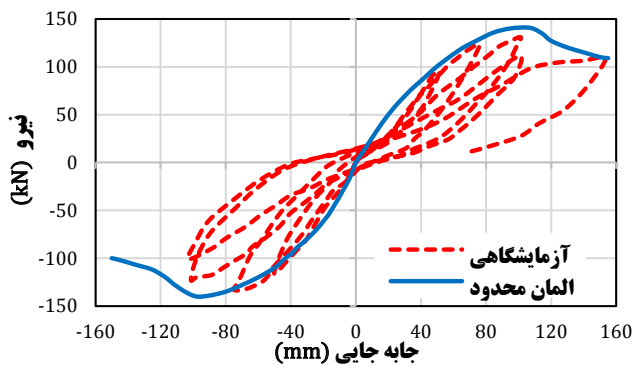
که در این رابطه  $h_j$ ، ارتفاع پانل اتصال،  $t_{FRP}$ ، ضخامت هر لایه FRP،  $V_{FRP}$ ، نیروی برشی افقی سهم FRP و  $f_{fe}$  تنش کششی مؤثر FRP محاسبه شده بر اساس ACI440/2R-08 (۲۰۰۸) [۳۶] است. مقاومت فشاری بتن در زمان آزمایش برابر با  $34/5 \text{ MPa}$  بوده است. پروتکل بارگذاری بر اساس ICC-ES (۲۰۱۷) [۳۷] برای انجام بارگذاری سیکلی شبه استاتیکی برای شبیه‌سازی بار لرزه‌ای می‌باشد. قبل از اعمال بار سیکلی، ستون تحت بار محوری فشاری برابر با  $P_{gravity} = 0.1A_g f_c$  قرار می‌گیرد.



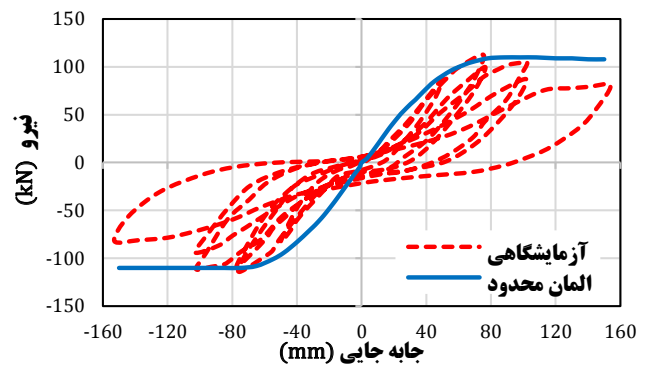
AB-2 (ب)



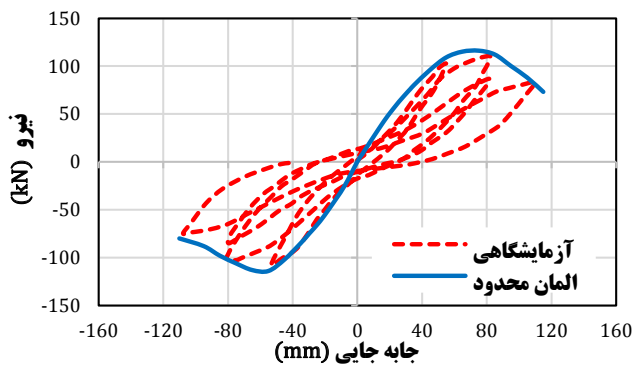
AB-1 (الف)



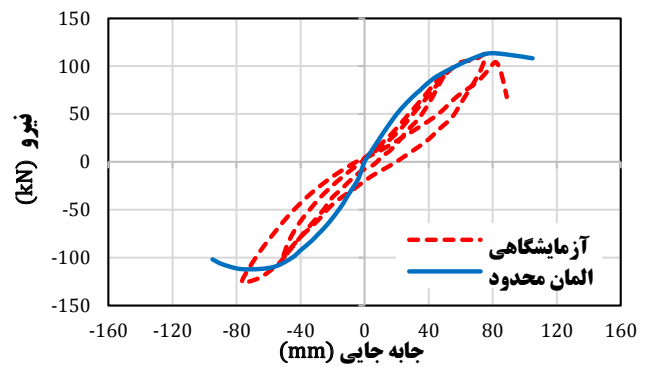
RS-SC (د)



AB-3 (ج)



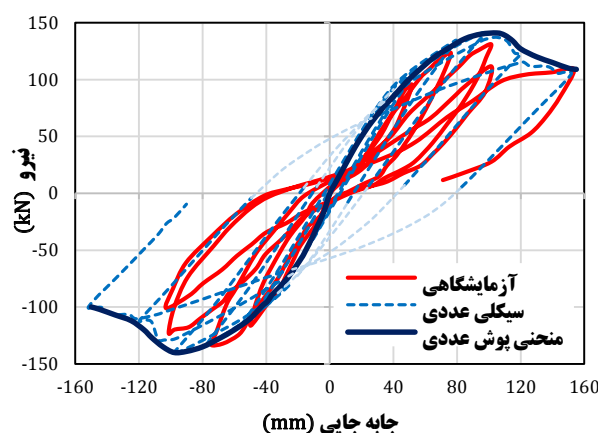
RS-MC (و)



RS-G (ه)

شکل ۴. مقایسه نمودار سیکلی بار-جابجایی آزمایشگاهی با نمودار پوش تحلیل سیکلی المان محدود در اتصالات داخلی بتن آرمه

Fig. 4. Comparison between finite element analysis responses with experimental results for interior RC joints



شکل ۵. مقایسه نمودار پاسخ سیکلی و منحنی پوش حاصل از آن در مدل عددی با نتایج آزمایشگاهی برای نمونه RS-SC

Fig. 5. Comparison between cyclic response and backbone curve of numerical model with test result for Specimen RS-SC

حاصل شده است.

در شکل ۷ توزیع شاخص خرابی کششی در این اتصال قابل مشاهده است. همانطور که دیده می‌شود، در این نمونه ترک خوردگی در ناحیه بیشتری در طول تیر و ستون به علت مقاومت بیشتر ایجاد شده در پانل اتصال، شکل گرفته است که قابل مقایسه با شکل ۶ برای نمونه AB-1 می‌باشد.

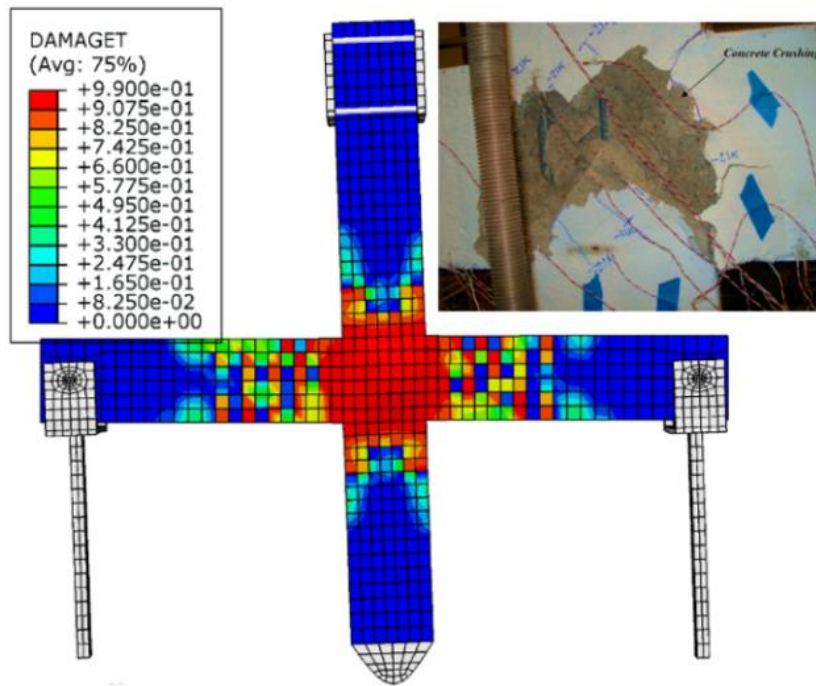
در شکل ۸-الف محدوده با خسارت اولیه (حداکثر ظرفیت) در چسب ناحیه فصل مشترک و در شکل ۸-ب محدوده جدا شده در جابه‌جایی mm ۱۲۰ در محدوده پانل اتصال به ترتیب قابل مشاهده است که همانطور که دیده می‌شود منطبق بر توصیف‌های کیفی مرجع آزمایشگاهی [۱۱]، به صورت موضعی و محدود می‌باشد. در شکل ۸-ج عامل اصلی افت ناگهانی مقاومت نمونه یعنی پارگی در مصالح FRP نشان داده شده است. در شکل ۸-د نیز عملکرد این نمونه در مدل آزمایشگاهی دیده می‌شود.

