



# Investigation the behavior of concrete-covered steel columns and retrofitting it with carbon polymer fibers under simultaneous axial loading and reciprocating lateral loading

S. O. Hosseini<sup>1</sup>, S. Hosseinaei<sup>1</sup>, M. Ghasemi<sup>2\*</sup>

<sup>1</sup>Ph.D. Candidate of Structural Engineering, University of Sistan And Balouchestan, Faculty of Civil Engineering

<sup>2</sup>Assistant Professor, University of Velayat, Faculty of Civil Engineering

**ABSTRACT:** The application of composite sections in recent years is increasing because of its great advantages in advanced countries. The purpose of this study is to investigate the effective parameters on loading capacity of steel columns covered with concrete under the simultaneous impact of axial and cyclic lateral loading, including steel compound shape, concrete strength and retrofit with carbon polymer fibers. The use of a concrete-covered steel column in comparison to a single steel column or reinforced concrete column will increase the capacity of the final capacity significantly. In other words, composite columns have a very high load capacity. For this purpose, in order to study the behavior of steel columns covered with concrete under the simultaneous effect of axial and cyclic lateral loading, After validating the modeling in abaqus finite element software, the behavior of these columns in different cases of steel composite section, 28 day compressive resistance of a different concrete, and impact of retrofitting with carbon polymer fibers on ultimate capacity, is investigated. The results show that the parameters such as the shape and dimensions of section of steel column, the 28 - day compressive resistance of a different concrete and retrofitting with carbon polymer fibers have a significant effect on increasing or decreasing the ultimate capacity of these columns.

## Review History:

Received: 2019-06-02

Revised: 2019-07-17

Accepted: 2019-08-09

Available Online: 2019-08-25

## Keywords:

Steel column covered with concrete

Axial loading

Cyclic lateral loading

Retrofitting

Capacity

## 1- INTRODUCTION

Composition of steel and concrete cross sections, makes such columns have a higher capacity than steel and concrete columns and recently, it has attracted the attention of many researchers [1]. In covered - concrete steel composite columns Concrete enclosure is provided by steel sections and reinforcing bars. Flexural behavior of a trapped member, Until maximum resistance is achieved, It's like the behavior of a reinforced concrete member, But it has higher plasticity, Because if the ratios of wide- Thickness of steel sheets- small enough, Steel can also resist after crushing concrete. But for shear strength of a trapped member, some kind of ductile behavior is observed, Even if its failure is shear. The ductility of an enclosed member is due to the interaction between concrete, steel and concrete between steel wings, Which can withstand large strains as a result of the wing locking action. Due to the high strength and deformability and high energy absorption capacity of steel covered steel columns, time consuming and costly to conduct laboratory studies, in this study, it is necessary to investigate numerically and application of concrete covered steel columns with Abaqus finite element software.

## 2- PROBLEM STATEMENT AND DESCRIPTION OF MODELING

Variable parameters in this study include 28-days

compressive strength of concrete, shape of steel cross section and how to resist carbon fiber. A study by Zhu et al., 2016, was used to confirm modeling in abaqus [3] finite element software. The specimens selected from the study are rectangular in size with a concrete cross-sectional area of 200 × 200 mm and a net column length of 700 mm. Also, reinforced concrete cross section has 12 longitudinal reinforcement No. 10 and shear reinforcement No. 6 at 50 mm intervals. The arrangement of the longitudinal and transverse reinforcement, the location of the steel cross-section and the location of loading are illustrated in Fig. 2. This sample is named as the N2 - + - M50 and N2-I-M50 in vitro study [2]. The number 2 indicates the axial load value, which in states 1, 2 and 3, is 0.25% Ag fc, 0.38% and 0.45% , respectively. I and H denote the I and H shape steel crosses, respectively, in cross-sectional specimens the shape is + and the M50 represents rectangular transverse reinforcements combined with 8-sided spacing 50 mm apart.

## 3- INVESTIGATION OF THE EFFECT OF CONCRETE STRENGTH ON THE FINAL CAPACITY OF SAMPLE N2 - + - M5:

In order to investigate the effect of concrete strength on the final capacity of N2 - + - M50 covered concrete steel column specimens, Concrete with numerical strengths of 30, 50, 70 and 90 MPa was evaluated and the results of numerical analysis were compared with N2 - + - M50 column sample

\*Corresponding author's email: m.ghasemi@velayat.ac.ir



with 28 days compressive strength of 105.4 MPa. The results shows that the ultimate strength and hardness of the samples increased with increasing concrete strength. Given that the load applied to the structure is reciprocal, the displacement charge diagram is hysteresis. Hysteresis graphs because they are load-displacement, the higher the area below the hysteresis graph, the more energy the structure absorbs, thus, the degree of structural flexibility is greater. In the hysteresis chart, the symmetry shows that the behavior of tension and strain is the same. The thinner the member, the lower the diagram, and it breaks down in fewer cycles. Also, the more hysteresis graph has more symmetry, That is, the more symmetrical the cochlea is, and the better it will perform against the earthquake. As can be seen, with the increase in concrete strength, the area under the hysteresis diagram has increased. And this indicates that as the strength increases, the concrete becomes more formable and the energy that structure absorbs is greater.

#### 4- THE EFFECT OF DIMENSIONS OF CROSS -SHAPED STEEL

To investigate the dimensions of steel cross section in addition to cross-shaped section steel column with dimensions mentioned in the article, Cross-section steel column consisting of two cross-sections I of perpendicular shape ((In the case of the geometric dimension of cross section I shape, is  $9.6 \times 6.5 \times 68 \times 100$  mm, In other words, with a 2 mm increase in die life and steel cross wings) Two cross-sections I form perpendicular (The latter has the same area as a single I-shaped cross section) The H-shaped cross section with dimensions of  $100.6 \times 8 \times 6 \times 100$  mm was also evaluated. It should be noted that the area of the H-shaped cross is approximately equal to the cross-sectional area of the N2 - + - M50 sample. The sample name is N2 - + - M50-1 in the first case and N2 - + - M50-2 in the second case and N2-H-M50 in the third case. The results of comparison of final load and final load ratio of N2 - + - M50, N2 - + - M50-1 and N2 - + - M50-2 and N2-H-M50 samples compared to N2 - + - M50 samples, are explained more in results section.

#### 5- INVESTIGATION THE EFFECT OF CARBON FIBER REINFORCEMENT ON THE FINAL CAPACITY OF SAMPLE N2 - + - M50

##### 5-1 Investigation the behavior of reinforced specimens

Column cracking occurs from the foot of the column holder and continues toward the free end of the column. This means that the column breakdown is at the foot of the column and can increase the final capacity of the sample by carbon fiber reinforcement of the column foot. This section deals with column reinforcement with carbon polymer fibers. The results shows that using carbon fibers which are perfect spiral is much more effective than using band carbon fibers.

#### 6- SUMMARY AND CONCLUSION

The report is based on numerical research conducted with Abaqus Finite Element Software on square-section concrete-covered steel columns. The purpose of this study was to analyze the behavior and properties of concrete-covered columns under the influence of axial force and lateral cyclic loading. To accomplish the above objectives, after validation of the concrete-covered steel column in the abaqus finite element software with laboratory model, 16 square-section concrete-covered steel column specimens were analyzed with abaqus finite element software. In order to investigate the effect of concrete strength, the analysis results show that in low strength concrete which has been affected by the combination of axial load and cyclic lateral load, the final sample capacity has decreased significantly. So that in a sample with a 28-day compressive strength of 30 MPa compared to the N2 M50, the final capacity decreased by about 52%. In order to investigate the effect of steel cross-section dimensions, the cross-section steel is first cross-sectioned with a 2 mm increase in wing thickness and steel cross-section (sample N2 M50 1), the latter having the same area as a single cross-section I ( Sample N2 M50 2) and steel cross section H (sample N2 H M50) were investigated. The analysis results show that the final capacity of N2 - + - M50-1 sample has a relatively moderate increase compared to N2 - + - M50 sample. Also, the final capacity of N2 - + - M50-2 sample was moderately reduced compared to N2 - + - M50 sample. The H-shaped sample mentioned above has a relatively slight increase over the N2 M50 section. In other words, the effect of these two sections on the bending state around the strong axis of the H-section is approximately equal. The final capacity of N2 M50 1, N2 M50 2 and N2 H M50 (in off mode) increased by 12%, decreased by 15.5%, and increased by 3.4%, respectively, compared to the N2 M50. In the case of retrofitting, the most effective mode of carbon fiber reinforcement is in perfect spiral, and throughout the column. But the difference in the final load in the full-threaded state and across the full-threaded column with a width of 300 mm at the foot of the fiber in the fiber state is a small layer (26.75 kN) and in the case of fibers it is in the form of two layers of medium (66.5 kN).

#### REFERENCES

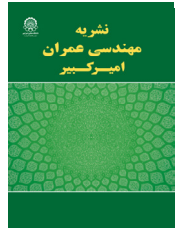
- [1] M.F. Belal, H.M. Mohamed, S.A. Morad, Behavior of reinforced concrete columns strengthened by steel jacket, HBRC Journal, 11(2) (2015) 201-212.
- [2] W. Zhu, J. Jia, J. Gao, F. Zhang, Experimental study on steel reinforced high-strength concrete columns under cyclic lateral force and constant axial load, Engineering Structures, 125 (2016) 191-204.
- [3] C. ABAQUS, Analysis user's manual, in, Version, 2017.

#### HOW TO CITE THIS ARTICLE

S.O. Hosseini, S. Hosseinaei, M. Ghasemi, Investigation the behavior of concrete-covered steel columns and retrofitting it with carbon polymer fibers under simultaneous axial loading and reciprocating lateral loading, Amirkabir J. Civil Eng., 52(11) (2021) 705-706.

DOI: 10.22060/ceej.2019.16429.6241





## بررسی رفتار ستون های فولادی پوشیده شده با بتن و مقاوم سازی آن با الیاف پلیمری کربن تحت اثر همزمان بارگذاری محوری و بارگذاری جانبی رفت و برگشتی

سید امید حسینی<sup>۱</sup>، سعید حسینی<sup>۱</sup>، محمد قاسمی<sup>۲\*</sup>

۱- دانشکده فنی و مهندسی شهید نیکبخت، گروه عمران، دانشگاه سیستان و بلوچستان، زاهدان، ایران.  
۲- گروه آموزشی مهندسی عمران، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه ولایت، ایرانشهر، ایران.

### تاریخچه داوری:

دریافت: ۱۳۹۸-۰۳-۱۲  
بازنگری: ۱۳۹۸-۰۴-۲۶  
پذیرش: ۱۳۹۸-۰۵-۱۸  
ارائه آنلاین: ۱۳۹۸-۰۶-۰۳

### کلمات کلیدی:

ستون فولادی پوشیده شده با بتن  
بارگذاری محوری  
بارگذاری جانبی چرخه ای  
مقاوم سازی

**خلاصه:** کاربرد مقاطع مرکب در سالیان اخیر به علت محاسن فراوان آن ها در کشورهای پیشرفته رو به افزایش است. علیرغم استفاده گسترده از مقاطع مرکب در دهه های اخیر، کماکان از لحاظ طراحی به این قاب ها همانند قاب های بتن آرمه و فولادی نگرسته می شود، از سهم همکاری توام بتن و فولاد چشم پوشی می گردد و بررسی رفتار شکل پذیری آن ها با کاستی هایی همراه است. استفاده موثر و کارآمد از قاب های مرکب نیازمند نگرشی متفاوت به قاب های بتنی و فولادی برای ورود به پروسه طراحی این نوع از قاب ها می باشد. از آنجا که انجام آزمایش برای بررسی هر مسئله امری زمان بر و پرهزینه است، استفاده از شبیه سازی ابزاری مناسب می باشد. هدف از این تحقیق بررسی پارامترهای موثر بر ظرفیت باربری ستون های فولادی پوشیده شده با بتن تحت اثر همزمان بارگذاری محوری و جانبی چرخه ای شامل شکل مقطع فولادی، مقاومت بتن و مقاوم سازی با الیاف پلیمری کربن است. استفاده از ستون فولادی پوشیده شده با بتن در مقایسه با ستون فولادی تنها و یا ستون بتن مسلح باعث افزایش ظرفیت چشم گیری در ظرفیت نهایی می شود، به عبارت دیگر ستون های مرکب از ظرفیت بار بسیار بالایی برخوردار می باشند. بدین منظور جهت بررسی رفتار ستون های فولادی پوشیده شده با بتن تحت اثر همزمان بارگذاری محوری و جانبی چرخه ای پس از صحت سنجی مدل سازی در نرم افزار اجزای محدود آباکوس به بررسی رفتار این ستون ها در حالات مختلف سطح مقطع فولاد، مقاومت فشاری ۲۸ روزه بتن متفاوت و مقاوم سازی با الیاف پلیمری کربن بر ظرفیت نهایی آن پرداخته شده است. نتایج تحقیق نشان می دهد پارامترهایی همچون شکل و ابعاد سطح مقطع ستون فولادی، مقاومت فشاری ۲۸ روزه بتن و مقاوم سازی با الیاف پلیمری کربن تاثیر به سزایی در افزایش یا کاهش ظرفیت نهایی این ستون ها دارد. در نهایت به بررسی الگوی ترک خوردگی در بتن پرداخته شده است و با توجه به الگوی گسترش ترک، مقاوم سازی با الیاف پلیمری کربن بر روی سطح بتن برای کاهش ترک خوردگی انجام شده است.

