

تأثیر حضور دال بتنی بر رفتار اتصالات خمشی در قاب‌های فولادی

مریم روئین^۱، علی اکبر آقاچوک^{۲*}

۱- کارشناس ارشد مهندسی زلزله، دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه تربیت مدرس

۲- استاد دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه تربیت مدرس

*a_gha@modares.ac.ir

تاریخ پذیرش: [۹۶/۰۷/۰۲]

تاریخ دریافت: [۹۵/۰۹/۲۲]

چکیده

از جمله مهم‌ترین اهداف طراحی و ساخت قاب‌های خمشی فولادی، داشتن قابلیت اتلاف انرژی زیاد بر اثر جاری شدن و تغییر شکل‌های پلاستیک در تیرها است؛ به طوری که ایجاد مفصل‌های پلاستیک در تیرها بر ستون‌ها پیشی به گیرد. در سازه‌های ساختمانی متشکل از قاب‌های خمشی فولادی در بسیاری از موارد از دال‌های بتنی برای ایجاد دیافراگم‌های کف استفاده می‌شود که بیشتر با استفاده از برشگیرها به تیرهای قاب متصل است. لیکن در آیین‌نامه‌ها و از جمله مبحث دهم مقررات ملی ساختمان ایران، چگونگی در نظر گرفتن آثار حضور این دال‌ها بر رفتار اتصال و کنترل رابطه‌ی تیر ضعیف- ستون قوی به صراحت روشن نشده است. در این پژوهش تأثیر حضور دال بتنی کف طبقات بر رفتار اتصالات قاب به صورت عددی و با استفاده از روش اجزای محدود بررسی شده است. نتایج حاصل از مطالعات عددی نشان دادند که در نظر نگرفتن اثر حضور دال برای کنترل شرط تیر ضعیف- ستون قوی مبحث دهم از مقررات ملی ساختمان ایران ممکن است طراحی را دچار خطا نماید؛ به طوری که افزایش مقاومت خمشی تیرهای مختلط نسبت به تیرهای فولادی ساده، می‌تواند تا جایی پیش رود که عملاً مفصل پلاستیک به جای تیر در ستون تشکیل شود. به علاوه وجود این دال‌ها مستقیماً بر رفتار چشمه‌ی اتصال و متعاقباً تغییر شکل‌های ستون مؤثر است. لیکن با کاهش تعداد برشگیرها و نیز افزایش فاصله‌ی شروع چیدمان آن‌ها از بر ستون، تأثیر دال بتنی بر رفتار نمونه‌ها کاهش می‌یابد. به طوری که در نمونه‌ای که برشگیرها به تعدادی نصب شده‌اند که رفتار تیر مختلط کامل می‌شود، با افزایش فاصله‌ی شروع چیدمان برشگیرها از بر ستون، تا شانزده درصد کاهش مقاومت اتصال مشاهده می‌شود.

واژگان کلیدی: تیر مختلط، قاب خمشی فولادی، مدل‌سازی اجزای محدود، رفتار چرخه‌ای و یکنوا، تیر با مقطع کاهش‌یافته.

۱- مقدمه

بیشینه است و بنابراین این نواحی مستعد ایجاد تغییر شکل‌های غیرخطی و نیز تشکیل مفصل پلاستیک است [1]. از طرفی مهم‌ترین انتظاری که از قاب‌های خمشی فولادی می‌رود، تأمین شکل‌پذیری در مواجهه با جابه‌جایی‌های ناشی از زلزله است. یکی از مناسب‌ترین سازوکارها در این راستا، ایجاد مفصل‌های پلاستیک در دو انتهای تیر است تا بدین ترتیب از تشکیل مفصل پلاستیک

در ساختمان‌هایی که سیستم مقاوم در برابر بارهای جانبی آن‌ها قاب‌های خمشی است، این قاب‌ها باید بارهای ناشی از زلزله را با رفتار ارتجاعی یا غیر ارتجاعی خود تحمل نمایند. پاسخ ارتجاعی این قاب‌ها به بارهای جانبی به طور شماتیک در شکل (۱) نشان داده شده است که بر طبق آن تلاش‌ها در ناحیه‌ی گره‌ی اتصال

اتصال نسبت به راستای مورد نظر است. این لنگرهای خمشی باید با در نظر گرفتن تعادل استاتیکی بارهای ثقلی ضریب‌داری که با نیروی زلزله ترکیب می‌شوند و آثار لرزه‌ای ناشی از لنگر خمشی M_{pr} در محل تشکیل مفصل پلاستیک نسبت به محور ستون که طبق رابطه‌ی (۳) تعیین می‌شود، محاسبه شود.

$$M_{pr} = C_{pr} R_{yb} M_{pb} \quad (3)$$

در روابط فوق Z_c اساس مقطع پلاستیک ستون، A_g سطح مقطع ستون، F_{yc} تنش تسلیم فولاد ستون، P_{uc} مقاومت فشاری مورد نیاز ستون حاصل از ترکیبات بار زلزله تشدید یافته، M_{pb} لنگر خمشی پلاستیک تیر در محل تشکیل مفصل پلاستیک و R_{yb} نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به حداقل تنش تسلیم تعیین شده‌ی مصالح تیر است [2]. C_{pr} نیز ضریبی است که دربرگیرنده‌ی آثار عواملی از قبیل سخت‌شدگی، قیدهای موضعی و ملحقیات موجود در اتصال تیر به ستون است [2].

از طرف دیگر امروزه کاربرد مقاطع مختلط در مهندسی عمران به طور چشم‌گیری رو به رشد است. در سازه‌های ساختمانی زمانی که سیستم کف بتنی و تیرهای فولادی تکیه‌گاهی آن، با برشگیرهای کافی به یکدیگر متصل شده و به صورت یک واحد یگانه تغییر شکل دهند، عملکرد مختلط کامل محقق می‌شود. در این صورت امکان لغزش بین سطح مشترک لایه‌ی بتنی و ورق فولادی وجود نداشته و کرنش محل تماس دو جنس یکسان است. اما در صورتی که تعداد برشگیر کافی تأمین نشود، کرنش سطح تماس بین بتن و فولاد یکسان نبوده و به همین دلیل مقطع به صورت مختلط ناقص عمل می‌کند [3]. زمانی که در قاب‌های خمشی فولادی از دال‌های بتنی در کف‌ها استفاده می‌شود و این کف‌ها به واسطه‌ی وجود برشگیرها به تیرهای قاب‌ها متصل می‌شوند، به دلیل اطلاعات آزمایشگاهی اندک، کاربرد تعداد برشگیرهای ناکافی و حذف این برشگیرها در ناحیه‌ی حفاظت شده و جداسازی دال بتنی از ستون به هنگام قالب‌بندی و بنابراین حذف مسیر انتقال بار بین دال بتنی و ستون، میزان مشارکت دال در عملکرد قاب مشخص نبوده پس در برخی از محاسبات از این اثر چشم‌پوشی می‌شود [4]. علاوه بر تشکیل مفاصل پلاستیک خمشی در تیرها، یکی از منابع اتلاف‌کننده‌ی انرژی می‌تواند تشکیل

تأثیر حضور دال بتنی بر رفتار اتصالات خمشی در قاب‌های فولادی در ستون‌ها، که ممکن است منجر به ناپایداری و بروز زوال ترد در سازه‌ها شود، جلوگیری به عمل آید. نمودار پیکره‌ی آزاد تیر در یک قاب خمشی در شکل (۲) نشان داده شده است.