برای دو نمونه دیگر تقویت شده یعنی نمونه‌های RS-G و RS-MC نیز نتایج به ترتیب در شکل ۴-ه و شکل ۴-و قابل مشاهده است. در نمونه‌های تقویت شده در تست آزمایشگاهی در سیکل‌های بعد از مقاومت حداکثر نمونه، خرابی در ناحیه اتصال مفصلی تحتانی ستون نیز دیده شده که موجب خرابی و زوال بیشتر مقاومت نمونه‌ها شده است، بخصوص در نمونه RS-G.

در مجموع، همانطور که مشاهده می‌شود، عدم پیوستگی آرماتورهای

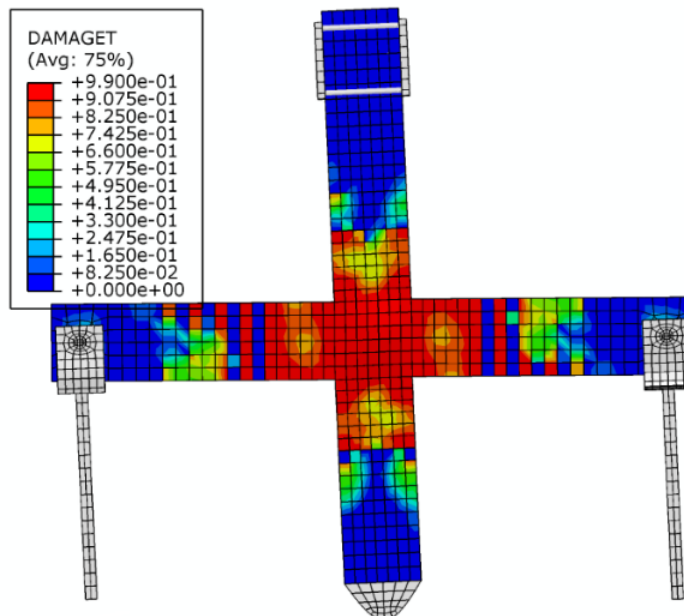
شکل ۶ قابل مشاهده است. دیده می‌شود که خرابی اتصال ناشی از ترک خوردگی و خرد شدگی شدید در ناحیه پانل اتصال می‌باشد. برای نمونه‌های AB-2 و AB-3 نیز نتایج در شکل ۴-ب و شکل ۴-ج به ترتیب قابل مشاهده است.

برای بررسی عملکرد نمونه‌های تقویت شده نیز می‌توان به عنوان نمونه، پاسخ اتصال تقویت شده RS-SC را ارزیابی کرد که منحنی پاسخ آن در شکل ۴-د و همچنین پاسخ سیکلی آن در شکل ۵ نمایش داده شده است. ماکزیمم مقاومت این نمونه در سیکل با جابه‌جایی mm ۹۶ رخ می‌دهد که در ناحیه Push این مقاومت برابر با ۱۳۹/۷ kN و در ناحیه Pull برابر با ۱۴۲/۱ kN می‌باشد که این مقادیر برای نمونه آزمایشگاهی متناظر به ترتیب ۱۳۲/۱ kN و ۱۳۳/۲ kN است. پس از این سیکل، زوال مقاومت ناشی از ترک خوردگی و خرد شدگی در بتن ناحیه پانل اتصال و همچنین گسیختگی در ورق‌های CFRP در نمونه اجزای محدود دیده می‌شود. در جابه‌جایی mm ۱۱۰، در قسمتی از ناحیه پانل اتصال چسبندگی بین مصالح FRP با بتن بستر، به مقدار شروع خرابی بر اساس رابطه (۱۳) می‌رسد و با افزایش مقدار جابه‌جایی وارد مرحله زوال مقاومت بر اساس رابطه (۱۴) می‌شود؛ به طوری که در جابه‌جایی mm ۱۲۰ به صورت موضعی جدایش رخ می‌دهد که طبق مقاله مرجع در نمونه آزمایشگاهی نیز جدایش موضعی ذکر شده است. علاوه بر این برای این نمونه سطح زیر نمودار منحنی پوش در مدل عددی برابر با ۱۵۹۲۴ N.m و در نمونه آزمایشگاهی ۱۴۵۴۰ N.m



شکل ۶. الگوی ترک خوردگی بتن نمونه AB-1

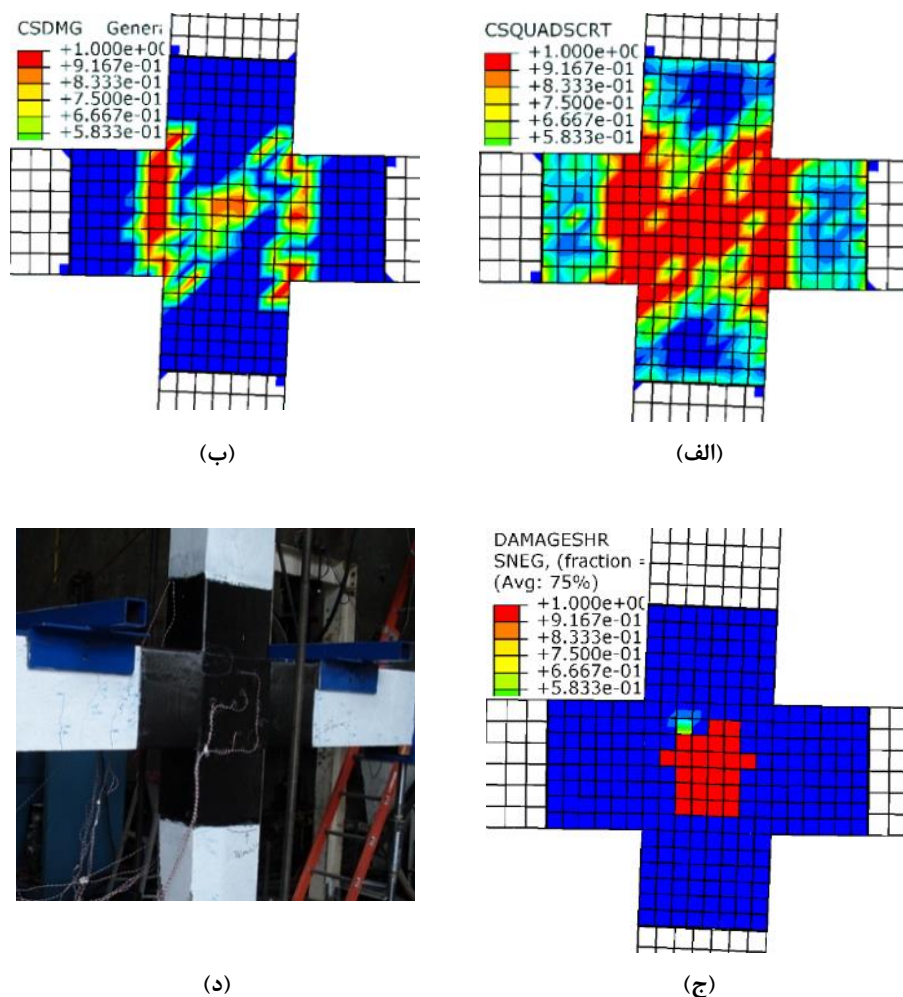
Fig. ۶. Concrete cracking of specimen AB-1



شکل ۷. ترک خوردگی بتن در نمونه RS-SC

Fig. 7. Concrete cracking of specimen RS-SC





شکل ۸. رفتار نمونه RS-SC؛ (الف) شاخص شروع خرابی چسب در فصل مشترک، (ب) ناحیه جدا شده ورق، (ج) ناحیه خسارت دیده FRP، (د) مدل آزمایشگاهی

Fig. 8. Behavior of Specimen RS-SC; (a) index of damage beginning at the interface, (b) laminar debonding region, (c) FRP damaged region, (d) test specimen

خارجی با مشخصات سازه‌ای مشابه با اتصالات داخلی بدون جزئیات لرزه‌ای و تقویت شده با اتصال خارجی ورق‌های FRP ارزیابی می‌شود. در ادامه با توجه به عملکرد سه بعدی قاب‌ها در مواجهه با بارگذاری جانبی، اثر تیرهای عرضی و دال بتن‌آرمه بر عملکرد اتصالات ضعیف مورد مطالعه قرار می‌گیرد. در بخش بعدی، الگوهای سه بعدی و عملی تقویت اتصالات به وسیله ورق‌های FRP بر پایه الگوی تقویتی معرفی شده دو بعدی (بدون دال و تیر عرضی) و دارای ورق اضافی دورپیچ، بررسی می‌شود.

