



Shear Behavior of Reinforced Concrete Beams with Hybrid Crimped-Hooked End Steel Fibers-Modified Polypropylene Fibers

S. Maghsoodian¹, F. Jandaghi Alaei¹, M. Nematzadeh²

¹ Shahrood University of Technology

² University of Mazandaran, Babolsar, Iran

ABSTRACT: One undesirable failure mode in reinforced concrete beams is the shear failure mode without prior warning before the flexural failure. Supplying minimum shear reinforcement (stirrups) is one of the ways to avoid such failure at low levels of shear loads. Due to construction difficulties in places with reinforcement congestion, an alternative to minimum stirrups is to use fibers. This study focused on the effect of the combination of crimped-hooked end steel fibers and modified polypropylene (PP) fibers on the shear behavior of reinforced normal strength concrete beams. The obtained results were compared with the shear behavior of the section reinforced with minimum shear reinforcement under the same conditions, and the feasibility of using the above hybrid fibers as a replacement for the minimum shear reinforcement was evaluated based on the guidelines of ASTM C1609 and the acceptance criteria of the ACI 318-2011.

Review History:

Received: Aug. 23, 2019

Revised: Dec. 02, 2019

Accepted: Dec. 10, 2019

Available Online: Jul. 01, 2020

Keywords:

Fiber-Reinforced Concrete

Crimped Steel Fibers

Shear Strength

Hybrid Fibers

Minimum Shear Reinforcement.

1- Introduction

The application of plain concretes is widespread due to their low cost and the availability of their constituent materials. However, some defects such as low tensile strength and strain capacity are observed in such concretes, which lead to their weakness against crack opening and propagation [1-4]. Using steel and polypropylene (PP) fibers in their hybrid form enhances the characteristics of fresh concrete, such as reduced initial cracks for the freshly casted concrete, and those of hardened concrete, such as compressive strength, ductility, and toughness with low cost [5-7]. The model presented by ACI 318-2011 [8] for calculating the shear strength of plain (fiberless) concrete beams without shear reinforcement is in the form of $V_c = 0.167\sqrt{f'_c} b.d$, where f'_c is the concrete compressive strength, b is the cross-sectional width, d is the cross-sectional effective height, and V is the resisting shear force in the SI system developed based on the empirical results obtained for specimens with effective height ranging from 254 to 375 mm. However, according to the results reported by other researchers, this formula is not acceptable for sections with greater heights. Given the above discussion, to avoid the brittle shear failure and the uncertainty of the formula proposed for calculating the shear capacity, the ACI 318-2011 [8] requires the design of minimum shear reinforcement for lengths of the beam in which $\frac{\phi V_c}{2} < V_u < \phi V_c$, and steel fibers can replace the minimum stirrups complying the ASTM C1609 standard [9].

*Corresponding author's email: m.nematzadeh@umz.ac.ir

2- Experimental program

2- 1- Materials and mixture proportions

Here, Portland cement Type II supplied from Faraz Firouzkouh Cement Company, Mazandaran, Iran, was used. Furthermore, the used fine stone aggregate had a fineness modulus of 2.8, a specific gravity of 2.61, water absorption of 1.7%, and a maximum particle size of 4.75 mm. In addition, the used coarse stone aggregate had a specific gravity of 2.67 and a maximum particle size of 12.5 mm. The fibers were produced by Erfan Maftool Co., Iran, and both crimped and hooked end types were incorporated in a single sample of steel fibers to be able to employ the maximum capacities of the fibers. In addition, to prevent the appearance of micro-cracks at the initial stages of loading as well as those due to moisture changes and temperature changes modified PP fibers were used in a hybrid form together with the steel fibers.

2- 2- Test setup of reinforced concrete beams

The beam specimens were constructed on a 1/2 scale and tested under the four-point bending where the concentrated load was applied at points located at 1/3 of the support span via an I-shaped composite steel beam.

2- 3- Details of reinforced concrete beams

Details of the reinforced concrete beams tested here are provided in Table 1. Here, 16 reinforced concrete beams with a width of 220 mm, a height of 300 mm, and a length of 2270 mm was constructed and exposed to flexural loading until



Table 1. Details of concrete beams

| Beam group | Specimen ID | Longitudinal reinforcement ratio | Fiber volume fraction | Shear reinforcement |
|------------|------------------|----------------------------------|------------------------------------|---------------------|
| A | A ₁₋₁ | 2.5 | - | |
| | A ₁₋₂ | 2.5 | - | |
| | A ₂₋₁ | 4 | - | |
| | A ₂₋₂ | 4 | - | |
| B | B ₁₋₁ | 2.5 | - | minimum |
| | B ₁₋₂ | 2.5 | - | minimum |
| | B ₂₋₁ | 4 | - | minimum |
| | B ₂₋₂ | 4 | - | minimum |
| C | C ₁₋₁ | 2.5 | 0.75% steel+ 0.25% polymeric | |
| | C ₁₋₂ | 2.5 | 0.75% steel+ 0.25% polymeric | |
| | C ₂₋₁ | 4 | 0.75% steel+ 0.25% polymeric | |
| | C ₂₋₂ | 4 | 0.75% steel+ 0.25% polymeric | |
| | C ₃₋₁ | 2.5 | 1% steel+ 0.25% polymeric | |
| | C ₃₋₂ | 2.5 | 1% steel+ 0.25% polymeric | |
| | C ₄₋₁ | 4 | 1% steel+ 0.25% polymeric | |
| | C ₄₋₂ | 4 | 1% steel+ 0.25% polymeric | |

Group A: beams without shear reinforcement and fibers, Group B: beams with minimum shear reinforcement, and Group C: beams with fibers

failure. In the tests on the beams, the effect of the fiber volume ratio and longitudinal reinforcement ratio were investigated. Furthermore, the behavior and shear capacity of the beams, as well as crack development in them, were explored in different cases including the section with plain concrete, the one with fiber-reinforced concrete, and the one with minimum shear reinforcement.

3- Experimental results

Tests for the compressive strength and flexural strength of the concrete specimens were carried out after 28 days of curing by the ASTM C39 and ASTM C1609. In this regard, the hybrid form of the steel-PP fibers was accepted as the minimum shear reinforcement by ACI318-2011 [8].

It was observed that regardless of the effect of the presence of steel and PP fibers or stirrups, all of the beams experienced shear failure in the form of a severe reduction in the load-carrying capacity of the beam without significant change in the mid-span deflection. Although the presence of the steel fibers led to the formation of further cracks and opening of cracks in the section, in most cases, failure was sudden and accompanied by a loud sound. Table 2 gives the general properties of the failure mode of the beams.

In the present study, based on the failure results of the beams and the evaluation of all the cracks at the mid-height of the beams with angles ranging from 0-75 degrees from the longitudinal direction of the beam, the crack spacing was obtained as 9-15 mm for the beams with plain concrete and shear reinforcement, 5-11 mm for the beams with 0.75% steel fibers, and 4-7 mm for the beams reinforced with 1% steel fibers.

4- Proposed model for shear strength

In the end, based on the experimental findings of this research and via investigating the sensitive parameters in formulas proposed by other researchers, Eq. 1 was presented for calculating the shear strength of concrete reinforced with fibers. This formula demonstrated good accuracy ($R^2 = 0.98$).

$$V_u = (0.167 + 0.664V_f \frac{l_f}{d_f}) \sqrt{f'_c} + 13.17(\rho \frac{d}{a})^{0.857} \quad (1)$$

5- Conclusions

A summary of the results is provided below.

1. By adding crimped-hooked end steel fibers at volume ratios of 1 and 0.75% and polypropylene (PP) fibers at a volume ratio of 0.25, the ductility of the section increased, and also, numerous cracks nearby were observed in the beam specimens.
2. By adding crimped-hooked end steel fibers at 0.75% and PP fibers at 0.25% of the concrete volume, the concrete shear strength of greater than $0.33\sqrt{f'_c}$ was observed in the tested specimens.
3. As the volume ratio of the fibers increased, the angle between the critical crack and the horizontal axis decreased, and the effect of a change in the longitudinal reinforcement ratio on the angle of the critical crack and ultimate shear force was not significant compared with the effect of a change in the fiber volume ratio.
4. By adding at least 0.75% steel fibers with 0.25% PP fibers in the concrete mixture and conducting the tests by ASTM C1609, together with investigating the acceptance criteria of hybrid fibers as the minimum shear reinforcement by the ACI 318-2011, the above fibers were accepted.

Table 2. General properties of the failure mode of the beams

| Specimen ID | Concrete compressive strength $f'_c(N/mm^2)$ | Failure load (kN) | $\frac{V_{test}}{b.d\sqrt{f'_c}}$ $(N/mm^2)^{0.5}$ | Crack space (mm) | Critical crack distance from the support (mm) | Critical crack angle (Degree) | Crack angle in the middle of beam height (Degree) | Maximum deflection (mm) |
|-------------|---|----------------------|---|---------------------|---|----------------------------------|---|----------------------------|
| A_{1-1} | 35.9 | 127 | 0.185 | 11-15 | Right support-350 | 27 | Flexure, 45 | 6.2 |
| A_{2-1} | 38.7 | 179 | 0.251 | 11-16 | Left support-330 | 35 | Flexure, 50 | 17.1 |
| B_{1-2} | 37.0 | 222 | 0.318 | 11-15 | Right support-330 | 30 | Flexure- Shear, 45 | 23 |
| B_{2-2} | 33.2 | 230 | 0.348 | 9-14 | Left support-400 | 30 | Flexure- Shear, 45 | 31.6 |
| C_{1-2} | 37.7 | 381 | 0.54 | 7-11 | Left support-400 | 32 | Flexure- Shear, 45 | 31.5 |
| C_{2-2} | 36.9 | 396 | 0.561 | 5.5-8 | Left support-380 | 30 | Flexure- Shear, 35 | 30.8 |
| C_{3-2} | 40.7 | 473 | 0.59 | 5-6 | Left support-400 | 30 | Flexure- Shear, 30 | 32.54 |
| C_{4-2} | 37.2 | 430 | 0.61 | 4-7 | Right support-330 | 28 | Flexure- Shear, 25 | 33 |

5. Using the experimental results of this study and by investigating the sensitive parameters in formulas proposed by other researchers, a formula was presented to calculate the shear strength of fiber-reinforced concrete, which demonstrated a proper accuracy

References

- [1] T. Uygunoğlu, Investigation of microstructure and flexural behavior of steel-fiber reinforced concrete, *Materials and structures*, 41(8) (2008) 1441-1449.
- [2] F.U.A. Shaikh, Review of mechanical properties of short fibre reinforced geopolymer composites, *Construction and building materials*, 43 (2013) 37-49.
- [3] Y. Mohammadi, S. Singh, S. Kaushik, Properties of steel fibrous concrete containing mixed fibres in fresh and hardened state, *Construction and Building Materials*, 22(5) (2008) 956-965.
- [4] Ş. Yazıcı, G. İnan, V. Tabak, Effect of aspect ratio and volume fraction of steel fiber on the mechanical properties of SFRC, *Construction and Building Materials*, 21(6) (2007) 1250-1253.
- [5] A. Alhozaimy, P. Soroushian, F. Mirza, Mechanical properties of polypropylene fiber reinforced concrete and the effects of pozzolanic materials, *Cement and Concrete Composites*, 18(2) (1996) 85-92.
- [6] A. Sivakumar, M. Santhanam, Mechanical properties of high strength concrete reinforced with metallic and non-metallic fibres, *Cement and Concrete Composites*, 29(8) (2007) 603-608.
- [7] M. Hsie, C. Tu, P. Song, Mechanical properties of polypropylene hybrid fiber-reinforced concrete, *Materials Science and Engineering: A*, 494(1-2) (2008) 153-157.
- [8] A. ACI, 318-11: Building Code Requirements for Structural Concrete, Farmington Hills, MI: American Concrete Institute, (2011) 505.
- [9] C. ASTM, 1609: Standard Test Method for Flexural Performance of Fiber-Reinforced Concrete (Using Beam With Third-Point Loading), ASTM vol. 0.4, 2 (2005).

HOW TO CITE THIS ARTICLE:

S. Maghsoodan, F. Jandaghi Alaei, M. Nematzadeh, *Shear Behavior of Reinforced Concrete Beams with Hybrid Crimped-Hooked End Steel Fibers-Modified Polypropylene Fibers*, *Amirkabir J. Civil Eng.*, 53(4) (2021):325-328.

