

شبیه سازی عددی عملکرد زنجیری اعضای بتن آرمه با میلگردهای فولادی و هیبریدی (ترکیب فولادی و FRP) تحت اثر خرابی پیشرونده

علی حدیدی^{۱*}، مرتضی کمالوند^۲

۱- دانشیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تبریز، تبریز، ایران

۲- کارشناس ارشد سازه، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تبریز، تبریز، ایران

a_hadidi@tabrizu.ac.ir

تاریخ دریافت ۹۷/۰۲/۱۱

تاریخ پذیرش ۹۷/۱۲/۲۲

چکیده

در این مقاله به نقش عملکرد زنجیری اعضای سازه‌ای در انتقال بارهای اضافی ناشی از حذف ستون باربر میانی در تغییر شکل‌های بزرگ برای جلوگیری از وقوع خرابی پیشرونده، روش عددی المان محدود (FEM) سه بعدی (3D) برای شبیه‌سازی این رفتار معرفی می‌شود. این روش در عین سادگی، برای پیش‌بینی پاسخ عناصر بتن آرمه تا مرحله خرابی نهایی بسیار قابل اعتماد است. برای درستی آزمایشی مدل عددی از دو سری نمونه که توسط پژوهشگران قبلی به روش تجربی آزمایش شده‌اند، استفاده شده است. سری اول، زیرمجموعه‌های تیر-ستون با سناریو حذف ستون میانی، برای مقایسه و نمایش قابلیت مدل عددی در پیش‌بینی سه سطح از عملکرد شامل مرحله خمشی، قوس فشاری و زنجیری و سری دوم شامل تیرهای بتنی مسلح‌شده با ترکیب آرماتورهای فولادی و میلگردهای از جنس الیاف پلیمری تقویت شده (FRP) می‌باشد. مقایسه نمودارهای بار-تغییر مکان حاصل از داده‌های تجربی و نتایج عددی برای هر دو سری نمونه، نشان از دقت بالای روش شبیه‌سازی پیشنهادی دارد. در ادامه پژوهش، بر اساس مدل‌های عددی درستی آزمایشی شده به مطالعه تأثیر میلگردهای FRP در ترکیب با آرماتورهای فولادی بر عملکرد عناصر بتنی تحت خرابی پیش‌رونده پرداخته و تأثیر ویژگی‌های مکانیکی و آرایش مختلف آنها بر مقاومت و شکل‌پذیری و رفتار زنجیری بررسی می‌شود.

کلیدواژه‌ها: تحلیل المان محدود غیرخطی، خرابی پیشرونده، زیرمجموعه‌های تیر-ستون بتن آرمه، میلگردهای FRP، هیبریدی

۱- مقدمه

هنگامی که ستونی از یک سازه بوسیله انفجار یا عوامل دیگر بطور ناگهانی از بین می‌رود، بارهای فشاری محوری در ستون‌های بالایی آن، ناگزیر در زمان بسیار کوتاه بازتوزیع می‌شوند. در نتیجه، همه کف‌های بالای این ستون، به شکل یکسان به سمت پایین جابه‌جا شده و با عملکردی دینامیکی، به

استاندارد ASCE، خرابی پیشرونده را به صورت "گسترش خرابی موضعی اولیه از عضوی به عضو دیگر که در نهایت منجر به خرابی کل سازه یا قسمت بزرگی از آن به صورت نامتناسب می‌شود"، تعریف می‌کند [1].

دنبال مسیر تعادل جدید برای انتقال بارهای ثقلی یکنواخت است [2]. این بازتوزیع عموماً از طریق سیستم کف و تیرهای متصل در بالای ستون حذف شده میسر می‌شود. در این فرآیند بیشترین توجهات به عملکرد تیرها و اتصالات آن در محدوده ستون حذف شده و به ستون‌های دهانه‌های مجاور است. ناحیه اتصال تیر به ستون دقیقاً در بالای ستون حذف شده، علاوه بر این که مشابه اتصال ستون‌های مجاور، تحت لنگر خمشی بسیار بزرگتر ناشی از دو برابر شدن دهانه باربری خود قرار می‌گیرند، با تغییر جهت لنگر خمشی نیز مواجه می‌شوند که در طراحی‌های معمولی این تغییر جهت در نظر گرفته نمی‌شود. همچنین باید به ماهیت دینامیکی این پدیده نیز اشاره کرد که بارهای ثقلی موجود با یک ضریب دینامیکی بزرگتر از 2.0 بزرگنمایی می‌شوند [2].

به علت حذف ستون، تیرهای در ارتباط با آن تغییر شکل بزرگی را متحمل می‌شوند که موجب عملکرد غیرخطی هندسی و مصالح آن می‌شود که در مدل‌سازی‌های مربوطه با این پدیده باید مدنظر قرار گیرد. تحت تغییر شکل‌های کوچک تیرها اساساً در معرض خمش هستند و نیروی محوری در مقاطع آن ایجاد نمی‌شود. با افزایش تغییر شکل قائم تیر، محور خنثی به طرف بالا حرکت می‌کند و نیروی نامتعادل زیر و بالای محور خنثی، نیروی محوری را ایجاد می‌کند. در نهایت، هر دو ردیف میلگردهای کششی و فشاری در معرض کشش قرار می‌گیرند و تیرها رفتاری شبیه به کابل‌های آویزان را آغاز می‌کنند که به این نوع عملکرد تیر، رفتار زنجیری می‌گویند [3]. عملکرد زنجیری به عنوان آخرین خط دفاعی سازه برای مقاومت در برابر خرابی پیشرونده در نظر گرفته می‌شود. در مطالعات Regan [4] نتیجه‌گیری شد که توسعه موفقیت‌آمیز رفتار زنجیری در فرآیند پاسخ نه تنها به مقاومت کششی، بلکه به شکل‌پذیری نیز نیازمند است که بیشتر توسط مشخصه‌های آرماتور طولی تعیین می‌شود. تیر بالای ستون حذف شده تحت سه نوع سازکار قرار می‌گیرد: عملکرد خمشی (FA)، عملکرد قوس فشاری (CAA) و عملکرد زنجیری (CA). در ابتدا، عملکرد خمشی را از خود نشان می‌دهند که برای آن طراحی شده و قادر به حفظ بار طراحی است. هنگامی که ستون حذف می‌شود، دهانه تیر افزایش می‌یابد که در بیشتر موارد منجر به

تغییر شکل بزرگ در تیر می‌شود. عملکرد قوس فشاری که مقاومت خمشی را ارتقاء می‌دهد، می‌تواند در حضور نیروی محوری فشاری ایجاد شده توسط قیود جانبی با سختی قابل توجه شکل بگیرد. در پژوهش توسط Orton [5] بیان شد که عملکرد زنجیری تا زمانی که تیر به خیزی حدوداً معادل با عمق خود نرسد، شروع نمی‌شود.

روش عمومی در تحلیل عملکرد سازه تحت خرابی پیشرونده که ابزار اصلی بررسی مقاومت سازه در آیین‌نامه‌های مختلف همچون ASCE, 2010 [1]، USGSA, 2003 [6] و DOD, 2013 [7] است، روش مسیر بار جابگزین (ALP) است. در روش ALP پژوهشگران و طراحان ارزیابی می‌کنند که سازه پس از حذف ستون (با الگوهای مختلف حذف ستون) چه پاسخی از خود نشان می‌دهند و آیا توانایی انتقال بارها روی ستون حذف شده در محدوده مجاز وجود دارد.

به منظور فهم دقیق‌تر رفتار اعضای بتن آرمه، پژوهش‌های قابل توجه آزمایشگاهی طی چند سال اخیر در زمینه بررسی رفتار زیرمجموعه‌های تیر-ستون تحت سناریو حذف ستون میانی همچون Yu و Tan [8] و Ren و همکاران [9] و همچنین سناریو حذف ستون خارجی همچون Qian & Li [10] و Li & Yap [11] انجام گرفته است. علاوه بر این، پژوهش‌هایی نیز به منظور ارائه روشی برای ارتقاء مقاومت در برابر خرابی پیشرونده انجام گرفته است. برای نمونه، ایزدی و رنجبران [12] و همچنین Hadi و Alrudaini [13]، سیستم کابلی قائم برای انتقال بار اضافی ستون حذف شده بتن آرمه به قاب فولادی بالای ساختمان را پیشنهاد دادند. همچنین Alogla و همکاران [14] به وسیله اضافه کردن دو میلگرد اضافی فولادی در مقطع و در سراسر طول تیر، شیوه اقتصادی را برای افزایش ظرفیت خرابی پیشرونده با بررسی بهترین موقعیت آن‌ها ارائه نمودند.

اما در سال‌های اخیر به علت مزیت‌های قابل توجه الیاف پلیمری تقویت شده (FRP) همچون مقاومت در برابر خوردگی، عدم قابلیت هدایت حرارتی، سبکی و مقاومت بالای کششی، به مصالح مناسبی در سازه‌های بتنی به جای میلگردهای فولادی تبدیل شده است. مطالعات زیادی برای ارزیابی عملکرد میلگردهای FRP به جای میلگرد فولادی برای

شامل دو سری نمونه متفاوت حاصل از پژوهش پژوهشگران قبلی است. سری اول، زیرمجموعه‌های تیر-ستون تحت اثر حذف ستون میانی و سری دوم شامل تیرهای ساده بتنی مسلح شده با میلگردهای فولادی، FRP و هیبریدی که به شرح زیر است.

