

مطالعه پارامتریک رفتار اتصالات کناری دال پس کشیده به ستون بتن مسلح تحت بارهای جانبی

امین بهروز

کارشناس ارشد سازه، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شاهرود، شاهرود، ایران.

جلیل شفائی*

استادیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شاهرود، شاهرود، ایران.

چکیده

استفاده از دال‌های تخت پس کشیده در سازه‌های با دهانه‌های بلند، روز به روز در حال گسترش است. دال‌های پس کشیده معمولاً برای تحمل بارهای ثقلی در ساختمان طراحی می‌شوند، با وجود این اتصالات دال به ستون باید قادر به تحمل تغییر شکل‌های ایجاد شده در اثر بارهای جانبی بوده و از شکل پذیری کافی برخوردار باشند. در این مقاله یک نمونه اتصال خارجی دال پس کشیده نجسبیده به ستون بتن مسلح در نرم افزار آباکوس صحت سنجی شده و سپس تأثیر مقاومت فشاری بتن، میزان پیش تنیدگی مؤثر و نوع چسبندگی کابل‌ها در رفتار لرزه‌ای اتصالات مورد بررسی قرار گرفته است. نتایج حاصل از این تحقیق نشان داد که افزایش ۲۰، ۳۵ و ۵۰ درصدی مقاومت فشاری بتن به ترتیب باعث افزایش ۷/۹، ۱۰/۶ و ۱۵/۸ درصدی ظرفیت باربری و افزایش ۶/۸، ۱۷/۳ و ۲۲/۱ درصدی شکل پذیری می‌شود. همچنین افزایش ۲۵، ۵۰ و ۷۵ درصدی سطح پیش تنیدگی بتن به ترتیب منجر به افزایش ۶/۸، ۱۱/۲ و ۱۶ درصدی ظرفیت باربری و ۶/۸، ۳۶/۸ و ۴۷/۳ درصدی شکل پذیری اتصالات می‌شود، درحالی که نوع چسبندگی کابل‌ها تأثیر زیادی بر رفتار اتصالات ندارد.

واژه‌های کلیدی: دال پیش تنیده، دال پس کشیده، بارگذاری جانبی، بتن مسلح، دال بتن آرمه.

* نویسنده مسئول: jshafaei@shahroodut.ac.ir

۱- مقدمه

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 کابل‌های پیش‌تنیده در اطراف ناحیه اتصال به افزایش مقاومت برشی و کاهش ترک خوردگی کمک می‌کند [۳]. کروزادو^۸ 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 تنش‌های فشاری زیاد در ناحیه اتصال دال به ستون زمانی که کابل‌ها در جهت عمود بر لبه آزاد، به صورت نواری هستند، زوال سختی اولیه را کاهش داده و مقاومت اتصال افزایش می‌یابد. [۴]. در سال ۲۰۰۴ وارنچای^۹ و همکاران یک نمونه اتصال داخلی ستون به دال پس کشیده را مورد آزمایش بارگذاری چرخه‌ای 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^{۱۰} و همکاران در سال ۲۰۰۶ رفتار هیستریزس اتصال خارجی دال معمولی و پس کشیده به ستون را مورد ارزیابی قرار دادند. آزمایش‌ها نشان داد که نمونه‌های اتصال دال پس کشیده به ستون به تمام ظرفیت خمشی خود قبل از گسیختگی برش پانچ رسیدند در حالی که نمونه دال بتن مسلح معمولی قبل از اینکه به تمام ظرفیت خمشی خود برسد تحت اثر برش پانچ گسیخته شد [۶]. کنگک^{۱۱} و هووانگ^{۱۲} در سال ۲۰۱۲ یک مدل غیر خطی برای ارزیابی رفتار اتصال دال تحت پس کشیده به ستون با استفاده از ترکیب روش المان‌های فنر و فرمول‌بندی تماسی، توسعه دادند. نتایج نشان داد ظرفیت برش پانچ اتصالات کناری دال پس کشیده به ستون در اثر پیش‌تنیدگی بهبود پیدا کرده است [۷]. جانقریان 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

یکی از تکنیک‌های مؤثر جهت افزایش طول دهانه‌ها و کنترل خیز و ترک خوردگی در دال‌های تخت، پیش‌تنیده کردن آن‌ها می‌باشد. نیروی پیش‌تنیدگی را می‌توان با دو روش پیش کشیدگی^۱ و پس کشیدگی^۲ در قطعات بتنی اعمال کرد. در روش پیش کشیده، کشش کابل‌ها قبل از بتن ریزی و در روش پس کشیده، بعد از بتن ریزی صورت می‌گیرد. استفاده از دال‌های پیش‌تنیده سبب سهولت در تامین پارکینگ، جانمایی ستون‌ها و کاهش ارتفاع نهایی ساختمان به دلیل کاهش ضخامت دال می‌گردد. در روش پس کشیده کابل‌ها به دو صورت چسبیده^۳ و یا نچسبیده^۴ اجرا می‌شوند [۱].

دال‌های پس کشیده در مناطق با خطر لرزه‌ای زیاد به‌عنوان سیستم باربر ثقلی مورد استفاده قرار می‌گیرد و وظیفه تحمل بارهای جانبی معمولاً بر عهده دیوارهای برشی می‌باشد، این در حالی است که مطابق آیین‌نامه‌های طراحی می‌توان با اعمال محدودیت‌هایی در ارتفاع سازه از سیستم دال پس کشیده ستون بتن مسلح به‌عنوان سیستم باربر جانبی در مناطق با خطر لرزه‌ای متوسط استفاده کرد. استفاده از سیستم‌های دال تخت حتی در صورتی که به‌عنوان سیستم باربر ثقلی مورد استفاده قرار گیرند، زمانی که ساختمان تحت بارهای جانبی قرار می‌گیرد دچار تغییر شکل‌هایی در ناحیه اتصال می‌شوند که دال‌ها باید قادر باشند در عین حال که قابلیت باربری ثقلی خود را حفظ می‌کنند با این تغییر شکل‌ها نیز سازگار بوده و از شکل پذیری کافی برخوردار باشند.

