

Analytical Evaluation of Seismic Performance of Post-tensioned slab with RC Wide Beam

Amin Behrouz¹, Jalil Shafaei^{2*}

1- M.sc of structural Engineering, Faculty of Civil Engineering, Shahrood University of Technology, Shahrood, Iran

2- Associate Professor., Faculty of Civil Engineering of Shahrood University of Technology, Shahrood, Iran.

ABSTRACT

Due to the increase in the use of post-tension slabs in structures with long spans, studying and investigating the seismic behavior of these types of systems has become more important. In this article, post-tension slab systems are used along with wide beam moment frame systems. For this purpose, firstly, a sample of the exterior connection of the post-tension slab to the column and a sample of the exterior connection of the wide beam to the column were validated in ABAQUS software. Then, by adding a wide beam with different dimensions to the post-tension slab sample and also adding a post-tension slab to the validated wide beam sample, the performance of this combined system was investigated. The results showed that the presence of the wide beam buried in the slab increases the ultimate strength by 21.5% and the wide beam with a depth of 20 cm and a width of 60 and 75 cm respectively increases the ultimate strength by 171.5 and 207% compared to the original sample. Also, the effective stiffness of the samples with the wide beam increases significantly.

ARTICLE INFO

Receive Date: 9 August 2025

Revise Date: 16 September 2025

Accept Date: 10 October 2025

Keywords:

Prestressed Slab
post-tensioned Slab
Lateral Loading
Reinforced Concrete
Reinforced Concrete Slab

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

doi: 10.22065/jsce.2025.509014.3680

*Corresponding author: jalil shafaei
Email address: jshafaei@shahroodut.ac.ir

بررسی تحلیلی عملکرد لرزه‌ای اتصال در سیستم‌های دال پس کشیده به همراه تیر عریض

امین بهروز^۱، جلیل شفائی^{۲*}

۱- کارشناس ارشد سازه، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شاهرود، شاهرود، ایران

۲- دانشیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شاهرود، شاهرود، ایران

چکیده

با توجه به افزایش استفاده از دال‌های پس کشیده در سازه‌های با دهانه‌های بلند، مطالعه رفتار لرزه‌ای این سیستم‌ها اهمیت بیشتری یافته است. در این مقاله از دال پس کشیده در کنار سیستم‌های قاب خمشی با تیر عریض استفاده شده است. به این منظور ابتدا یک نمونه اتصال کناری دال پس کشیده به ستون و تیر عریض به ستون در نرم افزار آباکوس مورد صحت سنجی قرار گرفت. سپس با افزودن تیر عریض با ابعاد مختلف به نمونه دال پس کشیده و همچنین افزودن دال پس کشیده به نمونه تیر عریض، عملکرد این سیستم مورد بررسی قرار گرفت. نتایج نشان داد حضور تیر عریض مدفون در دال باعث افزایش ۲۱/۵ درصدی مقاومت نهایی و تیر عریض با عمق ۲۰ و عرض ۶۰ و ۷۵ سانتی‌متر به ترتیب باعث افزایش ۱۷۱/۵ و ۲۰۷ درصدی مقاومت نهایی نسبت به نمونه اصلی می‌شود. همچنین سختی موثر نمونه‌های همراه با تیر عریض به طور قابل توجهی افزایش می‌یابد.

کلمات کلیدی: دال پیش تنیده، دال پس کشیده، تیر عریض، بارگذاری جانبی، بتن مسلح، دال بتن آرمه

سابقه مقاله:		شناسه دیجیتال:			
دریافت	بازنگری	پذیرش	انتشار آنلاین	چاپ	10.22065/jsce.2025.509014.3680
۱۴۰۴/۰۵/۲۰	۱۴۰۴/۰۶/۲۵	۱۴۰۴/۰۷/۱۸	۱۴۰۴/۰۷/۱۸	۱۴۰۵/۰۳/۳۱	doi: 10.22065/jsce.2025.509014.3680
*نویسنده مسئول: جلیل شفائی					
پست الکترونیکی: jshafaei@shahroodut.ac.ir					

۱- مقدمه

استفاده از تکنیک پیش تنیدگی در دال های تخت از جمله روش های متداول به منظور کنترل خیز، ترک خوردگی و افزایش دهانه ها می باشد. نیروی پیش تنیدگی را می توان با دو روش پیش کشیدگی^۱ و پس کشیدگی به یک عضو بتنی اعمال کرد. در روش پیش کشیده، کشش کابل ها قبل از بتن ریزی و در روش پس کشیده، بعد از بتن ریزی صورت می گیرد. در روش پس کشیده کابل ها به دو صورت چسبیده^۲ و یا نچسبیده^۳ اجرا می شوند. استفاده از دال های پیش تنیده سبب سهولت در تامین پارکینگ، جانمایی ستون ها و کاهش ارتفاع نهایی ساختمان به دلیل کاهش ضخامت دال می گردد. [۱]. دال های تخت عموماً به صورت ثقلی طراحی می شوند و وظیفه تحمل بارهای جانبی بر عهده دیوار برشی یا قاب های خمشی می باشد. با توجه به ضوابط مندرج در آیین نامه ACI و AISC، سیستم ساختمانی متشکل از دال تخت و ستون به عنوان قاب خمشی، با حداکثر شکل پذیری متوسط شناخته می شود و در صورت ترکیب آن با دیوار برشی به عنوان سیستم دوگانه برای مقابله با نیروهای زلزله، با رعایت محدودیت های ارتفاعی، برای ساختمان های مختلف و در مناطق با لرزه خیزی متفاوت قابل استفاده است. استفاده از سیستم های دال تخت حتی در صورتی که به عنوان سیستم باربر ثقلی مورد استفاده قرار گیرند، زمانی که ساختمان تحت بارهای جانبی قرار میگیرد دچار تغییر شکل هایی در ناحیه اتصال می شوند که دال ها باید قادر باشند در عین حال که قابلیت باربری ثقلی خود را حفظ می کنند با این تغییر شکل ها نیز سازگار بوده و از شکل پذیری کافی برخوردار باشند.

با توجه به مطالعات محدودی که بر روی رفتار لرزه ای اتصالات دال تخت پس کشیده به ستون بتن مسلح صورت گرفته است رفتار لرزه ای این سیستم ها همچنان دارای ابهاماتی می باشد و از این رو آیین نامه ها توصیه به عدم استفاده از این سیستم ها در مناطق لرزه خیز می کنند. مطالعات قبلی حاکی از این است که با وجود سختی جانبی کم در این سیستم ها اما باز هم دارای قابلیت هایی جهت استهلاک انرژی می باشند که می توان از این سیستم ها به عنوان سیستم باربر جانبی مستقل یا سیستمی که بتواند به سایر سیستم ها در مقابله با نیروهای جانبی کمک کند، استفاده کرد. از جمله سیستم هایی که آیین نامه استفاده از آنها را در مناطق لرزه خیز با اعمال محدودیت هایی به عنوان قاب خمشی ویژه مجاز دانسته است سیستم های تیر عریض است. این سیستم ها به دلیل تطابق با معماری، کاهش ارتفاع سازه، حذف آویز تیر و کم کردن تمرکز آرماتور در هسته اتصال مورد توجه کارفرمایان و طراحان قرار گرفته است. همچنین به علت کفایت عمق تیر در محل اتصال، تیر عریض می تواند مشکل برش پانچ در سیستم های دال تخت را بر طرف کند. با وجود سختی جانبی و ظرفیت اتلاف انرژی کمتر این سیستم ها در مقایسه با قاب خمشی متداول تیر و ستون، مطالعات متعدد صورت گرفته بر روی رفتار لرزه ای این سیستم ها نشان می دهد که می توان از آنها در مناطق لرزه خیز استفاده کرد، به همین دلیل استفاده از این سیستم ها به عنوان قاب خمشی ویژه مجاز شمرده می شود.

مطالعه بر روی رفتار اتصالات دال پس کشیده به ستون تحت اثر بارهای جانبی، از اواخر دهه ۱۹۷۰ توسط تراندام^۴ و هاوکینز^۵ با انجام آزمایشاتی بر روی شش نمونه اتصال دال پس کشیده نچسبیده به ستون بتن مسلح آغاز شد [۲]. سانیدجا^۶ و همکاران در سال ۱۹۸۲ آزمایشاتی را بر روی چهار نمونه اتصال کناری دال پس کشیده به ستون با مقیاس دو سوم در دانشگاه ایلینویز انجام دادند. نتایج حاصل از این تحقیق نشان داد تمرکز کابل های پیش تنیده در اطراف ناحیه اتصال به افزایش مقاومت برشی و کاهش ترک خوردگی کمک می کند [۳]. کروزادو^۷ در سال ۱۹۹۳ دو نمونه اتصال کناری و دو اتصال گوشه دال پس کشیده نچسبیده به ستون را در دانشگاه برکلی مورد بررسی قرار داد. نتایج حاصل از این تحقیق نشان داد که تنش های فشاری زیاد در ناحیه اتصال دال به ستون زمانی که کابل ها در جهت عمود بر لبه آزاد،

