

# رفتار اتصالات نوین در قاب های بتن مسلح تحت بار لرزه ای

استاد راهنما:

دکتر عباسعلی تسنیمی

دانشجو:

مرتضی فلاح زیارانی

صفحه	عنوان
۴	پیشگفتار .....
۵	مقدمه .....
۶	فصل اول: کلیاتی در مورد اتصالات .....
۶	۱-۱ - انتظارات از یک اتصال .....
۷	۱-۲ - شکل پذیری قابهای بتنی مقاوم در برابر زلزله .....
۸	۱-۲-۱ - عوامل مؤثر در شکل پذیری اعضا قابها .....
۱۰	۱-۳ - مکانیزم های شکست اتصال .....
۱۰	۱-۳-۱ - مکانیزم برش تیر .....
۱۱	۱-۳-۲ - مکانیزم خریای ۴۵ درجه .....
۱۲	۱-۳-۳ - مکانیزم استرات فشاری .....
۱۲	۱-۴ - رفتار اتصالات در بارهای متناوب ناشی از زلزله .....
۱۳	۱-۵ - اثر $P-\Delta$ و تغییرات نیروی محوری بر عملکرد اتصالات تیر-ستون .....
۱۳	۱-۶ - مروری کوتاه بر اصول طراحی اتصالات در آیین نامه بتن ایران (آبا) .....
۱۴	۱-۶-۱ - نیروی برشی اتصال .....
۱۵	۱-۶-۲ - مقاومت برشی .....
۱۷	فصل دوم: مدل تحلیلی جدید برای اتصالات .....
۱۷	۲-۱ - ضعف های موجود در آیین های فعلی .....
۱۹	۲-۲ - عوامل مؤثر در توسعه یک مدل جدید برای رفتار اتصالات تیر ستون بتن مسلح .....
۱۹	۲-۳ - مروری بر مفاهیم طراحی .....
۲۰	۲-۴ - برش مستعار در اتصال .....
۲۰	۲-۵ - آزمایشی برای مدل جدید رفتاری اتصال داخلی تیر ستون بتن مسلح .....
۲۱	۲-۵-۱ - برنامه آزمایش .....
۲۱	۲-۵-۲ - برش طبقه (برش ستون) .....
۲۳	۲-۵-۳ - تنش در آرماتورهای خمشی تیر در وجه ستون .....
۲۴	۲-۵-۴ - برش اتصال .....
۲۵	۲-۵-۵ - تنش برش اتصال .....
۲۶	۲-۵-۶ - جابجایی محل برآیند تنش ها .....
۲۷	۲-۵-۷ - تغییر تنش در آرماتورهای فشاری .....
۲۸	۲-۵-۸ - مولفه های تغییر شکل اتصال .....
۲۹	۲-۶ - ناگفته های مدل جدید برای شکست برش اتصال .....
۲۹	۲-۶-۱ - مدل رفتاری برای شکست برشی اتصال .....
۳۰	۲-۶-۲ - تحلیل سیستم مقاوم در برابر خمش در اتصال تیر - ستون .....

- ۳ - ۲ - ۶ - ۲ - فرضیات و نکات خاص در تحلیل ..... ۳۲
- ۴ - ۲ - ۶ - ۲ - تعادل نیروهای موثر بر قطعات ..... ۳۳
- ۵ - ۲ - ۶ - ۲ - حل عددی ..... ۳۳
- ۶ - ۲ - ۶ - ۲ - رفتار کلی مدل جدید ..... ۳۴
- ۷ - ۲ - ۶ - ۲ - مقایسه نتایج حاصل از تحلیل با نتایج حاصل از آزمایش ..... ۳۵
- فصل سوم: اثر اندرکنش بین برش اتصال و نیروی چسبندگی در اتصالات بر مقاومت و مودهای شکست.. ۳۱
- ۱ - ۳ - اثرات چسبندگی ..... ۳۷
- ۲ - ۳ - دو مود تغییر شکل جدید در اتصالات تیر به ستون ..... ۳۷
- ۳ - ۳ - پیش بینی مود تغییر شکل بر پایه مقاومت ..... ۳۸
- ۴ - ۳ - مقاومت خمشی در مودهای  $B$  و  $J$  ..... ۳۸
- ۵ - ۳ - ساختار کلی اتصال تیر - ستون ..... ۳۹
- ۶ - ۳ - مقاومت در مود تغییر شکل  $B$  ..... ۴۰
- ۱ - ۳ - ۶ - فرضیات و علائم در تحلیل ..... ۴۰
- ۲ - ۳ - ۶ - یک مثال از حل عددی ..... ۴۰
- ۷ - ۳ - مقاومت مود تغییر شکل  $J$  ..... ۴۱
- ۱ - ۳ - ۷ - فرضیات و علائم در آنالیز ..... ۴۲
- ۲ - ۳ - ۷ - تعادل نیروهای عمل کننده بر قطعات ..... ۴۲
- ۳ - ۳ - ۷ - یک مثال عددی از حل ..... ۴۳
- ۸ - ۳ - تفاوت مقاومت در مورد  $B$  و  $J$  ..... ۴۳
- ۹ - ۳ - کاربرد مدل جدید برای پیش بینی مود شکست ..... ۴۴
- ۱۰ - ۳ - نقصی در اتصالات تیر ستون طرح شده بر مبنای آیین نامه‌های فعلی ..... ۴۶
- ۱۱ - ۳ - نتایج حاصل شده از آزمایش و بسط مدل جدید رفتار برای اتصالات ..... ۴۶
- فصل چهارم: اثر نیروی پیش تنیدگی روی مقاومت و مود شکست اتصالات تیر - ستون بیرونی  
۴۸.....
- ۱ - ۴ - نکات عمده آزمایش ..... ۴۸
- ۱ - ۴ - ۱ - خواص نمونه‌ها ..... ۴۸
- ۲ - ۴ - ۱ - تفاوت نمونه‌ها با یکدیگر ..... ۴۹
- ۲ - ۴ - بارگذاری ..... ۵۱
- ۳ - ۴ - نتایج آزمایش ..... ۵۲
- ۱ - ۴ - ۳ - گسترش تخریب ..... ۵۲
- ۲ - ۴ - ۳ - نتایج مشاهده شده ..... ۵۲
- ۴ - ۴ - بحث روی نتایج آزمایش ..... ۵۴
- ۱ - ۴ - ۴ - رابطه بین برش طبقه و جابجایی نسبی ..... ۵۴

۵۴.....	۲-۴-۴ - نیروی برشی اتصال
۵۶.....	۳-۴-۴ - توزیع تنش کششی آرماتورهای طولی ستون
۵۶.....	۴-۴-۴ - توزیع تنش چسبندگی در میلگردهای طولی ستون
۵۸.....	۵-۴-۴ - وضعیت تنش در اتصال
۵۸.....	۵-۴ - تفسیر نهایی
۶۰.....	فصل پنجم: راهکارهای عملی ارائه شده برای اجرای اتصالات تیر- ستون بتن مسلح
۶۰.....	۱-۵ - اتصالات تیر- ستون های پیش ساخته
۶۲.....	۱-۱-۵ - اتصال با استفاده از صفحات فولادی خمشی و برشی
۶۲.....	۲-۱-۵ - اتصال با استفاده از آرماتورهای پیش تنیده و آرماتورهای نرم
۶۴.....	۲-۵ - اتصالات خارجی متشکل از تیر فولادی و ستون بتن مسلح
۶۵.....	۱-۲-۵ - مشخصات نمونه های آزمایش شده
۶۷.....	۲-۲-۵ - مشخصات مواد
۶۷.....	۳-۲-۵ - نتایج مشاهده شده آزمایش
۷۱.....	۴-۲-۵ - نتیجه گیری
۷۳.....	منابع و مأخذ

## پیشگفتار

با توجه به خسارات و تلفات ناشی از زلزله در کشورهای زلزله خیز و با توجه به نتایج آزمایشات انجام شده و بررسی و مطالعه ساختمان های خسارت دیده از بارهای متناوب زلزله، مشاهده می‌گردد که اتصالات، ضعیف ترین و آسیب پذیر ترین قسمت سازه های بتنی در مقابل بار های ناشی از زلزله هستند. بنابراین لازم است بررسی های بیشتری در مورد اتصالات سازه های بتنی صورت گیرد. این موضوع در کشورهای زلزله خیز از جمله ایران اهمیت بیشتری پیدا می‌کند.

زلزله یک واقعیت زندگی در ایران است، مردم باید زندگی با زلزله را بیاموزند. زلزله یک پدیده طبیعی است، طراحان بایستی با سلاحی مجهزتر برای مقابله با این پدیده طبیعی برخیزند.

اتصالات در مقاومت ساختمان های بتنی در برابر بارهای متناوب زلزله نقش بسیار مهمی بازی می‌کنند و لازم است بهای بیشتری به اتصالات داده شود و طراحان متعهد در طراحی ساختمانها توجه خاصی به این مسئله مبذول دارند.

در این تحقیق سعی شده رفتار اتصالات و نیازهای لازم جهت مقابله با زلزله در اتصالات به زبانی نو و ساده به اختصار بررسی شود. امید است این تحقیق بتواند قدمی راهگشا باشد تا در آینده بتوانیم قربانیان ناشی از زلزله را به حداقل ممکن برسانیم.

## مقدمه

این نوشتار، جمع آوری نتایج آخرین تحقیقات و آزمایشات انجام شده در رابطه با اتصالات تیر-ستون بتن مسلح را هدف قرار داده است. سعی بر آن شده تمام مطالب گردآوری شده، مستدل و مستند به نتایج آزمایشات انجام گرفته باشد. از آنجا که دامنه مطالب، گسترده و بعضاً در زمینه های مختلف و جدا از هم می باشد، به جای اینکه در انتهای تحقیق، به یک نتیجه گیری کلی و طولانی بپردازیم، جهت پیشگیری از سر در گمی خواننده، در انتهای هر قسمت، نتیجه گیری های مربوط به آن قسمت و احياناً توصیه ها و پیشنهادات لازم را آورده و از تکرار آنها در پایان تحقیق خودداری نموده ایم.

این نوشتار با بیان انتظاراتی که از یک اتصال به هنگام وقوع زلزله وجود داشته آغاز و سپس به مروری بسیار کوتاه بر مفاهیم بنیادینی چون شکل پذیری و مکانیزم های شکستی که تا امروز مطرح شده اند، می پردازد. در ادامه به منظور یادآوری و مقایسه نتایج آزمایشات، فلسفه طراحی اتصالات در آیین نامه بتن ایران (آبا) بطور مختصر تشریح شده و ضعف های آن برشمرده می شود. هر چند تدوین کنندگان آیین نامه بتن ایران، کاملاً به ضعف های این آیین نامه آگاهند اما کمبود اطلاعات و تحقیقات آزمایشگاهی و تئوری تا به امروز مجال بهبود روابط این آیین نامه را بوجود نیاورده است.

قسمت بعدی نوشتار به تشریح یک مدل تحلیلی جدید می پردازد تا شاید به کمک آن بتوان درک بهتری از رفتار اتصالات تحت بار لرزه ای بدست آورد. این قسمت نه به روش های اجراء که به تحلیل اتصالات با روشی جدید اختصاص یافته است و هدف آن داخل کردن عوامل متعدد تاثیر گذار بر رفتار اتصالات در روابط تحلیل اتصال می باشد. تاثیرات نیروهای پیش تنیدگی، پس کشیدگی، نیروی محوری متغیر و اثر  $P-\Delta$  از جمله مواردی بود که در تحقیقات تئوری و عملی بسیاری به آنها اشاره شده بود و این موضوع سبب شد که به این موضوعات همچون برخی موضوعات دیگر به دیده اغماض نگریسته نشود و مختصری در مورد آنها در این نوشتار بحث شود. البته وجود آزمایشات جدید در این رابطه مزید بر علت شد. در قسمت واپسین نیز به برخی راهکارهای عملی و آزمایش شده، که تا حدودی برای جامعه مهندسی کشور ناشناخته است، اشاره گردیده تا شاید این مجموعه در هر دو زمینه تحلیل و اجراء دارای مطالبی نو باشد.

اینجانب با انجام این تحقیق با دنیای وسیع اتصالات آشنا شده و امیدوارم در آینده، از نادانسته های بیشمارم در این زمینه کاسته شود. در پایان بر خود لازم می دانم از زحمات و راهنمایی های استاد گرامی جناب آقای دکتر تسنیمی که هم در امر گردآوری مطالب و هم در امر تجزیه و تحلیل آنها، یاور و هادی اینجانب بودند، قدردانی نموده و از درگاه ایزد منان برای ایشان آرزوی توفیق روزافزون نمایم.

## فصل اول

### کلیاتی در مورد اتصالات

#### ۱-۱ - انتظارات از یک اتصال

در طراحی سازه های بتن آرمه با اتصالات صلب، فرض بر گیرداری کامل اعضا در محل اتصالات است. اینگونه اتصالات وظیفه انتقال کامل تمامی لنگرهای خمشی، پیچشی و نیروهای محوری و برشی بین اعضا متصل بهم را عهده دارند. بوجود آمدن تغییر شکلهای جزئی در محل اتصال باعث می شود که این وظیفه بطور کامل انجام نگردد. اتصال تیر - ستون در بین انواع اتصالات دیگر در قابهای بتن مسلح حائز اهمیت خاصی است. چونکه ابعاد اتصال بسیار کوچک است در حالیکه لنگرهای منفی ماکزیمم و نیروهای برشی ماکزیمم در همین محل اتفاق می افتند و لذا تراکم آرماتور گذاری فوق العاده زیاد می شود. در اتصالات کناری تیر - ستون به این دلیل که آرماتورهای تیر باید در این ناحیه مهار و قطع گردند، بر خلاف اتصالات تیر - ستونهای میانی که در آنها آرماتورهای تیر را می توان بطور ممتد از داخل اتصال عبور داد، با مسئله ای حادثر مواجه می شویم. در سازه های بتن مسلح پیش ساخته بدلیل اینکه آرماتورهای ستون در ناحیه اتصال قطع می گردند مشکل دیگری نیز بر مشکلات فوق الذکر اضافه می گردد.

بطور خلاصه مشکل عمده ای که اتصال تیر به ستون را از سایر اتصالات (دیوار به سقف، ستون به دال و غیره) متمایز می کند، اینست که ناحیه تقاطع تیر به ستون کوچک است و تعبیه حجم زیاد آرماتور مشکل.

مشاهدات پس از وقوع زلزله های واقعی و نیز نتایج آزمایشات مبین این نکته بوده اند که خرابی های سازه ای بیشتر در ناحیه اتصالات مشاهده شده است، حال آنکه گسیختگی سایر المانهای سازه ای کمتر اتفاق افتاده است.

در سازه های بتنی مسلح پیش ساخته، بر خلاف سازه های بتنی مسلح معمولی، گاهی اتصالات مفصلی طرح و اجرا می گردند. در آنالیز سازه های یکپارچه، اغلب فرض بر این است که اتصال به اندازه کافی جهت انتقال ممانها و برشهای بوجود آمده در اثر بارهای اعمالی به سازه، مقاوم و قوی هست و لذا اعضای متصل به یکدیگر در ناحیه اتصال چرخش یکسانی دارند.

با توجه به اصل سنت و نان توزیع تنشها در محل اتصال ممکن است به کلی متفاوت از توزیع تنش در اعضای متصل بهم باشد اغلب در طراحی اتصال تیر به ستون، پیشنهاد می شود که یک سیستم نیرویی ساده (معادل بارهای اعمالی) را به جای نیروهای واقعی در بلوک اتصال در نظر بگیرند.

در ناحیه اتصال تیر ستون - بدلیل کوچک بودن فضای قابل دسترسی - اجرای آرماتورگذاری و نیز جا دادن بتن خالی از اشکال نیست تنشهای کششی ماکزیمم در اثر بارهای متناوب در طول قطرهای اتصال بوجود می آیند و لذا ترک خوردگی در طول این قطرها بوجود می آیند. از نظر سازه ای بهترین

وضعیت خاموت گذاری عمود بر مسیر ترک، یعنی باز هم در طول اقطار اتصال است ولی مشکلات اجرایی و تغییر در جهت نیرو مانع از انجام این کار می‌شود. در طراحی یک اتصال صلب باید نکات ذیل را مد نظر قرار داد :

۱- اتصالات باید به گونه ای طراحی شوند که بتوانند حداقل همان لنگرها و نیروهایی را که اعضای مجاور اتصال تحمل می‌کنند، متحمل گردند یعنی بتوان از حداکثر ظرفیت اعضا استفاده کرد.

۲- برای اتصالاتی که معیار اول را ارضاء نمایند، انعطاف پذیری، اتصال باید به گونه ای باشد که از گسیختگی ترد جلوگیری شود.

۳- حین وقوع زلزله، استهلاک انرژی قابل ملاحظه مشاهده گردد.

۴- عرض ترک تحت اثر بارهای سرویس محدود و در حد قابل قبول باشد.

۵- از نقطه نظر آرماتورگذاری سهولتهای اجرایی ملحوظ گردد. این یکی از مهمترین دلایلی است که آرایشهای مختلفی از نظر آرماتورگذاری برای اتصالات پیشنهاد می‌شوند.

۶- تغییر مکان اتصال نباید موجب افزایش چشمگیر تغییر مکان سازه گردد.

۷- اگر زلزله متوسطی به سازه اعمال شد، اتصالها باید رفتارشان در محدوده ارتجاعی باشد.

۸- پس از تشکیل مفصل پلاستیک در محل اتصال، اتصال قادر باشد چرخشهای قابل ملاحظه ای را بدون کاهش در لنگر پلاستیک متحمل شود. بعبارت دیگر اتصال به اندازه کافی نرم باشد.

در سازه های نامعین استاتیکی پس از شکست اتصال ، لزوما سازه فرو نخواهد ریخت و در صورتی که اتصال بتواند رفتاری نرم داشته باشد پس از تشکیل مفصل پلاستیکی از درجات نامعینی سیستم کم شده و یک باز توزیع ممان در اعضای مجاور به اتصال صورت خواهد گرفت که باعث خواهد شد که سازه بتواند بارهای بیشتری را تحمل کند. در حالیکه در سیستمهای استاتیکی معین، با تشکیل اولین مفصل پلاستیکی سیستم فرو خواهد ریخت. در سازه های معین، مقاومت اتصال به منظور ایجاد یکپارچگی بین اعضا یک عامل بسیار بحرانی است و در صورتیکه مقاومت اتصال کمتر از مقاومت اعضای متصل به یکدیگر باشد سیستم قبل از اینکه بتواند نیروهای طراحی را تحمل کند فرو خواهد ریخت.

اگر بتوان مفصل پلاستیکی را به بیرون از ناحیه اتصال هدایت نمود در اینصورت عملکرد سیستم بهتر خواهد شد. مخصوصا در قابهای بتن آرمه مطلوب اینست که مفصل پلاستیکی به خارج از ناحیه اتصال تیر به ستون و به درون تیر هدایت گردد. این موضوع باعث می‌شود که حین وقوع زلزله از تشکیل طبقه نرم جلوگیری شود. و فلسفه تیر ضعیف - ستون قوی نیز رعایت گردد. روشهایی برای این منظور وجود دارد که در فصول بعدی این تحقیق به آنها اشاره ای خواهد شد.



در یک سازه بتن آرمه ممکن است انواع گوناگونی از اتصالات وجود داشته باشند. اتصالات ممکن است ۴ و یا ۳ بعدی باشند. ممکن است زوایای اعضای متصل بهم حاده، قائمه و یا منفجره باشند. در قابهای شیبدار زوایای تیر و ستون غیر قائمه است. در قابهای بتن مسلح مسطح از نظر تعداد اعضای متصل بهم می توان اتصالات را به انواع دو عضوی یا گوشه، اتصالات سه عضوی یا خارجی و اتصالات چهار عضوی یا میانی تقسیم نمود.

در این تحقیق برخی از انواع این اتصالات، با عنایت به تحقیقات انجام شده در سایر نقاط دنیا مورد بررسی قرار خواهند گرفت.

## ۲-۱- شکل پذیری قابهای بتنی مقاوم در برابر زلزله

در ساختمان های بتنی برای اینکه اعضا بتوانند بارهای متناوب ناشی از زلزله را در چندین سیکل متوالی تحمل نمایند، آنها را بصورتی طراحی می کنند که رفتار اعضا از حد ارتجاعی فراتر رود و تغییر شکلهایی در اعضا بوجود آید، و اگر اعضا و اتصالات بتوانند در برابر این تغییر شکل ها مقاومت کنند، در این صورت خود قاب بعنوان میراکننده بارهای متناوب عمل نموده و مقدار زیادی انرژی زلزله را جذب خواهد کرد. شکل پذیری قابهای بتن مسلح بصورت نسبت تغییر مکان نهایی انتهای قاب به تغییر مکان نظیر حد تسلیم انتهای قاب تعریف می شود. (بصورت فرمول A-1)

$$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \quad (A-1)$$

در اغلب موارد شکل پذیری مقاطع بتن مسلح را با انحنای بیان می کنند. در این صورت فاکتور شکل پذیری نسبت انحناء در بار نهایی حالت پلاستیک به انحناء در اولین تسلیم تعریف می شود. (بصورت فرمول A-2)

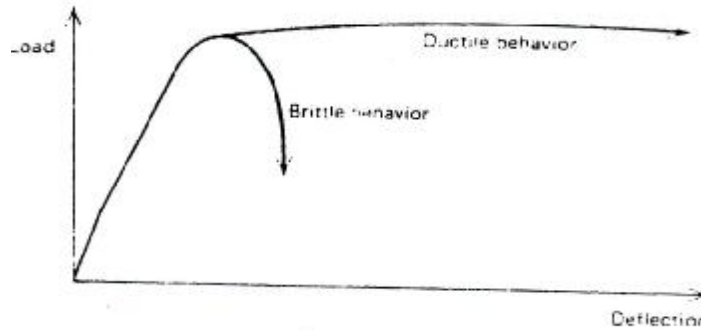
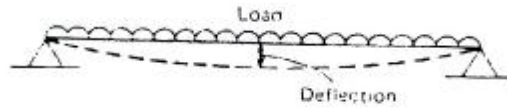
$$\mu = \frac{\phi_u}{\phi_y} \quad (A-2)$$

## ۱-۲-۱ عوامل موثر در شکل پذیری اعضا قابها :

رفتار و منحنی تغییرات بار - تغییر شکل اعضای خمشی برای اعضای شکننده و اعضای شکل پذیر در شکل A-1 نشان داده شده است.

یک عضو شکننده در بار نهایی بدون تغییر شکل زیاد منهدم می گردد. در حالیکه در یک عضو شکل پذیر بعد از تسلیم، تغییر مکان، افزایش یافته و بعد از ایجاد تغییر مکان نسبتا زیاد انهدام صورت می گیرد.

عوامل موثر در شکل پذیری یک عضو بتنی را بصورت زیر می توان خلاصه نمود :



شکل 4-1 - رفتار بار - تغییر مکان در یک عضو خمشی

#### الف - مقدار فولاد عضو تحت خمش

در یک عضو بتنی با فرض خطی بودن کرنش در ارتفاع مقطع با افزایش سطح آرماتورهای کششی ارتفاع قسمت فشاری مقطع جهت مقابله با نیروهای کشش آرماتورها افزایش می‌یابد که در نتیجه شکل پذیری مقطع کم می‌شود.

با افزایش مقدار فولاد فشاری بعلاوه کم شدن ناحیه فشاری مقدار شکل پذیری افزایش می‌یابد.

#### ب - مقاومت بتن مصرف شده

با افزایش مقاومت بتن مقدار عمق موثر لازم در یک مقطع  $d$  کاهش خواهد یافت در نتیجه باعث افزایش انحناء و شکل پذیری خواهد شد.

#### پ - مقاومت فولاد مصرف شده

با افزایش مقاومت آرماتورهای کششی مصرف شده در مقطع تحت خمش، ارتفاع بتن فشاری جهت مقابله با نیروهای کششی فولاد بیشتر خواهد شد در نتیجه انحناء و شکل پذیری کاهش خواهد یافت.

#### ت - شکل مقطع عرضی عضو تحت خمش

مقطعی که ارتفاع بتن فشاری را کاهش دهد مقطع مناسبی از نظر شکل پذیری می‌باشد مانند مقاطع شکل  $T$  و شکل  $\Gamma$ ، که باعث کاهش ارتفاع بتن فشاری شده و در نتیجه انحناء و شکل پذیری افزایش می‌یابند. استفاده از مقاطع با عمق زیاد برای تیرها در طبقات پایین قاب، شکل پذیری قاب را بشدت کاهش می‌دهد.

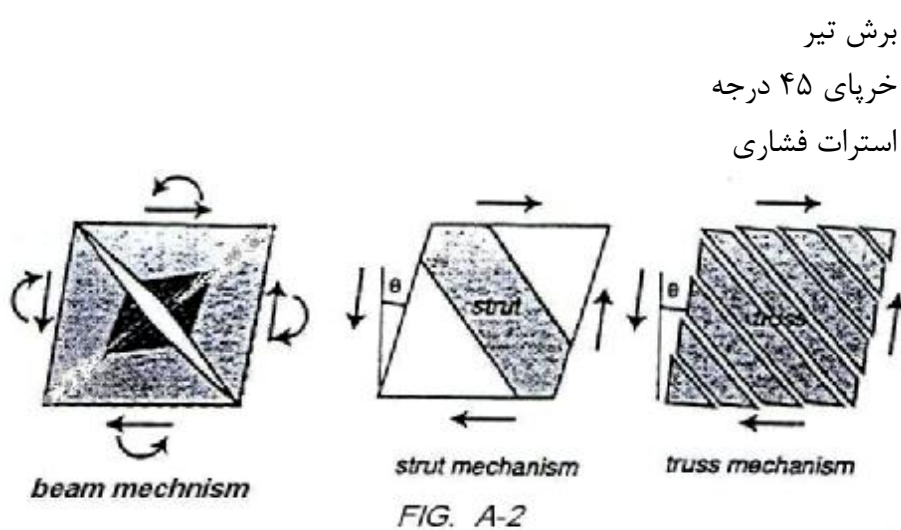
#### ث - بار محوری فشاری

بار محوری بصورت فشاری باعث کاهش تغییر مکان و انحناء نهایی شده و اثر منفی در شکل پذیری قابها خواهد داشت.

- ج - مقدار آرماتورهای عرضی (خاموتها) استفاده شده در عضو تحت خمش خاموتهای استفاده شده در یک عضو تحت خمش به دلایل زیر باعث افزایش شکل پذیری می گردد :
- ۱- از کماتش فولادهای فشاری جلوگیری می کنند.
  - ۲- از شکست برشی پیش رس بتن جلوگیری می کنند.
  - ۳- خاموتها بتن را محبوس می کنند، در نتیجه باعث ازدیاد مقاومت و شکل پذیری آن می گردند. موقعی که بتن ساده تحت فشار محبوس کننده قرار می گیرد، مانند نمونه تحت فشار سه محوری، مقاومت فشاری آن چهار برابر نمونه تحت فشار یک محوری افزایش می یابد. بعبارت دیگر فشار محبوس کننده جانبی باعث می گردد که بتن در تغییر شکلهای بیشتری خرد شود در نتیجه شکل پذیری عضو افزایش می یابد.

### ۳-۱ - مکانیزم های شکست اتصال

اتصالات سازه های بتنی بارهای وارد شده به اتصال را به سه صورت انتقال می دهند. یا سه مکانیزم و مدل قدیمی برای انهدام اتصال قابل تصور است : (بارهای وارد از تیر و ستون به یک اتصال نمونه در شکل A-2 نشان داده شده است).