۱-۲- زیرمجموعه‌های تیر-ستونی

در این بخش برای درستی‌آزمایی از نتایج حاصل از پژوهش Tan و Yu [8] استفاده شده که در آن نمونه‌های استخراج شده از قاب اصلی با مقیاس $1/2$ ساخته شده و تحت سناریو حذف ستون میانی قرار گرفته‌اند. ویژگی‌های هندسی و جزییات نمونه‌ها در شکل و جدول (۱) نمایش داده شده است. نمونه‌ها با نام‌های S4، S5، S6 و S7 است که از دو تیر با طول دهانه یکسان، یک ستون میانی و دو ستون قطور در انتهای تیرها تشکیل شده‌اند. بار متمرکز برای شبیه‌سازی بارگذاری ثقلی روی ستون حذف شده، به روش کنترل تغییرمکان تا خرابی کامل نمونه، به سطح فوقانی ستون میانی اعمال می‌شود. با توجه به عدم قابلیت دوران ستون میانی در قاب اصلی چند طبقه [18]، قید افقی در راستای قاب در نظر گرفته شده است. ویژگی‌های مکانیکی میلگردهای مصرفی، در جدول (۲) قابل مشاهده است. مقاومت فشاری بتن بر اساس نمونه استوانه‌ای $300 \times 150 \text{ mm}$ ، برابر با 38.2 MPa است.

۲-۲- تیر بتنی با میلگردهای فولادی و FRP

سری دوم نمونه‌های آزمایشگاهی برای درستی‌آزمایی مدل پیشنهادی، نتایج حاصل از پژوهش Lau و Pam [19] است. در این پژوهش رفتار خمشی تیر بتنی مسلح شده با میلگردهای هیبریدی، FRPRC، از جنس فولاد و GFRP مورد تحقیق قرار گرفتند. تیرها دارای تکیه‌گاه ساده که در معرض بار متمرکز در مرکز خود است. جزییات هندسی و آرماتوربندی نمونه‌ها در شکل (۲) نمایش داده شده است. در جدول (۳)، مشخصات مکانیکی میلگردها و بتن مورد استفاده در هر یک از نمونه‌ها به تصویر کشیده شده است.

حل مشکل دوام سازه‌های بتن مسلح در محیط‌های تهاجمی، مانند عرشه پل‌ها و زیرسازی راه‌ها انجام شده است. با وجود مزایای فوق، FRP یک رفتار الاستیک خطی تا لحظه شکست را نشان می‌دهد که بطور کلی در مقایسه با میلگردهای فولادی معمولی، انعطاف‌پذیری ندارند که به عنوان یک آرماتور داخلی در سازه‌های بتنی یک مشکل محسوب می‌شود [15]. علاوه بر این تیرهای مسلح شده با FRP تمایل به تجربه تغییرشکل‌های بزرگتر و ترک‌های عریض‌تر در مقایسه با آرماتورهای فولادی دارند. به منظور افزایش شکل‌پذیری تیرهای بتن‌آرمه، پژوهشهایی به صورت آزمایشگاهی برای بررسی استفاده از یک ترکیب هیبریدی از آرماتورهای فولادی و FRP انجام شده است. این عمل موجب می‌شود که علاوه بر تقویت فولاد، شکنندگی FRP نیز جبران شود [16]. مقاومت کششی بالای میلگردهای FRP مقاومت بیشتری را احیا می‌کنند و ظرفیت باربری عضو را افزایش می‌دهند، در حالیکه میلگردهای فولادی اگر به خوبی طراحی شوند شکل‌پذیری عضو فراتر از حد تسلیم را تضمین می‌کنند [17].

در این مقاله، با توجه به محدودیت نمونه‌ها، متغیرهای طراحی و مشکلات عملی که در مطالعات آزمایشگاهی وجود دارد، مدل المان محدود غیرخطی ارائه می‌شود که با وجود سادگی در تعریف مشخصات مختلف عناصر سازه‌ای، با مقایسه داده‌های حاصل از آن روی نمودار بار-جابجایی، دارای دقت بسیار مناسب در نمایش مراحل مختلف عملکرد زیرمجموعه‌های تیر-ستونی تحت خرابی پیشرونده در مقایسه با نتایج آزمایشگاهی است. در ادامه پژوهش با توجه به اهمیت مقاومت و ظرفیت باربری تیرها در مراحل مختلف رفتار خرابی پیشرونده به ویژه در مرحله زنجیری، با استفاده از مدل المان محدود پیشنهادی، بررسی عددی روی تأثیر رفتار میلگردهای FRP در ترکیب با فولادهای مسلح کننده بر رفتار زیرمجموعه‌های تیر-ستونی تحت سناریو حذف ستون میانی انجام می‌شود.

۲- معرفی نمونه‌های تجربی برای

درستی‌آزمایی

نمونه‌های آزمایشگاهی مورد استفاده برای درستی‌آزمایی،

جدول ۱. جزییات هندسی و آرماتورگذاری زیرمجموعه های تیر- ستون.

Test specimen	Ln (mm)	Position of curtailment (mm)		Longitudinal reinforcement				Bottom bars at the middle joints
				A-A section		B-B section		
		l_{01}	l_{02}	Top	Bottom	Top	Bottom	
S4	2,750	1,000	NA	3T13(1.24%)	2T13(0.82%)	2T13(0.82%)	2T13(0.82%)	Continuous
S5	2,750	1,000	NA	3T13(1.24%)	3T13(1.24%)	2T13(0.82%)	3T13(1.24%)	Continuous
S6	2,750	1,000	NA	3T16(1.87%)	2T13(0.82%)	2T16(1.25%)	2T13(0.82%)	Continuous
S7	2,150	780	NA	3T13(1.24%)	2T13(0.82%)	2T13(0.82%)	2T13(0.82%)	Continuous

Table 1. Geometric properties of beam-column subassemblages.

شکل ۱. جزییات هندسی و شرایط مرزی نمونه ها (واحد mm).

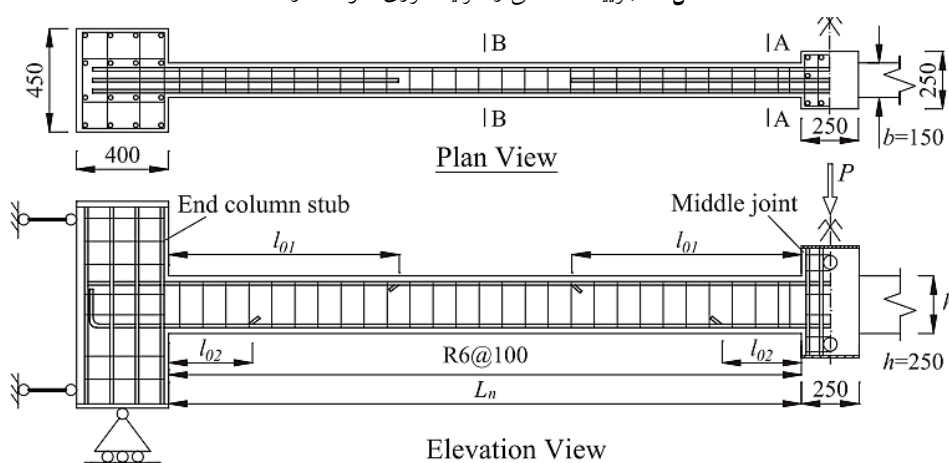


Fig. 1. Detailing and boundary conditions of the specimens (unit: mm).

قسمت های مختلف برای این شبیه سازی در بخش های زیر ارائه شده است.

۳-۱- مدل ساختار مصالح

۳-۱-۱ بتن

رفتار الاستیک بتن با تعریف دو ویژگی اصلی مواد ایزوتروپیک همگن، یعنی مدول الاستیسته و ضریب پواسون تعریف می شود. برای تعریف رفتار بتن در محدوده پلاستیک در نرم افزار المان محدود ABAQUS، از مدل پلاستیک بتن خسارت دیده (CDP) استفاده می شود. در این مدل هر دو سازوکار شکست نمونه، یعنی خردشدگی فشاری و ترک خوردگی کششی در نظر گرفته می شود. این مدل با استفاده از تابع تسلیم Lubliner [20] با اصلاحات ارائه شده توسط Lee و Fenves [21] برای بیان مجزای مقاومت بتن تحت

جدول ۲. ویژگی های مکانیکی آرماتورهای مورد استفاده در زیرمجموعه های تیر-ستونی.

Bar Type	Yield strength f_y (MPa)	Elasticity modulus E_s (MPa)	Strain at the start of hardening ϵ_{sh} (%)	Tensile strength f_u (MPa)	Ultimate strain ϵ_u (%)
R6	341	199,177	-	459	-
T10	511	211,020	2.51	622	11.00
T13	494	185,873	2.66	593	10.92
T16	513	184,423	2.87	612	13.43

Table 2. Material properties of steel reinforcements.

۳- مدل المان محدود پیشنهادی

در این پژوهش، یک مدل المان محدود (FEM) سه بعدی (3D) معرفی می شود که به وسیله آن رفتار زیرمجموعه های تیر- ستونی بتن آرمه در محدوده تغییرشکل غیرخطی تا مرحله خرابی نهایی و همچنین عملکرد مشترک میلگرد فولادی و FRP را می تواند شبیه سازی کند. روش مدل سازی و تنظیمات

ε_m کرنش دلخواه روی شاخه نزولی است. بر اساس رابطه بالا، با تغییر نسبت هر نوع آرماتور مصرفی (ρ_s و ρ_f) در عضو بتنی، میزان سخت‌شوندگی تغییر خواهد کرد. در نهایت رفتار کششی بتن پس از ترک‌خوردگی از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$\sigma_{ct} = \beta f_t \quad (۳)$$

σ_{ct} تنش کششی متناظر با ε_m روی شاخه نزولی و f_t تنش کششی ماکزیمم بتن برابر $0.5\sqrt{f'_c}$ است.