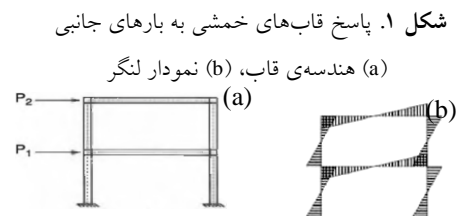


Fig. 1. Moment-resisting frame under lateral loading [1]: (a) geometry, (b) moment diagram

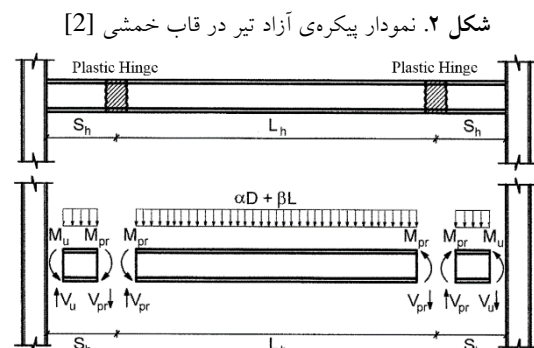


Fig. 2. Free-body diagram of beam in a moment frame [2]

در این زمینه اتخاذ نسبت مناسبی از مقاومت‌های خمشی ستون‌ها به تیرهای موجود در یک اتصال (α)، از جمله مواردی است که در آیین‌نامه‌های مختلف از جمله مبحث دهم از مقررات ملی ساختمان ایران [2] مطرح شده است. بر این اساس در قاب‌های خمشی فولادی ویژه، کنترل شرط تیر ضعیف - ستون قوی لازمه‌ی طراحی است و برای تحقق آن لازم است رابطه‌ی (۱) اقلان شود.

$$\alpha = \frac{\sum M_{pc}^*}{\sum M_{pb}^*} > 1.0 \quad (1)$$

که در آن $\sum M_{pc}^*$ مجموع تصاویر لنگرهای خمشی ستون‌های بالا و پایین گره‌ی اتصال در امتداد مورد نظر است که طبق رابطه‌ی (۲) و با در نظر گرفتن کاهش تنش ناشی از وجود نیروی محوری فشاری در ستون، محاسبه می‌شود.

$$\sum M_{pc}^* = \sum Z_c (F_{yc} - P_{uc}/A_g) \quad (2)$$

$\sum M_{pb}^*$ نیز مجموع تصاویر لنگرهای خمشی تیرها در گره‌ی

به بزرگتر بودن (۱/۲ تا ۵ برابری) کرنش‌های حفره دسترسی جوش بال پایینی تیر فولادی در مقایسه با بال بالایی آن در این نوع قاب‌ها پی‌بردند و آن را به عنوان یکی از عوامل عدم تقارن گسیختگی‌های مشاهده شده در پی زلزله‌های نورتریج (۱۹۹۴) و کوبه (۱۹۹۵) برشمردند. چن^۹ و چاو^{۱۰} [12] ضمن توصیه تعیین عرض مؤثر دال بتنی بر اساس عرض ستون و مقاومت بتن، به منظور حصول اطمینان از طراحی بر اساس سازوکار ستون قوی - تیر ضعیف، پیشنهاد کردند که نسبت مقاومت ستون فولادی به تیر مختلط به جای ۱، ۱/۳ اتخاذ شود.

هرچند قاب‌های مختلط در آیین‌نامه‌ها به عنوان یک نوع سیستم باربری مجاز محسوب می‌شوند و پژوهش‌هایی هم در این زمینه صورت گرفته است [13]، ولی در این مقاله به قاب‌های فولادی به همراه دال بتنی پرداخته شده است. از آن جایی که ملاحظات تأثیر دال بتنی بر روی تیر فولادی در محاسبات رابطه‌ی (۱) در مبحث دهم مقررات ملی ساختمان ایران به صراحت قید نشده است، در این پژوهش پس از مدل‌سازی عددی نمونه‌های مدنظر و راستی آزمایی آن‌ها با نمونه‌های آزمایشگاهی، به بررسی رفتار زیرسازه‌های شامل تیر فولادی ساده یا مختلط پرداخته شده است. سپس تأثیر تعداد برشگیرها یا به عبارتی درصدهای گوناگون عملکرد مختلط ناقص و نیز فاصله‌ی آغاز چیدمان برشگیرها از بر ستون، در محدوده‌ی ثابتی از طول تیر، مطالعه شده است.

۲- مدل‌سازی و راستی آزمایی

به منظور اطمینان از درستی جزئیات مربوط به فرضیات مدل‌سازی و تحلیل، راستی آزمایی نمونه‌های آزمایشگاهی تمام مقیاس لئون و همکاران [4] که برپایش آزمایش آن‌ها به صورت شکل (۳) بوده و شامل نمونه‌ی ساده (SP1) و نمونه‌ی مختلط (SP2) با عملکرد مختلط ناقص ۵۵٪ می‌باشند، انجام شده است. ابعاد تیر، ستون، ورق‌های پیوستگی، مضاعف و اتصال برشی جان نمونه‌ها به ترتیب طبق جداول (۱ و ۲) است. مشخصات مصالح فولادی نمونه‌ها طبق جدول (۳) است. در نمونه‌ی مختلط (SP2)، برشگیرها از نوع گلمیخ بوده و چیدمان آن‌ها از فاصله‌ی ۲۲۸/۶

مفاصل پلاستیک برشی در چشمه‌ی اتصال باشد. از طرفی عمده‌ی مدل‌های چشمه‌ی اتصال موجود، از اتصالات فولادی به دست آمده‌اند و ممکن است بسط آن‌ها برای اتصالات دارای تیر مختلط مناسب نباشد. زیرا در صورت حضور تیر مختلط، چشمه‌ی اتصال معمولاً تحت شرایط تنش نامنظم‌تری قرار می‌گیرد. جابه‌جایی اعمال شده در تیر، نهایتاً توسط هر سه جزء اتصال یعنی تیر، ستون و چشمه‌ی اتصال حاصل می‌شود و بنابراین می‌توان اثر دال بتنی را با تنظیم مقاومت نسبی بین اجزای اتصال کمینه نمود [5].

تاریخچه‌ای از مطالعات در زمینه‌ی عملکرد مختلط اعضای سازه‌ای در مرجع [6] ارائه شده است. موکودای^۱ و ماتسوئو^۲ [7] و ایگاشی و همکاران^۳ [8] با استفاده از تحلیل دینامیکی غیرخطی قاب نشان دادند که به طور کلی افزایش مقاومت و سختی ناشی از عملکرد مختلط، از بیشینه‌ی جابه‌جایی جانبی و چرخش می‌کاهد. آن‌ها در برخی از موارد گسیختگی ستون را قبل از گسیختگی تیر، حتی در حالتی که تیرهای فولادی ساده برای پلاستیک شدگی قبل از ستون‌ها طراحی شده بودند، مشاهده نمودند. تاگاوا و همکاران^۴ [9] به افزایش قابل توجه عملکرد مختلط در صورت تکیه‌ی دال بتنی به وجه ستون پی‌بردند. به علاوه لی^۵ و لو^۶ [10] ناحیه‌ی چشمه‌ی اتصال قاب خمشی مختلط را بزرگ‌تر از قاب خمشی فولادی تعیین نمودند تا بر مقاومت و سختی آن بیفزایند زیرا از نظر آن‌ها در صورتی که در طراحی قاب‌های مقاوم جانبی از دال‌های کف صرف‌نظر می‌شد، به دلیل تسلیم چشمه‌ی اتصال، ظرفیت اتلاف انرژی کمتری حاصل می‌شد. در مقابل ترمبلی و همکاران^۷ [11] نشان دادند در صورتی که دال بتنی از ستون جدا شده باشد و در فاصله‌ی چند فوتی از بر ستون عمداً از برشگیر استفاده نشده باشد، ستون تحت لنگرهای نزدیک‌تری به مقاومت تیر فولادی ساده قرار می‌گیرد. لئون و همکاران^۸ [4]

- 1 Mukudai
- 2 Matsuo
- 3 Igarashi et al.
- 4 Tagawa et al.
- 5 Lee
- 6 Lu
- 7 Trembaly et al.
- 8 Leon et al.

میلی متری از بر ستون آغاز شده و تا محل اعمال بارگذاری ادامه می‌یابد. مشخصات برشگیرها و آرماتورهای دال بتن مسلح به ترتیب طبق جداول (۴ و ۵) است.

جدول ۵. مشخصات آرماتورهای دال بتنی [4]

Rebar	Grade 60	Section radius (mm)	Spacing (mm)
Longitudinal	Yield stress (MPa)	6	254
Transverse	420	6	305

Table 5. Rebar properties of concrete slab [4]

پوشش جانبی و بالایی بتن برای آرماتور طولی ۳۸ میلی‌متر است. آرماتورهای عرضی ۵۰ میلی‌متر پایین‌تر از سطح بالایی بتن قرار گرفته و چیدمان آن‌ها از ۳۸ میلی‌متری از بر ستون آغاز شده است و سراسر طول دال بتنی را فرامی‌گیرد [4]. مشخصات دال بتنی نمونه‌های مختلط (SP2) در جدول (۶) آورده شده است.