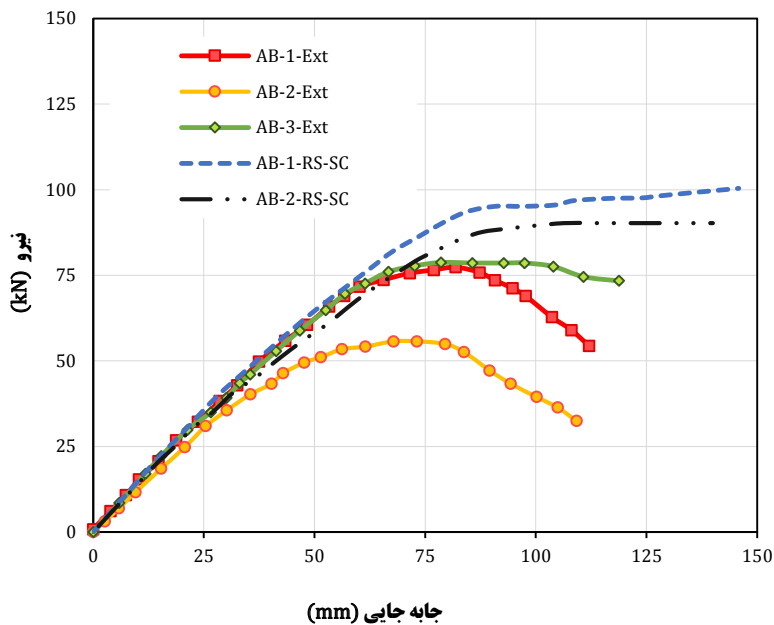
#### ۵-۱- بررسی عملکرد دو بعدی اتصال خارجی

برای بسط مطالعات روی عملکرد اتصالات در قاب‌های بتن‌آرمه تحت بارگذاری لرزه‌ای، در این بخش به بررسی عملکرد اتصالات خارجی بدون

تحتانی (نمونه AB-2) تأثیر چشم‌گیری روی سختی و مقاومت نمونه دارد. همچنین آرماتورگذاری در محدوده پانل اتصال بر اساس آیین‌نامه ACI318-14، موجب افزایش مقاومت و شکل‌پذیری و کاهش شیب زوال مقاومت نمونه پس از نقطه اوج مقاومت می‌گردد. از میان نمونه‌های تقویت شده نیز نمونه RS-SC که تقویت شده با ورق CFRP با مقاومت بالا است، بیشترین تأثیر را روی مقاومت و شکل‌پذیری اتصال نشان می‌دهد.

#### ۵- مطالعات پارامتری

در این بخش، با توجه به محدودیت‌های موجود در تحقیقات آزمایشگاهی، با استفاده از مدل عددی صحت‌سنجی شده ارزیابی گسترده‌تری روی رفتار اتصالات در قاب‌های خمشی بتن‌آرمه انجام داده می‌شود. ابتدا رفتار اتصالات



شکل ۹. نمودار پاسخ اتصال خارجی معیوب و تقویت شده

Fig. 9. Response diagrams for deficient and retrofitted exterior joint

داخلی، دو لایه کامپوزیت قائم به لایه‌های هر وجه پانل اتصال برای بهبود مهار و افزایش مقاومت برشی و همچنین دو لایه با زاویه  $\pm 45^\circ$  برای بهبود عملکرد بین لایه‌های قائم و افقی اضافه می‌گردد. پس از تعیین آرایش لایه‌های کامپوزیت تقویتی برای اتصال خارجی، اعمال بارگذاری سیکلی همانند نمونه‌های قبلی انجام می‌شود.

در شکل ۹ نمودار پوش حاصل از این تحلیل نمایش داده شده است. برای نمونه AB-1-Ext ماکزیمم مقاومت برابر با  $77/3$  kN می‌باشد که در جابه‌جایی  $82$  mm رخ داده است. برای نمونه‌های AB-2-Ext و AB-3-Ext نیز مقدار مقاومت به ترتیب  $55/7$  kN و  $87/7$  kN است.

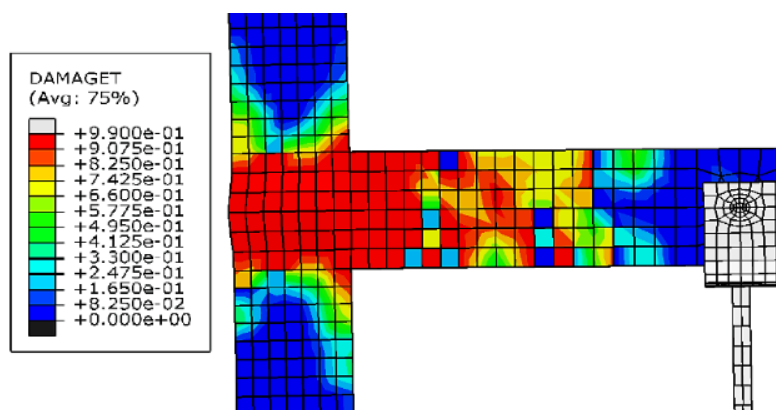
هر دو نمونه معیوب لرزه‌ای AB-1-Ext و AB-2-Ext، با استفاده از ورق‌های FRP با مقاومت بالا تقویت شده و نتایج آن‌ها نیز در شکل ۹ آورده شده است. همانطور که مشاهده می‌شود اضافه شدن ورق‌های FRP تأثیر چشم‌گیری در افزایش مقاومت اتصال دارد، خصوصاً برای نمونه با طول مهار ناکافی در ناحیه اتصال. علاوه بر این، دیده می‌شود که برخلاف نمونه‌های بدون ورق تقویتی FRP و همچنین تمامی نمونه‌های اتصال داخلی، ناحیه شکست در داخل پانل اتصال نمی‌باشد، بلکه با ایجاد مفصل پلاستیک بیرون از محدوده تقویت شده تیر می‌باشد که موجب شکل‌پذیری

دال و تیر عرضی پرداخته می‌شود. نمونه‌های شاهد مورد استفاده دارای ابعاد هندسی و آرماتورگذاری و خواص مکانیکی مشابه نمونه‌های اتصال داخلی می‌باشد؛ با این وجود، تیر و اتصال مرتبط با آن در سمت چپ پانل اتصال حذف گردیده است. نام‌گذاری نمونه‌ها همانند اتصالات داخلی و با پسوند Ext برای نمونه‌های مشابه می‌باشد. برای تقویت نمونه‌ها همانند روش مورد استفاده در طراحی ورق‌های کامپوزیتی تقویتی نمونه‌های آزمایشگاهی اتصالات داخلی، با استفاده از روابط طراحی لرزه‌ای آیین‌نامه ACI318-14 است که در آن نیروی برش پانل اتصال،  $V_j$ ، و نیروی طراحی ورق‌های FRP،  $V_{FRP}$ ، با استفاده از روابط (۲۷) و (۲۸) تعیین گردیده است:

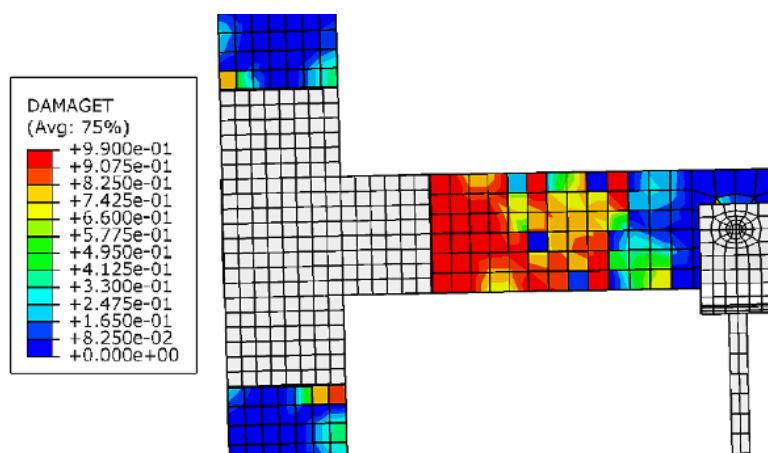
$$V_j = T_b + C_b - V_{col} \quad (27)$$

$$V_{FRP} = V_j - V_c - V_s \quad (28)$$

تعیین تعداد لایه‌های ورق‌های کامپوزیت FRP نیز با استفاده از رابطه (۲۱) انجام می‌پذیرد. پیرو توصیه ACI440/2R-08 همانند اتصال