۳-۱-۲ میلگردهای فولادی و GFRP

آرماتورهای فولادی مورد استفاده در نمونه‌های زیرمجموعه تیر-ستون، به صورت مصالح الاستوپلاستیک با سخت‌شدگی کرنشی مدل شده‌اند. برای این مصالح رابطه تنش-کرنش به صورت خطی تا حد تسلیم، با مدول الاستیسته و تنش تسلیم ارائه شده در جدول (۲) است. پس از آن به صورت پلاستیک کامل تا کرنش معادل با ابتدای ناحیه سخت‌شدگی مجدد ادامه می‌یابد. ناحیه کرنش-سختی نیز با رابطه خطی و با شیبی تقریباً برابر با $1/170$ شیب الاستیک تا محدوده تنش و کرنش نهایی ادامه می‌یابد. با توجه به اینکه تنها اطلاعات موجود در پژوهش آزمایشگاهی تیرهای بتن‌آرمه ساده، تنش تسلیم و مدول-الاستیسته آرماتور فولادی است، برای شبیه‌سازی عملکرد آنها در ناحیه غیرخطی از مدل تعریفی آرماتورهای زیرمجموعه تیر-ستونی استفاده شده است. رفتار میلگردهای GFRP، با توجه به طبیعت ترد آنها، تنها دارای رفتار الاستیک خطی است و با شیب برابر با مدول الاستیسته تا تنش نهایی مندرج در جدول (۳) ادامه می‌یابند و سپس مقاومت خود را از دست می‌دهند.

کشش و فشار و گنجاندن قابلیت افزایش مقاومت تسلیم تحت افزایش فشار هیدرواستاتیکی رابطه‌سازی شده است. پارامترهای اساسی پلاستیسته بتن برای مدل پیشنهادی (زاویه اتساع، φ ، خروج از مرکزیت، ϵ ، فاکتور شکل سطح تسلیم، K ، و ...)، داده‌های پیشنهادی توسط راهنمای نرم‌افزار در نظر گرفته شده است. برای تعریف رفتار تک محوری بتن در فشار از رابطه ارائه شده توسط Saenz [22] استفاده می‌شود. این رابطه ساختاری به صورت زیر تعریف می‌شود:

$$\sigma_c = \frac{E_0 \epsilon}{1 + (R + R_E - 2) \left(\frac{\epsilon}{\epsilon_0}\right) - (2R - 1) \left(\frac{\epsilon}{\epsilon_0}\right)^2 + R \left(\frac{\epsilon}{\epsilon_0}\right)^3} \quad (۱)$$

در این رابطه σ_c و ϵ به ترتیب تنش و کرنش تک‌محوره بتن و E_0 ، مدول مماسی در ابتدای نمودار تنش-کرنش بتن است. R_E نسبت E_0 به مدول استاتیکی بتن، R و E_c تابعی از پارامترهای مختلف است که در شکل (۳) تعریف شده‌اند. رفتار بتن تحت تنش تک‌محوری کششی تا تنش ترک‌خوردگی به صورت خطی و پس از آن با رابطه تنش در مقابل کرنش ترک خوردگی تعریف می‌شود. یک مدل سخت‌شوندگی کششی مناسب و ساده، برای شبیه‌سازی رفتار بتن در ترکیب با میلگردهای فولادی، FRP و هیبریدی، به وسیله Bischoff و Paixao [23] ارائه شده است. در این مدل از ضریب سخت‌شوندگی کششی (β) برای عناصر بتنی که از چند نوع میلگرد تشکیل شده‌اند به صورت زیر استفاده می‌شود:

$$\beta = \exp[-1100(\epsilon_m - \epsilon_{cr})(\Sigma E_b A_b / 200 \Sigma A_b)] \quad (۲)$$

در این رابطه E_b و A_b ، به ترتیب مدول الاستیسته و سطح مقطع میلگردهای مسلح‌کننده، ϵ_{cr} کرنش ترک خوردگی بتن و

جدول ۳. خصوصیات مکانیکی آرماتورهای مصرفی در نمونه‌های تیر بتن‌آرمه

Specimen name	f_c (MPa)	f_y (MPa)	f_{fu} (MPa)	E_f (MPa)	ρ_s (MPa)	ρ_f (MPa)
MD1.3-A90	39	341	-	-	1.18	-
G0.6-T1.0-A90	44.6	550	588	39,500	0.923	0.533
G0.3-MD1.0-A90	41.3	336	588	39,500	0.923	0.266
G1.0-T0.7-A90	39.8	597	582	38,000	0.591	0.923

Table 3. Mechanical properties of the beams.

شکل ۲. جزئیات هندسی و آرماتورگذاری نمونه های مختلف تیر بتن آرمه.

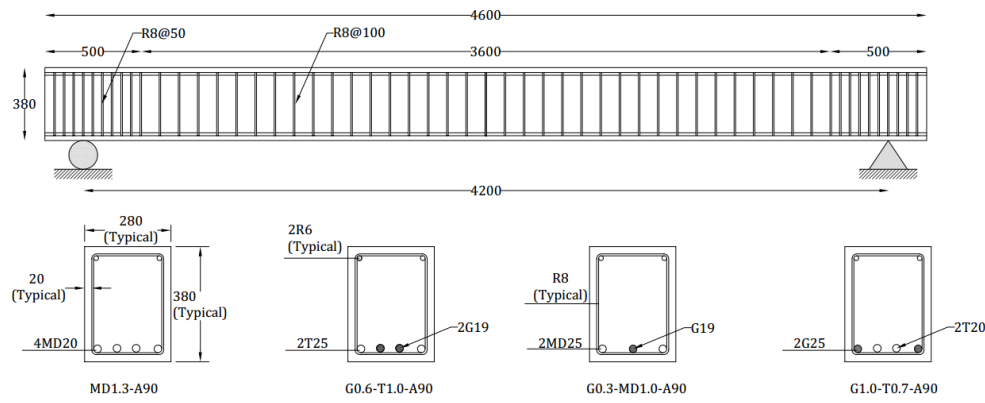


Fig. 2. Geometrical properties of the beams tested.

ویژگی های مدل، موجب صرفه اقتصادی همراه با جواب های با دقت بسیار مناسب شده است. به عنوان نمونه، مدل زیرمجموعه تیر-ستونی S4 مجموعاً از 3670 المان C3D8R و 2341 المان T3D2 و مدل تیر بتن آرمه MD1.3-A90 تنها از 1264 المان C3D8R و 1080 المان T3D2 تشکیل شده اند.

۳-۳- بارگذاری و شرایط مرزی

برای جلوگیری از تمرکز تنش از المان های C3D8R با ویژگی های رفتار الاستیک خطی در نقاط تکیه گاهی و بارگذاری استفاده شده است. برای مدل سازی سختی اتصالات جانبی و همچنین لقی بین وسایل اتصال از المان های محوری اتصال دهنده (wire connector) موجود در نرم افزار ABAQUS استفاده شده است. مانند مدل های آزمایشگاهی، بارگذاری نمونه ها به روش کنترل تغییر مکان و با استفاده از روش تحلیل Abacus/explicit است.

۴- درستی آزمایشی مدل ها

۴-۱- الگوی ترک خوردگی و سازوکار شکست

در شکل (۴) الگوی ترک خوردگی و مود شکست نمونه عددی و آزمایشگاهی S4 که مود قالب بر دیگر زیرمجموعه های تیرستونی در مرحله رفتار زنجیری نیز هست، نمایش داده شده است. در این نمونه ها افت ناگهانی اولیه مقاومت، در اثر شکست آرماتورهای تحتانی تیر در مجاورت اتصال میانی و افت نهایی مقاومت و از بین رفتن نمونه ها به علت شکست آرماتورهای فوقانی در همان ناحیه است. ترک خوردگی در

شکل ۳. رفتار تک محوره بتن در فشار پیشنهاد شده توسط Saenz.

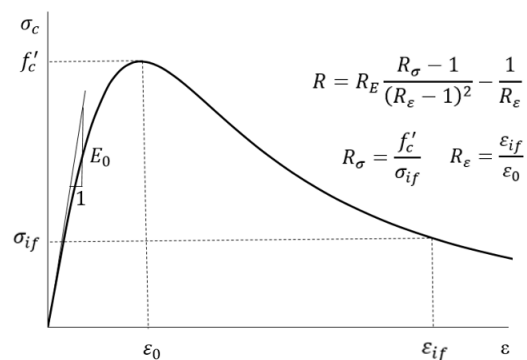


Fig. 3. Compressive concrete: proposed by Saenz.

۳-۲- المان های مورد استفاده و چگونگی مش بندی

در این پژوهش، برای مدل سازی بتن از المان های جامد سه بعدی با هشت گره در گوشه های المان و سه درجه آزادی انتقالی در هر گره با روش انتگرال گیری کاهش یافته (C3D8R) استفاده شده است. همچنین از المان خربایی T3D2 برای هر دو نوع میلگرد فولادی و GFRP استفاده شده است. این المان ساده دارای دو گره انتهایی و سه درجه آزادی انتقالی در هر گره است. با استفاده از قابلیت مدفون نمودن در نرم افزار ABAQUS، المان های خربایی معرف میلگردها به بتن اتصال داده می شوند. این روش ساده با مقید نمودن درجه های آزادی گره های المان های میلگردها در گره های بتن میزبان، یک چسبندگی بدون لغزش را ایجاد می کند.

