



## Code Investigation and Experimental Study of Wide Beam-Column Connections

A. Pakzad, M. Khanmohammad\*

School of Civil Engineering, College of Engineering, University of Tehran, Tehran, Iran.

**ABSTRACT:** In this paper, the seismic behavior of wide beams was investigated. First, code provisions and results of previous tests on reinforcement concrete wide beam-column connections were reviewed. After a precise investigation of previous test results and a detailed study of the behavior of wide joints, 4 specimens of exterior wide beam-column connections on a scale of 3:5 were cast and tested under constant axial and cyclic lateral loads. The specimens were designed and detailed under ACI 318-14 and ACI 352R-02. In tested specimens, different geometries for columns (square, rectangular or circular) and spandrel beams (wide or conventional) were considered. During the tests, the formation of the full-width flexural plastic hinge of wide beams was observed in all the specimens without any shear or torsional failure. Energy absorption of specimens was relatively high and that is because of using stirrups at the joint area and axial loads applied to columns. The width of the spandrel beam and geometry of columns influenced the seismic performance of tested specimens. A comparison between experimental results and ACI provisions showed that dimensional limitations of ACI 318 on wide beams can be violated. Also, in wide joints with an axial load ratio greater than 15%, the bond performance of column longitudinal bars is improved, and ACI 352R provisions in this context can be relaxed.

### Review History:

Received: Dec. 26, 2019

Revised: Aug. 06, 2020

Accepted: Sep. 30, 2020

Available Online: Oct. 06, 2020

### Keywords:

Wide beam

Exterior beam-column connection

Spandrel beam

Seismic performance

Reinforcement detailing

## 1. INTRODUCTION

Wide beam frames are efficient gravity and lateral systems in which the beam is wider than the column, and some of the wide beam bars are anchored in a spandrel beam. Many codes of practice before 1995 prohibited the use of these frames in highly seismic regions [1]. But, recent research in the last two decades has revealed that the performance of wide frames, when subjected to lateral excitation, may be acceptable [2,3]. The key parameter in the seismic behavior of wide beams as earthquake-resistant structures is the reinforcement detailing, especially at the joint region [4,5]. The torsional failure observed in many wide connections tested in the literature can be avoided by providing adequate transverse and longitudinal reinforcement at the spandrel beam [6,7].

However, there are still some concerns about the seismic performance of wide beam-column connections. The ductility, stiffness, and energy dissipation capacity of wide joints is usually lower than those of conventional ones [8,9]. Generally, the codes do not have comprehensively distinct provisions for seismic designing of wide beams. Most of them only restrict the dimensional parameters of wide beam-column connections [10-12]. The correct implementation of reinforcement details at the joint area seems to be vague and practically difficult.

In the current study, the seismic behavior of wide beams was investigated. The study focused on the reinforcement detailing at the joint region.

\*Corresponding author's email: mkhan@ut.ac.ir

## 2. METHODOLOGY

The paper is based on an experimental program conducted in the structural laboratory of Tehran University. Four 3:5 scale exterior wide beam-column connections were tested under constant axial and quasi-static lateral loads. The test setup is shown in Fig. 1. The test specimens were derived from a five-story prototype building. Different spandrel beam types, namely conventional and wide beams, and various column geometries, including square, rectangular and circular, were used in the specimens.

All the specimens were designed according to rules and regulations of ACI 318-14 and ACI 352R-02 [13,14]. Some violations from the code requirements were considered to facilitate the construction of the connections. The number of stirrups used in wide beams was significantly relaxed compared with that provided by ACI 318-14. The anchorage ratio of column longitudinal bars (the ratio of beam height to the diameter of column bars) was lower than the minimum value suggested by ACI 352R-02. Some dimensional restrictions of the beam width in ACI 318 were also violated.

The spandrel beams were designed to resist the torsional demand under ACI 352R-02. The transverse reinforcement of wide beams was continued at the joint region in conforming to ACI 318-14. This detailing was not thoroughly used in previous studies, maybe because of difficulties in the execution.



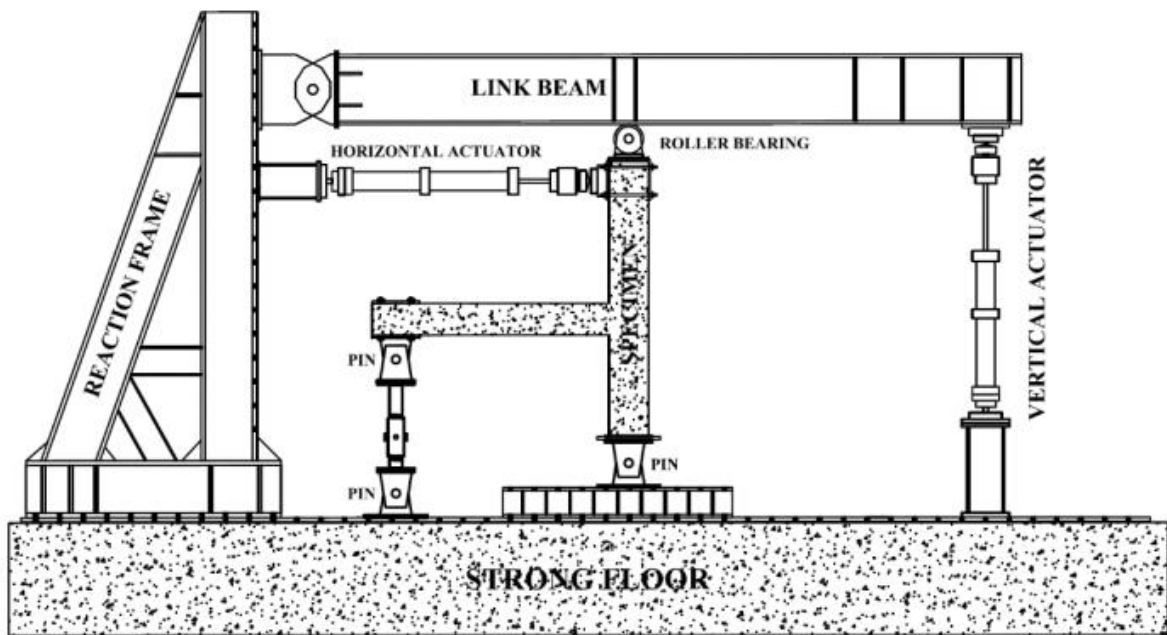


Fig. 1. Test setup

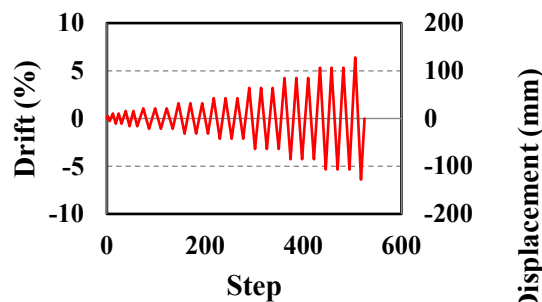


Fig. 2. Lateral loading protocol

The axial load of specimens was  $0.15A_g f_c$  ( $A_g$  is the column area and  $f_c$  is the compressive strength of concrete). The lateral loading pattern was obtained from ACI 374.2R13 [15] and is shown in Fig. 2.

### 3. RESULTS AND DISCUSSION

Fig. 3 shows the lateral response of wide beam-column connections studied in this research. The specimens had a lateral drift capacity near 6.0%. The hysteresis loops shown in Fig. 3 are relatively wide, which means that the behavior of specimens in terms of energy dissipation was fine. Full flexural hinges developed in test specimens and no sign of immature shear or torsion failure was observed in the tests.

In specimens with conventional spandrel beam, the plastic hinge formation was observed at the intersection of wide beam and column, while in specimens with wide spandrel beam the plastic mechanism occurred at the intersection of wide and

spandrel beam, far from the column face. The specimen with a circular column had lower energy dissipation and greater ductility in comparison with that with the square column.

Although some of the code requirements were neglected in test specimens, the overall performance of tested connections was satisfactory in terms of ductility, stiffness, and energy dissipation.

### 4. CONCLUSION

The wide beam-column connections investigated in this study had good seismic performances. The acceptable seismic behavior of these specimens mainly can be attributed to fine reinforcement detailing at the joint region. Violating some of the requirements in test specimens did not disturb the overall performance of the connections.

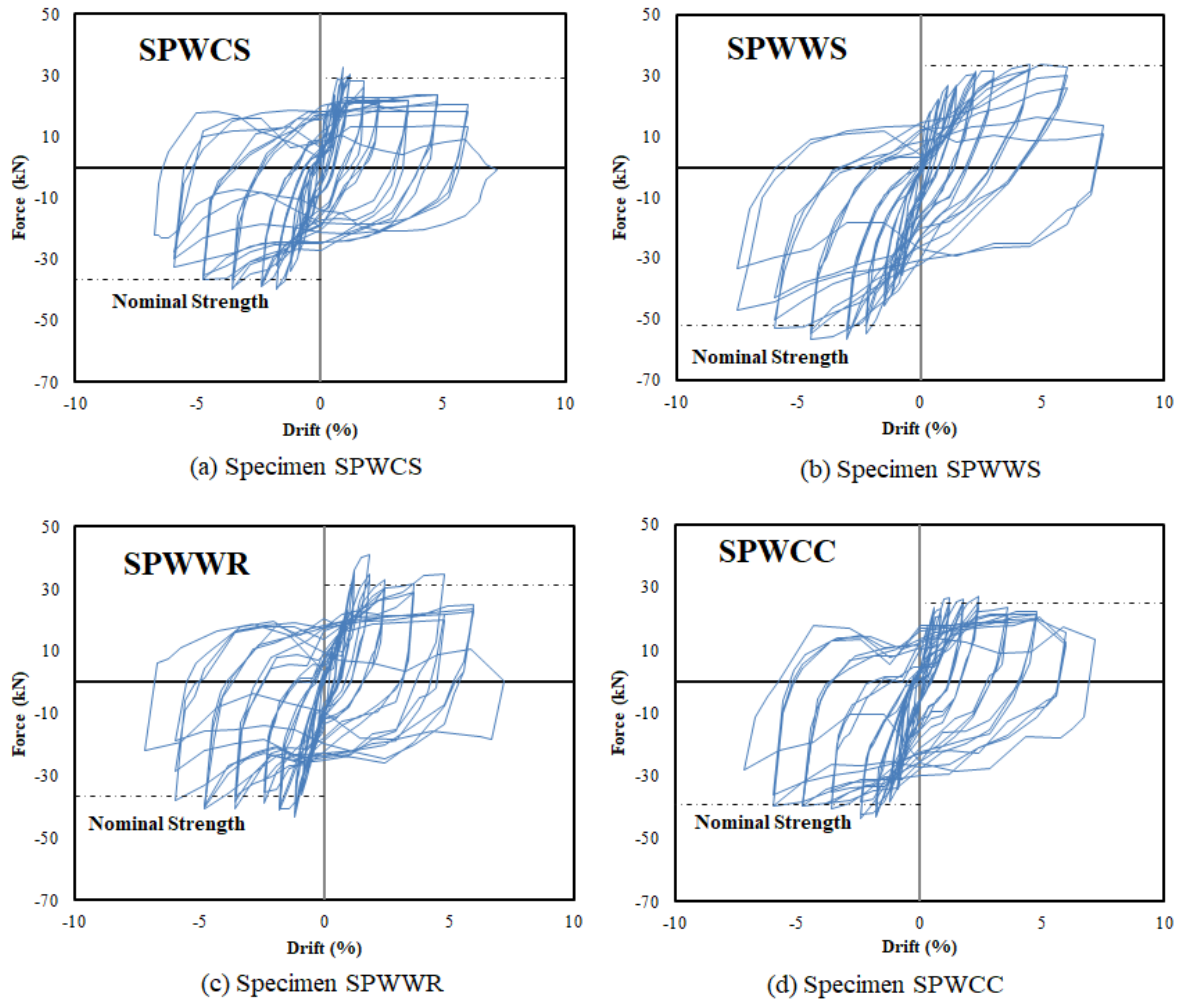


Fig. 3. Force-displacement hysteresis response of specimens

## REFERENCES

- [1] Fadwa, T.A. Ali, E. Nazih, M. Sara, Reinforced concrete wide and conventional beam-column connections subjected to lateral load, *Engineering Structures*, 76 (2014) 34-48.
- [2] H. Behnam, J.S. Kuang, R.Y.C. Huang, Exterior RC wide beam-column connections: Effect of beam width ratio on seismic behavior, *Engineering Structures*, 147 (2017) 27-44.
- [3] A. Pakzad, M. Khanmohammadi, Experimental cyclic behavior of code-conforming exterior wide beam-column connections, *Engineering Structures*, 214 (2020) 110613
- [4] A.M. Elsouiri, M.H. Harajli, Seismic response of exterior RC wide beam-narrow column joints: Earthquake-resistant versus as-built joints. *Eng Struct* 2013;57:394-405
- [5] A.M. Elsouiri, M.H. Harajli, Interior RC wide beam-narrow column joints: Potential for improving seismic resistance, *Engineering Structures*, 99 (2015) 42-55.
- [6] J.M. LaFave, J.K. Wight, Reinforced concrete exterior wide beam-column-slab connections subjected to lateral earthquake loading, *Structural Journal*, 96(4) (1999) 577-585.
- [7] C.G. Quintero-Febres, J.K. Wight, Experimental study of reinforced concrete interior wide beam-column connections subjected to lateral loading, *ACI Structural Journal*, 98(4) (2001) 572-582.
- [8] T.R. Gentry, Reinforced Concrete Wide Beam-column Connections Under Earthquake-type Loading, University of Michigan., 1992.
- [9] J.M. LaFave, Behavior of reinforced concrete exterior wide beam-column-slab connections subjected to lateral earthquake loading, University of Michigan, 1997.
- [10] ACI 318-19: Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary. 2019.
- [11] Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance. Part 2005; 1:1991-8.
- [12] NZS 3101. The design of concrete structures. Standards New Zealand Wellington; 2006.
- [13] ACI 318-14: Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary. 2014.
- [14] ACI352R-02: Recommendations for Design of Beam-

Column Connections in Monolithic Reinforced Concrete Structures 2002.

