



Experimental Study of Eccentricity and Width-to-Thickness Ratio Effects of Arched Steel Haunches on Cyclic Behavior

E. Emami, A. Kheyroddin*, O. Rezaifar

Department of Civil Engineering, Semnan University, Semnan, Iran

ABSTRACT: This paper introduces arched steel haunches (ASHs) as a novel technique in the seismic retrofitting of RC frames. In this regard, parameters such as ASH initial eccentricity and width-to-thickness ratio are evaluated as two factors affecting their cyclic behavior. A series of cyclic loading tests were performed on four specimens with single and double rectangular cross-sections and with the same nominal area and length, but with different eccentricities of 0.1 and 0.2 nominal length. Experimental results showed that the slenderness and width-to-thickness ratios play a significant role in the cyclic performance in compression and even tension, and by reducing the buckling potential and the cross-section reaching the fully plastic state, a more desirable hysteretic behavior is achieved. Therefore, with 50% reduction of these ratios simultaneously, the maximum compressive and tensile strength enhanced up to 59% and 27%, respectively, and the dissipated energy and the maximum viscosity damping ratio increased up to 152% and 14%, respectively. Also, the arched haunches showed different behavior in tension and compression for ultimate strength and plastic stiffness, which with decreasing the initial eccentricity, became more apparent. With increasing the initial eccentricity, the cross-sectional area effect on the increase of compressive strength and especially maximum tensile strength decreased. In addition, by reducing it by 50% and despite 59% reduction in cross-sectional area, the ultimate tensile plastic strength and stiffness increased up to 1.31 and 3.5 times, respectively. In addition, the obtained results will be used for further research on the experimental behavior of RC beam-column joints.

Review History:

Received: Apr. 21, 2021

Revised: Nov. 21, 2021

Accepted: Nov. 22, 2021

Available Online: Jan. 19, 2021

Keywords:

Seismic retrofitting

Arched steel haunches

Cyclic performance

Overall buckling

Chord elastic stiffness

1- Introduction

In past years, the technique of single and double straight haunches has been introduced as one of the seismic retrofitting methods of reinforced concrete (RC) moment frame. The main aim of this method is to relocate the plastic hinge from beam to column, reducing the effective shear forces in the panel zone and thus saving it from seismic loads under premature shear failure. This technique was first investigated experimentally for the seismic retrofitting of RC beam-column joints sub-assembly by Chen [1] and Pampanin et al. [2]. Recently, researchers have evaluated the efficiency of arched steel elements for usage as dampers and knee braces in the seismic retrofitting of steel structures. According to the results of this research, it can be said that the use of these elements can have the desired structural properties such as a significant increase in energy dissipation, damping and high plastic stiffness [3-5].

This paper introduces arched steel haunches (ASHs) as a novel technique for seismic retrofitting of RC frames. In this regard, by conduction of the cyclic behavior on two groups of ASHs with double and single cross-sections, their elastic

and plastic deformation capacity and strength were evaluated as well as the effect of slenderness, and width-to-thickness ratios.

2- Test specimens

According to Figure 1, in order to evaluate the effect of axial eccentricity, e and the ratio of width to thickness, d/t_p , four ASHs specimens with double and single cross-sections with 8 and 16 mm plate thickness, respectively, and in two groups with e values of equal to 0.1 and 0.2 their nominal length were subjected to cyclic loading.

3- Results and Discussion

Based on the hysteresis behavior of test specimens, it can be said that all specimens exhibited unstable and asymmetric hysteresis behavior due to overall buckling phenomena, but the cross-section specimens with lower slenderness ratio and higher plastic coefficient, γ in compression and even tension show more desirable hysteresis behavior and less pinching effects. Moreover, the post-yielding stiffness of the specimens of the first group under tension is higher than the

*Corresponding author's email: kheyroddin@semnan.ac.ir



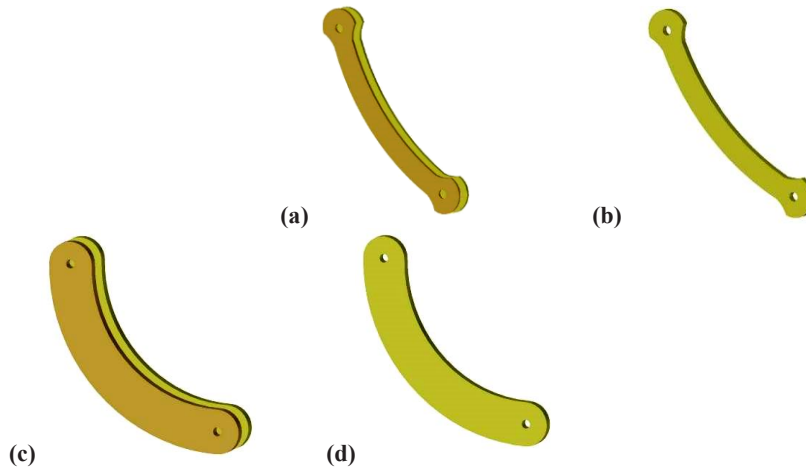


Fig. 1. Schematic configuration of the test specimens: (a) HA0.1; (b) HAS0.1; (c) HA0.2; (d) HAS0.2

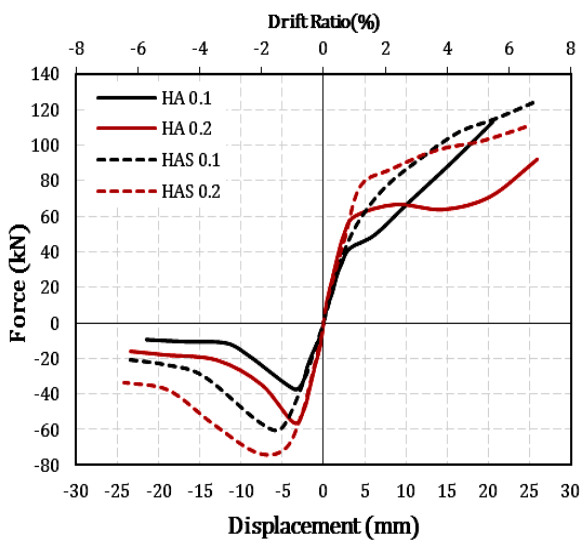


Fig. 2. Comparison of envelope curves of the specimens

second group specimens, which is mainly due to their less initial eccentricity and reaching straighter axial state; namely, their e_f/e is much higher under tension. According to Figure 2, specimens with double cross-section, HA 0.1 and HA 0.2 were subjected to overall buckling due to high slenderness ($\lambda_y=138$), consequently at low displacement after yielding and even before reaching the plastic strength, suffered a severe deterioration in compressive strength. In contrast, HAS 0.1 and HAS 0.2 specimens with a single cross-section and possessing the half ratio of λ_y ($\lambda_y=69$) and d/t_f compared to the corresponding double specimens, while reaching their plastic strength limit, the maximum compressive strength of about 1.59 and 1.32 times, respectively. They also showed almost two times ultimate compressive strength.

In tension, all specimens, especially the specimens with less value of e , by approaching their straighter state with increase of horizontal displacement and consequently decrease in initial eccentricity, are associated with a sharp increase in strength. However, it should be acknowledged that the double specimens, due to the occurrence of premature overall buckling and possessing high d/t_f ratio ($d/t_f=12.5$) and lower γ and consequently because of the incomplete plastic hinge at their cross-sections, after yielding exhibited a severe reduction in stiffness and reached their fully plastic strength at larger deformation.

According to Table 1, HAS specimens with single cross-section showed more desirable energy dissipation, E_d than their corresponding HA specimens with double cross-section in each group due to their fuse-like performance, so that amount of their energy dissipation compared to HA specimens in the first and second groups were about 2.52 and 2.03, respectively. The results indicate that E_d values are significantly affected by the increase in γ (or decrease in d/t_f) and especially the decrease in the λ_y ratio of the cross-section of the specimens.

To investigate the damping rate of the specimens against cyclic loads, the viscosity damping equivalent to ζ_{eq} can be calculated according to Eq. 1 [6]:

$$\zeta_{eq} = \frac{E}{\pi(F^+\Delta^+ + F^-\Delta^-)} \tag{1}$$

where E is the total energy dissipation in each load cycle. F^+ and F^- are also the maximum and minimum forces at each cycle, respectively, which correspond to the displacement of Δ^+ and Δ^- , respectively.

Table 1. Dissipated energy and equivalent viscous damping comparison

Specimen ID	Total Dissipated Energy (kN.mm)	Maximum of Equivalent Viscous Damping ($\zeta_{eq, Max}$)
HA 0.1	6607	0.21
HAS 0.1	16618	0.23
HA 0.2	9665	0.22
HAS 0.2	19641	0.25

The specimens with single cross-sections of HAS 0.2 and HA 0.1 with $\zeta_{eq, Max}$ equal to 0.25 and 0.21 exhibited the highest and lowest damping values, respectively. It can also be observed that the ζ_{eq} ratio in the specimens of the second group compared to the first group is larger values in all loading cycles due to the greater initial axial eccentricity.

In general, it can be said that specimens with a single cross-section under tension and compression have a lower secant stiffness degradation trend than specimens with a double cross-section. It can also be seen that the stiffness degradation of all specimens in compression than the tension due to the occurrence of overall buckling is very significant so that their ultimate compressive stiffness relative to the tension in the first and second group specimens with single cross-section were about 5.5 and 12.5 times, respectively, and with double cross-section were 3.3 and 5 times. It should also be noted that in compression the first group specimens and in tension, the second group specimens showed a relatively higher stiffness degradation rate.

4- Conclusions

The specimens with single ($\lambda_y = 69$) and double ($\lambda_y = 138$) cross-section under compression were subjected to overall buckling and compressive strength deterioration, and only single cross-section specimens reached their plastic

strength theoretically due to their lower λ_y and d/t_f ratios. The maximum compressive strength in single compared to double cross-section specimens (with the same cross-sectional area) for the first and second groups were about 1.59 and 1.32 times and also their ultimate compressive strength was about twice. The dissipated energy in single compared to double cross-section specimens in the first and second groups, due to 50% reduction in λ_y and d/t_f ratios and possessing a higher γ coefficient were about 2.52 and 2.03 times, and the maximum of equal viscosity damping ratio $\zeta_{eq, Max}$, were 1.1 and 1.14 times respectively.

References

- [1] Chen, T., 2006. "Retrofit strategy of non-seismically designed frame systems based on a metallic haunch system". Master of engineering thesis. Christchurch (New Zealand): University of Canterbury.
- [2] Pampanin, S., Christopoulos, C., and Chen, T., 2006. "Development and validation of a metallic haunch seismic retrofit solution for existing under-designed RC frame buildings". *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 35(14), pp.1739–1766.
- [3] Hsu, H.L., and Halim, H., 2017. "Improving seismic performance of framed structures with steel curved dampers". *Engineering Structures*, 130, pp.99–111.
- [4] Hsu, H.L., and Halim, H., 2018. "Brace performance with steel curved dampers and amplified deformation mechanisms". *Engineering Structures*, 175, pp.628–644.
- [5] Zhou, Z., Ye, B., and Chen, Y., 2019. "Experimental investigation of curved steel knee braces with adjustable yield displacements". *Journal of Constructional Steel Research*, 161, pp.17–30.
- [6] Chopra, A.K., 2001. "Dynamics of structures: theory and applications to earthquake engineering". 2nd ed, Englewood Cliffs: Prentice Hall.

HOW TO CITE THIS ARTICLE

E. Emami, A. Kheyroddin, O. Rezaifar, *Experimental Study of Eccentricity and Width-to-Thickness Ratio Effects of Arched Steel Haunches on Cyclic Behavior*, *Amirkabir J. Civil Eng.*, 54(8) (2022) 581-584.

DOI: 10.22060/ceej.2022.19890.7283





بررسی آزمایشگاهی تاثیر خروج از مرکزیت و نسبت پهنا به ضخامت مقاطع دستک‌های قوسی فلزی بر رفتار چرخه‌ای

ابراهیم امامی، علی خیرالدین*، امید رضایی فر

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان، سمنان، ایران.

تاریخچه داوری:

دریافت: ۱۴۰۰/۰۲/۰۱
بازنگری: ۱۴۰۰/۰۸/۳۰
پذیرش: ۱۴۰۰/۰۹/۰۱
ارائه آنلاین: ۱۴۰۰/۱۰/۲۹

کلمات کلیدی:

بهسازی لرزه‌ای
دستک‌های قوسی فلزی
عملکرد چرخه‌ای
کمانش جانبی
سختی الاستیک وتری

خلاصه: این مقاله به معرفی دستک‌های قوسی فلزی به عنوان روشی نوین در بهسازی لرزه‌ای قاب‌های بتن آرمه می‌پردازد. در این راستا عواملی چون خروج از مرکزیت اولیه و نسبت پهنا به ضخامت مقاطع دستک‌های قوسی به عنوان دو عامل موثر بر رفتار چرخه‌ای آن‌ها مورد ارزیابی قرار می‌گیرد. یک سری بارگذاری چرخه‌ای روی چهار نمونه آزمایشگاهی با مقاطع مستطیلی تکی و دابل با مساحت و طول اسمی یکسان ولی با خروج از مرکزیت‌های مختلف ۰/۱ و ۰/۲ طول اسمی انجام گرفت. نتایج آزمایشگاهی نشان دادند که نسبت‌های لاغری و پهنا به ضخامت نقش بسیار مهمی بر عملکرد چرخه‌ای در فشار و حتی کشش ایفا کرده و با کاهش پتانسیل کمانش و افزایش امکان پلاستیک شدن کامل مقطع، رفتار هیستریزس مطلوب‌تری حاصل می‌گردد. بنابراین با کاهش ۵۰٪ همزمان این دو نسبت، حداکثر مقاومت فشاری و کششی به ترتیب تا ۵۹٪ و ۲۷٪ و انرژی تلف شده و حداکثر نسبت میرایی ویسکوز به ترتیب تا ۱۵۲٪ و ۱۴٪ افزایش یافتند. همچنین دستک‌های قوسی در کشش و فشار از لحاظ مقاومت نهایی و سختی پلاستیک رفتار متفاوتی از خود نشان دادند که این تفاوت با کاهش خروج از مرکزیت اولیه آشکارتر گردید. با افزایش خروج از مرکزیت محوری اولیه، تاثیر مساحت مقطع بر افزایش مقاومت فشاری و به ویژه حداکثر مقاومت کششی کمتر شد. از طرفی با کاهش ۵۰٪ آن و علیرغم کاهش ۵۹٪ مساحت مقطع، مقدار مقاومت و سختی پلاستیک نهایی در کشش به ترتیب تا ۳۱٪ و ۳/۵ برابر افزایش یافتند. همچنین نتایج این پژوهش برای تحقیقات بیشتر روی رفتار آزمایشگاهی اتصالات تیر-ستون بتن آرمه استفاده خواهد شد.

۱- مقدمه

دستک‌های مستقیم یک طرفه و یا دو طرفه به عنوان یکی از روش‌های بهسازی لرزه‌ای اتصالات قاب‌های RC معرفی شده‌اند. عملکرد اصلی این روش تغییر مسیر بار و لنگر خمشی از تیر به ستون، کاهش نیروهای موثر چشمه اتصال و در نتیجه نجات آن در برابر بارهای لرزه‌ای می‌باشد. این تکنیک برای اولین بار برای بهسازی لرزه‌ای اتصالات تیر-ستون سازه‌های RC توسط چن [۲] و پامپانین و همکاران [۳] به صورت آزمایشگاهی مورد بررسی قرار گرفت. ایده اصلی در این تحقیقات، جابجایی مفصل پلاستیک از چشمه اتصال به تیر بود که نتایج مطلوبی نیز حاصل گردید. در ادامه محققان زیادی این تکنیک را در مقیاس قاب‌های RC [۴-۸] و نیز در مقیاس اتصالات تیر به ستون RC [۹-۱۳] به صورت آزمایشگاهی و عددی مورد استفاده قرار دادند و به نتایج مطلوب قابل توجهی دست یافتند. در این راستا هر یک از این محققان با استفاده از روش‌های متفاوت نصب دستک به اعضای بتن آرمه، اهداف عملکردی خاصی را هم دنبال می‌کردند. این اهداف شامل ۱- انتقال مفصل پلاستیک از چشمه اتصال تیر-ستون به تیر

تاکون روش‌های مختلفی برای بهسازی لرزه‌ای قاب‌های خمشی بتن آرمه (RC^1) که از رایج‌ترین سیستم‌های سازه‌ای می‌باشند معرفی و به کار گرفته شده‌اند. انواع میراگرها، جداسازهای لرزه‌ای، افزودن مهاربندهای کمانش‌ناپذیر و زره‌پوش کردن اعضا با مصالح مختلف از جمله این تکنیک‌ها هستند. یکی از نقاط حساس عملکردی قاب‌های خمشی بتن آرمه، اتصالات تیر به ستون می‌باشند که در صورت اجرا با جزئیات غیر-لرزه‌ای، در برابر بارهای لرزه‌ای دچار شکست برشی زودرس شده و نهایتاً منجر به ناپایداری کل سازه می‌شوند. روش به کارگیری تکنیک دستک‌های فلزی (HRS^2) توسط یو و همکاران [۱] بعد از زلزله مخرب نوتریج ۱۹۹۴ و به دنبال شکست ترد جوش اتصالات قاب‌های خمشی فلزی مطرح گردید. اخیراً تکنیک

- 1 Reinforced Concrete
- 2 Haunch Retrofit Solution

* نویسنده عهده‌دار مکاتبات: kheyroddin@semnan.ac.ir



رفتاری ساده شده، سه نمونه CSKBS را به صورت آزمایشگاهی ارزیابی کردند. آن‌ها نسبت میرایی ویسکوز معادل تا ۰/۴۴ و نسبت بالای سختی کششی پلاستیک کامل تا ۰/۲۹۸ و تحمل کرنش حداکثر ۰/۰۲ را از قابلیت‌های نمونه‌های مورد ارزیابی شده بیان کردند [۲۱].