¹ Pretensioning

² Bonded

³ Unbonded

⁴ Trongtham

⁵ Hawkins

⁶ Sunidja

⁷ Cruzado

به صورت نواری هستند، زوال سختی اولیه را کاهش داده و مقاومت اتصال افزایش می‌یابد. [۴]. در سال ۲۰۰۴ وارنیچای^۸ و همکاران یک نمونه اتصال داخلی ستون به دال پس کشیده را مورد آزمایش بارگذاری چرخه ای قرار دادند. روابط نیرو تغییر مکان جانبی نشان داد که مدل اتصال همانند یک سیستم الاستیک خطی با استهلاک انرژی کم رفتار می‌کند و نمونه در تغییر مکان نسبی جانبی ۲٪ تحت برش پانچ می‌شکند [۵]. سانگ وان هان^۹ و همکاران در سال ۲۰۰۶ رفتار هیستریزیس اتصال خارجی دال معمولی و پس کشیده به ستون را مورد ارزیابی قرار دادند [۶]. کنگ^{۱۰} و هووانگ^{۱۱} در سال ۲۰۱۲ یک مدل غیر خطی برای ارزیابی رفتار اتصال دال تخت پس کشیده به ستون با استفاده از ترکیب روش المان‌های فنر و فرمول بندی تماسی، توسعه دادند. نتایج نشان داد ظرفیت برش پانچ اتصالات کناری دال پس کشیده به ستون در اثر پیش‌تنیدگی بهبود پیدا کرده است [۷]. جانقربان و همکاران در سال ۲۰۲۰ تاثیر نحوه آرایش کابل‌ها بر روی رفتار اتصالات کناری دال پس کشیده به ستون را با استفاده از یک مدل المان محدود مورد ارزیابی قرار دادند. نتایج حاکی از این بود که آرایش نواری کابل‌های پیش‌تنیدگی در جهت عمود بر بارگذاری، باعث افزایش سختی اولیه و کاهش ظرفیت خمشی اتصالات می‌شود [۸]. بهروز و شفایی یک نمونه اتصال خارجی دال پس کشیده به ستون بتن مسلح را صحت سنجی کرده و تاثیر مقاومت فشاری بتن، میزان نیروی پیش‌تنیدگی و نوع چسبندگی کابل‌ها را در رفتار لرزه ای اتصالات مورد بررسی قرار دادند نتایج نشان داد نوع چسبندگی کابل‌ها تاثیر زیادی رو رفتار اتصالات نداشته اما افزایش مقاومت فشاری بتن و میزان نیروی پیش‌تنیدگی منجر به افزایش ظرفیت باربری اتصال می‌شود [۹]. نظامی و شفایی در سال ۱۴۰۳ اثرات بزرگ کردن ناحیه اتصال و پیش‌تنیدگی را به منظور تقویت اتصالات تیر به ستون مورد بررسی قرار دادند. نتایج نشان داد محصور کردن ۷ درصد طول تیر توسط ادوات تقویتی منجر به افزایش ۳۰ درصدی حداکثر نیروی قابل تحمل می‌شود [۱۰].

مطالعه بر روی رفتار اتصالات تیر عریض ستون بتن مسلح نیز در سال ۱۹۹۱ توسط هاتاموتو^{۱۲} و همکارانش با بررسی عملکرد لرزه‌ای اتصالات تیر عریض-ستون بتن مسلح تحت بار جانبی آغاز شد. پیف^{۱۳} و همکارانش در سال ۱۹۹۲ آزمایشاتی را بر روی اتصالات داخلی تیر عریض ستون بتن مسلح انجام دادند اتصالات تحت بار چرخه‌ای قرار داده شد و مشاهده شد میلگردهایی که خارج از هسته اتصال قرار دارند سهم زیادی در مقاومت جانبی و استهلاک انرژی دارند. [۱۱]. جنتری^{۱۴} و وایت^{۱۵} در سال ۱۹۹۴ مطالعاتی بر روی اتصالات خارجی تیر عریض تحت بار جانبی انجام دادند [۱۲]. لفاوه^{۱۶} در سال ۱۹۹۷ آزمایش‌هایی را بر روی اتصالات کناری تیر عریض در دانشگاه میشیگان انجام داد. نتایج نشان داد حتی زمانی که نسبت عرض تیر به عرض ستون بیشتر از سه بوده و بیش از دو سوم میلگردهای خمشی تیر عریض از خارج از هسته ستون عبور کنند، اتصال دال تیر عریض ستون عملکرد خوبی خواهد داشت [۱۳]. بینگ لی^{۱۷} و همکارانش در سال ۲۰۱۰ آزمایش‌هایی برای بررسی عملکرد لرزه‌ای اتصالات کناری تیر عریض ستون بتن مسلح انجام دادند و با استفاده از نرم‌افزار اجزا محدود به مطالعه عددی و پارامتریک اتصالات مذکور پرداختند [۱۴]. در سال ۲۰۱۴ فدوا^{۱۸} و همکارانش آزمایش‌هایی بر روی اتصالات کناری و میانی تیر عریض - ستون بتن مسلح و اتصالات معمولی با مقیاس کامل برای بررسی عملکرد لرزه‌ای اتصالات مذکور انجام دادند. دو نمونه برای بار ثقلی و دو نمونه دیگر علاوه بر بار ثقلی برای الزامات لرزه‌ای نیز طراحی شدند [۱۵]. در سال ۲۰۱۷ لوک و همکارانش رفتار لرزه‌ای اتصال خارجی تیر عریض ستون بتن مسلح را با استفاده از نرم‌افزار آباکوس با هدف یافتن مسیرهای انتقال بار و ارزیابی عملکرد اتصالات با تیر معمولی و تیر عریض مورد بررسی قرار دادند [۱۶]. بهنام و همکارانش در سال ۲۰۱۸ مطالعاتی بر روی اتصالات خارجی تیر عریض به ستون بتن مسلح با استفاده از نرم‌افزار آباکوس انجام دادند [۱۷]. پاکزاد و خان محمدی در سال ۲۰۲۰ آزمایشاتی بر روی اتصالات خارجی تیر عریض ستون بتن مسلح تحت بارگذاری چرخه ای شبه استاتیکی انجام دادند [۱۸].

⁸ Warnitchai

⁹ Sang Wan Han

¹⁰ Kang

¹¹ Huang

¹² Hatamoto

¹³ Popov

¹⁴ Gentry

¹⁵ White

¹⁶ Lafave

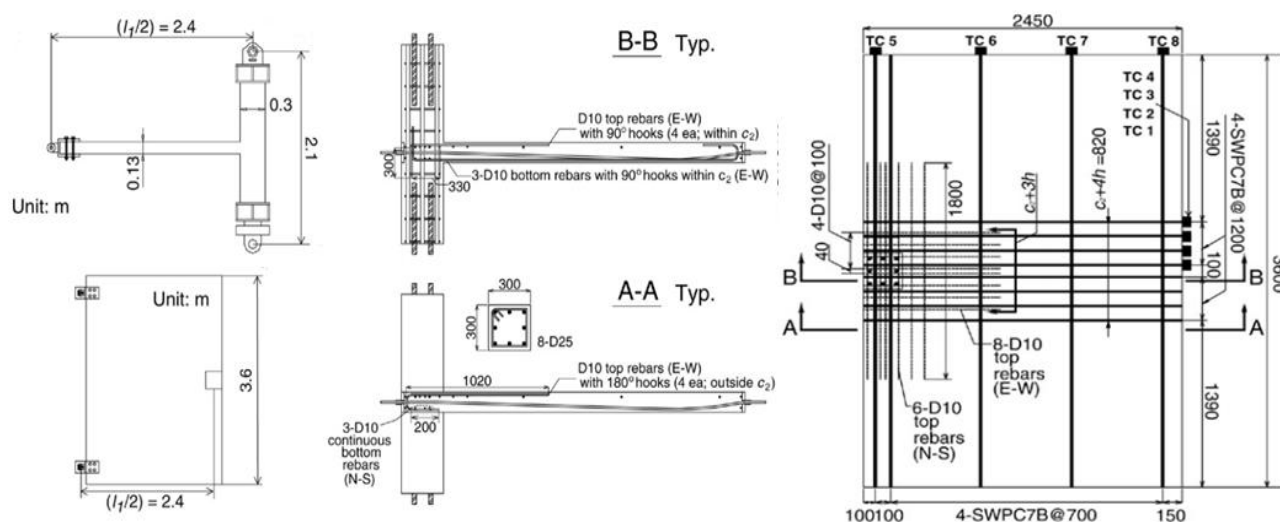
¹⁷ Bing Li

¹⁸ Fadwa

نوآوری پژوهش حاضر بررسی پارامترهای لرزه ای در استفاده همزمان از سیستم های دال پس کشیده و سیستم قاب خمشی با تیر عریض می باشد. سیستم های دال پس کشیده دارای ابهاماتی در عملکرد اتصالات بوده که منجر به عدم توصیه آیین نامه ها به استفاده از آنها در مناطق لرزه خیز شده است. از طرف دیگر سیستم های قاب خمشی با تیر عریض دارای مزایایی از جمله تطابق با معماری، کاهش ارتفاع سازه، حذف آویز تیر و کم کردن تمرکز آرماتور در هسته اتصال و کمک به رفع مشکل برش پانچ در دال های پیش تنیده می باشند. همچنین می توان با رعایت ضوابط و محدودیت های ارائه شده در آیین نامه از سیستم های با تیر عریض در مناطق لرزه خیز نیز استفاده کرد. در این تحقیق به منظور بررسی عملکرد لرزه ای استفاده همزمان از دال پس کشیده و تیر عریض، ابتدا یک نمونه اتصال دال پس کشیده به ستون و سپس یک نمونه اتصال تیر عریض به ستون بتن مسلح مورد صحت سنجی قرار گرفته و سپس پارامترهای لرزه ای سیستم ترکیبی دال پس کشیده و تیر عریض از جمله سختی، مقاومت نهایی و شکل پذیری در این سیستم ترکیبی مورد بررسی قرار گرفته و همچنین تاثیر حضور نیروهای پیش تنیدگی در سیستم های تیر عریض- دال مورد بررسی قرار می گیرد.

۲- جزئیات مدل آزمایشگاهی دال پس کشیده

آزمایش انجام شده توسط هان و همکاران در سال ۲۰۰۶، بر روی اتصالات کناری یک ساختمان ده طبقه با سیستم دیوار برشی ویژه و دال تخت، با مقیاس دو سوم بود [۶]. اتصالات شامل دو نمونه اتصال ستون به دال پس کشیده با آرایش کابل های مختلف و یک نمونه اتصال ستون به دال تخت معمولی بود. یک دال با ضخامت ۲۰ سانتی متر و نسبت دهانه به ضخامت ۴۰، انتخاب شده بود. ابعاد دال در نمونه های با مقیاس دو سوم، ۳۶۰×۲۴۵۰ میلی متر و ابعاد ستون مربعی ۳۰×۳۰ بود. آرماتورهای دال و ستون مطابق آیین نامه ACI318-05 برای تحمل لنگر و نیروی برشی ثقلی طراحی شده بودند. میزان پیش تنیدگی موثر کابل ها نیز ۱/۲ مگاپاسکال می باشد. در تمام نمونه ها نیروی برشی ثقلی وارد شده به اتصالات دال ستون، تقریباً برابر ۵۰٪ مقاومت برشی اسمی اتصال است. نمونه PE-B50 که اتصال ستون به دال پس کشیده نچسبیده با کابل های نواری در جهت بار اعمالی و کابل های گسترده در جهت عمود بر آن می باشد، جهت صحت سنجی انتخاب شده است. جزئیات آرماتورگذاری و هندسه مدل در شکل ۱ و مشخصات مصالح مورد استفاده در آزمایش در جدول ۱ ارائه شده است. نمونه آزمایشگاهی تحت بارگذاری چرخه ای شبه استاتیکی تا لحظه گسیختگی مورد آزمایش قرار گرفت.