تاکنون مطالعات متعددی بر روی رفتار اتصالات در این سیستم‌ها صورت گرفته است، اما با این وجود، رفتار لرزه‌ای این اتصالات همچنان دارای ابهاماتی می‌باشد که نیازمند پژوهش‌های بیشتری در این زمینه می‌باشد. مطالعه بر روی رفتار اتصالات دال پس کشیده به ستون تحت اثر بارهای جانبی، از اواخر دهه ۱۹۷۰ توسط تراندام^۵ و هاوکینز^۶ با انجام آزمایشاتی بر روی شش نمونه اتصال دال پس کشیده نچسبیده به ستون بتن مسلح آغاز شد [۲]. سانججا^۷ و

7 Sunidja

8 Cruzado

9 Warnitchai

10 Sang Wan Han

11 Kang

12 Huang

1 Pretensioning

2 Post tensioning

3 Bonded

4 Unbonded

5 Trongtham

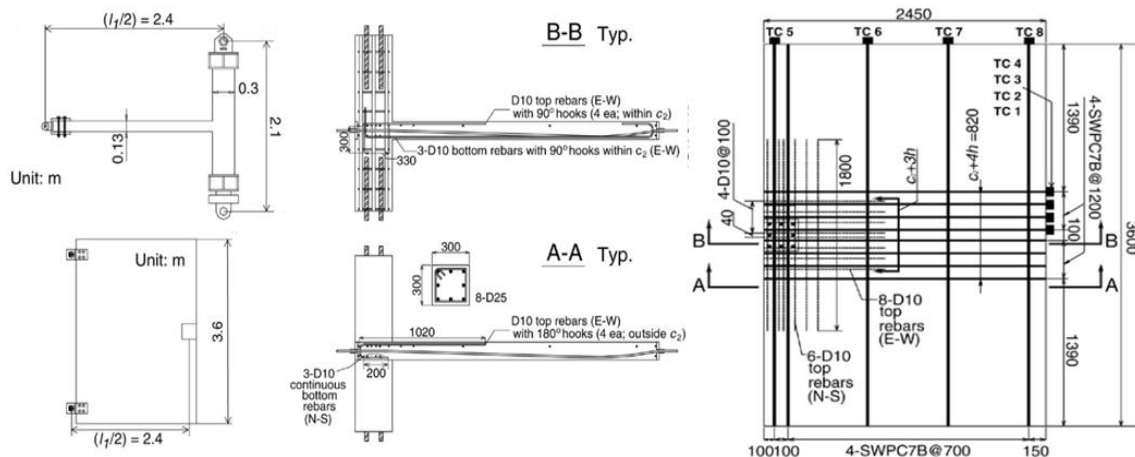
6 Hawkins

سانتی متر و نسبت دهانه به ضخامت ۴۰، انتخاب شده بود. ابعاد دال در نمونه‌های با مقیاس دو سوم، ۲۴۵۰*۳۶۰۰ میلی متر و ابعاد ستون مربعی ۳۰*۳۰ بود. آرماتورهای دال و ستون مطابق آیین نامه ACI 318-05 برای تحمل لنگر و نیروی برشی ثقلی طراحی شده بودند. میزان پیش‌تندگی مؤثر کابل‌ها نیز ۱/۲ مگاپاسکال می‌باشد. در تمام نمونه‌ها نیروی برشی ثقلی وارد شده به اتصالات دال‌ستون، تقریباً برابر ۵۰٪ مقاومت برشی اسمی اتصال است. نمونه PE-B50 که اتصال ستون به دال پس‌کشیده نچسبیده با کابل‌های نواری در جهت بار اعمالی و کابل‌های گسترده در جهت عمود بر آن می‌باشد، جهت صحت‌سنجی انتخاب شده است. در این نمونه از کابل‌های هفت رشته‌ای فولادی با قطر ۱۲/۷ میلی متر و تنش تسلیم ۱۵۵۵ مگاپاسکال استفاده شده است. برای دال از میلگردهای با قطر ۱۰ میلی متر و برای ستون از میلگردهایی با قطر ۲۵ میلی متر استفاده شده است. جزئیات آرماتورگذاری و هندسه مدل در شکل ۱ نشان داده شده است. نمونه آزمایشگاهی تحت بارگذاری چرخه ای شبه استاتیکی تا لحظه گسیختگی مورد آزمایش قرار گرفت. خصوصیات مصالح مورد استفاده در آزمایش نیز در جدول ۱ بیان شده است.

نواری کابل‌های پیش‌تندگی در جهت عمود بر بارگذاری، باعث افزایش سختی اولیه و کاهش ظرفیت خمشی اتصالات می‌شود [۸]. در این مقاله به منظور بررسی پارامترهای مختلف در رفتار لرزه‌ای دال‌های پس‌کشیده، یک نمونه اتصال کناری دال پس‌کشیده به ستون بتن مسلح که در سال ۲۰۰۶ توسط هان و همکاران مورد آزمایش قرار گرفته است، در نرم افزار اجزا محدود آباکوس مدل‌سازی شده و مورد صحت‌سنجی قرار می‌گیرد. سپس مطالعات پارامتریک بر روی اثر مقاومت فشاری بتن، میزان نیروی پیش‌تندگی و نوع چسبندگی کابل‌ها مورد بررسی قرار گرفته و رفتار لرزه‌ای این سیستم‌ها از جمله مقاومت نهایی، سختی و شکل‌پذیری بررسی می‌شود.