در مدل المان محدود پیشنهادی، در کنار روابط ساختاری تقریباً ساده مصالح، از روش مش بندی ساده همراه با تعداد المان های کم استفاده شده که همخوانی مناسب این دو و دیگر

عددی چهار زیرمجموعه‌های تیر-ستونی میانی S4 تا S7 همراه با نمودارهای موجود حاصل از داده‌های تجربی به منظور مقایسه کامل به شکل دقیق نشان داده شده است. در این نمودارها مقدار بار متمرکز اعمالی در مقابل تغییرمکان قائم در ستون میانی (MJD) ترسیم شده است. همچنین در شکل (۷) نمودار برآیند عکس‌العمل افقی تکیه‌گاه‌های جانبی در هر انتهای نمونه در مقابل MJD نمایش داده شده است. می‌توان گفت که نیروی محوری تیرها تقریباً برابر با برآیند عکس‌العمل افقی تکیه‌گاه‌ها است و در نتیجه می‌توان از این نمودارها برای تشخیص و مقایسه مراحل مختلف رفتار خمشی و زنجیری زیرمجموعه‌ها استفاده نمود. مقایسه کمی داده‌های حاصل از این دو نوع تحلیل در مرحله رفتار خمشی و عملکرد قوس فشاری شامل ظرفیت خمشی (P_F)، بار ماکزیمم اولیه (P_{CAA}) و خیز متناظر با آن در جدول (۴) ارائه شده و علاوه‌براین پاسخ دو روش تحلیل در مرحله زنجیری (CA) شامل، تغییرمکان متناظر با شروع رفتار زنجیری، مقاومت نهایی (P_{CA}) و تغییرشکل نهایی متناظر با آن در جدول (۵) نمایش داده شده‌اند.

شکل ۵. توزیع کرنش پلاستیک تیر در مدل المان محدود پیشنهادی.

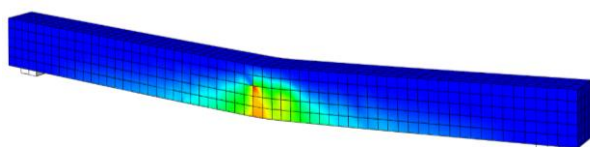


Fig. 5. Plastic strain distribution of beam in FE model.

ناحیه اتصال میانی و انتهایی تیرها و از بین رفتن مقاومت فشاری بتن در ناحیه اتصال میانی به علت لنگر خمشی است. هنگامی که خیز میانی تیر از محدوده‌ای فراتر رفت، رفتار زنجیری جایگزین رفتار خمشی قبلی می‌شود. در این حالت چون نیروی کششی محوری در طول تیرها حاکم می‌شود، در سرتاسر نمونه نیز ترک‌خوردگی کششی ایجاد می‌شود که این ترک‌خوردگی همان‌گونه که در شکل (۴) (توزیع کرنش پلاستیک) نمایان است، می‌تواند به سرتاسر عمق مقطع نفوذ کند. همچنین به خوبی مشاهده می‌شود که در ناحیه وسط تیرها که از درصد آرماتور فوقانی کمتری برخوردار است (ناحیه بین محل قطع آرماتورهای مضاعف) ترک‌خوردگی کششی جدی رخ می‌دهد. با این حال به علت وجود ترک خوردگی شدید قبلی در ناحیه اتصال میانی، در این محل شدت بیشتری پیدا می‌کند و موجب شکست کششی آرماتورهای فوقانی و در نتیجه از بین رفتن کامل مقاومت نمونه‌ها می‌شود.

در شکل (۵) نیز الگوی توزیع کرنش پلاستیک در تیرهای ساده که سری دوم مدل‌های عددی، قابل رؤیت است. در این تیرها به علت نسبت طول به ارتفاع مقطع زیاد، مد شکست خمشی غالب است که با ترک خوردگی شدید در وسط تیر همراه است.

۴-۲- نمودار بار-جابجایی

مهمترین معیار ارزیابی درستی مدل المان محدود پیشنهادی، مقایسه نمودار بار-جابجایی آن با نمودار حاصل از داده‌های آزمایشگاهی است. در شکل (۶) نمودارهای حاصل از تحلیل

شکل ۴. توزیع کرنش پلاستیک و مود شکست در مدل زیرمجموعه (نمونه S5).

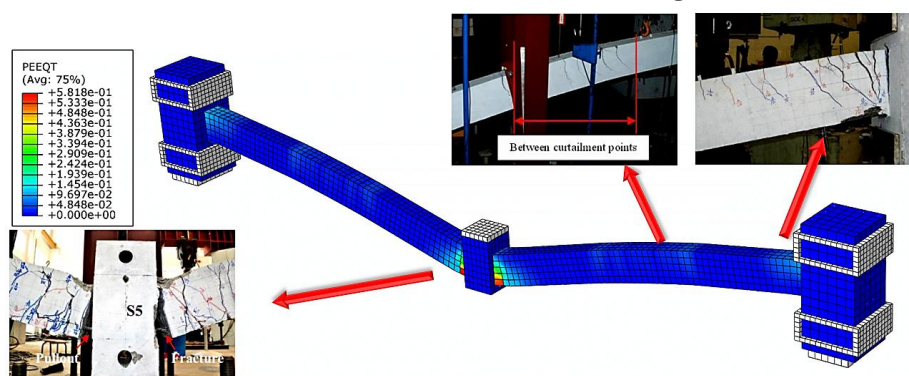


Fig. 4. Plastic strain distribution and Failure modes of the beam-column subassembly (Specimen S4).

شکل ۶. مقایسه پاسخ بار-جابجایی ستون میانی مدل المان محدود و آزمایشگاهی در زیرمجموعه‌های تیر-ستونی.

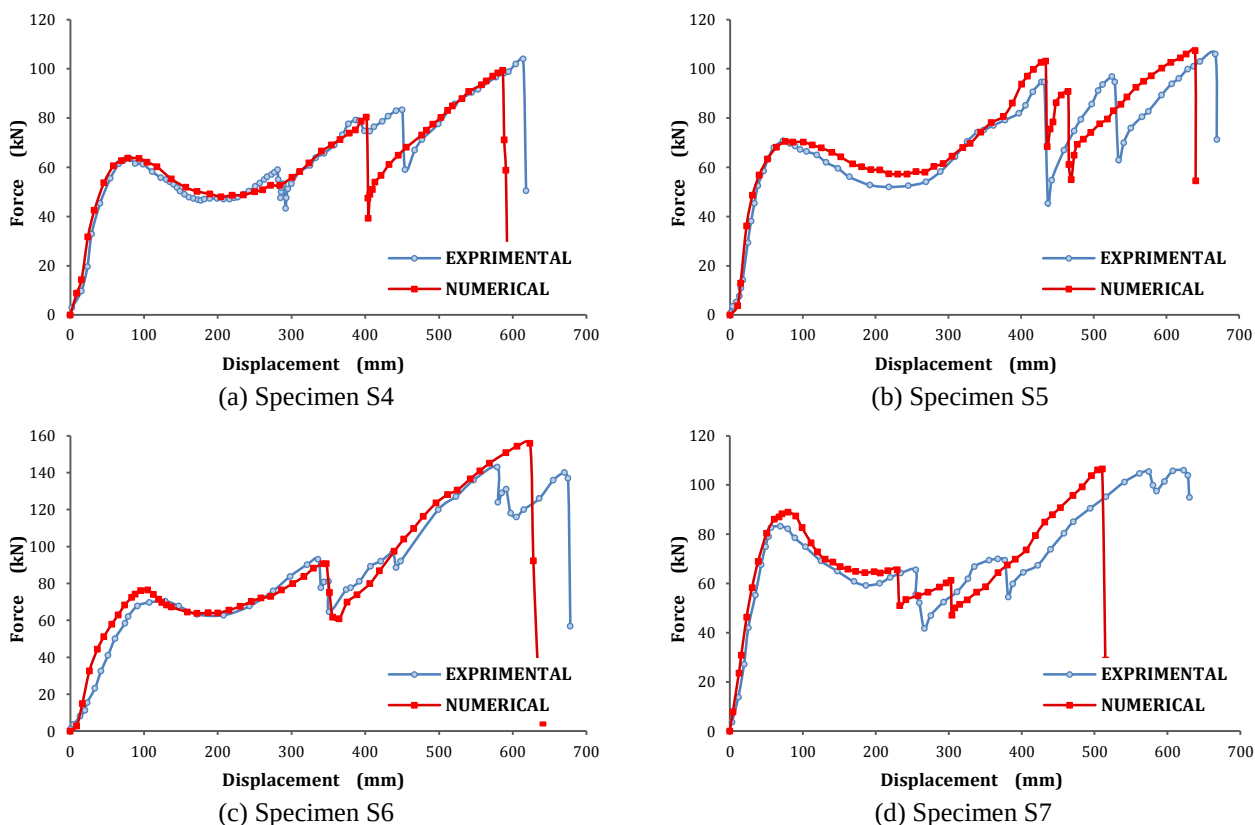


Fig. 6. Comparison between the experimental and FEM load-MJD responses of beam-column subassemblages.

شکل ۷. مقایسه پاسخ نیروی عکس‌العمل افقی-جابجایی ستون میانی مدل المان محدود و آزمایشگاهی در زیرمجموعه‌های تیر-ستونی.