جدول ۶. مشخصات دال بتنی نمونه‌های مختلط (SP2) [4]

Compressive strength f_c' (MPa)	Modulus of elasticity E_c (MPa)	Slab thickness (m)	Slab width (m)
33.58	27537.66	0.101	1.524

Table 6. Concrete slab properties of composite specimens [4]

برای مدل‌سازی و تحلیل دو نمونه‌ی (SP1) و (SP2) و متعاقباً نمونه‌های بعدی در این پژوهش از نرم‌افزار المان محدود آباکوس^۱ استفاده شده است. در مدل آزمایشگاهی بال تیرهای فولادی با جوش نفوذی کامل به بال ستون‌ها جوش شده است؛ اما در روند مدل‌سازی، جوش به صورت مستقل مدل نشده و اعضا به صورت یکپارچه^۲ مدل شده‌اند. همچنین در نمونه‌های مختلط، دال بتنی در پیرامون ستون برداشته شده است؛ به طوری که ۱ سانتی‌متر از هر طرف ستون فاقد دال بتنی است. مدل‌سازی در فضای سه‌بعدی انجام شده و برای اجزای فولادی از المان پوسته^۳ چهار گره‌ای S4R که در هر گره دارای شش درجه‌ی آزادی (سه انتقالی و سه چرخشی) با انتگرال‌گیری کاهش‌یافته است، استفاده شده است. با توجه به توصیه‌ی هجار و همکاران^۴ [14]، رفتار مصالح فولادی طبق

1 ABAQUS
2 Merge Geometry
3 Shell Element
4 Hajjar et al.

شکل ۳. برپایش آزمایش

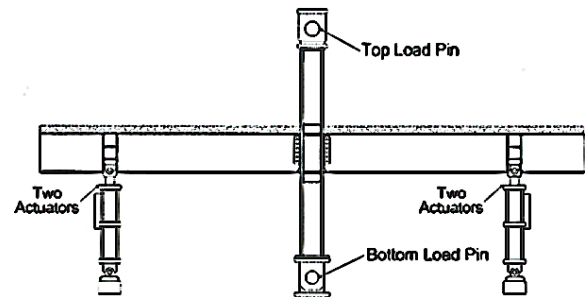


Fig. 3. Experimental test setup

جدول ۱. مشخصات مقطع تیر و ستون نمونه‌ها [4]

Section	Flange width (m)	Total height (m)	Flange thickness (m)	Web thickness (m)
Beam W27x94	0.253	0.683	0.019	0.012
Column W14x211	0.401	0.399	0.039	0.024

Table 1. Section properties of beam and column [4]

جدول ۲. ابعاد ورق‌های پیوستگی، مضاعف و اتصال برشی جان [4]

Plate	Length (m)	Width (m)	Thickness (m)
continuity	0.4	0.171	0.019
doubler	0.987	0.285	0.015
shear tab	0.482	0.063	0.012

Table 2. Dimensions of continuity, doubler and shear tab plates [4]

جدول ۳. مشخصات مصالح فولادی نمونه‌های آزمایش [4]

Steel	Yield stress f_y (MPa)	Ultimate stress f_u (MPa)	Modulus of elasticity E_s (MPa)
Beam ASTM A36	262	406.790	200000
Column ASTM A572/50	396.448	530.896	200000

Table 3. Steel properties of test specimens [4]

جدول ۴. مشخصات برشگیرها [4]

stud distance (mm)	Height (mm)	Section radius (mm)
Transverse (in pairs)	Longitudinal	
101.6	304.8	98

Table 4. Properties of shear studs [4]

کششی بتن است.

$$f_{ci} = f_p \left(\gamma \frac{\varepsilon_{ci}}{\varepsilon_p} - \left(\frac{\varepsilon_{ci}}{\varepsilon_p} \right)^n \right) \quad (4)$$

$$f_{ci} = f_p \frac{\left(\frac{\varepsilon_{ci}}{\varepsilon_p} \right)^n}{n - 1 + \left(\frac{\varepsilon_{ci}}{\varepsilon_p} \right)^n} \quad (5)$$

$$n = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \quad (6)$$

$$E_c = 5000 \sqrt{f'_c} \quad (7)$$

$$E_{sec} = \frac{f_p}{\varepsilon_p} \quad (8)$$

$$d_c = 1 - \frac{\sigma_c}{f'_c} \quad (9)$$

$$\sigma_t = \frac{f'_t}{1 + \sqrt{5000 \varepsilon_t}} \quad (10)$$

$$d_t = 1 - \frac{\sigma_t}{f'_t} \quad (11)$$

در مدل (SP2) یکبار دال بتنی با المان‌های پوسته چهار گره‌ای S4R و بار دیگر با المان‌های حجمی C3D8R با هشت گره که در هر گره دارای سه درجه‌ی آزادی (سه انتقالی) با انتگرال‌گیری کاهش یافته است، مدل‌سازی شد تا در نهایت تفاوت نتایج ناشی از دو شکل مختلف مدل‌سازی دال بتنی مقایسه شد. خاطر نشان می‌شود که در صورت استفاده از المان پوسته برای مدل‌سازی دال بتن مسلح، از بخش لایه‌بندی آرماتور^۱ نرم‌افزار آباکوس استفاده می‌شود که در آن مشخصاتی از قبیل مساحت مقطع، نوع مصالح، فاصله‌ی آزاد میلگردها از یکدیگر و زاویه‌ی امتداد آن‌ها را می‌توان به نرم‌افزار معرفی نمود. اما در صورت مدل‌سازی دال بتن مسلح با المان حجمی، آرماتورهای تسلیح بتن با استفاده از المان‌های تیر^۷ دو گره‌ی مرتبه‌ی اول B31 دارای شش درجه‌ی آزادی (سه انتقالی و سه چرخشی) مدل‌سازی شده و سپس به روش جاسازی المان^۸ در درون بتن قرار می‌گیرند. در این روش که در آن گروهی از المان‌ها در المان‌های میزبان مدفون می‌شوند، درجه‌ی آزادی

شکل (۴) به صورت چهار خطی و با سخت‌شدگی همسانگرد در نظر گرفته شده است که طبق آن از کرنش تسلیم (ε_y) تا کرنشی معادل با ده برابر کرنش تسلیم، مدل فولاد رفتار الاستیک - پلاستیک کامل را شبیه‌سازی می‌نماید.

شکل ۴. نمودار شمایک تنش - کرنش فولاد [14]

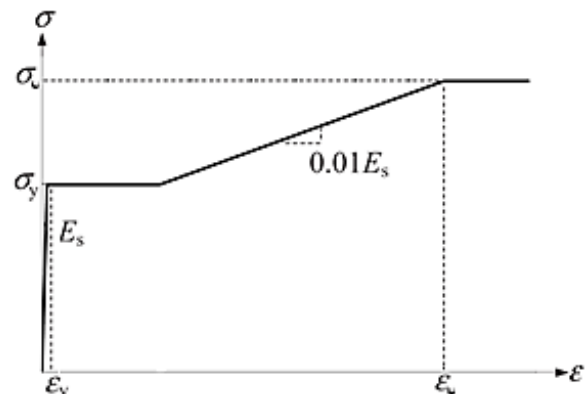


Fig. 4. Schematic stress - strain diagram of steel [14]

برای مدل‌سازی رفتار بتن از مدل بتن خسارت‌دیده‌ی خمیری^۱ نرم‌افزار آباکوس [15] استفاده شده است. در بخش صعودی مدل‌رفتاری استفاده شده برای پیش‌بینی رفتار تک محوری فشاری بتن از مدل کالینز^۲ و میشل^۳ (۱۹۹۷) [16] طبق رابطه‌ی (۴) و در بخش نزولی آن از منحنی پوپویچ^۴ (۱۹۷۳) [17] طبق رابطه‌ی (۵) استفاده شده است که متغیرهای E_c , n و E_{sec} در آن طبق روابط (۶) تا (۸) تعریف می‌شود و در آن‌ها f_p مقاومت نهایی بتن، ε_p کرنش متناظر با مقاومت نهایی بتن، f_{ci} تنش فشاری بتن، ε_{ci} کرنش متناظر با تنش فشاری بتن، n متغیر مدل، E_c سختی اولیه‌ی بتن (برحسب MPa) و E_{sec} سختی سکانتی نقطه متناظر با مقاومت نهایی است. خسارت فشاری بتن (d_c) نیز مطابق رابطه‌ی (۹) تعیین می‌شود که در آن σ_c تنش فشاری بتن است. از مدل کالینز و میشل طبق رابطه‌ی (۱۰) به عنوان مدل رفتاری کششی بتن استفاده شده است. خسارت کششی بتن (d_t) نیز طبق رابطه‌ی (۱۱) تعیین می‌شود که در آن f'_t مقاومت کششی، ε_t کرنش کششی و σ_t تنش