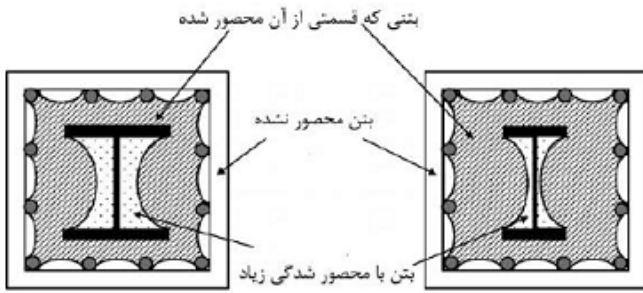
### ۱- مقدمه

گرفته است [۱]. استفاده از ستون های مرکب به اوایل سال ۱۹۰۰ میلادی برمی گردد که با ساخت پل ها و ساختمان ها با اعضای ترکیبی شروع شد که امروزه شکل های مختلفی از این اعضا دیده می شود. گسترش روز افزون آن به خاطر بهبود رفتار ستون ها در اثر ترکیب خوب بتن و فولاد است که عملکرد بهتر و صرفه اقتصادی بیشتر را در پی دارد [۲]. انواع ستون های کامپوزیت در دو نوع کلی زیر خلاصه می شوند [۲]:

وجود مقطع فولادی محاط شده در ستون بتن مسلح، به عبارت دیگر ترکیب مقطع فولادی و بتنی، باعث شده است این گونه ستون ها از ظرفیت نهایی بالایی نسبت به ستون های فولادی و بتنی تنها برخوردار باشند و با حذف بسیاری از ضعف های ستون های فولادی و بتن مسلح تنها، اخیرا مورد توجه بسیاری از محققین قرار

\* نویسنده عهده دار مکاتبات: m.ghasemi@velayat.ac.ir





شکل ۱- نواحی محصورشدگی در ستون مرکب فولادی پوشیده شده با بتن  
**Fig. 1. Areas of confinement in concrete-covered steel columns**

مسلح بیشتر به دوک شبیه بوده و در اعضای مرکب همانند اعضای بتن مسلح با افزایش نیروی محوری شکل پذیری کاهش می یابد. در نتیجه رفتار خمشی یک ستون محصور شده در بتن و یک ستون بتن آرمه تقریباً مشابه است، ولی رفتار شکست برشی ستون محصور شده بسیار بهتر از یک ستون بتن مسلح است [۴]. با توجه به موارد ذکر شده، همچنین مقاومت و شکل پذیری بالا و ظرفیت جذب انرژی بالای ستون های فولادی پوشیده شده با بتن و زمان بر بودن و هزینه بر بودن انجام مطالعات آزمایشگاهی لازم است در این تحقیق، به بررسی عددی و کاربرد ستون های فولادی پوشیده شده با بتن با نرم افزار اجزای محدود آباکوس<sup>۲</sup> پرداخته شود. همچنین استفاده از این مقاطع به علت مزایای سازه ای مطلوب آنها، نزد مهندسان طراح مورد توجه قرار گرفته است که این امر مستلزم تکمیل ضوابط آیین نامه ای و انجام تحقیقات بیشتر در این زمینه و با تمرکز بر امر تحلیل و طراحی این مقاطع می باشد.

در سال ۲۰۰۵ چن<sup>۳</sup> و همکاران تحقیقات آزمایشگاهی گسترده ای برای بررسی رفتار سازه ای تیر ستون های مرکب فولادی محاط در بتن با مقطع فولادی T شکل انجام دادند. نمونه ها تحت بارگذاری تناوبی جانبی و بار فشاری محوری قرار گرفتند. این آزمایش پارامترهایی نظیر توزیع آرماتورهای طولی، فاصله آرماتورهای عرضی، وجود روابط متقابل و سطح بار فشاری محوری را در بر می گیرد. نتایج آزمایش ها نشان می دهد که رفتار تناوبی و مد شکست تیر ستون ها تا حد زیادی تحت تاثیر جهت ممان خمشی که به علت نامتقارن بودن مقطع بوجود می آید قرار می گیرند [۴]. در سال ۲۰۱۱ الوبادی<sup>۴</sup> و همکاران در یک مطالعه پارامتری و تحلیلی به بررسی اثر پارامترهای

الف- مقاطع فولادی پوشیده شده با بتن<sup>۱</sup> که به آنها بتن مسلح با پروفیل فولادی (Steel Reinforced Concrete) یا به اختصار SRC گفته می شوند.

ب- مقاطع فولادی جدار نازک پر شده از بتن (Concrete Filled Tube) که به اختصار CFT نامیده می شوند.

در ستون های مرکب فولادی پوشیده شده با بتن، محصورشدگی بتن به وسیله مقطع فولادی و میلگردهای تقویتی فراهم می شود. محصورشدگی بتن به عوامل زیادی از جمله شکل مقطع فولادی، قطر، شبکه بندی، فاصله و تعداد آرماتورهای طولی و همچنین قطر و فاصله آرماتورهای عرضی بستگی دارد، علاوه بر این عوامل تنش تسلیم مقطع فولادی و آرماتورهای تقویتی همانند مقاومت فشاری بتن بر روی محصورشدگی موثر است [۳]. ستون مرکب بر اساس نواحی محصورشدگی به سه قسمت اصلی تقسیم می شوند که متشکل از بتن با محصورشدگی زیاد، بتن با محصورشدگی جزئی و بتن محصور نشده است که در شکل (۱) نواحی محصورشدگی در ستون مرکب فولادی پوشیده شده با بتن نشان داده شده است.

رفتار خمشی یک عضو محصور شده، تا زمانی که مقاومت ماکزیمم حاصل شود، مانند رفتار یک عضو بتن مسلح است، ولی دارای شکل پذیری بالاتری می باشد، زیرا چنانچه نسبت های پهنا-ضخامت ورق های فولادی به اندازه کافی کوچک باشند، فولاد می تواند پس از خرد شدن بتن نیز مقاومت کند. اما برای مقاومت برشی یک عضو محصور شده، رفتار شکل پذیر گونه ای مشاهده می شود. حتی اگر شکست آن هم به صورت برشی باشد. شکل پذیری یک عضو محصور شده مربوط به اثر متقابل بین میلگردهای بتن، فولاد و بتن بین بال های فولاد است که می تواند کرنش های بزرگی را بر اثر عمل محصورکنندگی بال ها تحمل کند. از طرف دیگر بتنی که فولاد را در قسمت فشاری می پوشاند به صورت ترد شکسته می شود و این به خاطر مجموع آثار کمانش خودش و نیروی جانبی ایجاد شده به وسیله کمانش فولاد می باشد. بنابراین پوشش بتن فشاری کمی کننده می شود و این باعث کاهش مقاومت می شود [۴]. منحنی های هیستریزیس (پسماند) برای اعضای فولادی محصور شده تحت نیروی محوری ثابت و ممان خمشی متناوب به همراه نیروی برشی نشان می دهد شکل حلقه ها با نیروی محوری صفر نسبت به اعضای بتن

2 Abaqus  
 3 Chen  
 4 Ellobody

1 Steel Reinforced Concrete Column (SRCC)

نمونه‌ها با یکدیگر مقایسه شدند. نتایج این تحقیق نشان دهنده ظرفیت بالای مقاطع صلیبی شکل نسبت به مقاطع دیگر است [۹]. چن و وو<sup>۳</sup> در سال ۲۰۱۷ رفتار ستون‌های فولادی محاط در بتن را تحت اثر بارگذاری محوری فشاری بررسی کردند. در این پژوهش تحلیلی رفتار ستون با در نظر گرفتن ۵ نوع مصالح برای آرماتورهای طولی و عرضی، مقطع فولادی، بتن محصور نشده<sup>۴</sup>، بتن خوب محصور شده<sup>۵</sup> و بتن کم محصور شده<sup>۶</sup> بررسی شد و رفتار ۲۰ نمونه ستون در مقطع دایره‌ای و مستطیلی با یکدیگر مقایسه شدند. نتایج تحقیق نشان دهنده تطابق خوب ظرفیت نهایی بدست آمده از روابط تحلیلی با نتایج حاصل از مطالعات آزمایشگاهی دارد [۱۰]. لاک<sup>۷</sup> و همکاران در سال ۲۰۱۷ به بررسی رفتار ستون‌های کاپوزیت پرداختند. در این مطالعه اثر پوشش بتنی بر روی مقطع فولادی در مقایسه با مقطع فولادی تنها نیز بررسی شد. در نهایت ظرفیت نهایی ستون، نمودارهای بار-جابجایی، بار- کرنش و ترک خوردگی در نمونه‌ها بررسی شده است [۱۱].

## ۲- صورت مسئله و شرح مدل سازی

در این پژوهش پارامترهای متغیر شامل مقاومت فشاری ۲۸ روزه بتن، شکل مقطع فولادی و نحوه مقاوم سازی با الیاف پلیمری کربن است. جهت تایید مدل سازی در نرم افزار اجزای محدود آباکوس [۱۲] و [۱۳] از مطالعه انجام شده توسط ژو<sup>۸</sup> و همکاران در سال ۲۰۱۶ استفاده شده است. نمونه‌های انتخاب شده از مطالعه این محققین مستطیلی شکل و با ابعاد سطح مقطع بتنی برابر ۲۰۰×۲۰۰ میلی متر است و طول خالص ستون برابر ۷۰۰ میلی متر است. همچنین مقطع بتن مسلح دارای ۱۲ عدد آرماتور طولی شماره ۱۰ و آرماتور برشی شماره ۶ به فواصل ۵۰ میلی متر از یکدیگر است. نحوه آرایش آرماتورهای طولی و عرضی، محل قرارگیری مقطع فولادی و محل اعمال بارگذاری در شکل (۲) مشخص شده است. این نمونه همانند مطالعه آزمایشگاهی N2-I-M50 و N2-+-M50 نام گذاری شده است [۹]. عدد ۲ مشخص کننده مقدار بار محوری است که در حالات ۱، ۲ و ۳ به ترتیب برابر  $0.25 \times A_g f_c$ ،  $0.38 \times A_g f_c$

مختلف بر روی رفتار و مقاومت ستون مرکب فولادی محاط در بتن تحت بار با خروج از مرکزیت پرداخته اند که این پارامترها متشکل از اعمال بار با خروج از مرکزیت‌های متفاوت، ابعاد مختلف ستون، مقاومت فشاری مختلف بتن و همچنین تنش‌های تسلیم مختلف فولاد بوده است و همچنین یک مدل ساختاری به همراه منحنی‌های تنش و کرنش برای بتن و فولاد با در نظر گرفتن اثر محصورشدگی ارائه کرده و مقایسه‌ای با نتایج آزمایشگاهی داشته‌اند. بطور کلی نشان داده شده است که تاثیر افزایش مقاومت ستون‌های مرکب ناشی از افزایش تنش تسلیم فولاد برای ستون‌های مرکبی که در معرض بار با خروج از مرکزیت کمتری هستند قابل توجه تر است [۵]. در سال ۱۳۹۱ لطف‌اللهی یقین و ضیائیون با بررسی رفتار ستونهای مرکب دولایه تحت اثر متقابل نیروی محوری و لنگر خمشی نشان دادند که در ستون‌های مرکب دولایه با افزایش لاغری میزان ظرفیت باربری کاهش می‌یابد و برای لاغری‌های کوچکتر میزان افت ظرفیت باربری کمتر ولی برای لاغری‌های بزرگتر که خرابی ستون بر اثر پدیده کمانش رخ می‌دهد این مقدار بیشتر است [۶]. در سال ۱۳۹۱ لطف‌اللهی و خلیل پورآذر با بررسی تاثیر تغییرات لنگر خمشی در میزان باربری محوری ستون‌های مرکب نشان دادند که با افزایش خروج از مرکزیت ظرفیت محوری شدیداً افت کرده و با افزایش لاغری ستون‌ها ظرفیت باربری تقلیل می‌یابد [۷]. در سال ۲۰۱۴ لی<sup>۱</sup> و همکاران به بررسی رفتار غیرخطی ستون‌های فولادی پوشیده شده با بتن با نرم افزار اجزای محدود آباکوس پرداختند. با مقایسه نتایج مدل‌های آزمایشگاهی و مدل‌های شبیه سازی شده توسط نرم افزار صحت مدل سازی این ستون‌ها مورد تایید قرار گرفته و با بررسی پارامتریک نشان داده شد نسبت‌های فولاد و نسبت‌های بارگذاری متفاوت اثر قابل ملاحظه‌ای بر روی شکل پذیری و ظرفیت نهایی ستونهای فولادی پوشیده شده با بتن دارد [۸]. ژو<sup>۲</sup> و همکاران در سال ۲۰۱۶ به بررسی مطالعه آزمایشگاهی در خصوص رفتار ستون‌های فولادی پوشیده شده با بتن بر مقاومت تحت اثر بارگذاری جانبی چرخه‌ای و بارگذاری محوری پرداختند. در این مطالعه انواع مقاطع فولادی I شکل، H شکل و صلیبی شکل بررسی گردید. در این پژوهش برش گیرهای ستون و اشکال مختلف آرماتورهای عرضی نیز به عنوان متغیر در نظر گرفته شده است. در نهایت ظرفیت نهایی

3 Chen, S., Wu, P.

4 Unconfined concrete

5 Highly confined concrete

6 Partially confined concrete

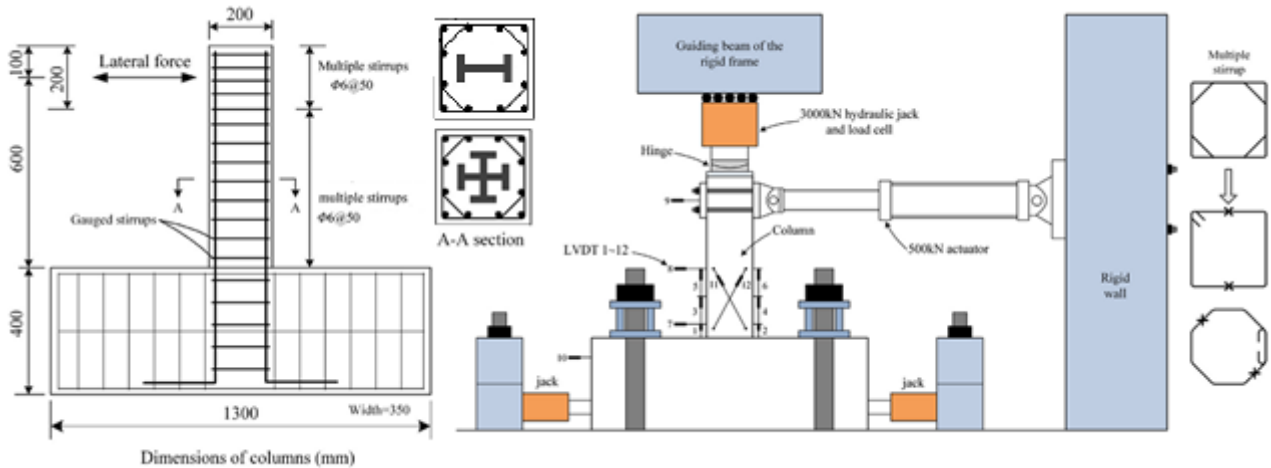
7 Lacki, P.