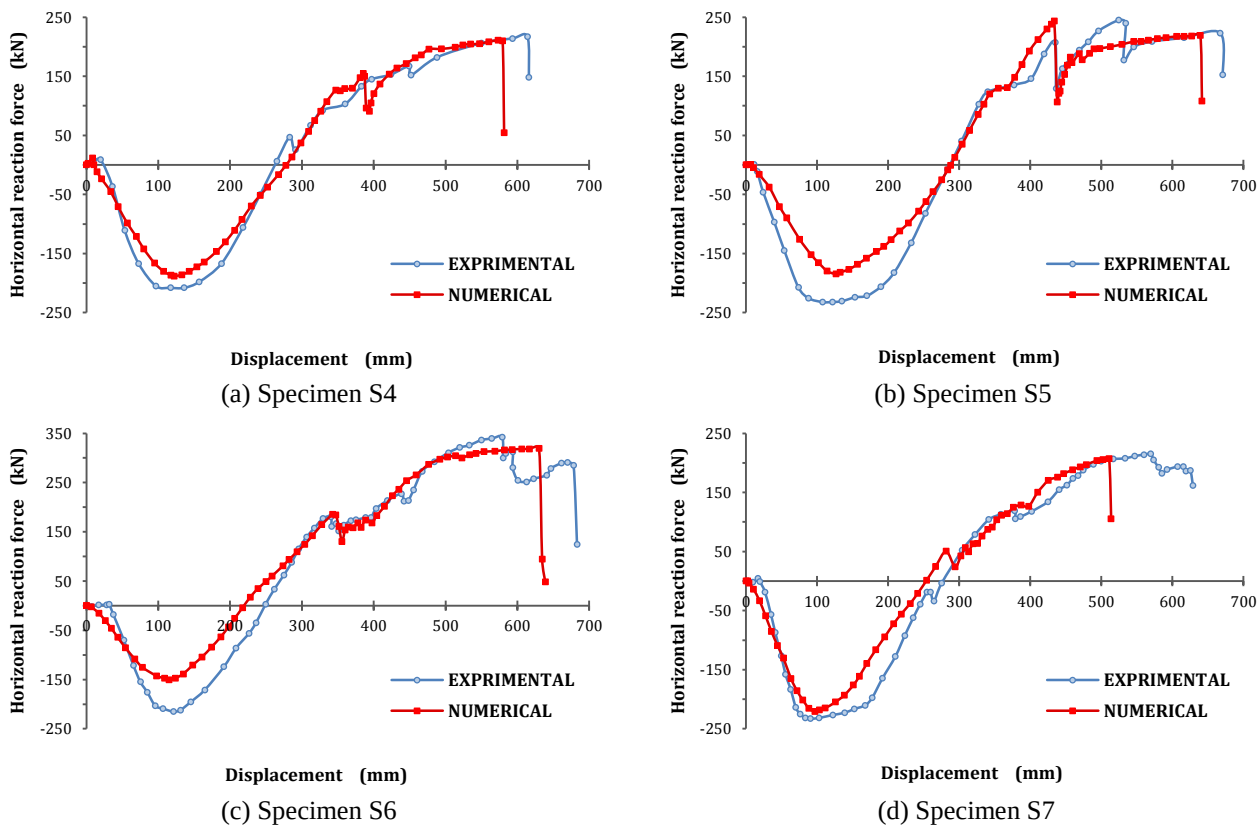


Fig. 7. Comparison between the experimental and FEM horizontal reaction force-MJD responses of beam-column subassemblages.

جدول ۴. مقایسه نتایج حاصل از آزمایش تجربی و نمونه المان محدود زیرمجموعه‌های تیر-ستونی در مرحله رفتار خمشی و CAA.

Specimen	Yielding strength P_f (kN)		Deference (%)	Initial peak load P_{CAA} (kN)		Deference (%)	MJD at P_{CAA} (mm)		Deference (%)
	Exp	FEM		Exp	FEM		Exp	FEM	
S4	47.76	46.20	-3.2	63.22	63.05	0	81.0	79.9	-1.3
S5	56.61	56.85	0	70.33	71.10	1.1	74.5	73.9	-1.0
S6	61.97	63.2	2.0	70.33	76.30	8.5	114.4	105.1	-8.1
S7	61.09	63.4	3.8	82.82	88.9	7.3	74.4	79.9	5.5

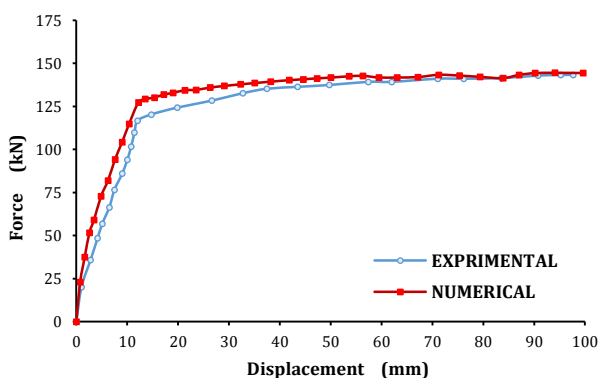
Table 4. Experimental and FE results of beam-column subassemblages at flexural and CAA stages.

جدول ۵. مقایسه نتایج حاصل از آزمایش تجربی و نمونه المان محدود زیرمجموعه‌های تیر-ستونی در مرحله زنجیری (CA).

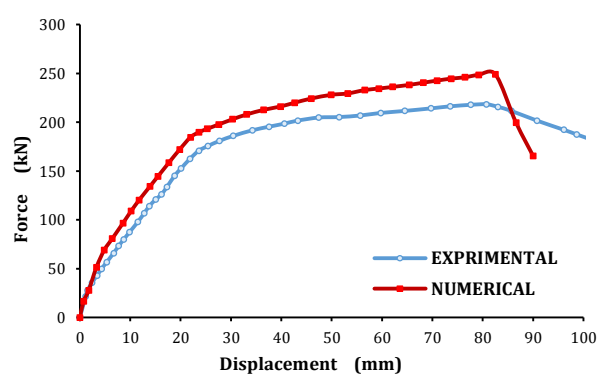
Specimen	MJD at the start of catenary action (mm)		Deference (%)	Maximum strength P_{CA} (kN)		Deference (%)	MJD at P_{CA} (mm)		Deference (%)
	Exp	FEM		Exp	FEM		Exp	FEM	
S4	261.6	275.5	5.5	103.68	99.40	-4.1	614.3	587.1	-4.4
S5	290.3	288.7	0	105.07	107.44	2.2	665.9	640.5	-3.8
S6	248.7	217.6	-12.5	139.90	154.27	10.2	675.3	623.3	-7.7
S7	276.7	254.5	-8.0	105.39	106.5	1.0	574.1	511.1	-11.0

Table 5. Experimental and FE results of beam-column subassemblages at catenary action (CA) stage.

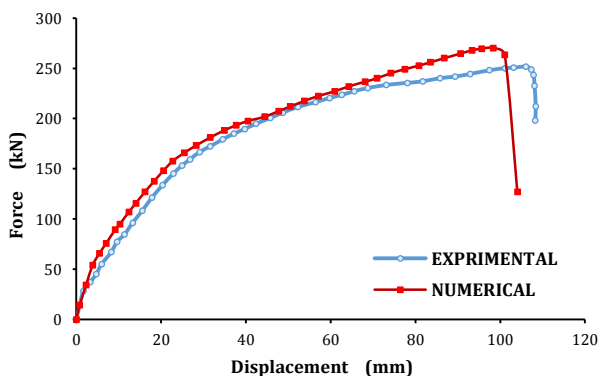
شکل ۸. مقایسه پاسخ بار-جابجایی مدل المان محدود پیشنهادی و داده‌های آزمایشگاهی متناظر در تیر بتن آرمه.



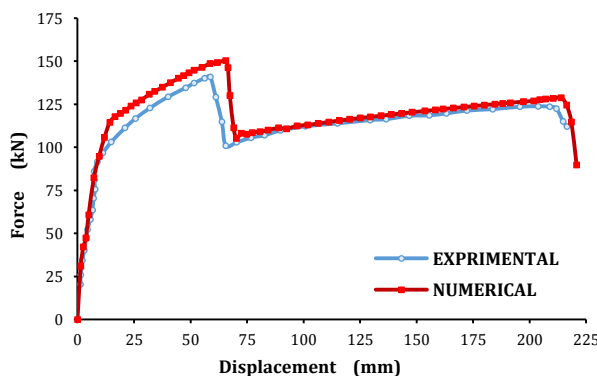
(a) Specimen MD1.3-A90



(b) Specimen G0.6-T1.0-A90



(c) Specimen G1.0-T0.7-A90



(d) Specimen G0.3-MD1.0-A90

Fig. 8. Comparison between the experimental and FEM load-deflection responses of beams.

جدول ۶. مقایسه نتایج حاصل از آزمایش تجربی و نمونه المان محدود تیر بتن آرمه.

Specimen	Yielding strength P_y (kN)		Yielding deflection Δ_y (mm)		Maximum strength P_{max} (kN)		Maximum strength Δ_{max} (mm)	
	Exp	FEM	Exp	FEM	Exp	FEM	Exp	FEM
MD1.3	119.6	127.2	13.6	12.5	-	-	-	-
G0.6-T1.0	175.5	189.8	25.1	23.8	218.4	248.9	80.8	82.2
G1.0-T0.7	164.6	170.1	28.0	27.5	251.7	264.5	106.1	101.1
G0.3-MD1.0	96.7	109.6	11.3	13.5	140.9	150.1	58.9	65.4

Table 6. Comparison between the experimental and FE results of beam.

گسیخته می شوند و نمونه ها بطور کامل منهدم می شود. از نمودارهای پاسخ شکل های (۶ و ۷) همچنین داده های جدول (۴ و ۵) به روشنی می توان هماهنگی بسیار مناسب مدل المان محدود را با نتایج آزمایشگاهی متناظر در مرحله عملکرد خمشی و قوس فشاری و همچنین رفتار زنجیری با درصد اختلاف کم را در زیرمجموعه های تیر-ستونی مشاهده نمود. قسمت دوم بررسی نتایج مدل تیر بتن آرمه با آرماتور هیبریدی می باشد. در شکل (۸) نمودار بار-تغییر مکان چهار نمونه تعریف شده در بخش ۲ به همراه نمودار تجربی آن ها نمایش داده شده است. همانگونه که دیده می شود، شبیه سازی عددی و رفتار سخت شدگی کششی تعریف شده برای بتن، تا حد زیادی باعث نزدیکی نمودار پاسخ های بدست آمده عددی و نمودار تجربی شده است.