5 Solid Element
6 Rebar Layers
7 Beam Element
4 Embedded element

1 Concrete Damaged Plasticity Model
2 Collins
3 Mitchell
4 Popovics

برای مدل سازی برشگیرهای گلمیخ نیز از المان تیر دو گرهی مرتبه‌ی اول B31 استفاده شده است. ستون‌ها در دو انتهای خود تکیه‌گاه مفصلی دارند. برای جلوگیری از کمانش پیچشی جانبی، تیرها در محل مهاربندهای جانبی واقع در فاصله‌ی ۲/۱۳ متری از وجه ستون و نیز در محل جک‌های اعمال جابه‌جایی در فاصله‌ی ۳/۳۵ متری از وجه ستون، در جهت جانبی مقید شده‌اند. شکل (۵) شرایط مرزی و بارگذاری و بارگذاری نمونه‌ها را نشان می‌دهد. این شرایط برای تمام نمونه‌ها مشابه بوده است. تاریخچه بارگذاری نمونه‌های (SP1 و SP2) به ترتیب طبق جداول (۷ و ۸) است [4]. با توجه به بیشتر بودن تنش در نواحی نزدیک اتصال نسبت به سایر نقاط، برای ارزیابی دقیق‌تر در محل چشمه‌ی اتصال و نواحی تشکیل مفصل پلاستیک در تیر از شبکه‌های مش‌بندی ریزتر و بنابراین المان‌های تحلیلی بیشتری استفاده شده است [18].

شکل (۶) مدل‌های اجزای محدود نمونه‌ها و اشکال (۷ و ۸) نمودارهای بار - جابه‌جایی نمونه‌های عددی و آزمایشگاهی را بر اساس سیستم واحدهای استفاده شده در آزمایش [19] نشان می‌دهند که بیانگر هماهنگی مناسبی است. به طوری که متوسط خطای بیشینه در بار نهایی در رفت و برگشت برای نمونه‌های (SP1) و (SP2) به ترتیب ۸۷٪ و ۲/۱۶٪ حاصل شده است. وجود اندکی تفاوت در نتایج عددی و آزمایشگاهی را می‌توان به فرضیات موجود در رابطه با ویژگی‌های مصالح و از آن جمله عدم هماهنگی کامل مدل‌های رفتاری مصالح بر رفتار واقعی آن‌ها، ساده‌سازی‌های روند مدل‌سازی و وجود تنش‌های پسماند در مقاطع واقعی نسبت داد که البته تا حدی نیز اجتناب‌ناپذیر است. پس از حصول اطمینان از درستی روند مدل‌سازی و به منظور مقایسه‌ی تفاوت ناشی از مدل‌سازی دال بتن مسلح با دو المان پوسته و حجمی، رفتار چرخه‌ای نمونه‌ی (SP2) در دو حالت مدل‌سازی در شکل (۹) نشان داده شده است. این شکل نشان می‌دهد که کاربرد المان پوسته یا حجمی در مدل‌سازی دال بتن مسلح، منجر به تفاوت چندانی در نتایج نمی‌شود و بنابراین با توجه به کاهش زمان تحلیل در صورت استفاده از المان پوسته نسبت به المان حجمی، در ادامه‌ی پژوهش از المان پوسته برای مدل‌سازی دال بتن مسلح استفاده شده است.

تأثیر حضور دال بتنی بر رفتار اتصالات خمشی در قاب‌های فولادی گره‌ی جانشانده، حذف شده و مقید به مقدار حاصل از درون‌یابی درجات آزادی مربوط در المان میزبان می‌شود. بدین ترتیب می‌توان تعداد و موقعیت آرماتورهای طولی و عرضی در دال بتنی و نیز پوشش بتن را در نظر گرفت.

شکل ۵. شرایط مرزی و بارگذاری نمونه‌ی (SP1)

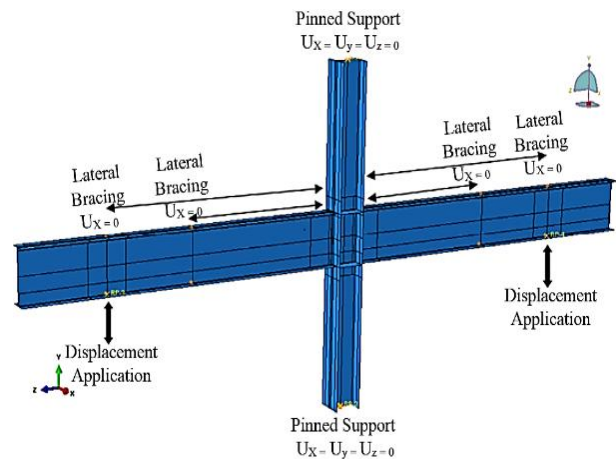


Fig. 5. Boundary conditions and loading of (SP1)

جدول ۷. مشخصات تاریخچه بارگذاری نمونه‌ی (SP1)

Drift (%)	Beam tip displacement (m)	Number of cycles
0.1	0.003	5
0.25	0.008	2
0.5	0.017	2
0.75	0.027	2
1	0.035	2
1.5	0.053	1.5

Table 7. Load history of (SP1)

جدول ۸. مشخصات تاریخچه بارگذاری نمونه‌ی (SP2)

Drift (%)	Beam tip displacement (m)	Number of cycles
0.1	0.003	12
0.25	0.008	3
0.5	0.017	3
0.75	0.027	3
1	0.035	3
1.5	0.053	3
2	0.071	1.5

Table 8. Load history of (SP2)

شکل ۹. مقایسه‌ی نمودارهای چرخه‌ای بار - جابه‌جایی حاصل از مدل‌سازی دال بتنی نمونه‌ی (SP2) با دو المان پوسته و حجمی

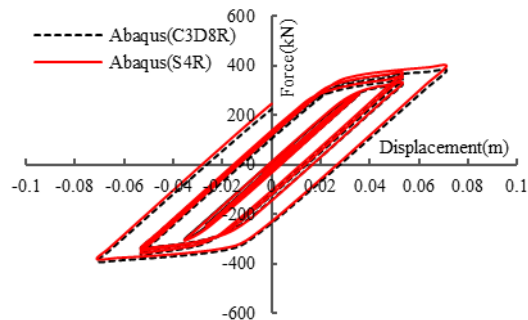


Fig. 9. Comparison of cyclic load-displacement diagrams for numerical models of (SP2), using shell and solid elements

۳- تأثیر پارامترهای مختلف در رفتار اتصال

برای بررسی تأثیر پارامترهای مختلف در رفتار اتصالات دارای دال بتنی در ابتدا برخی از ویژگی‌های زیرسازه‌های مورد مطالعه به صورتی تغییر یافته است تا بررسی هرچه بهتر نتایج مدنظر میسر شود. برای این منظور تیرها با مقطع ثابت، بدون حفزه‌ی دسترسی جوش و هیچ‌گونه تقویتی (از جمله ورق اتصال برشی جان که می‌تواند در هدایت مفصل پلاستیک به دور از بر اتصال مؤثر باشد)، با اتصال مستقیم به ستون متصل شده‌اند. همچنین برای اندازه‌گیری دقیق‌تر چرخش‌ها در مقاطع مدنظر از تیر و ستون، ابعاد ورق مضاعف طوری تغییر یافته است که ورق مضاعف کاملاً مابین ورق‌های پیوستگی از بالا و پایین و بال‌های ستون از راست و چپ قرار گیرد. از طرفی منحنی تنش - کرنش مصالح فولادی مطابق شکل (۱۰)، به صورت الاستیک - پلاستیک کامل فرض شده است. در این پژوهش به بررسی تأثیر پارامتر α (رابطه ۱) در نمونه‌های شامل تیر فولادی ساده (SP1) و مختلط (SP2) پرداخته شده است. سپس تأثیر تعداد برشگیرها یا به عبارتی درصد‌های گوناگون عملکرد مختلط ناقص و نیز فاصله‌ی آغاز چیدمان برشگیرها از بر ستون، در محدوده‌ی ثابتی از طول تیر، مطالعه شده است.