[15] A.C. Institute, Guide for testing reinforced concrete

structural elements under slowly applied simulated seismic loads (ACI 374.2 R13), in, 2013.

**HOW TO CITE THIS ARTICLE**

*A. Pakzad, M. Khanmohammadi, Code Investigation and Experimental Study of Wide Beam-Column Connections, Amirkabir J. Civil Eng., 53(7) (2021) 649-652.*

**DOI:** [10.22060/ceej.2020.17588.6612](https://doi.org/10.22060/ceej.2020.17588.6612)





## بررسی آیین‌نامه‌ای و آزمایشگاهی اتصالات تیر عریض بتنی به ستون

علی پاکزاد، محمد خان محمدی\*

دانشکده مهندسی عمران، پردیس دانشکده‌های فنی، دانشگاه تهران، تهران، ایران

### تاریخچه داوری:

دریافت: ۱۳۹۸/۱۰/۰۵  
بازنگری: ۱۳۹۹/۰۵/۱۶  
پذیرش: ۱۳۹۹/۰۷/۰۹  
ارائه آنلاین: ۱۳۹۹/۰۷/۱۵

### کلمات کلیدی:

تیر عریض  
اتصال تیر به ستون  
تیر عرضی  
رفتار لرزه‌ای  
جزئیات آرماتورگذاری

**خلاصه:** در این مقاله، عملکرد لرزه‌ای تیرهای عریض مورد بررسی قرار می‌گیرد. ابتدا ضوابط آیین‌نامه‌های طراحی و آزمایش‌های پیشین انجام شده روی اتصالات تیر عریض بتنی به ستون مورد مطالعه قرار گرفته است. پس از بررسی دقیق نتایج آزمایش‌های سابق و به منظور شناخت دقیق‌تر رفتار نمونه‌های اتصال عریض، ۴ نمونه‌ی اتصال تیر عریض به ستون در مقیاس ۳:۵ ساخته شد و تحت بار ثابت ثقلی و بار جانبی رفت و برگشتی مورد آزمایش قرار گرفت. نمونه‌ها مطابق ACI ۳۱۸-۱۴ و ACI ۳۵۲R-۰۲ طراحی و جزئیات‌بندی شدند. در ۴ نمونه‌ی آزمایشگاهی، هندسه‌ی متفاوت برای ستون (مربعی، مستطیلی و دایره‌ای) و تیر عرضی (عریض یا معمولی) در نظر گرفته شد. در طول آزمایش‌های انجام گرفته، تشکیل مفصل پلاستیک خمشی در تمامی عرض تیر عریض در تمامی نمونه‌ها مشاهده شد. جذب انرژی نمونه‌ها نسبتاً بالا بوده که این مسأله به دلیل استفاده از آرماتورهای عرضی در موضع اتصال و بار محوری موجود ستون می‌باشد. عریض بودن یا نبودن تیر عرضی و نیز هندسه‌ی ستون‌ها از عوامل تأثیرگذار در رفتار لرزه‌ای نمونه‌های آزمایشگاهی بوده است. مقایسه نتایج آزمایشگاهی با ضوابط آیین‌نامه‌ای نشان می‌دهد که نسبت ابعادی ارائه شده توسط آیین‌نامه‌ی ACI ۳۱۸ برای تیرهای عریض قابل تغییر می‌باشد. به علاوه در اتصالات با بار محوری بیشتر از ۱۵ درصد، عملکرد آرماتورهای طولی ستون از نظر مهار، بهبود پیدا کرده و می‌توان ضوابط ACI ۳۵۲R در این زمینه را تخفیف داد.

### ۱- مقدمه

کشورهای عربی خاورمیانه و نیز بعضی کشورهای اروپایی رواج داشته است [۱]. مزیت اصلی قاب‌های عریض افزایش ارتفاع مفید طبقه و نیز یکپارچگی سقف است. این مسأله علاوه بر از بین بردن نیاز به پرداخت در سقف که به کاهش هزینه‌های اجرای سقف می‌انجامد، از نظر زیبایی معماری موجب برتری سیستم قاب‌های عریض نسبت به سیستم قاب‌های معمولی می‌شود. همچنین با مهار شدن بخشی از آرماتورها در خارج از ستون، تمرکز آرماتورها در ناحیه‌ی اتصال تیر به ستون کاهش یافته و بتن‌ریزی در این ناحیه آسان‌تر می‌گردد. با این وجود به دلیل آزمایش‌های محدود انجام شده در رابطه با عملکرد تیرهای عریض تحت بار زلزله، بسیاری از آیین‌نامه‌ها و دستورالعمل‌ها تا قبل از سال ۱۹۹۵، استفاده از این سیستم باربری را در مناطق با

سیستم تیرهای عریض در قاب‌های بتنی از گذشته تا به امروز در احداث سازه‌های ساختمانی مورد استفاده قرار گرفته است. در این سیستم ارتفاع تیر برابر با ارتفاع تیرچه‌های سقف در نظر گرفته می‌شود. از همین رو، ارتفاع تیرهای عریض نسبت به تیر معمولی کوتاه‌تر بوده و این ارتفاع کم سبب می‌شود که برای ایجاد سختی و مقاومت لازم برای تحمل بارهای وارد بر قاب، عرض تیر افزایش یابد. نتیجه‌ی این افزایش در ابعاد تیر، بزرگ‌تر شدن عرض تیر نسبت به عرض ستون است که موجب می‌شود بخشی از آرماتورهای تیر در خارج از ستون مهار شوند. چنین سیستم‌هایی از قدیم در

\* نویسنده عهده‌دار مکاتبات: mkhan@ut.ac.ir





خطر لرزه خیزی بالا، ممنوع اعلام کرده بودند [۲].

اولین آزمایش‌های گزارش شده روی نمونه‌های اتصال تیر عریض به ستون توسط هاتاموتو<sup>۱</sup> و همکاران در سال ۱۹۹۱ انجام گرفته است. ۹ نمونه‌ی اتصال داخلی تیر عریض به ستون تحت بار جانبی مورد آزمایش قرار گرفتند. نمونه‌های آزمایش شده عموماً جذب انرژی پایین ناشی از لاغر شدگی<sup>۲</sup>، لغزش قابل توجه در آرماتورها و نیز افت مقاومت را تجربه کرده‌اند. مشاهدات نشان داد که نیروی موجود در آرماتورهای مهار شده در خارج از ستون، در تیر عریض (که عمود بر جهت تیر اصلی عریض اجرا شده است) ایجاد پیچش می‌کند و در صورتی که مقطع تیر عریض مقاومت پیچشی لازم را نداشته باشد، ترک‌های شدید پیچشی و افت مقاومت اتفاق می‌افتد [۳].

پوپوف<sup>۳</sup> و همکارانش یک نمونه‌ی اتصال تیر عریض به ستون میانی را مورد مطالعه قرار دادند. شکست پیچشی و افت مقاومت در زیرسازه‌ی آزمایش شده مشاهده نشد. با این وجود آنها با تأکید بر وجود ابهام در الزامات لرزه‌ای جزئیات بندی تیر عریض، انجام آزمایش‌های بیشتر برای ارائه‌ی جزئیات دقیق‌تر برای تیر عریض (از جمله آرماتورگذاری عریض تیر عریض خصوصاً در محل اتصال به ستون) را ضروری دانستند [۴].

در سال ۱۹۹۲ جنتری<sup>۴</sup> و وایت<sup>۵</sup> نخستین آزمایش‌ها را روی نمونه‌ی اتصال تیر عریض کناری به ستون در دانشگاه میشیگان انجام دادند. ۳ زیرسازه‌ی اتصال بتنی شامل تیر عریض کناری، تحت بارهای رفت و برگشتی مورد مطالعه قرار گرفت. آزمایش‌ها نشان داد که نمونه‌هایی که مقطع بتنی تیر عریض آنها مقاومت لازم جهت تحمل پیچش ناشی از تسلیم آرماتورهای خارج ستون تیر را داشته باشند، دچار زوال مقاومت ناشی از شکست پیچشی در تیر عریض نمی‌شوند. پیشنهاد جنتری و وایت این بود که عرض بخشی از تیر عریض که خارج از ستون قرار می‌گیرد نباید از دو برابر ارتفاع ستون تجاوز کند. آنها بر این باور بودند که پیچش در تیر عریض، نسبتی از خمش نهایی تیر عریض است. این نسبت، نسبت آرماتورهای مهار شده در تیر عریض با فاصله‌ای بیش از یک‌چهارم ارتفاع ستون از بر ستون به کل آرماتورهای تیر عریض است. نهایتاً پیشنهاد کردند که پیچش به‌وجود

آمده در تیر عریض نباید از پیچش ترک خوردگی آن بیشتر شود تا از خرابی پیچشی در ناحیه‌ی اتصال جلوگیری شود [۵، ۶].

آزمایش‌های لافاو<sup>۶</sup> و وایت روی ۳ نمونه‌ی اتصال تیر عریض بتنی به ستون، نشان داد که چنانچه تیر عریض آماتور عریض و طولی کافی برای مقاومت در برابر تقاضای پیچشی (همان پیچشی که جنتری و وایت تعریف کرده بودند [۶]) را داشته باشد، شکست ترد پیچشی در محل اتصال اتفاق نمی‌افتد. جذب انرژی پایین و لغزش شدید، خصوصاً در آرماتورهای ستون، از مشکلات عمده‌ی نمونه‌های آزمایش شده توسط این محققان بوده است [۷، ۸]. این مسأله در ۳ نمونه‌ی عریض میانی آزمایش شده توسط کوئینترو<sup>۷</sup> و وایت نیز وجود داشته است [۹، ۱۰].

بناوت و همکاران، مطالعات عددی و آزمایشگاهی مفصلی را روی ۲ نمونه‌ی میانی و ۲ نمونه‌ی اتصال کناری عریض انجام دادند. همه‌ی نمونه‌ها شکست پیچشی در تیر عریض را تجربه کردند. مطابق نتایج مطالعات این محققان، بخشی از آرماتورهای مهار شده در خارج ستون که در فاصله‌ای مشخص از وجه کناری ستون قرار گرفته‌اند، می‌توانند نیروی کششی خود را بدون ایجاد پیچش در تیر عریض به ستون انتقال دهند. نهایتاً بناوت روشی جدید را برای محاسبه‌ی مقاومت خمشی تیرهای عریض ارائه داد که مطابق با آن مقاومت نهایی تیر عریض به آرایش آرماتورهای طولی آن و نیز مقاومت پیچشی تیر عریض وابسته می‌شود [۱۱، ۱۲].

السوری<sup>۸</sup> و هراجیلی<sup>۹</sup> ۸ آزمایش روی نمونه‌های عریض بتنی انجام دادند. نصف نمونه‌ها اتصال کناری و بقیه اتصال میانی بودند. نیمی از این ۸ نمونه، چون ساخت بوده و بدون ملاحظات جزئیات بندی لرزه‌ای و بر اساس نمونه‌های عریض موجود در خاورمیانه ساخته شدند. در ۴ نمونه‌ی دیگر سعی شده است که با تقویت نمونه‌های چون ساخت به کمک افزودن آرماتور برشی در ناحیه‌ی اتصال و نیز فراهم آوردن طول مهاری مناسب برای آرماتورهای طولی، رفتار لرزه‌ای بهبود یابد. نتایج آزمایش‌ها نشان داد که با بهبود جزئیات بندی می‌توان از شکست برشی در ناحیه‌ی اتصال جلوگیری کرد [۱، ۱۳].

فدوا<sup>۱۰</sup> و همکارانش دو نمونه‌ی کناری و دو نمونه‌ی میانی را مورد

6 LaFave  
7 Quintero  
8 Elsouri  
9 Harajli  
10 Fadwa

1 Hatamoto  
2 Pinching  
3 Popov  
4 Gentry  
5 Wight

جدول ۱. ضوابط آیین‌نامه‌های طراحی در رابطه با تیرهای عریض [16-18]

Table 1. Provisions of design codes for wide beams

آیین‌نامه	محدودیت‌های تیر عریض
ACI 318-19	$b_w \leq \min\{3b_c; b_c + 1.5h_c\}$
EN 1998-1	$b_w \leq \min\{2b_c; b_c + h_b\}$
NZS 3101	$b_w \leq \min\{2b_c; b_c + 0.5h_c\}$

آزمایش‌های عریض و نیز مطالعه‌ی دقیق نتایج بدست آمده از آزمایش‌های قبلی، ۴ نمونه‌ی اتصال خارجی عریض تحت بار ثقلی ثابت و بار جانبی چرخه‌ای آزمایش شده و نتایج حاصل از آن، ارائه گردیده است. در این آزمایش‌ها پارامترهای مختلفی از جمله اثر عریض شدن تیر عرضی، اثر در نظر گرفتن هندسه‌های مختلف برای ستون (مربعی، مستطیلی و دایره‌ای) و نیز اثر آرماتورگذاری دقیق محل اتصال تیر عریض با ستون و تیر عرضی مورد ارزیابی قرار گرفته‌اند. در انتها سعی می‌گردد بعضی از ابهامات موجود در طراحی تیر عریض تشریح شده و توصیه‌هایی در زمینه‌ی طراحی لرزه‌ای تیر عریض ارائه گردد.