امامی و همکاران با معرفی و پیشنهاد دستک‌های فلزی قوسی (ASHS³) به عنوان یک تکنیک جدید بهسازی قاب‌های بتن آرمه با سازگاری بهتر و مداخله کمتر در معماری برای اولین بار در سطح دنیا، خلا ناشی از کاربرد این عناصر قوسی را در بهسازی لرزه‌ای سازه‌های بتن آرمه پر کردند [۲۲]. نتایج تحقیقات آزمایشگاهی و تحلیلی آن‌ها نشان داد که ASHS مشابه دستک‌های مستقیم تحت بارهای حد سرویس قابلیت کنترل خیز قائم تیرهای قاب را داشته و موجب افزایش مقاومت و سختی آن‌ها شده و در برابر بارهای فراتر از آن با استهلاک انرژی قادرند همانند یک فیوز سازه‌ای یا المان کنترل خسارت عمل کنند.

این مقاله در ادامه تحقیقات قبلی [۲۲] بوده و ضمن بررسی آزمایشگاهی رفتار چرخه‌ای ASHS و تعیین معیارهای ظرفیت جابجایی و مقاومت حد الاستیک و پلاستیک آن‌ها، به طور ویژه به ارزیابی تاثیر نسبت‌های لاغری و پهنا به ضخامت دو گروه از دستک‌های قوسی با مقطع عرضی دویل و تکی و با خروج از مرکزیت‌های معادل ۰/۱ و ۰/۲ طول اسمی‌شان می‌پردازد. لازم به ذکر است از یافته‌های این تحقیق در مطالعات بعدی برای بهسازی لرزه‌ای اتصالات تیر-ستون قاب‌های بتن آرمه بهره گرفته خواهد شد.

۲- معرفی دستک‌های قوسی و نحوه عملکردشان تحت بار چرخه‌ای

شکل ۱ نمای سه بعدی یک قاب خمشی بتن آرمه بهسازی شده با روش نوین دستک‌های قوسی یک طرفه را نشان می‌دهد. همانطور که مشاهده می‌شود این روش پیشنهادی نسبت به دستک‌های مستقیم از لحاظ معماری سازگاری بهتری داشته و تداخل کمتری با فضای داخلی بنا دارد. در این روش می‌توان دستک‌های قوسی را به صورت پیش ساخته توسط ورق‌های فولادی به اعضای بتن آرمه قاب با وسایل پیچی اتکایی متصل نمود. در ضمن خود ورق‌های اتصال را نیز می‌توان به طرق مختلفی از قبیل کاشت پیچ یا طوقه کردن و یا ... به اعضای بتن آرمه متصل نمود.

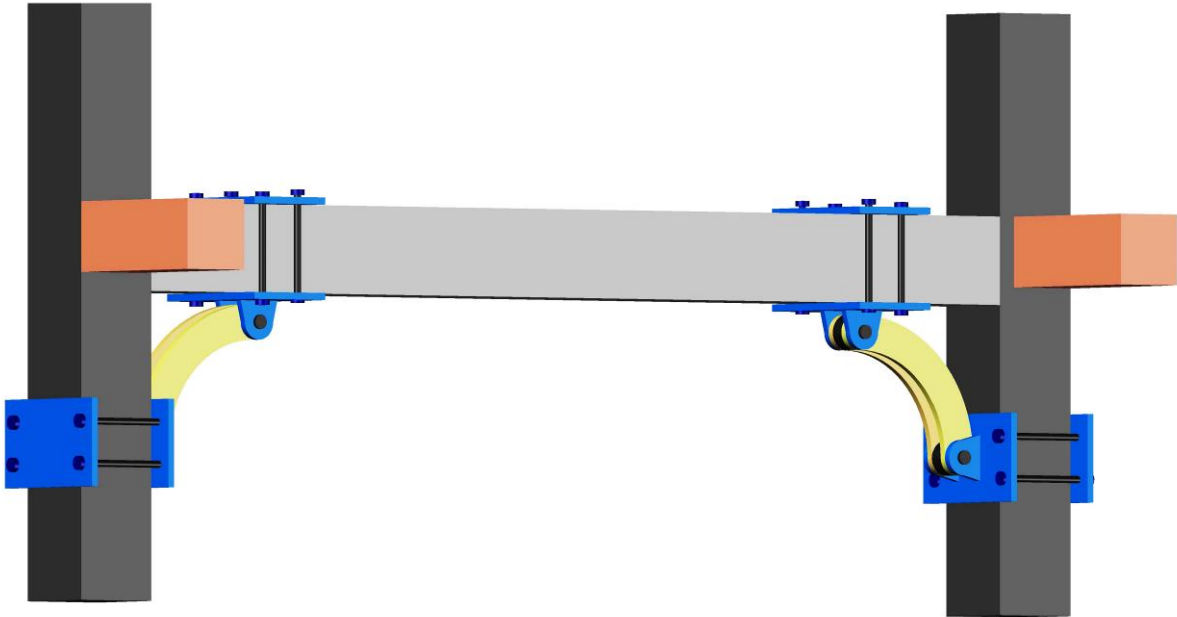
هنگامی که قاب خمشی تحت بار جانبی زلزله قرار می‌گیرد نقاط عطف تغییر شکل خمشی را می‌توان در وسط طول اعضای تیر و ستون فرض نمود. عکس‌العمل‌های ناشی از بار جانبی در این نقاط به صورت نیروهای برشی

به دلیل جزییات غیرلرزه‌ای اتصال و ۲- افزایش مقاومت و سختی اتصال و تیر در برابر بارهای جانبی و ثقلی و در نهایت کنترل جابجایی نسبی قاب خلاصه می‌گردد. همچنین محققان دیگری با به کارگیری روابط سازگاری اندرکنش بین دستک‌های فلزی با اعضای بتن آرمه متصل به آن و با اعمال سلسله مراتب مقاومت، روابط تحلیلی خاصی را جهت طراحی و بهینه‌سازی دستک‌های فلزی ارائه نموده‌اند [۱۸-۱۴].

تحقیقات زیادی در زمینه ایجاد بهبود رفتار و عملکرد لرزه‌ای عناصر مهاربندی با استفاده از روش‌هایی چون کماتش تاب کردن و ایجاد خروج از مرکزیت مختصر در محور اصلی عضو انجام شده است. اگر چه این روش‌ها با حذف پدیده کماتش در مسیر رسیدن عضو به مرحله جاری شدگی و پلاستیک بنا شده، اما می‌توان گفت سختی پلاستیک به محض تسلیم به شدت افت کرده و این امر، احتمال وقوع طبقه نرم در سازه را در جابجایی‌های بزرگ تشدید می‌کند. در ادامه این مطالعات، محققان در کمتر از یک دهه گذشته از قابلیت به کارگیری عناصر محوری قوسی جهت استفاده به عنوان میراگر و مهاربند زانویی در بهسازی سازه‌های فولادی بهره گرفتند. با توجه به نتایج به دست آمده این تحقیقات، می‌توان گفت استفاده از این عناصر می‌تواند خواص مطلوب سازه‌ای چون افزایش قابل توجه اتلاف انرژی، میرایی و سختی پلاستیک بالا به همراه داشته باشد [۲۱-۱۹]. سو و هلیم رفتار چرخه‌ای قاب‌های فولادی دارای میراگرهای قوسی فلزی (SCD¹) را با طول و زوایای مختلف بین دو سرفوس ارزیابی کردند و تاثیر آن‌ها را بر عملکرد سازه‌ای قاب‌ها بررسی نمودند. نتایج آزمایشگاهی آن‌ها نشان داد مقاومت بالاتر، با کاهش زاویه میراگر قوسی همراه بوده و با افزودن آن‌ها به قاب‌های خمشی فولادی، به طور قابل ملاحظه‌ای سختی، مقاومت و جذب انرژی بهبود می‌یابد [۱۹]. همچنین این محققان عملکرد چرخه‌ای مهاربندهای دارای میراگرهای قوسی را به صورت مستقل و نیز به همراه مهاربند آزمایش نمودند. نتایج این تحقیق نشان داد که مهاربندهای پیشنهادی با بالا بردن قابل توجه میرایی ویسکوز، خصوصیات دینامیکی سازه را ارتقاء می‌بخشد. همچنین قابلیت تغییر شکل بالای بادبندهای دارای میراگرهای قوسی با نسبت ارتفاع به ضخامت ورق کمتر از ۴ بدون کماتش موضعی، ضمن فراهم نمودن جابجایی نسبی جانبی قاب معادل ۰/۵٪، جذب انرژی قابل ملاحظه‌ای را به همراه دارد [۲۰]. ژو و همکاران قابلیت کاربرد المان‌های قوسی را به عنوان مهاربندهای زانویی فلزی قوسی (CSKBS²) به صورت بارگذاری چرخه‌ای ارزیابی نمودند. آن‌ها ضمن ارائه یک مدل

1 Steel Curved Damper

2 Curved Steel Knee Braces



شکل ۱. نحوه بهسازی قاب‌های بتن آرمه با دستک‌های قوسی یک طرفه

Fig. 1. Retrofitting pattern of RC frames with single arched haunches

همچنین ϕ بیانگر زاویه راستای وتر قوس دستک نسبت به راستای قائم است.

طبق متون منتشر شده مذکور [۱۸-۲]، با تعیین سختی محوری دستک K_{ch} و ضریب اندرکنش برشی تیر β_b می‌توان قاب‌های بهسازی شده با دستک از جمله دستک‌های قوسی را تحلیل نموده و مقاطع مناسب دستک قوسی را مطابق اهداف عملکردی مورد انتظار و همچنین اصول سلسله مراتب مقاومت طراحی کرد. بر این اساس برآیند نیروی وارد بر دو سر دستک قوسی در راستای وتر F_{ch} برابر است با:

$$F_{ch} = \beta_b V_b / \cos \phi \quad (2)$$

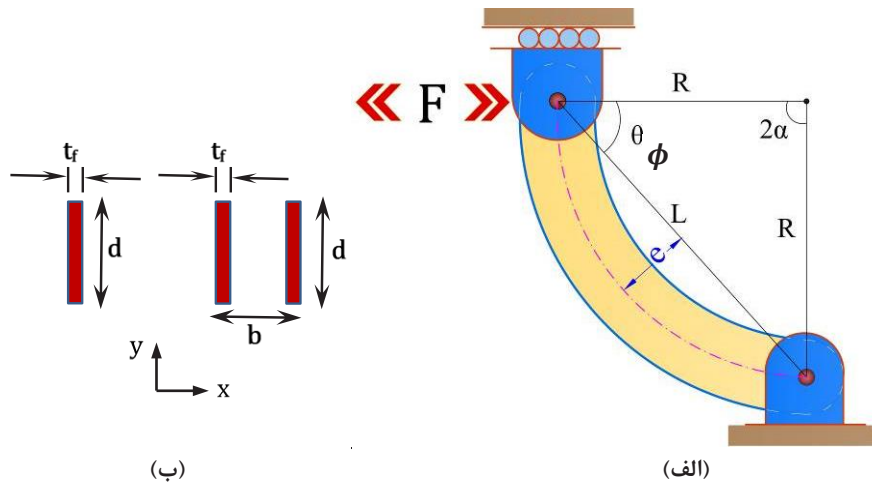
۲-۱- خصوصیات هندسی دستک‌های قوسی

بر اساس ماهیت نیروی اندرکنشی عنوان شده در قسمت ۲، یک سیستم بارگذاری افقی به طور شماتیک مطابق شکل ۲ برای بررسی عملکرد چرخه‌ای دستک‌های قوسی فرض می‌گردد که در قسمت ۳ به همراه توضیحات تکمیلی تشریح می‌شود. در این مطالعه، دستک‌های قوسی در سراسر طول خود به صورت یکپارچه از جنس فولاد در نظر گرفته شده و با

می‌باشند. با یک تحلیل ساده می‌توان گفت این نیروهای برشی با توجه به مقدار ضریب اندرکنش برشی β که می‌توان آن را بر اساس روابط سازگاری تغییر شکل بین اعضای تیر و ستون بتن آرمه و دستک قوسی به دست آورد- منجر به یک نیروی اندرکنشی برشی βV_b در محل اتصال دستک قوسی و اعضای بتن آرمه از جمله تیر می‌شود [۱۸-۲]. ضریب اندرکنش برشی تیر β_b را می‌توان برای یک نمونه اتصال تیر به ستون بتن آرمه خارجی مجهز به دستک قوسی (مطابق پیوست ۱) با رابطه زیر بازنویسی کرد:

$$\beta_b = \left(\frac{b_h}{a_h} \right) \frac{3l'_b d_b + 3a_h d_b + 3b_h l'_b + 4a_h b_h}{3d_b^2 + 6b_h d_b + 4b_h^2 + \frac{12I_b}{A_b} + \frac{12K_b}{K_{ch} \sin^2 \phi}} \quad (1)$$

که در این رابطه b_h و a_h ، فاصله بین محل اتصال دستک با ستون و وجه اتصال است. d_b و A_b ، I_b به ترتیب ممان اینرسی ترک خورده، مساحت مقطع عرضی و عمق تیر بتن آرمه می‌باشند. l'_b ، حد فاصل بین دو نقطه اتصال دستک به تیر است. K_b و K_{ch} نیز به ترتیب سختی محوری دو سر دستک قوسی و سختی خمشی تیر بتن آرمه در راستای قائم می‌باشند.



شکل ۲. الف) خصوصیات هندسی دستک قوسی، ب) انواع مقاطع عرضی دستک‌های قوسی

Fig. 2. a) Geometrical properties of ASH, b) Type of ASH cross-sections

۲-۲- سختی الاستیک و تخمین ضریب اندرکنش برشی تیر

شکل ۳ نحوه تغییر شکل دستک‌های قوسی را در کشش و فشار تحت بارگذاری چرخه‌ای F نشان می‌دهد. می‌توان نتیجه گرفت که جابجایی افقی سیستم Δ معادل تصویر افقی جابجایی وتر δ دو سرقوس می‌باشد. بر این اساس، سختی الاستیک افقی سیستم K_e را می‌توان تحت نیروی افقی F و تغییر مکان افقی Δ با لحاظ تغییر شکل‌های محوری، خمشی و برشی با استفاده از قضیه دوم کاستلیانو (مطابق پیوست ۲) محاسبه نمود. به عبارت دیگر با محاسبه مولفه افقی سختی وتر سیستم و با خلاصه‌نویسی روابط داریم:

$$K_e = \frac{\cos^2 \phi}{\left[(2a \cos^2 \alpha + \alpha - 1.5 \sin 2\alpha) \left(\frac{R}{r} \right)^2 + 4.12\alpha - 1.06 \sin 2\alpha \right]} \times \frac{EA}{R} \quad (5)$$

r و A به ترتیب سطح مقطع و شعاع ژیراسیون مقطع دستک قوسی حول محور قوی خمشی می‌باشد. E ، مدول الاستیسیته مصالح و ϕ زاویه راستای اعمال نیرو با وتر دستک قوسی می‌باشند. البته بایستی دقت نمود که می‌توان رابطه فوق را برحسب مقدار e نیز بسط داد. ضمناً این رابطه نشان می‌دهد که نسبت شعاع قوس به شعاع ژیراسیون مقطع (R/r) با توان دوم تاثیر قابل توجهی بر مقدار سختی الاستیک دارد. لازم به ذکر است که حاصل رابطه فوق مطابق با سختی اولیه سیستم بوده و تغییر شکل‌های غیرخطی هندسی دستک قوسی شامل تغییر شعاع و زاویه مرکزی قوس

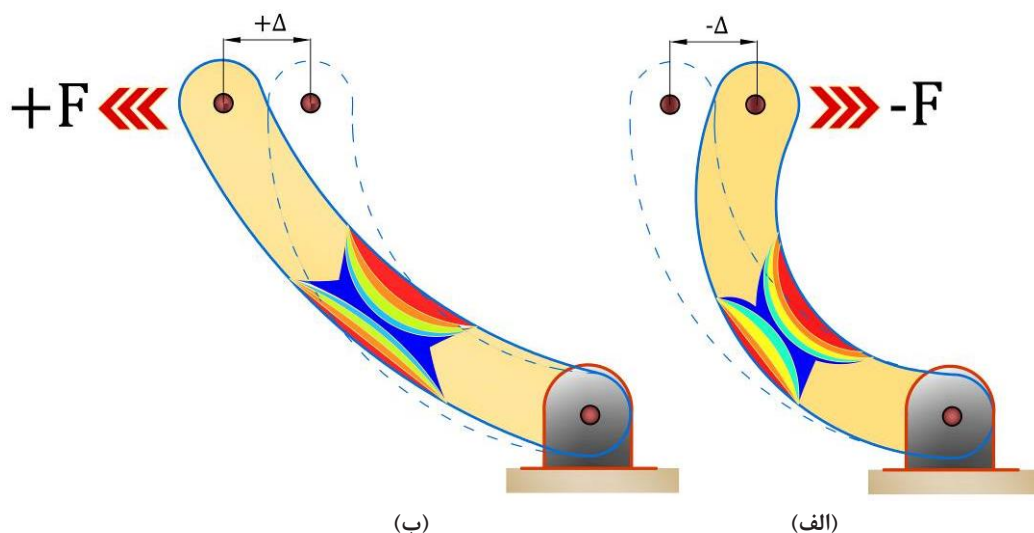
اتصالات مفصلی در دو انتهای خود به سازه اصلی متصل می‌شوند. مطابق شکل ۲، دستک‌های قوسی کمانی از یک دایره با شعاع R و زاویه مرکزی 2α می‌باشند که از محور خمیده خود (خط نقطه قرمز رنگ) نسبت به دو انتهای قوس دارای یک خروج از مرکزیتی معادل e هستند. همچنین فاصله مستقیم مرکز تا مرکز سوراخ‌های اتصال، وتر قوس شناخته می‌شود و با L نام‌گذاری می‌شود. همچنین در اینجا، ϕ زاویه راستای وتر قوس را نسبت به محور افق نشان می‌دهد. دستک‌های قوسی مورد بررسی در این مطالعه با مقاطع عرضی مستطیل شکل تکی و دوپل هستند. لازم به ذکر است این دستک‌ها به دلیل خروج از مرکزیت محوری خود تحت نیروی اعمالی نشان داده شده شبیه اعضای تیر-ستون عمل می‌کنند.