شکل ۱۰. نمودار شماتیک تنش - کرنش ایده‌آل فولاد

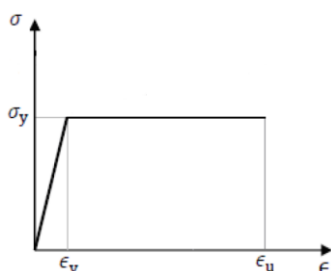


Fig. 10. Schematic diagram showing stress - strain relationship of steel

شکل ۶. مدل اجزای محدود نمونه‌ها:

(a) نمونه‌ی ساده (SP1)، (b) نمونه‌ی مختلط (SP2)

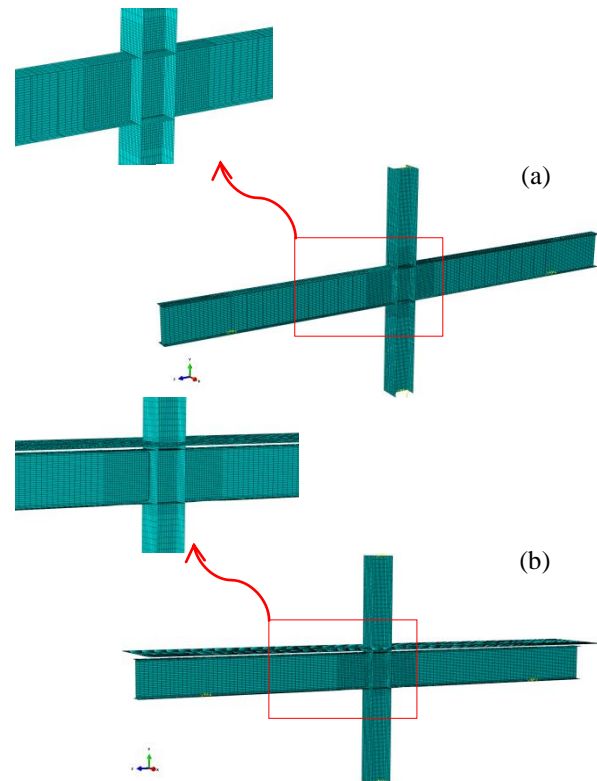


Fig. 6. Finite element models of specimens: (a) bare steel specimen (SP1), (b) composite specimen (SP2)

شکل ۷. مقایسه‌ی نتایج عددی و آزمایشگاهی نمونه‌ی (SP1)

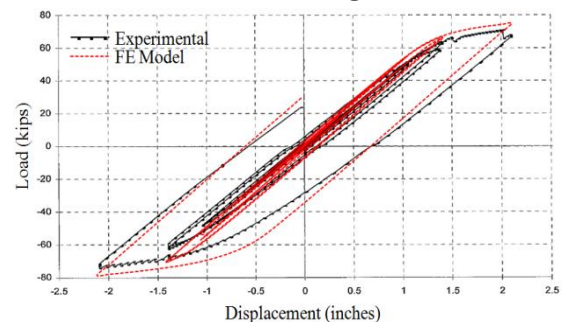


Fig. 7. Comparison of numerical and experimental results for (SP1)

شکل ۸. مقایسه‌ی نتایج عددی و آزمایشگاهی نمونه‌ی (SP2)

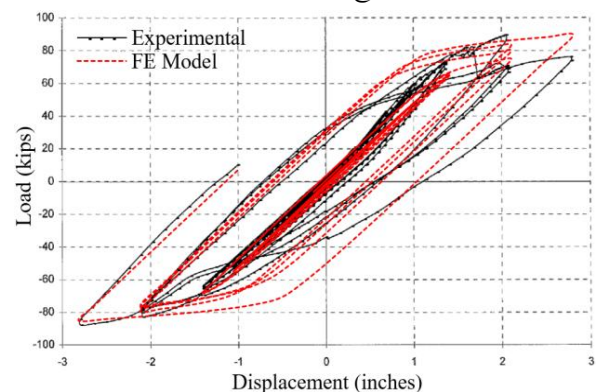


Fig. 8. Comparison of numerical and experimental results for (SP2)

۳-۱- تأثیر پارامتر α

(۱۲) ترسیم شده است که طبق آن با افزایش تنش تسلیم تیر و در نتیجه کاهش مقدار α ، مقادیر چرخش ستون بر تیر پیشی گرفته و به نوعی ستون نسبت به تیر، ضعیف تلقی می‌شود و با ادامه‌ی این روند، مفصل پلاستیک به جای تیر، در ستون شکل می‌گیرد.

شکل ۱۲. نمودار چرخش - جابه‌جایی (SP1):

$\alpha = 0.57$ (c), $\alpha = 0.88$ (b), $\alpha = 2.26$ (a)

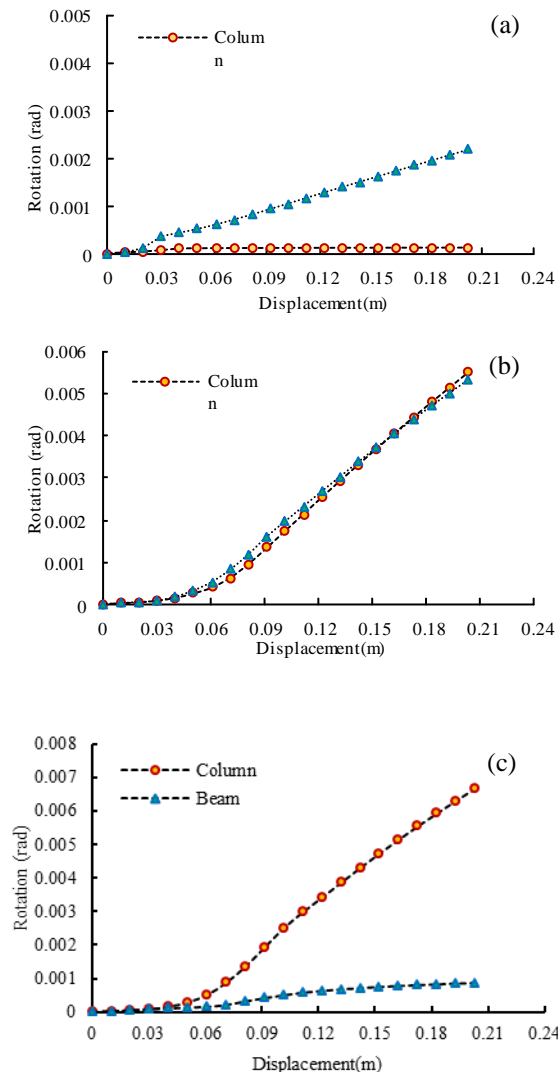


Fig. 12. Rotation-displacement diagrams for (SP1): (a) $\alpha = 2.26$, (b) $\alpha = 0.88$, (c) $\alpha = 0.57$

۳-۱-۲- تأثیر مقادیر مختلف α بر نمونه‌ی مختلط (SP2)

در این بخش برای بررسی تأثیر دال بتنی و چگونگی اجرای آن، به نمونه‌ی مختلط با دال بتنی پیوسته یا منقطع در بر ستون پرداخته می‌شود. در این مطالعه به منظور تعیین مقاومت اسمی اعضای با مقطع مختلط، از روش توزیع پلاستیک تنش استفاده

برای دستیابی به مقادیر مدنظر α (رابطه ۱)، تنش در تمامی مصالح زیرسازه ثابت نگه‌داشته می‌شود و تنها تنش تسلیم تیر تغییر می‌یابد. از طرفی به علت تغییر شکل‌های برشی قابل توجه چشمه‌ی اتصال در نسبت‌های کوچک α (افزایش قابل توجه تنش تسلیم تیر)، ضخامت ورق‌های مضاعف طبق ضوابط مبحث دهم از مقررات ملی ساختمان ایران [2] نسبت به وضعیت قبلی افزایش یافت تا این تغییر شکل‌ها محدود شود و بتوان تغییر شکل‌های وارد شده بر تیر را به شکل مناسبی از طریق چشمه‌ی اتصال به ستون منتقل نمود تا نهایتاً پلاستیسیته‌ی بیشتری به سمت ستون هدایت شود و بتوان نتایج قابل مقایسه‌ای را به دست آورد. از آنجایی که در اتصالات مستقیم با مقطع ثابت، مفصل پلاستیک در نزدیکی بر ستون تشکیل می‌شود، مقادیر چرخش در مقاطع مدنظر از تیر و ستون بر روی بال و در امتداد جان آن‌ها و در فاصله‌ی ۰/۰۰۵ متری از انتهای چشمه‌ی اتصال در هر سمت، به عنوان معیاری برای تشکیل مفصل پلاستیک در آن‌ها در نظر گرفته شده است و در تمام نمودارهای شامل چرخش، این مقطع برای تیر و ستون در محاسبات مربوطه به کار گرفته شده است و مبنای مقایسه‌ی مقادیر مختلف α است.

