

## Nonlinear modeling of exterior beam-column joints in precast concrete buildings

Mahdi Adibi<sup>1\*</sup>, Roozbeh Talebkhah<sup>2</sup>, Aliakbar Yahyaabadi<sup>1</sup>

1- Assistant professor, Department of Civil Engineering, University of Bojnord  
2-M.Sc. of Civil Engineering, Department of Civil Engineering, University of Bojnord

### ABSTRACT

Due to the increasing demand for housing, various communities are using the technology and advanced equipment to build housing. Precast RC frame system is one of the methods used for this purpose. The most important features of this structural system are the high quality of construction due to the manufacturing of parts in the factory, the ease and speed of implementation, thus reducing the time gap between investment and utilization, also the possibility of working in poor atmospheric conditions. One of the important points in the implementation of precast concrete structures is how to connect the precast elements of the beam to the column, which will have a significant effect on the seismic behavior of these structures. In this paper, we have tried to estimate the seismic behavior of these structures using the behavior of some experiment specimens of precast joints, which are close to the executable details in Iran. To do this, a numerical model has been presented to consider the nonlinear behavior of this type of connection in the Opensees software and has been used to calibrate the numerical model results from the experiment behavior of the above specimen. The advantages of this nonlinear model include a very good match between the experimental and numerical results of Hysteresis Load- Displacement curve, also hysteresis parameters such as maximum bearing capacity, joint strength, dissipation energy and ductility capacity, that the difference between these results is less than 5%.

### ARTICLE INFO

**Receive Date:** 05 May 2019  
**Revise Date:** 02 January 2020  
**Accept Date:** 08 October 2020

### Keywords:

Beam-column joints  
Precast building  
Reinforced concrete building  
Experimental model  
Nonlinear modeling

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

doi: <https://dx.doi.org/10.22065/jsce.2020.184234.1854>

\*Corresponding author: Mahdi Adibi  
Email address: m.adibi@ub.ac.ir

## ارائه مدل غیرخطی برای رفتار اتصالات خارجی تیر به ستون در ساختمان‌های پیش‌ساخته بتنی

مهدی ادیبی<sup>\*</sup>، روزبه طالب‌خواه<sup>۲</sup>، علی‌اکبر یحیی‌آبادی<sup>۱</sup>

۱- استادیار گروه عمران، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه بجنورد

۲- دانش‌آموخته کارشناسی ارشد مهندسی عمران (سازه)، دانشگاه بجنورد

### چکیده

با توجه به نیاز روز افزون مسکن در جوامع مختلف، سیستم قاب‌های ساختمانی بتن مسلح پیش‌ساخته یکی از روش‌هایی است که می‌توان با بهره‌گیری از آن، اقدام به تولید انبوه ساختمان و مسکن نمود. از سوی دیگر، تجربیات حاصل از زلزله‌های گذشته آسیب‌پذیری لرزه‌ای قابل توجه این ساختمان‌ها را در برابر زلزله خصوصاً در ناحیه اتصالات نشان می‌دهد. یکی از نکات مهم در طراحی و اجرای سازه‌های بتنی پیش‌ساخته، چگونگی اتصال المان‌های پیش‌ساخته تیر به ستون می‌باشد که تأثیر بسیار مهم در رفتار لرزه‌ای این سازه‌ها نیز خواهد داشت. در این مقاله سعی شده است با استفاده از رفتار نمونه‌های آزمایشگاهی اتصالات پیش‌ساخته، تخمینی دقیق‌تر از رفتار لرزه‌ای این اتصالات و مدهای آسیب در آن‌ها بدست آید. بدین منظور دو اتصال خارجی پیش‌ساخته با کربل فولادی و کربل بتنی که دو نمونه از رایج‌ترین اتصالات پیش‌ساخته می‌باشند، مورد بررسی قرار گرفته است. در نهایت، یک مدل عددی برای لحاظ کردن رفتار غیرخطی این نوع اتصالات در نرم‌افزار *Opensees* ارائه شده است. برای کالیبره نمودن مشخصات مدل عددی پیشنهاد شده از رفتار نمونه‌های آزمایشگاهی بهره‌برده شده است. نتایج بررسی و مقایسه رفتار مدل غیرخطی ارائه شده برای رفتار اتصالات پیش‌ساخته، تطابق مناسبی را با رفتار هیستریزیس نمونه‌های آزمایشگاهی نشان می‌دهد، به طوری‌که پارامترهای رفتار لرزه‌ای اتصالات مورد بررسی همچون ماکزیمم ظرفیت باربری، سختی اتصال، انرژی اتلافی و ظرفیت شکل‌پذیری زیرسازه در مدل عددی و آزمایشگاهی با اختلافی کمتر از ۵ درصد با یکدیگر مطابقت دارند.

کلمات کلیدی: اتصال تیر به ستون، ساختمان پیش‌ساخته، ساختمان بتن مسلح، مدل آزمایشگاهی، مدل سازی عددی

شناسه دیجیتال:		سابقه مقاله:				
doi:	<a href="https://dx.doi.org/10.22065/jsce.2020.184234.1854">https://dx.doi.org/10.22065/jsce.2020.184234.1854</a>	چاپ	انتشار آنلاین	پذیرش	بازنگری	دریافت
	10.22065/jsce.2020.184234.1854	۱۴۰۰/۰۹/۳۰	۱۳۹۹/۰۷/۱۷	۱۳۹۹/۰۷/۱۷	۱۳۹۸/۱۰/۱۲	۱۳۹۸/۰۲/۱۵
				*نویسنده مسئول:		
				مهدی ادیبی		
				m.adibi@ub.ac.ir		
				پست الکترونیکی:		

## ۱- مقدمه

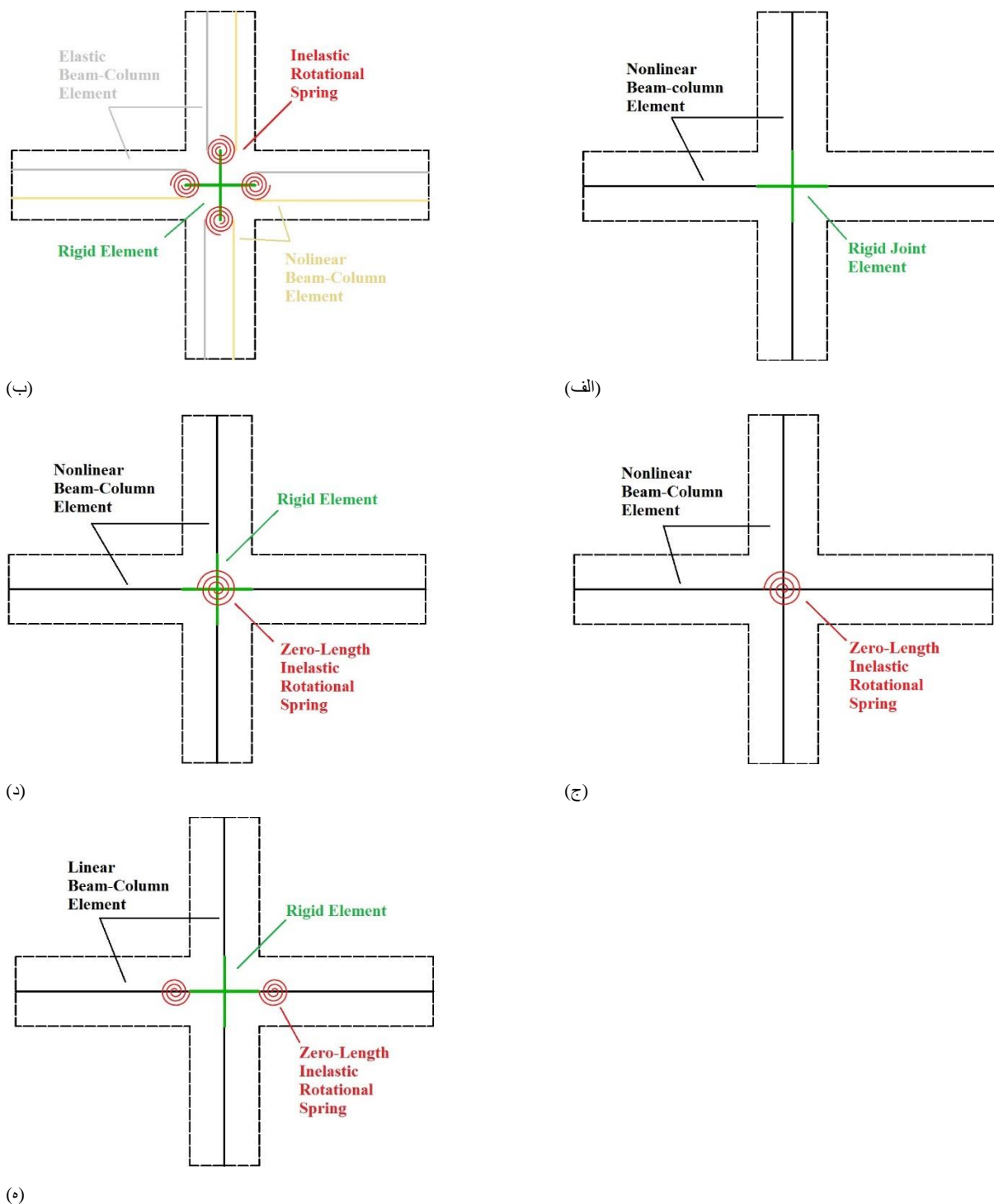
استفاده از سیستم قاب‌های ساختمانی بتن مسلح پیش‌ساخته همیشه مورد توجه جوامع مختلف بوده است. با توجه به نیاز روز افزون مسکن در جوامع مختلف، سیستم قاب‌های ساختمانی بتن مسلح پیش‌ساخته یکی از روش‌هایی است که می‌توان با بهره‌گیری از آن و استفاده از تجهیزات پیشرفته و نیروی کارآمد اقدام به تولید انبوه ساختمان و مسکن نمود. از مزایای استفاده از صنعت پیش‌ساخته می‌توان به کیفیت بالای ساخت به علت ساخت قطعات در کارخانه، سهولت و سرعت اجرا و در نتیجه کاهش فاصله زمانی میان سرمایه‌گذاری تا بهره‌برداری و همچنین امکان کار در شرایط جوی نامناسب اشاره کرد. از سوی دیگر تجربیات حاصل از زلزله‌های گذشته نشان دهنده آسیب‌پذیری لرزه‌ای قابل توجه ساختمان‌های بتن مسلح پیش‌ساخته موجود می‌باشد. بررسی عملکرد این ساختمان‌ها در برابر زلزله نشان می‌دهد ناحیه اتصال تیرهای پیش‌ساخته به ستون، یکی از نقاط آسیب‌پذیر این ساختمان‌ها در برابر زلزله می‌باشد [۱].