### ۱-۳-۱ - مکانیزم برش تیر:

با توجه به شکل A-2، در اثر بارهای وارد شده به اتصال ترکهای قطری در اتصال بوجود می آید و با ادامه بار بصورت متناوب توسعه می یابد. قسمتی از نیروی برشی توسط بتن تحمل می شود و بقیه توسط آرماتورهای عرضی یا خاموتهای اتصال گرفته می شود. بنابراین در مکانیزم برش تیر برای مقابله با ترکهای قطری ایجاد شده توسط نیروهای برشی از آرماتورهای عرضی بصورت افقی و قائم استفاده می شود.

با توجه به شکل A-2 برش نهایی در اتصال خواهد شد :

$$v_u = \frac{V_u}{\phi A_{cv}} = \frac{\alpha F_y (A_{s1} - A_{s2}) - V_{col}}{A_{cv}}$$

$\alpha$  ضریب سخت گرایی در میلگردهای تیر در اثر تغییر شکل زیاد ناشی از تشکیل لولاهای پلاستیکی می‌باشد.

$$A_{s1} = \text{سطح مقطع آرماتورهای کششی}$$

$$A_{s2} = \text{سطح مقطع آرماتورهای فشاری}$$

$$V_{col} = \text{نیروهای برشی ستون}$$

$A_{cv}$  = سطح مقطع موثر در هسته اتصال که از حاصلضرب عرض موثر در عمق موثر بدست می‌آید. بر اساس تجارت آزمایشگاهی، در حالت نهایی اگر لولاهای پلاستیکی در تیرها ایجاد شوند شکل پذیری قاب به مراتب بیشتر خواهد بود. در نتیجه آیین نامه ها توصیه می‌نمایند در طراحی، تئوری تیر ضعیف - ستون قوی مد نظر قرار گیرد تا از تشکیل لولاهای پلاستیکی در تیرها اطمینان حاصل شود.

بنابراین در اثر بارهای متناوب تغییر طول نسبی آرماتورهای تیر افزایش یافته و در اثر سخت گرایی تسلیم آرماتورها ازدیاد پیدا می‌کند. در نتیجه در محاسبه نیروهای اتصال ضریب  $\alpha$  برای تنش تسلیم آرماتورهای تیر استفاده می‌شود. مقدار ضریب  $\alpha$  بر اساس آزمایشات انجام شده،  $1/25$  در نظر گرفته می‌شود.

## ۲-۳-۱ - مکانیزم خرابی ۴۵ درجه:

تنش های برشی بوجود آمده در هسته اتصال باعث ایجاد نیروهای کششی قطری در اتصال می‌شود. در اکثر حالات ظرفیت کششی قطری در هسته بتن اتصال تمام شده و ترکهای قطری در اتصال ظاهر می‌شوند. بعد از ایجاد ترک در اتصال یک مکانیزم خرابایی می‌تواند تعادل نیروهای اتصال را برقرار نماید.

همچنانکه در شکل A-3 نشان داده شده سه عضو این خرپا می‌تواند آرماتورهای افقی و قائم و قسمت فشاری هسته اتصال باشد، به صورت شکل زیر :

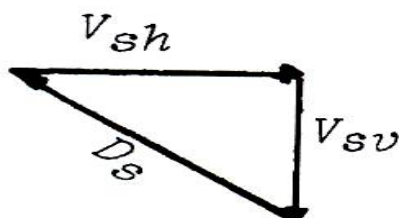


FIG. A-3

$V_{sv}$ : نیروی برشی آرماتور قائم

$V_{sh}$ : نیروی برشی آرماتور افقی

$D_s$ : نیروی فشار در بتن

برای تحمل یک ناحیه فشاری قطری در یک اتصال احتیاج به فراهم کردن نیروهای فشاری افقی و قائم در اطراف اتصال می‌باشد یا عبارت دیگر احتیاج به محبوس نمودن هسته اتصال می‌باشد. در این

مکانیزم علاوه بر آرماتورهای برشی افقی، به آرماتورهای برشی قائم نیز نیاز است. این آرماتورهای برشی در اتصال می‌توانند به طرق زیر فراهم شوند:

الف - در نظر گرفتن آرماتورهای افقی و قائم در هسته اتصال

ب - بوسیله نیروهای فشاری خارجی از جمله فشار ناشی از ثقل یا بار محوری ستونها. که در واقع پیش فشرده کردن اتصال توسط نیروهای فشاری ثقلی است.

یک راه حل معمولی و عملی استفاده از خاموتها افقی و توزیع آرماتورهای قائم ستون در هسته اتصال می‌باشد.

### ۳ - ۱ - ۳ - مکانیزم استرات فشاری :

مکانیزم استرات فشاری در سال ۱۹۸۲ توسط محققین نیوزلند و آئین نامه این کشور برای محاسبه ظرفیت برشی اتصال مطرح گردید.

در یک قاب بتنی مقاوم در بارهای متناوب لولاهای پلاستیک در تیرها در مجاورت اتصال تشکیل می‌گردد. ستونهای بالا و پایین اتصال در مجاورت اتصال در حالت الاستیک باقی می‌مانند (وقتی که بار محوری ستون ناچیز باشد).

شکل  $A-2$  نشان می‌دهد که در اتصال نیروهای فشاری داخل بتن به همراه نیروهای برشی و نیروهای چسبندگی تیرها و ستونها به یک ناحیه فشاری که یک سیستم تعادل تشکیل می‌دهد انتقال می‌یابند.

مولفه اصلی این مکانیزم استرات بتنی قطری است. قابل توجه است که مکانیزم استرات بتنی قادر است قسمت اعظم نیروهای برشی افقی و قائم هسته اتصال را انتقال دهد.

با توجه به سه مکانیزم احتمالی تشریح شده در فوق مشخص می‌گردد که برای انتقال نیروهای وارد شده به اتصال، به آرماتورهای عرضی افقی و قائم نیاز است که این آرماتورها علاوه بر تحمل نیروهای برشی باید بتوانند هسته اتصال را به مقدار لازم محبوس نمایند.

بر اساس آزمایشات انجام شده توسط *Zhang* و *Jhresa* آرماتورهای عرضی ضرورتاً باعث افزایش مقاومت برشی اتصال نمی‌گردد با این حال باید یک مقدار مینیمم آرماتور عرضی جهت محبوس نمودن هسته بتن در اتصال فراهم شود.

### ۴ - ۱ - رفتار اتصالات در بارهای متناوب ناشی از زلزله

در حالت کلی رفتار اتصالات بطور اساسی به شکل هندسی اتصال، مقدار محبوسیت هسته بتن اتصال، مقاومت برشی و جزئیات آرماتورگذاری اتصال بستگی دارد.

نیروها در اتصال توسط چسبندگی میان بتن و آرماتور و قلابهای مهارتی انتقال می‌یابند. چون بارهای زلزله بطور متناوب وارد می‌شوند و جهت بارهای وارده مداوم تغییر می‌یابد، در نتیجه ترکهای جدیدی عمود بر ترکهای قبلی بوجود آمده که این، رفتار اتصال را بحرانی تر می‌نماید.

در اتصالات بدون آرماتور عرضی بعد از چند سیکل اول بارگذرای ترکها گسترش یافته و گسیختگی زود هنگام اتفاق می‌افتد. در اتصالات غیر مسلح شکل پذیری کم بوده و بعد از چند سیکل بارگذاری، اتصال منهدم می‌گردد.

در این اتصالات ادامه بارگذاری متناوب بعد از افت چسبندگی سبب تغییر فرمهای زیاد در بتن می‌شود که موجب ایجاد ترک و شکاف در طول آرماتورهای ستون شده و نهایتاً انهدام مهاری برای میلگردهای تیر اتفاق می‌افتد. همچنین در ادامه بارگذاری متناوب، در قسمت بیرونی آرماتورهای ستون پوشش بتن خرد شده و آرماتورهای ستون کمانش می‌کنند و انهدام مهاری اتفاق می‌افتد.

## ۵-۱- اثر $P-\Delta$ و تغییرات نیروی محوری بر عملکرد اتصالات تیر-ستون

### بتن مسلح

مطالعات آزمایشگاهی رابطه میان اثر  $P-\Delta$  و کاهش شدید مقاومت اعضای سازه ای را به اثبات رسانده است. نتایج این مطالعات نشان داده که اثر  $P-\Delta$  باعث لغزش زیاد آرماتورهای طولی و اصلی تیر در درون اتصال و در نتیجه ایجاد یک مکانیزم جنبشی ناپایدار می‌گردد. این مطالعات آزمایشگاهی و آنالیزی بر روی تاثیر تغییرات بار محوری و تاثیر  $P-\Delta$  روی رفتار اتصالات، منجر به نتایج زیر شده است:

- ۱) مقایسه رفتار لرزه ای نمونه ها نشان داده که تغییرات بار محوری و اثر  $P-\Delta$  در حین بارگذاری لرزه ای، به صورت معنی دار و مهمی تنش برشی اتصال را افزایش داده که این مسئله مقاومت در برابر زلزله را، به صورت چشم گیری در اتصال کاهش می‌دهد.
  - ۲) اتصالات تیر ستون خارجی همراه با میلگردهای برشی مورب، بسیار مهمتر از آرماتور گذاری های سنتی و مورد توجه در آیین نامه ها، در بارهای لرزه ای عمل می‌کنند.
  - ۳) آرماتورهای عرضی اضافی به صورت معنی دار مقاومت اتصال تیر-ستون، شکل پذیری و در مجموع رفتار کلی اتصال را حتی برای مقادیر بالای تنش برشی، بهبود می‌بخشند.
- نتایج این آزمایشات به صورت روابط ریاضی فرموله شده است که تطابق خوبی با رفتار مشاهده شده در اتصالات از خود نشان می‌دهد

## ۶-۱- مروری کوتاه بر اصول طراحی اتصالات در آیین نامه بتن ایران (آبا)

فلسفه کلی طراحی اتصالات در آبا، باقی ماندن اتصال در محدوده ارتجاعی می‌باشد. زیرا که اتصالات در زمره نامناسب ترین قسمت سازه برای استهلاک انرژی بشمار می‌روند. اگر چنانچه شکل پذیری قابل توجهی برای سازه مورد نظر باشد یا هنگامی که پیش بینی می‌شود اعضای سازه ای به احتمال زیاد دچار خسارت می‌شوند، در اینصورت آبا اجازه می‌دهد که رفتار اتصال وارد محدوده غیر ارتجاعی شود. آبا توصیه می‌کند اتصال به عنوان بخشی از ستون به شمار آید و هدف را در طراحی، ایجاد اولین مفصل پلاستیک در تیر قرار داده است.

هنگام ایجاد مفصل خمیری، بیشترین نیروی برشی در محل اتصال تیر به ستون تولید می‌شود، این نیروهای برشی در اتصال موجب شکست هسته اتصال بر اثر برش یا چسبندگی یا هر دوی آنها می‌گردد، لذا مقاومت اتصال در هیچ شرایطی کمتر از مقاومت لولای خمیری ای که در قاب تشکیل می‌شود و قاب را تبدیل به مکانیزم می‌کند، در نظر گرفته نمی‌شود. در صورت رخداد زلزله و وارد آمدن خسارت به ساختمان به نحوی که قابل تعمیر و مرمت باشد، این معیار اتصال‌ها را از تعمیر که معمولاً دسترسی به آنها خیلی مشکل است، بی‌نیاز می‌کند. همچنین اگر قرار باشد که اتصال در استهلاک انرژی سهیم باشد، بطور جدی دچار کاهش سختی می‌شود. آبا مدل تحلیلی خود را، مدل *Strut* یا همان قطری فشاری در نظر گرفته است. بر مبنای این مدل دیاگرام نیروی اعمالی و داخلی مطابق شکل  $A-4$  خواهد بود. واکنش درونی تیرهای طرفین در محل اتصال به ترتیب عبارتند از نیروی کششی، فشاری و برشی که در شکل نشان داده شده‌اند.

آبا اعلام می‌دارد توزیع این نیروها که موجب سه نوع شکست در هسته اتصال می‌گردد مربوط به حالتی است که نیروهای اعمالی استاتیکی باشند، در حالیکه تحت شرایط بارهای دینامیکی یا زلزله وضعیت هسته اتصال، شرایط نامساعدتری را خواهد داشت.

در هر حال سه نوع شکست مورد اشاره عبارتند از :

الف) شکست برشی هسته اتصال

ب) شکست مهاری میلگردهای تیر در هسته اتصال

ج) شکست چسبندگی میلگردهای تیر یا ستون که از هسته اتصال عبور می‌کنند.

طراحی هسته اتصال در آبا معمولاً بر مبنای عدم شکست آن انجام می‌شود، یعنی هسته اتصال باید بقدری مقاوم باشد که جاری شدن تیرهای طرفین را شاهد باشد ولی خود همچنان پابرجا بماند. این همان نکته ای است که قبلاً شرح داده شد که لولاهای خمیری باید در تیرها تشکیل شوند، پس محل تشکیل آنها باید از هسته اتصال دورتر باشد.

## ۱-۶-۱ - نیروی برشی اتصال :

آبا در تعیین نیروی برشی اتصال مطابق با شکل  $A-4$  و فرضیه وجود قطری فشاری موارد ذیل را در نظر می‌گیرد:

نیروهای برشی نهایی موثر بر اتصال باید بر مبنای بیشترین نیروی کششی که در میلگردهای اصلی تیر دو طرف اتصال و برش موجود در ستون‌های بالا و پایین اتصال بوجود می‌آیند، محاسبه گردد. بیشترین نیروی کششی در میلگردهای اصلی تیرهای طرفین وقتی ایجاد می‌شود که در تیر لولای خمیری تشکیل شده باشد. بنابراین نیروی برشی موجود در اتصال برای شرایطی که تیرهای دو طرف

اتصال تشکیل لولای خمیری داده اند، محاسبه می‌گردد. لنگر خمشی مثبت یا منفی مربوط به لولای خمیری دو طرف اتصال برابر با لنگر خمشی مقاوم محتمل در نظر گرفته می‌شود. برای منظور نمودن امکان افزایش مقاومت مصالح و سخت شدگی کرنشی میلگرد در محاسبات، تنش فولاد  $f_s$  را مساوی  $1/25 F_y$  در نظر می‌گیریم.

همانطور که شکل A-4 نشان می‌دهد، نیروی برشی افقی موجود در یک اتصال داخلی مساوی مقدار زیر خواهد بود:

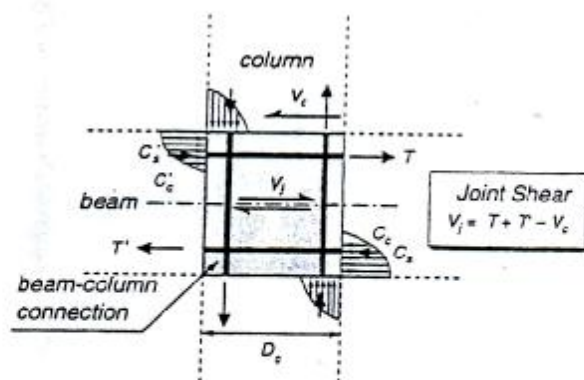


FIG. A-4 Definition of Horizontal Joint Shear in Interior RC Beam-Column Connection

$$V_j = A_{s1}(1.25F_y) + A_{s2}(1.25F_y) - V_c$$

و  $A_{s1}$ ،  $A_{s2}$  به ترتیب مقادیر فولادهای کششی و فشاری مقطع می‌باشند.

و نیروی برشی افقی موجود در یک اتصال خارجی عبارت است از :

$$V_j = A_s(1.25F_y) - V_c$$

## ۲-۶-۱ - مقاومت برشی :

الزامات آبا جهت تعیین مقاومت برشی اتصال ، در سطور زیر آورده خواهد شد: برای اینکه اتصال تحت اثر کششهای قطری تخریب نشود لازم است فولادهای افقی و قائم برشی تعبیه شود. این فولادها موجب می‌شود تا تعادل منطقی در هسته اتصال برای نیروهای فشاری و کششی که متناوباً جایشان به دلیل بار زلزله عوض می‌شود، برقرار گردد. هنگامی که فولادهای برشی اتصال کافی نباشد، حلقه خاموتها به حد جاری شدن می‌رسند، که در این وضعیت این فولادها بدون توجه به جهت ترکهای قطری ناگزیر می‌شوند که نیروی کششی را تحمل نمایند که در نتیجه کرنش های غیر ارتجاعی غیر متناوب در آنها ایجاد می‌شود. این پدیده موجب می‌شود تا سختی اتصال در سطح پایینی از نیروی برشی بشدت کاهش یابد. نتیجه چنین رفتاری، عدم توانایی کل سیستم برای استهلاک و جذب انرژی زلزله می‌باشد. هنگامی که بقدر کافی فولاد برش در محل اتصال تعبیه شود تا جاری شدن آنها محدود باشد و لولای خمیری در مجاورت اتصال و در تیر تشکیل شود، در این



صورت خرد شدن بتن محل اتصال را باید مورد ارزیابی و توجه قرار داد تا شکست اتصال با شکست بتن آغاز نشود. چنین حالتی زمانی پیش می‌آید که میانگین تنش‌های برشی و فشاری محوری که قرار است تحمل شوند، زیاد باشند. این مود تخریب را با در گرفتن حد بالا یا کرانه فوقانی فشار قطری می‌توان جلوگیری کرد.

بر طبق آبا حداکثر مقاومت اتصالات برای حالات سه گانه زیر در نظر گرفته می‌شود :

الف - حداکثر مقاومت برشی اتصالاتی که در هر چهار وجه محصور شده اند، برابر است با:

$$V_j = 1.44\sqrt{f_c} A_j$$

ب - حداکثر مقاومت برشی اتصالاتی که در سه وجه یا دو وجه روبرو محصور شده اند، برابر است با :

$$V_j = 1.08\sqrt{f_c} A_j$$

ج - حداکثر مقاومت برشی سایر اتصالات برابر است با:

$$V_j = 0.9\sqrt{f_c} A_j$$

اگر نیروی برشی موجود در اتصال از مقاومت برشی اتصال بیشتر شود، باید با افزایش ارتفاع تیرها نیروها را کاهش داد و یا با افزایش سطح موثر، مقاومت اتصال را بیشتر کرد.

لازم به یادآوری است ضرایب سه گانه فوق بر طبق آیین نامه *ACI* به ترتیب ۱/۴۴۵، ۱/۰۶۳ و ۰/۸۵ توصیه شده است که بسیار نزدیک به ضرایب آبا می‌باشد.

## فصل دوم

### مدل تحلیلی جدید برای اتصالات

#### ۱-۲ - ضعف های موجود در آیین های فعلی

آیین نامه های ساختمانی فعلی برای طراحی قابهای خمشی مقاوم در برابر زلزله، جهت جلوگیری از تخریب نابهنگام اتصالات تیر - ستون به سبب تمرکز تغییر شکل برشی در اتصالات، یک سری محدودیتهای تجربی را برای نیروی برشی اتصال قائل می‌شوند (ACI1995, AIJ1994, SANZ1995). در این آیین نامه ها به ظرفیت چسبندگی به عنوان یک فاکتور موثر در مقاومت و شکل گسیختگی اهمیتی داده نمی‌شود. هر چند نتایج تعداد کمی از آزمایشات اخیر، رابطه بین برش ورودی اتصال و شرایط چسبندگی را اثبات می‌کند.

ایده اصلی تاثیر پذیری مود شکست اتصال از چسبندگی میان بتن موجود در اتصال و میلگردهای طولی تیر (که از میان اتصال عبور می‌کنند)، از آنجا بوجود آمد که نتیجه آزمایشاتی گزارش شد مبنی بر اینکه در نمونه های آزمایشگاهی کاملا مشابه، وقتی از میلگرد آجدار برای آرماتورهای طولی تیر استفاده گردید، در اتصال شکست برشی مشاهده شد، در حالیکه با استفاده از آرماتورهای صاف حتی با افزایش بسیار زیاد نیروی برشی، هیچگونه شکست برشی در اتصال اتفاق نیافتاد. در این حالت تمام نمونه ها با تسلیم تیرهای طرفین اتصال مواجه شدند. از آنجا که چنین آزمایشاتی، بصورت مدون و برنامه ریزی شده تنها در دهه اخیر انجام گرفته اند و مدت زمان زیادی از انتشار نتایج آنها نمی‌گذرد، هم اینک زمینه های بسیاری برای بحث و بررسی پیرامون توسعه این آزمایشات وجود دارد و در صورت قطعیت در نتایج آنها باید منتظر تحولی کلی در اصول پایه ای طراحی اتصالات تیر و ستون در قاب های خمشی بتن مسلح باشیم.

این تحول در وهله اول به تغییر در مدل های رفتاری کلاسیکی همچون مکانیزم خرپا یا قطری فشاری که از سالیان بسیار دور، مبنای محاسبات تئوری در طراحی اتصالات تیر - ستون بتن مسلح در آیین نامه های مختلف قرار گرفته اند، منجر خواهد شد. نتایج آزمایشات اخیر با هدف بررسی نقش چسبندگی در مود شکست اتصالات، سازگاری خوبی را با روابط موجود در آیین نامه های فعلی مبتنی بر مکانیزم خرپا یا قطری فشاری، از خود نشان نمی‌دهد.

یکی از مهمترین اهداف ما در این تحقیق، ارائه یک مدل رفتاری جدید برای اتصالات تیر - ستون بتن مسلح به نحوی که اهداف ذکر شده در زیر را محقق سازد، می‌باشد:

(۱) نقش چسبندگی بین آرماتورهای طولی تیر و بتن موجود در اتصال را به عنوان عاملی بسیار مهم بصورت کمیته ریاضیاتی وارد محاسبات مربوط به اتصال گردانیم، تا بدین وسیله قادر باشیم سازگاری بیشتری میان نتایج آزمایشات و روابط تئوری برقرار نماییم.

۲) برخی مواردی را که مطابق با مکانیزم خرپا یا قطری فشاری هیچگونه توجیهی برای آنها نداریم، به کمک مدل جدید قابل تشریح نماییم. برای نمونه، در مدل هایی که آیین نامه ها از آنها استفاده می کنند، مقدار آرماتورهای عرضی در یک اتصال، تنها نقش محصور کنندگی دارند. در آیین نامه ها، مقدار آرماتورهای عرضی نقشی در محاسبات ریاضیاتی اتصال ندارند. اما در مدل جدید، نقش آنها علاوه بر محصور کنندگی بصورت کاملاً ریاضیاتی و کمی بر روی مود شکست اتصال، مورد بحث قرار خواهد گرفت.

۳) بتوانیم مود شکست اتصال را که در مورد آن توضیحاتی داده خواهد شد، به کمک این مدل پیش بینی نماییم.

۴) اثرات نیروی محوری تیر (نیروی پیش تنیدگی) و نیروی محوری ستون را در رفتار اتصالات، برخلاف روابط موجود در آیین نامه ها که هیچگونه تاثیر پذیری ای از این پارامترها ندارند، در مدل جدید لحاظ نماییم.

۵) اثرات تغییر بازوی لنگر (فاصله میان برآیند نیروهای کششی و فشاری در اتصال) در حین پیشرفت بارگذاری را مورد بررسی قرار دهیم.

۶) علت اینکه چرا بر خلاف آنچه مدل های موجود همچون مکانیزم خرپا و *Strut* ادعا می کنند، شکست برشی در اتصال می تواند قبل از رسیدن برش اتصال به مقاومت نهایی برشی اتصال، اتفاق بیافتد را تشریح نماییم.

چنانچه دیده می شود تمام موارد مذکور در فوق از نقاط ضعف آیین نامه های فعلی به شمار می روند. البته نقاط ضعف جزئی تر دیگری نیز وجود دارد که تنها با تشریح مدل جدید خود را آشکار خواهند کرد. اما همانطور که گفته شد، هدف اصلی از پیشنهاد مدل جدید رفتاری اتصالات تیر-ستون، بررسی عمیق تر مهمترین و تاثیرگذارترین عامل فراموش شده، یعنی ظرفیت چسبندگی میلگردهای طولی عبور کننده از اتصال تیر می باشد، هر چند آیین نامه ها، محدودیت ها و توصیه هایی را که نتیجه آزمایشات بسیار می باشد، در مورد حداکثر قطر میلگردها و نیز سطح نهایی مقاومت برشی اتصال ارائه کرده اند و این دو عامل اثر بسیار موثری در بهبود کارایی اتصال ها داشته اند، اما چنانچه گفته شد این محدودیت تنها بر مبنای تجربه و بدون هیچ پایه تئوری و محاسباتی توصیه شده اند و برای اتصالات با شرایط ویژه مثل اتصالات پیش تنیده یا اتصالات با صفحات انکر، این توصیه ها می تواند بسیار خطرناک یا بسیار محافظه کارانه باشد چرا که پایه منطقی برای آنها وجود نداشته و امکان دارد این مسئله به نا امن تر شدن اتصال منجر گردد. به هر حال عدم وجود عامل چسبندگی در محاسبات مربوط به اتصال و بسنده کردن به توصیه هایی در این مورد، یک نقص بسیار بزرگ در آیین نامه های فعلی به شمار می رود. حتی در بعضی از آیین نامه ها، توصیه های فوق بصورت کمی، بیان نشده و آن را کاملاً به قضاوت مهندس طراح وابسته کرده اند.

## ۲ - ۲ - عوامل مؤثر در توسعه یک مدل جدید برای رفتار اتصالات تیر ستون

### بتن مسلح:

همانطور که توضیح داده شد، مشاهده ی اتفاق نیافتادن شکست برشی در اتصالاتی که دارای آرماتورهای صاف و بدون آج بودند حتی با نیروی برشی فوق العاده زیاد، ایده اولیه را در طرح یک مدل جدید بوجود آورد، لیکن مشاهدات بعدی در تقویت این ایده بسیار موثر بودند که در ذیل به تعدادی از آنها اشاره می شود :

با ترسیم نماهای واقع بینانه تر از شکست برشی اتصال بر پایه اطلاعات متعدد آزمایش شکست برشی اتصال، موارد زیر نتیجه شد :

(۱) تغییر شکل برشی اتصال تیر - ستون اساساً به علت انبساط قطری و نه به سبب فشار قطری افزایش می یابد.

(۲) تنش برشی در اتصال در موقع شکست، می تواند کمتر از مقاومت نهایی برشی اتصال باشد.

(۳) برش طبقه با افزایش تنش در اتصال بتدریج کاهش می یابد که این در تضاد با روابط موجود در آیین نامه ها می باشد.

(۴) تنزل در برش طبقه به سبب حد بالایی ظرفیت مهار و چسبندگی میلگردهای طولی تیر - گذرنده از اتصال - بوده و به سبب شکست سیستم مقاومت کننده اتصال نمی باشد.

(۵) در بسیاری از آزمایشات، ایجاد چهار قطعه مثلثی در هنگام شکست بوضوح مشاهده میشود. اینکه هر یک موارد بالا، چگونه نتیجه شده اند و چگونه از روی آنها ایده مدل جدید شکل گرفته، موضوعی است که در ادامه در مورد آن در لابلای مطالب بحث خواهد شد.

رفتار کلاسیک مدل ها برای اتصال تیر به ستون همانند مکانیزم خرپا یا قطری فشاری - گزارش شده توسط پاولی - با موارد بالا، سازگاری مناسبی ندارد.

