

# مطالعه آزمایشگاهی و تحلیلی رفتار اتصالات در قابهای خمشی فولادی دارای ستون با مقطع جفت پروفیل

اسلام سازمند<sup>۱</sup>، علی اکبر آقاگوجک<sup>۲</sup>، علی مزروعی<sup>۳</sup>  
(دریافت ۸۹/۱۱/۲۱، پذیرش ۹۱/۸/۱۲)

## چکیده

در مبحث دهم مقررات ملی ساختمان ایران نوعی از اتصال بین تیر I شکل و ستون با مقطع جفت پروفیل برای استفاده در قابهای خمشی با شکل پذیری کم و متوسط به رسمیت شناخته شده است. در این مقاله مشخصات رفتاری اجزای این نوع اتصال و چشمه آن، با انجام سه آزمایش چرخه‌ای تمام‌مقیاس و مدل‌سازی عددی مورد مطالعه قرار گرفته است. یک نمونه تحت اثر بارگذاری چرخه‌ای جانبی و دو نمونه دیگر علاوه بر بارگذاری جانبی تحت اثر نیروی محوری نیز آزمایش شده‌اند. تمامی نمونه‌ها سختی کافی از خود بروز داده و در رده اتصالات گیردار کامل قرار می‌گیرند. اتصالات قابلیت تغییر مکان نسبی طبقه‌ای برای استفاده در قابهای با شکل پذیری متوسط را نشان داده‌اند. منحنی رفتاری چشمه اتصال در این اتصالات، عمدتاً به دلیل هم‌صفحه نبودن جان‌های ستون با جان تیر، متفاوت با روابط ارائه شده برای اتصالات متعارف تیر I به ستون H می‌باشد. مطالعات نشان می‌دهد رفتار این نوع اتصال عمدتاً متأثر از رفتار قطعه I شکل میانی متشکل از ورق پوشش ستون و ورق پیوستگی قائم می‌باشد که به دلیل تمرکز تنش‌های ایجاد شده در جوش‌های نفوذی و گوشه اتصال، در صورت تقدم شکست در آنها، مفاصل پلاستیک در تیر به نحو مطلوبی شکل نمی‌گیرد. لذا ارائه ضوابط دقیق برای طراحی ورق پوششی ستون در محدوده اتصال ضروری است.

## کلمات کلیدی:

قاب خمشی فولادی، چشمه اتصال، مقاطع جفت پروفیل، ورق پیوستگی قائم، ورق پوششی ستون

## Experimental and Analytical Study of Connections in Steel MRFs Composed of Double Section Columns

Eslam Sazmand<sup>1</sup>, Ali Akbar Aghakouchak<sup>2</sup>, Ali Mazroi<sup>3</sup>

### Abstract

Chapter ten of Iranian National Building Code recognizes a certain type of connection between I beam and double section built up column to be used in ordinary and intermediate MR frames. The behavior of this type of connection and its panel zone are studied by testing three full scale specimens under cyclic loading and finite element modeling. The first specimen is tested under cyclic lateral loading and the other two are tested under axial loading in addition to cyclic lateral loading. All specimens have sufficient strength and stiffness and are categorized as rigid connection. They also show sufficient ductility for being used in intermediate MR frames. The panel zone behavior in this type of connection is different from that of an ordinary connection of I beam to H column, mainly because the webs of beam and column are not in the same plane. The results of this research demonstrate that the behaviour of the connection is mainly affected by the I section comprising of column cover plates and vertical continuity plates. Due to high stress concentrations produced in full penetration and fillet welds, if fracture in welds occurs early, full plastic hinge may not form in beams as desired. Hence provision of criteria for design of column cover plates in connection region is a prerequisite for satisfactory performance of the connection for seismic application.

### Key Words

Steel Moment-Resisting frame; Panel Zone; Double Section Profiles; Vertical Continuity Plate; Column Covering Plate.

<sup>۱</sup> دانشجوی دکتری مهندسی سازه، دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه تربیت مدرس. [sazmand@modares.ac.ir](mailto:sazmand@modares.ac.ir) (نویسنده مسئول)

<sup>۲</sup> استاد مهندسی سازه، دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه تربیت مدرس. [A-Agha@modares.ac.ir](mailto:A-Agha@modares.ac.ir)  
<sup>۳</sup> عضو هیأت علمی دانشگاه آزاد اسلامی، واحد تهران مرکز. [amazroi@yahoo.com](mailto:amazroi@yahoo.com)

غیر ارتجاعی در چشمه اتصال قابهای خمشی فولادی تحت بارگذاری زلزله را می‌دهند [۱ و ۲ و ۳]. بنابراین در این نوع قابها، علاوه بر مفاصل پلاستیک خمشی در تیرها، یک منبع اصلی اتلاف کننده انرژی می‌تواند تشکیل مفاصل پلاستیک برشی در چشمه اتصال باشد. لذا برای پیش‌بینی دقیق پاسخ یک قاب خمشی فولادی تحت بارگذاری زلزله، یک مدل تحلیلی دقیق برای پیش‌بینی پاسخ چشمه اتصال لازم است. برای مدل‌سازی رفتار چشمه اتصال در اتصالات متعارف که در آنها جان‌های تیر و ستون هم‌صفحه می‌باشند (اتصال متشکل از ستون H و تیر I شکل)، مدل‌هایی توسط محققین مختلف ارائه شده است [۴-۱۴].

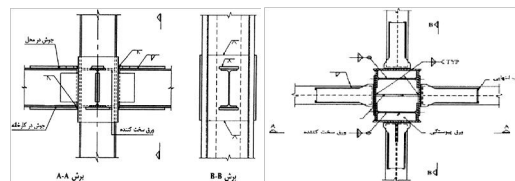
در این مقاله رفتار اتصالات خمشی فولادی متشکل از ستون‌های با مقاطع جفت پروفیل که در آنها جان‌های تیر و ستون غیر هم‌صفحه هستند، مورد بررسی آزمایشگاهی و تحلیلی قرار گرفته است. علاوه بر نحوه و جزئیات اتصال تیر به ستون، تفاوت عمده چشمه اتصال در اینگونه اتصالات با اتصالات متعارف، این است که جان‌های ستون با فاصله از هم قرار گرفته و با جان تیر در یک صفحه نمی‌باشند. ضمناً در صورت اجرای ورق پیوستگی قائم، چشمه اتصال عملاً از سه ناحیه پانلی تشکیل شده است. این تفاوتها باعث عدم تطابق مدل‌های قبلی چشمه اتصال با رفتار چشمه اتصال در اینگونه اتصالات می‌گردد. بنابراین مطالعه و بررسی رفتار تحلیلی و آزمایشگاهی اینگونه اتصالات و چشمه اتصال در آنها ضروری به نظر می‌رسد.

به این منظور چند نمونه از این نوع اتصال تحت بار چرخه‌ای مورد آزمایش قرار گرفته و با استفاده از روش اجزای محدود نیز تحلیل شده است. در ادامه این مقاله پس از معرفی نمونه‌های آزمایشگاهی اتصالات و ارایه جزئیات و نتایج آزمایشات و مدل‌سازیهای عددی صورت گرفته، تفاوت رفتار اینگونه اتصالات با رفتار اتصالات متعارف علی‌الخصوص رفتار چشمه اتصال آنها مورد بررسی قرار می‌گیرد.

سیستم قاب خمشی بدلیل ایجاد یک فضای باز و بدون مانع بین ستونها در طراحی ساختمانها بسیار مورد استفاده قرار می‌گیرد. یکی از مهمترین اجزای قاب خمشی فولادی، اتصالات آن می‌باشد و همچنین شاخص‌ترین مولفه یک اتصال صلب خمشی، چگونگی انتقال لنگر بین اجزای سازه می‌باشد. رفتار چشمه اتصال نیز که یک ناحیه مستطیل شکل از جان ستون، محصور بین ورقهای پیوستگی و بال‌های ستون می‌باشد، نقش مهمی در رفتار اتصال دارد. بنابراین مطالعات گسترده‌ای بر روی چگونگی رفتار و عملکرد اتصالات خمشی بخصوص چشمه اتصال صورت گرفته است.

در ایران به دلیل محدودیت دسترسی به مقاطع نورد شده بزرگ، استفاده از مقاطع ورقی و ترکیبی مانند مقاطع جفت پروفیل و مقاطع قوطی شکل رایج و معمول می‌باشد و این در حالی است که اسناد و مدارک مطمئنی بر روی عملکرد این نوع مقاطع و اتصالات وجود ندارد. در نتیجه بسیاری از محققین و مهندسين عمران کشور سعی بر تعمیم ضوابط طراحی مقاطع نورد شده برای مقاطع ورقی و ترکیبی دارند.

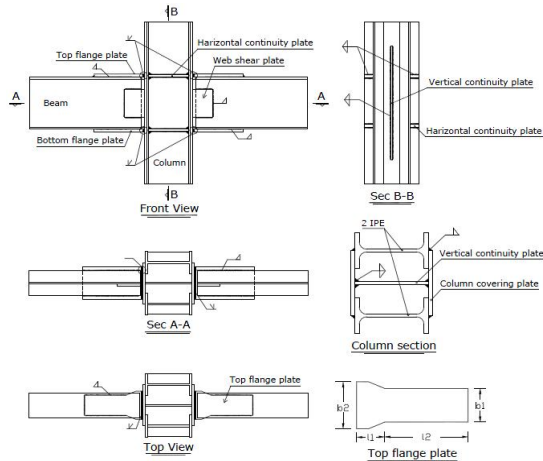
در شکل (۱) یک نمونه اتصال متشکل از ستونهای با مقاطع جفت پروفیل به همراه یک ورق پیوستگی قائم و تیر I شکل نشان داده شده است. این اتصال در مبحث دهم مقررات ملی ساختمان بعنوان یک اتصال صلب جهت استفاده در قابهای خمشی فولادی با شکل‌پذیری کم و متوسط پذیرفته شده است [۱].



شکل (۱): اتصال متشکل از ستونهای با مقاطع جفت

پروفیل به همراه یک ورق پیوستگی قائم و تیر I شکل [۱]. ضوابط آئین‌نامه‌های ساختمانی امریکا و همچنین ضوابط آئین‌نامه‌های ساختمانی ایران اجازه ایجاد تغییر شکل‌های

مشخصات و جزئیات نمونه‌های آزمایشگاهی مطابق جدول (۱) می‌باشد. نتایج آزمایشهای کشش انجام شده بر روی بال و جان پروفیل‌های IPE و ورقهای فولادی استفاده شده در ساخت نمونه‌ها در جدول (۲) نشان داده شده است.



شکل (۲): جزئیات ساخت نمونه‌های آزمایشگاهی.

## ۲-۲- برپایش آزمایشات

نمونه‌های آزمایشگاهی توسط تکیه‌گاه‌های مفصلی روی یک کف قوی نصب شده‌اند. شرایط مرزی نمونه‌های آزمایشگاهی که توسط تجهیزات برپایش آزمایش تامین می‌شود، به گونه‌ای است که رفتار نمونه‌ها تحت آزمایش تا حد ممکن به رفتار واقعی آن نزدیک باشد. شیوه برپایش آزمایش نمونه‌ها در شکل (۳) نشان داده شده است. در انتهای ستون یک تکیه‌گاه مفصلی و در انتهای تیرها شرایط تکیه‌گاه غلطکی فراهم گردیده است. جک هیدرولیکی با ظرفیت 200 KN و با حداکثر تغییرمکان اعمالی 25 cm + و 25 cm -، بارگذاری چرخه‌ای را به سر آزاد ستون اعمال می‌کند. مقدار بار اعمالی توسط سلول بار اندازه‌گیری می‌شود. بارگذاری چرخه‌ای به شیوه شبه استاتیکی و در مود کنترل تغییرمکان با سرعت کم اعمال می‌گردد.