در سال‌های اخیر تحقیقاتی برای شناخت حالت‌های شکست احتمالی و ایجاد روش‌های قابل اعتماد برای پیش‌بینی آن‌ها توسط محققان مختلف انجام پذیرفته است. تحقیقات آزمایشگاهی صورت گرفته بر روی اتصالات پیش‌ساخته، نمایانگر مدهای خرابی برشی و لغزش بین میلگردها در ناحیه اتصال تیر به ستون است، که عموماً با ایجاد ترک‌های عمیق در محل اتصال تیر به ستون و یا ترک‌های مورب در چشمه اتصال همراه است و منجر به کاهش مقاومت و سختی در نسبت دریافت بالا می‌گردد [۲-۵]. این مدهای خرابی از رسیدن تیر به ظرفیت خمشی خود جلوگیری می‌کند و مانع ایجاد مفصل پلاستیک در انتهای تیر می‌شود [۲-۱۴]. مدهای خرابی ذکر شده در نهایت منجر به عملکرد لرزه‌ای ضعیف در زمین لرزه‌هایی با شدت کم می‌شوند.

با توجه به تحقیقات انجام شده به نظر می‌رسد که روش‌های فعلی تحلیل و آنالیز سازه‌ها معمولاً قادر به پیش‌بینی پاسخ‌های لرزه‌ای ساختمان‌های پیش‌ساخته بتنی نیستند و به همین دلیل در زلزله‌های با شدت متوسط نیز شاهد آسیب‌های جدی به این ساختمان‌ها هستیم [۱]. با توجه به نحوه ساخت ساختمان‌های پیش‌ساخته، یکی از نقاطی که در مدل‌سازی آن ابهاماتی وجود دارد، اتصالات این ساختمان‌ها می‌باشد و در گام اول نیاز است روش‌های مناسبی برای مدل‌سازی رفتار این اتصالات ارائه شود، تا بتوان پاسخ‌های کلی سازه را با دقت بیشتری پیش‌بینی نمود. مرسوم‌ترین روش مدل‌سازی اتصالات تیر به ستون بتن مسلح، صلب فرض نمودن چشمه اتصال و اختصاص دادن المان‌های غیرخطی به تیر و ستون است (شکل ۱-الف). این فرض نتایج معقولی را تحت زمین لرزه‌هایی با شدت کم دارد، اما با افزایش شدت زمین لرزه باعث پیش‌بینی غیر واقعی مکانیزم شکست اتصال می‌شود [۱۵، ۱۶]. گیلبرسون در سال ۱۹۶۹، جهت مدل‌سازی اتصالات از اختصاص دادن فنرهای غیرخطی به انتهای تیر و ستون و همچنین اختصاص المان‌های با رفتار خطی به تیر و ستون بهره برد [۱۷]. اتانی در سال ۱۹۷۴، به طور مشابه از دو المان موازی خطی و غیرخطی که به ترتیب برای مدل‌سازی رفتار الاستیک و غیر الاستیک تیر و ستون تعریف می‌شود، استفاده می‌کند، او همچنین از فنرهای دورانی در انتهای المان‌های تیر و ستون جهت مدل‌سازی اثر لغزش میلگردها و همچنین صلب نمودن چشمه اتصال، برای مدل‌سازی رفتار زیرسازه بهره برده است (شکل ۱-ب) [۱۸]. المتوالی و چن در سال ۱۹۸۸، جهت مدل‌سازی زیر سازه از اختصاص دادن المان‌های غیرخطی به تیر و ستون و همچنین قرار دادن یک فنر دورانی غیرخطی برای مدل‌سازی چشمه اتصال استفاده نمودند (شکل ۱-ج) [۱۹]. آلتس و کانانتس در سال ۱۹۹۵، علاوه بر استفاده از یک فنر دورانی، با تعریف یک المان خطی با رفتار صلب در چشمه اتصال به توسعه مدل‌های قبلی پرداختند (شکل ۱-د) [۲۰]. ادیبی و همکاران نیز در سال ۲۰۱۸، یک مدل ساده غیرخطی برای اتصالات بتن مسلح با میلگرد ساده ارائه نمودند. در این مدل از المانهای خطی جهت مدل‌سازی تیرها و ستون‌ها استفاده می‌شود و رفتار صلب چشمه اتصال نیز با استفاده از ۴ المان صلب مدل می‌گردد. اثر لغزش میان میلگردها نیز به کمک یک فنر دورانی غیرخطی در انتهای تیر در محل اتصال تیر به ستون در نظر گرفته شده است (شکل ۱-ه) [۲۱]. در مورد مدل‌سازی اتصالات پیش‌ساخته بتنی تحقیقات اندکی صورت گرفته است و بیشتر این مطالعات نیز در مورد مدل‌سازی اتصالات پیش‌ساخته با استفاده از روش المان محدود است [۲۲-۲۷]. از جمله این مطالعات می‌توان به مطالعات پمپنین و همکاران برای مدل‌سازی اتصالات پیش‌ساخته اشاره نمود [۲۸].

در این مقاله سعی شده است با استفاده از رفتار نمونه‌های آزمایشگاهی اتصالات پیش‌ساخته، تخمینی دقیقتر از رفتار لرزه‌ای این اتصالات و مدهای آسیب در آن‌ها بدست آید. در نهایت، یک مدل عددی ماکرو برای لحاظ کردن رفتار غیرخطی این نوع اتصالات ارائه

می‌شود و برای کالیبره نمودن مشخصات این مدل عددی از رفتار نمونه‌های آزمایشگاهی بهره برده شده است.

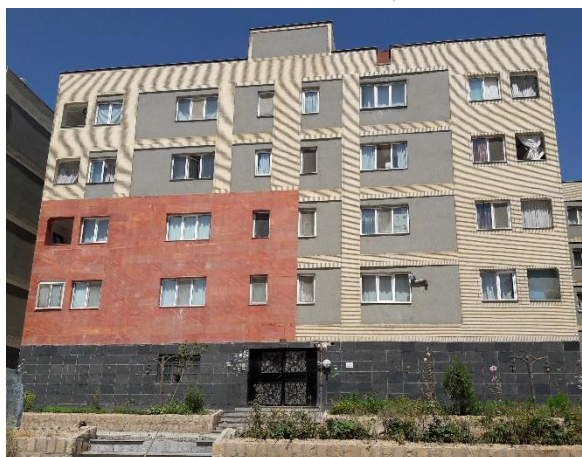


شکل ۱: چندین استراتژی متفاوت مدل‌سازی اتصالات بتن مسلح (الف) مدل‌سازی با المان صلب (ب) مدل اتانی [۱۸] (ج) مدل المتوالی و چن [۱۹] (د) مدل آنتس و کاناتس [۲۰] (ه) مدل ادیبی و همکاران [۲۱]

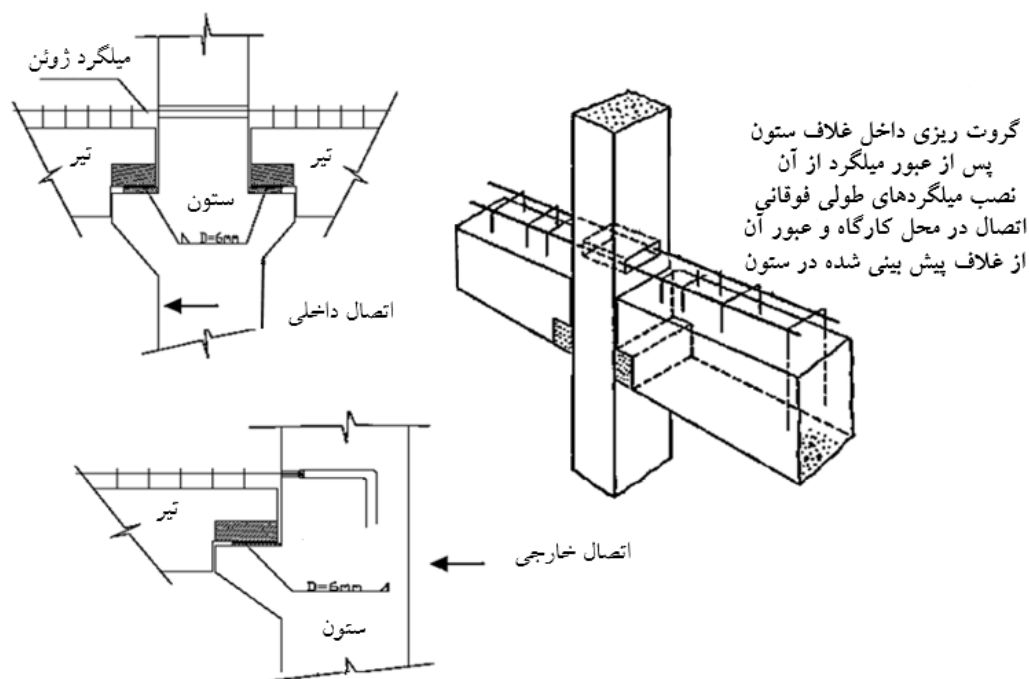
## ۲- جزئیات اتصالات پیش‌ساخته مورد بررسی