۳-۱-۳- تأثیر مقادیر مختلف α بر نمونه‌ی ساده (SP1)

فرم‌های تغییر شکل یافته‌ی نمونه‌ی (SP1) به ازای مقادیر مختلف α در شکل (۱۱) نشان داده شده است که طبق آن روند انتقال مفصل پلاستیک از تیر به ستون قابل مشاهده است. لازم به ذکر است که عدم تساوی ابعاد چشمه‌ی اتصال و هندسه‌ی زیرسازه‌ی (طول تیر و ستون) مدنظر، نسبت مرزی برای α را از ۱ در رابطه‌ی (۱) به ۰/۸۸ تغییر می‌دهد.

شکل ۱۱. فرم تغییر شکل یافته‌ی اتصال در (SP1):

$\alpha = 0.57$ (c), $\alpha = 0.88$ (b), $\alpha = 2.26$ (a)

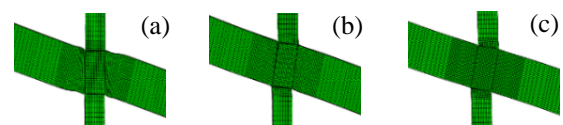


Fig. 11. Deformed shapes of connection in (SP1): (a) $\alpha = 2.26$, (b) $\alpha = 0.88$, (c) $\alpha = 0.57$

مقادیر چرخش تیر و ستون متناظر با همان مقادیر α در شکل

فرم‌های تغییر شکل یافته‌ی نمونه‌ی (SP2) با دال بتنی پیوسته در شکل (۱۳) نشان داده شده است که طبق آن روند انتقال مفصل پلاستیک از تیر به ستون قابل مشاهده است. در ادامه مقادیر چرخش تیر و ستون متناظر با همان مقادیر α در شکل (۱۴) نشان داده شده است که طبق آن با افزایش تدریجی تنش تسلیم تیر و در نتیجه کاهش مقادیر α ، به تدریج مقادیر چرخش ستون بر تیر پیشی گرفته و این روند می‌تواند تا جایی ادامه یابد که عملاً تشکیل مفصل پلاستیک از تیر به ستون منتقل شود. شکل ۱۴ - ب نشان می‌دهد که با روشی که برای محاسبه‌ی عرض مؤثر دال و ظرفیت تیر مختلط در این بخش به کار گرفته شده است، دوباره در $\alpha = 0/88$ انتقال مفصل از تیر به ستون اتفاق افتاده است.

می‌گردد که طبق مبحث دهم از مقررات ملی ساختمان ایران [2]، در این روش از ظرفیت کششی بتن چشم‌پوشی می‌شود و به علاوه باید تعداد برشگیرهای نمونه‌های مختلط نیز برای دستیابی به عملکرد مختلط کامل (۲۷ ردیف جفت) افزایش یابند. ضمناً در این محاسبات عرض دال بتنی که به عنوان مؤثر در نظر گرفته شده، برابر عرض بال ستون بوده است.

شکل ۱۳. فرم‌های تغییر شکل یافته‌ی اتصال در (SP2) با دال بتنی پیوسته:

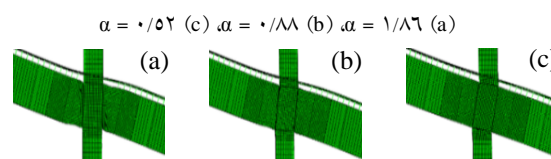


Fig. 13. Deformed shapes of connection in (SP2) with continuous slab: (a) $\alpha = 1.86$, (b) $\alpha = 0.88$, (c) $\alpha = 0.52$

شکل ۱۵. نمودار چرخش - جابه‌جایی نمونه‌ی (SP2) با دال منقطع:

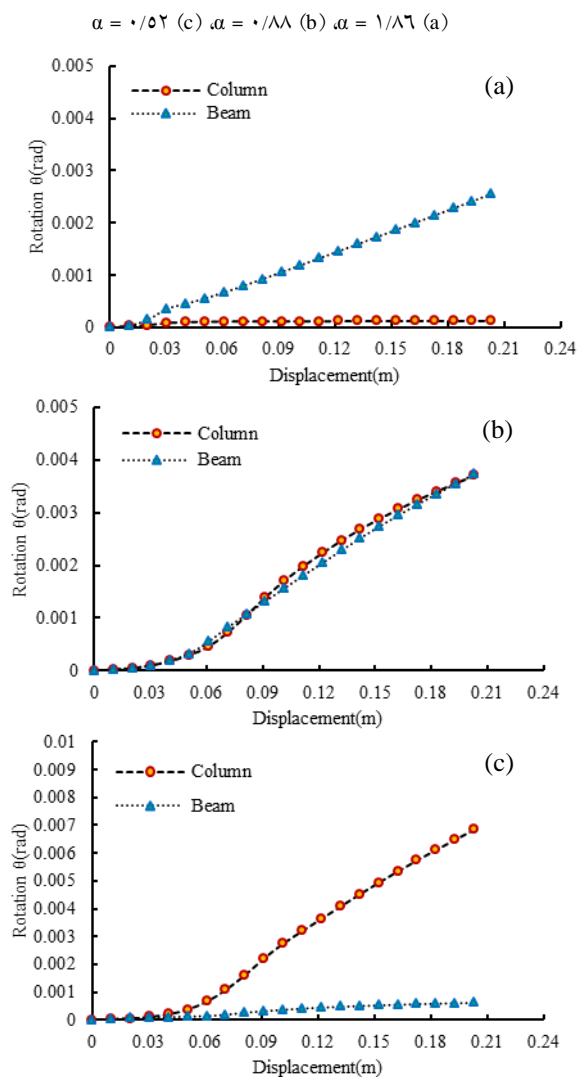


Fig. 15. Rotation-displacement diagrams for (SP2) with discontinuous slab: (a) $\alpha = 1.86$, (b) $\alpha = 0.88$, (c) $\alpha = 0.52$

شکل ۱۴. نمودار چرخش - جابه‌جایی نمونه‌ی (SP2) با دال پیوسته:

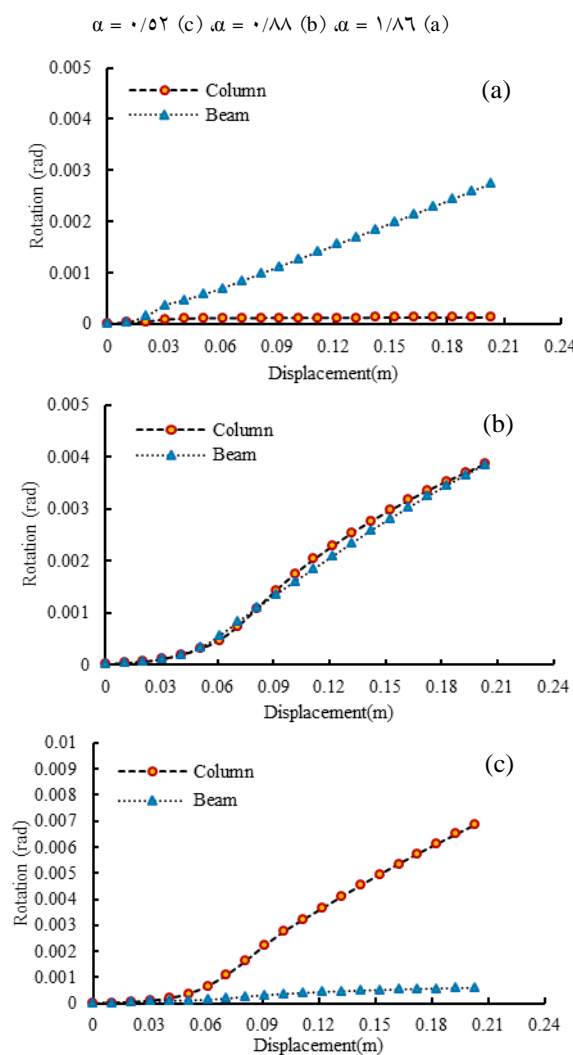


Fig. 14. Rotation-displacement diagrams for (SP2) with continuous slab: (a) $\alpha = 1.86$, (b) $\alpha = 0.88$, (c) $\alpha = 0.52$

(محتمل ترین ناحیه برای تشکیل مفصل پلاستیک) و بعد از ناحیه‌ی دارای انحنای این گونه تیرها در نظر گرفته شود. مشخصات مقطع RBS نمونه‌ی ساده (RBS) SP1 و مختلط (RBS) SP2 به همراه تیر با مقطع کاهش یافته مطابق جدول (۹) است که پارامترهای آن طبق روابط مربوطه‌ی مبحث دهم از مقررات ملی ساختمان ایران [2] تعیین شده است. شکل (۱۸) مشخصات مقطع کاهش یافته‌ی تیر را نشان می‌دهد.