8 Zhu

1 Li

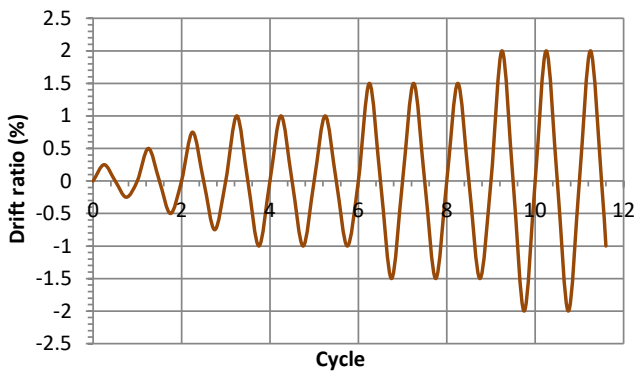
2 Zhu, W.





شکل ۲- نحوه آرایش آرماتورهای طولی و عرضی، محل قرارگیری مقطع فولادی و محل اعمال بارگذاری [۹]

Fig. 2. Arrangement of longitudinal and lateral armature, Location of steel cross section and Place of loading



شکل ۳- جابجایی اعمال شده به انتهای آزاد ستون [۹]

Fig. 3. Displacement applied to free end of column

مقطع صلیبی شکل فولادی با دو مقطع I شکل عمود بر هم و I شکل فولادی به ابعاد مقطع I شکل برابر  $۷,۶ \times ۴,۵ \times ۶۸ \times ۱۰۰$  میلی متر است. مقطع فولادی دارای مقاومت تسلیم و مقاومت نهایی به ترتیب برابر ۲۵۴ و ۳۶۸ مگاپاسکال است. مشخصات آرماتورهای طولی و عرضی استفاده شده در این پژوهش در جدول (۱) آورده شده است.

#### ۲-۲- نحوه مدلسازی اندرکنش بین هسته فولادی و بتن

جهت در نظر گرفتن اصطکاک بین مقطع فولادی و هسته فولادی در نرم افزار اجزای محدود آباکوس پس از تعریف دو قسمت بتنی و فولادی به صورت دو جسم سخت از گزینه Tangential Behavior برای تعریف اصطکاک بین دو سطح استفاده شده است. این گزینه رفتار تماس را در جهت مماس بر سطوح تعیین می کند.

و  $۰.۴۵ \times A_g f_c$  است. I و H مشخص کننده مقطع فولادی I و H شکل است و در نمونه های با مقطع صلیبی شکل + می باشد و M50 نشان دهنده آرماتورهای عرضی مستطیلی ترکیب شده با ۸ ضلعی است که با فواصل یکسان ۵۰ میلی متر از یکدیگر می باشند.

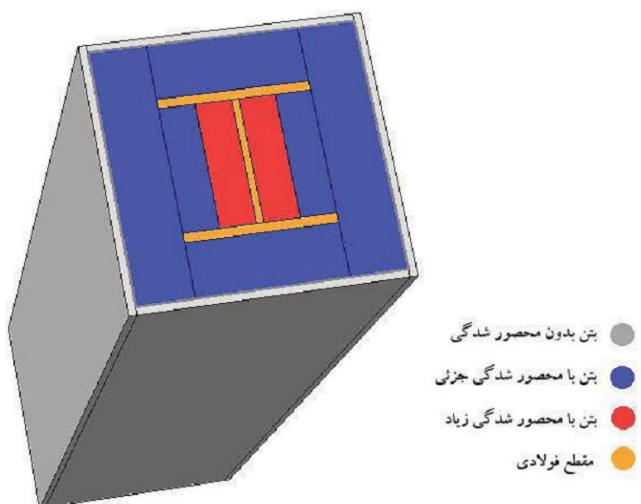
مطابق شکل (۲) بارگذاری به دو صورت بار محوری و بار جانبی بر ستون فولادی پوشیده شده با بتن اعمال شده است. در ابتدا بارگذاری محوری به کمک جکی با ظرفیت ۳۰۰۰ کیلونیوتن و به مقدار ۱۶۰۰ کیلونیوتن ( $۰.۳۸ \times A_g f_c$ ) به صورت محوری در انتهای ستون اعمال گردید و پس از آن بارگذاری جانبی توسط جکی به ظرفیت ۵۰۰ کیلونیوتن و (در حالت کنترل جابجایی) به صورت رفت و برگشتی در بالای ستون و در فاصله ۶۰۰ میلی متری از پای ستون اعمال گردید. شکل (۳) جابجایی اعمال شده به انتهای ستون را نشان می دهد. در ابتدا ۳ دوره بارگذاری جانبی با حداکثر جابجایی نسبی برابر  $\frac{\Delta}{L} = ۰.۲۵\%$ ،  $\frac{\Delta}{L} = ۰.۵\%$  و  $\frac{\Delta}{L} = ۰.۷۵\%$  اعمال گردید و پس از آن به مقدار  $\frac{\Delta}{L} = ۱\%$ ،  $\frac{\Delta}{L} = ۱.۵\%$ ،  $\frac{\Delta}{L} = ۲\%$  و ... جابجایی نسبی از هر کدام ۳ بار تا مرحله خرابی به انتهای آزاد ستون اعمال گردید. این الگوی بارگذاری در کلیه نمونه های بررسی شده در این تحقیق یکسان است [۹].

#### ۲-۱- مشخصات مصالح

در نمونه های M50--N2 و I-M50-N2 مقاومت فشاری ۲۸ روزه نمونه استاندارد استوانه ای بتن به ترتیب برابر ۱۰۵,۴ و ۹۹,۸ مگاپاسکال در نظر گرفته شده است و این نمونه ها به ترتیب دارای

جدول ۱- مشخصات آرماتور های طولی و عرضی و مقاطع فولادی  
Table 1. Characteristics of longitudinal and lateral armature and steel cross section

شماره آرماتور	قطر (میلی متر)	سطح مقطع (میلی - متر مربع)	مدول الاستیسیته آرماتور (مگاپاسکال)	تنش تسلیم (مگاپاسکال)	تنش نهایی (مگاپاسکال)
Q10	۱۰	۷۸.۵	$205 \times 10^3$	۴۱۴	۵۹۷
Q6	۶	۲۸.۳	$201 \times 10^3$	۴۹۹	۷۱۸
مقطع فولادی	$h \times b \times t_w \times t_f$	سطح مقطع (میلی - متر مربع)	مدول الاستیسیته آرماتور (مگاپاسکال)	تنش تسلیم (مگاپاسکال)	تنش نهایی (مگاپاسکال)
I	$100 \times 68 \times 4.5 \times 7.6$	۱۴۳۰	---	---	---
+	۲I	۱۴۳۰	$207 \times 10^3$	۲۵۴	۳۶۸
H	$100 \times 100 \times 6 \times 8$	۲۱۹۰	$207 \times 10^3$	۲۵۴	۳۶۸



شکل ۴- نواحی محصورشدگی ستون مرکب فولادی محاط در بتن در مدلسازی

Fig. 4. Areas of confinement of concrete-covered steel columns in modelling

المان های Solid)، برای تحلیل رفتار غیرخطی مصالح ترد نظیر بتن استفاده می کند. این المان سه بعدی و هشت گره ای است. این المان از نوع Solid برای تحلیل تنش یا تغییر مکان است. الگوی المان C3D8R در شکل ۵-الف آورده شده است [۱۲ و ۱۳].

المان خرپایی (المان T3D2) یکی از المان های سازه ای معمول قابل استفاده در نرم افزار آباکوس می باشد. المان خرپا عضوی است دو نیرویی که نیروها فقط در گره های آن اعمال شده و این گره ها تنها دارای درجه آزادی انتقالی می باشند. این المان ها فقط دارای مقاومت محوری می باشند. در این المان ها فقط گره ها نیرو را انتقال می دهند و لذا المان های خرپا مقاومت خمشی و برشی از خود نشان

ضریب اصطکاک بین بتن و فولاد در گزینه Friction Coefficient مقدار ۰.۶ (با چندین مرحله سعی و خطا و تحلیل) در نظر گرفته شده است. همچنین برای در نظر گرفتن تماس این دو مصالح در جهت نرمال صفحات از اندرکنش hard contact استفاده شده است.

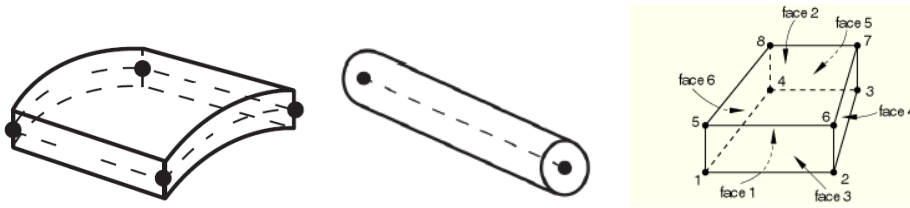
### ۳-۲- نحوه در نظر گرفتن رفتار بتن محصور

در این پژوهش مطابق شکل (۴) بتن با محصورشدگی زیاد در امتداد جان مقطع فولادی تا نصف عرض بال های مقطع فولادی جای دارد و بتن با محصور شدگی جزئی از نصف عرض بال های مقطع فولادی در امتداد جان مقطع تا خط مرکزی آرماتورهای طولی ادامه دارد و در آخر بتن محصور نشده به عنوان بخش خارجی باقی می ماند.

برای اطمینان از اینکه تمامی اجزای مدل به هم مرتبط هستند، مدل سازی المان محدود ستون فولادی محاط در بتن در ۶ مرحله بوجود می آید: ابتدا مدل سازی بتن کاور (بتن محصورنشده) به همراه تعریف مشخصات مصالح، دوم مدل سازی بتن با محصورشدگی جزئی به همراه تعریف مشخصات مصالح، در مرحله سوم بتن با محصورشدگی زیاد به همراه تعریف مشخصات مصالح مدل می شود. در مرحله چهارم مقطع فولادی سازه به همراه تعریف مشخصات فولاد مدل می شود، پنجم مدل سازی آرماتورهای طولی و عرضی و در نهایت ورق های بارگذاری بالایی و پایینی مدل می شود.

### ۴-۲- المان های استفاده شده

نرم افزار آباکوس از یک المان سه بعدی، C3D8R (از دسته



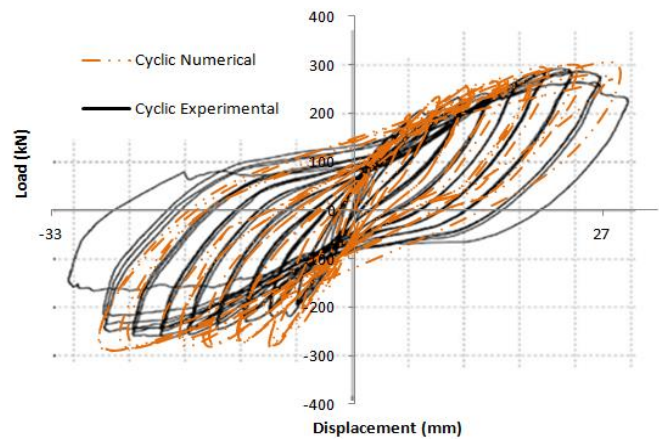
شکل ۵- الف- الگوی المان C3D8R، ب- المان T3D2، ج- المان S4R [۱۲ و ۱۳]  
 Fig. 5. AC3D8R Element, B- T3D2 Element, C- S4R Element

محوری کششی یا فشاری قرار دارند مانند آرماتورها استفاده می شود. الگوی این المان در شکل ۵-ب آورده شده است [۱۲ و ۱۳]. برنامه المان محدود آباکوس قادر است که برای آنالیز های مدل هایی با ساختار مرکب استفاده شود. در واقع توسط این برنامه می توان مدل هایی با ترکیب مواد مختلف ایجاد نمود و نیز بتوان با استفاده از توانایی های این برنامه رفتاری مناسب در قسمت مرزی بین دو ماده برقرار کرد. المان پوسته چهار گرهی چند منظوره (المان S4R) قابلیت کاهش دادن نقاط انتگرال گیری برای به حداقل رساندن محاسبات و در نتیجه کاهش زمان آنالیز را دارا می باشد. از آنجایی که اثر برش عرضی در این المان لحاظ شده است، می توان برای مدل های با ساختار باریک و ضخیم استفاده نمود. در این مطالعه از S4R که از دسته المان های Shell است، برای مش بندی الیاف پلیمری استفاده شده است. الگوی این المان در شکل ۵-ج آورده شده است.