## ۲- ضوابط آیین‌نامه‌ها در رابطه با طراحی لرزه‌ای تیر عریض

در جدول ۱ ضوابط آیین‌نامه‌های آمریکا، اروپا و نیوزیلند [۱۶-۱۸] در رابطه با طراحی لرزه‌ای تیر عریض، آورده شده است. مطابق این ضوابط، عرض تیر عریض ( $b_w$ ) نباید از حداکثر مقدار مجاز بیشتر شود. این مقدار مجاز با توجه به عرض ستون ( $b_c$ )، ارتفاع ستون در جهت عمود بر عرض تیر عریض ( $h_c$ ) و یا ارتفاع تیر ( $h_f$ ) تعیین می‌شود. این محدودیت‌ها بر عرض تیر بتنی متصل به ستون اعمال گردیده تا از انتقال نیروی تیر عریض به ستون، اطمینان حاصل شود. آیین‌نامه‌ی ACI 318-19 الزام می‌دارد که در تیر عریض، مجموع عرض خارج از ستون نباید از دو برابر عرض ستون و یا یک و نیم برابر ارتفاع ستون بیشتر شود. این آیین‌نامه، مشابه آیین‌نامه‌ی اروپا و نیوزیلند، رویکرد محاسباتی در رابطه با طراحی اتصال تیر عریض به ستون ندارد. با این وجود جزئیات طراحی دقیق‌تر اتصال عریض بتنی را به راهنمای طراحی ACI 352R-02 ارجاع می‌دهد. در این دستورالعمل، توصیه‌های لازم برای طراحی تیر عریض به تفصیل آمده است [۱۹]. مطابق ACI 352R-02 تیر عرضی باید برای پیچش ناشی از تسلیم خمشی در تیر عریض ( $T_{II}$ ) به همراه سایر تلاش‌های موجود در تیر عرضی طراحی شود. این پیچش از رابطه‌ی

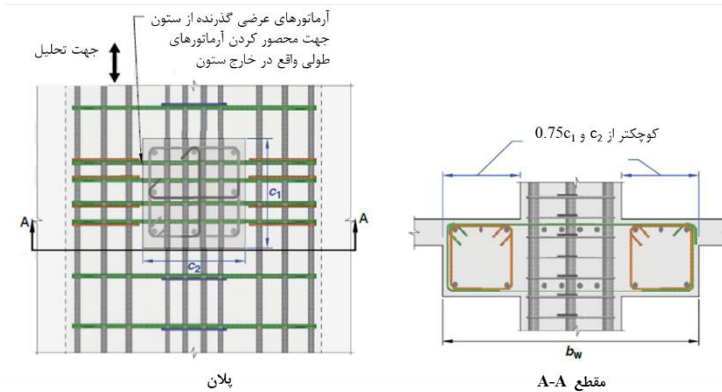
آزمایش قرار دادند. نصف نمونه‌ها دارای تیر عریض و بقیه دارای تیر معمولی بودند. در نمونه‌های عریض و برای شبیه‌سازی اثر حضور تیر عرضی در اتصال، دو ورق فولادی در کناره‌های تیر عریض قرار داده و به آرماتورهای طولی تیر عرضی جوش داده شدند. تحت اثر حضور این صفحات و با توجه به بالا بودن نسبی حجم آرماتور طولی تیرهای عرضی، نمونه‌های عریض از نظر شکل‌پذیری و استهلاک انرژی عملکرد بهتری نسبت به نمونه‌های شامل تیرهای معمولی داشتند و تشکیل کامل مفصل پلاستیک در تیرهای عریض بدون شکست‌های پیچشی یا برشی انجام پذیرفت [۲].

بهنام و همکاران سه نمونه‌ی اتصال عریض کناری را آزمایش کرده و اثر نسبت عرض تیر به عرض ستون را مورد مطالعه قرار دادند. در نمونه‌هایی که عرض نسبی تیر عریض کمتر از ۱/۵ بوده است، تشکیل مفصل پلاستیک در کل عرض تیر مشاهده شده است. اما نمونه‌های دارای نسبت عرضی بالاتر از ۲ به علت تنش‌های برشی شدید در محل اتصال، دچار خرابی برشی شده‌اند [۱۴].

آزمایش‌های بهنام و کوانگ<sup>۱</sup> روی چهار نمونه‌ی عریض خارجی نشان داد که در مقاومت برشی ناحیه اتصال، عرض مشخصی از تیر عریض نیز مشارکت می‌کند. هم‌چنین توصیه آنها این بود که تیر عرضی باید برای پیچش تعادلی کامل طراحی شود که در آن اثر نیروی همه‌ی آرماتورهای طولی خارج از ستون دیده می‌شود [۱۵].

در ایران مهندسان بنا بر دلائل مختلف کمتر تمایل به استفاده از تیر عریض در محاسبات دارند. ابهام در جزئیات‌بندی در ناحیه‌ی اتصال تیر عریض به تیر عرضی و نبود اطلاعات فنی از جمله ابهام در ترک‌خوردگی‌ها، عدم وجود پیشنهاد‌های فنی در تعیین ضریب رفتار ساختمان ( $R$ ) و نبود صراحت آیین‌نامه‌ای در این زمینه از علل تمایل پایین برای استفاده از این سیستم باربر جانبی است. در پژوهش فعلی پس از بررسی کامل ضوابط آیین‌نامه‌ای در رابطه با طراحی لرزه‌ای

1 Kaung



شکل ۱. جزئیات آرماتورگذاری ACI 318-19 برای ناحیه اتصالات تیر عریض به ستون بتنی [16]  
 Fig. 1. Reinforcement detailing of ACI 318-19 for joint region in wide beam-column connections

که تیرها در هر دو جهت عریض باشند (سیستم قاب خمشی عریض در دو جهت) پیچیدگی بیشتری پیدا می‌کند.

زیر قابل محاسبه است.

$$T_u = \frac{A_{s,out}}{A_s} M_{pr} \quad (1)$$

### ۳- بررسی نتایج آزمایش‌های پیشین

تاکنون تعداد آزمایش‌های انجام شده روی اتصالات بتنی عریض نسبت به تعداد کارهای آزمایشگاهی در زمینه اتصالات معمولی بتنی بسیار محدود بوده است. با این وجود بررسی نتایج بدست آمده از آزمایش‌هایی که تاکنون انجام شده می‌تواند برای یافتن راهکارهای مناسب برای مطالعات آتی مفید باشد. از این رو در این بخش نکات مهم در عملکرد لرزه‌ای نمونه‌های آزمایش شده در پژوهش‌های قبلی مورد بررسی قرار می‌گیرد. جدول ۲ مشخصات نمونه‌های اتصال عریض کناری را نشان می‌دهد که در تحقیقات گذشته مورد آزمایش قرار گرفته‌اند. در این جداول  $P$  بار محوری وارد بر نمونه،  $A_g$  مساحت ستون،  $f'_c$  مقاومت مشخصه بتن،  $V_j$  برش وارد بر محل اتصال،  $V_u$  برش وارد بر تیر عریض در انتهای دهانه،  $d$  عمق مؤثر تیر عریض،  $M_p$  نسبت مقاومت خمشی ستون به تیر در محل اتصال،  $d_c$  قطر آرماتور طولی ستون،  $d_b$  قطر آرماتور طولی تیر و  $s$  فاصله خاموت‌های عریض تیر عریض در نزدیکی اتصال به ستون است. ستون آخر جدول ۲، نوع نمونه‌های آزمایشگاهی را نشان می‌دهد. نمونه‌های غیر آیین‌نامه‌ای نمونه‌هایی هستند که در آنها نقض ضوابط طراحی لرزه‌ای آیین‌نامه‌ای، رفتار نمونه را تحت تأثیر قرار داده است. نمونه‌های چون ساخت از روی نمونه‌های موجود که فاقد جزئیات‌بندی مناسب مورد نظر آیین‌نامه‌های طراحی بوده‌اند، ساخته شده‌اند. اما نمونه‌های آیین‌نامه‌ای، نمونه‌هایی هستند که در آنها ضوابط آیین‌نامه‌ای به دقت

که در آن  $A_s$  مساحت کل آرماتورهای کششی طولی تیر عریض،  $A_{s,out}$  مساحت آرماتورهای کششی طولی مهار شده در تیر عرضی و  $M_{pr}$  لنگر محتمل در تیر عریض (که با فرض ۲۵ درصد افزایش در مقاومت اسمی کششی آرماتورها محاسبه می‌شود) می‌باشد. مطابق ACI 352، تیر عرضی باید برای تحمل پیچش  $T_u$ ، آرماتور کافی عرضی و طولی پیچشی را داشته باشد.

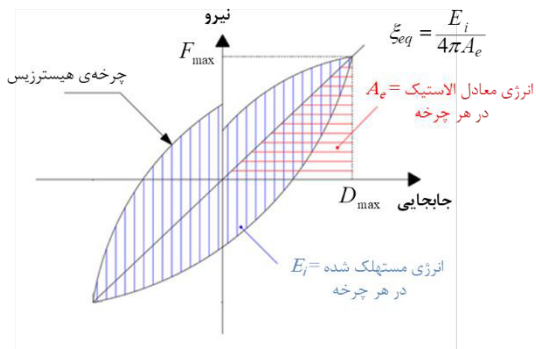
عمده‌ی آیین‌نامه‌ها ضوابط دقیقی در رابطه با جزئیات آرماتورهای عرضی تیر عریض، خصوصاً در ناحیه‌ی اتصال ارائه نمی‌دهند. شکل ۱، جزئیات آرماتورگذاری تیر عریض را مطابق ACI 318 در ناحیه‌ی اتصال نشان می‌دهد. بر اساس ضوابط ACI علاوه بر اجرای آرماتورهای عرضی دور تا دور مقطع تیر عریض در کل طول دهانه‌ی تیر، آرماتورهای مهار شده در خارج ستون در ناحیه‌ی اتصال و آرماتورهای مهار شده در داخل ستون در خارج از ناحیه‌ی اتصال، باید به صورت جداگانه آرماتورگذاری عرضی شوند. استفاده از این خاموت‌های عرضی، خصوصاً در ناحیه‌ی اتصال با توجه به حضور آرماتورهای طولی تیر عرضی و نیز آرماتورهای عرضی تیر عرضی از نظر اجرایی بسیار سخت و پیچیده است. همچنین آیین‌نامه‌ی ACI ضابطه‌ی مشخصی در رابطه با فاصله‌ی این آرماتورها ندارد. از این رو، جزئیات‌بندی دقیق تیرهای عریض در ناحیه‌ی اتصال مطابق آیین‌نامه‌های طراحی مبهم به نظر می‌رسد. این موضوع در شرایطی



جدول ۲. مشخصات نمونه‌های عریض کناری آزمایش شده‌ی در تحقیقات قبلی

Table 2. Properties of exterior wide specimens tested in previous studies

$\frac{b_w}{b_c}$	$\frac{b_w}{b_c + 1.5h_c}$	$\frac{P}{A_g f_c'}$	$\frac{V_j}{b_c h_c \sqrt{f_c'}}$	$\frac{V_u}{b_w d \sqrt{f_c'}}$	$M_r$	$\frac{h_b}{d_c}$	$\frac{h_c}{d_b}$	$\frac{s}{d}$	نوع نمونه		
۲/۴۳	۰/۹۷	۰/۰۲۵	۱/۱۳	گزارش نشده	۱/۴۶	۱۶/۰	۲۲/۴	۰/۲۵	غیر آیین‌نامه‌ای	1	
۲/۱۴	۰/۸۶	۰/۰۲۵	۱	گزارش نشده	۱/۶۴	۱۶/۰	۲۲/۴	۰/۲۵	غیر آیین‌نامه‌ای	2	جنتری و وایت (۱۹۹۴)
۲/۴۳	۰/۹۷	۰/۰۲۵	۰/۹۴	گزارش نشده	۱/۵	۱۶/۰	۲۸/۰	۰/۳۷۵	غیر آیین‌نامه‌ای	3	
۲/۴۳	۰/۹۷	۰/۰۲۵	۱/۴۳	گزارش نشده	۱/۱۷	۱۶/۰	۲۲/۴	۰/۳۷۵	غیر آیین‌نامه‌ای	4	
۲/۴۳	۰/۹۷	۰	۱/۲۱	۰/۰۸	۱/۶	۱۶/۰	۲۸/۰	۰/۳۷۵	آیین‌نامه‌ای	EWB-1	لافاو و وایت (۱۹۹۹)
۲/۴۳	۰/۹۷	۰	۱/۳۳	۰/۰۹	۱/۴۵	۱۶/۰	۲۸/۰	۰/۵	آیین‌نامه‌ای	EWB-2	
۳/۰۸	۰/۸۸	۰	۱/۵	۰/۱۱	۱/۴۵	۱۶/۰	۳۲/۰	۰/۵	آیین‌نامه‌ای	EWB-3	
۲	۰/۸	۰/۱۵	۱/۴۷	۰/۲	۱/۱۳	۹/۰	۲۰/۰	۰/۶	چون ساخت	EL	بنانت و همکاران (۲۰۰۹)
۲	۰/۸	۰/۰۵	۱/۵۲	۰/۱۶	۱/۱	۱۱/۳	۱۵/۰	۰/۶	چون ساخت	EU	
۲/۶۷	۰/۴۸	۰	۱/۲	۰/۱۱	۴/۳	۱۲/۰	۴۵/۰	۰/۴	غیر آیین‌نامه‌ای	EWB-1	لی و همکاران (۲۰۱۰)
۲/۶۷	۰/۴۸	۰	۱/۳۵	۰/۱۴	۴/۳	۱۲/۰	۴۵/۰	۰/۴	غیر آیین‌نامه‌ای	EWB-3	
۴	۰/۶۸	۰/۱	۰/۶۷	۰/۱۲	۳/۴۶	۱۵/۶	۴۰/۶	۱/۰	چون ساخت	EJ-F1	السوری و هراجیلی (۲۰۱۳)
۱/۲۳	۰/۸۸	۰/۱	۰/۸۳	۰/۱۱	۱/۱۲	۱۵/۶	۱۲/۵	۱/۰	چون ساخت	EJ-F2	
۴	۰/۶۸	۰/۱	۱/۰۶	۰/۰۹	۴/۳۵	۱۵/۶	۴۰/۶	۰/۳۷۵	آیین‌نامه‌ای	UEJ-F1	
۱/۲۳	۰/۸۸	۰/۱	۱	۰/۰۸	۱/۴۴	۱۵/۶	۱۲/۵	۰/۳۷۵	آیین‌نامه‌ای	UEJ-F2	فدوا و همکاران (۲۰۱۴)
۲/۲۵	۰/۸۴	۰/۰۴۵	۰/۸۲	۰/۰۸	۲/۱۶	۱۶/۷	۲۵/۰	۰/۵		EWBCC	
۱/۵	۰/۵۴	۰/۱۳	۱/۱۲	۰/۱۶	۲/۵۵	۱۸/۸	۲۲/۵	۰/۴	آیین‌نامه‌ای	S2-BC1.5	
۲	۰/۷۱	۰/۱۳	۱/۶۳	۰/۱۶	۱/۹۴	۱۸/۸	۲۲/۵	۰/۴	غیر آیین‌نامه‌ای	S3-BC2	بهنام و همکاران (۲۰۱۷)
۲/۵	۰/۸۹	۰/۱۳	۲/۰۳	۰/۱۷	۱/۵۵	۱۸/۸	۲۲/۵	۰/۴	غیر آیین‌نامه‌ای	S4-BC2.5	
۲/۵	۰/۸۹	۰/۱۳	۲/۰۵	۰/۱۷	۱/۵۴	۱۸/۸	۲۲/۵	۰/۴	غیر آیین‌نامه‌ای	S5	بهنام و همکاران (۲۰۱۸)
۲/۵	۰/۸۹	۰/۱۳	۲/۰۳	۰/۱۷	۱/۵۳	۱۸/۸	۲۲/۵	۰/۴	غیر آیین‌نامه‌ای	S6	
۲/۵	۰/۸۹	۰/۱۳	۲/۰۳	۰/۱۷	۱/۵۳	۱۸/۸	۲۲/۵	۰/۴	غیر آیین‌نامه‌ای	S7	