## ۲- معرفی نمونه‌های آزمایشگاهی و ارائه نتایج آزمایشها

برای بررسی مشخصات رفتاری اتصال و چشمه اتصال در اتصالات متشکل از ستون‌های با مقاطع جفت پروفیل و تیر I شکل، سه آزمایش تمام مقیاس برنامه‌ریزی و انجام شده است که در ادامه مشخصات نمونه‌ها، نحوه انجام آزمایشها و نتایج آزمایشات تشریح می‌گردد.

### ۲-۱- معرفی نمونه‌ها

نمونه‌های آزمایشگاهی، مطابق جدول (۱)، از یک ساختمان ۸ طبقه با کاربری مسکونی که در جهت طولی شامل چهار قاب خمشی با چهار دهانه ۵ متری و در جهت عرضی شامل پنج قاب خمشی با سه دهانه ۵ متری و ارتفاع طبقات ۳ متر بوده است، انتخاب شده‌اند. اتصالات متشکل از ستون با دو مقطع IPE و ورق‌های پوششی به همراه یک ورق پیوستگی قائم و تیر با مقطع IPE مطابق جزئیات نشان داده شده در شکل (۲) ساخته شده و سپس تحت آزمایش قرار گرفته است. مطابق جدول (۱) نمونه‌های DIP1 و DIPAL1 کاملاً مشابه بوده ولی نمونه DIP1 تحت اثر بارگذاری چرخه‌ای جانبی و نمونه DIPAL1 علاوه بر بارگذاری چرخه‌ای جانبی تحت اثر نیروی محوری نیز قرار گرفته است. نمونه DIPAL2 نیز علاوه بر بارگذاری چرخه‌ای جانبی تحت اثر نیروی محوری نیز آزمایش شده است. با توجه به نحوه تغییر شکل تیر و ستون در قابهای خمشی تحت اثر بار جانبی، نقاط عطف در وسط دهانه تیر و ستون تشکیل می‌شوند. بنابراین برای آزمایش نصف طول تیر و دو برابر نصف ارتفاع ستون (یک ارتفاع کامل ستون) در نظر گرفته می‌شود، که در آن دو انتهای تیر و انتهای ستون مفصل می‌باشد.

جدول (۱): جزئیات نمونه‌های آزمایشگاهی.

نمونه	مقطع ستون	مقطع تیر	ورق پیوستگی افقی	ورق پیوستگی قائم	ورق پوششی ستون	ورق فوقانی اتصال					ورق تحتانی اتصال		ورق برشی		
						بعد جوش گوشه	cm	cm	cm	cm	cm	بعد جوش گوشه		ابعاد ورق	
DIP1	2IPE 200	IPE 240	PL 18*4.5*1.2	PL 75*20*1.0	PL 22*1.0	8	12	8	15	2	1.0	PL 23*18*1.5	1.0	PL 15*10*1.0	0.8
DIPAL1	2IPE 200	IPE 240	PL 18*4.5*1.2	PL 75*20*1.0	PL 22*1.0	8	12	8	15	2	1.0	PL 23*18*1.5	1.0	PL 15*10*1.0	0.8
DIPAL 2	2IPE 240	IPE 270	PL 22*6.0*1.2	PL 75*24*1.2	PL 24*1.2	10	14	8	20	2	1.0	PL 28*20*1.5	1.2	PL 15*10*1.0	0.8

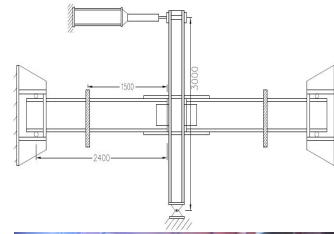
جدول (۲): نتایج آزمایشهای کشش مربوط به بال و جان پروفیل‌های IPE و ورقهای فولادی.

نمونه	F (N/mm )	(N/mm <sup>2</sup> )	Elongation(%)	F / F (%)
Plate 10mm - 1	273.2	433.1	26.6	63
Plate 10mm - 2	339.5	439	24.7	77.3
Plate 12mm	253.7	353.8	28.9	71.7
Plate 15mm	201.1	302.8	31.3	66.4
Plate 20mm - 1	263.1	429.5	24.1	61.3
Plate 20mm - 2	294.7	477.3	21.8	61.7
IPE240-1 Flange	304.1	452.8	28.4	67.2
IPE240-1 Web	354.7	478.5	27.2	74
IPE240-2 Flange	300.6	440.2	24.7	68.3
IPE240-2 Web	341.6	472	28.1	72.4
IPE270-1 Flange	341.2	455.3	23	75
IPE270-1 Web	335.3	463	24.9	76.3
IPE270-2 Flange	345.2	467.4	20.4	73.8
IPE270-2 Web	348.8	477.5	26.5	73
IPE200 Flange	283.3	441.6	25.4	64.2
IPE200 Web	320.4	458.9	27.1	69.8



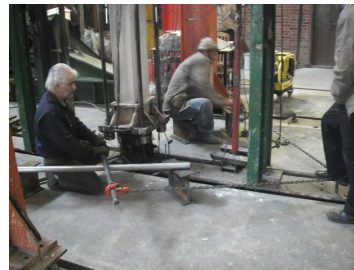
مقدار تغییر مکان نیز در محل اعمال بار اندازه‌گیری و ثبت گردیده است. به منظور جلوگیری از ناپایداری خارج از صفحه نمونه‌ها، از مهار کننده‌های جانبی استفاده می‌گردد. جهت اندازه‌گیری تغییر مکان‌ها و دوران‌های مورد نیاز از تعدادی تغییر مکان‌سنج (LVDT) با آرایش مناسب استفاده گردیده است. همچنین به منظور ارزیابی دقیق رفتار نمونه‌ها نیاز به اندازه‌گیری کرنش در اجزاء نمونه‌ها می‌باشد، لذا کرنش‌سنج‌هایی در محل‌های مورد نظر نصب گردیده است. تمامی تغییر مکان‌سنج‌ها و کرنش‌سنج‌ها بایستی با استفاده از سیم‌های رابط به دستگاه ثبت مقادیر اتصال یابند و در هر گام بارگذاری مقادیر آنها ثبت گردد. مشاهده و ثبت تغییر شکل‌های ظاهری نمونه‌ها شامل تغییر شکل‌های پلاستیک و به طور خاص موقعیت تشکیل مفصل پلاستیک، کمانش‌های موضعی و کلی اجزاء و در نهایت گسیختگی و پارگی احتمالی اجزاء نمونه‌ها و جوش‌ها، از اهمیت فراوانی در درک رفتار نمونه برخوردار می‌باشد. به منظور مشاهده تغییر شکل‌های پلاستیک ایجاد شده در اجزاء نمونه‌ها روش‌های متفاوتی وجود دارد. یکی از روش‌ها ایجاد پوشش نازکی از آب آهک بر روی نمونه مورد نظر می‌باشد. به این منظور قبل از انجام آزمایش، سطح نمونه‌ها با استفاده از آب آهک پوشیده شده است. آهک خشک شده بسیار ترد می‌باشد و تحت اثر تغییر شکل‌های نسبی بیش از حد تسلیم فولاد، شروع به ترک خوردن می‌کند و پوسته می‌شود. با مشاهده این ترک‌ها مشخص می‌شود که کدام ناحیه از نمونه به حد تسلیم رسیده است.

روش بارگذاری چرخه‌ای جانبی نمونه‌ها بر اساس الگوی پیشنهاد شده توسط [AISC 341-05] بوده و مطابق شکل (۵) می‌باشد [۲]. این تاریخچه به شیوه کنترل تغییر مکان و بر مبنای شاخص تغییر مکان طبقه‌ای اعمال می‌گردد. همچنین بر اساس الگوی پیشنهادی برای بارگذاری بیشتر از ۰/۰۴ رادیان تغییر مکان طبقه‌ای،



شکل (۳): برپایش آزمایش نمونه‌ها.

در شکل (۴) نحوه اعمال نیروی محوری در نمونه‌های DIPAL1 و DIPAL2 نشان داده شده است. نیروی محوری در ستون‌ها با استفاده از چهار میله فولادی آلیاژی، هشت مهره آلیاژی و تعدادی سخت کننده در اتصال ایجاد شده است. نیروی محوری اولیه ایجاد شده در نمونه DIPAL1 حدود ۱۱۳ تن معادل ۰.۴۹P ستون و در نمونه DIPAL2 حدود ۱۱۱ تن معادل ۰.۳۸P ستون بوده که این نیروی محوری ابتدائاً و قبل از اعمال بارگذاری چرخه‌ای جانبی در نمونه ایجاد شده است، ولی مقدار این نیروی محوری با توجه به تغییر شکل‌های ایجاد شده در اتصال در حین بارگذاری چرخه‌ای جانبی به تدریج کاهش پیدا کرد. بطوریکه در انتهای آزمایش مقدار نیروی محوری موجود در نمونه DIPAL1 به حدود ۹۵ تن و نمونه DIPAL2 به حدود ۹۰ تن رسید.

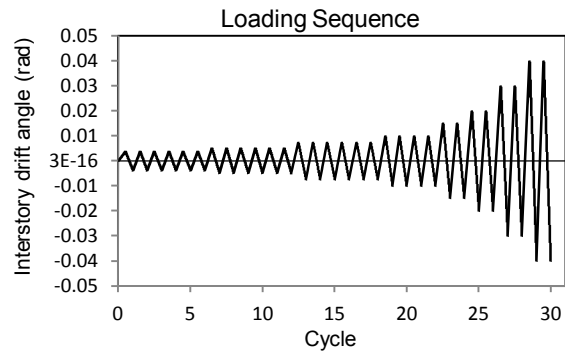


شکل (۴): نحوه اعمال نیروی محوری در نمونه‌ها.

ایجاد گردید. و در ادامه در چرخه‌های ۲۷ و ۲۸ معادل با تغییرمکان نسبی طبقه‌ای ۳ درصد، ترک‌های ایجاد شده در پوشش آهکی بالهای تیر توسعه یافته و به یکدیگر رسیدند و ریزش پوشش آهکی مشاهده شد. در چرخه‌های ۲۹ و ۳۰ معادل با تغییرمکان نسبی طبقه‌ای ۴ درصد، ریزش پوشش آهکی علاوه بر بال‌های تیر در چشمه اتصال و بخش‌هایی از جان تیر به وضوح مشاهده گردید. در چرخه‌های ۳۱ و ۳۲ معادل با تغییرمکان نسبی طبقه‌ای ۴/۷ درصد، ریزش پوشش آهکی در محل جوش‌های نفوذی ورق روسری و زیرسری به ورق پوششی ستون همراه با ایجاد ترک‌های ریز در این جوشها مشاهده گردید. در چرخه‌های ۳۳ و ۳۴ معادل با تغییرمکان نسبی طبقه‌ای ۵/۳ درصد، علاوه بر توسعه ترک‌ها در محل جوش‌های نفوذی ورق روسری و زیرسری به ورق پوششی ستون، در محل جوش‌های گوشه ورق پوششی ستون به بال‌های پروفیل ستون ریزش آهک و ترک‌های ریز مشاهده گردید. در چرخه‌های ۳۵ و ۳۶ معادل با تغییرمکان نسبی طبقه‌ای ۶ درصد، ترک‌ها در محل جوش‌های فوق‌الذکر توسعه یافتند. و نهایتاً در چرخه ۳۷ معادل با تغییرمکان نسبی طبقه‌ای ۷ درصد، علاوه بر ریزش کامل پوشش آهکی در محدوده اتصال و توسعه ترک‌های ریز در محل جوشها، کماتش موضعی محدودی در بال تیر مشاهده گردید. رفتار غیرخطی این نمونه در حدود بار جانبی 60KN شروع شد و حداکثر ظرفیت بار جانبی این نمونه حدود 113KN ثبت گردید. همانطور که در شکل (۶) مشاهده می‌گردد ظرفیت بار جانبی نمونه با افت مقاومتی محدودی در چرخه‌های آخر همراه بوده که این افت ناشی از شکست‌های جزئی در جوشها و کماتش موضعی محدود در بال تیر بوده است.