### ۳- صحت سنجی مدل سازی در نرم افزار

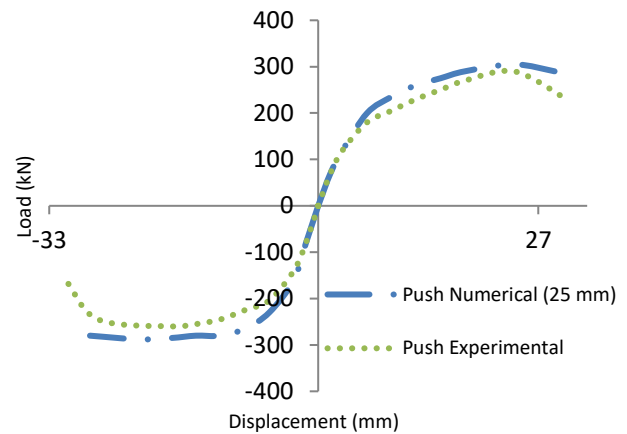
#### ۳-۱- صحت سنجی نمونه N2+-M50

اشکال (۶) و (۷) نمودارهای هیستریزس و پوش بار-جابجایی نمونه N2+-M50 حاصل از مطالعه آزمایشگاهی در مقایسه با مطالعه عددی را نشان می دهد. همانطور که مشخص است نتایج حاصل از تحلیل عددی و مطالعه آزمایشگاهی تطابق نسبتا خوبی با هم دارند. نکته حائز اهمیت تقارن نمونه در هر دو حالت مطالعه عددی و آزمایشگاهی است. شایان ذکر است که در نمودارهای هیستریزس هرچه سطح زیر نمودار بیشتر باشد سازه بررسی شده انرژی بیشتری را دریافت می کند. نمودار پوش-بار جابجایی دارای ۴ قسمت است. قسمت اول نمودار که به صورت خطی است هنوز ترک خوردگی در نمونه اتفاق نیافتاده است. در قسمت دوم با کاهش شیب نمودار نشان دهنده شروع ترک خوردگی در نمونه است. در قسمت سوم که شیب



شکل ۶- نمودار هیستریزس نمونه N2+-M50 حاصل از مطالعه آزمایشگاهی در مقایسه با مطالعه عددی

Fig. 6. Hysteresis chart of N2+-M50 sample derived from laboratory study compared with numerical study



شکل ۷- نمودار پوش نمودار پوش نمونه N2+-M50 حاصل از مطالعه عددی در مقایسه با مطالعه آزمایشگاهی

Fig. 7. Push over charts of N2+-M50 sample derived from numerical study compared with laboratory study

نمی دهند. در واقع المان های خرپا اعضای سازه ای هستند که فقط نیروی محوری را انتقال داده و ممان و برش را انتقال نمی دهند. از این المان ها برای مدل های اعضای سازه ای که تحت نیروهای



جدول ۲- مقایسه نتایج حاصل از تحلیل عددی و مطالعه آزمایشگاهی نمونه N2+-M50  
**Table 2. Comparison of results of numerical analysis and laboratory study of N2+-M50 sample**

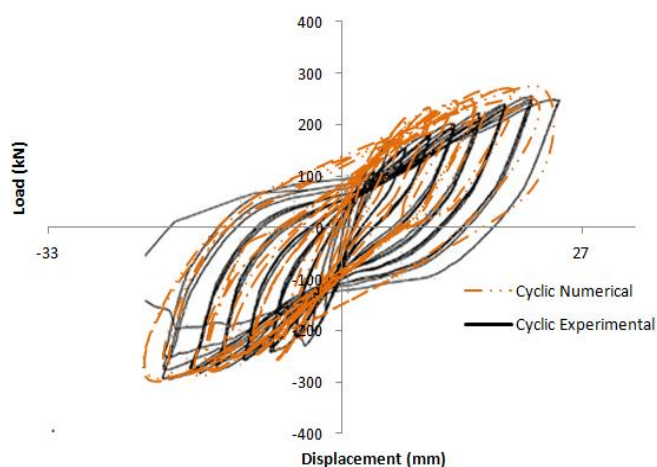
نام نمونه	بار نهایی در حالت رفت (کیلو نیوتن)	بار نهایی در حالت برگشت (کیلو نیوتن)	بار نهایی در حالت رفت نسبت به مطالعه آزمایشگاهی	بار نهایی در حالت برگشت نسبت به مطالعه آزمایشگاهی
N2+-M50	۳۰۴.۳۴	۲۸۴.۱	۱.۰۴۹	۱.۰۸۴
حاصل از مطالعه آزمایشگاهی				
N2+-M50	۲۹۰	۲۶۲	۱	۱

خرابی نمونه را نشان می دهد.

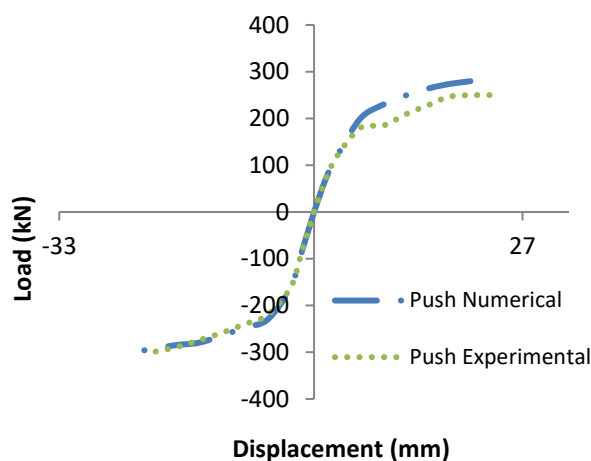
جهت تایید مدل سازی نمونه N2+-R50 در نرم افزار اجزای محدود آباکوس تحلیل نمونه ذکر شده با ابعاد المان متفاوت انجام گردید و نتایج حاصل از تحلیل عددی با ابعاد المان متفاوت با نتایج حاصل از مطالعه آزمایشگاهی مقایسه گردید. نتایج حاصل از تحلیل عددی با ابعاد المان ۲۵ میلی متر تطابق نسبتاً خوبی با نتایج حاصل از مطالعه آزمایشگاهی دارد. شایان ذکر است که با کوچکتر کردن ابعاد المان از ۲۵ میلی متر اولاً زمان تحلیل بسیار طولانی تر گردید ثانیاً نتایج حاصل از تحلیل عددی تفاوت چندانی با یکدیگر نداشتند به همین جهت ابعاد مناسب جهت مش بندی کلیه نمونه ها ۲۵ میلی متر انتخاب گردید. بار نهایی در حالت مطالعه عددی به مطالعه آزمایشگاهی با ابعاد المان ۲۵ میلی متر مطابق جدول (۲) به ترتیب در حالت بارگذاری به صورت رفت و برگشت ۴.۹ درصد و ۸.۴ درصد بیشتر از مطالعه آزمایشگاهی است. شایان ذکر است که مقادیر بار نهایی در نمونه N2+-M50 در حالت رفت و برگشت در حالت مطالعه عددی برابر ۳۰۴.۳۴ و ۲۸۴.۱ مگاپاسکال است و در حالت مطالعه آزمایشگاهی به ترتیب برابر ۲۹۰ و ۲۶۲ مگاپاسکال است.

### ۳-۲- صحت سنجی نمونه I-R40-N1

اشکال (۸) و (۹) نمودارهای هیستریزس و پوش بار-جابجایی نمونه N2-I-M50 حاصل از مطالعه آزمایشگاهی در مقایسه با مطالعه عددی را نشان می دهد. در این نمونه نیز نتایج حاصل از تحلیل عددی و مطالعه آزمایشگاهی تطابق نسبتاً خوبی با هم دارند. جهت تایید مدل سازی نمونه N2-I-M50 نیز در نرم افزار اجزای محدود آباکوس تحلیل نمونه ذکر شده با ابعاد المان متفاوت انجام گردید و نتایج حاصل از تحلیل عددی با ابعاد المان متفاوت با نتایج



شکل ۸- نمودار هیستریزس نمونه N2-I-M50 حاصل از مطالعه آزمایشگاهی در مقایسه با مطالعه عددی  
**Fig. 8. Hysteresis chart of N2-I-M50 sample derived from laboratory study compared with numerical study**



شکل ۹- نمودار پوش نمونه N2-I-M50 حاصل از مطالعه عددی در مقایسه با مطالعه آزمایشگاهی  
**Fig. 9. Push over charts of N2-I-M50 sample derived from numerical study compared with laboratory study**

نمودار بار-جابجایی نمونه بیشتر می شود فولاد در حال جاری شدن است و در انتها در قسمت چهارم که نمودار به صورت نزولی می باشد

جدول ۳- مقایسه نتایج حاصل از تحلیل عددی و مطالعه آزمایشگاهی نمونه N2-I-M50

Table 3. Comparison of results of numerical analysis and laboratory study of N2-I-M50 sample

نام نمونه	بار نهایی در حالت رفت (کیلونیوتن)	بار نهایی در حالت برگشت (کیلونیوتن)	بار نهایی در حالت رفت نسبت به مطالعه آزمایشگاهی	بار نهایی در حالت برگشت نسبت به مطالعه آزمایشگاهی
N2-I-M50	۲۹۶.۴	۲۸۱.۶۵	۱.۰۳۲۳	۱.۰۲
حاصل از مطالعه آزمایشگاهی				
N2-I-M50	۲۸۷.۱	۲۷۶.۲	۱	۱

جدول ۴- مشخصات نمونه های بررسی شده با مقاومت فشاری متفاوت بتن

Table 4. Characteristics of the investigated specimens with different compressive strength of concrete

نام نمونه	مقاومت فشاری ۲۸ روزه بتن (مگاپاسکال)	بار محوری وارد بر ستون	ابعاد مقطع فولادی (میلی-متر) $t_f \times t_w \times b \times h$	تنش تسلیم و تنش نهایی مقطع فولادی (مگاپاسکال)	فاصله آرماتورهای عرضی (میلی-متر)
N2-+-M50-30	۳۰	$0.38 \times A_g f_c$	$2 \times (7.6 \times 4.5 \times 68 \times 100)$	۲۵۴ و ۳۶۸	۵۰
N2-+-M50-50	۵۰	$0.38 \times A_g f_c$	$2 \times (7.6 \times 4.5 \times 68 \times 100)$	۲۵۴ و ۳۶۸	۵۰
N2-+-M50-70	۷۰	$0.38 \times A_g f_c$	$2 \times (7.6 \times 4.5 \times 68 \times 100)$	۲۵۴ و ۳۶۸	۵۰
N2-+-M50-90	۹۰	$0.38 \times A_g f_c$	$2 \times (7.6 \times 4.5 \times 68 \times 100)$	۲۵۴ و ۳۶۸	۵۰

تاثیر پارامترهای مختلف بر روی ظرفیت نهایی نمونه N2-+-M50 پرداخته شده است.

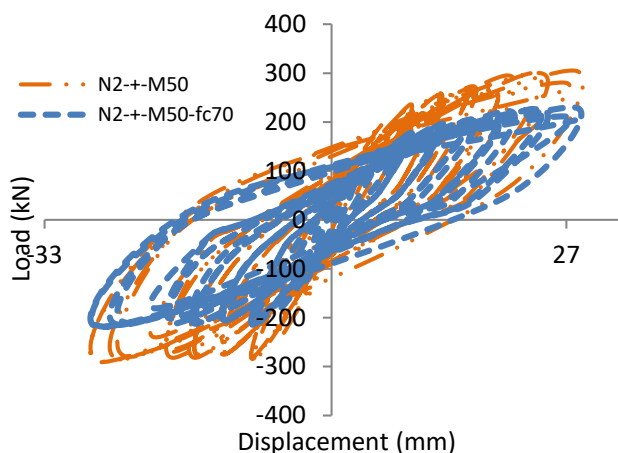
#### ۴- بررسی تاثیر مقاومت بتن در ظرفیت نهایی نمونه ی N2-+-M50

برای تعریف مصالح بتن در نرم افزار اجزای محدود آباکوس مطابق معیار خرابی پلاستیته بتن<sup>۱</sup> علاوه بر تعریف رفتار فشاری و کششی بتن و همچنین پارامترهای خرابی برای رفتار فشاری و کششی بتن ۵ پارامتر به نام های زاویه اتساع بتن<sup>۲</sup>، پتانسیل خروج از مرکزیت پلاستیک<sup>۳</sup>، نسبت مقاومت فشاری دو محوره بتن به مقاومت فشاری تک محوره، پارامتر k و پارامتر ویسکو الاستیک<sup>۴</sup> نیز برای بتن تعریف می شود. از لحاظ فیزیکی زاویه اتساع ( $\psi$ ) زاویه اصطکاک داخلی بتن می باشد که در اغلب موارد مقدار آن ۳۶ یا ۴۰ فرض می شود [۱۳].

