

بررسی اثر اتصال سرد بر روی رفتار لرزه‌ای قاب خمشی بتن مسلح

احسان کریمی^۱، وحیدرضا کلات جاری^{۲*}

۱- دانشجوی دکتری مهندسی سازه، دانشکده عمران، دانشگاه صنعتی شاهرود

۲- دانشیار گروه سازه، دانشکده عمران، دانشگاه صنعتی شاهرود

*v_kalatjari@shahroodut.ac.ir

تاریخ دریافت: [۹۷/۷/۲۲]

تاریخ پذیرش: [۹۸/۴/۱۸]

چکیده

یکی از مسائل رایج در اجرای درجای ساختمان‌های بتن‌آرمه، ایجاد اتصال سرد در نقاط قطع بتن‌ریزی است. طبق آیین‌نامه ACI 224.3R-95 محل قرارگیری اتصال سرد روی ستون‌ها باید در زیر تیر و بالای دال سقف باشد. اتصال سرد نوعی ضعف یا نقص در بتن محسوب شده و باعث عدم یکپارچگی بتن سازه می‌شود. این عدم یکپارچگی می‌تواند روی رفتار بتن و در نهایت بر رفتار سازه بتنی تأثیرگذار باشد. اصولاً طراحان، سازه‌های بتنی را براساس آیین‌نامه‌های رایج بدون لحاظ کردن اتصال‌های سرد و با فرض یکپارچه بودن بتن سازه طراحی می‌کنند. این در حالی است که در اجرا، بروز اتصال سرد در برخی نواحی خاص از سازه امری اجتناب‌ناپذیر است. در این پژوهش ابتدا رفتار اتصال سرد مدل‌سازی شده است. سپس یک قاب بتن‌آرمه یک طبقه یک دهانه مدل‌سازی شده است. پس از اطمینان از درستی مدل عددی اتصال سرد و قاب، یک قاب بتن مسلح حاوی اتصال سرد روی ستون‌های آن در محل‌های زیر تیر و بالای پی مدل‌سازی شده است. سپس به منظور بررسی رفتار لرزه‌ای، یک بارگذاری جانبی یکنوا به صورت پوش-آور یکبار به قاب با اتصال سرد و بار دیگر به قابی مانند و یکپارچه بدون اتصال سرد، اعمال شده است. با مشاهده نتایج مشخص شد که تحت بارگذاری یکنوا، وجود اتصال سرد تأثیر چندانی روی بیشینه نیروی جانبی قابل تحمل قاب نداشته، اما باعث کاهش حدود ۳۰ درصدی شکل‌پذیری قاب مورد نظر شده است.

واژگان کلیدی: اتصال سرد، درز اجرایی، قاب خمشی بتن‌آرمه، مکانیک شکست، تحلیل پوش-آور، رفتار لرزه‌ای، شکل‌پذیری.

۱. مقدمه

اتصال تیر به ستون به عنوان بحرانی‌ترین ناحیه از قاب‌های خمشی بتن‌آرمه در طراحی لرزه‌ای محسوب می‌شود. هنگامی که یک سازه بتن‌آرمه تحت تحریک لرزه‌ای قرار می‌گیرد، عملکرد اتصال تیر به ستون در انتقال بار بین اعضای متصل به آن بسیار موثر است. در اجرای درجای سازه‌های بتن‌آرمه، درزهای اجرایی^۱ (اتصال‌های سرد^۲ یا سطوح واریز^۳) به دلایل مختلفی ممکن است به‌وجود آیند. در ساختمان‌های بتن‌آرمه چند طبقه به دلیل اینکه نمی‌توان پی به همراه تمامی ستون‌ها و سقف‌ها به‌طور همزمان بتن‌ریزی شوند، به علت قطع بتن‌ریزی، قطعاً در بالا و پایین تمامی ستون‌ها، اتصال سرد به‌وجود می‌آید. معمولاً، سطح واریز نسبت به مصالح دو سمت آن ضعیف‌تر است. عملکرد یک عضو شدیداً وابسته به عملکرد سطح واریز آن است [1]. در یک سیستم دارای سطح واریز، به دلیل تمرکز تنش و تغییر سریع سطح تنش در سطح واریز، شانس زیادی برای شکست در امتداد سطح واریز وجود دارد [2]. اصولاً بهتر است درز اجرایی در محلی که کمترین دخالت در عملکرد قاب دارد قرار گیرد. طبق آیین‌نامه ACI 224.3R-95 [3]، "درز اجرایی در ستون باید در قسمت‌های زیرین تیرها و دال‌های سقف قرار گیرد. درزهای اجرایی در بالای دال‌های سقف به ستون‌هایی که به سقف‌های بعدی وصل می‌شوند، قرار می‌گیرند [4]. تا سال ۱۹۷۰ نسبت به آسیب‌پذیری اتصال تیر به ستون تحت تحریکات لرزه‌ای توجه چندانی نشده بود [5]. آزمایش‌های اولیه روی اتصال تیر به ستون توسط انجمن سیمان پرتلند انجام گرفت [4]. از آن به بعد، پژوهش‌های زیادی روی اتصالات تیر به ستون به منظور توسعه نظریه‌ها و همچنین ارزیابی عملکرد آن تحت شرایط بارگذاری مختلف انجام شد [4-17]. در ساختمان‌های بتنی پیش‌ساخته نیز عموماً در قسمت اتصالات، درز اجرایی وجود دارد. پژوهش‌های زیادی نیز روی عملکرد اتصالات پیش‌ساخته انجام شده است [18-24]. اگرچه در اتصالات ساختمان‌های پیش‌ساخته

بتنی، اتصال سرد وجود دارد، اما اصولاً جزئیات و محل قرارگیری این اتصالات سرد نسبت به ساختمان‌های بتنی درجا اندکی متفاوت است. پژوهش توسط روی و لاسکار [5]، روی رفتار اتصال تیر به ستون دارای یک اتصال سرد قرار گرفته در زیر تیر انجام شد. همچنین در پژوهش دیگری روی و لاسکار [25]، رفتار اتصال تیر به ستون دارای اتصال سرد قرار گرفته هم در بالا و هم در پایین تیر را بررسی نمودند. در این پژوهش، نخست مدل‌سازی یک قاب بتن-آرمه یک دهانه یک طبقه و سپس مدل‌سازی رفتار اتصال سرد در مودهای اول (بازشدگی) و دوم (لغزشی) انجام شده و در نهایت قاب بتن‌آرمه یک طبقه یک دهانه در دو حالت یکپارچه (بدون اتصال سرد) و با اتصال سرد مدل‌سازی و رفتار آنها تحت بار یکنوا جانبی مورد ارزیابی و مقایسه قرار گرفته است.

۲. مدل‌های مواد متشکله و مدل‌سازی اجزای محدود

در این پژوهش برای مدل‌سازی عددی از نرم افزار اجزای محدود Abaqus استفاده شده است. تمامی روش‌ها و جزئیات استفاده شده برای مدل‌سازی بتن و فولاد برای هر یک از حالات شبیه‌سازی مورد مطالعه در این پژوهش به صورت یکسان و مشابه در نظر گرفته شده است.

۲-۱. مدل‌سازی رفتار بتن

برای مدل‌سازی اعضای بتنی از المان توپر سه‌بعدی با انتگرال‌گیری کاهش یافته هشت گره‌ای خطی (C3D8R) استفاده شده است. همچنین برای مدل‌سازی رفتار بتن از مدل خسارت پلاستیک بتن^۴ (CDP) که تعریف درستی از سازوکار شکست در عناصر بتنی را فراهم می‌کند استفاده شده است [26, 27]. مقادیر پارامترهای مدل CDP استفاده شده در این پژوهش در جدول (۱) نشان داده شده است.