جدول ۹. مشخصات مقطع RBS

Beam	a(m)	b(m)	c(m)	R(m)
W27x94	0.1524	0.508	0.0508	0.6604

Table 9. RBS properties

شکل ۱۸. مشخصات مقطع کاهش یافته‌ی تیر [2]

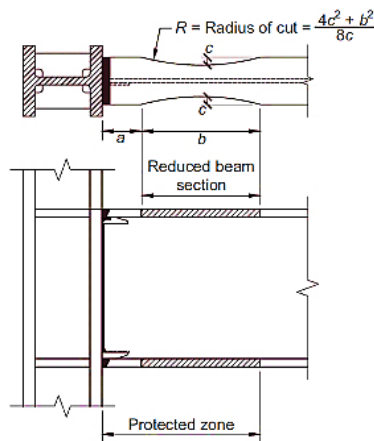


Fig. 18. RBS properties [2]

در این مرحله تعداد ردیف‌های جفت برشگیر لازم برای تحقق عملکرد مختلط کامل به عنوان کران بالایی نمودارها و نمونه‌ی (RBS) SP1 نیز برای وضعیتی که برشگیر نداشته باشیم، به عنوان کران پایین نمودارها مفروض است. در شکل (۱۹) تأثیر تعداد ردیف‌های جفت برشگیرها در فواصل متفاوت ۰/۲۲۸، ۰/۲۵، ۰/۲۸، ۰/۳۱۵ و ۰/۳۴۵ متری شروع چیدمان آن‌ها از بر ستون، در نمونه‌ی (RBS) SP2 با دال بتنی پیوسته نشان داده شده است. بر طبق این شکل با افزایش فاصله‌ی آغاز چیدمان برشگیرها از بر ستون، مقاومت نمونه‌ها کاهش می‌یابد و به مقاومت نمونه‌ی ساده نزدیک‌تر می‌شود. به طوری که در نمونه‌ی مختلط کامل مدنظر، با افزایش فاصله‌ی شروع چیدمان برشگیرها از بر ستون، تا شانزده درصد کاهش مقاومت حاصل شده است.

تأثیر حضور دال بتنی بر رفتار اتصالات خمشی در قاب‌های فولادی

نمونه‌ی مختلط (SP2) یک بار دیگر برای حالتی که پیوستگی دال بتنی در محل ستون به طور کامل از بین برود، تحلیل شد. در ادامه مقادیر چرخش تیر و ستون متناظر با همان مقادیر α در شکل (۱۵) نشان داده شده است که نتایجی مشابه حالت دال پیوسته را نشان می‌دهد.

با توجه به اشکال (۱۶ و ۱۷) که به ترتیب توزیع آسیب کششی در دال بتنی و مقایسه‌ی نتایج حاصل از وضعیت دال بتنی در پیرامون ستون (پیوسته یا منقطع) را نشان می‌دهند، ملاحظه می‌شود که به طور کلی در این دو وضعیت چرخش در تیر و ستون مشابه است و علت آن را می‌توان انتشار آسیب‌های کششی در دال بتنی، از طریق پیوستگی دال بتنی در پیرامون ستون دانست که منجر به کاهش تأثیر سمت تحت فشار تیر مختلط می‌شود.

شکل ۱۶. توزیع آسیب کششی دال بتنی در $\alpha = 1/86$

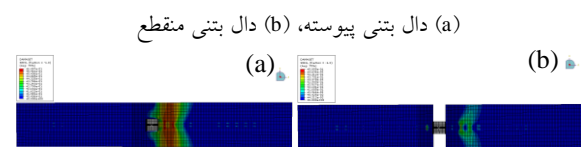


Fig. 16. Tensile damage distribution of concrete slab at $\alpha=1.86$: (a) continuous slab, (b) discontinuous slab

شکل ۱۷. مقایسه‌ی چرخش تیر و ستون در دو حالت دال پیوسته و منقطع

برای $\alpha = 1/86$

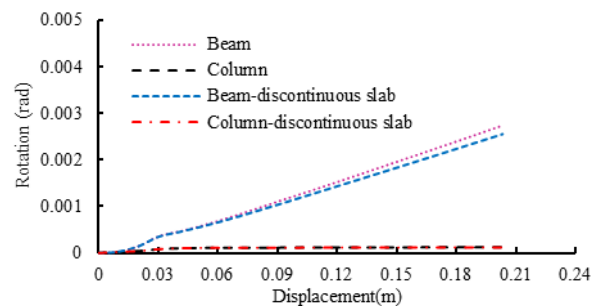


Fig. 17. Comparison of beam and column rotations at $\alpha=1.86$ for continuous and discontinuous slabs

۳-۲- تأثیر تعداد و فاصله‌ی آغاز چیدمان برشگیرها از بر ستون به منظور بررسی اثر تعداد و فاصله‌ی آغازین چیدمان برشگیرها از بر ستون، تیرهای اولیه (با مقطع ثابت) به تیرهای با مقطع کاهش یافته (RBS¹) تبدیل شده‌اند تا هر سه ناحیه‌ی قبل، درون

1 Reduced Beam Section (RBS)

نرم افزار آباکوس و به کارگیری تحلیل اجزای محدود غیرخطی مقایسه شده است. نتایج حاصل از این پژوهش به شرح ذیل می باشند.

۱- افزایش مقاومت خمشی تیرهای مختلط نسبت به تیرهای ساده می تواند محدودی مجاز نسبت مقاومت خمشی ستون ها به تیرهای وارده بر اتصال (α) را برای تحقق شرط تیر ضعیف - ستون قوی نقض نماید.

۲- زمانی که تیر مختلط به جای تیر ساده مورد استفاده قرار می گیرد، لازم است به مقاومت نسبی تیر، ستون و چشمه ی اتصال توجه داشت و با توجه به مقاومت افزایش یافته ی تیر، با تقویت چشمه ی اتصال از تغییر شکل های برشی شدید این ناحیه جلوگیری نمود.

۳- با وجود آن که در محل اتصال تیر به ستون در یک طرف ستون، دال بتنی در فشار و در طرف دیگر آن دال در کشش قرار می گیرد، انتشار آسیب های کششی در دال بتنی از طریق پیوستگی دال در پیرامون ستون منجر به کاهش تأثیر دال می شود.

۴- در محل اتصال تیر به ستون، فقط عرض بال ستون فولادی به عنوان تکیه گاه تیر مختلط عمل می نماید و لذا در محاسبات α ، این عرض می تواند به عنوان عرض مؤثر دال بتنی در نظر گرفته شود.

۵- با کاهش تعداد برشگیرها و نیز افزایش فاصله ی آغاز چیدمان آن ها از بر ستون، تأثیر دال بتنی بر مقاومت نمونه ها کاهش می یابد. به طوری که در نمونه ای که برشگیرها به تعدادی نصب شده اند که رفتار تیر مختلط کامل می شود، با افزایش فاصله ی شروع چیدمان برشگیرها از بر ستون، تا شانزده درصد کاهش مقاومت اتصال مشاهده می شود.

References

- [1] Bruneau M., Uang C. M., Sabelli R. 2011 Ductile design of structures, second edition, United States of America, *Mc Graw Hill*.
- [2] Iranian National Building Code. 2014 Chapter 10: Steel structure design, Tehran (Iran), *Ministry of Roads and Urban Development*. (In Persian)
- [3] Salmon C. G., Johnson J. E., Malhas F. A. 2009 Steel structures: design and behavior, fifth edition, *Pearson Prentice-Hall*.