برای نمونه DIPAL1 نیز در چرخه‌های ۲۵ و ۲۶ معادل با تغییرمکان نسبی طبقه‌ای ۲ درصد، اولین مورد از ایجاد ترک در پوشش آهکی بال تیر در ناحیه خارج از محل اتصال ورق‌های فوقانی و تحتانی مشاهده گردید. و در چرخه‌های ۲۵ و ۲۶ معادل با تغییرمکان نسبی طبقه‌ای ۲ درصد، ترک‌های بیشتری در پوشش آهکی بالهای تیر

بارگذاری با افزایش ۰/۰۱ رادیان تغییرمکان طبقه‌ای در ۲ سیکل برای هر مرحله ادامه می‌یابد.



شکل (۵): روش بارگذاری نمونه‌های آزمایشگاهی.

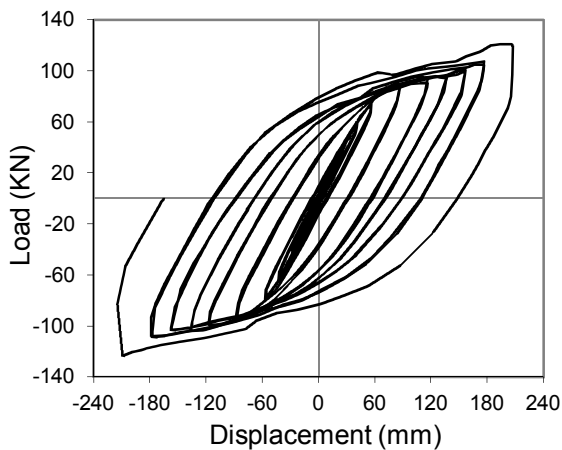
### ۳-۲- نتایج آزمایشات

در این بخش نتایج آزمایشات شامل منحنی بار-تغییرمکان جانبی، منحنی لنگر-تغییرمکان نسبی طبقه‌ای، منحنی لنگر-تغییرشکل برشی چشمه اتصال، تغییر شکل های پلاستیک و شکست‌های ایجاد شده در محل جوش نمونه‌ها ارائه می‌شود. منحنی بار اعمالی در مقابل تغییرمکان جانبی نمونه‌های DIP1 و DIPAL1 در شکل (۶) نشان داده شده است. یادآوری می‌نماید ابعاد و اندازه‌های این دو نمونه دقیقاً مشابه بوده ولی در نمونه DIPAL1 نیروی محوری در ستون اعمال شده است. این دو نمونه تا تغییرمکان نسبی طبقه‌ای بیش از ۰/۰۶ رادیان بارگذاری گردید و منحنی‌های رفتاری دوکی شکل با افت مقاومتی محدودی در چرخه‌های آخر حاصل شد. یادآور می‌شود براساس ضوابط [AISC 341-05] برای اتصالات خمشی ویژه، بارگذاری تا ۰/۴ رادیان تغییرمکان نسبی طبقه‌ای کفایت می‌کند. لذا نتایج آزمایش در نگاه اول، می‌تواند مبین قابلیت تامین شکل‌پذیری مناسب این اتصالات باشد.

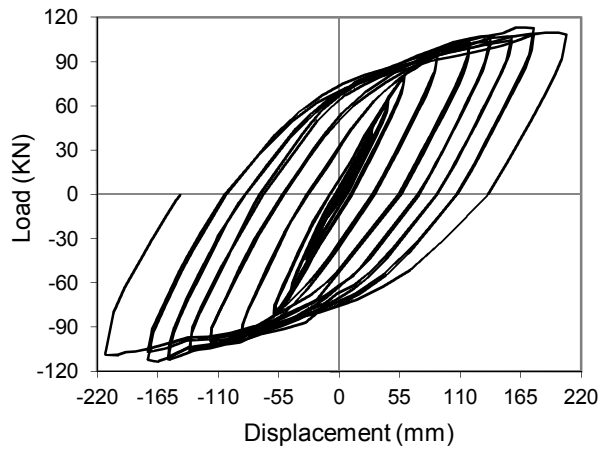
برای نمونه DIP1 در چرخه‌های ۲۳ و ۲۴ معادل با تغییرمکان نسبی طبقه‌ای ۱/۵ درصد، اولین مورد از ایجاد ترک در پوشش آهکی بال تیر در ناحیه خارج از محل اتصال ورق‌های فوقانی و تحتانی مشاهده گردید. و در چرخه‌های ۲۵ و ۲۶ معادل با تغییرمکان نسبی طبقه‌ای ۲ درصد، ترک‌های بیشتری در پوشش آهکی بالهای تیر



ترک‌ها در محل جوش‌های نفوذی ورق روسری و زیرسری به ورق پوششی ستون، در محل جوش‌های گوشه ورق پوششی ستون به بال‌های پروفیل ستون ریزش آهک و ترک‌های ریز مشاهده گردید. در چرخه های ۳۵ و ۳۶ معادل با تغییرمکان نسبی طبقه‌ای ۶ درصد، ترک‌ها در محل جوش‌های فوق‌الذکر توسعه یافتند. و نهایتاً در چرخه ۳۷ معادل با تغییرمکان نسبی طبقه‌ای ۷ درصد، علاوه بر توسعه ترک‌های ایجاد شده در پوشش آهکی جان و بال ستون و ریزش کامل پوشش آهکی در محدوده اتصال، توسعه ترک‌های ریز در محل جوشها مشاهده گردید. رفتار غیرخطی این نمونه در حدود بار جانبی 55 KN شروع شد و حداکثر ظرفیت بار جانبی این نمونه حدود 105 KN ثبت گردید.

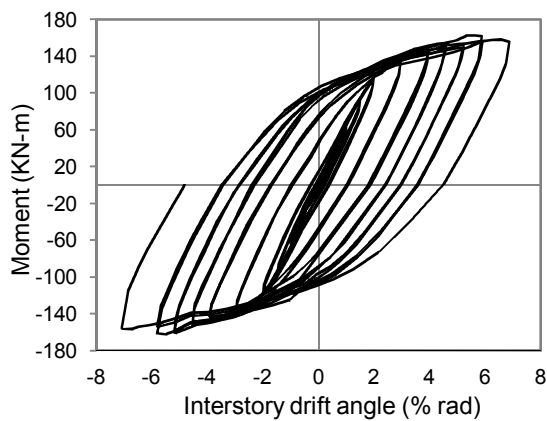


ب) نمونه DIPAL1



الف) نمونه DIP1

شکل (۶): منحنی بار اعمالی در مقابل تغییرمکان جانبی نمونه‌های DIPAL1 و DIP1.

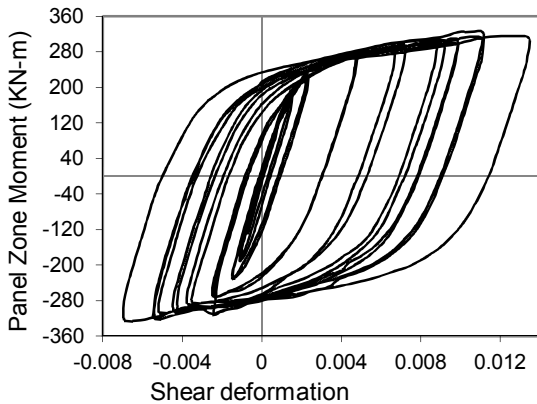


الف) نمونه DIP1

چرخه‌های ۲۷ و ۲۸ معادل با تغییرمکان نسبی طبقه‌ای ۳ درصد، ترک‌های ایجاد شده در پوشش آهکی بالهای تیر توسعه یافته و به یکدیگر رسیدند و ریزش پوشش آهکی مشاهده شد. در چرخه‌های ۲۹ و ۳۰ معادل با تغییرمکان نسبی طبقه‌ای ۴ درصد، ریزش پوشش آهکی علاوه بر بالهای تیر در چشمه اتصال و بخش‌هایی از جان تیر به وضوح مشاهده گردید و همچنین اولین مورد از ایجاد ترک در پوشش آهکی جان و بال ستون نیز رخ داد. در چرخه‌های ۳۱ و ۳۲ معادل با تغییرمکان نسبی طبقه‌ای ۴/۷ درصد، ریزش پوشش آهکی در محل جوش‌های نفوذی ورق روسری و زیرسری به ورق پوششی ستون همراه با ایجاد ترک‌های ریز در این جوشها مشاهده گردید. در چرخه‌های ۳۳ و ۳۴ معادل با تغییرمکان نسبی طبقه‌ای ۵/۳ درصد، علاوه بر توسعه

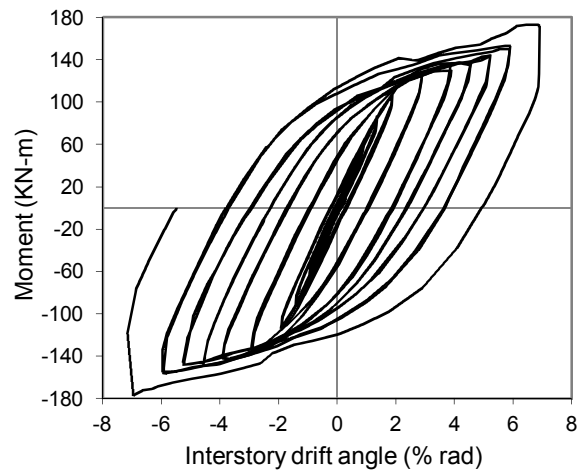
منحنی لنگر وارده به اتصال در مقابل تغییرمکان نسبی طبقه‌ای نمونه‌های DIPAL1 و DIP1 در شکل (۷) نشان داده شده است. در این منحنی‌ها لنگر وارده برابر حاصلضرب نیروی اعمالی در فاصله آن تا اتصال در نظر گرفته شده است. رفتار غیرخطی نمونه‌های DIP1 و DIPAL1 به ترتیب در حدود تغییرمکان نسبی طبقه‌ای ۱/۵٪ و ۲٪ شروع می‌شود. حداکثر لنگر وارده به اتصال نمونه‌های DIPAL1 و DIP1 به ترتیب حدود 140KN-m و 130 KN-m می‌باشد.

منحنی لنگر-تغییرشکل برشی چشمه اتصال برای نمونه DIP1 در شکل (۹) نشان داده شده است. لازم به ذکر است مقادیر لنگر وارده به چشمه اتصال برابر جمع لنگرهای وارده از تیرهای چپ و راست اتصال می باشد. لذا مقادیر لنگر نشان داده شده در این منحنی حدود دو برابر لنگرهای نشان داده شده در شکل (۷) می باشد.



شکل (۹): منحنی لنگر-تغییرشکل برشی چشمه اتصال نمونه DIP1.