شکل ۱: جزئیات مدل آزمایشگاهی هان و همکاران [۶]

جدول ۱: مشخصات مصالح مورد استفاده در آزمایش [۶]

f'_c	ϵ'_c	$E_{sec} (MPa)$	بتن
۳۲/۲	۰/۰۰۱۸۵	۲۹۶۰۰	

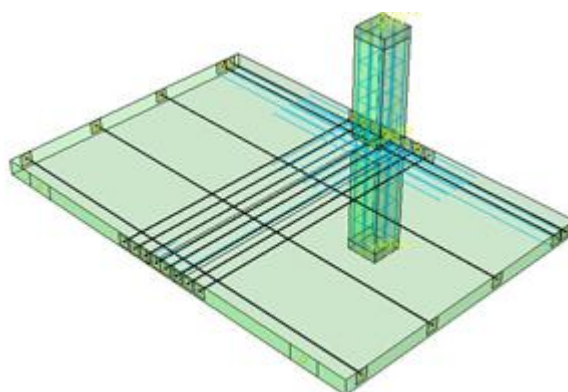
$d_b (mm)$	$f_y (MPa)$	ε_y	$E_s (MPa)$	$f_u (MPa)$	ε_u	
۱۰	۴۶۶	۰/۰۰۲۴	۱۹۳۱۶۶	۶۹۸	۰/۱۲۴۵	میلگرد ها
۲۵	۴۶۵	۰/۰۰۲۷	۱۷۲۲۲۲	۵۸۴	۰/۰۸۱۹	
$d_{ps} (mm)$	$f_y (MPa)$	ε_y	$E_s (MPa)$	$f_u (MPa)$	ε_u	
۱۲/۷	۱۵۵۵	۰/۰۰۹۸	۱۸۲۲۲۳	۱۷۵۱	۰/۰۴۹	کابل هفت رشته ای

۳ - مدل سازی عددی دال پس کشیده در نرم افزار

در این بخش دو مدل عددی اتصال ستون به تیر عریض و اتصال دال پس کشیده به ستون به روش اجزا محدود مورد صحت سنجی قرار گرفته است. تحلیل های عددی با استفاده از نرم افزار المان محدود آباکوس انجام شده است. هندسه مدل، مصالح، شرایط مرزی، بارگذاری و اثرات تماس میان کابل ها و بتن دقیقاً مشابه نمونه آزمایشگاهی شبیه سازی شده است که در ادامه به جزئیات آن ها پرداخته می شود.

۳-۱- هندسه مدل دال پس کشیده

برای مدل سازی اعضای بتنی و غلافها از المان های Solid هشت گرهی مرتبه یک با انتگرال گیری کاهش یافته (C3D8R) استفاده شده است. برای میلگردها و کابل های پیش تنیدگی از المان خرابی خطی دو گرهی (T3D2) استفاده شده است. ابعاد و اندازه های مدل نیز دقیقاً مشابه نمونه آزمایشگاهی مدل سازی شده است. مدل ساخته شده در نرم افزار در شکل ۲ نشان داده شده است.



شکل ۱: هندسه مدل ساخته شده در نرم افزار

۳-۲- تعریف مشخصات مصالح

۳-۲-۱- مشخصات مصالح بتن

برای مدل سازی رفتار غیر خطی مصالح بتنی در نرم افزار آباکوس می توان از سه مدل رفتاری بتن ترک خورده^{۱۹}، بتن شکننده^{۲۰} و پلاستیسیته آسیب بتن^{۲۱} استفاده کرد. در این مقاله از مدل پلاستیسیته آسیب برای مدل سازی رفتار بتن استفاده شده است. مکانیزم های اصلی شکست در این مدل رفتاری، ترک خوردگی در کشش و خرد شدگی در فشار می باشد. تکامل سطح شکست از طریق متغیرهای سخت شوندگی ε_c^{pl} در فشار و ε_t^{pl} در کشش، کنترل می شود. ε_c^{pl} و ε_t^{pl} کرنش های پلاستیک معادل می باشند. در این مدل فرض بر این است که پاسخ در مقابل کشش و فشار تک محوره توسط معیار خرابی پلاستیک کنترل می گردد. زمانی که از هر نقطه بر روی شاخه نرم شدگی کرنش در نمودار تنش کرنش نمونه باربرداری انجام شود، به علت کاهش سختی الاستیک مصالح آسیب دیده، پاسخ باربرداری از پاسخ اولیه

¹⁹ Concrete Smear Cracking

²⁰ Brittle Cracking

²¹ Concrete Damage Plasticity

ضعیف تر خواهد بود. کاهش سختی الاستیک از طریق دو پارامتر d_t و d_c مشخص می شود. اگر E_0 سختی اولیه مصالح (آسیب ندیده) باشد روابط تنش-کرنش به صورت روابط زیر خواهد بود.

$$\sigma_t = (1 - d_t) E_0 (\varepsilon_t - \varepsilon_t^{pl}) \quad (1)$$

$$\sigma_c = (1 - d_c) E_0 (\varepsilon_c - \varepsilon_c^{pl}) \quad (2)$$

مدل پلاستیسیته آسیب بتن از معیار شکست داکر پراگر استفاده می کند [۱۹]. همچنین برای کنترل زاویه اتساع از قانون جریان غیر وابسته، استفاده می کند. تابع پتانسیل جریان پلاستیک، تابع هذلولی دارگر-پراگر^{۲۲} است که از معادله ۴ پیروی می کند:

$$G = \sqrt{(\varepsilon \sigma_{t0} \tan \psi)^2 + \bar{q}^2} - \bar{p} \tan \psi \quad (4)$$

در رابطه بالا ψ زاویه اتساع و ε پارامتر خروج از مرکزیت است. پارامترهای ورودی مورد نیاز جهت تعریف رفتار بتن مطابق مدل پلاستیسیته آسیب، در جدول ۲ مشخص شده است.

جدول ۲: پارامترهای ورودی به نرم افزار در مدل پلاستیسیته آسیب بتن

زاویه اتساع ψ	خروج از مرکزیت ε	نسبت تنش f_{b0}/f_{c0}	ضریب شکل K_c	ویسکوزیته μ
۴۰	۰/۱	۱/۱۶	۰/۶۶۷	۰/۰۰۱

۱-۲-۳ رفتار فشاری و کششی بتن

برای مدلسازی رفتار بتن در فشار تک محوره از مدل رفتاری ارائه شده توسط ترنفلد^{۲۳} استفاده شده است. این مدل از روابط ۵ و ۶ و ۷ برای شبیه سازی رفتار بتن استفاده می کند [۲۰].

$$\sigma_{ci} = \left(\frac{\varepsilon_{ci}}{\varepsilon_c} \right) f'_c \frac{n}{n-1 + \left(\frac{\varepsilon_{ci}}{\varepsilon_c} \right)^{nk}} \quad (5)$$

$$n = 0.80 + \frac{f'_c}{17} \quad (6)$$

$$k = \begin{cases} 1.0 & \text{for } 0 < \varepsilon_{ci} < \varepsilon_c \\ 0.67 + \frac{f'_c}{62} \geq 1.0 & \text{for } \varepsilon_{ci} > \varepsilon_c \end{cases} \quad (7)$$

رابطه تنش کرنش بتن در کشش تنها شامل اثرات بعد از ترک خوردگی می شود. این اثرات تحت عنوان سخت شوندگی کششی در مدل پلاستیسیته آسیب بتن لحاظ می شود. اثرات سخت شوندگی کششی به دو صورت اصلاح رابطه تنش کرنش بتن در کشش و یا از

²² Drucker-Prager

²³ Thorenfeldt

طریق معیار انرژی شکست در مدل رفتاری لحاظ می گردد. در این تحقیق از معادلات ارائه شده توسط وانگ^{۲۴} و سو^{۲۵} (روابط ۸ و ۹) جهت اصلاح رابطه تنش کرنش استفاده شده است [۲۱].

$$\sigma_t = E_c \varepsilon_t \quad \varepsilon_t \leq \varepsilon_{cr} \quad (8)$$

$$\sigma_t = f_{cr} \left(\frac{\varepsilon_{cr}}{\varepsilon_t} \right)^c \quad \varepsilon_t > \varepsilon_{cr} \quad (9)$$

ε_{cr} کرنش ترک خوردگی یا کرنش معادل با حداکثر مقاومت کششی بتن می باشد. مقدار c نیز برای میلگرد آج دار ۰/۴ در نظر گرفته می شود.

۳-۲-۲ مشخصات مصالح فولادی

برای مدلسازی میلگردهای فولادی از یک مدل الاستو پلاستیک کامل استفاده شده است. مشخصات مکانیکی مصالح فولادی در جدول ۱ بیان شده است. جهت شبیه سازی رفتار کابل‌های پیش‌تنیدگی می‌توان از روابط ارائه شده توسط دیوالاپورا^{۲۶} و تادرس^{۲۷} در سال ۱۹۹۲ استفاده کرد [۲۲]. در این مقاله با توجه به موجود بودن داده‌های آزمایشگاهی رفتار کابل‌ها، از داده‌های موجود استفاده شده است.

۳-۳ اندرکنش میان اعضا

برای درنظرگیری اثرات متقابل بتن و کابل‌های پیش‌تنیدگی از روش فرمول بندی تماسی ارائه شده توسط هوانگ استفاده شده است [۲۱]. از تماس سطح به سطح در نرم افزار آباکوس در حالت بدون اصطکاک برای شبیه سازی تماس میان کابل و غلاف استفاده شده است تا کابل‌ها امکان لغزش در درون غلاف‌ها را داشته باشند. میلگردها و غلاف‌ها در بتن مدفون سازی شده‌اند. همچنین برای شبیه سازی مهارهای انتهایی کابل‌ها از قید چند نقطه‌ای (MPC²⁸) استفاده شده است.