DOI: [10.22060/ceej.2019.16954.6404](https://doi.org/10.22060/ceej.2019.16954.6404)





بررسی تأثیر الیاف ترکیبی فولادی موج‌دار - قلاب‌دار و پلی‌پروپیلن اصلاح شده بر رفتار برشی تیرهای بتن آرمه با استفاده از نتایج آزمایشگاهی و روابط تجربی

شهرام مقصودیان^۱، فرشید جندقی علایی^۲، مهدی نعمت‌زاده^{۳*}

۱- پردیس دانشگاه صنعتی شاهرود، شاهرود، ایران

۲- دانشگاه صنعتی شاهرود، شاهرود، ایران

۳- دانشگاه مازندران، بابلسر، ایران

تاریخچه داوری:

دریافت: ۱۳۹۸/۰۶/۰۱

بازنگری: ۱۳۹۸/۰۹/۱۱

پذیرش: ۱۳۹۸/۰۹/۱۹

ارائه آنلاین: ۱۳۹۸/۱۰/۰۴

کلمات کلیدی:

بتن الیافی

الیاف فولادی موج‌دار

مقاومت برشی

الیاف ترکیبی

آرماتور برشی حداقل.

خلاصه: یکی از مودهای گسیختگی نامطلوب در تیرهای بتن مسلح ایجاد مود خرابی برشی بدون علایم اخطاردهنده قبل از رخداد گسیختگی خمشی است. یکی از روش‌های جلوگیری از آن در سطح کم نیروهای برشی تامین خاموت حداقل است. از راهکارهای جایگزین برای تامین خاموت حداقل به دلیل مشکلات اجرایی آن در بعضی مواقع استفاده از الیاف می‌باشد. این تحقیق به بررسی تأثیر ترکیب الیاف فولادی موج‌دار با قلاب انتهایی و پلی‌پروپیلن اصلاح شده بر رفتار برشی تیرهای بتن آرمه با مقاومت معمولی پرداخته است. نتایج به‌دست آمده با رفتار برشی مقطع مسلح شده به آرماتور برشی حداقل در شرایط مشابه مقایسه شده و امکان جایگزینی آن با الیاف فوق، بر اساس دستورالعمل *ASTMC1609* و شرایط پذیرش الیاف فوق مبتنی بر *ACI318-2011* -مورد ارزیابی قرار گرفته است. بدین منظور ۱۶ تیر بتن آرمه با مقیاس و نسبت دهانه برش به ارتفاع مؤثر برابر ۲/۶ در سه گروه ساخته شد. چهار نمونه اول فاقد الیاف و خاموت برشی بوده، چهار نمونه دوم فاقد الیاف و مسلح به خاموت برشی حداقل بوده و هشت نمونه دیگر بدون خاموت برشی با بتن الیافی ترکیبی با نسبت ۰/۷۵٪ الیاف فولادی (موج‌دار با قلاب انتهایی) و ۰/۲۵٪ الیاف پلی‌پروپیلن و همچنین ۱٪ الیاف فولادی و ۰/۲۵٪ الیاف پلی‌پروپیلن می‌باشد. در ادامه تأثیر آرماتور طولی با درصدهای ۲/۵ و ۴ بر رفتار برشی تیرها مورد بررسی قرار گرفت. بعد از اعمال بارگذاری چهار نقطه‌ای تیرهای فوق با ترکیب الیاف فوق مشاهده شد الیاف فوق می‌تواند جایگزین مناسبی برای آرماتور برشی حداقل باشد. در انتها، با استفاده از نتایج آزمایشگاهی این تحقیق، رابطه‌ای برای پیش بینی مقاومت برشی بتن مسلح به الیاف پیشنهاد شد که از دقت مناسبی برخوردار است.

۱- مقدمه

استفاده از بتن‌های معمولی به دلیل هزینه پایین و در دسترس بودن مصالح آن بسیار رایج می‌باشد. در مقابل آن معایبی نظیر مقاومت کششی پایین و ظرفیت کرنشی کم که منجر به ضعف آن در برابر بازشدگی و توسعه ترک می‌شود در آن‌ها مشاهده می‌شود [۱-۴]. اضافه نمودن الیاف در مخلوط بتن که به صورت یکنواخت در ماتریس‌های سیمانی پخش می‌شوند، رشد و توسعه ریزترک‌ها را کاهش داده و همچنین چقرمگی، شکل‌پذیری و مقاومت کششی بعد از ترک‌خوردگی مقاطع را افزایش می‌دهند [۵-۷].

تأثیر مقاومتی الیاف در ماتریس‌های بتنی بوسیله عمل پل‌زدن الیاف در سطوح ترک مشاهده می‌شود. مکانیزم خرابی متداول الیاف در ماتریس‌های بتنی به صورت بیرون کشیده شدن الیاف، گسیختگی

* نویسنده عهده‌دار مکاتبات: m.nematzadeh@umz.ac.ir

الیاف یا کنده شدن الیاف می‌باشد [۸]. خواص الیاف مصرفی نقش بسیار مهمی در نوع خرابی ماکروسکوپی اعضای ترک‌خورده بتن الیافی ایفا می‌کنند [۹، ۱۰]. الیاف ممکن است از جنس فولاد، شیشه، مصنوعی و الیاف طبیعی انتخاب گردند [۱۱]. الیاف فولادی و الیاف پلی‌پروپیلن را می‌توان در دو گروه فلزی و غیرفلزی تقسیم‌بندی نمود [۱۲]. الیاف پلیمری به دلیل داشتن مدول الاستیسیته پایین و نسبت طول به ضخامت بالا و افزایش مقدار الیاف مصرفی در واحد حجم ثابت از توسعه و گسترش میکروترک‌ها جلوگیری می‌نماید و در نتیجه باعث دوام مخلوط‌های بتنی در مقابل نفوذ عوامل محیطی می‌شود. اضافه نمودن الیاف فولادی به بتن در محل ترک، جهت انتقال تنش کمک نموده و در نتیجه باعث سلامت سازه خواهد شد. الیاف فولادی در بتن باعث افزایش خصوصیات مکانیکی بتن می‌گردد که این خصوصیات بستگی به مقدار الیاف، نسبت طول به ضخامت

الیاف، درصد آرماتور طولی، مقاومت کششی الیاف و مقاومت فشاری بتن دارد [۷].

اضافه نمودن مقدار کافی الیاف فولادی به تیرهای بتنی باعث می‌شود تا شکست ترد برشی تبدیل به رفتار شکل‌پذیر گردد. افزایش ظرفیت برشی و شکل‌پذیری تیرهای بتنی حاوی الیاف فولادی به علت تحمل مقاومت کششی بعد از ترک‌خوردگی می‌باشد. همچنین، این افزایش مقاومت باعث کاهش اندازه ترک‌ها و فاصله ترک‌ها می‌شوند. اساساً استفاده از الیاف فولادی برای بتن‌های با مقاومت بالا که رفتار ترد دارند مناسب بوده و حتی می‌تواند استفاده از خاموت‌های عرضی را محدود نماید [۱۳، ۱۴]. استفاده از الیاف فولادی با درصد حجمی بالا در مخلوط‌های بتنی می‌تواند سبب کاهش کارایی و افزایش هزینه شود و همچنین می‌تواند باعث ایجاد فضای خالی در بتن در حین بتن‌ریزی در قالب به دلیل پایین بودن اسلامپ شود. ولی استفاده از الیاف فولادی و الیاف پلی‌پروپیلن به طور همزمان سبب بهبود خواص بتن تازه نظیر کاهش ترک‌های اولیه برای بتن تازه ریخته شده در قالب و همچنین بهبود خواص بتن سخت شده نظیر مقاومت فشاری، شکل‌پذیری و چقرمگی با هزینه پایین خواهد شد [۷، ۱۲].

استفاده از الیاف با مدول الاستیسیته پایین و بالا از توسعه میکرو و ماکرو ترک‌ها جلوگیری خواهند نمود. اضافه نمودن همزمان الیاف فولادی و پلی‌پروپیلن به بتن، مقاومت کششی [۱۵]، مقاومت خمشی و چقرمگی اعضاء بتنی را به دلیل جلوگیری از توسعه ترک، در مقایسه با اضافه نمودن فقط یک نوع از الیاف‌ها افزایش می‌دهد [۱۰، ۱۶-۱۸].

در این خصوص، اگر به میزان ۰/۱٪ حجمی الیاف فولادی و الیاف پلی‌پروپیلن به مقاطع خمشی بتن الیافی اضافه شود می‌توان شاهد کرنش سخت‌شوندگی مناسبی بعد از جاری شدن آرماتور اصلی بود [۱۹].

با مطالعه *ACI318-2011* تحقیقات موجود می‌توان دریافت که مطالعات چندانی بر روی رفتار برشی اعضاء بتنی حاوی الیاف ترکیبی در دسترس نمی‌باشد. در نتیجه نیاز به مطالعات بیشتری در خصوص تاثیر درصد حجمی الیاف فولادی و پلی‌پروپیلن بر روی مقاومت برشی تیرهای بتنی مسلح می‌باشد. مدل ارائه شده توسط [۲۰] برای محاسبه مقاومت برشی تیرهای بتن معمولی (فاقد الیاف)

بدون خاموت برشی به صورت $V_c = 0.167\sqrt{f'_c}bd$ می‌باشد که f'_c

مقاومت فشاری بتن، b عرض مقطع، d ارتفاع مؤثر مقطع و V_c نیروی برشی مقاوم مقطع تیر در سیستم SI می‌باشد.

رابطه‌ی مذکور بر اساس نتایج تجربی به‌دست آمده برای نمونه‌هایی با ارتفاع مؤثر مقطع بین ۲۵۴ تا ۳۷۵ mm می‌باشد. سایر محققان آزمایش‌هایی بر روی نمونه‌هایی با ارتفاع بزرگ‌تر انجام دادند که از نتایج آن‌ها می‌توان دریافت که با افزایش ارتفاع مقطع، ظرفیت برشی مقطع کاهش پیدا می‌کند. در نتیجه رابطه فوق برای محاسبه ظرفیت برشی مقاطع با ارتفاع زیاد قابل قبول نمی‌باشد.

شیوایا و همکاران با انجام تست‌هایی بر روی نمونه‌هایی با $d > 50.8mm$ مقدار ظرفیت برشی را کمتر از مقدار پیش‌بینی شده توسط *ACI318* مشاهده نمودند. به عنوان مثال برای مقطع با $d = 991mm$ و ماکزیمم بعد سنگدانه ۱۰ mm و ۲۵ mm ظرفیت برشی مقطع به ترتیب ۴۸٪ و ۵۸٪ مقاومت برشی ارائه شده توسط آیین‌نامه *ACI318* اندازه‌گیری شد [۲۱]. با توجه به دلایل ذکر شده، آیین‌نامه *ACI318-2011* [۲۰] برای جلوگیری از شکست ترد برشی و عدم قطعیت رابطه ارائه شده برای محاسبه ظرفیت برشی، طراحی آرماتور برشی حداقل را برای فواصلی از تیر که در آن $\phi V_c < 2V_u$ می‌باشد را ضروری می‌داند. بر اساس این آیین‌نامه استفاده از الیاف فولادی با درصد حجمی بیش از ۰/۷۵٪ حجمی به شرطی که الزامات مقاومت خمشی را بر اساس دستورالعمل *ASTM C1609* [۲۲] رعایت نماید می‌تواند جایگزین خاموت برشی حداقل شود. به منظور ارزیابی این موضوع، پارامنتی سینس^۱ [۲۳] مقاومت برشی بیش از ۱۴۷ نمونه تیر بتن الیافی با $180mm \leq d \leq 750mm$ و نسبت دهانه برشی $1 < a/d < 6$ و مقاومت فشاری بتن بین $10.3/8MPa < f'_c < 17/8MPa$ را مورد بررسی قرار داد و مشاهده نمود می‌توان از الیاف فولادی در نواحی که $\phi V_c < 2V_u < \phi V_c$ به عنوان جایگزین خاموت برشی حداقل استفاده شود. همچنین مشاهده کرد با اضافه نمودن ۰/۷۵٪ حجم الیاف فولادی، مقاومت برشی به طور محافظه‌کارانه بیشتر از $0.3\sqrt{f'_c}$ خواهد بود که تقریباً دو برابر مقدار مقاومت برشی بتن پیشنهادی توسط *ACI318* است. یو و همکاران^۲ [۲۴] با انجام تست‌هایی بر روی شش نمونه تیر با مقیاس $\frac{1}{2}$ و نسبت دهانه برشی به ارتفاع

1 Parra-Montesinos

2 Yoo et al.



شکل ۱. شکل ظاهری الیاف فولادی موج‌دار با قلاب انتهایی و الیاف پلی‌پروپیلن اصلاح شده

Fig. 1. Shape of hooked-end steel fibers and modified polypropylene fibers

با نسبت آرماتورهای طولی مختلف، درصد الیاف فولادی متفاوت و مقدار ثابت الیاف پلیمری ساخته شده و تحت بارگذاری استاتیکی یکنواخت قرار گرفته است. نتایج آزمایشگاهی تیرهای بتن مسلح حاوی الیاف (فاقد خاموت) با تیرهای بتن معمولی دارای خاموت برشی حداقل (فاقد الیاف) و نیز با تیرهای بتن معمولی فاقد الیاف و خاموت برشی مقایسه شده‌اند. در نهایت، هدف اصلی از این مطالعه:

(۱) ارزیابی خواص مکانیکی بتن الیافی با استفاده از الیاف ترکیبی.