با توجه به هندسه دستک‌های قوسی نشان داده شده در شکل ۲ می‌توان روابط زیر را نوشت:

$$L = 2R \sin \alpha \quad (3)$$

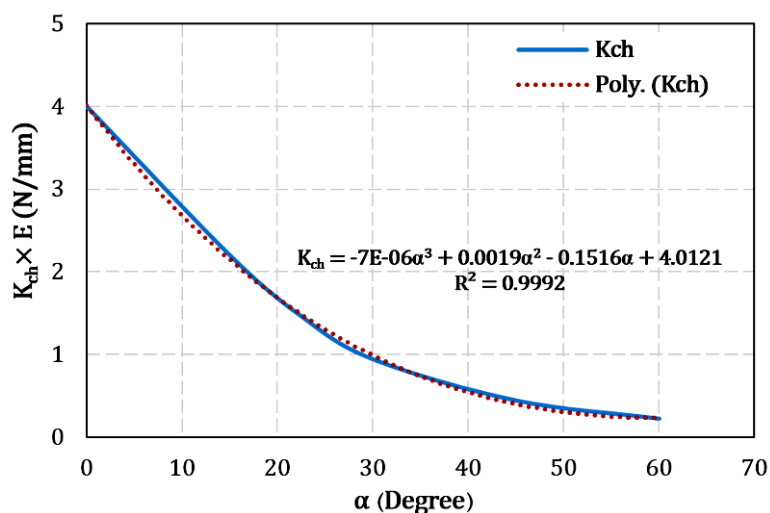
$$e = R(1 - \cos \alpha) \quad (4)$$

همانطور که در روابط ۳ و ۴ مشاهده می‌شود مقادیر L و e تابعی از شعاع و زاویه مرکزی قوس هستند.



شکل ۳. نحوه تغییر شکل سیستم تحت بارگذاری و جابجایی افقی (الف) تحت فشار، (ب) تحت کشش

Fig. 3. Deformation pattern of system under horizontal loading and displacement. a) In compression, b) In tension



شکل ۴. تاثیر زاویه مرکزی دستک قوسی بر سختی وترى آن

Fig. 4. Impact of ASH central angle on its chord stiffness

مطابق شکل ۴ به ازای طول اسمی ۵۰۰ میلی‌متری دستک قوسی و با فرض مشخصات مقطع دستک به ترتیب با پهنا و ضخامت ۲۰ و ۱۰۰ میلی‌متر می‌توان تاثیر زاویه مرکزی α دستک (یا به عبارتی R و یا e) را بر سختی وترى K_{ch} آن مشاهده نمود. بر اساس این شکل و رابطه حاصل شده، با افزایش زاویه مرکزی α و یا خروج از مرکزیت دستک، سختی وترى و در نتیجه سختی افقی آن به صورت تابعی از درجه ۳ به شدت کاهش می‌یابد. به عنوان مثال می‌توان

لحاظ نشده است. به عبارت دیگر با فرض ناچیز بودن تغییرات e ، این مقادیر بدون تغییر لحاظ شدند. حال با محاسبه سختی معادل افقی دستک قوسی و جاگذاری در رابطه ۱ می‌توان ضریب برشی β را برای اتصالات تیر-ستون بهسازی شده با دستک قوسی محاسبه نمود. همچنین مطابق شکل ۲، با انتخاب مقدار زاویه ϕ حدود ۳۰ تا ۴۵ درجه ضمن مداخله کمتر از جنبه معماری می‌توان به مقادیر بهینه ضریب اندرکنشی روی تیر رسید [۱۶-۱۸].

برابر است با:

$$F_p^1 = \frac{P_y \cos \phi}{1 + \frac{eA}{\gamma S}} \quad (۸)$$

γ ، ضریب میزان پلاستیک شدن مقطع است که برای مقاطع مستطیلی بین ۱ تا ۱/۵ متغیر می‌باشد و به میزان فشردگی مقطع (نسبت d/t_f) و فواصل مهارهای جانبی در طول عضو بستگی دارد و مطابق رابطه پیشنهادی آیین‌نامه با فرض $C_b = I$ مطابق زیر محاسبه می‌شود:

$$\gamma = 1.52 - 0.274 \left(\frac{L_b d}{t_f^2} \right) \left(\frac{\sigma_y}{E} \right) \quad (۹)$$

L_b ، فواصل مهار جانبی عضو تیر-ستون که در اینجا همان مقدار L فرض می‌شود. d و t_f نیز به ترتیب برابر ارتفاع و ضخامت مقطع مستطیلی می‌باشند. همچنین می‌توان ظرفیت پلاستیک افقی سیستم F_p^2 را مطابق روابط تحلیلی اندرکنشی غیرخطی مرتبه دوم پیشنهاد داده توسط آیین‌نامه AISC [۲۳] برای اعضای تیر-ستون با سطح مقطع مستطیلی مطابق زیر حدس زد:

$$F_p^2 = \frac{P_y \cos \phi}{2} \left[-\frac{Ae}{\gamma S} + \sqrt{\left(\frac{Ae}{\gamma S} \right)^2 + 4} \right] \quad (۱۰)$$

طبق روابط ۹ و ۱۰ می‌توان گفت علاوه بر مقدار e که به طور مستقیم بر مقاومت تسلیم و پلاستیک موثر است، نسبت d/t_f و L_b/t_f نیز به صورت غیرمستقیم بر مقدار مقاومت پلاستیک تاثیر گذارند. رابطه ۱۰ نسبت به رابطه ۸ مقادیر دست بالاتری را برای مقدار مشابه e در کشش و فشار حاصل می‌دهد. همانطور که مشاهده می‌شود با حذف تدریجی خروج از مرکزیت تحت نیروی کششی، حاصل رابطه فوق به مقدار ظرفیت باربری افقی تسلیم معادل مقطع دستک قوسی میل می‌کند.

دستک‌های فلزی قوسی هم همانند یک عضو تیر-ستون مهار نشده به طور جانبی، تحت نیروی محوری و لنگر خمشی حول محور قوی ممکن است قبل از رسیدن به مرحله پلاستیک کامل تحت خمش داخل صفحه،

گفت سختی محوری یک دستک قوسی با مشخصات هندسی مذکور و زاویه مرکزی 60° درجه تقریباً در حدود یک چهارم سختی دستک مستقیم با همان مشخصات هندسی است و این در حالی است که وقتی زاویه مرکزی به 120° درجه می‌رسد این کاهش به حدود یک هجدهم برابر می‌رسد.

۲-۳- مقاومت و تغییر مکان تسلیم و مقاومت پلاستیک

مطابق شکل ۳، باربری افقی سیستم F ، معادل تصویر افقی نیروی برآیند دو سر دستک قوسی F_{ch} (در راستای وتر قوس) خواهد بود. بر اساس هندسه قوس، دستک قوسی در برابر بار افقی فشاری و کششی، تحت تنش‌های ترکیبی ناشی از نیروی محوری و لنگر خمشی قرار می‌گیرد. بر اساس روابط تحلیلی می‌توان گفت که بیشترین تنش محوری در هر دو حالت کشش و فشار، در مقطع بحرانی یعنی لبه داخلی ناحیه میانی قوس رخ می‌دهد. بنابراین با فرض آغاز تسلیم شدگی از همین ناحیه، می‌توان مقاومت تسلیم F_y دستک قوسی را مطابق روابط تئوری الاستیک مقاومت مصالح اعضای تیر-ستون (تحت فشار و کشش) به صورت رابطه ۶ تخمین زد:

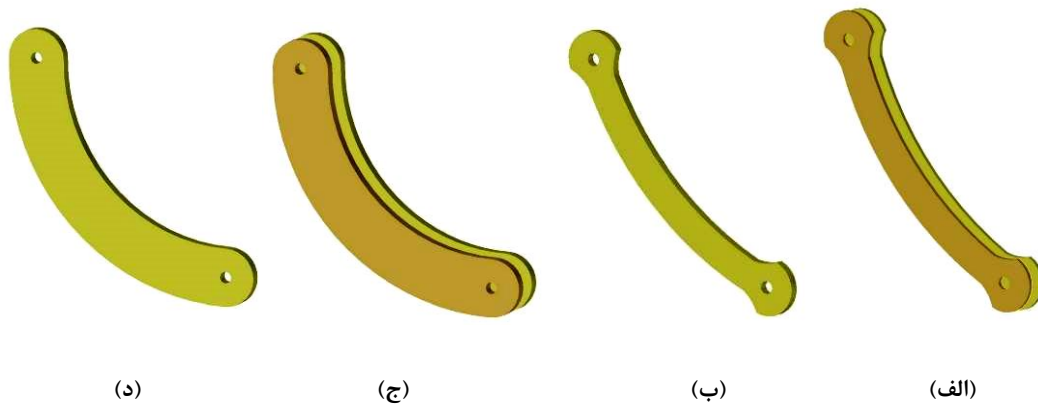
$$F_y = \frac{P_y \cos \phi}{1 + \frac{eA}{S}} \quad (۶)$$

در اینجا $P_y = A_y \sigma$ ، مقاومت تسلیم مقطع بدون حضور لنگر خمشی و σ_y تنش تسلیم مصالح دستک می‌باشد. S ، نیز اساس مقطع الاستیک دستک می‌باشد. e ، خروج از مرکزیت اولیه دستک قوسی می‌باشد. از فرمول فوق می‌توان فهمید که نیروی تسلیم سیستم با مقدار e نسبت عکس دارد به عبارتی با افزایش مقدار e و ثابت ماندن دیگر پارامترها، مقدار مقاومت تسلیم به صورت خطی کاهش می‌یابد. طبق این رابطه می‌توان گفت نسبت پهنا به ضخامت d/t_f تاثیر ملموسی بر مقاومت تسلیم ندارد.

تغییر مکان افقی Δ_y متناظر با نیروی تسلیم نیز برابر است با:

$$\Delta_y = \frac{F_y}{K_e} \quad (۷)$$

نیروی افقی پلاستیک سیستم، F_p^1 تحت کشش و فشار بر اساس مقاومت نهایی معادل مقطع با فرض اندرکنش خطی بین نیروی محوری و لنگر خمشی برای حالت حدی مقاومت (تسلیم) در میانه دستک قوسی



شکل ۵. نمای شماتیک سه بعدی نمونه‌های آزمایش مورد مطالعه (الف) HA 0.1، (ب) HAS 0.1، (ج) HA0.2، (د) HAS 0.2

Fig. 5. Schematic 3D view of studied test specimens. a) HA 0.1, b) HAS 0.1, c) HA 0.2, d) HAS 0.2

سه بعدی نشان می‌دهد. در جدول ۱ نیز مشخصات هندسی نمونه‌های آزمایش به همراه جزییات ساختاری‌شان ارائه گردیده است. همچنین در این جدول، پارامترهای طراحی مانند نسبت لاغری حول محور ضعیف λ_y ضریب میزان پلاستیک شدن مقاطع γ و نسبت پهنا به ضخامت مقاطع d/t_f ارائه شده است. ابعاد نمونه‌های آزمایش طوری طراحی شده‌اند که دارای سختی الاستیک تقریباً نزدیک به هم بوده و برای مطالعات آتی بهسازی لرزه‌ای یک اتصال تیر-ستون بتن آرمه با مقیاس ۱/۲ مناسب باشد. به طور کلی می‌توان نمونه‌های آزمایش شده را در دو گروه با طول وتر قوس L برابر ۵۰۰ میلی‌متر و به ترتیب با زوایای مرکزی (2α) ۴۵ و ۹۰ درجه با خروج از مرکزیت معادل $L/8$ و $L/2$ دسته‌بندی کرد. همچنین به منظور بررسی تاثیر نسبت d/t_f ، مقاطع عرضی دستک‌های قوسی در هر گروه به صورت مقطع دویل و تکی به ترتیب از ورق‌های فلزی نازک ۸ میلی‌متری و ۱۶ میلی‌متری در نظر گرفته شده‌اند (به شکل ۲-ب رجوع کنید). بنابراین مطابق جدول ۱ می‌توان گفت مساحت مقطع عرضی و سختی وتری نمونه‌های دویل و تکی در هر گروه با هم برابر می‌باشند گرچه نمونه‌های نظیر دو گروه با داشتن سختی وتری تقریباً نزدیک هم، دارای مساحت مقطع متفاوت هستند.

شایان ذکر است که سطح مقطع دویل دستک‌های قوسی متشکل از دو مقطع مستطیلی بوده که به فاصله پشت تا پشت ۵۰ میلی‌متر از هم قرار می‌گیرند. در تمام نمونه‌های آزمایش نیز برای پر کردن گپ در محل اتصالات مفصلی دو سر دستک از فیلرهای دایروی استفاده شده است. لازم

دچار کماتش جانبی شوند. در این صورت نیروی افقی بحرانی نظیر کماتش جانبی، F_{cr} را می‌توان به طور تقریبی بر اساس رابطه اندرکنش غیرخطی مرتبه دوم پیشنهاد شده توسط آیین‌نامه AISC [۲۳] بازنویسی کرد:

$$F_{cr} = \frac{\omega^2 \cos \phi}{2P_{cy}} \left[-1 + \sqrt{1 + \left(\frac{2P_{cy}}{\omega} \right)^2} \right] \quad (11)$$

که $\omega = (\gamma S_y / e)$ و P_{cy} ظرفیت فشاری مقطع حول محور ضعیف دستک قوسی می‌باشد. لازم به ذکر است که در محاسبه P_{cy} تحت بار کماتشی اولر طول عضو تیر-ستون به طور مستقیم و معادل طول دو سر قوس، L فرض شده که با تقریب خوبی می‌تواند جوابگو باشد. البته برای محاسبه دقیق این مقدار می‌توان به فرمول‌های ارائه شده در مرجع [۲۴] رجوع کرد.

۳- برنامه آزمایشگاهی

۳-۱- نمونه‌های آزمایش

در این مطالعه به منظور ارزیابی تاثیر خروج از مرکزیت e و نسبت پهنا به ضخامت d/t_f دستک‌های قوسی فلزی بر عملکرد چرخه‌ای آن‌ها، چهار نمونه دستک قوسی جهت بارگذاری افقی چرخه‌ای در نظر گرفته شدند. شکل ۵ نمای شماتیک و ساختار هندسی نمونه‌های آزمایش را به صورت

جدول ۱. مشخصات هندسی دستک‌های قوسی

Table 1. Geometrical specifications of ASHs

نام نمونه	نوع مقطع	طول اسمی (mm) L	شعاع R (mm)	زاویه مرکزی α (درجه)	خروج از مرکزیت e (mm)	فاصله b (mm)	پهنا d (mm)	ضخامت (mm) t_f	نسبت لاغری λ_y	ضریب پلاستیک γ
گروه یک HA 0.1	دوبل	۵۰۰	۶۵۳	۴۵	۴۹/۷	۵۰	۵۸	۸	۱۳۸	۱/۳۷
$e=0.1$ HAS 0.1	تکی									
گروه دو HA 0.2	دوبل	۵۰۰	۳۵۵	۹۰	۱۰۴	۵۰	۱۰۰	۸	۱۳۸	۱/۲۸
$e=0.2$ HAS 0.2	تکی									

جدول ۲. مشخصات مکانیکی ورق‌های فلزی دستک‌های قوسی

Table 2. Mechanical characteristics of steel plates of ASHs

ضخامت ورق	تنش تسلیم (MPa)	تنش نهایی (MPa)	مدول یانگ (MPa)	درصد ازدیاد طول (%)
۸ میلی‌متر	۲۴۹	۳۷۱	۱۷۶/۵	۲۸/۷
۱۶ میلی‌متر	۲۵۳	۳۸۵	۱۸۲/۳	۲۵/۲

فراهم شد. برای اعمال بار افقی از یک جک هیدرولیکی رفت و برگشتی با ظرفیت فشاری و کششی به ترتیب ۵۰۰ و ۲۵۰ کیلونیوتن با ۱۷۰ میلی‌متر استرک استفاده گردید.

مطابق شکل ۶، بار رفت و برگشتی جک با یک اتصال مفصلی توسط ستون صلب به دستک قوسی اعمال می‌گردد. این ستون صلب از پایین با اتصال مفصلی روی یک پایه صلب ثابت شده روی کف قوی متصل شده و از بالا نیز توسط مهارهای جانبی دو طرفه متصل به قاب صلب کنترل می‌شود. همچنین نمونه‌های قوسی در جهت دیگر با یک اتصال مفصلی به یک ستون کوتاه صلب که به روی کف قوی ثابت شده متصل می‌گردد.