شکل ۲. تعریف انرژی مستهلک شده و میرایی هیستریزس معادل ( $\xi_{eq}$ ) [23]

Fig. 2. Definition of dissipated energy and equivalent hysteresis damping

بناونت و همکاران توصیه شده است. نهایتاً مقاومت خمشی تیر عریض مطابق با روش بناونت ( $M_{n,Ben}$ ) از فرمول زیر محاسبه می‌شود:

$$M_{n,Ben} = M_{n,ip} + 2 \min(M_{n,op}, T_n) \quad (2)$$

در فرمول بالا  $M_{n,ip}$  لنگر اسمی بخش داخلی تیر است که شامل آرماتورهای تیر عریض در عرضی معادل  $2x + b_c$  در وسط تیر عریض می‌باشد. لنگر اسمی دو بخش خارجی که فاصله‌ی آرماتورهای آن از وجه ستون بزرگ‌تر از  $x$  است، با  $M_{n,op}$  نمایش داده شده و  $T_n$  مقاومت پیچشی تیر عریض می‌باشد. مطابق این فرمول، آرماتورهای مهار شده در تیر عریض که در نزدیکی ستون قرار گرفته‌اند، بدون ایجاد پیچش نیروی خود را به ستون منتقل می‌کنند. بر این اساس رویکرد ACI ۳۵۲R کمی محافظه‌کارانه به نظر می‌رسد. تعیین دقیق پیچش تیر عریض نیازمند تحقیقات در زمینه‌ی مکانیزم انتقال نیرو در اتصالات عریض است [۲۱].

### ۳-۲- جذب انرژی اتصالات عریض

مسأله‌ی جذب انرژی پایین در قاب‌های عریض نسبت به قاب‌های معمولی، از ضعف‌های عملکرد لرزه‌ای تیرهای عریض به شمار می‌رود. چنانچه جذب انرژی در سیستم پایین باشد، احتمال روی دادن خرابی در سازه به علت پدیده‌ی خستگی چرخه‌ی کوتاه<sup>۱</sup> زیاد می‌شود [۲۲]. شکل ۲ تعریف انرژی مستهلک شده در هر چرخه‌ی بارگذاری و نیز میرایی هیستریزس معادل  $\xi_{eq}$  را نشان می‌دهد. میرایی هیستریزس

رعایت شده است و برخلاف نمونه‌های غیرآیین‌نامه‌ای و چون ساخت، ضوابط طراحی لرزه‌ای در آنها دیده شده است. با بررسی این ستون مشخص می‌شود که تعداد آزمایش‌های انجام شده روی نمونه‌های دارای جزئیات‌بندی لرزه‌ای مناسب، بسیار محدود بوده و نیاز به آزمایش‌های بیشتر روی این نمونه‌ها احساس می‌شود.

### ۳-۱- نقش تیر عریض در عملکرد اتصالات عریض بتنی

همان‌طور که پیش از این یاد شد، نقش تیر عریض در عملکرد لرزه‌ای اتصالات تیر عریض به ستون بتنی، غیرقابل انکار است. عمده‌ی محققان در زمینه‌ی تیرهای عریض تأکید داشته‌اند که رفتار مطلوب اتصال عریض، زمانی محقق می‌شود که تیر عریض برای تحمل پیچش ناشی از تسلیم خمشی تیر عریض، طراحی شده باشد. جنتری و وایت مقاومت پیچشی را معادل پیچش ترک‌خوردگی تیر عریض می‌دانستند و از سهم آرماتورهای طولی و عرضی پیچشی در مقاومت تیر عریض صرف نظر می‌کردند [۲۰]. با این وجود، تحقیقات بعدی نشان داد که آرماتورهای به کار گرفته شده در تیر عریض می‌توانند با بالا بردن مقاومت پیچشی، از شکست پیچشی در محل اتصال جلوگیری کنند [۸]. در صورت ایجاد شکست پیچشی در تیر عریض، تیر عریض مقاومت اسمی خمشی خود را تجربه نخواهد کرد و پیش از تشکیل کامل مفصل پلاستیک در تیر عریض، شکست پیچشی موجب افت شدید مقاومت در اتصال می‌شود. اما اینکه دقیقاً مقدار نیروی پیچش طراحی در تیر عریض چقدر باید در نظر گرفته شود، مسأله‌ای چالش برانگیز است.

همان‌طور که پیش از این یاد شد، مطابق ACI ۳۵۲R-۰۲ تیر عریض باید برای پیچش ناشی از تسلیم تمامی آرماتورهای مهار شده در آن طراحی شود. بهنام و همکارانش نیز بر استفاده از این روش تأکید داشته‌اند [۱۵]. با این وجود، بناونت و همکاران رویکرد دیگری را در محاسبه‌ی پیچش تیر عریض دنبال کرده‌اند [۱۲]. مطابق رویکرد بناونت، بخشی از آرماتورها که در داخل ستون مهار شده‌اند به همراه آرماتورهایی که در فاصله‌ی مشخص  $x$  از وجه ستون قرار گرفته‌اند، نیروی خود را از طریق مکانیزم خرپای معادل و بدون ایجاد پیچش در تیر عریض، به ستون منتقل می‌کنند. مقدار  $x$  بستگی به جزئیات تیر عریض دارد. چنانچه آرماتورگذاری کامل در تیر عریض اجرا شود  $x = 0.25h_c$  و چنانچه تیر عریض فاقد آرماتور باشد  $x = 0$  توسط

1 Low-cycle fatigue  
2 Equivalent hysteresis damping

ارتفاع تیر به قطر آرماتور ستون  $(\frac{h_b}{d_c})$  و برابر با نسبت ارتفاع ستون به قطر آرماتورهای طولی تیر  $(\frac{h_c}{d_b})$  برای آرماتورهای طولی تیر است. توصیه‌ی ACI ۳۵۲ آن است که نسبت مهاریهی حداقل برای قاب‌های عریض، ۲۴ در نظر گرفته شود. این مسأله نشان می‌دهد که آرماتورهای طولی در قاب‌های عریض حساسیت بیشتری به پدیده‌ی لغزش دارند.

بررسی جدول ۲ نشان می‌دهد که تقریباً در هیچ‌یک از نمونه‌های عریض آزمایش شده، ضابطه‌ی نسبت مهاریهی برای آرماتورهای طولی ستون رعایت نشده است. علت اصلی این مسأله آن است که با توجه به ارتفاع کم تیرهای عریض، فراهم آوردن طول مهاریهی مورد نظر آیین‌نامه‌ها در ارتفاع تیر امکان‌پذیر نیست. اگرچه در آزمایش‌های متعددی روی اتصالات عریض، لغزش آرماتورهای ستون مشاهده شده است [۲، ۵، ۹]، اما با توجه به مشکلات اجرایی در تیرهای عریض و با توجه به نتایج بدست آمده از آزمایش‌ها، مقدار ۱۶ برای حداقل نسبت مهاریهی آرماتورهای ستون در اتصالات عریض توصیه شده است [۶].

مطابق جداول یاد شده، بسیاری از آرماتورهای طولی تیرهای عریض آزمایش شده از شرایط مهاریهی خوبی بهره برده‌اند. با این وجود در برخی موارد، لغزش در این آرماتورها، خصوصاً در آرماتورهایی که خارج از ستون مهار شده‌اند، گزارش شده است. نتایج آزمایش‌های قبلی نشان می‌دهد که از دست رفتن پیوستگی در آرماتورهایی که در تیر عرضی مهار شده‌اند، بیشتر اتفاق می‌افتد [۲].

افزایش بار محوری ستون، می‌تواند موجب بهبود مهار آرماتورهای طولی شود [۲۶]. در جدول ۲ مقادیر بار محوری نرمال شده  $(\frac{P}{A_g f_c})$  برای نمونه‌های ارزیابی شده در ادبیات فنی، آورده شده است. برای مثال، نمونه‌ی آزمایش شده توسط پوپوف و همکارانش بیشترین بار محوری نرمال شده (برابر ۰/۴) را داشته و در پاسخ نمونه‌ی آزمایش شده، اثری از لاغر شدگی وجود ندارد [۲۷].

نسبت مقاومت خمشی ستون به تیر  $M_r$  عامل دیگری است که روی عملکرد آرماتورهای طولی ستون بسیار مؤثر است. مطابق ACI ۳۱۸-۱۹ چنانچه این نسبت از ۱/۲ بیشتر شود، خرابی‌های احتمالی در ستون به حداقل رسیده و مفصل پلاستیک صرفاً در تیر تشکیل می‌شود. نتایج آزمایش‌های جنتری نشان می‌دهد که با افزایش مقدار  $M_r$  در نمونه‌های آزمایش شده توسط او از ۱/۱۷ به ۱/۶۴، لغزش آرماتورهای کناری ستون، به شدت کاهش یافته است [۵].

معادل، پارامتری بی‌بعد است که امکان مقایسه‌ی جذب انرژی بین نمونه‌های مختلف با سختی و مقاومت متفاوت را ایجاد می‌کند. هر چه مقدار  $\xi_{eq}$  بیشتر باشد، توانایی نسبی سیستم باربر جانبی برای استهلاک انرژی بیشتر خواهد بود.

دلیل اصلی جذب انرژی پایین نمونه‌های عریض، لاغرشدگی منحنی نیرو-جابجایی در پاسخ به تحریک‌های لرزه‌ای است [۷]. منبع اصلی این لاغرشدگی، تنش‌های شدید برشی و یا لغزش آرماتورهای طولی تیر و ستون است [۲۳]. لذا باید این دو عامل را در نمونه‌های آزمایش شده بررسی کرد تا علت اصلی جذب انرژی پایین نمونه‌های عریض مشخص شود.

در جدول ۲، برش نرمال شده‌ی اتصال  $(\frac{V_f}{b_e h_c \sqrt{f_c}})$  و برش نرمال شده‌ی تیر عریض  $(\frac{V_u}{b_w d \sqrt{f_c}})$  برای نمونه‌های آزمایش شده در ادبیات فنی، آورده شده است. مطابق پیشنهاد FEMA ۳۵۶، به ازای مقادیر برش نرمال شده‌ی اتصال کوچکتر از ۱/۵ و ۲ برای قاب‌های کناری و میانی، اثر برش در رفتار اتصال قابل صرف‌نظر کردن است. علاوه بر این چنانچه برش نرمال شده‌ی تیر از ۰/۲۵ تجاوز نکند، اثرات رفتار برشی در عملکرد تیر بتنی چشم‌گیر نخواهد بود [۲۴]. مطابق آنچه در جداول آمده است، در تمامی نمونه‌های آزمایش شده برش نرمال تیر عریض کمتر از حد تعیین شده در FEMA ۳۵۶ است. در اغلب نمونه‌ها مقدار برش نرمال شده‌ی اتصال نیز پایین‌تر از حداکثر مقدار مجاز بوده و تنها در بعضی موارد برای بررسی اثر برش اتصال، تنش‌های برشی در این ناحیه بیش از تنش‌های مجاز طراحی در نظر گرفته شده است [۱۴، ۱۵]. بنابراین نمی‌توان منشأ اصلی جذب پایین نمونه‌ها را تنش‌های برشی بالا در نمونه‌ها دانست.

لغزش آرماتورهای طولی دلیل دیگری بر کاهش جذب انرژی در قاب‌های بتنی است که در مطالعات آزمایشگاهی با نصب کرنش‌سنج روی آرماتورها و بررسی پاسخ‌های آن در طول بارگذاری چرخه‌ای، می‌توان به بررسی این پدیده پرداخت.

شاید مهم‌ترین علت لغزش در آرماتورها، طول مهار ناکافی آنها باشد که گیرداری آرماتورها با بتن را کم کرده و باعث زوال پیوستگی میلگرد و بتن می‌شود [۲۵]. مطابق ACI ۳۵۲R-۰۲، نسبت مهاریهی آرماتورهای طولی برای تیر و ستون‌های قاب‌های معمول بتنی باید بزرگتر از ۲۰ باشد. این نسبت برای آرماتورهای ستون برابر با نسبت

در نتیجه بسیاری از محققان تأکید کرده‌اند که در صورت اجرای یک جزئیات‌بندی مطلوب و سازگار با شرایط هندسی تیر عریض، نسبت ابعاد تیر عریض به ابعاد ستون، به خودی خود از اهمیت نسبتاً کمی برخوردار است [۲، ۸، ۳۰].