اتصالات پیش‌ساخته مورد بررسی در این تحقیق از ساختمان‌های پیش‌ساخته موجود در کشور ایران انتخاب گردیده است. در

شکل ۲ ساختمان پیش ساخته مورد بررسی در این تحقیق دیده می شود که در شهر بجنورد ساخته شده است. این ساختمان در زلزله ۲۳ اردیبهشت ماه ۱۳۹۶ بجنورد دچار برخی آسیب های سازه ای در ناحیه اتصالات و ... شده است [۲۹]. در قاب های سازه ای این ساختمان، اعضای بتن مسلح پیش ساخته شامل ستون های پیش ساخته دارای نشیمن کربل، سقف با هسته ی تو خالی و تیرهای نیمه پیش ساخته می باشند. تمام اتصالات سقف ها با تیرها و ناحیه ی فوقانی تیرهای نیمه پیش ساخته به صورت درجا در محل بتن ریزی خواهند شد. بعد از قرار گیری تیرها بر روی نشیمن کربل برای تامین یکپارچگی سازه ای در ناحیه اتصالات، دو میلگرد طولی فوقانی (ژوئن) در محل اتصال و در گوشه حلقه خاموت جایگذاری می گردد. میلگرد طولی، از طریق غلافی که قبلا در ستون پیش ساخته تعبیه شده است، عبور می کند و سپس حفره با گروت پر می شود (شکل ۳). میلگردهای پیوستگی فوقانی در محل اتصال تیر به ستون پیش ساخته کناری نیز به صورت مکانیکی در پشت ناحیه اتصال گیردار خواهند شد. لازم به ذکر است که اتصال میلگردهای تحتانی تیر از طریق جوش نبشی متصل شده به میلگردها با ورق فولادی قرار گرفته بر روی کربل ستون انجام خواهد شد.



شکل ۲: نمای جنوبی ساختمان پیش ساخته شرکت دیسمان [۱]

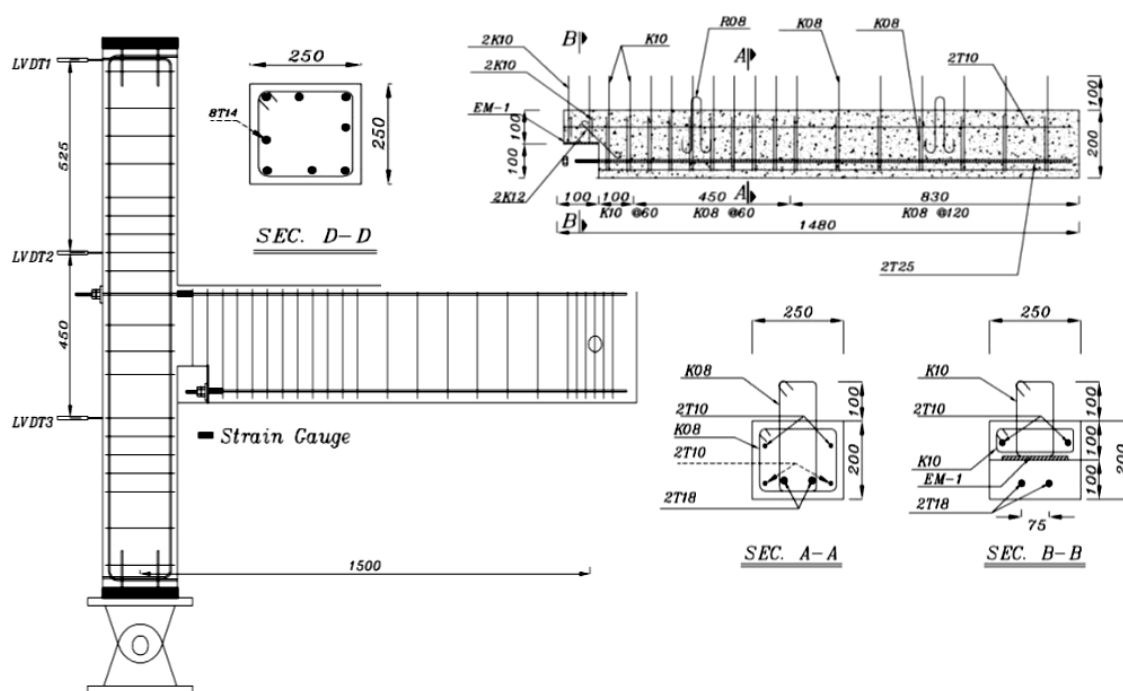


شکل ۳: جزئیات و نحوه آرماتور گذاری اتصالات داخلی و خارجی پیش ساخته [۱]

برای بررسی دقیق‌تر رفتار اتصالات در ساختمان پیش‌ساخته فوق، دو مورد اتصال پیش‌ساخته که مورد بررسی آزمایشگاهی قرار گرفتند و جزئیات سازه‌ای مشابهی با اتصالات مورد بررسی در این تحقیق داشتند، انتخاب گردید و جزئیات آن مورد تشریح قرار گرفته است.

## ۲-۱- نمونه مطالعاتی آزمایشگاهی نخست (SP1)

در مطالعه‌ی آزمایشگاهی اول، بهرامی و مدح‌خوان در سال ۲۰۱۷ به بررسی آزمایشگاهی اتصالات پیش‌ساخته بتن مسلح با کربل فولادی E شکل معکوس، با مقیاس ۰/۱۶ پرداختند. اتصال آزمایش شده، همخوانی بسیار زیادی با اتصالات اجرا شده در ساختمان مورد بررسی داشته و تنها به جای استفاده از کربل بتنی، در این اتصالات از کربل فولادی استفاده شده است. برای اتصال کربل فولادی به ستون پیش‌ساخته از چهار میلگرد جوش داده شده استفاده شده، تا مقاومت برشی و پایداری لازم را در برابر بارهای جانبی داشته باشد. میلگردهای پایینی تیر نیمه پیش‌ساخته به صورت بولت در آمده و بعد از قرار گیری در کربل E شکل به کمک مهره، اتصال آنان با کربل برقرار می‌شود. در ناحیه بالایی ستون دو فضای خالی وجود دارد که میلگردهای بالای تیر که به صورت بولت در آمده، از آن عبور می‌کند و در ناحیه پشت ستون به کمک مهره اتصال برقرار می‌شود، سپس ناحیه‌ی بالایی تیر به صورت درجا بتن ریزی می‌گردد و داخل حفره‌های ایجاد شده در ستون با گروت پر می‌گردد، در شکل ۴ می‌توان جزئیات اتصال و ابعاد تیر و ستون را مشاهده نمود. بار محوری ۱۶۰ کیلونیوتن بر ستون وارد می‌شود و بار چرخه‌ای افقی نیز بر انتهای ستون وارد می‌شود [۳۰].



شکل ۴: جزئیات اجرایی و ابعاد نمونه مطالعاتی اول (SP1) [۳۰]

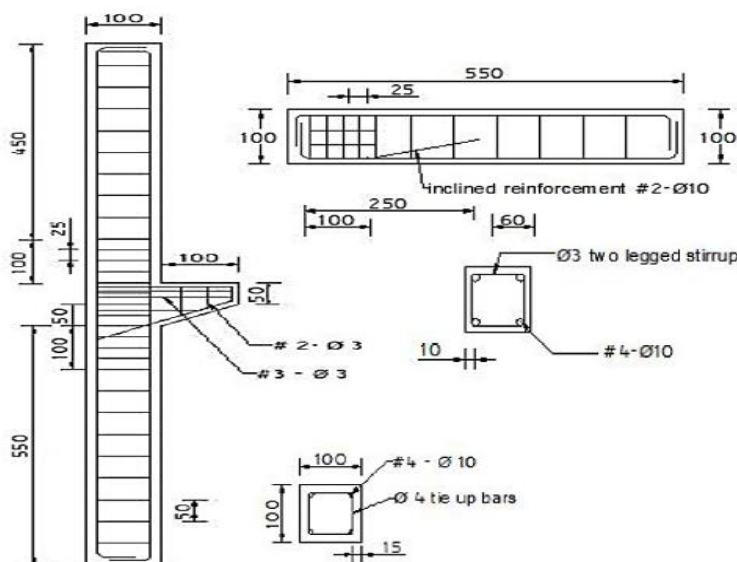
در جدول ۱ نیز مشخصات مصالح بتنی و فولادی به کار رفته در نمونه مطالعاتی آزمایشگاهی نخست آورده شده است.