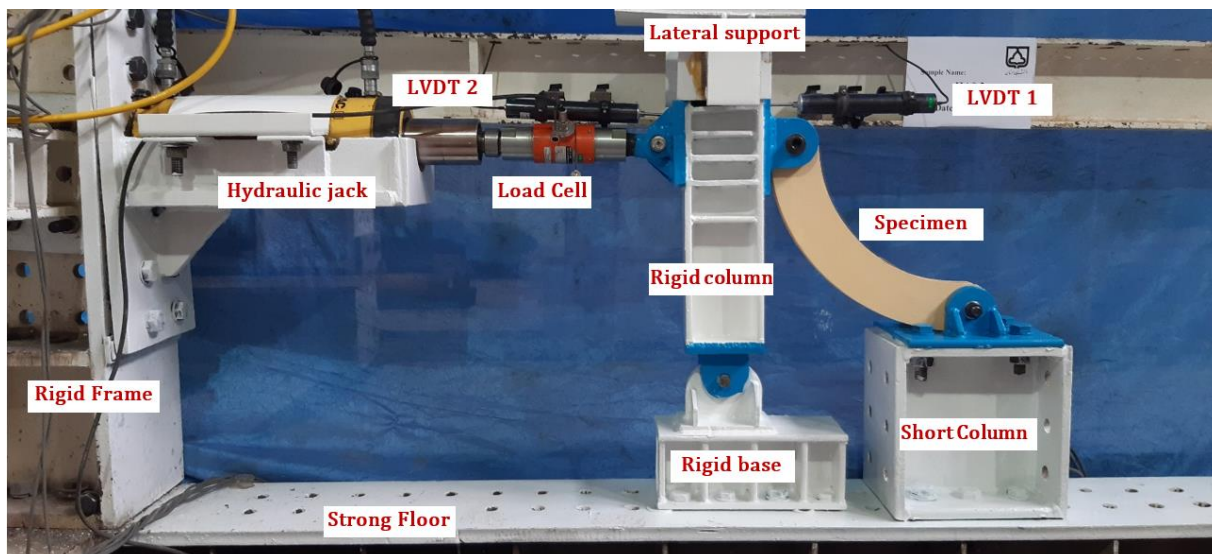
همچنین به منظور کنترل جابجایی افقی سیستم از دو جابجایی‌سنج

به ذکر است که در محاسبه λ_y از طول مستقیم دو سرقوس L استفاده شده و بنابر پیشنهاد آیین‌نامه AISC [۲۳] برای دو انتهای گیردار عضو، ضریب طول موثر 0.65 فرض شده است.

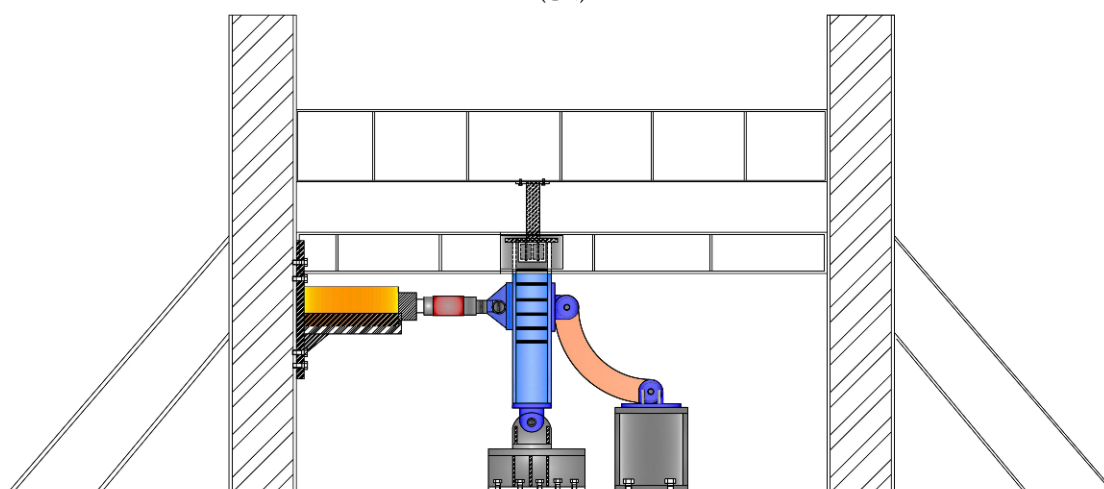
مشخصات مکانیکی ورق‌های فلزی مورد استفاده در تهیه نمونه‌های آزمایش در جدول ۲ ارائه شده است. این نمونه‌ها به صورت یکپارچه از ورق‌های فلزی ST37-2 توسط برش لیزری آماده شدند.

۳-۲- سامانه برپایی آزمایش

برای ارزیابی عملکرد چرخه‌ای دستک‌های قوسی در نظر گرفته شده تحت بارگذاری افقی رفت و برگشتی، سامانه برپایی آزمایش مطابق شکل ۶



(الف)



(ب)

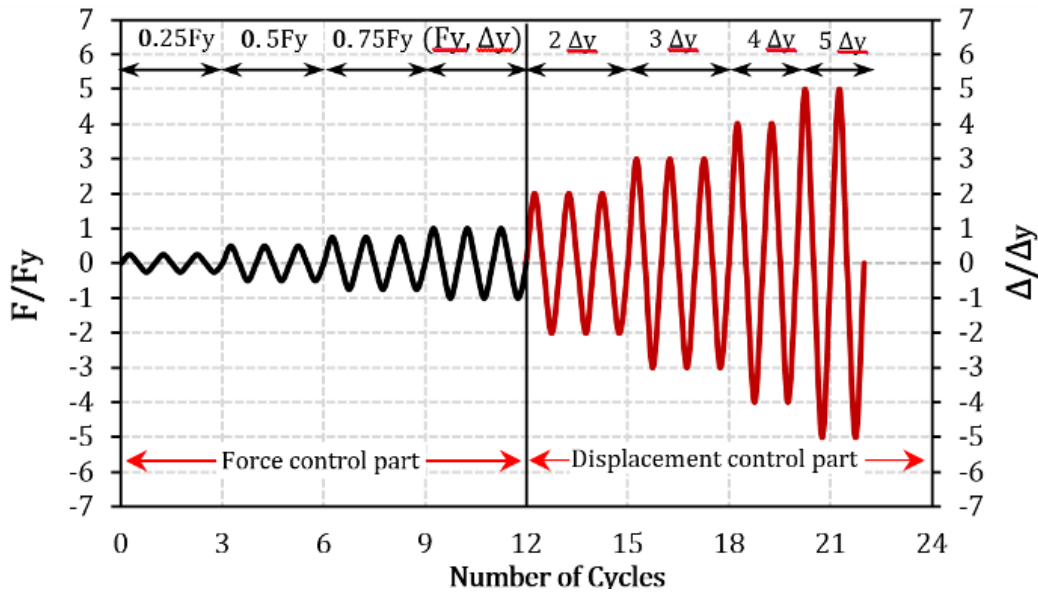
شکل ۶. سامانه برپایی آزمایش (الف) نمای واقعی، (ب) نمای شماتیک

Fig. 6. Test set-up. a) Real view, b) Schematic view

۳-۳- تاریخچه بارگذاری

برای اعمال بارگذاری رفت و برگشتی به نمونه‌ها، تاریخچه بارگذاری ارائه شده توسط ATC 24 [۲۵] مطابق شکل ۷ در نظر گرفته شده است. این تاریخچه بارگذاری شامل دو قسمت بوده و به صورتی که تا نیروی تسلیم افقی F_y سیستم به صورت نیرو کنترل و بعد از آن بر اساس جابجایی کنترل می‌باشد. نیروی اولیه تسلیم به صورت تقریبی مطابق روابط تئوری ارائه شده در بخش ۲-۳ تعیین می‌گردد. بنابراین بخش اول بارگذاری نمونه‌ها تا نقطه تسلیم شامل چهار بار سه سیکله معادل با F_y ، $0.75 F_y$ ،

(LVDTs) نصب شده روی مهار جانبی استفاده شده است. با توجه به این که تحت بارگذاری حداکثر تنش در قسمت داخلی میانه قوس رخ می‌دهد یک کرنش سنج در این ناحیه نصب می‌گردد تا کرنش تسلیم سیستم مشخص گردد. لازم به ذکر است که تحت نیروی افقی سیستم، به دلیل اینکه مولفه قائم دستک‌های قوسی نسبت به محور ستون صلب دارای خروج از مرکزیتی معادل ۱۵۰ میلی‌متر می‌باشد بنابراین طبق روابط تعادل استاتیکی بایستی در روابط تئوری ارائه شده در قسمت ۲ به جای $\phi \cos$ از ضریب معادل 0.9 استفاده گردد.



شکل ۷. تاریخچه بارگذاری رفت و برگشتی

Fig. 7. Cyclic loading history

همانطور که از شکل ۸ مشاهده می‌شود نمونه HA 0.2 به دلیل داشتن نسبت بالای d/t_f (یا به عبارتی ضریب γ کمتر) نسبت به نمونه‌های دیگر، در لبه بیرونی قوس تحت تنش‌های فشاری ناشی از ترکیب نیروهای کششی و خمشی دچار کمناش پیچشی-جانبی گردید. می‌توان دید که تمام نمونه‌ها تحت کشش با کاهش خروج از مرکزیت محوری خود به حالت مستقیم‌تر خود نزدیک شدند اما تحت فشار مطابق شکل ۹ با توجه به وارد شدن به فاز کمناش جانبی، عملکرد خارج از صفحه از خود نشان داده و با افزایش جابجایی افقی با افزایش خروج از مرکزیت جانبی مواجه گردیدند. مطابق این شکل، تفاوت در نحوه کمناش جانبی نمونه HA 0.2 نسبت به نمونه‌های دیگر می‌تواند به دلیل نسبت بالای d/t_f و وقوع کمناش پیچشی-جانبی در کشش باشد.

لازم به ذکر است از لحاظ روابط تئوری حاکم برای تنش بحرانی کمناش، در تمام نمونه‌ها تنش‌های ناشی از کمناش پیچشی بسیار بالاتر از کمناش خمشی بوده است. با این وجود تحت فشار نمونه HAS 0.2 به دلیل دارا بودن مقطع تکی و شاید انحراف جانبی بارگذاری افقی، دچار کمناش کلی به صورت ترکیبی از کمناش خمشی و کمناش پیچشی-جانبی گردید.

شکل ۱۰ نمودارهای هیستریس نمونه‌های آزمایش را نشان می‌دهد. در این نمودارها موقعیت کمناش جانبی هر نمونه با علامت ضربدر (\times) مشخص

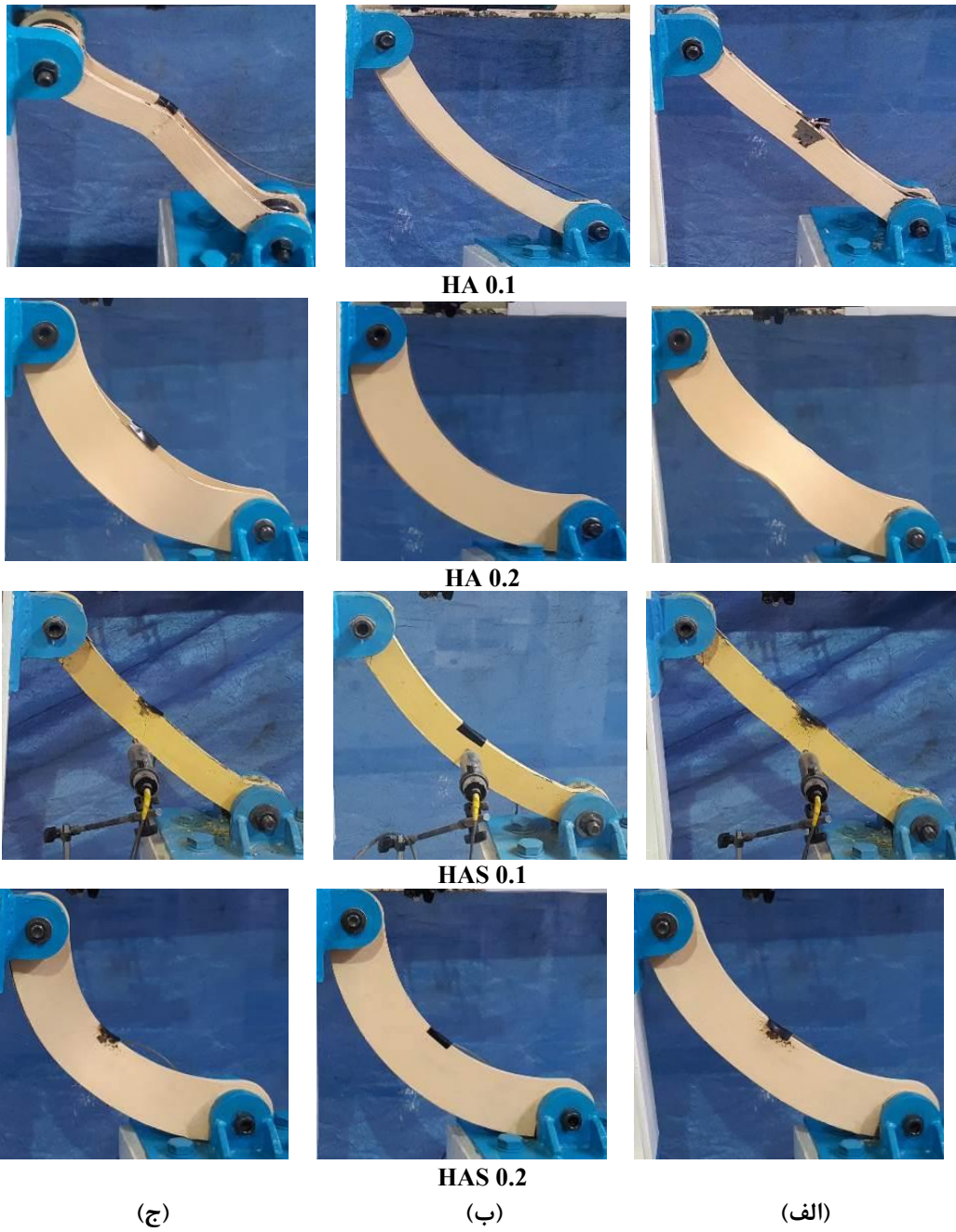
۰/۵، $0.75F_y$ و $1.0F_y$ به صورت افزایشی و در مجموع ۱۲ سیکل بارگذاری اعمال می‌گردد. مطابق جابجایی تسلیم Δ_y نظیر بار تسلیم که در بخش قبل ثبت شده، جابجایی‌های هدف هر سیکل در بخش دوم بارگذاری مشخص می‌شود. در این بخش نیز نمونه‌ها به صورت جابجایی‌های افزایشده $2\Delta_y$ ، $3\Delta_y$ هر یک سه سیکل و $4\Delta_y$ ، $5\Delta_y$ و ... هر یک در دو سیکل بارگذاری شده و در نهایت بار نظیر هر سیکل ثبت می‌گردد.

۴- نتایج آزمایشگاهی و بحث

۴-۱ رفتار هیستریک

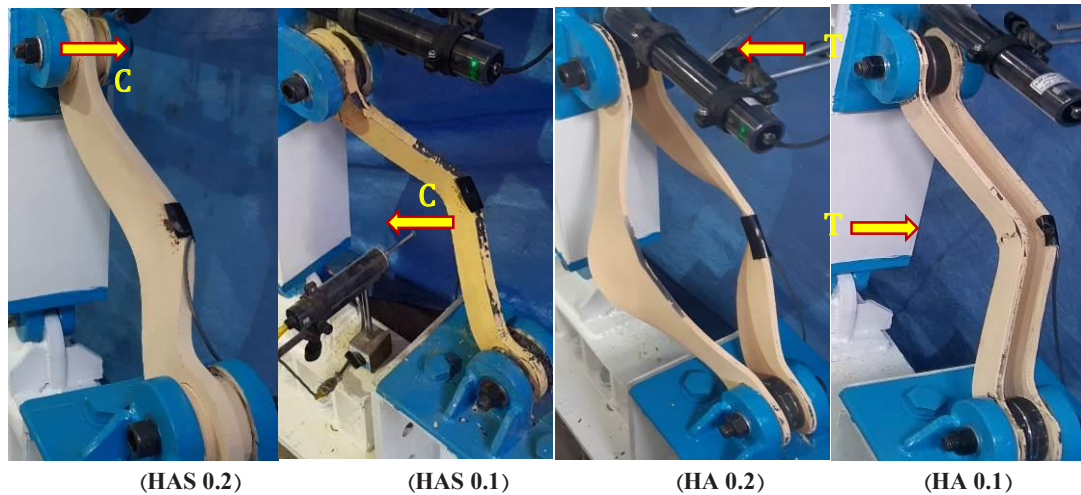
در شکل ۸ وضعیت اولیه، نهایی و نحوه خرابی نمونه‌های آزمایش تحت کشش و فشار آمده است. همه نمونه‌ها در فشار دچار کمناش کلی جانبی شدند.

شکل ۹ نیز مودهای کمناش جانبی نمونه‌ها را تحت فشار در وضعیت نهایی نشان می‌دهد. لازم به ذکر است که بارگذاری چرخه‌ای نمونه‌های آزمایش تقریباً تا حد مقاومت فشاری معادل $0.3F_{cr}$ ادامه یافت و مشاهدات نشان دادند که هیچ کدام از آن‌ها حین آزمایش دچار گسیختگی نشدند. همانطور که دیده می‌شود تمام نمونه‌ها در لبه داخلی قوس دچار آسیب بیشتری شده‌اند.