- 1 Concrete damaged plasticity
- 2 Dilation Angle
- 3 Eccentricity
- 4 Viscosity parameter

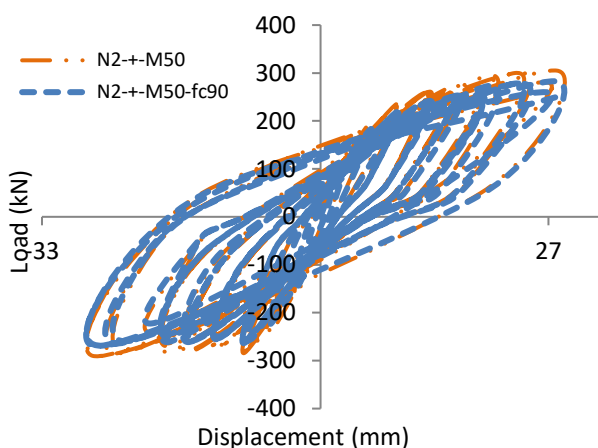
حاصل از مطالعه آزمایشگاهی مقایسه گردید. نتایج حاصل از تحلیل عددی با ابعاد المان ۲۵ میلی متر تطابق نسبتا خوبی با نتایج حاصل از مطالعه آزمایشگاهی دارد. در این نمونه نیز با کوچکتر کردن ابعاد المان از ۲۵ میلی متر اولاً زمان تحلیل بسیار طولانی تر گردید ثانياً نتایج حاصل از تحلیل عددی تفاوت چندانی با یکدیگر نداشتند. بار نهایی در حالت مطالعه عددی به مطالعه آزمایشگاهی با ابعاد المان ۲۵ میلی متر مطابق جدول (۳) به ترتیب در حالت بارگذاری به صورت رفت و برگشت ۴،۹ درصد و ۸،۴ درصد بیشتر از مطالعه آزمایشگاهی است. شایان ذکر است که مقادیر بار نهایی در نمونه N2-I-M50 در حالت رفت و برگشت در حالت مطالعه عددی برابر ۳۰۴،۳۴ و ۲۸۴،۱ مگاپاسکال است و در حالت مطالعه آزمایشگاهی به ترتیب برابر ۲۹۰ و ۲۶۲ مگاپاسکال است.

جهت تایید مدل سازی در نرم افزار اجزای محدود آباکوس دو نمونه N2-+-M50 و N2-I-M50 در نرم افزار اجزای محدود آباکوس مدل سازی و تحلیل شد و نتایج حاصل از تحلیل عددی و آزمایشگاهی تطابق نسبتا خوبی با یکدیگر داشتند. در ادامه به بررسی



شکل ۱۲- نمودار هیستریزیس نمونه های N2+-M50 و N2+-M50-fc70 حاصل از تحلیل عددی با نرم افزار آباکوس

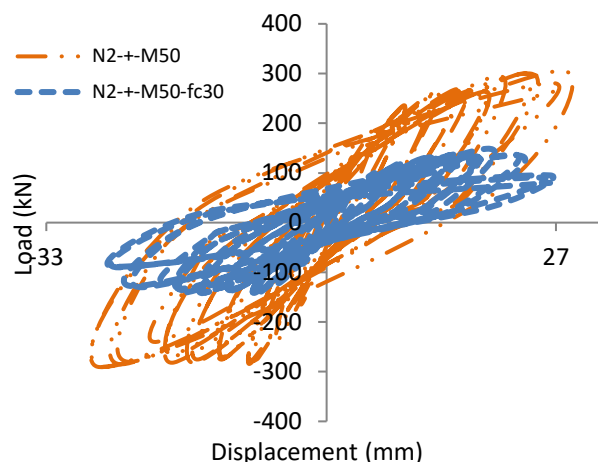
Fig. 12. Hysteresis charts of N2+-M50 and N2+-M50-fc70 samples derived from numerical analysis with abacus software



شکل ۱۳- نمودار هیستریزیس نمونه های N2+-M50 و N2+-M50-fc90 حاصل از تحلیل عددی با نرم افزار آباکوس

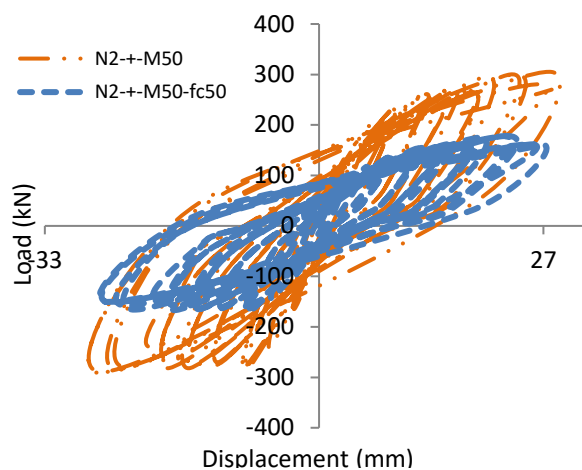
Fig. 13. Hysteresis charts of N2+-M50 and N2+-M50-fc90 samples derived from numerical analysis with abacus software

پس از چندین مرحله تحلیل بدست آمده است.  $(f_{b0}/f_c)$  نسبت مقاومت فشاری دو محوره بتن به مقاومت فشاری تک محوره می باشد. نتایج حاصل از آزمایشات نشان داده است که رابطه بین مقاومت فشاری تک محوره و دو محوره بتن مطابق رابطه  $f_{b0} = 1.1624f_c$  می باشد [۱۳]. پارامتر ویسکوالاستیک ( $\mu$ ) که در مدل خسارت پلاستیک وجود دارد، در واقع برای همگرایی بهتر گام ها در آباکوس استفاده می شود و مقدار آن را بایستی با چند بار تحلیل بدست آورد.  $\mu$  کوچکترین عدد مثبتی است که باعث همگرایی بهتر تحلیل می شود. این پارامتر امکان خروج تدریجی از سطح پتانسیل پلاستیک



شکل ۱۰- نمودار هیستریزیس نمونه های N2+-M50 و N2+-M50-fc30 حاصل از تحلیل عددی با نرم افزار آباکوس

Fig. 10. Hysteresis charts of N2+-M50 and N2+-M50-fc30 samples derived from numerical analysis with abacus software



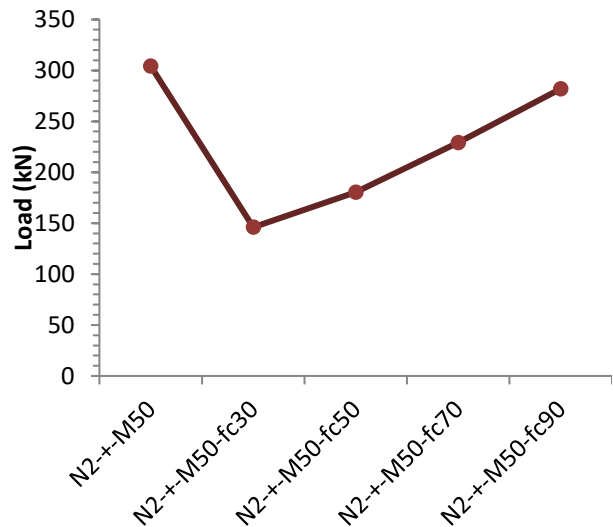
شکل ۱۱- نمودار هیستریزیس نمونه های N2+-M50 و N2+-M50-fc50 حاصل از تحلیل عددی با نرم افزار آباکوس

Fig. 11. Hysteresis charts of N2+-M50 and N2+-M50-fc50 samples derived from numerical analysis with abacus software

تعریف می نمایند. در حقیقت زاویه اتساع رابطه بین حجم و برش کرنشی را مطابق رابطه  $\Psi = -(\delta\varepsilon_v)/(\delta\gamma)$  بیان می کند [۱۳]. هر چه مقدار این زاویه کوچکتر باشد رفتار مصالح ترد و هر چه این زاویه بزرگتر باشد ماده از خود رفتاری مانند مواد شکل پذیر نشان می دهد. این پارامتر برای بتن های مختلف پس از چندین مرحله تحلیل و مقایسه نتایج حاصل از تحلیل عددی و آزمایشگاهی بدست آمده است. پتانسیل خروج از مرکزیت پلاستیک، عدد کوچک مثبتی است که برابر نسبت مقاومت کششی به مقاومت فشاری بتن می باشد. مقدار پیش فرض آن ۰.۱ است. این پارامتر نیز برای بتن های مختلف

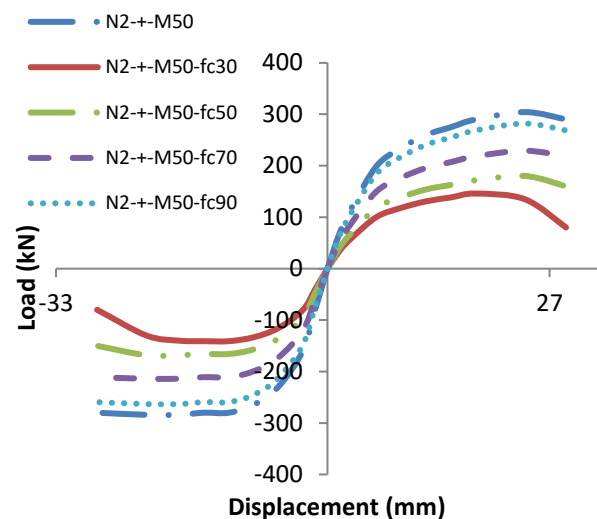
مساوی یک باشد شکل دایره و یا همان معیار در اگر پراگر<sup>۲</sup> بدست می آید. از لحاظ فیزیکی،  $kC$  نسبت فاصله بین محور هیدرواستاتیک با قسمت فشاری و قسمت کششی می باشد. در مدل پلاستیک آسیب دیده بتن مقدار پیش فرض ضریب  $۰,۶۶۷$  می باشد [۱۳] که براساس آزمایش های فشاری سه محوره و تحلیل های عددی پیشنهاد شده است. جهت بررسی تاثیر مقاومت بتن در ظرفیت نهایی نمونه ستون فولادی پوشیده شده با بتن ستون N2-+-M50 با بتن با مقاومت های  $۳۰$ ،  $۵۰$ ،  $۷۰$  و  $۹۰$  مگاپاسکال بررسی عددی شد و نتایج حاصل از تحلیل عددی با نمونه ستون N2-+-M50 با مقاومت فشاری  $۲۸$  روزه بتن برابر  $۱۰۵,۴$  مگاپاسکال مقایسه گردید. جدول (۴) مشخصات نمونه های بررسی شده در بخش مطالعات پارامتری را نشان می دهد. در نام گذاری نمونه های این بخش اعداد  $۳۰$ ،  $۵۰$ ،  $۷۰$  و  $۹۰$  به ترتیب مقادیر مقاومت فشاری  $۲۸$  روزه نمونه استاندارد استوانه ای را نشان می دهد.

اشکال (۱۰) تا (۱۳) نمودار هیستریزس بار جابجایی نمونه های N2-+-M50-fc30، N2-+-M50-fc50، N2-+-M50-fc70، N2-+-M50-fc90 و N2-+-M50-fc90 حاصل از تحلیل عددی با نرم افزار اجزای محدود آباکوس را نشان می دهد. نتایج نشان می دهد که با افزایش مقاومت بتن ظرفیت نهایی و سختی نمونه ها نیز افزایش یافته است. با توجه به اینکه بار اعمال شده به سازه به صورت رفت و برگشتی می باشد، نمودار بار جابجایی بصورت هیستریزس (همان حلزونی) است. نمودار هیستریزس چون از جنس بار-جابجایی است، هرچه سطح زیر نمودار هیستریزس بیشتر باشد انرژی که سازه جذب می کند، بیشتر است پس میزان شکل پذیری سازه بیشتر است. در نمودار هیستریزس تقارن نشان دهنده یکسان بودن رفتار نسبت به کشش و فشار است. هرچه عضو لاغرتر باشد سطح زیر نمودار کمتر است و در تعداد سیکل کمتری گسیخته می شود. همچنین هرچه نمودار هیستریزس تقارن بیشتری داشته باشد یعنی هرچه شکل حلزون متقارن تر باشد عملکرد بهتری در برابر زلزله دارد. همانطور که مشاهده می شود با افزایش مقاومت بتن سطح زیر نمودار هیستریزس افزایش یافته است و این مساله نشان دهنده آن است که با افزایش مقاومت بتن سازه شکل پذیرتر است و انرژی ای که سازه جذب می کند بیشتر است.



