

اضافه مقاومت قاب‌های مهاربندی واگرای فولادی طراحی شده بر مبنای تغییر مکان

سینا فراهانی^{۱*}، امین موهبک‌خواه^۲

۱- کارشناس ارشد مهندسی سازه، دانشکده عمران و معماری، دانشگاه ملایر، ملایر، ایران

۲- استادیار، دانشکده عمران و معماری، دانشگاه ملایر، ملایر، ایران

چکیده

روش طراحی مستقیم بر مبنای تغییر مکان یکی از روش‌های طراحی لرزه‌ای بر مبنای عملکرد می‌باشد که در دو دهه‌ی گذشته برای طراحی قاب‌های بتن‌آرمه، دیوارهای برشی و پل‌ها پیشنهاد و توسعه یافته است. هدف از این مطالعه، ارزیابی اضافه مقاومت روش طراحی مستقیم بر مبنای تغییر مکان برای قاب‌های واگرا با انواع تیر پیوند کوتاه، متوسط و بلند می‌باشد. برای این منظور در این مطالعه دوازده قاب مهاربندی‌شده واگرا با تعداد طبقات ۳، ۵، ۹ و ۱۲ طبقه با انواع عملکرد تیرهای پیوند با استفاده از روش طراحی مستقیم بر مبنای تغییر مکان طراحی شده‌اند. برای ارزیابی اضافه مقاومت قاب‌های واگرای مورد نظر، ابتدا لازم است تا رفتار چرخه‌ای غیرخطی تیرهای پیوند به نحو مناسبی مدل گردد. برای این منظور، در این مطالعه از مدل ماکرووی پیشنهادی ریچاردز برای شبیه‌سازی رفتار غیرخطی تعدادی از تیرهای پیوند آزمایش شده موجود در ادبیات فنی استفاده می‌شود. پس از اعتبار سنجی روش مدل‌سازی المان محدود، رفتار قاب‌های واگرای مورد بررسی در این مطالعه تحت تحلیل استاتیکی غیرخطی ارزیابی می‌گردد. نتایج به دست آمده نشان می‌دهد که مقدار ضریب اضافه مقاومت حاصل از روش طراحی مستقیم بر مبنای تغییر مکان برای قاب‌های واگرا بسته به طول نسبی تیر پیوند متغیر بوده و ممکن است از عدد پیشنهادی در این روش (۱/۵) نیز کمتر شود. مقدار این ضریب برای قاب‌های مورد بررسی در این تحقیق با تیرهای پیوند کوتاه، متوسط و بلند به ترتیب برابر با ۱/۵۱، ۱/۳۷ و ۱/۱۹ به دست آمد.

کلمات کلیدی: روش طراحی مستقیم بر مبنای تغییر مکان، قاب فولادی مهاربندی‌شده واگرا، رفتار لرزه‌ای، سطح عملکرد، تحلیل استاتیکی غیرخطی

Overstrength of Displacement-Based Designed Eccentrically Braced Steel Frames

Sina Farahani^{1*}, Amin Mohebbkhah²

1- MSc in Structural Engineering, Department of Civil Engineering, Malayer University, Malayer, Iran

2- Assistant Professor, Department of Civil Engineering, Malayer University, Malayer, Iran

Abstract

Direct Displacement-Based Design (DDBD) is a performance-based seismic design method that has been proposed and developed over the past two decades for RC frame structures, shear walls and bridges design. The aim of this study is to evaluate overstrength of EBFs with short, intermediate and long link beams designed according to the DDBD method. For this purpose, twelve EBFs with 3, 5, 9 and 12 stories having

* نویسنده مسئول: سینا فراهانی، sina_farahani459@yahoo.com

تاریخ دریافت مقاله: ۹۶/۳/۳۱، تاریخ پذیرش مقاله: ۹۶/۹/۲۴

short, intermediate and long link beams designed using the DDBD method. To investigate the seismic behavior of the considered EBFs, it is first necessary to model properly the nonlinear cyclic behavior of link beams properly. In this regard, the macro-model developed and proposed by Richards was utilized in this study to simulate the nonlinear behavior of some tested link beams available in the literature. After validating the finite-element model, the seismic behavior of the considered EBFs was studied using nonlinear static analyses. The results show that the overstrength factors of the DDB designed EBFs are variable depending on their links length ratio and may even be less than the factor proposed in the DDBD method (i.e. 1.5). This factor was evaluated as 1.51, 1.37 and 1.19 for the investigated EBFs in this study with short, intermediate and long link beams, respectively.

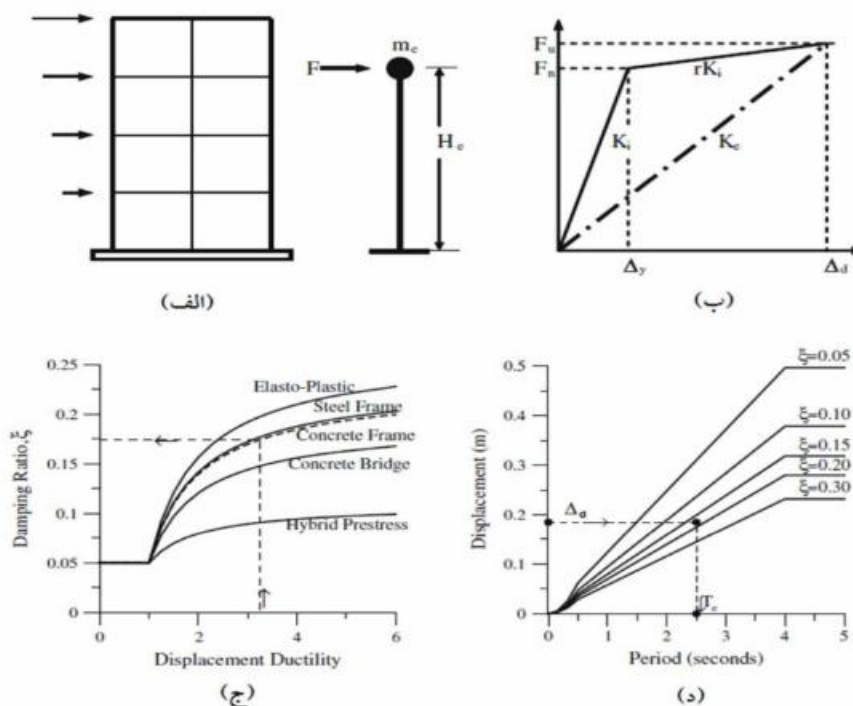
Keywords: Direct displacement-based design, Steel eccentrically braced frame, Seismic behavior, Performance level, Nonlinear Static analysis

۱- مقدمه

در بین سیستم‌های باربر جانبی لرزه‌ای، قاب‌های خمشی ویژه را می‌توان به‌عنوان یک سیستم باربر لرزه‌ای که دارای شکل‌پذیری زیاد و سختی کم است قلمداد نمود. از طرف دیگر قاب‌های مهاربندی‌شده همگرا هرچند دارای سختی زیادی هستند، لیکن شکل‌پذیری مناسبی ندارند. به‌بیان‌دیگر در قاب‌های مهاربندی‌شده همگرا قابلیت جذب و استهلاک انرژی القایی زلزله چندان زیاد نیست. قاب‌های مهاربندی‌شده واگرا در واقع ترکیبی مناسب از قاب‌های خمشی و قاب‌های مهاربندی همگرا می‌باشند که هر دو خاصیت سختی و شکل‌پذیری را به‌طور توأمان دارا می‌باشند [۱-۴]. در حال حاضر، روش متداول برای طراحی لرزه‌ای سازه‌ها، روش مبتنی بر نیرو است. در این روش، ابتدا سازه با استفاده از روش استاتیکی معادل یا دینامیکی طیفی تحلیل شده و گریز طبقات به دست می‌آید. سپس این گریزهای خطی با استفاده از ضرایبی به گریزهای غیرخطی تبدیل شده و با مقادیر مجاز آیین‌نامه‌ای مقایسه می‌گردد. فرضیات این روش طراحی مانند استفاده از ضریب رفتار (R) برای یک سیستم خاص، استفاده از سختی ارتجاعی اولیه سازه و تحلیل خطی آن، باعث می‌شود که برش پایه و نیروهای طراحی ناسازگار با رفتار واقعی (غیرخطی) سازه به دست آمده و در نتیجه باعث تقریب در سنجش رفتار واقعی سازه در حین وقوع زلزله گردد.