جدول ۱. مقادیر پارامترهای مدل CDP

ψ	ε	f_{bo}/f_{co}	K_c
36	0.1	1.16	0.667

Table 1. values of CDP model parameters

4 concrete damage plasticity (CDP)

1 construction joints

2 cold-joints

3 interfaces

در این مدل، f_t' و ε_{cr} به ترتیب بیشینه مقاومت کششی و کرنش مانند حداکثر مقاومت کششی هستند. بیشینه مقاومت کششی از رابطه ارائه شده در آیین‌نامه 2010 fib [32]، که در ادامه آمده است، استفاده شده است:

$$f_{ctm} = 0.3 (f_{ck})^{2/3} \quad (4)$$

که در آن، f_{ctm} و f_{ck} به ترتیب، مقاومت کششی محوری متوسط و مقاومت مشخصه فشاری بتن بر حسب مگاپاسکال است. از دیگر پارامترهای مورد نیاز برای مدل CDP، پارامتر خرابی هست. لوبلینر و همکاران [33]، مدل خرابی ساده‌ای که در آن خرابی پلاستیک فقط در محدوده نرم شدگی رخ می‌دهد و سختی متناسب با چسبندگی مصالح است پیشنهاد داده‌اند:

$$d = 1 - \frac{c}{c_{max}} \quad (5)$$

که در آن c ، چسبندگی در معیار تسلیم است که متناسب با تنش است و c_{max} متناسب با مقاومت بتن است. در حالت فشار یا کشش تک محوری رابطه ۵ به صورت زیر ساده می‌شود [34]:

$$d = 1 - \frac{f}{f_c'} \quad (6)$$

۲-۲. مدل‌سازی فولاد

برای مدل‌سازی میلگردهای فولادی از المان سه‌بعدی و خطی B31 استفاده شده است. رفتار آرماتورهای فولادی به صورت الاستوپلاستیک دوخطی مطابق شکل (۲) در نظر گرفته شده است. شیب سخت‌شدگی کرنش به صورت ثابت و به میزان ۰/۰۱ برابر شیب منحنی در قسمت الاستیک فرض شده است. لغزش بین آرماتورها و بتن در مدل‌سازی در نظر گرفته نشده است و میلگردهای فولادی به صورت مدفون^۱ در بتن مدل‌سازی شده‌اند.

در اینجا، ψ ، زاویه انعطاف‌پذیری اندازه‌گیری شده از صفحه دویاتوری $p-q$ در فشار محدود کننده بالا، ε ، خروج از مرکزیت صفحه پتانسیل پلاستیک، f_{bo} و f_{co} مقاومت تسلیم فشاری در حالت به ترتیب دو محوری و تک محوری و k_c نسبت بین مقادیر تنش‌های انحرافی تک محوری کششی و فشاری است [28].

رفتار تک محوری تنش-کرنش بتن در فشار بر مبنای روابط تئوری ارائه شده توسط دسای و کریشان [29]، که در ادامه آمده است، در نظر گرفته شده است:

$$f = \frac{E_c \varepsilon}{1 + \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_0} \right)^2} \quad (1)$$

$$E_c = \frac{2f_c'}{\varepsilon_0} \quad (2)$$

در این روابط f_c' مقاومت فشاری نمونه استوانه‌ای بتن، f ، ε_0 و E_c به ترتیب تنش در کرنش مفروض ε ، کرنش متناظر با مقاومت فشاری نهایی بتن و مدول الاستیسیته بتن هستند. مقدار ε_0 از رابطه ارائه شده توسط مجوسکی [30]، که در ادامه آمده است، استفاده شده است:

$$\varepsilon_0 = 0.0014 [2 - \exp(-0.024f_c') - \exp(-0.140f_c')] \quad (3)$$

رفتار تک محوری تنش-کرنش بتن در کشش نیز بر مبنای مدل ارائه شده توسط ماسیکوت و همکاران [31]، که در شکل (۱) نشان داده شده، در نظر گرفته شده است:

شکل ۱. مدل رفتار تک محوری تنش-کرنش بتن در کشش [31]

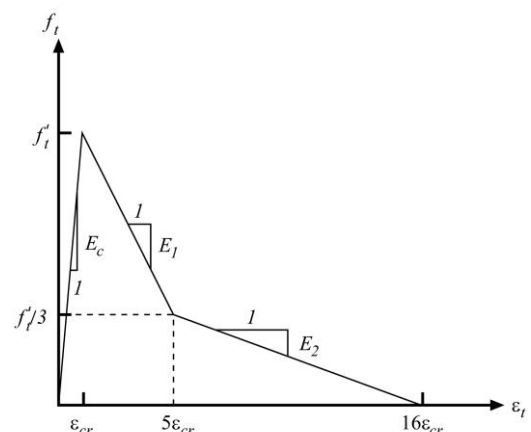


Fig. 1. Model for uniaxial tensile stress-strain behavior of concrete [31]

جابه‌جایی کنترل شده^۲ انجام شده است. بیشینه جابه‌جایی افقی اعمال شده به قاب حدود ۹٪ تغییر مکان جانبی نسبی^۳ است. مدل سه‌بعدی قاب مدل‌سازی شده در شکل (۴) نشان داده شده است.

جدول ۳. جزئیات هندسی قاب

Bay width	2,032 mm
Bay height	1,524 mm
Column depth	203 mm
Column width	127 mm
Beam depth	197 mm
Beam width	127 mm
Column longitudinal reinforcement	4 - #3 ($\rho = 0.011$)
Column ties	6 gage at 152 mm ($\rho = 0.0065$)
Column longitudinal reinforcement	4 - #3 top ($\rho = 0.011$) 2 - #3 bottom ($\rho = 0.006$)
Beam ties	6 gage at 76 mm ($\rho = 0.013$)

Table 3. Geometric details of the frame

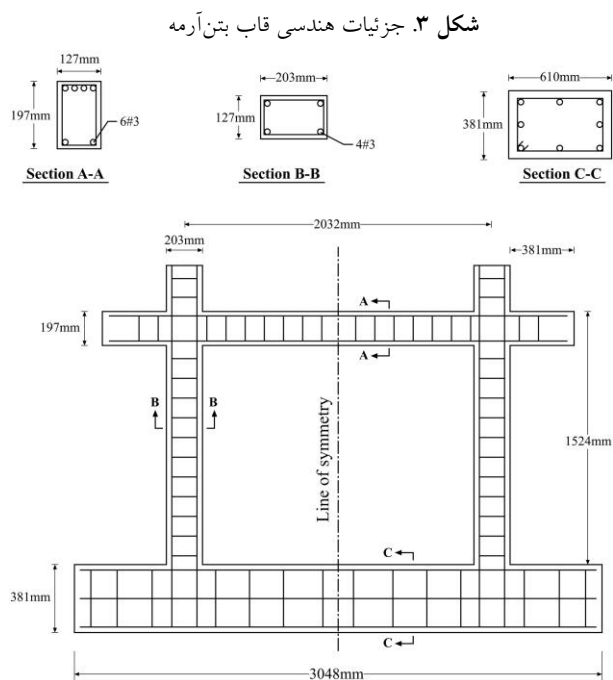


Fig. 3. Geometric details of reinforced concrete frame

شکل ۲. مدل دو خطی رفتار آرماتورهای فولادی

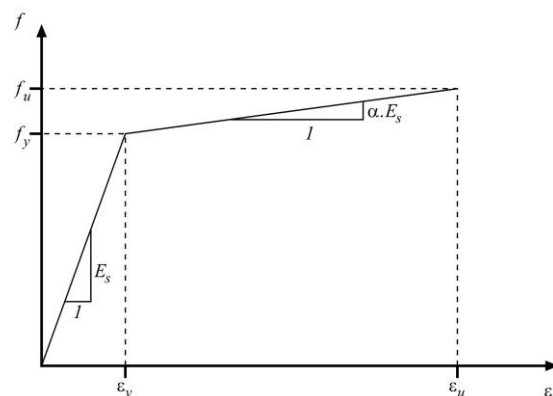


Fig. 2. Bilinear model for reinforcing steel behavior

در اینجا، f_y ، تنش تسلیم، ϵ_y ، کرنش مانند تنش تسلیم، f_u ، تنش نهایی، ϵ_u ، کرنش نظیر تنش نهایی، E_s ، مدول الاستیسیته فولاد و α ، ضریب شیب منحنی در قسمت سخت‌شدگی نسبت به شیب منحنی در قسمت الاستیک است که در این مطالعه $\alpha = 0.01$ در نظر گرفته شده است.

۳. مدل سازی عددی قاب بتن آرمه یک طبقه یک دهانه

برای مدل‌سازی قاب بتن آرمه یک طبقه یک دهانه و درستی‌آزمایی مدل عددی، از نتایج آزمایشگاهی پژوهش الجار و همکاران [35]، که ویژگی‌های مصالح آن در جدول (۲)، جزئیات مقاطع آن در جدول (۳) و جزئیات هندسی آن در شکل (۳) ارائه شده، استفاده شده است.

جدول ۲. ویژگی‌های مصالح قاب

Material	Properties
Concrete	$f'_c = 38.438 \text{ MPa}$
	$E = 29,992 \text{ MPa}$
Reinforcing	$f_y = 338.5 \text{ MPa}$
	$E = 200,000 \text{ MPa}$

Table 2. Properties of frame materials

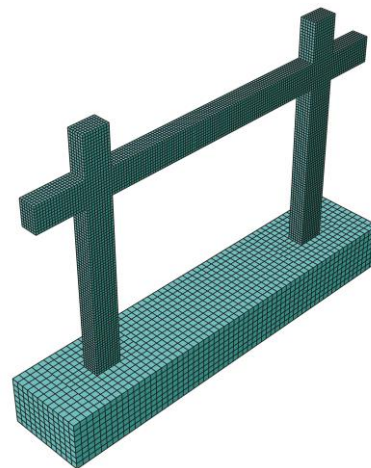
مدل‌سازی قاب مطابق نمونه آزمایشگاهی و بارگذاری به طور یک‌نوا در جهت درون صفحه^۱ به صورت پوش‌آور با

2 stroke-controlled pushover tests

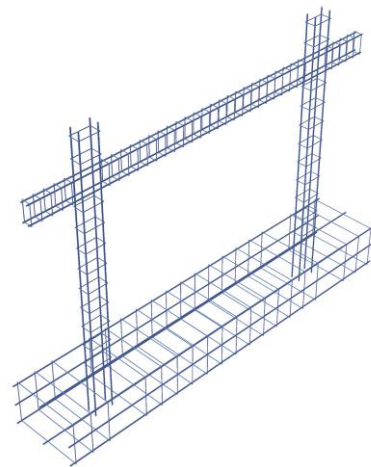
3 drift ratio

1 In-plane monotonic loading

شکل ۴. مدل سه بعدی قاب بتن آرمه



(a) concrete sections



(b) configuration of reinforcement

Fig. 4. 3D model of reinforced concrete frame

شکل ۵. نمودار بار-تغییر مکان حاصل از تحلیل عددی و نمونه آزمایشگاهی

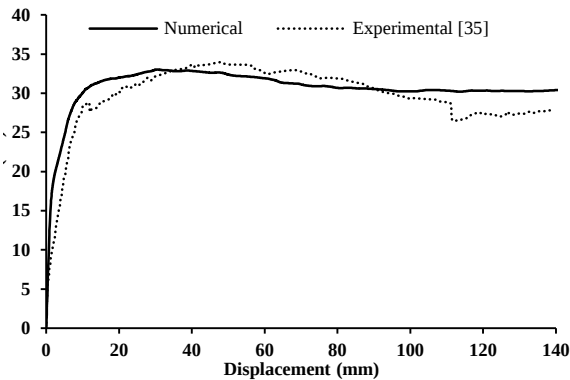
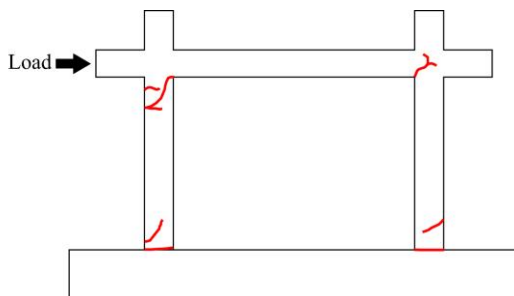
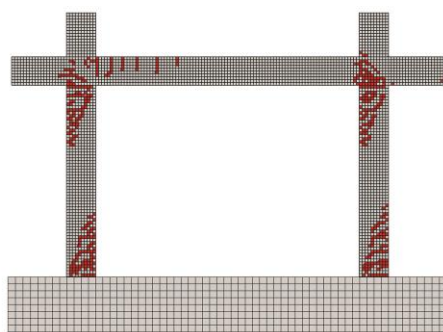


Fig. 5. Analytical and experimental load-displacement curve

شکل ۶. مقایسه الگوی ترک مدل عددی با نمونه آزمایشگاهی



(a) experimental crack pattern [35]



(b) analytical crack pattern

Fig. 6. Comparison of analytical and experimental crack pattern

۴- مدل سازی مود بازشونده^۱ شکست

اصولاً برای بررسی ویژگی‌های مکانیک شکست مربوط به مود بازشونده از آزمایش تیر با تکیه‌گاه ساده تحت خمش سه نقطه‌ای^۲ استفاده می‌شود. در این پژوهش برای درستی آزمایشی مدل سازی مود باز شونده شکست از نتایج

اعمال بار از طریق یک صفحه صلب متصل به انتهای آزاد تیر انجام شده است. از آنجا که در نمونه آزمایشگاهی به منظور حذف هر گونه تاثیر برشی ناشی از اصطکاک، مابین سیستم اعمال نیرو و نقطه بارگذاری روی نمونه، صفحات پلاستیکی گریس کاری شده قرار داده شده است، در نمونه عددی نیز سطوح تماس اشاره شده بدون اصطکاک مدل سازی شده است. به منظور حذف جابه‌جایی‌های خارج از صفحه، نمونه به صورت جانبی مهار شده است. نمودار بار-تغییر مکان حاصل از تحلیل عددی و نمونه آزمایشگاهی در شکل (۵) نشان داده شده که هماهنگی خوبی را بین نتایج عددی و آزمایشگاهی نشان می‌دهد. همچنین الگوی تشکیل ترک‌ها در مدل عددی در مقایسه با مدل آزمایشگاهی در شکل (۶) نشان داده شده است.

1 opening mode (Mode-I)

2 three-point bend

برشی سطح تماس بتن به بتن برای درز غیر مسلح (τ_{Rdi}) بر حسب مگاپاسکال و انرژی شکست (G_f) بر حسب N/m از روابط ارائه شده در آیین‌نامه *fib 2010* [32]، که به ترتیب در ادامه آمده، استفاده شده است:

$$\tau_{Rdi} = c_a \cdot f_{ctd} + \mu \cdot \sigma_n \quad (7)$$

$$G_f = 0.73 f_{cm}^{0.18} \quad (8)$$

که در این روابط، c_a ، ضریب چسبندگی و μ ، ضریب اصطکاک بین دو سطح بتنی در تماس با یکدیگر است که به ترتیب برابر $0/2$ و $0/6$ در نظر گرفته شده‌اند. σ_n ، تنش فشاری ناشی از نیروی عمودی اعمال شده بر سطح درز است. f_{cm} ، مقاومت فشاری متوسط بتن بر حسب مگاپاسکال است. سایر پارامترهای مقاومت مصالح مورد نیاز بر مبنای روابط تئوری ارائه شده توسط گیر و تیموشنکو [38]، در نظر گرفته شده است. مدل سه‌بعدی تیرهای مدل‌سازی شده در شکل (۸) نشان داده شده است. همچنین نتایج حاصل از تحلیل عددی در مقایسه با نتایج آزمایشگاهی در نمودارهای بار-بازشدگی دهانه ترک^۴ (CMOD) در شکل (۹) نشان داده شده است. همان‌گونه که در نمودارها مشاهده می‌شود، هماهنگی خوبی بین نتایج عددی و آزمایشگاهی وجود دارد.

شکل ۸ مدل سه‌بعدی تیر کوچک، متوسط و بزرگ

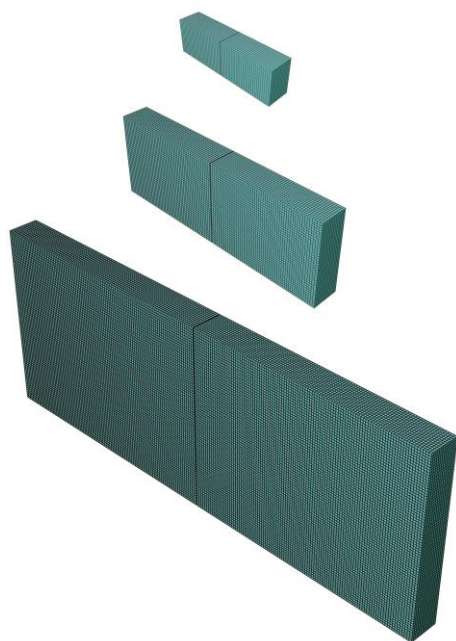


Fig. 8. 3D model of small, medium and large beam

آزمایشگاهی شاه و همکاران [36]، استفاده شده است. جزئیات سه اندازه مختلف تیرهای شکافدار^۱ با هندسه مشابه با نسبت دهانه به عمق $2/5$ (S/b)، نسبت شکاف به عمق $0/2$ (a_0/b) و عرض شکاف 2 میلی‌متر در شکل (۷) و جدول (۴) نشان داده شده است.

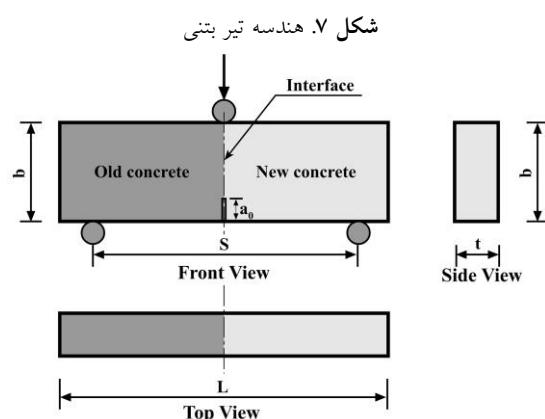


Fig. 7. Geometry of concrete beam

جدول ۴. ابعاد تیرها (به میلیمتر)

Beam dimension	Small	Medium	Large
Depth (b)	76	152	304
Length (L)	241	431	810
Span (S)	190	380	760
Thickness (t)	50	50	50
Notch size (a_0)	15.2	30.4	60.8

Table 4. Dimension of beams (mm)

در وسط تیرهای مورد نظر یک درز اجرایی عرضی قرار گرفته است که مقاومت بتن دو سمت درز اجرایی با یکدیگر یکسان و معادل 34 مگاپاسکال در نظر گرفته شده است. برای مدل‌سازی درز اجرایی به دلیل ناچیز بودن ضخامت آن، به جای تعریف المان جدیدی مانند المان چسبنده^۲ از قابلیت رفتار چسبنده بر پایه سطح^۳ استفاده شده است [37]. در این حالت مشخصات مکانیکی سطح به طور مستقیم به سطح تماس بتن اختصاص داده می‌شود. برای مقاومت کششی از رابطه ۴ استفاده شده است. همچنین برای مقاومت

- 1 notched beams
- 2 cohesive element
- 3 surface-based cohesive behavior

و حرکت اصطکاکی^۲ تامین می‌شود [42]. جابجایی‌های برشی نسبی در سطح باز شده به وسیله ترک تحت عنوان تئوری برش-اصطکاک^۳ مطرح می‌شود [43]. قسمتی از مقاومت درز نیز توسط تغییر شکل خمشی آرماتورهای عبور کننده از درز و تنش‌های برشی مربوطه در میلگردهای فولادی تامین می‌شود. همچنین در لغزش‌های بزرگ، با تحت کشش قرار گرفتن ناحیه میلگردهای تغییر شکل یافته، قسمتی از مقاومت درز نیز به این شکل تامین می‌شود که به آن عمل شاخه‌ای^۴ گفته می‌شود [44, 45]. تنش برشی درز (τ) حاصل از جمع آثار قوا آثار چسبندگی، اصطکاک و عمل شاخه‌ای را به ترتیب می‌توان به صورت زیر بیان نمود [42]:

$$\tau = c \times f_t' + \mu \times \rho \times \sigma_s + \tau_{dowel} \quad (9)$$

در اینجا، c، ضریب چسبندگی، f_t' ، مقاومت کششی بتن، μ ، ضریب اصطکاک، ρ ، درصد آرماتورهای عرضی سطح و σ_s ، تنش محوری آرماتورها می‌باشد. پارامترهای c و μ وابسته به زبری سطح می‌باشند. تنش برشی تامین شده توسط عمل شاخه‌ای (τ_{dowel}) وابسته به قطر میلگرد آرماتورو مقاومت فولاد و بتن پایه^۵ می‌باشد [46]. در حقیقت، رابطه مقاومت برشی سطح تماس بتن به بتن برای درز غیر مسلح در آیین‌نامه 2010 fib [32] (رابطه ۷)، حالت خاص شکل کلی رابطه ۹ می‌باشد. در مدل‌سازی عددی چنانچه اجزا بتن و میلگردها به درستی مدل‌سازی شوند، نیاز به تعریف خاصی برای عمل شاخه‌ای میلگردها نمی‌باشد و ظرفیت مربوط به آن در تحلیل عددی حساب می‌گردد. در قسمت مربوط به اصطکاک هم فقط نیاز به تعریف ضریب اصطکاک (μ) می‌باشد. به این ترتیب تنها قسمت باقیمانده از رابطه ۹، قسمت مربوط به چسبندگی می‌باشد که در حقیقت همان رابطه ۷ است:

شکل ۹. نمودارهای بار-بازشدگی دهانه ترک برای تیر کوچک، متوسط و بزرگ

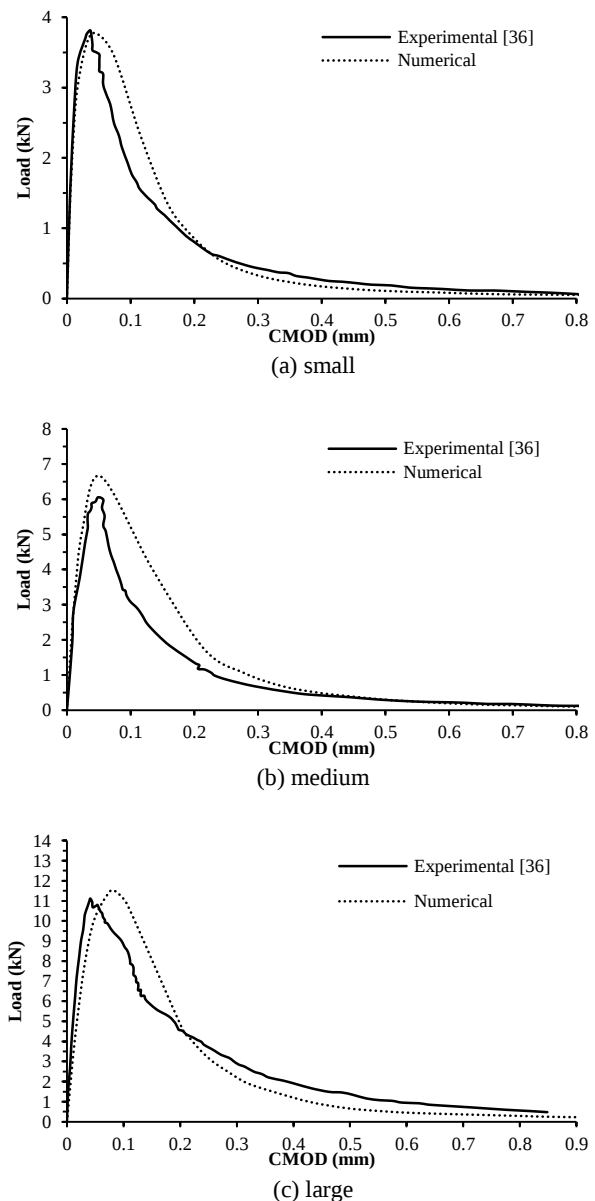


Fig. 9. Load versus CMOD curves for small, medium and large beams

۵- مدل سازی مود لغزشی^۱

از آنجا که مقاومت درز اجرایی نسبت به مصالح دو طرف آن ضعیف‌تر است، شانس شکل‌گیری ترک در امتداد سطوح درز نسبت به سایر نقاطی که بصورت یکپارچه است بسیار بیشتر است [39]. تا قبل از شکل‌گیری ترک، رفتار درز مشابه بتن یکپارچه هست [40, 41]. اما پس از ترک-خوردگی، مقاومت برشی با دو عامل قفل و بست سنگدانه‌ها

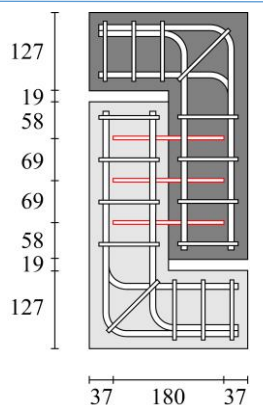
2 mobilization of friction

3 shear-friction

4 dowel action

5 underlying concrete substrate

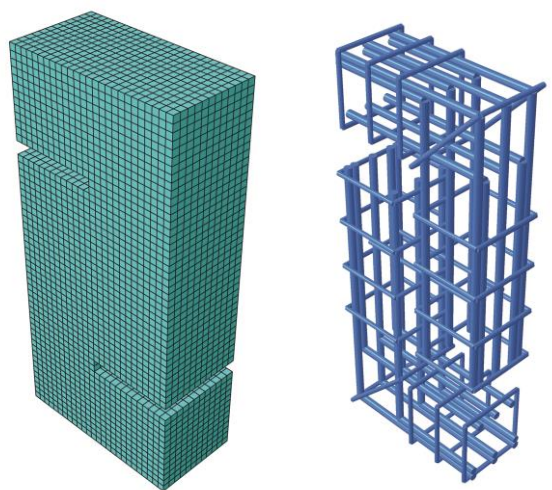
1 In-plane shear mode or sliding mode (Mode-II)



(c) with six steel connectors

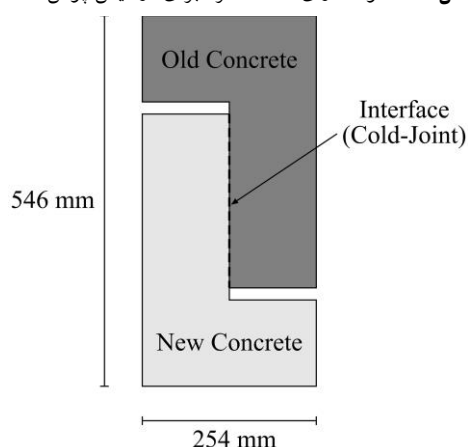
Fig. 11. Configuration of reinforcement in push-off specimen (mm)

هر نیمه L شکل با نه میلگرد فولادی رده S 400 با قطر 6 mm و هشت خاموت فولادی رده S 400 با قطر 6 mm مسلح شده است. برای آرماتورهای دوخت عبور کننده از درز، از میلگردهای فولادی رده S 400 با قطر 6 mm با مقاومت متوسط تسلیم 443 MPa و مقاومت کششی 553 MPa استفاده شده است. مقاومت متوسط فشاری بتن 43 MPa است. برای مدل‌سازی عددی اتصال سرد، سایر پارامترهای مربوطه مشابه روال بخش قبل برای بتن با مقاومت فشاری 43 MPa در نظر گرفته شده است. مدل سه‌بعدی نمونه‌های مدل‌سازی شده در شکل (۱۲) نشان داده شده است.

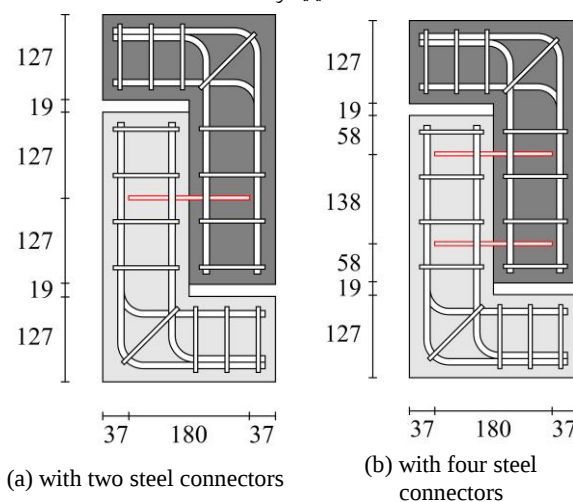
شکل ۱۲. مدل سه‌بعدی نمونه مدل‌سازی شده آزمایش پوش-آف**Fig. 12.** 3D model of push-off specimen

$$\tau = c \times f_t' \quad (10)$$

در این پژوهش برای درستی آزمایشی رفتار برش-اصطکاک از نتایج آزمایشگاهی خولیو و همکاران [47]، استفاده شده است. جزئیات هندسی نمونه دارای اتصال سرد با ابعاد کلی $254 \times 546 \times 127 \text{ mm}^3$ در شکل (۱۰) و جزئیات آرماتورگذاری برای سه حالت با ۲، ۴ و ۶ آرماتور دوخت در شکل (۱۱) نشان داده شده است.

شکل ۱۰. نمونه دارای اتصال سرد برای آزمایش پوش-آف^۱**Fig. 10.** Specimen with cold-joint for push-off test**شکل ۱۱.** جزئیات آرماتورگذاری برای آزمایش پوش-آف (ابعاد به

میلیمتر)



(a) with two steel connectors

(b) with four steel connectors

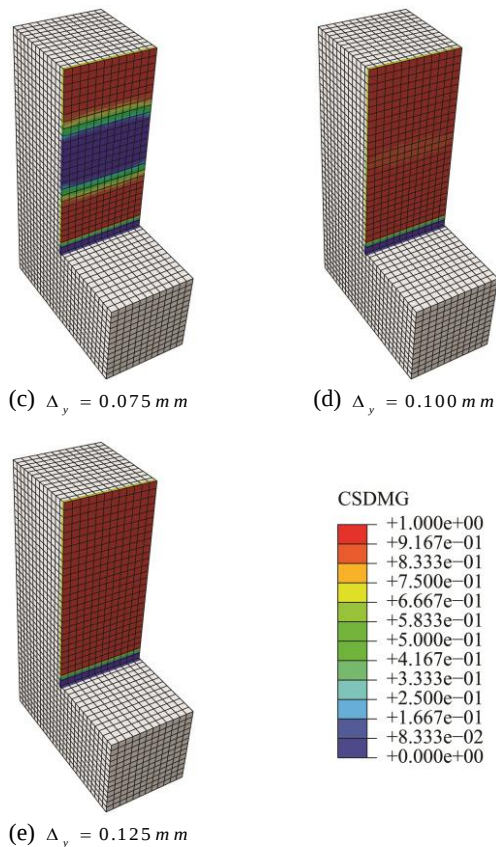


Fig. 14. The process of degradation the cohesive surface by increasing vertical displacement

مقدار این پارامتر بین صفر تا یک است. زمانی که برای یک نقطه مادی، این پارامتر برابر یک شود، این بدان معناست که تغییرشکل غیرقابل بازگشت در المان مربوطه شکل گرفته است، که پس از آن، المان وارد مرحله تکامل خرابی براساس کمیت انرژی شکست تعریف شده، و در صورت تکامل خرابی، المان مربوطه حذف خواهد شد. در شکل (۱۵) نیز توزیع تنش فون میسز روی نیمه L شکل نمونه پوش-آف برای جابه‌جایی‌های قائم مختلف نشان داده شده است. همان‌گونه که مشاهده می‌شود، تا قبل از خرابی اتصال سرد، توزیع تنش در بتن به صورت یکنواخت‌تر است، اما پس از خرابی و لغزش در اتصال سرد، تنش‌ها در نواحی نزدیک به محل عبور میلگردهای دوخت تمرکز یافته‌اند. این بدان معناست که پس از خرابی سطح چسبنده، میلگردهای دوخت نقش اصلی را در مقاومت برشی نمونه ایفا می‌کنند.

نتایج حاصل از تحلیل مدل‌سازی عددی سه نمونه دارای ۲، ۴ و ۶ آرماتور دوخت در مقایسه با نتایج آزمایشگاهی نظیر نمودارهای بار-تغییر مکان شکل (۱۳) نشان داده شده است. همان‌گونه که مشاهده می‌شود هماهنگی خوبی بین نتایج مدل‌سازی عددی و آزمایشگاهی وجود دارد.

شکل ۱۳. مقایسه نمودارهای بار-تغییر مکان مدل عددی با آزمایشگاهی برای نمونه‌های پوش-آف با ۲، ۴ و ۶ میلگرد دوخت

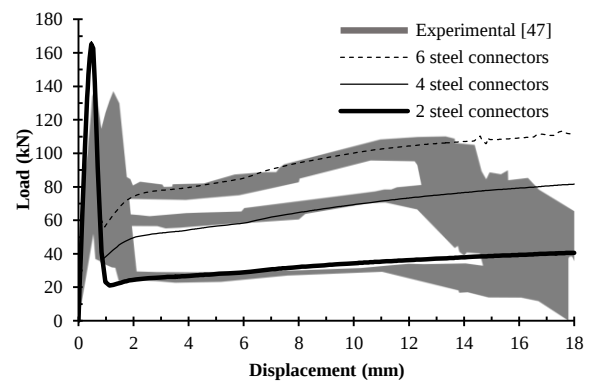
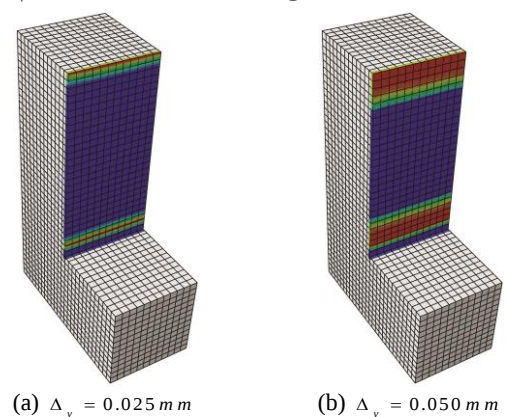


Fig. 13. Comparison of analytical and experimental load-displacement curves for push-off specimen with two, four and six steel connectors

در شکل (۱۴) روند خرابی سطح چسبنده را در نتیجه افزایش میزان جابه‌جایی قائم نشان داده شده است. پارامتر استفاده شده در این شکل، معیار شروع خرابی بر اساس بیشینه تنش اسمی است. معیار شروع خرابی، یکی از سه جزء سازوکار شکست در خرابی پیش‌رونده تعریف شده بر اساس پاسخ کشش-جدایش است. این پارامتر نشان می‌دهد که آیا در یک نقطه مادی، معیار شروع خرابی بر اساس بیشینه تنش اسمی اکتان شده است یا خیر.

شکل ۱۴. فرآیند زوال سطح چسبنده با افزایش جابه‌جایی قائم



حال با قراردادن اتصال‌های سرد بر روی قاب یک طبقه یک دهانه (مطابق شکل ۱۶) می‌توان رفتار قاب دارای اتصال سرد را بررسی نمود. یکی از پارامترهای مهم در بررسی رفتار لرزه‌ای سازه‌های بتن‌آرمه، شکل‌پذیری آنها است. شکل‌پذیری با استفاده از نسبت جابه‌جایی نهایی (δ_u) به جابه‌جایی تسلیم (δ_y)، مطابق رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$\mu = \frac{\delta_u}{\delta_y} \quad (11)$$

به دلیل اینکه ممکن است نقطه تسلیم در پاسخ نیرو-تغییرمکان اعضای بتن‌آرمه تعریف دقیقی نداشته باشد، اغلب، تعریف جابه‌جایی تسلیم دشوار می‌باشد. از اینرو، به طور کلی برای تعریف پارامتر شکل‌پذیری اعضای بتن‌آرمه از پاسخ دوخطی ایده‌آل شده نیرو-تغییرمکان استفاده می‌شود [48, 49]. تاکنون تعاریف متفاوتی برای تخمین جابه‌جایی تسلیم پیشنهاد شده است [48, 50-54]. در این پژوهش از روش پیشنهاد شده توسط پائولی و پرستلی [50]، شکل (۱۷)، استفاده شده است. مقدار جابه‌جایی مانند با ۲۰٪ افت در بیشینه بار یا کمانش آرماتورهای طولی یا شکست آرماتورهای طولی یا عرضی (هر کدام که زودتر اتفاق بیافتد) به عنوان جابه‌جایی نهایی تعریف می‌شود [48].

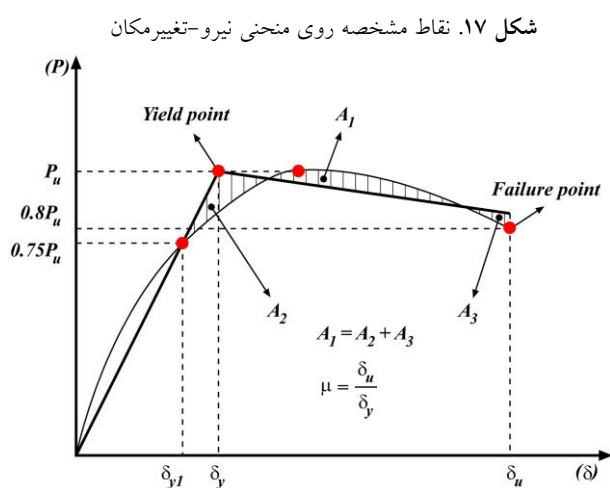


Fig. 17. Characteristic points on force-displacement curve

برای تعریف جابه‌جایی تسلیم، می‌توان روی نمودار پوش نیرو-تغییرمکان، خطی بین مبدا و نقطه مانند اولین تسلیم

شکل ۱۵. توزیع تنش فون میسز بر حسب مگاپاسکال

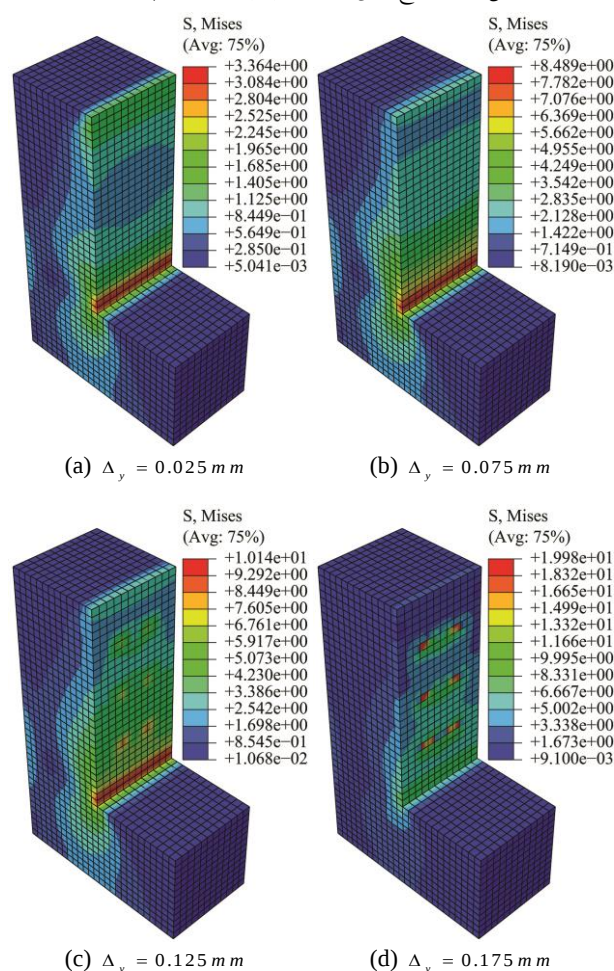


Fig. 15. Von Mises stress contour (MPa)

۶- مدل سازی قاب دارای اتصال سرد

اصولاً در اجرای درجای ساختمان‌های بتن‌آرمه، در بالا و پایین ستون‌ها، در محلهایی که ستون‌ها به کف یا به سقف متصل می‌شوند، اتصال سرد وجود دارد (شکل ۱۶).

شکل ۱۶. موقعیت اتصال سرد بر روی قاب مدل‌سازی شده

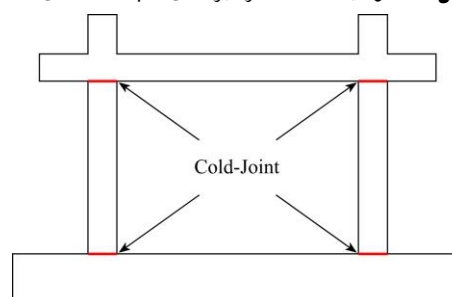


Fig. 16. Locations of cold-joints on the modeled frame

جدول ۵. شکل پذیری قاب یکپارچه و قاب دارای اتصال سرد

Frame situation	Yield displacement, δ_y (mm)	Ultimate displacement, δ_u (mm)	Ductility, $\mu = \delta_u / \delta_y$
monolithic	19.0	231.0	12.2
with cold-joint	18.9	160.6	8.5

Table 5. Ductility of monolithic frame and frame with cold-joint

اگر چه تفاوت قابل توجهی بین دو منحنی بار-تغییرمکان مربوط به قاب بتن آرمه یکپارچه در مقایسه با قاب بتن آرمه دارای اتصال سرد در محدوده تغییرمکان صفر تا ۱۴۰ میلی متر دیده نمی شود، اما تفاوت دو منحنی در ناحیه بعد از جابه جایی ۱۴۰ میلی متر قابل توجه است. به عبارت دیگر تفاوت ایجاد شده تأثیری بر میزان بیشینه بار قابل تحمل توسط قاب نداشته بلکه فقط باعث تغییر در میزان شکل پذیری قاب شده است. در حقیقت وجود اتصال سرد در قاب مورد نظر باعث کاهش شکل پذیری به میزان حدود ۳۰ درصد نسبت به وضعیت بدون اتصال سرد شده است.

۷- نتیجه گیری

در این پژوهش یک قاب بتن آرمه یک دهانه یک طبقه در دو حالت یکپارچه و با اتصال سرد به صورت عددی مدل سازی و رفتار ناشی از بارگذاری جانبی یکنوا حاصل از تحلیل دو حالت با یکدیگر مقایسه گردید. برای مدل سازی اتصال سرد از قابلیت رفتار چسبنده بر پایه سطح بر اساس پاسخ کشش-جدایش استفاده شد. برای اطمینان از درستی رفتار اتصال سرد در کشش، از نمونه تیر شکافدار تحت خمش سه نقطه-ای در سه اندازه مختلف استفاده شد. همچنین برای اطمینان از صحت مدل سازی رفتار برش-اصطکاک اتصال سرد، از نمونه های مخصوص آزمایش پوش-آف در سه حالت با ۲، ۴ و ۶ میلگرد دوخت در ناحیه اتصال استفاده شد. مشابه آنچه که در اجرای ساختمان های بتن آرمه اتفاق می افتد، در قاب مورد نظر بر روی ستون ها در تراز روی پی و زیر تیر، اتصال سرد مدل سازی گردید. نتایج حاصل از مقایسه رفتار قاب در دو حالت یکپارچه و با اتصال سرد به شرح زیر است:

آرماتورهای طولی یا ۷۵٪ نیروی نهایی P_u (هر کدام که کمتر باشد) رسم نمود و این خط را تا تراز P_u توسعه داد. شاخه بعد از تسلیم روی منحنی نیرو-تغییرمکان دوخطی ایده آل شده با استفاده از رویه گرافیکی تکراری به شکلی که سطح زیر و بالای منحنی دوخطی ایده آل شده برابر شود، مانند شکل (۱۷) ترسیم می شود. در نمونه قاب الچار [35]، به دلیل محدودیت امکانات و تجهیزات پژوهشی، جابه جایی افقی اعمال شده حدود ۱۴۰ میلی متر (تغییرمکان جانبی نسبی ۹٪) بوده است. در این پژوهش به منظور تخمین تغییرمکان نهایی، تغییرمکان جانبی اعمال شده به قاب مدل-سازی شده تا لحظه خرابی کلی قاب ادامه داده شده است. نتایج بار-تغییرمکان قاب مدل سازی شده دارای اتصال سرد در مقایسه با قاب یکپارچه در نمودار شکل (۱۸) نشان داده شده است.