(الف) نمونه AB-1-Ext



(ب) نمونه AB-1-RS-SC

شکل ۱۰. مود خرابی نمونه‌های اتصال خارجی

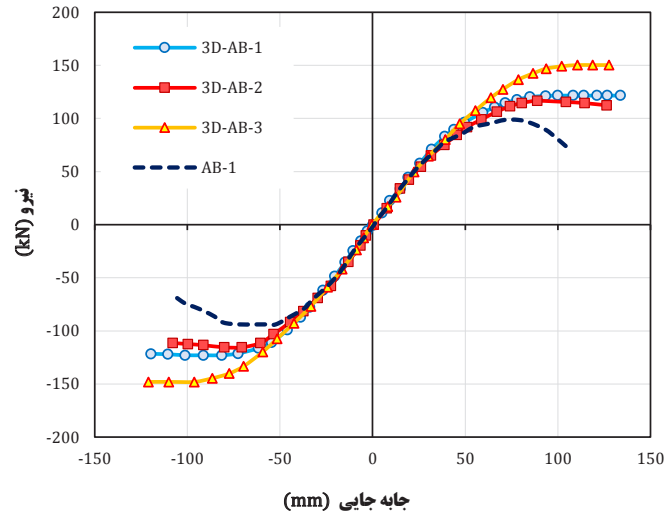
Fig. 10. Failure mode of exterior joint Specimens

توجهی داشته باشند. بر این اساس در این بخش برای شبیه‌سازی عملکرد واقع بینانه‌تر اتصالات ضعیف، اثر تیر عرضی و همچنین دال بتن‌آرمه در مدل عددی وارد شده و تحت بارگذاری جانبی قرار می‌گیرد. خصوصیات هندسی و آرماتورگذاری تیر عمود بر صفحه اتصال همانند تیرهای موجود در صفحه اتصال در نظر گرفته شده است. عرض مؤثر دال بتن‌آرمه  $800 \text{ mm}$  و ضخامت آن  $100 \text{ mm}$  لحاظ شده است. همچنین از دو صفحه آرماتور در دو جهت عمود بر هم با قطر  $13 \text{ mm}$  و فاصله  $150 \text{ mm}$  در دال استفاده شده است. این مطالعه روی اتصالات کناری و گوشه به علت محصور شدگی کمتر نسبت به اتصالات میانی انجام می‌گردد. برای هر دو نوع اتصال کناری و گوشه، سه نمونه عددی با جزییات آرماتورگذاری مشابه نمونه‌های AB-1 و AB-2 در حالت معیوب و AB-3 با جزییات بر اساس ACI318-14

بیشتر اتصال، عدم زوال مقاومت پس از نقطه حداکثر و همچنین عدم جدایش و پارگی ورق‌های FRP می‌گردد که می‌توان نتیجه گرفت که با این روش مقاوم‌سازی پانل اتصال از مقاومت کافی برای جلوگیری از شکست ترد برشی، برخوردار است. در شکل ۱۰ ناحیه ترک خوردگی برای هر دو نوع اتصال خارجی ضعیف و تقویت شده، قابل مشاهده است.

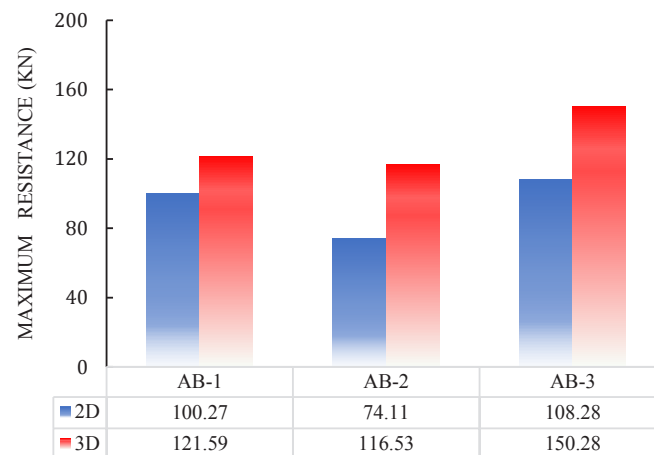
#### ۵-۲- بررسی عملکرد سه بعدی اتصالات قاب بتن‌آرمه

سیستم کف سازه‌های بتن مسلح عموماً شامل تیر و دال یکپارچه می‌باشد؛ در نتیجه هر دو قسمت همراه با هم در برابر تلاش‌های اعمال شده مقاومت نشان می‌دهند. علاوه بر این تیرهای عرضی نیز در عملکرد اتصالات به علت اعمال قید جانبی و محصور شدگی می‌توانند تأثیر قابل



شکل ۱۱. نمودار بار-جابجایی اتصال داخلی 3-D

Fig. 11. Load-displacement diagrams of the 3-D interior joint specimens



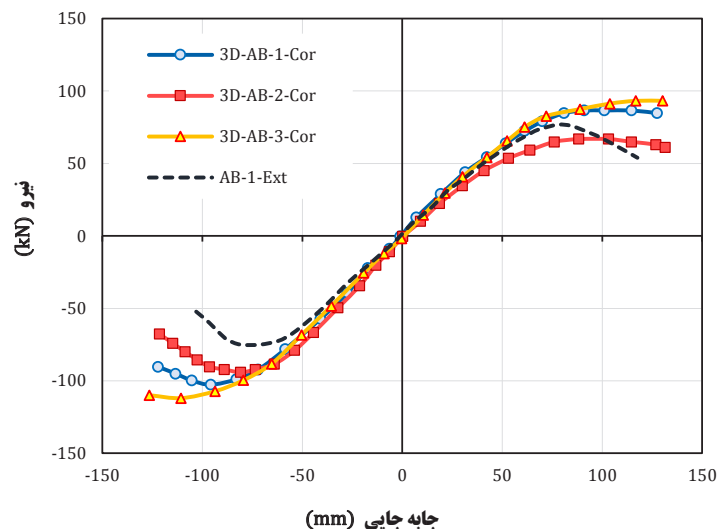
شکل ۱۲. مقایسه حداکثر مقاومت اتصال داخلی در حالت 2D و 3D

Fig. 12. Comparison of maximum interior joint resistances in 2D and 3D model

در نظر گرفته شده است. ۵۷ درصدی مقاومت را نشان می‌دهد. در نمودار ستونی شکل ۱۲ ماکزیمم مقاومت نمونه‌های اتصال کناری در حالت دو بعدی و سه بعدی با همدیگر مقایسه شده است و تأثیر دال و تیر عرضی به روشنی نمایش داده شده است که افزایش مقاومت ۲۰ تا ۵۰ درصدی را نشان می‌دهد.