شکل (۱۰) تغییرشکل‌های پلاستیک ایجاد شده در نمونه‌ها شامل تسلیم در بال و جان تیرها، تسلیم در چشمه اتصال و نیز شکست‌های ایجاد شده در محل جوش برای نمونه‌های DIP1 و DIPAL1 را نشان می دهد. رفتار غیرخطی این دو نمونه ابتدائاً با تسلیم در بال تیرها شروع شد. بطوریکه در ادامه بال بالا و پائین و قسمتی از جان تیرها کاملاً دچار تسلیم گردید. همانطور که در شکل (۱۰-الف) نشان داده شده است، تسلیم‌های ایجاد شده در تیرها در محدوده‌ای خارج از محل قرارگیری ورق فوقانی و تحتانی اتصال رخ داده است. تسلیم در چشمه اتصال نیز عمدتاً در بخش‌های میانی مطابق آنچه در شکل نشان داده شده است ملاحظه گردید. در شکل (۱۰-ب) شکست‌های ایجاد شده در محل جوش ورق فوقانی به ورق پوششی ستون و جوش ورق پوششی به بال مقاطع IPE ستون مشاهده می گردد. شکست‌های ایجاد شده در محل جوش نمونه‌ها به دلیل تقاضای زیاد کرنش در این نواحی می باشد.



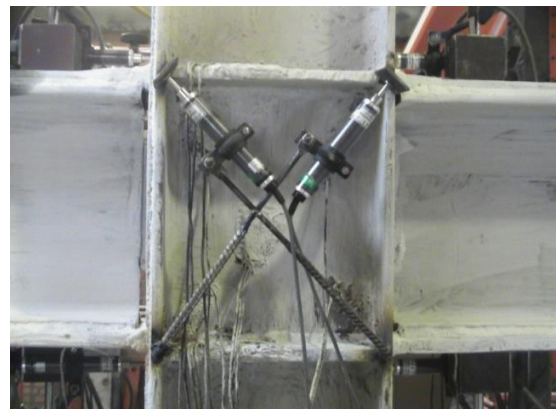
شکل (ب) نمونه DIPAL1

شکل (۷): منحنی لنگر وارده به اتصال در مقابل تغییر مکان نسبی نمونه‌های DIP1 و DIPAL1.

تغییرشکل برشی چشمه اتصال نیز در حین آزمایشات مورد بررسی قرار گرفت. تغییرشکل برشی چشمه اتصال نمونه‌ها با استفاده از ابزاربندی نشان داده شده در شکل (۸) که تغییرشکل‌های قطری چشمه اتصال را اندازه گیری می کنند، از طریق روابط (۱) محاسبه شد [۱۵]. در رابطه (الف) قطر چشمه اتصال پس از تغییرشکل، b و c ابعاد اولیه و  $\delta$  تغییر در طول قطر چشمه اتصال می باشد. تغییرشکل برشی چشمه اتصال،  $\theta$ ، از رابطه (۱-ب) محاسبه می گردد.

$$a = \sqrt{b^2 + c^2} \pm \delta \quad (الف)$$

$$\theta = \cos^{-1} \left( \frac{a}{\sqrt{b^2 + c^2}} \right) \quad (ب)$$



شکل (۸): ابزاربندی جهت اندازه گیری تغییرشکل‌های قطری چشمه اتصال.



در چشمه اتصال و بخش‌هایی از جان تیر به وضوح مشاهده گردید و همچنین اولین مورد از ایجاد ترک در پوشش آهکی در محل جوش‌های نفوذی ورق روسری و زیرسری به ورق پوششی ستون و جوش‌های گوشه ورق پوششی ستون به بال‌های پروفیل ستون و ترک‌های ریز مشاهده گردید. در چرخه‌های ۳۱ و ۳۲ معادل با تغییر مکان نسبی طبقه‌ای ۴/۷ درصد، ریزش پوشش آهکی در محل جوش‌های نفوذی ورق روسری و زیرسری به ورق پوششی ستون همراه با ایجاد ترک‌های ریز در این جوش‌ها توسعه پیدا کرد و همچنین ریزش پوشش آهکی در بال و جان ستون نیز مشاهده گردید. در چرخه‌های ۳۳ و ۳۴ معادل با تغییر مکان نسبی طبقه‌ای ۵/۳ درصد، علاوه بر توسعه ترک‌ها در محل جوش‌های گوشه ورق پوششی ستون به بال‌های پروفیل ستون و ورق ریزش آهک در محل اتصال ورق پوششی ستون و ورق پیوستگی قائم نیز مشاهده گردید. در چرخه‌های ۳۵ و ۳۶ معادل با تغییر مکان نسبی طبقه‌ای ۶ درصد، ترک‌ها در محل جوش‌های گوشه ورق پوششی ستون به بال‌های پروفیل ستون توسعه یافت تا اینکه این جوش‌ها دچار شکست شد و همچنین کماتش موضعی محدودی در بال تیر نیز رخ داد. و نهایتاً در چرخه‌های ۳۷ و ۳۸ معادل با تغییر مکان نسبی طبقه‌ای ۷ درصد، علاوه بر توسعه شکست ایجاد شده در محل جوش‌های گوشه ورق پوششی ستون که باعث جدا شدن این ورق از روی بال‌های پروفیل ستون گردید، کماتش موضعی بیشتری در بال تیر نیز مشاهده شد. رفتار غیرخطی این نمونه در حدود بار جانبی 85 KN شروع شد و حداکثر ظرفیت بار جانبی این نمونه حدود 155 KN ثبت گردید. حداکثر لنگر وارده به اتصال حدود 210 KN-m می‌باشد. همانطور که در شکل (۱۱) مشاهده می‌گردد ظرفیت بار جانبی نمونه با افت مقاومتی محدودی در چرخه‌های آخر همراه بوده که این افت ناشی از شکست‌های ایجاد شده در جوش‌ها و کماتش موضعی در بال تیر بوده است.



الف- تسلیم در تیرها و چشمه اتصال.



ب- شکست در محل جوش ورق فوقانی به ورق پوششی ستون و جوش ورق پوششی به بال مقاطع IPE ستون. شکل (۱۰): تغییر شکل‌های پلاستیک و شکست‌های ایجاد شده در محل جوش نمونه‌های DIP1 و DIPAL1

منحنی بار اعمالی در مقابل تغییر مکان جانبی نمونه DIPAL2 در شکل (۱۱) نشان داده شده است. این نمونه تا تغییر مکان نسبی طبقه‌ای بیش از ۶٪ رادیان بارگذاری گردید و منحنی رفتاری دوکی شکل با افت مقاومتی محدودی در چرخه‌های آخر حاصل شد.

برای نمونه DIPAL2 نیز در چرخه‌های ۲۳ و ۲۴ معادل با تغییر مکان نسبی طبقه‌ای ۱/۵ درصد، اولین مورد از ایجاد ترک در پوشش آهکی بال تیر در ناحیه محتمل مفصل پلاستیک مشاهده گردید. و در چرخه‌های ۲۵ و ۲۶ معادل با تغییر مکان نسبی طبقه‌ای ۲ درصد، ترک‌های بیشتری در پوشش آهکی بال‌های تیر ایجاد گردید. و در ادامه در چرخه‌های ۲۷ و ۲۸ معادل با تغییر مکان نسبی طبقه‌ای ۳ درصد، ترک‌های ایجاد شده در پوشش آهکی بال‌های تیر توسعه یافته و به یکدیگر رسیدند و ریزش پوشش آهکی مشاهده شد و همچنین اولین مورد از ایجاد ترک در پوشش آهکی چشمه اتصال نیز رخ داد. در چرخه‌های ۲۹ و ۳۰ معادل با تغییر مکان نسبی طبقه‌ای ۴ درصد، ریزش پوشش آهکی علاوه بر بال‌های تیر

DIPAL2 در شکل (۱۳) نشان داده شده است. رفتار غیرخطی این نمونه نیز ابتدائاً با تسلیم در بال تیرها شروع شد و در ادامه بال بالا و پائین و قسمتی از جان تیرها کاملاً دچار تسلیم گردید. تسلیم در تیرها و چشمه اتصال در شکل (۱۳-الف) نشان داده شده است. شکست‌های ایجاد شده در محل جوش‌های نمونه، کماتش بال تیر و جدایش ورق پوششی از روی بال مقطع IPE ستون در شکل (۱۳-ب) نشان داده شده است.



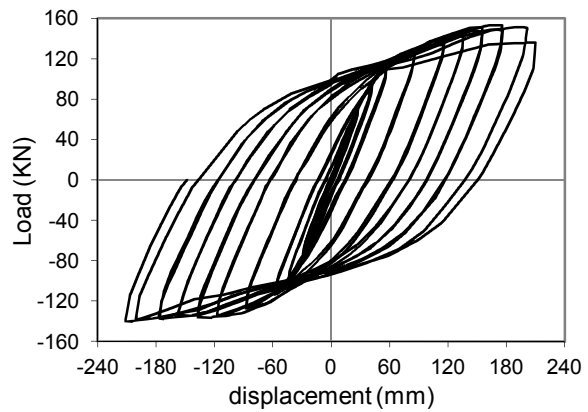
الف- تسلیم در تیرها و چشمه اتصال.



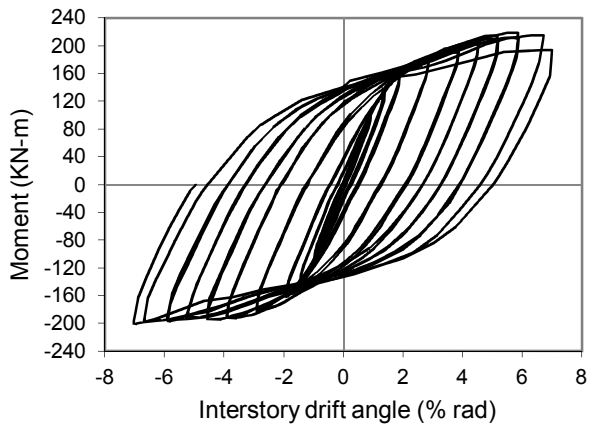
ب- کماتش بال تیر و شکست در محل جوش ورق فوقانی به ورق پوششی و جوش ورق پوششی به بال مقاطع IPE. شکل (۱۳): تغییرشکلهای پلاستیک و شکست‌های ایجاد شده در محل جوش‌های نمونه DIPAL2.

#### ۲-۴- بررسی صلبیت نمونه‌ها

روش‌های متفاوتی برای طبقه‌بندی اتصالات بر اساس میزان صلبیت آنها وجود دارد [۱۶-۱۸]. یکی از آنها روش آیین‌نامه سازه‌های فولادی [AISC 360-05] می‌باشد [۱۸]. در این آیین‌نامه برای تفکیک اتصالات به اتصالات گیردار کامل، نیمه‌گیردار و ساده از مقایسه سختی سکانت،  $K$ ، با سختی خمشی تیر،  $EI/L$ ، استفاده می‌گردد. بر اساس این آیین‌نامه اگر مقدار  $K/(EI/L)$  برای اتصال از عدد ۲۰ بزرگتر باشد، آن



الف) منحنی بار اعمالی - تغییر مکان جانبی

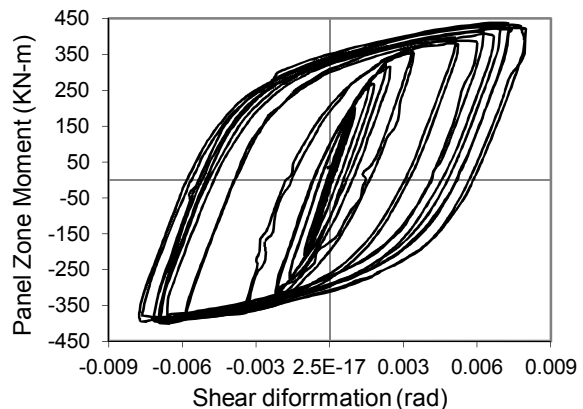


ب) لنگر وارده به اتصال - تغییر مکان نسبی

شکل (۱۱): منحنی بار اعمالی - تغییر مکان جانبی و لنگر

وارده به اتصال - تغییر مکان نسبی نمونه DIPAL2.