جدول ۱: مشخصات مصالح به کار رفته در نمونه‌های آزمایشگاهی اول و دوم (۳۰،۳۱)

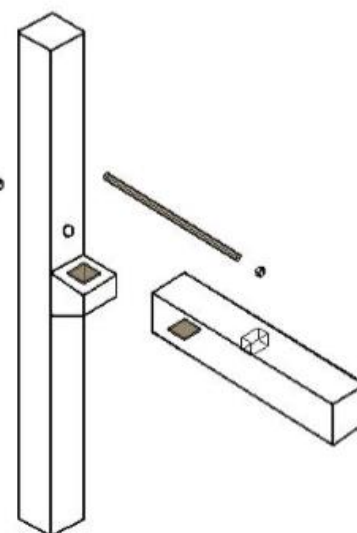
تنش تسلیم کربل فولادی (مگاپاسکال)		تنش تسلیم میلگردها (مگاپاسکال)		مقاومت فشاری گروت (مگاپاسکال)	مقاومت فشاری بتن (مگاپاسکال)	
تنش تسلیم	تنش نهایی	تنش تسلیم	تنش نهایی			
۲۳۵	۳۹۰	۴۵۲	۶۱۰	۴۵	۳۲	نمونه آزمایشگاهی اول (SP1)
-----	-----	۴۴۳/۴۸	۶۰۲	-----	۳۳/۲۸	نمونه آزمایشگاهی دوم (SP2)

## ۲-۲- نمونه مطالعاتی آزمایشگاهی دوم (SP2)

در مطالعه آزمایشگاهی دوم، ویجدپریا<sup>۱</sup> در سال ۲۰۱۱ به بررسی اتصالات بتنی پیش ساخته با استفاده از بولت‌ها و صفحات فولادی به عنوان اجزای اتصال پرداختند. اتصال تیر به ستون توسط بولت و کربل بتنی (شکل ۵)، انجام شده است. در ستون و تیر پیش ساخته، حفره‌ای به قطر ۲۱ میلی‌متر برای عبور بولت در ناحیه‌ای که لنگر نسبتاً زیادی را تحمل می‌کند قرار داده شده است. اتصال بین پایین تیر و بالای کربل توسط جوش دو ورق فولادی انجام شده است. در شکل ۶ ابعاد نمونه، نمایش داده شده است [۳۱]. در جدول ۱ نیز مشخصات مشخصات مصالح بتنی و فولادی به کار رفته در نمونه مطالعاتی آزمایشگاهی نخست آورده شده است.



شکل ۶: ابعاد و جزئیات میلگرد گذاری نمونه مطالعاتی دوم (SP2) [۳۱]



شکل ۵: دیتایل اجرایی نمونه مطالعاتی دوم (SP2) [۳۱]

## ۳- رفتار لرزه‌ای اتصالات پیش ساخته

### ۳-۱- رفتار لرزه‌ای اتصالات ساختمان پیش ساخته در زلزله بجنورد

پس از زلزله ۲۳ اردیبهشت ۱۳۹۶ شهر بجنورد، ساختمان مورد مطالعه در این تحقیق دچار آسیب‌هایی شد که نهایتاً منجر به تخلیه ساکنان آن جهت بررسی وضع موجود گردید. از این رو یک بازرسی بصری از سازه مذکور به منظور یافتن دلایل اصلی خرابی به عمل آمد. یکی از محل‌های آسیب دیده سازه در این زلزله، ناحیه اتصال تیر به ستون می‌باشد. شکل ۷ نمونه‌ای از ترک نسبتاً عمیق قائم ایجاد شده در ناحیه اتصال را در این سازه نشان می‌دهد. همان طور که مشاهده می‌شود این ترک خمشی در انتهای تیر و در محل اتصال نبشی تحتانی تیر به ورق فولادی قرار گرفته بر روی کربل ستون ایجاد شده است و به نوعی می‌توان محل تمرکز آسیب دیدگی در این زیرسازه اتصال را در ناحیه اتصال تیر به ستون (محلی که تیر بر روی کربل ستون قرار گرفته است) دانست [۱].

<sup>1</sup> Vidjeapriya



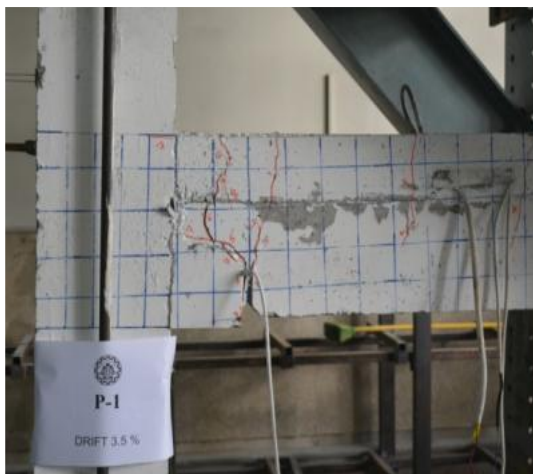
شکل ۷: ترک ایجاد شده در ناحیه اتصال تیر به ستون ساختمان پیش ساخته دیسمان در زلزله بجنورد [۱]

### ۳-۲- رفتار نمونه مطالعاتی اول (SP1)

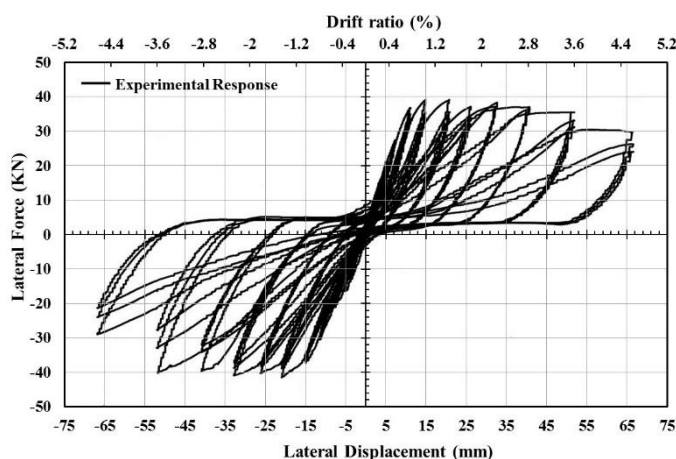
رفتار هیستریزیس نیرو-تغییر مکان نمونه اول مطالعاتی بررسی شده در این تحقیق تحت اثر بارگذاری رفت و برگشتی در شکل ۸ ارائه شده است. ترک‌های اولیه ایجاد شده در این نمونه در بار منفی ۴ کیلونیوتن، در بالای تیر در فاصله ۱۲۰۰ میلی‌متر از بر ستون و تقریباً در بالای کربل مشاهده شده است. با افزایش بار، ترک‌ها در طول المان تیر افزایش می‌یابد. در نهایت ترک‌ها در ناحیه اتصال و کربل متمرکز می‌شود و در هر بارگیری مثبت عرض ترک‌ها بازتر می‌شود. تسلیم میلگردهای بالایی در دررفت ۰/۸۱٪ مشاهده می‌شود و عرض ترک‌ها بیش‌تر و بیش‌تر باز می‌شود و از عرض ۰/۷ میلی‌متر به ۱/۲۵ میلی‌متر می‌رسد. در نهایت ترک‌ها در بخش بالای تیر و در ناحیه کنار اتصال متمرکز شده است، در حالی که در پایین تیر، ترک خوردگی در ناحیه اتصال تیر به کربل شدید تر می‌باشد. در انتهای بارگذاری مشخص شد، ماکزیمم بارگذاری مثبت و منفی نمونه به ترتیب، ۳۹/۳ کیلونیوتن و ۴۱/۵ کیلونیوتن در دررفت‌های ۱/۴٪ و ۲/۲٪ است که می‌توان گفت در این وضعیت لنگری معادل با ۵۴ و ۵۷/۱ کیلونیوتن متر به ترتیب در بر اتصال ایجاد شده است. ماکزیمم ظرفیت خمشی این نمونه نیز در جهات مثبت و منفی باربری به ترتیب برابر ۱/۱۴ و ۱/۰۶ ظرفیت اسمی مقطع می‌باشد. در شکل ۹ نیز می‌توان الگوی ترک خوردگی این نمونه را مشاهده نمود [۳۰].

پس از پایان آزمایش، یک بازرسی بصری از نمونه انجام شد که دلیل اصلی خرابی نمونه اتصال، لغزش میلگردهای بولت شده در دررفت‌های بالا گزارش شده است. ترک‌ها در این مناطق گسترده تر شده است و بازشدگی ترک‌ها در بارگذاری معکوس پر نشده است و همچنین خرد شدن بتن در محل اتصال تیر و ستون مشاهده شده است. افت مقاومت زیر سازه اتصال در نسبت دررفت ۲/۷۵٪ شدید شده است که نشان دهنده، کاهش سختی بیشتر و همچنین کاهش ظرفیت استهلاک انرژی است. با بیشتر شدن دررفت زیر سازه از ۴/۵٪، نمونه کاهش قابل ملاحظه‌ای از لحاظ مقاومت و سختی (تقریباً ۱۵٪ ظرفیت باربری جانبی) را تجربه می‌نماید [۳۰].





شکل ۹: الگوی ترک خوردگی نمونه اول (SP1) [۳۰]



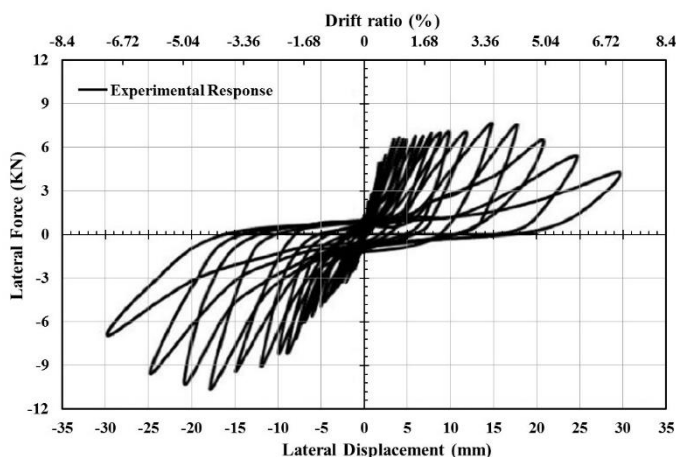
شکل ۸: نمودار هیستریزیس نمونه اول (SP1) [۳۰]

### ۳-۳- رفتار نمونه مطالعاتی دوم (SP2)

رفتار هیستریزیس نیرو-تغییر مکان نمونه دوم مطالعاتی ارائه شده در این تحقیق تحت اثر بارگذاری رفت و برگشتی در شکل ۱۰ ارائه شده است. در این نمونه، اولین ترک خمشی تیر در دریفت ۰/۴۳٪ و بار معادل ۳/۲۴ کیلونیوتن در ناحیه مهره بولت رخ می‌دهد. ترک‌ها در کربل در ناحیه صفحه فولادی و در دریفت ۱/۹۲٪ و بار معادل ۷/۰۶ کیلونیوتن رخ داد و تا دریفت ۴/۳۲٪ ادامه می‌یابد و همچنین ترک‌هایی در ستون نیز مشاهده می‌شود. ماکزیمم ظرفیت خمشی این نمونه نیز در جهات مثبت و منفی باربری به ترتیب برابر ۱/۱۰۵٪ و ۱/۰۹٪ ظرفیت اسمی مقطع می‌باشد. در شکل ۱۱ به ترتیب می‌توان الگوی ترک خوردگی این نمونه را مشاهده نمود [۳۱].