۳-۴ شرایط مرزی و بارگذاری

با بستن درجات آزادی انتقالی در پایین ستون تکیه‌گاه مفصل شبیه سازی شد. همچنین شرایط مرزی انتهایی دال نیز مطابق نمونه آزمایشگاهی هان و همکاران مدل شد. سپس بارهای ثقلی وارد بر سطح دال و بار محوری ستون مطابق نمونه آزمایشگاهی به مدل عددی وارد شد. بار جانبی به صورت یک جهته و از نوع جابجایی کنترل به میزان ۹۲ میلی‌متر به بالای ستون اعمال شد. جهت اعمال نیروی پیش‌تنیدگی از روش میدان حرارتی استفاده شده است و مقدار ضریب انبساط حرارتی برای مصالح کابل، ۰/۰۰۰۰۱ در نظر گرفته شده است.

۳-۶ بررسی صحت نتایج

جهت بررسی صحت نتایج از سه نوع اندازه مش مختلف ۲۵، ۳۰ و ۳۵ میلی‌متر استفاده شد و در نهایت ابعاد ۳۰ میلی‌متر به عنوان مناسب ترین مش انتخاب گردید. جهت اطمینان از اینکه بارگذاری در حلگر صریح به صورت شبه استاتیکی انجام شده است باید انرژی جنبشی و انرژی درونی مدل در حین تحلیل مورد بررسی قرار گیرد. در صورتی که انرژی جنبشی کمتر از ۱۰٪ انرژی درونی باشد حل به

²⁴ Wang

²⁵ Hsu

²⁶ Devalapura

²⁷ Tadros

²⁸ Multi-Point Constraint

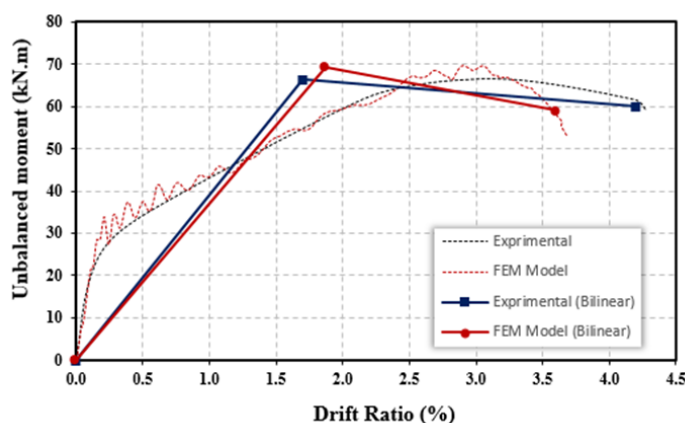
صورت شبه استاتیکی انجام شده است. مقایسه انرژی درونی و جنبشی در طول تحلیل نشان می‌دهد انرژی جنبشی مدل همواره کمتر از میزان انرژی درونی می‌باشد. در نتیجه می‌توان به پاسخ‌های بدست آمده با استفاده از حلگر صریح اطمینان کرد.

۱-۶-۳ مقایسه نمودارهای لنگر در برابر تغییر مکان نسبی جانبی

نمودار لنگر نامتعادل ناشی از بار جانبی در مرکز ستون در مقابل درصد تغییر مکان نسبی جانبی در شکل ۳ نشان داده شده است. برای مقایسه بهتر نتایج، نمودارها با استفاده از روش پن و موهل دو خطی شده اند [۲۴]. در روش ارائه شده توسط این محققین جهت بدست آوردن جابجایی نظیر تسلیم، خطی از مبدا مختصات و گذرنده از $0.66P_u$ بر روی منحنی ترسیم شده و تا نقطه P_u امتداد می‌یابد. سپس از این نقطه، خط دوم به گونه ای ترسیم می‌شود که مساحت ناحیه محصور بین دو منحنی در بالا و پایین برابر شود. همچنین می‌توان جابجایی نهایی را نقطه‌ای معادل ۲۰ درصد افت نیرو در نظر گرفت. مقایسه کمی نتایج مدل عددی با مدل آزمایشگاهی در جدول ۳ ارائه شده است.

جدول ۳: مقایسه کمی نتایج مدل عددی و آزمایشگاهی

نتایج	حداکثر لنگر	جابجایی نسبی متناظر با تسلیم (%)	جابجایی نسبی نهایی (%)	جابجایی نسبی متناظر با ۲۰٪ افت
آزمایشگاهی	۶۶/۳	۱/۷	۳/۲۳	۴/۲
عددی	۶۹/۳	۱/۸۷	۳/۰۸	۳/۶
درصد خطا	۴/۵	۱۰	۴/۸	۱۶/۶۷

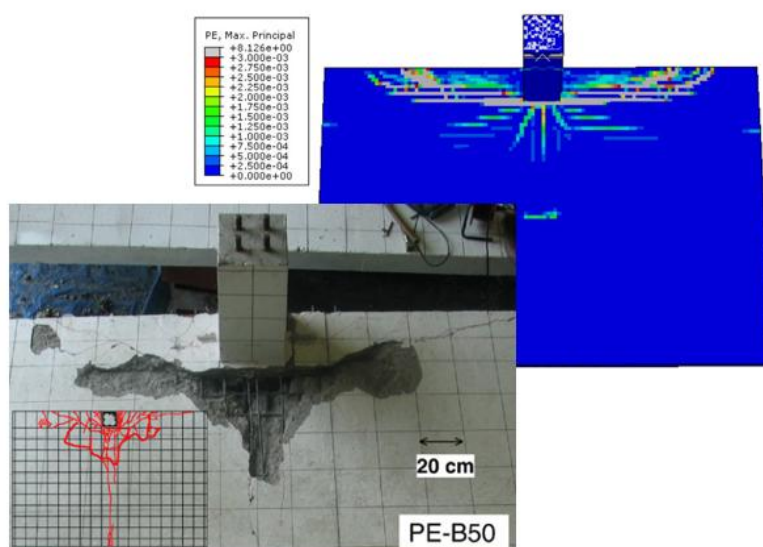


شکل ۳: مقایسه نمودار لنگر نامتعادل در برابر تغییر مکان نسبی جانبی مدل عددی و آزمایشگاهی

همانطور که در شکل ۳ مشاهده می‌شود نمونه آزمایشگاهی و مدل عددی تا نسبت تغییر مکان نسبی جانبی ۳/۲ درصد که برش پانچ در مدل آزمایشگاهی اتفاق می‌افتد، مطابقت بسیار خوبی با یکدیگر دارند. حداکثر لنگر اعمالی در مدل عددی حدود ۴/۵ درصد بیشتر از مدل آزمایشگاهی است که می‌تواند به علت خطاهای ناشی از در نظر گیری مصالح و شرایط مرزی و اختلاف در بارگذاری مونوتونیک و چرخه‌ای در مدل عددی در مقایسه با مدل آزمایشگاهی باشد.

۲-۶-۳ مقایسه الگوی ترک خوردگی

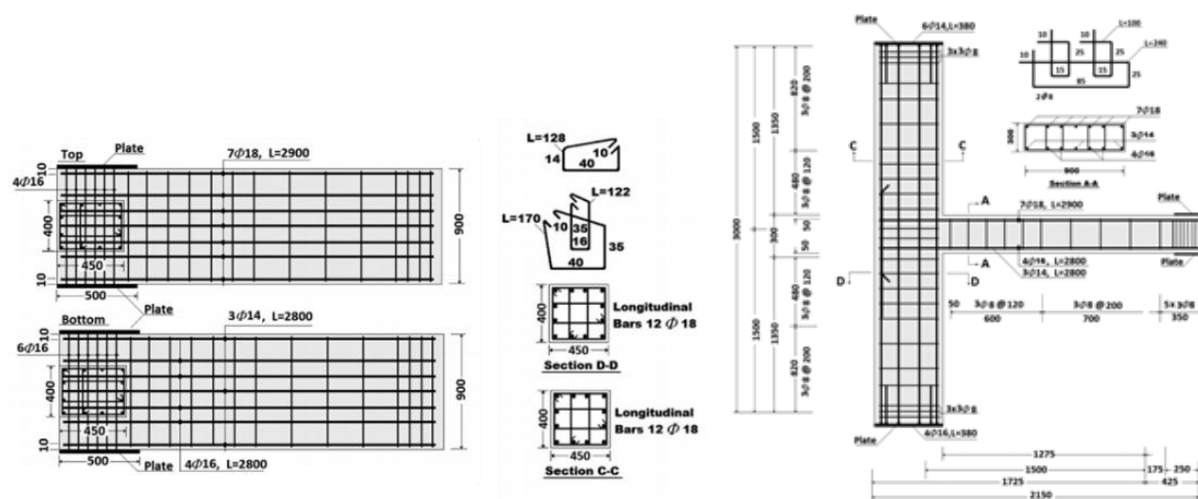
مشابه نمونه آزمایشگاهی، ترک‌های خمشی در جابجایی نسبی ۰/۲ درصد بوجود آمد. در جابجایی نسبی ۰/۷۵ درصد نخستین ترک‌های پیچشی مشاهده شد و شروع به گسترش کرد. در جابجایی نسبی ۱/۲ درصد ترک‌های خمشی زیادی بوجود آمد و در جابجایی نسبی ۳/۳ درصد نمودار دچار افت شد. نحوه ترک خوردگی دو نمونه عددی و آزمایشگاهی در شکل ۴ نشان داده شده است.



شکل ۴: الگوی ترک خوردگی نمونه آزمایشگاهی و عددی

۴ - جزئیات مدل آزمایشگاهی تیر عریض فدوا و همکاران

در آزمایشی که در سال ۲۰۱۴ توسط فدوا و همکارانش انجام گرفت، چهار نمونه اتصال تیر به ستون بتن مسلح، مورد آزمایش قرار گرفت [۱۵]. از این تعداد، دو نمونه اتصال کناری و دو نمونه اتصال میانی همراه تیرهای معمولی و عریض بودند. اتصالات که از دو ساختمان ده طبقه با سیستم دیوار برشی معمولی به همراه قاب خمشی متوسط انتخاب شده بودند در آزمایش بارگذاری چرخه ای شبه الاستاتیک، قرار گرفتند. اتصال کناری با تیر عریض (EWBCC) جهت مدلسازی و صحت سنجی در این پژوهش، انتخاب شده است. مقطع تیر عرضی 300×900 میلی متر در نظر گرفته شده است. مقدار 900 میلی متر برای عرض تیر از حداکثر مقدار مجاز تعیین شده در آیین نامه ACI318-99 تجاوز می کند اما از آن چه در آیین نامه های ACI352R-02، ACI318-08 و ACI318-11 برای مقدار مجاز عرض تیر عنوان شده، کمتر است. ابعاد و جزئیات آرماتور گذاری این نمونه در شکل ۵ نشان داده شده است.