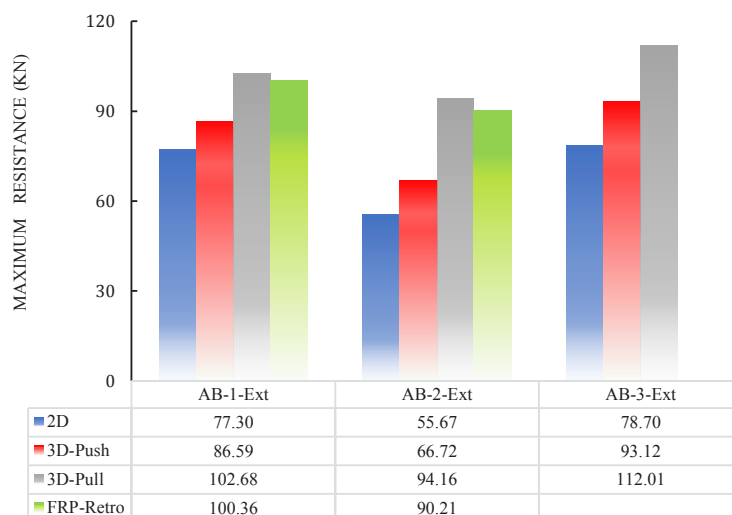
شکل ۱۳ نمودار پوش بارگذاری سیکلی اتصال گوشه سه بعدی در دو فاز Push و Pull را نشان می‌دهد. برخلاف رفتار سه بعدی اتصال کناری، پاسخ اتصال گوشه در ناحیه Push مشابه ناحیه Pull نمی‌باشد که این امر

در شکل ۱۱ منحنی پوش حاصل از بارگذاری سیکلی اتصال کناری نمایش داده شده است. همانطور که مشاهده می‌شود وجود تیر عرضی با محصور کردن پانل اتصال و دال بتنی با افزایش ظرفیت خمشی تیر تأثیر قابل توجهی روی مقاومت اتصال دارد. این افزایش مقاومت خصوصاً در نمونه AB-2 بسیار نمود دارد به طوری که حداکثر مقاومت آن در حالت دو بعدی ۷۴/۱ KN و در حالت سه بعدی ۱۱۶/۵ KN می‌باشد که افزایش



شکل ۱۳. نمودار بار-جابجایی اتصال گوشه (اتصال خارجی 3-D)

Fig. 13. Load-displacement diagrams of corner joint (3-D exterior joint)

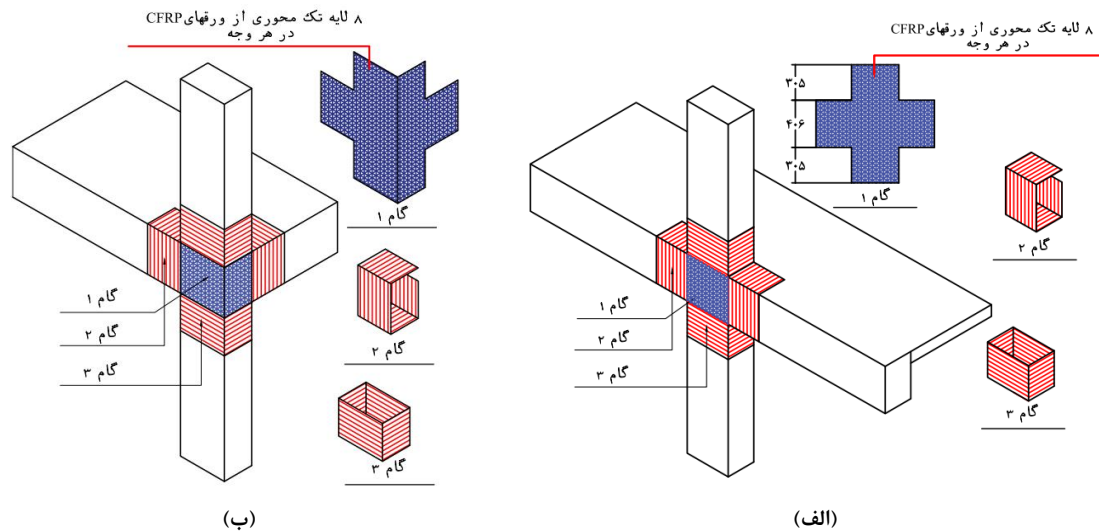


شکل ۱۴. حداکثر مقاومت نمونه‌های اتصال گوشه در حالت 2D و 3D

Fig. 14. Comparison of maximum corner joint resistances in 2D and 3D model

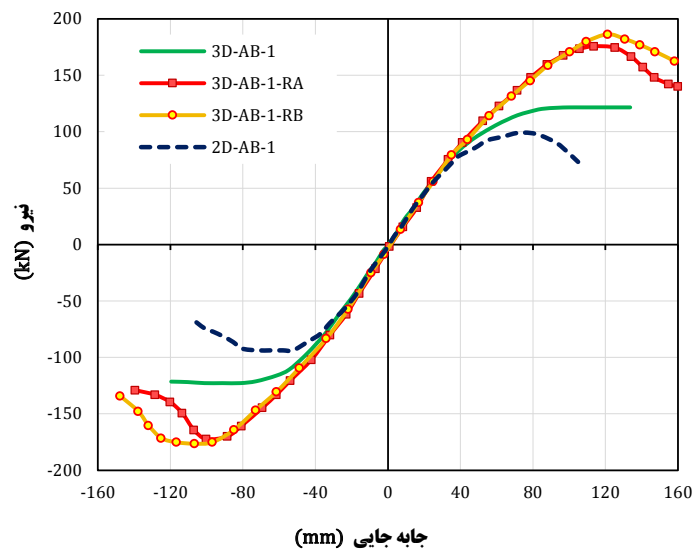
۵-۳- تقویت اتصالات سه‌بعدی با ورق‌های FRP در این بخش به منظور تکمیل مطالعات انجام شده در قسمت‌های گذشته، عملکرد سه بعدی نمونه‌های اتصال کناری و گوشه تقویت شده با ورق‌های FRP مورد بررسی قرار می‌گیرد. مشخصات هندسی و مکانیکی اتصالات، همانند بخش ۵-۲ می‌باشد. همچنین مشخصات مکانیکی ورق‌های تقویتی، مشابه مشخصات ورق CFRP با مقاومت بالا موجود در جدول ۲ است. الگوی قراگیری ورق‌ها در شکل ۱۵ برای هر دو نوع اتصال نشان داده شده

ناشی از عدم تقارن هندسی به علت وجود دال می‌باشد. در شکل ۱۴، مقدار ماکزیمم مقاومت نمونه‌های اتصال گوشه در حالت دو بعدی، سه بعدی و همچنین تقویت شده با ورق‌های FRP با همدیگر مقایسه شده‌اند. دیده می‌شود که مقدار ماکزیمم مقاومت در ناحیه Pull به طرز قابل توجهی از ناحیه Push و بیشتر است. به طور مثال برای نمونه AB-1-Ext، ماکزیمم مقاومت نمونه در فاز Pull،  $102.68 \text{ kN}$  و در فاز Push،  $86.59 \text{ kN}$  است که ۱۸ درصد بیشتر است.



شکل ۱۵. لایه‌بندی و الگوی قرار گیری ورق‌های CFRP در مدل 3-D؛ (الف) اتصال داخلی (کناری)، (ب) اتصال خارجی (گوشه)

Fig. 15. Laminate layup scheme of 3-D CFRP retrofitted specimens; (a) interior joint (b) corner joint



شکل ۱۶. منحنی پوش پاسخ بار-جاب‌جایی اتصال داخلی تقویت شده 3-D

Fig. 16. Backbone load-displacement curves of 3-D retrofitted interior joints

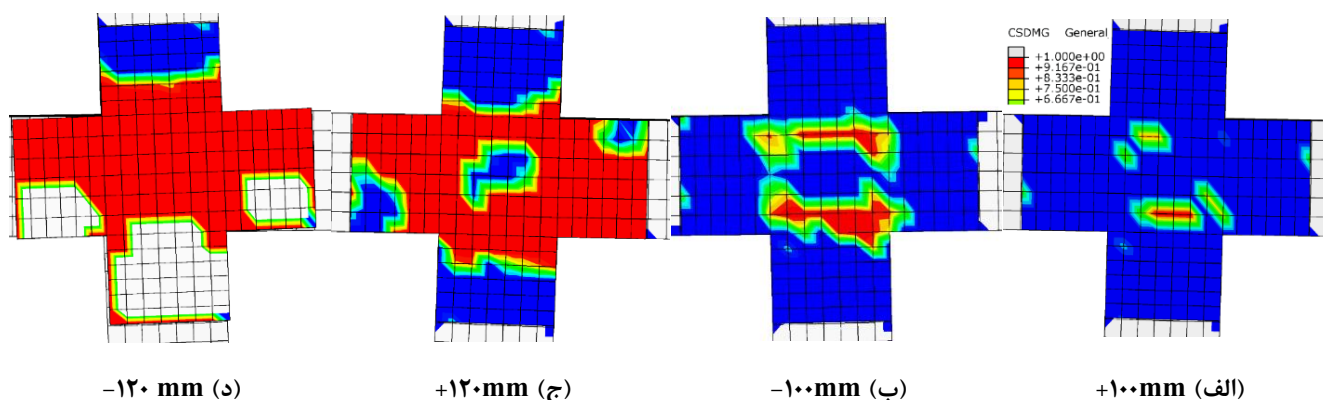
ورق اصلی تقویتی پیچیده می‌شود به مدل اجزای محدود وارد می‌گردد (با پسوند RB) و سپس بارگذاری سیکلی جانبی روی نمونه اعمال می‌گردد. در شکل ۱۶ منحنی پوش حاصل از تحلیل نمونه‌های تقویت شده اتصال کناری به همراه پاسخ نمونه سه بعدی و دو بعدی تقویت نشده به منظور مقایسه آورده شده است. همانطور که مشاهده می‌شود تقویت وجه بیرونی