شکل ۱۱: الگوی ترک خوردگی نمونه دوم (SP2) [۳۱]



شکل ۱۰: نمودار هیستریزیس نمونه دوم (SP2) [۳۱]

### ۴- مدل پیشنهادی برای رفتار اتصالات

میزان آسیب دیدگی نمونه‌های مورد بررسی در این تحقیق در شکل ۱۲ نشان داده شده است. با مقایسه الگوی ترک خوردگی ایجاد شده در این نمونه‌ها می‌توان شباهت زیاد میان رفتار نمونه‌های آزمایشگاهی و نمونه ساختمان پیش‌ساخته آسیب دیده در زلزله بجنورد را مشاهده نمود، که با توجه به شباهت طراحی این نمونه‌ها که در فصل قبل بدان اشاره شده بود، این موضوع قابل انتظار می‌باشد.

از این رو در این قسمت، از رفتار نمونه‌های آزمایشگاهی اتصالات خارجی مزبور جهت ارائه یک مدل غیرخطی برای اتصالات بتن مسلح پیش‌ساخته استفاده شده است.



الف: الگوی ترک خوردگی ساختمان مورد بررسی      ب: الگوی ترک خوردگی نمونه آزمایشگاهی اول      ج: الگوی ترک خوردگی نمونه آزمایشگاهی دوم

شکل ۱۲: الگوی ترک خوردگی و میزان آسیب دیدگی نمونه‌های مورد بررسی [۳۱-۳۰]

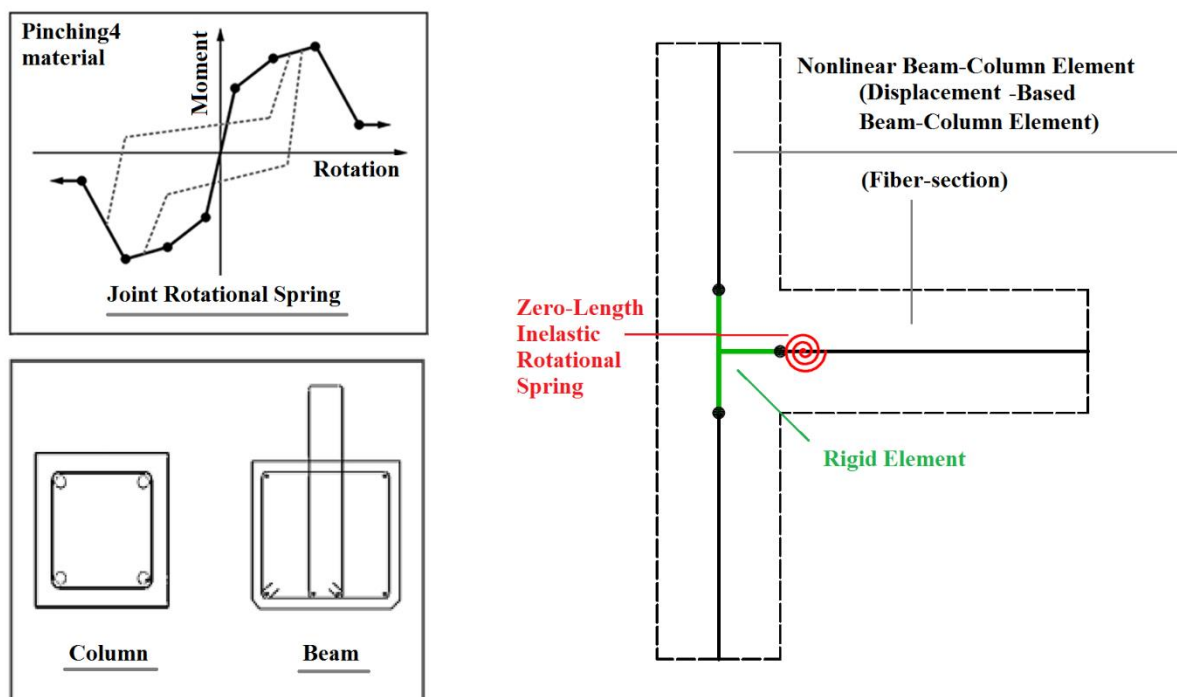
همانطور که قبلاً اشاره شد، خسارت غالب در ساختمان پیش‌ساخته مزبور به صورت یک ترک عمیق قائم در ناحیه اتصال تیر به ستون و بر روی کربل ستون می‌باشد که در هر دو نمونه آزمایشگاهی نیز ترک‌ها در ناحیه اتصال تیر به کربل ستون متمرکز شده است و در سایر نقاط تیر، ستون و یا چشمه اتصال<sup>۲</sup> شاهد ترک خوردگی اندکی می‌باشیم. بدین ترتیب با توجه به الگوی ترک خوردگی مشاهده شده در این اتصالات می‌توان این گونه تصور نمود که رفتار غیرخطی تیر در بر اتصال، رفتار سازه را کنترل می‌نماید. از این رو برای مدل‌سازی رفتار غیرخطی یک زیرسازه اتصال پیش‌ساخته، می‌توان یک فنر دورانی غیرخطی در انتهای تیر و در محل اتصال تیر به ستون در نظر گرفت [۲۱]. بدیهی است با توجه به اجرای متفاوت اتصالات پیش‌ساخته، مشخصات رفتار غیرخطی فنر فوق تا حد زیادی تابع جزئیات اجرایی اتصال مزبور می‌باشد [۲۱]. با این توضیحات، برای مدل‌سازی اتصال پیش‌ساخته از نرم افزار Opensees استفاده شده است [۳۲]. در این تحقیق از المان Displacement-base beam-column element که دارای رفتار خطی می‌باشد، برای مدل‌سازی رفتار تیر و ستون استفاده شده است (شکل ۱۳). لازم به ذکر است که برای تعریف مصالح بتنی از Concrete01 و برای تعریف مصالح فولادی از Steel02 استفاده شده است. مشخصات بتن محصور شده توسط خاموت، با استفاده از روابط مندر و همکارانش در نظر گرفته شده است [۳۳]. برای مدل‌سازی چشمه اتصال نیز از ۳ المان خطی بار فتار صلب (Rigid element) استفاده شده است. پارامترهای نهایی اختصاص داده شده به فنر دورانی (Zero-length element) ایجاد شده در بر اتصال را که مهمترین ویژگی مدل ارائه شده می‌باشند، می‌توان در شکل ۱۴ مشاهده نمود. اختصاص منحنی لنگر دوران به کمک ماده Pinching4 به فنر لحاظ شده است. همانطور که پیش‌تر اشاره شده، مقاومت خمشی تیر در بر اتصال (ناحیه کربل)، رفتار زیرسازه را کنترل می‌کند. به همین دلیل از ظرفیت اسمی خمشی تیر ( $M_n$ ) برای مدل‌سازی و کالیبره کردن ظرفیت اتصال تیر به ستون پیش‌ساخته استفاده شده است. پارامترها ارائه شده در شکل ۱۴، در مرحله اول از کالیبره نمودن رفتار مدل ارائه شده در این تحقیق با رفتار آزمایشگاهی نمونه‌های مورد بررسی در این تحقیق به دست آمده است و در مرحله بعد به صورت پارامتریک و بر اساس مشخصات سازه‌ای المان تیر ارائه شده است.

تغییر شکل الاستیک فنر غیرخطی فوق نیز برابر با دوران الاستیک تیر در نظر گرفته می‌شود و مطابق با رابطه زیر محاسبه می‌گردد [۲۱]. مقادیر غیرخطی تغییرشکل این فنر نیز چنانچه اشاره شد با استفاده از رفتار آزمایشگاهی نمونه‌های فوق محاسبه شده است و در جدول ۲ ارائه شده است:

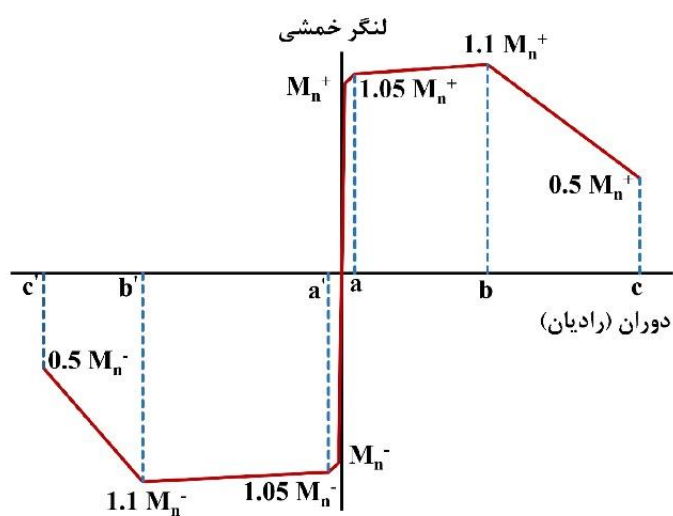
$$\theta = \frac{M \times L_b}{E \times I_b} \quad (1)$$

در رابطه بالا  $M$ ،  $L_b$ ،  $E$  و  $I_b$  به ترتیب لنگر خمشی، طول تیر، مدول الاستیسیته و ممان اینرسی مقطع تیر می‌باشد.

<sup>2</sup> Panel zone



شکل ۱۳: مدل استفاده شده برای اتصال تیر به ستون



شکل ۱۴: مشخصات غیرخطی فنر ارائه شده در بر اتصال خارجی

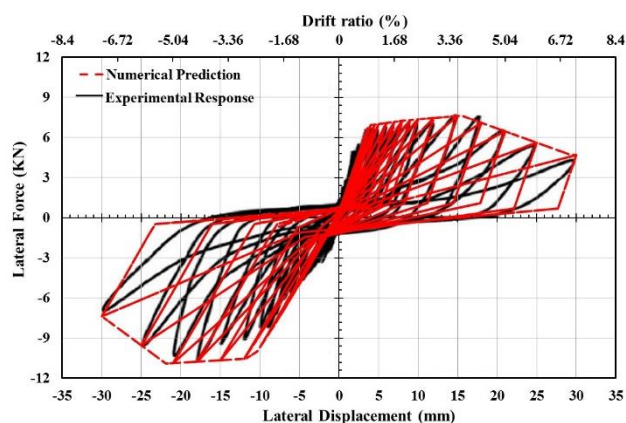
جدول ۲- مشخصات غیرخطی فنر ارائه شده در مدل اتصال پیش ساخته خارجی (کلیه واحدها به رادیان است)

a	b	c	a'	b'	c'
۰/۰۰۱	۰/۰۲۲	۰/۰۴۵	۰/۰۰۱	۰/۰۰۳	۰/۰۴۵

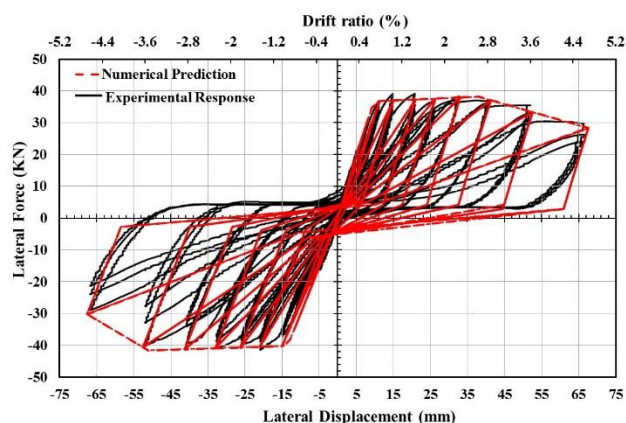
## ۵- مقایسه نتایج آزمایشگاهی و عددی

در این بخش در ابتدا نتایج حاصل از مدل سازی نمونه مطالعاتی اتصال پیش ساخته اول و دوم با استفاده از روش پیشنهادی ارائه می شود و پارامترهای رفتار هیستریزس آن از جمله ظرفیت شکل پذیری، ماکزیمم ظرفیت باربری، سختی اتصال و انرژی اتلافی تجمعی محاسبه می شود و در گام بعد این پارامترها با پارامترهای به دست آمده از رفتار واقعی اتصال پیش ساخته آزمایش شده مورد مقایسه قرار می گیرد.

در شکل ۱۵ و شکل ۱۶ با مقایسه بین منحنی هیستریزس نیرو-تغییر مکان نمونه های آزمایشگاهی و مدل عددی پیشنهادی می توان تطابق بسیار مناسب نتایج آزمایشگاهی و مدل غیرخطی پیشنهادی برای اتصالات پیش ساخته را مشاهده نمود.



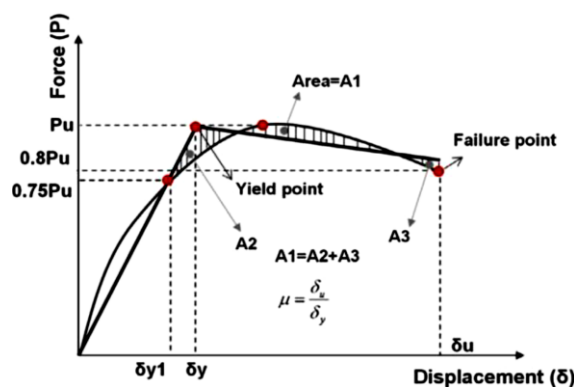
شکل ۱۶: مقایسه منحنی هیستریزس نیرو-تغییر مکان نمونه آزمایشگاهی دوم و مدل عددی ساخته شده (SP2)



شکل ۱۵: مقایسه منحنی هیستریزس نیرو-تغییر مکان نمونه آزمایشگاهی اول و مدل عددی ساخته شده (SP1)

## ۵-۱- ظرفیت شکل پذیری زیرسازه

میزان شکل پذیری در یک زیرسازه می تواند نشان دهنده قابلیت جذب و اتلاف انرژی در محدوده رفتار غیرخطی آن باشد و از این رو یک پارامتر لرزه ای مهم در بررسی رفتار سازه ها می باشد که از نسبت تغییر مکان نهایی به تغییر مکان تسلیم منحنی نیرو-تغییر مکان سازه، زیرسازه و یا اجزای سازه ای (شکل ۱۷) بدست می آید [۳۴، ۳۵]. تغییر مکان نهایی زیر سازه نیز، تغییر مکانی است که در آن بیشینه ظرفیت نیرویی آن ۲۰٪ کاهش می یابد [۳۶].



شکل ۱۷: نقاط مشخصه برای تغییر مکان تسلیم و نهایی در منحنی دوخطی نیرو-تغییر مکان [۲۱]

در جدول ۳ نتایج ظرفیت شکل پذیری در جهت مثبت و منفی و همچنین میانگین ظرفیت شکل پذیری در هر دو جهت برای نمونه های آزمایشگاهی و مدل های عددی ساخته شده به کمک المان پیشنهادی به تفکیک ارائه شده است. نتایج نشان دهنده اختلاف ۴٪ در متوسط ظرفیت شکل پذیری نمونه ای آزمایشگاهی اول نسبت به مدل عددی متناظر آن می باشد، در حالی که این اختلاف برای نمونه های

آزمایشگاهی دوم و نمونه عددی متناظر آن به ۲٪ می‌رسد. به طور کلی می‌توان به این مهم اشاره نمود که نتایج ظرفیت شکل پذیری اتصال مدل شده با المان پیشنهادی تطابق بسیار مناسبی را با نتایج آزمایشگاهی دارد.

جدول ۳: مقایسه ظرفیت شکل پذیری نمونه‌های عددی و نمونه‌های آزمایشگاهی

میانگین ظرفیت شکل پذیری	تغییر مکان نهایی (mm)				تغییر مکان تسلیم (mm)		اتصال تیر به ستون خارجی	نتایج آزمایشگاهی	نمونه اول (SP1)
	مثبت (+)	مثبت (+)	منفی (-)	منفی (-)	مثبت (+)	منفی (-)			
۴/۵۶	۳/۸۴	۵/۲۹	۵۸/۱۴	۶۰/۲۰	۱۵/۱۳	۱۱/۳۶	نتایج آزمایشگاهی	نتایج عددی	نمونه اول (SP1)
۴/۷۴	۴/۰۲	۵/۴۷	۶۱/۵۰	۶۰	۱۵/۲۷	۱۰/۹۵	نتایج عددی	نتایج آزمایشگاهی	نمونه دوم (SP2)
۳/۴۹	۲/۱۰	۴/۸۸	۲۶/۳۰	۲۱	۱۲/۵	۴/۳۰	نتایج عددی	نتایج آزمایشگاهی	نمونه دوم (SP2)
۳/۴۰	۲/۲۵	۴/۵۵	۲۷/۲۷	۲۲/۱۸	۱۲/۱۱	۴/۸۷	نتایج عددی	نتایج آزمایشگاهی	نمونه دوم (SP2)

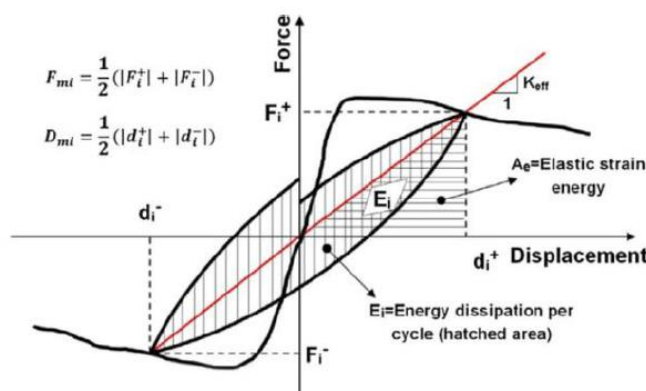
## ۵-۲- ظرفیت باربری و سختی زیرسازه

نتایج ماکزیمم ظرفیت باربری و سختی زیرسازه اتصال در جدول ۴ ارائه شده است. در نمونه بررسی شده اول، اختلاف نتایج آزمایشگاهی و مدل عددی متناظر برای ماکزیمم ظرفیت باربری در جهت مثبت و منفی به ترتیب ۲/۳٪ و ۰/۹۷٪ است در حالی که در نمونه بررسی شده دوم این اختلاف در جهت مثبت و منفی به ترتیب به ۱/۷٪ و ۱/۸۶٪ می‌رسد. سختی نمونه‌ها نیز با استفاده از منحنی هیستریزس نیرو-تغییر مکان محاسبه شده است. تغییرات در سختی اعضا بر رفتار آن در اثر تحریک لرزه‌ای بسیار تاثیر گذار است، اختلاف میانگین سختی اولیه نمونه‌ی آزمایشگاهی اول و مدل عددی متناظر در جهت مثبت و منفی به ۳/۵٪ می‌رسد در حالی که برای نمونه دوم این اختلاف به ۴/۲٪ می‌رسد. چنانچه دیده می‌شود میزان ظرفیت باربری و سختی زیرسازه هر دو اتصال که با استفاده از روش پیشنهادی مدل سازی شده‌اند، تا حد مناسبی با نتایج رفتار زیرسازه اتصال واقعی مطابقت دارند.

جدول ۴: مقایسه بیشینه ظرفیت باربری و سختی اولیه نمونه‌های آزمایشگاهی و مدل‌های عددی متناظر

اتصال تیر به ستون خارجی	بیشینه ظرفیت باربری (KN)		سختی اولیه (KN/mm)	
	مثبت (+)	منفی (-)	مثبت (+)	منفی (-)
نمونه اول (SP1)	نتایج آزمایشگاهی	نتایج عددی	نتایج آزمایشگاهی	نتایج عددی
	۳۹/۳۰	۴۱/۵۰	۳/۹۳	۲/۵۹
	۳۸/۴۱	۴۱/۹۱	۳/۹۰	۲/۸۶
نمونه دوم (SP2)	نتایج آزمایشگاهی	نتایج عددی	نتایج آزمایشگاهی	نتایج عددی
	۷/۷۰	۱۰/۷۳	۲	۰/۹۲
	۷/۵۷	۱۰/۹۳	۱/۸۴	۰/۹۶

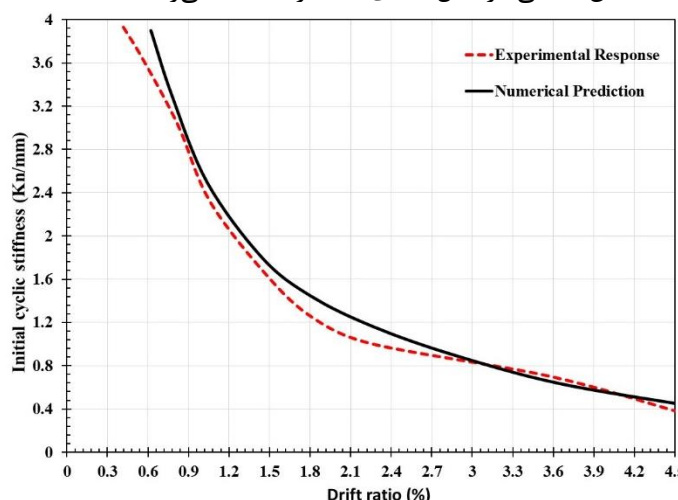
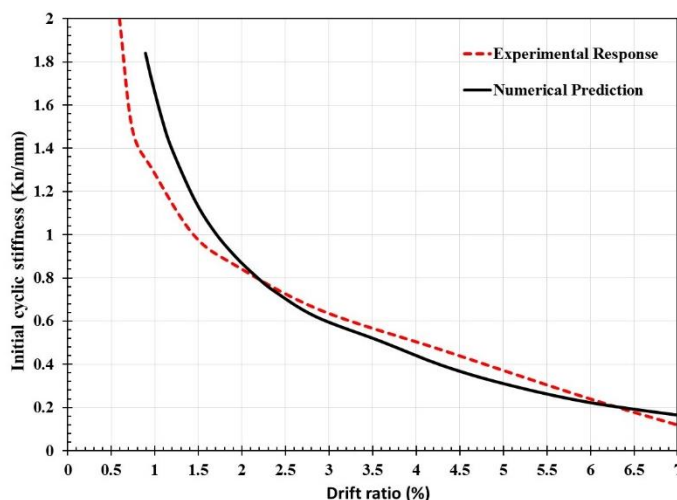
یکی دیگر از پارامترهای نمایش دهنده چگونگی رفتار لرزه‌ای اجزای سازه‌ای، سختی مماسی سیکنال می‌باشد که در شکل ۱۸ نحوه محاسبه آن نمایش داده شده است. نتایج مقایسه بین سختی مماسی سیکنال در نمونه آزمایشگاهی اول و دوم و مدل عددی متناظر به ترتیب در شکل ۱۹ و شکل ۲۰ نمایش داده شده است که مطابقت خوبی را نیز با یکدیگر نشان می‌دهند.



شکل ۱۸: محاسبه سختی در هر سیکل [۲۱]

همان طور که در شکل ۱۹ مشاهده می‌گردد، میزان سختی اولیه در نمونه آزمایشگاهی اول نسبت به سختی مماسی آن در

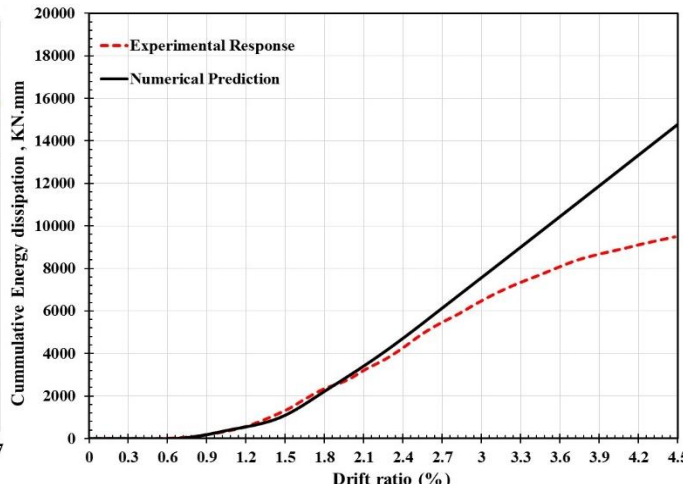
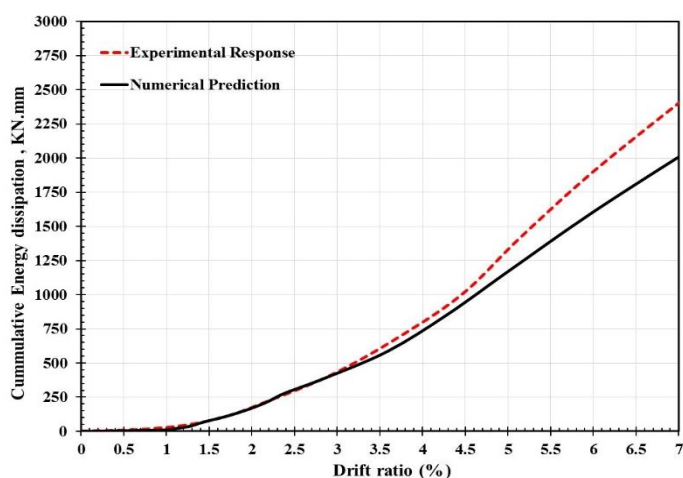
دریافت ۴/۵٪، ۹۰٪ کاهش می‌یابد در حالی که این کاهش سختی در مدل عددی متناظر به ۸۹٪ می‌رسد. برای نمونه دوم آزمایشگاهی نیز چنانچه در شکل ۲۰ دیده می‌شود، میزان سختی اولیه نسبت به سختی مماسی آن در دریافت ۷٪، ۹۵٪ کاهش می‌یابد، در حالی که این کاهش سختی در مدل عددی متناظر به ۹۱٪ می‌رسد.



شکل ۱۹: مقایسه نتایج سختی مماسی سیکلی نسبت به دریافت بین نمونه عددی و آزمایشگاهی اول  
شکل ۲۰: مقایسه نتایج سختی مماسی سیکلی نسبت به دریافت بین نمونه عددی و آزمایشگاهی دوم

### ۵-۳- انرژی اتلافی تجمعی زیرسازه

انرژی اتلافی زیرسازه اتصال در زمان وقوع بارگذاری چرخه ای با محاسبه مساحت محصور شده بین منحنی هیستریزس نیرو- تغییرمکان حاصل می‌شود. روش معمول برای مقایسه انرژی اتلافی این است که آن را به صورت تجمعی در مقایسه با نسبت دریافت هر سیکل بارگذاری ترسیم نماییم. در شکل ۲۱ میزان انرژی اتلافی تجمعی نسبت به دریافت جانبی زیرسازه برای نمونه آزمایشگاهی اول و مدل عددی متناظر ترسیم شده است. با مقایسه این دو نمودار به این نتیجه می‌رسیم که تا دریافت ۲/۷٪ تطابق بسیار مناسبی بین نمونه آزمایشگاهی و مدل عددی مشاهده می‌گردد و تفاوت میان مقادیر انرژی مستهلک شده در مدل و واقعیت به کمتر از ۱۰٪ محدود می‌شود و به مرور و با افزایش میزان دریافت جانبی زیرسازه، این تفاوت اندکی افزایش می‌یابد. به طور مشابه در شکل ۲۲ میزان انرژی اتلافی تجمعی نسبت به دریافت جانبی زیرسازه برای نمونه آزمایشگاهی دوم و مدل عددی متناظر ترسیم شده است. مقایسه این دو نمودار نیز نشان می‌دهد تا دریافت ۴/۵٪ تطابق بسیار مناسبی میان نمونه آزمایشگاهی و مدل عددی مشاهده می‌شود.



شکل ۲۱: مقایسه نتایج انرژی اتلافی تجمعی نسبت به دریافت بین نمونه عددی و آزمایشگاهی اول  
شکل ۲۲: مقایسه نتایج انرژی اتلافی تجمعی نسبت به دریافت بین نمونه عددی و آزمایشگاهی دوم

این نتایج می‌تواند نشانگر این واقعیت باشد که مشخصات رفتار هیستریزیس پیشنهاد شده برای مدل عددی زیرسازه توانسته است میزان جذب انرژی زیرسازه را تا تغییر شکل‌های جانبی در حدود ۳٪ و ۴/۵٪ به ترتیب برای نمونه آزمایشگاهی اول و دوم با تقریب خوبی پیش بینی نماید.