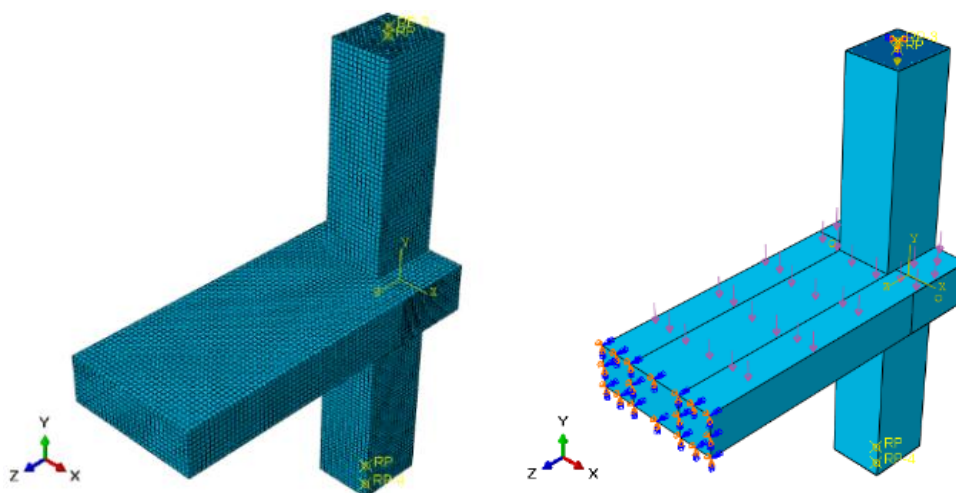


شکل ۵: جزئیات مدل تیر عریض فدوا و همکاران [۱۵]

در این نمونه از بتن با مقاومت فشاری $28/73$ مگاپاسکال و مقاومت کششی $2/68$ مگاپاسکال و مدول الاستیسیته 20180 مگاپاسکال استفاده شده است.

۴-۱ مدل سازی عددی تیر عریض در نرم افزار

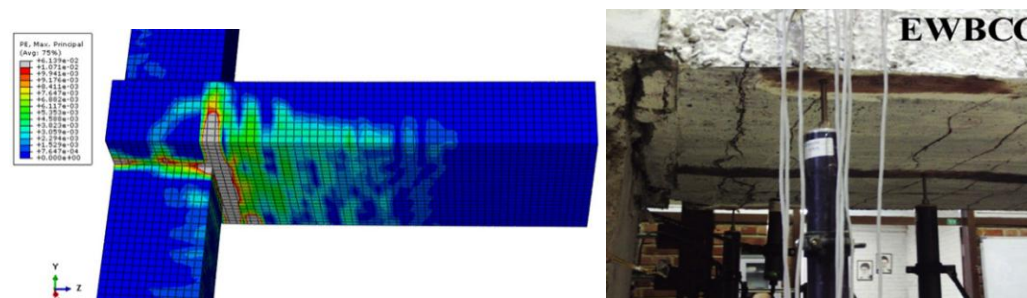
هندسه مدل مشابه با مدل آزمایشگاهی در نرم افزار آباکوس مدل سازی شد. مشخصات مصالح مشابه با نمونه آزمایشگاهی و با استفاده از مدل های رفتاری توضیح داده شده در بخش قبل، تعریف شد. شرایط مرزی و بارگذاری ها مطابق نمونه آزمایشگاهی اعمال گردید. همچنین میلگرد های فولادی در داخل بتن با استفاده از قید embedded region مدفون در نظر گرفته شده و به بالای ستون میزان جابجایی ۱۵۰ میلی متر اعمال شد. ابعاد مش در این نمونه، مقدار ۳۰ میلی متر انتخاب شده است. شرایط مرزی و مش بندی مدل در شکل ۶ نشان داده شده است.



شکل ۶: هندسه مدل تیر عریض ساخته شده در نرم افزار

۴-۲ بررسی نتایج و صحت سنجی

مقایسه انرژی داخلی و جنبشی در حین تحلیل نشان می دهد همواره انرژی جنبشی کمتر از ۱۰٪ انرژی داخلی می باشد بنابراین میتوان به نتایج بدست آمده اطمینان کرد. مقایسه مقادیر نیروی جانبی در مقابل نسبت جابجایی نسبی در شکل ۷ نشان داده شده است. برای مقایسه نتایج نمودارها با استفاده از روش پرستلی و پائولی دو خطی شده اند [۲۵].

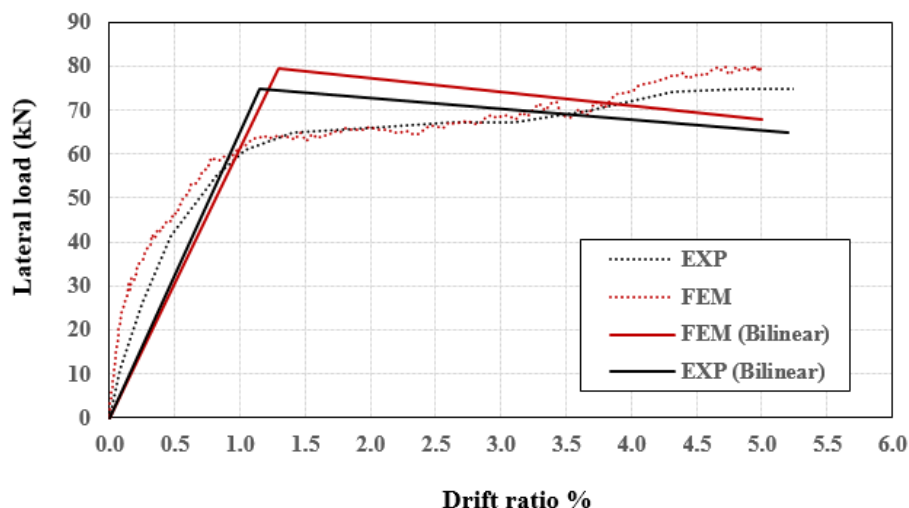


شکل ۷: الگوی ترک خوردگی نمونه آزمایشگاهی و عددی

۴-۲-۱ مقایسه نمودار نیرو تغییر مکان

برای دستیابی به مدلی که با نتایج حاصل از نمونه آزمایشگاهی مطابقت داشته باشد مدل های مختلفی در نرم افزار ساخته شد که در نهایت از مدلی که بیشترین تطابق را با مدل آزمایشگاهی داشت استفاده گردید. شکل ۸ مقایسه مقادیر بار جانبی در مقابل نسبت جابجایی نسبی جانبی را نشان می دهد.

جهت مقایسه بهتر نتایج آزمایشگاهی و عددی، نمودارها با استفاده از روش پرستلی و پائولی که در بخش‌های قبل تشریح شد، به نمودارهای دو خطی تبدیل شده اند. مقایسه نمودارهای دوخطی مدل آزمایشگاهی و عددی در شکل ۸ نشان داده شده است.



شکل ۸: مقایسه نمودارهای دو خطی مدل آزمایشگاهی و عددی

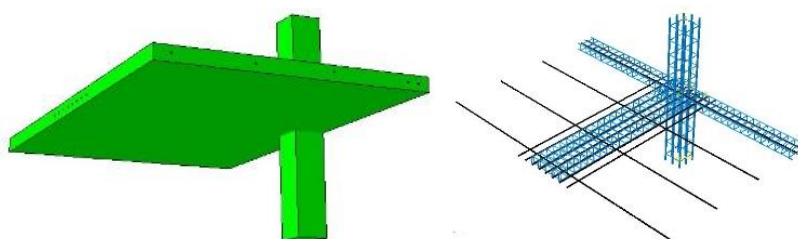
همچنین نتایج به صورت کمی در جدول ۴ مورد بررسی قرار گرفته است.

جدول ۴: مقایسه کمی نتایج مدل عددی و آزمایشگاهی

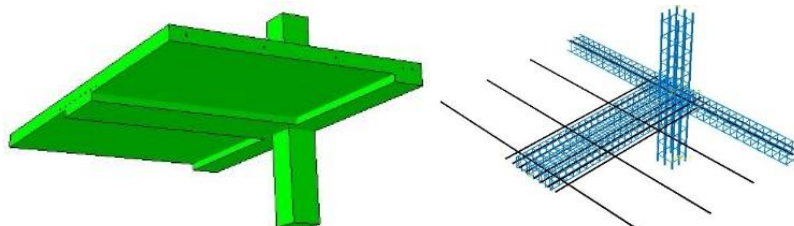
نتایج	مقاومت نهایی (kN)	جابجایی نسبی متناظر با تسلیم (%)	جابجایی نسبی نهایی
آزمایشگاهی	۷۴/۸	۱/۱۵	۵/۳
عددی	۷۹/۲۲	۱/۳	۵
درصد خطا	۵/۹	۱۳	۵/۶

۵- بررسی رفتار دال تخت پس کشیده با تیر عریض

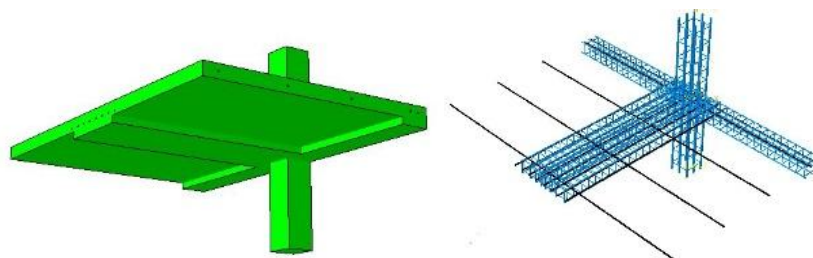
جهت بررسی رفتار لرزه‌ای دال‌های پس کشیده در حضور تیرهای عریض، سه نمونه اتصال دال پس کشیده به همراه تیر عریض با نسبت ابعادی مختلف مدل سازی شدند. این نمونه‌ها به نام‌های PEW1، PEW2 و PEW3 نامگذاری شدند. درصد آرماتور مقطع در تمام نمونه‌ها تقریباً یکسان و برای تیر عریض در حدود ۱/۷ درصد و برای تیرهای عرضی در حدود ۱/۵ درصد انتخاب گردیده است. ابعاد تیرهای عریض به کار رفته در این بخش برای نمونه‌های مختلف مطابق جدول ۵ می باشد.