شکل ۱۴- نمودار پوش نمونه های مختلف حاصل از تحلیل عددی با نرم افزار آباکوس

Fig. 14. Push over charts of various examples derived from numerical analysis with abacus software



شکل ۱۵- نمودار میله ای ظرفیت نهایی نمونه های مختلف حاصل از تحلیل عددی با نرم افزار آباکوس

Fig. 15. Bar graph of the final capacitance of different samples obtained by numerical analysis with Abacus software

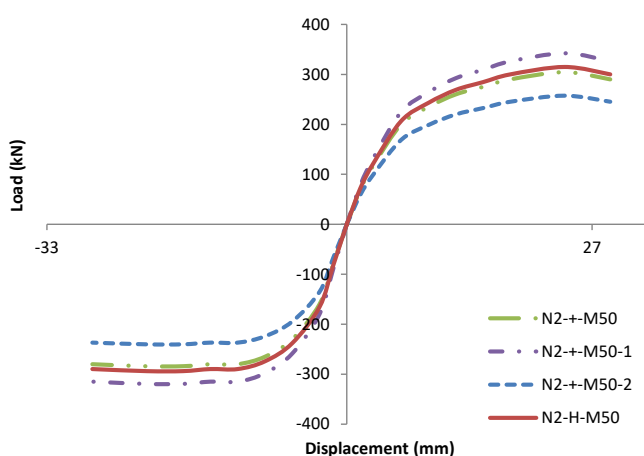
را در شرایط ناهمگرایی های جزئی تحلیل فراهم می سازد [۱۳]. این پارامتر نیز برای بتن های مختلف پس از چندین مرحله تحلیل بدست آمده است. طبق اصلاح صورت پذیرفته در مدل پلاستیک آسیب دیده بتن، لزومی بر دایروی بودن صفحه ی دوپاتوریک<sup>۱</sup> وجود ندارد و می تواند شکل دیگری نیز داشته باشد. شکل این صفحه با ضریب  $kC$  تعیین می شود. این ضریب مقداری بیش از  $۰,۵$  دارد و وقتی

2 Drucker-pruge

1 Deviatoric plane

جدول ۵- بار نهایی و نسبت بار نهایی نمونه های مختلف نسبت به نمونه N2+-M50  
 Table 5. Final load and final load ratio of different samples compared to the N2+-M50 sample

نام نمونه	بار نهایی در حالت رفت (کیلو نیوتن)	بار نهایی در حالت برگشت (کیلو نیوتن)	بار نهایی در حالت رفت N2+-M50 نسبت به نمونه	بار نهایی در حالت برگشت N2+-M50 نسبت به نمونه
N2+-M50	۳۰۴.۳۴	۲۸۱.۲	۱	۱
N2+-M50-fc30	۱۴۴.۷	۱۴۱.۹	۰.۴۷۵	۰.۵۰۴
N2+-M50-fc50	۱۷۹.۸۷	۱۶۹.۲۸۸	۰.۵۹۱	۰.۶۰۲
N2+-M50-fc70	۲۲۹.۴	۲۱۳.۹۹	۰.۷۵۳	۰.۷۶
N2+-M50-fc90	۲۸۱.۹۸	۲۶۴.۳۴	۰.۹۲۶	۰.۹۴



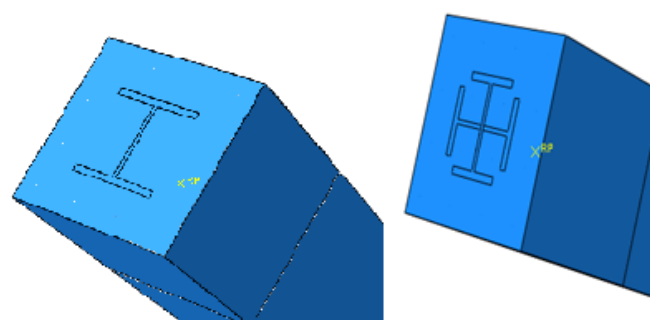
شکل ۱۷- نمودار پوش بار نهایی نمونه های مختلف حاصل از تحلیل عددی با نرم افزار آباکوس

Fig. 17. Push over charts of various examples derived from numerical analysis with abacus software

۰.۴۷۵، ۰.۵۹۱، ۰.۷۵۳ و ۰.۹۲۶ است.

### ۵- بررسی تاثیر ابعاد مقطع صلیبی شکل فولادی

جهت بررسی ابعاد مقطع فولادی علاوه بر بررسی ستون فولادی با مقطع صلیبی شکل با ابعاد ذکر شده در جدول (۱)، ستون فولادی با مقطع صلیبی متشکل از دو مقطع I شکل عمود بر هم (در حالت اول با ابعاد هندسی مقطع I شکل برابر ۶۸×۶۵×۹.۶×۱۰۰ میلی متر، به عبارت دیگر با افزایش ۲ میلی متر در ضخامت جان و بال مقطع فولادی)، دو مقطع I شکل عمود بر هم (در حالت دوم دارای مساحت یکسان با یک مقطع I شکل تنها) و مقطع H شکل با ابعاد ۸×۱۰۰×۶×۱۰۰ میلی متر نیز بررسی گردید. شایان ذکر است که مساحت مقطع H شکل تقریباً برابر با مساحت مقطع صلیبی شکل در نمونه N2+-M50 است.



شکل ۱۶- سطح مقطع ستون الف- مقطع صلیبی شکل، ب- مقطع H شکل

Fig. 16. Column cross section : A- Cross-shaped, B- H shaped

شکل (۱۴) نمودار پوش بار جابجایی نمونه های N2+-M50، N2+-M50-fc30، N2+-M50-fc50، N2+-M50-fc70 و N2+-M50-fc90 حاصل از تحلیل عددی با نرم افزار اجزای محدود آباکوس را نشان می دهد. شکل (۱۵) نمودار چنبر ظرفیت نهایی نمونه های ذکر شده را نشان می دهد. نتایج نشان می دهد که با افزایش مقاومت بتن ظرفیت نهایی و سختی نمونه ها نیز افزایش یافته است. مقادیر افزایش در ظرفیت نهایی این نمونه ها در جدول (۵) آورده شده است.

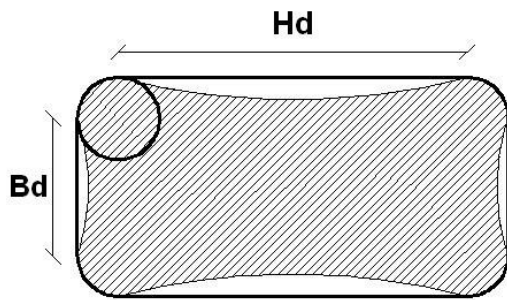
جدول (۵) بار نهایی و نسبت بار نهایی نمونه های N2+-M50-fc30، N2+-M50-fc50، N2+-M50-fc70 و N2+-M50-fc90 نسبت به نمونه N2+-M50 را نشان می دهد. مطابق این جدول ظرفیت نهایی نمونه های N2+-M50-fc30، N2+-M50-fc50، N2+-M50-fc70 و N2+-M50-fc90 نسبت به نمونه N2+-M50 به ترتیب برابر



جدول ۶- بار نهایی و نسبت بار نهایی نمونه های مختلف نسبت به نمونه N2+-M50

Table 6. Final load and final load ratio of different samples compared to the N2+-M50 sample

نام نمونه	بار نهایی در حالت رفت (کیلو نیوتن)	بار نهایی در حالت برگشت (کیلو نیوتن)	بار نهایی در حالت رفت نسبت به نمونه N2+-M50	بار نهایی در حالت برگشت نسبت به نمونه N2+-M50
N2+-M50	۳۰۴.۳۴	۲۸۱.۲	۱	۱
N2+-M50-1	۳۴۲.۲۵	۳۱۹.۴۸	۱.۱۲	۱.۱۳۶
N2+-M50-2	۲۵۷.۳۷	۲۴۰.۲۶	۰.۸۴۵	۰.۸۵
N2-H-M50	۳۱۴.۸۶	۲۹۳.۹۲	۱.۰۳۴	۱.۰۴۵



شکل ۱۸- مشخصات مقطع مستطیلی جهت محاسبه [۱۴]  
Fig. 18. Rectangular cross section specifications for  $k_e$  calculation

یک منحنی شناخته شده برای نرم افزار می توان روابط ارائه شده در مرجع [۱۴] را جهت اصلاح نمودار تنش کرنش بتن بکار برد. منحنی تنش-کرنش بتن به ازای هر فشار جانبی ثابت از روابط ذیل بدست می آید که به صورت نقطه یابی نمودار تنش-کرنش بتن محصور شده در نرم افزار وارد می شود. مشخصات نقاط مهم منحنی تنش-کرنش بتن محصور شده با روابط ذیل تعیین می گردد:

$$f'_{cc} = f'_c + k_1 \cdot f'_l \quad (1)$$

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_c \cdot \left( 1 + k_2 \cdot \frac{k_1 \cdot k_e \cdot f'_l}{f'_c} \right) \quad (2)$$

$$f'_l = k_e \times f_l \quad (3)$$

$$k_e = 1 - \frac{H_d^2 + B_d^2}{3 \cdot [H \cdot B - 4 \cdot \left( r^2 - \frac{\pi \cdot r^2}{4} \right)]} \quad (4)$$

شکل (۱۸) سطح مقطع یک نمونه مربع مستطیل شکل با گوشه های گرد که بوسیله فولاد محصور شده است را نشان می دهد.

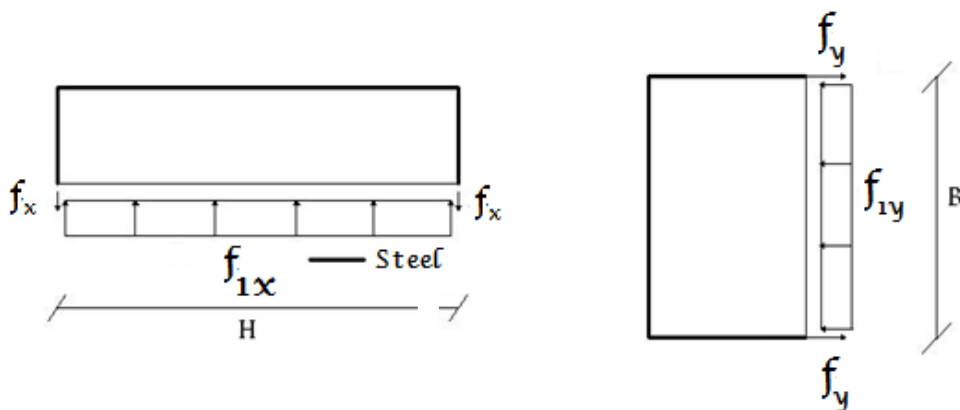
شکل (۱۶) سطح مقطع ستون صلیبی و H شکل را که در نرم افزار اجزای محدود آباکوس مدل سازی شده است را نشان می دهد. نام این نمونه در حالت اول N2+-M50-1 و در حالت دوم نام نمونه N2+-M50-2 و در حالت سوم N2-H-M50 است.

شکل (۱۷) نمودار پوش بار جابجایی نمونه های N2+-M50، N2+-M50-1 و N2+-M50-2 و N2-H-M50 حاصل از تحلیل عددی با نرم افزار اجزای محدود آباکوس را نشان می دهد. نتایج نشان می دهد که ظرفیت نهایی نمونه ی N2+-M50-1 نسبت به نمونه N2+-M50 افزایش نسبتا متوسطی داشته است همچنین ظرفیت نهایی نمونه ی N2+-M50-2 نسبت به نمونه N2+-M50 کاهش متوسطی داشته است. مقطع H شکل ذکر شده افزایش نسبتا کمی نسبت به مقطع N2+-M50 دارد. به عبارت دیگر تاثیر این دو مقطع در حالت خمش حول محور قوی مقطع H شکل و با مساحت های برابر تقریبا یکسان است. جدول (۶) بار نهایی و نسبت بار نهایی ن نمونه های N2+-M50، N2+-M50-1 و N2+-M50-2 و N2-H-M50 نسبت به نمونه N2+-M50 را نشان می دهد. مطابق این جدول ظرفیت نهایی نمونه های N2+-M50-1 و N2+-M50-2 و N2+-M50-1 به ترتیب ۱۲٪، ۱۵.۵٪ کاهش و ۳.۴٪ افزایش داشته است.

## ۶- بررسی تاثیر مقاوم سازی با الیاف پلیمری کربن در ظرفیت نهایی نمونه ی N2+-M50

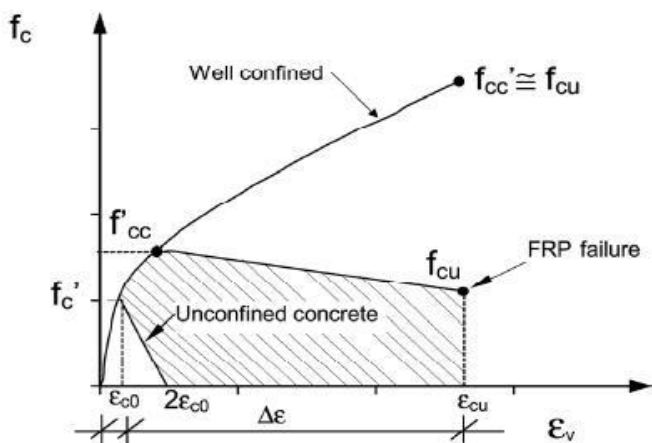
۶-۱ رفتار بتن محصور شده بوسیله فولاد تحت اثر نیروی فشاری یک محوره

به منظور تعریف رفتار ناحیه فشاری بتن محصور شده، بر اساس



شکل ۱۹- فشار ناشی از فولاد در مقاطع مربع مستطیل با دورپیچ کامل [۱۴]

Fig. 19. Pressure caused by steel in rectangular sections wrapped around it with lateral reinforcement



شکل ۲۰- منحنی تنش-کرنش بتن محصور شده با فولاد [۱۴]

Fig. 20. Stress-strain curve of steel enclosed concrete

شده،  $f'_c$ : مقاومت فشاری بتن،  $\varepsilon_0$ : کرنش متناظر با  $f'_c$ ،  $E_c$ : مدول الاستیسیته بتن،  $f_x$ : تنش تسلیم فولاد در راستای محور  $y$ ،  $f_y$ : تنش تسلیم فولاد در راستای محور  $x$ ،  $f_{1x}$ : فشار ناشی از فولاد های موازی محور  $y$ ،  $f_{1y}$ : فشار ناشی از فولاد های موازی محور  $x$ ،  $\sigma_c$ : فشار تک محوره بتن محصور شده،  $\varepsilon_c$ : کرنش متناظر با  $\sigma_c$ ،  $E_c$ : مدول الاستیسیته بتن.

شکل (۲۰)، منحنی تنش-کرنش بتن محصور شده را با میزان متفاوت محصورشدگی بصورت شماتیک نشان می دهد.