۵- مراجع

شکل ۱۹. نمودار نیرو- جابه جایی تأثیر تعداد ردیف جفت برشگیرها با فاصله ی آغاز متفاوت چیدمان برشگیرها از (a) ۰/۰۲۵، (b) ۰/۲۲۸، (c) ۰/۴۰۶، (d) ۰/۶۸۵ متری از بر ستون

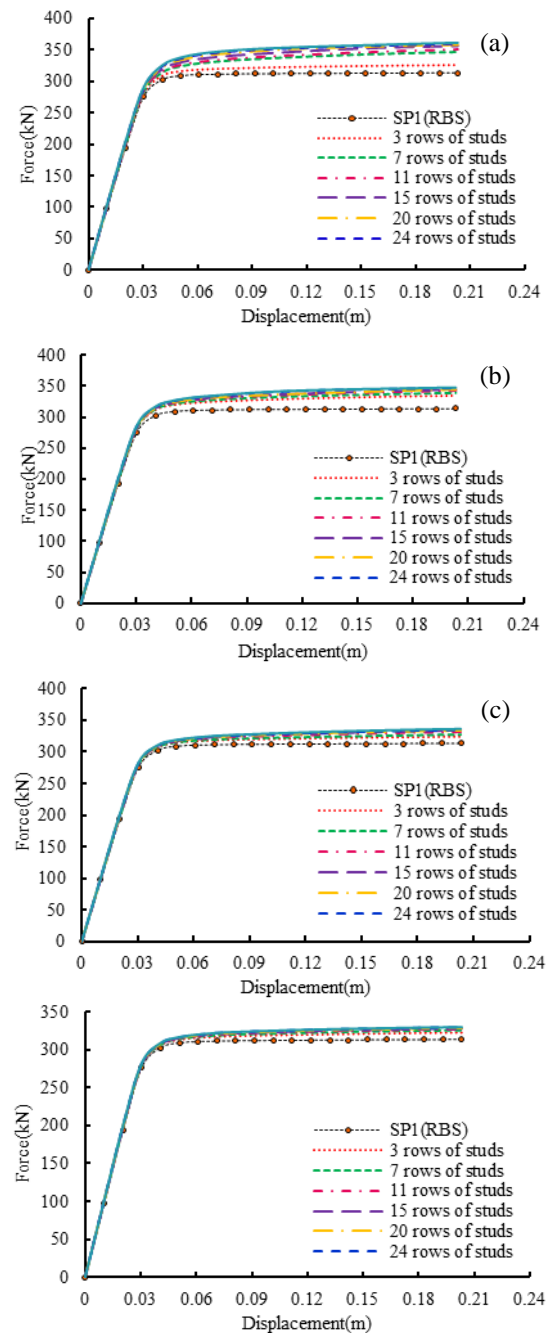


Fig. 19. Effects of the number of rows of studs (in pairs) on force-displacement diagrams with different starting distance: (a) 0.025m, (b) 0.228m, (c) 0.406m, (d) 0.685m from the column face

۴- نتیجه گیری

با توجه به اجرای دال بتنی کف طبقات در اکثر سازه های قابی فولادی، در این مقاله رفتار اتصالات در قاب های خمشی دارای تیر فولادی تنها و مختلط با مدل سازی نمونه ها در

action on seismic performance of steel moment connections with reduced beam sections. *Journal of Constructional Steel Research*, **57**(4), 417-434.

[13] Jianguo N., Yuan H., Weijian Y. & Jiansheng F. 2012 Seismic behavior of CFRSTC composite frames considering slab effects. *Journal of Constructional Steel Research*, **68**, 165-175.

[14] Hajjar J. F., Leon R. T., Gustafson M. A. & Shield C. K. 1998 Seismic response of composite moment-resisting connections. II: Behavior. *Journal of Structural Engineering*, **124**(8), 877-885.

[15] ABAQUS user's manual, Version 6.11. 2012, *Hibbitt, Karlsson & Sorensen Inc.*

[16] Montoya E., Vecchio F. J., Sheikh S. A. 2001 Compression field modeling of confined concrete. *Structural Engineering and Mechanics*, **12**(3), 231-248.

[17] Popovics S. 1973 A numerical approach to the complete stress-strain curve of concrete. *Cement and concrete research*, **3**(5), 583-599.

[18] Smitha M. S., Satish Kumar S. R. 2013 Steel-concrete composite flange plate connections: finite element modeling and parametric studies. *Journal of Constructional Steel Research*, **82**, 164-176.

[19] Hajjar J. F., Leon R. T., Gustafson M. A. & Shield C. K. 1998 Full-scale cyclic experiments of composite moment-resisting frame connections: A Report from National Earthquake Hazards Reduction Program, Northridge Earthquake Research Investigation, National Science Foundation Grant No. CMS-9416363.

[4] Leon R. T., Hajjar J. F., Gustafson M. A. 1998 Seismic response of composite moment resisting connections. I: performance. *Journal of Structural Engineering*, **124**(8), 868-876.

[5] Joh C., Chen W. F. 2001 Seismic behavior of steel moment connections with composite slab. *Steel Structures*, **1**(3), 175-183.

[6] Salmon C. G., Johnson J. E., Malhas F. A. 1980 Steel structures: design and behavior, second edition, New York, *Harper & Row*.

[7] Mukudai Y., Matsuo A. 1983 A study of the analysis and the behavior of multi-story frames with concrete slab during a severe earthquake. *J. Struct. Engrg.*, **29**, 211-220.

[8] Igarashi S., Inoue K., Kim S. E. & Tada M. 1984 A study on elastic-plastic response analysis of framed structures composed of composite beams. *Trans., Arch. Inst. of Japan*, **337**, 39-52.

[9] Tagawa Y., Kato B., Aoki H. 1989 Behavior of composite beams in steel frame under hysteretic loading. *J. Struct. Engrg.*, ASCE, **115**(8), 2029-2045.

[10] Lee S. J., Lu L. W. 1989 Cyclic tests of full-scale composite joint subassemblages. *J. Struct. Engrg.*, ASCE, **115**(8), 1977-1998.

[11] Tremblay R., Tchegotarev N., Filiatrault A. 1997 Seismic performance of RBS connections for steel moment resisting frames: influence of loading rate and floor slab. *Proc. STESSA '97 Conf.*, Kyoto, Japan, 664-671.

[12] Chen S. J., Chao Y. C. 2001 Effect of composite

The effect of concrete slab on the behavior of connections in steel moment resisting frames

Maryam Rooin¹, Ali Akbar Aghakouchak^{2*}

1- M.Sc. of Earthquake Eng., Faculty of Civil and Environmental Eng., Tarbiat Modares University

2- Prof., Structural Eng. Dept., Faculty of Civil and Environmental Eng., Tarbiat Modares University

*a_gha@modares.ac.ir

Abstract:

Application of composite sections in structures is increasing in recent years. This type of structure utilizes the strength and ductility of steel as well as strength and low cost of concrete. Composite action is developed when the two load carrying structural members such as concrete slab and supporting steel beam are integrally connected and deflect as a single unit. The extent to which composite action is developed depends on the provisions of shear connectors between steel and concrete. The horizontal shear that develops between the concrete slab and the steel beam during loading must be resisted so that the slip will be restrained. A fully composite section will have no slip at the concrete-steel interface. The shear connectors provide the interaction necessary for the concrete slab and steel beam parallel to the beam.

One of the most important objectives in design and construction of steel moment resisting frames, is the ability of high energy dissipation due to yieldings and plastic deformations in beams in such a way that formation of plastic hinges in beams occurs prior to that of the columns. This procedure leads to fulfilling the strong column-weak beam relation. On the other hand in steel frame structures, it is common to use concrete slab in order to construct floor diaphragms. However in design codes, specially National Building Code of Iran, it is not clearly mentioned how to consider the effects of the concrete slab on connection behavior and the strong column-weak beam relation control.

In this study, the behavior of bare and composite beams in steel moment frames under monotonic and cyclic loading has been investigated through numerical modeling in ABAQUS finite element software. The requirements of National Building Code of Iran regarding the ratio of bending moment strength of columns to beams, α , have been studied. In this regard a direct connection with uniform beam section is simulated. Rotation of beams and steel columns in different sections for formation of plastic hinges are considered as a criterion to measure these relations. In order to determine the effect of the number of shear studs (percentages of composite actions) and their location specially in protected zone within a fixed length of the girder, reduced beam sections (RBS) are modeled. The results indicated that decreasing the initial distance of shear studs arrangement from the column face leads to increasing the composite action. Analytical results also showed that the effective width of concrete slab depends on the load transfer and the force distribution. Based on the results of this study, it is suggested that in calculation of strength ratio of girders and columns, the effect of the floor slabs should be taken into account to ensure that the requirement of strong column-weak beam is fulfilled, otherwise column failure may occur before girder failure. It must also be mentioned that the relative strength of columns to girders can affect the panel zone behavior in such a way that different values of α , require different shear strength of panel zone.

Keywords: composite beam, steel moment resisting frame, finite element analysis, cyclic and monotonic behavior, reduced beam section (RBS).