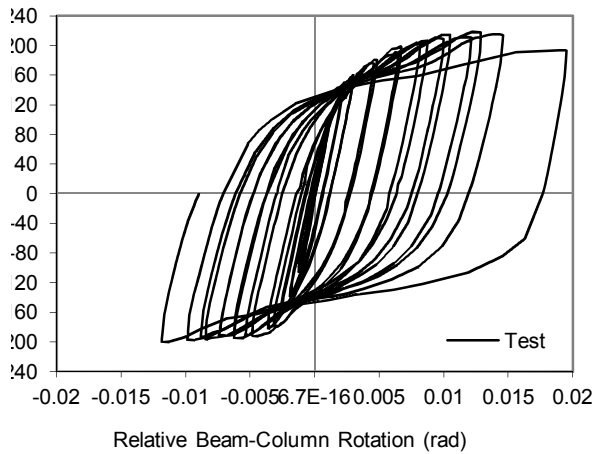
منحنی لنگر-تغییر شکل برشی چشمه اتصال نمونه DIPAL2 در شکل (۱۲) نشان داده شده است.



شکل (۱۲): منحنی لنگر-تغییر شکل برشی چشمه اتصال

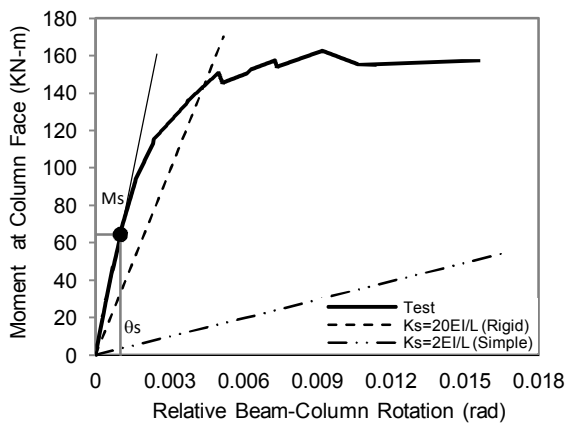
نمونه DIPAL2

تغییرشکل‌های پلاستیک شامل تسلیم در بال و جان تیرها، تسلیم در چشمه اتصال، کماتش بال تیر و شکست‌های ایجاد شده در محل جوش‌های نمونه

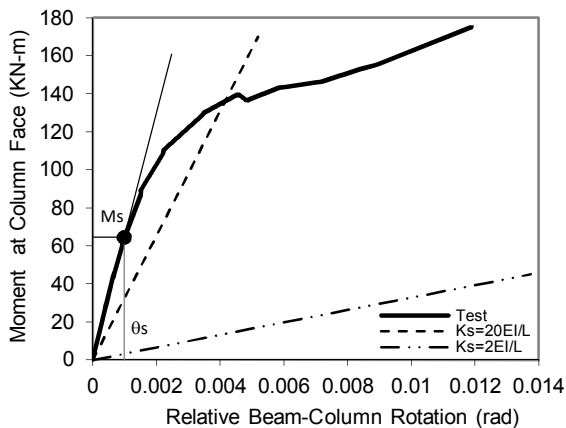


پ- نمونه DIPAL2

شکل (۱۴): منحنی دوران نسبی تیر و ستون در برابر لنگر وارده به اتصال در بر ستون برای نمونه‌های آزمایشی. به منظور بررسی میزان گیرداری نمونه‌های آزمایشی، میانگین مقادیر مثبت و منفی دوران و لنگرهای نشان داده شده در شکل (۱۴) محاسبه شده و نتایج آن در شکل (۱۵) ارائه شده است.

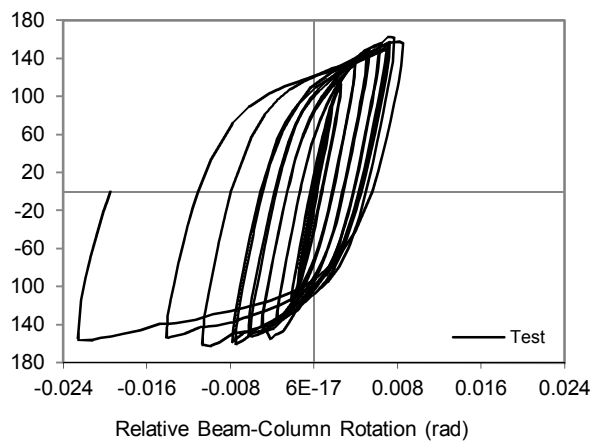


الف- نمونه DIP1

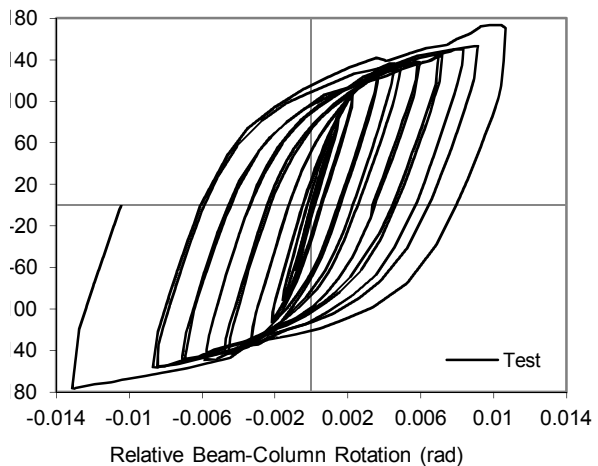


ب- نمونه DIPAL1

اتصال به عنوان اتصال گیردار کامل و چنانچه این عدد از ۲ کمتر باشد، اتصال به عنوان اتصال ساده تلقی می‌شود. اتصالاتی که مقدار  $K/(EI/L)$  در آنها بین این دو عدد قرار گیرد، به عنوان اتصال نیمه‌گیردار محسوب می‌شوند. با استفاده از ابزاربندی استفاده شده در حین آزمایش، میزان دوران نسبی تیر و ستون نسبت به یکدیگر اندازه‌گیری و ثبت شده است. و نتایج آن شامل منحنی دوران نسبی تیر و ستون در برابر لنگر وارده به اتصال در بر ستون برای هر سه نمونه آزمایشی در شکل (۱۴) نشان داده شده است.



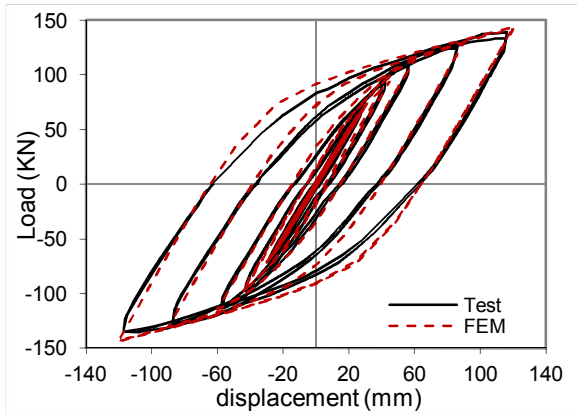
الف- نمونه DIP1



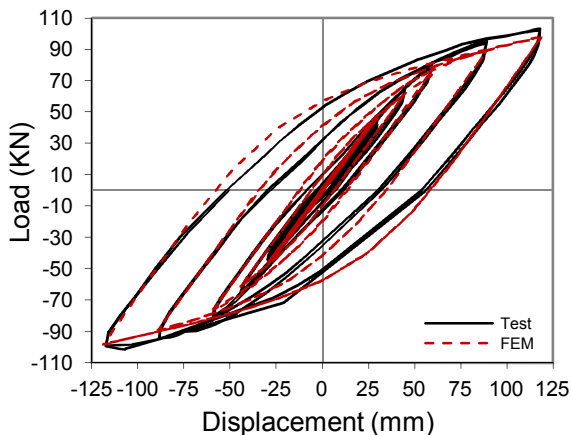
ب- نمونه DIPAL1

ریزتر استفاده شده است. مدل اجزاء محدود اتصال در شکل (۱۶) نشان داده شده است.

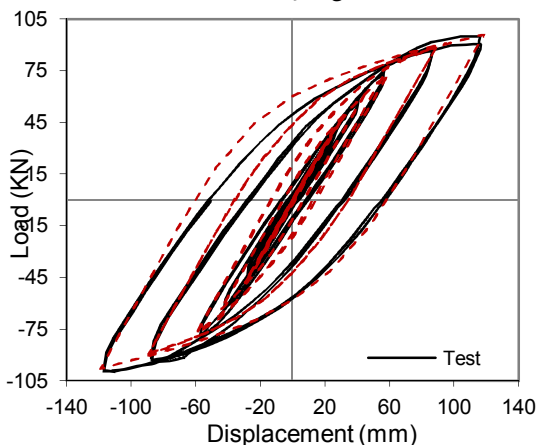
در شکل‌های (۱۷)، (۱۸) و (۱۹) منحنی بار-تغییر مکان جانبی بدست آمده از مدل‌سازی عددی و آزمایش‌ها، مقایسه شده است. همانطور که از مقایسه‌ها مشاهده می‌گردد تطابق قابل قبولی بین نتایج مدل‌سازی عددی و آزمایش نمونه‌ها برقرار است.



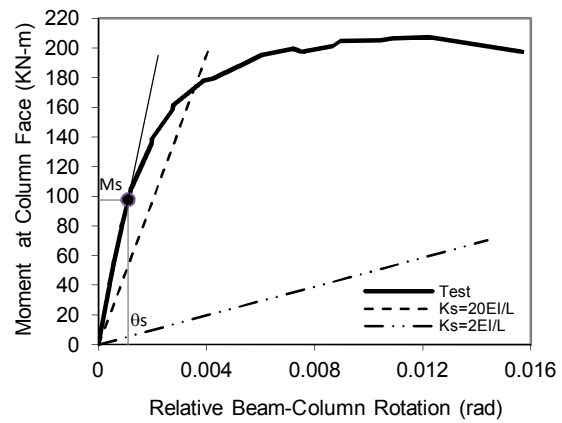
شکل (۱۶): مدل اجزاء محدود اتصال.



شکل (۱۷): مقایسه نتایج مدل‌سازی عددی و آزمایش نمونه DIP1.



شکل (۱۸): مقایسه نتایج مدل‌سازی عددی و آزمایش نمونه DIPAL1.



پ- نمونه DIPAL2

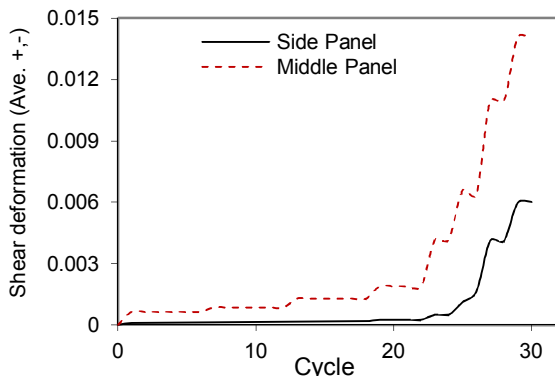
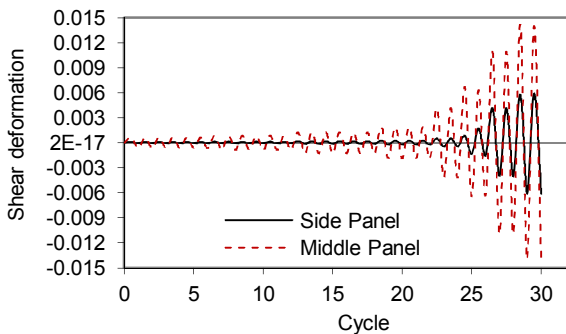
شکل (۱۵): تعیین صلبیت نمونه‌ها.

بر اساس منحنی‌های نشان داده شده در شکل (۱۵)، مقدار  $K/(EI/L)$  برای نمونه‌های DIP1، DIPAL1 و DIPAL2 به ترتیب برابر  $39/37$ ،  $39/76$  و  $36/49$  بدست آمده است. بنابراین تمامی نمونه‌ها در رده اتصالات گیردار کامل قرار می‌گیرند.

### ۳- مدل‌سازی عددی نمونه‌ها و مقایسه با نتایج آزمایش

با توجه به محدودیت‌های موجود برای بررسی کامل رفتار اجزاء اتصال و محدودیت تعداد آزمایشات، جهت مطالعه پارامتریک و بررسی دقیق تر رفتار اجزاء اتصال، مدل عددی اتصال با استفاده از نرم‌افزار تحلیلی اجزاء محدود ABAQUS ایجاد شده است. از المانهای Solid جهت مدل‌سازی اجزاء اتصال شامل تیر، ستون، ورق‌ها و ... و از المانهای Contact جهت مدل‌سازی تماس میان سطوح استفاده شده است [۲۱]. در این تحلیل‌ها رفتار غیرخطی هندسی و همچنین رفتار غیرخطی مصالح فولادی لحاظ شده است. مشخصات مصالح مطابق نتایج حاصل از تست های کششی Coupons در نظر گرفته شده است. رفتار الاستوپلاستیک همراه با سخت‌شوندگی کرنشی ترکیبی (Combined hardening) و معیار تسلیم فون میسز برای فولاد در نظر گرفته شده است. شیب قسمت الاستیک  $E = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$  و شیب قسمت پلاستیک مطابق نتایج آزمایش کشش در نظر گرفته شده است. تغییرات تنش در نواحی نزدیک اتصال بیشتر از سایر نقاط است. در نتیجه برای دستیابی به جواب‌های دقیق‌تر، در محل اتصال و نواحی نزدیک آن از شبکه‌های

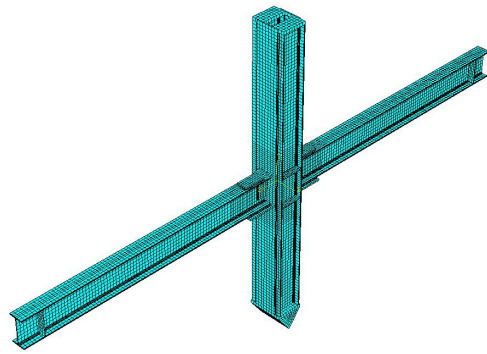
تغییرشکل برشی ناحیه‌های پانلی کناری مطابق ابزاربندی نشان داده شده در شکل (۸) در حین آزمایش‌ها اندازه‌گیری شده است و نتایج آن در شکل‌های (۹) و (۱۲) نشان داده شده است. ولی با توجه به اینکه اندازه‌گیری تغییرشکل برشی ناحیه پانلی میانی در حین آزمایش میسر نمی‌باشد، لذا مقایسه تغییرشکل برشی ناحیه‌های پانلی میانی و کناری با استفاده از مدل عددی صورت می‌گیرد که نتایج آن بعنوان نمونه برای مدل عددی DIP1 در شکل (۲۱) نشان داده شده است. همانطور که از این نمودارها مشاهده می‌گردد، ناحیه پانلی میانی تغییرشکل برشی بیشتری نسبت به ناحیه‌های پانلی کناری تحمل می‌کند.



شکل (۲۱): مقایسه تغییرشکل برشی پانل میانی و کناری

#### نمونه DIP1

همچنین تغییرشکل برشی ناحیه‌های پانلی کناری و میانی در برابر لنگر کل وارده به اتصال تا تغییرمکان نسبی ۰.۴٪ تحت اثر بارگذاری یکنوا برای نمونه DIP1 در شکل (۲۲) مقایسه شده است. منظور از لنگر کل وارده به اتصال در این منحنی، جمع لنگر سمت چپ و راست



شکل (۱۹): مقایسه نتایج مدل‌سازی عددی و

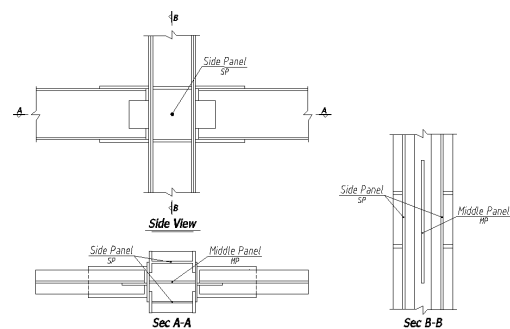
#### آزمایش نمونه DIPAL2

لازم به ذکر است از آنجا که افت‌هایی در منحنی رفتاری نمونه‌ها عمدتاً در چرخه‌های انتهایی و تغییرمکان‌های بزرگتر از ۱۲۰ میلی‌متر (معادل ۴ درصد تغییرمکان نسبی طبقه‌ای) رخ داده است و اینکه در مدل‌سازی عددی قابلیت در نظر گرفتن افت‌ها لحاظ نشده است، لذا آنالیزهای عددی تا حداکثر ۴ درصد تغییرمکان نسبی طبقه‌ای انجام شده و با نتایج آزمایش مقایسه شده است.

#### ۴- بررسی رفتار چشمه اتصال و مقایسه با مدل‌های

#### موجود

جزئیات ارائه شده در شکل (۲۰)، برای بررسی رفتار چشمه اتصال در اتصالات متشکل از ستون‌های با مقاطع جفت پروفیل مؤید آن است که در این اتصالات باید سه ناحیه پانلی مورد توجه قرار گیرد. اولی ناحیه پانلی میانی است که همان ورق پیوستگی قائم می‌باشد، دومی و سومی ناحیه‌های پانلی کناری هستند که همان جان‌های مقاطع دابل پروفیل ستون بوده و مشابه یکدیگر می‌باشند.



شکل (۲۰): چشمه اتصال متشکل از سه ناحیه پانلی.

مؤثر برشی  $A_{eff}$  را به صورت  $(d_c - 2t_{ef})t_{cw}$  در نظر گرفت.  $d$  عمق مقطع،  $t$  ضخامت بال ستون،  $t$  ضخامت جان ستون و زیرنویس‌های 'c'، 'f' و 'w' به ترتیب مربوط به ستون، بال و جان می‌باشند. آنها پیشنهاد می‌کنند که لنگر تسلیم و سختی الاستیک ناحیه پانلی به صورت زیر در نظر گرفته شود:

$$= \frac{(\quad)}{(\quad)} = \frac{(\quad)}{(\quad)} \quad (2-f)$$

$$= \frac{(\quad)}{(\quad)} = \frac{(\quad)}{(\quad)} \quad (2-b)$$

که  $V_y$  نیروی برشی تسلیم ناحیه پانلی،  $\bar{\sigma}_y / G$  و  $\gamma_y$  مدل برشی الاستیک،  $\bar{\sigma}_y$  تنش تسلیم برشی فون میسر جان ستون، بر اساس اندرکنش نیروی محوری و برشی می‌باشند. تنش برشی تسلیم فون میسر،  $\bar{\sigma}$ ، به صورت زیر در نظر گرفته می‌شود:

$$= \frac{(\quad)}{(\quad)} = \frac{(\quad)}{(\quad)} \quad (4)$$

که  $P$  و  $P_y$  به ترتیب نیروی محوری و نیروی تسلیم محوری ستون و  $\sigma_y$  تنش تسلیم جان ستون می‌باشد. برای توصیف کامل رفتار چشمه اتصال یک رابطه دو خطی توسط Fielding و Huang [۱۹] پیشنهاد شده که شامل سختی الاستیک  $K_e$  و سختی پس از الاستیک  $K_1$  می‌باشد.

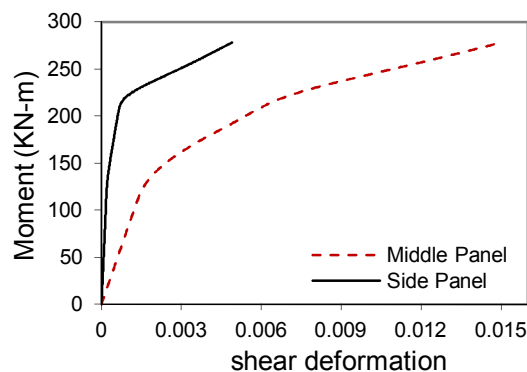
$$= \frac{(\quad)}{(\quad)} \quad (5)$$

که  $t_{ef}$ ،  $b_{ef}$  به ترتیب عرض و ضخامت بال ستون می‌باشند. Krawinkler et al. [۴] و Wang [۲۰] هرکدام روابط سه خطی  $M^{pa} - \gamma$  پیشنهاد کردند که شامل سختی الاستیک  $k_e$  بوده و با دو سختی پس از ناحیه خطی ادامه می‌یابد که با مقادیر  $K_1$  و  $K_2$  مشخص می‌شود. Krawinkler روابط تجربی (آزمایشگاهی) برای سختی پس از الاستیک  $K_1$  و لنگر تسلیم دوم  $M_{sh}^{pa}$  را به صورت زیر پیشنهاد کرد:

$$= \frac{(\quad)}{(\quad)} \quad (6)$$

$$= \frac{(\quad)}{(\quad)} + \frac{(\quad)}{(\quad)} \quad (7)$$

ناحیه پانلی می‌باشد که از تیرهای طرفین وارد اتصال می‌گردد.

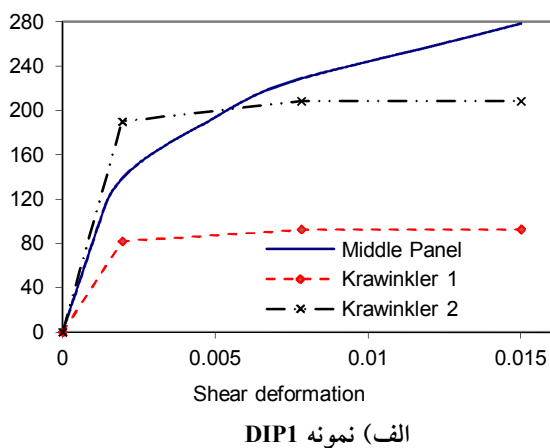


شکل (۲۲): مقایسه تغییرشکل برشی پانل های میانی و کناری نمونه DIP1 تحت اثر بارگذاری یکنوا.

همانطور که از نمودارهای شکل (۲۲) نیز مشاهده می‌گردد، ناحیه پانلی میانی تغییرشکل برشی بیشتری نسبت به ناحیه‌های پانلی کناری تحمل می‌کند. با توجه به مقایسه‌های انجام شده در شکل‌های (۲۱) و (۲۲)، از آنجا که رفتار کلی قاب متأثر از تغییرشکل‌های ناحیه پانلی میانی به دلیل هم صفحه بودن با جان تیر و تحمل تغییرشکل‌های بزرگتر، می‌باشد بنابراین می‌توان ناحیه پانلی میانی را بعنوان ناحیه پانلی مبنا (اصلی) و ناحیه های پانلی کناری را بعنوان کمکی در نظر گرفت.

چندین محقق از جمله Huang و Fielding [۱۹]، Krawinkler [۴]، Wang [۲۰]، Kim [۸] و Engelhardt [۸] روابطی را بین نیروی برشی ناحیه پانلی  $V$  و تغییرشکل چشمه اتصال  $\gamma$  تحت بارگذاری یکنوا ارائه کرده‌اند. از این روابط بعنوان پایه مدل‌های تحلیلی برای توصیف رفتار چشمه اتصال بصورت فنرهای غیرخطی چرخشی استفاده شده است. روابط  $V - \gamma$  ارائه شده توسط Krawinkler بعنوان مبنای محاسبه مقاومت برشی چشمه اتصال در چندین آئین‌نامه ساختمانی [۳ و ۲] نیز پذیرفته شده است. محققین سختی الاستیک المان پانل را با در نظر گرفتن تغییر شکل برشی الاستیک خالص سطح برشی مؤثر ناحیه پانلی محاسبه کرده‌اند. Fielding و Krawinkler سطح برشی مؤثر  $A_{eff}$  را برابر  $(d_c - t_{ef})t_{cw}$  در نظر گرفته‌اند و Wang سطح

قرار گرفتن این پانل‌ها در صفحات موازی اما با فاصله از پانل میانی، منحنی Krawinkler1 یک حد پایین برای رفتار این نوع اتصال می باشد. در شکل (۲۳) Krawinkler2 مربوط به حالتی است که در روابط (۲) برای محاسبه سطح برشی موثر  $A_{eff}$ ، مقدار  $t$  برابر مجموع ضخامت‌های ورق پیوستگی قائم و جان‌های ستون بعنوان ورق مضاعف در نظر گرفته شده است. به عبارت دیگر فرض شده است که جان‌های ستون (پانل های کناری) بعنوان ورق مضاعف بدون فاصله (چسبیده) با ورق پیوستگی قائم بوده و بر رفتار پانل میانی کاملاً موثر (۱۰۰ درصد) می باشند. با توجه به قرار گرفتن پانل‌های کناری مربوط به جان ستون‌های دوبل پروفیل در یک صفحه موازی اما با فاصله از پانل میانی و اینکه در روابط ارائه شده توسط Krawinkler فرض بر این است که ورق مضاعف چسبیده (بدون فاصله) به جان ستون است، منحنی Krawinkler2 یک حد بالا برای رفتار این نوع اتصال در بخش ارتجاعی می باشد. در ناحیه غیر ارتجاعی، به نظر می رسد زمانی که تغییر شکل برشی رشد می کند، ظرفیت لنگر چشمه اتصال حتی از مقدار پیش‌بینی شده توسط Krawinkler2 هم بیشتر است که این موضوع مؤید آن است که سخت شوندگی کرنش در رابطه Krawinkler به صورت محافظه کارانه کم در نظر گرفته شده است.



Wang سختی پس از الاستیک  $K_1$  را به صورت زیر پیشنهاد کرد:

$$= 0.7 \quad (8)$$

Krawinkler و Wang فرض کردند که سخت شوندگی کرنش به ترتیب در  $\gamma_{sh} = 4\gamma_y$  و  $3.5\gamma_y$  شروع می شود. بنابراین سختی قسمت سخت شوندگی کرنش  $K_2$  به صورت زیر پیشنهاد شده است:

$$= \frac{G}{( )} \quad (9)$$

که  $G$  مدول برشی سخت شوندگی کرنش می باشد. Kim و Engelhardt مدلی چهار خطی را ارائه کردند که مقایسه این مدل با نتایج آزمایش، نشان داد اصلاحات پیشنهاد شده در این مدل چهار خطی باعث ایجاد نتایج دقیق تری در مقایسه با نتایج بدست آمده از مدل‌های قبلی خصوصاً در اتصالات با بال‌های ستون نسبتاً ضخیم می گردد [۸].

تمام تحقیقات صورت گرفته قبلی مربوط به اتصالات با جان‌های تیر و ستون هم صفحه می باشد. اما در مطالعه حاضر، قابهای خمشی فولادی متشکل از ستون‌های با مقاطع جفت پروفیل و یک ورق پیوستگی قائم مورد بررسی قرار گرفته است که در اتصالات آنها جان‌های تیر و ستون هم صفحه نمی باشند. در شکل (۲۳) منحنی تغییر شکل برشی ناحیه پانلی میانی در برابر لنگر کل وارده به اتصال تحت اثر بارگذاری یکنوا به همراه روابط ارائه شده توسط Krawinkler نشان داده شده است [۴]. در این شکل Krawinkler1 مربوط به حالتی است که در روابط (۲) برای محاسبه سطح برشی موثر  $A_{eff}$ ، مقدار  $t$  برابر ضخامت ورق پیوستگی قائم در نظر گرفته شده است و ضخامت ورق مضاعف برابر صفر منظور شده است. به عبارت دیگر فرض شده است که جان‌های ستون (پانل‌های کناری) بعنوان ورق مضاعف هیچگونه تأثیری بر رفتار پانل میانی ندارند. با توجه به وجود پانل‌های کناری مربوط به جان ستون‌های جفت پروفیل و

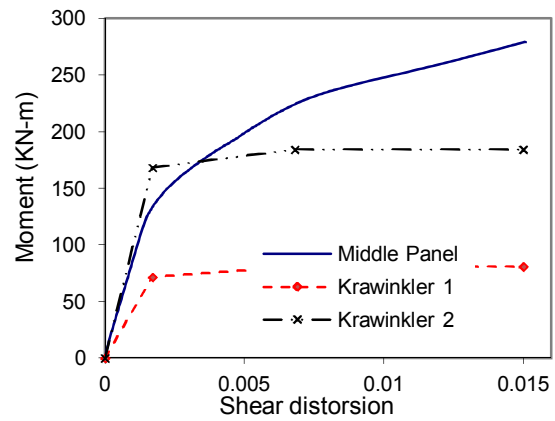


۵- ضوابط طراحی اتصال در مبحث دهم مقررات ملی ساختمان

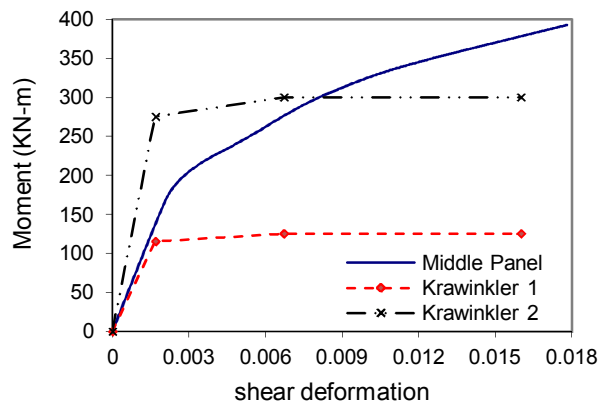
بند ۱۰-۱-۱۱-۲-۲ مبحث دهم مقررات ملی ساختمان، ضوابط طراحی چشمه اتصال را به صورت زیر ارائه می کند [۱]:

"روابط ارائه شده برای تنش موجود و مجاز برشی چشمه اتصال، برای ستون‌های با مقطع H شکل است که در آنها نیروی جانبی لرزه‌ای در راستای صفحه جان وارد می‌گردد. برای ستون‌های با مقطع قوطی شکل، تنش موجود و مجاز برشی با قرار دادن مجموع ضخامت جان‌های ستون و ضخامت ورق‌های تقویت چشمه اتصال، در صورت وجود به جای  $t$  در روابط فوق به دست می‌آید."

همانطور که از متن آئین‌نامه مشخص است، ضوابط ارائه شده در خصوص چشمه اتصال مربوط به اتصالات متشکل از ستون با مقطع H و تیر با مقطع I برای اتصالات با مقاطع قوطی شکل و احیاناً مقاطع دابل پروفیل تعمیم داده شده است. در حالی که در بخش‌های قبلی مقاله نشان داده شد که رفتار چشمه اتصال در اتصالات دارای مقاطع جفت پروفیل با اتصالات متشکل از ستون با مقطع H و تیر با مقطع I متفاوت است و تعمیم روابط ارائه شده برای طراحی و ارزیابی چشمه اتصال در اتصالات متعارف برای چشمه اتصال با مقاطع دابل پروفیل صحیح نمی‌باشد و بایستی در این خصوص مطالعات و بررسی‌های بیشتری صورت پذیرد. همچنین در مبحث دهم مقررات ملی ساختمان ضابطه خاصی برای طراحی ورق پوششی ستون اعم از ضخامت ورق و جوش آن در مقاطع جفت پروفیل وجود ندارد. لذا محاسبه ابعاد و مشخصات ورق پوششی ستون عمدتاً بر اساس سطح مقطع و ممان اینرسی مورد نیاز ستون برای تحمل تلاش‌های وارده بر مقطع ناشی از رفتار کلی قاب صورت می‌گیرد. این در حالی است که در اتصالات با مقاطع جفت پروفیل (شکل ۱)، در محل اتصال ورق‌های روسری و زیرسری تیر مستقیماً به بال های ستون متصل نمی‌شوند بلکه این ورق‌ها به ورق پوششی ستون متصل شده و ورق پوششی ستون بایستی تمامی تنشها و نیروهای وارده را از طریق جوش های



ب) نمونه DIPAL1



ج) نمونه DIPAL2

شکل (۲۳): مقایسه تغییرشکل برشی چشمه اتصال مقاطع دابل پروفیل با روابط Krawinkler.

همانطور که از مطالب ارائه شده در بخش‌های قبل مشخص شد، عواملی مانند وجود سه پانل، هم صفحه نبودن پانل‌های کناری و جان تیر، عدم وجود ورق پیوستگی در بالا و پائین پانل میانی، جزئیات و نحوه اتصال تیر به ستون باعث تفاوت در منحنی رفتاری چشمه اتصال اینگونه اتصالات در مقایسه با روابط ارائه شده توسط سایر محققین می‌گردد. لذا استفاده از روابط موجود رفتار چشمه اتصال در اتصالات متعارف (اتصال متشکل از ستون H و تیر I شکل)، ارایه شده در آئین نامه‌ها، دستورالعمل‌های طراحی و کارهای تحقیقاتی، برای اتصالات با مقاطع جفت پروفیل مناسب نبوده و نمی‌تواند رفتار واقعی چشمه اتصال را در اینگونه اتصالات نشان دهد.



سطح مقطع و ممان اینرسی مورد نیاز ستون پانچگویی نیروها و تنش‌های وارده به این ورق در محل اتصال، نمی‌باشد. لذا بایستی ضوابط طراحی خاصی برای ورق پوششی ستون در اتصالات با مقاطع جفت پروفیل ارائه گردد و یا اینکه با ارائه جزئیات خاصی سعی شود تا حد ممکن ورق‌های روسری و زیر سری مستقیماً به بال‌های ستون متصل شوند تا انتقال نیرو مستقیماً و بدون واسطه از تیر به ستون صورت پذیرد.

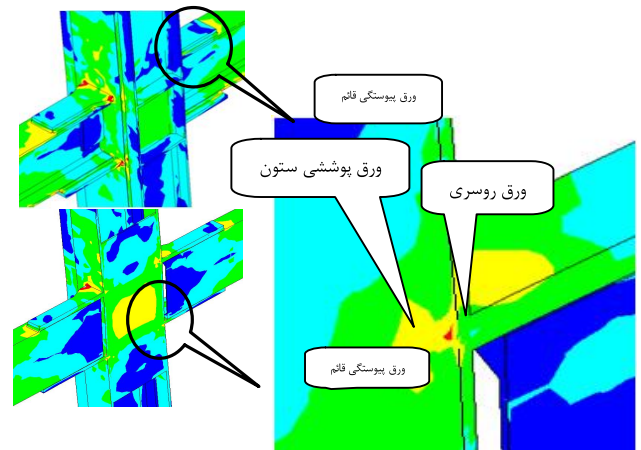
### نتیجه گیری

به منظور تعیین مشخصات رفتاری اتصالات متشکل از ستون‌های با مقطع جفت پروفیل و تیر I شکل، سه آزمایش بارگذاری چرخه‌ای تمام مقیاس برنامه‌ریزی و انجام شد. بر اساس نتایج آزمایش، سختی نمونه‌ها به میزانی است که می‌تواند در رده اتصالات گیردار کامل قرار گیرند. نمونه‌ها تا تغییر مکان نسبی طبقه‌ای بیش از ۶٪ بارگذاری گردید و منحنی‌های رفتاری دوکی شکل با افت مقاومتی محدودی در چرخه‌های آخر حاصل شد. از آنجا که مبحث دهم مقررات ملی ساختمان اتصالات با مقطع جفت پروفیل را بعنوان یک اتصال گیردار برای استفاده در قابهای خمشی با شکل‌پذیری کم و متوسط ارائه می‌کند، و با توجه به اینکه رفتار اینگونه اتصالات تا تغییر مکان نسبی طبقه‌ای بیشتر از ۴٪ مناسب است، فرض شکل‌پذیری متوسط در این اتصالات تأیید می‌شود.

عواملی مانند وجود سه پانل، هم‌صفحه نبودن جان‌های ستون و جان تیر، عدم وجود ورق پیوستگی در بالا و پائین پانل میانی، جزئیات و نحوه اتصال تیر به ستون باعث تفاوت در منحنی رفتاری چشمه اتصال مقاطع جفت پروفیل در مقایسه با روابط ارائه شده توسط سایر محققین و آئین‌نامه‌ها که مربوط به اتصالات تیر I به ستون H است، می‌گردد. لذا استفاده از روابط موجود چشمه اتصال در اتصالات متعارف، برای اتصالات با مقاطع جفت پروفیل مناسب نبوده و نمی‌تواند رفتار واقعی چشمه اتصال را در اینگونه اتصالات ارائه نماید.

گوشه دو لبه ورق به بال‌های ستون منتقل کند. این موضوع، همانطور که در شکل (۲۴) نشان داده شده است، باعث ایجاد خمش موضعی در ورق پوششی ستون و تمرکز تنش زیاد در محل برخورد این ورق به ورق‌های روسری/ زیرسری، ورق پیوستگی قائم و همچنین تمرکز تنش در جوش‌های گوشه دو لبه ورق پوششی ستون می‌گردد. شکل (۲۴) نتایج تحلیل (تنش فون میسز) اجزاء محدود نمونه DIP1 به همراه یک برش از وسط اتصال را نشان می‌دهد که تمرکز تنش در محل برخورد این سه ورق و نیز دو انتهای اتصال ورق‌های روسری و زیرسری به ورق پوششی و همچنین محل اتصال ورق پوششی به ستون به وضوح مشخص می‌باشد.

رفتار ورق پوششی ستون در حین آزمایشات نیز مورد ارزیابی قرار گرفت و همانطور که در شکل‌های (۱۰) و (۱۳) نیز نشان داده شده است، این ورق در محل اتصال تحت خمش ناشی از نیروهای کششی و فشاری ورق‌های روسری و زیرسری تیر دچار تغییر شکل‌هایی گردید و به علت تمرکز تنش زیاد در محل جوش‌های گوشه دو لبه ورق، که رابط بین ورق‌های روسری/ زیرسری با بال‌های ستون می‌باشند، این جوش‌ها در سیکل‌های انتهایی بارگذاری دچار ترک‌های ریز و نهایتاً شکست شدند.



شکل (۲۴): تمرکز تنش ایجاد شده در ورق پوششی ستون

(مدل اجزاء محدود نمونه DIP1)

با توجه به نقش بسیار مهمی که ورق پوششی ستون در رفتار اتصالات با مقاطع جفت پروفیل دارد، به نظر می‌رسد محاسبه ابعاد و مشخصات ورق پوششی بر اساس

ضمناً تغییر شکل‌های بزرگ ورق پیوستگی قائم، تقاضای کرنش در جوش‌های گوشه ورق پوششی به بال دو پروفیل ستون افزایش یافته و باعث تمرکز تنش و شکست این جوش‌ها و جوش‌های نفوذی ورق‌های روسری و زیرسری به ورق پوششی ستون می‌گردد. این مود گسیختگی که باعث عدم شکل‌گیری مفصل پلاستیک کامل همراه با کماتش‌های موضعی در تیرها می‌گردد، رفتار مطلوبی را برای اینگونه اتصالات ارائه نمی‌دهد. لذا ارائه ضوابط خاص برای طراحی ابعاد، ضخامت و جزئیات جوش اتصال ورق پوشش ستون و یا ارائه جزئیات خاصی که انتقال تنش از ضخامت این ورق را حذف نماید، می‌تواند باعث کاهش این تمرکز تنش‌ها و تاخیر در شکست این جوش‌ها و نهایتاً بهبود عملکرد اتصال شود.

#### تشکر و قدردانی

آزمایشات گزارش شده در این مقاله در آزمایشگاه سازه مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن انجام شده است. نویسندگان از مساعدت‌های بیدریغ مسئولان این مرکز در تقبل هزینه‌ها و فراهم آوردن امکانات انجام آزمایش‌ها سپاسگذاری می‌نمایند.

#### مراجع

۱- "مبحث دهم (طرح و اجرای ساختمان‌های فولادی)" دفتر تدوین و ترویج مقررات ملی ساختمان، معاونت امور مسکن و ساختمان، وزارت مسکن و شهرسازی، ۱۳۸۷.

2-AISC341-05 (2005), Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, ANSI/AISC 341-05, American Institute of Steel Construction, Inc., Chicago, IL.

3-Federal Emergency Management Agency, FEMA-350, "Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Building"; June, 2000.

4-Krawinkler H, Bertero VV, Popov EP. Shear behavior of steel frame joints. Journal of the Structural Division, ASCE 1975;101(11): 2317-36.

5- Krawinkler H, Bertero VV, Popov EP. Inelastic behavior of steel beam-to-column

مطالعات حاضر نشان می‌دهد در این اتصالات پانل‌های کناری چشمه اتصال یعنی جان مقاطع ستون نمی‌تواند به طور ۱۰۰٪ در افزایش سختی و مقاومت پانل میانی یعنی ورق پیوستگی قائم مشارکت نماید. لذا بایستی در خصوص رفتار چشمه اتصال در مقاطع ورقی و ترکیبی مانند مقاطع جفت پروفیل، مقاطع قوطی شکل و ... که استفاده از این مقاطع در ایران رایج و معمول می‌باشد، مطالعات بیشتر و جامع‌تری صورت پذیرد. و ضوابط مبحث دهم مقررات ملی ساختمان در این زمینه تکمیل گردد.

ضمناً بررسی‌های آزمایشگاهی و تحلیلی صورت گرفته، نشان‌دهنده نقش بسیار مهم ورق پوششی ستون در رفتار اتصالات با مقاطع جفت پروفیل می‌باشد. با توجه به تمرکز تنش و خمش‌های ایجاد شده در ورق پوششی ستون، محاسبه ابعاد و مشخصات این ورق بر اساس سطح مقطع و ممان اینرسی مورد نیاز ستون، پاسخگوی نیروها و تنش‌های وارده، علی‌الخصوص در محدوده اتصال، نمی‌باشد. از آنجا که در مبحث دهم مقررات ملی ساختمان ضابطه خاصی برای طراحی ورق پوششی ستون در محل اتصال وجود ندارد، باید در این خصوص بررسی‌های بیشتری به منظور تدوین ضوابط طراحی متناسب با نقش این ورق در اتصالات با مقاطع جفت پروفیل صورت پذیرد. برای شناخت بیشتر رفتار ورق پوششی ستون می‌توان علاوه بر بررسی‌های آزمایشگاهی از مطالعات عددی و استفاده از مدل‌سازی‌های سازه‌ای ساده شده به منظور مطالعه پارامتریک ضخامت، ابعاد و نحوه اتصال این ورق به بال‌های ستون بهره جست.

تحقیق حاضر نشان می‌دهد عملکرد اتصالات مورد مطالعه بدلیل عدم اتصال مستقیم تیر به ستون و بواسطه اتصال تیر به قطعه I شکل میانی (متشکل از ورق‌های پوششی و ورق پیوستگی قائم) و مشارکت کمتر دو پروفیل ستون، متاثر از رفتار قطعه I شکل میانی می‌باشد. بر اساس مشاهدات آزمایشگاهی بدلیل تقاطع سه ورق اتصال بال، ورق پوششی ستون و ورق پیوستگی قائم و



- 18- AISC 360-05 (2005), Specification for Structural Steel Buildings, ANSI/AISC 360-05, March 9, American Institute of Steel Construction, Inc., Chicago, IL
- 19- Fielding DJ, Huang JS. Shear in steel beam-to-column connections. *Welding J.* 1971;50(7):313s–26 (research supplement).
- 20- Wang SJ. Seismic response of steel building frames with inelastic joint deformation. PhD thesis, Department of Civil Engineering, Lehigh University, Bethlehem, PA; 1988.
- 21- ABAQUS/CAE, Version 6.6-3, User's manual, theory, 2003.
- subassemblages. Report No. EERC 71/07, University of California, Berkeley, CA; 1971.
- 6- Krawinkler H, Mohasseb S. Effect of Panel Zone Deformations on Seismic Response. *Journal of Constructional Steel Research* 8 (1987) 233-250.
- 7-Castro JM, Elghazouli AY, Izzuddin BA. Modelling of the panel zone in steel and composite moment frames. *Engineering Structures* 27 (2005) 129–144.
- 8- Kim KD, Engelhardt MD. Monotonic and cyclic loading models for panel zones in steel moment frames. *Journal of Constructional Steel Research* 58 (2002) 605–635.
- 9- Mulas MG. A structural model for panel zones in non linear seismic analysis of steel moment-resisting frames. *Engineering Structures* 26 (2004) 363–380.
- 10- Lui EM. Effects of connection flexibility and panel zone deformation on the behavior of panel steel frames. PhD thesis, Department of Civil Engineering, Purdue University, West Lafayette, IN; 1985.
- 11- Lui EM, Chen WF. Frame analysis with panel zone deformation. *International Journal of Solid and Structures* 1986;22(12): 1599–1627.
- 12- Slutter RG. Tests of panel zone behavior in beam–column connections. Report no. 403.1, Fritz Engineering Lab., Lehigh University, Bethlehem, PA; 1981.
- 13- Wang SJ. Seismic response of steel building frames with inelastic joint deformation. PhD thesis, Department of Civil Engineering, Lehigh University, Bethlehem, PA; 1988.
- 14- Tsai KC, Popov EP. Steel beam–column joints in seismic moment resisting frames. Report no. EERC 88/19, University of California, Berkeley, CA; 1988.
- 15-Cheol Min Yang, Young Moon Kim. Cyclic behavior of bolted and welded beam-to-column joints. *International Journal of Mechanical Sciences*, 49 (2007) 635–649.
- 16- C. Batho and H. C. Rowan- “Investigations of Beam and stanchion Connections”- 2<sup>nd</sup> Report, Steel Structures Research Committee, Dept. of Scientific and Industrial Research of Great Britain, His Majesty's Stationery Office, London, 1934.
- 17- B. Sourochinkoff- “Wind Stresses in Semi-Rigid Connection of Steel Frame Work”- ASCE, Vol. 115, 1950, pp. 382-402.