### ۳ - ۲ - مروری بر مفاهیم طراحی

هانسون و کونور (۱۹۶۷) نتیجه آزمایشی را روی اتصال تیر - ستون بتن مسلح گزارش کردند که در آن مقدار کمی تغییر شکل خمشی ناشی از برش اتصال، به عنوان نیروی افقی منتقل شده در میانه ارتفاع مقطع افقی معرفی شده بود. آنها پیشنهاد کردند ممکن است با محدود کردن تنش برشی اتصال در یک سطح که در آن سطح، شکست برشی اتصال رخ می دهد، بتوان از شکست برشی اتصال جلوگیری کرد. آنها برای یک اتصال تیر - ستون داخلی، برش اتصال را با معادله (۱) تعریف کردند. نیروی داخلی در صفحه افقی است که در میانه ارتفاع اتصال قرار دارد. سهم بتن و فولاد بطور جداگانه مورد محاسبه قرار می گیرند. در این قسمت از تحقیق حاضر نیز، همین تعریف برای برش اتصال بکار برده می شود :

$$V_j = T + C'_s + C'_c - V_c = T + T' - V_c \quad (1)$$

که در آن  $C'_s$  نیروی فشاری در آرماتورهای طولی مسلح کننده تیر - گذرنده از اتصال -،  $C'_c$  نیروی فشاری در بتن،  $T', T$  نیروی کششی در آرماتورهای طولی تیر و  $V_c$  نیروی برشی ستون یا همان برش طبقه می‌باشند.

برای اندازه گیری  $V_j$ ، در عمل نصب استرین گیج‌ها برای تعیین نیروی کششی و در بالا و پایین اتصال ضروری می‌باشد. بعلاوه یک مدل رفتاری غیر الاستیک برای مصالح در حالتی که کرنش از محدوده خطی و الاستیک تجاوز کند، مورد نیاز است. برای تعیین نیروی کلی فولاد در بالا و پایین مقطع، کرنش‌ها در هر آرماتور طولی، می‌بایست مشاهده و اندازه گیری شود. چنین سیستم اندازه گیری ای غیر معمول بوده و در آزمایشات عادی از آن استفاده نمی‌شود.

#### ۴ - ۲ - برش مستعار در اتصال :

لنگر در وجه ستون  $M_b$  برابر است با حاصلضرب نیروی کششی  $T$  در فاصله  $J_b$ ، با این فرض که نیروی محوری در تیر وجود نداشته باشد. بنابراین معادله (۱) بر حسب لنگر در دو وجه مخالف ستون، بصورت زیر بازنویسی می‌شود :

$$V_j = \frac{M_b}{J_b} + \frac{M'_b}{J'_b} - V_c \quad (2)$$

( $J_b$  فاصله بین برآیند نیروی کششی و فشاری در مقطع بحرانی تیر می‌باشد).  
به علت مشکل بودن ارزیابی  $T', T$  با دقت مناسب، در عمل برش اتصال به روش بالا تعیین می‌شود که در آن  $J_b$  در طول آزمایش، مقداری نامتغیر فرض می‌شود. با این فرض تنش برش اتصال، با نیروی برش طبقه همواره متناسب است، که این نکته با پذیرش مدل فوق بسیار حائز اهمیت می‌باشد. برش اتصال بدست آمده از معادله (۲)، برای ارزیابی استاتیکی ماکزیمم برش‌های اتصال که از آزمایشات گزارش می‌شوند، مناسب است، از آنجا که فرض ثابت بودن  $J_b$  در طول آزمایش، یک فرض غیر واقعی می‌باشد، لذا استفاده از معادله (۲) برای تعریف و تعیین مدل شکست برشی اتصال، مناسب نیست. این مقدار باید بعنوان یک شاخص متغیر با سطح نیرو مورد بحث قرار گیرد. به همین سبب، برش اتصال تعیین شده از معادله (۲) به دلیل تمایز ماهیت تقریبی آن با برش اتصال تعیین شده از معادله (۱)، برش مستعار نامیده می‌شود. تغییر  $J_b$  در طول آزمایش به علت رابطه غیرخطی تنش کرنش مواد و رابطه لغزش چسبندگی بین آرماتورهای طولی و بتن بوجود می‌آید.

#### ۵ - ۲ - آزمایشی برای مدل جدید رفتاری اتصال داخلی تیر ستون بتن مسلح

۲۰ نتیجه ای که از آزمایش روی اتصالات داخلی تیر - ستون بتن مسلح - انجام شده توسط آقایان اوکا و شیوهارا (۱۹۹۲) و تراثوکا (۱۹۹۷) - در سالیان گذشته گزارش شده بود، با جزئیات داده های استفاده شده اما منتشر نشده، دوباره مورد آزمایش قرار گرفتند. تمام برنامه آزمایشات بطور خلاصه در

جدول زیر جمع آوری شده است. بعد از آن با توجه ویژه به تغییرات  $J_b$ ، در مورد برش اتصال مشاهده شده بحث خواهد شد.

## ۱ - ۵ - ۲ - برنامه آزمایش :

جدول ۱، نه نمونه آزمایش شده توسط اوکاشیوها را (۱۹۹۲) را لیست کرده است. مقیاس نمونه ها تقریباً می باشد. مقطع تیر دارای ۲۴۰ میلی متر عرض و ۳۰۰ میلی متر عمق بوده و ستون ها در تمام نمونه ها،  $۳۰۰ \times ۳۰۰$  میلی متر مربع سطح مقطع داشتند. متغیرهای اصلی در آزمایشات موارد زیر بودند :

(۱) مقدار آرماتورهای طولی تیر

(۲) مقاومت جاری شدگی آرماتورهای تیر از ۳۷۰ تا ۱۴۵۶ مگاپاسکال

(۳) مقاومت فشاری بتن از  $۳۹/۲$  تا  $۸۱/۲$  مگاپاسکال

جدول (۲) جزئیات یازده نمونه آزمایش شده توسط ترائوکا (۱۹۹۷) را لیست کرده است. ابعاد تیرها و ستون ها مانند آزمایش قبلی است. در این آزمایش متغیرهای اصلی موارد زیر بود :

(۱) مقاومت بتن از  $۳۰/۶$  تا  $۴۶/۷$  مگاپاسکال

(۲) مقدار فولاد جانبی اتصال از  $۰/۶$  تا  $۱/۸$  درصد.

در هر دو سری آزمایش، ستون های بالا و پایین توسط پین هایی ساپورت شده بودند. سر آزاد تیرها با دامنه هم اندازه اما در جهات مخالف حرکت داده شدند. برش طبقه از برش مشاهده شده تیر، محاسبه گردید. زاویه جابجایی جانبی طبقه از تقسیم تغییر مکان نسبی تیرها به فاصله میان دو نقطه بارگذاری در انتهای تیرها تعیین شدند. سپس جابجایی جانبی طبقه از زاویه جابجایی جانبی طبقه و فاصله میان دو پین در بالا و پایین ستون ها بدست آمد.

نمونه ها در معرض بارهای معکوس متناوب با دامنه افزایشی تا مرز شکست قرار گرفتند. تمام نمونه ها با استفاده از تجربیات قبلی، به نحوی طراحی شده بودند که شکست برشی اتصال در آنها اتفاق بیافتد. (بطور مثال، کاهش در برش طبقه و افزایش تغییر شکل برشی). جاری شدگی در آرماتورهای طولی تیرها در بیش از نیمی از نمونه ها تا پایان آزمایش مشاهده نشد. نتایج غیر معمول نبود، یعنی ترک های قطری بطور عریضی باز شدند و در محل تقاطع ترک های قطری پوشش بتن خرد شد و ریخت. اگرچه ترک هایی نیز روی تیر مشاهده شدند اما عرض آنها کوچک بود. شکل (۲) الگوی ترک ها را برای نمونه شماره ۷ نشان می دهد.

## ۲ - ۵ - ۲ - برش طبقه (برش ستون):

منحنی پوش رابطه بین برش طبقه و جابجایی جانبی برای هر ۲۰ نمونه در شکل های ۳ و ۴ مقایسه شده اند. شروع کاهش در برش طبقه در تمام نمونه ها در جابجایی نسبی ۲ تا ۳ درصد مشاهده شد.

**TABLE 1. Test Parameters of Beam-Column Subassemblages (Oka and Shiohara 1992)**

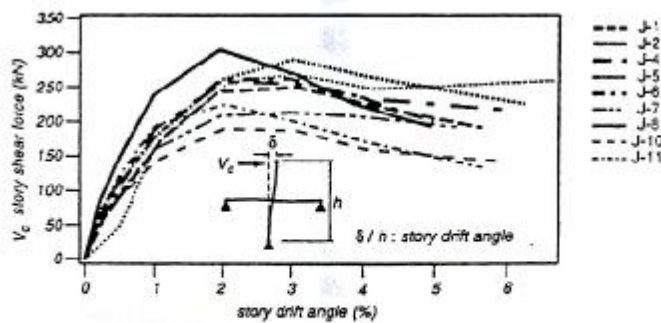
Beam Bars		$\rho_t$ (%)		$f_y$ (MPa)	$f'_c$ (MPa)	$\mu$	$v_{pw}$ (MPa)	$R_v$ (%)	Failure mode
Top (2)	Bottom (3)	Top (4)	Bottom (5)						
9-D13	7-D13	1.92	1.44	638	81.2	3.0	14.2	2.7	BJ
8-U13	8-U13	1.66	1.66	1,456	81.2	6.9	15.3	2.8	J
10-D13	10-D13	2.16	2.16	515	72.8	2.6	14.5	3.1	BJ
9-D13	7-D13	1.92	1.44	839	72.8	4.2	16.3	3.0	BJ
9-D13	7-D13	1.89	1.43	676	79.2	3.2	15.1	2.9	BJ
7-D13	5-D13	1.43	0.98	676	79.2	3.2	12.0	3.0	BJ
9-D19	7-D19	4.27	3.24	370	79.2	2.6	17.1	1.8	BJ
9-D13	7-D13	1.89	1.43	700	39.2	4.7	10.8	1.9	J
9-D19	7-D19	4.27	3.24	372	39.2	3.7	12.7	2.0	J

rebar ratio;  $f_y$  = yield point strength;  $f'_c$  = concrete compressive strength;  $\mu$  = bond index =  $(f_y/\sqrt{f'_c})(d_b/D_c)$  ( $f_y$  and  $f'_c$  in MPa,  $d_b$  = nominal diameter of beam bar, and  $D_c$  = column depth);  $v_{pw}$  = maximum joint shear obtained from definition of Eq. (2);  $R_v$  = story shear ratio; BJ = joint shear failure after beam flexural yield; J = joint shear failure without beam flexural yield.

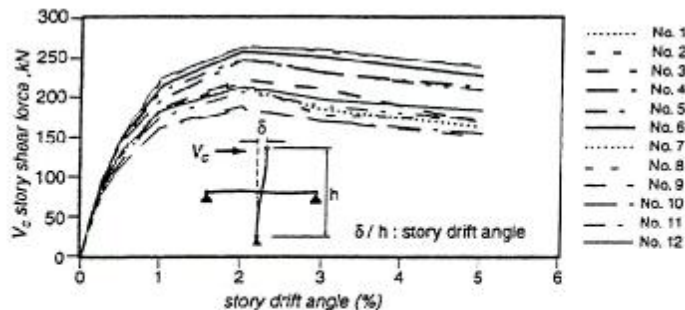
**TABLE 2. Test Parameters of Beam-Column Subassemblages (Teraoka 1997)**

Beam Bar		$\rho_t$ (%)		$f_y$ (MPa)	$\rho_n$ (%)	$f'_c$ (MPa)	$\mu$	$v_{pw}$ (MPa)	$R_v$ (%)	Failure mode
Top (2)	Bottom (3)	Top (4)	Bottom (5)							
22; 2-D19	2-D22; 2-D19	2.16	2.16	411 (D22); 406 (D19)	1.2	33.6	5.2; 4.5	10.5	2.0	J
22; 2-D19	2-D22; 2-D19	2.16	2.16	411 (D22); 406 (D19)	1.8	33.6	5.2; 4.5	10.1	2.0	J
22; 2-D19	2-D22; 2-D19	2.16	2.16	411 (D22); 406 (D19)	1.2	34.5	5.2; 4.4	11.1	2.0	J
22	4-D22	2.48	2.48	411	1.2	36.6	5.0	12.3	2.0	J
22	4-D22	2.48	2.48	411	1.8	36.6	5.0	12.4	2.0	J
22	4-D22	2.48	2.48	411	1.2	39.6	4.8	12.8	2.0	BJ
22	4-D22	2.48	2.48	411	1.2	46.7	4.5	13.1	2.0	BJ
22	4-D22	2.48	2.48	411	1.8	46.7	4.5	13.2	2.0	BJ
22; 2-D19	2-D22; 2-D19	2.16	2.16	411	0.6	30.5	5.5; 4.3	9.4	2.0	J
22; 2-D19	2-D22; 2-D19	2.16	2.16	369	1.2	30.5	5.5; 4.3	9.2	2.0	J
22	4-D22	2.48	2.48	396	0.6	32.2	5.2	10.3	2.0	J
22	4-D22	2.48	2.48	396	1.2	32.2	5.2	10.6	2.0	J

notations as used in Table 1, except  $\rho_n$  = transverse reinforcement ratio in joint core.



**FIG. 3. Relation of Story Shear to Story Drift at Load Peaks (Oka and Shiohara 1992)**



**FIG. 4. Relation of Story Shear to Story Drift at Load Peaks (Teraoka 1997)**

### ۳ - ۵ - ۲ - تنش در آرماتورهای خمشی تیر در وجه ستون :

کرنش در آرماتورهای طولی تیر توسط استرین گیج ها مانیتور شدند. از یک مدل رفتاری غیرخطی برای مصالح تحت بار متناوب برای ارزیابی تنش از کرنش استفاده گردید.

منحنی ریمبرگ - اوزگود که با اضافه کردن یک مرحله الاستیک خطی و قسمت جاری شدگی اصلاح شده بود، مورد استفاده قرار گرفت. شاکله این منحنی تحت بار افزایشی یکنوا به کمک آزمایش کششی روی آرماتورها، تعیین شده است. یک منحنی هیستریزس تیپ که به کمک مدل های ساختاری پیش بینی شده، در شکل ۵ نشان داده شده است.

در شکل ۶ تنش در آرماتور کششی لایه خارجی تیر در وجه ستون بر حسب جابجایی نسبی طبقه برای نمونه های  $J-2$  و  $J-7$  ترسیم شده است.

تنش کششی در آرماتورها تا وقتی که برش طبقه به ماکزیمم مقدار خود رسید، افزایش یافت. اگرچه کاهش در برش طبقه در جابجایی نسبی ۲ تا ۳ درصد در این دو نمونه همانطور که در شکل ۳ دیدیم، شروع شد.

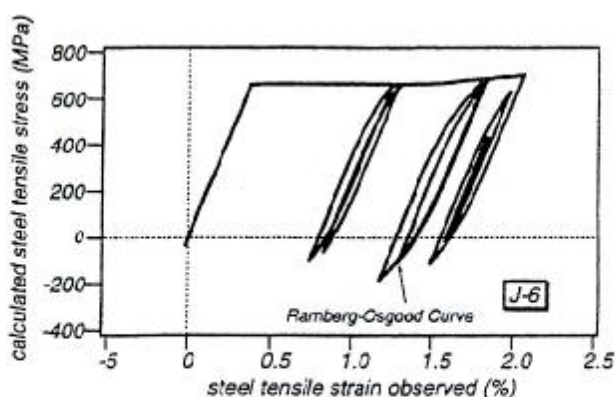


FIG. 5. Example of Stress-Strain Relation Predicted with Ramberg-Osgood Model



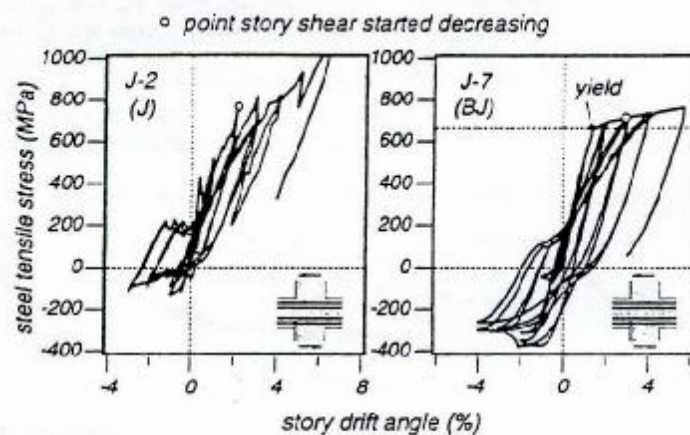


FIG. 6. Typical Relation of Story Drift versus Tensile Stress in Tensile Reinforcing Bar in Outer Layer

#### ۴ - ۵ - ۲ - برش اتصال :

برش اتصال از رابطه (۱) و با فرض اینکه تنش در همه آرماتورهای یک لایه خاص، یکسان می‌باشد، محاسبه شد. برای همه نمونه‌ها در لایه خارجی و برای نمونه‌های  $J-6$  و  $J-11$  در لایه داخلی استرین گیج نصب شد. برای محاسبه کرنش در لایه داخلی نمونه‌های  $J-1$  تا  $J-5$  از فرض برنولی مبنی بر صفحه باقی ماندن مقاطع استفاده گردید.

در شکل ۷ برش اتصال با برش مستعار اتصال مقایسه شده است. قابل توجه می‌باشد که برش اتصال در پیک‌های بار برش طبقه، بصورت افزایشی یکنوا با جابجایی طبقه افزایش یافت در حالیکه برش مستعار که با خطوط نقطه چین ترسیم شده‌اند، بعد از جابجایی ۲ درصد کاهش می‌یابد. مقادیر برش مستعار با فرض اینکه فاصله برآیند تنش‌ها  $J_b$  برابر با هفت هشتم عمق موثر  $d$  باشد، محاسبه شدند. در جابجایی‌های کوچک برش اتصال بدست آمده از معادله (۱)، کوچکتر از برش مستعار که از معادله (۲) بدست می‌آید، می‌باشد. هر چند در جابجایی‌های نسبی بزرگتر از ۲ درصد، برش اتصال از برش مستعار بیشتر شد.

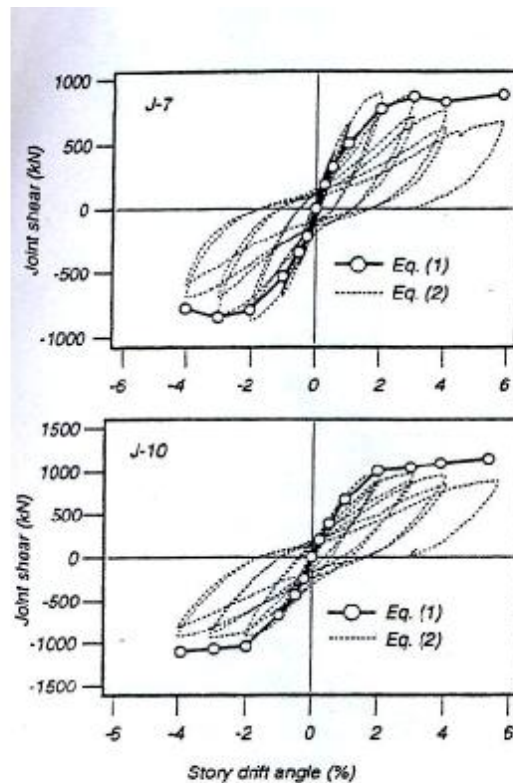


FIG. 7. Comparison of Typical Relations of Story Shear versus Joint Shear in Outer Layer Tensile Reinforcing Steel Defined by Two Different Joint Shears

## ۵ - ۲ - تنش برش اتصال :

شکل های ۹ و ۸ تنش های برشی ۲۰ نمونه در پیک بار برش طبقه در هر سیکل بارگذاری را بر حسب زاویه جابجایی نسبی طبقه نشان می دهند. سطح موثر استفاده شده برای محاسبه تنش برشی اتصال از عرض ستون  $D$  و عرض موثر اتصال  $b_e$  مطابق با توصیه  $AIJ1994$  که در آن برابر با  $\frac{b_c + b_b}{2}$  می باشد، حاصل گردید.  $b_c$  و  $b_b$  به ترتیب عرض تیر و عرض ستون می باشند. بر عکس برش طبقه، تنش برشی اتصال در نمونه ها بصورت یکنوا با جابجایی طبقه افزایش می یابد، مانند آنچه در نمونه های  $J-2$ ،  $J-8$  و  $J-5$  و نمونه های شماره ۱ و ۲ و ۶ به جز نمونه های شماره ۸ و ۱۱ و  $J-11$  اتفاق افتاد.

در اغلب نمونه ها، تنش برش اتصال همگام با افزایش عرض ترکهای برشی قطری، در اتصال افزایش می یابد. بنابراین افزایش در تغییر شکل برشی اتصال و کاهش در برش طبقه در جابجایی های جانبی بزرگ، نتیجه کاهش تنش برشی اتصال نیستند. به عبارت دیگر می توان گفت که تنش برشی با برش طبقه متناسب نیست و این نکته ای است بسیار با اهمیت، چرا که با فرضیات و روابط موجود در آیین

نامه ها و نیز با معادلات شماره (۱) و (۲) که قبلا در مورد آنها بحث شده است، در تضاد آشکار می باشد.

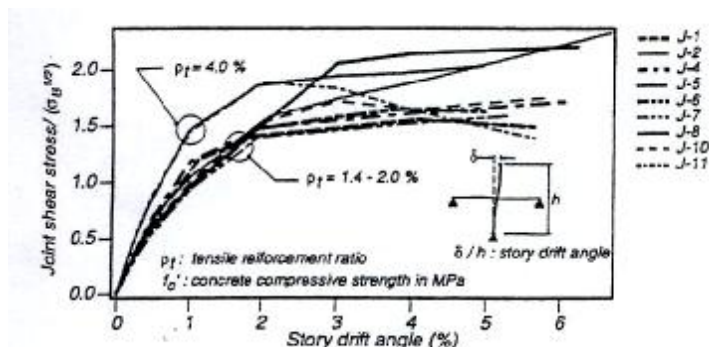


FIG. 8. Relation of Story Shear versus Joint Shear Evaluated with Eq. (1) at Load Peaks (Oka and Shiohara 1992)

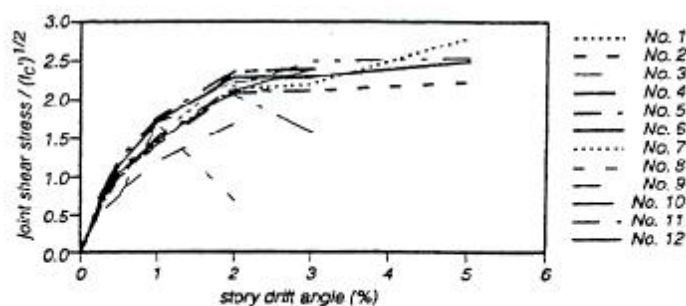


FIG. 9. Relation of Story Shear versus Joint Shear Evaluated with Eq. (1) at Load Peaks (Teraoka 1997)

## ۶ - ۵ - ۲ - جابجایی محل برآیند تنش ها :

به تغییر در فاصله  $J_b$  بین برآیند تنش ها قبلا اشاره شده است. فاصله از تقسیم لنگر انتهایی تیر در وجه ستون به نیروی کششی در آرماتورهای طولی محاسبه شد. شکل ۱۰ تغییر در فاصله  $J_b$  در پیک های برش طبقه در هر سیکل بارگذاری را نشان می دهد. فاصله  $J_b$  با افزایش جابجایی جانبی طبقه در تمام نمونه ها رو به کاهش می گذارد. بنابراین کاهش در برش طبقه نشان از کاهش مقاومت خمشی به سبب کاهش فاصله بین برآیند نیروهای کششی و فشاری می باشد.

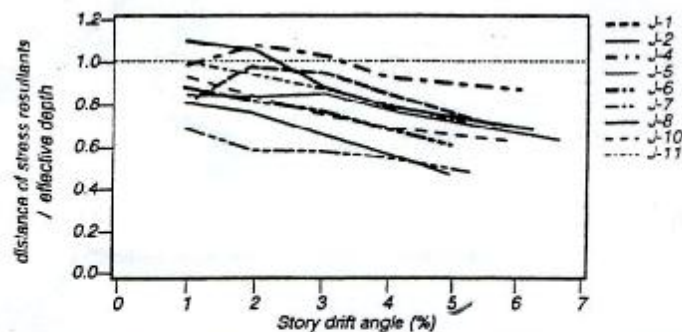


FIG. 10. Transition of Length  $l_b$  in Beam at Critical Section Calculated from Observed Moment and Stress in Reinforcing Steel

### ۷ - ۵ - ۲ - تغییر تنش در آرماتورهای فشاری :

علت اینکه چرا با افزایش جابجایی جانبی، کاهش برش طبقه در اتصال تیر - ستون رخ می‌دهد، در شکل ۱۱ تشریح شده است.

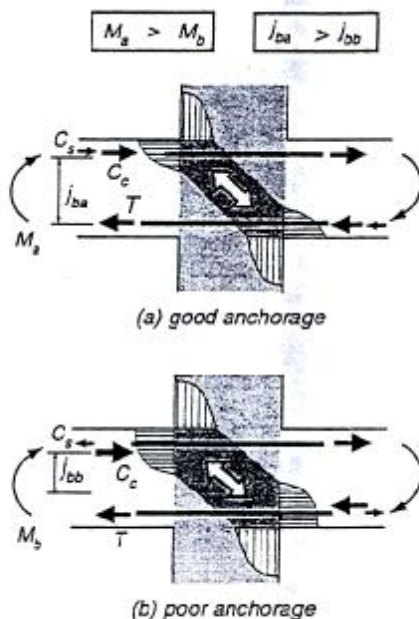


FIG. 11. Effect of Anchorage Capacity on Moment Resistance of Beam-Column Connection

کاهش برش طبقه نشان از کاهش ظرفیت مهارت آرماتورهای تیر که از اتصال می‌گذرند، دارد. اگر مقاومت چسبندگی آرماتورهای تیر به ظرفیت خودشان برسند و جابجایی جانبی طبقه افزایش یابد، آرماتورهای کششی به بیرون و آرماتورهای فشاری به داخل خواهند لغزید و کرنش فشاری، در آرماتورهای فشاری وجه مخالف ستون تغییر کرده و کمتر می‌شود. بنابراین نیرو در آرماتورهای فشاری کاهش می‌یابد. با کاهش نیرو در آرماتور فشاری، برای حفظ تعادل مقطع، بتن فشاری به یاری آن آمده و سهم بتن از مقاومت فشاری مقطع افزایش می‌یابد. افزایش نیروی فشاری در بتن، افزایش

ناحیه فشاری بتن را بدنبال دارد، یعنی ارتفاع قسمت فشاری بتن بیشتر می‌گردد و این مساله موجب کوچک تر شدن فاصله میان برآیند نیروی فشاری و برآیند نیروی کششی می‌شود، لذا می‌توان نتیجه گرفت با کاهش ظرفیت مهاری و چسبندگی، لنگر در مقطع تیر در وجه ستون کاهش می‌یابد. آرماتورهای لایه خارجی در قسمت بالا در وجه چپ ستون در آغاز آزمایش تنش فشاری را تحمل می‌کردند. اما تنش در آرماتورهای فشاری با افزایش جابجایی جانبی از فشاری به کششی تغییر کرد. بنابراین می‌توان نتیجه گرفت علت کاهش در برش طبقه، وجود یک حد بالایی برای ظرفیت چسبندگی آرماتورهای طولی تیر که از درون اتصال می‌گذرند می‌باشد و علت آن تخریب سیستم مقاوم در برابر برش اتصال نیست.

### ۸ - ۵ - ۲ - مولفه های تغییر شکل اتصال :

شکل ۱۳ به مقایسه دو مولفه تغییر شکل یعنی سهم فشار قطری و کشش در تغییر شکل کلی اتصال پرداخته است. این تغییر شکلها به کمک دستگاههای اندازه گیری الکتریکی که بصورت مورب روی اتصال نصب شده بود، اندازه گیری شدند. سهم تغییر شکل فشاری کوچکتر از ۲۰ درصد از بهم ریختگی و اعوجاج نهایی صفحه اتصال بود. هیچ افزایش ناگهانی در تغییر شکل فشاری حتی پس از شروع کاهش در برش طبقه مشاهده نشد. متوسط جمع شدگی ستونچه قطری فشاری بتن، کوچک و خرد شدگی بتن محدود به ناحیه کوچکی در مرکز اتصال بود. برش اتصال کاهش نیافت چرا که نیروی فشاری قطری ممکن است حتی با خرد شدن محلی بتن، با عرض های افزایش یافته، در مسیرهای فرعی تحمل شود.