است. آرایش لایه‌های مختلف الیاف نیز در هر ورق نیز همانند جدول ۱ می‌باشد. به منظور بررسی اثر چسبندگی فصل مشترک مصالح CFRP با بتن بستر، هر نمونه اتصال در دو حالت مورد بررسی قرار می‌گیرد. در حالت اول تنها ورق صلیبی گام ۱ در شکل ۱۵ به مدل اتصالات اضافه می‌شود (با پسوند RA) و در حالت دوم، گام ۲ و گام ۳ نیز که به صورت غلاف به دور

جدول ۳. مقایسه نتایج نمونه‌های داخلی تقویت شده 3-D با مدل 2-D

Table 3. Comparison between the results of 3-D retrofitted interior specimens with 2-D model

اختلاف (%)	مقاومت (kN)	نمونه
-	۹۸/۸	2D-AB-1
۲۳/۱	۱۲۱/۶	3D-AB-1
۷۷/۹	۱۷۵/۸	3D-AB-1-RA
۸۵/۵	۱۸۳/۳	3D-AB-1-RB



شکل ۱۷. سیر تغییرات ناحیه جدا شده ورق CFRP از بتن بستر در نمونه RA-I-3D-AB (بر پایه رابطه تکامل خرابی)

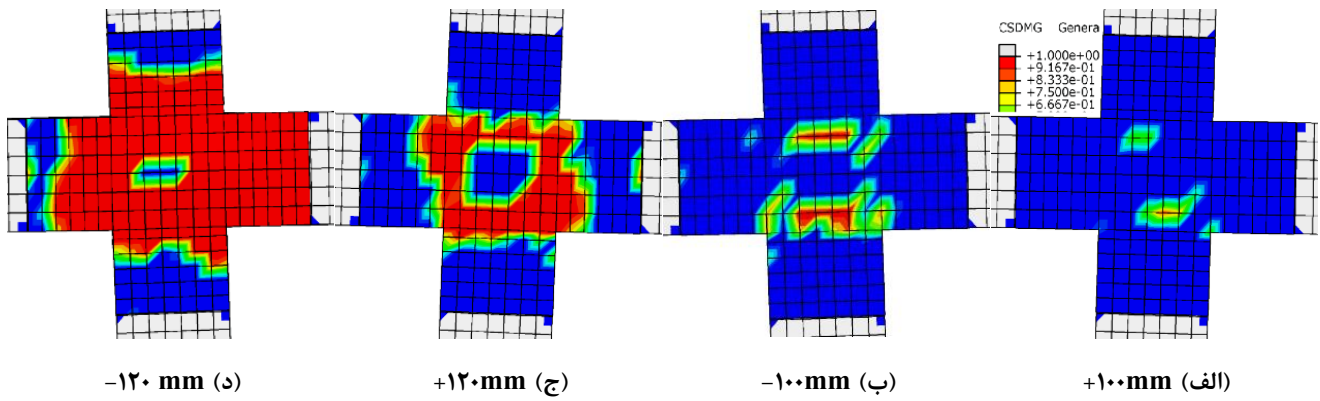
Fig. 17. Evolution of CFRP laminate debonding from concrete for specimen 3D-AB-1-RA

ورق‌های دور پیچ گام ۲ و گام ۳، به مقدار قابل توجهی در حفظ چسبندگی ورق FRP تأثیرگذار است و موجب می‌شود جدایش به تأخیر بیفتد و از ظرفیت مصالح CFRP به مقدار بیشتری استفاده شود. برای این نمونه مقدار ماکزیمم مقاومت در فاز Push،  $186/3 \text{ kN}$  و در فاز Pull برابر با  $176/4 \text{ kN}$  است. علاوه بر این افت مقاومت نیز به علت حفظ چسبندگی در بخش‌های دیگر اتصال با شیب ملایم‌تری رخ می‌دهد. در شکل ۱۸ سیر تغییرات محدوده جدا شده بین مصالح CFRP و بتن بستر را در دو سیکل کامل  $100 \pm \text{ mm}$  و  $120 \pm \text{ mm}$  دیده می‌شود که قابل مقایسه با شکل ۱۷ برای نمونه است. در جدول ۳ مقدار حداکثر مقاومت نمونه‌های تقویت شده سه بعدی و اختلاف آن‌ها با نمونه‌های دو بعدی و سه بعدی تقویت نشده نمایش داده شده است.

در شکل ۱۹ منحنی پوش حاصل از تحلیل نمونه‌های تقویت شده اتصال گوشه همراه با پاسخ نمونه سه بعدی و دو بعدی تقویت نشده نمایش

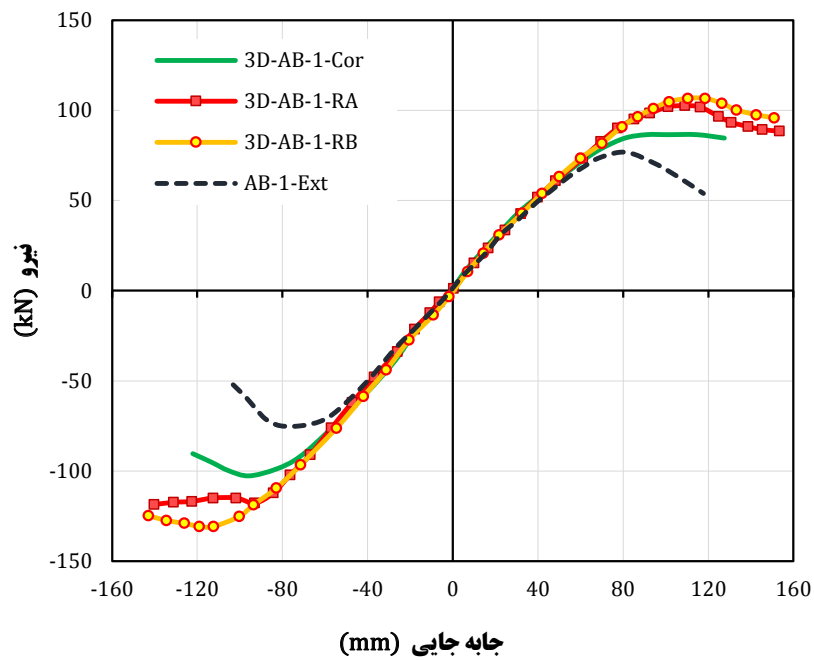
اتصال کناری تأثیر قابل توجهی روی بهبود عملکرد اتصال دارد. برای نمونه 3D-AB-1-RA ماکزیمم مقاومت اتصال در Push،  $175/8 \text{ kN}$  و در Pull برابر با  $172/3 \text{ kN}$  می‌باشد. در این نمونه پیش از گسیختگی ورق‌های CFRP جدایش کامل بین این مصالح با بتن بستر رخ می‌دهد. در شکل ۱۷ سیر تغییرات محدوده جدا شده با افزایش جابه‌جایی در فاز Push و Pull دیده می‌شود. در سیکل بارگذاری متناظر با جابه‌جایی  $100 \text{ mm}$  بخش محدودی در محدوده پانل اتصال دچار جدایش می‌شود و با اعمال جابه‌جایی در جهت مخالف، محدوده جدایش بزرگ‌تر می‌شود. در ادامه در سیکل با جابه‌جایی  $120 \text{ mm}$  محدوده وسیعی از ورق دچار جدا شدگی می‌شود که باعث کاهش سختی نمونه و رسیدن به محدوده مقاومت نهایی می‌گردد. با بارگذاری نمونه در جهت عکس، جدایش کامل بین ورق CFRP و بتن بستر رخ می‌دهد.