#### ۴- مطالعات آزمایشگاهی

پس از بررسی نتایج آزمایش‌های پیشین و با توجه به بعضی ابهامات رفع نشده در پژوهش‌های قبلی (که مهم‌ترین آنها ابهام در اثر هندسه و عملکرد تیر عرضی و ستون و نیز جزئیات‌بندی محل اتصال می‌باشد) و با عنایت به اینکه اساساً نمونه‌های آیین‌نامه‌ای طراحی شده (آیین‌نامه ۱۹-۳۱۸-ACI) کمتر در ادبیات فنی مورد بررسی قرار گرفته است، ۴ نمونه‌ی اتصال کناری عریض، پس از طراحی و ساخت، مورد آزمایش قرار گرفت. نمونه‌ها از یک ساختمان ۵ طبقه‌ی مسکونی مبنای طراحی شده، واقع در تهران و با دهانه‌های ۵ متری و ارتفاع طبقه‌ی ۳/۰ متری، برداشت شده‌اند. جهت طراحی ساختمان مینا خاک ساختگاه نوع ۲، سربار مرده ۶ کیلونیوتن بر متر مربع، بار زنده‌ی کف ۲ و بار زنده‌ی بام ۱/۵ کیلونیوتن بر متر مربع در نظر گرفته شده است. ساختمان بر اساس آیین‌نامه‌ی ۱۰-۷-ASCE بارگذاری گردید [۳۱] و مطابق ضوابط ۱۴-۳۱۸-ACI طراحی شد [۳۲]. در طراحی اتصال ضوابط ۰۲-۳۵۲R-ACI خصوصاً در طراحی پیچشی تیر عرضی، در نظر گرفته شد. طراحی ساختمان مینا با در نظر گرفتن سه شکل هندسی مختلف برای ستون‌ها (مربعی، مستطیلی و دایره‌ای) و دو نوع تیر برای تیرهای عرضی اتصالات (تیر عرضی عریض و تیر عرضی معمولی) تکرار شد. از سیستم قاب با شکل‌پذیری متوسط در هر دو جهت (هم در جهت تیرهای عریض و هم در جهت تیرهای عرضی) استفاده شد. نهایتاً ۴ نمونه‌ی عریض کناری برای آزمایش انتخاب و با توجه به محدودیت‌های آزمایشگاهی، نمونه‌ها در مقیاس ۳:۵ ساخته شده و مورد آزمایش قرار گرفت (لازم به ذکر است نمونه‌های کناری به نسبت اتصالات میانی از نظر تقاضای دورانی شرایط بحرانی‌تری دارند).

#### ۴-۱- جزئیات نمونه‌های آزمایشگاهی

۴ نمونه با نام‌های SPWCS، SPWWS، SPWWR و SPWCC مورد آزمایش قرار گرفتند. شرح کلی هندسه‌ی نمونه‌ها

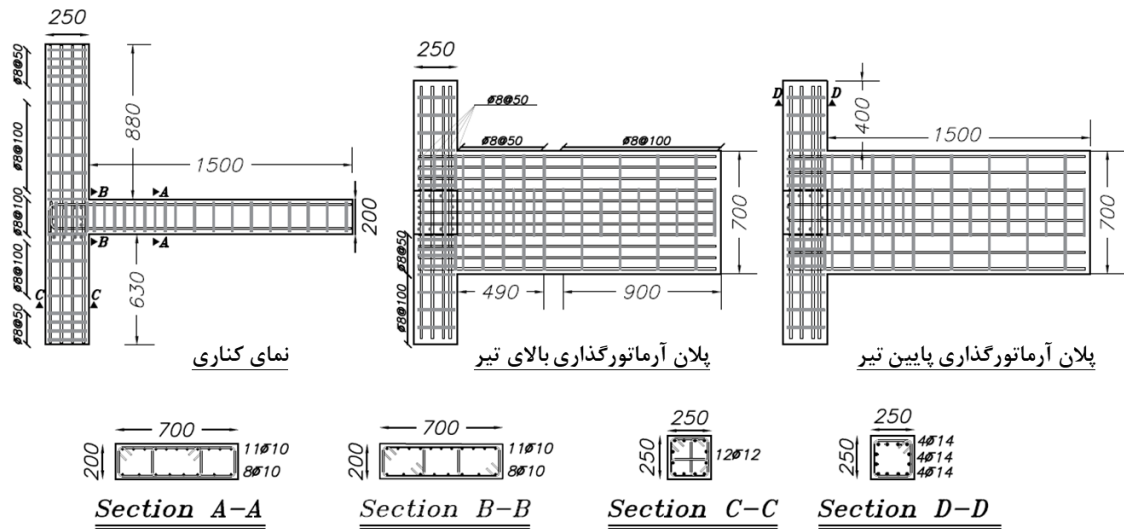
آرما تورگذاری عرضی نیز می‌تواند در عملکرد مهاری آما تورها بسیار مؤثر باشد. با افزایش حجم آما تورهای عرضی، نیروی محصورکنندگی در مقطع بتنی افزایش یافته و زیاد شدن این تنش‌های عرضی به بهبود مهار آما تورهای طولی کمک می‌کند [۲۸، ۲۹]. در جدول ۲، ۵ یا همان فاصله‌ی خاموت‌های عرضی اجرا شده‌ی تیرهای عریض آزمایش شده در نزدیکی محل اتصال، بر حسب  $d$  که عمق مؤثر تیر عریض است، آورده شده است. مطابق ۳۱۸-ACI، در نواحی نزدیک اتصال، مقدار  $s$  نباید از یک‌چهارم  $d$  بیشتر شود. با این وجود به علت عمق کم تیرهای عریض، رعایت این ضابطه از نظر اجرایی سخت می‌باشد. همچنین آزمایش‌های متعدد در این زمینه نشان داده که در نمونه‌های عریض مقدار  $s$  را می‌توان تا نصف  $d$  افزایش داد [۲، ۵، ۷]. اجرای آما تورهای عرضی تیر عریض در ناحیه‌ی اتصال با ستون همان‌طور که در شکل ۱ آمده است، می‌تواند کمک بسیاری به مهار آما تورهای طولی تیر عریض بکند. با این حال به دلیل صعوبت اجرا، در هیچ یک از نمونه‌های آزمایش شده‌ی عریض (به غیر از نمونه‌های تقویت شده‌ی السوری و هراجیلی [۱، ۱۳]) آما تورگذاری عرضی در این ناحیه انجام نگرفته است.

#### ۳-۳- ابعاد تیر عریض

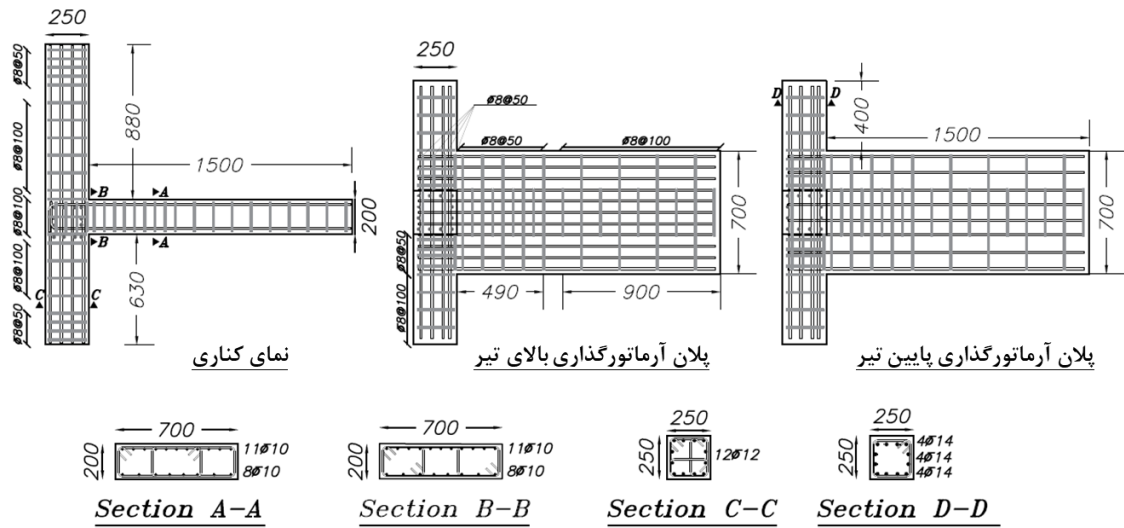
همان‌طور که پیش از این نیز مطرح شد، عمده‌ی آیین‌نامه‌های طراحی، محدودیت‌هایی روی نسبت عرض تیر به ابعاد ستون اعمال می‌کنند تا از انتقال کامل نیروی تیر به ستون، اطمینان حاصل شود. در بارگذاری لرزه‌ای و با افزایش عرض تیر نسبت به عرض ستون، آما تورهای کناری نسبت به آما تورهای میانی، دیرتر تسلیم می‌شوند. این پدیده را تأخیر برشی<sup>۱</sup> نیز می‌نامند [۱۴].

در جدول ۲ نسبت‌های  $\frac{b_w}{b_c}$  و  $\frac{b_w}{b_c + 1.5h_c}$  برای اتصالات عریض آزمایش شده در پژوهش‌های قبلی آورده شده است. براساس ۳۱۸-۱۹ این مقادیر به ترتیب نباید از ۳/۰ و ۱/۰ تجاوز کند. برای مثال، نسبت  $\frac{b_w}{b_c}$  در نمونه‌ی UEJ-F1 مقدار برابر با ۴/۰ داشته است و این یعنی عرض تیر حدود ۳۰ درصد بیش از حداکثر عرض مجاز برای تیر عریض در نظر گرفته شده است. با این وجود هیچ‌یک از عملکردهای لرزه‌ای این نمونه گزارش نشده است [۱]. این مسأله در بسیاری دیگر از نمونه‌های آزمایش شده نیز صادق می‌باشد [۸، ۱۰].

1 Shear lag



شکل ۳. جزئیات نمونهی SPWCS  
Fig. 3. Detailing of specimen SPWCS



شکل ۴. جزئیات نمونهی SPWWS  
Fig. 4. Detailing of specimen SPWWS

• نمونهی SPWCC شامل ستون دایره‌ای، تیر اصلی عریض و تیر

عرضی معمولی می‌باشد.

شکل‌های ۳ تا ۶ هندسه‌ی کلی و جزئیات‌بندی نمونه‌ها را نشان می‌دهند. برای ساخت نمونه‌ها از مصالح محلی موجود در بازار استفاده شد. مشخصات کلی مصالح فولادی شامل تنش تسلیم ( $f_y$ ) و کرنش تسلیم ( $\epsilon_p$ ) و نیز مقاومت مشخصه‌ی بتن مصرفی ( $f_c$ ) که از آزمایش نمونه‌های فولاد و بتن بدست آمده، در جدول ۳ گنجانده شده است. پارامترهای طراحی نمونه‌های آزمایش شده در جدول ۴ آمده

در زیر آمده است:

• نمونهی SPWCS شامل ستون مربعی، تیر اصلی عریض و تیر

عرضی معمولی می‌باشد.

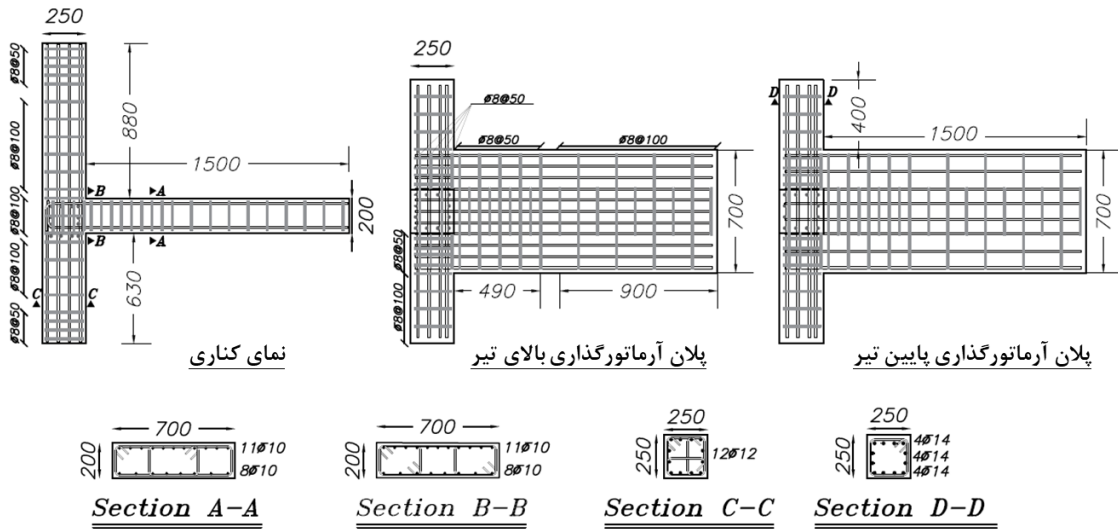
• نمونهی SPWWS شامل ستون مربعی، تیر اصلی عریض و تیر

عرضی عریض می‌باشد.

• نمونهی SPWWR شامل ستون مستطیلی (جهت بلندتر

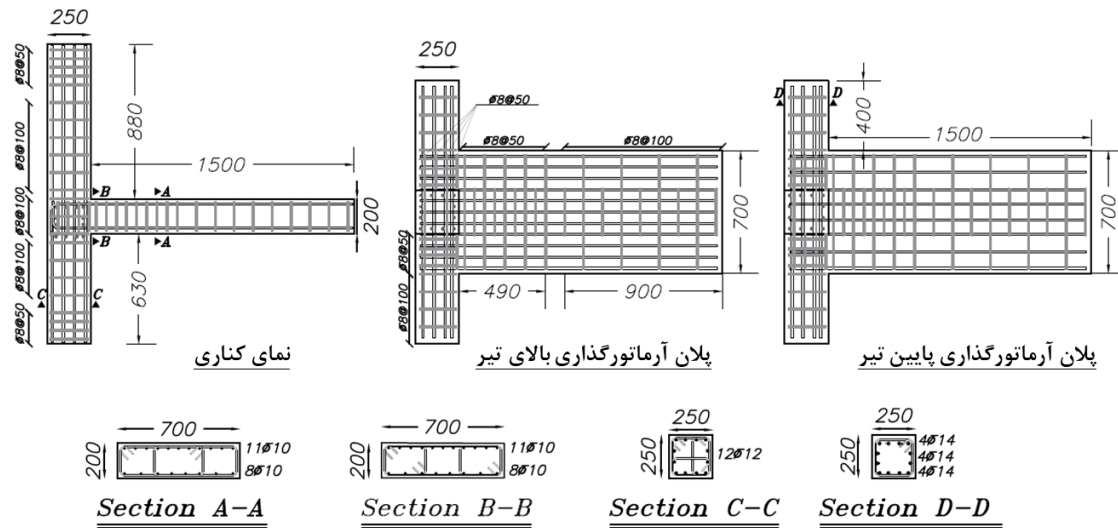
موازی با جهت عرضی تیر)، تیر اصلی عریض و تیر عرضی عریض می‌باشد.