می‌توان نتیجه گیری کرد که تغییر شکل فشاری معین در جهت قطری اتفاق نمی‌افتد. به عبارت دیگر، بیشترین تغییر شکل برشی از تغییر شکل کششی قطری بدست آمده است.

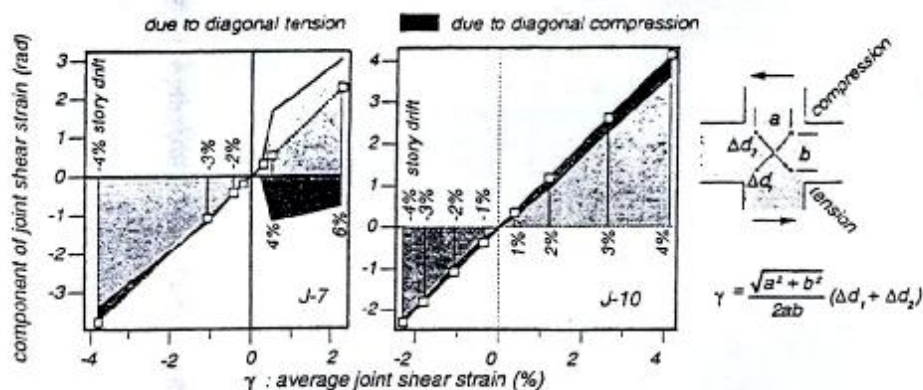


FIG. 13. Contributions of Tensile and Compressive Components of Joint Shear Deformation

## ۶-۲ - ناگفته های مدل جدید برای شکست برش اتصال

### ۱-۶-۲ - مدل رفتاری برای شکست برشی اتصال :

تغییر شکل برشی در اتصال به رغم اینکه هنوز تنش برشی به حد مقاومت اتصال نرسیده و بر خلاف اینکه برش طبقه به تدریج در حال کاهش می باشد، اساساً به علت گسترش ترک های قطری افزایش می یابد. مدل های رفتاری موجود برای اتصالات مانند مکانیزم خرپا یا *Strut* برای پاسخگویی به این حقایق با دقت بالا مناسب نیستند. این مکانیزم ها، اصولاً با در نظر گرفتن تعادل در اتصال توسعه یافته اند. گسترش این مدلها بر مبنای وقوع شکست برشی در اتصالات، در لحظه تجاوز برش اتصال از مقاومت برشی اش شکل گرفته است. مدل های شکست استفاده شده در مکانیزم خرپا یا *Strut* به ترتیب راجع به شکست برشی اتصال همزمان با جاری شدن آرماتورهای عرضی یا تخریب ستونچه های قطری فشاری بتن بحث می نمایند. اما باید پرسید واقعا چه اتفاقی می افتد که علیرغم وجود مقاومت در اتصال، شکست اتصال به وقوع می پیوندد. این اساسی ترین تناقض میان حقیقت و مدل های موجود بر اساس مکانیزم خرپا یا *Strut* می باشد. بنابراین معرفی یک مدل جدید برای تشریح دقیق این حقایق، ضروری به نظر می رسد. یک مدل رفتاری برای شکست برشی اتصال در شکل ۱۴ به تصویر کشیده شده است.

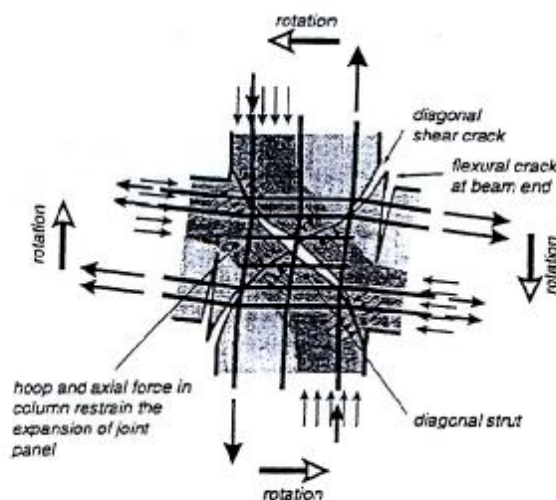


FIG. 14. Behavior Model for Joint Shear Failure and Force Flow in Beam-Column Connection

در این مدل تغییر شکل برشی در اتصال بطور یکنواخت توزیع نشده است و این تغییر شکل به سبب چرخش چهار قطعه مثلثی بتنی و باز شدن ترک های بین شان ایجاد می شود. چرخش قطعات باعث بازشدگی نابرابر ترکها مانند ترکهای خمشی در مرزهای مورب قطعات می گردد. همانطور که در شکل ۱۵- آ نشان داده شده فنرهای قائم و افقی قطعات را به هم متصل کرده تا از تبدیل اتصال به چند

قطعه جدا از هم جلوگیری شود. در یک اتصال، میلگردهای طولی تیر و ستون که از درون اتصال می‌گذرند به همراه آرماتورهای عرضی به عنوان فنر عمل می‌کنند. وقتی که لنگرها از جانب تیرها و ستون‌های مجاور، به اتصال اعمال می‌شود، چرخش قطعات اتفاق می‌افتد. اگر فنرها وجود نداشت قطعات تشکیل دهنده اتصال هیچ‌گونه مقاومتی در برابر لنگر از خودشان نشان نمی‌دادند. از این رو است که این سیستم به عنوان مدلی برای تشریح مقاومت خمشی اتصالات دارای مزیت می‌باشد. این سیستم همچنین می‌تواند در برابر برش اتصال مقاومت کند. بنابراین این مدل رفتاری، می‌تواند الزامات لازم برای پاسخگویی به رفتار واقعی شکست برشی اتصال، که در آن تغییر شکل برشی اتصال، با وجود خدمت رسانی ظرفیت باقیمانده مقاومت کننده در برابر برش، افزایش می‌یابد را برآورده سازد.

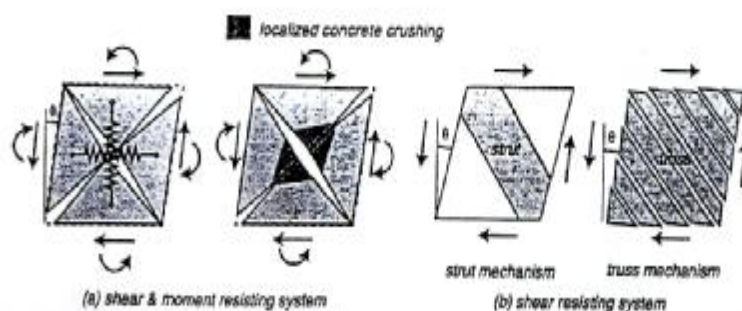


FIG. 15. Comparison of Mechanisms for New Model and Existing Models

## ۲-۶-۲ - تحلیل سیستم مقاوم در برابر خمش در اتصال تیر - ستون :

رفتار کلی مجموعه اتصال تیر - ستون در شکل ۱۶ ترسیم شده است. بطور کلی جابجایی جانبی به دو صورت روی مجموعه اثر می‌گذارد. یکی تغییر شکل درون اتصال و دیگری تغییر شکل در انتهای تیر در وجه ستون، مانند آنچه در شکل ۱۶-ب نشان داده شده است. جهت دوری جستن از رفتار نامطلوب قاب خمشی، تغییر شکل اتصال می‌بایست کاهش یابد. اگر مکانیزم مقاومت خمشی در اتصال نشان داده شده در شکل ۱۶-آ از مقاومت خمشی سیستم شکل ۱۶-ب بزرگتر باشد، تغییر شکل در اتصال کوچک خواهد ماند. اگر مقاومت خمشی در اتصال کوچکتر باشد، تغییر شکل اتصال افزایش خواهد یافت. بنابراین پیش بینی اینکه تغییر شکل کلی، بیشتر، از ترک‌های باز شونده در انتهای تیر ایجاد می‌شود یا با خرد شدن بتن در مرکز اتصال و چرخش زیاد قطعات تشکیل دهنده اتصال، نیازمند توسعه یک مدل ریاضی جهت برآورد مقاومت سیستم خمشی برای هر یک از دو حالت بالا می‌باشد.

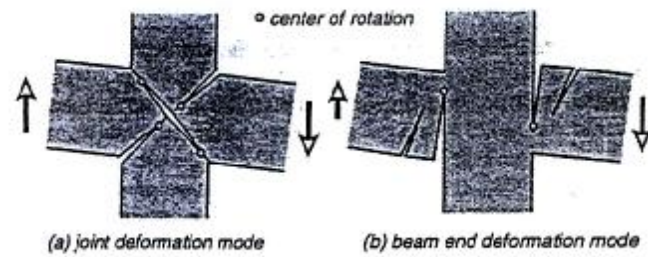


FIG. 16. Overall Behavior of Beam-Column Connection Sub-assembly

بر پایه مدل رفتاری جدید، یک مدل مکانیکی برای تخمین مقاومت اتصال پیشنهاد می‌گردد. رابطه بین بار خارجی و نیروهای داخلی در سیستم مقاوم خمشی از تعادل در مدل، مشتق می‌شود (شکل ۱۷). هندسه و ابعاد مجموعه و نیروهای خارجی بکار رفته در آن در شکل ۱۸ تعریف می‌شوند. محل توزیع تنش مرزی در بتن، با ملاحظه ترک‌های باز شونده و بسته شونده مانند آنچه در شکل ۱۷-ب دیده می‌شود، فرض شده است.

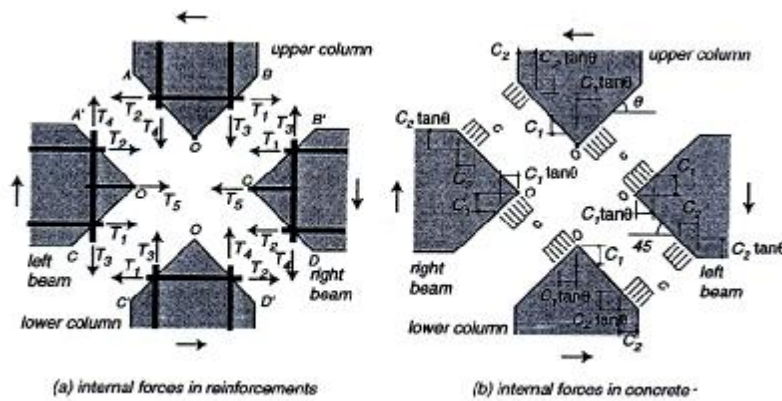


Figure 8: Definition of internal forces and their notations for J-mode

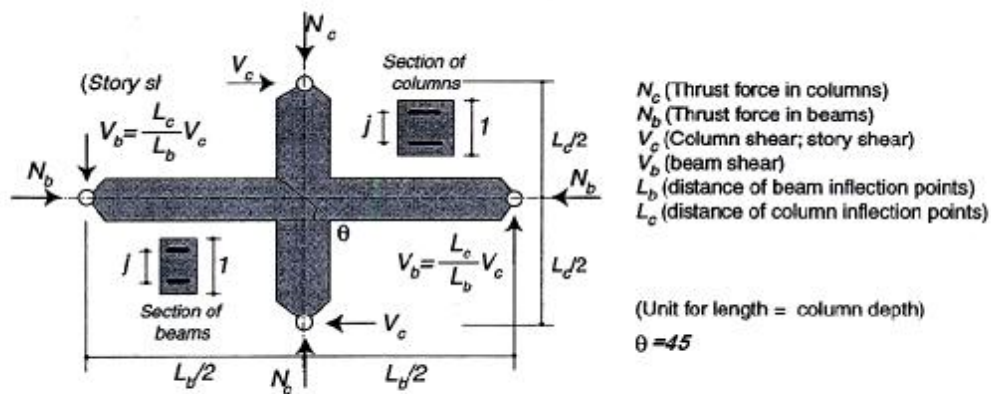


Figure 4: Definitions and notations for external forces acting on a beam-column joint sub-assembly



### ۳ - ۶ - ۲ - فرضیات و نکات خاص در تحلیل :

فرضیات تحلیل در زیر لیست شده است :

(۱) عمق تیر و عمق ستون یکسان در جهت سادگی یکی فرض شده است. این مقادیر در این تحلیل برابر با واحد طول اختیار گردیده اند.

(۲) آرماتورهای مسلح کننده فقط در برابر نیروی محوری مقاومت می کنند و از اثر پانچی آنها صرف نظر می شود.

(۳) ترک های قطری، موجود و زاویه تمایل آنها ۴۵ درجه می باشد.

(۴) ترکهای بتن، تنش نرمال فشاری را عمود به ترک انتقال می دهند. توزیع تنش نرمال همانند بلوک مستطیلی فرض می شود، که در آن  $\sigma_c$  تنش بتن است.

(۵) تعادل نیروهای خارجی و نیروهای داخلی لحاظ می شود، در حالیکه شرط سازگاری ضرورتاً برآورده نمی شود.

(۶) محل و اندازه نیروهای خارجی موثر روی مجموعه اتصال، نسبت به هر دو محور قائم و افقی گذرنده از مرکز، متقارن هستند.

عبارات و علامت های زیر هندسه، ابعاد، نیروهای خارجی و تنش مرزی را نشان می دهد:

$J$ : فاصله میان آرماتورهای کششی و آرماتورهای فشاری روی مقطع تیر و ستون تا عمق تیر

$t$ : ضخامت پانل اتصال تیر - ستون

$N_C$ : نیروی محوری نرمال شده

$N_b$ : نیروی محور یتیر

$L_b$ : طول تیر

$L_C$ : طول ستون

و ضریب  $\alpha = \frac{L_C}{L_b}$

عبارات دیگری نیز برای نیروهای داخلی، استفاده شده که معرفی می شوند. نشانه های  $T_1, T_2, T_3, T_4$  (مثبت در کشش) نیروهای کششی در آرماتورهای مسلح کننده تیر و ستون همانند آنچه در شکل ۱۷-آ آمده است، می باشند. نیروی کششی  $T_5$  همان نیروی کششی در خاموت های توزیع شده در ارتفاع هسته اتصال با این فرض که در میان ارتفاع متمرکز شده اند، می باشد.

نیروهای فشاری  $C_1, C_2$  در بتن (مثبت در فشار) در شکل ۱۷-ب نشان داده شده اند. آنها مولفه های در جهت  $X, Y$  نیروهای عمل کننده عمود بر مرز قطعات هستند.  $V_C$  برش ستون برابر با برش طبقه و  $V_b$  برش تیر می باشد. رابطه بین  $V_b$  و  $V_C$  با استفاده از هندسه سازه و تعادل لنگر حول مرکز به کمک معادله زیر بدست می آید:  $V_b = \alpha V_C$  مقاومت خمشی اتصال  $M_J$  نیز اینگونه تعریف می شود:

تمام نیروها با علامت  $V, C, T, N$  در این تحقیق با عبارت  $t\sigma_c$  نرمال می‌شوند. به کمک این قرارداد واحد، عرضه ناحیه فشاری بتن با دامنه نیرو منطبق می‌شود.

#### ۴ - ۶ - ۲ - تعادل نیروهای موثر بر قطعات :

تعداد معادلات تعادل، برای یک جسم صلب صفحه‌ای، سه تا می‌باشد. در این سیستم به علت وجود چهار قطعه صلب تشکیل دهنده اتصال، ۱۲ معادله تعادل بدست می‌آید. جهت سهولت بیشتر، فرض می‌شود که اتصال متقارن است بنابراین تعداد معادلات لازم تا شش عدد کاهش می‌یابد. از طرفی نیروی برشی ستون و نیروی برشی تیر با یکدیگر متناسب هستند، لذا تعداد معادلات مستقل تعادل، پنج معادله می‌باشد. این پنج معادله در ادامه خواهند آمد. تعادل نیروها در جهت  $Y, X$  برای تیر سمت راست به ترتیب بصورت زیر می‌باشد:

$$-T_1 - T_2 - T_5 + C_1 + C_2 - N_b = 0 \quad (3)$$

$$T_3 - T_4 - C_1 + C_2 - \alpha V_C = 0 \quad (4)$$

معادله تعادل لنگر نسبت به نقطه مرکز اتصال  $O$ ، برای تیر سمت راست اینگونه است :

$$\frac{L}{2} \alpha V_C + 0.5J(T_3 - T_4) + 0.5J(T_1 - T_2) + C_2(1 - C_2) - C_1C_2 = 0 \quad (5)$$

معادلات تعادل نیرو در جهت  $Y, X$  برای ستون بالایی به ترتیب به شرح زیر است :

$$T_1 - T_2 - C_1 + C_2 - V_C = 0 \quad (6)$$

$$-T_3 - T_4 + C_1 + C_2 - N_C = 0 \quad (7)$$

به این دلیل که تعداد متغیرها از تعداد معادلات بیشتر است، برای حل دستگاه معادلات همزمان مرتبه دوم (۳) تا (۷)، می‌بایست تعدادی از متغیرها معلوم فرض شوند تا بتوان پنج مجهول را محاسبه کرد. در معادلات بالا  $V_C, T_3, T_4, C_1$  و  $C_2$  به عنوان متغیرهای مجهول و بر عکس،  $T_1, T_2, T_5$  به عنوان متغیرهای معلوم فرض شده‌اند. معنی فیزیکی عبارت  $T_1 - T_2$  نیروی مهار چسبندگی برای آرماتورهای تیر گذرنده از اتصال می‌باشد. لذا ظرفیت مهاری منجر شده از شکست چسبندگی کاملاً به مقدار  $T_1 - T_2$  ارتباط دارد. معنی فیزیکی  $T_5$  نیروی کششی کلی در آرماتورهای عرضی اتصال است که به بطور تنگاتنگی با مقاومت جاری شدگی کششی و مقدار این آرماتورها در ارتباط می‌باشد.

#### ۵ - ۶ - ۲ - حل عددی

جهت دستیابی به یک حل عددی برای معادلات همزمان (۳) تا (۷) از بسته نرم افزاری *MapleV* که یک ابزار ریاضیات عمومی است استفاده شد. یک مثال از حل در شکل ۱۹ نشان داده شده است. در این شکل  $V_C$  بعنوان تابعی از  $T_5, T_2, T_1$  ترسیم شده است.

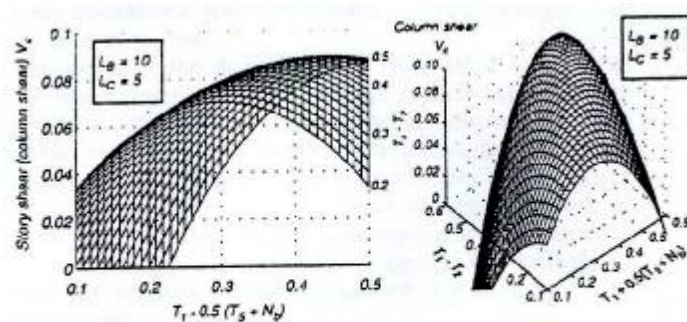


FIG. 19. Example of Numerical Solution for Story Shear  $V_c$  Calculated with New Model

محور قائم  $V_c$  و محور افقی را نشان می‌دهد. رابطه برش طبقه  $V_c$  و  $T_1 + 0.5(N_b + T_5)$  مطابق با پارامتر ظرفیت مهاری  $T_1 - T_2$  تغییر می‌کند. همانطور که  $T_1 + 0.5(N_b + T_5)$  افزایش می‌یابد، برش طبقه  $V_c$ ، ابتدا افزایش و سپس کاهش می‌یابد. این بدان معناست که به علت افزایش مقادیر  $C_1, C_2$  و کاهش طول بازو در مکانیزم خمشی، مقدار ماکزیمی برای  $V_c$  در این سیستم وجود دارد. وجود پیک ها در حل می‌گوید که اگر حد نهایی تسلیم کششی آرماتورهای مسلح کننده تیر به مراتب بزرگ باشد، اتصال قبل از جاری شدن آرماتورهای طولی تیر، به ظرفیت خمشی خودش می‌رسد. بنابراین مقدار عددی نقطه پیک نمودار به عنوان جایی که در آن ظرفیت نهایی مقاومت خمشی اتصال حاصل شده، تفسیر می‌گردد. همچنین می‌توان فهمید که ظرفیت خمشی نهایی اتصال، کاملاً به نیروی مهاری  $T_1 - T_2$  مرتبط می‌باشد. وقتی که مقدار  $T_1 - T_2$  افزایش می‌یابد، برش طبقه  $V_c$  افزایش یافته در حالیکه اگر مقدار  $T_1 - T_2$  خیلی بزرگ باشد، آنگاه برش طبقه دوباره کاهش می‌یابد. بحث های دقیق تر در مورد نتایج حاصل از حل عددی را به بخش های بعدی مוקول می‌نماییم.

## ۶ - ۶ - ۲ - رفتار کلی مدل جدید:

عبارت ریاضی حاصل شده برای  $V_c$ ، مقدار نیروی محوری ستون  $N_c$  را در خود ندارد بنابراین می‌توان اینگونه تعبیر کرد که نیروی محوری ستون، در این مدل اثری روی برش طبقه  $V_c$  ندارد. از طرف دیگر اثرات نیروی محوری  $N_b$  و نیروی کشی آرماتورهای حلقوی  $T_5$  مشابه اثر نیروی  $T_1$  می‌باشند. بزرگی نیروی محدود کننده  $T_5$  در آرماتورهای عرضی اتصال و نیروی پیش تنیده  $N_b$ ، اثری روی ظرفیت خمشی اتصال ندارد. چون پیک  $V_c$  به شرط اینکه مقدار نیروی مهاری  $T_1 - T_2$  ثابت نگه داشته شود، تابعی از  $T_5$  و  $N_b$  نمی‌باشد. بنابراین مقدار آرماتورهای عرضی اتصال، اثر مهمی روی افزایش برش اتصال ندارد. آیین نامه *AIJ1994* به اثر نداشتن مقدار آرماتورهای عرضی روی مقاومت برشی اتصال اشاره دارد که پیش بینی مدل ریاضی جدید با این رویکرد کلی *AIJ1994* مطابقت دارد. اگر ظرفیت چسبندگی آرماتورهای تیر- گذرنده از میان اتصال- بر پایه هندسه اتصال و خواص مکانیکی مواد با دقت تعیین گردد، این مدل برای پیش بینی برش طبقه در لحظه شکست

برشی اتصال، مفید خواهد بود. فعلا معادله مناسبی برای مقاومت مهاری وجود ندارد، لذا توسعه چنین مدل‌هایی در آینده ضروری به نظر می‌رسد.

## ۷-۶-۲ - مقایسه نتایج حاصل از تحلیل با نتایج حاصل از آزمایش:

مدل جدید جهت بررسی درستی فرضیات بکار رفته در آن، با نتایج حاصل از آزمایش مقایسه شد. مقادیر  $T_1$  و  $T_2$  اندازه‌گیری شده و برای  $T_5$  نیز مقاومت جاری شدگی کششی آرماتورهای عرضی فرض گردید. برای تنش بتن  $\sigma_c$ ، ۸۵٪ مقاومت فشاری بتن با لحاظ کردن ضریب کاهش برای بلوک مستطیلی تنش بتن در آنالیز خمشی مقاطع بتن مسلح استفاده گردید. شکل \*\*\*۲۰ نیروهای محاسبه شده موثر بر قطعه سمت راست و همچنین مقایسه تنش در فولاد ستون و برش مشاهده شده ستون در آزمایش را نشان می‌دهد.

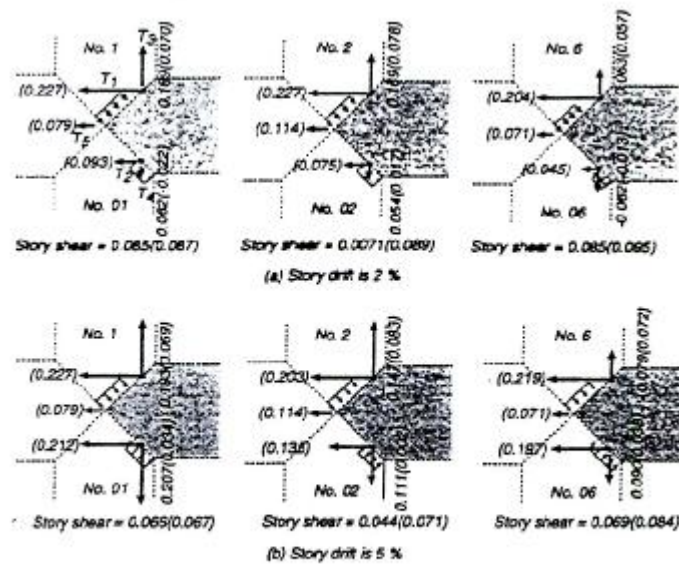


FIG. 20. Predicted Column Shear by New Model (Number in Parentheses is Observed Value)

در نمونه شماره یک، مقادیر محاسبه شده برای برش ستون  $V_C$ ، مطابقت خوبی را با مقادیر اندازه‌گیری شده نشان می‌دهد در حالیکه نیروی  $T_3$  و  $T_4$ ، در آرماتورهای ستون از تطابق خوبی برخوردار نیست.

این مسئله تا حدودی به چند لایه بودن آرماتورها در ستون و اینکه ما آن را یک لایه فرض کرده‌ایم، مربوط می‌شود.

در نمونه‌های شماره ۲ و ۶،  $V_C$  پیش بینی شده از مقدار مشاهده شده در آزمایش، بویژه در موردی که نیروهای کششی در آرماتورهای فشاری مقادیر بزرگی داشتند، کوچکتر بود. مطالب بالا یک نگاه اجمالی، جهت آشنایی خواننده با این مدل جدید بود، حالا که این شناخت تا حدودی حاصل شد، به تشریح مبسوط‌تر مدل، با هدف روشن شدن بعضی از زوایای پنهان و نیز دستیابی به نتایجی جالب توجه و مستدل به کمک نتایج حاصل از آزمایشات دیگر می‌پردازیم.

## فصل سوم

### اثر اندرکنش میان برش اتصال و نیروی چسبندگی در اتصالات بر مقاومتها و مودهای شکست

#### ۱-۳ - اثرات چسبندگی:

گزارش آزمایش شکست برشی اتصال (Shiohara2001) نشان داد که کاهش در برش طبقه زمانی اتفاق می افتد که به حد بالایی ظرفیت چسبندگی برسیم. معمولاً در این شرایط کرنش طولی در میلگردهای تیر توزیع می شود. با ثابت نگه داشتن مقاومت چسبندگی، با افزایش برش اتصال، میلگردهای تیر، در انتهای تیر در طرف فشاری اتصال به داخل و در طرف کششی به بیرون می لغزند. (شکل (a-۲۱) ، یکی از نتایج حاصل شده، افزایش میانگین کرنش کششی در اتصال تیر - ستون می باشد. (شکل (b-۲۱)

با در نظر گرفتن سازگاری تغییر شکل در میلگردهای تیر و بتن ، افزایش طول میلگردهای تیر، باعث بازشدگی ترک هایی در بتن می شود. شکل (۲۲) دو حالت از این ترک ها را نشان می دهد. افزایش طول میلگردهای تیر ممکن است به ترک های باز شونده در وجه ستون کمک کند یعنی باعث چرخش انتهای تیر شود (شکل (a-۲۲)، احتمال دیگر آن است که افزایش طول میلگردهای تیر ممکن است موجب ایجاد ترک های مورب و قطری در پانل اتصال گردد. این امر باعث چرخش قطعات تشکیل دهنده پانل اتصال با مقاومت کم می شود.