۲- جزئیات مدل آزمایشگاهی هان و همکاران [۶]

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. اتصالات شامل دو نمونه اتصال ستون به دال پس‌کشیده با آرایش کابل‌های مختلف و یک نمونه اتصال ستون به دال تخت معمولی بود. یک دال با ضخامت ۲۰



شکل ۱- جزئیات مدل آزمایشگاهی هان و همکاران [۷]

۳-۱- هندسه مدل

برای مدل‌سازی اعضای بتنی و غلاف‌ها از المان‌های solid هشت گرهی مرتبه یک با انتگرال‌گیری کاهش یافته (C3D8R) استفاده شده است. برای میلگردها و کابل‌های پیش‌تندگی از المان خرابی خطی دو گرهی (T3D2) استفاده شده است. ابعاد

۳-۲- مدل‌سازی عددی در نرم افزار

تحلیل‌های عددی با استفاده از نرم‌افزار المان محدود آباکوس انجام شده است. هندسه مدل، مصالح، شرایط مرزی، بارگذاری و اثرات تماس میان کابل‌ها و بتن دقیقاً مشابه نمونه آزمایشگاهی شبیه‌سازی شده است که در ادامه به جزئیات آن‌ها پرداخته می‌شود.

و اندازه‌های مدل نیز دقیقاً مشابه نمونه آزمایشگاهی مدل‌سازی شده است. مدل ساخته شده در نرم افزار در شکل ۲ نشان داده شده است.

جدول ۱- مشخصات مصالح مورد استفاده در آزمایش [۷]

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

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 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.

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

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

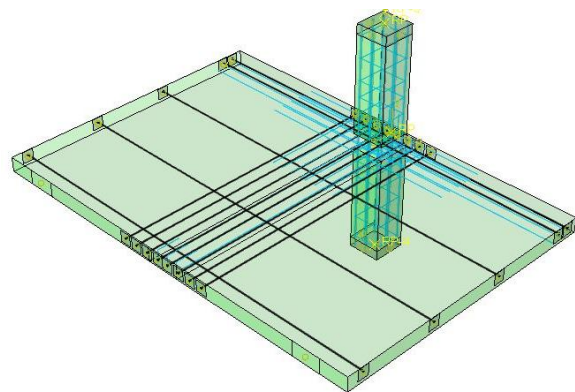
مدل پلاستیسیته آسیب بتن از معیار شکست داکر پراگر که استفاده می کند [۹]. همچنین برای کنترل زاویه اتساع از قانون جریان غیر وابسته، استفاده می کند. تابع پتانسیل جریان پلاستیک، تابع هذلولی دارگر-پراگر^۴ است که از معادله زیر پیروی می کند:

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

در رابطه بالا ψ زاویه اتساع و \bar{c} 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	خروج از مرکزیت	نسبت تنش	ضریب شکل	ویسکوزیته
ψ	$\dot{\sigma}$	f_{b0} / f_{c0}	K_c	μ
۴۰	۰/۱	۱/۱۶	۰/۶۶۷	۰/۰۰۱



شکل ۲- هندسه مدل ساخته شده در نرم افزار

۲-۳- تعریف مشخصات مصالح

۱-۲-۳- مشخصات مصالح بتن

رفتار غیر خطی بتن در فشار و کشش سبب شده مدلسازی این ماده در نرم افزارهای شبیه سازی، بسیار مشکل و پیچیده شود. برای مدلسازی رفتار غیر خطی مصالح بتنی در نرم افزار آباکوس می توان از سه مدل رفتاری بتن ترک خورده^۱، بتن شکننده^۲ و پلاستیسیته آسیب بتن^۳ استفاده کرد. در این مقاله از مدل پلاستیسیته آسیب برای مدلسازی رفتار بتن استفاده شده است. مکانیزم‌های 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} کرنش‌های 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

³ Concrete Damage Plasticity

⁴ Drucker-Prager

¹ Concrete Smeared Cracking

² Brittle Cracking

۳-۱-۱-۲-۱- رفتار فشاری و کششی بتن

برای مدل‌سازی رفتار بتن در فشار تک محوره از مدل رفتاری ارائه شده توسط ترنفیلد^۱ استفاده شده است. این مدل از روابط زیر برای شبیه‌سازی رفتار بتن استفاده می‌کند [۱۰].

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

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

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

رابطه تنش کرنش بتن در کشش تنها شامل اثرات بعد از ترک‌خوردگی می‌شود. این اثرات تحت عنوان سخت‌شوندگی کششی در مدل پلاستیسیته آسیب بتن لحاظ می‌شود. اثرات سخت‌شوندگی کششی به دو صورت اصلاح رابطه تنش کرنش بتن در کشش و یا از طریق معیار انرژی شکست در مدل رفتاری لحاظ می‌گردد. در این تحقیق از معادلات ارائه شده توسط وانگ^۲ و سو^۳ جهت اصلاح رابطه تنش کرنش استفاده شده است [۱۱].

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

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

ε_{cr} کرنش ترک‌خوردگی یا کرنش معادل با حداکثر مقاومت کششی بتن می‌باشد. مقدار C نیز برای میلگرد آج دار ۰/۴ در نظر گرفته می‌شود.

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 شبیه‌سازی رفتار کابل‌های پیش‌تنیدگی می‌توان از روابط ارائه شده توسط دیوالاپورا^۴ و تادرس^۵ در سال ۱۹۹۲ استفاده کرد [۱۲]. در این مقاله با توجه به موجود بودن داده‌های

آزمایشگاهی رفتار کابل‌ها، از داده‌های موجود استفاده شده است. مشخصات مکانیکی کابل‌ها در جدول ۱ بیان شده است.

۳-۳- اندرکنش میان اعضا

برای در نظرگیری اثرات متقابل بتن و کابل‌های پیش‌تنیدگی از روش فرمول‌بندی تماسی ارائه شده توسط هوانگ استفاده شده است [۱۳]. از تماس سطح به سطح در نرم افزار آباکوس در حالت بدون اصطکاک برای شبیه‌سازی 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 شبیه‌سازی مهارهای انتهایی کابل‌ها از قید چند نقطه‌ای (MPC) استفاده شده است.

۳-۴- شرایط مرزی و بارگذاری

با بستن درجات آزادی انتقالی در پایین ستون تکیه‌گاه مفصل شبیه‌سازی شد. همچنین شرایط مرزی انتهایی دال نیز مطابق نمونه آزمایشگاهی 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.

۳-۵- مش بندی مدل

انتخاب مش مناسب از جمله موارد مهم در دستیابی به نتایج دقیق در زمان معقول می‌باشد. 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 مناسب‌ترین مش انتخاب گردید.