شکل ۵. جزئیات نمونه‌ی SPWWR

Fig. 5. Detailing of specimen SPWWR



شکل ۶. جزئیات نمونه‌ی SPWCC

Fig. 6. Detailing of specimen SPWCC

جدول ۳. مشخصات مصالح مصرفی

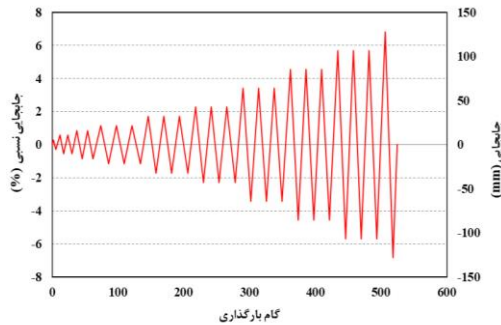
Table 3. Material properties

بتن	فولاد					
نمونه	$f'_c$	قطر آرماتور	کاربرد	$f_y$	$\epsilon_y$	
SPWCS	۳۰/۳	۸	خاموت عرضی	۵۳۰	۰/۲۵۵	
SPWWS	۲۹/۳	۱۰	آرماتور طولی	۴۶۲	۰/۲۲۱	
SPWWR	۲۶/۹	۱۲	آرماتور طولی	۵۶۸	۰/۲۷۵	
SPWCC	۲۶/۷	۱۴	آرماتور طولی	۵۷۲	۰/۲۸۱	

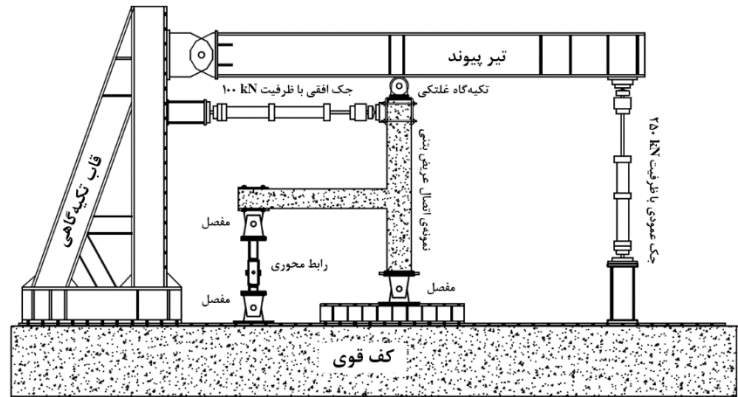
جدول ۴. پارامترهای طراحی نمونه‌ها

Table 4. Design parameters of test specimens

$\frac{b_w}{b_c}$	$\frac{b_w}{b_c + 1.5h_c}$	$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\frac{V_j}{b_c h_c \sqrt{f'_c}}$	$\frac{V_u}{b_w d \sqrt{f'_c}}$	$M_r$	$\frac{h_b}{d_c}$	$\frac{h_c}{d_b}$	$\frac{s}{d}$	
۲/۸۰	۱/۱۲	۰/۱۵	۱/۱۲	۰/۰۴	۲/۹۹	۱۶/۷	۲۵	۰/۳۵	SPWCS
۲/۸۰	۱/۱۲	۰/۱۵	۱/۱۲	۰/۰۴	۲/۹۹	۱۶/۷	۲۵	۰/۳۵	SPWWS
۲/۴۳	۱/۱۷	۰/۱۵	۰/۹۵	۰/۰۴	۳/۶۶	۱۶/۷	۲۵	۰/۳۵	SPWWR
۲/۳۳	۰/۹۳	۰/۱۵	۱/۱۵	۰/۰۵	۲/۵۳	۱۴/۳	۳۰	۰/۳۵	SPWCC



(ب) نحوه بارگذاری جانبی



(الف) برپایش آزمایشگاهی

شکل ۷. جزئیات برپایش آزمایشگاهی و نحوه بارگذاری جانبی

Fig. 7. Test setup and lateral loading protocol. (a) Test setup, (b) Lateral loading pattern

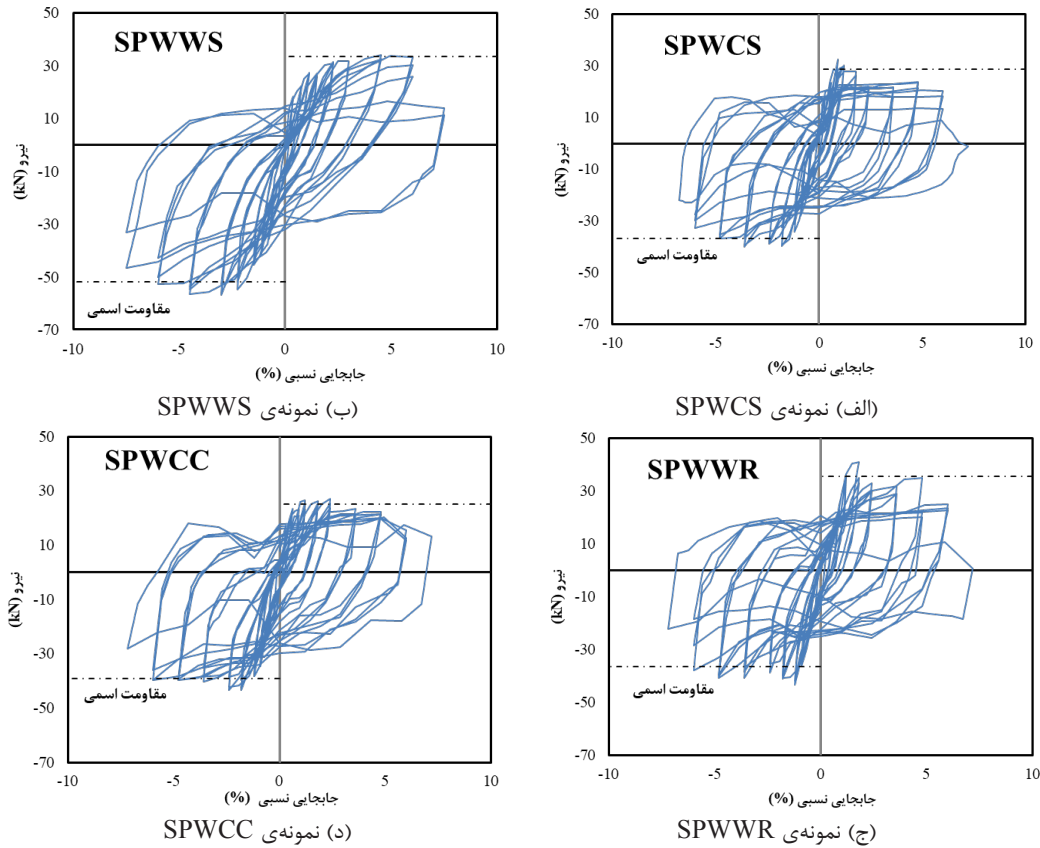
گرفته شده‌اند. علت این امر، کاهش فشردگی آرماتورها و آسان‌تر کردن ویبره‌ی بتن در هنگام بتن‌ریزی بوده است.

#### ۴-۲- برپایش آزمایشگاهی و بارگذاری

شکل ۷ جزئیات برپایش آزمایشگاهی<sup>۱</sup> و نحوه بارگذاری جانبی نمونه‌ها را نشان می‌دهد. نیروی جانبی به کمک یک جک با ظرفیت ۱۰۰ کیلونیوتن در سازه اعمال می‌گردد. همچنین بار قائم توسط یک جک ۲۵۰ کیلونیوتنی و از طریق یک تیر پیوند و تکیه‌گاه غلظکی، به نمونه وارد می‌شود. انتهای تیر عریض و ستون به کمک مفصل‌های مکانیکی، مشابه نقاط عطف واقعی شبیه‌سازی شده‌اند. الگوی وارد کردن بارهای جانبی براساس ACI ۳۷۴, ۲R۱۳ بوده است [۳۳]. بارگذاری تا خرابی کامل سازه و جابه‌جایی نسبی<sup>۲</sup> (جابه‌جایی نسبی دو انتهای ستون یک طبقه تقسیم بر ارتفاع طبقه) بزرگتر از ۰.۷٪ ادامه پیدا کرده است.

است. مطابق این جدول مقادیر برش نرمال اتصال و تیر عریض هر دو از حداکثر مقدار مجاز آیین‌نامه‌ای کمتر بوده و از این رو، هیچ‌گونه خرابی برشی در موضع اتصال پیش‌بینی نمی‌شد. بار محوری نرمال شده در تمامی نمونه‌ها در حدود ۰/۱۵ بوده و نسبت  $M_r$  بیش از ۲/۵ است. از این رو، تغییرشکل‌های پلاستیک و یا خرابی شدید در ستون‌ها پیش‌بینی نمی‌شد. نسبت مهارای آرماتورهای طولی تیر عریض بزرگتر از ۲۴ است. اما این نسبت برای آرماتورهای ستون، به علت کم بودن ارتفاع تیر عریض کوچکتر از ۲۴ است. نسبت  $\frac{b_w}{b_c}$  مطابق با ACI-۳۱۸ کوچکتر از ۳ در نظر گرفته شد، ولی  $\frac{b_w}{b_c + 1.5h_c}$  در تمامی نمونه‌ها به جز SPWCC بزرگتر از یک بوده است. باید توجه داشت که ضوابط ابعادی ACI-۳۱۸ برای قاب‌های خمشی ویژه بوده و رعایت آن برای قاب‌های متوسط الزامی ندارد. نسبت  $\frac{s}{d}$  برابر با ۰/۳۵ و آرماتورهای عرضی کمی متفاوت از شکل ۱ اجرا شده‌اند. خاموت‌های محصور کننده آرماتورهای داخل و خارج ستون، به صورت مجزا و با فاصله از خاموت‌های دورتادور مقطع تیر عریض به کار

1 Test setup  
2 Drift



شکل ۸. پاسخ هیستریزس نیرو-جابجایی نمونه‌ها

Fig. 8. Force-displacement hysteresis response of test specimens. (a) Specimen SPWCS, (b) Specimen SPWWS, (c) Specimen SPWRR, and (d) Specimen SPWCC

انتقال بار تغییر یافته است (شکل ۹ و شکل ۱۰ (ب)). در نزدیکی ستون دایره‌ای، شدت خرابی‌ها به نسبت ستون مربعی بیشتر بوده است (شکل ۹ (د)). مودهای خرابی مشاهده شده در مواضع مختلف نمونه‌ها در طول آزمایش در جدول ۵ آمده است.

در جدول ۶ مقایسه‌ای بین ظرفیت خمشی تحلیلی بر مبنای روابط محاسبه‌ی لنگر اسمی ACI ۳۱۸ ( $M_{n,b}$ ) و لنگر نهایی آزمایشگاهی ( $M_u$ ) ارائه شده است. نتایج نشان می‌دهد که همگی نمونه‌ها به ظرفیت اسمی خود رسیده و تفاوت معناداری بین مقادیر آزمایشگاهی و تحلیلی وجود ندارد. از این رو می‌توان از روابط ACI ۳۱۸ برای محاسبه‌ی ظرفیت خمشی تیرهای عریض استفاده کرد.

شکل ۸ شکل‌پذیری نمونه‌های آزمایشگاهی را نشان می‌دهد. شکل‌پذیری نمونه‌ها از تقسیم جابه‌جایی تسلیم ( $\Delta_y$ ) بر جابه‌جایی نهایی ( $\Delta_u$ ) مطابق پیشنهاد پریستلی<sup>۱</sup> بدست آمده است [۲۶].

#### ۳-۴- خسارات وارده بر نمونه‌ها

شکل ۸ رفتار نمونه‌های آزمایشگاهی را تحت بارگذاری جانبی نشان می‌دهد. نمونه‌ها در طول بارگذاری به مقاومت اسمی مورد انتظار طبق آیین‌نامه‌ی ACI ۳۱۸ رسیده‌اند. اثری از شکست‌های ترد پیچشی و یا برشی در طول آزمایش مشاهده نشد.

شکل ۹ و شکل ۱۰ خرابی وجوه مختلف نمونه‌های آزمایشگاهی را نشان می‌دهد. در نمونه‌های شامل تیر عرضی عریض، تشکیل مفصل پلاستیک در محل برخورد تیر عریض با تیر عرضی و دور از وجه ستون اتفاق افتاده است (شکل ۹ (ج)). این در حالی است که در نمونه‌های شامل تیر عرضی معمولی، تغییرشکل‌های پلاستیک صرفاً در بر اتصال تیر به ستون دیده شده است (شکل ۹ (الف)). همچنین یک سری ترک‌های مورب در پشت تیرهای عرضی عریض و در محل تیر اصلی به تیر عرضی عریض مشاهده شد که نشان می‌دهد، با عریض شدن تیر عرضی، رفتار نمونه‌های عریض تغییر کرده و مکانیزم

1 Priestley



SPWWS (ب) خرابی روی نمونه



SPWCS (الف) خرابی روی نمونه



SPWCC (د) خرابی روی نمونه



SPWWR (ج) خرابی روی نمونه

شکل ۹. وجه بالایی نمونه‌ها در انتهای آزمایش

Fig. 9. Top view of test specimens at the end of the test. (a) Specimen SPWCS, (b) Specimen SPWWS, (c) Specimen SPWWR, and (d) Specimen SPWCC

را برای طراحی اتصالات لرزه‌ای عریض، ارائه دهد. نتایج نشان می‌دهد، کمی عدول از ضابطه‌ی ابعادی  $b_w \leq b_c + 1.5h_c$  مشکل ساز نبوده و در صورت جزئیابندی درست اتصالات و مهیا کردن آرماتور عرضی و طولی پیشگی کافی برای تیر عرضی، انتقال بار به ستون بدون هیچ مشکلی اتفاق می‌افتد.