#### ۲-۳ - دو مود تغییر شکل جدید در اتصالات تیر به ستون:

مود تغییر شکل نشان داده شده در شکل a-۲۲ به سبب ترک های باز شونده در انتهای تیر ایجاد شده است و در آن تغییر شکل درون اتصال تقریباً کوچک است. از این پس، این حالت مود  $B$  نامیده می شود. حالت دیگر تغییر شکل که در شکل b-۲۲ مشخص شده، تغییر شکلی است که با خرد شدن محلی بتن در مرکز اتصال به علت چرخش زیاد قطعات بوجود می آید، از این پس به این مود تغییر شکل که نشانگر تغییر شکل برشی در اتصال می باشد، مود  $J$  گفته می شود. برای پیش بینی حالت شکست اتصال تیر به ستون، توسعه یک مدل جدید برای درک تمایز میان این دو حالت از تغییر شکل، ضروری به نظر می رسد.

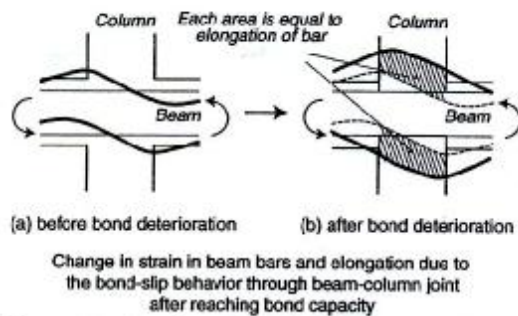


Figure 21 Tensile strain distribution and elongation of beam bars passing through a beam-column joint

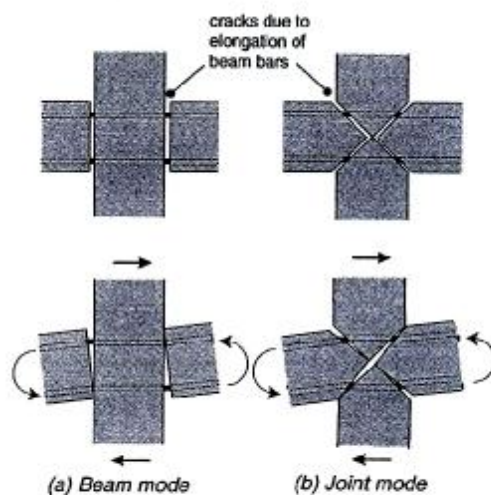


Figure 22 Overall behavior of beam-column connection subassembly

### ۳-۳ - پیش بینی مود تغییر شکل بر پایه مقاومت:

هر یک از این دو مود تغییر شکل، مکانیزم ذاتی مقاومت خمشی خودشان را در هر مود تغییر شکل دارند، بنابراین مقاومت جانبی اتصال با شرط اینکه مقاطع بحرانی مناسبی برای عملکرد خمشی فرض گردد، قابل حصول می‌باشد. اگر مقاومت محاسبه شده برای مود  $B$  از مود  $J$  کوچکتر باشد، سهم مود تغییر شکل  $B$  به کل تغییر مکان جانبی نسبی طبقه کوچکتر است. به این طریق مود تغییر شکل در اتصال ممکن است قابل پیش‌بینی باشد. مقاومت جانبی مجموعه اتصال تیر به ستون در قسمت بعدی مورد بحث قرار خواهد گرفت.

### ۳-۴ - مقاومت خمشی در مودهای $B$ و $J$ :

شکل (۲۳)، دو حالت استقرار مقاطع بحرانی در مودهای  $B$  و  $J$  را نشان می‌دهد. در مورد  $B$  فرض می‌شود که مقطع بحرانی عملکرد خمشی، در انتهای تیر قرار دارد، در حالیکه در مود  $J$  خطوط قطری به عنوان مقطع بحرانی فرض می‌شود. برای تعریف تنش طولی در میلگردهای مستقیم

تیر که از مقاطع بحرانی می‌گذرند، علائم  $T_1$  و  $T_2$  بکار برده می‌شوند. از تئوری خمشی مقطع در اینجا استفاده خواهد شد، هر چند فرض اینکه مقاطع صفحه‌ای، صفحه باقی می‌مانند بکار برده نمی‌شود، چرا که در اتصال تیر - ستون اثرات لغزش چسبندگی مهم و غیر قابل اغماض می‌باشد. بنابراین  $T_1$  و  $T_2$  متغیرهای مستقلی فرض می‌شوند. باید ذکر شود که مقدار  $T_1 - T_2$  برابر با نیروی مهارتی مقاومت شونده با عمل چسبندگی میان دو مقطع بحرانی در یک اتصال می‌باشد.

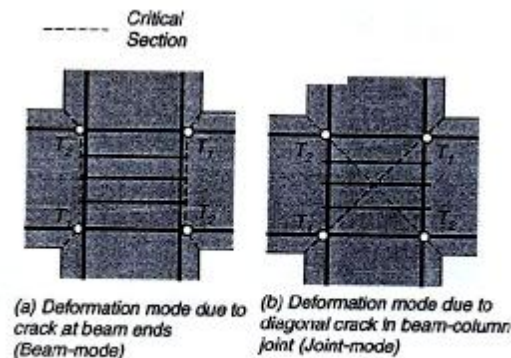


Figure 23 Two sets of flexural critical section

### ۵ - ۳ - ساختار کلی اتصال تیر - ستون:

هندسه و ابعاد زیر سازه کلی و نیروهای خارجی در شکل ۲۴ تعریف می‌شوند. فرض می‌شود که هندسه و الگوی نیروهای خارجی موثر بر سازه، متقارن باشد. عمق ستون واحد و عمق تیر برابر با  $\tan \theta$  (زاویه قطر صفحه اتصال و افق) می‌باشد. علائم  $L_C, L_B$  فاصله بین دو نقطه عطف به ترتیب در تیر و ستون را نشان می‌دهد. نیروهای  $T_5, T_2, T_1$  و دیگر علائم نیرویی به وسیله عبارت  $D_c b_c \sigma_c$  نرمال می‌شوند، که در آن  $D_c, b_c, \sigma_c$  به ترتیب عرض ستون، عمق ستون و تنش فشاری بتن در بلوک تنش فشاری را نشان می‌دهند.

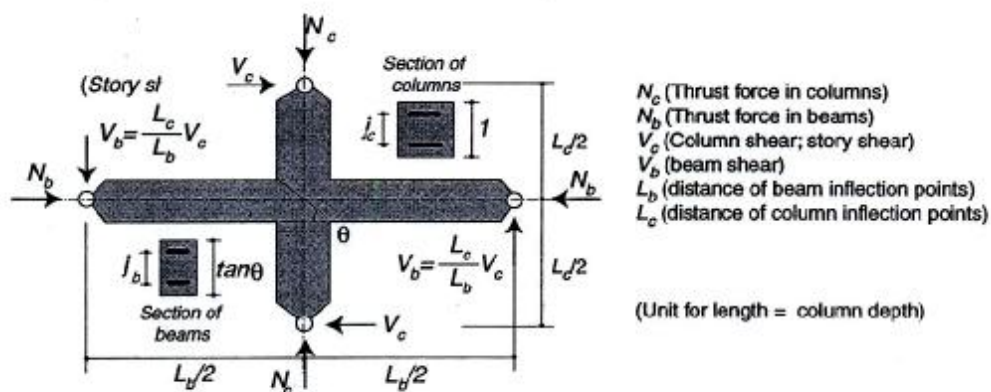


Figure 24 Definitions and notations for external forces acting on a beam-column joint sub-assembly



### ۶-۳ - مقاومت در مود تغییر شکل B :

#### ۱- ۶-۳ - فرضیات و علائم در تحلیل:

با در نظر گرفتن تعادل نیروهای افقی و لنگر در مقطع بحرانی در انتهای تیر، رابطه نیروهای داخلی  $T_1$  و  $T_2$  و لنگر  $M_b$  در مقطع بحرانی از معادله زیر بدست می‌آید (شکل ۲۵):

$$M_b = 0.5J_b(T_1 - T_2) + (T_1 + T_2 + N_b)[0.5 - 0.25(T_1 + T_2 + N_b)] \quad (8)$$

بدیهی است که برش در تیر  $V_b$  و برش در ستون  $V_c$ ، از مقدار  $M_b$  و با در نظر گرفتن هندسه زیرسازه قابل حصول می‌باشد. سرانجام تنش برشی مستعار  $\tau_{JB}$  و مقاومت مود B با کار بردن این فرض که طول برآیندهای تنش در مقطع تیر  $j$  برابر با هفت هشتم عمق موثر تیر  $d$  و مساحت موثر اتصال تیر - ستون برای مقاومت برشی  $A_{eff}$  مطابق با آئین نامه AII1994 اختیار گردد، بدست می‌آید. فرض اخیر ضروری نبوده و فقط یک قرارداد است. با بکار بردن این فرض تنش برشی مستعار همیشه متناسب با  $V_b$ ،  $M_b$  و  $V_c$  می‌باشد.

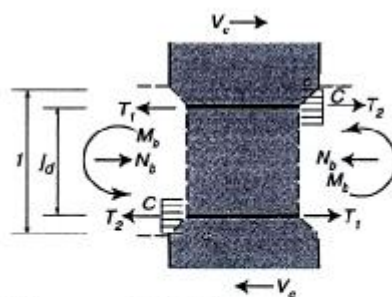


Figure 25 Definitions and notations of internal forces acting on the critical sections considering B-mode deformation

#### ۲- ۶-۳ - یک مثال از حل عددی:

شکل ۲۶ یک مثال از حل عددی می‌باشد که سطح تنش برشی اتصال در هر نقطه در یک دستگاه با متغیرهای  $T_1$  و  $T_2$  در فضای سه بعدی، به تصویر کشیده شده است. از شکل ۲۸ آشکار می‌شود که مقاومت برشی اتصال با افزایش مقاومت چسبندگی  $T_1 - T_2$  افزایش می‌یابد. مقاومت مود B تابعی از  $T_5$  نمی‌باشد. بنابراین مقدار حلقه‌های اتصال اثری بر مقاومت ندارد.

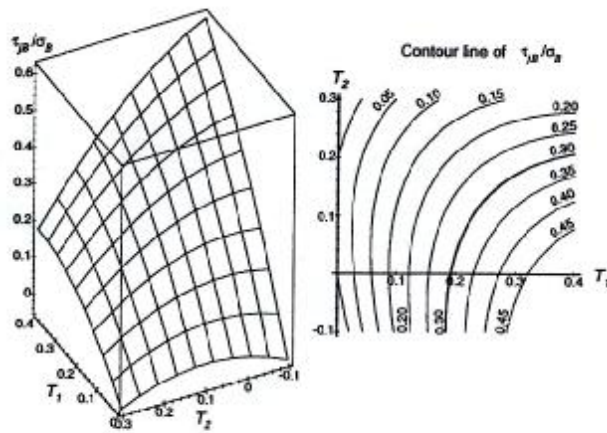


Figure 26 An example of numerical solution for strength of J-Mode

### ۷-۳ - مقاومت مود تغییر شکل $J$ :

در مورد این مود تغییر شکل قبلاً به تفصیل صحبت شده است. در این حالت، تغییر شکل برشی اتصال از چرخش چهار قطعه بتنی مثلثی که با فنرهای قائم و افقی مقید شده‌اند، ایجاد می‌شود. این مدل برای تشریح اینکه چرا اتصالات تیر - ستون می‌تواند مقاومت برشی‌ای را به خود اختصاص دهد، مفید می‌باشد. با کاهش مقاومت خمشی اتصال، تغییر شکل برشی در اتصال در لحظه شکست برشی افزایش می‌یابد.

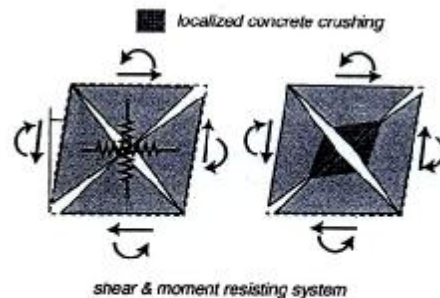


Figure 27 Comparison of mechanism for the new model and existing models

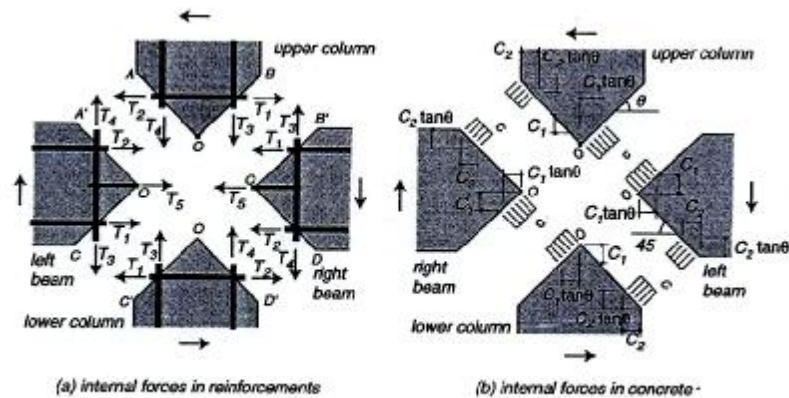


Figure 28 Definition of internal forces and their notations for J-mode

### ۱ - ۷ - ۳ - فرضیات و علائم در آنالیز:

فرضیات و علائم بکار رفته در آنالیز، همانند آنچه در قسمتهای ۲ - ۶ - ۲ ارائه گردید، فرض می‌شوند تنها با این تفاوت که همه نیروها با فاکتور  $D_c b_c \sigma_c$  نرمال شده‌اند.

### ۲ - ۷ - ۳ - تعادل نیروهای عمل کننده بر قطعات:

مطابق آنچه که در بخش‌های قبلی آمد از ۱۲ معادله تعادل موجود، تنها پنج معادله مستقل از هم می‌باشند، که این معادلات به صورت زیر ارائه می‌شوند:

تعادل نیرو در جهت  $Y, X$  برای تیر سمت راست که اینگونه است:

$$-T_1 - T_2 - T_5 + C_1 + C_2 \tan \theta - N_b - T_5 = 0 \quad (9)$$

$$T_3 - T_4 - C_1 \tan \theta + C_2 - \alpha V_c = 0 \quad (10)$$

تعادل ممان نسبت به نقطه  $O$  برای تیر سمت راست:

$$\frac{1}{2} \alpha V_c + 0.5 J_c (T_3 - T_4) + 0.5 J_b (T_1 - T_2) \tan \theta + 0.5(1 + \tan^2 \theta) C_2 (1 - C_2) - C_1^2 \tan \theta = 0 \quad (11)$$

و تعادل نیروها در جهت  $Y, X$  برای ستون بالایی:

$$T_1 - T_2 + C_1 \tan \theta - C_2 - V_c = 0 \quad (12)$$

$$-T_3 - T_4 + C_1 \tan \theta + C_2 - N_c = 0 \quad (13)$$

به منظور حل دستگاه معادلات بالا شامل پنج معادله ۹ تا ۱۳، متغیرهای  $V_c, T_3, T_4, C_1, C_2$ ، مجهول و متغیرهای  $T_1, T_2, T_5$  معلوم فرض می‌شوند که در انتها تنش مستعار  $\tau_{ij}$  از مود  $J$  بر حسب تابعی از  $T_1, T_2$  و با استفاده از همان فرضیات در مورد طول تنش برآیند در مقطع تیر و نیز سطح موثر اتصال مانند آنچه در مود  $B$  گفته شد، بدست می‌آید.

### ۳ - ۷ - ۳ - یک مثال عددی از حل:

شکل ۳۰ یک مثال از حل عددی معمولی، حاصل شده از معادلات ۹ تا ۱۳ است که نشانگر سطح تنش برشی اتصال  $\tau_{jJ}$  می باشد. شکل آن شبیه یک گنبد است. اساسی ترین اختلاف میان مود  $B$  و مود  $J$  آن است که مقاومت مستعار برشی اتصال  $\tau_{jJ}$  به شرطی که نیروی  $T_2$  منفی باشد، کاهش می یابد. این جمله بدین معناست که مهار و چسبندگی خوب در اتصالات تیر - ستون مقاومت مود  $J$  را به مخاطره می اندازد.

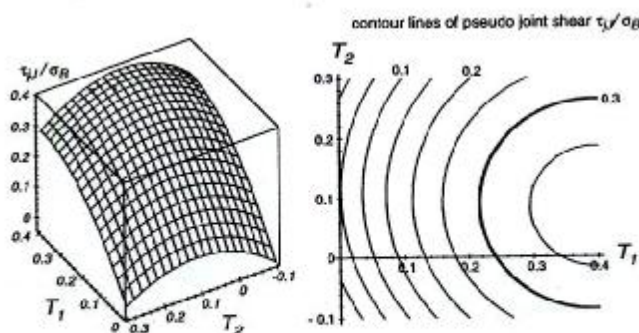


Figure 30 : Calculated joint shear stress for J-mode by the new model

### ۳ - ۸ - تفاوت مقاومت در مورد $B$ و $J$ :

با مقایسه شکل ۲۶ و ۳۰، آشکار است که توابع تنش مستعار برشی اتصال  $\tau_{jB}$  و  $\tau_{jJ}$  کاملاً متفاوت هستند. شکل ۳۱ کانتورهای مقادیر ماکزیمم  $\tau_{jB}$  و  $\tau_{jJ}$  در مختصات  $T_1, T_2$  را نشان می دهد. شکل ۳۱-a یک مثال در حالت  $T_5 = 0.04$  یعنی زمانی که حلقه های اتصال برابر با حداقل لازم می باشد را ارائه می دهد. شکل ۳۱-b نیز بیانگر حالتی است که در آن به منظور مقایسه اثر میلگردهای جانبی، مقدار آنها تا ۲۵۰ درصد افزایش یافته است. منحنی های مرزی که در صفحه  $T_1, T_2$  نشان داده شده اند، نقاطی را که در آنها  $\tau_{jB}$  و  $\tau_{jJ}$  با هم برابر است را به هم وصل می کند. اگر نقطه  $(T_1, T_2)$  در سمت چپ و بالای این منحنی قرار گرفته باشد، مقدار  $\tau_{jJ}$  همواره بزرگتر از  $\tau_{jB}$  می باشد. در این ناحیه مقاومت مود  $B$  کوچکتر و تغییر شکلش بزرگتر و مهم تر می باشد، در حالیکه تغییر شکل مود  $J$  کوچک است. در تضاد با آن، اگر نقطه  $(T_1, T_2)$  در سمت راست و پایین منحنی قرار گیرد، تغییر مکان مود  $J$  حائز اهمیت می شود. بنابراین منحنی های مرزی جهت تشخیص تغییر شکل، با شرط معلوم بودن مقادیر  $T_1, T_2$  مفید می باشد. از این پس هر ناحیه ای که در آن تغییر شکل یک مود بزرگتر باشد، به نام آن ناحیه نامگذاری می کنیم، مثلاً اگر در ناحیه ای  $\tau_{jB} < \tau_{jJ}$ ، تغییر مکان مود  $B$  بزرگتر بوده و به همین دلیل این ناحیه را ناحیه  $B$  می نامیم. با مقایسه شکل ۳۱-a و ۳۱-b دیده می شود که با افزایش میزان آرماتورهای جانبی، منحنی مرزی به سمت راست حرکت می کند.

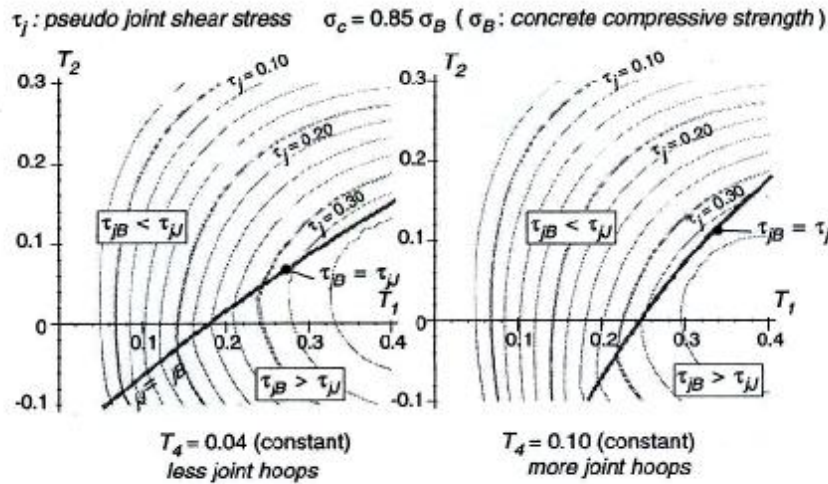


Figure 31: Calculated joint shear stress by the new model

این مدل پاسخ این سوال را که چرا با افزایش فولاد جانبی، تغییر شکل درون اتصال کاهش می‌یابد، به خوبی می‌دهد. این مدل همچنین اثر ظرفیت چسبندگی بر روی مقاومت و مود تغییر شکل را تشریح می‌کند. اگر آرماتورهای مستقیم تیر دارای ظرفیت چسبندگی کمی باشند، مانند آرماتورهای صاف، ظرفیت مهاری کوچک بوده و مقدار  $T_1 - T_2$  تقریباً صفر می‌شود. این بدان معناست که نقطه  $(T_1, T_2)$  همیشه روی یک خط با زاویه ۴۵ درجه که از مبدأ مختصات صفحه  $T_1, T_2$  می‌گذرد، قرار می‌گیرد. مطابق آنچه در شکل ۳۱-a و ۳۱-b نشان داده شده، این خط با زاویه ۴۵ درجه همیشه در ناحیه B قرار می‌گیرد. بنابراین تغییر شکل مود B برای یک اتصال تیر - ستون که میلگردهای تیر در آن هیچگونه چسبندگی ندارند بزرگتر و حائز اهمیت بیشتر می‌باشد. این مدل پاسخ بسیار مناسبی به آزمایش آقای لیو که ابتدای تحقق مان به آن اشاره شد، می‌دهد. آزمایش لیو نشان داده بود که اتصال با میلگردهای صاف، در شرایط مختلف و سطوح نیروی زیاد از خود شکست برشی بروز نمی‌دهد. این روش و این مدل فاکتورهای زیادی مانند:

- (۱) برش ورودی اتصال
- (۲) مقاومت چسبندگی
- (۳) نیروی محوری تیر
- (۴) مقدار آرماتورهای عرضی
- (۵) نیروی محوری ستون

و چگونگی اثر گذاری این فاکتورها بر رفتار اتصال در یک راه حل سازگار را تشریح می‌کند.

### ۹-۳ - کاربرد مدل جدید برای پیش بینی مود شکست:

به منظور بکارگیری مدل جدید در موارد عملی، برای نمودار بالا دو محدودیت قائل می‌شویم. محدودیت اول، مقدار حداکثر برای  $T_1, T_2$  است که همان مقاومت نهایی کششی در آرماتورهای تیر

می‌باشد. محدودیت دیگر حداکثر مقدار برای  $T_1 - T_2$  است که برابر با ظرفیت مهار یا چسبندگی آرماتور و بتن می‌باشد.

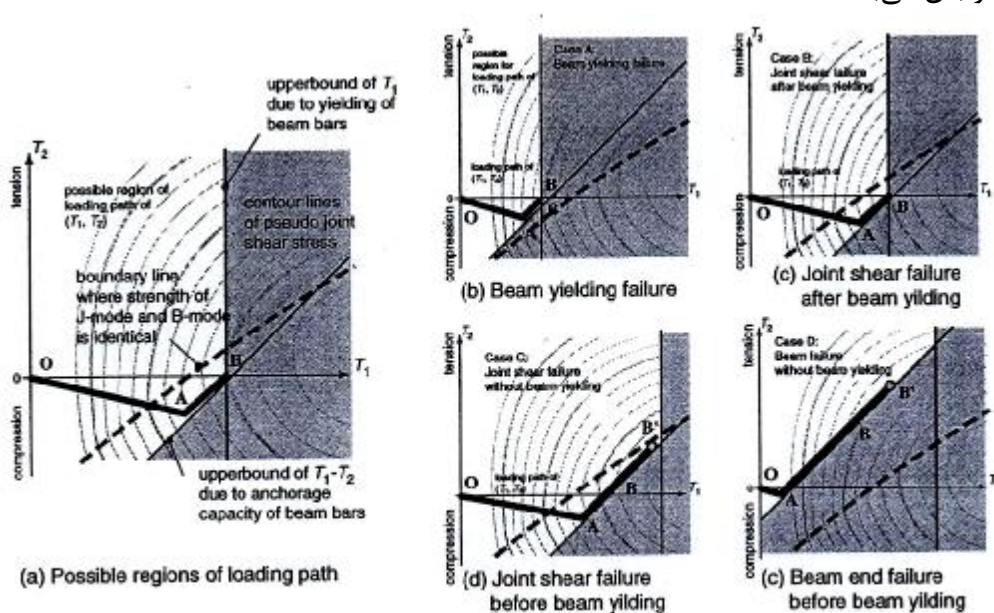


Figure 32 : Interaction of anchorage strength joint shear

وقتی که مجموعه اتصال تیر - ستون بصورت افزایشی بارگذاری می‌شود،  $T_1$ ،  $T_2$  بصورت متناسب افزایش می‌یابند، تا جایی که چسبندگی قادر به مقاومت کردن در مقابل نیروی ورودی باشد. مثل خط  $OA$  در شکل ۳۲. بنابراین به محض اینکه چسبندگی به ظرفیت نهایی اش  $B_u$  نائل آمد، مسیر بارگذاری به سمت خطی با زاویه ۴۵ درجه مانند خط  $AB$  چرخش می‌کند. اگر این محدودیت‌ها برآورده شود، رفتار اتصال زمانی که در معرض یک بار افزایشی قرار گیرد، قابل پیش‌بینی است. اگر نقطه  $(T_1, T_2)$  که در آن آرماتورهای تیر جاری می‌شود در ناحیه  $B$ -region باشد، (شکل ۳۲-b)، رفتار قابل پیش‌بینی است. چنانچه در شکل آمده و مود شکست جاری شدن تیر نامیده می‌شود. اگر مقادیر کافی، آرماتورهای تیر با مقاومت بالا، تدارک دیده شود بطوریکه چسبندگی  $B_u$  قبل از جاری شدن آرماتورها بدست آید، مسیر بارگذاری تغییر کرده و به سمت خط  $AB$  حرکت می‌کند، (شکل ۳۲-c). سرانجام مسیر بارگذاری به نقطه  $B$  یا  $B'$  که در آن مقاومت ماکزیمم اتصال اتفاق می‌افتد، می‌رسد. به این علت، مقاومت برشی اتصال، با شرط اینکه ظرفیت مهار بیشتر و بیشتر گردد، افزایش می‌یابد. ظرفیت چسبندگی  $B_u$  از روی مشخصات هندسی و خواص مواد شناخته می‌شود.

شایان ذکر است این مدل جهت پیش‌بینی مقاومت اتصال با همین روش قابل استفاده می‌باشد. همچنین از این مدل را برای جداسازی انواع اتصالات تیر - ستون مانند اتصالات پیش‌تنیده در جهات افقی و قائم می‌توان بکار برد. فعلاً داده‌های آزمایشی زیادی برای رفتار چنین اتصالاتی تحت بارهای لرزه‌ای وجود ندارد.