شکل ۱۸. منحنی نیرو-تغییرمکان قاب یکپارچه در مقایسه با قاب دارای اتصال سرد

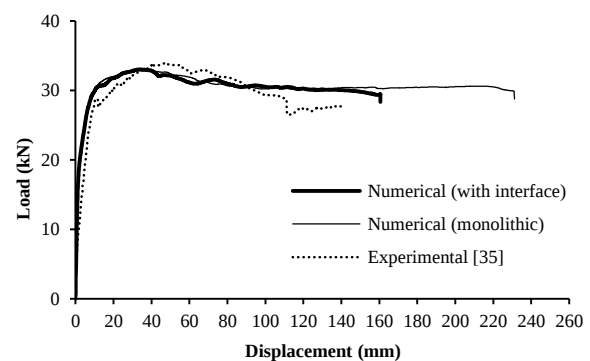


Fig. 18. Load versus Displacement curves for monolithic frame and frame with cold-joint

همانگونه که در نمودار شکل ۱۸ مشاهده می شود، تا رسیدن به جابه جایی ۱۴۰ میلیمتر، تفاوت قابل توجهی بین نمودار نیرو-تغییرمکان مربوط به قاب یکپارچه و قاب دارای اتصال سرد دیده نمی شود. تفاوت قابل توجه بین دو منحنی در تغییرمکان نهایی تحمل شده در دو قاب مربوطه می باشد. مقادیر تغییرمکان تسلیم و تغییرمکان نهایی و شکل پذیری بدست آمده از نمودارهای دوخطی ایده آل شده برای هر دو قاب با استفاده از رویه یاد شده، در جدول ۵ نشان داده شده است.

in column. *Engineering Structures*, vol. 132, pp. 822-833, 2017.

[6] H. Shiohara. New model for shear failure of RC interior beam-column connections. *Journal of Structural Engineering*, vol. 127, no. 2, pp. 152-160, 2001.

[7] M. Shin and J. LaFave. Reinforced concrete edge beam-column-slab connections subjected to earthquake loading. *Magazine of Concrete Research*, vol. 56, no. 5, pp. 273-291, 2004.

[8] V. G. Haach, A. L. H. D. C. El and M. K. El Debs. Evaluation of the influence of the column axial load on the behavior of monotonically loaded R/C exterior beam-column joints through numerical simulations. *Engineering Structures*, vol. 30, no. 4, pp. 965-975, 2008.

[9] H. Zhou. Reconsideration of seismic performance and design of beam-column joints of earthquake-resistant reinforced concrete frames. *Journal of structural engineering*, vol. 135, no. 7, pp. 762-773, 2009.

[10] B. Li and C. L. Leong. Experimental and numerical investigations of the seismic behavior of high-strength concrete beam-column joints with column axial load. *Journal of Structural Engineering*, vol. 141, no. 9, pp. 04014220, 2014.

[11] S. Barbhuiya and A. M. Choudhury. A study on the size effect of RC beam-column connections under cyclic loading. *Engineering Structures*, vol. 95, pp. 1-7, 2015.

[12] A. Masi, G. Santarsiero, G. P. Lignola and G. M. Verderame. Study of the seismic behavior of external RC beam-column joints through experimental tests and numerical simulations. *Engineering Structures*, vol. 52, pp. 207-219, 2013.

[13] N. Ning, W. Qu and Z. J. Ma. Design recommendations for achieving "strong column-weak beam" in RC frames. *Engineering Structures*, vol. 126, pp. 343-352, 2016.

[14] A. Pimanmas and P. Chaimahawan. Shear strength of beam-column joint with enlarged joint area. *Engineering structures*, vol. 32, no. 9, pp. 2529-2545, 2010.

[15] G. Somma, A. Pieretto, T. Rossetto and D. N. Grant. RC beam to column connection failure assessment and limit state design. *Materials and Structures*, vol. 48, no. 4, pp. 1215-1231, 2015.

[16] C. P. Antonopoulos and T. C. Triantafillou. Experimental investigation of FRP-strengthened RC beam-column joints. *Journal of composites for construction*, vol. 7, no. 1, pp. 39-49, 2003.

[17] S.-J. Hwang and H.-J. Lee. Analytical Model for Predicting Shear Strengths of Exterior Reinforced Concrete Beam-Column Joints for Seismic Resistance. *ACI Structural Journal*, vol. 96, pp. 846-857, 1999.

[18] H. Shariatmadar and E. Zamani Beydokhty. An investigation of seismic response of precast concrete beam to column connections: experimental study.

۱- تا قبل از نقطه تسلیم، هیچ تفاوتی بین نمودار نیرو-تغییر مکان قاب در دو حالت یکپارچه و با اتصال سرد مشاهده نشد و دو نمودار در این محدوده بر یکدیگر هماهنگ بودند.

۲- در محدوده بین نقطه تسلیم تا نقطه شکست در قاب، تفاوت نسبتاً ناچیزی بین نمودار نیرو-تغییر مکان قاب در دو حالت یکپارچه و با اتصال سرد مشاهده شد.

۳- تاثیر قابل توجه روی رفتار قاب در دو حالت یکپارچه و با اتصال سرد در تغییر مکان نهایی آنها بود، به شکلی که تغییر مکان نهایی در حالت با اتصال سرد حدود ۳۰ درصد نسبت به حالت یکپارچه دچار کاهش شد. در حقیقت تاثیر اصلی اتصال سرد در قاب مورد نظر بر روی تغییر مکان نهایی قاب بوده است.

۴- با توجه به موارد فوق، وجود اتصال سرد تاثیری روی بیشینه بار قابل تحمل قاب نداشته است، اما بر اساس تعریف شکل پذیری که نسبت تغییر مکان نهایی به تغییر مکان تسلیم می‌باشد و با توجه به اینکه تغییر مکان تسلیم در هر دو حالت تقریباً به یک میزان بوده و تنها تغییر مکان نهایی در حالت با اتصال سرد نسبت به حالت یکپارچه حدود ۳۰ درصد کاهش یافته است، از این رو می‌توان نتیجه گرفت که میزان شکل پذیری در قاب دارای اتصال سرد نسبت به قاب یکپارچه حدود ۳۰ درصد کاهش داشته است.

References

۸- منابع

- [1] J. C. Kishen and P. S. Rao. Fracture of cold jointed concrete interfaces. *Engineering fracture mechanics*, vol. 74, no. 1, pp. 122-131, 2007.
- [2] Y. Lim, M. Kim, S. Shin and V. Li. Numerical simulation for quasi-brittle interface fracture in cementitious bi-material system. In Proceedings of the Fourth International Conference on Fracture Mechanics of Concrete Structures, pp. 73-80, 2001.
- [3] A. Standard. 224.3 R-95. *Joints in Concrete Construction*, 2013.
- [4] R. Park and T. Paulay. Behaviour of reinforced concrete external beam-column joints under cyclic loading. In Proceedings of the 5th World Conference on Earthquake Engineering, Rome, 1973.
- [5] B. Roy and A. I. Laskar. Cyclic behavior of in-situ exterior beam-column subassemblies with cold joint