آرایش متفاوت به کار گرفته شده برای آرماتورگذاری عرضی تیر عریض نسبت به الزامات آیین‌نامه‌ی بتن آمریکا، مقاومت برشی کافی برای رفتار شکل‌پذیر در محل مفصل پلاستیک و نیز محل اتصال تیر عریض با ستون و تیر عرضی را ایجاد کرده است. بر این اساس امکان تخفیف شرایط آرماتورگذاری عرضی برای تیرهای عریض نسبت به آنچه ACI-۳۱۸ پیشنهاد کرده است، وجود دارد.

مقادیر بالای میرایی هیستریزس معادل در نمونه‌های آزمایش شده، نشان از این دارد که برخلاف بعضی گزارش‌های پیشین،

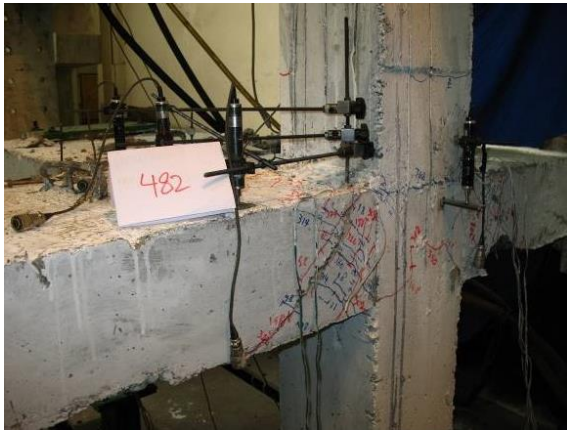
جزئیات روش پرستلی برای محاسبه‌ی جابه‌جایی تسلیم و جابه‌جایی نهایی در شکل ۱۱ آمده است. مقدار شکل‌پذیری جابه‌جایی متوسط در همه‌ی نمونه‌ها بیش از ۴/۵ بوده است که عملکردی قابل قبول در رابطه با شکل‌پذیری به نظر می‌رسد.

شکل ۱۲ پارامترهای جذب انرژی نمونه‌ها در جابه‌جایی‌های نسبی مختلف را نشان می‌دهد. رفتار نمونه‌ها از نظر جذب انرژی مناسب بوده است. در جابه‌جایی نسبی ۰/۳، مقدار  $\xi_{eq}$  نمونه‌ها همگی بزرگتر از ۰/۲ بوده که این مقدار، دو برابر مقدار مشابه برای نمونه‌هایی است که توسط لافاو مورد آزمایش گرفته بود [۱۷]. این مسأله از عملکرد مناسب پیوستگی آرماتورهای طولی در نمونه‌های آزمایش شده حکایت دارد.

#### ۴-۴- عملکرد نمونه‌های آزمایشگاهی

تحلیل نتایج آزمایش‌های انجام شده می‌تواند توصیه‌های مناسبی

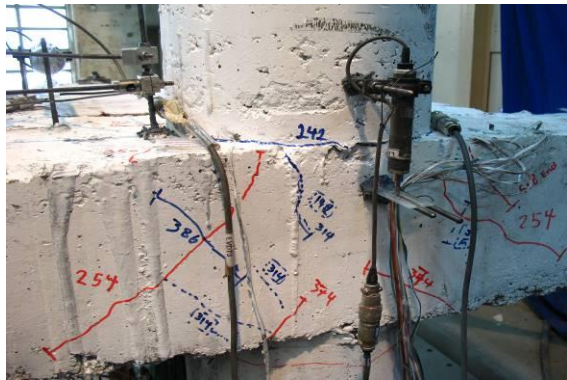




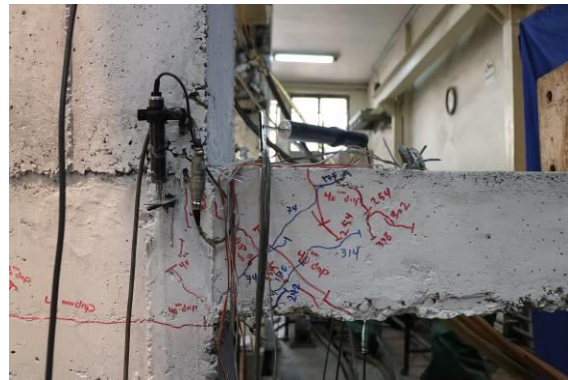
SPWWS (ب) خرابی پشت نمونه‌ی



SPWCS (الف) خرابی پشت نمونه‌ی



SPWCC (د) خرابی پشت نمونه‌ی



SPWWR (ج) خرابی پشت نمونه‌ی

شکل ۱۰. وجه پشتی نمونه‌ها در انتهای آزمایش

Fig. 10. Back view of test specimens at the end of the test. (a) Specimen SPWCS, (b) Specimen SPWWS, (c) Specimen SPWWR, and (d) Specimen SPWCC

جدول ۵. خرابی‌های مشاهده شده در اجزای مختلف اتصالات

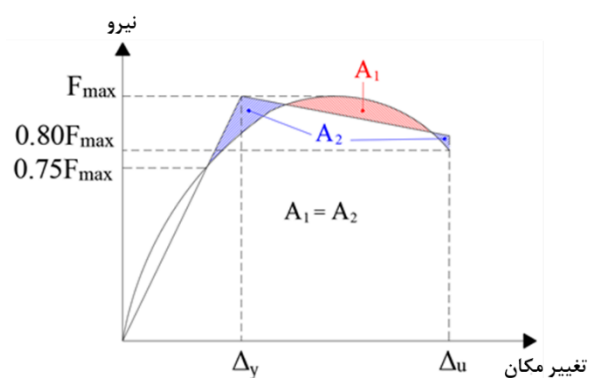
Table 5. Damage observations in various parts of connections

خسارت‌های مشاهده شده			نمونه
تیر عرضی	تیر عرضی	اتصال تیر عرضی به ستون	
ترک‌های خمشی و تشکیل مفصل پلاستیک در برِ ستون	ترک‌های محدود مورب در پشت تیر عرضی	---	SPWCS
ترک‌های خمشی و تشکیل مفصل پلاستیک در برِ اتصال به تیر عرضی	خردشدگی بتن در پشت تیر عرضی + ترک‌های مایل از گوشه‌ی تیر عرضی به سمت وجه کناری	---	SPWWS
ترک‌های خمشی و تشکیل مفصل پلاستیک در برِ اتصال به تیر عرضی	ترک‌های شدید مورب در پشت تیر عرضی + ترک‌های مایل از گوشه‌ی تیر عرضی به سمت	---	SPWWR
ترک‌های خمشی و تشکیل مفصل پلاستیک در برِ ستون	ترک‌های محدود مورب در پشت تیر عرضی	---	SPWCC



جدول ۶. مقایسه‌ی بین ظرفیت خمشی تحلیلی و آزمایشگاهی نمونه‌های آزمایش شده  
Table 6. Comparison between analytical and experimental flexural capacity of test specimens

مقاومت خمشی اسمی	لنگر نهایی آزمایشگاهی	نسبت مقادیر آزمایشگاهی به تحلیلی	جهت بارگذاری	نمونه
$M_{n,b}$ (kN.m)	$M_u$ (kN.m)	$M_u / M_{n,b}$		
۴۷/۱	۵۰/۵	۱/۰۴	کشش (+)	SPWCS
۵۹/۵	۶۴/۲	۱/۰۸	فشار (-)	
۳۸/۳	۴۱/۰	۱/۰۷	کشش (+)	SPWWS
۵۹/۵	۶۲/۸	۱/۰۶	فشار (-)	
۴۷/۲	۵۱/۰	۱/۰۸	کشش (+)	SPWWR
۵۹/۷	۶۱/۹	۱/۰۴	فشار (-)	
۴۰/۸	۴۳/۲	۱/۰۶	کشش (+)	SPWCC
۶۲/۶	۶۷/۳	۱/۰۸	فشار (-)	



شکل ۱۱. روش تعیین جابه‌جایی تسلیم و نهایی مطابق پیشنهاد پریستلی [۲۶]

Fig. 11. Method of determining yield and ultimate displacement propose by Priestly

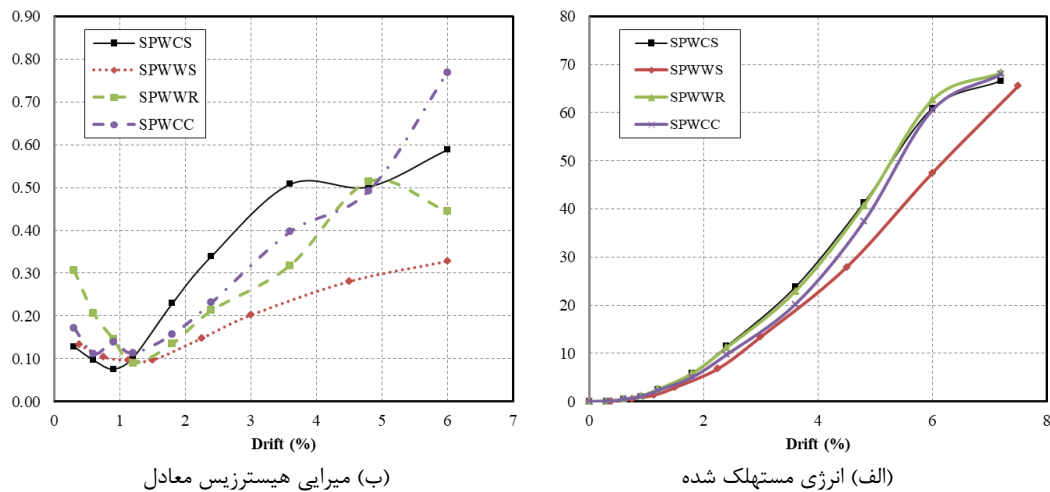
سختی جانبی نمونه و کاهش جذب انرژی شده است. مقایسه‌ی رفتار نمونه‌ی SPWCS با SPWWS نشان می‌دهد که افزایش عرض تیر عرضی در نمونه‌ی SPWWS سبب شده تا حداکثر نیروی جانبی نهایی بارگذاری منفی در این نمونه ۴۰ درصد بزرگتر باشد. به علاوه جذب انرژی در این نمونه به طور متوسط بین ۱۵ تا ۳۰ درصد کمتر بوده و لاغرشدگی نسبی در رفتار هیستریزس آن مشاهد می‌شود. مقایسه‌ی نمونه‌ی SPWCS با SPWCC نشان می‌دهد که نمونه‌ی شامل ستون دایره‌ای، جذب انرژی کمتری را تجربه نموده است. از آنجا که سختی جانبی زیر سازه‌های آزمایش شده تابع پارامترهای مختلف و متغیر بین نمونه‌ها است، بحث در رابطه با سختی نمونه‌ها که تابعی از هندسه‌ی متفاوت تیرهای عرضی، تیرهای عرضی، و

نمونه‌های عرضی در صورت جزئیات‌بندی مناسب، مشکلی از نظر جذب انرژی نخواهند داشت. نقش آرماتورهای عرضی تیر عرضی و تیر عرضی در موضع اتصال، در این رابطه قابل توجه است. چرا که با ایجاد فشار جانبی محصور کننده، از لغزش در آرماتورهای تیر (خصوصاً آرماتورهای مهار شده در خارج ستون) جلوگیری کرده‌اند. همچنین بار محوری نسبتاً بالای نمونه‌ها در مقایسه با نمونه‌های قبلی که در جدول ۲ آمده، در عملکرد مناسب مهار آرماتورهای ستون مؤثر بوده است. نتایج نشان می‌دهد که به ازای بار محوری نرمال شده‌ی بزرگتر از ۰/۱۵، نسبت  $\frac{h_b}{d_c}$  را می‌توان حتی تا حدود ۱۴/۰ کاهش داد. حال آنکه توصیه‌ی ACI ۳۵۲R-۰۲ برای نسبت مهاری آرماتورهای ستون مقادیر بزرگتر از ۲۴ است.