برای نمونه 3D-AB-1-RB، همانطور که مشاهده می‌شود وجود



شکل ۱۸. سیر تغییرات ناحیه جدا شده ورق CFRP از بتن بستر در نمونه RB-1-3D-AB

Fig. 18. Evolution of CFRP laminate debonding from concrete for specimen 3D-AB-1-RB



شکل ۱۹. منحنی پوش پاسخ بار-جابجایی اتصال گوشه تقویت شده 3-D

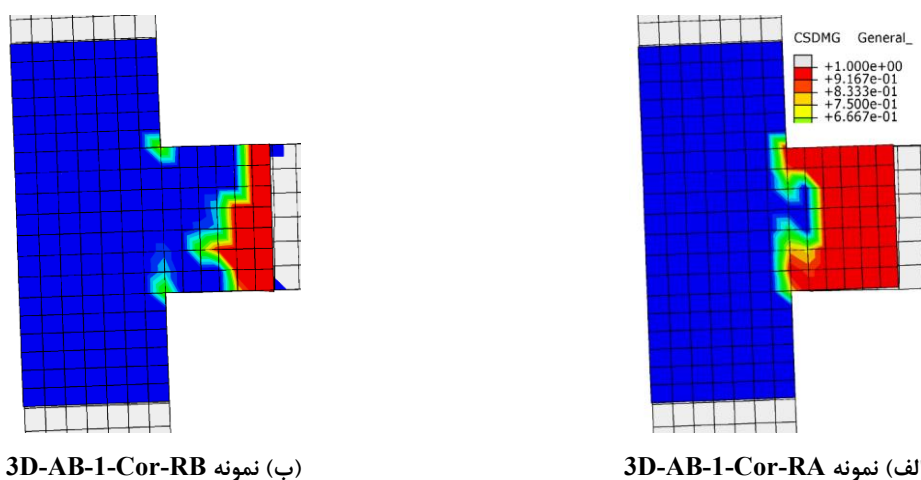
Fig. 19. Backbone Load-displacement curves of 3-D retrofitted corner joint



جدول ۴. مقایسه نتایج نمونه‌های تقویت شده 3-D گوشه با مدل 2-D

Table 4. Comparison between the results of 3-D retrofitted corner specimens with 2-D model

اختلاف (%)	مقاومت (kN)	نمونه
-	۷۷/۳	2D-AB-1-Ext
۳۲/۹	۱۰۲/۷	3D-AB-1-Cor
۵۳/۳	۱۱۸/۵	3D-AB-1-Cor-RA
۶۸/۹	۱۳۰/۶	3D-AB-1-Cor-RB



شکل ۲۰. ناحیه جدا شده ورق تقویتی CFRP از بتن بستر در اتصال گوشه در جابه‌جایی ۱۱۰ mm در فاز Pull

Fig. 20. Debonding regions of FRP laminate for corner joints at the pull phase displacement equal to 110 mm

۲۰-الف قابل مشاهده است. با این وجود همچنان اتصال بین ورق تقویتی با وجوه ستون برقرار است که موجب می‌گردد میزان افت مقاومت پس از نقطه ماکزیمم از اتصال کناری کمتر باشد. برای نمونه 3D-AB-1-Cor-RB دیده می‌شود که ورق دورپیچ گام ۲ به تقویت چسبندگی ورق تقویتی به بتن تیر که در نمونه 3D-AB-1-Cor-RA دچار جدایش گردید، کمک قابل ملاحظه‌ای می‌کند. برای این نمونه مقدار ماکزیمم مقاومت در فاز Push برابر با ۱۰۶/۶ kN و در فاز Pull نیز برابر با ۱۳۰/۶ kN است. در شکل ۲۰-ب ناحیه جدایش ورق‌های FRP با بتن بستر را برای نمونه 3D-AB-1-Cor-RB در جابه‌جایی ۱۱۰ mm در فاز Pull نمایش می‌دهد که قابل مقایسه با نمونه 3D-AB-1-Cor-RA در جابه‌جایی متناظر در شکل ۲۰-الف است.

داده شده است. مشاهده می‌شود که در این اتصال نیز تقویت وجوه بیرونی اتصال، تأثیر قابل توجهی روی بهبود عملکرد دارد. با این وجود این بهبود رفتار در مقایسه با اتصال کناری نسبت کمتری دارد؛ بدین دلیل که مود خرابی اتصال گوشه برخلاف اتصال کناری، ایجاد مفصل پلاستیک درون تیر در مرز ورق CFRP است. برای نمونه تقویت شده 3D-AB-1-Cor-RA ماکزیمم مقاومت اتصال گوشه در فاز Push، ۱۰۲/۶ kN و در فاز Pull برابر با ۱۱۸/۵ kN است که نسبت به نمونه سه بعدی تقویت نشده، به ترتیب ۱۸ و ۱۵ درصد بیشتر می‌باشد. در این نمونه که در آن از دورپیچ اضافی تقویتی استفاده نشده است، با افزایش مقدار بار اعمالی، در وجه کناری ناحیه اتصال ورق CFRP به تیر، جدایش شروع می‌شود که در نهایت ورق CFRP به طور کامل از سطح تیر جدا می‌شود، همانطور که در شکل

مشابه اتصالات دو بعدی بر عملکرد اتصالات معیوب داخلی تأثیر بیشتری نسبت به اتصال خارجی دارد.

- وجود ورق‌های دورپیچ اضافی برای تقویت چسبندگی ورق اصلی تقویتی، تأثیر قابل توجهی روی کنترل جدایش ورق‌های CFRP از بتن بستر دارد و کمک می‌کند از ظرفیت بیشتر این ورق‌ها استفاده شود (۳ تا ۱۰ درصد افزایش مقاومت به همراه شکل‌پذیری مناسب‌تر). با این وجود، در ناحیه پانل اتصال، همچنان پتانسیل بالایی برای جدایش در نمونه‌های معیوب وجود دارد و نمونه‌های سه بعدی برخلاف نمونه دو بعدی، ورق‌های CFRP به حداکثر مقاومت خود نمی‌رسد و جدایش رخ می‌دهد.

### منابع

- [1] E. Zamani Beydokhti, H. Shariatmadar, Strengthening and rehabilitation of exterior RC beam-column joints using carbon-FRP jacketing, *Materials and Structures*, 49(12) (2016) 5067-5083.
- [2] S.K. Ghomi, E. El-Salakawy, Seismic Performance of GFRP-RC Exterior Beam-Column Joints with Lateral Beams, *Journal of Composites for Construction*, 20(1) (2016) 04015019.
- [3] C.D. Vecchio, M.D. Ludovico, A. Balsamo, A. Prota, G. Manfredi, M. Dolce, Experimental Investigation of Exterior RC Beam-Column Joints Retrofitted with FRP Systems, *Journal of Composites for Construction*, 18(4) (2014) 04014002.
- [4] C. Del Vecchio, M. Di Ludovico, A. Prota, G. Manfredi, Analytical model and design approach for FRP strengthening of non-conforming RC corner beam-column joints, *Engineering Structures*, 87 (2015) 8-20.
- [5] E. Esmaeeli, F. Danesh, K.F. Tee, S. Eshghi, A combination of GFRP sheets and steel cage for seismic strengthening of shear-deficient corner RC beam-column joints, *Composite Structures*, 159 (2017) 206-219.
- [6] A. Reza Sattari, M. Kazem Sharbatdar, A. Dalvand, Experimental Study on Strengthening of RC Connections with FRP Sheets by Embedding Surface Grooves, *Sharif Journal of Civil Engineering*, 31.2(1.2) (2015) 41-50, (In Persian).
- [7] D. Mostofinejad, M. Hajrasouliha, Shear Retrofitting of

برای افزایش بیشتر ظرفیت اتصال گوشه لازم است که طول بیشتری از تیر توسط ورق تقویتی پوشش داده شود تا به موجب آن علاوه بر ارتقاء سطح ناحیه فصل مشترک، به بهبود عملکرد خمشی تیر نیز کمک کند. در جدول ۴ نیز مقدار حداکثر مقاومت نمونه‌های تقویت شده سه بعدی گوشه و اختلاف آن‌ها با نمونه‌های دو بعدی و سه بعدی تقویت نشده در فاز Pull برای ارزیابی کمی نمایش داده شده است.