PEW1



PEW2



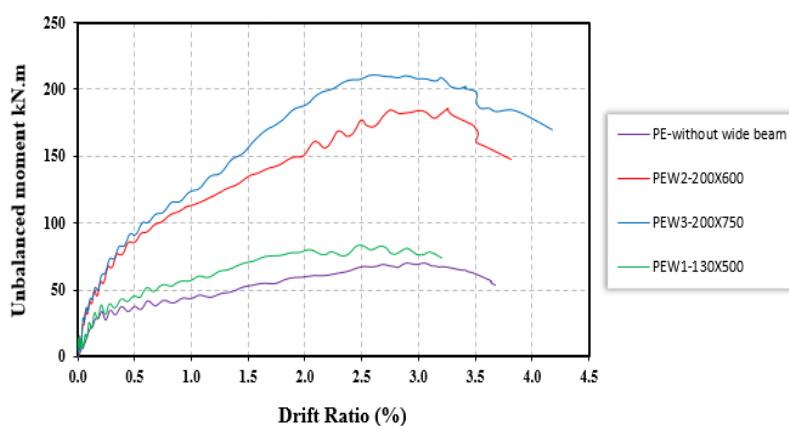
PEW3

شکل ۹: نمای کلی هندسه و میلگرد گذاری نمونه ها

جدول ۵: مشخصات کلی نمونه های دال با تیر عریض

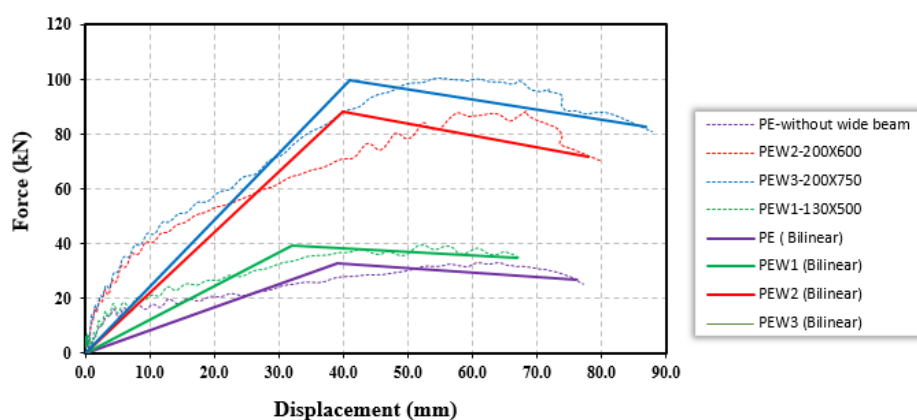
نام نمونه	عرض تیر (b_w) (mm)	عمق تیر (h_b) (mm)	نسبت عرض تیر به عرض ستون	آرماتور طولی	درصد آرماتور طولی (ρ)	ابعاد تیر عرضی	آرماتور عرضی	درصد آرماتور تیر عرضی
PEW1	۵۰۰	۱۳۰	۱/۶	۵φ۱۲	۱/۷۴	۳۰۰*۱۳۰	۳φ۱۲	۱/۷
PEW2	۶۰۰	۲۰۰	۲	۷φ۱۴	۱/۷۹	۳۰۰*۲۰۰	۳φ۱۴	۱/۵۳
PEW3	۷۵۰	۲۰۰	۲/۵	۸φ۱۴	۱/۶۴	۳۰۰*۲۰۰	۳φ۱۴	۱/۵۳

نمونه ها تحت بارگذاری جانبی قرار گرفتند. نمودار لنگر در مقابل جابجایی نسبی نمونه ها در قیاس با دال تخت پس کشیده بدون تیر عریض در شکل ۱۰ نشان داده شده است.



شکل ۱۰: مقایسه نمودار لنگر جابجایی نسبی نمونه های دال با تیر عریض و بدون تیر عریض

به منظور بررسی بهتر پارامترهای لرزه‌ای شامل سختی، مقاومت نهایی و شکل پذیری، از نمودارهای نیرو-جابجایی دو خطی شده با روش پن و موهل استفاده شده است. این نمودارها در شکل ۱۱ نشان داده شده است.



شکل ۱۱: نمودارهای نیرو و جابجایی نمونه اصلی و نمونه های با تیر عریض

مقایسه سختی نمونه ها در جدول ۶ ارائه شده است.

جدول ۶: مقایسه نمونه های با تیر عریض و نمونه اصلی بدون تیر عریض

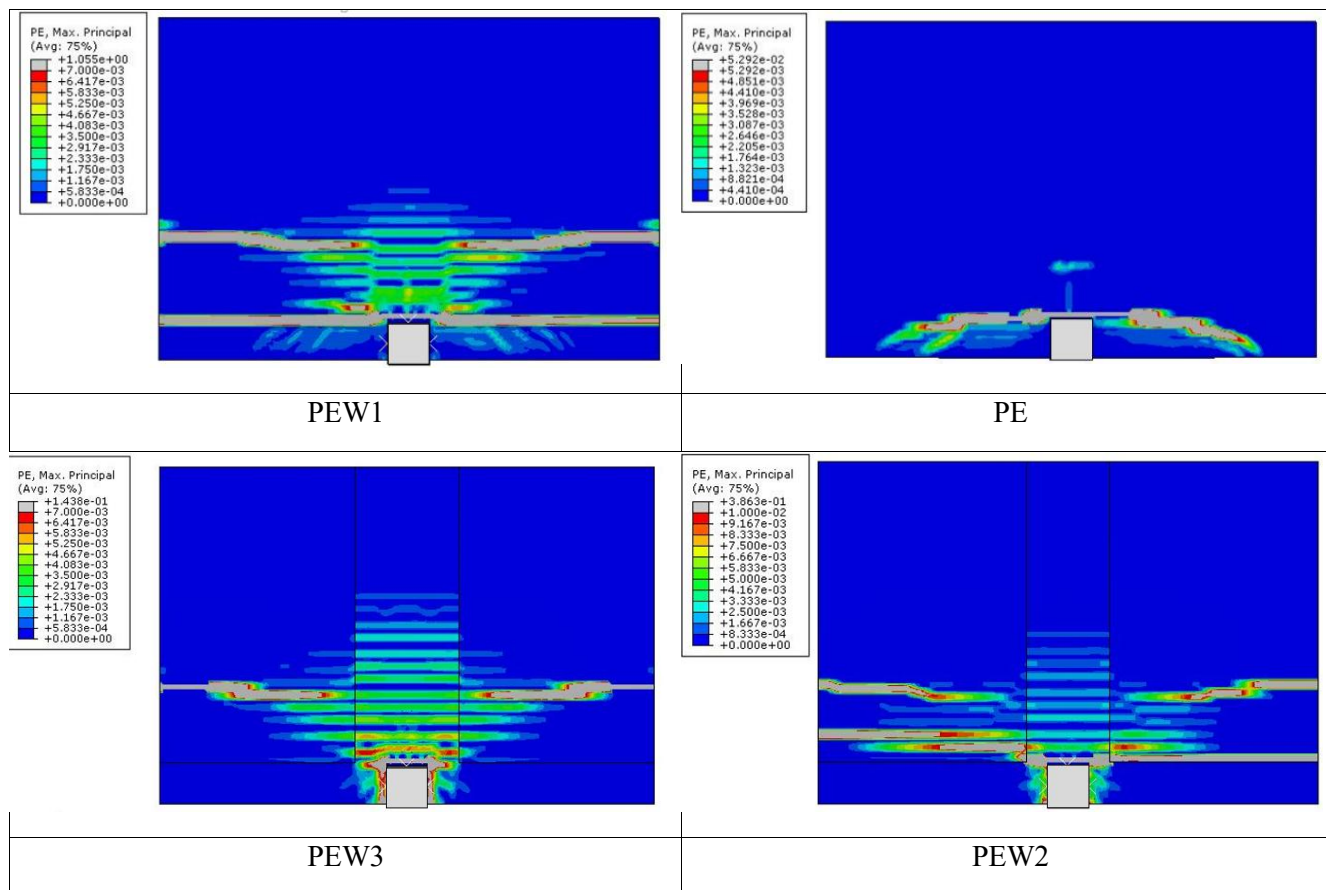
نام نمونه	سختی اولیه ($\frac{kN}{mm}$)	سختی موثر ($\frac{kN}{mm}$)	نسبت سختی موثر به سختی اولیه	درصد تغییرات سختی موثر نسبت به نمونه اصلی (%)
PE	۳/۸۴	۰/۸۴	۰/۲۱	-----
PEW1	۵	۱/۲۳	۰/۲۴	۴۶
PEW2	۷/۷۴	۲/۲۱	۰/۲۸	۱۶۳
PEW3	۹/۵۲	۲/۴۳	۰/۲۵	۱۸۹

نتایج بدست آمده نشان می‌دهد که استفاده از تیر عریض مدفون شده در دال، منجر به افزایش سختی موثر نمونه به میزان ۴۶ درصد شده است. همچنین استفاده از تیر عریض به عمق ۲۰ و عرض ۶۰ و ۷۵، در یک میزان تنش پیش تنیدگی ثابت، به ترتیب باعث افزایش سختی نمونه به میزان ۱۶۳ و ۱۸۹ درصد شده است. در ادامه مقادیر مقاومت نهایی و شکل پذیری نمونه ها نیز در جدول ۷ ارائه شده است.

جدول ۷: مقاومت نهایی و شکل پذیری نمونه های با تیر عریض و نمونه اصلی

نمونه	مقاومت نهایی (kN)	تغییرات مقاومت نهایی (%)	جابجایی نظیر تسلیم (mm)	جابجایی نهایی (mm)	شکل پذیری	تغییرات شکل پذیری (%)
PE	۳۲/۵۸	-----	۴۰	۷۶	۱/۹۰	-----
PEW1	۳۹/۵۹	۲۱/۵	۳۲	۶۷	۲/۰۹	۱۰
PEW2	۸۸/۴۷	۱۷۱/۵	۴۰	۷۸	۱/۹۵	۲/۶۳
PEW3	۱۰۰/۲۴	۲۰۷	۴۱	۸۷	۲/۱۳	۱۲/۱

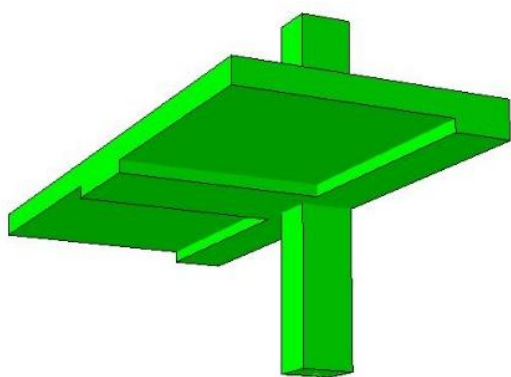
نتایج بدست آمده نشان می‌دهد حضور تیر عریض مدفون شده در دال باعث افزایش ۲۱/۵ درصدی مقاومت نهایی و تیر عریض با عمق ۲۰ و عرض ۶۰ و ۷۵ سانتی متر به ترتیب باعث افزایش ۱۷۱/۵ و ۲۰۷ درصدی مقاومت نهایی نسبت به نمونه اصلی شده است. الگوی ترک خوردگی سطح پایینی دال در زمان گسیختگی در نمونه‌های مختلف در شکل ۱۲ نشان داده شده است.