### ۱۰ - ۳ - نقصی در اتصالات تیر ستون طرح شده بر مبنای آیین نامه‌های فعلی:

اگر چه آیین نامه‌های طراحی موجود ( *SANZ, ACI, AIJ*، آبا) محدودیتی برای تنش برشی اتصال به نحوی که از شکست برشی اتصال جلوگیری گردد، قرار داده‌اند، اما ایده آن بر مبنای تجربه شکل گرفته است. علت آن تا حدودی این می‌باشد که محدود کردن تنش برش اتصال، مقدار آرماتورهای تیر را محدود کرده و با محدود کردن قطر بزرگتر میلگردهای تیر، ظرفیت مهار و چسبندگی کافی تأمین می‌شود. این ممکن است پاسخی برای این سؤال باشد که چرا اتصالات طراحی شده بر اساس آیین نامه‌ها، با وجود آنکه در مدل‌های تحلیلی‌شان، دارای ایرادات منطقی هستند، اما ظرفیت برش مستعار مناسب و کافی‌ای از خود نشان می‌دهند. هر چند طراحی بر پایه محدود کردن ظرفیت برشی اتصال، فقط برای اتصالات با جزییات آرماتوربندی معمول و نیز اتصالاتی که ظرفیت چسبندگی مهاری در آنها خیلی زیاد یا خیلی کم نباشد، کاربرد دارد و برای دیگر اتصالات، پایه منطقی درستی را ارائه نمی‌دهد. این اتصالات همانند آنچه در قبل نیز گفته شده، می‌توانند اتصال پیش تنیده شده و یا اتصال تیر - ستون با صفحات انکر برای آرماتورهای تیر را شامل شود. اگر طراحی بر پایه برش اتصال، برای چنین دیتیل‌های ویژه‌ای بکار برده شود، گاهی برای یک اتصال، طراحی بسیار محافظه کارانه و گاهی طراحی خطرناک از کار درمی‌آید.

بنابراین توصیه می‌شود آزمایش شکست برشی اتصال بر پایه تنش واقعی در آرماتورهای طولی، جهت توسعه یک مدل منطقی برای شکست برشی اتصال، دوباره انجام شود.

### ۱۱ - ۳ - نتایج حاصل شده از آزمایش و بسط مدل جدید رفتار برای اتصالات:

در نمونه‌هایی که بگونه طراحی شده بودند تا در آنها شکست برشی اتصال رخ دهد، وقتی تحت بار استاتیکی متناوب قرار گرفتند، موارد زیر حاصل شد:

۱) در آزمایش اتصالات تیر - ستون، نیروی برشی اتصال و نیروی برش طبقه، برخلاف روابطی که آیین نامه‌ها ارائه می‌دهند، متناسب با هم نبودند. در اغلب نمونه‌ها برش در اتصال تا پایان آزمایش کاهش نیافت در حالیکه برش طبقه کاهش یافت. به عبارت دیگر سیستم مقاوم در برابر برش، تا پایان آزمایش، مقاومت برشی باقیمانده‌ای را برای خود حفظ کرد.

۲) علت کاهش در برش طبقه به سبب وجود یک حد بالایی برای ظرفیت مهاری و چسبندگی آرماتورهای گذرنده از اتصال تیر می‌باشد. زمانی که مقاومت مهاری به ظرفیت نهایی خودش رسید، تنش در آرماتورهای فشاری، در وجه ستون از فشاری به کششی تغییر کرد، فقدان مقاومت فشاری ایجاد شده، به سبب آرماتورهای فشاری در مقطعی در وجه ستون، باعث کاهش مقاومت خمشی گردید که آن نیز به نوبه خود باعث کاهش در برش طبقه شد.

۳) تغییر شکل برشی اتصال، به واسطه انبساط قطری افزایش یافت. تغییر شکل برشی اتصال به علت فشار، کوچک بود.

اما به طور کلی می‌توان از مدل جدید و بحث‌های انجام شده، موارد زیر را استنباط کرد:

(۱) مدل جدید یک دیدگاه یکپارچه که به ما در درک رفتار پیچیده اتصالات با بررسی فاکتورهای موثری همچون نیروی برشی اتصال، نوع و مقاومت گیرداری و چسبندگی، مقاومت مصالح، مقدار آرماتورهای عرضی، برشی ورودی اتصال، مقاومت چسبندگی، نیرو در ستون‌ها، نیرو در تیرها و غیره کمک می‌کند، ارائه می‌دهد. این فاکتورها مستقل از هم نبوده و هر کدام اثر مستقل خود را بر مقاومت و تغییر شکل اتصال دارند.

(۲) ثابت شد مدل می‌تواند بگوید که مقاومت مهاري فاکتور اساسی تری نسبت به برش اتصال است و مقاومت مهاري اثرات زیادی روی مقاومت و شکل مود شکست اتصال دارد.

همچنین پیش بینی شد چسبندگی بالاتر مقاومت اتصال را افزایش می‌دهد و این درحالی است که اگر به اندازه کافی خاموت تعبیه نشده باشد، تغییر شکل برشی اتصال در مقایسه با تغییر شکل تیر یا ستون بیشتر می‌شود.

بر پایه آزمایشات ضرورت یک مدل ریاضی که به پیش‌بینی مقاومت خمشی در اتصال کمک کند، مورد تأکید قرار گرفت و یک مدل جدید ارائه گردید. مدل جدید با رفتار مشاهده شده از اتصالات سازگار است.



## فصل چهارم

### اثر نیروی پیش تنیدگی روی مقاومت و مود شکست اتصالات تیر - ستون

#### بیرونی

همانطور که در قسمت‌های قبلی به آن اشاره شد نیروی پیش تنیدگی در تیرها، بر روی مقاومت و مود شکست اتصالات تأثیرات بسزایی دارد. از آنجا که تا به اینجا در مورد اتصالات درونی بحث شده است، شایسته به نظر می‌رسد توجهی عمیق‌تر به عوامل موثر بر رفتار اتصالات بیرونی صورت گیرد. جهت بررسی اثر نیروی پیش تنیدگی، آزمایشی ترتیب داده که به بحث در مورد جنبه‌های مختلف آن خواهیم پرداخت.

تعداد آزمایشات مربوط به بررسی اثر پیش تنیدگی در اتصالات، محدود می‌باشد و از آن محدودتر آزمایشاتی هستند که مشخصاً به ارزیابی مقاومت اتصال می‌پردازند. ما در این بخش به بررسی آزمایشی با شش نمونه اتصال خارجی بتن مسلح در مقیاس  $\frac{1}{2}$ ، با و بدون فولادهای پس کشیده در تیر می‌پردازیم. مواردی که بررسی آنها برای ما حائز اهمیت است، در زیر لیست شده‌اند:

(۱) اثر نیروی پس کشیدگی در تیر

(۲) محل قرارگیری صفحه انکر در اتصال

(۳) مقدار فولاد عرضی در اتصال

(۴) اثر فولادهای طولی میانی ستون روی شکست اتصال.

علت اینکه چرا از نیروی پس کشیدگی استفاده می‌شود، این است که در ساخت سازه‌های بتن مسلح، هنگام اجرای اتصالات، هنوز ستون بالایی ساخته نشده است تا به کمک آن بتوان با نصب تجهیزات لازم قبل از بتن ریزی تیر، آرماتورهای تیر را پیش تنیده کرد، لذا برای ایجاد تنیدگی در آرماتورهای تیر، آسان‌تر است به روشهایی متوسل شویم تا این تنیدگی را بعد از اجرای کامل اتصال بوجود آوریم. از همین رو است که نام آنرا، اتصال پس کشیده یا پس تنیده می‌نامیم.

#### ۱ - ۴ - نکات عمده آزمایش:

##### ۱ - ۱ - ۴ - خواص نمونه‌ها:

شش نمونه بتن مسلح با مقیاس  $\frac{1}{2}$ ، بصورت پس تنیده در قاب صفحه‌ای بدون دال ساخته شدند

پارامترهای متغیر نمونه‌ها از قرار زیر بودند:

الف) وجود نیروی پس کشیده در تیر  $PC - RC$

ب) محل صفحه گیرداری برای میلگردهای طولی تیر و میلگردهای پس کشیده (داخل  
خارج هسته اتصال)

ج) مقدار فولاد جانبی اتصال (صفر یا مقدار مینیمم)

د) وجود یا عدم وجود میلگرد طولی ستون

مقطع تمام تیرها  $200 \times 300$  اما ستون ها  $250 \times 250$  یا  $250 \times 300$  میلی متر مربع

می باشد.

## ۲ - ۱ - ۴ - تفاوت نمونه ها با یکدیگر:

مشخصات و جزئیات نمونه ها در جدول ۲ خلاصه شده است در اینجا مشخصه ویژه هر نمونه که آنرا  
از دیگر نمونه ها متمایز می سازد را به اختیار توضیح می دهیم.

نمونه  $RCJ-1$  : این یک نمونه کنترلی بوده که در آن صفحه انکر داخل ستون اما  
خارج از میلگردهای طولی آن قرار گرفته است.

نمونه  $RCJ-2$  : در این نمونه صفحه گیرداری در سمت داخلی میلگردهای طولی ستون قرار گرفته  
است بطوریکه فاصله صفحه از وجه مقابلش برابر فاصله متناظرش در نمونه  $PCJ-1$   
می باشد. این امر مستلزم آن است که پهنای ستون کمی افزایش یابد.

نمونه  $RCJ-3$  : مشابه نمونه  $PCJ-2$  بوده با این تفاوت که میلگردها طولی ردیف میانی از آن  
حذف شده اند.

نمونه  $PCJ-4$  : این نمونه مشابه نمونه اول بوده با دو تفاوت یکی اینکه در آن آرماتورها پس تنیده  
شده اند و دیگری اینکه صفحه انکر در وجه خارجی ستون قرار گرفته است.

نمونه  $PCJ-5$  : این نمونه مشابه نمونه  $PCJ-4$  اما بدون فولاد عرضی می باشد.

نمونه  $PCJ-6$  : تفاوت این نمونه با نمونه  $PCJ-4$  در بزرگتر بودن میلگردهای پس کشیده اش  
می باشد.

شکل های ۳۳ و ۳۴ جزئیات نمونه ها را بطور کامل نشان می دهد.

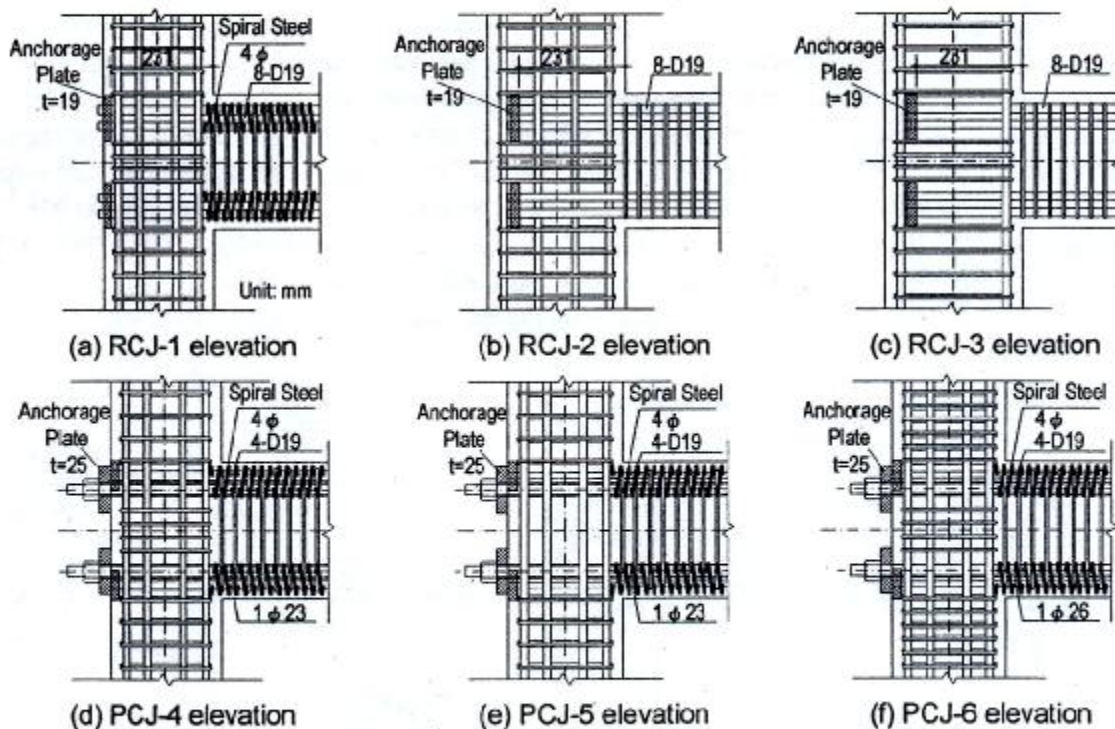
**Table 2 Parameters of test specimens**

Specimen		RCJ-1	RCJ-2	RCJ-3	PCJ-4	PCJ-5	PCJ-6	
Beam	Cross section (mm <sup>2</sup> )	200 x 300						
	Longitudinal bar (SD390)	8D19			4D19			
	Reinforcement ratio	4.60%			2.13%			
	Post tensioning steel bar	-			1Φ23	1Φ26		
	Post tensioning steel bar ratio	-			0.87%	1.11		
	Lateral reinforcement	2D6@50, 2D6@30*					4D6@50 4D6@30*	
	Lateral reinforcement ratio	0.64%, 1.07%					2.13% 1.28%	
	Location of longitudinal reinforcement anchorage plate	Outside	Inside		Outside			
	Location of post tensioning steel bar anchorage plate	-			Outside			
	Prestressing force (kN)**	Designed	-			359	359	459
Obtained***		-			255	260	323	
Column axial load		250 kN (Constant)						
Column	Cross section (mm <sup>2</sup> )	250x250	250x300		250x250			
	Longitudinal bar (USD685)	12D13		8D13	12D13			
	Reinforcement ratio	2.44%	2.03%	1.35%	2.44%			
	Lateral reinforcement	4D6@50					4D6@30	
	Lateral reinforcement ratio	1.4%					2.3%	
Joint lateral reinforcement (SD345)		4-D6□			-		4-D6□	
Lateral reinforcement ratio		0.85%			-		0.85%	

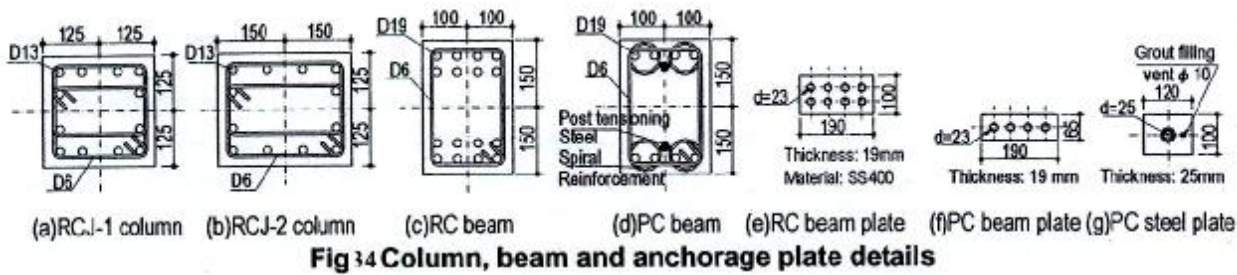
\* In the beam plastic hinge region

\*\* For each post tensioning steel bar

\*\*\* Measured at the moment of loading starting



**Fig 33 Reinforcement detail of test specimen**



جداول ۲، ۳ و ۴ به ترتیب خواص مکانیکی فولاد، خواص مکانیکی بتن و خواص مکانیکی فولاد های پس تنیده را نشان می دهند.

**Table 2 Mechanical properties of steel**

Steel type	Yield point strength $f_y$ (MPa)	Tensile strength $f_u$ (MPa)	Young's modulus $E_s$ (GPa)
D19 (SD390)	428	573	185
D13 (USD685)	645	728	185
D6 (SD295)	333	475	185
$\Phi 4$ (SS400)	459	497	198

**Table 3 Mechanical properties of concrete**

Test specimen	Compressive strength $\sigma_B$ (MPa)	Tensile strength $f_t$ (MPa)	Young's modulus $E_c$ (GPa)
RCJ-1, RCJ-2, RCJ-3, PCJ-4, PCJ-5, PCJ-6	51.0	3.7	36.9

**Table 4 Mechanical properties of post tensioning steel**

Post tensioning steel type	Yield point strength $f_y$ (MPa)	Tensile strength $f_u$ (MPa)	Young's modulus $E$ (GPa)
$\Phi 23^*$	1160**	1270	200
$\Phi 26^*$	1171**	1284	201

\* Standard C-1 type SBPR 1080/1230

\*\* Stress at 0.2% off-set strain

## ۲-۴ - بارگذاری:

به تمام نمونه ها، بار قائم ۲۵۰ کیلو نیوتن همراه با بار جانبی بصورت سیکلهایی برای جابجایی طبقه با دامنه افزایش وارد شد. انتهای نمونه ها با پین هایی ساپورت شده بود و محرک هایی این نیروها را به آنها وارد می کردند. زاویه جابجایی نسبی طبقه از تقسیم جابجایی نسبی به فاصله میان پین های بالا و پایین ستون محاسبه شد. بر خلاف بار قائم، بار افقی با کنترل جابجایی مورد استفاده قرار گرفت (شکل های ۳۵ و ۳۶)

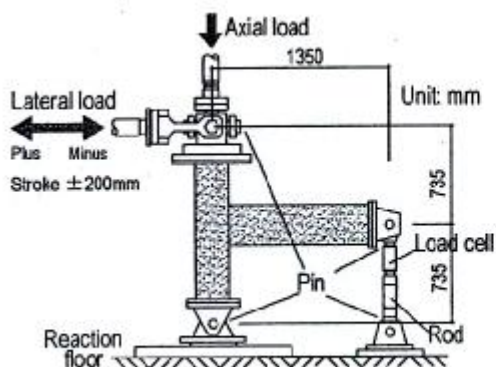


FIG 35 Loading setup

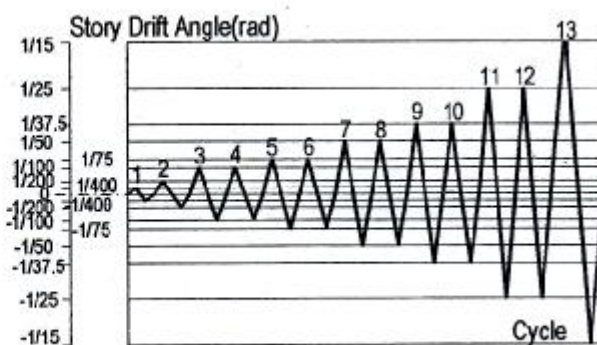


FIG 36 Loading history of the tests

### ۴-۳ - نتایج آزمایش:

#### ۴-۳-۱ - گسترش تخریب:

شکل ۳۷ وضعیت ترک ها را در جابجایی نسبی،  $\frac{2}{7}$  نشان می دهد. مشاهده شد که ترک های خمشی زودتر در تیرهای RC اتفاق می افتاد. ترک در ستون ها، ابتدا در ستون های PC دیده شد. به جز PCJ-5 که همان نمونه بدون خاموت بود، ترک در اتصال زودتر در نمونه های PC اتفاق افتاد. این نکته به اهمیت نقش خاموت ها در اتصال و داشتن یک درک درست در مورد آن ها اشاره دارد. چرا که نمونه بدون خاموت دیرتر دچار ترک خوردگی گردید. ترک های مورب پهنی در نمونه ها مشاهده شد که در امتداد میلگردهای ستون ادامه یافتند. از نکات جالب توجه وجود خسارت های بیشتر در ناحیه مفصل پلاستیک تیرهایی بود که صفحه انکر آنها خارج از ستون تعبیه شده بود. بعضی قطعات از نمونه ها جدا شد. ترک های بسیار کمتری در نمونه های PC نسبت به نمونه های RC مشابه به وجود داشت. در نمونه های RC، ترک تیرها در تغییر مکان بزرگتری بوجود آمد. تخریب در اتصالات بسیار جدی و قابل ملاحظه بود. رفتار نمونه PCJ-5 بدون فولاد جانبی تا رسیدن به مقاومت ماکزیم شبیه دیگ نمونه ها اما از آن متفاوت بود زیرا دچار کاهش در مقاومت با نرخ سریعتری گردید.

#### ۴-۳-۲ - نتایج مشاهده شده:

نمونه های PC توانستند به برش طبقه بزرگتری نائل آیند. این نمونه در جهت مثبت  $10\%$  و در منفی  $5\%$ ، برش بیشتری را تحمل کردند. در همه نمونه ها، جاری شدن آرماتورهای طولی تیر، در مقاومتی کمتر از آنچه بر مبنای تئوری خمش محاسبه شده بود، اتفاق افتاد. ناحیه جاری شدگی تیر، نزدیک به مقطع بحرانی تیر در وجه داخلی اتصال بود.

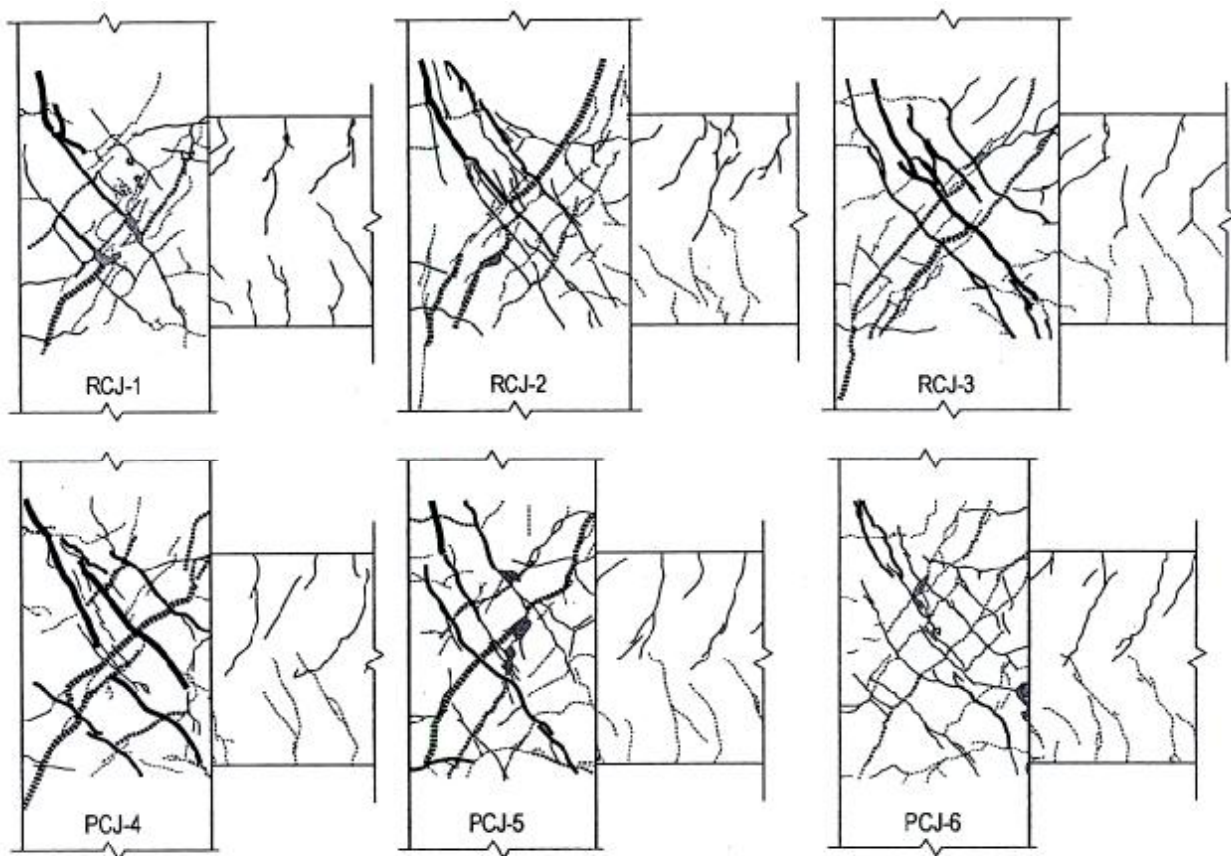


FIG 37 Crack patterns at story drift angle 2.7% rad

در نمونه های  $PCJ-6$  و  $PCJ-4$ ، آرماتورهای تیر قبل از وقوع حداکثر برش طبقه جاری شدند. آرماتورهای ستون ها نیز همچون تیرها، قبل از وقوع برش محاسباتی تئوری، جاری شدند. قابل توجه است که در نمونه های  $PCJ-3$  و  $RCJ-6$ ، میلگردهای ستون قبل برش حداکثر تسلیم شدند. ناحیه جاری شدگی ستون ها در بالا پایین اتصال متمرکز بودند. یکی از نکات بسیار جالب توجه، مشاهده نشدن جاری شدگی در میلگردهای پس کشیده بود. به جز نمونه های  $PCJ-1$  و  $RCJ-1$  مشاهده نشدن جاری شدگی خاموت ها، قبل از رسیدن نیروی برشی طبقه به مقدار حداکثرش در تمام وجوه ستون، به جز وجهی که تیر متصل می شود، اتفاق افتاد. در نمونه های  $PC$ ، خاموت ها در هر چهار وجه جاری شدند که به نوبه خود نکته حائز اهمیت می باشد. یکی از نکات قابل توجه این بود که تمام نمونه ها در مورد گسیختگی برش بعد از جاری شدن آرماتورهای طولی مسلح کننده تیر، دچار شکست شدند (جدول ۵).

Table 5 Summary of test results

Test specimen	RCJ-1	RCJ-2	RCJ-3	PCJ-4	PCJ-5	PCJ-6	
Maximum story shear (+) (kN)	107	111	108	122	117	121	
Story drift (% rad)	2.7	2.7	2.7	2.7	2.7	4.0	
Minimum story shear (-) (kN)	110	109	105	117	107	117	
Story drift (% rad)	2.7	2.7	2.7	2.7	2.7	4.0	
Maximum joint shear (+) (kN)	706	748	690	722	694	781	
Story drift (% rad)	4.0	4.0	4.0	4.0	4.0	4.0	
Minimum Joint Shear (-) (kN)	678	669	635	709	648	743	
Story drift (% rad)	4.0	4.0	4.0	4.0	4.0	4.0	
Failure mode*	A	A	A	A	A	A	
Story shear at beam flexural yielding (kN)**	142	145	145	126	126	131	
Story shear at column yielding (kN)**	181	225	201	181	181	181	
Story drift at steel yielding point (% rad)	Column long. bar	+4.9	-3.6	-2.0	Not yielded	-5.1	-2.0
	Beam long. bar	-2.3	-2.3	-2.5	+2.2	-3.4	+2.3
	Beam post tensioning steel	-	-	-	Not yielded	Not yielded	Not yielded
	Joint lateral reinforcement	+2.5	+1.9	+2.0	+2.6	-	+3.5

\* Failure mode: A - joint shear failure.

\*\* Calculated values based on bending theory.

#### ۴-۴ - بحث روی نتایج آزمایش:

##### ۱-۴-۴ - رابطه بین برش طبقه و جابجایی نسبی:

رابطه بین برش طبقه و جابجایی نسبی در شکل ۳۸ نشان داده شده است. همانطور که مشاهده می شود در تمام نمونه ها به جز نمونه ۶-PCJ ماکزیم برش طبقه در جابجایی ۲/۷٪ رخ داد. در نمونه ۶-PCJ که دارای آرماتورهای پس کشیده ی قوی تری بود حداکثر برش طبقه در جابجایی ۴٪ مشاهده شد.

زوال و کاهش تدریجی در تمام نمونه ها به جز نمونه ۵-PCJ قابل رویت بود. این نمونه که بدون آرماتور عرضی می باشد، تا لحظه رسیدن به برش ماکزیم طبقه، تفاوتی با دیگر نمونه ها نداشت، اما پس از این لحظه بر خلاف دیگر نمونه ها، با زوال مقاومت متفاوت و سریعتری مواجه شد و دچار ضعف ناگهانی گردید.