۳-۶- بررسی صحت نتایج

جهت اطمینان از اینکه بارگذاری در حلگر صریح به صورت شبه

⁴ Devalapura

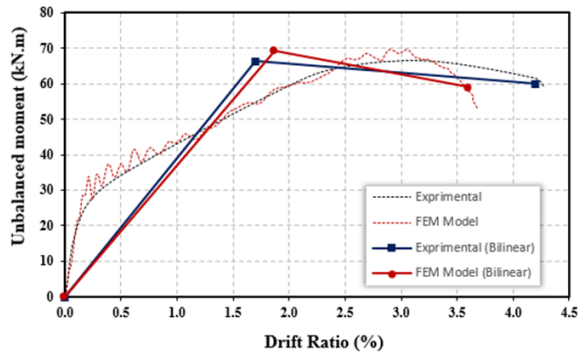
⁵ Tadros

¹ Thorenfeldt

² Wang

³ Hsu

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.



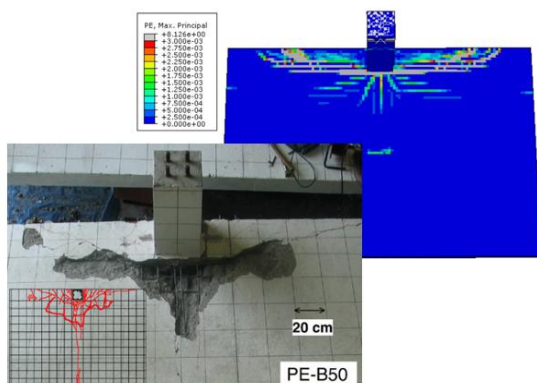
شکل ۳- مقایسه نمودار لنگر نامتعادل در برابر تغییر مکان نسبی جانبی مدل عددی و آزمایشگاهی

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	دریفت متناظر با تسلیم (%)	دریفت نهایی (%)	دریفت 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

ترک‌های خمشی شدید بوجود آمد و در دریفت ۳/۳ درصد نمودار دچار افت گردید. نحوه ترک خوردگی در نمونه عددی و مقایسه آن با نمونه آزمایشگاهی در شکل ۴ نشان داده شده است.



شکل ۴- الگوی ترک خوردگی نمونه آزمایشگاهی و عددی

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 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.

۳-۶-۱- 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 [۱۴]. 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

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.

۳-۶-۲- مقایسه الگوی ترک خوردگی

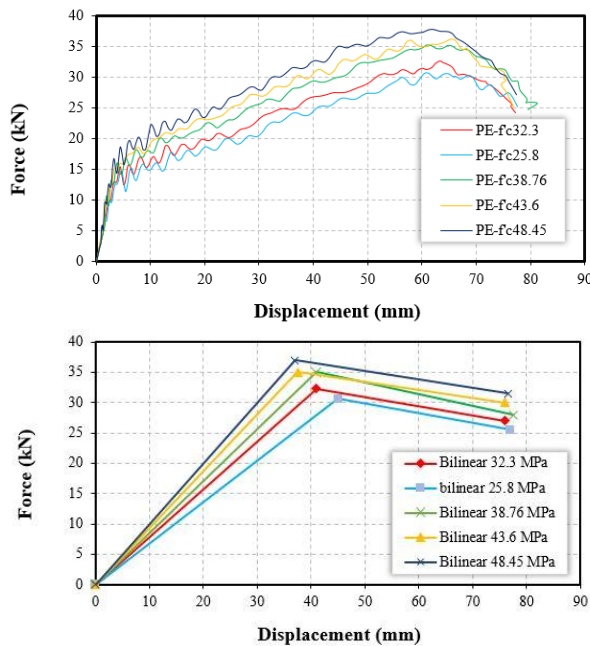
مطابق با نمونه آزمایشگاهی ترک‌های خمشی در دریفت ۰/۲ درصد پدید آمد. در دریفت ۰/۷۵ درصد اولین ترک‌های پیچشی مشاهده شد و شروع به گسترش یافتن کرد. در دریفت ۱/۲ درصد

۳-۷- مطالعات پارامتریک

در این بخش به منظور بررسی رفتار لرزه‌ای اتصالات کناری دال پس کشیده به ستون بتن مسلح، تاثیر مقاومت فشاری بتن، سطح پیش تنیدگی و تاثیر نوع چسبندگی کابل‌ها با مقایسه پارامترهایی از جمله سختی، مقاومت نهایی و شکل پذیری مورد بررسی قرار می‌گیرد. مقادیر سختی اولیه نمونه و سختی موثر که از روش دو خطی پن و موهل بدست آمده است و درصد تغییرات آن در جدول ۴ ارائه شده است.

جدول ۴- مقایسه مقادیر سختی نمونه‌ها با افزایش مقاومت فشاری بتن

نام نمونه	سختی اولیه $\left[\frac{KN}{mm}\right]$	سختی موثر $\left[\frac{KN}{mm}\right]$	نسبت سختی موثر به سختی اولیه	درصد تغییرات سختی موثر نسبت به نمونه اصلی (%)
$PE - f'_c 32.3$	۳/۸۴	۰/۸	۰/۲۱	----
$PE - f'_c 25.8$	۳/۴۸	۰/۷	۰/۲	-۱۲/۵
$PE - f'_c 38.76$	۴/۲۸	۰/۹۲	۰/۲۱	۱۵
$PE - f'_c 43.6$	۴/۶۸	۱/۰۳	۰/۲۲	۲۸/۷
$PE - f'_c 48.45$	۵	۱/۱۴	۰/۲۳	۴۲/۵



شکل ۵- مقایسه نمودارهای اصلی و دو خطی نیرو و جابجایی با مقاومت فشاری‌های مختلف

همان‌گونه که در جدول ۵ نشان داده شده است افزایش مقاومت فشاری بتن باعث افزایش ظرفیت باربری نمونه‌ها می‌شود که این افزایش می‌تواند به علت افزایش مقاومت ناحیه فشاری بتن در محل اتصال ناشی از اثر قفل و بست سنگدانه‌ها باشد. همچنین افزایش مقاومت فشاری بتن باعث افزایش مقاومت کششی آن نیز می‌شود که باعث کاهش ترک‌های کششی و در نتیجه افزایش ظرفیت باربری نمونه‌ها می‌شود. همچنین نتایج حاکی از این است که افزایش مقاومت