همان طور که در شکل (۲۰) مشاهده می شود در این مدل (منحنی) شیب ابتدای منحنی تا نزدیکی مقاومت فشاری بتن غیر محصور شده معادل با مدول الاستیسیته بتن می باشد. اما شیب

در این شکل:

$H_d$ : عرض مقطع مربع مستطیل پس از کسر دو برابر شعاع گرد شدگی گوشه ها،  $B_d$ : ارتفاع مقطع مربع مستطیل پس از کسر دو برابر شعاع گرد شدگی گوشه ها،  $H$ : عرض مقطع مربع مستطیل،  $B$ : ارتفاع مقطع مربع مستطیل،  $r$ : شعاع گرد شدگی گوشه های مقطع مربع مستطیل می باشد. همچنین سطح هاشور خورده، قسمتی از سطح مقطع موثر بتن می باشد که محصور شده است.

$$f_{1x} = \frac{2.F_x}{H} \quad (5)$$

$$f_{1y} = \frac{2.F_y}{B} \quad (6)$$

$$f_l = \frac{f_{1x}.H + f_{1y}.B}{B + H} \quad (7)$$

$$\sigma_c = \frac{\bar{f}_{cc} \cdot \bar{\varepsilon}_c \cdot \gamma}{\gamma - 1 + \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}}} \quad (8)$$

$$\gamma = \frac{E_c}{E_c - \frac{f_{cc}}{\varepsilon_{cc}}} \quad (9)$$

$$\varepsilon_{cu} = \dots + \frac{2.5 \cdot \rho_f \cdot f_j \cdot \varepsilon_{ju}}{f'_{cc}} \quad (10)$$

در روابط فوق،  $\varepsilon_{ju}$ : کرنش موثر فولاد،  $\rho_f$ : نسبت حجمی فولاد در واحد حجم بتن،  $f'_{cc}$ : مقاومت فشاری بتن محصور شده،  $\varepsilon_{cc}$ : کرنش متناظر با مقاومت فشاری بتن محصور

جدول ۷- مشخصات CFRP  
Table 7. Characteristics of CFRP

درصد کرنش نهایی	مقاومت کششی نهایی ( مگا پاسکال )	مدول الاستیسیته ( مگا پاسکال )	ضخامت (mm)	نوع الیاف استفاده شده
۱٪/۵۵	۳۸۰۰	۲۴۰۰۰۰	۰/۱۷۶	CFRP 240

جدول ۸- مشخصات نمونه های بررسی شده در حالت مقاوم سازی با الیاف پلیمری کربن  
Table 8. Characteristics of the specimens examined in the case of carbon fiber reinforced

نام نمونه	مقاومت فشاری ۲۸ روزه بتن (مگاپاسکال)	ابعاد مقطع فولادی صلیبی (میلی متر) $t_f \times t_w \times b \times h$	محل قرارگیری الیاف (میلی متر)	فواصل بین الیاف (میلی- متر)	تعداد لایه های مقاوم- سازی
N2-+-M50	۱۰۳.۷	$2 \times (7.6 \times 4.5 \times 68 \times 100)$	---	---	---
N2-M-M50-FullWrap	۱۰۳.۷	$2 \times (7.6 \times 4.5 \times 68 \times 100)$	کل ستون	---	۱
N2-+-M50- StripWrap300	۱۰۳.۷	$2 \times (7.6 \times 4.5 \times 68 \times 100)$	۳۰۰ میلی متر از پای گیردار ستون	---	۱
N2-+-M50- StripWrap50	۱۰۳.۷	$2 \times (7.6 \times 4.5 \times 68 \times 100)$	۳۰۰ میلی متر از پای گیردار ستون	۵۰	۱
N2-+-M50- StripWrap50-2	۱۰۳.۷	$2 \times (7.6 \times 4.5 \times 68 \times 100)$	کل ستون	۵۰	۱
N2-+-M50-FullWrap- 2L	۱۰۳.۷	$2 \times (7.6 \times 4.5 \times 68 \times 100)$	کل ستون	---	۲
N2-+-M50- StripWrap300-2L	۱۰۳.۷	$2 \times (7.6 \times 4.5 \times 68 \times 100)$	۳۰۰ میلی متر از پای گیردار ستون	---	۲
N2-+-M50- StripWrap50-2L	۱۰۳.۷	$2 \times (7.6 \times 4.5 \times 68 \times 100)$	۳۰۰ میلی متر از پای گیردار ستون	۵۰	۲
N2-+-M50- StripWrap50-2-2L	۱۰۳.۷	$2 \times (7.6 \times 4.5 \times 68 \times 100)$	کل ستون	۵۰	۲

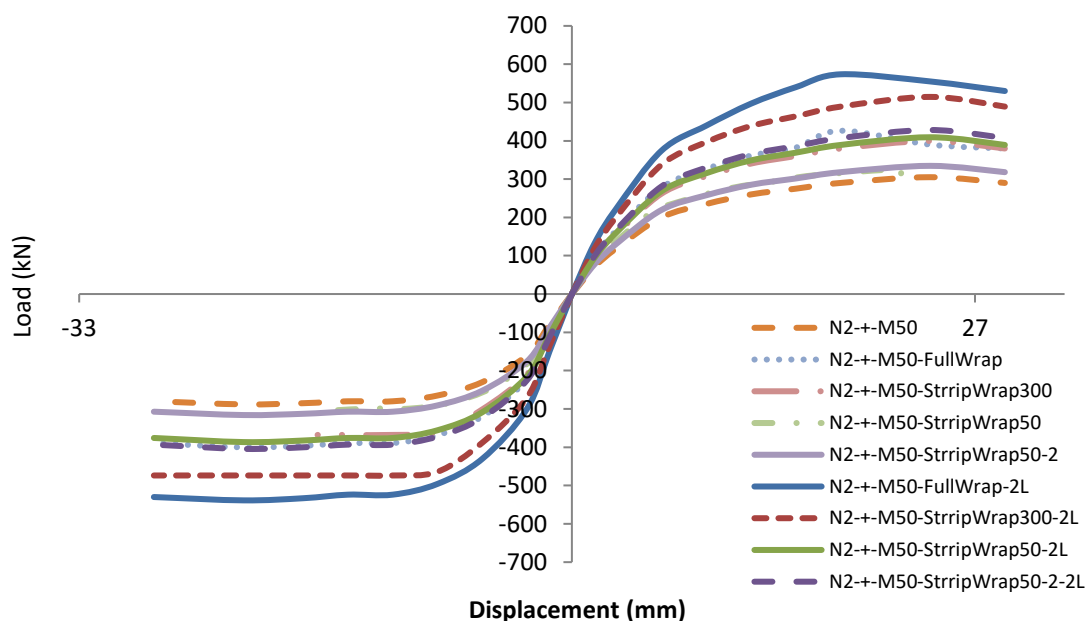
در پای ستون است و می توان با انجام مقاوم سازی پای ستون با الیاف پلیمری کربن ظرفیت نهایی نمونه را افزایش داد. در این بخش به مقاوم سازی ستون با الیاف پلیمری کربن پرداخته می شود. مشخصات الیاف پلیمری کربن مورد استفاده در این پژوهش شامل ضخامت الیاف، مدول الاستیسیته، مقاومت کششی و درصد کرنش نهایی الیاف در جدول (۷) آورده شده است. با توجه اینکه الیاف پلیمری در راستای طولی الیاف عملکرد مناسبی دارند، بدین منظور جهت تعریف خصوصیات الیاف در نرم افزار اجزای محدود آباکوس

قسمت دوم منحنی تنش-کرنش ( پس از مقاومت فشاری بتن،  $f'_{cc}$  ) تابع سختی فولاد محصور کننده است.

در این شکل،  $\epsilon_{cu}$  کرنش نهایی بتن محصور بوسیله فولاد،  $\bar{\alpha}_{c0}$  کرنش متناظر با  $f'_c$  می باشد.

#### ۲-۶- بررسی رفتار نمونه های مقاوم سازی شده

ترک خوردگی ستون از پای گیردار ستون اتفاق می افتد و به سمت انتهای آزاد ستون ادامه می یابد. بدین معنا که خرابی ستون



شکل ۲۱- نمودار پوش نمونه های مختلف حاصل از تحلیل عددی با نرم افزار آباکوس  
**Fig. 21. Push over charts of various examples derived from numerical analysis with abacus software**

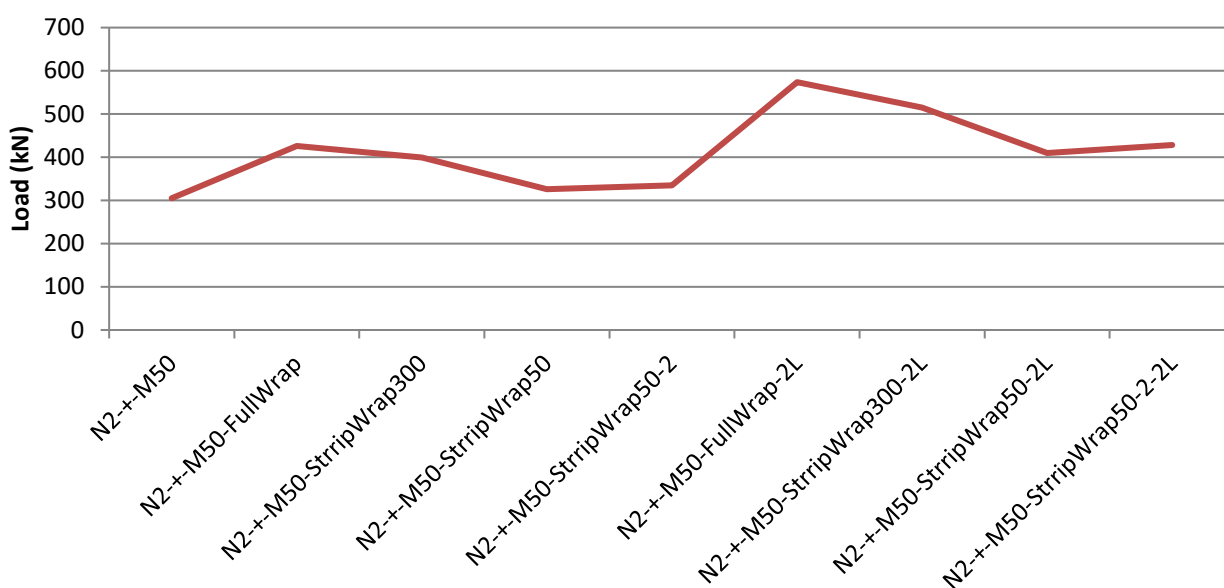
طول کل ستون این نوع مقاوم سازی انجام شده است. نمونه N2-  
 ۲L-FullWrap-M50-+ دارای دو لایه الیاف پلیمری کربن به  
 صورت دورپیچ کامل در سرتاسر ستون است. نمونه N2+-M50-  
 ۳۰۰-StripWrap-۲L دارای دو لایه الیاف پلیمری کربن به صورت  
 دورپیچ کامل در طول ۳۰۰ میلی متر از پای ستون است. نمونه N2-  
 ۵۰-StripWrap-M50-+۲L دارای دو لایه الیاف پلیمری کربن  
 به صورت دورپیچ کامل و نواری هایی با عرض ۵۰ میلی متر و فواصل  
 خالص بین نوارها برابر ۵۰ میلی متر است که در طول ۳۰۰ میلی متر  
 از پای ستون این نوع مقاوم سازی انجام شده است. نمونه N2+-  
 ۵۰-StripWrap-M50-۲-۲L دارای دو لایه الیاف پلیمری کربن  
 به صورت دورپیچ کامل و نواری هایی با عرض ۵۰ میلی متر و فواصل  
 خالص بین نوارها برابر ۵۰ میلی متر است که در طول کل ستون این  
 نوع مقاوم سازی انجام شده است.

مدول الاستیسیته الیاف در راستای طولی الیاف برابر مقدار آورده  
 شده در جدول (۷) قرار داده شده است و در دو راستای دیگر عدد  
 کوچکی وارد شده است. جدول (۸) مشخصات نمونه های بررسی  
 شده با تغییر در نحوه مقاوم سازی با الیاف پلیمری کربن را در بخش  
 مطالعات پارامتری نشان می دهد. در کلیه نمونه ها جهت الیاف در  
 راستای عرضی ستون است. نمونه N2+-M50-FullWrap دارای  
 یک لایه الیاف پلیمری کربن به صورت دورپیچ کامل در سرتاسر  
 ستون است. نمونه N2+-M50-StripWrap۳۰۰ دارای یک  
 لایه الیاف پلیمری کربن به صورت دورپیچ کامل در طول ۳۰۰  
 میلی متر از پای ستون است (انتخاب این عدد به دلیل آن است  
 که در مطالعه آزمایشگاهی نمونه N2+-M50-+ در انتهای آزمایش  
 تقریباً ۳۰۰ میلی متر پای ستون دچار خرابی کلی شده است). نمونه  
 N2+-M50-StripWrap۵۰ دارای یک لایه الیاف پلیمری  
 کربن به صورت دورپیچ کامل و نواری هایی با عرض ۵۰ میلی متر  
 و فواصل خالص بین نوارها برابر ۵۰ میلی متر است که در طول  
 ۳۰۰ میلی متر از پای ستون این نوع مقاوم سازی انجام شده است.  
 نمونه N2+-M50-StripWrap۵۰-۲-۲L دارای یک لایه الیاف  
 پلیمری کربن به صورت دورپیچ کامل و نواری هایی با عرض ۵۰  
 میلی متر و فواصل خالص بین نوارها برابر ۵۰ میلی متر است که در

شکل (۲۱) نمودار پوش بار جابجایی نمونه های N2+-M50-  
 N2+-M50-FullWrap، N2+-M50-StripWrap۳۰۰،  
 N2+-M50-StripWrap۵۰، N2+-M50-StripWrap۵۰-۲-۲L،  
 N2+-M50-StripWrap۵۰-۲، N2+-M50-FullWrap-۲L،  
 N2+-M50-StripWrap۵۰-۲L، N2+-M50-StripWrap۳۰۰-۲L