با توجه به نتایج حاصل شده می توان بیان کرد که وجود تکیه گاه های جانبی با سختی قابل توجه که نمایشگر سختی قاب های کناری است، موجب ایجاد نیروی فشاری در تیرهای نمونه و افزایش ظرفیت خمشی مقطع نسبت به مقاومت طراحی (P_f) می شود. این افزایش مقاومت برای نمونه های مختلف بطور متوسط حدود ۳۰ درصد است که مقدار قابل توجهی است. با رشد بیشتر MJD، به علت آثار مرتبه دوم، مقاومت نمونه کاهش می یابد. این کاهش مقاومت با خرد شدگی بتن در ناحیه فصل مشترک اتصالات تیر به ستون همراه است. با افزایش بیشتر MJD، هنگامیکه نیروی محوری تیرها از فشاری به کششی تبدیل می شود، رفتار زنجیری شکل می گیرد. پس از شکل گیری این عملکرد، مقاومت نمونه نیز افزایش می یابد تا اینکه آرماتورهای فوقانی تیرها در ناحیه اتصال میانی

شکل ۹. ابعاد و جزییات هندسی زیرمجموعه های تیر-ستونی مسلح شده با ترکیب آرماتورهای فولادی و FRP (هیبریدی).

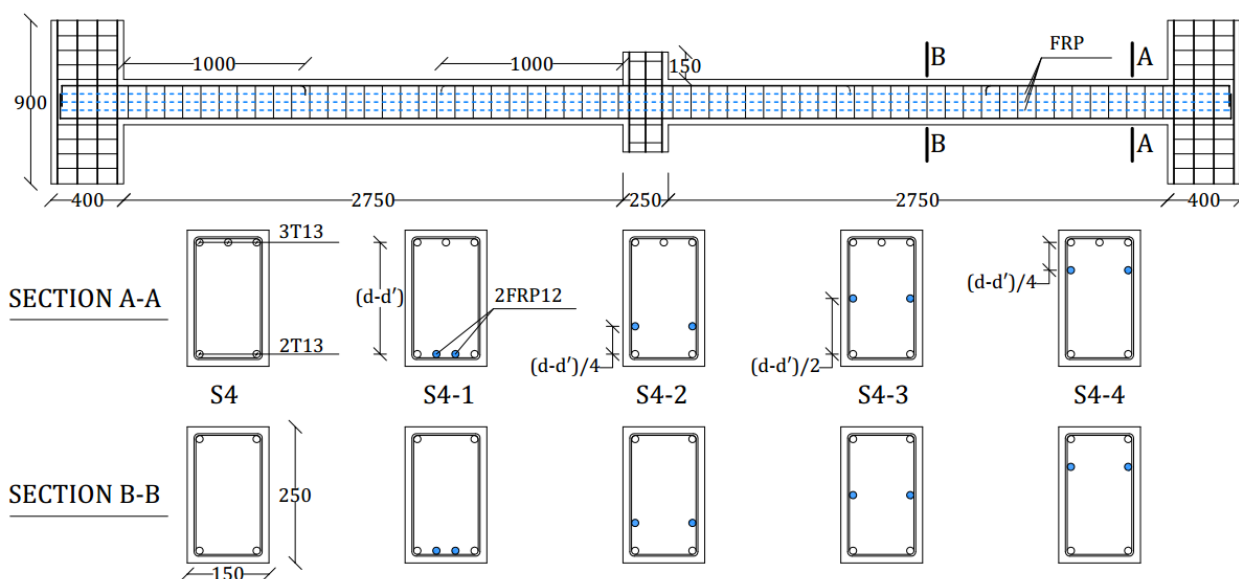


Fig. 9. Designation and details of hybrid beam-column subassembly.

در جدول (۶) نتایج حاصل از این تحلیل در مقابل داده-های آزمایشگاهی استخراج شده [19] ارائه شده است. در این نمودارها، P_y ، نقطه تسلیم میلگردهای فولادی و Δ_y ، تغییر مکان متناظر با آن است. همچنین P_{max} و Δ_{max} به ترتیب، مقدار بار و تغییر مکان ماکزیمم نمونه متناظر با شکست آرماتورهای GFRP است. پس از شکست آرماتورهای GFRP، همچنان نمونه به وسیله رفتار فراتر از تسلیم آرماتورهای فولادی، با افت مقاومت، توانایی تحمل بار را دارد ولی در پژوهش آزمایشگاهی، توجه کمتری به این قسمت از رفتار شده و مشخصات فراتر از حد تسلیم فولادها نیز معرفی نشده است که دلیل اندکی تفاوت در نتایج است. در مجموع با مقایسه نمودارها و جداول هر دو سری نمونه، برآورد می‌شود که شبیه‌سازی عددی با دقت بالایی توانایی پیش‌بینی رفتار زنجیری زیرمجموعه‌های تیر-ستونی و همچنین رفتار مشترک میلگردهای فولاد و GFRP را دارد و از این روش مدل‌سازی که دارای سادگی قابل توجه نیز است، می‌توان برای پژوهش‌های مختلف در این زمینه با حد اطمینان بالا استفاده نمود.

۵- تأثیر میلگردهای FRP بر رفتار زنجیری زیرمجموعه‌های تیر-ستونی

۵-۱- استفاده از میلگردهای GFRP

در این قسمت از پژوهش با استفاده از روش شبیه‌سازی درستی‌آزمایی شده، تحلیل عددی برای بررسی تأثیر میلگردهای مسلح‌کننده GFRP، در عملکرد خرابی‌پیشرونده زیرمجموعه تیر-ستونی میانی انجام می‌شود. بدین منظور دو عدد آرماتور GFRP وارد نمونه می‌شود که برای ارزیابی اثر موقعیت قرارگیری آنها در رفتار زیرمجموعه، در مدل‌های مجزا، در ارتفاعات مختلف قرار می‌گیرند. قطر GFRP ها 12mm، تنش نهایی و مدول الاستیسته آنها به ترتیب 603MPa و 40.2GPa است. مشخصات هندسی و مکانیکی زیرمجموعه مانند نمونه‌های درستی‌آزمایی شده انتخاب، و نمونه عددی شاهد برای مقایسه نتایج، نمونه S4 است. در شکل (۹) مشخصات هندسی زیرمجموعه و همچنین آرایش میلگردهای فولادی و تراز قرارگیری آرماتورهای GFRP

نمونه‌های عددی نمایش داده شده است. همان‌گونه که مشاهده می‌شود محل قرارگیری GFRP ها برای نمونه S4-1 هم‌تراز آرماتورهای تحتانی، برای نمونه S4-2 در تراز مابین میانه مقطع و آرماتورهای تحتانی، نمونه S4-3 در میانه مقطع و نمونه S4-4 در تراز مابین میانه مقطع و آرماتورهای فوقانی است.

در شکل (۱۰) نتایج بار-تغییر مکان ستون میانی (MJD) و در شکل (۱۱) برآیند عکس‌العمل جانبی در مقابل تغییر مکان میانی برای هر ۵ نمونه نشان داده شده است. دیده می‌شود که بیشترین مقاومت تسلیم و مقاومت ماکزیمم در ناحیه رفتار خمشی مربوط به نمونه S4-G1 است. مقدار بار ماکزیمم این نمونه 76.4kN است که نسبت به نمونه S4، 20 درصد افزایش مقاومت داشته است. با این وجود افزایش مقاومت در این نمونه همراه با شکست زودهنگام آرماتورهای تحتانی است بطوریکه خیز متناظر با این مرحله در نمونه S4، 403.8mm است در حالیکه در نمونه S4-G1، 256.1mm است. در مرحله زنجیری به علت تشابه آرماتورهای فوقانی در دو نمونه، مقاومت نهایی یکسان همراه با مقداری افزایش سختی و کاهش تغییر مکان نهایی حاصل می‌شود. برای نمونه S4-G2 مقاومت ماکزیمم خمشی از نمونه S4 بیشتر و از نمونه S4-G1 کمتر است. پس از نقطه ماکزیمم در مرحله رفتار قوس فشاری با کاهش ناچیز مقاومت وارد مرحله زنجیری می‌شود. خیز متناظر با شکست آرماتورهای تحتانی آن اندکی بیشتر از S4-G1 است ولی این نمونه هم با خیز شکست آرماتورهای تحتانی نمونه S4 تفاوت زیادی دارد. مقاومت و خیز نهایی این نمونه در ناحیه زنجیری نیز تقریباً مشابه نمونه S4-G1 است. نمونه S4-G3 در حالیکه مقاومت ماکزیمم اولیه 15 درصد بیشتر از نمونه S4 و 4 درصد کمتر از نمونه S4-G1 را دارد، در مرحله زنجیری مقاومت متناظر با شکست آرماتورهای تحتانی آن، به ترتیب 21 و 48 درصد بیشتر از نمونه‌های S4 و S4-G1 دارد. همچنین خیز متناظر با این نقطه تقریباً برابر با نمونه S4 است. مقاومت نهایی آن نیز برابر با نمونه S4 است اما با خیز نهایی کمتر. اما در نمونه S4-G4 به علت نزدیکی آرماتورهای اضافی GFRP به آرماتورهای فوقانی، ناحیه اتصالات کناری سهم بیشتری از لنگر را جذب می‌کنند و شکست آرماتورهای کششی بر خلاف دیگر نمونه‌ها به جای اتصال میانی در

نمونه در حالت زنجیری 2.15 برابر مقاومت خمشی اولیه خود و 1.87 برابر ماکزیمم مقاومت زنجیری نمونه S4 است. پس از شکست آرماتورهای تحتانی با کاهش جدی مقاومت، شکل-پذیری نشان می‌دهد تا اینکه آرماتورهای فوقانی نیز می‌شکنند. نمونه S4-C4 مانند حالت قبل بیشترین مقاومت را نشان می‌دهند، اما با توجه به تحمل خیز بیشتر تا نقطه شکست آرماتورهای تحتانی، شکل‌پذیری بهتری دارد. از نمودارهای موجود در شکل (۱۳) که برآیند عکس‌العمل افقی تکیه‌گاه جانبی در برابر جابه‌جایی ستون میانی را نشان می‌دهد، می‌توان دریافت که افزایش مشخصات مکانیکی آرماتورهای FRP موجب کاهش خیز متناظر با شروع رفتار زنجیری می‌شود؛ یعنی ناحیه رفتار خمشی کوچکتر می‌شود.