۳-۷-۱- بررسی اثر مقاومت فشاری بتن

یکی از عوامل تاثیر گذار در رفتار اتصالات در سازه‌های بتن آرمه مقاومت فشاری بتن می‌باشد. مقاومت فشاری بتن هم در رفتار ناحیه فشاری بتن تاثیر گذار بوده و هم به طور غیر مستقیم بر مقاومت کششی بتن تاثیر گذار می‌باشد. در این بخش به منظور بررسی تاثیر مقاومت فشاری بتن بر ظرفیت باربری و شکل پذیری اتصالات، تعداد ۴ نمونه با مقاومت فشاری‌های مختلف مورد تحلیل و بررسی قرار گرفت. نمونه‌های مدلسازی شده به نام‌های $PE - f'_c 25.8$ ، $PE - f'_c 38.76$ ، $PE - f'_c 43.6$ و $PE - f'_c 48.45$ نامگذاری شدند که به ترتیب نشان دهنده ۲۰ درصد کاهش و ۲۰، ۳۵ و ۵۰ درصد افزایش مقاومت فشاری نسبت به نمونه اصلی با مقاومت فشاری ۳۲/۳ مگاپاسکال می‌باشند.

جهت مقایسه بهتر و دقیق تر نتایج حاصله و بررسی پارامترهای لرزه‌ای از جمله ظرفیت باربری و شکل پذیری، از نمودارهای نیرو و جابجایی ایده آل سازی شده با استفاده از روش پن و موهل استفاده شده است. نمودارهای نیرو و جابجایی مدل‌های با مقاومت فشاری‌های مختلف در شکل ۵ نشان داده شده است.

نتایج نشان می‌دهد با افزایش مقاومت فشاری بتن سختی موثر نمونه‌ها افزایش می‌یابد. افزایش سختی نمونه‌ها به دلیل افزایش قفل و بست میان سنگدانه‌ها و کاهش ترک‌های کششی در اثر افزایش مقاومت فشاری بتن می‌باشد. مقادیر مقاومت نهایی و درصد تغییرات آن در جدول ۵ ارائه شده است.

فشاری بتن سبب افزایش میزان شکل پذیری اتصال نیز می شود. درصد تغییرات شکل پذیری نمونه ها در جدول ۶ ارائه شده است.

جدول ۵- مقادیر نیرو و جابجایی و درصد تغییرات در نمونه های با مقاومت فشاری مختلف

نام نمونه	مقاومت فشاری (MPa)	مقاومت نهایی (KN)	درصد تغییرات (%)
$PE - f_c' 25.8$	۲۵/۸	۳۰/۶۷	-۵/۸
$PE - f_c' 32.3$	۳۲/۳	۳۲/۵۸	----
$PE - f_c' 38.76$	۳۸/۷۶	۳۵/۱۶	۷/۹
$PE - f_c' 43.6$	۴۳/۶	۳۶/۰۵	۱۰/۶
$PE - f_c' 48.45$	۴۸/۴۵	۳۷/۷۶	۱۵/۸

جدول ۶- مقادیر شکل پذیری و درصد تغییرات آن نسبت به نمونه اصلی

نام نمونه	جابجایی تسلیم (mm)	جابجایی نهایی (mm)	جابجایی متناظر با ۲۰٪ افت نیرو	شکل پذیری	تغییر شکل پذیری نسبت به نمونه $PE - f_c' 32.3$ (%)
$PE - f_c' 32.3$	۴۴	۶۱/۱	۷۷	۱/۹۴	-----
$PE - f_c' 25.8$	۳۹	۶۳/۳	۷۶	۱/۷۲	-۹/۴
$PE - f_c' 38.76$	۳۸	۶۴/۸	۷۷/۵	۲/۰۳	۶/۸
$PE - f_c' 43.6$	۳۴	۶۵/۲	۷۶	۲/۲۳	۱۷/۳
$PE - f_c' 48.45$	۳۲/۵	۶۵/۷	۷۵/۵	۲/۳۲	۲۲/۱

فشاری در بتن می گردد. این تنش از طریق اندرکنش میان کابل و بتن یا از طریق گیره های انتهایی به بتن منتقل می شود. آیین نامه بتن آمریکا محدودیتی برای میزان متوسط تنش پیش تنیدگی وارد بر بتن در نظر گرفته است به نحوی که مقدار مجاز تنش وارده بر بتن عددی بین ۰/۸۶ تا ۳/۴۴ مگاپاسکال می باشد.

در این بخش به منظور بررسی اثر میزان پیش تنیدگی بر رفتار اتصالات دال پس کشیده به ستون، علاوه بر نمونه اصلی با میزان پیش تنیدگی ۱/۲ مگاپاسکال، سه نمونه دیگر با میزان پیش تنیدگی ۱/۵، ۱/۸ و ۲/۱ مگاپاسکال مدلسازی و به نام های $PE - f_{pc} 1.5$ ، $PE - f_{pc} 1.8$ و $PE - f_{pc} 2.1$ نامگذاری شدند.