(۲) ارزیابی مقاومت برشی، مکانیزم خرابی و همچنین شکل‌پذیری تیرهای بتن مسلح حاوی الیاف ترکیبی.

(۳) کنترل نمودن امکان جایگزینی الیاف ترکیبی با خاموت برشی حداقل بر اساس آیین‌نامه ACI318.

۲- برنامه آزمایشگاهی ۱-۱- مواد و طرح اختلاط

در این مطالعه از سیمان پرتلند نوع ۲ کارخانه فراز فیروزکوه استفاده گردید. همچنین از مصالح سنگی ریزدانه با مدول نرمی ۲/۸ و چگالی ۲/۶۱ و جذب آب ۱/۷٪ و حداکثر اندازه مصالح سنگی mm ۴/۷۵ مورد استفاده قرار گرفت. لازم به توضیح می‌باشد ارزش ماسه‌ای مصالح ریزدانه مورد استفاده مطابق با استاندارد ASTM D2419 [۲۷] برابر با ۹۱/۳٪ محاسبه شد. ضمناً از مصالح سنگی درشت‌دانه

۳/۲ که سه نمونه آن بتن الیافی فولادی و سه نمونه آن بر اساس ACI318 مسلح به خاموت برشی حداقل بودند و بتن آن نیز مقاومت بالا بود، مشاهده نمودند که با افزایش ارتفاع مقطع از ۱۸۱ به ۸۸۷ میلی‌متر مقدار مقاومت برشی در حالت استفاده از بتن الیافی حدود ۱۲۹ درصد کاهش یافته است. دین و همکاران^۱ [۲۵] بیان نمودند می‌توان ۰/۷۵٪ الیاف فولادی را با اطمینان مناسب جایگزین خاموت برشی حداقل نمود و مقاومت برشی حداقل برابر $0.3\sqrt{f'_c}$ خواهد بود. همچنین دین و همکاران و آئود و همکاران^۲ [۲۵، ۲۶] مشاهده نمودند با استفاده از درصد حجمی الیاف فولادی بیشتر از ۱٪ می‌توان مود خرابی را از حالت برشی به خمشی تغییر داد.

بنابراین، در این تحقیق به منظور دسترسی به ظرفیت و رفتار برشی تیر بتن مسلح حاوی الیاف ترکیبی فولادی و پلی‌پروپیلن، یک برنامه آزمایشگاهی تنظیم شده است که در آن ۱۶ تیر با مقیاس $\frac{1}{2}$

جدول ۱. مشخصات الیاف مصرفی

Table 1. Characteristics of fibers

| الیاف فولادی | |
|-----------------------------|--------------------------------------|
| نام | الیاف فولادی موج‌دار با قلاب انتهایی |
| مقاومت کششی (MPa) | ۱۱۰۰ > |
| انقباض طولی (%) | ۳ < |
| طول (mm) | ۵۰ |
| نسبت طول به ضخامت استاندارد | ۶۲/۵ |
| | ASTM A820, EN14889-1 |
| الیاف پلیمری | |
| نام | پلی‌پروپیلن اصلاح شده |
| طول (mm) | ۳۸-۵۴ |
| مقاومت کششی (MPa) | ۴۵۰-۸۰۰ |
| مدول الاستیسیته (MPa) | ۳۵۰۰-۷۰۰۰ |
| نقطه ذوب (°C) | ≥ ۱۶۰-۱۷۰ |

1 Dinh et al.

2 Aoude et al.

جدول ۲. طرح اختلاط بتن
Table 2. Mix proportions of concrete

| شماره طرح | مشخصه طرح | درصد حجمی الیاف | | نسبت آب به سیمان | آب $\left(\frac{kg}{m^3}\right)$ | سیمان $\left(\frac{kg}{m^3}\right)$ | ماسه $\left(\frac{kg}{m^3}\right)$ | شن $\left(\frac{kg}{m^3}\right)$ | درصد فوق روان کننده مصرفی (درصد وزن سیمان) |
|-----------|------------|-----------------|--------|------------------|----------------------------------|-------------------------------------|------------------------------------|----------------------------------|--|
| | | پلیمری | فولادی | | | | | | |
| ۱ | بتن معمولی | - | - | ۰/۴۳۷ | ۲۱۹/۴ | ۵۰۲ | ۱۰۰۷/۱ | ۶۷۱/۳۰ | ۰/۲ |
| ۲ | بتن الیافی | ۰/۲۵ | ۰/۷۵ | ۰/۴۳۷ | ۲۱۹/۴ | ۵۰۲ | ۱۰۰۷/۱ | ۶۷۱/۳۰ | ۰/۵۵ |
| ۳ | بتن الیافی | ۰/۲۵ | ۱/۰ | ۰/۴۳۷ | ۲۱۹/۴ | ۵۰۲ | ۱۰۰۷/۱ | ۶۷۱/۳۰ | ۰/۶ |

بر اساس $ASTMC39$ [۲۸] انجام شد. برای صحت نتایج از هر طرح سه نمونه استوانه‌ای به قطر ۱۵۰ mm و ارتفاع ۳۰۰ mm ساخته شد و سرعت بارگذاری نمونه‌ها $4/4KN/S$ انتخاب شد.

اندازه‌گیری مقاومت خمشی برای نمونه بتن الیافی با استفاده از آزمایش چهار نقطه‌ای بر روی نمونه‌های تیر خمشی با توجه به دستورالعمل $ASTMC1609$ [۲۲] انجام شد. با توجه به این دستورالعمل و طول الیاف مصرفی برای هر طرح اختلاط سه نمونه تیر بتنی به ابعاد $150 \times 150 \times 500mm$ آماده شد. پس از چیدمان وسایل آزمایش، نمونه‌ها تحت بارگذاری به روش کنترل تغییر مکان با نرخ ثابت $0/1mm/min$ تا رسیدن تغییر مکان وسط دهانه به میزان $\frac{1}{150}$ طول دهانه، تحت بارگذاری قرار گرفتند. مطابق استاندارد ASTM به منظور کاهش اثرات راستای بتن‌ریزی، نمونه حول محور طولی ۹۰ درجه چرخانده شده و سپس روی تکیه‌گاه قرار گرفت. برای اندازه‌گیری تغییر مکان وسط دهانه دو تغییر مکان‌سنج که در طرفین تیر در قسمت میانی طول دهانه نصب شده بود، داده‌های خروجی را به دستگاه مرکزی ثبت داده‌ها^۲ منتقل کرد.

باید توجه داشت که براساس استاندارد $ACI318-2011$ [۲۰] اگر کسر حجمی الیاف فولادی بیش از ۰/۷۵% باشد و علاوه بر آن بر اساس دستورالعمل آزمایش $ASTMC1609$ [۲۲] اگر مقاومت خمشی نمونه به ازای خیز برابر با $\frac{1}{300}$ طول دهانه بیشتر از ۹۰% مقاومت در لحظه اولین ترک و مقاومت خمشی نمونه به ازای خیز برابر با $\frac{1}{150}$ طول دهانه بیشتر از ۷۵% مقاومت در لحظه اولین ترک باشد، در چنین حالتی می‌توان این کسر حجمی الیاف فولادی را جایگزین آرماتور برشی حداقل در تیرهای بتنی نمود.

با چگالی $2/67$ و حداکثر اندازه اسمی $12/5 mm$ استفاده گردید. الیاف مورد استفاده در این تحقیق محصول گروه تولیدی مفتول عرفان می‌باشد که هم فرم موج‌دار و هم فرم قلاب انتهایی در یک نمونه الیاف طراحی شد تا از هر دو حالت ظرفیت قلاب‌دار و موج‌دار بودن بتوان استفاده نمود. همچنین برای جلوگیری از به وجود آمدن ریزترک‌ها در مراحل اولیه بارگذاری، تغییر رطوبت، تغییرات درجه حرارت از الیاف پلی‌پروپیلن اصلاح شده به صورت ترکیب با الیاف فولادی استفاده شد. شکل هندسی و خواص الیاف‌ها به ترتیب در شکل ۱ و جدول ۱ ارائه شده‌است.

در این تحقیق از فوق روان‌کننده محصول شرکت همگرایان تولید (CAPCO) بر پایه پلی‌کربوکسیلات اتر^۱ با نام تجاری $SPC10$ با چگالی $0.9 gr/cm^3$ در مخلوط‌های بتن به صورت درصد وزنی از کل مواد سیمانی مورد استفاده قرار گرفت.

با توجه به استاندارد $ACI318-2011$ [۲۰] که بیان می‌کند اگر درصد حجم الیاف فولادی بیش از ۰/۷۵% حجم بتن باشد با رعایت ضوابط مربوطه می‌تواند مقاومت برشی در تیرهای بتنی از خود بروز دهد، در این تحقیق، الیاف فولادی در دو کسر حجمی ۰/۷۵% و ۰/۱% به کار برده شد. مشخصات طرح اختلاط تیرها مطابق جدول ۲ می‌باشد.

۱-۲- آزمایشات مشخصات مکانیکی بتن الیافی مصرفی

به منظور ارزیابی خواص مکانیکی بتن معمولی و الیافی، نمونه‌های استوانه‌ای و تیر خمشی مورد آزمایش و بررسی قرار گرفت. پارامترهای اصلی که مورد ارزیابی قرار گرفت مقاومت فشاری نمونه‌های استوانه‌ای و مقاومت خمشی نمونه‌های تیر بتنی بود. آزمایش مقاومت فشاری نمونه‌های بتن معمولی و بتن الیافی پس از ۲۸ روز مراقبت و نگهداری

۱-۳- چیدمان آزمایش تیرهای بتن مسلح

شکل ۲ وضعیت بارگذاری خمشی و چیدمان آزمایش را نمایش می‌دهد. تیرهای ساخته شده با مقیاس $\frac{1}{4}$ به روش بارگذاری چهار نقطه‌ای مورد آزمایش قرار گرفتند و بار متمرکز به طور یکنواخت در نقاط $\frac{1}{3}$ دهانه به تیر بتنی از طریق تیر فولادی مرکب I شکل منتقل شد. در ابتدا و انتهای تیر از پین‌های فولادی به فاصله ۱۰ cm از انتها به عنوان تکیه‌گاه استفاده شد. از یک جک بتن‌شکن ۱۰۰ تنی برای اعمال بارگذاری یکنواخت استفاده گردید. یک لودسل به منظور اندازه‌گیری مقدار نیرو و سه عدد جابجایی سنج (LVDT) جهت ثبت تغییر مکان وسط دهانه و دو تکیه‌گاه تیر استفاده شد. سرعت بارگذاری وارد بر تیر به میزان $0/6\text{mm}/\text{min}$ انتخاب گردید. نمونه‌ها تا مرحله خرابی به صورتی که یک کاهش چشمگیر

در ظرفیت باربری مشاهده شود تحت بارگذاری قرار گرفتند.

۱-۴- جزئیات تیرهای بتن مسلح

جدول (۳) مشخصات تیرهای بتن مسلح مورد آزمایش را ارائه می‌دهد. در مجموع، شانزده تیر بتنی مسلح به عرض ۲۲۰ mm و ارتفاع ۳۰۰ mm و طول ۲۲۷۰ mm ساخته شدند و تا مرحله خرابی تحت آزمایش خمشی قرار گرفت. در آزمایش مربوط به تیرها، تاثیر درصد الیاف و درصد آرماتور طولی بررسی شد و علاوه بر این، رفتار و ظرفیت برشی آن‌ها و توسعه ترک در آن‌ها در حالت مقطع با بتن معمولی، بتن الیافی و مقطع با خاموت حداقل مورد بررسی قرار گرفت. تیرهای بتنی در سه گروه تقسیم‌بندی شدند. گروه A مربوط به حالتی می‌باشد که از بتن معمولی و بدون خاموت تهیه شده، گروه B