شکل ۸. الف) وضعیت نهایی تحت کشش، ب) وضعیت اولیه، ج) وضعیت نهایی تحت فشار

Fig. 8. a) Ultimate situation in tension, b) Initial situation, c) Ultimate situation in compression



شکل ۹. مودهای کمانش جانبی نمونه‌های آزمایش تحت فشار

Fig. 9. Lateral buckling modes of the test specimens in compression

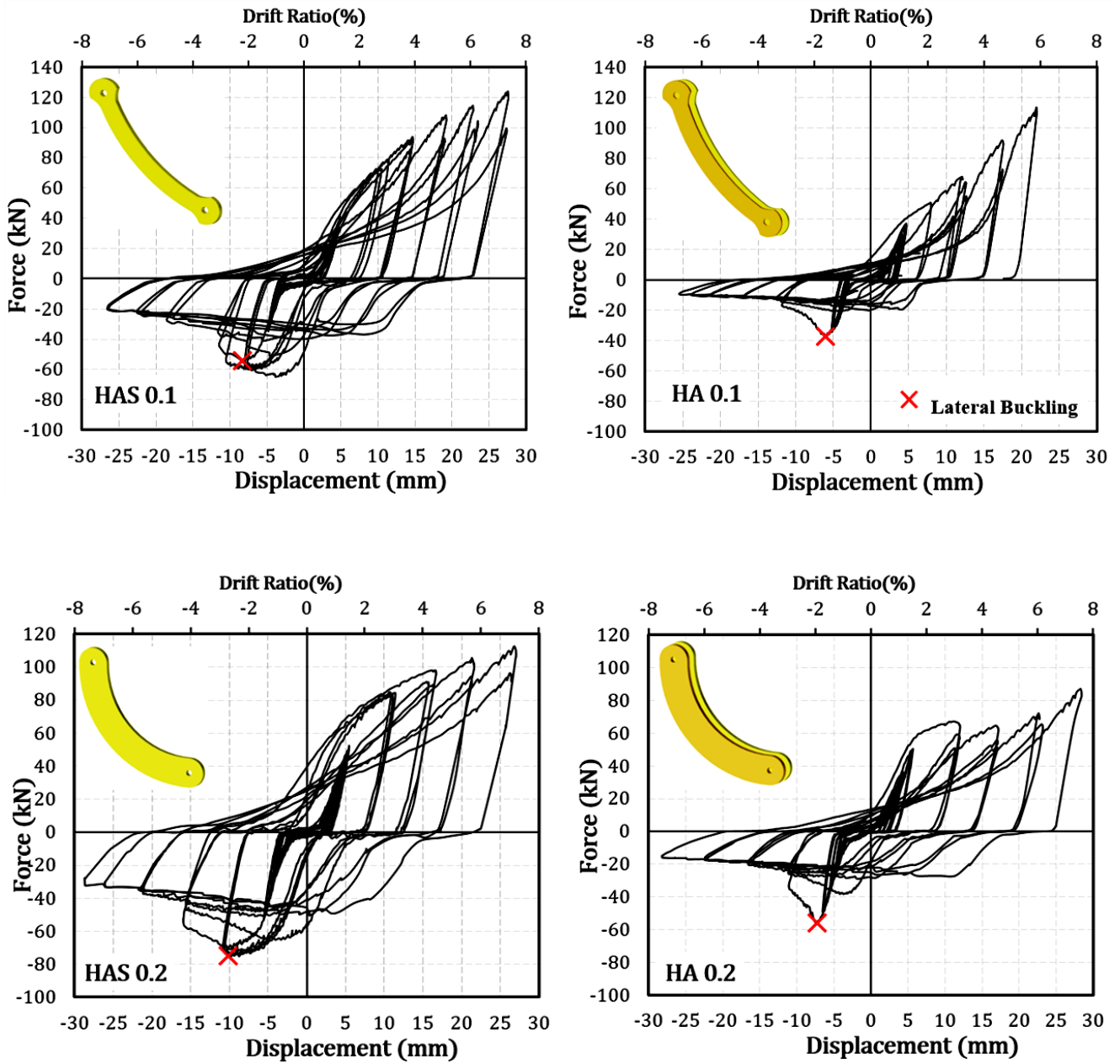
از کمانش موضعی، حداکثر نسبت d/t_f برای اعضای با مقطع فشرده لرزه‌ای متکی به یک لبه را برای شکل‌پذیری متوسط و زیاد به ترتیب حدود ۱۰/۱ و ۸ پیشنهاد می‌کند.

۴-۲- مقاومت

نمودار پوش نیرو-جابجایی را می‌توان با وصل کردن نقاط حداکثر سیکل‌های اول نمودارهای هیستریسیس به یکدیگر ترسیم کرد. شکل ۱۱ نمودارهای پوش نیرو-جابجایی هر نمونه ترسیم شده است. ضمناً در این نمودارها مقادیر تحلیلی حد مقاومت حدی تسلیم F_y ، مقاومت‌های پلاستیک F_p^1 و F_p^2 در کشش و فشار و نیز مقاومت کمانش جانبی F_{cr} در فشار مشخص گردیده است. همچنین شکل ۱۲ مقایسه نمودارهای پوش نیرو-جابجایی همه نمونه‌ها را نشان می‌دهد. مطابق روابط تحلیلی ۶ و ۷ مقاومت و جابجایی تسلیم افقی نمونه‌های گروه اول و دوم به ترتیب برابر ۳۴ و ۵۰/۵ کیلونیوتن و ۱/۲۲، ۱/۶۲ میلی‌متر پیش‌بینی می‌شود.

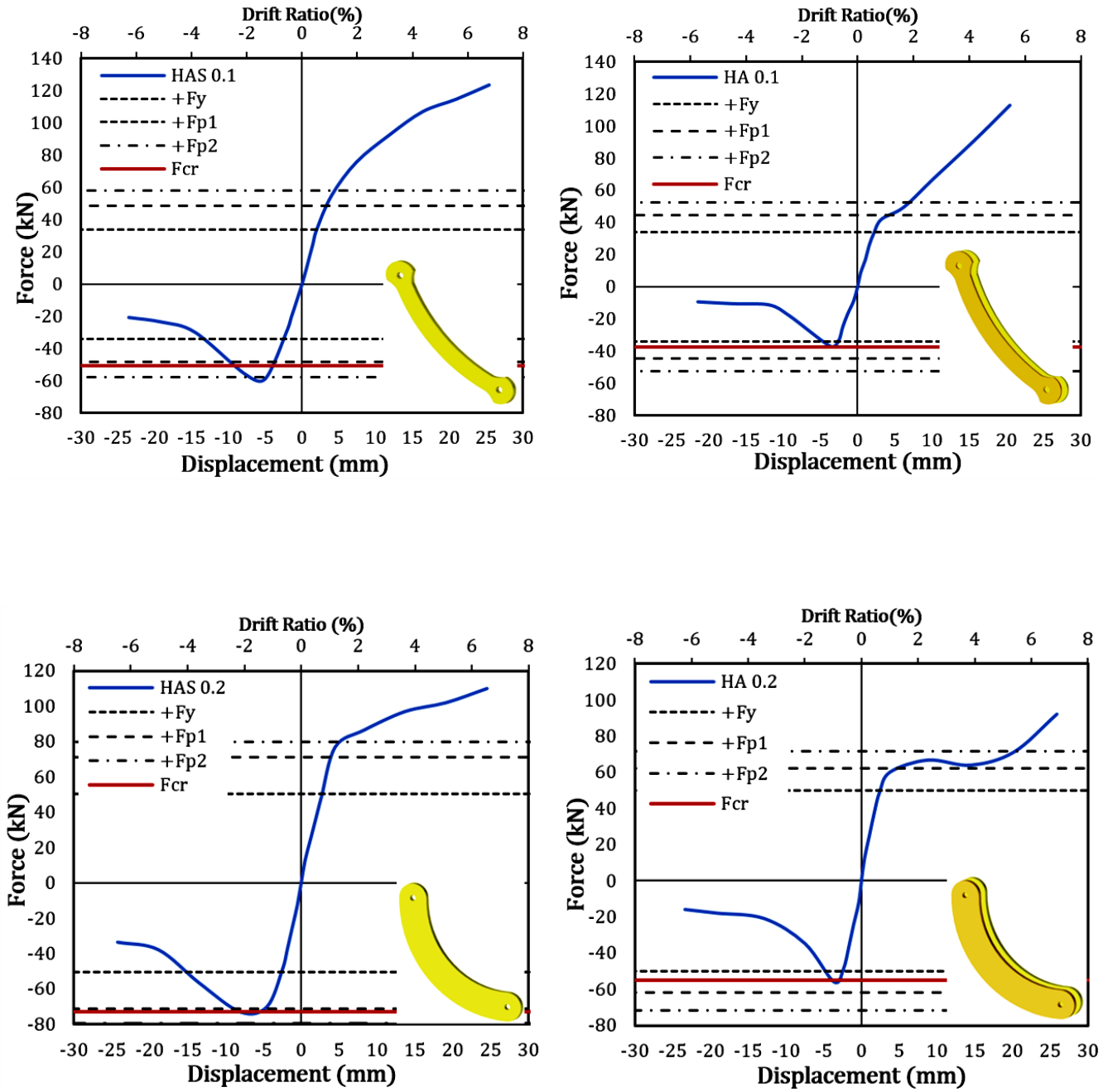
در جدول ۳ نیز مقادیر تحلیلی فوق به همراه جابجایی تسلیم Δ_y ارائه گردیده است. همچنین مقادیر آزمایشگاهی مقاومت و جابجایی تسلیم، مقاومت و جابجایی نظیر کمانش Δ_{cr} و ظرفیت حداکثر کششی و فشاری P_{max}^+ و P_{max}^- در این جدول ارائه شده است. مطابق جدول ۳ تطابق نسبتاً بسیار خوبی بین مقادیر آزمایشگاهی و مقادیر تحلیلی (جز در تخمین

شده است. می‌توان گفت که همه نمونه‌ها به دلیل کمانش جانبی دارای رفتار هیستریسیس ناپایدار و نامتقارن بوده اما نمونه‌های با مقطع تکی با داشتن نسبت لاغری کمتر و ضریب پلاستیک شدن بیشتر در فشار و حتی کشش رفتار هیستریسیک مطلوب‌تری از خود نشان داده و دارای حلقه‌های چاق‌تر و با جمع شدگی کمتری هستند. البته همان‌طور که در کارهای تحقیقاتی گذشته هم گزارش شده، این المان‌ها در صورت عدم کمانش هم، معمولاً به دلیل تغییرات خروج از مرکزیت محوری دارای رفتار نامتقارن هیستریسیس هستند که این رفتار در المان‌های با زاویه مرکزی کمتر بارزتر می‌شود. شکل ۱۰ نشان می‌دهد که سختی پس از تسلیم نمونه‌های گروه اول تحت کشش نسبت به نمونه گروه دوم بیشتر است که اصولاً دلیل آن خروج از مرکزیت اولیه کمتر و رسیدن به وضعیت محوری مستقیم‌تر خود می‌باشد و در واقع می‌توان گفت نرخ تغییرات خروج از مرکزیت نسبت به حالت اولیه یعنی e/e بسیار بیشتر است. همچنین با مقایسه گراف‌های این شکل می‌توان دریافت که با کاهش نسبت لاغری λ_y و افزایش ضریب γ با کاهش جمع شدگی حلقه‌ها، رفتار هیستریسیک بهبود می‌یابد. به طور کلی می‌توان گفت جمع شدگی حلقه‌های هیستریسیس نمونه‌های گروه اول نسبت به گروه دوم به ویژه در سیکل‌های دوم هر گام بارگذاری به دلیل خروج از مرکزیت کمتر، بیشتر است. گرچه کمانش کلی جانبی در تمام نمونه‌ها بر کمانش موضعی غالب می‌گردد ولی ضوابط لرزه‌ای آیین‌نامه AISC [۲۳] برای جلوگیری



شکل ۱۰. نمودارهای هیستریس نیرو-جابجایی نمونه‌ها

Fig. 10. Force-displacement hysteresis curves of specimens



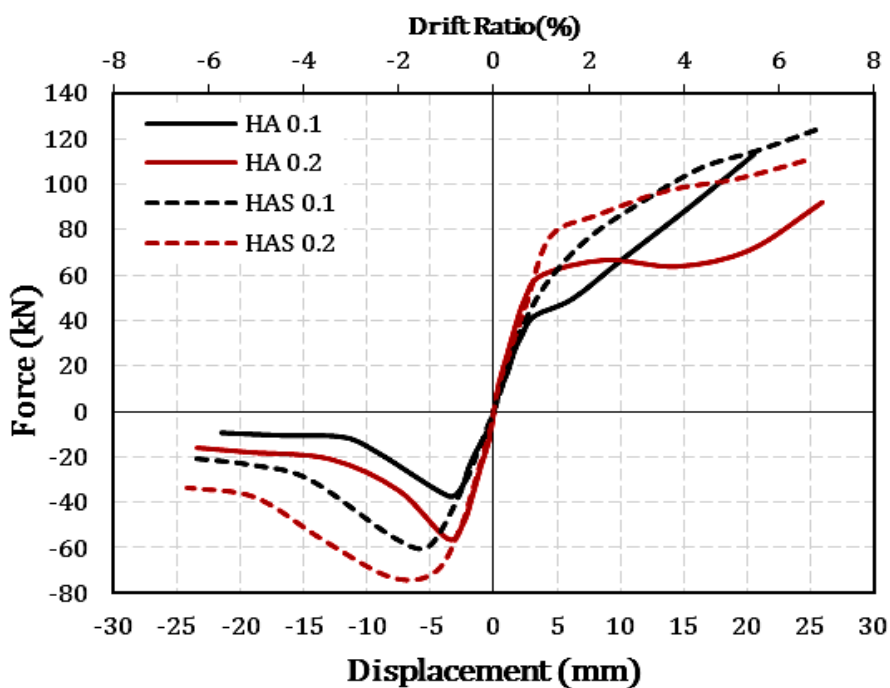
شکل ۱۱. پوش نمودارهای هیستریس نیرو-جابجایی نمونه‌های آزمایش

Fig. 11. Envelope of force-displacement hysteresis curves of specimens

جدول ۳. مقایسه مقاومت و جابجایی‌های حدی مختلف نمونه‌های آزمایش

Table 3. Comparison of various limit strength and displacements of the test specimens

آیتم نمونه	F_y (kN) (تحلیلی)	Δ_y (mm) (تحلیلی)	F_y (kN) (آزمایشگاهی)	Δ_y (mm) (آزمایشگاهی)	F_p^1 (kN) (تحلیلی)	F_p^2 (kN) (تحلیلی)	F_{cr} (kN) (تحلیلی)	F_{cr} (kN) (آزمایشگاهی)	Δ_{cr} (mm) (آزمایشگاهی)	P_{max}^+ (kN) (آزمایشگاهی)	P_{max} (kN) (آزمایشگاهی)	شاخص مقاومت (SI) کشش فشار
گروه یک HA 0.1 $e=0.1L$	۳۴/۰	۱/۲۲	۳۲/۱	۲/۳۵	۴۴/۴	۵۲/۷	-۳۷/۴	-۳۷/۰	-۶/۳	۱۱۳	-۳۷/۰	۳/۵۲ ۱/۱۵
HAS 0.1 $e=0.1L$	۳۴/۷	۱/۶۲	۳۲/۱	۲/۴	۴۸/۴	۵۷/۸	-۵۱/۰	-۵۳/۰	-۸/۵	۱۲۳	-۵۹/۰	۳/۵۵ ۱/۷
گروه دو HA 0.2 $e=0.2L$	۵۰/۵	۱/۶۲	۵۲/۱	۲/۴	۶۲/۰	۷۱/۷	-۵۵/۰	-۵۶/۰	-۷/۵	۸۶/۵	-۵۶/۰	۱/۶۶ ۱/۰۸
HAS 0.2 $e=0.2L$	۵۳/۰	۱/۶۲	۵۲/۱	۲/۶	۷۱/۰	۸۰/۰	-۷۲/۸	-۷۴/۰	-۱۰/۸	۱۱۰	-۷۴/۰	۲/۰۸ ۱/۴



شکل ۱۲. مقایسه پوش نمودارهای هیستریس نیرو-جابجایی نمونه‌های آزمایش

Fig. 12. Envelope comparison of force-displacement hysteresis curves of the test specimens

F_p^2 خود رسیدند. به طور مثال نمونه HA 0.2 در کشش به دلیل وقوع کمانش پیچشی-جانبی در لبه بیرونی قوس خود، علیرغم کاهش خروج از مرکزیت با کاهش قابل ملاحظه سختی و مقاومت مواجه شده و در نهایت با تحمل تغییر شکل‌های بزرگ‌تر با افزایش مقاومت همراه می‌گردد. نهایتاً می‌توان گفت افزایش مقاومت کششی نهایی در نمونه‌های با مقطع تکی نسبت به دابل در گروه اول و دوم به ترتیب ۹٪ و ۲۷٪ می‌باشد.

در اینجا شاخص مقاومت SI به صورت نسبت مقاومت نهایی به مقاومت تسلیم تعریف می‌گردد. مطابق داده‌های جدول ۳ می‌توان گفت این شاخص برای تمام نمونه‌ها در کشش خیلی بزرگ‌تر از فشار بوده و با افزایش خروج از مرکزیت اولیه کاهش می‌یابند به طوری که نسبت SI نمونه‌های نظیر گروه اول نسبت به دوم برای مقطع دابل و تکی در کشش به ترتیب ۲/۱۲ و ۱/۷۱ برابر و در فشار ۱/۰۶ و ۱/۲۱ برابر می‌باشد. همانطور که مشاهده می‌شود این شاخص برای مقاطع تکی نسبت به دابل در فشار قابل توجه بوده که این مطلب تاثیر نسبت‌های λ_p و d/t_f را بر این شاخص نشان می‌دهد.