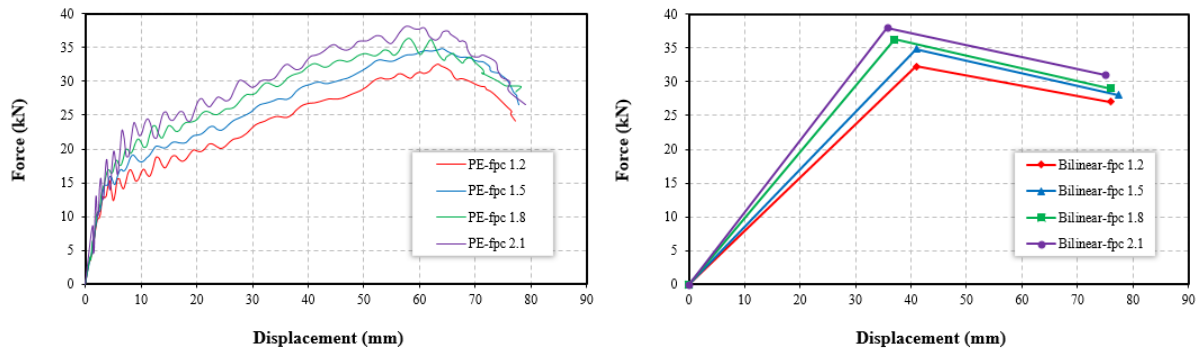
نتایج نشان می دهد با افزایش سطح پیش تنیدگی، ظرفیت باربری نمونه ها افزایش می یابد. برای مقایسه بهتر نتایج از نمودارهای نیرو تغییر مکان دو خطی شده با استفاده از روش پن و موهل که در بخش های قبل شرح داده شد، استفاده شده است. نمودارهای نیرو تغییر مکان نمونه های با سطوح پیش تنیدگی مختلف در شکل ۶ نشان داده شده است.

مقایسه مقادیر سختی اولیه و مؤثر نمونه ها نیز در جدول ۷ ارائه شده است.

با توجه به جدول ۶ مشاهده می شود که با کاهش ۲۰ درصدی مقاومت فشاری شکل پذیری اتصال به میزان ۹/۴ درصد کاهش و با افزایش مقاومت فشاری بتن به میزان ۲۰، ۳۵ و ۵۰ درصد شکل پذیری اتصال به ترتیب ۶/۸، ۱۷/۳ و ۲۲/۱ درصد نسبت به نمونه اصلی با مقاومت فشاری ۳۲/۲ مگاپاسکال، افزایش می یابد. افزایش ظرفیت باربری نهایی بتن در اثر افزایش مقاومت فشاری باعث افزایش سختی موثر می شود که این موضوع سبب می شود تا تغییر مکان متناظر با تسلیم کاهش یابد. با کاهش تغییر مکان متناظر با تسلیم، آرماتورها فرصت بیشتری برای نشان دادن رفتار شکل پذیر داشته و تسلیم شدگی به نواحی دورتر از ناحیه اتصال گسترش می یابد. با توجه به اینکه تغییر شکل متناظر با گسیختگی برش پانچ تقریباً افزایش قابل توجهی ندارد بنابراین افزایش شکل پذیری عمدتاً به دلیل کاهش تغییر شکل متناظر با تسلیم می باشد.

۳-۲-۲- بررسی اثر میزان پیش تنیدگی

یکی دیگر از عوامل تأثیر گذار بر رفتار اتصالات، میزان نیروی پیش تنیدگی موجود در کابل ها می باشد که سبب ایجاد تنش



شکل ۶- مقایسه نمودارهای اصلی و دو خطی شده نیرو و جابجایی با میزان پیش تنیدگی های مختلف با نمونه اصلی

جدول ۷- مقایسه مقادیر سختی موثر و اولیه نمونه های با سطوح پیش تنیدگی مختلف

نام نمونه	سختی اولیه [$\frac{KN}{mm}$]	سختی موثر [$\frac{KN}{mm}$]	نسبت سختی موثر به سختی اولیه	تغییرات سختی موثر نسبت به نمونه اصلی (%)
PE-f _{pc} 1.2	۳/۸۴	۰/۸	۰/۲۳	-----
PE-f _{pc} 1.5	۴/۲۸	۰/۹۱	۰/۲۱	۱۳/۷
PE-f _{pc} 1.8	۴/۵۴	۱/۲	۰/۲۶	۵۰
PE-f _{pc} 2.1	۵	۱/۴۵	۰/۲۹	۸۱

با توجه به جدول ۷ نتایج نشان می دهد که افزایش میزان تنش موثر پیش تنیدگی از ۱/۲ مگاپاسکال به ۱/۵، ۱/۸ و ۲/۱ مگاپاسکال به ترتیب باعث افزایش سختی موثر به میزان ۱۳/۷، ۵۰ و ۸۱ درصد می شود. این مساله نشان می دهد که افزایش تنش پیش تنیدگی مؤثر تأثیر قابل توجهی در افزایش سختی موثر نمونه ها دارد. همچنین مقادیر مقاومت نهایی و درصد تغییرات آن در جدول ۸ ارائه شده است.

جدول ۸- مقاومت نهایی و تغییر مکان تسلیم و نهایی نمونه ها

نام نمونه	نیروی پیش تنیدگی (MPa)	نیروی حداکثر (KN)	تغییرات نیرو (%)
PE-f _{pc} 1.2	۱/۲	۳۲/۵۹	-----
PE-f _{pc} 1.5	۱/۵	۳۴/۸۳	۶/۸
PE-f _{pc} 1.8	۱/۸	۳۶/۲۴	۱۱/۲
PE-f _{pc} 2.1	۲/۱	۳۷/۸۹	۱۶

نتایج حاصله نشان می دهد که با افزایش میزان پیش تنیدگی از ۱/۲ به ۱/۵، ۱/۸ و ۲/۱ مگاپاسکال ظرفیت باربری نمونه ها به ترتیب ۶/۸، ۱۱/۲ و ۱۶ درصد افزایش می یابد. با توجه به اینکه نیروی پیش تنیدگی تأثیر مستقیم بر روی مقاومت کششی بتن داشته و افزایش نیروی پیش تنیدگی باعث کاهش تنش های کششی می شود، بنابراین تأثیر مقاومت فشاری بتن افزایش یافته و منجر به افزایش ظرفیت باربری نمونه ها می شود. همچنین مقایسه شکل پذیرگی اتصال که به صورت نسبت جابجایی نهایی به جابجایی نظیر تسلیم نمونه ها تعریف می شود، نشان می دهد که با افزایش نیروی پیش تنیدگی مقدار شکل پذیری اتصال نیز افزایش می یابد.