جدول ۳. مشخصات تیرهای بتنی

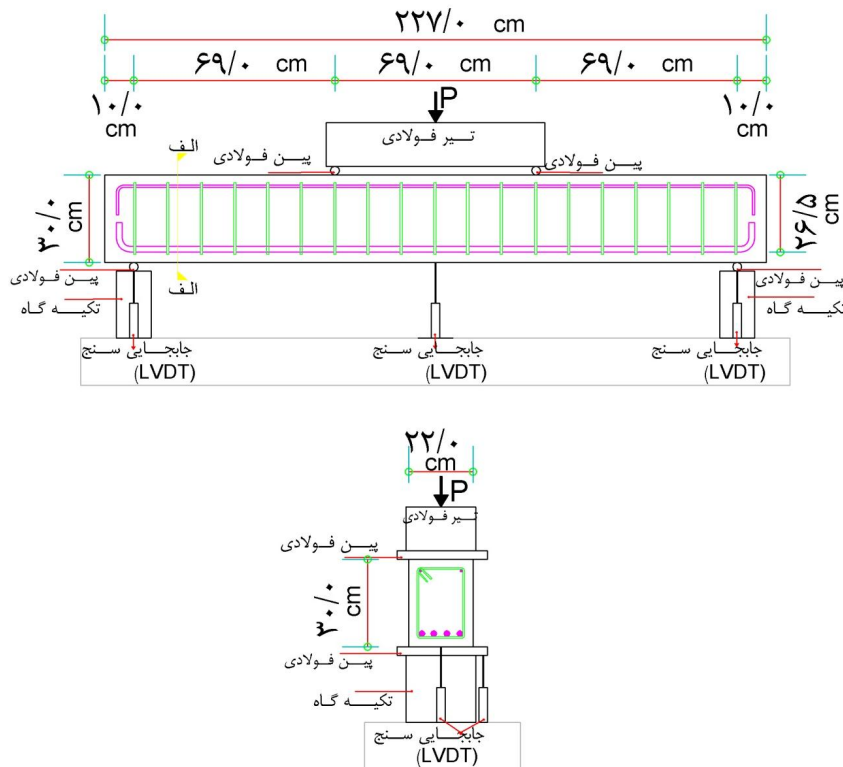
Table 3. Specifications of concrete beams

| گروه تیر | شماره تیر | درصد آرماتور طولی | درصد الیاف | خاموت برشی |
|----------|------------------|-------------------|---|-------------|
| گروه A | A _{۱-۱} | ۲/۵ | - | - |
| | A _{۱-۲} | ۲/۵ | - | - |
| | A _{۲-۱} | ۴ | - | - |
| | A _{۲-۲} | ۴ | - | - |
| گروه B | B _{۱-۱} | ۲/۵ | - | خاموت حداقل |
| | B _{۱-۲} | ۲/۵ | - | خاموت حداقل |
| | B _{۲-۱} | ۴ | - | خاموت حداقل |
| | B _{۲-۲} | ۴ | - | خاموت حداقل |
| گروه C | C _{۱-۱} | ۲/۵ | الیاف فولادی ۰/۷۵٪ +الیاف پلیمری ۰/۲۵٪ | - |
| | C _{۱-۲} | ۲/۵ | الیاف فولادی ۰/۷۵٪ +الیاف پلیمری ۰/۲۵٪ | - |
| | C _{۲-۱} | ۴ | الیاف فولادی ۰/۷۵٪ +الیاف پلیمری ۰/۲۵٪ | - |
| | C _{۲-۲} | ۴ | الیاف فولادی ۰/۷۵٪ +الیاف پلیمری ۰/۲۵٪ | - |
| | C _{۳-۱} | ۲/۵ | الیاف فولادی ۱٪ +الیاف پلیمری ۰/۲۵٪ | - |
| | C _{۳-۲} | ۲/۵ | الیاف فولادی ۱٪ +الیاف پلیمری ۰/۲۵٪ | - |
| | C _{۴-۱} | ۴ | الیاف فولادی ۱٪ +الیاف پلیمری ۰/۲۵٪ | - |
| | C _{۴-۲} | ۴ | الیاف فولادی ۱٪ +الیاف پلیمری ۰/۲۵٪ | - |

گروه A= تیرهای بدون خاموت برشی و الیاف گروه B= تیرهای دارای خاموت حداقل گروه C= تیرهای فقط دارای الیاف



(الف)



شکل ۲. (الف) چیدمان اجرایی تست تیرها (ب) چیدمان شماتیک تست
Fig. 2. (a) Test setup of Beams (b) Schematic overview of test setup

مربوط به حالتی می‌باشد که از بتن معمولی به همراه خاموت برشی حداقل تهیه شده و گروه C مربوط به حالتی می‌باشد که از بتن الیافی و بدون خاموت تهیه شده‌است. لازم به توضیح می‌باشد برای کنترل صحت نتایج از هر تیر دو عدد نمونه مشابه ساخته شد. مطابق جدول ۳، آرماتور طولی در دو مقدار ۲/۵ و ۴٪، نسبت دهانه برش به ارتفاع مؤثر $(\frac{a}{d})$ برابر با ۲/۶ و الیاف ترکیبی در دو حالت ۱٪/۰ الیاف فولادی به همراه ۰/۲۵٪ الیاف پلیمری و نیز ۰/۷۵٪ الیاف فولادی به همراه ۰/۲۵٪ الیاف پلیمری انتخاب شدند. از آرماتور طولی با قطر ۲۲ mm کارخانه کویر یزد با $F_y = 540MPa$ و $F_u = 680MPa$ به عنوان میلگرد طولی و خاموت عرضی با قطر ۸ mm با $F_y = 310MPa$ و $F_u = 490MPa$ به عنوان میلگرد برشی در تیرهای موردنظر در این مطالعات استفاده گردید. مقدار خاموت حداقل برشی با توجه به استاندارد ACI318-2011 [۲۰] به صورت $A_{v,min} = \frac{1}{16} \sqrt{f_c} \frac{b_w s}{f_y}$ (در واحد SI) می‌باشد که نباید از مقدار $A_{v,min} = \frac{b_w s}{3 f_y}$ کمتر باشد، که در آن، $A_{v,min}$ مقدار مساحت حداقل خاموت برشی، s فاصله بین خاموت‌ها و f_y تنش تسلیم خاموت مصرفی می‌باشد. همچنین باید توجه داشت که به دلیل اینکه هر ترک در راستای ۴۵ درجه بتواند یک خاموت برشی را قطع کند، فاصله بین خاموت‌ها باید نصف ارتفاع مؤثر یا ۶۰۰ mm، هر کدام که کمتر است، انتخاب گردد. علاوه بر این، خاموت برشی حداقل را

مربوط به حالتی می‌باشد که از بتن معمولی به همراه خاموت برشی حداقل تهیه شده و گروه C مربوط به حالتی می‌باشد که از بتن الیافی و بدون خاموت تهیه شده‌است. لازم به توضیح می‌باشد برای کنترل صحت نتایج از هر تیر دو عدد نمونه مشابه ساخته شد. مطابق جدول ۳، آرماتور طولی در دو مقدار ۲/۵ و ۴٪، نسبت دهانه برش به ارتفاع مؤثر $(\frac{a}{d})$ برابر با ۲/۶ و الیاف ترکیبی در دو حالت ۱٪/۰ الیاف فولادی به همراه ۰/۲۵٪ الیاف پلیمری و نیز ۰/۷۵٪ الیاف فولادی به همراه ۰/۲۵٪ الیاف پلیمری انتخاب شدند. از آرماتور طولی با قطر ۲۲ mm کارخانه کویر یزد با $F_y = 540MPa$ و $F_u = 680MPa$ به عنوان میلگرد طولی و خاموت عرضی با قطر

جدول ۴. نتایج مقاومت فشاری و خمشی

Table 4. Results of compressive and flexural strength

| شرایط پذیرش | $0.9P_{peak}$ | $0.75P_{peak}$ | $f_1 = \frac{pL}{bd^2}$ (N/mm ²) | P_{150}^D (kN) | P_{300}^D (kN) | First peak (kN) | f'_c (N/mm ²) | درصد الیاف | نام نمونه‌ها |
|-------------|---------------|----------------|---|---------------------|---------------------|--------------------|--------------------------------|---|----------------|
| - | - | - | ۵/۲ | - | - | ۳۹ | ۳۴/۹ | بتن معمولی | F ₁ |
| OK | ۳۷/۵ | ۳۱/۲ | ۵/۵۶ | ۳۳/۸ | ۳۸/۹ | ۴۱/۷ | ۴۲/۳ | الیاف فولادی ۰/۷۵٪ +الیاف پلیمری ۰/۲۵٪ | F _۲ |
| OK | ۳۸/۸ | ۳۲/۴ | ۷/۲ | ۵۴ | ۴۴/۱ | ۴۳/۲ | ۴۴/۵ | الیاف فولادی ۱٪ +الیاف پلیمری ۰/۲۵٪ | F |

نکته: f'_c = مقاومت ۲۸ روزه نمونه سیلندری First Peak = اولین ماکزیمم نیروی ترک‌خوردگی P_{300}^D = نیروی متناظر با تغییر مکان وسط دهانه برابر با $\frac{1}{300}$ طول دهانه

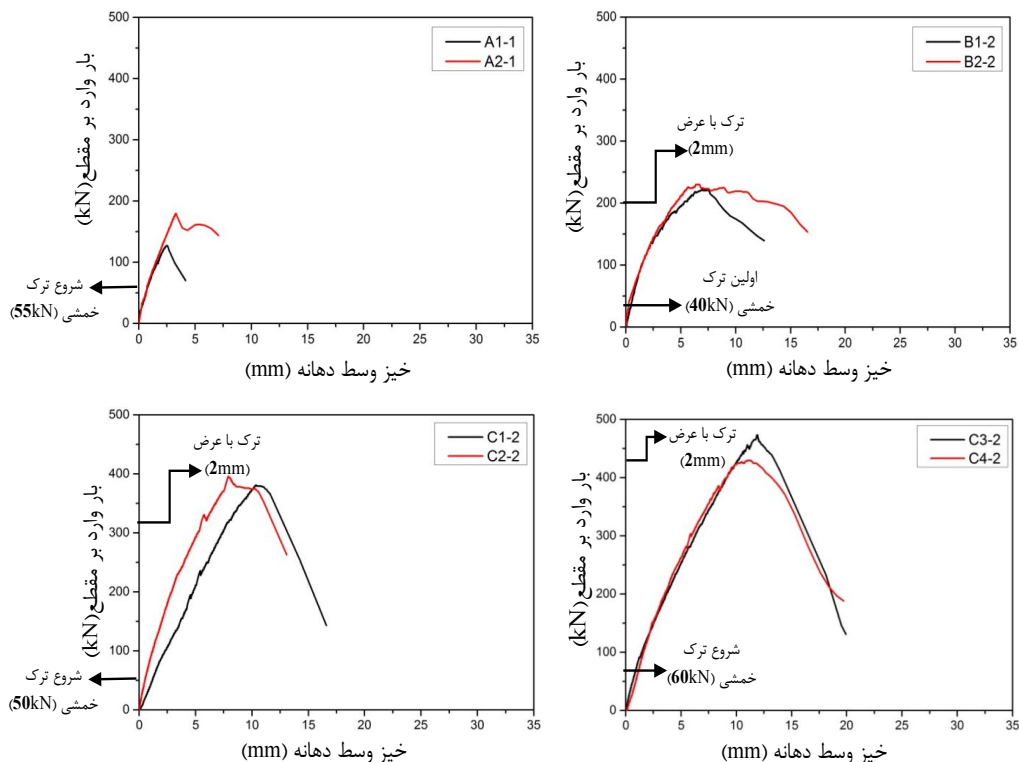
f_1 = مقاومت خمشی نمونه بتن بر اساس آزمایش ASTM C1609 P_{150}^D = نیروی متناظر با تغییر مکان وسط دهانه برابر با $\frac{1}{150}$ طول دهانه

۳- نتایج آزمایشگاهی

۱-۵- آزمایشات مقاومت فشاری و خمشی نمونه‌ها

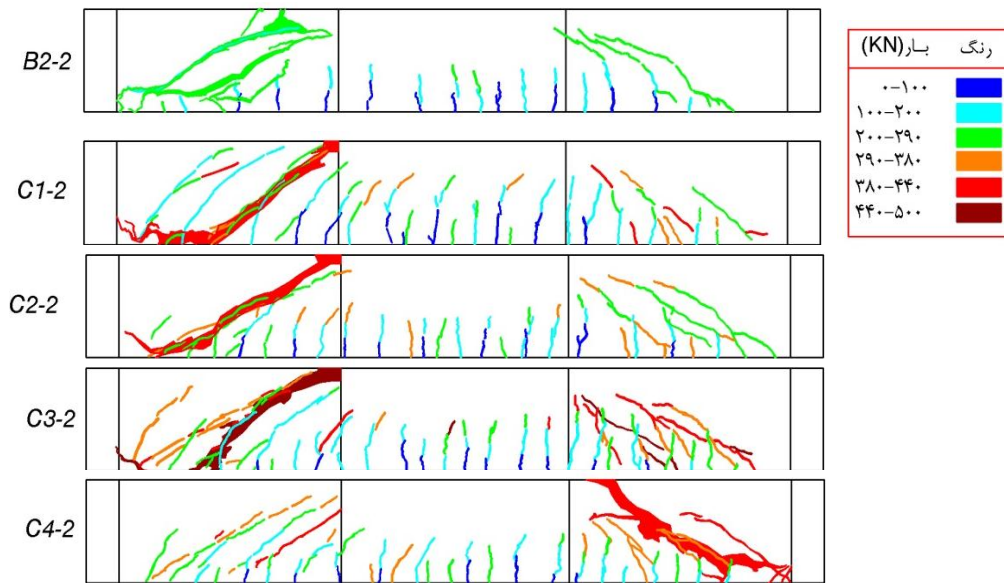
آزمایشات مقاومت فشاری و خمشی نمونه‌های بتنی پس از ۲۸ روز بر اساس استاندارد ASTM C39 و ASTM C1609 انجام شد. در آزمایش خمشی با محاسبه اولین مقدار ماکزیمم نیروی

در مقطعی که نیروی داخلی برشی تیر تحت اثر بارهای خارجی بین $\phi V_c < V_u < \phi V_c / 2$ باشد، می‌توان از آن استفاده نمود. در نهایت، با توجه به این که در حد فاصل بین دو نقطه بارگذاری بر روی تیر فقط خمش خالص ضعیف وجود دارد، تمام سعی و تلاش در این تحقیق بر این بود که شکست تیر در فاصله خارج از $\frac{1}{3}$ میانی تیر و بر اساس شکست برشی اتفاق بیفتد.