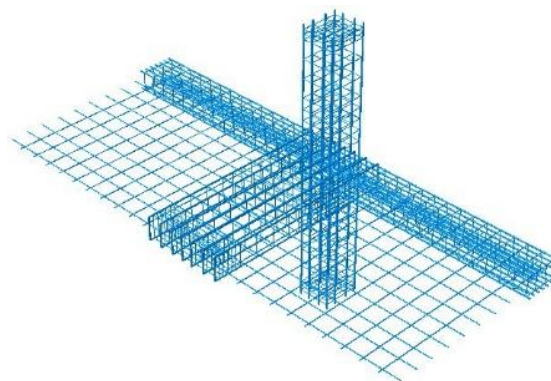
شکل ۱۲: الگوی ترک خوردگی سطح پایین دال در هنگام گسیختگی در نمونه‌های مختلف

۶- تاثیر پیش‌تنیدگی دال در سیستم قاب خمشی با تیر عریض

در این قسمت، جهت بررسی اثر نیروی پیش‌تنیدگی بر رفتار لرزه‌ای سیستم‌های قاب خمشی با تیر عریض، یک نمونه اتصال کناری تیر عریض به ستون بتن مسلح، در حضور دال معمولی بدون پیش‌تنیدگی و دال پس کشیده مدل سازی شد و پارامترهای لرزه‌ای شامل سختی، مقاومت نهایی و شکل پذیری مورد تحلیل و بررسی قرار گرفت. نمونه اصلی با نام EWBCS، نمونه دارای دال معمولی به نام EWBCS-S و نمونه همراه دال پس کشیده به نام EWBCS-PT نامگذاری گردید. برای دال معمولی ضخامت ۲۰ سانتی متر و برای دال پس کشیده، ضخامت ۱۵ سانتی متر، در نظر گرفته شده است. همچنین برای دال معمولی از یک شبکه آرماتور با میلگردهای با قطر ۱۰ میلی متر و فاصله ۲۰ سانتی متر استفاده شده است. کابل‌های پیش‌تنیدگی با فرض اینکه تنش فشاری بوجود آمده در بتن ناشی از پیش‌تنیدگی موثر برابر با ۱/۲ مگاپاسکال بوده و با استفاده از میدان دمایی پیش‌تنیده شده اند، مدلسازی شد. همچنین برای جلوگیری از تمرکز تنش از صفحات صلب در انتهای کابل‌ها استفاده شد. تصویر مدل‌های ساخته شده در نرم افزار آباکوس در شکل های ۱۳ و ۱۴ نشان داده شده است.

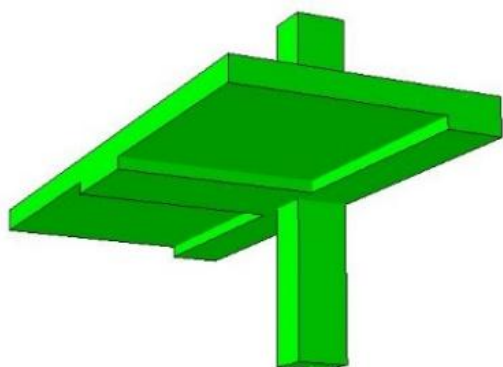


ب

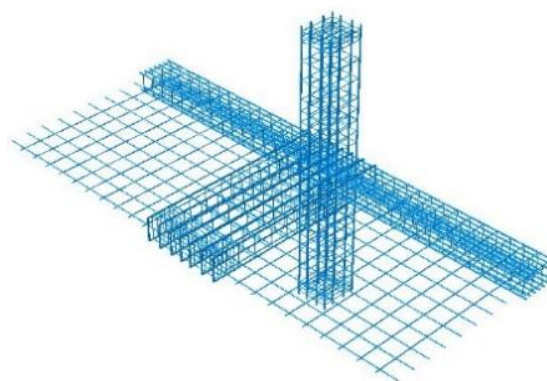


الف

شکل ۱۳: الف) هندسه مدل‌ها و ب) میلگرد گذاری در دال با تیر عریض

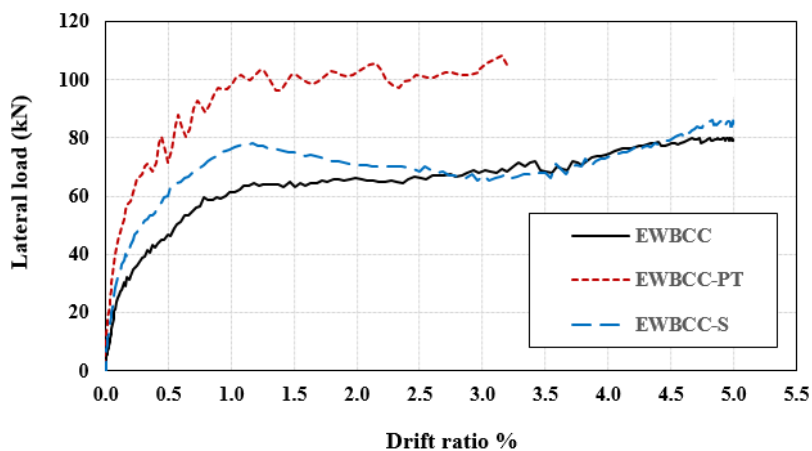


ب



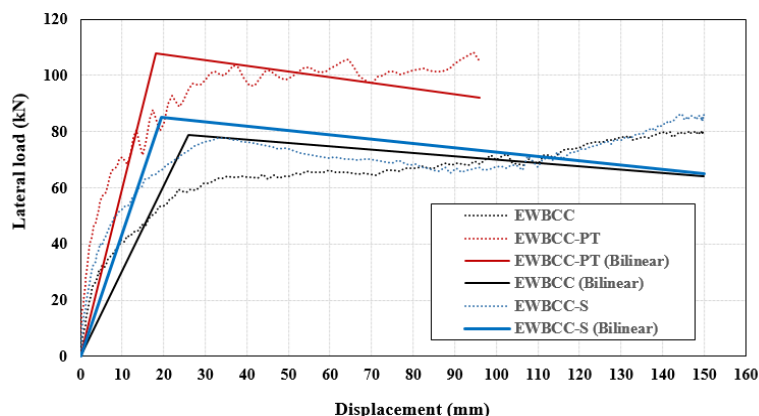
الف

شکل ۱۴: الف) هندسه مدل‌ها و ب) میلگرد گذاری و آرایش کابل‌ها در دال پس کشیده با تیر عریض
نمونه‌ها تحت بارگذاری استاتیکی و با اعمال جابجایی به میزان ۱۵۰ میلی‌متر در بالای ستون قرار گرفتند. نمودار نیروی جانبی در مقابل نسبت جابجایی نسبی نمونه در قیاس با نمونه اصلی (قاب خمشی با تیر عریض) در شکل ۱۵ نشان داده شده است.



شکل ۱۵: نمودارهای نیروی جانبی در برابر جابجایی نسبی نمونه‌ها

همانطور که در نمودار فوق مشخص است نمونه دارای دال پیش تنیده، در جابجایی های پایین تری گسیخته شده و سختی اولیه بالاتری دارد. برای مقایسه بهتر نتایج، از نمودارهای نیرو-تغییر مکان دو خطی شده با استفاده از روش پرستلی و پائولی استفاده شده است که در شکل ۱۶ نشان داده شده است.



شکل ۱۶: نمودار های نیرو تغییر مکان نمونه ها

مقایسه مقادیر عددی سختی اولیه و موثر در حالات مختلف در جدول ۸ نشان داده شده است.

جدول ۸: مقایسه سختی نمونه ها

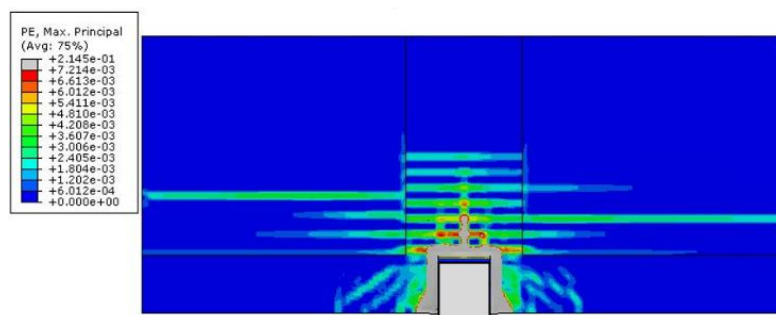
نام نمونه	سختی اولیه ($\frac{kN}{mm}$)	سختی موثر ($\frac{kN}{mm}$)	نسبت سختی موثر به سختی اولیه	درصد تغییرات سختی موثر نسبت به نمونه اصلی (%)
EWBCC	۷/۷	۲/۵۴	۰/۳۲	-----
EWBCC-S	۱۲/۱	۳/۸۶	۰/۳۱	۵۱/۹
EWBCC-PT	۲۰	۵/۱۴	۰/۲۵	۱۰۲

نتایج نشان می دهد که حضور دال معمولی منجر به افزایش سختی موثر نمونه به مقدار ۵۱/۹ درصد و حضور نیروهای پیش تنیدگی باعث افزایش سختی موثر به مقدار ۱۰۲ درصد نسبت به نمونه بدون دال شده است. مقادیر مقاومت نهایی و شکل پذیری نمونه ها در جدول ۹ ارائه شده است.