۳-۷-۳- بررسی تأثیر نوع چسبندگی کابل ها

همان گونه که قبلا در بخش مقدمه عنوان شد، دو روش چسبیده و

نچسبیده برای اجرای سیستم‌های پس کشیده وجود دارد. در روش نچسبیده کابل‌ها هیچگونه تماسی با غلاف متناظر خود در طول آن ندارند و تنش پیش‌تنیدگی صرفاً از طریق گیره‌های انتهایی به بتن منتقل می‌شود اما در روش چسبیده پس از پیش‌تنیدگی کابل‌ها، داخل غلاف با گروت پر شده و نیروی پیش‌تنیدگی از طریق اصطکاک میان کابل و گروت به بتن منتقل می‌شود. استفاده از کابل‌های نچسبیده نسبت به چسبیده متداول تر است. به همین دلیل عمده مطالعات صورت گرفته بر روی دال پس کشیده نچسبیده می‌باشد. بنابراین شناخت رفتار لرزه‌ای این سیستم‌ها زمانی که نوع

چسبندگی کابل‌ها تغییر می‌کند مورد نیاز است. برای تغییر حالت کابل‌ها از نچسبیده به چسبیده در مدل عددی، می‌توان بعد از مرحله پیش‌تنیدگی حالت تماس بین کابل‌ها را از حالت بدون اصطکاک^۱ به سخت^۲ تغییر داد. به منظور بررسی اثر نوع چسبندگی کابل‌ها علاوه بر نمونه اصلی یک نمونه دیگر با همان مشخصات و کابل‌های چسبیده مدل‌سازی شد. نمونه اصلی به نام PE-U و نمونه چسبیده به نام PE-B نامگذاری شد. مقاومت نهایی و درصد تغییرات نسبت به حالت چسبیده در جدول ۱۰ و نمودار نیرو تغییر مکان دو نمونه در شکل ۷ ارائه شده است.

جدول ۹- مقایسه شکل پذیری و درصد تغییرات آن با سطوح پیش‌تنیدگی مختلف

نام نمونه	جابجایی تسلیم (mm)	جابجایی نهایی (mm)	جابجایی متناظر با ۲۰٪ افت نیرو (mm)	شکل پذیری	تغییرات شکل پذیری (%)
PE - f _{pc} 1.2	۴۰	۶۳/۳	۷۶	۱/۹	-----
PE - f _{pc} 1.5	۳۸	۶۴/۱	۷۷/۴۵	۲/۰۳	۶/۸
PE - f _{pc} 1.8	۳۰	۶۴/۴	۷۶	۲/۶۰	۳۶/۸
PE - f _{pc} 2.1	۲۶	۶۵/۶	۷۵	۲/۸۰	۴۷/۳

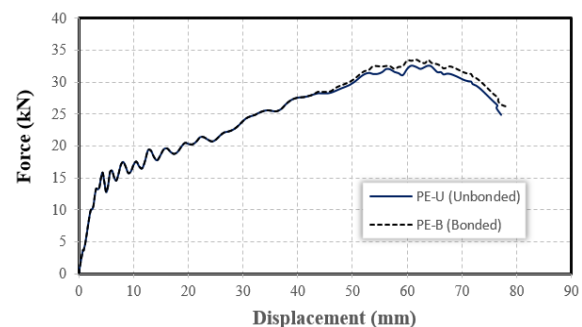
جدول ۱۰- مقایسه نیروی حداکثر و درصد تغییرات نسبت به نمونه اصلی در حالت چسبیده و نچسبیده

نام نمونه	نوع چسبندگی کابل‌ها	مقاومت نهایی (kN)	درصد تغییر نسبت به نمونه اصلی (%)
PE-U	نچسبیده	۳۲/۵۴	-----
PE -B	چسبیده	۳۳/۴۵	۲/۷۹

باشد. طبق مطالعات صورت گرفته توسط اعلامی در سال ۱۹۹۴، افت نیروی پیش‌تنیدگی در سیستم‌های چسبیده بیشتر از نچسبیده و مقاومت نهایی مقطع نیز در حالت چسبیده بیشتر از حالت نچسبیده است [۱]. افزایش مقاومت نهایی مقطع بتنی در حالت چسبیده به علت تماس میان کابل و بتن در حالت چسبیده و انتقال کرنش از بتن به کابل می‌باشد که در نهایت منجر به افزایش مقاومت نهایی در حالت چسبیده می‌شود. هوانگ نیز در سال ۲۰۱۲ با بررسی هر دو حالت چسبیده و نچسبیده در یک مدل‌سازی عددی نشان داد تفاوت چندانی در استفاده از روش چسبیده و نچسبیده وجود ندارد و نمودارهای ظرفیت در هر دو حالت تقریباً یکسان می‌باشد [۱۳].

۴- نتیجه‌گیری

در این مطالعه، یک نمونه اتصال دال پس کشیده به ستون بتن مسلح



شکل ۷- نمودارهای نیرو تغییر مکان در حالت چسبیده و نچسبیده

همانگونه که در نمودار شکل ۷ نشان داده شده است، نوع چسبندگی کابل‌ها تأثیری در سختی اولیه و شکل پذیری نمونه نداشته و تنها باعث افزایش اندک مقاومت نهایی می‌شود. افزایش اندک در ظرفیت باربری نهایی در دررفت‌های بالای ۲٪ ممکن است به علت تغییر نحوه انتقال نیروی پیش‌تنیدگی از کابل به بتن

² Rough

¹ frictionless

Engineering Experiment Station. College.

[4] Martinez-Cruzado, J.A., *Experimental study of post-tensioned flat plate exterior slab-column connections subjected to gravity and biaxial loading*. 1993, University of California, Berkeley.

[5] Warnitchai, P., et al. *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*. 2004. Citeseer.

[6] Han, S.W., et al., *Hysteretic behavior of exterior post-tensioned flat plate connections*. *Engineering Structures*, 2006. 28(14): p. 1983-1996.

[7] Kang, T. and Y. Huang, *Nonlinear finite element analyses of unbonded post-tensioned slab-column connections*. *PTI Journal*, 2012. 8(1): p. 4-19.