شکل ۳. منحنی‌های بار-تغییر مکان وسط دهانه تیر

Fig. 3. Midspan load-displacement curves of beam specimens



شکل ۴. فرایند توسعه ترک‌ها و شکل خرابی تعدادی از نمونه‌ها

Fig. 4. Process of crack development and failure mode

کاهش شدید ظرفیت بار وارد بر تیر بدون تغییر چندان در خیز وسط دهانه می‌باشد. اگر چه وجود الیاف فولادی باعث ایجاد ترک‌های متعدد و بازشدگی ترک‌ها در مقطع شد ولی در عمده موارد خرابی به صورت آنی و با صدای مهیب همراه بود.

۷-۱- رشد و توسعه ترک‌ها در تیر

شکل خرابی و روند رشد و توسعه ترک‌ها در تعدادی از نمونه‌ها مطابق شکل ۴ نمایش داده شده‌است. وضعیت خرابی و توسعه ترک نمونه‌های دیگر نیز مشابه همین اشکال می‌باشد. جهت ارائه بهتر توسعه ترک با توجه به افزایش مقدار نیرو از تنوع رنگ متناسب با مقادیر نیرو استفاده گردید. همچنین، برش بحرانی، مشخصات ترک و خیز ماکزیمم نمونه‌ها مطابق جدول ۶ می‌باشد.

۸-۱- مود خرابی تیرها

شکل ۵ مود شکست تعدادی از نمونه‌های تیر را نمایش می‌دهد. با کمی دقت در اشکال می‌توان دریافت که ترک‌های برشی قطری در زاویه حدود 45° اتفاق افتاد. همانطور که از قبل فرایند شکست برشی برای نمونه‌های بتن مسلح با خاموت پیش‌بینی شده بود، اتفاق افتاد و یک ترک اصلی در حین خرابی در نمونه‌های بتن مسلح مشاهده شد.

ترک‌خوردگی^۱ و P_{300}^D که برابر با میزان نیروی متناظر با تغییر مکان وسط دهانه به مقدار $\frac{1}{300}$ طول دهانه و P_{150}^D برابر با نیروی متناظر با تغییر مکان وسط دهانه به مقدار $\frac{1}{150}$ طول دهانه بر اساس استاندارد *ASTMC1609* می‌باشد، شرایط پذیرش ترکیب الیاف فوق به عنوان آرماتور برشی حداقل بر اساس *ACI318-2011* [۲۰] مورد بررسی قرار گرفت. نتایج آزمایشات فشاری و خمشی نمونه‌های غیر مسلح در جدول (۴) ارائه گردیده است.

نکته: f'_c = مقاومت ۲۸ روزه نمونه سیلندری = First Peak
اولین ماکزیمم نیروی ترک‌خوردگی P_{300}^D = نیروی متناظر با تغییر مکان وسط دهانه برابر با $\frac{1}{300}$ طول دهانه P_{150}^D = نیروی متناظر با تغییر مکان وسط دهانه برابر با $\frac{1}{150}$ طول دهانه f_1 = مقاومت خمشی نمونه بتن بر اساس آزمایش *ASTMC1609*

۶-۱- منحنی بار - تغییر مکان وسط دهانه تیرهای بتن مسلح

شکل ۳ منحنی‌های تغییر مکان وسط دهانه در مقابل بار وارد بر تیرهای بتن مسلح مربوط به هشت گروه از نمونه‌های مورد بحث را نمایش می‌دهد. همچنین، نتایج ظرفیت باربری تیرها در جدول ۵ ارائه شده‌است. همانطور که مشاهده می‌شود بدون در نظر گرفتن تأثیر وجود الیاف فولادی و پلی‌پروپیلن و یا حضور خاموت، همه تیرها در یک مود خرابی برشی به مرحله خرابی رسیدند که به صورت

1 First peak

جدول ۵. نتایج بارگذاری تیرها

Table 5. Test results of beams

| گروه تیر | شماره تیر | مقاومت فشاری تیر $f_c'(N/mm^2)$ | درصد آرماتور طولی | درصد الیاف | خاموت برشی | ماکزیمم بار وارده $P_u (kN)$ |
|----------|----------------|------------------------------------|----------------------|--|-------------|---------------------------------|
| گروه A | A _۱ | ۳۵/۹ | ۲/۵ | - | - | ۱۲۷ |
| | A _۲ | ۳۸/۷ | ۴ | - | - | ۱۷۹ |
| گروه B | B _۱ | ۳۷ | ۲/۵ | - | خاموت حداقل | ۲۲۲ |
| | B _۲ | ۳۳/۲ | ۴ | - | خاموت حداقل | ۲۳۰ |
| گروه C | C _۱ | ۳۷/۷ | ۲/۵ | الیاف فولادی ۰/۷۵٪ الیاف پلیمری ۰/۲۵٪ | - | ۳۸۱ |
| | C _۲ | ۳۶/۹ | ۴ | الیاف فولادی ۰/۷۵٪ الیاف پلیمری ۰/۲۵٪ | - | ۳۹۶ |
| | C _۳ | ۴۰/۷ | ۲/۵ | الیاف فولادی ۱٪ الیاف پلیمری ۰/۲۵٪ | - | ۴۷۳ |
| | C _۴ | ۳۷/۲ | ۴ | الیاف فولادی ۱٪ الیاف پلیمری ۰/۲۵٪ | - | ۴۳۰ |

گروه A= تیرهای بدون خاموت برشی و الیاف گروه B= تیرهای دارای خاموت حداقل گروه C= تیرهای فقط دارای الیاف

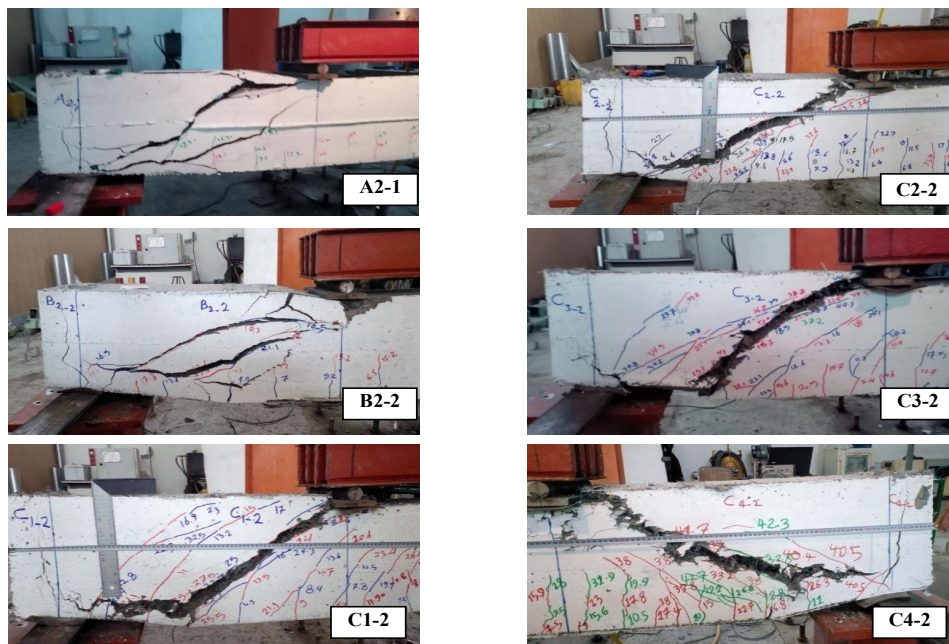
۴- بررسی نتایج آزمایشگاهی

۱-۹- مقاومت فشاری و خمشی

مطابق جدول ۴، در حالت استفاده از الیاف فولادی نسبت به بتن معمولی یک افزایش در مقاومت فشاری مشاهده می‌شود که برای نمونه‌های F_2 و F_3 به ترتیب ۲٪ و ۲۸٪ می‌باشد. مقدار افزایش مقاومت فشاری به دلیل استفاده از الیاف به پارامترهایی نظیر جنس الیاف، مشخصات الیاف، کسر حجمی الیاف، طرح اختلاط، توالی عناصر طرح اختلاط، طریقه ریختن بتن در قالب و ویبره نمودن

بستگی دارد؛ هر چند، در حالت کلی هدف از افزودن الیاف به مخلوط بتن افزایش مقاومت فشاری نمیباشد.

همچنین، بر اساس نتایج جدول فوق اضافه نمودن الیاف فولادی به مقدار ۰/۱٪ یا ۰/۷۵٪ حجم بتن، مقاومت خمشی و مقاومت فشاری و مقاومت بعد از ترک خوردگی را افزایش می‌دهد. لازم به توضیح است در طی فرایند بارگذاری توسط جک بتن شکن در آزمایش فشاری به دلیل مکانیزم پل زدن الیاف، نمونه‌های بتن الیافی دچار خرابی کامل نشدند و جداسازی در اجزای بتن مشاهده نشد بلکه نمونه‌ها



شکل ۵. مود خرابی در نمونه‌های تیر

Fig. 5. Failure mode of beam specimens

جدول ۶. مشخصات عمومی شکست تیرها

Table 6. General specifications of beam failure

| نام نمونه | مقاومت فشاری تیر $f'_c (N/mm^2)$ | بار ماکزیمم خرابی (kN) | $\frac{V_{rest}}{b.d.\sqrt{f'_c}}$ $(N/mm^2)^{0.5}$ | فاصله ترک‌ها (mm) | محل اثر شروع ترک بحرانی از تکیه‌گاه (mm) | زاویه ترک بحرانی (درجه) | زاویه ترک‌ها در وسط ارتفاع تیر (درجه) | خیز ماکزیمم (mm) |
|------------------|-------------------------------------|---------------------------|--|----------------------|---|----------------------------|--|---------------------|
| A ₁₋₁ | ۳۵/۹ | ۱۲۷ | ۰/۱۸۵ | ۱۱-۱۵ | تکیه‌گاه راست-۳۵۰ | ۲۷ | عمدتا خمشی، ۴۵ | ۶/۲ |
| A ₂₋₁ | ۳۸/۷ | ۱۷۹ | ۰/۲۵۱ | ۱۱-۱۶ | تکیه‌گاه چپ-۳۳۰ | ۳۵ | عمدتا خمشی، ۵۰ | ۱۷/۱ |
| B ₁₋₂ | ۳۷ | ۲۲۲ | ۰/۳۱۸ | ۱۱-۱۵ | تکیه‌گاه راست-۳۳۰ | ۳۰ | عمدتا خمشی- برشی، ۴۵ | ۲۳ |
| B ₂₋₂ | ۳۳/۲ | ۲۳۰ | ۰/۳۴۸ | ۹-۱۴ | تکیه‌گاه چپ-۴۰۰ | ۳۰ | عمدتا خمشی- برشی، ۴۵ | ۳۱/۶ |
| C ₁₋₂ | ۳۷/۷ | ۳۸۱ | ۰/۵۴ | ۷-۱۱ | تکیه‌گاه چپ-۴۰۰ | ۳۲ | عمدتا خمشی- برشی، ۴۵ | ۳۱/۵ |
| C ₂₋₂ | ۳۶/۹ | ۳۹۶ | ۰/۵۶۱ | ۵/۵-۸ | تکیه‌گاه چپ-۳۸۰ | ۳۰ | خمشی- برشی، ۳۵ | ۳۰/۸ |
| C ₃₋₂ | ۴۰/۷ | ۴۷۳ | ۰/۵۹ | ۵-۶ | تکیه‌گاه چپ-۴۰۰ | ۳۰ | خمشی- برشی، ۳۰ | ۳۲/۵۴ |
| C ₄₋₂ | ۳۷/۲ | ۴۳۰ | ۰/۶۱ | ۴-۷ | تکیه‌گاه راست-۳۳۰ | ۲۸ | عمدتا خمشی- برشی، ۲۵ | ۲۳ |

به عنوان جایگزین آرماتور برشی می‌توان استفاده نمود.