در سال‌های اخیر روش‌های نوینی تحت عنوان روش‌های طراحی بر اساس عملکرد برای رسیدن به یک سطح خسارت قابل قبول در برابر زلزله طرح پیشنهاد شده است. در روش طراحی مستقیم بر مبنای تغییر مکان که یکی از روش‌های طراحی بر مبنای عملکرد می‌باشد، ابتدا جابجایی حداکثر متناسب با سطح عملکرد مورد نظر انتخاب می‌گردد و با استفاده از این جابجایی و یک روند خلاقانه، برش پایه طراحی غیرخطی و در نهایت تلاش‌های طراحی اعضای سازه‌ای ساختمان به دست می‌آید. بدین ترتیب که با فرض یک سیستم یک درجه آزادی معادل بجای سیستم سازه‌ای مورد نظر و به دست آوردن پارامترهای مربوط به آن (سختی کاهش یافته و میرایی هیستریزس)، نیروی برش پایه طراحی نظیر سطح عملکرد مورد نظر با فرض رفتار غیرخطی سازه تخمین زده می‌شود. سپس برش پایه طراحی به دست آمده در سازه اصلی توزیع شده و تحلیل سازه انجام می‌شود [۵]. جزئیات این روش توسط پرستلی و همکاران به‌طور کامل در مرجع [۵] ارائه شده است. روش طراحی بر مبنای تغییر مکان در طی بیست سال گذشته برای سیستم‌های سازه‌ای مختلف از قبیل: قاب‌های خمشی بتن‌آرمه [۶ و ۷]، سیستم دوگانه قاب فولادی-دیوار برشی بتنی [۸]، سیستم قاب فولادی خمشی [۹ و ۱۰]، سیستم قاب فولادی با مهاربند همگرا [۱۱ و ۱۲] و سیستم قاب فولادی با مهاربند واگرا [۱۳ و ۱۴]، توسعه یافته و صحت و سقم آن به‌وسیله تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی بررسی شده است که تمامی آنها حکایت از موفقیت روش مذکور در ارضای سطوح عملکرد طراحی انتخابی دارند. سالیوان [۱۳] در سال ۲۰۱۲ به توسعه این روش برای سازه‌های فولادی واگرا پرداخت و توانست یک الگوریتم آزمایشی برای یک سازه‌ی واگرای فولادی ۱۰ طبقه با تیر پیوند کوتاه ارائه نماید. در سال ۲۰۱۳ سالیوان [۱۴] به بررسی جامع‌تر الگوریتم پیشنهادی خود برای قاب‌های واگرای فولادی ۱ تا ۱۵ طبقه صرفاً با عملکرد برشی تیر پیوند پرداخت و به نتایج قابل قبولی رسید. هرچند روش طراحی قاب‌های واگرا بر مبنای تغییر مکان به‌طور جامع در مرجع [۱۴] توسط سالیوان ارائه شده است،

اما اضافه مقاومت حاصل از این روش طراحی تاکنون بررسی نشده است. سالیوان [۱۴] در تحقیق خود برای توصیف تسلیم برشی تیرهای پیوند کوتاه در مدل‌سازی عددی قاب‌های مورد بررسی از مفاصل خمیری خمشی معادل در دو انتهای تیرهای پیوند استفاده نموده است، در صورتی که استفاده از این روش برای مدل‌سازی تیر پیوند کوتاه، به طور دقیق نمی‌تواند ارزیابی مناسبی از تسلیم‌شدگی برشی آن ارائه دهد. در این تحقیق سعی خواهد شد تا با استفاده از روش مستقیم طراحی بر مبنای تغییرمکان، قاب‌های فولادی مهاربندی شده واگرای ۳، ۵، ۹ و ۱۲ طبقه با انواع عملکرد متفاوت برشی، برشی-خمشی و خمشی تیرهای پیوند (جمعاً ۱۲ قاب) طراحی گردد. پلان سازه‌های مورد بررسی در هر جهت شامل ۴ قاب واگرای فولادی جهت تحمل نیروهای جانبی می‌باشد. قاب‌ها به صورت ۲ بعدی مدل‌سازی و تحلیل می‌شوند. برای ارزیابی اضافه مقاومت حاصله از این روش و همچنین توانایی این روش در میزان حصول اهداف طراحی (مسلوح عملکردی سازه)، سازه‌های طرح شده با استفاده از تحلیل استاتیکی غیرخطی تا گریز میان طبقه‌ای مجاز ۲ درصد تحت تغییرمکان جانبی قرار می‌گیرند.



شکل ۱: مراحل روش طراحی مستقیم بر مبنای تغییرمکان. الف) معادل‌سازی سیستم یک درجه آزادی (ب) سختی مؤثر K_c (ج) میرایی معادل در مقابل شکل‌پذیری (د) طیف تغییرمکان طراحی [۵]

۲- مفهوم روش طراحی مستقیم بر مبنای تغییرمکان

پریستلی در مرجع [۵]، به طور کامل الگوریتم روش طراحی مستقیم بر مبنای تغییرمکان را ارائه نمود. در این روش، ابتدا سازه‌ی موردنظر به یک سازه‌ی یک درجه آزادی با جرم و ارتفاع مؤثر تبدیل می‌شود و با در نظر گرفتن یک سطح عملکرد موردنظر و به دست آوردن جابجایی هدف، منحنی جابجایی سازه و همچنین دوره تناوب مؤثر سازه تعیین می‌گردد. در ادامه با داشتن دوره تناوب سازه، برش پایه‌ی طراحی سازه به دست می‌آید [۵]. در شکل ۱ مراحل روش طراحی مستقیم بر مبنای تغییرمکان نمایش داده شده است. مطابق شکل ۱-الف، ابتدا سازه‌ی چند درجه آزادی موجود به سازه‌ی یک درجه آزادی معادل با جرم و ارتفاع مؤثر تبدیل می‌شود. در ادامه با توجه به شکل ۱-ب، سختی سکانتی مؤثر K_c در تغییرمکان حداکثر Δ_y ، که حاصل جمع مقادیر سختی الاستیک اولیه K_i و سختی غیرالاستیک rK_c می‌باشد، به دست می‌آید. در ادامه همان‌طور که طبق شکل ۱-ج، بر اساس سطح شکل‌پذیری نیاز، میرایی

معادل سازه که حاصل جمع میرایی الاستیک و میرایی هیستریزس است، به دست می‌آید. سپس بر اساس شکل ۱-د، با توجه به تغییرمکان حداکثر به دست آمده از مجموع تغییرمکان‌های تسلیم و تغییرمکان‌های غیرالاستیک، و با توجه به میرایی معادل به دست آمده، دوره تناوب مؤثر سازه به دست می‌آید. بعد از به دست آمدن پریود مؤثر سازه از روی طیف تغییرمکان طراحی (شکل ۱-د)، سختی مؤثر، برش پایه‌ی طراحی سازه و توزیع نیروی جانبی در ارتفاع سازه با استفاده از روابط ۱ تا ۳ به دست می‌آید:

$$K_o = 4\pi^2 \frac{m_o}{T_o^2} \quad (1)$$

$$V_o = K_o \Delta_o + C \frac{m_o g \Delta_o}{H_o} \quad (2)$$

$$F_i = \frac{m_i \Delta_i}{\sum m_i \Delta_i} V_o \quad (3)$$

که در رابطه ۲، قسمت دوم مربوط به در نظر گرفتن اثر $P-\Delta$ می‌باشد و C ضریبی ثابت می‌باشد که مقدار آن به‌عنوان مثال برای سازه‌های فولادی، ۱ در نظر گرفته می‌شود. در روابط فوق ارتفاع مؤثر H_o و جرم مؤثر m_o و تغییرمکان مورد انتظار Δ_o از روابط ۴ تا ۶ تعیین می‌گردد:

$$\Delta_o = \frac{\sum m_i \Delta_i^2}{\sum m_i \Delta_i} \quad (4)$$

$$m_o = \frac{\sum m_i \Delta_i}{\Delta_o} \quad (5)$$

$$H_o = \frac{\sum m_i \Delta_i h_i}{\sum m_i \Delta_i} \quad (6)$$

که در روابط ۴ تا ۶، Δ_i و m_i و h_i به ترتیب تغییرمکان طراحی و جرم لرزه‌ای و ارتفاع در طبقه‌ی i می‌باشد.