##### ۲-۴-۴ - نیروی برشی اتصال:

شکل ۳۹ رابطه بین برش اتصال و جابجایی نسبی طبقه را نشان می دهد. نیروی برشی اتصال از روابط زیر محاسبه شد:

$$V_J = T_S - V_C \quad \text{برای نمونه های RC}$$

$$V_J = T_P + T_S - V_C \quad \text{برای نمونه های PC}$$

که در آن  $T_S$ ، نیروی در فولادهای طولی تیر  $T_P$ ، نیروی پس کشیدگی به انضمام نیروی پیش تنیدگی و  $V_C$  برش طبقه می باشد (شکل ۴۰). روابط بالا مشابه همان روابطی است که آیین نامه

های فعلی برای برش اتصال ارائه می دهند. آیین نامه ها مقادیر حدی همچون  $F_Y$  را در روابط خود جایگذاری می کنند اما در اینجا از مقادیر اندازه گیری شده استفاده می شود.

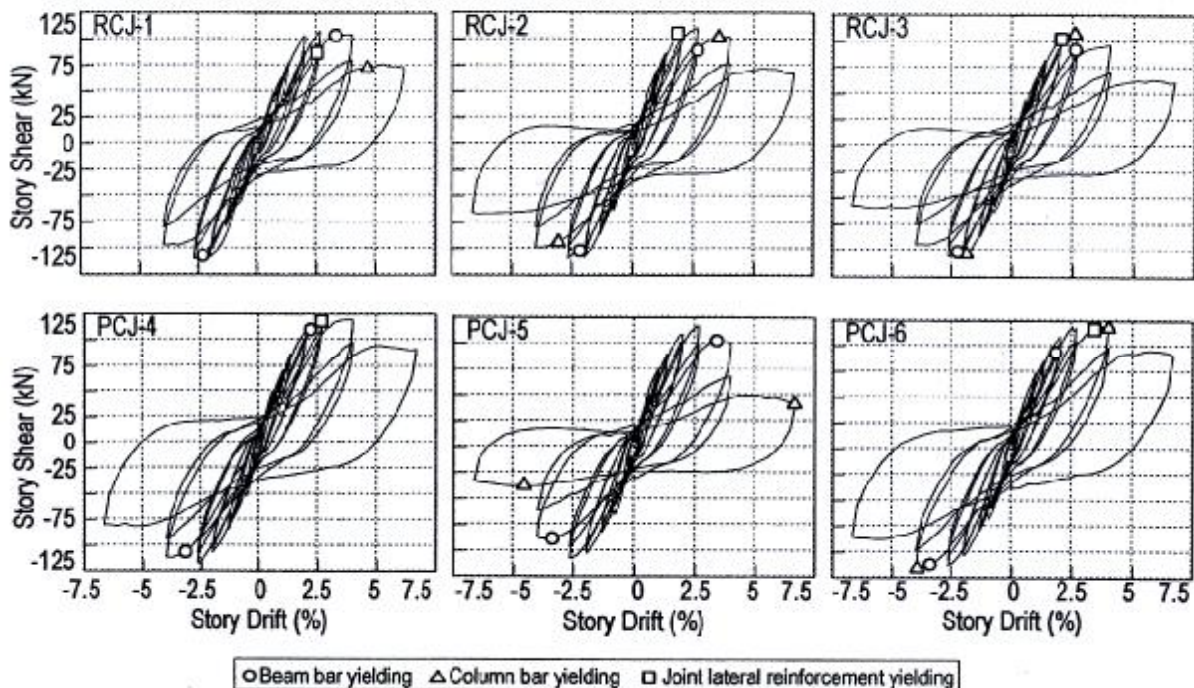


FIG 38 Story shear - story drift angle relation

تنش ها به کمک کرنش های اندازه گیری شده بوسیله استرین گیج ها و مدول یانگ محاسبه شدند. نکته حائز اهمیت این بود که مقدار مشاهده شده برش اتصال،  $1/5$  تا  $1/8$  برابر مقاومت برش اسمی اتصال، مطابق با روابط آیین نامه های  $AIJ$ ,  $ACI$  بدست آمد. در تمام نمونه ها، نیروی برشی اتصال در جابجایی طبقه ۴ به مقدار ماکزیمم خود رسید.

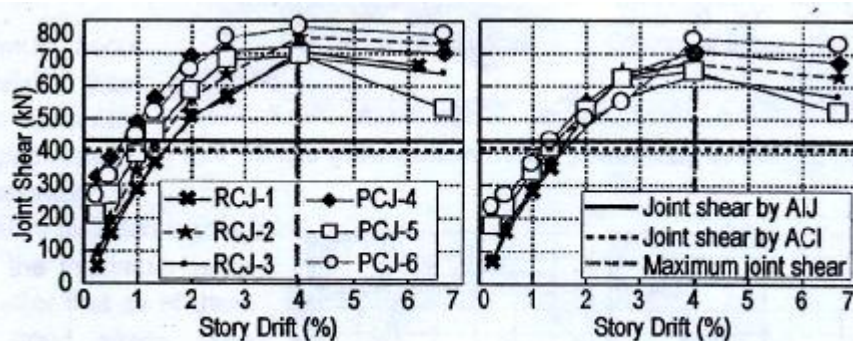


FIG 39 Joint shear force - story drift angle relation



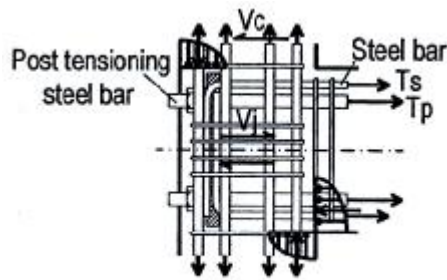


FIG 40 Definition of joint shear  $V_j$

### ۳ - ۴ - ۴ - توزیع تنش کششی آرماتورهای طولی ستون: (شکل ۴۱)

از مقایسه بین دو نمونه مشابه  $PCJ-1$  و  $PCJ-4$ ، مشاهده شد که تنش در آرماتورهای ستون در قسمتی که از اتصال می‌گذرند در نمونه پس کشیده از نمونه متناظر پس کشیده نشده، بیشتر است. تنش در آرماتورهای ستون، نزدیک به وجهی که تیر به ستون وارد شده، ۲۰٪ بزرگتر و در وجه مقابل آن حدود ۵۰٪ کمتر می‌باشد.

وقتی صفحه انکر به مرکز اتصال نزدیکتر است، تنش در آرماتورهای طولی وجه داخلی بیشتر است مثلاً در جابجایی ۲/۷٪ تنش در  $PCJ-2$ ، ۲۷٪ بیشتر از  $PCJ-1$  می‌باشد. اما تنش در آرماتورهای وجه خارجی ستون وقتی صفحه انکر به مرکز اتصال نزدیک می‌شود، حدود ۷۰٪ کمتر می‌گردد.

### ۴ - ۴ - ۴ - توزیع تنش چسبندگی در میلگردهای طولی ستون:

رابطه تنش چسبندگی متوسط در انتهای در امتداد آرماتورهای طولی ستون و جابجایی نسبی طبقه در شکل ۴۲ آمده است. همانطور که مشاهده می‌شود تنش در آرماتورهای وجه خارجی ستون کمتر از تنش در آرماتورهای وجه داخلی ستون می‌باشد. در تمام نمونه‌ها به جز نمونه  $RCJ-3$  تنش چسبندگی در جابجایی ۴٪، برای آرماتورهای وجه داخلی ستون به حداکثر مقدار، در بارگذاری مثبت خود رسید. این اتفاق برای نمونه  $RCJ-3$  در جابجایی ۲/۷٪ رخ داد. به جز نمونه که فاقد آرماتورهای عرضی اتصال می‌باشد و مقاومت چسبندگی پس از رسیدن به مقدار حداکثر، سریعاً از دست داد، در بقیه نمونه‌ها، مقاومت چسبندگی پس از رسیدن به مقدار حداکثر خود، در همان سطح حفظ شد. تنش چسبندگی در بارگذاری جهت منفی تمام نمونه‌ها، در جابجایی نسبی \*\*\* به حداکثر مقدار خود رسید و بعد از آن، تمام نمونه‌ها دچار زوال مقاومت شدند. اما این زوال در نمونه  $PCJ-4$  با شدت کمتری همراه بود. بطور کلی تنش چسبندگی در نمونه‌های پس کشیده شده، مقدار بیشتری از خود نشان داد.

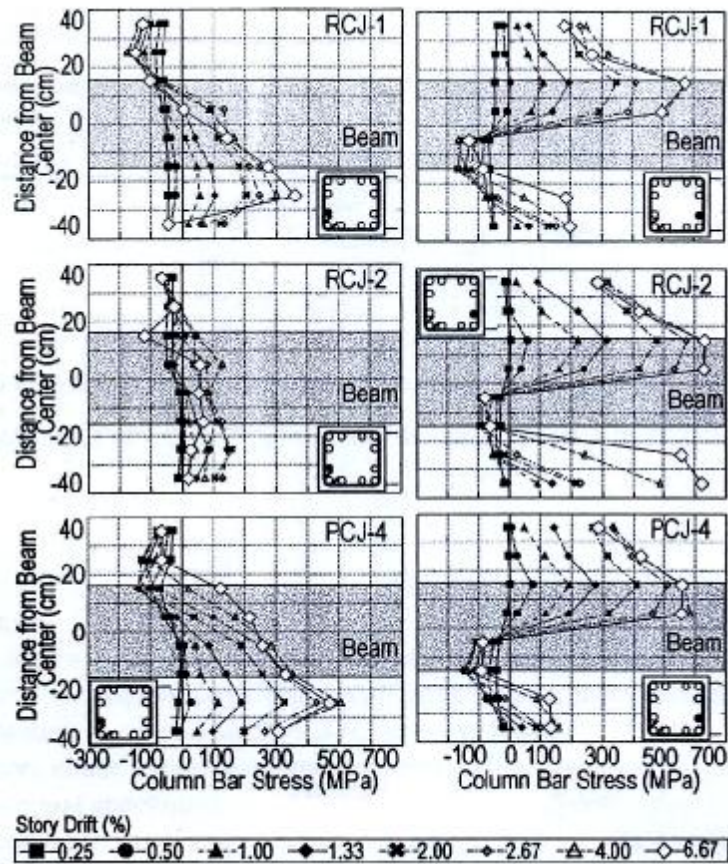


FIG 41 Stress distribution in the column longitudinal bar

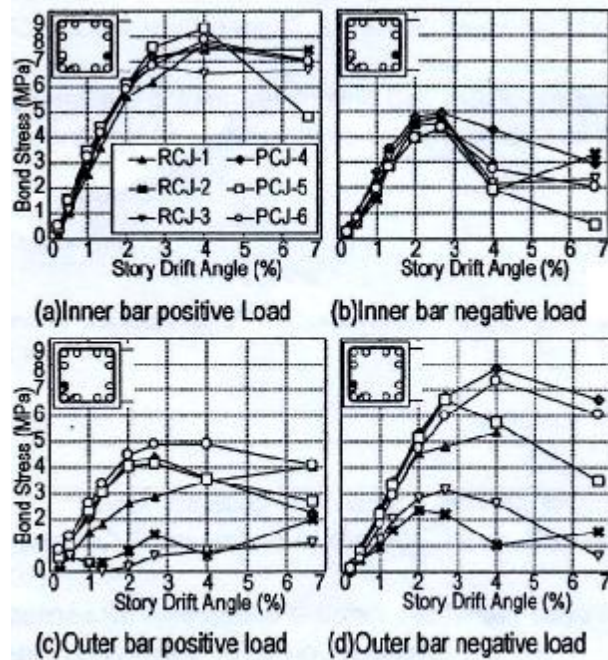


FIG 42 Average bond stress of joint column bar

#### ۵ - ۴ - ۴ - وضعیت تنش در اتصال:

مثالهایی از شرایط تنش اتصال در جابجایی نسبی  $2/7\%$  و  $4\%$  برای بارگذاری در جهت منفی در شکل ۴۳ نشان داده شده است. تنش در فولاد به کمک استرین گیج ها و مدول یانگ محاسبه شد. تنش در بتن از تعادل نیروی محوری و ممان در مقطع مرکب، با فرض اینکه تنش بتن  $85\%$  مقاومت فشاری بتن باشد، بدست آمد. با افزایش جابجایی طبقه برآیند فشاری بتن نیز افزایش می یابد. همچنین دیده شد که نیروی آرماتورهای بالایی تیر، در جابجایی  $2/7\%$ ، از حالت فشاری به کششی تغییر کرد. تمام آرماتورهای بالا و پایین تیر در جابجایی  $4\%$  در کشش هستند. این وضعیت در جابجایی های بزرگتر موضوع قابل رویت است.

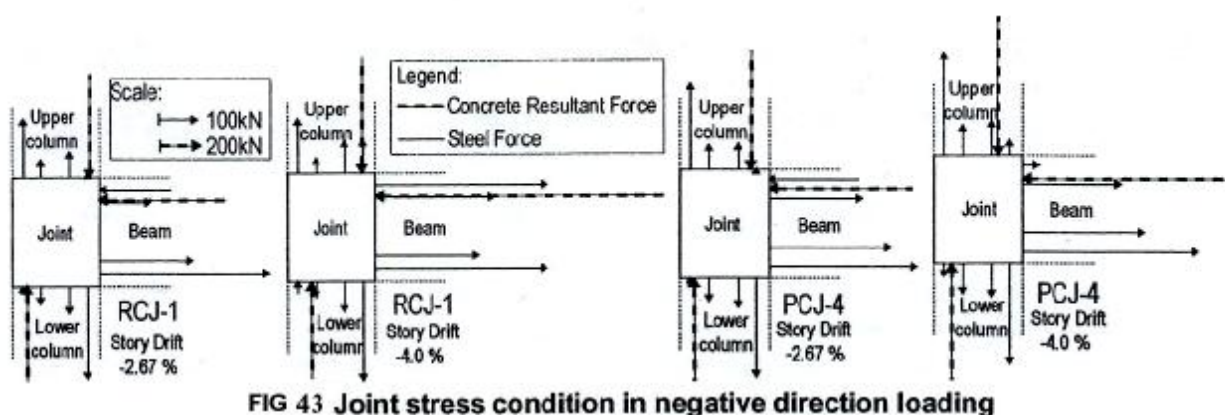


FIG 43 Joint stress condition in negative direction loading

#### ۵ - ۴ - تفسیر نهایی:

- (۱) در تمام شکست برشی اتصال بعد از جاری شدن تیر اتفاق افتاد. ظرفیت برش طبقه مجموعه تیر ستون، بسیار کوچکتر از مقدار محاسباتی بر مبنای تئوری خمشی بود.
- (۲) برش طبقه، نیروی برشی اتصال و تنش در میلگردهای ستون برای نمونه های پس کشیده شده بیشتر از نمونه های معمولی بدست آمد.
- (۳) در حالتی که صفحه انکر خارج از آرماتورهای وجه بیرونی ستون قرار گرفته بود، به علت محصور شدگی بیشتر، شرایط مرزی بهبود یافته و در نتیجه تنش در آرماتورهای ستون و تنش چسبندگی افزایش یافت.
- (۴) در نمونه بدون خاموت، رابطه برش طبقه\_جابجایی تا رسیدن به ماکزیمم برش طبقه مانند دیگر نمونه ها بود اما پس از آن کاهش در مقاومت همراه با تغییر شکل های بزرگ شدت زیادی به خود گرفت.

۵) در نمونه ای که در آن آرماتورهای طولی میانی ستون در محل اتصال حذف شده بودند ماکزیمم برش طبقه، نیروی برش اتصال و تنش چسبندگی آرماتورهای وجه خارجی ستون، کمتر از نمونه های با آرماتورهای میانی بود.

۶) در آرماتورهای پس کشیده شده، جاری شدگی مشاهده نشد. در پایان می توان ادعا کرد که وجود نیروی پیش تنیدگی در آرماتورهای گذرنده از اتصال، تا حدودی باعث بهبود عملکرد اتصال تحت بارهای متناوب و لرزه ای می گردد.

## فصل پنجم

راهکارهای عملی ارائه شده برای اجرای اتصالات تیر- ستون بتن مسلح

در این فصل به بررسی برخی راهکارهای ارائه شده جهت اجرای اتصالات تیر- ستون بتن مسلح می پردازیم. این بررسی ها به این دلیل که هر راهکاری تا حدودی غیرمعمول بوده و در آن نکته ای نو وجود دارد، در صورت تشریح کامل، مجال بسیار طولانی را می طلبد. لذا سعی شده اشاراتی اجمالی و بیشتر کیفی، به این راهکارها را ارائه شود.

### ۱- ۵ - اتصالات تیر- ستون های پیش ساخته:

در اینجا به دو نمونه از راهکارهای ارائه شده خواهیم پرداخت:

#### ۱- ۱- ۵ - اتصال با استفاده از صفحات فولادی خمشی و برشی

یکی از راههای اتصال تیرها و ستون های پیش ساخته به یکدیگر، استفاده از صفحات فولادی خمشی و برشی مطابق آنچه در شکل ۴۴ نشان داده شده است، میباشد. همانطور که دیده می شود در هنگام ساخت ستون پیش ساخته صفحاتی در دو وجه کناری ستون و وجهی که تیر به آن متصل می شود، به میلگردهای طولی ستون جوش می گردد. نظیر چنین صفحاتی که سر آنها کمی بیرون از بتن قرار دارد، در جوه بالا، پایین و طرفین قسمت انتهایی تیر، نیز جایگذاری می شود. صفحات بالایی و پایینی که جهت انتقال خمش کاربری دارند، به صفحات خمشی و صفحات کناری که برای انتقال برش تعبیه شده اند، به صفحات برشی مشهورند.

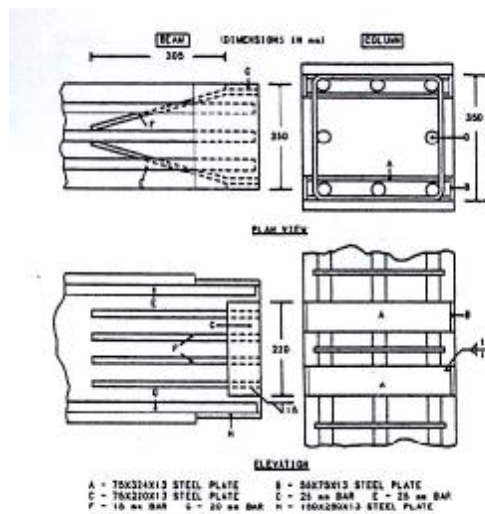


FIG 44(a)—Shear connector (1 in. = 25.4 mm)

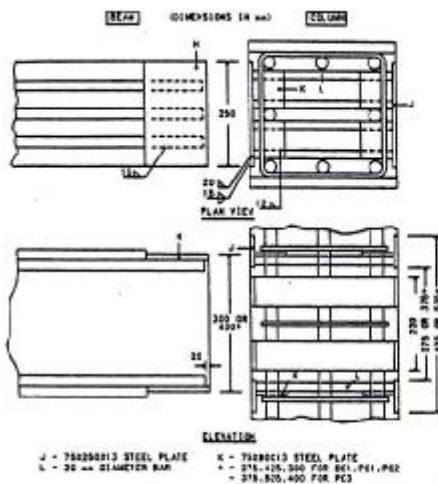


FIG 44(b)—Flexural connector (1 in. = 25.4 mm)

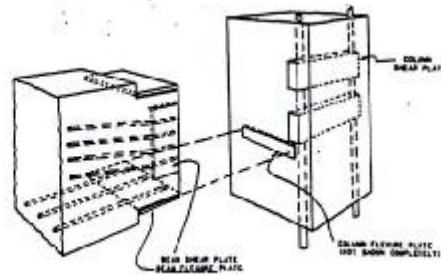


FIG 44(c)—Connection details

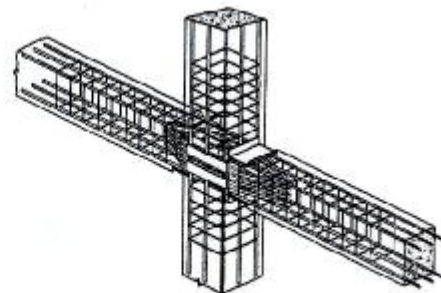


FIG 44(d)—Precast beam-column specimen

میلگردهای طولی تیر به کمک جوش الکتریکی به صفحات خمشی تیر متصل شده و بعد از آن، صفحات خمشی تیر به صفحات خمشی ستون در بالا و پایین، جوش می شوند. از آنجا که ممکن است میلگردهای طولی تیر فقط در بالا و پایین مقطع قرار گرفته و در ارتفاع مقطع تیر، توزیع نشده باشند، نصب صفحات جانبی بصورتی که قادر به تحمل نیروی برشی وارده باشد، دچار مشکلاتی می گردد. برای رفع این مشکل، تعدادی میلگردهای کوتاه، بصورتی که در ارتفاع توزیع شده باشند، در هنگام ساخت در انتهای تیر جایگذاری شده و این میلگردها که نقش نگهدارندگی و انتقال برش را دارند به صفحات برشی تیر جوش می

شوند. تمام آرماتورهای بکار برده شده از نوع آرماتورهای با مقاومت بالا می باشند. با انجام آزمایشات مختلف تحت بارهای متناوب و شبیه به زلزله، نتایج زیر با توجه به عملکرد اتصال حاصل گردید:

(۱) نوع اتصال معرفی شده از نظر اجرا ساده، اقتصادی، موثر و در برابر بارها مقاوم بود. بطور کلی این اتصال پیش ساخته، سختی بهتر، اتلاف انرژی بیشتر و لغزش آرماتوری کمتری را نسبت به دیگر انواع اتصالات از خود به نمایش گذاشت. همچنین این اتصال به راحتی و به تعداد زیاد قابل اجرا می باشد.

(۲) اجرای صحیح اتصال پیش ساخته با چنین دتیلی، در تغییر مکانهای غیر الاستیک، شکل پذیری کافی و حفظ مقاومت خوبی را از خود نشان داد.

(۳) این اتصالات با صفحات برشی و خمشی، بخوبی و در حد یک اتصال یکپارچه در برابر لنگرها مقاومت کرد.

(۴) اتصالات تیر - ستون پیش ساخته، در صورت طراحی درست، می تواند در قابهای خمشی و در مناطق لرزه خیز مورد استفاده قرار گیرد.

برای فرموله کردن رفتار اتصالات پیش ساخته، دیتیلی، نیازمند آزمایشات و مطالعات بیشتر میباشیم.

(۵) وجود میلگردهای کوتاه در انتهای تیر که به صفحات برشی جوش شده بودند، سبب شد که مفصل پلاستیک در مکانی دورتر از اتصال و در تیر تشکیل گردد.

## ۲- ۱- ۵ - اتصال با استفاده از آرماتورهای پیش تنیده و آرماتورهای نرم

راهکار دیگری که برای اتصال تیر- ستون های پیش ساخته ارائه شده است، استفاده همزمان از آرماتورهای پیش تنیده و آرماتورهای نرم می باشد. در این روش به هنگام ساخت ستون، در محلی که باید اتصال به تیر صورت گیرد، سوراخ هایی به نحوی که مقاومت ستون دچار اختلال نگردد، ایجاد می کنند. ایجاد این سوراخ ها شرایطی دارد که توضیح آن در این مجال نمی گنجد. متناظر با این عمل، حین ساخت تیر، در انتهای تیر، در میانه ارتفاع مقطع، سر بعضی از آرماتورها را از تیر بیرون قرار می دهند. این آرماتورها که یک طرفشان در داخل تیر قرار دارد و به سبب نیروی چسبندگی، در آن محکم شده اند و سر دیگرشان را از سوراخ های ستون عبور داده اند، به کمک یک صفحه انکر و پیچ و مهره به ستون متصل می کنند. با چرخاندن هر چه بیشتر مهره، نیروی تنیدگی بیشتری در آرماتورها تولید می گردد. جنس این آرماتورها، از فولاد با مقاومت بالا می باشد (شکل ۴۵).

عمل دیگری که باید هنگام ساخت تیر صورت گیرد، ایجاد ماهیچه هایی در بالا و پایین مقطع، در قسمت انتهایی تیر می باشد. این ماهیچه ها باید به کمک بست های ناودانی شکلی که دور تا دور

ماه‌یچه را محصور کرده اند و پایه هایشان در جان تیر محکم شده است، از خرد شدگی محافظت شوند. در این ماه‌یچه ها سوراخ هایی بوجود می آورند که در مقابل سوراخ های ستون قرار دارد. با عبور آرماتورهای نرم از سوراخ های ماه‌یچه تیر و جان ستون و محکم کردن آن ها به کمک پیچ و مهره، تیر به ستون دوخته می شود. آرماتورهای نرم در بالا و پایین اتصال، نقش مستهلک کنندگان انرژی را بر عهده دارند، در حالیکه آرماتورهای پیش تنیده در میان ارتفاع، به تامین مقاومت برشی اتصال مشغولند. هم آرماتورهای نرم و هم آرماتورهای پیش تنیده در ایجاد مقاومت خمشی اتصال ایفای نقش می کنند. بقیه مشخصات اتصال همانند آنچه آیین نامه ها توصیه می کنند در نظر گرفته می شود.



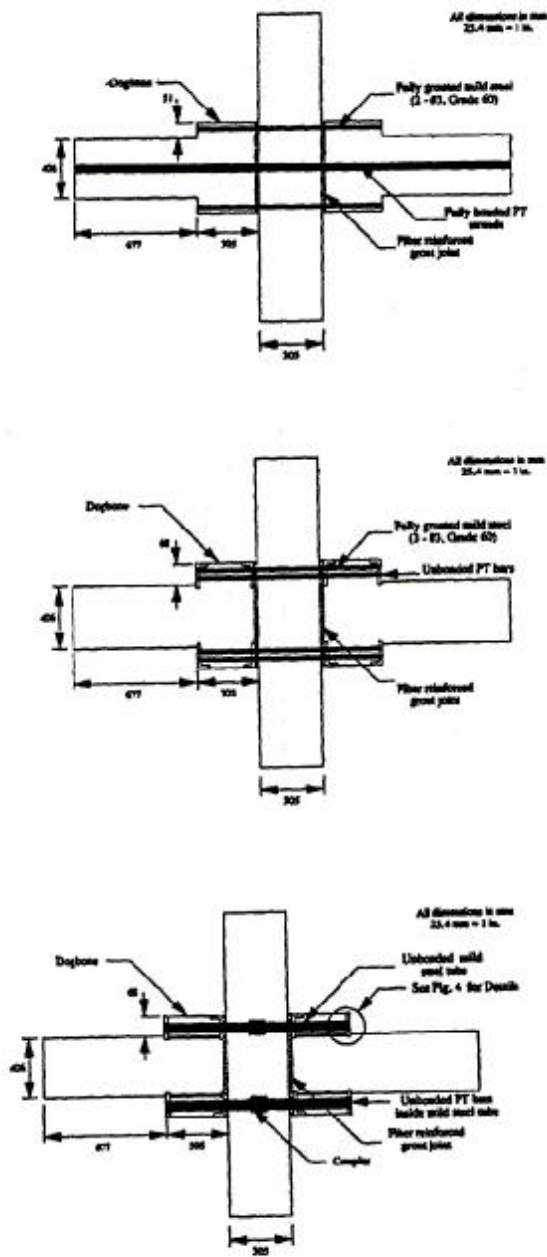


FIG 45 .THREE TYPE OF PRECAST BEAM COLUMN JOINT

متغیرهای این آزمایش، جای آرماتورهای پیش تنیده، مقدار آرماتورها، میزان پیش تنیدگی، چسبیده یا نچسبیده بودن آرماتورهای نرم و ... می باشد. با انجام آزمایشات مختلف تحت بارهای لرزه ای برای چنین نمونه هایی که شرایط آیین نامه ها هم در طراحی آنها لحاظ شده باشد، نتایج زیر حاصل شده است:

۱) این نوع اتصالات پیش ساخته، قادرند مقاومت خمشی ای برابر با اتصالات مشابه غیر پیش ساخته از خود نشان دهند و قبل از گسیختگی آرماتورها، این نوع اتصالات با کاهش مقاومتی روبرو نمی شوند.