۴-۳- سختی

نتایج تحقیقات گذشته نشان می‌دهد که سختی محوری دستک‌های مستقیم نقش مهمی بر نحوه عملکرد سازه‌های بهسازی شده در برابر بارهای لرزه‌ای ایفا می‌کند [۱۸، ۱۷، ۱۰، ۵، ۳ و ۲]. در این مطالعه هم ارزیابی سختی دستک‌های قوسی از اهمیت خاصی برخوردار است. در این بخش سختی الاستیک K_e و سختی کششی پلاستیک $K_{p,t}$ و همچنین زوال سختی بر اساس سختی سکانتی K_s نمونه‌ها ارزیابی می‌گردد. طبق رابطه ۵ سختی الاستیک نمونه‌های گروه اول و دوم در کشش و فشار به ترتیب حدود ۲۷/۹ و ۳۰/۹ کیلونیوتن بر متر پیش‌بینی می‌گردد. سختی الاستیک K_e نمونه‌های آزمایش با رگرسیون خطی داده‌های حداکثر سیکل‌های بارگذاری قبل از تسلیم نمونه در محدوده کشش و فشار محاسبه شده که نتایج آن در جدول ۴ ارائه شده است. در این رگرسیون، جابجایی‌های مشهود ناشی از لقی اولیه سیستم به طور تقریبی حذف شدند. با این وجود همانطور که دیده می‌شود خطای نسبتاً زیادی بین مقادیر K_e آزمایشگاهی و مقادیر پیش‌بینی شده مشاهده می‌شود که می‌تواند ناشی از کوچک بودن مقادیر جابجایی تسلیم از لحاظ تئوری، وجود لقی در سیستم اتصالات بارگذاری با نمونه‌های آزمایش حین بارگذاری و همچنین وقوع لهیدگی سوراخ‌های دستک قوسی باشد.

سختی کششی پلاستیک $K_{p,t}$ نمونه‌ها با رگرسیون خطی داده‌های

جابجایی تسلیم وجود دارد. مقاومت حدی کمانش پیش‌بینی شده مطابق رابطه ۱۱ در مقایسه با داده‌های آزمایشگاهی دارای خطای حداکثر ۴ درصدی می‌باشد که نشان می‌دهد رابطه حدی ارائه شده توسط آیین‌نامه AISC [۲۳] برای تخمین مقاومت بحرانی کمانش نمونه‌ها مناسب است. وجود اختلاف بین مقادیر آزمایشگاهی و پیش‌بینی شده جابجایی نظیر تسلیم در تمام نمونه‌ها می‌تواند ناشی از لقی در سیستم بارگذاری و اتصالات آن با نمونه‌های آزمایش و همچنین وقوع لهیدگی سوراخ‌های دستک قوسی تحت بارگذاری چرخه‌ای باشد. مطابق اشکال ۱۱ و ۱۲ نمونه‌های با مقطع دابل در فشار به دلیل لاغری زیاد معمولاً با جابجایی کمی پس از تسلیم و حتی قبل از رسیدن به مقاومت پلاستیک نظیر F_p^1 در معرض کمانش خمشی جانبی قرار گرفته و به شدت دچار افت مقاومت فشاری شدند. اما در مقابل، نمونه‌های HAS 0.1 و HAS 0.2 با مقطع تکی و با داشتن نصف نسبت d/t_f و λ_p در مقایسه با نمونه‌های دابل متناظر ضمن رسیدن به حد مقاومت‌های پلاستیک F_p^1 و F_p^2 خود، به ترتیب مقاومت فشاری حداکثر حدود ۱/۵۹ و ۱/۳۲ برابر و همچنین مقاومت فشاری نهایی حدود دو برابر از خود نشان دادند. نکته اینکه با نرمال کردن مقاومت بحرانی کمانش نسبت به مساحت مقطع می‌توان گفت با افزایش خروج از مرکزیت اولیه دستک‌های قوسی با نسبت لاغری یکسان، مقاومت بحرانی کمانش کاهش می‌یابد.

همچنین افزایش حدود ۱/۲۵ تا ۱/۵ برابری مقاومت فشاری حداکثر نمونه‌های گروه دوم نسبت به نمونه‌های متناظر گروه اول با وجود سختی الاستیک و تری نزدیک به هم (حدود ۱۰٪ اختلاف) مربوط به داشتن مساحت سطح مقطع ۱/۷ برابری بوده که نشان می‌دهد با افزایش خروج از مرکزیت محوری اولیه دستک‌های قوسی اثر مساحت مقطع عرضی کم رنگ‌تر می‌گردد. البته شکل ۱۲ و داده‌های جدول ۳ نشان می‌دهند که در کشش، تاثیر مساحت مقطع عرضی به شدت کمتر شده به طوری که نمونه‌های متناظر گروه دوم علیرغم داشتن مساحت مقطع ۱/۷ برابری نسبت به گروه اول دارای مقاومت کششی حداکثر حدود ۰/۷۶ تا ۰/۸۹ برابر می‌باشند. مطابق اشکال ۱۱ و ۱۲ در کشش، تمام نمونه‌ها به ویژه نمونه‌های با خروج از مرکزیت اولیه کمتر، با افزایش جابجایی افقی و کاهش خروج از مرکزیت اولیه به حالت مستقیم‌تر خود نزدیک شده و با افزایش شدید مقاومت همراه هستند. البته بایستی اذعان کرد که نمونه‌های دابل به دلیل وقوع کمانش جانبی زودرس و دارا بودن نسبت d/t_f بالا و γ کمتر و در نتیجه عدم تشکیل مفصل پلاستیک کامل در مقطعشان، بعد از رسیدن به F_p^1 با کاهش سختی روبرو شده و در تغییر شکل بیشتری به مقاومت

جدول ۴. مقایسه انواع سختی در نمونه‌های آزمایش

Table 4. Comparison of stiffness type in the test specimens

$\Delta^2_{p,t}$ (mm) (آزمایشگاهی)	$K_{sp,t}$ (kN/mm) (آزمایشگاهی)	$\phi_{exp,t}$	$K_{p,t}$ (kN/mm) (آزمایشگاهی)	K_e (kN/mm) (آزمایشگاهی)	K_e (kN/mm) (تحلیلی)	آیتم نام نمونه
۶/۶	۸/۰	۰/۳۰	۴/۲	۱۴/۲	۲۷/۹	HA 0.1 گروه یک
۴/۶	۱۲/۶	۰/۲۰	۳/۲	۱۶/۰		HAS 0.1 $e=0.1L$
۲۰/۳	۳/۵	۰/۰۶	۱/۲	۲۱/۳	۳۰/۹	HA 0.2 گروه دو
۵/۰	۱۶/۰	۰/۰۸	۱/۶	۱۹/۵		HAS 0.2 $e=0.2L$

همچنین مشاهده می‌شود که روند زوال سختی تمام نمونه‌ها در فشار به دلیل وقوع کماتش جانبی نسبت به کشش بسیار قابل توجه بوده به طوری که کاهش سختی نهایی در فشار نسبت به کشش در نمونه‌های گروه اول و دوم با مقطع تکی به ترتیب در حدود ۵/۵ و ۱۲/۵ برابر و با مقطع دویل ۳/۳ و ۵ برابر است. همچنین بایستی دقت نمود که در فشار نمونه‌های گروه اول و در کشش نمونه‌های گروه دوم از نرخ تنزل سختی نسبتاً بالاتری برخوردار هستند.

۴-۴- تلاف انرژی و میرایی ویسکوز معادل

میزان اتلاف انرژی هر سازه تحت بارهای لرزه‌ای یکی از معیارهای مهم در طراحی و عملکرد لرزه‌ای ساختمان‌های مدرن محسوب می‌شود. مطابق تحقیقات گذشته، دستک‌های مستقیم می‌توانند همانند یک المان فیزی بر ارتقاء عملکرد لرزه‌ای سازه‌های بهسازی شده در برابر زلزله موثر باشند [۱۸ و ۱۷، ۱۰، ۵، ۳ و ۲]. بنابراین نیاز است که اتلاف انرژی دستک‌های قوسی به طور ویژه مورد بررسی قرار گیرد. میزان اتلاف انرژی E_d نمونه‌های آزمایش شده را می‌توان با محاسبه مقدار تجمعی مساحت حلقه‌های هیستریزس مطابق شکل ۱۴-الف به دست آورد. شکل ۱۴-ب و جدول ۵ مقدار تجمعی انرژی تلف شده دو گروه نمونه‌های آزمایش را برحسب سیکل‌های بارگذاری نشان می‌دهد. همچنین در جدول ۵ مقادیر نرمال شده انرژی تلف شده برحسب نمونه‌های مرجع HA هر گروه آورده شده است.

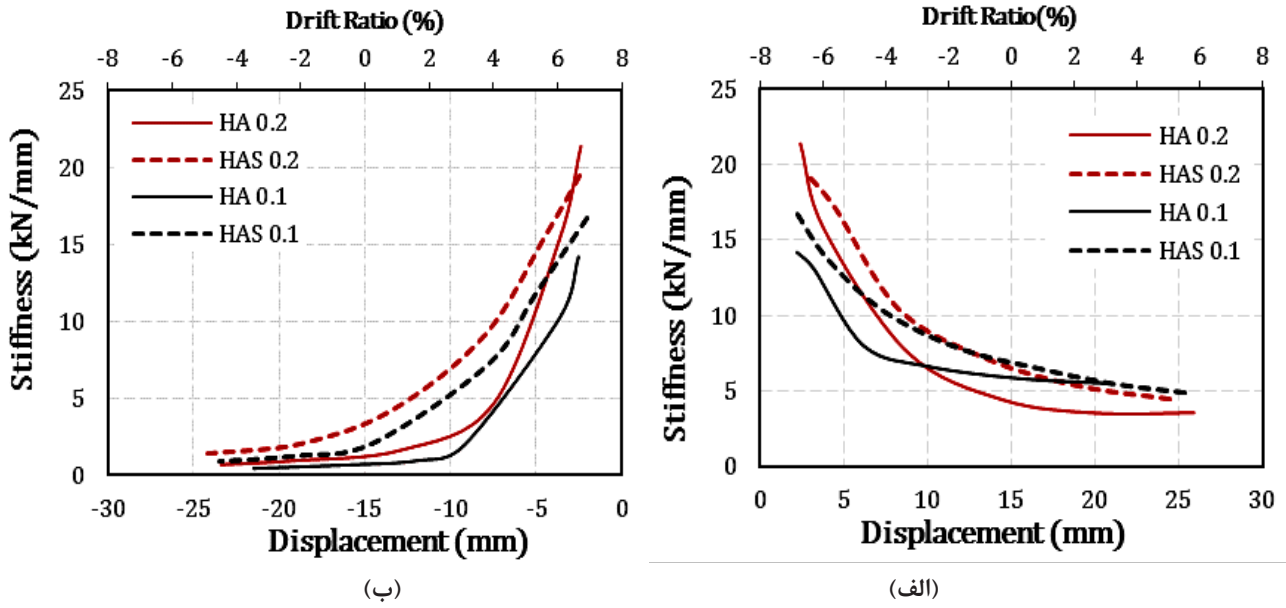
نمونه‌های مقطع تکی HAS نسبت به نمونه‌های دویل HA در هر گروه با عملکرد فیزیگونه خود اتلاف انرژی مطلوب‌تری از خود نشان دادند. به طوری که مطابق جدول ۵ مقدار انرژی تلف شده این نمونه‌ها نسبت

ماکزیمم در اولین سیکل هر گام بارگذاری بعد از نیروی پلاستیک نظیر F_p^1 قابل محاسبه است. نتیجه این مقادیر برای تمام نمونه‌ها در کشش در جدول ۴ آورده شده است. همچنین در این جدول نسبت سختی کششی پلاستیک به سختی الاستیک نمونه‌ها که در این جا $\phi_{exp,t}$ نامیده می‌شود به صورت آزمایشگاهی محاسبه شده است. مطابق جدول، می‌توان گفت مقدار $K_{p,t}$ برای نمونه‌های دویل و تکی گروه اول نسبت به گروه دوم به ترتیب ۳/۵ و ۲ برابر و مقدار $\phi_{exp,t}$ نیز ۵ و ۲/۵ برابر است که نشان می‌دهد با کاهش در خروج از مرکزیت اولیه e نمونه‌ها مقادیر $K_{p,t}$ و $\phi_{exp,t}$ به شدت افزایش می‌یابند چرا که سریع‌تر به حالت مستقیم‌تر خود رسیده و به عبارتی نرخ تغییرات e/e در آن‌ها بالاتر است.

سختی سکانتی K_s نمونه‌ها را می‌توان از شیب خط به دست آمده از مبدا به نقاط ماکزیمم هر سیکل اول بارگذاری محاسبه کرد. سختی سکانتی نظیر نقطه پلاستیک $K_{sp,t}$ (متناظر با نیروی F_p^2) و جابجایی نظیر آن $\Delta^2_{p,t}$ در جدول ۴ آورده شده است. به دلیل اینکه نمونه‌های با مقطع دویل در کشش در جابجایی بالاتری به بار نظیر F_p^2 رسیده، در نتیجه مقدار $K_{p,t}$ کمتری نسبت به نمونه‌های دیگر داشته که این کاهش در HA 0.2 به دلیل غیرفشرده بودن مقطع عرضی آن (با ضریب γ کمتر و نسبت d/t_f بالاتر) قابل توجه است.

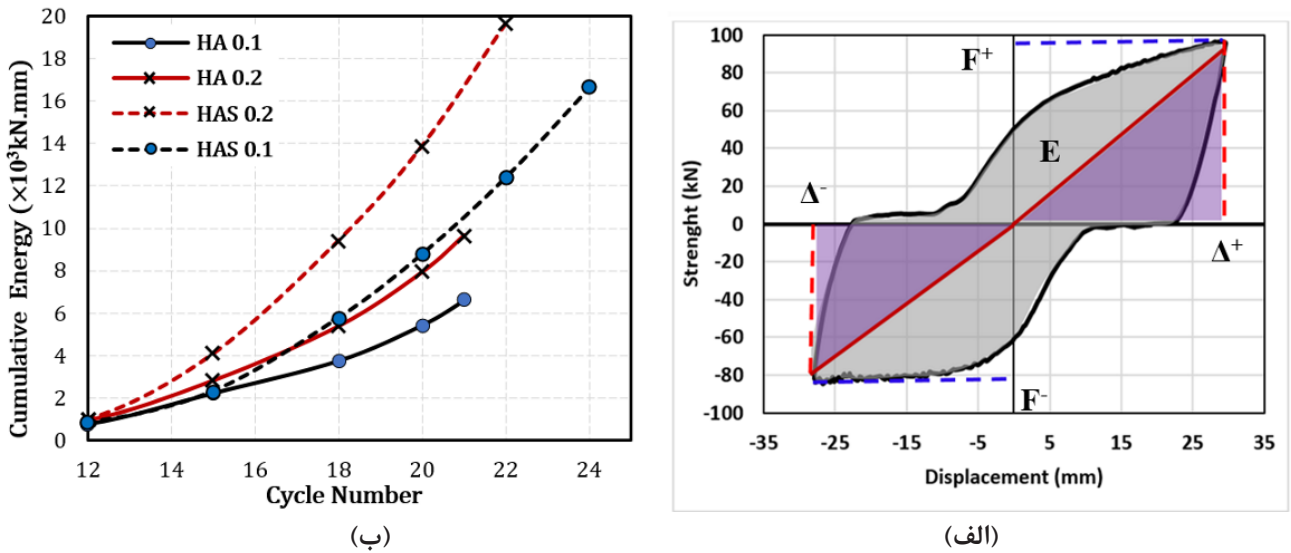
شکل ۱۳ تغییرات سختی سکانت دو گروه نمونه‌های آزمایش را در کشش و فشار در مراحل مختلف بارگذاری برحسب جابجایی افقی سیستم نشان می‌دهد.

به طور کلی می‌توان گفت نمونه‌های با مقطع تکی تحت کشش و فشار از روند تنزل سختی کمتری نسبت به نمونه‌های با مقطع دویل برخوردارند.