جدول ۹- بار نهایی و نسبت بار نهایی نمونه های مختلف نسبت به نمونه N2+-M50  
Table 9. Final load and final load ratio of different samples compared to the N2+-M50 sample

نام نمونه	بار نهایی در حالت رفت (کیلو نیوتن)	بار نهایی در حالت برگشت (کیلو نیوتن)	بار نهایی در حالت رفت N2+-M50 نسبت به نمونه	بار نهایی در حالت برگشت N2+-M50 نسبت به نمونه
N2+-M50	۳۰۴.۳۴	۲۸۱.۲	۱	۱
N2+-M50-FullWrap	۴۲۶.۳	۴۰۰.۳۲	۱.۴	۱.۴۲
N2+-M50-StripWrap300	۳۹۹.۵۵	۳۶۷.۸	۱.۳۱۲	۱.۳۰۷
N2+-M50-StripWrap50	۳۲۵.۷۴	۳۰۷.۵۸	۱.۰۷	۱.۰۹۳
N2+-M50-StripWrap50-2	۳۳۴.۵۸	۳۱۵.۹۳	۱.۰۹۹	۱.۱۲۳
N2+-M50-FullWrap-2L	۵۷۳.۶	۵۳۸.۷	۱.۸۸۴	۱.۹۱۵
N2+-M50-StripWrap300-2L	۵۱۴.۵۶	۴۷۳.۶۷	۱.۶۹	۱.۶۸۴
N2+-M50-StripWrap50-2L	۴۰۹.۳۱	۳۸۶.۴۹	۱.۳۴۴	۱.۳۷۴
N2+-M50-StripWrap50-2-2L	۴۲۸.۲۲	۴۰۴.۳۶	۱.۴۰۷	۱.۴۳۷



شکل ۲۲- نمودار چندبر نمونه های مختلف حاصل از تحلیل عددی با نرم افزار آباکوس

جدول (۹) و شکل (۲۲) به ترتیب مقادیر ظرفیت نهایی و نمودار چندبر مقایسه ظرفیت نهایی نمونه ها را نشان می دهد. مطابق نمودار (۱۵) موثرترین حالت مقاوم سازی با الیاف پلیمری کربن به صورت دورپیچ کامل و در سرتاسر ستون است ولی تفاوت بار نهایی در حالت دورپیچ کامل و در سرتاسر ستون با حالت دورپیچ کامل با عرض ۳۰۰ میلی متر در پای ستون در حالت الیاف به صورت یک لایه کم است

N2+-M50-StripWrap50-2L و 2L حاصل از تحلیل عددی با نرم افزار اجزای محدود آباکوس را نشان می دهد. نتایج نشان می دهد که اولاً تفاوت بار نهایی برای ستون های مقاوم سازی در ناحیه پای گیردار ستون در مقایسه با مقاوم سازی کل ستون کم است ثانیاً استفاده از الیاف پلیمری کربن به صورت دورپیچ کامل تاثیر بسیار بالاتری نسبت به استفاده از الیاف کربن به صورت نواری دارد.





شده نشان دهنده مقدار آسیب با توجه به کرنش ایجاد شده در عضو بتنی است (این اعداد بین صفر و ۱ است). رنگ های آورده شده در کنار شکل های ذیل مقدار آسیب بتن در کشش را نشان می دهد که بدون بعد است.

## ۸- خلاصه و نتیجه گیری

در این پژوهش پس از تایید مدل سازی در نرم افزار اجزای محدود آباکوس به بررسی رفتار ستون های فولادی پوشیده شده با بتن با در نظر گرفتن متغیرهایی چون مقاومت بتن، شکل سطح مقطع ستون فولادی در دو حالت H شکل و صلیبی و در نهایت شکل و تعداد لایه های مقاوم سازی با الیاف پلیمری کربن پرداخته شد. شایان ذکر است که اولاً اکثر مطالعات گذشتگان به صورت آزمایشگاهی می باشد و با توجه به اینکه انجام مطالعات آزمایشگاهی زمان بر و هزینه بر است، انجام این مطالعه عددی ضروری است. ثانیاً در مطالعات انجام شده گذشته اثر مقاومت بتن و شکل مقطع فولادی به صورت محدود بررسی شده است که نیاز به بررسی بیشتر بود. همچنین تاثیر مقاوم سازی با الیاف پلیمری کربن نیز به صورت جامع بررسی نشده بود که در این تحقیق در راستای تکمیل مطالعات گذشتگان به این مساله نیز پرداخته شد که تمام این مسائل از نوآوری های مهم تحقیق است. گزارش حاصل بر اساس پژوهش عددی انجام شده با نرم افزار اجزای محدود آباکوس بر روی ستون های فولادی پوشیده شده با بتن با مقطع مربعی نوشته شده است. هدف از انجام این پژوهش تحلیل رفتار و خصوصیات ستون های پوشیده شده با بتن تحت اثر توأم نیروی محوری و بارگذاری چرخه ای جانبی است. برای تحقق اهداف فوق پس از صحت سنجی ستون فولادی پوشیده شده با بتن در نرم افزار اجزای محدود آباکوس با مدل آزمایشگاهی انجام شده، ۱۶ نمونه ستون فولادی پوشیده شده با بتن دارای مقطع مربعی شکل با نرم افزار اجزای محدود آباکوس تحلیل گردید. جهت بررسی تاثیر مقاومت بتن علاوه بر نمونه  $N2+-M50$  که دارای بتن با مقاومت فشاری ۲۸ روزه نمونه استاندارد استوانه ای برابر ۱۰۵،۴ مگاپاسکال است چهار نمونه دیگر با مقاومت های فشاری ۳۰، ۵۰، ۷۰ و ۹۰ مگاپاسکال تحلیل شد. نتایج تحلیل نشان می دهد که در بتن های با مقاومت پایین که تحت اثر توأم بار محوری و بار جانبی چرخه ای قرار گرفته اند ظرفیت نهایی نمونه کاهش چشم گیری

داشته است. به طوری که در نمونه ی با مقاومت فشاری ۲۸ روزه بتن برابر ۳۰ مگاپاسکال نسبت به نمونه  $N2+-M50$  ظرفیت نهایی حدوداً ۵۲٪ کاهش داشته است. جهت بررسی تاثیر ابعاد مقطع فولادی، مقطع فولادی در حالت صلیبی شکل و در حالت اول با افزایش ۲ میلیمتری در ضخامت های بال و جان مقطع فولادی (نمونه ی  $N2+-M50-1$ )، در حالت دوم دارای مساحت یکسان با یک مقطع I شکل تنها (نمونه ی  $N2+-M50-2$ ) و در حالت مقطع H شکل فولادی (نمونه ی  $N2-H-M50$ ) بررسی شد. نتایج تحلیل نشان می دهد ظرفیت نهایی نمونه ی  $N2+-M50-1$  نسبت به نمونه  $N2+-M50$  افزایش نسبتاً متوسطی داشته است همچنین ظرفیت نهایی نمونه ی  $N2+-M50-2$  نسبت به نمونه  $N2+-M50$  کاهش متوسطی داشته است. نمونه دارای مقطع H شکل ذکر شده افزایش نسبتاً کمی نسبت به مقطع  $N2+-M50$  دارد. به عبارت دیگر تاثیر این دو مقطع در حالت خمش حول محور قوی مقطع H شکل و با مساحت های برابر تقریباً یکسان است. ظرفیت نهایی نمونه های  $N2+-M50-1$  و  $N2+-M50-2$  به  $N2-H-M50$  (در حالت رفت) نسبت به نمونه  $N2+-M50$  به ترتیب ۱۲٪، ۱۵،۵٪، ۳،۴٪ افزایش داشته است.

ترک خوردگی ستون از پای گیردار ستون اتفاق می افتد و به سمت انتهای آزاد ستون ادامه می یابد. بدین معنا که خرابی ستون در پای ستون است و می توان با انجام مقاوم سازی پای ستون با الیاف پلیمری کربن ظرفیت نهایی نمونه را افزایش داد.

تفاوت بار نهایی برای ستون های مقاوم سازی در ناحیه پای گیردار ستون در مقایسه با مقاوم سازی کل ستون کم است ثانیاً استفاده از الیاف پلیمری کربن به صورت دورپیچ کامل تاثیر بسیار بالاتری نسبت به استفاده از الیاف کربن به صورت نواری دارد. به عبارت دیگر موثرترین حالت مقاوم سازی با الیاف پلیمری کربن به صورت دورپیچ کامل و در سرتاسر ستون است ولی تفاوت بار نهایی در حالت دورپیچ کامل و در سرتاسر ستون با حالت دورپیچ کامل با عرض ۳۰۰ میلی متر در پای ستون در حالت الیاف به صورت یک لایه کم است (۲۶،۷۵ کیلونیوتن) و در حالت الیاف به صورت دو لایه متوسط است (۶۶،۵ کیلونیوتن).

ظرفیت نهایی نمونه های  $N2+-M50-FullWrap$ ،  $N2+-M50-StripWrap50$  و  $M50-StripWrap300$

- stub columns, Journal of Constructional Steel Research, 62(5) (2006) 424-433.
- [5] E. Ellobody, B. Young, Numerical simulation of concrete encased steel composite columns, Journal of Constructional Steel Research, 67(2) (2011) 211-222.
- [6] م.ع.ل.ا. یقین، م. ضیائیون، بررسی رفتار ستون‌های مرکب دو لایه تحت اثر متقابل نیروی محوری و لنگر خمشی، مجله مدل سازی در مهندسی، ۱۰(۳۱) (۱۳۹۱) ۲۳-۱۵.
- [7] م.ل.ا. یقین، ی.خ. پورآذر، تأثیر تغییرات لنگر خمشی در میزان باربری محوری ستون های مرکب، نهمین کنگره بین المللی مهندسی عمران، (۱۳۹۱).
- [8] K.W. Li, Z.Y. Li, Y. Zou, Non-linear Numerical Simulation of Core Steel Reinforced Concrete Columns Based on ABAQUS Software, in: Applied Mechanics and Materials, Trans Tech Publ, 2014, pp. 1197-1200.
- [9] W. Zhu, J. Jia, J. Gao, F. Zhang, Experimental study on steel reinforced high-strength concrete columns under cyclic lateral force and constant axial load, Engineering Structures, 125 (2016) 191-204.
- [10] S. Chen, P. Wu, Analytical model for predicting axial compressive behavior of steel reinforced concrete column, Journal of Constructional Steel Research, 128 (2017) 649-660.
- [11] P. Lacki, A. Derlatka, P. Kasza, Comparison of steel-concrete composite column and steel column, Composite Structures, 202 (2018) 82-88.
- [12] C. ABAQUS, Analysis user's manual, in, Version, 2017.
- [13] ساعدی‌داریان، ح. عربزاده، ح.ا. بهرامپور، راهنمای جامع نرم‌افزار ABAQUS، نشر انگیزه، ۱۳۹۰.
- [14] G. Campione, N. Miraglia, M. Papia, Strength and strain enhancements of concrete columns confined with FRP sheets, Structural Engineering and Mechanics, 18(6) (2004) 769-790.
- $N_{2-+-M_{50}}-FullWrap$ ،  $N_{2-+-M_{50}}-StripWrap_{50}$ ،  $N_{2-+-M_{50}}-StripWrap_{30}$ ،  $N_{2-+-M_{50}}-StripWrap_{20}$ ،  $N_{2-+-M_{50}}-StripWrap_{10}$ ،  $N_{2-+-M_{50}}-StripWrap_{5}$ ،  $N_{2-+-M_{50}}-StripWrap_{2}$  (در حالت رفت) نسبت به نمونه  $N_{2-+-M_{50}}$  به ترتیب ۴۰٪، ۳۱٫۲٪، ۷٪، ۹٫۹٪، ۸۸٫۴٪، ۶۹٪، ۳۴٫۴٪ و ۴۰٫۷٪ افزایش داشته است.

## ۹- فهرست علائم

### علائم انگلیسی

مساحت، $m^2$	$A$
مدول الاستیسیته، $N/mm^2$	$E$
صفحه ی دویاتوریک	$kc$
مقاومت فشاری دو محوره بتن	$f_{bo}$
مقاومت فشاری ۲۸ روزه بتن، MPa	$f_c$
ضخامت بال، mm	$t_f$
ضخامت جان، mm	$t_w$
عرض مقطع، mm	$b$
ارتفاع مقطع، mm	$h$

### علائم یونانی

زاویه اتساع	$\Psi$
-------------	--------

## ۱۰- مراجع

- [1] M.F. Belal, H.M. Mohamed, S.A. Morad, Behavior of reinforced concrete columns strengthened by steel jacket, HBRC Journal, 11(2) (2015) 201-212.
- [2] ح. نعمتی، مقایسه و بررسی انواع مختلف ستون های کمپوزیت در قاب در حالت غیر ارتجاعی تحت بار دینامیکی، دانشگاه تبریز، ۱۳۹۰.
- [3] K.W. Li, Z.Y. Li, Y. Zou, Non-linear Numerical Simulation of Core Steel Reinforced Concrete Columns Based on ABAQUS Software, in: Applied Mechanics and Materials, Trans Tech Publ, 2014, pp. 1197-1200.
- [4] C.-C. Chen, N.-J. Lin, Analytical model for predicting axial capacity and behavior of concrete encased steel composite

چگونه به این مقاله ارجاع دهیم

S.O. Hosseini, S. Hosseinaei, M. Ghasemi, Investigation the behavior of concrete-covered steel columns and retrofitting it with carbon polymer fibers under simultaneous axial loading and reciprocating lateral loading, Amirkabir J. Civil Eng., 52(11) (2021) 2867-2886.

DOI: 10.22060/ceej.2019.16429.6241