۲) ضرورتاً در این اتصال تغییر مکان جانبی باقیمانده ای مشاهده نمی شود.

۳) این سیستم ها دارای ظرفیت تغییر مکان نسبی زیادی می باشند. آن ها می توانند تا جابجایی نسبی ۶٪ در حالیکه هنوز ۵۵ درصد مقاومت بیشینه شان را حفظ کرده اند، تحمل بار متناوب نمایند.

۴) تا جابجایی نسبی ۱/۵ در صد، این اتصالات نسبت به دیگر اتصالات آیین نامه ها قابلیت اتلاف انرژی بیشتری دارند. اما بعد از آن، این اتلاف انرژی تا ۷۵ درصد نمونه های مشابه دیگر کاهش می یابد.

۵) تا جابجایی ۶ درصد، خسارت ها بسیار ناچیز بوده و عرض ترک ها به ندرت به یک میلیمتر می رسد و با بار برداری ترک ها کاملاً بسته می شوند و خرد شدگی بسیار کمی وجود دارد.

۶) کرنش در آرماتورهای عرضی، بسیار کوچکتر از نمونه های مشابه آیین نامه ای بود و همین مسئله از ایجاد ترک ها جلوگیری می کند.

۷) اجرای این اتصالات، سریع و دقیق انجام می پذیرد.

## ۲- ۵- اتصالات خارجی متشکل از تیر فولادی و ستون بتن مسلح

یکی از راهکارهای ارائه شده جهت بهبود رفتار اتصالات در زلزله و رفع مشکلات عدیده آن ها نظیر ازدحام آرماتورها، مهار آرماتورها و ... ، استفاده از تیر فولادی و یا تیرهای بتنی دارای هسته ای با مقاطع فولادی در قاب های بتن مسلح می باشد. در این قسمت سعی می شود واکنش لرزه ای و غیر ارتجاعی اتصالات دو گانه متشکل از ستون های بتن مسلح و تیرهای فولادی (اتصالات RCS) مورد بررسی قرار گیرد. موارد بررسی شده در این قسمت که در تمام آنها اتصالات از تیر فولادی و ستون بتن مسلح تشکیل شده اند، متنوع و شامل حالت های زیر می باشد:

۱) اتصال به همراه دو خاموت  $U$  شکل گذرنده از میان جان تیر فولادی

۲) اتصال به همراه صفحات نواری فولادی که مانند یک کمر بند به دور ستون پیچیده شده اند.

۳) اتصال با بتن دارای فیبرهای فولادی

۴) اتصال با مواد سیمانی پلیمریک مرکب پیشرفته مهندسی

۵) اتصال به همراه گل میخ روی بال های تیرهای فولادی

در این قسمت از تحقیق، نمونه‌ها بر اساس نسبت عمق تیر به عمق ستون به دو گروه تقسیم می‌شوند. این نسبت در گروه اول شامل نمونه‌های ۱ تا ۵ برابر با  $0/6$  و در گروه دوم شامل در نمونه‌های ۶ تا ۸ برابر با یک می‌باشد.

۱-۲-۵ - مشخصات نمونه‌های آزمایش شده:

نمونه شماره یک: این نمونه به عنوان یک نمونه کنترلی مطابق با دستورالعمل آیین نامه *ASCE1994* (قسمت مدون شده برای تیرهای مرکب) ساخته شده است که شامل دو لایه رو هم قرار گرفته  $\#13$ ، *U* شکل با حلقه‌های گذرنده از جان تیر فولادی می‌باشد و در آن نسبت حجم خاموت به حجم اتصال حدود  $9/0\%$  در نظر گرفته شده است. یک تیر قوی با ظرفیت ممان بالا نسبت به مقاطع بال پهن برای اینکه بیشترین فعالیت غیر ارتجاعی در منطقه اتصال اتفاق بیافتد، در این نمونه بکار رفته و به بالهای این تیر در جلو و عقب وجوه ستون صفحاتی تکیه گاهی به منظور فعال کردن مکانیزم *Strut* جوش شده است. شکل ۴۶ جزئیات این نمونه را نشان می‌دهد.

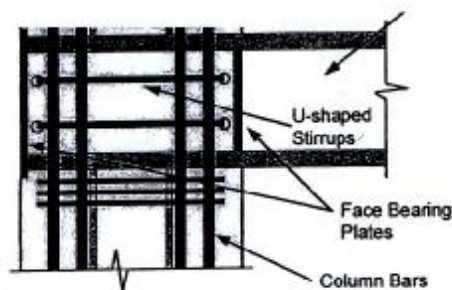


FIG. 46 Joint Details in Specimen 1

نمونه شماره دو: همانند نمونه شماره یک ساخته شده تنها با این تفاوت که تیر فولادی به کار رفته آن  $W8 \times 58$  می‌باشد، تا برآورد رفتار مجموعه وقتی مفصل پلاستیکی در نمای ستون اتفاق می‌افتد، بررسی شود.

نمونه شماره سه: در این نمونه در سرتاسر عمق تیر فولادی، از بتن با فیبر فولادی استفاده شده است. جهت برآورد نقش بتن فیبر فولادی در مقاومت کششی و تنش‌های محصور شدگی،

نسبت حجم خاموتها با تبدیل حلقه های ۱۳# به ۱۰# از ۰/۹ درصد به ۰/۵ درصد کاهش یافت.

نمونه شماره چهار: در این نمونه میلگردهای میخ پرچی فولادی از نوع ۱۹# موازی با آرماتورهای ستون به بالهای تیر فولادی در مجاورت اتصال جوش شده است تا توانایی آنها در توزیع نیروهای وارده از صفحات تکیه گاهی که در مناطقی از ستون درست در بالا و پایین بالهای تیر فولادی فعالند، مورد مطالعه قرار گیرد.

نمونه شماره پنج: در این نمونه به جای آرماتورهای جانبی استاندارد از صفحات پوششی ( جعبه فولادی ) پیچیده شده به دو ستون RC در سر تا سر عمق تیر استفاده گردید. این صفحات ۶ میلیمتر ضخامت داشته و نسبت حجم صفحات پوششی به حجم اتصال ۶/۳ در صد را نشان می داد. آن ها به تیر فولادی جوش شده و برای محصور شدگی بیرونی در اجرای اتصالات RCS استفاده شدند.

نمونه شماره شش: این نمونه جزء گروه دوم اتصالات یعنی نمونه های با نسبت عمق تیر به عمق ستون برابر با یک می باشد. نمونه شش یک نمونه کنترلی، و مطابق با دستورالعمل ASCE طراحی شد. از یک تیر فولادی  $W14 \times 38$  در این نمونه استفاده گردید. به منظور وقوع فعالیت های غیر ارتجاعی در اتصال، به بالهای تیر فولادی پلایت هایی به ابعاد  $150 \times 160 \text{ mm}$  جوش داده شد. نسبت حجم خاموت به حجم اتصال در این نمونه در حدود ۰/۹ در صد اما در سه لایه خاموت ۱۳# توزیع شد. بقیه جزئیات آن مشابه با نمونه یک نگه داشته شد.

نمونه شماره هفت: این نمونه مشابه نمونه شش بود اما آرماتورهای عرضی آن، با دو نوار فولادی مربعی که در خارج ستون مثل یک کمر بند به دور ستون پیچیده شده بودند، جایگزین شدند. پهنای این نوار ۱۰۰ میلیمتر و ضخامت آن ۱۳ میلیمتر بود. این دو نوار در قسمتی از ستون، درست در ناحیه بالا و پایین جایی که تیر به ستون متصل می شود، به دور ستون پیچیده شدند تا اثرات محصور شدگی این قسمت ها بر رفتار اتصال و نیز مقاومت مؤثر بتن ستونچه فشاری که در خارج از بال های تیر عمل می کند، بررسی شود. صفحات نواری به کمک جوش گوشه به بال های تیر فولادی متصل شده بودند. همچنین سخت کننده های وسط بال های تیر فولادی به صفحات فولادی واقع شده در وجه جلویی و عقبی ستون، جوش گوشه داده شدند.

نمونه شماره هشت: در این نمونه از یک سری مواد مرکب - مواد پیشرفته مهندسی مخلوط سیمانی - ( توسعه یافته توسط Li1993 ) در اتصال به کار برده شد. به خاطر ویژگی های کششی عالی مشاهده شده در این مواد مرکب، آرماتورهای عرضی اتصال برای مطالعه امکان استفاده از مواد سیمانی پیشرفته جهت مقاوم کردن اتصال در برابر تنش های کششی قطری در سیکل های بالا، به

طور کلی حذف شد. آرماتورهای عرضی، دیتیل اتصال را راحت تر کرده و نیز ساخت آن را آسان تر و هزینه ها را کاهش می دهد. باید اشاره شود که با حذف خاموت های اتصال در نمونه ۸، طول مهار نشده بزرگ تری از آنچه *ACI1999* توصیه کرده، بوجود می آید. جدول ۶ فاکتورهای اصلی را در این ۸ نمونه مورد آزمایش، خلاصه تر کرده است.

**TABLE 6 Description of Test Specimens**

Specimen number (1)	Features (2)
1	Built-up beam ( $d_{beam} = 241$ mm), FBP, two #13 stirrups in joint
2	W8×58 beam ( $d_{beam} = 222$ mm), FBP, two #13 stirrups in joint
3	Built-up beam ( $d_{beam} = 241$ mm), steel fiber concrete, FBP, two #10 stirrups in joint
4	Built-up beam ( $d_{beam} = 241$ mm), bearing bars, FBP, two #13 stirrups in joint
5	Built-up beam ( $d_{beam} = 241$ mm), steel CP around joint, no stirrups in joint
6	W14×38 beam with CP ( $d_{beam} = 390$ mm), FBP, three #13 stirrups in joint
7	W14×38 beam with CP ( $d_{beam} = 390$ mm), FBP, steel band plates, three #13 stirrups in joint
8	W14×38 beam with CP ( $d_{beam} = 390$ mm), FBP, ECC, no stirrups in joint

Note: FBP = face bearing plate; CP = cover plate.

### ۲-۲-۵ - مشخصات مواد:

بتن معینی با مقاومت فشاری در محدوده  $29\text{ MPa}$  تا  $46\text{ MPa}$  در ستون های هر ۸ نمونه استفاده شد. بتن فیبری مورد استفاده در اتصال نمونه ۳، حدود یک درصد در حجم، فیبر فولادی و یک نیروی فشاری معادل  $55\text{ MPa}$  را دارا بود. مواد مرکب پیشرفته سیمانی در اتصال نمونه ۸،  $1/5$  درصد حجمی، فیبرهای پلیمریک و مقاومت فشاری معادل  $79\text{ MPa}$  داشت. آرماتورها از فولاد درجه ۶۰، تمام صفحات از فولاد  $A36$  و تیرها از فولاد دوتایی  $A36/A572$  درجه ۵۰ ساخته شده بودند.

### ۳-۲-۵ - نتایج مشاهده شده آزمایش:

در تمام ۸ نمونه یک بار جانبی پایدار در مقابل رفتار جابجایی دیده می شود. در نمونه های ۱ و ۶ با دیتیل های آیین نامه ای، ترک های مورب شروع به شکل گرفتن کرد. در جابجایی ۲ درصد

خسارت چندان جدی نبود. بعد از انحراف ۳ در صد، ترک های مورب به صورت عمودی و در جهت میلگردهای طولی ستون قرار گرفتند که این باعث خرد شدن بتن در گوشه های ستون و کاهش چسبندگی در آرماتورهای طولی ستون گردید. در جابجایی ۲ در صد پانل جان تیر تیر فولادی تسلیم شد. در نمونه های ۱ و ۶ شاهد کاهش در مقاومت نبودیم اما کاهش کوچکی در سختی حین چرخه های تکراری اتفاق افتاد. (شکل شماره ۴۷) به هر حال آن ها ظرفیت سختی خوبی را در چرخه ها نشان دادند، همانطور که در شکل ۴۸ دیده می شود در انتهای آزمایش نمونه ها ۱ و ۶ بیش از ۵۰ در صد از مقدار سختی شان در جابجایی ۲ درصد را حفظ کرده بودند.

در جابجایی ۲/۵ درصد ترک هایی در نمونه های ۱ و ۶ از گوشه بال تیر فولادی سر چشمه گرفته و در نمای جلو و پشت ستون دیده شدند. به سبب تنش بسیار زیاد بتن، درست در بالا و پایین بال های تیر، یک شکاف بین بال های تیر و بتن ایجاد شد و به دوران جسم صلب تیر در داخل اتصال انجامید و مشخص شد که سهم این دوران از جابجایی نسبی طبقه از ۵۰ در صد هم تجاوز می کند. در نمونه شماره ۲ تا انحراف ۲ در صد، شکل گیری ترک ها بسیار شبیه به نمونه ۱ بود ولی بعد از آن رشد ترک ها متوقف و تا پایان آزمایش ترک جدیدی مشاهده نشد. در این نمونه به علت کوچک بودن ظرفیت خمشی تیر خسارت ها در اتصال و در مجاورت بال ها کمتر بود. تیر در جابجایی ۲ در صد تسلیم شد. در این نمونه عامل تعیین کننده مقاومت، ظرفیت خمشی تیر فولادی که حدود ۹۰ در صد نمونه یک بود، می باشد.

در نمونه ۳، تیر فولادی در انحراف ۳ در صد تسلیم شد. در این نمونه دارای بتن فیبر فولادی، شکل گیری ترک ها در مقایسه با نمونه های ۱ و ۲ با تاخیر مواجه بود. در پایان آزمایش، ترک های مورب کوتاه خیلی کوچک که در تمام عمق اتصال توسعه پیدا نکرده بود، مشاهده شد. نمونه شماره ۳، ۱۰ در صد نیرومند تر از نمونه ۱ در انحراف ۵ در صد بود و این مسئله باعث دوران های ارتجاعی بالاتر و بنابراین اتلاف انرژی بیشتر در منحنی های هیسترزیس گردید.

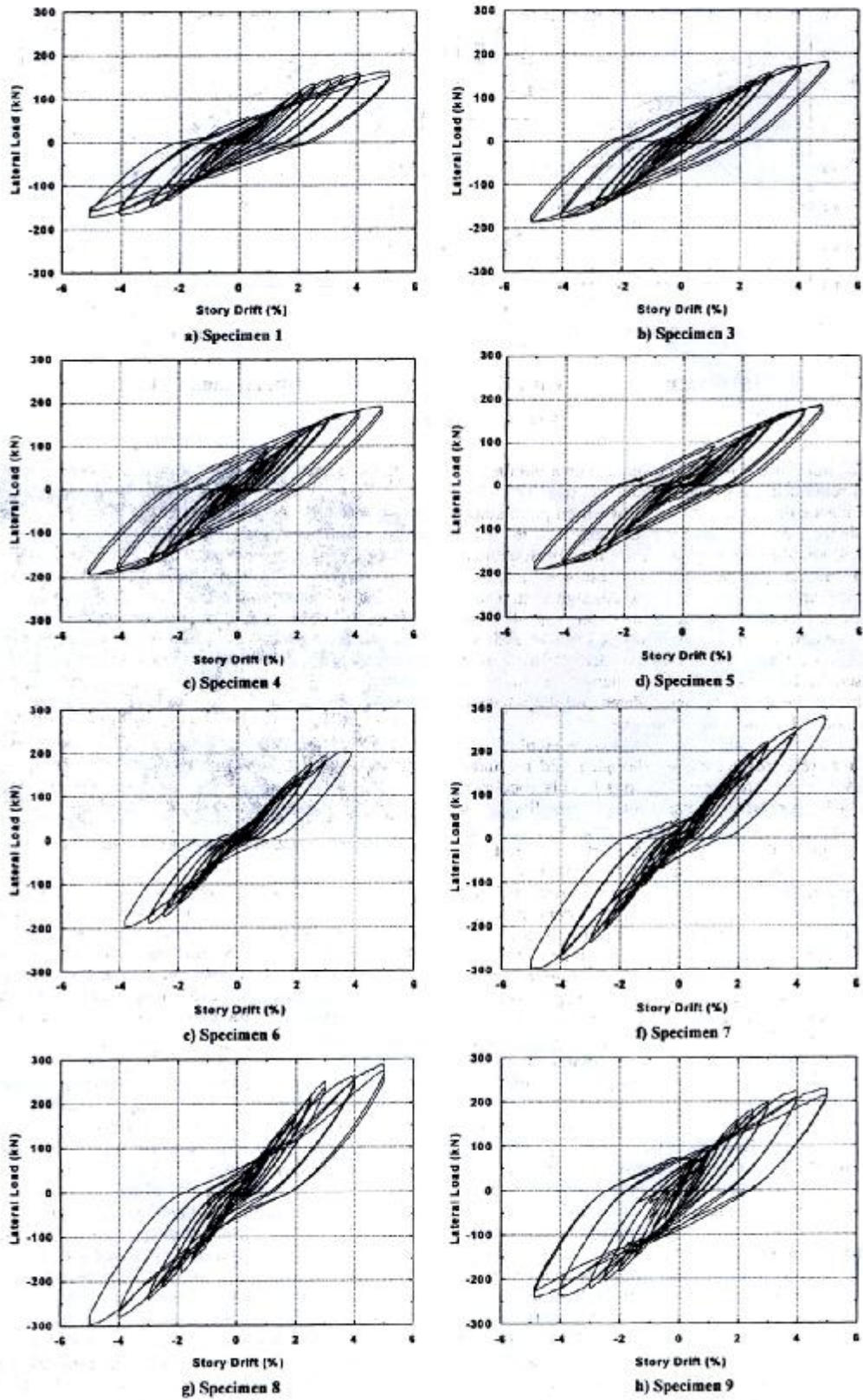


FIG. 47 Load versus Displacement Behavior

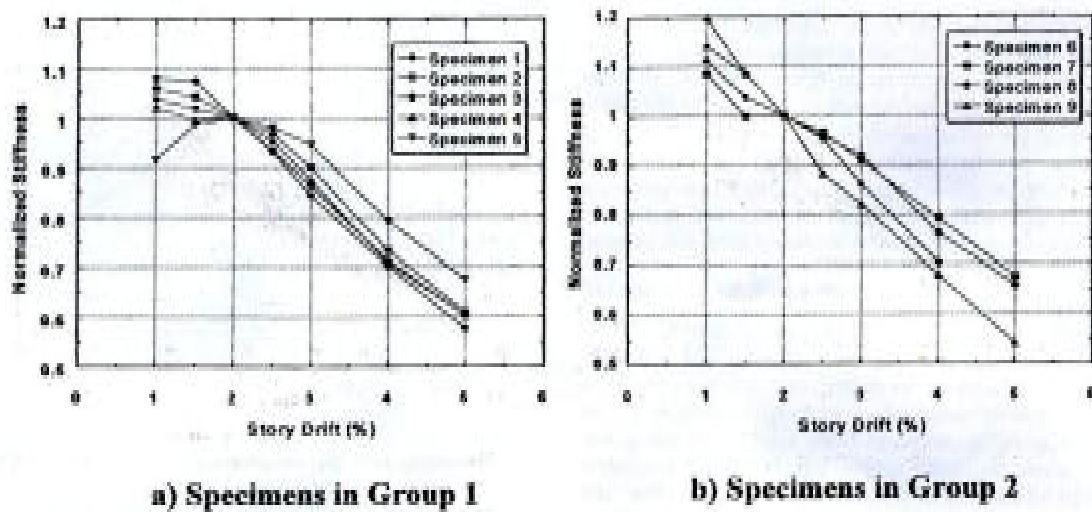


FIG. 48 Normalized Stiffness

در نمونه ۴، به دلیل گل میخ ها، شاهد کاهش دوران جسم صلب تیر بودیم که باعث سختی بیشتر نمونه شد. این نمونه نسبت به نمونه شماره ۱ در انحراف ۵ در صد، ۱۶ در صد نیروی برشی بیشتری را تحمل کرد. نسبت به نمونه های شماره ۱ و ۳ شاهد خسارت کمتری در مجاورت بال های تیر فولادی بودیم که این به علت انتقال برش بوسیله گل میخ ها بین دو صفحه تکیه گاهی می باشد.

در نمونه شماره ۵، هیچگونه ترکی به سبب وجود کمر بند فلزی پیچیده شده دور اتصال، دیده نشد. در این نمونه یک افزایش ۱۳ در صدی در مقاومت در مقایسه با نمونه کنترلی شماره ۱، در انحراف ۵ در صد بدست آمد، که علت آن محصوریت بالای بتن و بهبود عملکرد *Strut* بتنی می باشد. این نمونه بهترین وضعیت را در میان نمونه های گروه در حفظ سختی از خود نشان داد.

در گروه دوم نمونه ۷ که صفحات نواری فولادی در بالا و پایین اتصال داشت، افزایش ۵۰ در صدی در مقاومت برشی را نسبت به نمونه ۶ از خود نشان داد. این افزایش معنی دار به دلیل تاثیر صفحات مرزی در انتقال نیروهای برشی و محدود کردن نواحی بیرونی بتن و جلوگیری از خرد شدن بتن در گوشه ها ایجاد شده است. نمونه شماره ۷، بهترین وضعیت حفظ سختی را در میان نمونه های گروه دو نشان داد. تیر فولادی تا جابجایی ۵ در صد در حالت ارتجاعی باقی ماند اما نوارهای وجه جلویی ستون در جابجایی ۲ در صد، در سر تا سر پهنای بال تیر جاری شدند. نوارهای موازی با تیر، تا انتهای آزمایش جاری نشدند. ترک ها در ستون در انحراف ۱/۵ در صد شروع و وضعیت چندان بدی را نداشتند. صفحات نواری از شکل گیری ترک به سبب فشار لهیدگی بال های تیر جلوگیری کردند. نمونه شماره ۸ همراه با مواد پیشرفته مرکب سیمانی مهندسی، علیرغم نداشتن خاموت، اما در مقایسه با نمونه های شماره ۶ و ۷، ظرفیت اتلاف انرژی بیشتر و در مقایسه با نمونه ۶ مقاومتی



در حدود ۵۰ درصد بیشتر از خود نشان داد. به علت سختی و مقاومت بالای مواد مرکب سیمانی هیچ ترک مهمی بین بال های تیر فولادی و این مواد دیده نشد. البته با توجه به عملکرد *Strut* بتنی، در انحراف ۵ در صد، ده ها ترک مورب نازک در سر تا سر منطقه اتصال توسعه یافت.

#### ۴-۲-۵ - نتیجه گیری:

استفاده از ستون های *RC*، ۱۰ برابر از نظر مقاومت و سختی محوری، در مقایسه با ستون های فولادی، مؤثر است (*Sheikh1987*). ستون های *RC* همچنین باعث بوجود آمدن استهلاک بیشتر در سازه ها می شوند، مخصوصاً در سازه های بلند. استفاده از سیستم های با کف فولادی باعث کاهش قابل ملاحظه در وزن سازه و افزایش در سرعت ساخت ساختمان می شوند. تلفیق ستون های *RC* و تیرهای فولادی علاوه بر مزایای فوق مشکل ازدحام مصالح در اتصال را نیز تا حدودی بر طرف و صلبیت مناسبی را ایجاد می کند.

با توجه به مطالب ذکر شده، می توان نتایج زیر را استنباط کرد:

(۱) نتایج تجربی نشان می دهد که قاب های *RCS* برای مناطق با ریسک بالای زلزله بسیار مناسبند.

(۲) تمام نمونه ها مقاومت خود را در میزان بالایی از جابجایی جانبی طبقه بدون افت زیادی در سختی حفظ کردند.

(۳) یک نسبت حجمی فولاد حلقه ای به میزان ۰/۹ در صد برای محصور کردن اتصالات کافی است.

(۴) اگر از نوارهای جانبی فولادی، مواد مرکب سیمانی پیشرفته یا بتن مسلح با فیبر استفاده شود، می توان خاموت ها را در جهت اجرای آسان تر اتصال، حذف کرد.

(۵) قاب های *RCS*، مقاومت و شکل پذیری بیشتری نسبت به قاب های *RC* دارند و حفظ سختی در آن ها بسیار مناسب می باشد.

(۶) استفاده از گل میخ روی بال تیر فولادی بر عملکرد اتصال تاثیر بسیار مثبتی دارد. علت آن انتقال مناسب برش در اتصال می باشد که باعث دوران جسم صلب کمتر و در نتیجه سختی بیشتر اتصال می شود.

(۷) بتن مسلح با فیبر های فولادی و بتن مرکب ساخته شده از مواد پلیمریک جدید، روی اتلاف انرژی و مقاومت اتصال تاثیر خوبی داشته و زوال سختی در آن ها چندان زیاد نمی باشد. در این نمونه ها به سبب مقاومت کششی خوب مصالح امکان حذف خاموت ها وجود دارد.

(۸) یکی از بهترین روش ها برای اجرا و محصور کردن بتن، استفاده از نوارهای فولادی پیچیده شده دور ستون در قسمت بالا و پایین محل اتصال تیر به ستون می باشد. با این عمل هم از گسترش ترک ها و کاهش چسبندگی جلوگیری شده و هم مقاومت اتصال تا ۵۰ درصد افزایش یافته و هم اتلاف انرژی تا حد زیادی بیشتر می شود. حفظ سختی در این نمونه تا پایان بارگذاری فوق

العاده خوب می باشد. استفاده از کمربندی که سر تا سر ارتفاع اتصال را بپوشاند (باکس فولادی) تا این اندازه مؤثر و مقرون به صرفه نیست.

در پایان اضافه می شود در صورت انجام آزمایشات بیشتر روی قاب های *RCS* ، می توان با یک پایگاه اطلاعاتی مناسب به تدوین روابط آیین نامه ای در این زمینه پرداخت.

فهرست منابع و مآخذ:

- [1] American Concrete Institute (ACI), " Building code requirements for structural concrete and commentary," ACI 318-99, Farmington hills, Mich., 1999.
  - [2] Hitoshi Shiohara (2003). "New model for shear failure of rc interior beam-column connection"
  - [3] D.Gregor, F.Wald (2002). "Component model for steel to concrete joints" Czech Technical University in Prague.
  - [4] A.G.TSONOS, LECTURER "INFLUENCE OF P-DELTA AND AXIAL FORCE VARIATIONS ON SEISMIC PERFORMANCE OF RC BEAM COLUMN JOINTS". Aristotle University of Thessaloniki.
  - [5] William C. Stone, John Stanton (1999) "Performance of Hybrid Moment Resisting Precast Beam-Column Concrete Connections Subjected to Cyclic Loading ". ACI Struct Jour.
  - [6] Gustavo Parra, James .k Wight (2003) "Seismic Response of Exterior RC Column To Steel Beam Connections". Civ Engrg and Envir Engrg, Univ.of Michigan.
  - [7] Shiohara, Sato, Otani, Matsumori (2004) " EFFECT OF BEAM PRESTRESSING ON THE STRENGTH AND FAILURE MODE OF RC EXTERIOR BEAM COLUMN JOINTS ". School OF Engrg, Univ. of Tokyo
  - [8] Hitoshi Shiohara (2004) " Effect of interaction between joint shear and anchorage force within beam-column joints on their strength and failure modes". Asso Prof of Tokyo Univ.
  - [9] Seckin and H, C, Fu (2001) "Beam Column Connections in Precast Concrete Structure". ACI Structural Journal.
  - [10] Tomohiko KAMIMORA (2000) "Influence of Joint Reinforcement on Strength of Beam-Column Subassemblages" . Dep. of Arch. Shibaura institute of Tech. Tokyo
  - [11] Morgan Johansson (2001) " Effect of Bond Condition on strength and ductility of RC beam Column joints" .ACI Structural Journal.
- (۱۲) تسنیمی ، عباسعلی ، "رفتار و طرح لرزه ای ساختمان های بتن مسلح"، مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، جلد اول ۱۳۸۰ .