شکل ۱۳. تنزل سختی Ks نمونه‌های آزمایش در: الف) کشش، ب) فشار

Fig. 13. Stiffness degradation Ks of the test specimens in: a) Tension, b) Compression



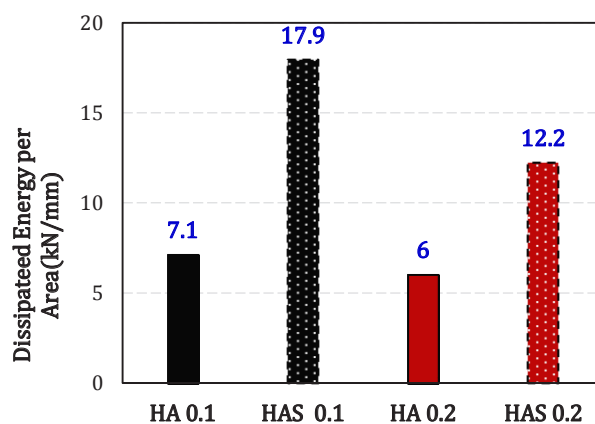
شکل ۱۴. الف) نحوه ارزیابی انرژی تلف شده و میرایی ویسکوز معادل، ب) مقایسه اتلاف انرژی تجمعی برحسب سیکل‌های بارگذاری

Fig. 14. a) Evaluation pattern of dissipated energy and equivalent viscous damping, b) Comparison of cumulative energy dissipation per loading cycles

جدول ۵. مقایسه انرژی تلف شده و میرایی ویسکوز معادل به همراه نسبت انرژی تلف شده در واحد سطح مقطع

Table 5. Comparison of dissipated energy and equivalent viscous damping and dissipated energy per unit cross-section

کل اتلاف انرژی در واحد سطح مقطع (kN/mm)	مقادیر نرمال $\bar{\gamma}_{eq, Max}$ نسبت به HA	کل اتلاف انرژی نرمال شده نسبت به HA	حداکثر نسبت میرایی ویسکوز ($\bar{\gamma}_{eq, Max}$) معادل	انرژی تلف شده کل (kN.mm)	آیتم نام نمونه	گروه یک $e=0.1L$	گروه دو $e=0.2L$
۷/۱	۱/۰۰	۱/۰۰	۰/۲۱	۶۶۰۷	HA 0.1		
۱۷/۹	۱/۱۰	۲/۵۲	۰/۲۳	۱۶۶۱۸	HAS 0.1		
۶/۰	۱/۰۰	۱/۰۰	۰/۲۲	۹۶۶۵	HA 0.2		
۱۲/۲	۱/۱۴	۲/۰۳	۰/۲۵	۱۹۶۴۱	HAS 0.2		



شکل ۱۵. مقایسه شاخص انرژی بر حسب مساحت مقطع عرضی نمونه‌ها

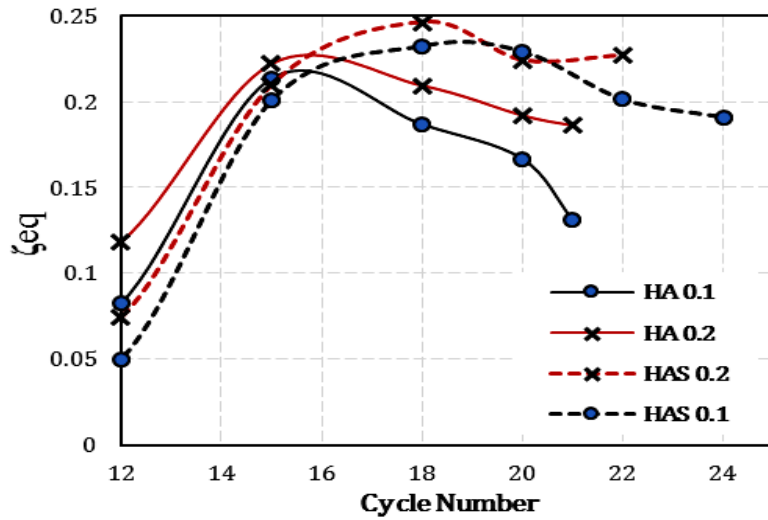
Fig. 15. Comparison of energy index per cross-sectional area of specimens

نسبت به گروه اول دارای جذب انرژی بالاتر هستند که این نسبت در نمونه‌های متناظر HA و HAS به ترتیب ۱/۴۶، ۱/۱۸ برابر می‌باشد که البته این افزایش را می‌توان به دارا بودن مساحت ۱/۷ برابری نیز نسبت داد. در شکل ۱۵ و جدول ۵ شاخص انرژی تلف شده در واحد سطح مقطع میانه نمونه‌های دو گروه آزمایش شده ارائه شده است. همانطور که مشاهده می‌شود نمونه‌های گروه اول در مقایسه با نمونه‌های مشابه گروه دوم از لحاظ شاخص انرژی، یا به عبارتی انرژی تلف شده بر حسب مساحت سطح مقطع، عملکرد نسبتاً بهتری از خود نشان داده‌اند.

یکی از شاخص‌های عملکرد لرزه‌ای سازه برای طراحی در برابر بارهای

به نمونه‌های HA نظیرشان در گروه اول و دوم به ترتیب حدود ۲/۵۲ و ۲/۰۳ برابر افزایش داشته است. دلیل این افزایش را می‌توان به پلاستیک شدن مقاطع این نمونه‌ها در کشش و بعضاً در فشار قلمداد کرد که ناشی از کاهش ۵۰ درصدی نسبت‌های λ_y و d/t_f و بالاتر بودن ضریب γ این مقاطع می‌باشد. در کل مقایسات جدول ۵ نشان می‌دهد که مقادیر E_d به طور قابل توجهی تحت تاثیر افزایش در ضریب γ (یا کاهش در d/t_f) و به ویژه کاهش در نسبت λ_y مقطع عرضی نمونه‌ها است.

به طور کلی نمونه‌های گروه دوم با خروج از مرکزیت دو برابری، سطح مقطع ۱/۷ برابری و سختی الاستیک نسبتاً مشابه (تقریباً ۱۰ درصد بیشتر)



شکل ۱۶. مقایسه میرایی ویسکوز معادل نمونه‌ها

Fig. 16. Comparison of equivalent viscous damping of specimens

را داشتند. همانطور که مشاهده می‌شود نمونه‌های با مقطع دابل بعد از سیکل ۱۵ (معادل جابجایی $2\Delta_y$) با شدت بیشتری نسبت به نمونه‌های با مقطع تکی دچار کاهش پاسخ میرایی شده‌اند. همچنین می‌توان مشاهده نمود که نسبت ζ_{eq} در نمونه‌های گروه دوم نسبت به گروه اول به دلیل خروج از مرکزیت اولیه بیشتر، در تمام سیکل‌های بارگذاری از مقادیر بزرگ‌تری برخوردارند.

۴-۵- ارزیابی عملکرد نمونه‌ها

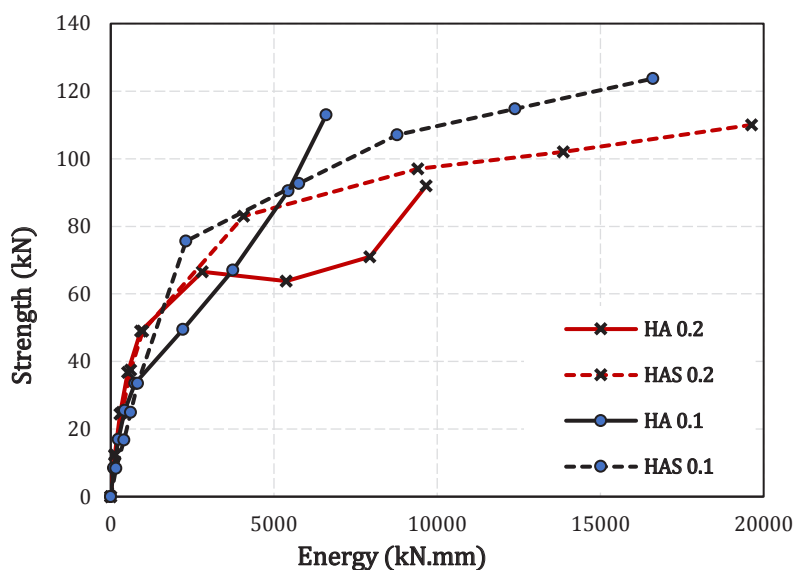
یکی از معیارهای عملکرد لرزه‌ای سازه‌ها معیار مقدار انرژی تلف شده بر حسب ظرفیت باربری یا مقاومت آن باشد با این مفهوم که سازه‌ای عملکرد لرزه‌ای بهتری دارد که ضمن تحمل بارهای بزرگ‌تر ظرفیت اتلاف انرژی قابل ملاحظه‌ای نیز از خود نشان دهد. در شکل ۱۷ عملکرد دو گروه نمونه‌های آزمایش با یکدیگر مقایسه شده‌اند. نمودارها بیانگر این است که نمونه‌های HAS دو گروه با داشتن پتانسیل پلاستیک شدن کامل مقطع و با عملکرد فیوزگونه عملکرد بسیار بهتری را نسبت به نمونه‌های دابل از خود نشان داده‌اند یا به عبارتی ضمن حفظ مقاومت خود قابلیت اتلاف انرژی بالایی دارند.

دینامیکی قابلیت میرایی آن است. در این مطالعه جهت بررسی میزان میرایی نمونه‌ها در برابر بارهای چرخه‌ای با استفاده از شکل ۱۴-الف می‌توان میرایی ویسکوز معادل ζ_{eq} را برحسب رابطه ۱۲ محاسبه نمود [۲۶]:

$$\zeta_{eq} = \frac{E}{\pi(F^+\Delta^+ + F^-\Delta^-)} \quad (12)$$

که E کل انرژی تلف شده در هر سیکل بارگذاری می‌باشد. F^+ و F^- نیز به ترتیب حداکثر و حداقل نیرو در هر سیکل بارگذاری هستند که به ترتیب با تغییر مکان‌های Δ^+ و Δ^- متناظرند. در شکل ۱۶ تغییرات نسبت میرایی ویسکوز معادل ζ_{eq} برحسب سیکل‌های بارگذاری و در جدول ۵ مقادیر حداکثر میرایی ویسکوز معادل $\zeta_{eq,Max}$ که هر دو گروه نمونه‌های آزمایش مقایسه شده‌اند. علاوه بر این مقادیر نرمال شده $\zeta_{eq,Max}$ برحسب نمونه مرجع HA هر گروه در جدول ارائه شده‌اند.

طبق نمودار و جدول، نمونه با مقطع تکی HAS 0.2 و HA 0.1 با $\zeta_{eq,Max}$ برابر ۰/۲۵ و ۰/۲۱ به ترتیب بیشترین و کمترین مقدار میرایی



شکل ۱۷. ارزیابی عملکرد انرژی- مقاومت نمونه‌های آزمایش

Fig. 17. Performance evaluation of energy-strength of the test specimens

مقدار خروج از مرکزیت اولیه می‌باشد.

۳- همه نمونه‌های با مقطع تکی (با $\lambda_y = 69$) و دوبل (با $\lambda_y = 138$) تحت فشار دچار کمانش کلی جانبی و افت مقاومت فشاری شدند و فقط نمونه‌های تکی به دلیل داشتن نسبت λ_y و d/t_f کمتر، به ظرفیت پلاستیک خود از لحاظ تئوری رسیدند. مقاومت فشاری حداکثر در نمونه‌های با مقطع تکی نسبت به دوبل (با مساحت مقطع عرضی یکسان) برای گروه اول و دوم حدود $1/59$ و $1/32$ برابر و همچنین مقاومت فشاری نهایی آن‌ها حدود دو برابر بودند که این افزایش تاثیر نسبت لاغری و خروج از مرکزیت اولیه را بر مقاومت بحرانی کمانش مقطع آشکارتر می‌سازد.

۴- با نرمال کردن مقاومت بحرانی کمانش نمونه‌ها نسبت به مساحت مقطع عرضی‌شان می‌توان گفت با افزایش خروج از مرکزیت اولیه در دستک‌های قوسی با نسبت لاغری یکسان، مقاومت بحرانی کمانش کاهش یافت.

۵- با افزایش خروج از مرکزیت محوری اولیه دستک‌های قوسی تاثیر مساحت مقطع عرضی بر افزایش مقاومت فشاری و به ویژه مقاومت کششی حداکثر کم رنگ‌تر شد به طوری که نمونه‌های متناظر گروه دوم علیرغم داشتن مساحت مقطع $1/7$ برابری نسبت به گروه اول در حدود $0/76$ تا $0/89$ برابر مقاومت کششی کمتری تحمل کردند. همچنین با کاهش مقدار خروج

۵- نتیجه‌گیری

این مطالعه بر روی قابلیت به کارگیری دستک‌های قوسی فلزی با مقطع دوبل و تکی به عنوان روشی جدید برای بهسازی لرزه‌ای قاب‌های بتن آرمه با مداخله معماری کمتر متمرکز شده است. در این راستا چهار نمونه آزمایشگاهی در دو گروه اول و دوم به ترتیب دارای زاویه مرکزی (2α) برابر 45° و 90° درجه و خروج از مرکزیت اولیه e معادل $0/1$ و $0/2$ طول اسمی مطابق حل تحلیلی طراحی و ساخته شدند و سپس تحت بارگذاری چرخه‌ای افقی قرار گرفتند. از بین چهار نمونه آزمایشگاهی دو نمونه با مقطع دوبل از ورق‌های نازک ۸ میلی‌متری و دو نمونه دیگر با مقطع تکی با ضخامت ورق ۱۶ میلی‌متری بودند. مشاهدات و نتایج حاصل از روابط تحلیلی و آزمایشات چرخه‌ای دو گروه نمونه‌ها نشان دادند که:

۱- با افزایش زاویه مرکزی و یا خروج از مرکزیت محوری دستک قوسی، سختی و تری الاستیک و در نتیجه سختی افقی آن به صورت تابعی از درجه ۳ به شدت کاهش می‌یابد.

۲- رفتار هیستریزس ناپایدار و نامتقارن در دستک‌های قوسی با کاهش خروج از مرکزیت اولیه مشهودتر است. همچنین عملکرد دستک‌های قوسی در کشش و به ویژه در فشار تابع خصوصیات هندسی مقطع شامل نسبت لاغری حول محور ضعیف λ_y و نسبت پهنا به ضخامت d/t_f و همچنین

V_b نشان داده شده است. مطابق اشکال ۱۸-ج، بر اساس روابط تحلیل استاتیکی، لنگر خمشی در بر ستون M'_b برابر خواهد بود با:

$$M'_b = M_{b,max} - \Delta M_b + (1 - \beta_b) V_b \cdot a_h \quad (پ-۱)$$

که

$$\Delta M_b = \left(\frac{d_b}{2} \right) (\beta_b V_b \tan \phi) \quad (پ-۲)$$

و

$$M_{b,max} = V_b \cdot \frac{L'_b}{2} \quad (پ-۳)$$

مطابق اصول سازگاری تغییر شکل بین نمونه اتصال تیر به ستون و دستک قوسی نشان داده شده در شکل ۱۸-الف می‌توان نوشت:

$$\Delta_h \sin \phi + \Delta_v \cos \phi = \delta \quad (پ-۴)$$

Δ_h و Δ_v به ترتیب تغییر شکل‌های افقی و قائم تیر ناشی از نیروی محوری و لنگر خمشی در محل اتصال تیر-دستک هستند. δ نیز تغییر شکل وتری دستک قوسی است.

مقدار Δ_h را می‌توان مطابق رابطه پ-۵ تخمین زد:

$$\Delta_h = \int_0^{a_h} \frac{\sigma_x d_x}{E_c} \quad (پ-۵)$$

و مقدار Δ_v هم از رابطه زیر قابل محاسبه است:

$$\Delta_v = \int_0^{a_h} \frac{M_x x d_x}{E_c I_b} \quad (پ-۶)$$

مقادیر تنش و لنگر خمشی در عضو تیر در فاصله «X» از محل اتصال دستک قوسی به ترتیب مطابق رابطه‌های پ-۷ و پ-۸ قابل بیان هستند:

از مرکزیت اولیه، نرخ افزایش مقاومت کششی نهایی نیز به دلیل افزایش نرخ تغییرات e/e_t بیشتر بود.

۶- با افزایش نسبت d/t_f و λ_y دستک‌های قوسی و در نتیجه کاهش ضریب پلاستیک شدن مقطع γ و عدم تشکیل مفصل پلاستیک کامل، با کاهش شدید سختی کششی پس از تسلیم و به دلیل پتانسیل کماتس پیچشی-جانبی، افزایش مقاومت کششی با تاخیر همراه می‌گردد. همچنین افزایش مقاومت کششی نهایی در نمونه‌های با مقطع تکی نسبت به دابل در گروه اول و دوم به ترتیب ۹٪ و ۲۷٪ بودند.

۷- سختی کششی پلاستیک نهایی $K_{p,t}$ نمونه‌های دابل و تکی گروه اول نسبت به گروه دوم به دلیل افزایش نرخ تغییرات e/e_t و تمایل بیشتر در رسیدن به حالت مستقیم‌تر خود، به ترتیب ۳/۵ و ۲ برابر و نیز نسبت آن به سختی اولیه $(\phi_{exp,t})$ در حدود ۵ و ۲/۵ برابر بودند. همچنین با کاهش نسبت d/t_f روند زوال سختی کاهش یافت.