مکانیزم انتقال بار در نمونه‌ها تا حد زیادی، وابسته به نوع تیر عرضی (عرضی یا معمولی) بوده است. در نمونه‌های شامل تیر عرضی متعارف، عمده‌ی انتقال بار از طریق پیچش در تیر عرضی، صورت گرفته است. از این رو در این نمونه‌ها، تیر عرضی باید برای پیچش تعادلی کامل طراحی شود که در محاسبه‌ی نیروی پیچشی، نیروی تمامی آرماتورهای مهار شده در تیر عرضی، در نظر گرفته شده باشد. اما الگوی ترک متفاوت در نمونه‌های دارای تیر عرضی عریض نشان می‌دهد که در این نمونه‌ها، انتقال بار از طریق ترکیبی از پیچش تیر عرضی و خمش عرضی تیر عرضی انجام می‌گیرد [۳۴]. به همین سبب می‌توان جزئیات‌بندی تیر عرضی عریض را تغییر داد. زیاد شدن عرض تیر عرضی علاوه بر تغییر مکانیزم انتقال بار، موجب افزایش

جدول ۷. شکل پذیری نمونه‌های آزمایش شده  
Table 7. Ductility of test specimens

مقاومت خمشی اسمی	لنگر نهایی آزمایشگاهی	نسبت مقادیر		جهت بارگذاری	نمونه
		آزمایشگاهی به تحلیلی	$M_u / M_{n,b}$		
$M_{n,b}$ (kN.m)	$M_u$ (kN.m)				
۴۷/۱	۵۰/۵	۱/۰۴		کشش (+)	SPWCS
۵۹/۵	۶۴/۲	۱/۰۸		فشار (-)	SPWCS
۲۸/۳	۴۱/۰	۱/۰۷		کشش (+)	SPWWS
۵۹/۵	۶۲/۸	۱/۰۶		فشار (-)	SPWWS
۴۷/۲	۵۱/۰	۱/۰۸		کشش (+)	SPWWR
۵۹/۷	۶۱/۹	۱/۰۴		فشار (-)	SPWWR
۴۰/۸	۴۳/۲	۱/۰۶		کشش (+)	SPWCC
۶۲/۶	۶۷/۳	۱/۰۸		فشار (-)	SPWCC



شکل ۱۲. پارامترهای جذب انرژی در نمونه‌های آزمایش شده

Fig. 12. Parameters of energy absorption in test specimens. (a) Dissipated energy, (b) Equivalent hysteretic damping

مورد مطالعه قرار نگرفته است. همچنین اثر تیر عرضی روی شرایط تکیه‌گاهی اتصالات آزمایش شده در موارد متعددی نادیده گرفته شده است. ضمناً تناسب ابعادی پیشنهاد شده توسط آیین‌نامه‌ها در مواردی نقض گردیده ولی اخلاقی در رفتار نمونه‌ها ایجاد نکرده است. نهایتاً با ارزیابی مسائل مطرح شده و برای ارزیابی عملکرد لرزه‌ای نمونه‌های عریض، ۴ نمونه‌ی اتصال کناری عریض با مقیاس ۳:۵ ساخته و مورد آزمایش قرار گرفت. در این نمونه‌ها از هندسه‌های مختلف برای ستون (مربعی، مستطیلی، دایره‌ای) و تیر عرضی (عریض یا معمولی) استفاده شد. آرماتورهای عرضی تیر عریض در محل اتصال با دقت اجرا شد. البته برای سهولت بتن‌ریزی از حجم این آرماتورها کاسته شد. به علاوه تیرهای عرضی برای پیچش کامل تعادلی و مطابق با ACI 352R-02 طراحی و آرماتورگذاری طولی و عرضی شدند. در نهایت پس از انجام آزمایش و بررسی مشاهدات آزمایشگاهی، مهم‌ترین نتایج بدست آمده به شرح زیر می‌باشد:

ستون‌ها و نیز میزان آرماتورگذاری آنها می‌باشد در این مقاله مورد بررسی قرار نمی‌گیرد.

## ۵- نتیجه‌گیری

در این مقاله ابتدا با بررسی ضوابط آیین‌نامه‌های طراحی و نتایج آزمایش‌های انجام گرفته روی اتصالات تیر عریض بتنی به ستون، مشکلات و ابهامات موجود در رابطه با قاب‌های عریض مورد ارزیابی قرار گرفت. مطابق نتایج آزمایش‌های قبلی شکست پیچشی در تیر عرضی و جذب انرژی پایین نمونه‌های عریض، مشکلات عمده‌ی نمونه‌های عریض آزمایش شده در تحقیقات قبلی بوده‌اند. همچنین مکانیزم انتقال بار در تیرهای عریض مورد بررسی قرار گرفت و معلوم شد که مطابق نتایج بدست آمده، انتقال بار صرفاً از طریق پیچش محض در تیر عرضی اتفاق نمی‌افتد. در عمده‌ی آزمایش‌های صورت گرفته، اثر آرماتورگذاری عرضی تیر عریض در محل اتصال

تنش تسلیم فولاد، MPa	$f_y$	۱) در همه‌ی نمونه‌ها، تشکیل مفصل پلاستیک در تمام عرض تیر عریض مشاهده شد و هیچ‌گونه خرابی برشی یا پیچشی در تیر عریض مشاهده نگردید. این مسأله نشان می‌دهد که در صورت آرماتورگذاری عرضی مناسب تیر عریض و تیر عرضی، برای رعایت نسبت ابعادی $b_w \leq b_c + 1.5h_c$ الزام چندانی وجود نخواهد داشت.
ارتفاع تیر، mm	$h_b$	۲) جذب انرژی نمونه‌ها نسبتاً بالا بوده و برخلاف بسیاری از نمونه‌های آزمایش شده در تحقیقات گذشته، رفتار لرزه‌ای نمونه‌های عریض، مشکلی از نظر استهلاک انرژی نداشته است. این مسأله را می‌توان ناشی از خاموت‌های عرضی اجرا شده در محل اتصال دانست. ضمناً بار محوری نسبی ۱۵ درصد روی ستون، از لغزش آرماتورهای ستون جلوگیری کرده است.
ارتفاع ستون، mm	$h_c$	۳) هندسه‌ی ستون در رفتار اتصال عریض، اثرگذار بوده است. در ستون دایره‌ای، خرابی‌های بیشتری در نزدیکی ستون اتفاق افتاد و نیز جذب انرژی نمونه‌ی دارای ستون دایره‌ای نسبت نمونه‌ی شامل ستون مربعی کمی کمتر بوده است.
مقاومت خمشی اسمی تیر عریض مطابق با روابط ACI 318، kN.m	$M_{n,b}$	۴) عریض شدن تیرهای عریض، رفتار اتصال را تغییر داد، به طوری که بجای پیچش یکنواخت در تیر عرضی، ترکیبی از پیچش و خمش عرضی در موضع اتصال مشاهده شد. همچنین با عریض‌تر شدن تیر عرضی، کاهش جذب انرژی در نمونه‌های آزمایشگاهی که قابل مقایسه می‌باشند بین ۱۵ تا ۳۰ درصد اتفاق افتاد.
مقاومت خمشی تیر عریض مطابق با روش بناونت، N.mm	$M_{n,Ben}$	
لنگر اسمی بخش داخلی تیر عریض، N.mm	$M_{n,ip}$	
لنگر اسمی بخش خارجی تیر عریض، N.mm	$M_{n,op}$	
لنگر محتمل در تیر عریض، N.mm	$M_{pr}$	
نسبت مقاومت خمشی ستون به تیر در محل اتصال	$M_r$	
مقاومت خمشی نهایی آزمایشگاهی ACI 318، kN.m	$M_u$	
بار محوری وارد بر ستون، N	$P$	
ضریب رفتار ساختمان	$R$	
فاصله‌ی خاموت‌های عرضی تیر عریض در نزدیکی اتصال به ستون، mm	$s$	
مقاومت پیچشی تیر عرضی، N.mm	$T_n$	
پیچش در تیر عرضی، N.mm	$T_u$	
برش وارد بر محل اتصال، N	$V_j$	
برش وارد بر تیر عریض در انتهای دهانه، N	$V_u$	
حداکثر فاصله‌ای از وجه ستون که در این فاصله طبق فرمول بناونت آرماتورها بدون ایجاد پیچش نیروی خود را منتقل می‌کنند، mm	$x$	

### فهرست علائم

#### علائم انگلیسی

انرژی معادل الاستیک در هر چرخه، N.mm	$A_e$
مساحت ستون، mm <sup>2</sup>	$A_g$
کل آرماتورهای کششی طولی، mm <sup>2</sup>	$A_s$
آرماتورهای کششی طولی مهار شده در تیر عرضی، mm <sup>2</sup>	$A_{s,out}$
عرض ستون، mm	$b_c$
عرض تیر عریض، mm	$b_w$
عمق مؤثر تیر عریض، mm	$d$
قطر آرماتور طولی تیر، mm	$d_b$
قطر آرماتور طولی ستون، mm	$d_c$
انرژی مستهلک شده در هر چرخه، N.mm	$E_i$
مقاومت مشخصه‌ی بتن، MPa	$f'_c$

#### علائم یونانی

کرنش تسلیم فولاد	$\epsilon_y$
میرایی ویسکوز معادل	$\xi_{eq}$
جابه‌جایی نهایی، mm	$\Delta_u$
جابه‌جایی تسلیم، mm	$\Delta_y$

#### مراجع

- [1] A.M. Elsouri, M.H. Harajli, Seismic response of exterior RC wide beam–narrow column joints: Earthquake-resistant versus as-built joints, Engineering Structures, 57 (2013) 394-405.
- [2] I. Fadwa, T.A. Ali, E. Nazih, M. Sara, Reinforced concrete wide and conventional beam–column connections subjected to lateral load, Engineering Structures, 76

- [14] H. Behnam, J.S. Kuang, R.Y.C. Huang, Exterior RC wide beam-column connections: Effect of beam width ratio on seismic behaviour, *Engineering Structures*, 147 (2017) 27-44.
- [15] H. Behnam, J.S. Kuang, Exterior RC Wide Beam-Column Connections: Effect of Spandrel Beam on Seismic Behavior, *Journal of structural engineering*, 144(4) (2018) 04018013.
- [16] ACI 318-19: Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary, 2019.
- [17] Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance-part 1: general rules, seismic actions and rules for buildings, Brussels: European Committee for Standardization, (2005).
- [18] NZS, The design of concrete structures, in, Standards New Zealand Wellington, 2006.
- [19] ACI352R-02: Recommendations for Design of Beam-Column Connections in Monolithic Reinforced Concrete Structures, in, Farmington Hills (MI) : American Concrete Institute, 2002.
- [20] T.R. Gentry, J.K. Wight, Wide Beam-Column Connections under Earthquake-Type Loading, *Earthquake Spectra*, 10(4) (1994) 675-703.
- [21] R.Y.C. Huang, J.S. Kuang, Predicting Strength of Exterior Wide Beam-Column Joints for Seismic Resistance, *Journal of Structural Engineering*, 146(2) (2020) 04019209.
- [22] A.C. Institute, Guide for testing reinforced concrete structural elements under slowly applied simulated seismic loads (ACI 374.2 R13), in, 2013.
- [23] T. Paulay, M.N. Priestley, Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings, (1992)
- [24] Fema, Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings, FEMA 356, 2000.
- [25] J.C. McCormac, R.H. Brown, Design of Reinforced Concrete, 9th Edition, Wiley Global Education, 2013.
- [26] M.N. Priestley, F. Seible, G.M. Calvi, Seismic design and retrofit of bridges, John Wiley & Sons, 1996.
- [27] E.P. Popov, J.M. Cohen, K. Koso-Thomas, K. Kasai, Behavior of interior narrow and wide beams, *ACI Structural Journal*, 89(6) (1992) 607-616
- (2014) 34-48.
- [3] H. Hatamoto, S. Bessho, Y. Matsuzaki, Reinforced Concrete Wide-beam-to-column Subassemblages Subjected to Lateral Load, Kajima Technical Research Institute, Kajima Corporation, 1991.
- [4] P. Egor, M.C. Julie, K.-T. Kosonike, K. Kazuhiko Behavior of Interior Narrow and Wide Beams, *ACI Structural Journal*, 89 (1992) 10.
- [5] T.R. Gentry, Reinforced Concrete Wide Beam-column Connections Under Earthquake-type Loading, University of Michigan., 1992.
- [6] T.R. Gentry, J.K. Wight, Wide Beam-Column Connections under Earthquake-Type Loading, *Earthquake Spectra*, 10(4) (1994) 675-703.
- [7] J.M. LaFave, Behavior of reinforced concrete exterior wide beam-column-slab connections subjected to lateral earthquake loading, University of Michigan, 1997.
- [8] J.M. LaFave, J.K. Wight, Reinforced concrete exterior wide beam-column-slab connections subjected to lateral earthquake loading, *Structural Journal*, 96(4) (1999) 577-585.
- [9] C.G. Quintero-Febres, Investigation on the seismic behavior of RC interior wide beam-column connections, Dept. of Civil and Environmental Engineering, University of Michigan, Ann Arbor, Mich., 1997.
- [10] C.G. Quintero-Febres, J.K. Wight, Experimental study of reinforced concrete interior wide beam-column connections subjected to lateral loading, *ACI Structural Journal*, 98(4) (2001) 572-582.
- [11] A. Benavent-Climent, X. Cahís, J.M. Vico, Interior wide beam-column connections in existing RC frames subjected to lateral earthquake loading, *Bulletin of Earthquake Engineering*, 8(2) (2009) 401-420.
- [12] A. Benavent-Climent, X. Cahís, R. Zahran, Exterior wide beam-column connections in existing RC frames subjected to lateral earthquake loads, *Engineering Structures*, 31(7) (2009)
- [13] A.M. Elsouri, M.H. Harajli, Interior RC wide beam-narrow column joints: Potential for improving seismic resistance, *Engineering Structures*, 99 (2015) 42-55.

- Structures: ASCE Standard 7-10, American Society of Civil Engineers, 2010.
- [32] ACI 318-14: Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary, 2014.
- [33] A.C. Institute, Guide for testing reinforced concrete structural elements under slowly applied simulated seismic loads (ACI 374.2 R13), in, 2013.
- [34] A. Pakzad, M. Khanmohammadi, Experimental cyclic behavior of code-conforming exterior wide beam-column connections, *Engineering Structures*, 214 (2020) 110613.
- [28] R. Huang, J. Kuang, S. Mogili, Effect of Joint Hoops on Seismic Behavior of Wide Beam-Column Joints, *ACI Structural Journal*, 116 (2019).
- [29] B.S.H. Mohamed H. Harajli, A.R. Ahmad, Effect of Confinement on Bond Strength between Steel Bars and Concrete, *ACI Structural Journal*, 101(5)
- [30] B. Li, S.A. Kulkarni, Seismic behavior of reinforced concrete exterior wide beam-column joints, *Journal of structural engineering*, 136(1) (2009) 26-36.
- [31] Minimum Design Loads for Buildings and Other

چگونه به این مقاله ارجاع دهیم

A. Pakzad, M. Khanmohammadi, *Code Investigation and Experimental Study of Wide Beam-Column Connections*, *Amirkabir J. Civil Eng.*, 53(7) (2021) 2957-2976.

DOI: [10.22060/ceej.2020.17588.6612](https://doi.org/10.22060/ceej.2020.17588.6612)