## ۶- نتایج

در این پژوهش یک مدل عددی برای بررسی رفتار غیرخطی اتصالات خارجی بتنی پیش‌ساخته دارای کربل فولادی یا بتنی ارائه شده است. برای ارائه این مدل از رفتار دو نمونه آزمایشگاهی اتصال پیش‌ساخته کمک گرفته شد. برای صحت سنجی استفاده از مدل عددی ارائه شده، مقایسه ای میان پارامترهای رفتار لرزه ای نمونه های آزمایشگاهی با مدل‌های عددی ساخته شده برای رفتار زیرسازه اتصال انجام شده است. پارامترهای مقایسه شده شامل ظرفیت شکل‌پذیری، ماکزیمم ظرفیت باربری، سختی اولیه و انرژی مستهلک شده در زیرسازه بوده و خلاصه نتایج به شرح زیر می‌باشد:

- متوسط ماکزیمم ظرفیت باربری نمونه‌های آزمایشگاهی اول و دوم نسبت به مدل‌های عددی ساخته شده متناظر آن‌ها به ترتیب اختلافی برابر با ۱/۶۵٪ و ۱/۷۵٪ را نشان می‌دادند.
  - متوسط ظرفیت شکل‌پذیری نمونه‌های آزمایشگاهی اول و دوم نسبت به مدل‌های عددی ساخته شده متناظر آن‌ها به ترتیب اختلافی برابر با ۴٪ و ۲٪ را نشان می‌دادند.
  - متوسط سختی اولیه نمونه‌های آزمایشگاهی اول و دوم نسبت به مدل‌های عددی ساخته شده متناظر آن‌ها به ترتیب اختلافی برابر با ۳/۵٪ و ۴/۲٪ را نشان می‌دادند.
  - انرژی مستهلک شده در رفتار هیستریزیس نمونه‌های آزمایشگاهی اول و دوم نسبت به مدل‌های عددی ساخته شده متناظر آن‌ها تا رسیدن به میزان دررفت جانبی ۳٪ اختلافی کمتر از ۱۰٪ را نشان می‌دهند.
- چنانچه دیده می‌شود، نتایج حاصل از مقایسه رفتار آزمایشگاهی با مدل عددی پیشنهادی، تطابق بسیار خوبی را نشان می‌دهند و این امر بیانگر این می‌باشد که می‌توان برای مدل‌سازی رفتار اتصالات در ساختمان‌های پیش‌ساخته بتنی از رفتار مدل عددی پیشنهادی در این تحقیق استفاده نمود.

## مراجع

- [1] Yahyaabadi, A., M. Adibi, and M.K. bakavoli, *Analytical Assessment of Bojnord Earthquake on May 2017*, Bojnord University 2017.
- [2] Parastesh, H., I. Hajirasouliha, and R. Ramezani, *A new ductile moment-resisting connection for precast concrete frames in seismic regions: an experimental investigation*. Engineering Structures, 2014. **70**: p. 144-157.
- [3] Ozturan, T., S. Ozden, and O. Ertas, *Ductile connections in precast concrete moment resisting frames*. concrete construction, 2006. **9**: p. 11.
- [4] Nimse, R.B., D.D. Joshi, and P.V. Patel, *Behavior of wet precast beam column connections under progressive collapse scenario: an experimental study*. International Journal of Advanced Structural Engineering (IJASE), 2014. **6**(4): p. 149-159.
- [5] Jaya, K.P. and R. Vidjeapriya, *Behaviour of precast beam-column mechanical connections under cyclic loading*. ASIAN JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING (BUILDING AND HOUSING), 2012. **13**(2): p. 233-245.
- [6] Khaloo, A.R. and H. Parastesh, *Cyclic loading response of simple moment-resisting precast concrete beam-column connection*. Structural Journal, 2003. **100**(4): p. 440-445.
- [7] Alcocer, S.M., et al., *Seismic tests of beam-to-column connections in a precast concrete frame*. PCI journal, 2002. **47**(3): p. 70-89.
- [8] Rodriguez, M.E. and J.J. Blandón, *Tests on a half-scale two-story seismic-resisting precast concrete building*. PCI journal, 2005. **50**(1): p. 94-114.

- [9] Nishiyama, M. and Y. Wei, *Effect of post-tensioning steel anchorage location on seismic performance of exterior beam-to-column joints for precast, prestressed concrete members*. PCI journal, 2007. **52**.(۲)
- [10] Korkmaz, H.H. and T. Tankut, *Performance of a precast concrete beam-to-beam connection subject to reversed cyclic loading*. Engineering Structures, 2005. **27**(9): p. 1392-1407.
- [11] Shariatmadar, H. and E. Zamani Beydokhty, *An investigation of seismic response of precast concrete beam to column connections: experimental study*. Asian Journal of Civil Engineering-Building And Housing, 2014. **15**.
- [12] Choi, H.-K., Y.-C. Choi, and C.-S. Choi, *Development and testing of precast concrete beam-to-column connections*. Engineering Structures, 2013. **56**: p. 1820-1835.
- [13] Xue, W. and X. Yang, *Seismic tests of precast concrete, moment-resisting frames and connections*. PCI journal, 2010. **55**.(۳)
- [14] Cheok, G.S. and H. Lew, *Model precast concrete beam-to-column connections subject to cyclic loading*. PCI journal, 1993. **38**(4): p. 80-92.
- [15] Manfredi, G., G. Verderame, and G. Lignola. *A FEM model for the evaluation of the seismic behavior of internal joints in reinforced concrete frames*. in *Proceedings of the 14th world conference on earthquake engineering, Beijing, China*. 2008.
- [16] Hakuto, S., R. Park, and H. Tanaka, *Seismic load tests on interior and exterior beam-column joints with substandard reinforcing details*. Structural Journal, 2000. **97**(1): p. 11-25.
- [17] Giberson, M.F., *Two nonlinear beams with definitions of ductility*. Journal of the Structural Division, 1969. **95**: p. 137-57.
- [18] Otani, S., *Inelastic analysis of R/C frame structures*. Journal of the Structural Division, 1974. **100**(Proc. Paper 10686).
- [19] El-Metwally, S. and W. Chen, *Moment-rotation modeling of reinforced concrete beam-column connections*. Structural Journal, 1988. **85**(4): p. 384-394.
- [20] Sailaja, A. and S.k. Kunnath, *Modeling inelastic shear deformation in reinforced concrete beam-column joints*. Engineering mechanics proceedings of 10th conference, ASCE, University of Colorado at Boulder, Boulder, Colorado, pp 822-825, 1995.
- [21] Adibi, M., M.S. Marefat, and R. Allahviridizadeh, *Nonlinear modeling of cyclic response of RC beam-column joints reinforced by plain bars*. Bulletin of Earthquake Engineering, 2018: p. 1-28.
- [22] Daniel, C., *Finite Element Analysis of Precast Prestressed Beam-Column Concrete Connection in Seismic Construction*. 2006, Master's Thesis, Department of Civil and Environmental Engineering, Chalmers University of Technology.
- [23] Mostofinejad, D. and S. Talaeitaba, *Finite element modeling of RC connections strengthened with FRP laminates*. Iranian Journal of Science & Technology ,Transaction B, Engineering, 2006. **30**(B1): p. 21-30.
- [24] Kaya, M. and A.S. Arslan, *Analytical modeling of post-tensioned precast beam-to-column connections*. Materials & Design, 2009. **30**(9): p. 3802-3811.
- [25] Dere, Y. and F.T. Dede, *Nonlinear finite element analysis of an R/C frame under lateral loading*. Mathematical and Computational Applications, 2011. **16**(4): p. 947-958.
- [26] Ying Wang, Y.X., *Nonlinear Finite Element Analysis of the Steel concrete Composite Beam to Concretetilled Steel Tubular Column Joints*. International Journal of Nonlinear Science, 2010. **9**.(۳)
- [27] Hawileh, R., A. Rahman, and H. Tabatabai, *Nonlinear finite element analysis and modeling of a precast hybrid beam-column connection subjected to cyclic loads*. Applied mathematical modelling : (۹)۳۴ .۲۰۱۰ , p. 2562-2583.
- [28] Pampanin, S., M.N. Priestley, and S. Sritharan, *Analytical modelling of the seismic behaviour of precast concrete frames designed with ductile connections*. Journal of Earthquake Engineering, 2001. **5**(03): p. 329-367.
- [29] *Iranian Seismological Center (Institute of Geophysics, University of Tehran)* , <http://www.irsc.ac.ir>.
- [30] Bahrami, S. and M. Madhkhani, *Experimental performance of a new precast beam to column connection using hidden corbel*. Asian Journal of Civil Engineering (BHRC), 2017. **18**(5): p. 791-805.
- [31] Vidjapriya, R., *Behaviour of precast beam column connections subjected to seismic type loading*, in *FACULTY OF CIVIL ENGINEERING*. 2011, ANNA UNIVERSITY.



- [32] Opensees, *Open system for earthquake engineering simulation*, Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Brekely Ca, <http://opensees.berkeley.edu/>. 2016.
- [33] Mander, J.B., M.J. Priestley, and R. Park, *Theoretical stress-strain model for confined concrete*. Journal of structural engineering, 1988. **114**(8): p. 1804-1826.
- [34] Park, R., *Evaluation of ductility of structures and structural assemblages from laboratory testing*. Bulletin of the New Zealand national society for earthquake engineering, 1989. **22**(3): p. 155-166.
- [35] Priestley, M. and R. Park, *Strength and ductility of concrete bridge columns under seismic loading*. Structural Journal, 1987. **84**(1): p. 61-76.
- [36] Paulay, T. and M.N. Priestley, *Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings*, John Wiley & Sons, Inc, New York ,NY, USA. . 1992.