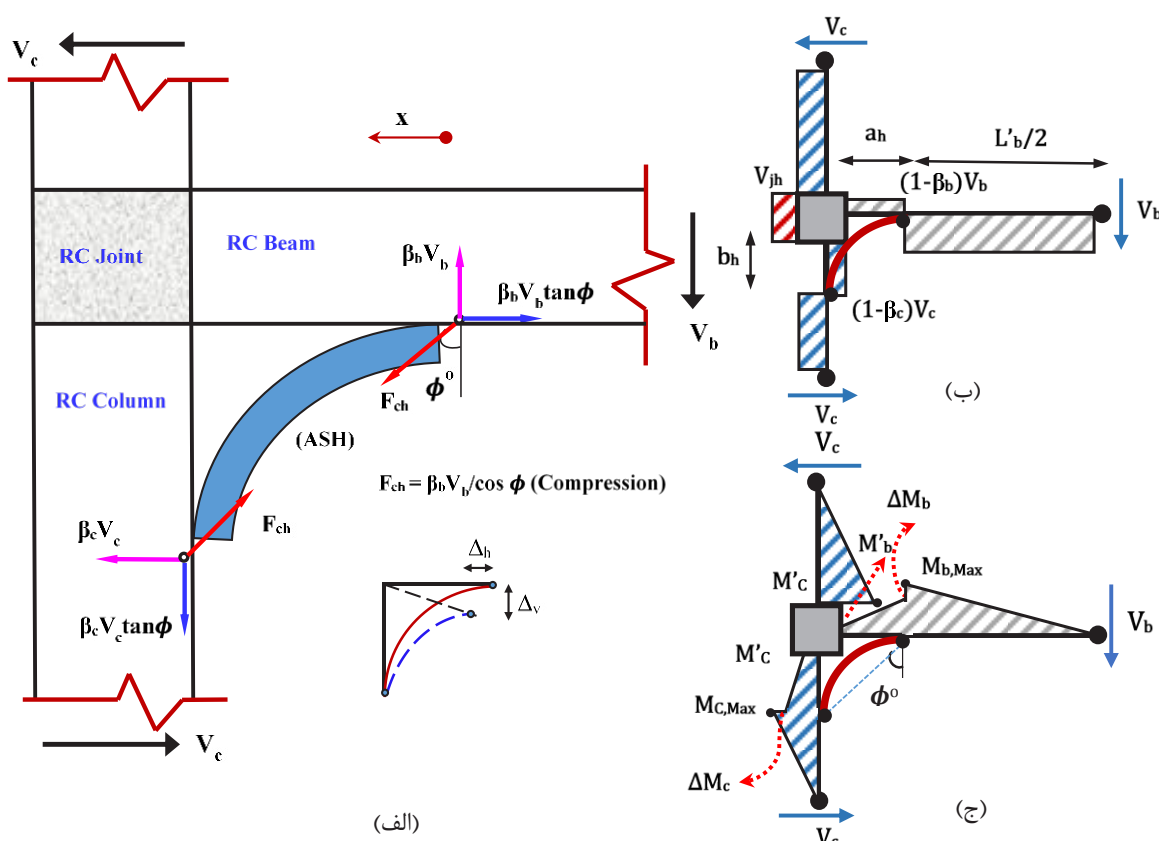
۸- انرژی تلف شده نمونه‌های با مقطع تکی نسبت به دابل در گروه اول و دوم، به دلیل کاهش ۵۰ درصدی نسبت‌های λ_y و d/t_f و بالاتر بودن ضریب γ به ترتیب حدود ۲/۵۲ و ۲/۰۳ برابر و نسبت میرایی ویسکوز معادل حداکثر $\zeta_{eq, Max}$ به ترتیب ۱/۱ و ۱/۱۴ برابر بودند. مقاطع دابل و تکی گروه دوم با خروج از مرکزیت دو برابری، سطح مقطع ۱/۷ برابری و سختی الاستیک نسبتاً مشابه (تقریباً ۱۰ درصد بیشتر) نسبت به گروه اول، دارای اتلاف انرژی به ترتیب در حدود ۱/۴۶، ۱/۱۸ برابر بودند. شاخص انرژی تلف شده برحسب مساحت مقطع نیز نشان می‌دهد که با کاهش ۵۰ درصدی هر یک از نسبت‌های d/t_f ، λ_y و خروج از مرکزیت اولیه، عملکرد دستک قوسی بهینه‌تر می‌گردد.

تشکر و قدردانی

مولفان در این جا لازم می‌دانند که از همکاری مدیر عامل شرکت هومپاسازه سمنان برای ساخت نمونه‌ها و همچنین از زحمات آقای مهندس محمد بخشایی، کارشناس آزمایشگاه سازه دانشگاه سمنان در انجام آزمایشات نهایت قدردانی و سپاس‌گزاری را به عمل آورند.

پیوست ۱: محاسبه ضریب اندرکنش برشی تیر β_b

شکل ۱۸، یک نمونه اتصال تیر به ستون بتن آرمه خارجی مجهز به دستک قوسی را نشان می‌دهد. در این شکل مسیر انتقال نیرو و همچنین دیاگرام‌های نیروهای داخلی لنگر خمشی و نیروی برشی تحت بار جانبی



شکل ۱۸. نمونه اتصال تیر به ستون بهسازی شده با دستک قوسی تحت بارگذاری جانبی. الف) مسیر انتقال نیرو، ب) دیاگرام نیروی برش، ج) دیاگرام لنگر خمشی

Fig. 18. Beam-column joint assemblage retrofitted by arched haunch under lateral loading. a) Force transition flow, b) Shear force diagram, c) Bending moment diagram

(۱- تکراری)

$$\beta_b = \left(\frac{b_h}{a_h} \right) \frac{3l'_b d_b + 3a_h d_b + 3b_h l'_b + 4a_h b_h}{3d_b^2 + 6b_h d_b + 4b_h^2 + \frac{12I_b}{A_b} + \frac{12K_b}{K_{ch} \sin^2 \phi}}$$

بایستی تاکید گردد که در تخمین ضریب β_b ، حاکم بودن تیر ضعیف- ستون قوی و ناچیز بودن تغییر شکل ستون و ناحیه چشمه اتصال فرض شده است.

پیوست ۲

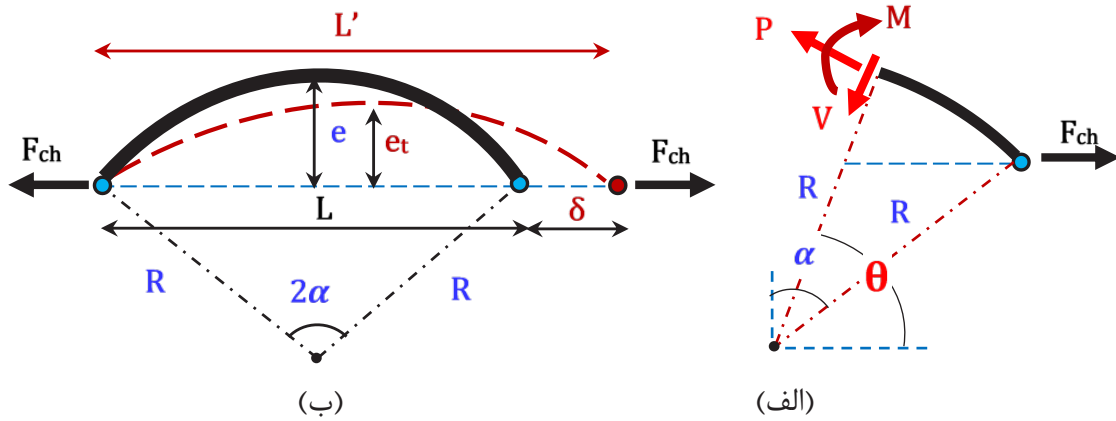
سختی الاستیک افقی K_e دستک‌های قوسی طی مراحل گام به گام زیر قابل محاسبه است. نکته اینکه برای ساده‌سازی، ابتدا سختی الاستیک وترى آن (یعنی K_{ch}) در راستای وتر قوس بر اساس شکل ۱۹ محاسبه شده

$$\sigma_x = \frac{M_x d_b}{2I_b} - \frac{\beta_b V_b \tan \phi}{2A_b} \quad (\text{پ-۷})$$

$$M_x = M_{b,max} - \Delta M_b + (1 - \beta_b) V_b \cdot x \quad (\text{پ-۸})$$

همچنین مقدار δ برای نمونه اتصال مجهز به دستک قوسی با استفاده از رابطه پ-۱۰ قابل محاسبه است.

حال با جاگذاری مقادیر Δ_h و Δ_v محاسبه شده از روابط پ-۵ و پ-۶ در معادله پ-۴ و پس از ساده کردن، مقدار β_b برای نمونه اتصالات مجهز به دستک قوسی مطابق رابطه (۱) خلاصه می‌گردد.



شکل ۱۹. دستک قوسی تحت نیروی در دو انتها. الف) نیروهای داخلی، ب) حالت تغییر شکل یافته

Fig. 19. Arched haunch under two-end loading. a) Internal forces, b) Deformed state

و سپس مولفه سختی K_e در جهت بارگذاری نشان داده شده در شکل مذکور با ضرب کردن در مقدار $\cos^2 \phi$ حاصل می‌گردد.

تعیین نیروهای داخلی حاکم بر دستک قوسی تحت نیروی F_{ch} بر اساس شکل ۱۹-الف:

جایی که F_{ch} نیروی عکس العمل دو سر قوس، M و V به ترتیب نیروی داخلی محوری، ممان خمشی و نیروی برشی حاکم بر دستک قوسی است.

$$(۱) \quad F_{ch} \text{ تعیین نیروهای داخلی حاکم بر دستک قوسی تحت نیروی } F_{ch}$$

بر اساس شکل ۱۹-الف:

$$\begin{cases} P = F_{ch} \cdot \sin \theta \\ M = F_{ch} \cdot (\sin \theta - \cos \alpha) \\ V = F_{ch} \cdot \cos \theta \end{cases} \quad \frac{\pi}{2} - \alpha \leq \theta \leq \frac{\pi}{2} + \alpha \quad (۹-پ)$$

محاسبه تغییر شکل و تری δ ناشی از نیروی F_{ch} با استفاده از قضیه دوم کاستیگلیانو مطابق رابطه پ-۱۰:

$$(۲) \quad \delta = \frac{\partial U}{\partial F_{ch}} = \delta_{axial} + \delta_{bending} + \delta_{shear} =$$

$$\int_{\frac{\pi}{2} - \alpha}^{\frac{\pi}{2} + \alpha} \frac{P^2}{2EA} ds + \int_{\frac{\pi}{2} - \alpha}^{\frac{\pi}{2} + \alpha} \frac{M^2}{2EI} ds + \chi \cdot \int_{\frac{\pi}{2} - \alpha}^{\frac{\pi}{2} + \alpha} \frac{V^2}{2GA} ds \quad (۱۰-پ)$$

$$\begin{cases} \delta_{axial} = \frac{F_{ch} \cdot R}{EA} (\alpha + 0.5 \sin 2\alpha) \\ \delta_{bending} = \frac{F_{ch} \cdot R^3}{EI} (2\alpha \cos^2 \alpha + \alpha - 1.5 \sin 2\alpha) \\ \delta_{shear} = \frac{\chi \cdot F_{ch} \cdot R}{GA} (\alpha - 0.5 \sin 2\alpha) \end{cases} \quad (۱۱-پ)$$

(۳) استخراج سختی‌های وتری متناظر K_{axial} ، $K_{bending}$ و K_{shear} بر

مبنای تغییر شکل‌های حاصل شده از بند ۲ با استفاده از قانون هوک

(۴) محاسبه سختی معادل K_{ch} با استفاده از روابط فنرهای سری مطابق

معادله پ-۱۲:

$$\frac{1}{K_{ch}} = \frac{1}{\Sigma K_i} = \frac{1}{K_{axial}} + \frac{1}{K_{bending}} + \frac{1}{K_{shear}} \quad (۱۲-پ)$$

An innovative experimental method to upgrade performance of external weak RC joints using fused steel prop plus sheets, *Steel and Composite Structures*, 21(2) (2016) 443–460.

- [6] E. Emami, M.K. Sharbatdar, A. Kheyroddin, Experimental Investigation of the Cyclic Behaviour of RC Connections Strengthened with Steel Prop and Curb, *Sharif Civil Engineering Journal*, 30-2 (4.1) (2015) 45-55. (In Persian)
- [7] B. Wang, S. Zhu, Y.L. Xu, H. Jiang, Seismic retrofitting of non-seismically designed RC beam-column joints using buckling restrained haunches: design and Analysis, *Journal of Earthquake Engineering*, 22(7) (2017) 1188–1208.
- [8] A. Kanchanadevia, K. Ramanjaneyulua, Non-invasive hybrid retrofit for seismic damage mitigation of gravity load designed exterior beam-column sub-assembly, *Journal of Earthquake Engineering*. (2019). <https://doi.org/10.1080/13632469.2019.1592790>.
- [9] E. Emami, A. Kheyroddin, M.K. Sharbatdar, Investigation of steel prop effect on inelastic behavior of RC frames using FE method, *Modares Civil Engineering Journal*, 14(3) (2015) 1-15. (In Persian)
- [10] A. Sharma, G.R. Reddy, R. Eligehausen, G. Genesio, S. Pampanin, Seismic response of reinforced concrete frames with haunch retrofit solution. *ACI Structural Journal* 111(1–6) (2014) 1–12.
- [11] J. Akbar, N. Ahmad, B. Alam, M. Ashraf, Seismic performance of RC frames retrofitted with haunch technique, *Structural Engineering and Mechanics*, 67(1) (2018) 1–8.
- [12] N. Ahmad, J. Akbar, M. Rizwan, B. Alam, A.N. Khan, A. Lateef, Haunch retrofitting technique for seismic upgrading deficient RC frames, *Bulletin of Earthquake Engineering*, (2019). <https://doi.org/10.1007/s10518-019-00638-9>.
- [13] J. Akbar, N. Ahmad, B. Alam, Seismic strengthening of deficient reinforced concrete frames using reinforced concrete haunch, *ACI Structural Journal*, 116 (1) (2019) 225–235.

(۵) بعد از ساده‌سازی روابط، مقدار $K_{ch,ASH}$ برابر است با:

(پ-۱۳)

$$K_{ch} = \frac{1}{\left[(2\alpha \cos^2 \alpha + \alpha - 1.5 \sin 2\alpha) \left(\frac{R}{r} \right)^2 + 4.12\alpha - 1.06 \sin 2\alpha \right]} \times \frac{EA}{R}$$

(۶) محاسبه مقدار K_e برای سیستم بارگذاری نشان داده شده در شکل

۲ مطابق رابطه پ-۱۴:

$$K_e = K_{ch} \cdot \cos^2 \phi \quad (\text{پ-۱۴})$$

به عبارت دیگر مقدار K_e سیستم برابر است با:

(۵-تکراری)

$$K_e = \frac{\cos^2 \phi}{\left[(2\alpha \cos^2 \alpha + \alpha - 1.5 \sin 2\alpha) \left(\frac{R}{r} \right)^2 + 4.12\alpha - 1.06 \sin 2\alpha \right]} \times \frac{EA}{R}$$

منابع

- [1] Q.S. Yu, C.M. Uang, J. Gross, Seismic rehabilitation design of steel moment connection with welded haunch, *ASCE Journal of Structural Engineering*, 126(1) (2000) 69–78.
- [2] T. Chen, Retrofit strategy of non-seismically designed frame systems based on a metallic haunch system, Master of engineering thesis. Christchurch (New Zealand): University of Canterbury, (2006).
- [3] S. Pampanin, C. Christopoulos, T. Chen, Development and validation of a metallic haunch seismic retrofit solution for existing under-designed RC frame buildings. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 35(14) (2006) 1739–1766.
- [4] M.K. Sharbatdar, A. Kheyroddin, E. Emami, Cyclic performance of retrofitted reinforced concrete beam-column joints using steel prop, *Construction and Building Materials*, 36 (Nov) (2012) 287–294.
- [5] A. Kheyroddin, A. Khalili, E. Emami, M.K. Sharbatdar,

- Structures, 130 (2017) 99–111.
- [20] H.L. Hsu, H. Halim, Brace performance with steel curved dampers and amplified deformation mechanisms, *Engineering Structures*, 175 (2018) 628–644.
- [21] Z. Zhou, B. Ye, Y. Chen, Experimental investigation of curved steel knee braces with adjustable yield displacements, *Journal of Constructional Steel Research*, 161 (2019) 17–30.
- [22] E. Emami, A. Kheyroddin, O. Rezaifar, Experimental and analytical investigation of arched steel haunches under cyclic loading, *Engineering Structures*, 246 (2021) 113041.
- [23] ANSI/AISC 360-16, Specification for Structural Steel Buildings, American Institute of Steel Construction, Illinois, U.S.A., (2016).
- [24] S.P. Timoshenko, J.M. Gere, Theory of elastic stability, International Student Edition, Second Edition, (1985).
- [25] ATC-24, Guidelines for cyclic seismic testing of components of steel structures for buildings, Report No. ATC-24, Applied Technology Council, Redwood City, CA, (1992).
- [26] A.K. Chopra, Dynamics of structures: theory and applications to earthquake engineering, 2nd ed, Englewood Cliffs: Prentice Hall, (2001).
- [14] A.S. Tasligedik, U. Akguzel, W.Y. Kam, S. Pampanin, Strength hierarchy at reinforced concrete beam-column joints and global capacity, *Journal of Earthquake Engineering*, (2016) 1–34.
- [15] A. Zabihi, H.H. Tsang, E.F. Gad, J.L. Wilson, Seismic retrofit of exterior RC beam-column joint using diagonal haunch, *Engineering Structure*, 174 (2018) 753–767.
- [16] S. Sasmal, S. Voggu, Strut-relieved single steel haunch bracing system for mitigating seismic damage of gravity load designed structures, *ASCE Journal of Structural Engineering*, (2018) 1-14. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0002167](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0002167).
- [17] A. Kheyroddin, E. Emami, A. Khalili, RC beam-column connections retrofitted by steel prop: experimental and analytical studies, *International Journal of Civil Engineering*, 18 (2019) 501–518. <https://doi.org/10.1007/s40999-019-00481-8>.
- [18] E. Emami, A. Kheyroddin, M.K. Sharbatdar, Experimental and analytical investigations of reinforced concrete beam-column joints retrofitted by single haunch, *Advances in Structural Engineering*, (2020) 1-14. DOI: 10.1177/1369433220922493 journals.sagepub.com/home/ase.
- [19] H.L. Hsu, H. Halim, Improving seismic performance of framed structures with steel curved dampers, *Engineering*

چگونه به این مقاله ارجاع دهیم

E. Emami, A. Kheyroddin, O. Rezaifar, *Experimental Study of Eccentricity and Width-to-Thickness Ratio Effects of Arched Steel Haunches on Cyclic Behavior*, *Amirkabir J. Civil Eng.*, 54(8) (2022) 2851-2876.

DOI: 10.22060/mej.2019.15465.6128