شکل ۱۰- مقایسه پاسخ بار-جابه‌جایی نمونه‌ها با ترکیب آرماتورهای فولادی و GFRP.

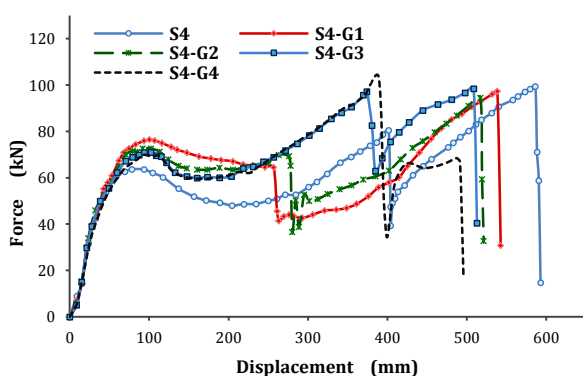


Fig. 10. Applied load vs. MJD relationship of the specimens with hybrid GFRP-steel reinforcements.

شکل ۱۱- مقایسه نیروی محوری در مقابل جابه‌جایی نمونه‌ها با ترکیب آرماتورهای فولادی و GFRP.

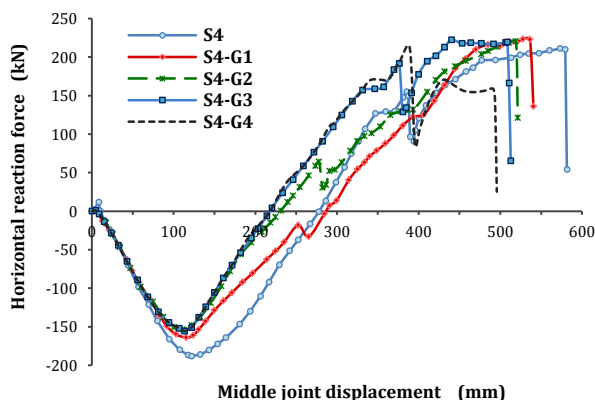


Fig. 11. Axial force vs. MJD relationship of the specimens with hybrid GFRP-steel reinforcements.

اتصالات کناری تیرها اتفاق می‌افتد. این تغییر مود شکست با اندکی افزایش مقاومت و خیز نسبت به دیگر نمونه‌ها همراه است اما در مرحله نهایی به علت وجود تنها دو آرماتور در ناحیه فشاری اولیه، با کاهش مقاومت و خیز شدید و در نتیجه شکست زودرس همراه است. در شکل (۱۴) به روشنی مشهود است که با حرکت آرماتورهای GFRP از تار تحتانی به سمت تار فوقانی، تغییر فاز خمشی به رفتار زنجیری زودتر اتفاق می‌افتد، به گونه‌ای که در نمونه S4-G1 مانند S4 تقریباً در خیز 290mm در حالیکه در نمونه‌های S4-G2 در 231mm و در دو نمونه دیگر در 220mm رخ می‌دهد.

۵-۲- استفاده از میلگردهای CFRP

در بخش دیگر از بررسی تأثیر میلگردهای FRP بر عملکرد زیرمجموعه تیر-ستونی تحت خرابی پیشرونده، اثر میلگردهای با مقاومت تسلیم و سختی الاستیک بیشتر از جنس کربن بررسی می‌شود. این دو ویژگی مکانیکی در پژوهش Al-Mahmoud و همکاران [24] در آزمایشگاه به ترتیب برابر با 1875MPa و 146GPa اندازه‌گیری شده‌اند. آرایش و قطر میلگردها در نمونه‌های مختلف این بررسی، مشابه سری GFRP است. در نامگذاری آنها به جای حرف G از حرف C استفاده شده است.

در شکل (۱۲) نمودار بار-جابه‌جایی این سری از نمونه‌ها نشان داده شده است. همانطور که دیده می‌شود همه نمونه‌های تقویت شده با CFRP دارای مقاومت زنجیری بسیار بزرگتر نسبت به نمونه‌های GFRP است. مانند حالت قبل بیشترین مقاومت خمشی را نمونه S4-C1 دارد با این حال کمترین مقاومت زنجیری و بیشترین شکل‌پذیری را دارد. نمونه S4-C2 با اندک کاهش مقاومت اولیه، دارای مقاومت زنجیری 13 درصد بیشتر از نمونه S4-G1 است و در این نمونه آرماتورهای تحتانی همراه با تحمل مقاومت بیشتر، خیز بیشتری را نیز تحمل می‌کنند. ولی پس از این مرحله مقاومت قابل تحمل آرماتورهای فوقانی همانند S4 می‌باشد. مانند نمونه S4-G3، نمونه S4-C3 که دارای آرماتور تقویتی در میانه مقطع خود است، تفاوت چشمگیری را در مقاومت زنجیری و شکل‌پذیری آرماتورهای تحتانی نشان می‌دهد. میزان مقاومت ماکزیمم این

شکل ۱۲- مقایسه پاسخ بار-جابجایی نمونه‌ها با ترکیب آرماتورهای فولادی و CFRP.

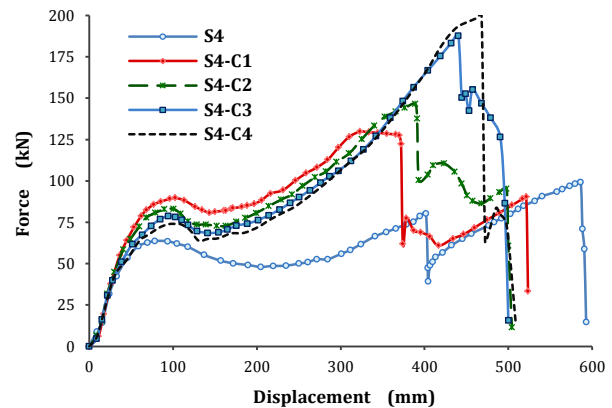


Fig. 12. Applied load vs. MJD relationship of the specimens with hybrid CFRP-steel reinforcements.

شکل ۱۳- مقایسه نیروی محوری در مقابل جابجایی نمونه‌ها با ترکیب آرماتورهای فولادی و CFRP.

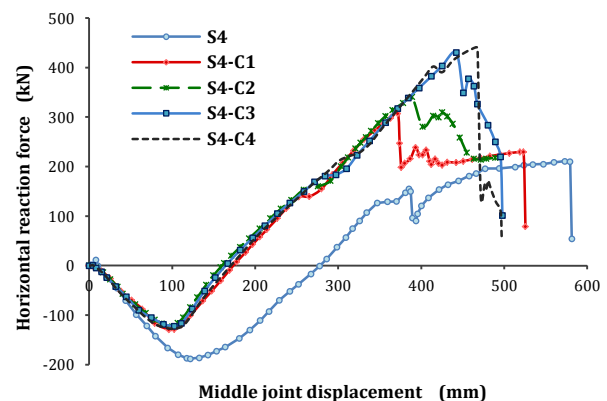


Fig. 13. Axial force vs. MJD relationship of the specimens with hybrid CFRP-steel reinforcements.

۶- نتیجه گیری

با استفاده از روش المان محدود (FEM) سه بعدی (3D)، روش مدل‌سازی عددی برای بررسی مقاومت خرابی پیشرونده زیرمجموعه‌های تیر-ستونی در قاب خمشی بتن‌آرمه تحت سناریو حذف ستون میانی با بهره‌گیری از رهیافت ALP ارائه شد. همچنین تأثیر ترکیب هیبریدی میلگردهای فولادی و FRP در این زمینه بررسی شد. برای درستی‌آزمایی، مقایسه‌ای بین سازوکار شکست و نمودارهای پاسخ حاصل از نتایج مدل پیشنهادی با دو سری نمونه آزمایشگاهی موجود در پژوهش‌های گذشته صورت گرفت. نتایج حاصل از این پژوهش به صورت مختصر به شرح زیر است:

- مقایسه بین نتایج مدل عددی زیرمجموعه‌های تیر-ستونی با داده‌های آزمایشگاهی نشان داد که این مدل پیشنهادی با وجود سادگی مدل‌سازی از دقت قابل توجه و مناسبی برای پیش‌بینی عملکرد نمونه‌ها در مرحله رفتار خمشی و قوس فشاری و همچنین مرحله رفتار زنجیری را دارد.
- مقایسه نتایج حاصل شده از این مدل با نتایج تجربی تیر بتن‌آرمه گواه بر این دارد که مدل تعریفی برای سخت-شدگی کششی بتن می‌تواند، عملکرد مشترک میلگردهای فولادی و FRP در اعضای بتنی را با دقت قابل قبول شبیه‌سازی کند.
- با بررسی نتایج عددی زیرمجموعه‌های تیر-ستونی هیبریدی می‌توان گفت، بهترین عملکرد را میلگردهای FRP محدوده تا شکست آرماتورهای تحتانی، زمانی نشان می‌دهد که در میانه مقطع قرار گیرد. اما در مرحله پس از آن تا شکست نهایی نتایج تقریباً یکسانی حاصل می‌شود.
- نامناسب‌ترین حالت برای شکل‌گیری رفتار زنجیری همراه با حفظ شکل‌پذیری را نمونه‌ای دارد که در آن GFRP در مجاورت آرماتورهای فوقانی باشند؛ با این حال با جایگزینی CFRP در این حالت رفتار مناسب‌تری را از حیث شکل‌پذیری از خود نشان می‌دهد و تقریباً مشابه دیگر نمونه‌ها است.
- در مورد آرماتورهای FRP بطور کلی می‌توان گفت به علت ماهیت ترد آنها نمی‌توان انتظار ایجاد شکل‌پذیری بیشتر نسبت به نمونه‌های با میلگرد فولادی تنها را داشت در حالیکه روی مقاومت نمونه‌ها مؤثر هستند.
- استفاده از میلگردهای FRP با سختی و تنش تسلیم بیشتر مانند آرماتورهای ساخته شده از الیاف کربن، باعث افزایش چشمگیر مقاومت و شکل‌پذیری نمونه تا مرحله شکست آرماتورهای تحتانی می‌شود. اما همچنان مقاومت نهایی آرماتورهای فوقانی تقریباً ثابت است.
- انتقال آرماتورهای تقویتی FRP از تراز آرماتورهای تحتانی به سمت میانه مقطع تیر و همچنین افزایش مشخصات مکانیکی آن‌ها، موجب شروع زودتر عملکرد زنجیری اما تا محدوده‌ای خاص می‌شود.

۷- مراجع

- [13] M N S Hadi. & T M S Alrudaini. 2010, A New Cable System to Prevent Progressive Collapse of Reinforced Concrete Buildings, Structures Congress 2012, 257-267, Chicago: American Society of Civil Engineers.
- [14] K Alogla., L Weekes. & L Augustus-Nelson. 2016, Progressive collapse resisting mechanisms of reinforced concrete structures. in: Proceedings of the 5th International Conference on Integrity, Reliability and Failure, Porto, Portugal, 479-480.
- [15] R Qin., A Zhou. & D Lau. 2017, Effect of reinforcement ratio on the flexural performance of hybrid FRP reinforced concrete beams, *Journal of Composites Part B*, **108**, 200-209.
- [16] R A Hawileh. 2015, Finite element modeling of reinforced concrete beams with a hybrid combination of steel and aramid reinforcement, *Journal of Material & Design*, **65**, 831-839.
- [17] H Y Leung. & R V Balendran. 2003, Flexural behavior of concrete beams internally reinforced with GFRP rods and steel rebars, *Journal of Structural Survey*, **214**, 146-57.
- [18] W J Yi., Q F He., Y Xiao. & S K Kunnath. 2008, Experimental study on progressive collapse-resistant behavior of reinforced concrete frame structures, *ACI Structural Journal*, **105**(4), 433-439.
- [19] D Lau., H J Pam. 2010, Experimental study of hybrid FRP reinforced concrete beams, *Journal of Engineering Structures*, **32**, 3857-3865.
- [20] J Lubliner., J Oliver., S Oller. & E Onate. 1989, Plastic-Damage Model for Concrete, *International Journal of Solids and Structures*, **25**(3), 299-329.
- [21] J Lee. & G L Fenves. 1998, Plastic-damage model for cyclic loading of concrete structures, *Journal of Engineering Mechanics (ASCE)*, **124**(8), 892-900.
- [22] LP Saenz. 1964, Discussion of equation f or the stress-strain curve of concrete by Desai and Krishnan, *ACI Structural Journal*, **61**(9), 1229-1235.
- [23] P H Bischoff. & R Paixao. 2004, Tension stiffening and cracking of concrete reinforced with glass fiber reinforced polymer (GFRP) bars, *Canadian Journal of Civil Engineering*, **31**(4), 579-588.
- [24] A Castel., R Francois. & C Tournier. 2007, Effect of surface preconditioning on bond of carbon fiber reinforced polymer rods to concrete, *Journal of Cement & Concrete Composite*, **29**, 677-689.
- [1] American Society of Civil Engineers/Structural Engineering Institute. 2010, Minimum Design Loads for Building and Other Structures (*ASCE/SEI Standard 7-10*), Reston, VA, USA.
- [2] P X Dat. & T K Hai. 2013, Membrane actions of RC slabs in mitigating progressive collapse of building structures, *Journal of Engineering Structures*, **55**, 107-115.
- [3] H Choi. & J Kim. 2011, Progressive collapse-resisting capacity of RC beam-column sub-assembly, *Magazine of concrete research*, **63**(4), 297-310.
- [4] P Regan. 1975, Catenary action in damage concrete structures, *ACI Special Publication*, **48**, 191-224.
- [5] S L Orton. 2007, Development of a CFRP System to Provide Continuity in Existing Reinforced Concrete Structures Vulnerable to Progressive Collapse, Ph.D. Dissertation, *The University of Texas, Austin*.
- [6] General Services Administration, GSA. 2003, Progressive collapse analysis and design guidelines for new federal office buildings and major modernization projects, *Washington. DC, USA*.
- [7] Department of Defense, DOD, 2013, Design of buildings to resist progressive collapse, Unified Facilities Criteria (UFC) 4-023-03. *Washington. DC, USA*.
- [8] J Yu. & K H Tan. 2013, Structural Behavior of RC Beam-Column Subassemblages under a Middle Column Removal Scenario, *Journal of Structural Engineering*, **139**, 233-250.
- [9] P Ren., Y Li., X Lu., H Guan. & Y Zhou. 2018, Experimental investigation of progressive collapse resistance of one-way reinforced concrete beam-slab substructures under a middle column-removal scenario, *Journal of Engineering Structures*, **118**, 28-40.
- [10] K Qian. & B Li. 2011, Experimental and Analytical Assessment on RC Interior Beam-Column Subassemblages for Progressive Collapse, *Journal of Performance of Constructed Facilities*, **26**(5), 576-589.
- [11] B Li. & S L Yap. 2011, Experimental investigation of reinforced concrete exterior beam-column subassemblages for progressive collapse, *ACI Structural Journal*, **108** (5), 542-552.
- [12] I T Izadi. & A Ranjbaran. 2012, Investigation on a mitigation scheme to resist the progressive collapse of reinforced concrete buildings, *Frontiers of Structural and Civil Engineering*, **6** (4), 421-430.

Numerical simulation of catenary action of hybrid FRP RC beam-column subassembly under progressive collapse

Ali Hadidi ^{1*}, Morteza Kamalvand ¹

1 Associate Prof., Faculty of Civil Engineering, University of Tabriz, Tabriz, Iran

2 M.Sc., Faculty of Civil Engineering, University of Tabriz, Tabriz, Iran

a_hadidi@tabrizu.ac.ir

Abstract

Progressive collapse is defined as the spread of an initial local failure from element to element, resulting eventually in the collapse of an entire structure or a disproportionately large part of it. When a column of structure is suddenly removed by an explosion or other effects, axial compressive forces in columns above the removed column will be redistributed to adjacent frames quickly. This transfer is generally possible through the system of floor and beam connected at the top of the removed column. The beam above a removed column undergoes three structural mechanisms: flexural action (FA), compressive arch action (CAA) and catenary action. Initially, all beams mobilize flexural action. When a column is removed, the span of the beam increases and in most cases leads to large deflection occurring in the beam. Compressive arch action, which enhances the flexural strength at critical sections, can be mobilized in the presence of axial compression provided by stiff lateral restraints. At large deflections, catenary action can be mobilized. In this stage, both tensile and compressive rebars are subjected to tension and the beams start to act like suspended cables.

In this paper, a simple and reliable three-dimensional (3D) Finite Element (FE) model was defined. This proposed numerical model can be used with high accuracy to predict the response of reinforced concrete elements to the final failure stage and catenary action. It can also be used to predict hybrid reinforced concrete elements with both steel and Fiber Reinforced Polymer (FRP) reinforcements. Concrete damaged plasticity model (CDP) available in ABAQUS Finite Element Code was used for defining concrete behavior in plastic range. This model is based on the Lubliner studies and modifications made by Lee and Fenves. Tensile cracking and compressive crushing are two main mechanisms of the concrete failure in CDP model. Two series of experimental specimens tested by other researchers are used for verification of the numerical model. The first series consists of four RC beam-column subassemblies with the middle column removal scenario for comparing and displaying numerical modeling capabilities in the prediction of three-phase behavior mentioned above, and the second series includes concrete beams with hybrid FRP-steel reinforcements.

The comparisons between the load-displacement diagrams obtained from the experimental responses and the numerical results of both series as well as the failure mechanism of the samples indicates the high accuracy of the proposed simulation method.

In the following of research, based on validated numerical models, the effect of Glass Fiber Reinforced Polymer (GFRP) and Carbon Fiber Reinforced Polymer (CFRP) bars in combination with steel reinforcement on the performance of beam-column subassemblies under progressive collapse and the effect of mechanical properties of FRP bars and their arrangement in concrete beams section on the strength and ductility and catenary action are investigated. It can be seen that the use of hybrid reinforcement in the different elevation of the beam section greatly increases the catenary resistance of the specimens.