۳- روش طراحی مستقیم بر مبنای تغییرمکان قاب‌های فولادی مهاربندی شده واگرا

در سال ۲۰۱۲ سالیوان [۱۳] برای اولین بار، روش طراحی مستقیم بر مبنای تغییرمکان را برای قاب مهاربندی شده واگرا توسعه داد. در این تحقیق سالیوان [۱۳] روابطی را به منظور به دست آوردن تغییرمکان تسلیم قاب‌های واگرا ارائه نمود. در تحقیق مذکور، طبق روابط ۷ و ۸ به ترتیب معادلاتی به منظور به دست آوردن میرایی معادل و گریز میان طبقه‌ای تسلیم ارائه شده است. گریز تسلیم پیشنهادی سالیوان همان‌طور که در رابطه ۸ دیده می‌شود، حاصل جمع گریزهای نظیر تسلیم شدگی تیر پیوند، ستون‌ها و مهاربندها می‌باشد.

$$\xi_{eq} = 0.07 \left(1 + \frac{1.17(\mu-1)}{1 + e^{(\sqrt{\mu}-1)}} \right)^2 - 0.02 \quad (7)$$

$$\theta_{i,j} = \frac{2\delta_{v,i}}{L_b - e_i} + \frac{2K_{br,i} \delta_y}{\sin 2\alpha_{br,i}} + \frac{2K_{col,i-1} \delta_y (h_i - h_b)}{L_b} \quad (8)$$

مقادیر $K_{br,i}$ ، $K_{col,i-1}$ و $\delta_{v,i}$ از روابط ۹ تا ۱۲ به دست می‌آیند. لازم به ذکر است که $K_{br,i}$ و $K_{col,i-1}$ نسبت نیروی محوری به مقاومت نهایی محوری اعضای مهاربندی و ستون می‌باشند.

$$K_{br,i} = \frac{N_{E,br,i}}{N_{Rd,br,i}} \quad (9)$$

$$K_{col,i-1} = \frac{1}{i-1} \sum_{j=1}^{i-1} \frac{N_{E,col,j}}{N_{Rd,col,j}} \quad (10)$$

$$\delta_{y,i} = 0.577 F_y A_{y,i} \left(\frac{e_i^2 (L_b - e_i)}{24EI_i} + \frac{e_i}{2GA_{y,i}} \right) \quad (11)$$

$$\delta_{y,i} = M_{p,i} \left(\frac{e_i^2 (L_b - e_i)}{12EI_i} + \frac{1}{GA_{y,i}} \right) \quad (12)$$

رابطه ۱۱، به منظور به دست آوردن تغییر مکان قائم در تیر پیوند با طول کوتاه و رابطه ۱۲ برای به دست آوردن تغییر مکان قائم تیر پیوند با طول بلند استفاده می شود. همچنین در این تحقیق رابطه ۱۳ به منظور به دست آوردن منحنی تغییر مکان جانبی قاب ارائه شده است:

$$\Delta_{i,b} = \omega_b \theta_b h_i + \omega_b (\theta_v - \theta_y) h_i \frac{(2H_n - h_i)}{(2H_n - h_1)} \quad (13)$$

در رابطه (۱۳)، ω_b به منظور در نظر گرفتن اثر مودهای بالاتر لحاظ شده است که مقدار آن تا ارتفاع ۶ طبقه، واحد در نظر گرفته می شود و برای تعداد طبقات بیش از ۶ تا ۱۶ طبقه، مقدار آن از یک تا ۰/۶ به صورت خطی کاهش می یابد. تغییر مکان پلاستیک قاب فولادی واگرا بر مبنای تسلیم تیر پیوند به دست می آید، بنابراین گریز میان طبقه‌ای پلاستیک سازه از رابطه (۱۴) به دست می آید. همچنین ظرفیت گریز کل نیز از مجموع مقادیر الاستیک و پلاستیک و از رابطه (۱۵) به دست می آید.

$$\theta_{p,i} = \frac{e_i \cdot \gamma_{p,link,i}}{L_b} \quad (14)$$

$$\theta_{o,mp,i} = \theta_{y,i} + \theta_{p,i} \quad (15)$$

در رابطه ۱۴، $\gamma_{p,link,i}$ میزان دوران پلاستیک مجاز تیر پیوند می باشد که بر اساس سطح عملکرد موردنظر به دست می آید. همچنین شکل پذیری هر طبقه و شکل پذیری معادل کل سازه نیز بر اساس روابط زیر محاسبه می گردد:

$$\mu_i = \frac{\theta_i}{\theta_{y,i}} \quad (16)$$

$$\mu = \frac{\sum_{i=1}^{i_{max}} \mu_i V_i \theta_i}{\sum_{i=1}^{i_{max}} V_i \theta_i} \quad (17)$$

$$\theta_i = \frac{\Delta_i - \Delta_{i-1}}{h_i - h_{i-1}} \quad (18)$$

که در رابطه ۱۷، V_i برش پایه طبقه موردنظر می باشد و همین طور θ_i میزان گریز مورد انتظار می باشد که از منحنی تغییر مکان و رابطه ۱۸ به دست می آید. در سال ۲۰۱۳ سالیوان [۱۴] در ادامه تحقیقات خود در روش طراحی مستقیم قاب های واگرا به ارائه تحقیقی پرداخت که در آن به طور کامل روشی را که در سال ۲۰۱۲ ارائه کرده بود بررسی و تکمیل نموده است. سالیوان [۱۴] در این تحقیق یک ضریب به منظور تصحیح منحنی طیف طراحی تغییر مکان برحسب شکل پذیری موردنظر ارائه نمود. وی این ضریب را بر اساس تحقیقات مالی [۱۵] در سال ۲۰۱۱ و برحسب شکل پذیری استخراج نمود. این ضریب در رابطه ۱۹ آورده شده است:

$$\eta_{\Delta,EBF} = \left(1 + \frac{1.17(\mu-1)}{1+e^{\sqrt{\mu-1}}} \right)^{-1} \quad (19)$$

با استفاده رابطه ۱۹، منحنی طراحی تغییر مکان برای شکل پذیری موردنظر طبق رابطه ۲۰، اصلاح می شود:

$$S_{d,EBF}(T_o) = \eta_{\Delta,EBF} S_d(T) \quad (20)$$

که در رابطه ۲۰، $S_d(T_o)$ و $S_d(T)$ به ترتیب منحنی طراحی تغییر مکان غیرالاستیک و الاستیک قاب مهاربندی واگرا می باشند. پس از محاسبه برش پایه و توزیع آن در ارتفاع و طراحی تیرهای پیوند در طبقات، سایر اعضای خارج از پیوند (شامل مهاربندها، ستون ها

و... طبق روش طراحی بر مبنای ظرفیت و بر اساس حداکثر ظرفیت مورد انتظار تیر پیوند طراحی می‌گردند. در این روش طبق توصیه سالیوان برای برآورد ظرفیت مورد انتظار تیرهای پیوند از ضریب اضافه مقاومت $1/5$ استفاده می‌شود.

۴- مدل‌سازی عددی قاب فولادی واگرا

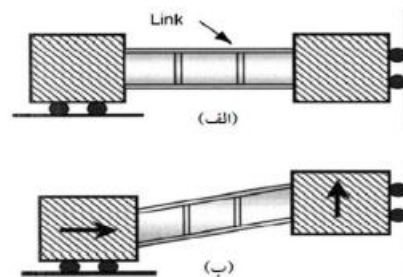
۴-۱- فرضیات مدل‌سازی اعضای خارج از ناحیه پیوندی قاب واگرا

در تحقیق حاضر برای مدل‌سازی از نرم‌افزار OpenSees [۱۶] استفاده شده است. کلیه اتصالات تیر به ستون به صورت مفصلی و همچنین کلیه اجزای قاب شامل تیرها، تیرهای پیوند، ستون‌ها و مهاربندها با رفتار غیرخطی در نظر گرفته شده‌اند. در طراحی اجزای مختلف قاب از مقاطع بال‌پهن اروپایی استفاده شده است. مصالح به کاررفته برای المان‌های مختلف از نوع uniaxialMaterial Steel02 یا همان فولاد مگنتوئیت [۱۷] می‌باشد. در مدل به کاررفته در این تحقیق، از شیب پس از تسلیم معادل $0/1$ شیب الاستیک اولیه استفاده شده است. مقادیر مدول الاستیسیته و تنش تسلیم نیز به ترتیب 207 گیگاپاسکال و 344 مگاپاسکال در نظر گرفته شده است. به منظور مدل‌سازی مقاطع ستون‌ها و تیرهای خارج از ناحیه پیوند از مقاطع الیافی (رشته‌ای) استفاده شده است، و همین‌طور به منظور مدل‌سازی المان‌های این اجزا از المان تیرستون غیرخطی (Nonlinear Beam Column Element) استفاده شده است. در طراحی سازه قاب فولادی واگرا، عضو شکل‌پذیر در واقع همان تیر پیوند می‌باشد و در حین زلزله فقط تیر پیوند به صورت غیرخطی رفتار می‌کند و مهاربندها نیز همانند سایر اعضای خارج از ناحیه تیر پیوند در حوزه‌ی خطی رفتار می‌کنند. اما در هنگام مدل‌سازی بهتر است قابلیت کمانش و رفتار در حوزه‌ی غیرخطی برای آنها نیز در نظر گرفته شود تا اگر طراحی سازه دچار مشکل بود، در هنگام تحلیل با دیدن کمانش مهاربندها و سایر اعضا، به آن پی برده شود. لذا در این تحقیق برای مدل‌سازی المان عضو مهاربند، از المان تیرستون غیرخطی (nonlinearBeamColumn element) استفاده می‌شود. از آنجاکه در یک عضو کاملاً مستقیم کمانش رخ نمی‌دهد، لذا برای فراهم نمودن امکان وقوع رفتار غیرخطی هندسی و به منظور ایجاد قابلیت کمانش در مهاربند، المان به دو قسمت تقسیم می‌شود. گره‌ای که در قسمت وسط عضو مهاربند قرار می‌گیرد با خروج از مرکزیت (نقص اولیه) $0/1$ درصد طول آن، نسبت به محور اولیه المان تعریف می‌گردد. در این تحقیق، دو سر مهاربند نیز با استفاده از دو گره اضافی و بستن درجات آزادی انتقالی این گره‌ها به صورت مفصلی در نظر گرفته شده است.

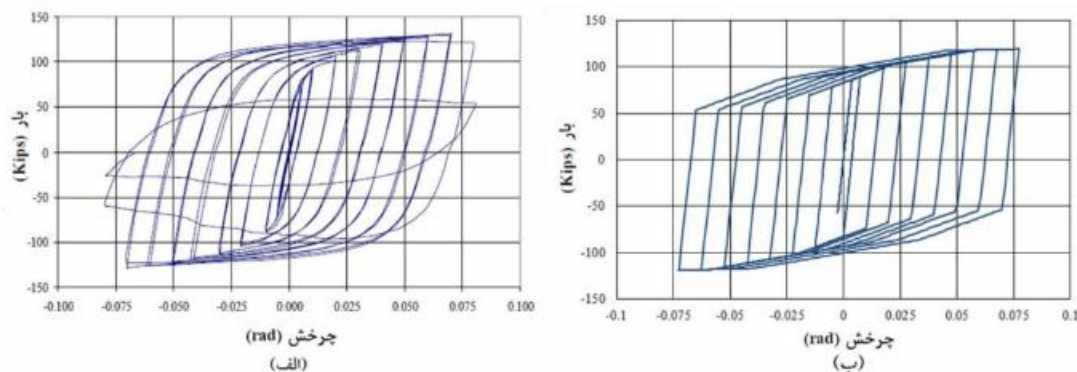
۴-۲- مدل‌سازی تیر پیوند و اعتبارسنجی مدل‌سازی عددی با نتایج آزمایشگاهی

تیر پیوند در قاب مهاربندی شده واگرا به عنوان یک عضو شکل‌پذیر عمل نموده و با رفتار خود در ناحیه غیرخطی موجب جذب و استهلاک انرژی حاصل از زلزله می‌شود. بی‌شک مهم‌ترین قسمت مدل‌سازی قاب واگرای فولادی، مدل‌سازی رفتار تیر پیوند می‌باشد. در این مطالعه، انواع تیر پیوند با عملکردهای متفاوت برشی و برشی-خمشی و خمشی مدنظر قرار می‌گیرد. روش مدل‌سازی در این تحقیق برای تیرهای پیوند برشی روش ارائه شده توسط ریچاردز و یوانگ [۱۸] می‌باشد. در این روش، با توجه به اینکه امکان شبیه‌سازی شکست برشی تیرهای پیوند در مقاطع رشته‌ای وجود ندارد، از فنرهای برشی در دو انتهای تیر پیوند برای این منظور استفاده می‌شود. به منظور مدل‌سازی تیر پیوند کوتاه با عملکرد برشی طبق روش ارائه شده توسط ریچاردز و یوانگ [۱۸] از یک المان تیری با مفاصل انتهایی (element beamWithHinges) استفاده می‌شود. در این المان برای توصیف ماده‌ی مفاصل خمیری خمشی متمرکز انتهایی با طول صفر، ظرفیت شکست خمشی برابر با مقدار لنگر پلاستیک مقطع در نظر گرفته می‌شود. به منظور مدل‌سازی فنرهای انتهایی که وظیفه‌ی شبیه‌سازی رفتار برشی تیر پیوند را بر عهده دارند از المان‌های فنری با طول صفر (element zeroLength) استفاده می‌شود. رفتار این فنرها به وسیله‌ی ϵ ماده الاستوپلاستیک (uniaxialMaterial ElasticPP) توصیف شده و سپس این مواد با استفاده از دستور موازی کردن مواد (uniaxialMaterial Parallel) به یک ماده‌ی موازی با مشخصات ارائه شده

توسط ریچاردز و یوانگ [۱۸] تبدیل می‌شود. برای مدل‌سازی رفتار غیرخطی تیر پیوند متوسط با عملکرد برشی-خمشی، از یک المان تیرستون غیرخطی (nonlinearBeamColumn) (با پلاستیسیته گسترده) برای در نظر گرفتن رفتار خمشی استفاده می‌شود. همچنین، به منظور مدل‌سازی تسلیم برشی تیر پیوند، به طور هم‌زمان از فنرهای برشی ریچاردز نیز استفاده می‌شود. در مدل‌سازی تیر پیوند متوسط، همچنین می‌توان از روش پیشنهادی ریچاردز با پلاستیسیته متمرکز استفاده نمود؛ اما استفاده از مدل پلاستیسیته گسترده نسبت به مدل پلاستیسیته متمرکز از دقت بالاتری برخوردار است. تیرهای پیوند با طول بلند دارای شکست خمشی می‌باشند. لذا، به منظور مدل‌سازی تیرهای پیوند بلند از المان تیرستون غیرخطی (nonlinearBeamColumn) با پلاستیسیته گسترده استفاده می‌شود. به منظور اعتبارسنجی نتایج مدل‌سازی عددی این تحقیق، ۳ نمونه از تیرهای پیوند با طول‌های کوتاه، متوسط و بلند که در دانشگاه تگزاس توسط آرسی [۱۹] آزمایش شده‌اند به وسیله نرم‌افزار OpenSees [۱۶] مطابق آنچه شرح داده شد مدل‌سازی می‌گردند. شرایط مرزی، بارگذاری، مشخصات فولاد و دیگر جزئیات این نمونه‌ها مشابه شرایط آزمایشگاهی، اعمال شده است. در این آزمایش از فولاد نوع A992 با تنش تسلیم ۵۰ksi استفاده شده است. بارگذاری بر اساس ضوابط لرزه‌ای AISC2005 [۲۰] اعمال شده است. از آنجاکه در این مطالعه آزمایشگاهی، رفتار تیر پیوند به صورت مجزا مورد بررسی قرار گرفته است، لذا شرایط مرزی اصمالی همانند مدل پیشنهادی ریچاردز و یوانگ [۲۱] برای تیر پیوند در نظر گرفته می‌شود. بر اساس این مدل پیشنهادی همان‌طور که در شکل ۲ دیده می‌شود، همه درجات آزادی مقطع سمت چپ به‌جز حرکت افقی آن بسته شده است. در مقطع سمت راست نیز تمامی درجات آزادی به‌جز حرکت قائم آن بسته شده است. الگوی بارگذاری نمونه‌ها به صورت جابجایی‌های استاتیکی رفت و برگشتی در مقطع سمت راست آنها اعمال شده است. این بارگذاری باعث ایجاد برش ثابت در طول تیر پیوند و لنگرهای انتهایی برابر، بدون نیروی محوری می‌شود. مشخصات نمونه‌های در نظر گرفته شده و نتایج به دست آمده از مطالعه المان محدود و تست‌های آزمایشگاهی این مدل‌ها در جدول ۱ قابل مشاهده است. به‌عنوان نمونه منحنی هیستریزس نمونه‌ی آزمایشگاهی و مدل المان محدود این مطالعه برای تیر پیوند کوتاه نیز در شکل ۳ ارائه شده است. این نتایج بیانگر دقت خوب روش مدل‌سازی در شبیه‌سازی رفتار غیرخطی تیرهای پیوند کوتاه، متوسط و بلند می‌باشد.



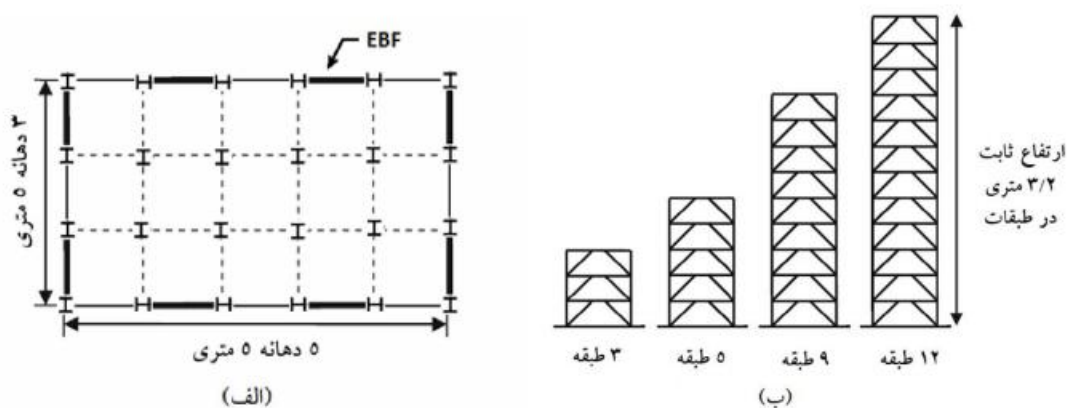
شکل ۲: اعمال شرایط مرزی. الف) مدل در حالت اولیه ب) مدل در حالت تغییر شکل یافته [۲۱]



شکل ۳: نتایج اعتبارسنجی نمونه UTA 4A الف) منحنی آزمایشگاهی آرسی [۱۹] ب) منحنی مدل المان محدود

جدول ۱: مقایسه بیشترین ظرفیت برشی نمونه آزمایشگاهی و نتایج المان محدود تیرهای پیوند کوتاه، متوسط و بلند

| نمونه | مقطع | $e_{(in)}$ | $e/(M_p/V_p)$ | $V_p(EXP)$ (kip) | $V_p(FEM)$ (kip) | اختلاف % |
|--------|--------|------------|---------------|---------------------|---------------------|-------------|
| UTA 4A | W10X33 | ۲۳ | ۱/۱ | ۱۳۱ | ۱۲۰ | ۸/۱ |
| UTA 9 | W16X36 | ۴۸ | ۲ | ۱۷۳ | ۱۹۲/۷ | ۱۱/۴ |
| UTA 3 | W10X19 | ۴۸ | ۲/۸ | ۶۲ | ۶۳/۶ | ۲/۶ |



شکل ۵: نمای مدل‌های مورد بررسی در این مطالعه. الف) پلان سازه (ب) نمای جانبی قاب‌ها

۵- طراحی مستقیم قاب‌های فولادی واگرا بر مبنای تغییرمکان

۵-۱- سازه‌های مورد بررسی

در این مطالعه دوازده سازه فولادی مهاربندی شده واگرا مطابق شکل ۴ به منظور ارزیابی روش طراحی مستقیم بر مبنای تغییرمکان در نظر گرفته شده است. سازه‌های مورد بررسی متشکل از سازه‌های منظم با اتصالات مفصلی در تعداد طبقات ۳، ۵، ۹ و ۱۲ طبقه با ارتفاع ثابت طبقات ۳/۲ متر و طول دهانه‌ی ثابت ۵ متر در انواع عملکردهای متفاوت تیر پیوند می‌باشند. برای نام‌گذاری این قاب‌ها از یک اسم دو قسمتی به صورت XII استفاده می‌شود که در آن، حرف X نشان‌دهنده نوع تیر پیوند (S، L) به ترتیب برای تیرهای پیوند کوتاه، متوسط و بلند) و عدد n نشان‌دهنده تعداد طبقات قاب موردنظر می‌باشد. همان‌طور که در شکل ۴-الف نشان داده شده است، پلان سازه شامل ۴ قاب واگرا در هر جهت می‌باشد. بار مرده و زنده در تمامی طبقات به ترتیب ۵۰۰ و ۲۰۰ کیلوگرم بر مترمربع می‌باشند. سهم هر قاب با توجه به سطح بارگیر ستون‌های ثقلی و ستون‌های اصلی قاب‌های واگرا به آن‌ها تخصیص داده می‌شوند. ساختگاه محل موردنظر از نوع پهنه با خطر نسبی لرزه‌خیزی زیاد و نوع خاک آن مطابق با خاک نوع ۲ استاندارد ۲۸۰۰ [۲۲] می‌باشد.

جدول ۲: مشخصات سیستم‌های یک درجه آزادی معادل قاب‌های واگرا

| قاب | $\Delta_d(m)$ | $m_d(T)$ | $H_d(m)$ | μ | $T_d(s)$ | $V_d(KN)$ |
|-----|---------------|----------|----------|-------|----------|-----------|
| S3 | ۰/۰۶ | ۲۰۷/۰۳ | ۷/۱۸ | ۲/۳۷ | ۰/۸۴ | ۶۸۴/۰۶ |
| I3 | ۰/۰۷ | ۲۰۳/۶۴ | ۷/۲۴ | ۱/۷۹ | ۰/۹۴ | ۷۱۸/۷۶ |
| L3 | ۰/۰۷ | ۲۰۰/۳۷ | ۷/۳۱ | ۱/۴۰ | ۰/۸۶ | ۸۵۳/۶۵ |
| S5 | ۰/۱۰ | ۳۳۰/۳۱ | ۱۱/۲۴ | ۲/۲۹ | ۱/۲۶ | ۸۵۵/۲۵ |
| I5 | ۰/۱۳ | ۳۲۵/۹۸ | ۱۱/۳۴ | ۱/۷۸ | ۱/۴۲ | ۸۷۰/۸۴ |
| L5 | ۰/۱۳ | ۳۱۷/۹۳ | ۱۱/۵۳ | ۱/۲۳ | ۱/۲ | ۱۱۶۵/۶۴ |

| | | | | | | |
|---------|------|------|-------|--------|------|-----|
| ۱۱۶۸/۳۷ | ۲/۱۲ | ۲/۰۱ | ۱۹/۳۴ | ۵۷۷/۱۵ | ۰/۲۱ | S9 |
| ۱۱۳۹/۷۵ | ۲/۳۲ | ۱/۶۱ | ۱۹/۵۰ | ۵۷۰/۵۲ | ۰/۲۷ | I9 |
| ۱۵۳۵/۸۷ | ۱/۹۴ | ۱/۱۷ | ۱۹/۳۷ | ۵۵۹/۶ | ۰/۳۶ | L9 |
| ۱۴۸۷/۷۵ | ۲/۳۶ | ۱/۸۷ | ۲۵/۴ | ۷۶۲/۹۳ | ۰/۳۶ | S12 |
| ۱۶۰۰/۱ | ۲/۶۶ | ۱/۵۲ | ۲۵/۵۸ | ۷۵۵/۱۱ | ۰/۳۵ | I12 |
| ۱۹۷۰/۲۵ | ۲/۲۴ | ۱/۰۵ | ۲۵/۹ | ۷۴۱/۰۷ | ۰/۳۴ | L12 |

۵-۲- نتایج نهایی طراحی مستقیم سازه‌های مورد بررسی بر مبنای تغییرمکان

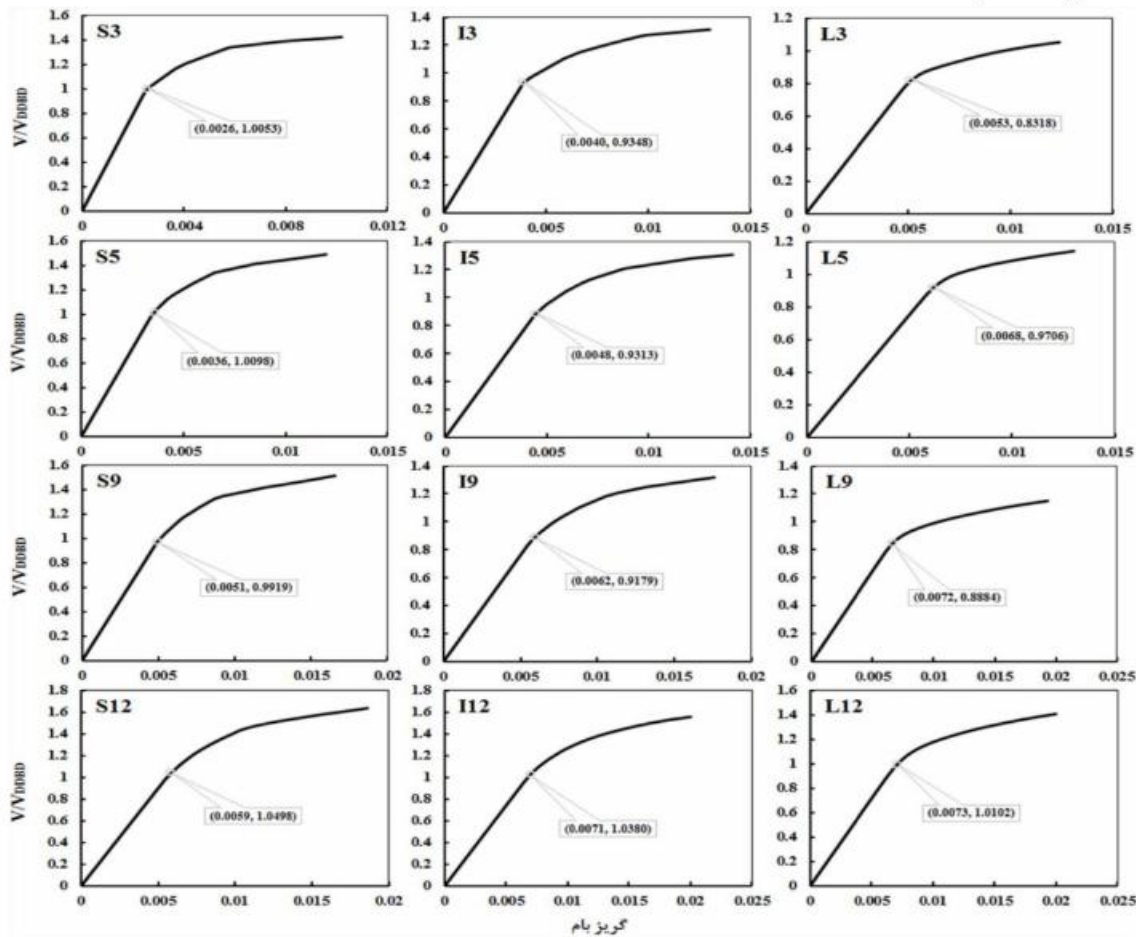
در این مطالعه با استفاده از روش پیشنهادی سالیوان [۱۴] قاب‌های واگرای مورد بررسی بر مبنای تغییرمکان طرح می‌شوند. از مواردی که سالیوان در تحقیق خود بررسی نکرده است می‌توان به عدم بررسی اضافه مقاومت این روش و همچنین عدم در نظر گرفتن انواع طول‌های تیر پیوند با عملکردهای متفاوت اشاره کرد. از این‌رو در این مطالعه با توجه به آیین‌نامه AISC 2005 [۲۰]، به طراحی قاب‌های واگرا با انواع متفاوت تیر پیوند پرداخته می‌شود. سطح عملکرد انتخابی در این مطالعه خسارات قابل جبران انتخاب شده است و چرخش‌های غیرالاستیک به‌منظور ارضای این سطح عملکرد به ترتیب ۰/۰۸، ۰/۰۵ و ۰/۰۲ رادیان برای تیرهای پیوند کوتاه، متوسط و بلند در نظر گرفته شده است. همچنین در این مطالعه به‌منظور اطمینان از عملکردهای متفاوت تیر پیوند مقادیر طول نسبی برای انواع تیر پیوند برشی، برشی-خمشی و خمشی به مقادیر ۱/۲، ۲/۱ و ۳ محدود شده است. در روش طراحی مستقیم بر مبنای تغییرمکان مقطع تیر پیوند یا همان عضو شکل‌پذیر بر مبنای حداکثر ظرفیت تغییرمکان سازه طرح می‌شود درحالی‌که سایر اعضای خارج از ناحیه‌ی پیوندی بر اساس روش طراحی بر مبنای ظرفیت طرح می‌گردند. ترکیب بار اعمالی به سازه‌ها مطابق با ویرایش ۹۲ مبحث دهم از مقررات ملی ساختمان [۲۳] و برابر با $1/2D+L$ در نظر گرفته شده است. همچنین تمامی اعضای خارج از ناحیه‌ی پیوندی در حالت حدی و برای نیروی نظیر ۱/۵ برابر تسلیم‌شدگی تیر پیوند طراحی شده‌اند. مقاطع تیرهای خارج از ناحیه‌ی پیوند نیز بعد از کنترل خمش و برش تحمیلی به آنها، مشابه مقاطع تیرهای پیوند انتخاب شده‌اند. در ابتدای روند طراحی، مشخصات سازه‌ای سیستم‌های یک درجه آزادی معادل برای قاب‌های فولادی مهاربندی‌شده واگرا محاسبه می‌شود که در جدول ۲ قابل‌مشاهده است. مشخصات مقاطع نهایی طرح شده در مرجع [۲۴] موجود است.

۶- نتایج تحلیل قاب‌ها و بحث

به‌منظور ارزیابی مقاومت سازه‌های طراحی‌شده با روش طراحی مستقیم بر مبنای تغییرمکان، سازه‌های طرح شده تحت تحلیل استاتیکی غیرخطی قرار گرفته‌اند. در شکل ۵ منحنی‌های ظرفیت قاب‌ها که با استفاده از تحلیل استاتیکی غیرخطی به دست آمده است نشان داده شده است. در این منحنی‌ها محور افقی نشان‌دهنده گریز بام و محور قائم نشان‌دهنده نسبت برش پایه (V) نرمال شده نسبت به برش پایه به دست آمده از روش طراحی مبتنی بر تغییرمکان (V_{DDBD}) می‌باشد.

در این تحقیق، مقدار برش پایه نرمال شده نهایی (V/V_{DDBD}) نظیر حد بحرانی گریز بام در هر قاب به‌عنوان ضریب اضافه مقاومت روش طراحی مبتنی بر تغییرمکان برای آن قاب تعریف می‌گردد. حد بحرانی گریز بام عبارت است از حداکثر گریز بام نظیر رسیدن گریز میان طبقه‌ای اولین طبقه به حداقل دو مقدار ظرفیت اعضای غیرسازه‌ای (۰/۰۲) [۲۵] و ظرفیت اعضای سازه‌ای (معادله ۱۵) آن طبقه. در شکل ۵، مشخصات تشکیل اولین مفصل خمیری سازه‌های مختلف در داخل کادرهای مستطیلی نوشته شده است. همان‌طور که ملاحظه می‌گردد، تقریباً تمامی قاب‌ها در برش پایه نرمال شده یک تسلیم می‌شوند. این نتایج نشان می‌دهد که تسلیم‌شدگی تیرهای پیوند (فیوزها) به محض رسیدن برش پایه به مقدار برش پایه روش تغییرمکان شروع شده و در ارتفاع قاب‌ها توزیع می‌شود. به سخن دیگر، تسلیم‌شدگی فیوزها در ارتفاع موجب بروز رفتار شکل‌پذیر قاب‌ها می‌شود.

در جدول ۳ مقادیر برش پایه و شکل پذیری به دست آمده از تحلیل استاتیکی غیرخطی سازه‌ها ارائه شده و مقادیر آن با مقادیر طراحی مستقیم بر مبنای تغییر مکان مقایسه شده است. مقادیر برش پایه‌ای که روش طراحی بر مبنای تغییر مکان و روش تحلیل استاتیکی غیرخطی برای سازه‌ها برآورد می‌کنند به ترتیب در ستون دوم و سوم این جدول بر حسب کیلونیوتن نشان داده شده‌اند. ضرایب اضافه مقاومت نیز در ستون چهارم این جدول با تقسیم مقادیر برش پایه‌ی حاصل از نتایج تحلیل استاتیکی غیرخطی به برش پایه‌ی روش طراحی مستقیم بر مبنای تغییر مکان به دست آمده است. همچنین ضریب شکل پذیری که از تقسیم تغییر مکان کل به تغییر مکان تسلیم قاب‌ها به دست می‌آید در جدول ۳ در ستون‌های پنجم و ششم به ترتیب برای روش طراحی مستقیم بر مبنای تغییر مکان و نتایج به دست آمده از تحلیل استاتیکی غیرخطی ارائه شده است.

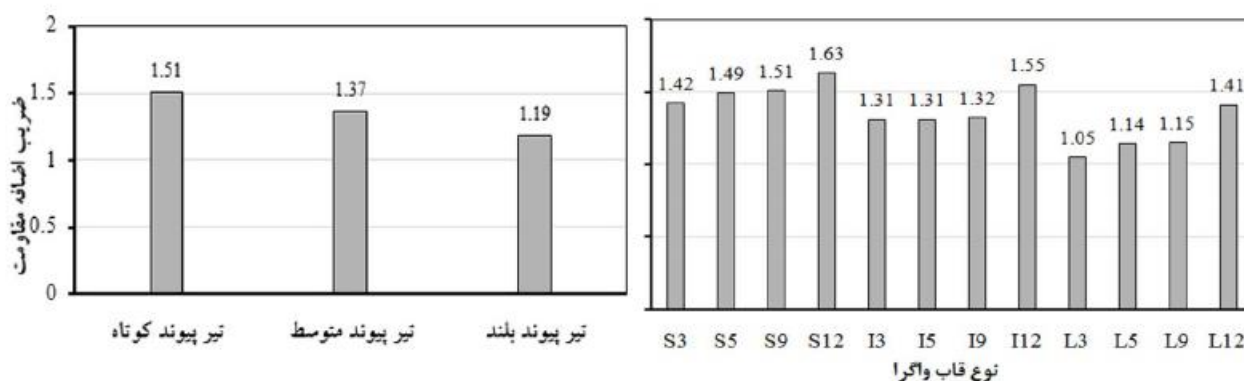


شکل ۵: معنی ظرفیت قاب‌های واگرای ۳، ۵، ۹ و ۱۲ طبقه با انواع عملکرد تیر پیوسته

جدول ۳: نتایج نهایی تحلیل استاتیکی غیرخطی قاب‌های مهاربندی واگرا

| قاب | برش پایه DDBD (KN) | برش پایه تحلیل (KN) | ضریب اضافه مقاومت | شکل پذیری DDBD | شکل پذیری |
|-----|--------------------|---------------------|-------------------|----------------|-----------|
| S3 | ۶۸۴/۰۶ | ۹۷۳/۲۷ | ۱/۴۲ | ۲/۳۷ | ۳/۹۳ |
| I3 | ۷۱۸/۷۶ | ۹۴۳/۲۲ | ۱/۳۱ | ۱/۷۹ | ۳/۲۵ |
| L3 | ۸۵۳/۶۵ | ۸۹۸/۲۸ | ۱/۰۵ | ۱/۴ | ۲/۳۴ |
| S5 | ۸۵۵/۲۵ | ۱۲۷۳/۲۱ | ۱/۴۹ | ۲/۲۹ | ۳/۲۳ |
| I5 | ۸۷۰/۸۴ | ۱۱۳۸/۱۱ | ۱/۳۱ | ۱/۷۸ | ۲/۹۴ |
| L5 | ۱۱۶۵/۶۴ | ۱۳۳۱/۷۷ | ۱/۱۴ | ۱/۲۳ | ۱/۹۱ |

| | | | | | |
|------|------|------|---------|---------|-----|
| ۲/۲۵ | ۲/۰۱ | ۱/۵۱ | ۱۳۱۳/۳۶ | ۱۱۶۹/۳۷ | S9 |
| ۲/۸۴ | ۱/۶۱ | ۱/۳۶ | ۱۶۳۳/۱۶ | ۱۲۳۹/۷۵ | I9 |
| ۲/۶۸ | ۱/۱۷ | ۱/۱۵ | ۱۳۶۴/۸۴ | ۱۵۳۵/۸۷ | L9 |
| ۳/۱۵ | ۱/۸۷ | ۱/۳۳ | ۲۴۳۳/۴۸ | ۱۴۸۷/۷۵ | S12 |
| ۲/۸۲ | ۱/۴۲ | ۱/۵۵ | ۲۴۸۸/۸۲ | ۱۶۰۰/۱ | I12 |
| ۲/۷۴ | ۱/۰۵ | ۱/۴۱ | ۳۷۷۱/۷۸ | ۱۹۷۰/۲۵ | L12 |

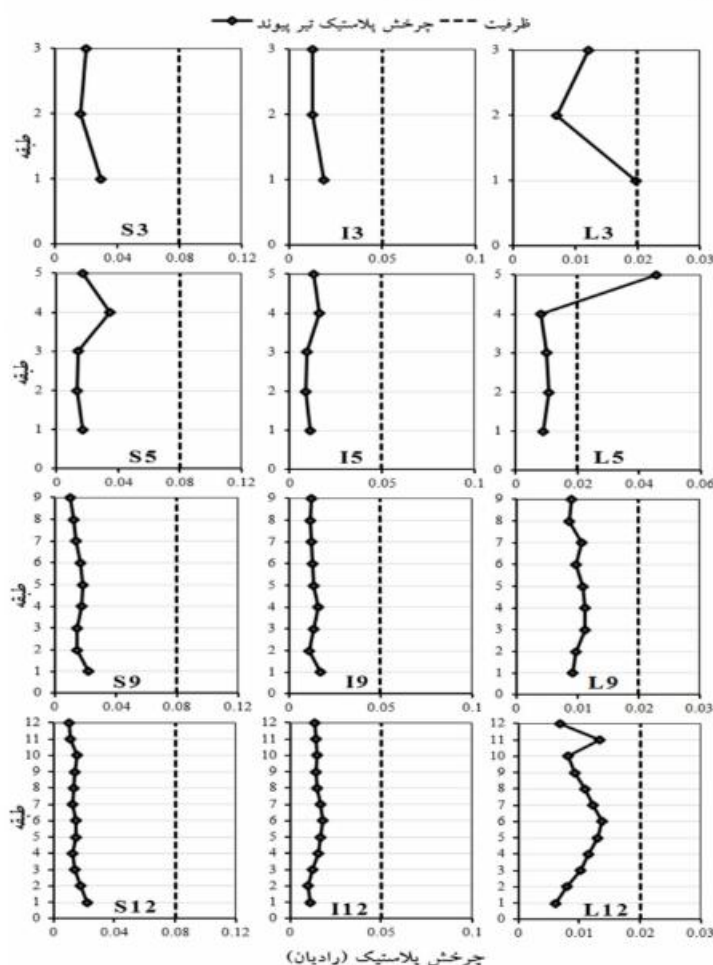


شکل ۷. متوسط ضرایب اضافه مقاومت قاب‌های مهاربندی شده واگرا

شکل ۶. ضرایب اضافه مقاومت قاب‌های مهاربندی شده واگرای ۳، ۵، ۹ و ۱۲ طبقه با انواع عملکرد تیر پیوند

همان‌طور که در شکل ۶ مشاهده می‌شود مقادیر اضافه مقاومت قاب‌های واگرا در گریز نهایی بحرانی بام بین مقادیر ۱/۰۵ تا ۱/۶۳ متغیر می‌باشد. بر اساس شکل ۷ نیز مقادیر متوسط اضافه مقاومت قاب‌های واگرا برای قاب‌های با تیر پیوند کوتاه، متوسط و بلند به ترتیب ۱/۵۱، ۱/۳۷ و ۱/۱۹ به دست می‌آید. بنابراین مشاهده می‌شود ضریب اضافه مقاومت قاب‌های واگرای طرح شده به روش طراحی بر مبنای تغییر مکان با افزایش نسبت طول تیر پیوند، کاهش می‌یابد. مقدار اضافه مقاومت ۱/۵۱ برای تیرهای پیوند کوتاه به مقدار حقیقی آن نزدیک است زیرا بر اساس مدل پیشنهادی تیر پیوند ریچاردز و یوانگ [۱۸] تیر پیوند به دلیل اثر سخت‌شوندگی بر اساس کرنش می‌تواند ظرفیت برشی تا ۱/۵ برابر مقاومت اسمی برشی پلاستیک (V_p) را تحمل کند. همچنین، تیرهای پیوند خمشی مقدار اضافه مقاومت کمتری تحمل می‌کنند. این مقادیر مشابه نتایج تحقیق انجام شده در سال ۲۰۱۴ توسط مصباح‌خواه و چگنی [۲۶] که بر روی تیرهای پیوند مجزا انجام داده شده بود، می‌باشد. بنابراین، می‌توان نتیجه گرفت که اضافه مقاومت قاب‌های واگرای طراحی شده بر مبنای تغییر مکان به نسبت طول تیر پیوند وابسته می‌باشد و استفاده از ضریب اضافه مقاومت متناسب با طول نسبی تیر پیوند (به‌جای عدد ثابت ۱/۵ در روش پیشنهادی سالیوان) در طراحی بر مبنای ظرفیت این قبیل قاب‌ها می‌تواند به اقتصاد طرح کمک نماید. در شکل ۸ الگوی توزیع چرخش پلاستیک نیاز تیر پیوند در قاب‌های واگرای ۳ تا ۱۲ طبقه ترسیم شده است که در این نمودارها محور افقی میزان چرخش پلاستیک نیاز تیر پیوند بر حسب رادیان و محور قائم شماره طبقات را نشان می‌دهد. با توجه به شکل ۸ مشاهده می‌گردد که مقادیر چرخش پلاستیک نیاز تیرهای پیوند قاب‌های مورد بررسی (به‌جز قاب ۵ طبقه با تیر پیوند بلند) از چرخش مجاز طراحی تجاوز نمی‌نماید. بنابراین، روش DDBD قادر به کنترل چرخش پلاستیک انواع تیرهای پیوند در محدوده مجاز می‌باشد. عدم ارضای چرخش تیر پیوند در طبقه آخر قاب L5 نشان می‌دهد که اصلاحیه منحنی تغییر مکان در روش DDBD برای اعمال اثر پیوندهای بالاتر که برای قاب‌های ۶ طبقه و بالاتر الزامی است، باید در مورد قاب‌های ۵ طبقه دارای تیر پیوند بلند نیز در نظر گرفته شود. نتایج حاصل از تحلیل استاتیکی غیرخطی نشان می‌دهد که در قاب‌های واگرای طراحی شده به روش DDBD، تیرهای

پیوند قاب‌های واگرا در همه طبقات با تسلیم‌شدگی و ورود به حوزه غیرخطی موجب تشکیل مکانیزم خرابی مطلوب از طریق توزیع یکنواخت خسارت در ارتفاع قاب و پیشینه استهلاک انرژی می‌شوند.



شکل ۸: الگوی توزیع چرخش پلاستیک نیاز تیر پیوند در قاب‌های واگرا

۷- نتیجه‌گیری

در این مطالعه به ارزیابی اضافه مقاومت قاب‌های فولادی مهاربندی‌شده واگرای طراحی شده با روش مستقیم بر مبنای تغییر مکان، پرداخته شده است. مدل‌های مورد بررسی در این مطالعه شامل ۱۲ سازه‌ی قاب فولادی واگرا با انواع رفتار تیر پیوند با تعداد طبقات ۳، ۵، ۹ و ۱۲ طبقه می‌باشند و به منظور ارزیابی اضافه مقاومت حاصل از روند طراحی بر مبنای تغییر مکان، این سازه‌ها تحت تحلیل غیرخطی استاتیکی تا مقدار گریز برابر با حداقل دو مقدار گریز مجاز اعضای غیرسازه‌ای مطابق با سطح خطر خسارت قابل جبران (۰/۰۲) و ظرفیت گریز اجزای سازه‌ای قرار گرفتند. نتایج حاصل از تحلیل استاتیکی غیرخطی قاب‌های مورد مطالعه در این تحقیق که از تجزیه و تحلیل منحنی ظرفیت قاب‌ها به دست آمده است، نشان می‌دهد که تسلیم‌شدگی در قاب‌ها در برش پایه‌ای که روش طراحی مستقیم بر مبنای تغییر مکان پیش‌بینی می‌کند اتفاق می‌افتد. همچنین، برخلاف روش پیشنهادی طراحی قاب‌های مهاربندی واگرا به روش مبتنی بر تغییر مکان که ضریب اضافه مقاومت به صورت ثابت و برابر با عدد ۱/۵ فرض می‌گردد، ملاحظه گردید که مقدار این ضریب در قاب‌های واگرای طرح شده در این تحقیق برای تیرهای پیوند کوتاه، متوسط و بلند به ترتیب برابر با ۱/۵۱، ۱/۳۷ و ۱/۱۹ به دست می‌آید. لذا می‌توان چنین نتیجه گرفت که مقادیر اضافه مقاومت قاب‌های واگرا با انواع رفتار تیر پیوند (برشی، برشی-خمشی و خمشی) وابسته به نسبت طول تیر پیوند می‌باشد. بنابراین، به نظر می‌رسد که طراحی اعضای خارج از پیوند

بر مبنای ظرفیت مورد انتظار تیر پیوند متناسب با ضریب اضافه مقاومت نظیر طول نسبی آن، می‌تواند منجر به طرح اقتصادی سیستم قاب‌های مهاربندی واگرا گردد.

سپاسگزاری

از آقای دکتر سالیوان از دانشگاه پاریس ایتالیا که با راهنمایی‌های ارزشمند خود ما را در درک مفاهیم روش طراحی مستقیم قاب‌های واگرا یاری نمودند، صمیمانه تشکر می‌گردد.

A- مراجع

- [1] Kasai K and Popov, EP. Cyclic web buckling control for shear link beams. *J. Struct. Eng. ASCE*; 112(3): 505-523, 1983.
- [2] Malley JO and Popov, EP. Shear links in eccentrically braced frames. *J. Struct. Eng. ASCE*; 109(9): 2275-2295, 1984.
- [3] Popov, EP. And Engelhardt, MD. "Seismic Eccentrically Braced Frames". *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 10, 321-354, 1988.
- [4] Engelhardt, MD. and Popov, EP. Experimental performance of long links in eccentrically braced frames. *J. Struct. Eng. ASCE*; 118(11): 3067-3088, 1992.
- [5] Priestley, M.J.N. and Calvi, G.M. and Kowalsky, M.J. *Displacement-based Seismic Design of Structures*, IUSS Press, Pavia, Italy, 2007.
- [6] Pettinga, J.D. Dynamic Behaviour of Reinforced Concrete Frames Designed with Direct Displacement-Based Design, Research No. ROSE-2005/02, European School of Advanced Studies in Reduction of Seismic Risk (Rose School), University of Pavia, Italy, 2005.
- [7] Sullivan T.J. Highlighting Difference between Force-Based and Displacement-Based Design Solutions for Reinforced Concrete Frame Structures. *StructEngInt* 23(2):122-131, 2013.
- [8] Lopez, R.G. Development of a Displacement Based Design Method For Steel Frame-RC Wall Buildings, MSc Dissertation, European School of Advanced Studies in Reduction of Seismic Risk (Rose School), University of Pavia, Italy, 2007.
- [9] Sullivan, T.J. and Maley, T. and Calvi, G.M. Seismic response of steel moment resisting frames designed using a Direct DBD procedure, *Proceedings of the 8th International Conference on Structural Dynamics*, EURO DYN 2011, Leuven, Belgium, 2011
- [10] Macedo, L. and Castro, J.M. Direct Displacement-Based Seismic Design of Steel Moment Frames, *15 WCEE*, Lisboa, Portugal, 2012.
- [11] Wijesundara, K.K, Nascimbene R, Sullivan T.J. Equivalent viscous damping for steel concentrically braced frame structures, *Bulletin of Earthquake Engineering*, Vol.9 (5), 1535-1558, 2011.
- [12] Wijesundara, K.K. Seismic design of steel Concentric braced frame Structures using direct displacement based design approach, *South Asian Institute of Technology and Medicine P.O Box 11, Millennium Drive, Malabe, Sri Lanka*, 2012.
- [13] SULLIVAN, T.J. Formulation of a direct displacement -based design of procedure for steel eccentrically braced frame structures, (*15WCEE*), Lisbon, Portugal, 2012.
- [14] SULLIVAN, T.J. Direct displacement -based seismic design of steel eccentrically braced frame structures, *Journal of the Bull Earthquake Eng*, Springer Science, 2013.
- [15] Maley, T.J. *Seismic design of mixed MRF systems*. Rose School PhD thesis, IUSS Pavia, Pavia, Italy, 2011.
- [16] PEER. Open system for earthquake engineering simulation (OpenSees). Version 2.4.0. Berkeley: Pacific Earthquake Eng. Research Center, Univ. of California; <http://opensees.berkeley.edu>, 2005.
- [17] Menegotto M., Pinto P.E. Method of Analysis for Cyclically Loaded R.C. Plane Frames Including Changes in Geometry and non-elastic Behavior of elements under combined normal force and bending. Symposium on the Resistance and Ultimate

Deformability of Structures Acted on by Well Defined Repeated Loads. *International Association for Bridge and Structural Engineering Zurich, Switzerland*, pp.15-22, 1973.

[18] Richards, P.W. and Uang, C.M. Testing Protocol for Short Links in Eccentrically Braced Frames, *Journal of Structural Engineering*, Vol.132, No.8, 2006.

[19] Arce, G. *Impact of higher strength steels on local buckling and overstrength of links in eccentrically braced frames*. Masters thesis, Univ. of Texas, Austin, Tex, USA, 2002.

[20] AISC, *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*. Chicago: American Institute of Steel Construction. 2005.

[21] Richards, P.W. and Uang, C.M. Effect of flange width-thickness ratio on eccentrically braced frames link cyclic rotation capacity, *Journal of StructEng ASCE*; 131(10):1546-52, 2005.

[۲۲] آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله، استاندارد ۲۸۰۰، ویرایش سوم، مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، تهران، ۱۳۸۵.

[۲۳] مقررات ملی ساختمانی ایران مبحث دهم: طرح و اجرای ساختمان‌های فولادی، ویرایش چهارم، ۱۳۹۲.

[۲۴] لراهانی، س. ارزیابی روش طراحی مستقیم قاب‌های فولادی واگرا بر مبنای تغییرمکان، پایان‌نامه کارشناسی ارشد، دانشکده عمران و معماری، دانشگاه ملایر، ۱۳۹۳.

[25] ASCE7-10, *Minimum design loads for buildings and other structures*. American Society of Civil Engineers, Reston, 2010.

[26] Mohebbkhah A. and Chegazi B., *Overstrength and rotation capacity of EBF links made of European IPE sections*, *Thin-walled Structures*, 74C, 255-260, 2014.