### ۶- نتیجه‌گیری

با استفاده از روش اجزای محدود غیرخطی، مدل‌سازی عددی با استفاده از نرم‌افزار ABAQUS برای بررسی عملکرد لرزه‌ای اتصالات قاب‌های بتن‌آرمه و همچنین بهبود عملکرد آن‌ها با استفاده از ورق‌های کامپوزیتی FRP ارائه شد. در شبیه‌سازی اثر مکانیزم‌های مختلف خرابی ورق‌های FRP و رفتار چسبندگی ناحیه فصل مشترک بتن و FRP نیز شبیه‌سازی گردید. برای صحت‌سنجی مدل پیشنهادی، رفتار سیکلی شش نمونه اتصال داخلی در قاب دو بعدی بتن‌آرمه شامل دو نمونه ضعیف (بدون جزییات لرزه‌ای) طراحی شده بر اساس آیین‌نامه‌های قدیمی، یک نمونه طراحی شده بر اساس آیین‌نامه ACI318-14 و سه نمونه ضعیف تقویت شده با ورق‌های FRP از جنس‌های مختلف، با استفاده از داده‌های آزمایشگاهی پیشین ارزیابی شد. در ادامه تحقیق، مطالعات پارامتری روی اتصالات مختلف صورت پذیرفت که نتایج زیر حاصل گردید:

- نتایج مدل‌سازی دو بعدی اتصالات خارجی بدون جزییات لرزه‌ای نشان داد که مود خرابی اتصالات ضعیف، همانند اتصال داخلی، ترک خوردگی و خرد شدگی بتن در پانل اتصال، ناشی از نیروهای برشی است.
- برای نمونه‌های اتصال دو بعدی خارجی تقویت شده با ورق‌های FRP دیده شد که به علت سختی و مقاومت قابل توجه اتصال تقویت شده، مفصل پلاستیک در تیر و در مرز ورق FRP ایجاد می‌شود و نمونه رفتار شکل‌پذیری خواهد داشت.
- بررسی عملکرد سه بعدی اتصالات داخلی و خارجی با اضافه شدن دال بتنی و تیر عرضی نشان داد که وجود تیر عرضی تأثیر قابل توجهی روی محصور شدگی پانل اتصال در اتصالات معیوب دارد. همچنین دال بتنی موجب عملکرد متفاوت اتصال گوشه در دو فاز هول دادن (Push) و کشیدن (Pull) می‌شود و در مجموع مقاومت نمونه‌ها بیش از ۲۰ درصد برای هر دو نوع اتصال افزایش می‌یابد.
- تقویت اتصالات سه بعدی با استفاده از ورق‌های FRP با الگوی

- [17] J. Lubliner, J. Oliver, S. Oller, E. Oñate, A plastic-damage model for concrete, *International Journal of Solids and Structures*, 25(3) (1989) 299-326.
- [18] J. Lee, G.L. Fenves, Plastic-Damage Model for Cyclic Loading of Concrete Structures, *Journal of Engineering Mechanics*, 124(8) (1998) 892-900.
- [19] ABAQUS/CAE, Analysis User's Manual Version 6.13, Dassault Systems Simulia Corp., (2013).
- [20] Saenz L.P, Discussion of Paper by Desai, Krishnan S, Equation for stress-strain curve of concrete, *ACI*, 61(8) (1964) 1229-1235.
- [21] P.H. Bischoff, R. Paixao, Tension stiffening and cracking of concrete reinforced with glass fiber reinforced polymer (GFRP) bars, *Canadian Journal of Civil Engineering*, 31(4) (2004) 579-588.
- [22] American Concrete Institute (ACI), Building code requirements for structural concrete and commentary, ACI Committee 318, ACI318-14, (2014).
- [23] L. Qingfu, G. Wei, K. Yihang, Parameter calculation and verification of concrete plastic damage model of ABAQUS, in: *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*, IOP Publishing, 2020, pp. 012036.
- [24] Z. Hashin, Failure Criteria for Unidirectional Fiber Composites, *Journal of Applied Mechanics*, 47(2) (1980) 329-334.
- [25] Z. Hashin, A. Rotem, A Fatigue Failure Criterion for Fiber Reinforced Materials, *Journal of Composite Materials*, 7(4) (1973) 448-464.
- [26] I. Lapczyk, J.A. Hurtado, Progressive damage modeling in fiber-reinforced materials, *Composites Part A: Applied Science and Manufacturing*, 38(11) (2007) 2333-2341.
- [27] Federation International du Beton. Fib Model Code 2010 - Final draft (bulletins 65 and 66), (2012).
- [28] M. Ridha, V.B.C. Tan, T.E. Tay, Traction-separation laws for progressive failure of bonded scarf repair of composite panel, *Composite Structures*, 93(4) (2011) 1239-1245.
- [29] N. Kishi, G. Zhang, H. Mikami, Numerical Cracking and Debonding Analysis of RC Beams Reinforced with Corner 3D-Reinforced Concrete Beam-Column Joints Using Externally Bonded CFRP Reinforcement on Grooves, *Journal of Composites for Construction*, 22(5) (2018) 04018037.
- [8] H. Shariatmadar, E. Zamani Beydokhti, Experimental and analytical investigation of damaged concrete beam-column joints strengthened by CFRP composites, *Modares Civil Engineering journal*, 16(20) (2017) 65-77, (In Persian).
- [9] J. Yu, X. Shang, Z. Lu, Efficiency of Externally Bonded L-Shaped FRP Laminates in Strengthening Reinforced-Concrete Interior Beam-Column Joints, *Journal of Composites for Construction*, 20(3) (2016) 04015064.
- [10] C. Ma, D. Wang, Z. Wang, Seismic retrofitting of full-scale RC interior beam-column-slab subassemblies with CFRP wraps, *Composite Structures*, 159 (2017) 397-409.
- [11] K. Allam, A.S. Mosallam, M.A. Salama, Experimental evaluation of seismic performance of interior RC beam-column joints strengthened with FRP composites, *Engineering Structures*, 196 (2019) 109308.
- [12] H. Toutanji, P. Saxena, L. Zhao, T. Ooi, Prediction of Interfacial Bond Failure of FRP-Concrete Surface, *Journal of Composites for Construction*, 11(4) (2007) 427-436.
- [13] K. Le-Trung, K. Lee, J. Lee, D.H. Lee, S. Woo, Experimental study of RC beam-column joints strengthened using CFRP composites, *Composites Part B: Engineering*, 41(1) (2010) 76-85.
- [14] R.A. Hawileh, M.Z. Naser, J.A. Abdalla, Finite element simulation of reinforced concrete beams externally strengthened with short-length CFRP plates, *Composites Part B: Engineering*, 45(1) (2013) 1722-1730.
- [15] F. Bencardino, A. Condello, SRG/SRP-concrete bond-slip laws for externally strengthened RC beams, *Composite Structures*, 132 (2015) 804-815.
- [16] E. Monaldo, F. Nerilli, G. Vairo, Effectiveness of some technical standards for debonding analysis in FRP-concrete systems, *Composites Part B: Engineering*, 160 (2019) 254-267.

- [34] I.M. Daniel, O. Ishai, Engineering mechanics of composite materials, 2 ed., Oxford university press, New York, 2006.
- [35] S. Ghafarizadeh, J.-F. Chatelain, G. Lebrun, Finite element analysis of surface milling of carbon fiber-reinforced composites, The International Journal of Advanced Manufacturing Technology, 87(1) (2016) 399-409.
- [36] American Concrete Institute (ACI). Guide for design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening concrete structures. ACI Committee 440, (2008).
- [37] International Code Council Evaluation Service (ICC-ES) Acceptance Criteria AC125. Acceptance criteria for concrete and reinforced and unreinforced masonry strengthening using externally bonded Fiber-Reinforced Polymer (FRP) composite systems, Brea, CA, USA, (2017).
- FRP Sheet, Journal of Composites for Construction, 9(6) (2005) 507-514.
- [30] H.Y. Omran, R. El-Hacha, Nonlinear 3D finite element modeling of RC beams strengthened with prestressed NSM-CFRP strips, Construction and Building Materials, 31 (2012) 74-85.
- [31] CNR-DT 200 R1/2013, Guide for the design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening existing structures – materials, RC and PC structures, masonry structures, Italian National Research council, Rome, Italy, 2013.
- [32] American Concrete Institute (ACI). Building code requirements for structural concrete. ACI Committee 318, (1963).
- [33] D.I. Kachlakev, T.H. Miller, T. Potisuk, S.C. Yim, K. Chansawat, Finite element modeling of reinforced concrete structures strengthened with FRP laminates, Oregon. Dept. of Transportation. Research Group, 2001.

چگونه به این مقاله ارجاع دهیم

G. R. Nouri, M. Kamalvand, Seismic performance of FRP-strengthened RC joints by applying bond effects of concrete-FRP interface, Amirkabir J. Civil Eng., 54(9) (2022) 3263-3286.

DOI: 10.22060/ceej.2022.20456.7430