[8] Janghorban, F., A. Hoseini, and W.L. Gamble, *Effects of Tendon Arrangements on Two-Way Unbonded Post-Tensioned Slab-Edge Column Connections*. *ACI Structural Journal*, 2020. 117(2): p. 33-44.

[9] Kmiecik, P. and M. Kamiński, *Modelling of reinforced concrete structures and composite structures with concrete strength degradation taken into consideration*. *Archives of civil and mechanical engineering*, 2011. 11(3): p. 623-636.

[10] Thorenfeldt, E. *Mechanical properties of high-strength concrete and applications in design*. in *Symposium Proceedings, Utilization of High-Strength Concrete, Norway, 1987*. 1987.

[11] Wang, T. and T.T. Hsu, *Nonlinear finite element analysis of concrete structures using new constitutive models*. *Computers & structures*, 2001. 79(32): p. 2781-2791.

[12] Devalapura, R.K. and M.K. Tadros, *Stress-strain modeling of 270 ksi low-relaxation prestressing strands*. *PCI Journal*, 1992. 37(2): p. 100-106.

[13] Huang, Y., *Finite element method for post-tensioned prestressed concrete structures*. 2012: The University of Oklahoma.

[14] Pan, A. and J.P. Moehle, *Lateral displacement ductility of reinforced concrete flat plates*. *Structural Journal*, 1989. 86(3): p. 250-258.

تحت اثر بارگذاری جانبی در نرم افزار آباکوس مورد بررسی قرار گرفت. بعد از صحت سنجی مدل آزمایشگاهی و اطمینان از نتایج حاصله، مطالعات پارامتریک بر روی اثرات مقاومت فشاری بتن، میزان تنش پیش‌تنیدگی و نوع چسبندگی کابل‌ها به منظور شناخت بیشتر و بهتر رفتار لرزه‌ای اتصال و بررسی میزان ظرفیت باربری و شکل‌پذیری اتصال انجام شد. مطالعات نشان داد که:

- مقاومت فشاری بتن به عنوان یکی از پارامترهای تاثیرگذار بر رفتار اتصال به شمار می‌رود به نحوی که کاهش ۲۰ درصدی مقاومت فشاری بتن باعث کاهش سختی موثر، مقاومت نهایی و شکل‌پذیری اتصال به ترتیب به میزان ۱۲/۵٪، ۵/۸٪ و ۹/۴٪ می‌شود. همچنین افزایش ۲۰، ۳۵ و ۵۰ درصدی مقاومت فشاری بتن به ترتیب باعث افزایش ۱۵، ۲۸/۷ و ۴۲/۵ درصدی سختی موثر، ۷/۹، ۱۰/۶ و ۱۵/۸ درصدی مقاومت نهایی و ۱۷/۳ و ۲۲/۱ درصدی شکل‌پذیری اتصال می‌شود.

- سطح پیش‌تنیدگی دال به میزان قابل توجهی سبب افزایش سختی، مقاومت نهایی و شکل‌پذیری اتصال می‌شود. افزایش تنش متوسط پیش‌تنیدگی وارد بر بتن از ۱/۲ مگاپاسکال به ۱/۵، ۱/۸ و ۲/۱ مگاپاسکال، به ترتیب منجر به افزایش سختی به میزان ۱۳/۷، ۵۰ و ۸۱ درصد، افزایش ظرفیت باربری به میزان ۶/۸، ۱۱/۲ و ۱۶ درصد و افزایش شکل‌پذیری به میزان ۶/۸، ۳۶/۸ و ۴۷/۳ درصد می‌شود.

- نوع چسبندگی کابل‌ها تاثیر قابل توجهی در ظرفیت باربری و شکل‌پذیری اتصال نداشته و تغییر نوع چسبندگی کابل‌ها از حالت چسبیده به نچسبیده منجر به افزایش ظرفیت مقطع به میزان ۲/۷۹ درصد می‌شود که به دلیل نحوه انتقال تنش پیش‌تنیدگی از کابل به بتن می‌باشد.

۵- مراجع

- [1] Aalami, B., *Unbonded and Bonded Post-Tensioning Systems in Building Construction: A Design and Performance Review*. 1994: Post-Tensioning Institute.
- [2] Trongtham, N. and N.M. Hawkins, *Moment transfer to columns in unbonded post-tensioned prestressed concrete slabs*. 1977: Department of Civil Engineering, University of Washington.
- [3] Sunidja, H., D.A. Foutch, and W. Gamble, *Response of prestressed concrete plate-edge column connections*. 1982, University of Illinois

Parametric study of the behavior of exterior post tensioned slab column connections under lateral loading

Amin Behrouz

M.sc graduated, Faculty of Civil Engineering, Shahrood University of Technology, Shahrood, Iran.

Jalil Shafaei*

Assistant Professor, Faculty of Civil Engineering, Shahrood University of Technology, Shahrood, Iran.

Abstract

The use of post tensioned flat slabs is common in structures with long spans. Post tension slabs are usually designed to withstand gravitational loads in the building. However, slab column connections in these systems must be able to withstand the deformations created by lateral loads and have sufficient ductility. In this research, an exterior unbonded post tensioned slab column connection is validated in ABAQUS finite element software and then, the effect of concrete compressive strength, the amount of effective prestressing levels and the tendon bonding influence in the seismic behavior of post tension slab joints are investigated. The results of this study showed that increasing 20, 35 and 50% of the compressive strength of concrete increases 7.9, 10.6 and 15.8% of bearing capacity and increases of 6.8, 17.3 and 22.1% of ductility, respectively. Also, increasing 50, 25 and 75% of the prestressing level of concrete leads to an increase of 6.8, 11.2 and 16% of bearing capacity and 6.8, 36.8 and 47.3% of ductility of joints, respectively. while the bonding condition does not have much effect on the behavior of the joints.

Keywords: Prestressed Slab, post-tensioned Slab, Lateral Loading, Reinforced Concrete Slab, Reinforced Concrete.

* Corresponding Author: jshafaei@shahroodut.ac.ir