۱-۱- منحنی بار- تغییر مکان وسط دهانه تیرها

بر اساس نتایج جدول ۵ و مقایسه ظرفیت برشی مقطع دارای فولاد برشی حداقل با مقطع شامل ۰/۷۵٪ حجم الیاف فولادی و ۰/۲۵٪ حجم الیاف پلیمری، می‌توان از الیاف فوق به عنوان جایگزین خاموت برشی حداقل استفاده نمود. از شکل ۳ می‌توان دریافت که سختی تیرهای با خاموت وقتی ظرفیت به ۴۰ تا ۵۰ درصد ظرفیت

انرژی داخلی بیشتری را تا انتهای آزمایش به همراه داشتند و فرایند شکست نمونه‌ها در این حالت به زمان بیشتری نیاز داشت. شرایط پذیرش ترکیب الیاف فلزی موجدار با قلاب انتهایی و پلی‌پروپیلن با توجه به نتایج جدول ۳ به عنوان آرماتور حداقل برشی بر اساس *ACI318-2011* [۲۰] مورد بررسی قرار گرفته، و الیاف ترکیبی فوق پذیرفته شدند. در نتیجه می‌توان از الیاف فولادی استفاده شده در این تحقیق (در کسرهای حجمی ۰/۷۵٪، ۱٪/۰) الیاف فلزی در مناطقی از تیر که نیاز به استفاده از آرماتور برشی حداقل باشد از آن

جدول ۷. مشخصات رشد و توسعه ترک تیرها در حین بارگذاری

Table 7. Characteristics of growth and development of cracks during loading

| نام نمونه | مقدار بار ماکزیمم در خیز (۰-۸) mm (KN) | وضعیت ترک در خیز (۰-۸) mm | مقدار بار ماکزیمم در خیز (۸-۱۶) mm (KN) | وضعیت ترک در خیز (۸-۱۶) mm | مقدار خیز ماکزیمم در زمان خرابی (mm) |
|------------------|---|---|--|--|---|
| A ₁₋₁ | ۱۲۷ | اولین ترک خمشی در بار ۵۰ kN اتفاق افتاده و به صورت ترد در بار نهایی شکست | - | - | ۶/۲ |
| A ₂₋₁ | ۱۰۶ | اولین ترک خمشی در بار ۵۵ kN اتفاق افتاد | ۱۷۹ KN | خرابی تیر بصورت آبی در اثر برش و فشار اتفاق افتاد. | ۱۷/۱ |
| B ₁₋₂ | ۲۲۰ | اولین ترک خمشی تیر در بار ۴۰ kN مشاهده شد و در این محدوده عرض ترک تا ۳ mm پیش رفت | ۲۲۲ | عرض ترک تا حدود ۳/۵ mm اضافه شد | ۲۳ |
| B ₂₋₂ | ۲۲۰ | اولین ترک خمشی تیر در بار ۴۵ kN مشاهده شد و در این محدوده عرض ترک تا ۳ mm پیش رفت | ۲۳۰ | عرض ترک تا حدود ۴ mm در حین خرابی اضافه شد | ۳۱/۶ |
| C ₁₋₂ | ۲۹۷ | اولین ترک خمشی تیر در بار ۴۷ kN مشاهده شد و در این محدوده عرض ترک تا ۳ mm پیش رفت | ۳۷۷ | در این محدوده عرض ترک تا ۳ mm مشاهده شد | ۳۱/۵ |
| C ₂₋₂ | ۳۵۹ | عرض ترک تا ۱ mm مشاهده شد | ۳۹۶ | عرض ترک تا ۱/۵ mm مشاهده شد | ۳۰/۸ |
| C ₃₋₂ | ۳۵۳ | عرض ترک تا ۱ mm مشاهده شد | ۴۷۳ | عرض ترک تا ۱/۵ mm مشاهده شد | ۳۲/۵۴ |
| C ₄₋₂ | ۳۶۷ | عرض ترک تا ۰/۵ mm مشاهده شد | ۴۳۰ | عرض ترک تا ۰/۷۵ mm مشاهده شد | ۲۳ |

جدول ۸. خلاصه‌ای از فرمول‌های ارائه شده جهت پیش‌بینی مقاومت برشی مقطع
Table 8. A summary of formulas presented to predict shear strength

| فرمول | توضیحات |
|--|--|
| $Sharma[29]: V_u = \frac{2}{3} f_t' \left(\frac{d}{a}\right)^{1/2.5}$ | <p>میانگین تنش برشی در تیرهای بتن بیافی در لحظه خرابی</p> <p>f_c' = مقاومت فشاری بتن</p> <p>d/a = نسبت عمق موثر به دهانه برش</p> <p>$f_t' = 0.79 f_c'^{0.5}$ = مقاومت کششی سیلندری در بتن</p> |
| $Narayanan \text{ and } Darwish[30]: V_u = e[0.24 f_{spfc} + 80 \rho \frac{d}{a}] + V_b$ | <p>مقاومت نمونه مکعبی بتن بیافی، f_{cuf}</p> <p>$\frac{L_f}{d_f} V_f . D_f$ = تور ال بیاف</p> <p>اف-گرد $\left. \begin{array}{l} 0.5 \\ 0.75 \\ 1 \end{array} \right\} D_f$ = تور ب‌بازند</p> <p>ال بیاف ق‌لاب دار</p> <p>درصد آرماتور طولی ρ</p> <p>$V_b = 0.41 \tau \times F$</p> <p>τ = مقاومت برشی بانند</p> <p>تور تاژ بیر اندازه ال بیاف $\psi = \frac{1 + \sqrt{0.8/d_a}}{\sqrt{(1+d_a)/2.5d_a}}$</p> <p>ماکزیمم اندازه دانه سنگی d_a</p> <p>$= \rho(1 + 4F) \omega$ = تور آرماتور طولی</p> <p>$= \frac{L_f}{d_f} V_f . D_f$ = تور ال بیاف</p> <p>اف-صاف $\left. \begin{array}{l} 0.5 \\ 0.9 \\ 1 \end{array} \right\} D_f$ = تور ب‌بازند</p> <p>ال بیاف ق‌لاب دار</p> |
| $Imam \text{ et. al.}[31]: V_u = 0.6 \psi \sqrt{w} \left[f_c'^{0.4} + 2.75 \sqrt{\frac{w}{d}} \right]$ | <p>فاکتور عملکرد سهمی e</p> <p>مقاومت کششی سیلندری f_{spfc}</p> <p>درصد آرماتور طولی ρ</p> <p>نسبت عمق موثر به دهانه برش $\frac{d}{a}$</p> <p>$V_b = 0.41 \tau . F$</p> <p>میانگین مقاومت بانند τ</p> <p>معادله (الف) $\frac{a}{d} > 2/5 \quad V_u = (2/11 \sqrt{f_c'} + V_F)(\rho d/a)^{1/3}$</p> <p>معادله (الف) $\frac{a}{d} < 2/5 \quad V_u = \frac{2/5}{a/d} + V_b(2/5 - \frac{a}{d})$</p> <p>تور ال بیاف $\frac{L_f}{d_f} V_f . D_f$</p> <p>درصد آرماتور طولی ρ</p> <p>نسبت عمق موثر به دهانه برش $\frac{d}{a}$</p> <p>$V_b = 0.41 \tau . F$</p> |
| $Kwak \text{ et. al.}[27]: V_u = 3/7 e f_{spfc} (\rho \frac{d}{a})^{1/3} + 0.1 V_b$ | <p>تور ال بیاف $\frac{L_f}{d_f} V_f . D_f$</p> <p>درصد آرماتور طولی ρ</p> <p>نسبت عمق موثر به دهانه برش $\frac{d}{a}$</p> <p>$V_b = 0.41 \tau . F$</p> |
| $Ashour \text{ et. al.}[32]: \left\{ \begin{array}{l} \frac{a}{d} > 2/5 \\ \frac{a}{d} < 2/5 \end{array} \right. V_u = \left(\frac{2/5}{a/d} + V_b \right) (2/5 - \frac{a}{d})$ | <p>تور ال بیاف $\frac{L_f}{d_f} V_f . D_f$</p> <p>درصد آرماتور طولی ρ</p> <p>نسبت عمق موثر به دهانه برش $\frac{d}{a}$</p> <p>$V_b = 0.41 \tau . F$</p> |

$$Shin et al. [۳۳]: \begin{cases} \frac{a}{d} > 2 & V_u = 0.19f_{sp} + 93\rho\left(\frac{d}{a}\right) + 0.1834V_b \\ \frac{a}{d} < 2 & V_u = 0.22f_{sp} + 217\rho\left(\frac{d}{a}\right) + 0.1834V_b \end{cases}$$

میانگین مقاومت باند τ

مقاومت کششی سیلندری f_{sp}

تور ال یاف $F = \frac{L_f}{d_f} V_f . D_f$

درصد آرماتور طولی $\rho = \frac{d}{a}$

نسبت عمق موثر به دهانه برش $\frac{d}{a}$

$V_b = 0.412.F$

میانگین مقاومت باند τ

$$Khuntia et al. [۳۴]: V_u = (0.167\alpha + 0.25\beta V_f \frac{L_f}{d_f}) \sqrt{f'_c}$$

$$\alpha = \begin{cases} \frac{a}{d} > 2/5 & 1 \\ \frac{a}{d} < 2/5 & 2/5 \leq \frac{d}{a} \leq 3 \end{cases}$$

تور عمده کرد سهمی

فاکتور درصد حجمی الیاف V_f

$\beta = \begin{cases} 1 \rightarrow \text{یاف فلا دار و موجدار فولادی} \\ 2 \rightarrow \text{یاف با مقطع دایره ای در بتن معمولی} \\ 3 \rightarrow \text{تور شکل ال یاف و نوع بتن} \end{cases}$

طول الیاف L_f

قطر الیاف d_f

مقاومت فشاری بتن f'_c

۱۱-۱- رشد و توسعه ترک‌ها

مطابق با شکل ۴ می‌توان به طور وضوح مشاهده نمود که شکل توسعه ترک برای رسیدن به مرحله خرابی برای بتن معمولی و بتن الیافی تا حد زیادی مشابه یکدیگر می‌باشد؛ با این حال، در تیرهای با بتن الیافی تعداد بیشتری از ترک‌های خمشی و خمشی-برشی در مقایسه با بتن معمولی مشاهده شد که این مورد از نتایج تحقیق ائود^۱ و همکاران [۲۶] نیز می‌باشد.

علت عمده برای پیدایش ترک‌های متعدد در بتن‌های الیافی به دلیل عملکرد پل زدن الیاف بوده که ضمناً از توسعه ترک نیز جلوگیری می‌نماید. همانطور که در اشکال توسعه ترک‌ها در تیرهای بتن الیافی مشاهده می‌شود با اضافه نمودن حداقل ۰/۷۵٪ الیاف فولادی به مخلوط بتن، ترک‌های خمشی و خمشی-برشی کنترل شده‌اند. ضمناً در نمونه فوق، ترک‌ها به سمت منطقه فشاری تیرها نیز توسعه یافتند که بیانگر هدایت عمق تار خنثی به سمت بالای مقطع در اثر عملکرد مناسب الیاف می‌باشد.

به طور مشخص در حین بارگذاری در مراحل ابتدایی بارگذاری فقط ترک‌های خمشی در حدود بار ۵ ton در همه تیرها مشاهده شد و با افزایش بارگذاری خارجی، تیرها دچار خیز شده و باعث پیدایش ترک‌های خمشی جدید و افزایش عرض ترک‌ها شدند. در این حالت کمی چرخش در تیر ایجاد شده و باعث ایجاد ترک‌های قطری خمشی-برشی در دهانه‌های برشی خواهد شد. همزمان با

نهایی می‌رسد، کاهش قابل توجهی می‌یابد در حالی که برای نمونه‌های بتنی حاوی الیاف، سختی در طول مدت بارگذاری تا نقطه اوج کاهش کمتری پیدا می‌کند. این واقعیت اساساً با توجه به شکل و عرض ترک‌های قطری برشی در تیرهای دارای خاموت و تیرهای حاوی الیاف اتفاق می‌افتد، همان‌طوری که در ادامه مشاهده می‌شود خاموت‌های فولادی که به صورت منظم در تیر جایگذاری می‌شوند می‌توانند تنش کششی را در محل ترک حتی با پیدایش ترک‌های بزرگ انتقال دهند. به همین دلیل شیب منحنی ظرفیت بار در نمونه‌های با خاموت بعد از نقطه ماکزیمم بار- تغییر مکان به نسبت سایر نمونه‌های دیگر ملایم‌تر می‌باشد. این در حالی است که در مقاطع مسلح شده به الیاف از بازشدگی ترک توسط مکانیزم پل زدن الیاف جلوگیری می‌شود ولی وقتی تنش کششی اصلی در محل ترک بحرانی از مقدار مقاومت کششی ترک بیشتر شود، ترک شروع به باز شدن نموده و الیاف شروع به بیرون کشیده شدن می‌نماید، که در نهایت منجر به کاهش ظرفیت برشی مقطع می‌شود. مطابق با نمودارهای بار- تغییر مکان در شکل ۳، تغییر مکان وسط دهانه متناظر با مقدار بار ماکزیمم که توسط نمونه‌های با خاموت برشی تحمل شد در حدود ۵mm ثبت شد ولی برای نمونه‌های بتنی حاوی الیاف، تغییر مکان وسط دهانه متناظر با مقدار بار ماکزیمم در حدود ۱۰mm ثبت شد که می‌تواند بیانگر افزایش شکل‌پذیری و انرژی مستهلک شده توسط تیرهای با بتن الیافی در مرحله خرابی باشد.

۱-۲- مود خرابی نمونه‌ها

ترک اصلی که در حین خرابی برای نمونه‌های بتن حاوی الیاف ترکیبی فولادی و پلی‌پروپیلن مشاهده شد مشابه با نمونه‌های بتن مسلح با خاموت بوده ولی در این مورد ترک‌های برشی دیگری با عرض ترک کم‌تر در نمونه تیر مشاهده شد و ترک‌های فوق به صورت خیلی نزدیک به هم و به طرف ترک اصلی توسعه پیدا نمودند. همانطور که مشاهده شد با افزایش درصد الیاف ترکیبی فولادی و پلی‌پروپیلن تعداد ترک‌های برشی به دلیل مکانیزم پل‌زدن توسط الیاف توسعه یافتند. به عنوان مثال در نمونه تیرهای C_3 و C_4 در مرحله خرابی در مقایسه با نمونه‌های B_1 ، B_2 ، C_1 و C_2 تعداد زیادی ترک البته با عرض خیلی کم‌تر مشاهده شد. ضمناً با توجه به نتایج جدول ۷ مشاهده شد که با افزایش درصد الیاف ترکیبی فولادی و پلیمری تغییر چندانی در مقاومت فشاری نمونه‌های با الیاف و بدون الیاف به جز یک مورد که باز هم بستگی به شرایط مصالح و نمونه داشت مشاهده نشد. در نمونه‌های الیافی رفتار مناسب‌تری بعد از ترک‌خوردگی در فشار و خمش در نمونه‌ها مشاهده شد و ظرفیت باربری بالاتری تا مرحله خرابی برای آن‌ها به‌دست آمد.

۵- مقایسه مقاومت برشی آزمایشگاهی با نتایج پیش‌بینی شده توسط سایر محققان و ارائه مدل پیشنهادی مقاومت برشی

همان‌طور که بیان شد الیاف فولادی با توجه به اینکه در حجم تیر پخش می‌شوند، در محل ایجاد ترک‌های قطری به دلیل تحمل مقاومت کششی باعث افزایش ظرفیت برشی مقطع خواهند شد. هفت مدل آزمایشگاهی جهت پیش‌بینی مقاومت برشی مطابق جدول ۸ ارائه شده‌است [۲۴].

نتایج آزمایشگاهی و نتایج حاصل از فرمول‌های پیشنهادی سایر محققین در شکل (۶) و جدول (۹) نمایش داده شده‌است. داده‌های اولیه بر اساس نتایج پارامتری سینس [۲۳] ارائه شده‌است. داده‌های آزمایشگاهی و نتایج مدل‌های پیشنهادی در محدوده وسیعی قرار گرفته است. مدل‌های ارائه شده توسط شرما^۳ [۳۰] و کانتیا و همکاران^۴ [۳۱] عموماً نظیر مدل ارائه شده توسط نارایانان و درویش^۵ [۳۲]،

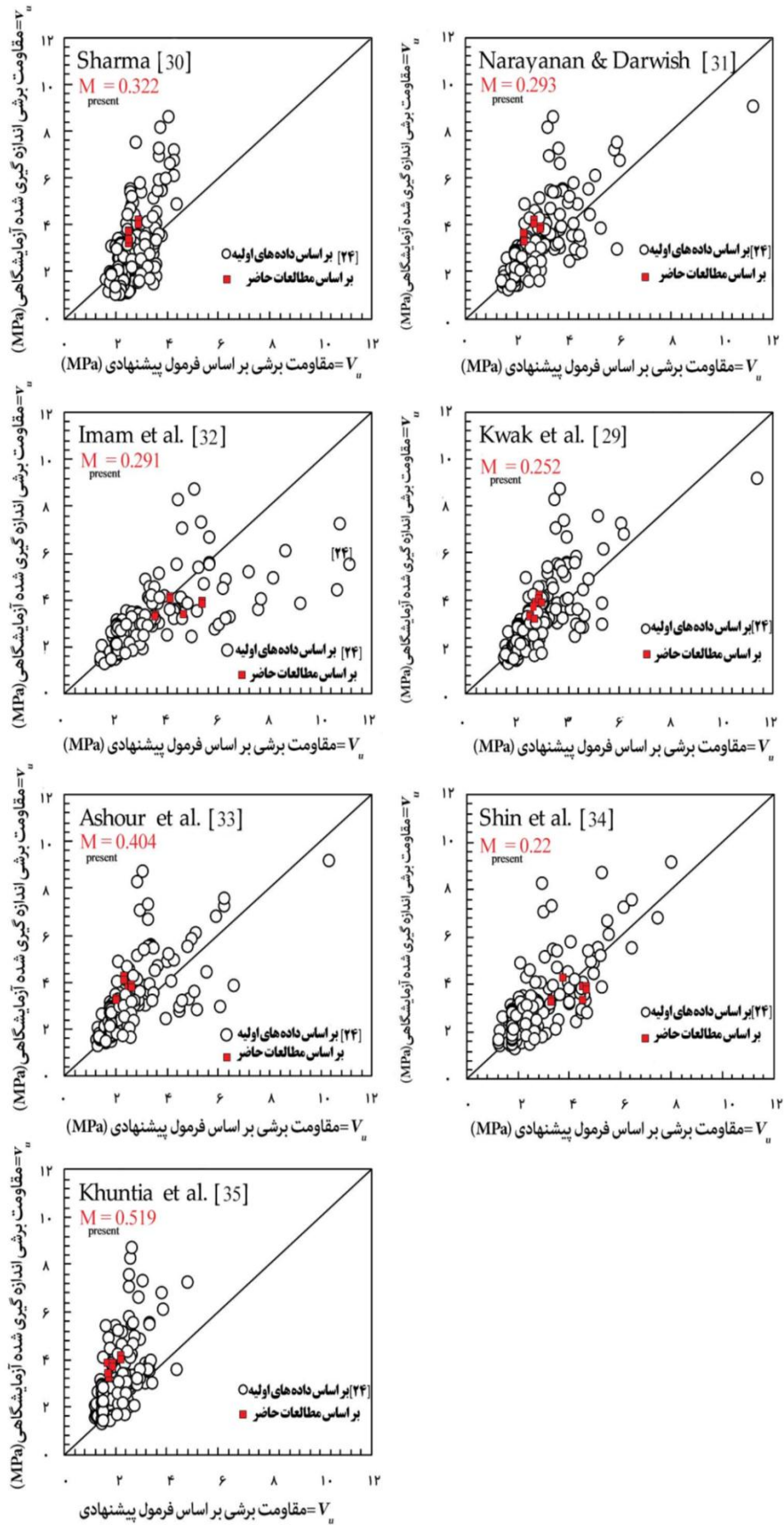
افزایش بار خارجی ترک‌های قطری برشی بیشتری در جان تیرها بین تکیه‌گاه و نقطه بارگذاری ایجاد خواهند شد و در نهایت با افزایش عرض ترک‌های قطری مقطع گسیخته خواهد شد. در خرابی برشی، ترک بحرانی معمولاً در امتداد میلگرد طولی از انتهای تیر به طرف محل اثر بارگذاری در نوک تیر امتداد می‌یابد. پروسه فوق تقریباً برای همه تیرها مشابه بوده و بستگی زیادی به حضور آرماتور برشی یا الیاف نداشته در حالی که فواصل و عرض ترک‌های قطری برشی به مقدار زیادی به آن‌ها بستگی دارد. برای تیرهای با بتن معمولی و بدون خاموت مطابق با نتایج شیویا و همکاران^۱ [۲۱] فاصله بین ترک‌ها در وسط ارتفاع تیر حدود $0.5h$ می‌باشد و همچنین برای تیرهای با بتن الیافی با درصد الیاف بین 0.5 تا 0.75 درصد بر اساس کواک و همکاران^۲ [۲۹] مشاهده شد که فاصله بین ترک‌ها نسبت به بتن معمولی 38% کمتر می‌باشد. رشد و توسعه ترک در حین بارگذاری تیرهای مورد آزمایش با توجه به مقدار خیز مطابق جدول ۷ ارائه شده‌است.

در تحقیق حاضر مطابق با نتایج شکست تیرها و بررسی تمامی ترک‌هایی که در وسط ارتفاع تیر زوایایی بین 0 تا 75 درجه با محور طولی تیر داشتند فاصله بین ترک‌ها برای حالت تیر با بتن معمولی و خاموت برشی بین 9 تا 15 میلی‌متر و برای بتن الیافی با 0.75% الیاف فولادی بین 5 تا 11 mm و برای بتن الیافی با 1.0% الیاف فولادی بین 4 تا 7 mm مشاهده شد.

معمولاً استفاده از خاموت برشی باعث به وجود آمدن ترک‌های قطری با عرض بازشدگی بیشتر در مقایسه با استفاده از الیاف در مرحله خرابی شده‌است که علت آن تحمل بیشتر نیروی کششی توسط خاموت‌های منظم در مرحله خرابی تیر نسبت به الیاف‌هایی است که به صورت نامنظم در تیر پخش شده‌اند. مطابق جدول (۶) تنش برشی نرمالایز از فرمول $\tau = \frac{V}{b.d.\sqrt{f'_c}}$ محاسبه شده‌است که در آن V نیروی برشی وارد بر مقطع، b عرض مقطع، d عمق مؤثر تیر و f'_c مقاومت فشاری بتن نمونه سیلندری می‌باشد. ماکزیمم مقدار تنش برشی نرمالایز در حالت استفاده از 1.0% الیاف فولادی به همراه 0.25% الیاف پلیمری نسبت به حالت استفاده از خاموت برشی حداقل $\frac{0.61}{0.348} = 1.75$ می‌باشد؛ به عبارت دیگر، مقدار تنش برشی مقطع حدود 75% افزایش یافته است.

3 Sharma
4 Khuntia et al.
5 Narayanan et al.

1 Shioya et al.
2 Kwak et al.



شکل ۶. مقایسه نتایج آزمایشگاهی و نتایج حاصل از فرمول‌های پیشنهادی

Fig. 6. Comparison of experimental results and predicted results of proposed equations

جدول ۹: مقایسه نتایج آزمایشگاهی با مدل پیشنهادی مقاومت برشی

Table 9. Comparison of experimental results with proposed model of shear strength

| نام نمونه | نتایج آزمایشگاهی مقاومت برشی (MPa) | مقاومت برشی نمونه آزمایشگاهی | | | | | | |
|-----------|--|------------------------------|--------------------------|----------------|----------------|------------------|-----------------|-------------------|
| | | Sharma | Narayanan and Darvish | Imam et al. | Kwak et al. | Ashour et al. | Shine et al. | Khuntia et al. |
| C1-2 | ۳/۲۶ | ۱/۲۸ | ۱/۳۱ | ۰/۹۳۶ | ۱/۲۹ | ۱/۴۸ | ۰/۹۳ | ۱/۸۷ |
| C2-2 | ۳/۳۹ | ۱/۳۵ | ۱/۱۴ | ۰/۷۲۱ | ۱/۲ | ۱/۳۲ | ۰/۷۲ | ۱/۹۶ |
| C3-2 | ۴/۰۵ | ۱/۵۴ | ۱/۴۲ | ۱ | ۱/۴۱ | ۱/۶۴ | ۱/۰۷۳ | ۱/۹۶ |
| C4-2 | ۳/۶۸ | ۱/۴۶ | ۱/۲۳ | ۰/۶۸ | ۱/۱۹ | ۱/۳ | ۰/۷۴ | ۱/۸۶ |

پارامتر ضریب خطا (M) به وسیله نویل و همکاران^۴ [۳۶] به صورت رابطه $M = \frac{1}{S_{ave}(t, t_0)} (\sum [S_0(t, t_0) - S_p(t, t_0)]^2 / n - 1)^{\frac{1}{2}}$ در آن $S_0(t, t_0)$ برابر با مقدار مقاومت برشی مشاهده شده در آزمایش و $S_p(t, t_0)$ برابر با مقاومت برشی پیشنهادی، $S_{ave}(t, t_0)$ میانگین مقاومت‌های برشی مشاهده شده در آزمایش برای نمونه‌ها و n تعداد نمونه‌ها می‌باشد. بر اساس تحقیقات محققان قبلی تا مقدار ۰/۱۵ برای پارامتر ضریب خطا مدل پیشنهادی، مقاومت برشی از دقت خوبی برخوردار می‌باشد [۳۶، ۳۷].

در انتها با استفاده از نتایج آزمایشگاهی این تحقیق و با بررسی پارامترهای حساس در روابط پیشنهاد شده توسط سایر محققین، رابطه زیر برای پیش بینی مقاومت برشی بتن مسلح به الیاف پیشنهاد می‌شود که از دقت مناسبی برخوردار است ($R^2 = 0.98$):

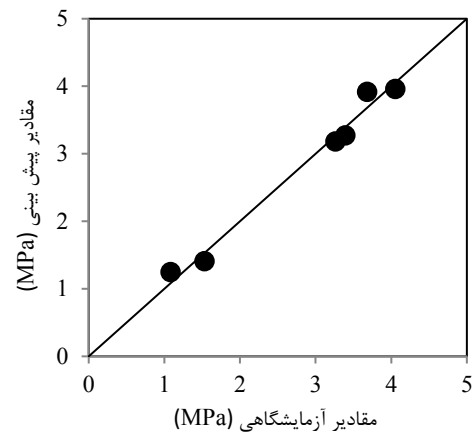
$$V_u = (0.167 + 0.664 V_f \frac{l_f}{d_f}) \sqrt{f'_c} + 13/17 (\rho \frac{d}{a})^{0.857} \quad (1)$$

مقایسه نتایج آزمایشگاهی در مقابل نتایج پیش بینی به دست آمده از رابطه (۱) در شکل ۷ نشان داده شده است. همانطور که ملاحظه می‌شود نتایج پیش بینی از دقت قابل قبولی در برابر داده های آزمایشگاهی برخوردار است.

۶- نتیجه گیری

بر اساس نتایج مطالعات انجام شده بر روی رفتار برشی هشت سری تیر بتن آرمه با نسبت‌های مختلف از درصد آرماتور طولی و

امام و همکاران^۱ [۳۳]، کوکاک و همکاران [۲۹]، آشور و همکاران^۲ [۳۴] و شین و همکاران^۳ [۳۵] دقیق نبودند ولی محدوده وسیعی را تحت پوشش قرار دادند. همه مدل‌ها به جز مدل امام و همکاران [۳۳] اثر ابعاد مقطع را در مدل پیشنهادی خود مشاهده نکردند، به این دلیل نتوانستند مدل دقیق برای پیش‌بینی مقاومت برشی ارائه نمایند. به منظور بررسی میزان کمی خطا در مدل‌های پیشنهادی دیگران،



شکل ۷: مقایسه نتایج آزمایشگاهی و نتایج پیش بینی حاصل از رابطه پیشنهادی (۱)

Fig. 7. Comparison of experimental results and predicted results of proposed equation (1)

- 1 Imam et al.
- 2 Ashour et al.
- 3 Shin et al.

۷- مراجع

- [1] T. Uygunoğlu, Investigation of microstructure and flexural behavior of steel-fiber reinforced concrete, *Materials and structures*, 41(8) (2008) 1441-1449.
- [2] F.U.A. Shaikh, Review of mechanical properties of short fibre reinforced geopolymer composites, *Construction and building materials*, 43 (2013) 37-49.
- [3] Y. Mohammadi, S. Singh, S. Kaushik, Properties of steel fibrous concrete containing mixed fibres in fresh and hardened state, *Construction and Building Materials*, 22(5) (2008) 956-965.
- [4] Ş. Yazıcı, G. İnan, V. Tabak, Effect of aspect ratio and volume fraction of steel fiber on the mechanical properties of SFRC, *Construction and Building Materials*, 21(6) (2007) 1250-1253.
- [5] R.F. Zollo, Fiber-reinforced concrete: an overview after 30 years of development, *Cement and Concrete Composites*, 19(2) (1997) 107-122.
- [6] R. Gettu, *Fibre Reinforced Concrete: Design and Applications*. BEFIB 2008, RILEM Proc. PRO60, RILEM Publications SARL, Bagneux, France, (2008).
- [7] M. Di Prisco, G. Plizzari, L. Vandewalle, Fibre reinforced concrete: new design perspectives, *Materials and structures*, 42(9) (2009) 1261-1281.
- [8] S. Singh, A. Shukla, R. Brown, Pullout behavior of polypropylene fibers from cementitious matrix, *Cement and Concrete Research*, 34(10) (2004) 1919-1925.
- [9] A.E. Naaman, T. Wongtanakitcharoen, G. Hauser, Influence of different fibers on plastic shrinkage cracking of concrete, *ACI materials Journal*, 102(1) (2005) 49.
- [10] M. Soutsos, T. Le, A. Lampropoulos, Flexural performance of fibre reinforced concrete made with steel and synthetic fibres, *Construction and building materials*, 36 (2012) 704-710.
- [11] A.A. Shah, Y. Ribakov, Recent trends in steel fibered high-strength concrete, *Materials & Design*,

الیاف و همچنین در حالت مسلح شده فقط با خاموت حداقل برشی و بدون خاموت برشی نتایج ذیل حاصل شد:

- ۱- با اضافه نمودن الیاف فولادی و پلی پروپیلن، مقاومت کششی بعد از ترک خوردگی بوسیله انتقال نیروی کششی توسط الیاف افزایش می‌یابد.
- ۲- با اضافه نمودن الیاف فولادی موج‌دار با قلاب انتهایی به میزان ۱٪/۰ و ۰/۷۵٪ و الیاف پلی پروپیلن به میزان ۰/۲۵٪ شکل‌پذیری مقطع اضافه گردیده و ضمناً ترک‌های متعدد با فواصل کم در نمونه‌های تیر مشاهده شد.
- ۳- با اضافه نمودن الیاف فولادی موج‌دار با قلاب انتهایی به میزان ۰/۷۵٪ و الیاف پلی پروپیلن به میزان ۰/۲۵٪ حجم بتن مقاومت برشی بتن بیشتر از میزان $0.133\sqrt{f'_c}$ در نمونه‌های تحت آزمایش مشاهده شد.
- ۴- با افزایش درصد حجمی الیاف مصرفی زاویه ترک بحرانی با محور افق کاهش یافته و تاثیر تغییر درصد آرماتور طولی در مقایسه با تاثیر درصد الیاف بر روی زاویه ترک بحرانی و نیروی برشی نهایی چندان چشمگیر نمی‌باشد.
- ۵- با مقایسه نتایج مقاومت برشی حاصل از شکست تیرها با فرمول‌های ارائه شده توسط سایر محققان، فرمول‌های پیشنهادی از دقت نسبتاً قابل قبول برخوردار بوده و بجز یک مورد در سایر موارد تاثیر ابعاد مقطع بر روی ظرفیت برشی مقطع مشاهده نشد.
- ۶- با توجه به انجام آزمایشات تا مرحله خرابی تیرها مشاهده گردید، فرایند ترک خوردگی به صورت قابل ملاحظه‌ای تحت تاثیر عناصر مقاوم برشی نظیر خاموت برشی، الیاف فولادی قرار ندارد ولی فواصل و عرض ترک‌ها به شدت تحت تاثیر آن‌ها قرار دارد.
- ۷- با اضافه نمودن حداقل ۰/۷۵٪ الیاف فولادی با توجه به مشخصات ارائه شده همراه با ۰/۲۵٪ الیاف پلیمری و انجام آزمایش بر اساس دستورالعمل *ASTMC1609* در کنار بررسی شرایط پذیرش الیاف ترکیبی به عنوان آرماتور برشی حداقل مبتنی بر استاندارد *ACI318-2011*، الیاف فوق مورد پذیرش واقع شدند.
- ۸- با استفاده از نتایج آزمایشگاهی این تحقیق و با بررسی پارامترهای حساس در روابط پیشنهاد شده توسط سایر محققین، رابطه‌ای برای پیش بینی مقاومت برشی بتن مسلح به الیاف پیشنهاد شد که از دقت مناسبی برخوردار است.

- Beam With Third-Point Loading), ASTM vol. 0.4, 2 (2005).
- [23] G.J. Parra-Montesinos, Shear strength of beams with deformed steel fibers, *Concrete International*, 28(11) (2006) 57-66.
- [24] D.-Y. Yoo, J.-M. Yang, Effects of stirrup, steel fiber, and beam size on shear behavior of high-strength concrete beams, *Cement and Concrete Composites*, 87 (2018) 137-148.
- [25] H.H. Dinh, Shear Behavior of Steel Fiber Reinforced Concrete Beams without Stirrup Reinforcement, (2009).
- [26] H. Aoude, M. Belghiti, W.D. Cook, D. Mitchell, Response of Steel Fiber-Reinforced Concrete Beams with and without Stirrups, *ACI Structural Journal*, 109(3) (2012).
- [27] ASTM, Standard test method for sand equivalent value of soils and fine aggregate, (2009).
- [28] A. Committee, ASTM C 39 Standard Test Method for Compressive Strength of Cylindrical Concrete Specimens, Annual Book of ASTM Standard, Section, 4 (2004).
- [29] Y.-K. Kwak, M.O. Eberhard, W.-S. Kim, J. Kim, Shear strength of steel fiber-reinforced concrete beams without stirrups, *ACI Structural Journal*, 99(4) (2002) 530-538.
- [30] A. Sharma, Shear strength of steel fiber reinforced concrete beams, in: *Journal Proceedings*, 1986, pp. 624-628.
- [31] M. Khuntia, B. Stojadinovic, S.C. Goel, Shear strength of normal and high-strength fiber reinforced concrete beams without stirrups, *Structural Journal*, 96(2) (1999) 282-289.
- [32] R. Narayanan, I. Darwish, Use of steel fibers as shear reinforcement, *Structural Journal*, 84(3) (1987) 216-227.
- [33] M. Imam, L. Vandewalle, F. Mortelmans, D. Van Gemert, Shear domain of fibre-reinforced high-strength concrete beams, *Engineering structures*, 19(9) (1997) 738-747.
- [34] S.A. Ashour, G.S. Hasanain, F.F. Wafa, Shear behavior of high-strength fiber reinforced concrete 32(8-9) (2011) 4122-4151.
- [12] W. Yao, J. Li, K. Wu, Mechanical properties of hybrid fiber-reinforced concrete at low fiber volume fraction, *Cement and concrete research*, 33(1) (2003) 27-30.
- [13] A.C. Institute, State-of-the art report on fiber reinforced concrete: reported by ACI Committee 544. ACI 544.1 R-82, in, American Concrete Institute, 1986.
- [14] P. Adebare, S. Mindess, D.S.-. Pierre, B. Olund, Shear tests of fiber concrete beams without stirrups, *Structural Journal*, 94(1) (1997) 68-76.
- [15] P. Wang, Z. Huang, J. Jiang, Y. Wu, Performance of hybrid fiber reinforced concrete with steel fibers and polypropylene fibers, in: *Civil Engineering and Urban Planning 2012*, 2012, pp. 458-461.
- [16] A. Alhozaimy, P. Soroushian, F. Mirza, Mechanical properties of polypropylene fiber reinforced concrete and the effects of pozzolanic materials, *Cement and Concrete Composites*, 18(2) (1996) 85-92.
- [17] A. Sivakumar, M. Santhanam, Mechanical properties of high strength concrete reinforced with metallic and non-metallic fibres, *Cement and Concrete Composites*, 29(8) (2007) 603-608.
- [18] M. Hsie, C. Tu, P. Song, Mechanical properties of polypropylene hybrid fiber-reinforced concrete, *Materials Science and Engineering: A*, 494(1-2) (2008) 153-157.
- [19] D.R. Sahoo, A. Solanki, A. Kumar, Influence of steel and polypropylene fibers on flexural behavior of RC beams, *Journal of Materials in Civil Engineering*, 27(8) (2014) 04014232.
- [20] A. ACI, 318-11: Building Code Requirements for Structural Concrete, Farmington Hills, MI: American Concrete Institute, (2011) 505.
- [21] T. Shioya, M. Iguro, Y. Nojiri, H. Akiyama, T. Okada, Shear strength of large reinforced concrete beams, *Special Publication*, 118 (1990) 259-280.
- [22] C. ASTM, 1609: Standard Test Method for Flexural Performance of Fiber-Reinforced Concrete (Using

- [36] A.M. Neville, Creep of plain and structural concrete, (1983).
- [37] M. Mazloom, Estimating long-term creep and shrinkage of high-strength concrete, *Cement and Concrete Composites*, 30(4) (2008) 316-326.
- beams, *Structural Journal*, 89(2) (1992) 176-184.
- [35] S.-W. Shin, J.-G. Oh, S. Ghosh, Shear behavior of laboratory-sized high-strength concrete beams reinforced with bars and steel fibers, *Special Publication*, 142 (1994) 181-200.

برای ارجاع به این مقاله از عبارت زیر استفاده کنید:

S. Maghsoodian, F. Jandaghi Alaei, M. Nematzadeh, Shear Behavior of Reinforced Concrete Beams with Hybrid Crimped-Hooked End Steel Fibers-Modified Polypropylene Fibers, Amirkabir J. Civil Eng., 53(4) (2021): 1425-1442.

DOI: [10.22060/ceej.2019.16954.6404](https://doi.org/10.22060/ceej.2019.16954.6404)