- [34] Y. Tao and J.-F. Chen. Concrete damage plasticity model for modeling FRP-to-concrete bond behavior. *Journal of composites for construction*, vol. 19, no. 1, pp. 04014026, 2014.
- [35] G. Al-Chaar, M. Issa and S. Sweeney. Behavior of masonry-infilled nonductile reinforced concrete frames. *Journal of Structural Engineering*, vol. 128, no. 8, pp. 1055-1063, 2002.
- [36] S. G. Shah and J. C. Kishen. Nonlinear fracture properties of concrete-concrete interfaces. *Mechanics of Materials*, vol. 42, no. 10, pp. 916-931, 2010.
- [37] Hibbett, Karlsson and Sorensen. ABAQUS/standard: User's Manual: Hibbett, Karlsson & Sorensen, 1998.
- [38] J. M. Gere, and Timoshenko, S. P. *Mechanics of Materials*. Boston, Massachusetts: PWS Publishing Company, 1997.
- [39] Y. Lim, M. Kim, S. Shin and V. C. Li. Numerical simulation for quasi-brittle interface fracture in cementitious bi-material system, 2001.
- [40] M. N. Fardis and E.-S. Chen. A cyclic multiaxial model for concrete. *Computational mechanics*, vol. 1, no. 4, pp. 301-315, 1986.
- [41] R. L. Park, R. Park and T. Paulay. *Reinforced concrete structures*: John Wiley & Sons, 1975.
- [42] D. Figueira, C. Sousa, R. Calçada and A. S. Neves. Push-Off Tests in the Study of Cyclic Behavior of Interfaces between Concretes Cast at Different Times. *Journal of Structural Engineering*, vol. 142, no. 1, pp. 04015101, 2015.
- [43] P. W. Birkeland and H. W. Birkeland. Connections in precast concrete construction. In *Journal Proceedings*, pp. 345-368, 1966.
- [44] H. Dulacska. Dowel action of reinforcement crossing cracks in concrete. In *Journal Proceedings*, pp. 754-757, 1972.
- [45] E. Vintzēleou and T. Tassios. Mathematical models for dowel action under monotonic and cyclic conditions. *Magazine of concrete research*, vol. 38, no. 134, pp. 13-22, 1986.
- [46] P. Soroushian, K. Obaseki and M. C. Rojas. Bearing strength and stiffness of concrete under reinforcing bars. *Materials Journal*, vol. 84, no. 3, pp. 179-184, 1987.
- [47] E. Júlio, D. Dias-da-Costa, F. Branco and J. Alfaiate. Accuracy of design code expressions for estimating longitudinal shear strength of strengthening concrete overlays. *Engineering Structures*, vol. 32, no. 8, pp. 2387-2393, 2010.
- [48] R. Park. Evaluation of ductility of structures and structural assemblages from laboratory testing. *Bulletin of the New Zealand national society for earthquake engineering*, vol. 22, no. 3, pp. 155-166, 1989.
- [49] S. A. Sheikh and S. S. Khoury. Confined concrete columns with stubs. *ACI Structural Journal*, vol. 90, pp. 414-414, 1993.
- [50] T. Paulay and M. N. Priestley. *Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings*, 1992.
- Asian Journal of Civil Engineering-Building And Housing*, vol. 15, 2014.
- [19] C. W. French, O. Amu and C. Tarzikhan. Connections between Precast Elements—Failure Outside Connection Region. *Journal of Structural Engineering*, vol. 115, no. 2, pp. 316-340, 1989.
- [20] J. I. Restrepo-Posada. Seismic behaviour of connections between precast concrete elements, 1992.
- [21] W. Xue and X. Yang. Seismic tests of precast concrete, moment-resisting frames and connections. *PCI journal*, vol. 55, no. 3, 2010.
- [22] S. Ozden and O. Ertas. Behavior of unbonded, post-tensioned, precast concrete connections with different percentages of mild steel reinforcement. *PCI journal*, vol. 52, no. 2, 2007.
- [23] R. Vidjeapriya and K. Jaya. Experimental study on two simple mechanical precast beam-column connections under reverse cyclic loading. *Journal of Performance of Constructed Facilities*, vol. 27, no. 4, pp. 402-414, 2012.
- [24] H. Parastesh, I. Hajirasouliha and R. Ramezani. A new ductile moment-resisting connection for precast concrete frames in seismic regions: an experimental investigation. *Engineering Structures*, vol. 70, pp. 144-157, 2014.
- [25] B. Roy and A. I. Laskar. Beam-column subassemblies with construction joint in columns above and below the beam. *Magazine of Concrete Research*, vol. 70, no. 2, pp. 71-83, 2017.
- [26] T. Jankowiak and T. Lodygowski. Identification of parameters of concrete damage plasticity constitutive model. *Foundations of civil and environmental engineering*, vol. 6, no. 1, pp. 53-69, 2005.
- [27] P. Kmiecik and M. Kamiński. Modelling of reinforced concrete structures and composite structures with concrete strength degradation taken into consideration. *Archives of civil and mechanical engineering*, vol. 11, no. 3, pp. 623-636, 2011.
- [28] B. Alfarah, F. López-Almansa and S. Oller. New methodology for calculating damage variables evolution in Plastic Damage Model for RC structures. *Engineering Structures*, vol. 132, pp. 70-86, 2017.
- [29] P. Desayi and S. Krishnan. Equation for the stress-strain curve of concrete. In *Journal Proceedings*, pp. 345-350, 1964.
- [30] S. Majewski. The mechanics of structural concrete in terms of elasto-plasticity. *Publishing House of Silesian University of Technology, Gliwice*, 2003.
- [31] B. Massicotte, A. E. Elwi and J. G. MacGregor. Tension-stiffening model for planar reinforced concrete members. *Journal of Structural Engineering*, vol. 116, no. 11, pp. 3039-3058, 1990.
- [32] P. Beverly. *fib model code for concrete structures 2010*: Ernst & Sohn, 2013.
- [33] J. Lubliner, J. Oliver, S. Oller and E. Onate. A plastic-damage model for concrete. *International Journal of solids and structures*, vol. 25, no. 3, pp. 299-326, 1989.

- [51] ASCE. Seismic rehabilitation of existing buildings, 2007.
- [52] B. S. S. Council. Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings. *Report FEMA-356, Washington, DC*, 2000.
- [53] S.-K. Hwang and H.-D. Yun. Effects of transverse reinforcement on flexural behaviour of high-strength concrete columns. *Engineering structures*, vol. 26, no. 1, pp. 1-12, 2004.
- [54] M. Priestley and R. Park. Strength and ductility of concrete bridge columns under seismic loading. *Structural Journal*, vol. 84, no. 1, pp. 61-76, 1987.

Investigating The Effect of Cold-Joint on Seismic Behavior of Reinforced Concrete Moment Resisting Frame

E. Karimi¹, V.R. Kalatjari^{2*}

1- Ph.D. Candidate, Department of Civil Engineering, Shahrood University of Technology, Shahrood, Iran

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

*v_kalatjari@shahroodut.ac.ir

Abstract

One of the common issues in the cast-in-situ reinforced concrete structures is creating a construction joint (cold joint) caused by an interruption or delay in the concreting operations. According to ACI 224.3R-95, construction joints in columns are to be provided below the beam for lower story columns and above the floor slab for upper story columns. The cold joint is a weakness or defect in the concrete, which results in the non-integrity of the concrete. For this reason, the performance of concrete elements with the cold-joint is under the influence of that behavior. The seismic design procedure for in-situ construction generally considers that the connection of beam and column that frames into the joint is monolithic in nature. But in actual construction, it is not possible to cast columns of the multi-story frame in one go and therefore, a cold joint is inevitable in all the upper story columns immediately above the lower story slab. In this research, firstly, cold joint behavior is modeled. The model of concrete damage plasticity used for the modeling the concrete behavior and the surface-based cohesive behavior with the traction-separation response used for the modeling the cold-joint. The three-point bending beam specimens with the same compressive strengths of concrete on both sides of the cold-joint have been used to verify the opening mode behavior of the cold joint from the experimental results. Three different sizes of the beam were considered to ensure the validation of opening mode behavior for the cold joint. So, the push-off test specimens have been used to verify the shear-friction behavior of the cold joint from the experimental results. Three same specimens with same compressive strengths of concrete on both sides of the cold-joint and the different number of steel connectors crossing the interface surface of the push-off specimens were considered to ensure the validation of shear-friction behavior for the cold joint. Then, a single-story single-bay reinforced concrete frame is modeled. After ensuring the validity of the numerical model of the cold joint and frame, a reinforced concrete frame containing a cold joint is modeled on its columns at the below of the beam and the top of the foundation. Subsequently, in order to investigate seismic behavior, an In-plane monotonic loading, stroke-controlled pushover tests were performed once on a frame containing a cold joint and once again on the same frame but without a cold joint. From the result, prior to the yield point, there was no difference between the load-displacement curve of the monolithic frame and frame with cold joints. In the range between the yield point and the failure point in the frame, a relatively small difference was observed between the load-displacement curve of the monolithic frame and frame with cold joints. A significant effect on the frame behavior was achieved in monolithic frame and frame with cold joints in their ultimate displacement so that the ultimate displacement in the cold-joint state was reduced by about 30% compared to the monolithic one. In fact, the finding results showed that under monotonic loading, the existence of a cold joint hadn't any effect on the maximum lateral force of the frame, but reduced the ductility of it by about 30%.

Keywords: Cold-Joint, Construction Joint, Reinforced Concrete Frame, Fracture Mechanics, Pushover Analysis, Seismic Behavior, Ductility.