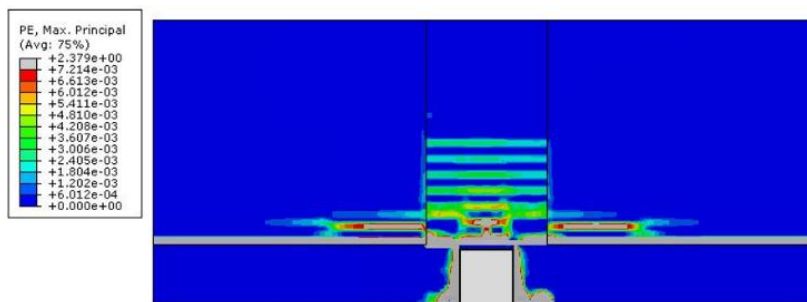
جدول ۹: مقادیر مقاومت نهایی و شکل پذیری و درصد تغییرات آن ها

نمونه	مقاومت نهایی (kN)	تغییرات مقاومت نهایی (%)	جابجایی نظیر تسلیم (mm)	جابجایی نهایی (mm)	شکل پذیری	تغییرات شکل پذیری (%)
EWBCC	۷۹/۳۴	-----	۳۱	۱۵۰	۴/۸۳	-----
EWBCC-S	۸۵/۹	۸/۲	۲۲	۱۵۰	۶/۸۱	۴۰
EWBCC-PT	۱۰۸/۱۳	۳۶/۲	۲۱	۹۶	۴/۵۷	-۵/۳

با اضافه کردن دال، مقاومت نهایی کمی افزایش یافته است اما شکل پذیری به مقدار ۴۰ درصد افزایش می یابد. حضور دال منجر به افزایش مقاومت و سختی شده و باعث شده تسلیم مقطع در تغییر مکان های پایین تری اتفاق افتد و باعث افزایش شکل پذیری می شود. اما با پیش تنیده کردن دال مقاومت نهایی آن به مقدار ۳۶ درصد افزایش یافته اما شکل پذیری تغییر زیادی نکرده است و حدود ۵ درصد کاهش یافته است. الگوی ترک خوردگی مدل با دال معمولی و پیش تنیده نیز در شکل های ۱۷ و ۱۸ نشان داده شده است.



شکل ۱۷: الگوی ترک خوردگی نمونه EWBC-S با دال معمولی



شکل ۱۸: الگوی ترک خوردگی نمونه EWBC-PT با دال پس کشیده

نحوه ترک خوردگی در دو نمونه نشان می دهد در حضور نیروهای پیش تنیدگی حالت شکست دال از گسیختگی برش پانچ به حالت تلفیقی از گسیختگی خمشی و برش پانچ تبدیل شده است.

۷- نتیجه گیری

در این مقاله، یک نمونه اتصال دال پس کشیده به ستون بتن مسلح و یک نمونه اتصال تیر عریض به ستون بتن مسلح تحت اثر بارگذاری جانبی در نرم افزار آباکوس مورد صحت سنجی قرار گرفتند. سپس رفتار لرزه ای از جمله سختی، مقاومت نهایی و شکل پذیری سیستم ترکیبی شامل دال پس کشیده به همراه تیر عریض مورد بررسی قرار گرفت. برای این منظور ابتدا یک نمونه اتصال دال پس کشیده به همراه تیر عریض با ابعاد مختلف مدلسازی شد و تحت اثر بارگذاری جانبی مونوتونیک قرار گرفت سپس یک نمونه اتصال تیر عریض به ستون که قبلاً مورد صحت سنجی قرار گرفته بود با افزودن دال معمولی و پیش تنیده رفتار لرزه ای در این سیستم ترکیبی مورد بررسی قرار گرفت. نتایج حاصل از این پژوهش نشان داد:

- ۱- روش فرمول بندی تماسی که یکی از روش های مدل سازی اندرکنش بین کابل، غلاف و بتن و همچنین انتقال نیروهای پیش تنیدگی در دال های پس کشیده می باشد، به خوبی می تواند اندرکنش موجود را شبیه سازی کرده و می توان از این روش به عنوان یک روش مناسب با نتایج قابل قبول برای تحقیقات بعدی استفاده کرد.
- ۲- وجود تیر عریض مدفون در دال، منجر به افزایش سختی موثر نمونه به مقدار ۴۶ درصد شده و استفاده از تیر عریض به عمق ۲۰ و عرض ۶۰ و ۷۵، در یک مقدار تنش پیش تنیدگی ثابت، به ترتیب منجر به افزایش سختی نمونه به مقدار ۱۶۳ و ۱۸۹ درصد می شود.
- ۳- وجود تیر عریض مدفون در دال منجر به افزایش ۲۱/۵ درصدی مقاومت نهایی و حضور تیر عریض با عمق ۲۰ و عرض ۶۰ و ۷۵ سانتی متر به ترتیب بمنجر به افزایش ۱۷۱/۵ و ۲۰۷ درصدی مقاومت نهایی نسبت به نمونه اصلی می شود.
- ۴- حضور دال بتنی با ضخامت ۲۰ سانتی متر همراه با سیستم قاب خمشی با تیر عریض منجر به افزایش ۸/۲ درصدی مقاومت نهایی، ۴۰ درصدی شکل پذیری و ۵۱/۹ درصدی سختی موثر نمونه نسبت به نمونه بدون دال می شود.

- ۵- اضافه کردن دال پیش تنیده با ضخامت ۱۵ سانتی متر به سیستم قاب خمشی همراه با تیر عریض منجر به افزایش سختی موثر نمونه به میزان ۱۰۲ درصد و افزایش مقاومت نهایی به میزان ۳۶/۲ درصد می شود اما بر روی شکل پذیری دال تاثیر چندانی نداشته و منجر به کاهش ۵/۳ درصدی آن نسبت به نمونه تیر عریض بدون دال پیش تنیده میشود.
- ۶- وجود نیروهای پیش تنیدگی باعث شده حالت شکست دال از گسیختگی برش پانچ به تلفیقی از گسیختگی خمشی و برش پانچ تبدیل گردد.

منابع

- [1] Aalami, B., 1994. Unbonded and Bonded Post-Tensioning Systems in Building Construction: A Design and Performance Review.: *Post-Tensioning Institute*.
- [2] Trongtham, N. and N.M. Hawkins, 1977. Moment transfer to columns in unbonded post-tensioned prestressed concrete slabs.: *Department of Civil Engineering, University of Washington*.
- [3] Sunidja, H., D.A. Foutch, and W. Gamble, 1982., Response of prestressed concrete plate-edge column connections. *Engineering, Materials Science*
- [4] Martinez-Cruzado, J.A., 1993. Experimental study of post-tensioned flat plate exterior slab-column connections subjected to gravity and biaxial loading., *University of California, Berkeley*.
- [5] Warnitchai, P., 2004. Seismic performance of post-tensioned interior flat slab-column connections. in *Proceedings of Third International Symposium on New Technologies for Urban Safety of Mega Cities in Asia.. Citeseer*.
- [6] Han, S.W., 2006., Hysteretic behavior of exterior post-tensioned flat plate connections. *Engineering Structures*, 28(14): p. 1983-1996.
- [7] Kang, T. and Y. Huang, 2012. Nonlinear finite element analyses of unbonded post-tensioned slab-column connections. *PTI Journal*, 8(1): p. 4-19.
- [8] Janghorban, F., A. Hoseini, and W.L. Gamble, 2020. Effects of Tendon Arrangements on Two-Way Unbonded Post-Tensioned Slab-Edge Column Connections. *ACI Structural Journal*, 117(2): p. 33-44.
- [9] Behrouz, A., & Shafaei, J. 2023. Parametric study of the behavior of exterior post tensioned slab column connections under lateral loading. *Concrete research Quarterly Journal* ۱۵ (۴), ۲۱-۳۲ c
- [10] Nezami, S. A., Shafaei, J. (202۴). Analytical Modeling of Rehabilitated Beam-Column Connections with Non-Seismic Details Using Joint Enlargement and Post-Tensioned. *Journal of Civil and Environmental Engineering University of Tabriz . Volume 54 (2025), Issue 4, 37-53*
- [11] Popov, E.P., 1992., Behavior of interior narrow and wide beams. *Structural Journal*, 89(6): p. 607-616.
- [12] Gentry, T.R. and J.K. Wight, 1994. Wide beam-column connections under earthquake-type loading. *Earthquake Spectra*, 10(4): p. 675-703.
- [13] LaFave, J.M., 1997. Behavior of reinforced concrete exterior wide beam-column-slab connections subjected to lateral earthquake loading.: *University of Michigan*.
- [14] Li, B. and S.A. Kulkarni, 2010. Seismic behavior of reinforced concrete exterior wide beam-column joints. *Journal of structural engineering*, 136(1): p. 26-36.
- [15] Fadwa, I., 2014., Reinforced concrete wide and conventional beam-column connections subjected to lateral load. *Engineering Structures*, 76: p. 34-48.
- [16] Luk, S. and J.S. Kuang, 2017. Seismic performance and force transfer of wide beam-column joints in concrete buildings. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Engineering and Computational Mechanics*, 170(2): p. 71-88.
- [17] Behnam, H., J. Kuang, and B. Samali, 2018. Parametric finite element analysis of RC wide beam-column connections. *Computers & Structures*, 201:205.8p. 28-44.
- [18] Pakzad, A. and M. Khanmohammadi, 2020. Experimental cyclic behavior of code-conforming exterior wide beam-column connections. *Engineering Structures*, 214: p. 110613.
- [19] Kmieciak, P. and M. Kamiński, 2011. Modelling of reinforced concrete structures and composite structures with concrete strength degradation taken into consideration. *Archives of civil and mechanical engineering*, 11(3): p. 623-636

- [20] Thorenfeldt, E., 1987. Mechanical properties of high-strength concrete and applications in design. in Symposium Proceedings, *Utilization of High-Strength Concrete, Norway*.
- [21] Wang, T. and T.T. Hsu, 2001. Nonlinear finite element analysis of concrete structures using new constitutive models. *Computers & structures*, 79(32):p. 2781-2791.
- [22] Devalapura, R.K. and M.K. Tadros, 1992. Stress-strain modeling of 270 ksi low-relaxation prestressing strands. *PCI Journal*,. 37(2): p. 100-106.
- [23] Huang, Y. 2012, Finite element method for post-tensioned prestressed concrete structures.: *The University of Oklahoma*.
- [24] Pan, A. and J.P. Moehle, 1989. Lateral displacement ductility of reinforced concrete flat plates. *Structural Journal*, 86(3): p. 250-258.
- [25] Paulay, T. and M.N. Priestley, 1992. Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings.