

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ



دانشکده مهندسی عمران

پایان نامه کارشناسی ارشد گرایش سازه

تحلیل غیرخطی دستک فشاری و کششی در اتصالات سازه‌های بتنی موجود و تقویت شده

پژوهشگر: سیداحمد نظامی

استاد راهنما

دکتر جلیل شفائی

دی ماه ۱۳۹۸

تاریخ: ۹۱/۱۵/۴
۴۸۲/۱۳/۱۲

باسمه تعالی



دانشگاه گیلان
مدیریت تحصیلات تکمیلی

فرم شماره (۳) صورتجلسه نهایی دفاع از پایان نامه دوره کارشناسی ارشد

با نام و یاد خداوند متعال، ارزیابی جلسه دفاع از پایان نامه کارشناسی ارشد آقای سید احمد نظامی
با شماره دانشجویی ۹۶۰۰۴۰۴ رشته مهندسی عمران گرایش سازه
تحت عنوان "تحلیل غیرخطی دستک فشاری و کششی در اتصالات سازه‌های بتنی موجود و تقویت شده" که در
تاریخ ۱۳۹۸/۱۰/۳۰ با حضور هیأت محترم داوران در دانشگاه صنعتی شاهرود برگزار گردید به شرح ذیل اعلام می‌گردد:

☒ الف) درجه عالی: نمره ۱۹-۲۰	☐ ب) درجه خیلی خوب: نمره ۱۸-۱۸/۹۹
☐ ج) درجه خوب: نمره ۱۷-۱۶/۹۹	☐ د) درجه متوسط: نمره ۱۵-۱۴/۹۹
☐ ه) کمتر از ۱۴ غیر قابل قبول و نیاز به دفاع مجدد دارد	
☒ نظری	☐ عملی

نوع تحقیق:

عضو هیأت داوران	نام و نام خانوادگی	مرتبه علمی	امضاء
۱- استاد راهنمای اول	دکتر جلیل شفائی	استادیار	
۲- استاد راهنمای دوم			
۳- استاد مشاور			
۴- نماینده تحصیلات تکمیلی	دکتر فرنوش باسیقه	استادیار	
۵- استاد ممتحن اول	دکتر فرشید جندقی علانی	دانشیار	
۶- استاد ممتحن دوم	دکتر وحیدرضا کلات جاری	دانشیار	

نام و نام خانوادگی رئیس دانشکده: دکتر رضا نادری

دانشکده مهندسی عمران

آموزش تحصیلات تکمیلی تاریخ و امضاء و مهر دانشکده:

تبصره: در صورتی که کسی مردود شود حداکثر یکبار دیگر مجاز است (می تواند از پایان نامه خود دفاع نماید) (دفاع مجدد نباید زودتر از ۴ ماه برگزار شود).

به نام خدایی که زینت آدمی را علم قرار داد

تقدیم به همهی عزیزانم

اگر در خور تقدیم باشد...

➤ تقدیم به مادر عزیزم و پدر مرحومم، سرچشمه‌های زندگی من.

شکر و قدردانی

اینجانب لازم می‌دانم که بدین وسیله از زحمات بی دریغ، همراهی و راهنمایی‌های خردمندانه استاد راهنمای این پایان نامه جناب آقای دکتر جلیل شفائی تشکر و قدردانی نمایم و برای ایشان آرزوی توفیق الهی داشته باشم.

همچنین از اعضای هیئت داوران جناب آقای دکتر فرشید علایی و جناب آقای دکتر وحیدرضا کلات جاری که قبول زحمت فرمودند و در جلسه دفاع حضور یافته و اینجانب را از نظرات ارز شمند خود بی دریغ نگذاشتند، کمال تشکر را دارم.

تهدنام

اینجانب سیداحمد نظامی دانشجوی دوره کارشناسی ارشد رشته عمران-سازه دانشکده مهندسی عمران دانشگاه صنعتی شاهرود نویسنده پایان نامه "تحلیل غیرخطی دستک فشاری و کششی در اتصالات سازه‌های بتنی موجود و تقویت شده" تحت راهنمایی دکتر جلیل شفائی متعهد می‌شوم:

- تحقیقات در این پایان نامه توسط اینجانب انجام شده است و از صحت و اصالت برخوردار است .
- در استفاده از نتایج پژوهشهای محققان دیگر به مرجع مورد استفاده استناد شده است .
- مطالب مندرج در پایان نامه تاکنون توسط خود یا فرد دیگری برای دریافت هیچ نوع مدرک یا امتیازی در هیچ جا ارائه نشده است .
- کلیه حقوق معنوی این اثر متعلق به دانشگاه صنعتی شاهرود می‌باشد و مقالات مستخرج با نام « دانشگاه صنعتی شاهرود » و یا « Shahrood University of Technology » به چاپ خواهد رسید .
- حقوق معنوی تمام افرادی که در به دست آمدن نتایج اصلی پایان نامه تأثیرگذار بوده اند در مقالات مستخرج از پایان نامه رعایت می گردد.
- در کلیه مراحل انجام این پایان نامه ، در مواردی که از موجود زنده (یا بافتهای آنها) استفاده شده است ضوابط و اصول اخلاقی رعایت شده است .
- در کلیه مراحل انجام این پایان نامه، در مواردی که به حوزه اطلاعات شخصی افراد دسترسی یافته یا استفاده شده است اصل رازداری ، ضوابط و اصول اخلاق انسانی رعایت شده است .

تاریخ

امضای دانشجو

مالکیت نتایج و حق نشر

کلیه حقوق معنوی این اثر و محصولات آن (مقالات مستخرج ، کتاب ، برنامه های رایانه ای ، نرم افزار ها و تجهیزات ساخته شده است) متعلق به دانشگاه صنعتی شاهرود می‌باشد . این مطلب باید به نحو مقتضی در تولیدات علمی مربوطه ذکر شود .

استفاده از اطلاعات و نتایج موجود در پایان نامه بدون ذکر مرجع مجاز نمی‌باشد.

چکیده

اتصالات تیر-ستون در سازه‌های بتن‌آرمه یکی از مهمترین المان‌های سازه برای تحقق رفتار قاب خمشی می‌باشند. در بسیاری از اتصالات بتن‌آرمه موجود در ایران ضعف‌های لرزه‌ای رایجی مانند عدم حضور خاموت ستون در ناحیه اتصال و یا عدم تامین گیرداری لازم در آرماتور مثبت تیر در ناحیه اتصال رویت می‌شود. برای تقویت چنین اتصالاتی رویکردهای مختلفی وجود دارد که یکی از عملی‌ترین این تکنیک‌ها استفاده از بزرگ کردن ناحیه اتصال با نبشی‌های فولادی است. محققین، مطالعات تجربی زیادی در زمینه اتصالات ارائه داده‌اند و این درحالی‌هست که مطالعات آزمایشگاهی معمولاً پرهزینه و وقت‌گیر است و توسط امکانات آزمایشگاهی محدود می‌شود. روش اجزا محدود یکی از روش‌هایی است که توسط بسیاری از محققین به منظور بررسی پارامترهای تاثیرگذار بر رفتار اتصالات انجام شده‌است. اما با توجه به پیچیدگی تنش در ناحیه اتصال و اثرات مانند پیوستگی، ترک‌خوردگی بتن عموماً درک رفتار مطلوبی از تحلیل‌های اجزا محدود در اختیار مهندس به صورت عملی قرار نمی‌گیرد. روش دستک‌های فشاری و کششی به عنوان یک ابزار توانمند برای بررسی رفتار مقاومتی در نواحی پرتنش توسط آیین‌نامه‌های بتن به رسمیت شناخته شده‌است. با توجه به مزیت‌های روش دستک فشاری و کششی، هدف از این تحقیق توسعه روش دستک فشاری و کششی به سمت روش‌های غیرخطی و لحاظ کردن اثرات غیرخطی در مدل دستک فشاری و کششی می‌باشد. برای این منظور بعد از انتخاب مدل‌های آزمایشگاهی و قبل از ورود به مدل‌های دستک فشاری و کششی، تلاش اجزا محدودی برای نمونه‌های شاهد با جزئیات مختلف لرزه‌ای و غیرلرزه‌ای و نمونه‌های تقویت شده انجام شد و سعی گردید تا پارامترهایی که عمدتاً در تحقیقات تحلیلی نادیده گرفته می‌شود مانند اثرات لغزش، با یک نگرش جدید که اخیراً ارائه شده‌است، در نظر گرفته شود. بعد از صحت‌سنجی نمونه‌ها و مدل‌های خسارت بتن، بر مبنای تحلیل‌های بدست آمده از اجزا محدود در حوزه خطی و غیرخطی نمونه‌های شاهد و تقویت شده، مدل‌های خرابایی مبتنی بر دستک فشاری و کششی بر اساس مسیر نیرویی ارائه شد و با اعمال اثرات غیرخطی در این مدل‌ها نتایج آزمایشگاهی و نتایج تحلیل با یکدیگر مقایسه گردید. نتایج حاصل از تحلیل‌های دستک فشاری و کششی نشان می‌دهد که مدل غیرخطی دستک فشاری و کششی پتانسیل بسیار بالایی در پیش‌بینی رفتار اتصالات با جزئیات مختلف در ناحیه اتصال دارد و در نمونه‌های تقویت شده به عنوان یک ابزار بسیار توانمند در اختیار یک مهندس طراح می‌تواند رویکردها و فلسفه‌ی طراحی لرزه‌ای را مبتنی بر روش دستک فشاری و کششی غیرخطی پیاده‌سازی کرد. نتایج حاصل از روش دستک فشاری و کششی غیرخطی حاکی از انطباق ۵٪ در بار نظیر تسلیم شدگی اتصال (۵٪ بهتر از نتایج اجزا محدود) و ۱۴٪ در مقدار سختی موثر نمونه‌ها (۲۶٪ بهتر از نتایج اجزا محدود) در مقایسه با نتایج آزمایشگاهی می‌باشد.

کلمات کلیدی: اتصالات بتن‌آرمه، روش المان محدود، روش دستک فشاری و کششی، مسیر نیرو، خرابای ایده‌آل، شکل‌پذیری

لیست مقالات مستخرج از پایان نامه

1- Nezami S.A., Shafaei J., (2019) "Performance evaluation of RC beam-column connections using strut and tie method", 8th International Conference on Seismology & Earthquake Engineering (See 8), Tehran, Iran.

2- Nezami S.A., Shafaei J., (2019) "Parametric finite element evaluation of RC beam-column joints", 8th International Conference on Seismology & Earthquake Engineering (See 8), Tehran, Iran.

۳- "تحلیل پارامتریک غیرخطی المان محدود اتصالات تیر به ستون بتن مسلح تحت اثر بارگذاری

یکطرفه و چرخه ای" نشریه مهندسی عمران تربیت مدرس، ارسال شده به نشریه و تحت داوری

فهرست مطالب

فهرست جداول.....	و
فهرست اشکال.....	ز
فصل ۱: مقدمه.....	۱
۱-۱ مقدمه	۲
۲-۱ اهمیت ناحیه اتصال	۳
۳-۱ ضعف های رایج اتصالات ساخته شده ی بتنی	۴
۴-۱ مقاوم سازی اتصالات بتن آرمه با استفاده از نبشی های فولادی	۵
۱-۴-۱ مکانیزم روش تقویت	۶
۲-۴-۱ مزایا و معایب روش تقویت	۸
۵-۱ ضرورت انجام تحقیق	۸
۶-۱ تعریف مسئله و روش انجام تحقیق	۹
۷-۱ فصل بندی پایان نامه	۹
فصل ۲: مروری بر ادبیات فنی.....	۱۳
۱-۲ مقدمه	۱۴
۲-۲ مکانیزم انتقال نیرو در ناحیه اتصال	۱۵

۳-۲	مروری بر مطالعات آزمایشگاهی در زمینه اتصالات تیر-ستون	۱۹
۱-۳-۲	تحقیقات پیمانماس و چاماهاوان	۱۹
۲-۳-۲	تحقیقات فلجینی و همکاران	۲۰
۳-۳-۲	تحقیقات علوی و همکاران	۲۲
۴-۲	مروری بر تحقیقات عددی در زمینه اتصالات تیر-ستون	۲۲
۱-۴-۲	تحلیل های اجزا محدود	۲۲
۱-۴-۲	تحقیقات بهنام و همکاران	۲۲
۲-۴-۲	تحقیقات دبیری و همکاران	۲۶
۳-۴-۲	تحقیقات علم و همکاران	۲۷
۴-۴-۲	تحقیقات چنگ فنگ و همکاران	۲۹
۲-۴-۲	تحلیل های ماکرو به روش دستک های فشاری و کششی	۳۲
۱-۲-۴-۲	تحقیقات کاسم	۳۲
۲-۲-۴-۲	تحقیقات چاماهاوان و پیمانماس	۳۳
۳-۲-۴-۲	تحقیقات کتیوت و همکاران	۳۵
۴-۲-۴-۲	تحقیقات نیکولاس اچتیتو	۳۶
فصل ۳:	مدلسازی و نتایج بدست آمده از روش اجزا محدود	۳۷
۱-۳	مقدمه	۳۸
۲-۳	مدلسازی عددی	۴۰
۱-۲-۳	متدولوژی	۴۰
۲-۲-۳	جزئیات و هندسه	۴۲
۱-۲-۲-۳	اتصالات موجود	۴۳
۲-۲-۲-۳	اتصالات تقویت شده	۴۵

۴۸ ۳-۲-۳ مصالح

۴۸ ۱-۳-۲-۳ بتن

۴۹ Concrete Damaged Plasticity (CDP) مدل ۱-۱-۳-۲-۳

۵۰ پارامترهای اساسی پلاستیسیته ۲-۱-۳-۲-۳

۵۲ رفتار فشاری و کششی بتن ۳-۱-۳-۲-۳

۵۴ بتن محصور شده ۴-۱-۳-۲-۳

۵۵ فولاد ۲-۳-۲-۳

۵۶ ۴-۲-۳ نمونه‌های آزمایشگاهی و شبیه‌سازی اجزای محدود

۵۶ ۱-۴-۲-۳ نمونه‌های آزمایشگاهی

۵۷ ۲-۴-۲-۳ شرایط مرزی و بارگذاری

۵۹ ۳-۴-۲-۳ مش بندی

۵۹ ۴-۴-۲-۳ لحاظ تیرهای عرضی

۶۰ ۵-۴-۲-۳ شبیه سازی لغزش آرماتور در پیوستگی با بتن

۶۵ ۳-۳ مقایسه نتایج تحلیل‌های میکرو با نتایج آزمایشگاهی

۶۶ ۱-۳-۳ اتصالات موجود

۶۷ ۱-۱-۳-۳ نتایج بارگذاری یکطرفه

۶۷ ۱-۱-۳-۳ اثر لغزش آرماتورهای طولی تیر در ناحیه اتصال

۷۲ ۲-۱-۳-۳ اثر حضور تیرهای عرضی در مدلسازی

۷۳ ۲-۱-۳-۳ نتایج بارگذاری چرخه‌ای

۷۴ ۱-۲-۳-۳ اثر لغزش آرماتورهای طولی تیر در بارگذاری چرخه‌ای

۷۴ ۲-۲-۳-۳ مقایسه نتایج عددی بارگذاری یکطرفه با پوش حاصل از بارگذاری چرخه‌ای

۷۵ ۲-۳-۳ اتصالات تقویت شده

۷۹ فصل ۴: مدلسازی و نتایج بدست آمده از روش دستک فشاری و کششی

۸۰ ۱-۴ مقدمه

۲-۴ معرفی روش دستک فشاری و کششی	۸۱
۳-۴ دستک فشاری و کششی غیرخطی	۸۴
۴-۴ مدلسازی غیرالاستیک اتصالات	۸۵
۱-۴-۴ خصوصیات مصالح	۸۸
۱-۴-۴ فولاد	۸۸
۲-۴-۴ بتن	۸۸
۲-۴-۴ خصوصیات المان ها	۸۸
۳-۴-۴ تعیین موقعیت دستک های فشاری و کششی در ناحیه اتصال	۹۱
۱-۳-۴-۴ اتصالات موجود	۹۱
۱-۱-۳-۴-۴ مدل اتصال با جزئیات لرزه ای-C1:	۹۱
۲-۱-۳-۴-۴ مدل اتصال با جزئیات غیرلرزه ای-عدم خاموت در ناحیه اتصال - C2	۹۳
۳-۱-۳-۴-۴ مدل اتصال با جزئیات غیرلرزه ای-عدم خاموت و قطع آرماتور مثبت تیر در ناحیه اتصال - C3	۹۵
۲-۳-۴-۴ اتصالات تقویت شده	۹۶
۱-۲-۳-۴-۴ نمونه های تقویت شده با نبشی 180 mm (SC2-180 & SC3-180)	۹۸
۲-۲-۳-۴-۴ نمونه های تقویت شده با نبشی های مختلف	۹۹
۵-۴ بررسی نتایج STM	۱۰۰
۱-۵-۴ اتصالات موجود	۱۰۰
۱-۱-۵-۴ اتصال لرزه ای C1	۱۰۰
۲-۱-۵-۴ اتصال غیرلرزه ای C2	۱۰۶
۳-۱-۵-۴ اتصال غیرلرزه ای C3	۱۰۷
۴-۱-۵-۴ مقایسه نتایج STM پیشنهادی با نتایج آزمایشگاهی قبارا و همکاران	۱۰۸
۲-۵-۴ اتصالات تقویت شده	۱۱۰
۱-۲-۵-۴ اتصالات تقویت شده با SC2	۱۱۰
۲-۲-۵-۴ اتصالات تقویت شده با SC3	۱۱۳

فصل ۵: نتیجه گیری..... ۱۱۵

۱-۵ مقدمه ۱۱۶

۲-۵ جمع بندی نتایج ۱۱۶

۱-۲-۵ نتایج کلی..... ۱۱۶

۲-۲-۵ اثر لغزش آرماتورهای طولی ۱۱۷

۳-۲-۵ اثر حضور تیرهای عرضی..... ۱۱۸

۴-۲-۵ تاثیر نوع بارگذاری ۱۱۸

۵-۲-۵ مزیت مدل های غیرخطی به روش STM..... ۱۱۸

۶-۲-۵ نتایج بدست آمده از مدل های غیرخطی به روش دستک فشاری و کششی..... ۱۱۹

۱-۶-۲-۵ اتصال لرزه ای و غیرلرزه ای ۱۱۹

۲-۶-۲-۵ اتصالات تقویت شده..... ۱۲۰

۳-۵ ارائه پیشنهادات برای مطالعات آتی ۱۲۱

پیوست..... ۱۲۳

مراجع..... ۱۲۷

فهرست جداول

- جدول ۱-۳ : معرفی مدل‌های اجزا محدود اتصالات موجود ۴۵
- جدول ۲-۳ : معرفی مدل‌های اجزای محدود اتصالات تقویت شده ۴۷
- جدول ۳-۳ : پارامترهای ورودی در مدل CDP ۵۱
- جدول ۴-۳ : خواص مکانیکی بتن نمونه‌ها ۵۳
- جدول ۵-۳ : خواص مکانیکی فولاد نمونه‌ها ۵۶
- جدول ۶-۳ : پارامترهای تغییر یافته برای شبیه‌سازی لغزش آرماتورها ۶۵
- جدول ۷-۳ : بار نظیر تسلیم شدگی، سختی موثر، شکل‌پذیری و درصد اختلاف آنها برای مدل‌های عددی و نتایج آزمایشگاهی اتصالات موجود تحت راستای بارگذاری ۷۱
- جدول ۸-۳ : بار نظیر تسلیم شدگی، سختی موثر، شکل‌پذیری و درصد اختلاف برای مدل‌های عددی و نتایج آزمایشگاهی اتصالات تقویت شده تحت راستای بارگذاری ۷۸
- جدول ۱-۴ : مشخصات دسته‌بندی نوع المان دستک‌های فشاری و کششی ۹۰
- جدول ۲-۴ : بار نظیر تسلیم شدگی، سختی موثر، شکل‌پذیری و درصد اختلاف نتایج STM با نتایج آزمایشگاهی و FEA برای نمونه‌های تقویت نشده ۱۰۳
- جدول ۳-۴ : مقادیر ظرفیت برش افقی اتصال لرزه‌ای C1 (بدون تیر عرضی) در مدل‌های STM و FEM با درصد اختلافی آن ۱۰۵
- جدول ۴-۴ : بار نظیر تسلیم شدگی، سختی موثر، شکل‌پذیری و درصد اختلاف نتایج STM با نتایج آزمایشگاهی و FEA برای نمونه‌های تقویت شده با نبشی فولادی ۱۱۴

فهرست اشکال

- شکل ۱-۱ : اتصالات آسیب دیده‌ی تیر- ستون بتن مسلح در زلزله‌های گذشته [۵-۳]..... ۳
- شکل ۲-۱: تجمع آرماتورها در ناحیه‌ی اتصال تیر- ستون با مشخصات لرزه‌ای..... ۴
- شکل ۳-۱: نمایی از مقاوم‌سازی اتصالات بتن‌آرمه با استفاده از نبشی‌های فولادی [۱۷]..... ۶
- شکل ۴-۱: مکانیزم انتقال بار اتصالات تیر- ستون قبل و بعد از مقاوم‌سازی [۱۷]..... ۷
- شکل ۵-۱ : توصیف نیروی برشی اتصال، قبل و بعد از مقاوم‌سازی شده با نبشی‌های فولادی [۱۷]..... ۷
- ۷
- شکل ۱-۲ : تعادل در اتصالات تیر- ستون گوشه..... ۱۵
- شکل ۲-۲ : مکانیزم برشی اتصالات تیر- ستون [۲۷, ۳۰, ۳۲]..... ۱۷
- شکل ۳-۲: مدل المورسی برای اتصالات تیر- ستون [۳۶]..... ۱۷
- شکل ۴-۲: مقایسه مدل‌های لغزش ناحیه اتصال [۳۶]..... ۱۸
- شکل ۵-۲: مدل تعادل نیرو در اتصال توسعه یافته..... ۱۸
- شکل ۶-۲: نمای سه بعدی اتصال توسعه یافته؛ هندسه و جزئیات آرماتور [۲۰]..... ۱۹
- شکل ۷-۲ : نمودار بار-جابجایی اتصال شاهد و تقویت شده و الگوی ترک خوردگی آن [۲۰]..... ۲۰
- شکل ۸-۲: (a) جزئیات Setup آزمایش (b) تاریخچه بارگذاری جانبی [۳۷]..... ۲۱
- شکل ۹-۲: پاسخ بار-جابجایی چرخه ای نمونه های بدون سرباره و با سرباره EAF [۳۷]..... ۲۱
- شکل ۱۰-۲ : مدل اجزا محدود اتصالات تیر عریض-ستون بتن آرمه [۴۰]..... ۲۳
- شکل ۱۱-۲ : پارامتر خسارت-کرنش برای رفتار کشش و فشار بتن [۴۰]..... ۲۳
- شکل ۱۲-۲ : بار-جابجایی برای نتایج آزمایشگاهی و تحلیل‌های عددی [۴۰]..... ۲۴
- شکل ۱۳-۲ : الگوی ترک در دریافت ۵٪ [۴۰]..... ۲۴

- شکل ۲-۱۴ : تاثیر پارامترهای مختلف بر پاسخ‌های بار-تغییر مکان اتصالات تیر-ستون [۴۰].. ۲۵
- شکل ۲-۱۵ : شرایط مرزی، جزئیات آرماتور و مدل هندسی مش خورده برای سه تیپ اتصال [۴۲]
- ۲۷
- شکل ۲-۱۶: (a) جزئیات مدل [۴۴] و (b) مدل لغزش-اتصال [۴۵]..... ۲۸
- شکل ۲-۱۷ : تاثیر مقدار مقاومت فشاری بتن در اتصالات تیر-ستون [۴۳]..... ۲۸
- شکل ۲-۱۸ : تاثیر نسبت بار محوری ستون بر اتصالات تیر-ستون [۴۳]..... ۲۹
- شکل ۲-۱۹ : توصیف نیروی آرماتور در وضعیت‌های بدون خم، خم ۹۰ و خم ۱۸۰ [۴۳]..... ۲۹
- شکل ۲-۲۰ : اثر نرم‌شدگی فشاری بر بتن مسلح [۴۶]..... ۳۰
- شکل ۲-۲۱ : مدل تنش-کرنش منگوتو-پینتو 46..... ۳۰
- شکل ۲-۲۲ : توصیف لغزش آرماتور در سطح تماس با اتصال تیر-ستون [۴۶]..... ۳۱
- شکل ۲-۲۳ : منحنی خمش-دریفت و بار-جابجایی بدست آمده از نمونه آزمایشگاهی، مدل CDP و مدل پیشنهادی چنگ فنگ با اثر لغزش [۴۶]..... ۳۱
- شکل ۲-۲۴ : مدل دستک فشاری و کششی ایده‌آل: (a) مکانیزم افقی، (b) مکانیزم قائم، (c) مکانیزم خرابی ترکیبی و (d) مکانیزم ترکیبی دستک قطری و خرابی [۵۰]..... ۳۳
- شکل ۲-۲۵ : مدل دستک فشاری و کششی برای اتصال تیر-ستون توسعه‌یافته [۵۱]..... ۳۴
- شکل ۲-۲۶ : پاسخ نیروی برش ستون-دریفت بدست آمده از نتایج آزمایشگاهی و مدل دستک فشاری و کششی برای اتصال تیر-ستون توسعه‌یافته [۵۱]..... ۳۴
- شکل ۲-۲۷ : مدل دستک فشاری و کششی برای ناحیه اتصالات تیر-ستون میانی [۵۲, ۳۲]..... ۳۵
- شکل ۲-۲۸ : گراف مدل تنش-کرنش اتصال [۵۲]..... ۳۵
- شکل ۲-۲۹ : مدل دستک فشاری و کششی برای قاب‌خمش پل [۵۳]..... ۳۶
- شکل ۳-۱ : چارت تقسیم‌بندی مدل‌ها و کارهای انجام شده در فصل سوم..... ۳۹

- شکل ۳-۲: نقطه گرهی و تعادل المان در یک آنالیز اجزا محدود [۵۵] ۴۱
- شکل ۳-۳: اتصال کناری جدا شده تیر- ستون بتن آرمه ۴۲
- شکل ۳-۴: جزئیات مدل‌های عددی اتصالات موجود ۴۳
- شکل ۳-۵: شرایط مختلف تیرهای عرضی در مدل‌های عددی ۴۴
- شکل ۳-۶: جزئیات مدل‌های عددی اتصالات تقویت‌شده ۴۶
- شکل ۳-۷: منحنی ارتباط بین کرنش و پارامتر خسارت کششی و فشاری بتن ۴۹
- شکل ۳-۸: مدل خسارت پلاستیک بتن [۴۱] ۵۰
- شکل ۳-۹: تاثیر مقادیر مختلف زاویه‌اتساع بر نمونه C2-M-S ۵۱
- شکل ۳-۱۰: منحنی تنش-کرنش بتن در کشش و فشار ۵۳
- شکل ۳-۱۱: بخش‌های محصور شده و محصور نشده بتن مدل‌های تقویت‌شده ۵۵
- شکل ۳-۱۲: منحنی تنش-کرنش بتن محصور شده و محصور نشده برای بارگذاری یکطرفه [۶۳] ۵۵
- شکل ۳-۱۳: ابعاد و جزئیات، وضعیت راه‌اندازی و پروتکل بارگذاری چرخه‌ای نمونه‌های آزمایش [۶۵] ۵۷
- شکل ۳-۱۴: شرایط مرزی و پروتکل بارگذاری در تحلیل‌های عددی ۵۸
- شکل ۳-۱۵: تاثیر ابعاد مختلف مش ۵۹
- شکل ۳-۱۶: جزئیات آرماتورهای تیرهای عرضی ۶۰
- شکل ۳-۱۷: توزیع لغزش درون ناحیه اتصال تیر- ستون [۴۶] ۶۲
- شکل ۳-۱۸: پروفیل‌های کرنش در شرایط مختلف طول گیرایی آرماتور 46 ۶۲
- شکل ۳-۱۹: مدل تنش-کرنش ویرایش شده آرماتورها با در نظر گرفتن لغزش [۴۶] ۶۳
- شکل ۳-۲۰: مشخصات نقاط اصلی بر منحنی‌های نیرو-جابجایی [۱۷] ۶۶

- شکل ۳-۲۱: پاسخ‌های بار-جابجایی مدل‌های عددی با و بدون اثر لغزش در اتصالات موجود تحت بار یکطرفه و نتایج آزمایشگاهی ۶۹
- شکل ۳-۲۲: منحنی‌های دوخطی حاصل از پاسخ‌های بار-جابجایی مدل‌های عددی با و بدون اثر لغزش در اتصالات موجود تحت بار یکطرفه و نتایج آزمایشگاهی ۶۹
- شکل ۳-۲۳: الگوی خرابی و ترک در تنش سطح و وضعیت کرنش آرماتورها در دررفت ۴,۵٪ تحت بارگذاری چرخه‌ای ۷۰
- شکل ۳-۲۴: پاسخ‌های بار-جابجایی نمونه غیرلرزه‌ای C2 در حالات مختلف تیر عرضی ۷۲
- شکل ۳-۲۵: پاسخ‌های بار-جابجایی نمونه‌های لرزه‌ای C1 و غیرلرزه‌ای C2 تحت بار چرخه‌ای و نتایج آزمایشگاهی ۷۳
- شکل ۳-۲۶: پاسخ بار-جابجایی اتصال لرزه‌ای C1، با و بدون اثر لغزش تحت بار چرخه‌ای و نتایج آزمایشگاهی ۷۴
- شکل ۳-۲۷: پاسخ بار-جابجایی اتصال لرزه‌ای C1، در بارگذاری یکطرفه و چرخه‌ای با اثر لغزش آرماتور ۷۵
- شکل ۳-۲۸: پاسخ‌های بار-جابجایی اتصالات تقویت شده با و بدون درنظر گرفتن اثر لغزش آرماتور تحت بار یکطرفه ۷۶
- شکل ۳-۲۹: پاسخ‌های بار-جابجایی اتصالات غیر لرزه‌ای C2 و C3 به همراه نتایج تقویت آنها با نبشی‌های فولادی مختلف ۷۷
- شکل ۴-۱: مناطق B و D در مدل دستک فشاری و کششی قاب دو دهانه بتن آرمه [۵۳] ۸۲
- شکل ۴-۲: کنترل تنش فشاری بالای شمع در بارگذاری متمرکز و استخراج طرح دستک فشاری و کششی [۸۷] ۸۳

- شکل ۳-۴ دستک فشاری بطری شکل (a) ترک خوردگی دستک بطری شکل و (b) مدل دستک فشاری و کششی آن (ACI 318-14 [30]) ۸۵
- شکل ۴-۴ : بارگذاری، شرایط مرزی و ابعاد کلی مدل دستک فشاری و کششی اتصال تیر-ستون ۸۷
- شکل ۵-۴ : اتصال دهنده‌ی مفصلی در نرم افزار ABAQUS ۸۷
- شکل ۶-۴ عرض دستک‌های فشاری در نواحی تیر و ستون ۸۹
- شکل ۸-۴ عرض دستک‌های فشاری در ناحیه اتصال و ناحیه گسترش یافته ۹۰
- شکل ۷-۴ : تخصیص نوع المان‌ها در مدل دستک فشاری و کششی ۹۰
- شکل ۹-۴ : مدل دستک فشاری و کششی و وضعیت تنش‌های بدست آمده از تحلیل اجزا محدود برای ناحیه اتصال C1 ۹۲
- شکل ۱۰-۴ : مدل دستک فشاری و کششی اتصال C1 با یک دستک فشاری اصلی در ناحیه اتصال ۹۳
- شکل ۱۱-۴ : مدل دستک فشاری و کششی و وضعیت تنش‌های بدست آمده از تحلیل اجزا محدود برای ناحیه اتصال C2 ۹۴
- شکل ۱۲-۴ : مقایسه تغییر شکل و توزیع تنش‌های فشاری در ناحیه اتصال C2 بین نتایج تحلیل اجزای محدود و STM ۹۵
- شکل ۱۳-۴ : مدل دستک فشاری و کششی و وضعیت تنش‌های بدست آمده از تحلیل اجزا محدود برای ناحیه اتصال C3 ۹۶
- شکل ۱۴-۴ : نمایش برش مقاوم در ناحیه اتصال (a) قبل از تقویت (b) بعد از تقویت ۹۷
- شکل ۱۵-۴ : توسعه‌ی دستک فشاری در حالت اتصال تقویت شده نسبت به قبل ۹۷

- شکل ۴-۱۶ : مدل دستک فشاری و کششی و وضعیت تنشهای بدست آمده از تحلیل اجزا محدود برای اتصال تقویت شده با نبشی 180 mm ۹۹
- شکل ۴-۱۷ : مدل دستک فشاری و کششی نمونه های تقویت شده با نبشی های 140 mm و mm 90
- شکل ۴-۱۸ : پاسخ های بار-تغییر مکان نتایج روش STM غیرخطی به همراه نتایج آزمایشگاهی و FEA برای نمونه ی لرزه ای C1 ۱۰۱
- شکل ۴-۱۹ : مقادیر تنش آماتورهای کششی تیر در بر ستون در تغییر شکل کل اتصال برای نمونه های لرزه ای و غیرلرزه ای ۱۰۲
- شکل ۴-۲۰ : مکانیزم های انتقال برش در اتصالات تیر-ستون بتن آرمه شامل: (a) مکانیزم دستک قطری، (b) مکانیزم اثر خاموت (c) مکانیزم اثر آرماتور میانی ستون ۱۰۴
- شکل ۴-۲۱ : ظرفیت برشی مدل غیرخطی اتصال لرزه ای بدست آمده از روش STM و تحلیل FEM در مقایسه با مقدار نظیر آیین نامه ها ۱۰۵
- شکل ۴-۲۲ : نتایج بار-تغییر مکان روش STM غیرخطی به همراه نتایج آزمایشگاهی و FEA برای نمونه غیرلرزه ای C2 ۱۰۷
- شکل ۴-۲۳ : نتایج بار-تغییر مکان روش STM غیرخطی به همراه نتایج آزمایشگاهی و FEA برای نمونه غیرلرزه ای C3 ۱۰۸
- شکل ۴-۲۴ : جزئیات نمونه TSB3 و وضعیت راه اندازی آزمایش در کار قبارا و همکاران [۹۱, ۹۲] ۱۰۹
- شکل ۴-۲۵ : نتایج بار-تغییر مکان روش STM غیرخطی به همراه نتایج آزمایشگاهی نمونه غیرلرزه ای TSB3 ۱۰۹

شکل ۴-۲۶ : نتایج بار-جابجایی روش STM غیرخطی به همراه نتایج آزمایشگاهی و FEA برای

نمونه‌های تقویت‌شده SC2..... ۱۱۱

شکل ۴-۲۷ : تاثیر ابعاد مختلف نبشی تقویتی در پاسخ‌های بار-جابجایی روش STM برای نمونه

SC2..... ۱۱۱

شکل ۴-۲۸ : مقادیر تنش آماتورهای کششی تیر در برستون در طول بارگذاری برای نمونه‌های

تقویت‌شده SC2..... ۱۱۲

شکل ۴-۲۹ : نتایج بار-جابجایی روش STM غیرخطی به همراه نتایج آزمایشگاهی و FEA برای

نمونه‌های تقویت‌شده SC3..... ۱۱۳

فصل ۱: مقدمه

۱-۱ مقدمه

تأثیرپذیری سازه‌ها از طریق زمین لرزه‌ها پدیده‌ای خطرناک است که همواره توجه محققین و مهندسين را به دنبال داشته‌است. در اکثر سازه‌های اجرا شده، سیستم های لرزه‌ای آنها به گونه‌ای طراحی می‌شود که عملکرد مشخصی را در پی داشته باشد. با توجه به درجه اهمیت و اقتصاد طرح، طراح در صورت استفاده از سیستم‌های رایج لرزه‌ای، به سازه‌ی مواجه شده با زلزله اجازه می‌دهد تا با ورود قسمت‌هایی از آن به رفتارهای فراتر از سطحی از خرابی را برجا بگذارد.

در سازه‌های بتن‌آرمه سیستم های قاب خمشی رایج‌ترین سیستم مقاوم لرزه‌بر می باشد. در این سیستم جذب انرژی به همکاری اعضای تیر، ستون و اتصالات آن بستگی دارد. برای ایجاد رفتار کلی شکل پذیر و نرم می‌بایست گسیختگی خمشی در قاب حاکم شود. ایجاد این نوع گسیختگی در درجه‌ی اول به رفتار اتصال بستگی دارد. در صورت الاستیک ماندن اتصال می‌توان شاهد ورود قسمت‌هایی از تیر به ناحیه‌ی پلاستیک بود و با ایجاد مفصل‌های پلاستیک در تیر مکانیزم مطلوب گسیختگی خمشی اتفاق بیافتد. ایجاد چنین مکانیزمی به جزئیات لرزه‌ای اتصالات تیر-ستون بستگی دارد. محققین و سازمان‌های مختلف سعی کردند که الزاماتی را برای اتصالات در قالب آیین نامه‌ها تدوین کنند و تمهیدات با منشا زلزله را نظام مند کنند. تا بتوانند آیین نامه‌ها را به علت پیشرفت‌های مهندسی در زمینه‌ی اجرا، امکانات و نحوه‌ی محاسبات، بروزرسانی کنند.

تحلیل و ارائه‌ی مدل‌های تحلیلی بهینه با رویکرد غیرخطی برای اتصالات تیر-ستون بتن‌آرمه دارای جزئیات لرزه‌ای مطابق با آیین نامه‌های جدید، اتصالات موجود و دارای ضعف‌های رایج لرزه‌ای و اتصالات تقویت شده با نبشی‌های فولادی از چالش‌های این عرصه می‌باشد که در این تحقیق بدان پرداخته می‌شود.

۲-۱ اهمیت ناحیه اتصال

بررسی خسارات وارده به قاب‌های بتن‌آرمه در زلزله‌های اخیر ایران و جهان، بیانگر این است که اکثر خرابی‌های ساختمان‌های بتن‌آرمه، در ناحیه اتصال تیر-ستون رخ داده است. در شکل ۱-۱ نمونه‌ای از خسارات در ناحیه اتصال و فروپاشی کل سازه در زلزله‌های چی چی تایوان، وان ترکیه، ایزمیت ترکیه، زلزله سرپل ذهاب استان کرمانشاه نشان داده شده است. ساختمان‌هایی که نیاز هست در مواجهه با زلزله نوعی از شکل‌پذیری را ایجاد کنند و بتوانند با جذب انرژی مورد انتظار سطحی از خدمت‌پذیری را ایفا کنند. برای به وجود آمدن مکانیزم استهلاک انرژی به صورت ایمن نیاز هست در قسمت‌های مورد انتظار تیرهای قاب خمشی مفصل‌های پلاستیک تشکیل شود. برای ورود تیر به رفتار پلاستیک، اتصالات وابسته بایستی الاستیک باقی بمانند [۱، ۲] و بدین صورت عامل اصلی در ایفای نقش سازه در برابر زلزله، اتصالات تیر-ستون آن می‌باشد. پایداری کلی سازه و شکل‌گیری مکانیزم مطلوب جذب انرژی در مفاصل پلاستیک تیر وابسته به طراحی و اجرای بدون نقص اتصالات تیر-ستون قاب خمشی می‌باشد. وجود نقص اجرایی در ناحیه اتصال با وجود اجرای درست سایر قسمت‌های سازه می‌تواند منجر به فروپاشی سازه شود. در ساختمان‌ها با سیستم باربر لرزه‌ای قاب خمشی، اتصالات تیر-ستون عامل عمده‌ی خرابی‌ها بعد از زلزله می‌باشد.



شکل ۱-۱: اتصالات آسیب دیده‌ی تیر-ستون بتن مسلح در زلزله‌های گذشته [۳-۵]

۳-۱ ضعف های رایج اتصالات ساخته شده ی بتنی

نقض های اجرایی متداول و طراحی ساختمان های بتن آرمه بر اساس آیین نامه های قدیمی که عمدتاً بر مبنای رویکردهای ثقلی بوده اند، باعث شده جزئیات غیرلرزه ای برای ناحیه ی اتصال تیر-ستون در بسیاری از سازه های موجود مشاهده شود. در صورت عدم امتداد خاموت ستون در ناحیه اتصال، گسیختگی ها به درون ناحیه اتصال ورود می کند و مکانیزم غیرمطلوب گسیختگی برشی در اتصال را شکل می دهد. همچنین عدم امتداد آرماتور مثبت تیر در ستون ظرفیت برشی و شکل پذیری مورد انتظار اتصال را به شدت کاهش می دهد و لغزش آرماتور طولی تیر، گسیختگی تردی را ایجاد می کند و با تشدید خسارات میتواند فروپاشی کامل ساختمان را در پی داشته باشد [۶]. عدم امتداد آرماتور مثبت تیر در ناحیه اتصال و عدم امتداد خاموت ستون در ناحیه اتصال، نقص های رایجی هستند که جزئیات لرزه ای اتصالات مطابق آیین نامه های جدید آنها را پوشش می دهد. مشکلات اجرایی و تجمع زیاد آرماتورها در ناحیه اتصال تیر و ستون یکی دیگر از عوامل ایجاد کننده ی این ضعف های لرزه ای می باشد. در شکل ۲-۱ تراکم آرماتور زیاد در ناحیه اتصال نشان داده شده است.



شکل ۲-۱: تجمع آرماتورها در ناحیه ی اتصال تیر-ستون با مشخصات لرزه ای

۴-۱ مقاومسازی اتصالات بتن آرمه با استفاده از نبشی‌های

فولادی

تحقیقات گسترده‌ای برای بهبود عملکرد لرزه‌ای اتصالات تیر-ستون انجام شده است. اما توجه کمتری به تکنیک‌های عملی برای اصلاح لرزه‌ای اتصالات فاقد جزئیات لرزه‌ای شده است. اغلب این روش‌ها با هدف بهبود ظرفیت برشی اتصال و اطمینان از تشکیل مفصل پلاستیک در تیر صورت گرفته است. مقاومسازی اتصالات تیر-ستون بتن آرمه با استفاده از روکش‌های بتنی یکی از تکنیک‌های متداول است [۷]. اما در این روش قطعات بیرون‌زده از ژاکت بتنی را تولید می‌کند، که باعث کاهش فضای قابل استفاده در کف می‌شود و ممکن است در بسیاری از موارد آن را از نظر معماری غیر قابل قبول کند. با معرفی مواد پلیمری مسلح شده با الیاف^۱، تکنیک‌های بسیاری برای افزایش مقاومت برشی اتصالات تیر-ستون بتن آرمه در نظر گرفته شده است. این روش نیازمند دسترسی کامل به محل پیرامون اتصال تیر-ستون است که غالباً به علت عدم باز شو و محصورشدگی دال چالش‌های بالقوه‌ای را بوجود می‌آورد و نمی‌تواند سختی دورانی محل اتصال را تقویت کند [۸-۱۵].

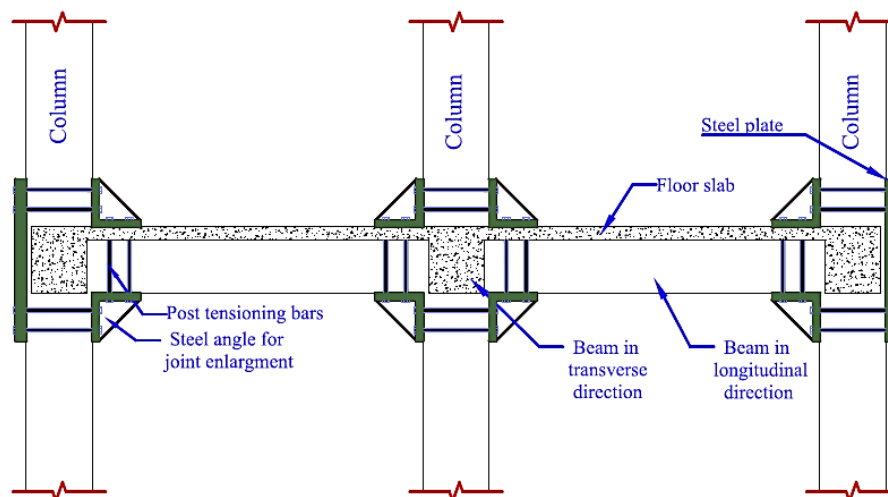
شفائی و همکاران [۱۶، ۱۷] یک روش نوآورانه‌ای را با عنوان «بزرگ کردن صفحه‌ی ناحیه اتصال تیر به ستون^۲» پیشنهاد و آزمایش کردند. در این روش مقاومسازی لرزه‌ای اتصالات در ساختمان‌های بتن مسلح و همچنین بهبود لرزه‌ای اتصالات آسیب دیده بعد از زلزله مورد استفاده قرار می‌گیرد.

^۱ Fiber Reinforced Polymers (FRP)

^۲ Joints enlargement using steel angles

۱-۴-۱ مکانیزم روش تقویت

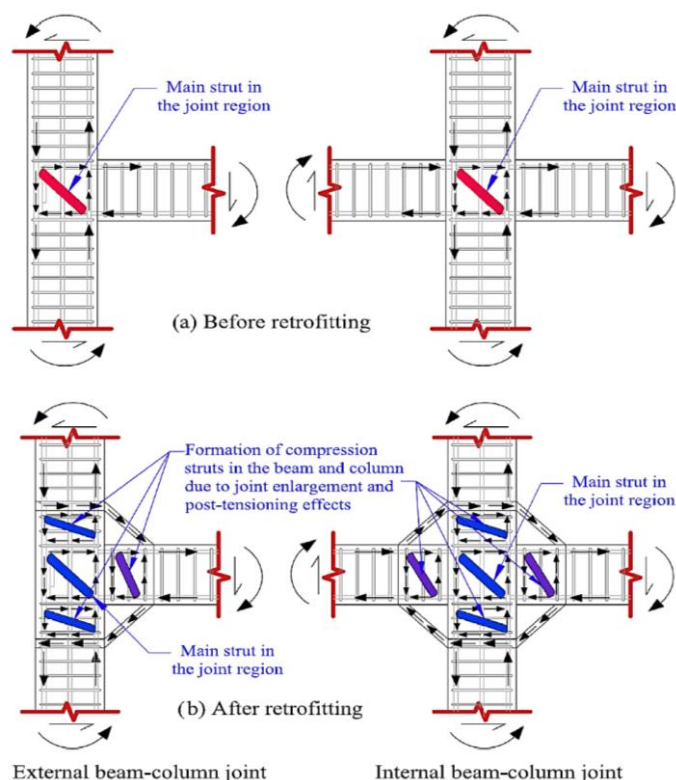
در روش بزرگ کردن ناحیه اتصال، همانطور که در شکل ۳-۱ نشان داده شده است، نبشی‌های فولادی با استفاده از آرماتورهای پیش‌تنیده موجب بزرگ کردن ناحیه اتصال می‌گردد.



شکل ۳-۱: نمایی از مقاومت‌سازی اتصالات بتن‌آرمه با استفاده از نبشی‌های فولادی [۱۷]

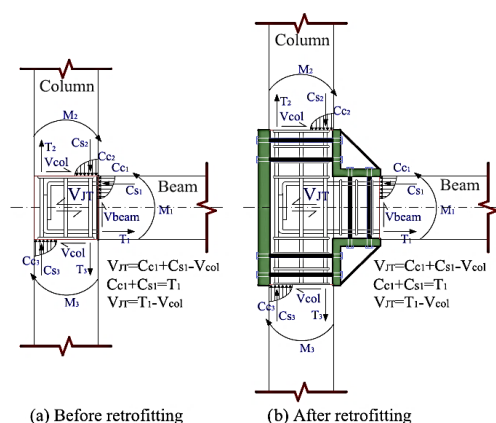
رویکرد این نوع مقاومت‌سازی با استفاده از روش تحلیلی دستک‌های فشاری و کششی برای نواحی پر تنش مثل ناحیه اتصال به شرح زیر می‌باشد:

همانطور که در شکل ۴-۱-a نشان داده شده است، برای اتصال با جزئیات غیر لرزه‌ای، یک دستک فشاری قطری در ناحیه اشتراک تیر-ستون تشکیل می‌شود ولی همانطور که در شکل ۴-۱-b نشان داده شده است با توسعه‌ی این ناحیه در اتصالات تقویت شده، بخش‌های از تیر و ستون درگیر چرخش نیرو می‌شود و به جای یک دستک، چهار دستک فشاری در اتصالات میانی و سه دستک فشاری در اتصالات کناری تشکیل می‌شود و بدین صورت بخشی از تقاضای نیروی مفصل پلاستیک در تیر و ستون و بخشی دیگر از تقاضای نیروی مفصل پلاستیک در ناحیه اتصال به ستون منتقل می‌شود (شکل ۴-۱).



شکل ۴-۱: مکانیزم انتقال بار اتصالات تیر-ستون قبل و بعد از مقاوم سازی [۱۷]

به لحاظ رویکرد نیروی برشی اتصال، در این روش مقاوم سازی اتصال تیر-ستون قبل از توسعه و مقاوم سازی، سطح مقاوم برشی به اندازه سطح ستون است و بعد از مقاوم سازی، سطح مقاوم برشی بیشتر می شود که در پی آن مقاومت برشی اتصال افزایش می یابد و از ورود خرابی ها در این ناحیه جلوگیری می کند و به تشکیل مفصل پلاستیک در تیر کمک می کند (شکل ۵-۱).



شکل ۵-۱: توصیف نیروی برشی اتصال، قبل و بعد از مقاوم سازی شده با نبشی های فولادی [۱۷]

۱-۴-۲ مزایا و معایب روش تقویت

در روش مقاومسازی اتصالات بتن آرمه با استفاده از نبشی‌های فولادی نیازی به تخریب دال نیست و به اصطلاح معمارپذیر است. با توجه به استفاده از مواد متعارف و سهولت اجرا این تکنیک در مقایسه با سایر تکنیک‌ها ارزان قیمت است. البته این روش نیز دارای محدودیت‌های خاصی است، طول بازوی لنگر پلاستیک عضو تیر در قاب، بعد از مقاومسازی با این روش کوتاه‌تر شده و برش متناظر در مفصل پلاستیک بیشتر می‌شود. که بررسی احتمال شکست برشی عضو را ضروری می‌کند. برای قاب‌هایی که دارای سختی جانبی ناکافی هستند باید به دنبال روش دیگری بود [۱۸-۲۰].

۱-۵ ضرورت انجام تحقیق

رفتار غیرخطی فشاری و کششی بتن به همراه فولاد چالش برانگیزترین جنبه مدل‌سازی المان محدود سازه‌های بتنی می‌باشد. تعریف صحیح مواد در مدل‌سازی می‌تواند بر رفتارهای الاستیک و پلاستیک مدل تاثیر بسزایی بگذارد. یکی از مناطق پرتنش و مهم در سازه‌های بتن آرمه، اتصالات آن می‌باشد. اتصالات تیر-ستون بتن آرمه در صورت عدم داشتن جزئیات لرزه‌ای باید طوری تقویت گردد که سازه وقتی تحت بارگذاری لرزه‌ای قرار می‌گیرد، ضمن حفظ سطح عملکردی خود، قسمت‌های کلیدی آن پایداری کلی و یکپارچگی را رقم بزند.

بررسی انواع پارامترهای تاثیرگذار بر رفتار اتصال و بررسی انواع سناریوها مواردی است که پیشرفت‌های نرم‌افزاری آن را در زمان مناسب‌تر و هزینه‌ی کمتر نسبت به کارهای تجربی ممکن کرده است. تحلیل و بررسی اتصالات دارای ضعف لرزه‌ای و اتصالات تقویت شده با نبشی‌های فولادی از جمله مواردی است که در این تحقیق بدان اهمیت داده شده است. برای اتصالات نامبرده ارائه‌ی مدل‌های تحلیلی ماکرو که بتواند مکانیزم‌های پدیدار در رفتار غیرخطی را نتیجه دهد و ظرفیت‌های مقاومت، سختی و شکل‌پذیری را به دقت مشخص کند از جمله موارد ضروری تحقیقات حاضر می‌باشد.

۱-۶ تعریف مسئله و روش انجام تحقیق

برای تحلیل نواحی پرتنشی مثل ناحیه اتصالات تیر-ستون بتن آرمه، آیین نامه‌ها و تحقیقات پیشین استفاده از روش دستک فشاری و کششی را مجاز و توصیه کرده‌اند. ارائه‌ی مدل‌های تحلیلی دستک فشاری و کششی با در نظر گرفتن رفتار غیرخطی برای اتصالات تیر-ستون با جزئیات استاندارد لرزه‌ای، عدم جزئیات لرزه‌ای و تقویت شده با نبشی‌های فولادی، نیازمند نتایج آزمایشگاهی و مطالعه مسیر نیرویی بدست آمده از تحلیل‌های اجزای محدود می‌باشد. به همین علت در این تحقیق در کنار داشتن نتایج آزمایشگاهی، دو نوع مدلسازی و تحلیل میکرو و ماکرو انجام شده است و مقایسه‌ای بین این سه صورت گرفته است.

نرم‌افزار اجزای محدود ABAQUS برای انجام این تحلیل‌ها انتخاب شد و مدل‌های متعددی اتخاذ شد که با مقایسه‌ی بین آنها بتوان اثر لغزش آرماتور طولی تیر در ناحیه اتصال، اثر حضور تیر عرضی در نتایج، نوع بارگذاری، تاثیر اندازه نبشی‌ها در میزان مقاوم‌سازی اتصال، توصیف مکانیزم‌های خرابی در مدل‌های دستک فشاری و کششی اتصالات دارای مشخصات لرزه‌ای و غیرلرزه‌ای را مورد بررسی قرارداد.

۱-۷ فصل بندی پایان نامه

در فصل یک این تحقیق به بحث درباره‌ی اهمیت ناحیه اتصال تیر-ستون در سازه‌های بتن آرمه اشاره شده است و کلیات روش مقاوم‌سازی آن با استفاده از نبشی‌های فولادی شرح داده شده است. همچنین درباره‌ی فعالیت‌های انجام شده در این تحقیق توضیحاتی ارائه گردیده است.

در فصل دوم ابتدا درباره‌ی مزایای تحلیل‌های اجزای محدود نسبت به کارهای آزمایشگاهی و سپس درباره‌ی مزایای روش دستک فشاری و کششی مطالبی ارائه شده است. در این فصل مروری بر تحقیقات انجام شده پیرامون مکانیزم انتقال نیرو در اتصالات تیر-ستون انجام شده است و همچنین تحقیقات و

پژوهش‌های آزمایشگاهی و عددی که در زمینه مطالعه، مدل‌سازی و تحلیل اتصالات بتن‌آرمه در گذشته صورت گرفته است و به موضوع این تحقیق ارتباط دارد، تشریح گردیده است.

در فصل سوم درباره‌ی جزئیات مدل‌سازی اجزای محدود و شبیه‌سازی‌های صورت گرفته در نرم‌افزار ABAQUS پرداخته شده است و سپس مقایسه‌ای بین نتایج تحلیل‌های اجزای محدود با نتایج آزمایشگاهی در شرایط مختلف بارگذاری برای اتصالات موجود و تقویت شده انجام شده است. عوامل و پارامترهایی نظیر اثر لغزش آرماتور طولی تیر در ناحیه اتصال، اثر حضور تیر عرضی در نتایج، نوع بارگذاری و تاثیر اندازه نبشی‌های تقویتی در نتایج تحلیل در این فصل بررسی شده است.

در فصل چهارم با توجه به بندهای آیین‌نامه‌ای درباره‌ی مدل‌های دستک فشاری و کششی برای نواحی پرتنش و با توجه به الگوهای مسیر نیرویی بدست آمده از تحلیل‌های اجزای محدود برای اتصالات تیر-ستون استاندارد، دارای ضعف‌های لرزه‌ای و اتصالات تقویت شده با نبشی‌های فولادی، مدل‌های بهینه، غیرخطی و معادلی از دستک‌های فشاری و کششی به صورت ماکرو برای اتصالات مذکور در نظر گرفته شده است و نتایج حاصل از تحلیل با نتایج آزمایشگاهی و اجزای محدود مقایسه شده است. در فصل پنجم جمع‌بندی نتایج ارائه شده است و پیشنهادهایی جهت ادامه تحقیق ارائه گردیده است.

فصل ۲: مروری بر ادبیات فنی

۱-۲ مقدمه

بررسی کامل پارامترهای تاثیرگذار در رفتار پیچیده اتصالات از طریق تعداد محدودی از مطالعات آزمایشگاهی سخت پرهزینه است. بنابراین شبیه‌سازی عددی این امکان را ایجاد می‌کند که بسیار ارزان‌تر و سریع‌تر تاثیر پارامترهای اساسی زیادی را بر عملکرد لرزه‌ای اتصالات بتن‌آرمه مورد بررسی قرار داد.

در تحلیل مدل میکرو به روش اجزایمحدود برای تطبیق مدل با واقعیت نیازمند مدلسازی تمام اجزا، تماس‌ها و تمام مشخصات مدل می‌باشد و به عبارتی به سطح بالایی از اطلاعات نیاز است. اگر چه این روش محدودیت‌های کارهای آزمایشگاهی را ندارد ولی به تعداد مدل بیشتری نیاز هست که هزینه‌ی محاسباتی را افزایش می‌دهد. در این روش برای تطبیق جزئیات مصالح و شرایط مرزی و سایر مشخصات عدم قطعیت‌های بسیاری و فرضیاتی مانند مقیدکردن کامل آرماتور درون بتن وجود دارد.

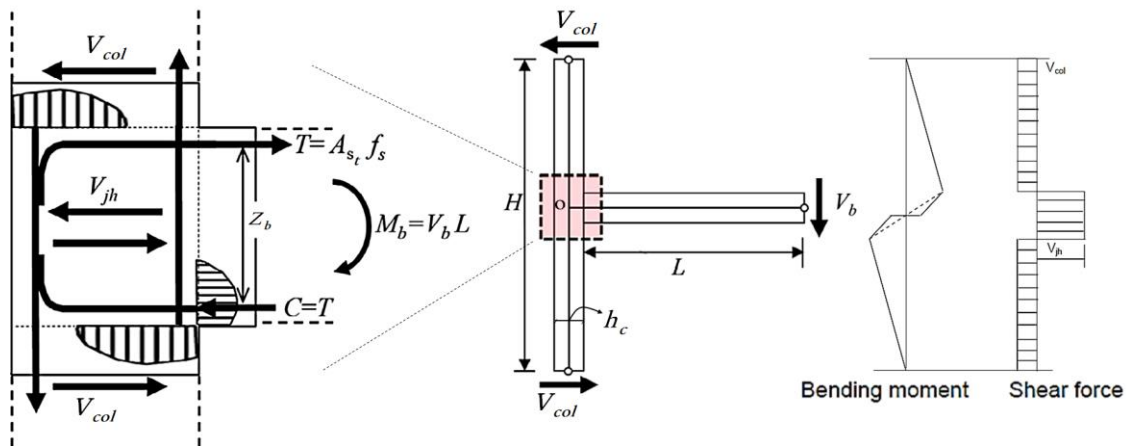
تحلیل‌های ماکرو با اینکه به سطح اطلاعات کمتری نیاز دارد ولی دقت انجام تحلیل در همان سطح تحلیل مدل‌های میکرو باقی می‌ماند و همچنین مدلسازی ماکرو موجب کاهش زمان و هزینه‌های محاسباتی می‌شود. از طرف دیگر در تحلیل‌های اجزایمحدود حلگر با در نظرگرفتن مصالح ساختاری و با توانایی تغییر ماتریس سختی و کمینه‌کردن انرژی در هر گام تحلیل مسیر رشد پلاستیسیته را پیش‌بینی می‌کند و به پاسخ بهینه‌ای نزدیک می‌شود. در واقع از بالا به سطح مقاومت همگرا می‌گردد. هرچه قدر توزیع پلاستیسیته صحیح‌تر باشد به جواب واقعی نزدیکتر است. از نظر تئوریکالی، مشابه شناسایی مفصل‌های پلاستیک از نتایج تحقیقات، در نگرش حد بالا^۳ قرار گرفته است. اما تحلیل مدل‌های ماکرو به روش دستک فشاری و کششی یک نگرش حد پایین^۴ می‌باشد. در این روش محافظه‌کارانه نیروها از حد تسلیم مصالح عبور نمی‌کنند.

^۳ Upper Bound

^۴ Lower Bound

۲-۲ مکانیزم انتقال نیرو در ناحیه اتصال

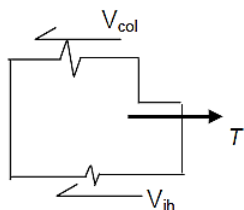
اتصالات تیر-ستون در قاب‌های خمشی بتن‌آرمه بیشتر از هر عضو متصل دیگری در معرض نیروی برشی بسیار زیادی می‌باشند. خرابی‌های ناحیه اتصال می‌تواند منجر به گسیختگی ترد شود. در آیین‌نامه‌هایی مانند [21] ACI 352، [22] NZS 3101 و [23] EN 1998 برای محاسبه‌ی نیروی برشی در طراحی اتصالات تیر-ستون گوشه بر اساس شکل ۱-۲ و روابط (۱-۲) تا (۳-۲) آمده است؛



شکل ۱-۲: تعادل در اتصالات تیر-ستون گوشه

$$\sum M_O = 0 \Rightarrow V_{col} = \frac{\left(L + \frac{h_c}{2}\right) V_b}{H} = \frac{M_b + \frac{h_c}{2} V_b}{H} = \frac{T Z_b + V_b \frac{h_c}{2}}{H} \quad (1-2)$$

$$T = A_{s_t} \cdot f_s = 1.25 A_{s_t} \cdot f_y \quad (2-2)$$



$$V_{jh} = T - V_{col} = A_{s_t} \cdot f_s \left(1 - \frac{L + \frac{h_c}{2} Z_b}{H} \right) \quad (3-2)$$

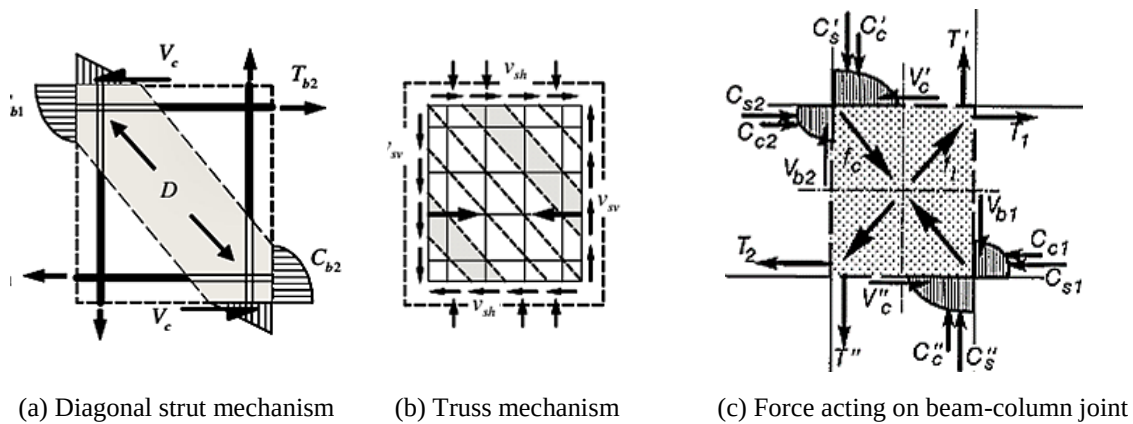
که در اینجا: M_O گشتاور حول نقطه تقاطع محور تیر و ستون می‌باشد و V_b و V_{col} به ترتیب نیروی برش ستون و نیروی برش تیر می‌باشد، T و V_{jh} به ترتیب نیروی کششی آرماتور و برش اتصال می‌باشد. تاثیر مستقیم آرماتور طولی تیر بر برش اتصال در رابطه (۲-۳) وجود دارد. علاوه بر این، تنش‌های

پیوستگی اطراف آرماتور طولی تیر نیز عاملی تاثیرگذار در میزان لغزش آرماتور و مقاومت اتصال می باشد. در گذشته بیشتر سعی مدلسازی اتصال، بر تغییر شکل های برشی متمرکز بوده است و از اثر لغزش آرماتورها در اتصال چشم پوشی می شد.

تحقیقات تجربی در زمینه ی اعضای تیر-ستون برای اولین بار در اواخر دهه ۱۹۷۰ آغاز شد. در آن زمان عملکرد لرزه ای اعضای تیر-ستون و ارتباطشان با مکانیزم خرابی قاب خمشی را مورد توجه قرار داده بودند [۲۴-۲۶]. با بررسی مکانیزم های خرابی اعضای تیر-ستون ابتدا مکانیزم های مقاومت برشی توسط پارک و پاوالای [۲۷] پیشنهاد شد. دو مکانسیم اصلی مقاومت برشی اتصالات تیر-ستون شامل مکانیزم دستک فشاری^۵ و مکانیزم خرپا^۶، به طور گسترده ای پذیرفته شده است [۲۸، ۲۹] و در آیین نامه های مانند [30] ACI 318 و [22] NZS 3101 ارائه شده است. آنها با استفاده از کرنش سنج و با بررسی های متعدد به دنبال ارائه مدل رفتاری از ناحیه اتصال بودند و به این نتیجه رسیدند که با توجه به شکل a-۲-۲، برای اتصالات غیرلرزه ای عمدتاً یک مکانیزم دستک فشاری در ناحیه اتصال تشکیل می شود و در مسیر باربری تقاضاهای نیرویی قرار می گیرد. همچنین دریافتند که برای اتصالات لرزه ای ترکیبی از دو مکانیزم دستک فشاری و مکانیزم خرپا تشکیل می شود. مطابق شکل b-۲-۲ شبکه ای از آرماتورهای افقی و قائم در تحمل نیروی برشی تشکیل شده است. ترکیب این دو مکانیزم مطابق شکل c-۲-۲ منجر به تنش های اصلی قطری در ناحیه اتصال می شود که قطر فشاری توسط بتن باربری می شود و قطر کششی می بایست توسط آرماتورهای در هر دو راستای ناحیه اتصال، باربری گردد. این مدل در تخمین مقاومت و مکانیزم های گسیختگی اعضای تیر-ستون بسیار دقیق است اما این مکانیزم در بررسی اثرات بار محوری اعمال شده به ستون و مقاومت خمشی اعضای مجاور اتصال ناکافی است [۳۱].

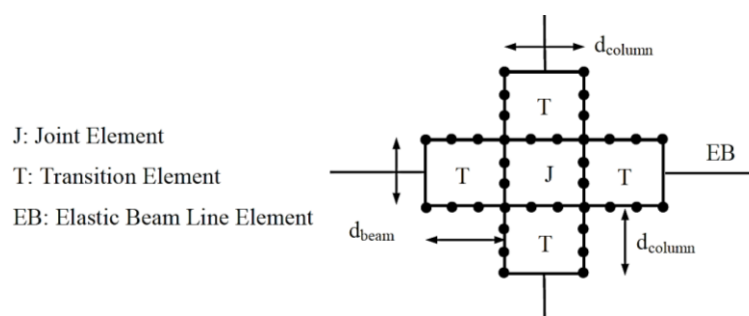
^۵ Compression Strut Mechanism

^۶ Truss Mechanism



شکل ۳-۲: مکانیزم برشی اتصالات تیر-ستون [۳۰، ۳۲، ۳۷]

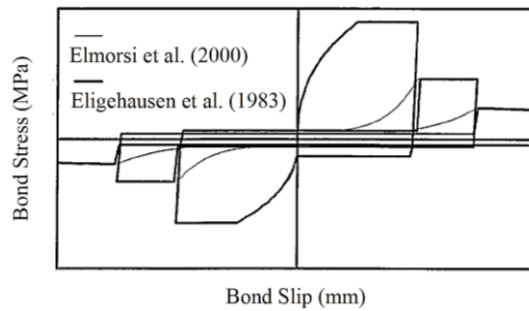
برخی از گروه‌های تحقیقاتی با آگاهی از تاثیر لغزش آرماتورهای طولی تیر بر مکانیزم‌های خرابی تحقیقات گسترده‌ای انجام داده‌اند [۳۳-۳۵]. المورسی و همکاران [۳۶] برای بررسی اثر لغزش آرماتور طولی تیر در ناحیه اتصال یک مدل اتصال تیر-ستون ارائه دادند. در این مدل برای نشان دادن اتصال و موقعیت آرماتورهای طولی تیر از یک المان ۱۲ گره‌ای صفحه تنش^۷ استفاده گردید. این المان غیرالاستیک توسط المان‌های ۱۰ گره‌ای به تیر و ستون متصل شده‌است. تیرها و ستون‌ها با المان‌های خطی و الاستیک مدل‌سازی شده‌اند (شکل ۳-۲).



شکل ۳-۲: مدل المورسی برای اتصالات تیر-ستون [۳۶]

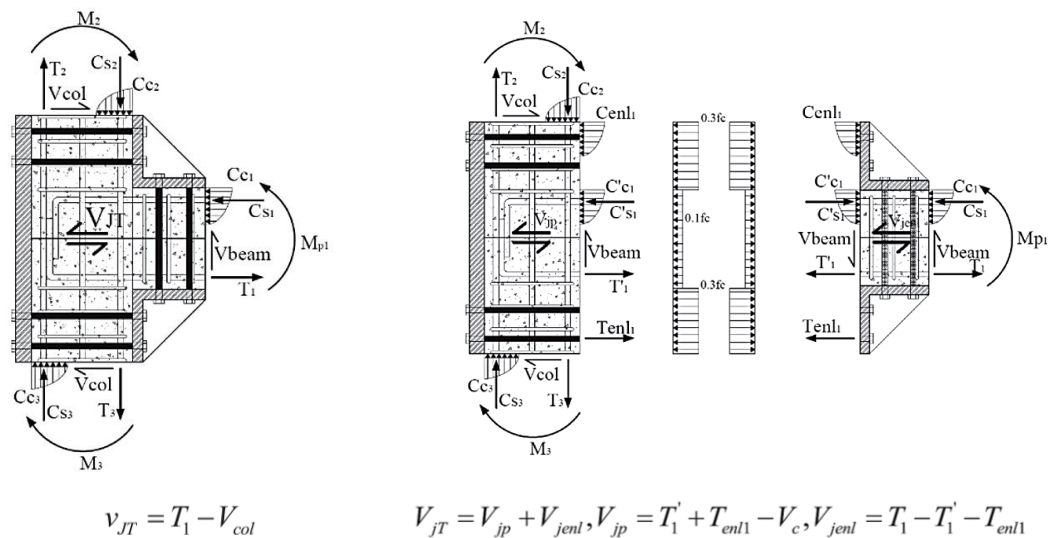
^۷ Plane Stress

نتایج این مدل منجر به منحنی تنش-لغزش قابل قبولی شد که تنها تفاوت آن با مدل لغزش [۳۳] افزایش تدریجی اصطکاک بود. مقایسه مدل های لغزش آرماتور در شکل ۲-۴ ارائه شده است. این مدل با موفقیت اثر لغزش آرماتور و تغییر شکل های برشی در اتصالات تیر-ستون را در نظر گرفت.



شکل ۲-۴: مقایسه مدل های لغزش ناحیه اتصال [۳۶]

در اتصالات تقویت شده با نبشی های فولادی مطابق شکل ۲-۵ مدل تعادل نیرو نشان داده شده است. بزرگ کردن ناحیه اتصال باعث می شود بخشی از تیر به ظرفیت نیروی برشی اتصال اضافه گردد و تقاضای نیروی برشی ناحیه اتصال تیر و ستون کاهش یابد.



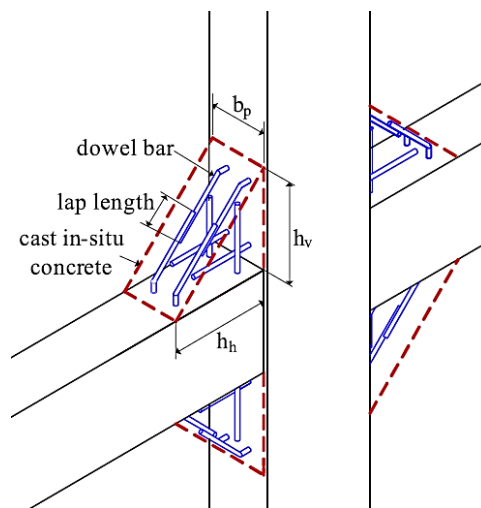
شکل ۲-۵: مدل تعادل نیرو در اتصال توسعه یافته

۳-۲ مروری بر مطالعات آزمایشگاهی در زمینه اتصالات تیر-ستون

۱-۳-۲ تحقیقات پیمانماس^۸ و چاماهاوان^۹

یکی از تحقیقات آزمایشگاهی در زمینه اتصالات تقویت شده تیر-ستون بتن آرمه در سال ۲۰۱۰ توسط پیمانماس و چاماهاوان [۲۰] ارائه شد. به منظور تقویت رفتار لرزه‌ای و مقاومت برشی اتصالات تیر-ستون بتن آرمه آنها مطابق شکل ۶-۲ یک تکنیک برای بزرگ کردن ناحیه اتصال پیشنهاد دادند. روشی که مقرون به صرفه‌تر از مقاوم‌سازی با مواد پلیمری مسلح شده با الیاف می‌باشد و برخلاف روش استفاده از ژاکت بتنی، نیازی به سوراخکاری در دال نمی‌باشد.

با توجه به شکل ۷-۲ در این آزمایش الگوهای ترک خوردگی و پاسخ های بار-جابجایی نمونه‌های تقویت شده تحت بارگذاری چرخه‌ای بررسی شد. نتایج آزمایش نشان داد که بزرگ کردن ناحیه اتصال روشی کاملاً موثر برای کاهش تنش‌های برشی منتقل شده در اتصال می‌باشد و در نمونه‌های تقویت شده، اتلاف انرژی و مقاومت برشی اتصال به طور قابل توجهی افزایش می‌یابد.

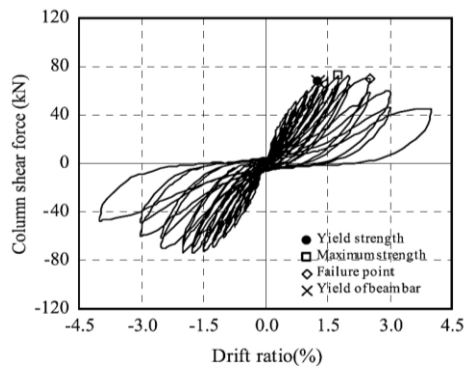


شکل ۶-۲: نمای سه بعدی اتصال توسعه یافته؛ هندسه و جزئیات آرماتور [۲۰]

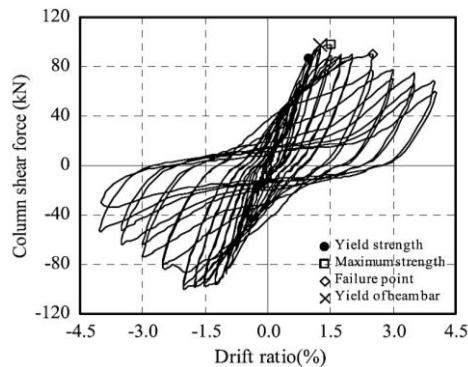
^۸ Amorn Pimanmas

^۹ Preeda Chaimahawan

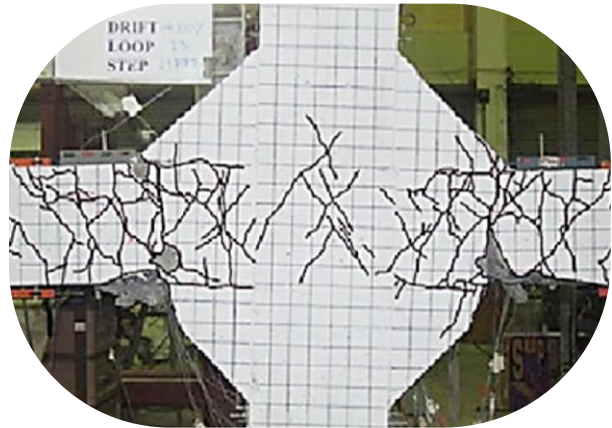
همچنین گسترش ناحیه اتصال از طریق اضافه کردن بخش‌های بتن آرمه باعث تغییر حالت گسیختگی از شکست برشی شکننده اتصال به شکست خمشی در تیر شد و به عبارتی بیانگر جابجایی مفصل پلاستیک از بر ستون به لبه‌ی قسمت اضافه شده‌ی اتصال می‌باشد.



(a) اتصال تقویت نشده



(b) اتصال تقویت شده



شکل ۲-۷: نمودار بار-جابجایی اتصال شاهد و تقویت شده و الگوی ترک خوردگی آن [۲۰]

۲-۳-۲ تحقیقات فلچینی^{۱۰} و همکاران

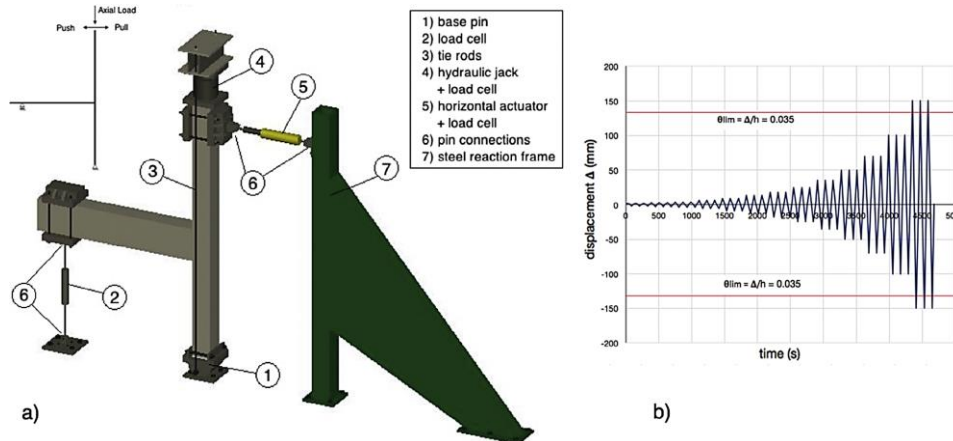
فلچینی و همکاران [۳۷] در سال ۲۰۱۷ تحقیقات آزمایشگاهی در زمینه ی رفتار چرخه‌ای اتصالات تیر-ستون با بتن سرباره EAF^{۱۱} را مورد بررسی قرار دادند. مطالعات بر روی اتصالات گوشه با بتن بازیافت شده بدست آمده از سربار کوره قوس الکتریک (EAF) ساخته شده بود. در بین مصالح بازیافتی

^{۱۰} Flora Faleschini

^{۱۱} Electric Arc Furnace

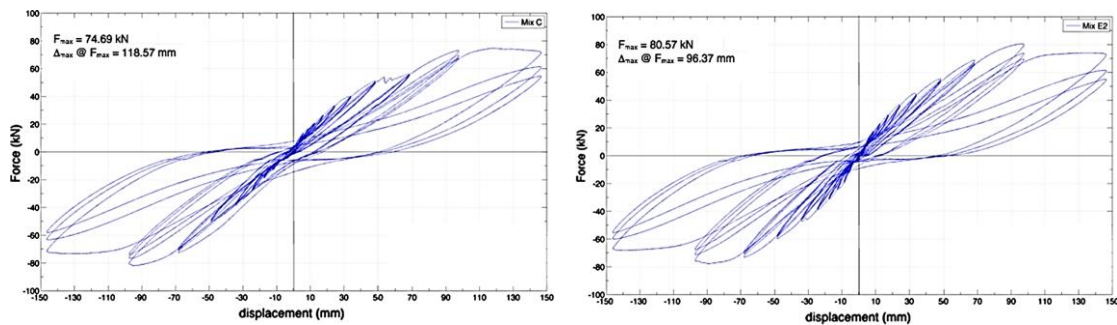
تجاری، توجه ویژه‌ای به مواد EAF بدست آمده تولید کربن فولاد شده‌است. استفاده از این مواد در بتن باعث افزایش مقاومت فشاری، مقاومت کششی و بهبود خواص الاستیک می‌شود [۳۸].

باتوجه به شکل ۸-۲ اتصالات تیر-ستون در مقیاس واقعی تحت بارگذاری شبه‌استاتیکی چرخه‌ای تا دریافت ۳/۵٪ مورد آزمایش قرار گرفت.



شکل ۸-۲: (a) جزئیات Setup آزمایش (b) تاریخچه بارگذاری جانبی [۳۷]

پاسخ‌های بار تغییر مکان نمونه‌ها (شکل ۹-۲) نشان داد که استفاده از مصالح سرباره EAF موجب افزایش بارنهایی اتصال و اتلاف انرژی بیشتر می‌شود.



(a) اتصال با سرباره ی EAF

(b) اتصال بدون سرباره

شکل ۹-۲: پاسخ بار-جابجایی چرخه ای نمونه های بدون سرباره و با سرباره EAF [۳۷]

۲-۳-۳ تحقیقات علوی و همکاران

علوی و همکاران [۳۹] در سال ۲۰۱۹ تحقیقی در زمینه تاثیر افزایش مقاومت آرماتورها و بتن بر رفتار لرزه‌ای اتصالات گوشه تیر-ستون بتن‌آرمه انجام دادند. بدین منظور از آرماتورها با مقاومت تسلیم 420 MPa و 600 MPa و بتن با مقاومت فشاری 30 MPa و 70 MPa برای نمونه‌های اتصالات گوشه تیر-ستون مورد استفاده قرار داد و نتایج زیر حاصل شد؛

- ظرفیت تحمل بار نمونه‌های با آرماتور 600 MPa ، 27% نسبت به نمونه‌های با آرماتور 420 MPa تا دریافت $4/5\%$ بیشتر شده است ولی از دریافت $3/5\%$ به بعد افت مقاومت دارد. همچنین در نمونه‌های با آرماتور 600 MPa ، زوال سختی 10% نسبت به نمونه‌های با آرماتور 420 MPa کمتر بوده است.

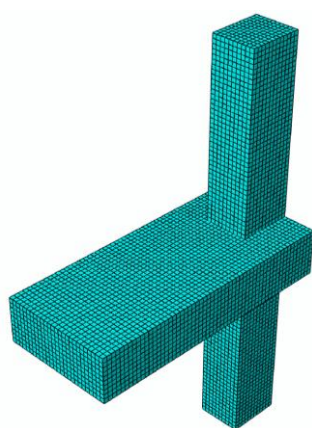
- در نمونه‌هایی که تنها در تیر از آرماتورهای مقاومت بالا استفاده شده است، مفصل پلاستیک در تیر دیگر تشکیل نشد و آرماتورها به علت کمبود طول مهاری از درون ناحیه اتصال لغزید.

۲-۴-۲ مروری بر تحقیقات عددی در زمینه اتصالات تیر-ستون

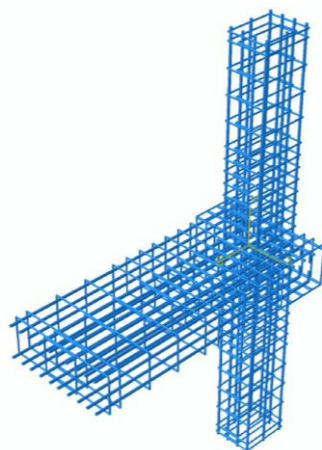
۲-۴-۱-۲ تحلیل های اجزا محدود

۲-۴-۱-۲-۱ تحقیقات بهنام و همکاران

از جمله تحقیقات عددی که در زمینه‌ی اتصالات تیر-ستون بتن‌آرمه انجام شده است می‌توان به کارهای بهنام و همکاران [۴۰] در سال ۲۰۱۸ اشاره کرد. آنها با استفاده از تحلیل‌های اجزای محدود نرم‌افزار ABAQUS مدل‌های مختلفی از اتصالات تیر-ستون عریض بتن‌آرمه را صحت‌سنجی کردند. یکی از پارامترهای مورد بررسی اندازه‌ی عریض بودن تیر بود (شکل ۲-۱۰).



(a) مدل هندسی



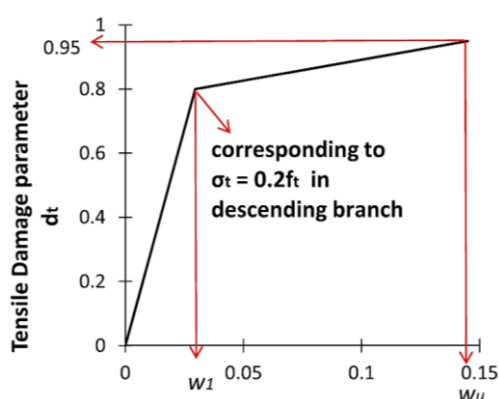
(b) مدل آرماتور

شکل ۱۰-۲: مدل اجزا محدود اتصالات تیر-عریض-ستون بتن آرمه [۴۰]

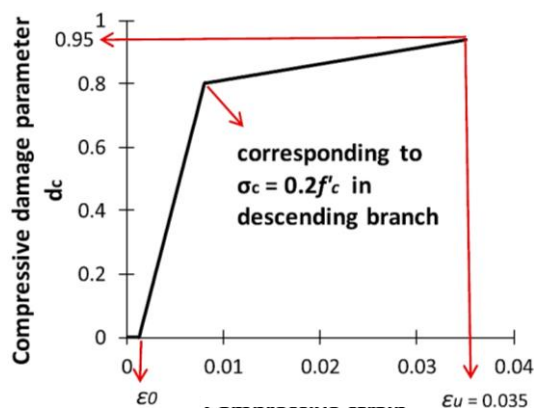
مشخصات خسارات کششی و فشاری بتن برای ناحیه نرم‌شدگی بر طبق تحقیقات پولاک [۴۱]

لحاظ شده بود و با توجه به شکل ۱۱-۲ وقتی مقاومت در این ناحیه ۸۰٪ افت می‌کند، مقدار پارامتر

آسیب به ۰/۸ می‌رسد و همچنین حداکثر پارامتر آسیب ۰/۹۵ در نظر گرفته شده بود.



a) Tensile displacement mm



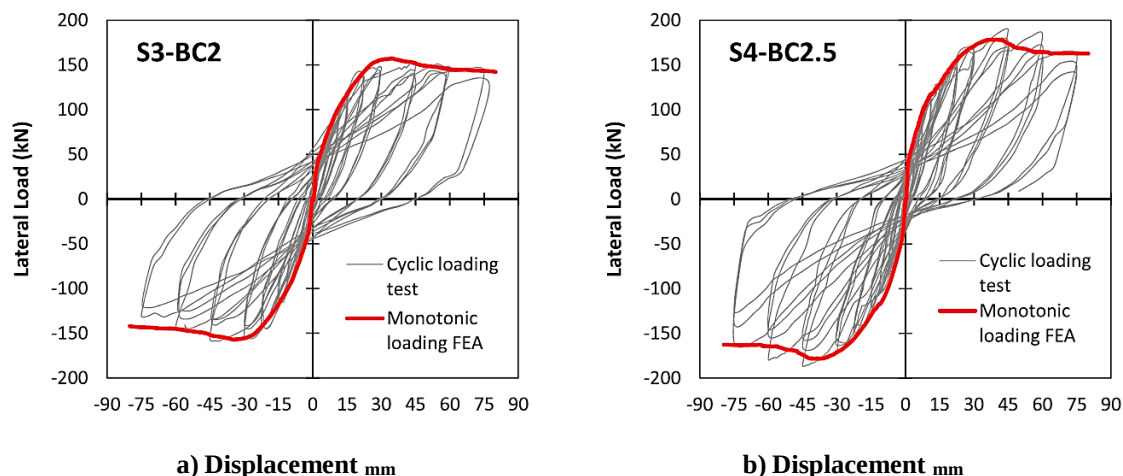
b) Compressive strain

شکل ۱۱-۲: پارامتر خسارت- کرنش برای رفتار کشش و فشار بتن [۴۰]

آنها نتایج پوش بارگذاری یکطرفه حاصل از مدل‌های عددی را با پوش بارگذاری چرخه‌ای حاصل از

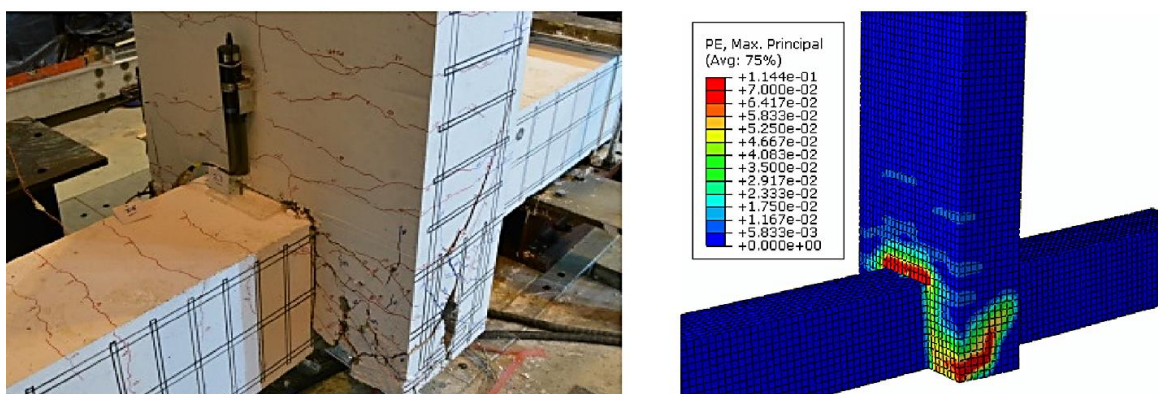
نتایج آزمایشگاهی مقایسه کردند (شکل ۱۲-۲) که بر مبنای فرض وجود انطباق بین پوش بارگذاری

چرخه‌ای و یکطرفه صورت گرفته است.



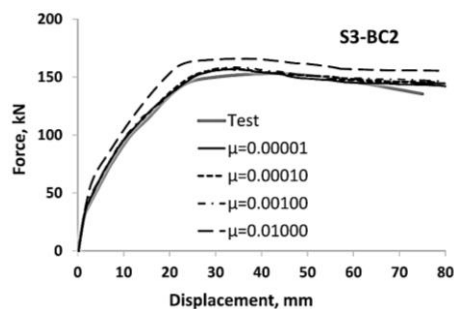
شکل ۲-۱۲: بار-جابجایی برای نتایج آزمایشگاهی و تحلیل‌های عددی [۴۰]

تحقیقات آنها نشان داد که مطابق شکل ۲-۱۳ الگوهای ترک بین نمونه‌های آزمایشگاهی و مدل‌های عددی تا دریفت ۵٪ مشابهت خوبی داشته است.

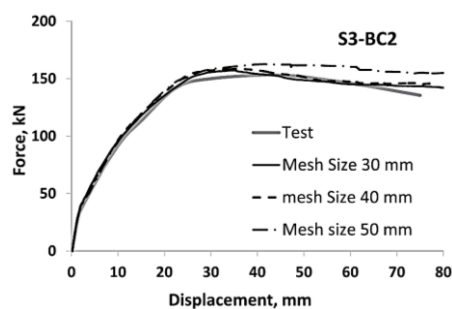


شکل ۲-۱۳: الگوی ترک در دریفت ۵٪ [۴۰]

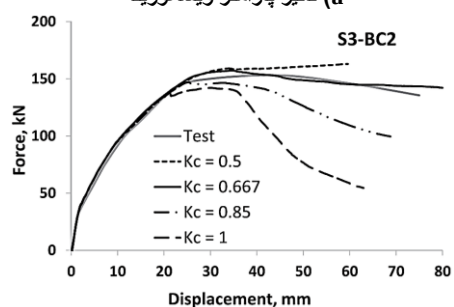
با توجه به شکل ۲-۱۴ اثر پارامترهای مختلفی از جمله ویسکوزیته، اندازه مش، K_C ، پارامتر خسارات، زاویه اتساع و ارتفاع تیر مورد بررسی قرار گرفت.



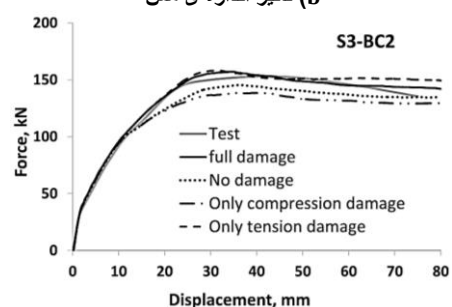
(a) تاثیر پارامتر ویسکوزیته



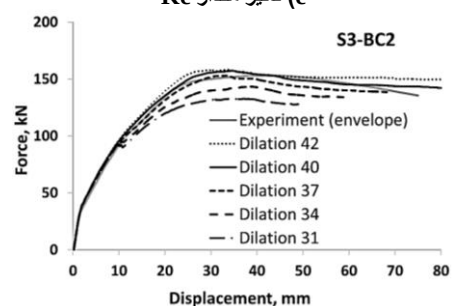
(b) تاثیر اندازه ی مش



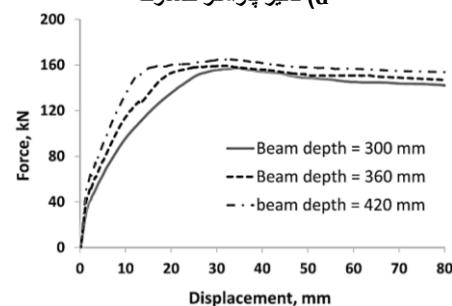
(c) تاثیر مقدار Kc



(d) تاثیر پارامتر خسارت



(e) تاثیر زاویه اتساع



(f) تاثیر ارتفاع تیر

شکل ۲-۱۴: تاثیر پارامترهای مختلف بر پاسخ های بار-تغییر مکان اتصالات تیر-ستون [۴۰]

تحقیقات آنها نشان داد که؛

- حلگر استاندارد^{۱۲} می تواند به خوبی رفتار نمونه های آزمایشگاهی را از نظر مقاومت، سختی،

تسلیم آرماتور و الگوی ترک پیش بینی کند.

- مقدار پیش فرض $K_C = 0.667$ دقیق ترین نتیجه را در مورد مقاومت نهایی و حالت گسیختگی ارائه

می دهد.

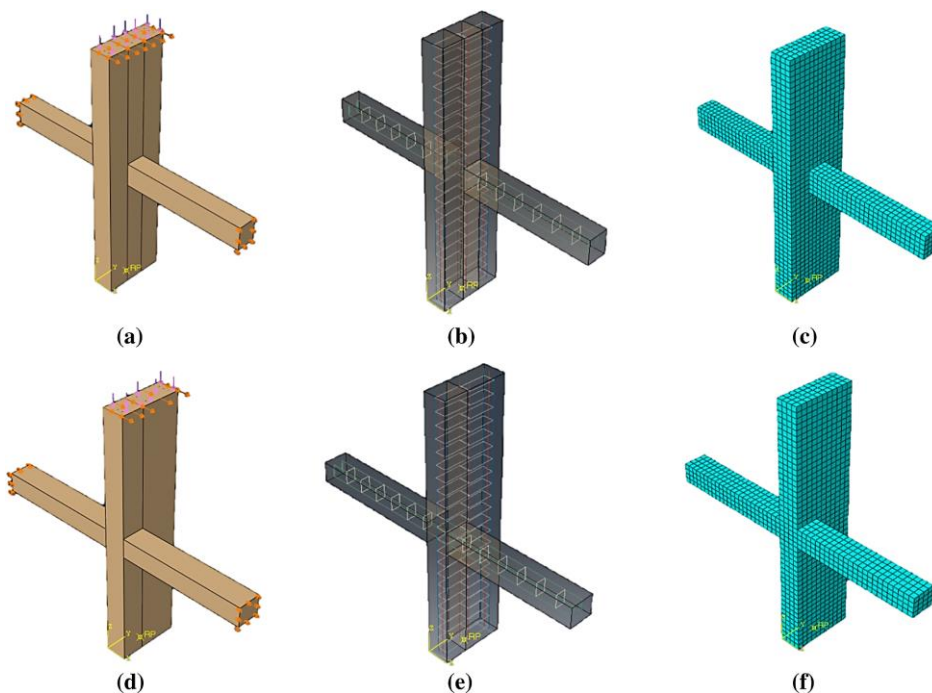
^{۱۲} ABAQUS/Standard

- در مدل خسارات پلاستیک بتن^{۱۳}، انتخاب پارامتر ویسکوزیته در محاسبات باید با احتیاط فراوان انجام شود و از مقادیر بیش از حد بزرگ اجتناب کرد.
- افزایش پهنا و عمق ستون تاثیر مطلوبی بر عملکرد لرزه‌ای اتصالات تیر عریض- ستون دارد.
- افزایش ارتفاع تیر ضمن کاهش درصد آرماتور طولی تیر، باعث افزایش مقاومت اتصالات تیر عریض- ستون می‌گردد.

۲-۴-۱-۲ تحقیقات دبیری و همکاران

- دبیری و همکاران [۴۲] در سال ۲۰۱۸ به منظور بررسی تاثیر ابعاد تیر و ستون بر رفتار لرزه‌ای اتصالات تیر-ستون تحقیقات عددی را ارائه دادند. ۲۷ مدل اجزای محدود در نظر گرفته شد (شکل ۲-۱۵). مدل‌ها ابتدا با استفاده از مطالعات مشابه تجربی، تایید شدند و بعد از مقایسه و بررسی نمودارهای نیرو - جابجایی، دیاگرام خمش - انحنا و شکل‌پذیری ناشی از جابجایی و انحنا، به نتایج زیر رسیدند؛
- هنگامی که ابعاد تیر ثابت باشد، با کاهش نسبت عمق ستون به پهنای تیر، شکل‌پذیری ناشی از جابجایی نوسان می‌کند؛ به گونه‌ای که اگر $\frac{\text{پهنای تیر}}{\text{ارتفاع تیر}} \geq 0.6$ شکل‌پذیری ناشی از جابجایی افزایش می‌یابد و اگر $\frac{\text{پهنای تیر}}{\text{ارتفاع تیر}} \leq 0.42$ شکل‌پذیری ناشی از جابجایی کاهش می‌یابد.
 - در هنگام ثابت بودن ابعاد تیر، با کاهش نسبت عمق ستون به پهنای تیر شکل‌پذیری ناشی از انحنا افزایش می‌یابد و با افزایش نسبت عمق ستون به عرض آن، شکل‌پذیری ناشی از جابجایی و انحنا کاهش می‌یابد.
 - وقتی ابعاد ستون ثابت باشد، با افزایش نسبت پهنای تیر به ارتفاع آن، شکل‌پذیری ناشی از جابجایی و انحنا افزایش می‌یابد.

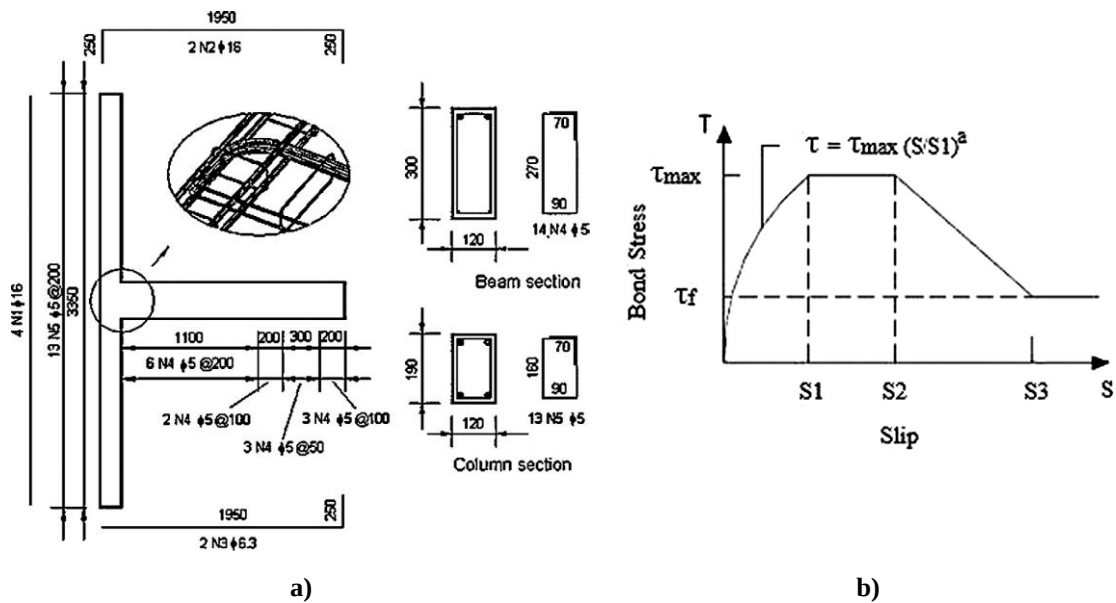
^{۱۳} Concrete Damaged Plasticity Model (CDP)



شکل ۲-۱۵: شرایط مرزی، جزئیات آرماتور و مدل هندسی مش خورده برای سه تیپ اتصال [۴۲]

۳-۱-۴-۲ تحقیقات علم و همکاران

علم و همکاران [۴۳] جهت بررسی تاثیر مقاومت بتن، میزان بارمحوری ستون، خاموت های ناحیه اتصال و نوع قلاب کردن انتهای آرماتورهای منفی تیر بر روی ظرفیت بار و جابجایی، سی مدل عددی را مورد ارزیابی قرار دادند. در مدل ها پیوند بین آرماتورها و بتن با استفاده از اتصال دهنده ی المان ها معرفی شد. این اتصال دهنده ها با استفاده از رابطه ی بین تنش اتصال و جابجایی نسبی محوری المان های فلزی و بتنی نسبت به هم مدل سازی شد (شکل ۲-۱۶).

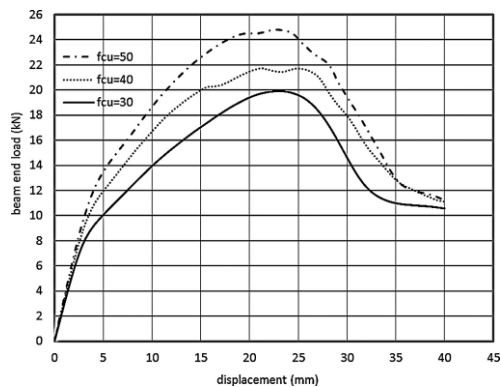


شکل ۲-۱۶: (a) جزئیات مدل [۴۴] و (b) مدل لغزش-اتصال [۴۵]

تحقیقات آنان نشان داد که؛

- افزایش مقاومت بتن از ۳۰ MPa به ۵۰ MPa منجر به افزایش ۲۴/۷٪ بار نهایی و کاهش ۲/۵٪

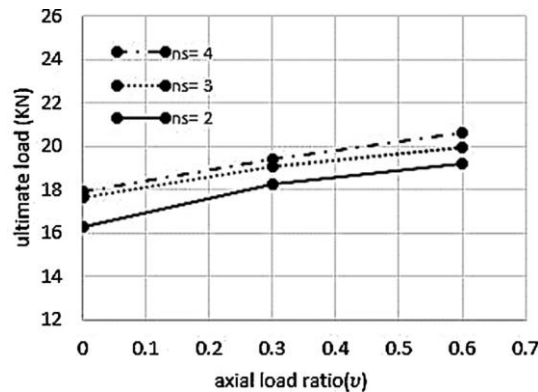
ظرفیت شکل پذیری می شود (شکل ۲-۱۷).



شکل ۲-۱۷: تاثیر مقدار مقاومت فشاری بتن در اتصالات تیر-ستون [۴۳]

- برای نسبت های ۰/۳ و ۰/۶ بار محوری ستون، بار نهایی به ترتیب ۸/۴۸٪ و ۱۵/۶۷٪ افزایش

یافت (شکل ۲-۱۸).



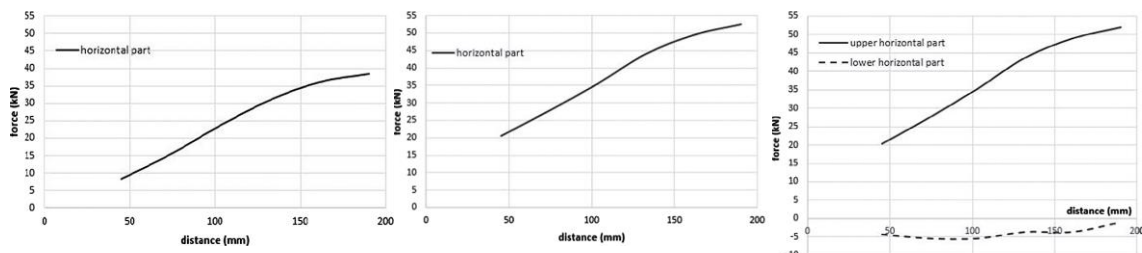
شکل ۱۸-۲: تاثیر نسبت بار محوری ستون بر اتصالات تیر-ستون [۴۳]

- افزایش تعداد خاموت ستون در ناحیه اتصال به ۳ و ۴ عدد منجر به افزایش به ترتیب ۴/۹۲٪ و

۸/۰۸٪ بار نهایی نسبت به وضعیت دو عدد خاموت در ناحیه اتصال شد.

- مطابق شکل ۱۹-۲ استفاده از آرماتورهای بدون خم، خم 90° (L) و خم 180° (C) به ترتیب

باعث افزایش مقدار بار نهایی شده است.



شکل ۱۹-۲: توصیف نیروی آرماتور در وضعیت‌های بدون خم، خم 90° و خم 180° [۴۳]

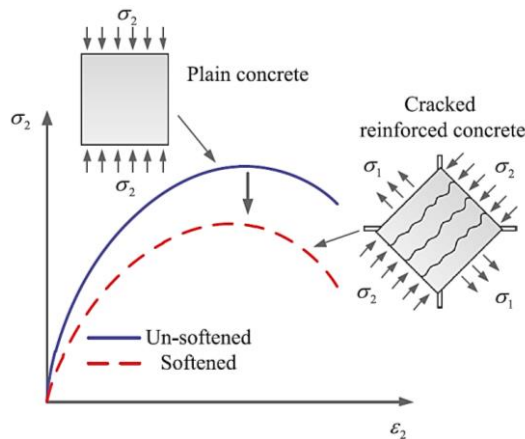
۴-۱-۴-۲ تحقیقات چنگ فنگ^{۱۴} و همکاران

یکی از تحقیقات عددی در زمینه مدل‌سازی اجزای محدود اتصالات پیش‌ساخته تیر-ستون بتن آرمه تحت بارگذاری چرخه‌ای را، چنگ فنگ و همکاران [۴۶] ارائه دادند. آنها برای مدل‌سازی اجزای محدود اتصالات تحت بارگذاری چرخه‌ای دو مدل مهم را در نظر گرفته‌اند. مدل اول، نرم‌شدگی فشاری^{۱۵}؛ یک

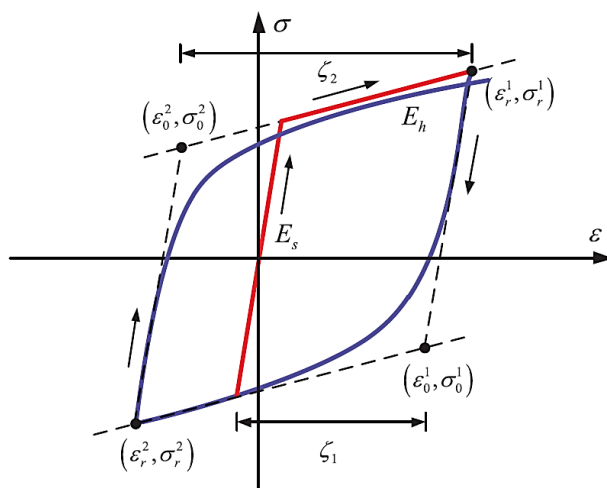
^{۱۴} De-Cheng Feng

^{۱۵} Compression-Softening

مدل خسارات پلاستیک نرم‌شده جدید می‌باشد که توسط ایشان در مقالات دیگر [۴۷, ۴۸] پیشنهاد شده است. در این مدل اثرات نرم‌شدگی بتن در بارگذاری‌های رفت و برگشتی توسعه یافته است (شکل ۲-۲۰).



شکل ۲-۲۰: اثر نرم‌شدگی فشاری بر بتن مسلح [۴۶]



شکل ۲-۲۱: مدل تنش-کرنش منگوتو-پینتو [46]

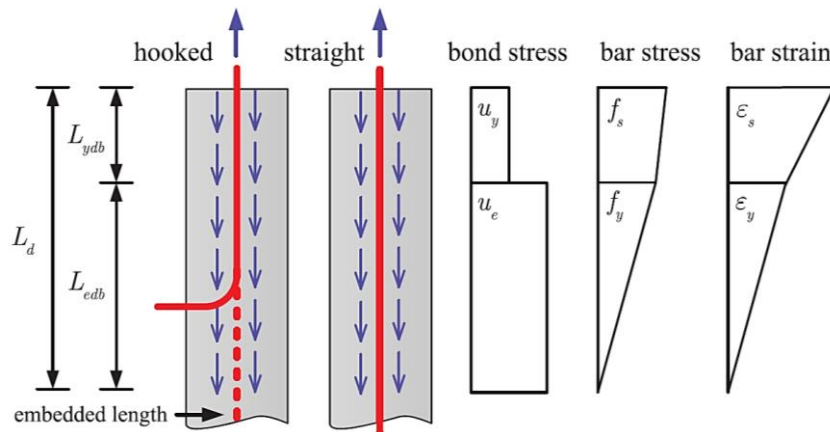
مدل دوم، مدل منگوتو-پینتو^{۱۶} با لحاظ اثر لغزش می‌باشد. مدل منگوتو-پینتو مدلی از تنش-کرنش برای میلگردهای فولادی با در نظر گرفتن اثر بوشینگر [۴۹] می‌باشد و توسط فیلیپو [۲۵] ویرایش شد (شکل ۲-۲۱). اثر لغزش آرماتورهای طولی تیر در

ناحیه اتصال برای اولین بار در تحقیقات

چنگ فنگ و همکاران بر روی مدل منگوتو-پینتو صورت گرفت و در پژوهش حاضر از این مدل برای مدلسازی اثرات لغزش استفاده شد.

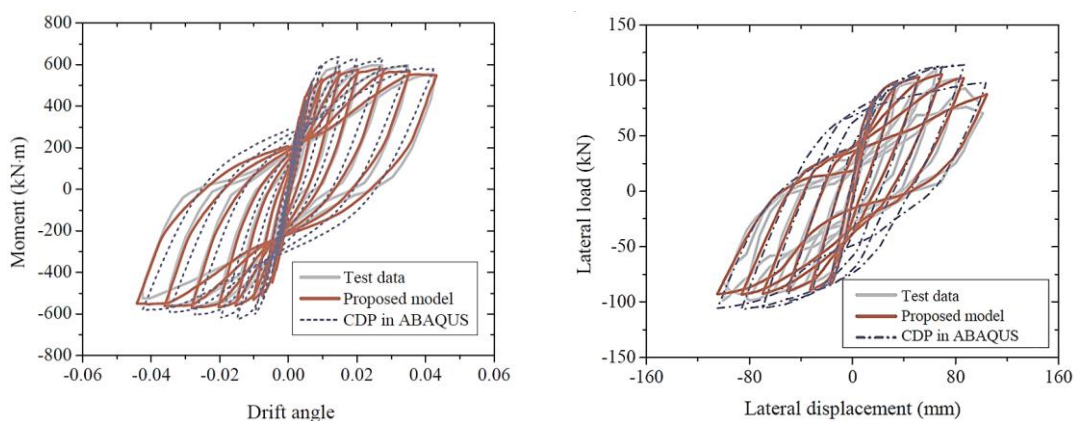
^{۱۶} Menegotto-Pinto (M-P) Model

در تحقیقات ایشان بعد از بررسی شرایط مختلف گیرایی آرماتورها در بتن (شکل ۲-۲۲)، روابطی جدید بین مدول الاستیسیته جدید و قدیم، کرنش نهایی جدید و قدیم بدست آمد که معرف رفتار آرماتورهای فولادی لغزیده در بتن می‌باشد.



شکل ۲-۲۲: توصیف لغزش آرماتور در سطح تماس با اتصال تیر-ستون [۴۶]

در تحقیقات ایشان منحنی‌های خمش-دریفت و بار-جابجایی برای سه نتیجه‌ی آزمایشگاهی، مدل‌سازی با CDP و مدل‌سازی پیشنهادی با اثر لغزش مقایسه شد (شکل ۲-۲۳). نتایج به خوبی نشان داد که پیشنهاد‌های مدل‌سازی ایشان تاثیر قابل توجهی بر انطباق نتایج مدل‌سازی با نتایج آزمایشگاهی داشت.



شکل ۲-۲۳: منحنی خمش-دریفت و بار-جابجایی بدست آمده از نمونه آزمایشگاهی، مدل CDP و مدل پیشنهادی چنگ فنگ با اثر لغزش [۴۶]

۲-۴-۲ تحلیل های ماکرو به روش دستک های فشاری و کششی

۲-۴-۲-۱ تحقیقات کاسم^{۱۷}

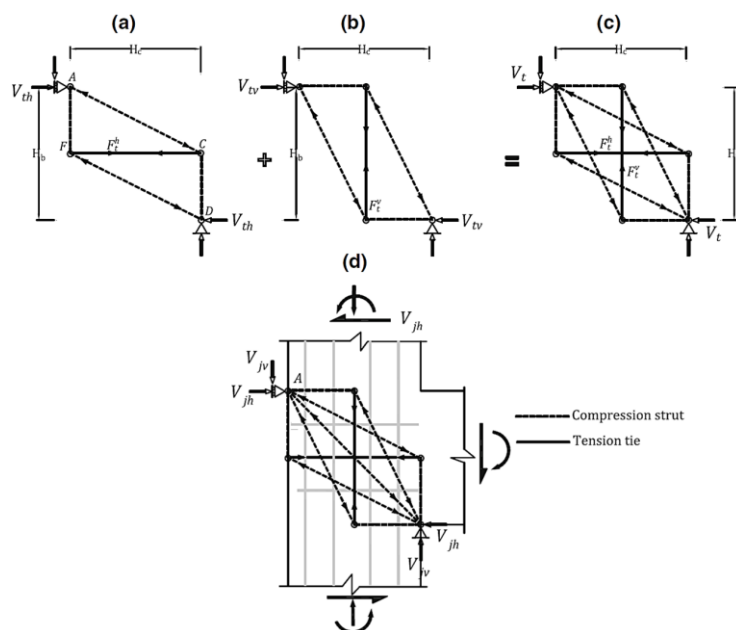
کاسم [۵۰] جهت تخمین ظرفیت نیروی برشی اتصالات تیر-ستون گوشه بتن آرمه مدلی از دستک های فشاری و کششی در سال ۲۰۱۵ ارائه داد. مدل ارائه شده توسعه ای مدل خرپای اتصال پائولی با مزیت تخمین بهتر مقاومت برشی اتصال، مسیر نیرویی واقع بینانه تر و سهم تنش برشی دستک های فشاری در هر مکانیزم می باشد. مطابق شکل ۲-۲۴ مکانیزم خرپای افقی به علت حضور خاموت های ناحیه اتصال می باشد و مکانیزم خرپای قائم از آرماتورهای درونی ستون نشأت می گیرد. با ترکیب سه مکانیزم دستک فشاری قطری و خرپای افقی و قائم مدل ریاضی مبتنی بر مدل دستک فشاری و کششی برای تخمین مقاومت برشی اتصالات ارائه گردید. بعد از بررسی پارامترهای تاثیرگذار و کالیبره کردن با ۴۵۴ نتیجه آزمایشگاهی توانست رابطه ی (۲-۴) را برای محاسبه ی مقاومت برشی اتصال تنظیم کند و در حالت محافظه کارانه ای طراحی مهندسی اتصال را تسهیل بهبود بدهد.

$$V_n = \left[\begin{array}{l} 0.21\psi k \cos \theta_s \\ + 0.09 \left(\omega_h + 3.47\omega_b \left(\frac{b_b}{b_j} \right) \tan \theta_s \right) \\ + 0.22 \left(\omega_v \left(\frac{b_c}{b_j} \right) \cot \theta_s \right) \end{array} \right] f'_c b_j h_c \quad (۲-۴)$$

$$\psi = 0.48 \left(1 - \frac{f'_c}{250} \right), k = \left(0.25 + \frac{0.85N_c}{A_c f'_c} \right),$$

$$\omega_h = \rho_{jh} f_{yh} / f'_c, \omega_b = \rho_b f_{yb} / f'_c, \omega_v = \rho_v f_{yv} / f'_c$$

^{۱۷} Wael Kassem



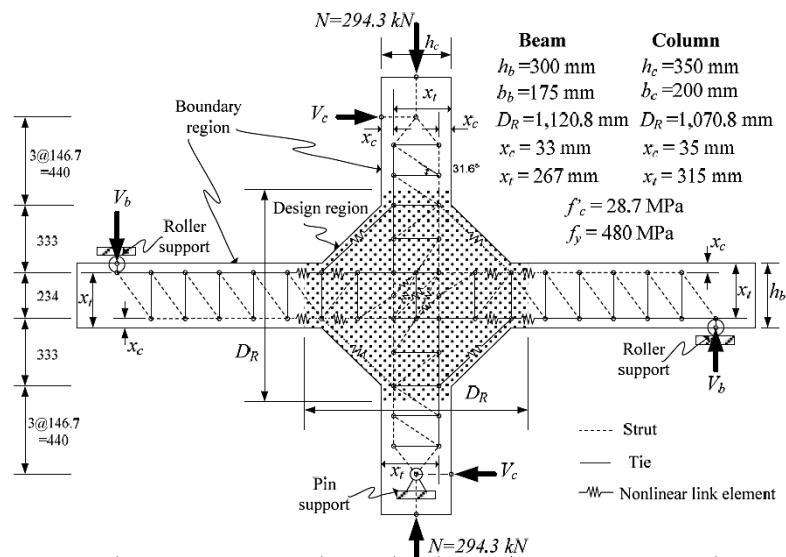
شکل ۲-۲۴: مدل دستک فشاری و کششی ایده آل: (a) مکانیزم افقی، (b) مکانیزم قائم، (c) مکانیزم خرابی ترکیبی و (d) مکانیزم ترکیبی دستک قطری و خرابی [۵۰]

۲-۲-۴-۲ تحقیقات چاماهاوان^{۱۸} و پیمانماس^{۱۹}

چاماهاوان و پیمانماس [۵۱] استفاده از مدل غیرخطی دستک فشاری و کششی برای اتصالات تقویت شده تیر-ستون بتن آرمه با استفاده از بزرگ کردن ناحیه اتصال را در سال ۲۰۱۳ پیشنهاد دادند. در شکل ۲-۲۵ مدل دستک فشاری و کششی بر اساس مکانیزم انتقال بار برای ناحیه توسعه یافته در نظر گرفته شده است. مدل در نظر گرفته شده به خوبی قادر به پیش‌بینی ظرفیت برشی و جذب انرژی اتصال می‌باشد. در این مدل اندازه دستک‌ها بر اساس مشخصات هندسی و تنش موجود در آن ناحیه معرفی شد.

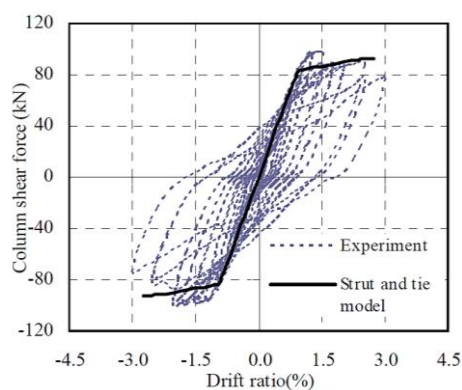
¹⁸ Preeda Chaimahawan

¹⁹ Amorn Pimanmas



شکل ۲-۲۵: مدل دستک فشاری و کششی برای اتصال تیر-ستون توسعه یافته [۵۱]

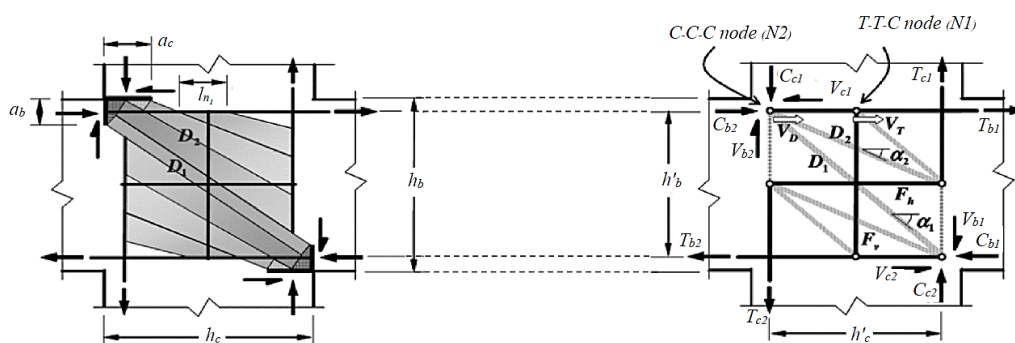
آنها نتایج نیروی برشی-دریفت حاصل از مدل دستک فشاری و کششی را با پوش حاصل از بارگذاری چرخه‌ای نتایج آزمایشگاهی مقایسه کردند. مطابق شکل ۲-۲۶، نتایج نشان داد که پاسخ مدل دستک فشاری و کششی پیشنهاد شده در تطابق قابل توجهی با نتایج آزمایش قرار دارد.



شکل ۲-۲۶: پاسخ نیروی برش ستون-دریفت بدست آمده از نتایج آزمایشگاهی و مدل دستک فشاری و کششی برای اتصال تیر-ستون توسعه یافته [۵۱]

۲-۴-۳ تحقیقات کتیوت^{۲۰} و همکاران

کتیوت و همکاران [۵۲] مدل دستک فشاری و کششی غیرخطی با اثر لغزش آرماتور در ناحیه اتصال را برای اتصالات داخلی تیر-ستون بتن آرمه تحت بارگذاری یکطرفه مورد بررسی و ارزیابی قرار دادند. آن ها با استفاده از مطالعه بر روی حوضه‌ی تنش درون ناحیه اتصال به مدل دستک فشاری و کششی برای این ناحیه دست یافتند (شکل ۲-۲۷).



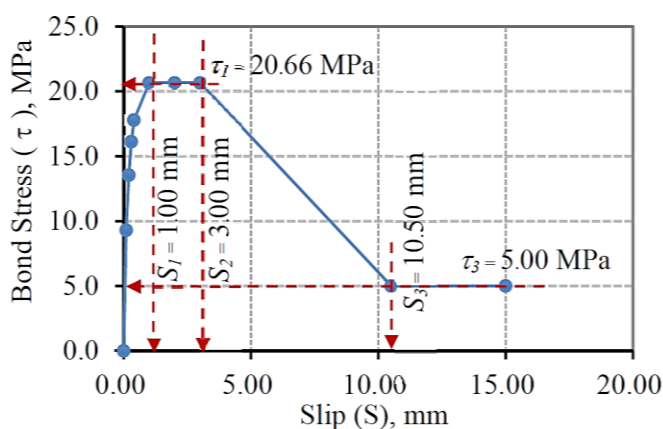
(a) حوضه تنش درون ناحیه اتصال

(b) مدل دستک فشاری و کششی درون ناحیه اتصال

شکل ۲-۲۷: مدل دستک فشاری و کششی برای ناحیه اتصالات تیر-ستون میانی [۳۲, ۵۲]

برای دستک‌هایی که نماینده آرماتورهای طولی تیر در ناحیه اتصال می‌باشند از مدل سوروشین

[۳۴] برای در نظر گرفتن اثر لغزش آرماتور در ناحیه اتصال در نظر گرفتند (شکل ۲-۲۸).

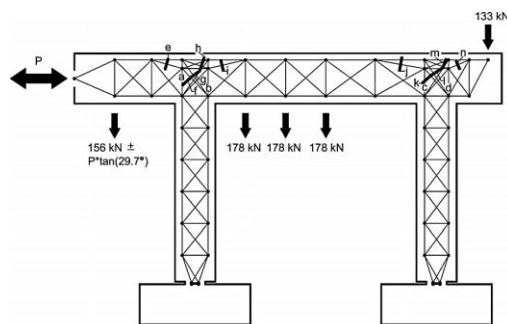


شکل ۲-۲۸: گراف مدل تنش-کرنش اتصال [۵۲]

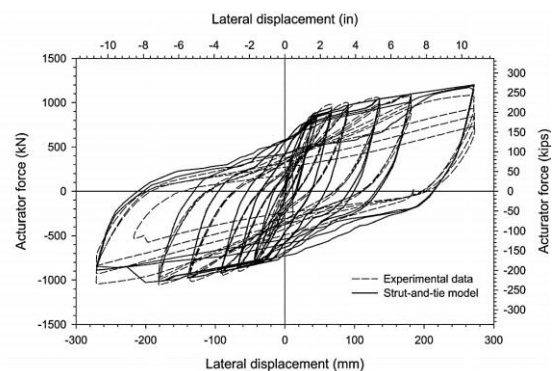
آنها منحنی‌های برش طبقات - دریافت طبقات بدست‌آمده از نتایج مدل دستک فشاری و کششی و نتایج آزمایشگاهی مشابه را ارائه دادند که نشان داد مدل غیرخطی دستک فشاری و کششی حداکثر ظرفیت بار، دریافت طبقات و حالت گسیختگی را نزدیک به نتایج آزمایشگاهی تایید می‌کند. نتایج تحقیقات نشان داد که تحلیل با استفاده از مدل دستک فشاری و کششی غیرخطی با اثر لغزش آرماتور در ناحیه اتصال قادر به پیش‌بینی ظرفیت نهایی قاب‌های خمشی بتن‌آرمه تحت بارگذاری جانبی می‌باشد.

۲-۴-۲-۴ تحقیقات نیکولاس اچیتو^{۲۱}

نیکولاس اچیتو [۵۳] در تحقیقاتش از مدل غیرخطی دستک فشاری و کششی استفاده کرد که توانست پاسخ‌های بارگذاری چرخه‌ای قاب‌های خمشی بتن‌آرمه را در زمان محاسبات کم و با دقت بالا نتیجه دهد (شکل ۲-۲۹). نتایج آنان همچنین نشان داد که استفاده از مدل‌سازی به روش دستک فشاری و کششی برای تحلیل مناطق آشفته تنشی^{۲۲} با شرایط مختلف بارگذاری و سازه‌ای قابل تعمیم می‌باشد.



(a) مدل دستک فشاری و کششی



(b) پاسخ نیرو-جابجایی

شکل ۲-۲۹: مدل دستک فشاری و کششی برای قاب خمشی پل [۵۳]

^{۲۱} Nicholas H. T. To

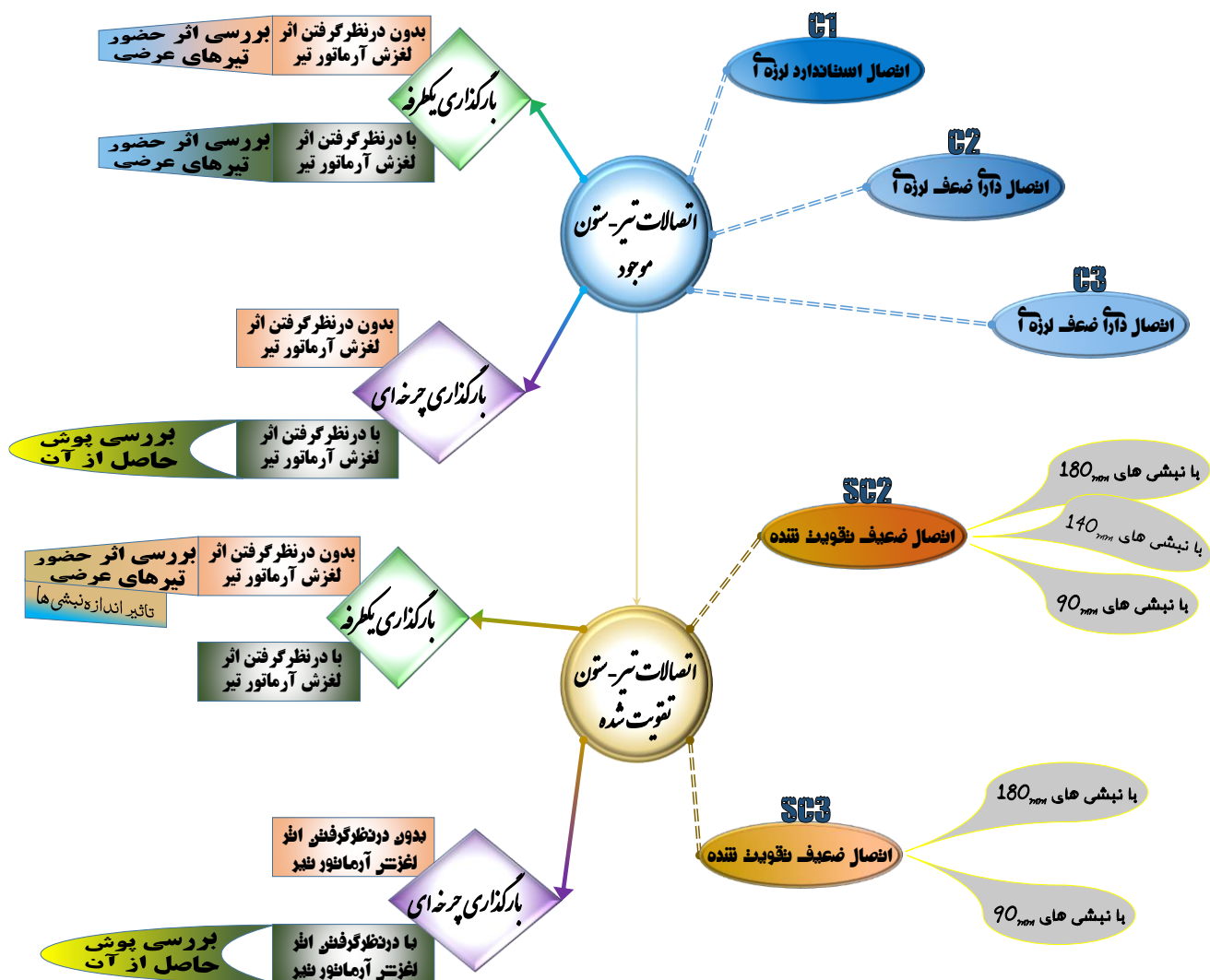
^{۲۲} Disturbed (or D-) Regions

فصل ۳: مدلسازی و نتایج بدست آمده از روش اجزای محدود

۳-۱ مقدمه

در بخش تحلیل‌های اجزای محدود با مدل‌های میکرو برای اتصالات تیر-ستون بتن‌آرمه مدل‌های متعددی با رویکردهای مختلفی ساخته شده است. مطالعات انجام گرفته در این بخش از تحقیق، از گستردگی فراوانی برخوردار است. لذا میتوان ابتدا با مشاهده‌ی چارت تقسیم‌بندی در شکل ۳-۱ تمامی مدل‌ها و رویکردهای تحلیل را در یک نگاه بررسی کرد. در تقسیم‌بندی اول، دو نوع اتصال وجود دارد که شامل اتصالات موجود و اتصالات تقویت‌شده با استفاده از نبشی‌های فولادی می‌باشد و هر کدام از این مجموعه اتصالات، به سه نوع اتصال تقسیم‌بندی می‌شود که تنها یکی از آنها دارای جزئیات لرزه‌ای و استاندارد می‌باشد.

مطالعات انجام گرفته در این بخش بر روی مدل‌های میکرو متمرکز می‌باشد و موارد مهم در مدلسازی مانند زاویه اتساع و شبیه سازی لغزش جزئی و کلی آرماتور طولی در ناحیه اتصال بتن‌آرمه در این بخش توضیح داده می‌شود. پارامترهایی از قبیل اثر لغزش آرماتور طولی تیر در ناحیه اتصال، اثر حضور تیر عرضی در نتایج، نوع بارگذاری و تاثیر اندازه نبشی‌های تقویتی در نتایج تحلیل مورد ارزیابی قرار می‌گیرد.



شکل ۳-۱: چارت تقسیم‌بندی مدل‌ها و کارهای انجام شده در فصل سوم

۲-۳ مدلسازی عددی

مدلسازی به روش میکرو نیازمند سطح بالایی از اطلاعات می باشد. از آنجا که تمامی مدل های عددی در نظر گرفته شده در این تحقیق بر اساس نمونه های آزمایشگاهی شبیه سازی گردیده است و کارهای آزمایشگاهی توسط شفائی و همکاران [۱۶, ۱۷] صورت گرفته است، تمامی اطلاعات مورد نیاز در دسترس قرار داشت. شرایط هندسی، مشخصات مصالح به کار رفته، بارگذاری و شرایط مرزی عینا مطابق کارهای آزمایشگاهی در نظر گرفته شد.

برای مدلسازی و انجام تمامی تحلیل ها از نرم افزار ABAQUS 2018 استفاده گردید. استفاده از نرم افزارهای قدرتمند فرصت خوبی برای بررسی انواع پارامترهای مهم را ایجاد کرده است که نیازمند شناخت دقیق از نحوه کار نرم افزار و تسلط بر نحوه مدل سازی می باشد. تحلیل های عددی انجام گرفته با روش اجزا محدود به بارگذاری یکنواخت و چرخه ای محدود شد که برای این منظور از ۵۸ مدل میکرو استفاده شد.

۳-۲-۱ متدولوژی

روش اجزای محدود یک روش عددی قدرتمند برای حل معادلات دیفرانسیل جزئی است. براساس اصل کار مجازی یا اصل حداقل انرژی پتانسیل کل، معادله تعادل در حالتی فرمول بندی می شود که جابجایی، تنش، کرنش و یا همه آنها را به عنوان متغیرهای مستقل مورد استفاده قرار می دهد. حلگر اجزای محدود باید شرایط زیر را برآورده کند [۵۴]:

تعادل نیرو (در گره)

روابط کینماتیک کرنش و جابجایی

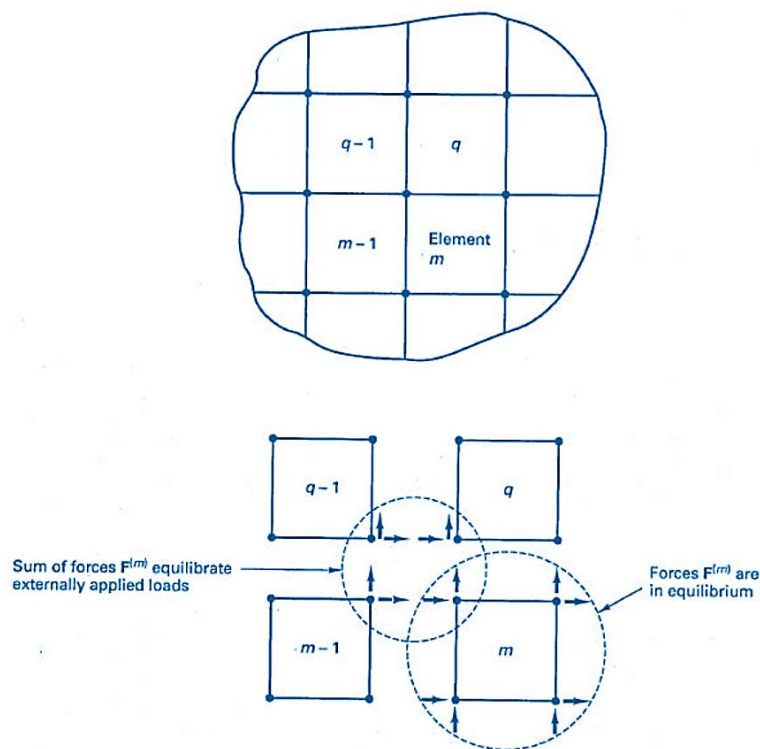
معادلات پیوستگی (در نقاط گوس)

و همچنین برای تضمین همگرایی سریع حلگر اجزای محدود باید شرایط زیر را نیز اقلان کند.

کامل بودن (قابلیت المان در نشان دادن شرایط کرنش ثابت)

سازگاری

شرایطی که با پیچیده شدن مدل به سختی اقلان می شود و در حالت داشتن تنش های پیوسته یا نیروی سطحی در امتداد مرز المان اقلان نمی شود. در روش اجزا محدود با ارضای تعادل نیرویی در گره ها و در المان های مشخص شده در شکل ۲-۳ جابجایی گرهی بدست می آید.



شکل ۲-۳: نقطه گرهی و تعادل المان در یک آنالیز اجزا محدود [۵۵]

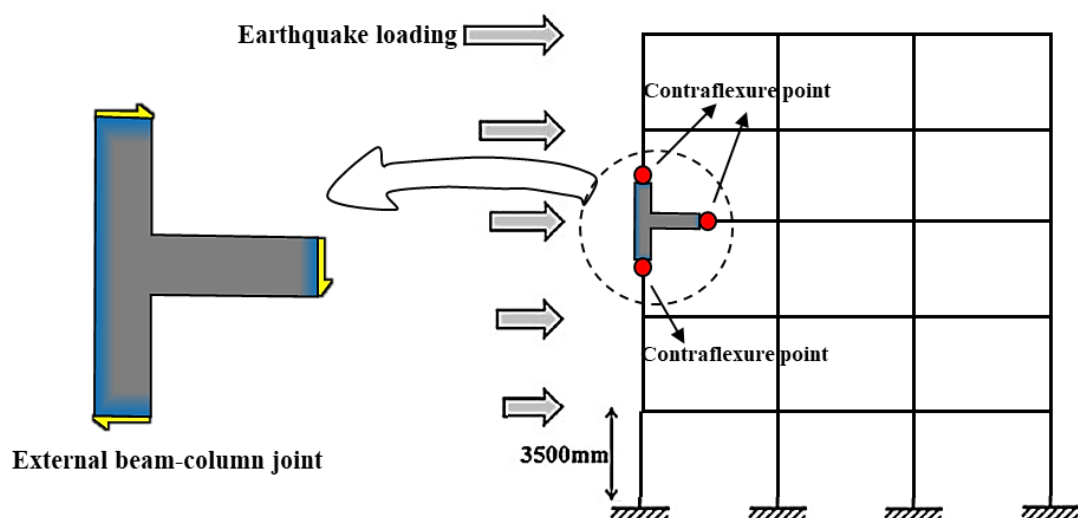
در مدل سازی، اجزای بتن به صورت Solid با المان های هشت گره ای C3D8R به همراه انتگرال گیری کاهش یافته مدل سازی شد و آرماتورها به صورت Wire با المان دو گره ای T3D2 به همراه سه درجه آزادی در هر گره در نظر گرفته شد. برای تحلیل غیرخطی مدل از روش Static-General استفاده شد. در این روش از الگوریتم همگرایی نیوتون-رافسون استفاده شد. نحوه انتخاب نمو^{۲۳} به صورت خودکار

^{۲۳} Increment

در نظر گرفته شده است به طوری که مقادیر نمو گام اصلی تحلیل از قبیل مقدار نمو اولیه، مقدار حداقل و حداکثر به ترتیب برابر ۰/۰۱ ، 1E-07 و ۰/۱ لحاظ شد. تعداد نموها به بیش از هزار قسمت تقسیم شد. از کامپیوتر با 32 GB حافظه (RAM) و پردازنده Core i7- 3.5 GHz استفاده شد. از مرسوم ترین قید Embedded برای انتقال تنش از بتن به آرماتورها استفاده شد.

۲-۲-۳ جزئیات و هندسه

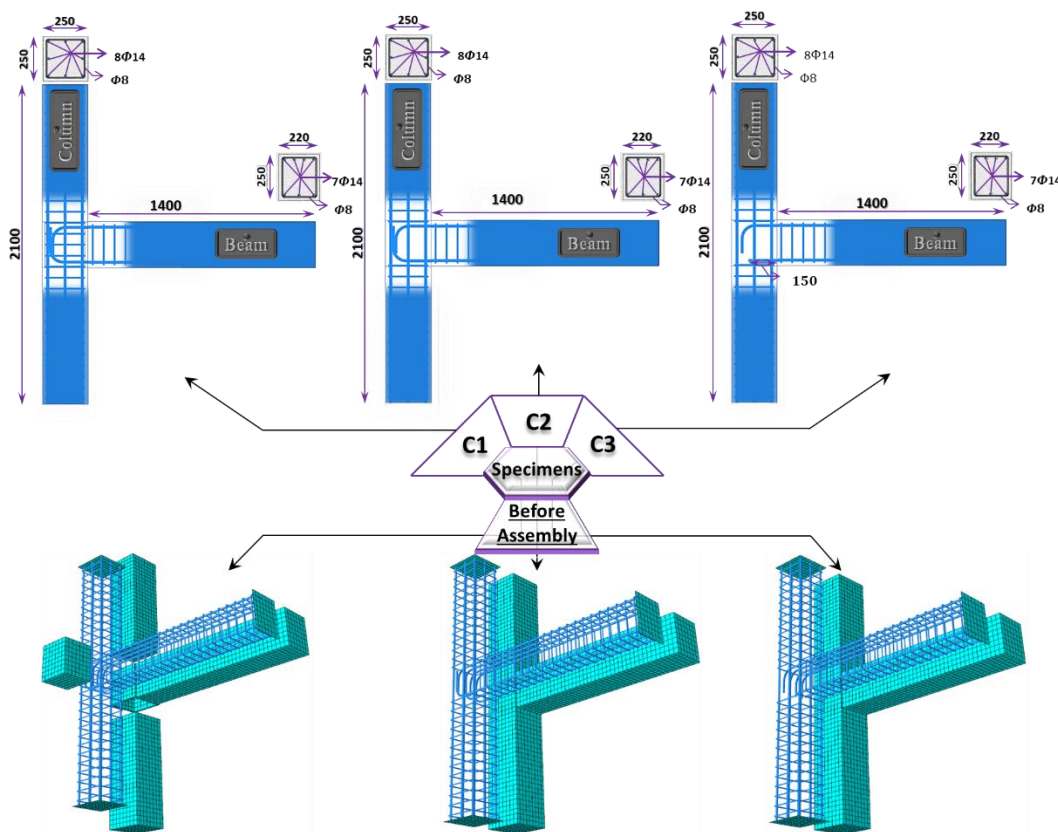
اساس اتصالات از یک ساختمان بتن آرمه چند طبقه با ارتفاع طبقات ۳/۵ m اتخاذ شده است. مطابق شکل ۳-۳ وقتی سازه تحت بار جانبی قرار می گیرد، در میانه تیرها و ستون های آن نقاط عطف و لنگر صفر ایجاد می شود که در این صورت می توان ستون ها و تیر را از وسط به همراه اتصال آن به عنوان زیرسازه جدا کرد و آن را بدون نیاز به مدلسازی کل سازه، مورد بررسی قرار داد. اتصالات کناری معمولاً نیروی برشی بیشتری را انتقال می دهند و در مقایسه با اتصالات داخلی، از مقاومت برشی کمتری برخوردارند [۵۶-۵۸] و به عبارتی دیگر نسبت به اتصالات داخلی آسیب پذیرتر هستند. همچنین برای اتصالات کناری می توان روش مقاوم سازی اتصالات با نبشی های فولادی را به راحتی برای اتصالات داخلی تطبیق داد.



شکل ۳-۳: اتصال کناری جدا شده تیر-ستون بتن آرمه

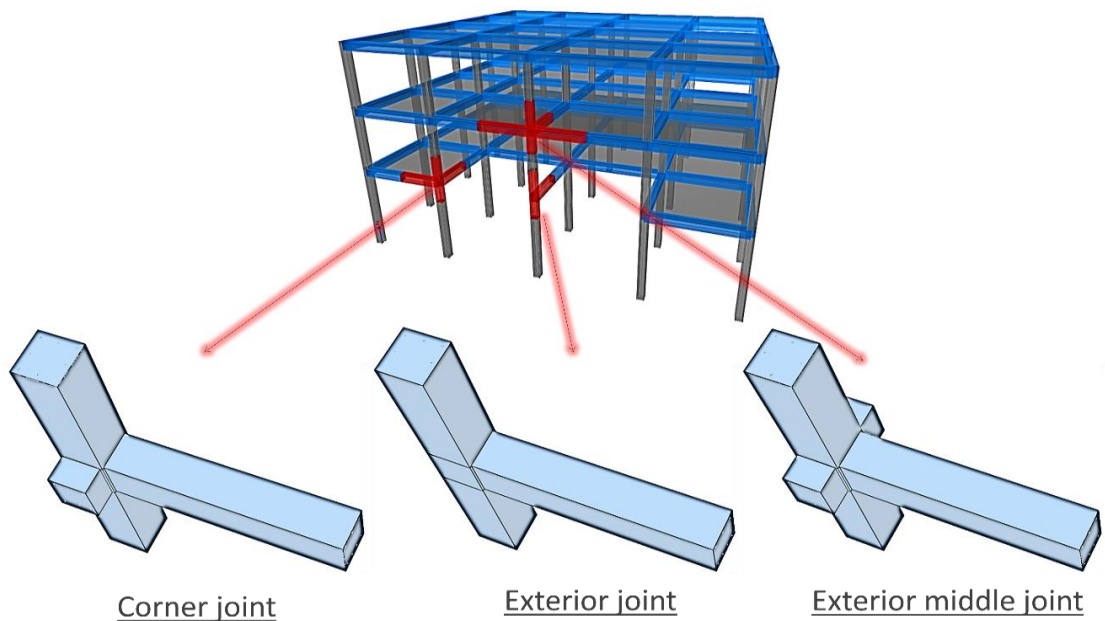
۳-۲-۱ اتصالات موجود

مدل‌های تحلیلی ساخته شده‌ی اتصالات بتن‌آرمه بر اساس جزئیات لرزه‌ای و جزئیات متداول غیرلرزه‌ای در ساخت گذشته به سه دسته تقسیم می‌شود. نمونه‌ی اول با جزئیات لرزه‌ای در نظر گرفته شد که بر اساس استانداردها دارای خاموت کافی در ناحیه اتصال و گیرداری آرماتورهای طولی تیر می‌باشد (C1). نمونه‌های بدون جزئیات لرزه‌ای (که بسیاری از اتصالات موجود را پوشش می‌دهد) شامل فقدان خاموت ستون در ناحیه اتصال هستند (C2) و در نمونه‌ی آخری علاوه بر ضعف قبلی، آرماتور مثبت تیر نیز در ناحیه اتصال امتداد پیدا نکرده است (C3). این سه نمونه با ابعاد هندسی مشابه به همراه مونتاژ نمونه‌ها در شکل ۳-۴ نشان داده می‌شود. برای نمونه C1 بتن محصور در ناحیه اتصال با خواص جداگانه‌ای در نظر گرفته می‌شود.



شکل ۳-۴: جزئیات مدل‌های عددی اتصالات موجود

برای بررسی شرایط وجود و عدم وجود تیرهای عرضی^{۲۴} در اتصالات کناری، این سه نمونه به ۹ نمونه بسط داده می‌شود. به گونه‌ای که مطابق شکل ۵-۳ اتصال کناری، اتصال گوشه و اتصال کناری میانی را شامل می‌شود. تمامی این ۹ مدل برای بررسی اثر لغزش آرماتور در ناحیه اتصال، مجدداً مدلسازی شد که در نتیجه ۱۸ نمونه به وجود می‌آید. با توجه به جدول ۱-۳، ۶ نمونه هم برای بارگذاری چرخه‌ای در نظر گرفته می‌شود.



شکل ۵-۳: شرایط مختلف تیرهای عرضی در مدل‌های عددی

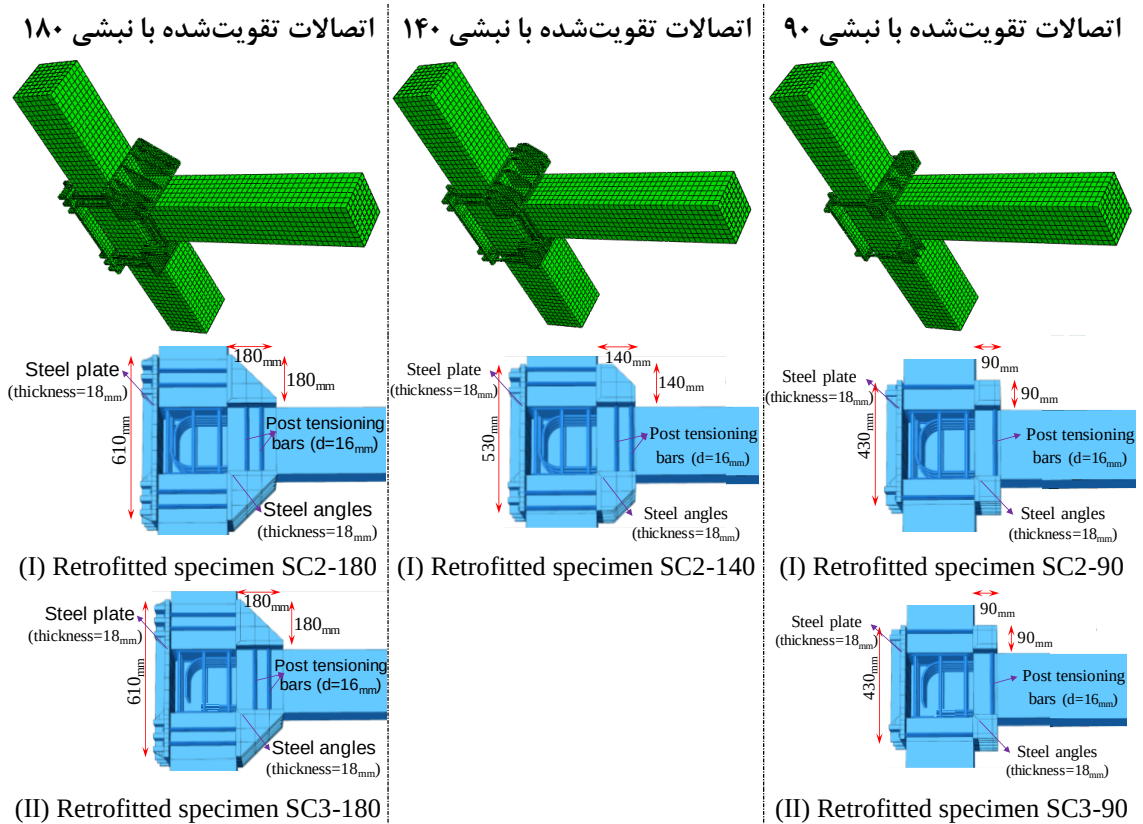
^{۲۴} Transverse Beams

جدول ۱-۳: معرفی مدل‌های اجزا محدود اتصالات موجود

Model		Reinforcement details type	Loading	Conditions of the lateral beam	Bond-slip effects
No.	ID				
1	C1-M	C1	Monotonic	Exterior joint	—
2	C2-M	C2	Monotonic	Exterior joint	—
3	C3-M	C3	Monotonic	Exterior joint	—
4	C1-M-S	C1	Monotonic	Exterior joint	✓
5	C2-M-S	C2	Monotonic	Exterior joint	✓
6	C3-M-S	C3	Monotonic	Exterior joint	✓
7	C1-C	C1	Cyclic	Exterior joint	—
8	C2-C	C2	Cyclic	Exterior joint	—
9	C3-C	C3	Cyclic	Exterior joint	—
10	C1-C-S	C1	Cyclic	Exterior joint	✓
11	C2-C-S	C2	Cyclic	Exterior joint	✓
12	C3-C-S	C3	Cyclic	Exterior joint	✓
13	C1-M-2	C1	Monotonic	Corner joint	—
14	C1-M-3	C1	Monotonic	Exterior middle joint	—
15	C2-M-2	C2	Monotonic	Corner joint	—
16	C2-M-3	C2	Monotonic	Exterior middle joint	—
17	C3-M-2	C3	Monotonic	Corner joint	—
18	C3-M-3	C3	Monotonic	Exterior middle joint	—
19	C1-M-S-2	C1	Monotonic	Corner joint	✓
20	C1-M-S-3	C1	Monotonic	Exterior middle joint	✓
21	C2-M-S-2	C2	Monotonic	Corner joint	✓
22	C2-M-S-3	C2	Monotonic	Exterior middle joint	✓
23	C3-M-S-2	C3	Monotonic	Corner joint	✓
24	C3-M-S-3	C3	Monotonic	Exterior middle joint	✓

۳-۲-۲ اتصالات تقویت شده

برای اتصالات دارای ضعف‌های لرزه‌ای اشاره شده قبلی (C2 و C3)، نبشی‌هایی با اندازه‌های ۱۸۰ mm، ۱۴۰ mm و ۹۰ mm تقویت آنها در نظر گرفته می‌شود. جزئیات مدل‌های عددی اتصالات تقویت شده در شکل ۳-۶ مشخص شده است. مطابق نمونه‌های آزمایشگاهی از نبشی‌های با ضخامت ۱۸ mm و ورق فولادی ۱۸ mm با عرض ۴۰۲ mm و میل‌های پیش‌تنیده فولادی با قطر ۱۶ mm استفاده شد. صفحه‌ی فولادی و نبشی‌های بالا و پایین تیر با استفاده از سخت‌کننده‌های مطابق شکل ۳-۶ تقریباً صلب باقی می‌مانند.



شکل ۳-۶: جزئیات مدل های عددی اتصالات تقویت شده

به منظور بررسی پارامترهایی نظیر اثر لغزش آرماتور طولی تیر در ناحیه اتصال، اثر حضور تیر عرضی در نتایج، نوع بارگذاری، تاثیر اندازه نبشی های تقویتی در نتایج تحلیل، ۳۰ مدل عددی برای اتصالات تقویت شده جدول ۳-۱ در نظر گرفته شد.

جدول ۳-۲: معرفی مدل‌های اجزای محدود اتصالات تقویت‌شده

Model		Reinforcement details type/The size of the angle	Loading	Conditions of the lateral beam	Bond-slip effects
No.	ID				
25	SC2-180-M	C2/180	Monotonic	Exterior joint	—
26	SC2-140-M	C2/140	Monotonic	Exterior joint	—
27	SC2-90-M	C2/90	Monotonic	Exterior joint	—
28	SC2-180-M-2	C2/180	Monotonic	Corner joint	—
29	SC2-140-M-2	C2/140	Monotonic	Corner joint	—
30	SC2-90-M-2	C2/90	Monotonic	Corner joint	—
31	SC2-180-M-3	C2/180	Monotonic	Exterior middle joint	—
32	SC2-140-M-3	C2/140	Monotonic	Exterior middle joint	—
33	SC2-90-M-3	C2/90	Monotonic	Exterior middle joint	—
34	SC3-180-M	C3/180	Monotonic	Exterior joint	—
35	SC3-90-M	C3/90	Monotonic	Exterior joint	—
36	SC3-180-M-2	C3/180	Monotonic	Corner joint	—
37	SC3-90-M-2	C3/90	Monotonic	Corner joint	—
38	SC3-180-M-3	C3/180	Monotonic	Exterior middle joint	—
39	SC3-90-M-3	C3/90	Monotonic	Exterior middle joint	—
40	SC2-180-M-S	C2/180	Monotonic	Exterior joint	✓
41	SC2-140-M-S	C2/140	Monotonic	Exterior joint	✓
42	SC2-90-M-S	C2/90	Monotonic	Exterior joint	✓
43	SC3-180-M-S	C3/180	Monotonic	Exterior joint	✓
44	SC3-90-M-S	C3/90	Monotonic	Exterior joint	✓
45	SC2-180-C	C2/180	Cyclic	Exterior joint	—
46	SC2-140-C	C2/140	Cyclic	Exterior joint	—
47	SC2-90-C	C2/90	Cyclic	Exterior joint	—
48	SC3-180-C	C3/180	Cyclic	Exterior joint	—
49	SC3-90-C	C3/90	Cyclic	Exterior joint	—
50	SC2-180-C-S	C2/180	Cyclic	Exterior joint	✓
51	SC2-140-C-S	C2/140	Cyclic	Exterior joint	✓
52	SC2-90-C-S	C2/90	Cyclic	Exterior joint	✓
53	SC3-180-C-S	C3/180	Cyclic	Exterior joint	✓
54	SC3-90-C-S	C3/90	Cyclic	Exterior joint	✓

۳-۲-۳ مصالح

۳-۲-۳-۱ بتن

رفتار غیرخطی بتن مسلح در فشار و کشش باعث شده یکی از پیچیده‌ترین مواد در مدل‌سازی المان محدود باشد. در مدل‌سازی عددی تعریف صحیح مواد برای رفتارهای الاستیک و پلاستیک بر پاسخ‌ها و خروجی‌ها می‌تواند اثر زیادی بگذارد. برای مصالح بتنی بعد از بارگذاری و باربرداری‌های مکرر، کرنش‌های دائمی به علت اصطکاک و ترک‌های ریز به علت لغزش باقی می‌ماند که نوعی آسیب را ایجاد می‌کند. نرم افزار ABAQUS، برای شبیه‌سازی آسیب در مواد بتن مسلح، سه مدل ترک ارائه می‌کند که عبارتند از مدل ترک پخشی بتن^{۲۵}، مدل شکست ترد و مدل خسارت-پلاستیک بتن؛ در مدل ترک پخشی بتن، هر جا که تنش‌های بتن فراتر از سطوح گسیختگی برای حالت کششی دو طرفه یا ترکیبی از کشش و فشار باشد، ترک شکل می‌گیرد. در این مدل رفتار پس از ترک‌خوردگی حاکم است و در بارگذاری‌های یکطرفه با فشار محصورشدگی کم کاربرد دارد. محدودیت‌های اصلی این روش عبارتند از قفل کردن تنش‌ها در محل ترک‌های باز شده، وابستگی به اندازه مش و ناپایداری به هنگام اثرات بارگذاری. در مدل شکست ترد، ترک کششی تنها برای مواد الاستیک خطی توسعه یافته است و نمی‌تواند رفتار واقعی بتن را در هر دو حالت کشش و فشار داشته باشد. مدل خسارت - پلاستیک بتن با به دست آوردن مشخصاتی از بتن ترک خورده و همگن، مکانیزم شکست بتن محصور در خردشدگی فشاری و ترک‌خوردگی کششی را با زوال سختی و تغییر شکل‌های پلاستیک مرتبط می‌کند. به جای مدل‌سازی ترک‌ها، آسیب‌دیدگی نمونه بتنی توسط کاهش سختی آن در نظر گرفته می‌شود. مدل خسارت پلاستیک بتن تنها مدلی است که در هر دو تحلیل استاتیکی و دینامیکی قابل استفاده است و برای مصالح ترد تحت بارگذاری چرخه‌ای با امکان بازیابی سختی طراحی شده است.

^{۲۵} Concrete Smeared Cracking

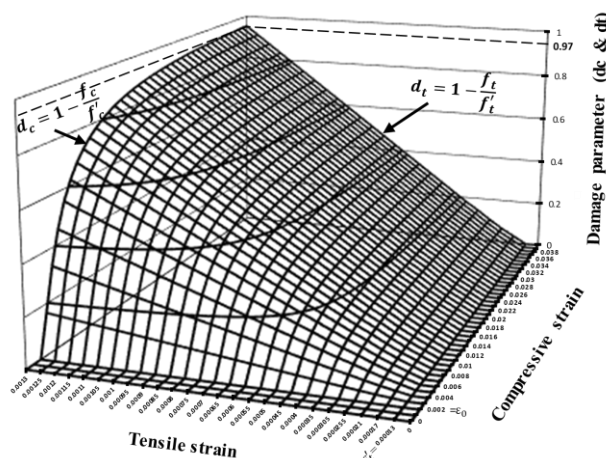
۳-۲-۱-۱-۱ مدل Concrete Damaged Plasticity (CDP)

گنیکوم سو و پولاک [۴۱] رفتار دال های بتن مسلح را با استفاده از مدل های CDP در ABAQUS مورد مطالعه قرار دادند. نتایج تحقیقاتشان نشان داد که تحلیل اجزای محدودی به رفتار کششی بتن، اندازه مش ها، زاویه اتساع و پارامترهای خسارت بتن حساس می باشد. در این مقاله از مدل های CDP برای مدل سازی سه بعدی اتصالات تیر-ستون بتن مسلح در برنامه ی ABAQUS استفاده می شود. در مدل CDP زوال سختی با تعریف ارتباط بین تنش و تنش موثر مدل سازی می شود. با استفاده از آسیب عددی و تنش موثر بر اساس معادله (۱-۳) ارتباطی بین خسارت و پلاستیسیته ایجاد می شود که مدل تنش- کرنشی را در CDP ارائه می کند.

$$f = (1 - d)E_0^{el} (\varepsilon - \varepsilon^{pl}) = (1 - d)f' \quad (۱-۳)$$

که در اینجا: f تنش است، d متغیر عددی خسارت سختی می باشد (که از صفر تا یک مقدار دارد)، E_0^{el} مدول الاستیسیته اولیه است، ε کرنش کل می باشد، ε^{pl} کرنش پلاستیک است ($\varepsilon = \varepsilon^{el} + \varepsilon^{pl}$) و f' تنش موثر (حداکثر مقاومت فشاری یا کششی بتن) می باشد.

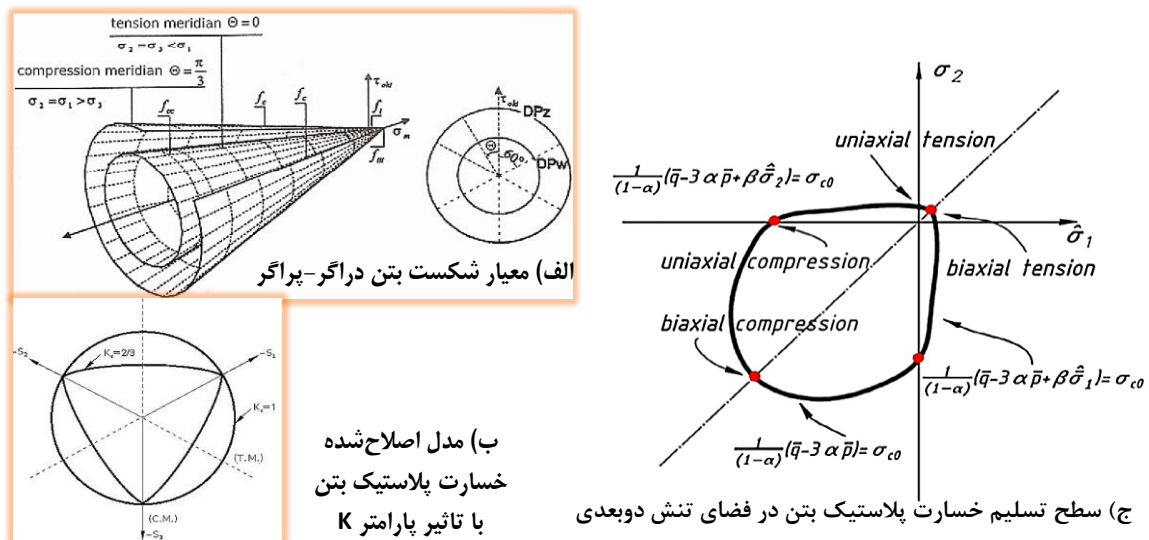
پارامترهای خسارت در مدل CDP برای کشش و فشار با توجه به شکل ۷-۳ معرفی می گردد. براین اساس آسیب بتن فقط در ناحیه نرم شدگی رخ می دهد [۴۱] و مقدار آسیب در لحظه کرنش نهایی بتن ۰/۹۷ فرض شد.



شکل ۷-۳: منحنی ارتباط بین کرنش و پارامتر خسارت کششی و فشاری بتن

۳-۲-۱-۲ پارامترهای اساسی پلاستیسیته

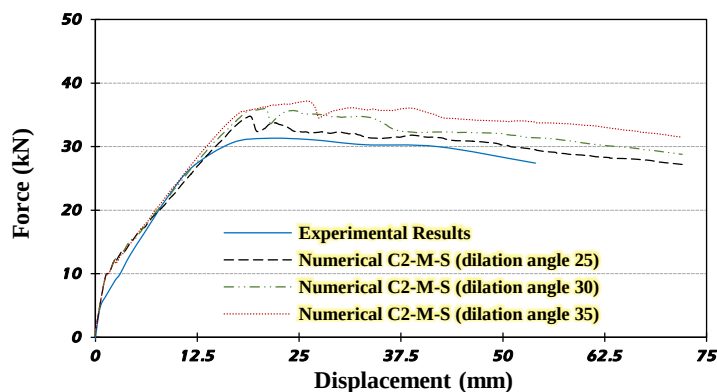
معیار شکست دراگر - پراگر بتن [۵۹] یکی از تئوری‌های قوی در مدل‌سازی شکست بتن‌آرمه می‌باشد. با توجه به اصلاحات صورت گرفته بر اساس آزمایش‌های فشاری سه محوری و تحلیل‌های عددی پیشنهاد شده در مطالعات محققان [۵۹] می‌توان صفحه دویاتوریک را غیردایروی و مریدین‌ها را منحنی شکل در نظر گرفت (شکل ۳-۸). شکل این صفحه با ضریب k_c مشخص می‌شود که بیانگر نسبت فاصله بین محور هیدرواستاتیک با مریدین فشاری و کششی می‌باشد (مقدار پیش فرض این ضریب $2/3$ می‌باشد). پتانسیل خروج از مرکزیت پلاستیک^{۲۶} برابر با مقدار پیش فرض 0.1 در نظر گرفته شد. این پلامتر بیانگر نسبت مقاومت کششی به مقاومت فشاری بتن می‌باشد و هر چه به صفر نزدیک تر شود بر اساس معیار دراگر-پراگر کلاسیک، شکل مریدین به خط راست نزدیک تر می‌شود [۵۹]. پارامتر f_{b0}/f_{c0} ، نسبت مقاومت فشاری دو محوری بتن به مقاومت فشاری تک محوره می‌باشد. بزرگ کردن مقدار این پارامتر باعث بروز رفتار سخت‌تری از مدل می‌شود و بر اساس نتایج حاصل از آزمایشات ($f_{b0} = 1.16248 f_c$) این پارامتر مشخص می‌شود [۵۹].



شکل ۳-۸: مدل خسارت پلاستیک بتن [۴۱]

^{۲۶} Eccentricity

شیب بین صفحه گسیختگی و صفحه هیدرواستاتیک در صفحه‌ی مریدین با زاویه اتساع^{۳۷} (ψ) مشخص می‌شود. هر چه این مقدار بیشتر باشد رفتار نرم‌تری برای بتن شبیه‌سازی می‌شود [۵۹]. تعیین صحیح این مقدار در نوع مدل یک پدیده‌ی چالشی می‌باشد که محققین مختلف با آنالیز حساسیت مقدار مناسبی برای این پارامتر تعیین می‌کنند. لذا تاثیر مقادیر مختلف این پارامتر بر نتایج تحلیل در نمونه C2 بررسی می‌شود. شکل ۳-۹ نشان می‌دهد که پاسخ مدل به شدت وابسته به مقدار زاویه اتساع است. بار حداکثر و جابجایی نظیر آن با افزایش مقدار زاویه اتساع، افزایش یافت. شکل ۳-۹ همچنین نشان می‌دهد که در مقدار زاویه اتساع ۲۵ همگرایی با سایر مقادیر بیشتر می‌شود و به نتایج آزمایشگاهی نزدیک‌تر می‌باشد. لذا از این مقدار برای تمامی مدل‌ها استفاده شد. سایر پارامترهای مورد نیاز در مدل خسارت پلاستیک بتن در جدول ۳-۳ مشخص شده است.



شکل ۳-۹: تاثیر مقادیر مختلف زاویه اتساع بر نمونه C2-M-S

جدول ۳-۳: پارامترهای ورودی در مدل CDP

Dilation Angle	Eccentricity	f_{b0}/f_{c0}	k_c	Viscosity Parameter
25	0.1	1.16	0.667	0.001- 0.01

^{۳۷} Dilation Angle

۳-۲-۳-۱ رفتار فشاری و کششی بتن

در معادلات حاکم بر رفتار ماده تحت تنش سه محوره، رفتار ماده در حالت تک محوره، به خصوص برای سطح تسلیم در نظر گرفته می شود. منحنی تنش- کرنش فشاری بتن از نتایج آزمایش تک محوره بتن حاصل می شود. قسمت ابتدای نمودار تا تنش حد تناسب $0.4 f'_c$ به صورت الاستیک فرض می شود [۲۳]. مدول الاستیسیته مطابق با نمونه های آزمایشگاهی براساس رابطه آیین نامه [30] ACI 318 برابر $E_0^{el} = 4700 \sqrt{f'_c}$ (MPa) تعیین می گردد [۳۰]. برای مدل سازی رفتار فشاری بتن از معادلات تورنفلد [۶۰] استفاده شده است (معادلات (۲-۳) تا (۴-۳)).

$$\frac{f}{f'_c} = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0} \times \frac{n}{\left[n - 1 + \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0} \right)^{nk} \right]} \quad (۲-۳)$$

$$n = k = 1 \quad \varepsilon_c / \varepsilon_0 < 1 \quad (۳-۳)$$

$$n = 0.8 + \frac{f'_c}{17}, k = 0.67 + \frac{f'_c}{62} \quad \varepsilon_c / \varepsilon_0 > 1 \quad (۴-۳)$$

که در اینجا: f'_c حداکثر مقاومت فشاری نمونه ی استوانه ای استاندارد بتن می باشد و بر اساس سیستم متریک قرار داده می شود، ε_c کرنش فشاری کل می باشد، ε_0 کرنش نظیر حداکثر تنش فشاری بتن می باشد $(\varepsilon_0 = 0.00078 [f'_c]_{(MPa)}^{\frac{1}{4}})$.

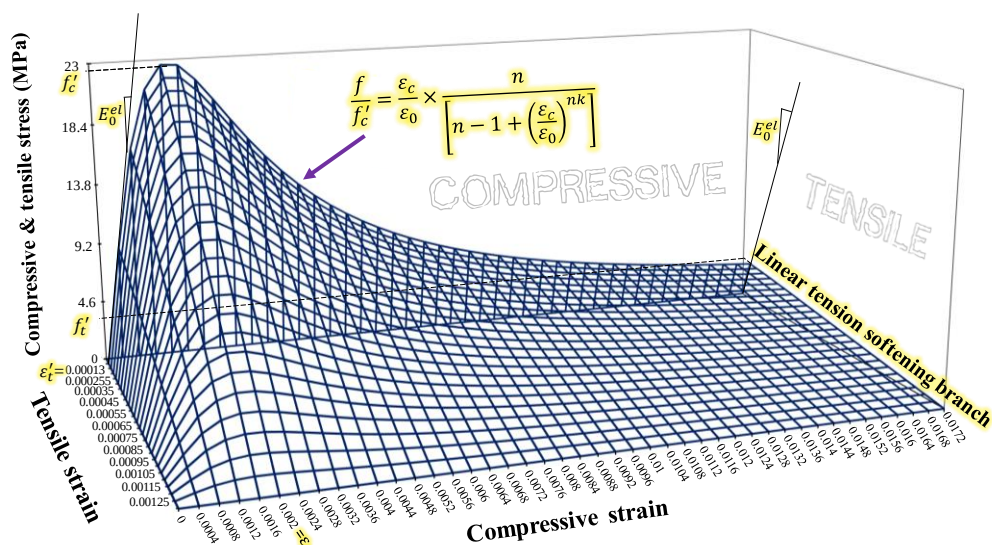
کرنش فشاری غیرالاستیک $[\varepsilon_c^{in}]$ برای مشخص کردن رفتار فشاری بتن در برنامه ABAQUS مورد استفاده قرار می گیرد که بر اساس معادلات (۵-۳) و (۶-۳) بدست می آید.

$$\varepsilon_c^{in} = \varepsilon_c - \varepsilon_{0c}^{el} \quad (۵-۳)$$

$$\varepsilon_{0c}^{el} = \frac{f_c}{E_0^{el}} \quad (۶-۳)$$

که در اینجا: ε_{0c}^{el} کرنش فشاری الاستیک بتن آسیب ندیده می باشد.

در برنامه ABAQUS رفتار کششی بتن پس از شکست کششی آن تعریف می‌شود و فرض می‌کنیم که تنش کششی بتن تا کرنشی برابر با ده برابر کرنش نظیر شکست کششی ($10 \varepsilon_t'$) به صورت خطی تغییر می‌کند [۶۱]. منحنی‌های تنش-کرنش رفتار فشاری و کششی بتن مدل‌ها در شکل ۳-۱۰ به همراه مقادیر تنش و کرنش برای نمونه C1 مشخص شده است و همچنین مشخصات مکانیکی بتن به کار رفته در نمونه‌ها در جدول ۳-۴ ارائه شده است.



شکل ۳-۱۰: منحنی تنش-کرنش بتن در کشش و فشار

جدول ۳-۴: خواص مکانیکی بتن نمونه‌ها

Specimen	Prism compressive strength (MPa)	Prism tensile strength (MPa)	Elastic modulus (MPa)
C1	23.0	3.0	22540
C2	23.3	3.0	22687
C3	24.7	3.1	23500
All SC	25.2	3.1	23594

۳-۲-۳-۱-۴ بتن محصور شده

رعایت ضوابط لرزه‌ای از جمله امتداد خاموت ستون در ناحیه اتصال تیر-ستون و امتداد و قلاب استاندارد آرماتورهای تیر به درون ناحیه‌ی اتصال باعث می‌شود هسته‌ی بتن اتصال شرایط محصور شدگی ویژه‌ای را بدست بیاورد. چنین محصورشدگی باعث افزایش قابل توجهی مقاومت و شکل پذیری بتن هسته می‌شود [۶۲]. با استفاده از معادلات (۷-۳) تا (۹-۳) می‌توان رفتار فشاری تنش و کرنش تغییریافته برای بتن محصور هسته‌ی اتصال را بدست آورد [۶۲]. هسته بتن ناحیه اتصال در نمونه‌های C1 محصور شده در نظر گرفته شد و سطح پیرامون مکعب هسته‌ی محصور با سطح درونی بتن اطراف قفل (Tie) شد. همچنین در تمامی مدل‌های اتصالات تقویت شده، بخشی از ناحیه محصور شده توسط قطعات فولادی، مطابق شکل ۱۱-۳ بتن آن محصور شده در نظر گرفته شد.

$$f'_{cc} = f'_c \left(-1.254 + 2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94 f'_l}{f'_c}} - \frac{2 f'_l}{f'_c} \right) \quad (۷-۳)$$

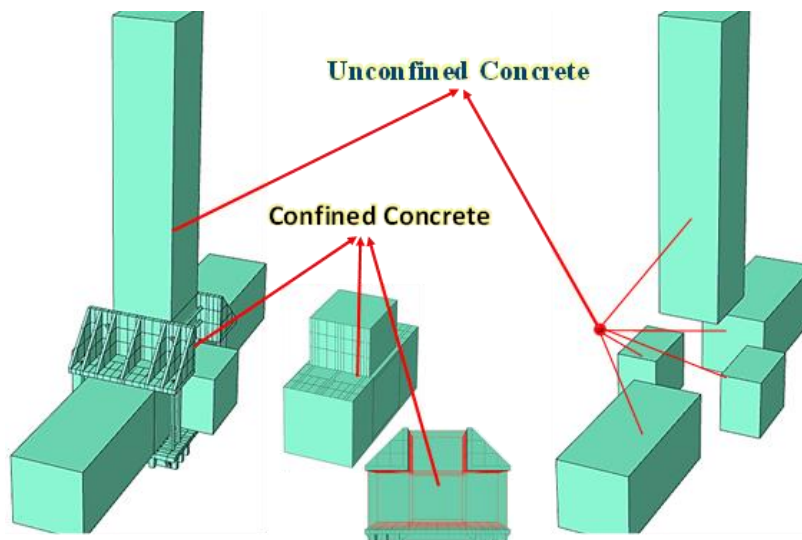
$$f'_l = k_e \rho f_{yh} \quad (۸-۳)$$

$$\varepsilon_{0c} = \varepsilon_0 \left[1 + 5 \left(\frac{f'_{cc}}{f'_c} - 1 \right) \right] \quad (۹-۳)$$

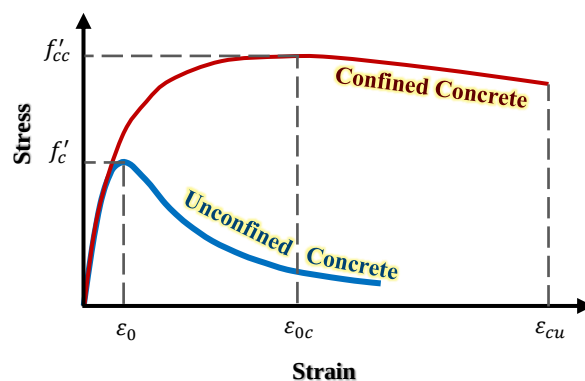
که در اینجا: f'_{cc} حداکثر مقاومت فشاری بتن محصور شده می‌باشد، f'_l فشار جانبی موثر ناشی از ادوات محصور کننده بر سطح هسته بتن محصور، k_e ضریب اثر بخشی محصورشدگی (برای ستون‌های مستطیلی ۰/۷۵ پیشنهاد شده است [۱۳])، ρ نسبت سطح موثر خاموت‌ها به سطح برش خورده هسته بتن محصور با صفحه‌ی عمود بر مقطع عرضی ستون، f_{yh} مقاومت تسلیم خاموت‌ها، ε_{0c} کرنش نظیر حداکثر مقاومت فشاری بتن محصور شده می‌باشد.

رفتار فشاری تنش-کرنش بتن هسته‌ی محصور در شکل ۱۲-۳ مشخص شده است و می‌توان با بتن

سایر بخش‌ها مقایسه کرد.



شکل ۳-۱۱: بخش‌های محصور شده و محصور نشده بتن مدل‌های تقویت‌شده



شکل ۳-۱۲: منحنی تنش-کرنش بتن محصور شده و محصور نشده برای بارگذاری یکطرفه [۶۲]

۳-۲-۲-۳ فولاد

فولاد نرمه ساختمانی در کشش و فشار رفتار تقریباً مشابهی دارد. مشخصات مکانیکی مواد فولادی به کار رفته در مدل‌ها را می‌توان در جدول ۳-۵ مشاهده کرد. رفتار کششی تک محوری آرماتورهای فولادی و سایر قطعات فلزی در ناحیه الاستیک بر اساس مدول یانگ متعارف ($E_s = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$) و نسبت پواسن $\nu = 0.3$ در نظر گرفته شد. رفتار پلاستیک آرماتورها بر اساس رفتار دو خطی تعریف شد. برای تحلیل‌های یکطرفه نوع سخت‌شدگی آرماتورها، ایزوتروپیک و در تحلیل‌های چرخه‌ای، کینماتیک در نظر گرفته شد.

جدول ۵-۳: خواص مکانیکی فولاد نمونه‌ها

Part name	Yield strength (MPa)	Ultimate strength (MPa)	Yield strain (%)	Ultimate strain (%)
Bar 14 _{mm} (ASTM 615G60)	460	680	0.20	13
Bar 8 _{mm} (ASTM 615G40)	350	410	0.18	18
Angles & Steel plate (ST37)	240	360	0.13	60
Prestressed bars	900	1000	-	10

۳-۲-۴ نمونه‌های آزمایشگاهی و شبیه‌سازی اجزای محدود

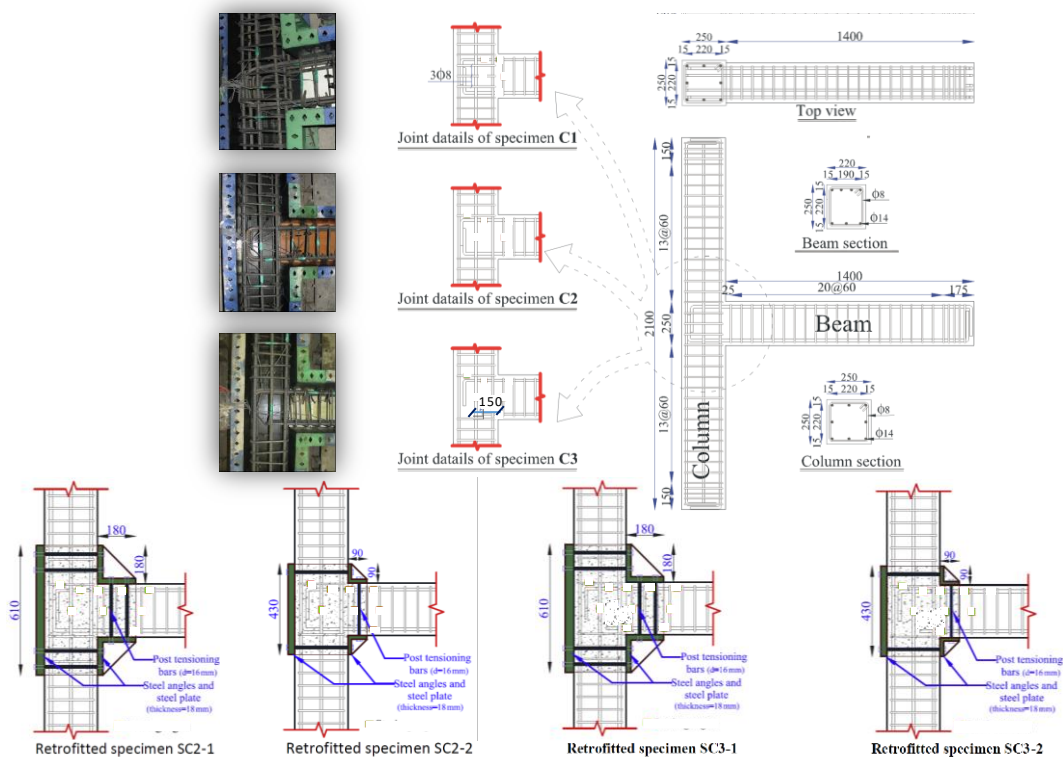
در تحلیل استاتیکی ABAQUS/Standard مقدار پارامتر ویسکوزیته به نمو زمان گام^{۲۸} بستگی دارد و باید حدود ۱۵٪ از نمو زمان گام باشد [۶۳]. مقدار دوره زمانی^{۲۹} برای بارگذاری یکطرفه ۱۰ و برای بارگذاری چرخه‌ای ۱۸ در نظر گرفته شد.

۳-۲-۴-۱ نمونه‌های آزمایشگاهی

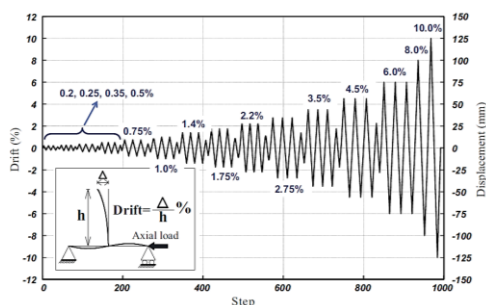
برای صحت‌سنجی مدل‌های عددی، مشخصات مکانیکی مصالح، ابعاد هندسی، شرایط بارگذاری و شرایط مرزی کاملاً مطابق با نمونه‌های آزمایشگاهی شغائی و همکاران [۱۷] در نظر گرفته شد. در کار آزمایشگاهی سه نمونه‌ی اتصال تیر-ستون بتن مسلح دارای جزئیات لرزه‌ای و فاقد جزئیات لرزه‌ای و چهار نمونه‌ی تقویت‌شده تحت بارگذاری رفت و برگشتی آزمایش شد (شکل ۳-۱۳). از جک ۱۰۰۰ kN برای اعمال نیرو به انتهای تیر استفاده کردند و بارگذاری مطابق با پروتکل ACI Committee 374.1- [64] 05 در نظر گرفته‌اند.

^{۲۸} Time Increment Step

^{۲۹} Time Period



الف) ابعاد و جزئیات نمونه های آزمایش



ج) پروتکل بارگذاری چرخه ای جانبی



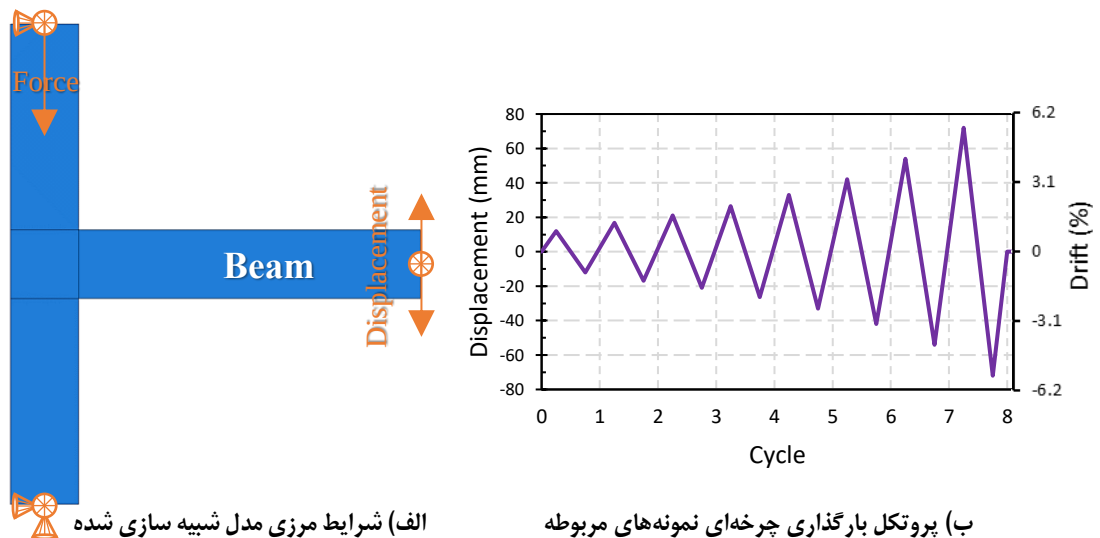
ب) راه اندازی آزمایش

شکل ۳-۱۳: ابعاد و جزئیات، وضعیت راه اندازی و پروتکل بارگذاری چرخه ای نمونه های آزمایش [۱۷]

۳-۲-۴-۲ شرایط مرزی و بارگذاری

وضعیت شرایط مرزی برای نمونه های میکرو در شکل ۳-۱۴ (الف) مشخص شده است. دو انتهای ستون در دو جهت عمود بر محور خود مهار شده است و در انتهای پایینی ستون در راستای محوری خود نیز مهار شده است. انتهای تیر نیز در جهت خارج صفحه ای اتصال مهار می شود. بارگذاری به روش کنترل تغییر مکان تا دریفت ۶٪ برای اتصالات موجود و تا دریفت ۱۰٪ برای اتصالات تقویت شده در

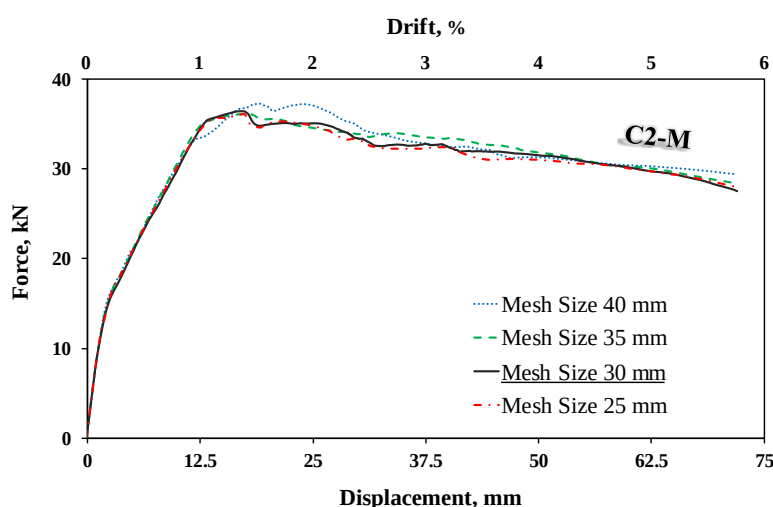
دو گام تعیین شده توسط نرم افزار، به اتصال اعمال می‌شود. در گام اول شرایط مرزی ذکر شده و بار محوری $0.16 A_g f'_c$ بر روی سطح بالای ستون لحاظ شد. سپس در گام دوم جابجایی در راستای نشان داده شده در شکل ۳-۱۴ (الف) به انتهای تیر اعمال شد. برای جلوگیری از تمرکز تنش، صفحات صلبی در محل اعمال نیرو و تکیه گاه ها مدل سازی شد. برای تحلیل یکطرفه، جابجایی اعمال شده بر تیر به صورت یکنواخت برای اتصالات موجود تا دریفت ۶٪ (72 mm) و برای اتصالات تقویت شده تا دریفت ۱۰٪ (120 mm) ادامه می‌یابد. برای تاریخچه بارگذاری تحلیل چرخه‌ای در برنامه ABAQUS از پروتکل استاندارد بارگذاری چرخه‌ای جانبی مطابق با کار آزمایشگاهی شفائی و همکاران [۱۷] الگو برداری شد و به گونه‌ای که از حلقه‌ها در محدوده الاستیک صرف نظر شد و برای اتصالات موجود تا دریفت ۶٪ از تک حلقه‌هایی با پیشروی (حدوداً 0.25%) مطابق با الگوی اصلی در نظر گرفته شد (شکل ۳-۱۴ (ب)). برای اتصالات تقویت شده نیز با همین روند پیشروی تا دریفت ۱۰٪، بارگذاری چرخه‌ای ادامه یافت.



شکل ۳-۱۴: شرایط مرزی و پروتکل بارگذاری در تحلیل‌های عددی

۳-۲-۴-۳ مش بندی

مقدار حساسیت نمونه منتخب C2-M به ابعاد المانهای مش بندی شده در نرم افزار را می توان با مقایسه منحنی های نیرو-تغییر مکان در شکل ۳-۱۵ مشاهده کرد. میزان همگرایی این چهار مدل مش بندی با ابعاد مختلف مشخص می کند که میتوان از مش 30 mm برای انجام آنالیزها استفاده کرد. مش بندی سعی شد به صورتی انتخاب شود که حداکثر انطباق بین گره های المان های بخش های مختلف



شکل ۳-۱۵: تاثیر ابعاد مختلف مش

بتنی و فولادی صورت بگیرد.

برای نمونه های C1 کل تعداد

المان ها ۹۶۶۴ می باشد که از

این تعداد، ۷۰۵۰ تا مربوط به

المان های بتنی است. حلگر

اجزای محدود به شدت به کیفیت

مش بستگی دارد. وقتی مش

ظریف تر بکار گرفته می شود،

سازه نرم تر می شود و به دنبال آن مقدار خطا کوچکتر می شود. مش درشت منجر به جابجایی کوچکتر

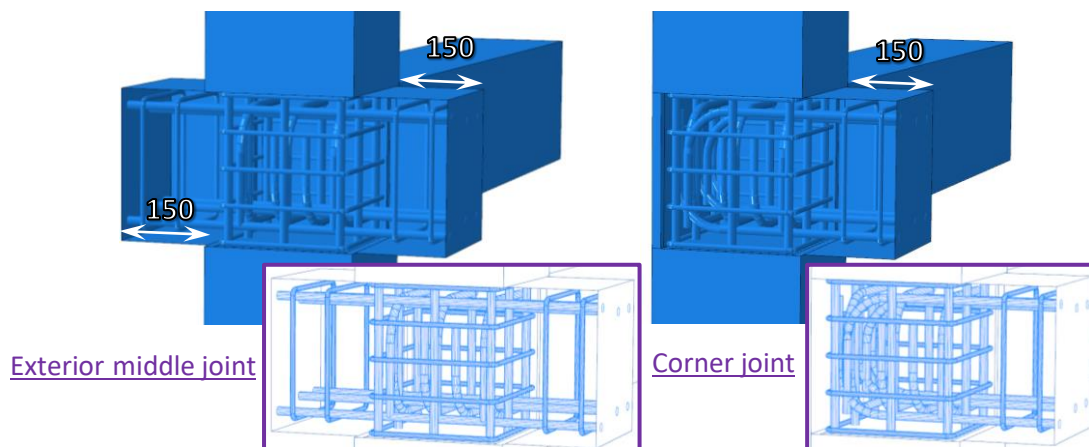
و تنش های کوچکتر می شود.

۳-۲-۴-۴ لحاظ تیرهای عرضی

به منظور بررسی اثرات محصورکننده ی حضور و عدم حضور تیرهای عرضی در اطراف ناحیه اتصال،

تیرهایی به طول 15 cm عمود بر صفحه اتصال بدون مقید کردن انتهای آزاد آنها مدل سازی شد.

آرماتورها و خاموت های تیرهای عرضی مشابه تیر اصلی در نظر گرفته شد (شکل ۳-۱۶).



شکل ۳-۱۶: جزئیات آرماتورهای تیرهای عرضی

۳-۲-۴-۵ شبیه سازی لغزش آرماتور در پیوستگی با بتن

اثر لغزش آرماتورها در ناحیه اتصال تیر-ستون بتنی یک عامل بسیار تاثیرگذار بر رفتار اتصالات در معرض بارهای یکطرفه و مخصوصا بارگذاری چرخه‌ای می‌باشد [۶۵]. بنابراین اثر لغزش آرماتورها در ناحیه اتصال باید به دقت در مدل عددی در نظر گرفته شود. در صورت شبیه‌سازی لغزش آرماتور به صورت مستقیم یعنی با استفاده از مدل‌سازی اصطکاک بین المان‌های آرماتور با بتن، درست است که رویکردی دقیق می‌باشد ولی نیاز به یک گام پیش پردازش خیلی پیچیده دارد و به طور قابل توجهی هزینه محاسبات را افزایش می‌دهد. لذا منطقی‌بودن استفاده از روش‌های غیر مستقیم برای شبیه‌سازی عددی اثرات لغزش آرماتور را تایید می‌کند. در سال‌های اخیر برای بررسی اثرات لغزش آرماتور، روش‌های غیر مستقیمی با المان‌های فیبر و مدل‌سازی عددی در سطح ماکرو انجام شد [۶۶-۶۹]. اغلب این روش‌ها، مدل‌سازی در محیط دو بعدی را با فرض کافی‌بودن طول گیرایی برای آرماتورها در نظر گرفته‌اند. لذا این روش‌ها برای ناحیه اتصال تیر-ستون از دقت کمی برخوردار است. طبق مطالعات انجام‌شده توسط چنگ فنگ [۴۶] برای شبیه‌سازی غیر مستقیم اثرات لغزش آرماتور در ناحیه اتصال می‌توان از روش اصلاح مدل تنش-کرنش تک محوری استفاده کرد. آنها صفحه‌ی لغزش آرماتورها با طول گیرایی کافی و بدون طول گیرایی در شرایط بدون خم انتهایی و با خم انتهایی را بدست آوردند و

برای سهولت پیاده سازی این نتایج در مدلسازی سه بعدی از انعکاس لغزش آرماتور در اصلاح مدل تک محوری منگوتو-پینتو^{۳۰} استفاده کردند. مدل منگوتو-پینتو برای آرماتورهای فولادی با لحاظ اثر بوشینگر^{۳۱} استفاده می شود. این مدل ابتدا توسط منگوتو و پینتو [۴۹] توسعه داده شد و سپس توسط فیلیپو و همکاران [۲۵] برای ترکیب اثر سخت شدگی ایزوتروپیک اصلاح شد. اساس مطالعات آنها برای انعکاس لغزش آرماتور بر مدل تنش-کرنش اشاره شده به شرح زیر می باشد:

مطابق شکل ۳-۱۷ یک توزیع تنش پیوندی گام بندی شده فرض می شود [۷۰]. تنش پیوستگی برای محدوده الاستیک ($\varepsilon_s \leq \varepsilon_y$) برابر است با $u_{be} = 1.0\sqrt{f'_c(Mpa)}$ ، در حالیکه برای محدوده غیرالاستیک ($\varepsilon_s > \varepsilon_y$) برابر است با $u_{by} = 0.5\sqrt{f'_c(Mpa)}$ [۶۹]. بر اساس شرایط تعادل استاتیکی، می توان توزیع تنش آرماتور را با تعریف تنش پیوند بدست آورد و متعاقباً توزیع کرنش آرماتور را محاسبه کرد. در نهایت، با مشخص بودن طول گیرایی (L_d) می توان صفحه ی لغزش کلی آرماتور (s) را با انتگرال گیری از میدان کرنش مورد ارزیابی قرار داد؛

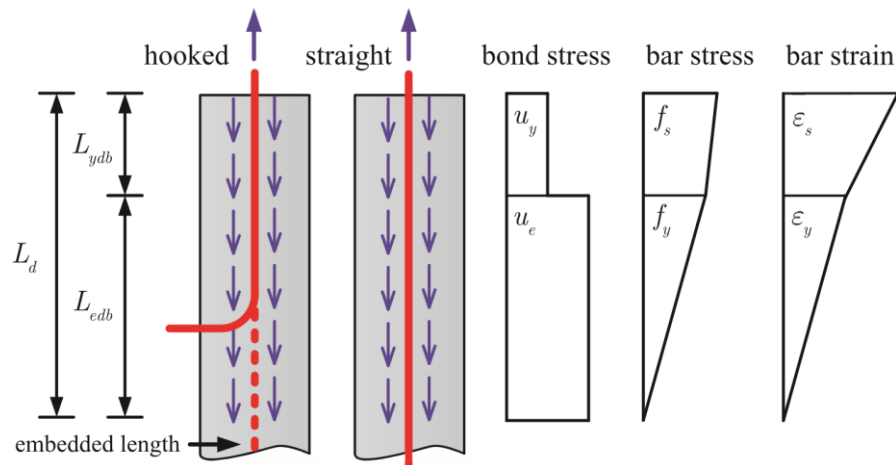
$$s = \int_0^{L_d} \varepsilon_{(x)} dx \quad (۱۰-۳)$$

$$L_d = \underbrace{\frac{f_y d_b}{4 u_{be}}}_{l_{edb}} + \underbrace{\frac{(f_u - f_y) d_b}{4 u_{by}}}_{l_{ydb}} \quad (۱۱-۳)$$

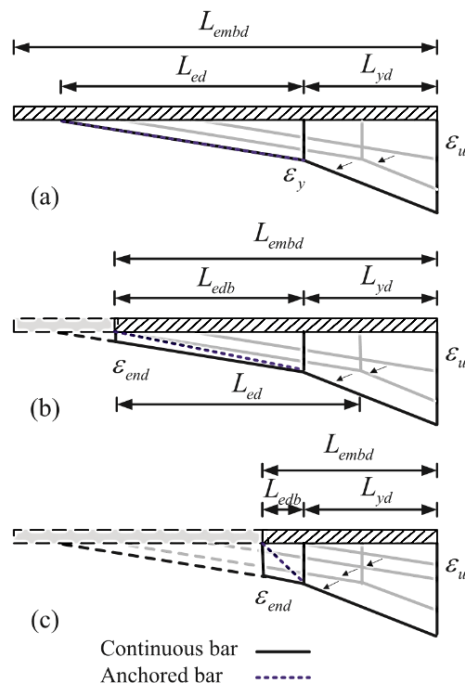
که در اینجا: d_b قطر آرماتور، u_{be} تنش پیوستگی بین آرماتور و بتن در حالت الاستیک، f_u تنش نهایی آرماتور، u_{by} تنش پیوستگی بین آرماتور و بتن در حالت غیرالاستیک، l_{edb} طول گیردار شده الاستیک آرماتور، l_{ydb} طول گیردار شده ی پلاستیک آرماتور می باشد.

^{۳۰} Menegotto-Pinto (M-P) Model

^{۳۱} Bauschinger



شکل ۳-۱۷: توزیع لغزش درون ناحیه اتصال تیر-ستون [۴۶]



شکل ۳-۱۸: پروفیل های کرنش در شرایط

مختلف طول گیرایی آرماتور [46]

مطابق شکل ۳-۱۸، شرایط مختلف طول گیرایی آرماتور و

پیوسته بودن میله یا خم شده در ناحیه اتصال باعث ایجاد

سناریوهای مختلفی برای محاسبه ی پروفیل کرنش و لغزش

آرماتور می شود که مطالعات آنها تمامی این شرایط را در

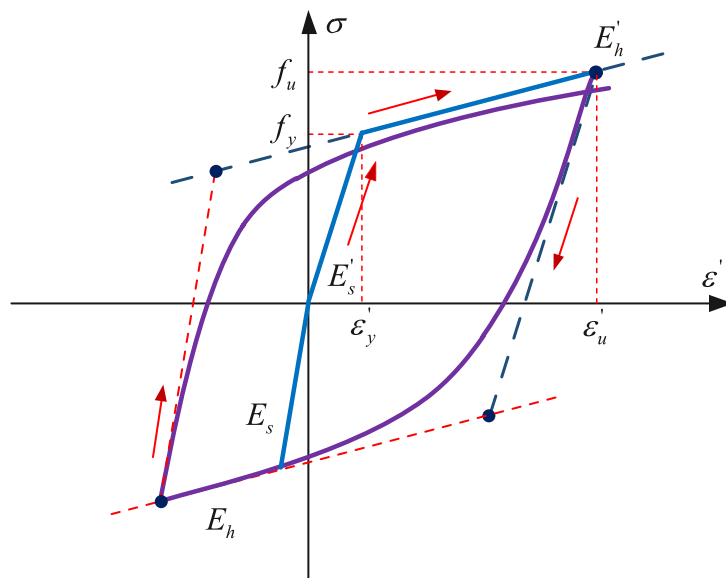
نظرگرفت و برای هر حالت توصیفات و روابط مختصی را ارائه

داد که با کمک آنها می توان به رفتار آرماتور لغزیده در اتصال

در قالب منحنی تنش-کرنش اصلاح شده دست یافت.

برای رسیدن به منحنی تنش-کرنش اصلاح شده، مطابق (شکل ۳-۱۹) نیازمند محاسبه ی مدول

الاستیسیته ی تغییر یافته فولاد (E'_s) و کرنش نهایی تنظیم یافته فولاد (ϵ'_u) می باشد.



شکل ۳-۱۹: مدل تنش-کرنش ویرایش شده آرماتورها با در نظر گرفتن لغزش [۴۶]

برای بدست آوردن سختی الاستیک تغییر یافته (E'_s) از رابطه‌ی زیر استفاده می‌گردد [۴۶].

$$E'_s = \frac{E_s \varepsilon_s}{\varepsilon'_s} = \frac{E_s}{1 + \frac{s}{\varepsilon_s l_{edb}}} \quad (۱۲-۳)$$

که در اینجا: ε_s کرنش فولاد، ε'_s کرنش تغییر یافته فولاد، s لغزش کلی آرماتور می‌باشد. اگر مقدار کرنش را (ε_s) برابر با کرنش تسلیم آرماتور (ε_y) فرض شود. مقدار لغزش کلی آرماتور در هنگام تسلیم (s_y) برای آرماتورهای دارای طول مهاریه کافی و دارای خم انتهایی (نمونه‌های C1 و C2) از رابطه زیر محاسبه می‌شود.

$$s_y = \frac{\varepsilon_y}{2} l_{edb}, \quad l_{edb} = \frac{f_y d_b}{4 u_{be}}, \quad u_{be} = 1.0 \sqrt{f'_c} \quad (MPa) \quad \varepsilon_s = \varepsilon_y \quad (۱۳-۳)$$

و در نهایت مدول الاستیسیته‌ی جدید ۳۳٪ از مقدار اولیه خود کاهش می‌یابد ($E'_s = 0.67 E_s$).

برای محاسبه‌ی کرنش نهایی تغییر یافته فولاد ε'_u می‌توان از روابط زیر استفاده کرد.

$$\varepsilon'_u = \varepsilon'_y + \frac{f_u - f_y}{E'_h} \quad (۱۴-۳)$$

$$E'_h = \frac{\varepsilon_s - \varepsilon_y}{\varepsilon'_s - \varepsilon'_y} E_h = \frac{b E_s}{1 + \frac{s - s_y}{\varepsilon_s l_{edb} - \varepsilon_y l_{edb}}} \quad (۱۵-۳)$$

که در اینجا: ε'_y کرنش تسلیم تغییر یافته $(\varepsilon'_y = \frac{f_y}{E_s})$ ، E'_h سختی تغییر یافته ناحیه غیرالاستیک، E_h سختی ناحیه غیر الاستیک و b نسبت سخت شدگی می‌باشد.

با فرض مقداری برای کرنش فولاد در ناحیه پلاستیک ($\varepsilon_s > \varepsilon_y$) می‌توان مقدار لغزش کلی آرماتور را (s) از روابط زیر بدست آورد.

$$s = \frac{\varepsilon_y}{2} l_{edb} + \frac{\varepsilon_y + \varepsilon_s}{2} l_{ydb} , \quad (16-3)$$

$$l_{ydb} = \frac{(f_s - f_y) d_b}{4 u_{by}} , \quad u_{by} = 0.5 \sqrt{f'_c \text{ (MPa)}} \quad \varepsilon_s > \varepsilon_y$$

که در اینجا: f_s تنش متناظر با کرنش فرض شده است.

برای آرماتورهای قطع شده در ناحیه اتصال (نمونه C3) تمام روابط بالا صادق است جز طول گیردار شده الاستیک آرماتور (l_{edb}) که در این حالت برابر با مقدار طول محبوس شده‌ی آرماتور در ناحیه اتصال (l_{embd}) می‌باشد. البته در این مدل یک لغزش کلی هم در آرماتور قطع شده‌ی مثبت تیر نیز اتفاق می‌افتد. پیوستگی کم این قسمت از آرماتور با بتن ناحیه اتصال (۱۵ cm) منجر تسلیم نشدن آرماتور می‌شود. به عبارتی قبل از اینکه تنش آرماتور به مقاومت تسلیم برسد از درون بتن می‌لغزد. برای نشان دادن این رفتار، مصالح مخصوصی برای طول ۱۵ cm آرماتور مذکور در بتن در نظر گرفته شد. در این مصالح علاوه بر استفاده از تنش-کرنش اصلاح شده مطابق با آنچه در بالا اشاره شد، از یک پارامتر گسیختگی استفاده شد. به گونه‌ای که وقتی تنش آرماتور به حد مشخصی می‌رسد گسیخته می‌شود. در واقع شبیه‌سازی لغزش کلی با تعریف سطح گسیختگی برای مصالح آرماتور در ناحیه پیوستگی با بتن صورت گرفته است.

براساس معادله‌ی (۱۷-۳) موجود در آیین نامه (ASCE/SEI 41-17 (Eq.10-1 a) مقدار حداکثر تنش آرماتور موجود قبل از لغزیدن کلی آن از درون اتصال، تعیین می‌شود. در اینجا مقدار بدست آمده برای $\emptyset 14$ ، ۲۶۰ MPa می‌باشد که از این مقدار برای تنش گسیختگی تعریف گردید. برای بررسی بیشتر

و مقایسه این روش با اتصالات دیگر و در شرایط مختلف به تحقیقات بیشتری نیاز هست که در فصل ۳-۵ پیشنهاد مطالعاتی شده است.

$$(f_{fracture}) = f_s = 1.25 \left(\frac{l_b}{l_d} \right)^{2/3} \times f_y \leq f_y \quad (۱۷-۳)$$

مقادیر تغییر یافته استفاده شده برای مدل سازی با لحاظ اثر لغزش آرماتور در ناحیه اتصال در جدول ۳-۶ آورده شده است.

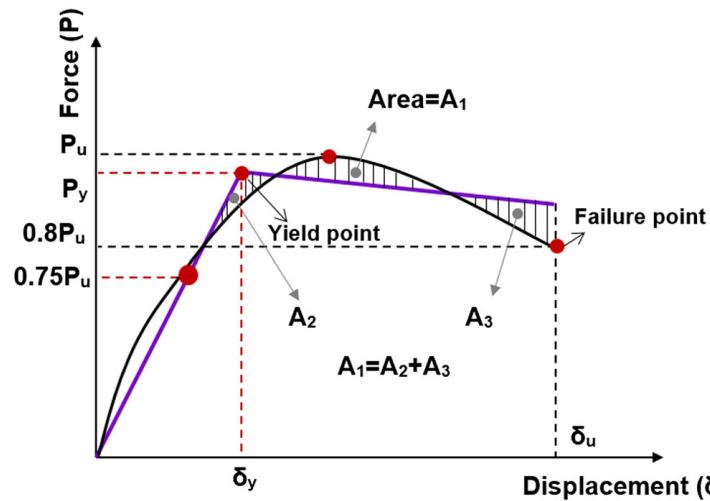
جدول ۳-۶: پارامترهای تغییر یافته برای شبیه سازی لغزش آرماتورها

	E'_s (MPa)	b	E'_h (MPa)	ε'_u
For all relevant models	133334-100000	0.01	1339.4	0.16

۳-۳ مقایسه نتایج تحلیل های میکرو با نتایج آزمایشگاهی

برای مقایسه نتایج تحلیل های اجزای محدود با نتایج آزمایشگاهی از منحنی های بار-جابجایی استفاده شد. از آنجا که محاسبه ظرفیت شکل پذیری، تعریف جابجایی نظیر تسلیم مدل به علت رفتار غیرخطی مواد فولادی و بتنی در پاسخ های نیرو-جابجایی دارای نقاط تسلیم مشخصی نمی باشد، از منحنی های دو خطی بر اساس روش پریستلی و پائولی [۷۱, ۷۲] استفاده شد. مطابق شکل ۳-۲۰ ظرفیت شکل پذیری از نسبت جابجایی نهایی به جابجایی نظیر تسلیم شدگی زیر سازه ($\mu = \frac{\delta_u}{\delta_y}$) محاسبه می شود. برای تعیین نقطه جابجایی نهایی با استفاده از رفتار دو خطی ایده آل، یک رویکرد توصیه شده این است که مقدار δ_u را بر اساس افت ۲۰٪ بار از مقدار حداکثری آن یا شکست آرماتورها اتخاذ شود [۷۱]. همچنین برای تعریف جابجایی نظیر تسلیم (δ_y) ابتدا خطی از مبدا و گذر از $0.75 P_u$ روی منحنی ترسیم می شود و سپس خط دوم طوری رسم می گردد که بتوان با روش گرافیکی و تکرار ترسیم مساحت بالا و پایین محصور بین منحنی و دو خطه ایده آل مطابق شکل ۳-۲۰ مساوی گردد. با استفاده

از منحنی‌های دو خطی ایده‌آل می‌توان بار نظیر تسلیم شدگی، جابجایی نهایی، ظرفیت شکل‌پذیری و سختی موثر را بدست آورد.



شکل ۳-۲۰: مشخصات نقاط اصلی بر منحنی‌های نیرو-جابجایی [۱۷]

۳-۳-۱ اتصالات موجود

در بارگذاری یکطرفه از آنجا که زیر سازه یکبار در جهت انحنای رو به پایین تیر بارگذاری می‌شود و نتایج ثبت می‌شود و بار دیگر مدل در حالت اولیه و بدون تجربه‌ی خسارت این بار در جهت انحنای رو به بالای تیر بارگذاری می‌شود، انتظار بر این است که نتایج آزمایشگاهی پوش چرخه‌ای برای اعضای غیر لرزه‌ای به دلیل زوال درون سیکلی تفاوت‌هایی در مقدار ظرفیت بار با نتایج تحلیل یکطرفه تک مرحله‌ای وجود داشته باشد. برای مشاهده بهتر اختلافات از دو نوع بارگذاری یکطرفه و چرخه‌ای استفاده شد.

۳-۱-۱-۱ نتایج بارگذاری یکطرفه

برای این نوع بارگذاری همزمان با بررسی میزان انطباق نتایج اجزای محدود حاصل از مدل‌های میکرو با نتایج آزمایشگاهی، اثر شبیه‌سازی لغزش آرماتور مطابق با آنچه گفته شد و اثر حضور تیرهای عرضی در ادامه پرداخته می‌شود.

۳-۱-۱-۳-۱ اثر لغزش آرماتورهای طولی تیر در ناحیه اتصال

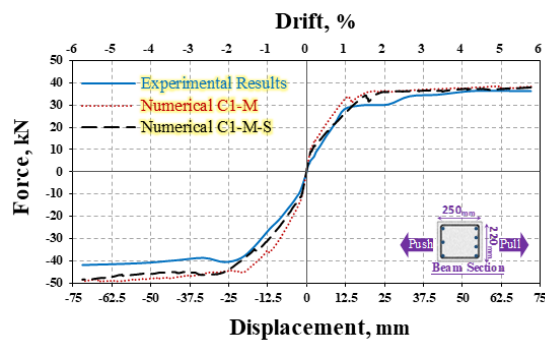
در شکل ۲۱-۳ منحنی‌های بار- تغییر مکان حاصل از تحلیل‌های اجزای محدود و نتایج آزمایشگاهی آورده شده است. به منظور مقایسه‌ی تاثیر اثر لغزش جزئی آرماتور، نتایج نمونه‌های C1-M، C2-M، C3-M به همراه مدل‌های با لحاظ شبیه‌سازی اثر لغزش آرماتور طولی تیر (C1-M-S، C2-M-S و C3-M-S) مشاهده می‌شود. همانطور که مشاهده می‌شود در هر دو حالت برای تمام نمونه‌ها قبل از ترک خوردن اتصال، مدل‌های اجزای محدود نسبت به نمونه‌های آزمایشگاهی سخت‌تر می‌باشد. در شکل ۲۲-۳ منحنی‌های دو خطی مربوطه به روش گفته شده در ابتدای این بخش ترسیم می‌شود و مقادیر بار نظیر تسلیم‌شدگی، سختی موثر، شکل‌پذیری و درصد اختلاف در جدول ۷-۳ بدست آمده است.

در اتصالات بتن‌آرمه با شروع لغزش‌های جزئی آرماتورها و کاهش اصطکاک بین بتن و آرماتور، بتن کم‌کم خرد شده و سختی مقطع کاهش می‌یابد. با افزایش تقاضای نیرو میزان ترک‌ها افزایش یافته و زوال سختی در حالت غیرخطی برای بتن صورت می‌گیرد. در این مرحله مدل میکرو سختی خمشی بیشتری نسبت به مدل آزمایشگاهی نشان می‌دهد. درصد بهبود اختلاف سختی موثر مدل‌های با در نظر گرفتن اثر لغزش آرماتور طولی تیر نسبت به مدل‌های مقید Embedded با نتایج آزمایشگاهی به طور متوسط برای نمونه‌های C1، C2 و C3 به ترتیب برابر ۲۴٪، ۳۳٪ و ۸۰٪ می‌باشد. همچنین درصد اختلاف بار مقاوم برای مدل‌های بدون در نظر گرفتن اثر لغزش آرماتور برای نمونه‌های C1، C2 و C3 به ترتیب برابر ۱۰٪، ۹٪ و ۸٪ می‌باشد. در حالیکه در نظر گرفتن اثر لغزش آرماتور طولی تیر برای نمونه‌های C1،

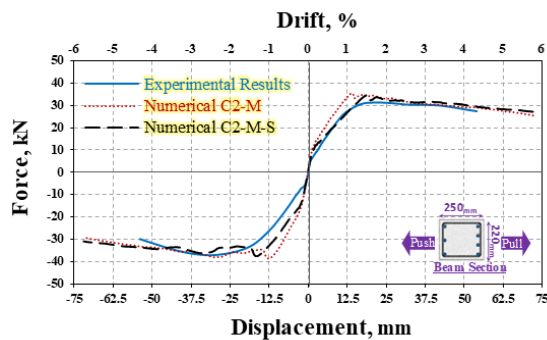
C2 و C3 به ترتیب باعث بهبود ۶٪، ۵٪ و ۴٪ اختلاف بار نظیر تسلیم‌شدگی با نتایج آزمایشگاهی می‌شود. انطباق ۴۰٪ بیشتر سختی و ۵٪ بیشتر بار نظیر تسلیم‌شدگی با استفاده از در نظر گرفتن اثرات لغزش‌های آرماتور طولی در مدلسازی میکرو نشان‌دهنده‌ی موثر بودن این روش در مدلسازی مناسب اتصالات لرزه‌ای و غیرلرزه‌ای و پیش‌بینی اثرات لغزش جزئی و کلی آرماتور در مقایسه با نتایج آزمایشگاهی می‌باشد.

در اتصال لرزه‌ای C1 مطابق اطلاعات ارائه شده در شکل ۳-۲۳ آرماتورهای طولی تیر در بر اتصال جاری می‌شود و مفصل پلاستیک در این ناحیه تشکیل می‌گردد. مقدار متوسط شکل پذیری برای نمونه آزمایشگاهی، نمونه‌های C1-M و C1-M-S به ترتیب ۴/۸، ۶ و ۵/۳ بدست می‌آید که گویای موفقیت ۱۵ درصدی در نظر گرفتن اثرات لغزش آرماتور در بهبود نتایج عددی به نتایج آزمایشگاهی می‌باشد. سطح خسارات در اتصال و تیر نشان می‌دهد که نتایج اجزا محدود پیش‌بینی می‌کند مطابق نتایج آزمایشگاهی، عوامل اصلی خرابی در محل مفصل پلاستیک تیر شکل می‌گیرد.

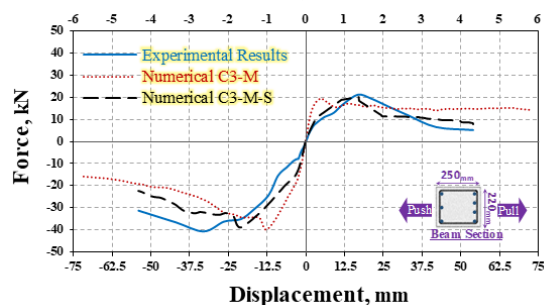
در اتصال غیرلرزه‌ای C2 به علت عدم امتداد خاموت ستون در ناحیه اتصال، محصورشدگی ناحیه اتصال کاهش یافته و قبل از تشکیل مفصل پلاستیک در تیر، با ظهور ترک‌های قطری در ناحیه اتصال، پیوستگی بین آرماتور و بتن کم می‌شود و زیر سازه از حالت الاستیک خارج می‌شود. مطابق شکل ۳-۲۳ سطح خسارات در ناحیه اتصال متمرکز می‌شود و ظرفیت زیر سازه افول می‌کند. مقدار متوسط شکل‌پذیری برای نمونه آزمایشگاهی، نمونه‌های C2-M و C2-M-S به ترتیب ۳/۷، ۵ و ۳/۸ بدست می‌آید که گویای موفقیت ۳۰ درصدی در نظر گرفتن اثرات لغزش آرماتور در بهبود نتایج عددی به نتایج آزمایشگاهی می‌باشد.



(a) Specimen C1

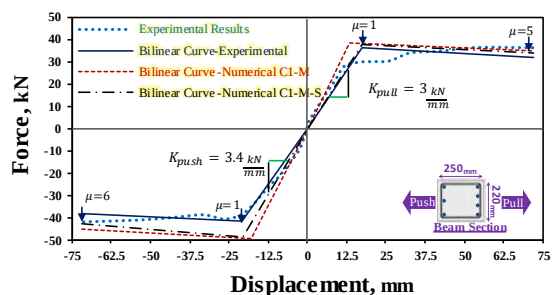


(b) Specimen C2

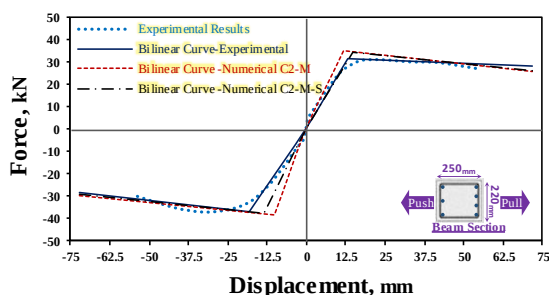


(c) Specimen C3

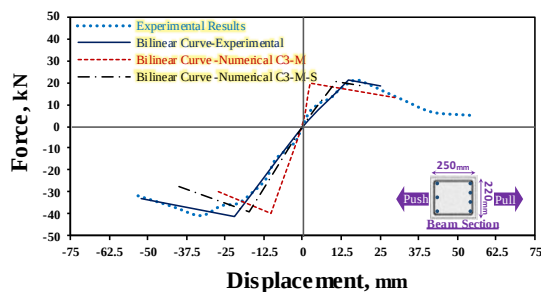
شکل ۳-۲۱: پاسخ‌های بار-جابجایی مدل‌های عددی با و بدون اثر لغزش در اتصالات موجود تحت بار یکطرفه و نتایج آزمایشگاهی



(a) Specimen C1



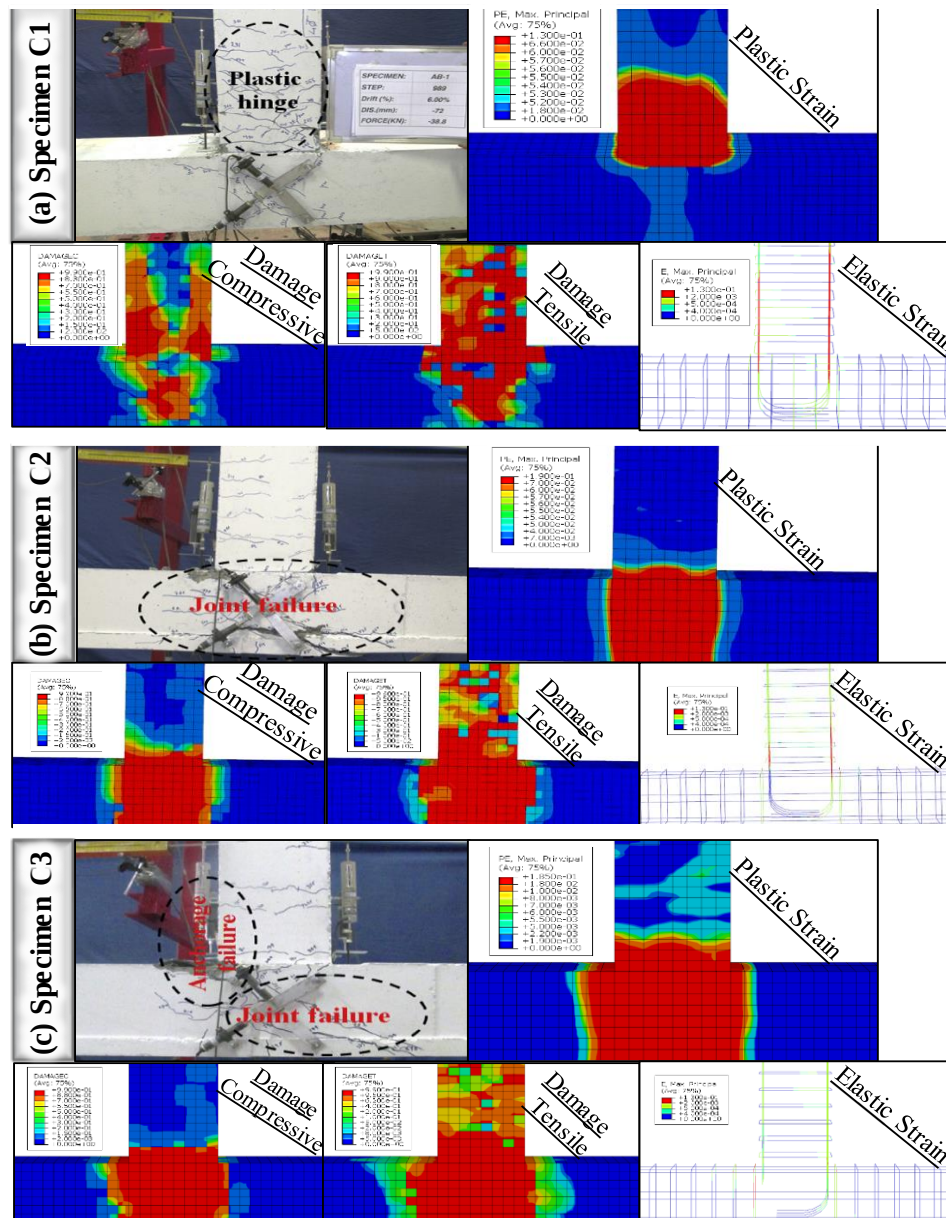
(b) Specimen C2



(c) Specimen C3

شکل ۳-۲۲: منحنی‌های دوطرفی حاصل از پاسخ‌های بار-جابجایی مدل‌های عددی با و بدون اثر لغزش در اتصالات موجود تحت بار یکطرفه و نتایج آزمایشگاهی

در اتصال غیرلرزه‌ای C3 عدم امتداد آرماتور مثبت تیر علاوه بر عدم امتداد خاموت ستون منجر به لغزش کلی آرماتور و کاهش شدید ظرفیت زیر سازه می‌شود. مطابق شکل ۳-۲۳ با افزایش تقاضا قبل از تشکیل مفصل پلاستیک در تیر، خرابی‌های گسترده‌ای در ناحیه اتصال ظاهر می‌شود و گسیختگی تردی را به وجود می‌آورد. در نظر گرفتن اثرات لغزش جزئی و کلی برای این نمونه باعث بهبود ۱۰۰ درصدی شکل‌پذیری می‌گردد.



شکل ۳-۲۳: الگوی خرابی و ترک در تنش سطح و وضعیت کرنش آرماتورها در دریفت ۴,۵٪ تحت بارگذاری چرخه‌ای

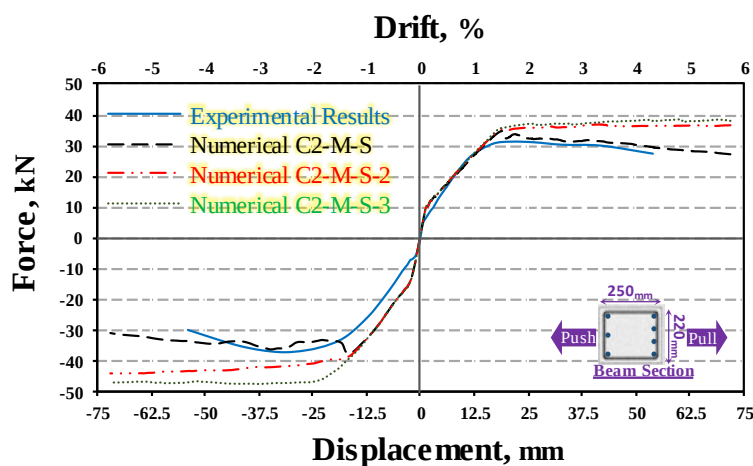
جدول ۷-۳ : بار نظیر تسلیم شدگی، سختی موثر، شکل پذیری و درصد اختلاف آنها برای مدلهای عددی و نتایج آزمایشگاهی اتصالات موجود تحت راستای بارگذاری

No.	Specimen	Loading direction	Peak load (kN)		Average strength prediction	Displacement at the yield point (mm)		Effective stiffness (kN/mm)		Average stiffness	Displacement at 20% drop of peak load (mm)		Ductility factor		Average ductility factor	
			Test	FEA		Test	FEA	Test	FEA		Test	FEA	Test	FEA	Test	FEA
1	<u>C1-M</u>	Push	-38	-43	10	-17.33	-12.67	2.19	3.39	40	-72	-72	4.2	5.7	4.8	6
		Pull	32	34		13.33	11.33	2.40	3.00		72	72	5.4	6.4		26
2	<u>C2-M</u>	Push	-37.10	-38.70	9	-16.00	-10	2.32	3.87	46	-54	-54	3.4	5.4	3.7	5
		Pull	31.30	35.38		13.33	12	2.35	2.95		54	54	4.1	4.5		33
3	<u>C3-M</u>	Push	-40.75	-38.5	8	-22.00	-10.67	1.85	3.61	>100	-54	-27	2.5	2.5	2.2	5
		Pull	21.10	19.00		13.33	4	1.58	4.75		25.8	30	1.9	7.5		>100
4	<u>C1-M-S</u>	Push	-38	-40	4	-17.33	-14.67	2.19	2.73	16	-72	-72	4.2	4.9	4.8	5.3
		Pull	32	33		13.33	12.67	2.40	2.60		72	72	5.4	5.7		11
5	<u>C2-M-S</u>	Push	-37.10	-37.59	4	-16.00	-13.33	2.32	2.82	13	-54	-54	3.4	4.1	3.7	3.8
		Pull	31.30	33.5		13.33	14.93	2.35	2.24		54	54	4.1	3.6		3
6	<u>C3-M-S</u>	Push	-40.75	-38.98	4	-22.00	-17.33	1.85	2.25	20	-54	-40	2.5	2.3	2.2	2.1
		Pull	21.10	20.16		13.33	10.67	1.58	1.89		25.8	20	1.9	1.9		5
10	<u>C1-C-S (Push)</u>	Push	-38	-40	3	-17.33	-15.33	2.19	2.61	11	-72	-72	4.2	4.7	4.8	5
		Pull	32	31.5		13.33	13.6	2.40	2.32		72	72	5.4	5.3		5
11	<u>C2-C-S (Push)</u>	Push	-37.10	-37	1	-16.00	-14.67	2.32	2.52	6	-54	-54	3.4	3.7	3.7	3.9
		Pull	31.30	30.5		13.33	13.33	2.35	2.29		54	54	4.1	4.1		4
19	<u>C1-M-S-2</u>	Push	-38	-45	12	-17.33	-20.67	2.19	2.18	9	-72	-72	4.2	3.5	4.8	3.8
		Pull	32	34		13.33	17.33	2.40	1.96		72	72	5.4	4.2		20
20	<u>C1-M-S-3</u>	Push	-38	-46	15	-17.33	-20.67	2.19	2.23	9	-72	-72	4.2	3.5	4.8	3.8
		Pull	32	35		13.33	17.33	2.40	2.02		72	72	5.4	4.2		20
21	<u>C2-M-S-2</u>	Push	-37.10	-39	8	-18.00	-13.33	2.06	2.93	22	-54	-54	3.0	4.1	3.5	3.8
		Pull	31.30	34.5		13.33	14.93	2.35	2.31		54	54	4.1	3.6		9
22	<u>C2-M-S-3</u>	Push	-37.10	-42	13	-16.00	-13.33	2.32	3.15	19	-54	-54	3.4	4.1	3.7	3.8
		Pull	31.30	35.5		13.33	14.93	2.35	2.38		54	54	4.1	3.6		3

۳-۱-۱-۲ اثر حضور تیرهای عرضی در مدلسازی

در نظر گرفتن حضور تیرهای عرضی در مدلسازی مطابق پاسخ تحلیل اجزای محدود برای اتصال غیرلرزه‌ای C2 در شکل ۲۴-۳ نشان می‌دهد که مقدار بار قابل تحمل در اتصالات گوشه که اتصال تنها در دو وجه خود توسط تیر و آرماتورهای آن پوشانده شده است، ۴٪ بیشتر از حالت بدون حضور تیر عرضی می‌باشد. در صورت حضور دو طرفه تیر عرضی موجب افزایش ۸٪ مقدار بار نظیر تسلیم شدگی نسبت به اتصال بدون تیر عرضی می‌شود (جدول ۳-۷).

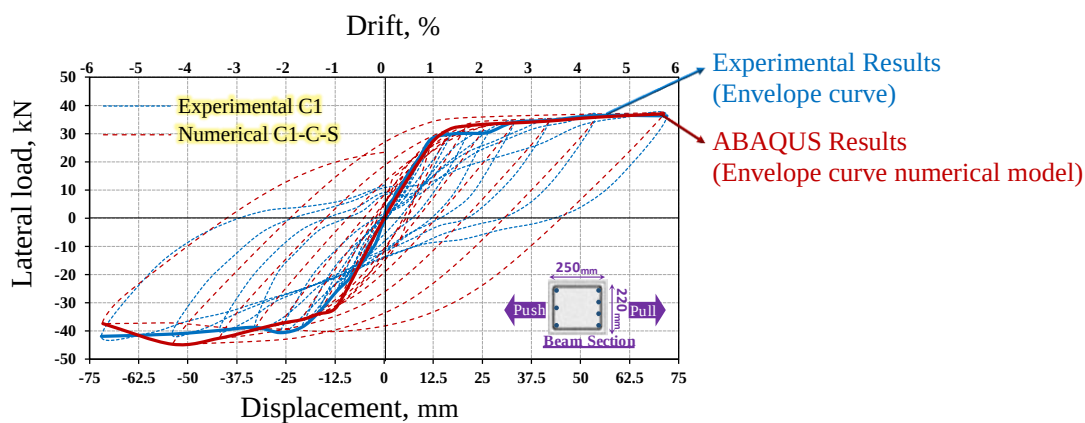
حضور غیرمحافظة کارانه تیرهای عرضی بر میزان ظرفیت برشی اتصال بیان کننده محصور کنندگی این نوع تیرها بر ناحیه اتصال می‌باشد. هر چه ناحیه اتصال توسط ادوات پیرامونی محصورتر بشود، میزان پیش‌تندگی تنش‌های عمود بر سطح ترک‌های ناحیه اتصال بیشتر و در نتیجه خرابی‌های رفتار فرار تجمعی ناحیه اتصال را به تاخیر می‌افتد. بررسی تاثیر تیرهای عرضی در میزان محصورشدگی اتصال لرزه‌ای و تقویت شده و مقایسه بین آنها با اتصالات غیرلرزه‌ای در پیوست ارائه شده است.



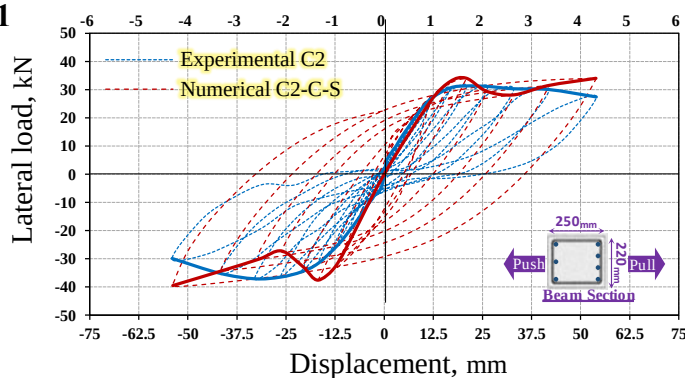
شکل ۲۴-۳: پاسخ‌های بار-جابجایی نمونه غیرلرزه‌ای C2 در حالات مختلف تیر عرضی

۳-۱-۲ نتایج بارگذاری چرخه ای

نتایج تحلیل اجزا محدود بار-جابجایی اتصالات C1 و C2 در شکل ۳-۲۵ به همراه نتایج آزمایشگاهی مشخص شده است. در بارگذاری چرخه ای از مدل های میکرو با لحاظ اثر لغزش آرماتور استفاده شد لذا می توان مشاهده کرد که به صورت کیفی مقادیر سختی و ظرفیت نیرویی مدل های اجزای محدود نسبت به نتایج آزمایشگاهی از انطباق خوبی برخوردار است. پدیده ی پینچینگ و لاغرشدگی در مدل های با اثر لغزش یافت می شود و یکی از رایج ترین مشکلات نرم افزار آباکوس در بارگذاری چرخه ای مصالح بتن آرمه می باشد.



(a) Specimen C1

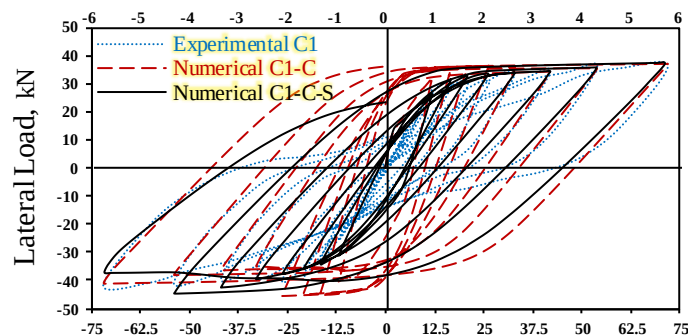


(b) Specimen C2

شکل ۳-۲۵: پاسخ های بار-جابجایی نمونه های لرزه ای C1 و غیرلرزه ای C2 تحت بار چرخه ای و نتایج آزمایشگاهی

۳-۱-۲-۱ اثر لغزش آرماتورهای طولی تیر در بارگذاری چرخه‌ای

با توجه به منحنی‌های بار-جابجایی مقایسه شده بین دو نوع مدل اجزای محدود و نتایج آزمایش در شکل ۲۶-۳ برای اتصال لرزه‌ای C1، مشهود است که در نظر گرفتن اثر لغزش در مدلسازی تحت تاثیر بارگذاری چرخه‌ای نه تنها بر مقدار انطباق بیشتر سختی موثر تاثیر مثبت می‌گذارد بلکه موجب کاهش سطح سیکل‌ها در انطباق بیشتر و نزدیکتر شدن مقدار تغییر شکل‌های ماندگار در هر سیکل از بارگذاری به نتایج آزمایشگاهی می‌شود. بررسی تاثیر لغزش آرماتورهای طولی تیر در ناحیه اتصال به روش پیشنهادی در بارگذاری چرخه‌ای برای سایر مدل‌ها در پیوست ارائه گردید.

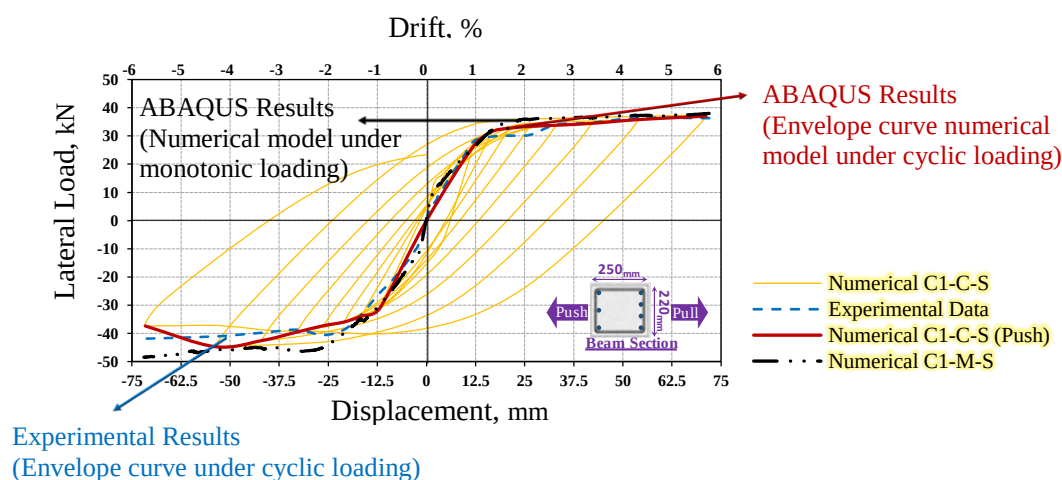


شکل ۲۶-۳: پاسخ بار-جابجایی اتصال لرزه‌ای C1، با و بدون اثر لغزش تحت بار چرخه‌ای و نتایج آزمایشگاهی

۳-۱-۲-۲ مقایسه نتایج عددی بارگذاری یکطرفه با پوش حاصل از بارگذاری چرخه‌ای

در شکل ۲۷-۳ پوش حاصل از منحنی‌های چرخه‌ای بار-تغییر مکان برای مدل عددی نمونه C1 با لحاظ اثر لغزش به همراه نتایج بارگذاری یکطرفه و نتایج آزمایشگاهی نشان داده شده است. درصد اختلاف متوسط بار نظیر تسلیم شدگی برای پوش حاصل از بارگذاری چرخه‌ای (C1-C-S) و بارگذاری یکطرفه (C1-M-S) نسبت به نتایج آزمایشگاهی به ترتیب ۳٪ و ۴٪ می‌باشد. همچنین درصد اختلاف سختی موثر برای نمونه‌های C1-M-S و C1-C-S در مقایسه با مقادیر آزمایشگاهی به ترتیب ۱۱٪ و ۱۶٪ می‌باشد (جدول ۷-۳). وجود اختلاف نتایج در نوع بارگذاری و انطباق بیشتر بارگذاری چرخه‌ای با

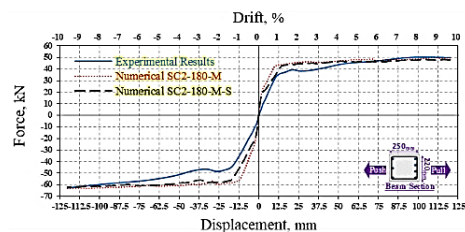
نتایج آزمایشگاهی نشان می‌دهد که ماهیت نوع بارگذاری آزمایشگاهی و نوع لرزه‌ای و غیرلرزه‌ای بودن اتصال بر میزان فرض انطباق بارگذاری یکطرفه بر پوش حاصل از بارگذاری چرخه‌ای تاثیر گذار است. همچنین در بارگذاری رفت و برگشتی بر خلاف بارگذاری یکطرفه به دلیل تغییر جهت بار زوال درون سیکلی پدید می‌آید. به همین علت ظرفیت مدل در بارگذاری چرخه‌ای نسبت به تقاضاهای مشابه در نوع بارگذاری یکطرفه انطباق بیشتری با نتایج بارگذاری چرخه‌ای آزمایشگاهی داشته است. بررسی تاثیر نوع بارگذاری نمونه‌های تقویت شده، در پیوست ارائه شده است.



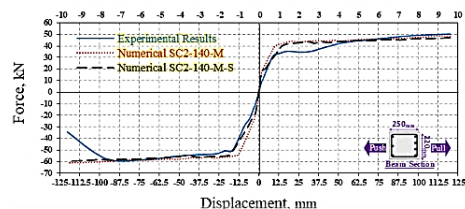
شکل ۳-۲۷: پاسخ بار-جابجایی اتصال لرزه‌ای C1، در بارگذاری یکطرفه و چرخه‌ای با اثر لغزش آرماتور

۳-۲-۳ اتصالات تقویت شده

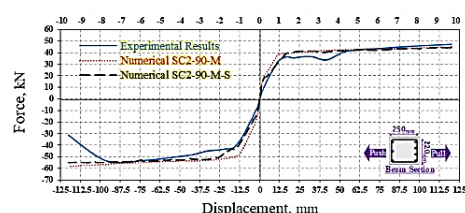
ظرفیت اتصالات غیرلرزه‌ای C2 و C3 در صورت تقویت با طرح تقویتی گفته شده بر بخش‌های ۱-۴ و ۳-۲-۴ به صورت موثری افزایش می‌یابد. با استفاده از نبشی‌های فولادی بخشی از تیر و ستون به ظرفیت اتصال افزوده می‌شود و تقاضای ناحیه اتصال را کاهش می‌دهند. نتایج بار-جابجایی اتصالات تقویت شده با نبشی‌های 180 mm، 140 mm و 90 mm شامل مدل‌های عددی با و بدون لحاظ اثر لغزش و نتایج آزمایشگاهی در شکل ۳-۲۸ مشخص شده است. نتایج مربوط به مقادیر بار نظیر تسلیم شدگی، سختی موثر، شکل‌پذیری و درصد اختلاف با نتایج آزمایشگاهی در جدول ۳-۸ آورده شده است.



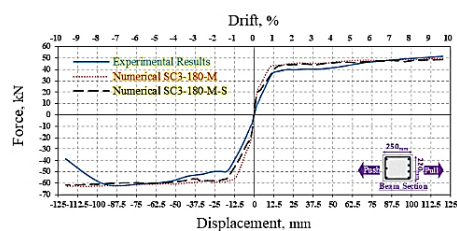
(a) Retrofitted Specimen SC2-180



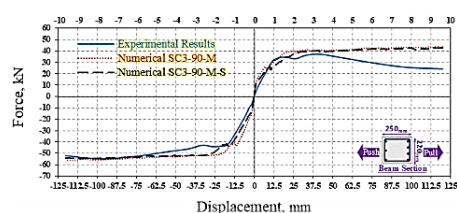
(b) Retrofitted Specimen SC2-140



(c) Retrofitted Specimen SC2-90



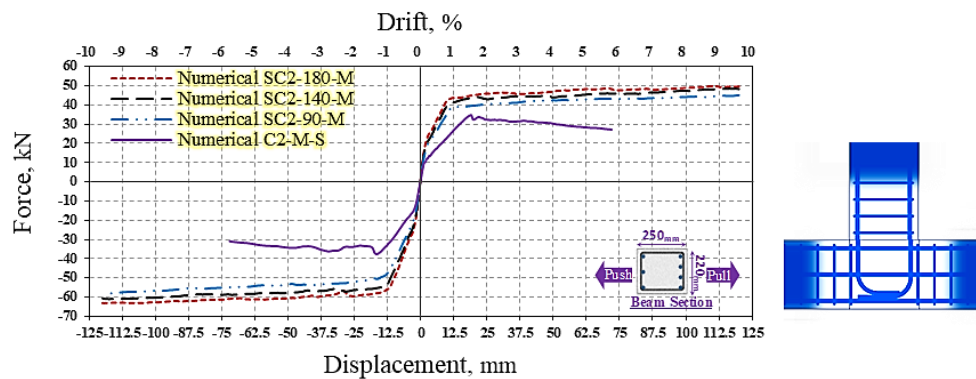
(a) Retrofitted Specimen SC3-180



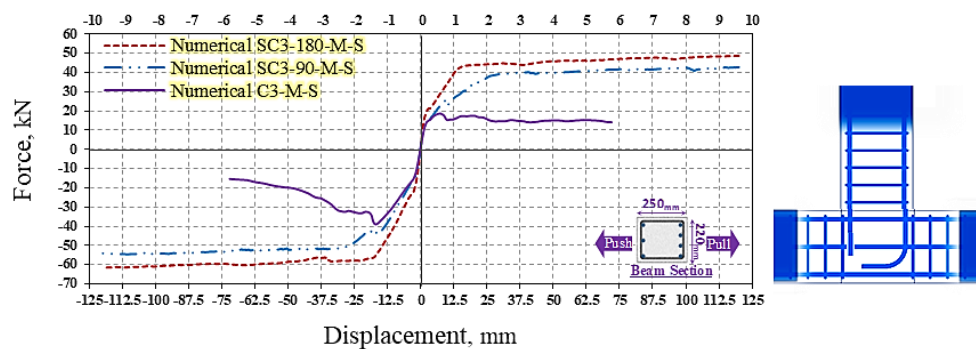
(b) Retrofitted Specimen SC3-90

شکل ۳-۲۸: پاسخ های بار-جابجایی اتصالات تقویت شده با و بدون در نظر گرفتن اثر لغزش آرماتور تحت بار یکطرفه

شکل ۳-۲۹ نشان می‌دهد که استفاده از نبشی‌های 90 mm و 140 mm و 180 mm برای تقویت نمونه‌ی غیر لرزه‌ای C2 مقدار بار نظیر تسلیم‌شدگی اتصال را به ترتیب ۴۰٪، ۳۵٪ و ۳۰٪ افزایش می‌دهد و سختی موثر به ترتیب ۵۰٪، ۴۰٪ و ۳۰٪ افزایش می‌یابد و همچنین شکل‌پذیری به ترتیب ۱۴۰٪، ۱۳۰٪ و ۱۲۰٪ زیاد می‌شود. استفاده از نبشی‌های 90 mm و 180 mm برای تقویت نمونه‌ی غیرلرزه‌ای C3 به ترتیب موجب افزایش ۶٪ و ۳۳٪ مقدار بار نظیر تسلیم‌شدگی اتصال می‌گردد و سختی موثر را به ترتیب ۸۰٪ و ۶۰٪ افزایش می‌دهد.



(a) Specimen SC2



(b) Specimen SC3

شکل ۳-۲۹: پاسخ های بار-جابجایی اتصالات غیر لرزه ای C2 و C3 به همراه نتایج تقویت آنها با نبشی های فولادی مختلف

به طور کلی در نظر گرفتن اثرات جزئی لغزش آرماتور در نمونه های تقویت شده موجب بهبود (کاهش) سستی موثر و کاهش $\frac{3}{2}$ ٪ اختلاف بار نظیر تسلیم شدگی اتصال با نتایج آزمایش و بهبود 30 ٪ شکل پذیری اتصال نسبت به مدل های بدون در نظر گرفتن اثر لغزش آرماتور در مقایسه با نتایج آزمایشگاهی می گردد.

جدول ۸-۳: بار نظیر تسلیم شدگی، سختی موثر، شکل پذیری و درصد اختلاف برای مدل‌های عددی و نتایج آزمایشگاهی اتصالات تقویت شده تحت راستای بارگذاری

No.	Specimen	Loading direction	Peak load (kN)		Average strength prediction	Displacement at the yield point (mm)		Effective stiffness (kN/mm)		Average stiffness Error/%	Displacement at 20% drop of peak load (mm)		Ductility factor		Average ductility factor	
			Test	FEA		Test	FEA	Test	FEA		Test	FEA	Test	FEA	Test	FEA
25	SC2-180-M	Push	-46.5	-58	19	-16.67	-10.67	2.79	5.44	78	-120	-120	7.2	11.2	8.1	12.1
		Pull	39	44		13.33	9.33	2.93	4.72		120	120	9.0	12.9		49
26	SC2-140-M	Push	-61	-55	15	-20	-10.67	3.05	5.15	53	-108	-120	5.4	11.2	8.3	12.1
		Pull	35	42		10.67	9.33	3.28	4.50		120	120	11.2	12.9		45
27	SC2-90-M	Push	-54.5	-51	10	-18.67	-12	2.92	4.25	46	-108	-120	5.8	10.0	7.9	11.4
		Pull	35	40		12	9.33	2.92	4.29		120	120	10.0	12.9		45
34	SC3-180-M	Push	-61	-59	11	-19.33	-11.33	3.16	5.21	59	-110.4	-120	5.7	10.6	7.9	11.7
		Pull	38	45		12	9.33	3.17	4.82		120	120	10.0	12.9		49
35	SC3-90-M	Push	-46	-49	6	-17.33	-12.67	2.65	3.87	32	-120	-120	6.9	9.5	6.3	10.4
		Pull	38	36		13.33	10.67	2.85	3.37		74.4	120	5.6	11.2		66
40	SC2-180-M-S	Push	-46.5	-57	16	-16.67	-14.67	2.79	3.89	31	-120	-120	7.2	8.2	8.1	9.1
		Pull	39	43		13.33	12	2.93	3.58		120	120	9.0	10.0		12
41	SC2-140-M-S	Push	-61	-55.5	12	-20	-16.67	3.05	3.33	9	-108	-120	5.4	7.2	8.3	8.9
		Pull	35	40.5		10.67	11.33	3.28	3.57		120	120	11.2	10.6		7
42	SC2-90-M-S	Push	-54.5	-54.2	5	-18.67	-18	2.92	3.01	10	-108	-120	5.8	6.7	7.9	8.6
		Pull	35	38.5		12	11.33	2.92	3.40		120	120	10.0	10.6		9
43	SC3-180-M-S	Push	-61	-58	9	-19.33	-15.33	3.16	3.78	20	-110.4	-120	5.7	7.8	7.9	9.2
		Pull	38	43		12	11.33	3.17	3.80		120	120	10.0	10.6		17
44	SC3-90-M-S	Push	-46	-47	3	-17.33	-12.67	2.65	3.71	20	-120	-120	6.9	9.5	6.3	9.5
		Pull	38	36.5		13.33	12.67	2.85	2.88		74.4	120	5.6	9.5		51
50	SC2-180-M-S (Push)	Push	-46.5	-43.5	7	-16.67	-15.33	2.79	2.84	4	-120	-120	7.2	7.8	8.1	8.5
		Pull	39	36		13.33	13.13	2.93	2.74		120	120	9.0	9.1		5
53	SC3-180-M-S (Push)	Push	-61	-45.5	14	-19.33	-15.33	3.16	2.97	5	-110.4	-120	5.7	7.8	7.9	8.8
		Pull	38	37		12	12.27	3.17	3.02		120	120	10.0	9.8		12

فصل ۴: مدلسازی و نتایج بدست آمده از روش دستک فشاری و کششی

مدلسازی به روش میکرو نیازمند سطح بالایی از اطلاعات پیرامون مدل واقعی می‌باشد و برای رسیدن به نتایج قابل قبول باید فرضیات صحیحی از شرایط مرزی، بارگذاری و وضعیت تماس‌ها وجود داشته باشد. با پیچیده شدن مدل و افزایش قیدها و المان‌ها، هزینه‌های محاسباتی افزایش پیدا می‌کند. برای اطمینان از نتایج باید پارامترهای متعددی را مقایسه و ضریب حساسیت آنها را مشخص کرد که در پی آن تعداد مدل‌ها افزایش پیدا می‌کند. از طرفی انجام آنالیز نیازمند سخت افزارهایی است که بتواند در زمان طولانی متوسط دو روز به صورت مداوم مورد استفاده قرار گیرد.

مدلسازی به روش ماکرو بسیاری از محدودیت‌های مدل‌های میکرو را رفع می‌کند. تحلیل‌های ماکرو با اینکه به سطح اطلاعات کمتری نیاز دارد ولی دقت انجام تحلیل در همان سطح تحلیل مدل‌های میکرو باقی می‌ماند و همچنین مدلسازی ماکرو موجب کاهش زمان و هزینه‌های محاسباتی می‌شود. برای مدلسازی نواحی پر تنش و بحرانی مانند اتصالات تیر-ستون روش دستک فشاری و کششی^{۳۲} پیشنهاد شده توسط آیین نامه [30] (CHAPTER 23) ACI 318-14 مورد استفاده قرار می‌گیرد. روش STM یک روش حد پایین^{۳۳} برای تحلیل و طراحی مناطق آشفته تنشی^{۳۴} می‌باشد. در این بخش برای نمونه های معرفی شده در فصل قبل مدل‌های دستک فشاری و کششی پیشنهاد می‌شود و نتایج تحلیل غیرخطی مورد بررسی قرار می‌گیرد.

^{۳۲} Strut-and-Tie Model (STM)

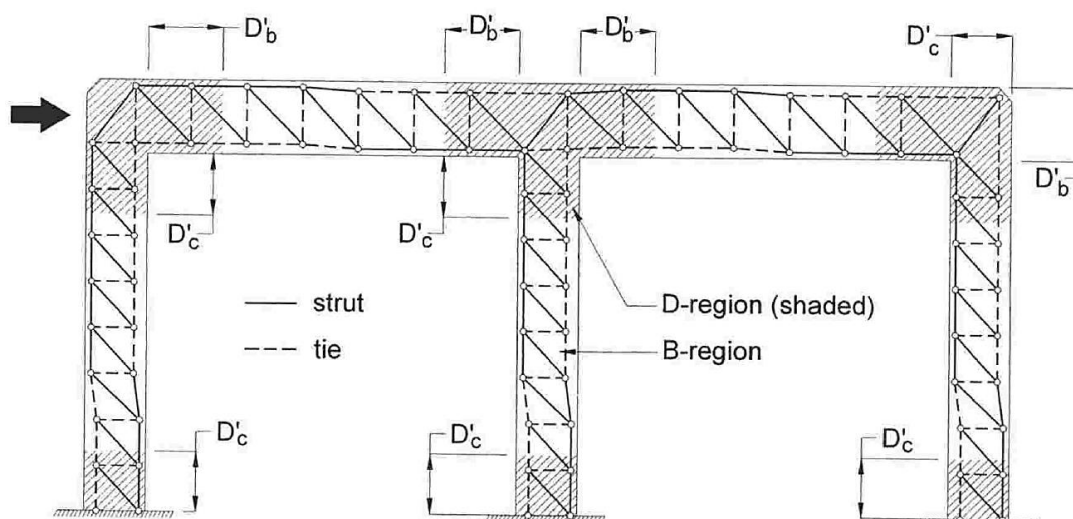
^{۳۳} Lower Bound

^{۳۴} Disturbed (or D-) Regions

۴-۲ معرفی روش دستک فشاری و کششی

خمش و برش دو عامل اصلی در تحلیل سازه های بتنی می باشد. در دهه ۶۰ میلادی بعد از جایگزین شدن نظریه خمشی قانون هوک (و فرض توزیع خطی تنش) با نظریه برنولی، معادلات و تحلیل های خمشی بر اساس فرض توزیع کرنش خطی استوار گردید. بر خلاف تحلیل خمش، برای برش از روش های ضعیف نیمه تجربی استفاده شد. تا اینکه توسط محققین با استفاده از تلفیق بینش مهندسی در مدل خرابایی واقع بینانه و نتایج تحلیل، سهم آرماتورها در مقاومت برشی تعیین شد.

پس از آن محققین تلاش های فراوانی در زمینه توسعه ی مکانیزم های خراباگونه از قبیل مدل خرابای پلاستیسیته، مدل خرابای سازگاری مور و مدل دستک فشاری و کششی، انجام گردید. از میان این سه مدل خراباگونه، تنها مدل دستک فشاری و کششی می تواند برای مناطقی که کرنش در آن غیرخطی می باشد، مورد استفاده قرار بگیرد. مطابق شکل ۴-۱ نواحی کرنش غیرخطی به نواحی اطلاق می شود که بار یا ناپیوستگی های هندسی باعث توزیع نامنظم تنش و کرنش درون سطح مقطع می شود و از آن به عنوان مناطق آشفته تنشی یاد می شود. همچنین مناطقی که فرض می شود توزیع تنش های داخلی و کرنش ها به صورت منظم می باشد و بر اساس روش های مکانیک جامدات می توان مورد تحلیل قرار گیرد، مناطق برنولی یا B-region نامیده می شود.



شکل ۱-۴: مناطق B و D در مدل دستک فشاری و کششی قاب دو دهانه بتن آرمه [۵۳]

تجزیه و تحلیل‌های نرم‌افزاری مانند روش اجزای محدود برای D-region استفاده می‌شود. اما به دلیل پیچیدگی تنش در D-region مانند ناحیه اتصالات تیر-ستون بتن آرمه و اثرات ترک خوردگی بتن عموماً درک رفتار مطلوبی از تحلیل‌های اجزای محدود در اختیار قرار نمی‌گیرد [۷۳-۷۶].

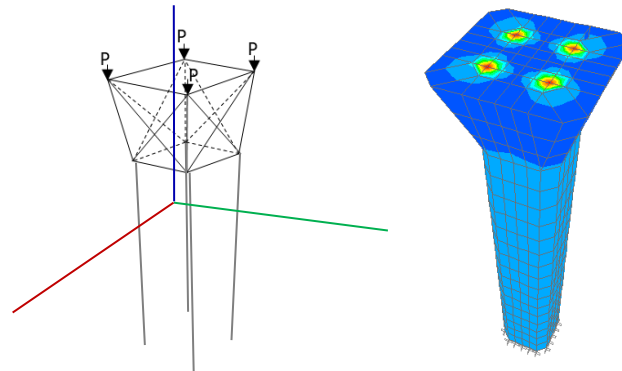
در سه دهه گذشته مدل دستک فشاری و کششی مورد توجه ویژه‌ای قرار گرفته است و از آن به عنوان منطقی‌ترین روش سازه برای تحلیل D-region استفاده می‌شود. همچنین از این تکنیک برای تحلیل رفتار برشی B-region در نظر گرفته می‌شود (تحقیقات هوانگ [۷۷]، پارک [۷۸]، کاسم [۵۰]، پالتا [۷۹] و حسن [۵۷] در زمینه تحلیل و طراحی اتصالات تیر-ستون بتن آرمه به روش STM و مطالعات هوانگ [۸۰، ۸۱]، ژانگ [۸۲] و چتچوتیسک [۸۳، ۸۴] در زمینه ی تحلیل و طراحی اعضای دارای مناطق پرتنش به روش STM).

بسیاری از محققین [۸۵، ۸۶] نتایج تحلیل‌های اجزای محدود و مسیر نیرویی بدست آمده از آن را پیشینه‌ی رسیدن به مدل خرابی ایده‌آل به روش دستک فشاری و کششی قرار داده‌اند. برای نمونه دمیکا^{۳۵} و انور^{۳۶} [۸۵] با کمک تکنیک تجسم و نتایج حاصل از تحلیل المان‌های توپر اجزای محدود،

^{۳۵} Dammika

^{۳۶} Anwar

مدل‌های سه بعدی دستک فشاری و کششی برای کلاهک‌های شمع در پلها مطابق شکل ۲-۴ استخراج کردند.



شکل ۲-۴ کنترل تنش فشاری بالای شمع در بارگذاری متمرکز و استخراج طرح دستک فشاری و کششی [۸۵]

با توجه به آیین نامه بتن آمریکا [۳۰] ACI 318-14، روش دستک فشاری و کششی (STM) برای تحلیل و طراحی مناطق پرتنش به رسمیت شناخته می شود و برای این منظور از یک خرپای ایده آل متشکل از دستک‌های فشاری^{۳۷}، دستک‌های کششی^{۳۸} و گره‌ها استفاده می‌شود. همچنین برای تحلیل و طراحی از گام‌های محاسباتی زیر باید استفاده شود:

- (۱) محاسبه‌ی بارهای ضریبدار روی عضو
- (۲) تعیین عکس‌العمل‌های مدل بر اساس استاتیک
- (۳) محاسبه تنش در محل اثر بارهای خارجی
- (۴) تعیین مسیر نیرویی مناسب
- (۵) تعیین مدل خرپای منطبق بر مسیر نیرویی
- (۶) تحلیل خرپا
- (۷) تخمین ابعاد اعضای خرپا

^{۳۷} Struts

^{۳۸} Ties

۸) بررسی ظرفیت نیروی اعضای فشاری بر اساس روابط (۱-۴) و (۲-۴) و اعضای کششی بر اساس روابط (۳-۴) و (۴-۴)، ($\phi = 0.75$).

$$\phi F_{ns} \geq F_{us} \quad (1-4)$$

$$F_{ns} = A_{cs} f_{ce} \quad \& \quad f_{ce} = 0.85 \beta_s f'_c \quad (2-4)$$

$$\phi F_{nt} \geq F_{ut} \quad (3-4)$$

$$F_{nt} = A_{ts} f_y \quad (4-4)$$

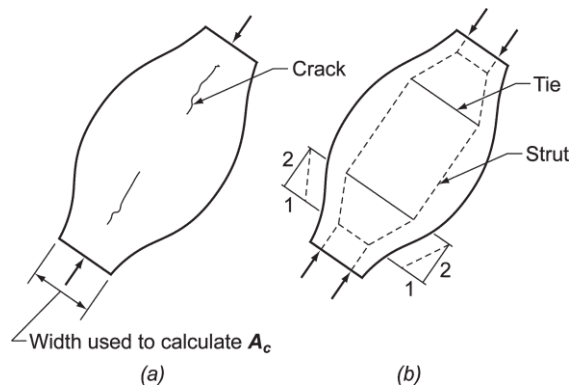
که در اینجا؛ F_{ns} مقاومت فشاری هر دستک فشاری، A_{cs} سطح مقطع دستک فشاری، f_{ce} مقاومت فشاری موثر بتن، β_s ضریب مقاومت موثر بتن که بر اساس شکل و موقعیت دستک تعیین می‌گردد، F_{nt} ظرفیت کششی اسمی دستک کششی، A_{ts} سطح مقطع عضو کششی بنابراین با استفاده از مدل STM ظرفیت نیروی D-region سازه تعیین می‌گردد و طراح می‌تواند جریان نیروهای داخلی را پیش‌بینی کند و اعضای حامل بار بحرانی را شناسایی و طراحی سازه را انجام دهد.

۳-۴ دستک فشاری و کششی غیرخطی

از آنجا که پشتوانه مدل‌های STM، وجود دانش مهندسی مبتنی بر جزئیات لرزه‌ای، جزئیات آرماتورگذاری، مسیر نیرویی و مکانیزم‌های خرابی برای نواحی پرتنش می‌باشد، این روش می‌تواند برای حوزه‌ی غیرخطی توسعه بیابد. این پیشرفت زمانی اتفاق می‌افتد که شرایط مختلف مکانیزم‌های خرابی در مدل خرابایی در نظر گرفته شده باشد. با استفاده از دو روش زیر می‌توان توزیع مسیر نیرویی مرتبط با پاسخ غیرالاستیک سازه در نظر گرفت:

- استفاده از مصالح غیرخطی؛ برای مثال هوانگ و لی [۷۷] یک مدل دستک فشاری و کششی براساس آیین نامه ACI 318 [30] پیشنهاد دادند که در مصالح آن از رفتار غیرخطی بتن استفاده شد.

- پتاسیل غیرخطی در طرح مدل و استفاده از اعضای قادر به پیش‌بینی مکانیزم‌های خرابی؛ مثلاً استفاده از اعضای کششی در دستک فشاری بطری شکل برای بررسی اثر ترک (شکل ۴-۳).



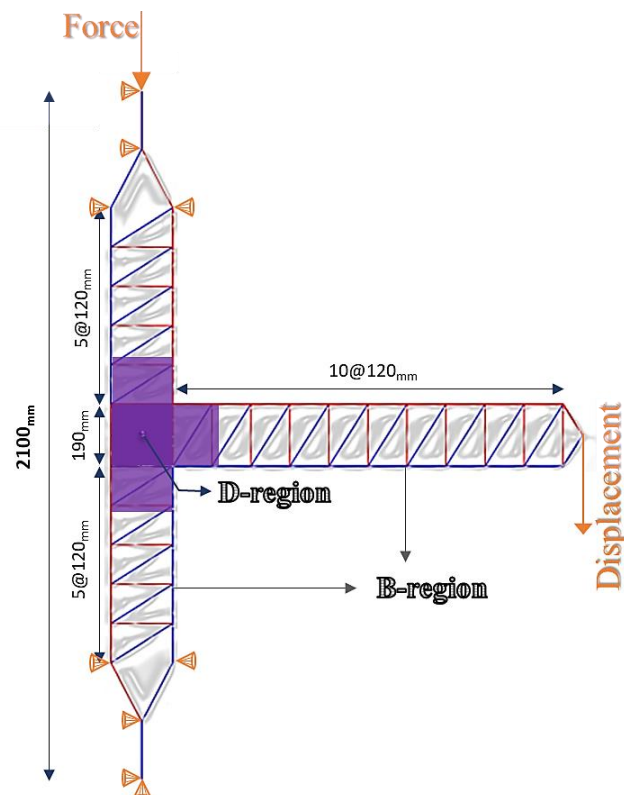
شکل ۴-۳ دستک فشاری بطری شکل (a) ترک خوردگی دستک بطری شکل و (b) مدل دستک فشاری و کششی آن (ACI 318-14 [30])

۴-۴ مدلسازی غیرالاستیک اتصالات

در مدلسازی به روش دستک فشاری و کششی اعضای مدل به وسیله‌ی گره‌های واقع در انتهای خود به یکدیگر متصل می‌شوند و تعادل نیروی را برقرار می‌کنند. بخش‌هایی از مدل اصلی که تحت کشش هستند و تنش‌های کششی را منتقل می‌کنند، در مدل دستک فشاری و کششی توسط دستک‌های کششی در موقعیت آرماتورهای تحت کشش در نظر گرفته می‌شوند و نیروهای فشاری، عمده تنش‌ها از طریق دستک‌های فشاری بتنی منتقل می‌شوند. مطابق با مدل‌های تحقیقات پیشین [۵۳] در محل‌هایی که مدل هر دو نیروهای فشاری و کششی را تجربه می‌کند از دستک فشاری و کششی به صورت همزمان استفاده شد و زمانی که دستک‌ها تحت فشار هستند، دستک با خصوصیات بتنی و دستک با خصوصیات فولادی هر دو در انتقال تنش‌های فشاری مشارکت دارند و هنگامی که دستک‌ها تحت کشش قرار می‌گیرند دستک با خصوصیات بتنی به علت در نظر گرفتن رفتار غیرخطی در مصالح آن، ترک می‌خورد و تنش‌های کششی توسط دستک‌های از جنس فولاد منتقل می‌شود.

برای اتصالات تیر-ستون موجود و تقویت شده به روش نبشی‌های فولادی، مدلسازی به روش دستک فشاری و کششی در نظر گرفته شد. مشابه انواع مدل‌های در نظر گرفته شده در فصل ۳، در اینجا نیز سه نوع از اتصالات موجود شامل اتصالات دارای جزئیات لرزه‌ای (C1)، اتصالات بدون جزئیات لرزه‌ای با ضعف فقدان خاموت در ناحیه اتصال (C2) و اتصالات بدون جزئیات لرزه‌ای با ضعف فقدان خاموت و عدم گیرداری کافی آرماتور مثبت تیر در ناحیه اتصال (C3) می‌باشد و برای اتصالات C2 و C3 مدل‌های تقویت شده با نبشی‌های ۱۸۰ mm، ۱۴۰ mm و ۹۰ mm در نظر گرفته شد.

برای تحلیل‌های غیرخطی مدل‌های ماکرو از نرم‌افزار اجزا محدود ABAQUS استفاده شد. تحلیل به بارگذاری یکطرفه محدود شد و به گونه‌ای که بار اعمال شده به مدلها یکبار در جهتی می‌باشد که دستک‌های بالای تیر در کشش قرار می‌گیرند و نتایج ثبت می‌گردد و بار دیگر مدل در وضعیت اولیه با جابجا کردن دستک‌های بالا و پایین تیر توسط همان نیروها در جهت قبلی اعمال می‌شود و نتایج ثبت می‌شود. برای مدل‌های استاندارد و تقویت‌شده تا دریفت ۶٪ و برای مدل‌های دارای ضعف لرزه‌ای تا دریفت ۴/۵٪ بارگذاری انجام شد. مطابق شکل ۴-۴ بار از نوع جابجایی کنترل به تیر در راستای عمود بر محور طولی آن در نظر گرفته شد و بار محوری $0.16 A_g f'_c$ به بالای ستون اعمال شد و شرایط مرزی تنها برای دو انتهای ستون‌ها مطابق شکل ۴-۴ در نظر گرفته شد.



شکل ۴-۴: بارگذاری، شرایط مرزی و ابعاد کلی مدل دستک فشاری و کششی اتصال تیر-ستون

دستکهای فشاری و کششی به صورت Wire با المانهای دو گره ای B21 در نظر گرفته شد و اتصال بین اعضا با اتصال دهنده مفصلی^{۳۹} مطابق شکل ۵-۴ مدلسازی شد. مزیت استفاده از المانهای Beam توانایی در اختصاص پروفیلهای متنوع در نرم افزار می باشد. برای تحلیل غیرخطی مدل از روش Static-General استفاده شد و برای هر عضو، یک المان در نظر گرفته شد.



شکل ۵-۴: اتصال دهنده مفصلی در نرم افزار ABAQUS

^{۳۹} Join Connector Section

۴-۴-۱ خصوصیات مصالح

برای تمامی مصالح استفاده شده در مدل دستک فشاری و کششی رفتار غیرخطی در نظر گرفته شد.

۴-۴-۱-۱ فولاد

خصوصیات مکانیکی مصالح فولادی مطابق با نمونه‌های آزمایشگاهی و مدل‌های اجزا محدود در بخش

۳-۲-۳ معرفی شد.

۴-۴-۱-۲ بتن

خصوصیات مکانیکی مصالح بتن برای رفتار فشاری و کششی مطابق با نمونه‌ای آزمایشگاهی و مدل‌های

اجزا محدود در بخش ۳-۲-۳ استفاده شد. از بتن محصور شده در مدل‌های ماکرو استفاده نشد و بتن

استفاده‌شده در ناحیه پرتنش D-Regions اتصال تیر-ستون و بتن استفاده شده در نواحی B-Regions

تیر و ستون‌ها با مشخصات مکانیکی یکسان در نظر گرفته شد.

۴-۴-۲ خصوصیات المان‌ها

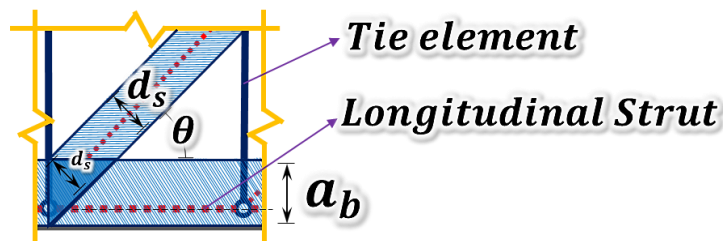
دستک‌های فشاری و کششی به سه نوع المان تقسیم‌بندی شدند. المان‌های نوع ۱ به نواحی B-Regions

تعلق دارند و شامل دستک‌های کششی عرضی و دستک‌های فشاری مورب می‌باشند که نشان‌دهنده‌ی

رفتار مواد فولادی در خاموت‌ها و مواد بتنی در نواحی مورب فشاری تیر و ستون می‌باشد. عرض

دستک‌های بتنی مطابق شکل ۴-۶ با استفاده از میانگین عرض دو Strut ابتدا و انتهای آن و فاصله بین

دو Tie عرضی محاسبه می‌شود.

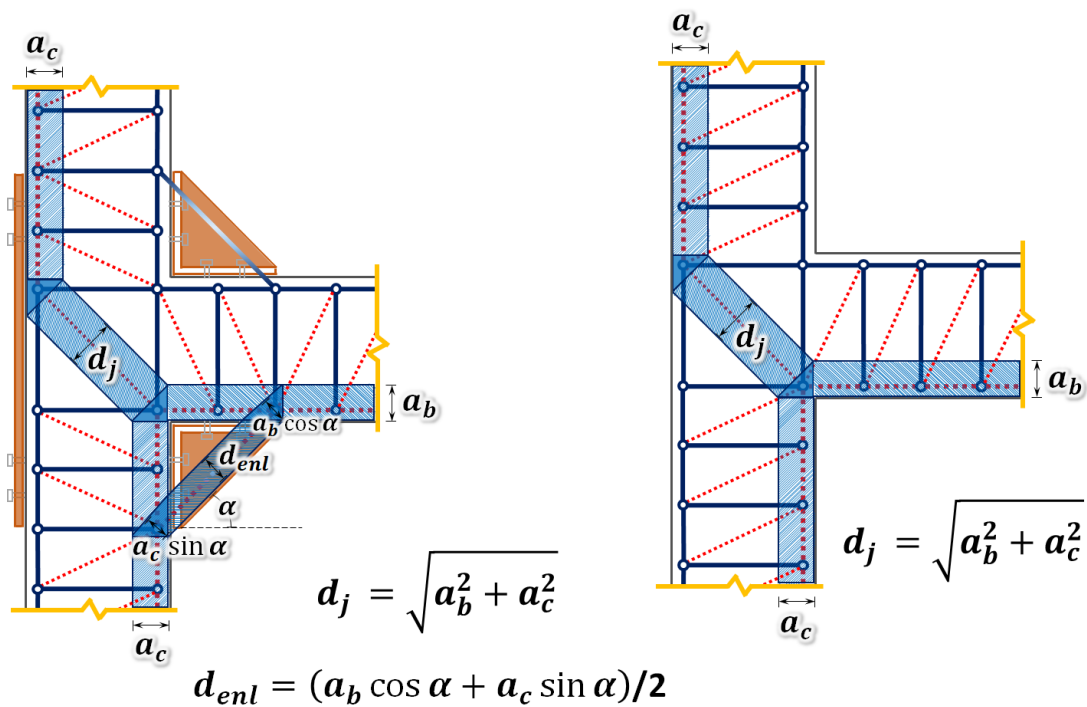


$$d_s = a_b \cos \theta$$

شکل ۴-۶ عرض دستک‌های فشاری در نواحی تیر و ستون

المان‌های نوع ۲ پاسخ‌های خمشی سازه در B-Regions را مشخص می‌کنند. این المان‌ها از دستک‌های فشاری بتن و فولاد و دستک‌های کششی بتن و فولاد تشکیل می‌شود. تنش‌های فشاری و کششی در راستای طولی تیر و ستون را حمل می‌کنند. مصالح فولادی از منشا آرماتورهای طولی تیر و ستون با سطح مقطع معادل بدست می‌آید. سطح مقطع دستک‌های بتنی بر اساس سطح بلوک تنش ویتنی در بتن فشاری تعیین می‌شوند و پیرامون دستک‌های کششی طولی قرار می‌گیرند.

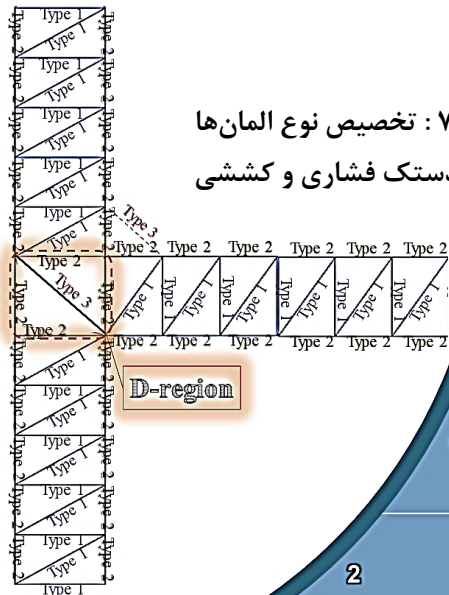
توده بتنی تحت فشار و آرماتور فولادی تحت کشش در D-Regions و همچنین دستک‌های تقویتی در مدل‌های تقویت شده از نوع ۳ می‌باشند. دستک‌های فولادی بر اساس سطح مقطع فولاد اندازه‌گیری می‌شوند و دستک‌های بتنی بر اساس تناظر هندسی بین دو Strut قبل و بعد از آن مطابق شکل ۴-۸ مشخص می‌شوند. المان‌های نوع ۳ برای هر مدل با توجه به جزئیات آن از الگوی مختصی برخوردار است و با ظرفیت کششی و فشاری خود رفتار نهایی اتصال را تشکیل می‌دهد. جزئیات بیشتر المان‌ها در جدول ۴-۱ و شکل ۴-۷ مشخص شده است.



الف) اتصال موجود

ب) اتصال تقویت شده

شکل ۴-۸ عرض دستک‌های فشاری در ناحیه اتصال و ناحیه گسترش یافته



جدول ۴-۱: مشخصات دسته‌بندی نوع المان

دستک‌های فشاری و کششی

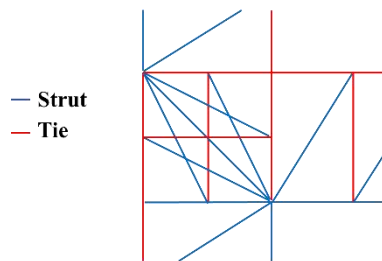
Element type	Model element	Area	Elastic stiffness (MPa)	Stress-strain characteristic
1	Diagonal concrete strut	Ac is evaluated by multiplying the strut width, measured as the average distance between adjacent concrete struts, by the effective strut depth, measured as total width of the structural component.	22540 (According to laboratory test)	Based on the Thorenfeldt equations (Thorenfeldt, 1987)
	Transverse rebar tie	$A_v = V_n / f_{vy}$	200000 (According to laboratory test)	Based on bilinear behavior and type of isotropic hardening
2	concrete strut-tie	Ac is evaluated as the area between the neutral axis position and the extreme compression edge of the section measured at the first yield limit state.	22540 (According to laboratory test)	Based on the Thorenfeldt equations (Thorenfeldt, 1987)
	Rebar strut-tie	The size of the reinforcement in the area	200000 (According to laboratory test)	Based on bilinear behavior and type of isotropic hardening
3	Concrete struts in D-region	Ac is evaluated by multiplying the strut width, measured as the average distance between adjacent concrete struts, by the effective strut depth, measured as total width of the structural component.	22540 (According to laboratory test)	Based on the Thorenfeldt equations (Thorenfeldt, 1987)
	Steel tie in D-region	The size of the steel in the area	200000 (According to laboratory test)	Based on bilinear behavior and type of isotropic hardening

۴-۴-۳ تعیین موقعیت دستک‌های فشاری و کششی در ناحیه اتصال

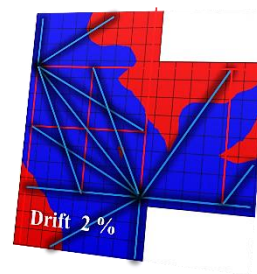
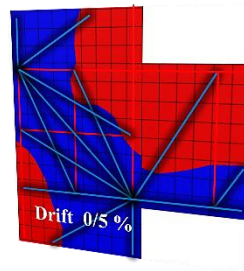
۴-۴-۳-۱ اتصالات موجود

۴-۴-۳-۱-۱ مدل اتصال با جزئیات لرزه‌ای -C1 :

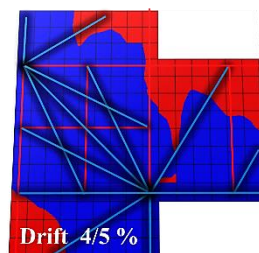
برای اتصال دارای جزئیات لرزه‌ای از قبیل خاموت در ناحیه اتصال و خم استاندارد آرماتورهای طولی تیر در ناحیه اتصال از مدل دستک فشاری و کششی مطابق با شکل ۴-۹ استفاده شد. این مدل مشابه تحقیقات کاسم [۵۰] از سه مجموعه Struts برای ناحیه اتصال استفاده شد. تحت اثر بار لرزه‌ای پتانسیل ترک‌خوردگی کششی در طول دستک فشاری قطری اتصال توسعه پیدا می‌کند. لذا برای مقاومت در برابر این نوع گسیختگی به مشارکت آرماتورهای افقی و قائم در اتصال نیاز می‌باشد. با این شرایط مسیرهای نیرویی مناسبی از طریق دستک فشاری قطری و دستک‌های با شیب زیاد و کم پیش‌بینی می‌شود. Tie افقی به وسیله‌ی خاموت‌های ناحیه اتصال (که در اینجا معادل با ۶ تا ۸ آرماتور Ø8) تفهیم می‌شود و Tie قائم به وسیله آرماتورهای میانی ستون (که در اینجا معادل با ۲ تا ۱۴ آرماتور Ø14) در میانه اتصال در نظر گرفته می‌شود. در این تحقیق برای مدل اتصالات لرزه‌ای مدل‌های مختلفی بررسی گردید. برای مثال تلاش‌هایی برای تغییر نقش و مسیر Tie قائم صورت گرفت. ولی در نهایت از مدل و مسیر نیرویی توضیح داده شده، به عنوان مناسب‌ترین الگو انتخاب گردید. با توجه به نواحی متقاضی تنش بدست آمده از نتایج اجزای محدود فصل ۳ می‌توان یافت که این الگو در حالت غیرخطی می‌تواند مسیر گسترش یافته نیروی فشاری را مطابقت دهد و برای مدل STM فهم واقع بینانه و صحیح مهندسی حاکم باشد.



Strut and Tie Model – C1

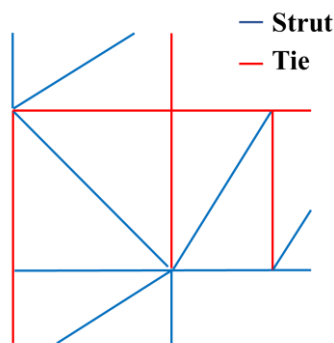


Finite element principal stress – C1



شکل ۹-۴: مدل دستک فشاری و کششی و وضعیت تنشهای بدست آمده از تحلیل اجزا محدود برای ناحیه اتصال C1

در صورتیکه از یک دستک فشاری قطری برای اتصال استفاده گردد تعادل در گره‌های دو طرف دستک کششی مربوط به تاثیر خاموت‌ها در حالت اولیه برقرار نمی‌شود و نمی‌توان تاثیر مقدار خاموت را به صورت مستقیم مورد بررسی قرار داد، اما از آنجا که در این مدل ساده عرض Strut اصلی قطری، سطح مقطعی برابر با سه تا Struts متصل به یک گره در این ناحیه دارد، در انتقال تنش‌های موثر و سختی مدل تفاوت چندانی به وجود نمی‌آید. با این وجود مدل یک دستک فشاری در اتصال نیز برای مقایسه نتایج مطابق شکل ۴-۱۰ در نظر گرفته شد.



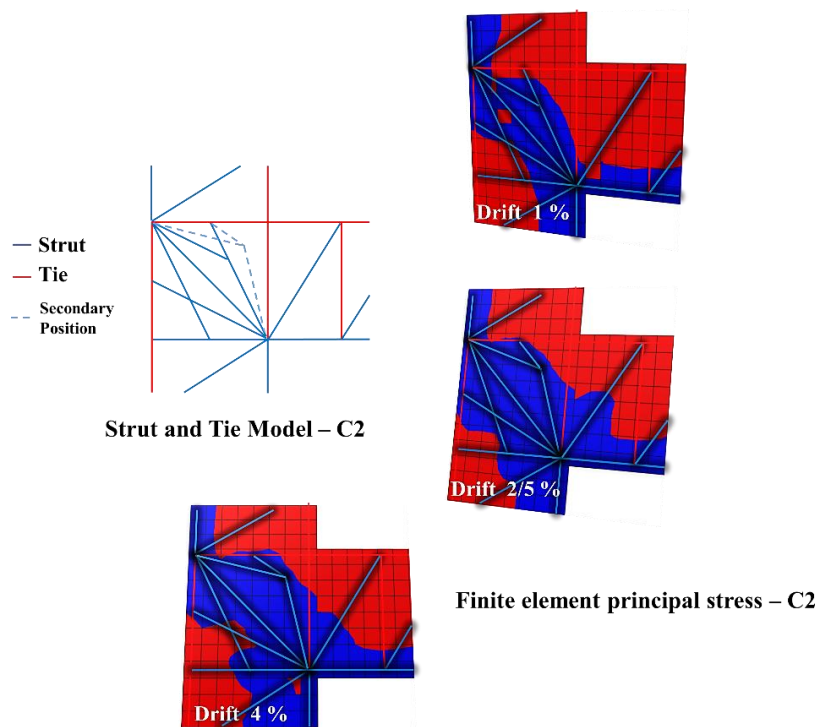
Strut and Tie Model – C1-Ordinary

شکل ۴-۱۰: مدل دستک فشاری و کششی اتصال C1 با یک دستک فشاری اصلی در ناحیه اتصال

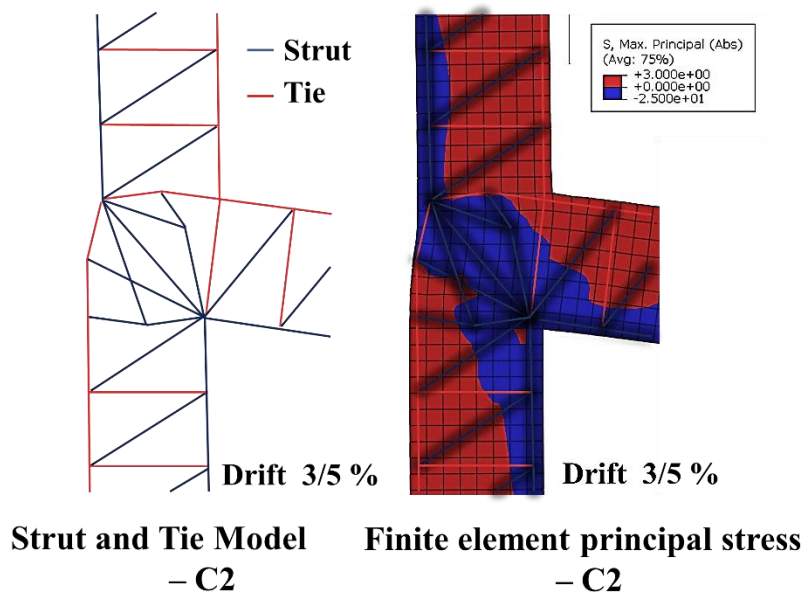
۴-۳-۱-۲ مدل اتصال با جزئیات غیر لرزه‌ای - عدم خاموت در ناحیه اتصال - C2

عدم وجود خاموت، عدم وجود Tie در ناحیه‌ی درون صفحه‌ی مشترک محصور شده با آرماتورهای طولی تیر و ستون را همراه داشته است. به عنوان صریح‌ترین انتخاب می‌توان مدل پیشنهادی C1 برای حالت غیرخطی را برای C2 در نظر گرفت و تنها مکانیزم مربوط به حضور خاموت را در آن حذف کرد. این مدل با نام مدل C2 مبتنی بر C1 در نظر گرفته شد و در بخش مقایسه نتایج توضیح داده می‌شود. در نمونه‌ی غیر لرزه‌ای C2، حذف خاموت و گسترش رفتار خارج از الاستیک اتصال، انتظار جاری شدن آرماتور طولی تیر و تشکیل مفصل پلاستیک در تیر را به چالش می‌کشد. لذا در خرابای غیرخطی ایده‌آل برای چنین نوع گسیختگی باید در نواحی کرنش غیرخطی اتصال متمرکز شد. برای پیدا کردن خراباهای ایده‌آل، نتایج تحلیل غیرخطی اجزای محدود کمک زیادی می‌کند. رفتار چرخشی و انحنای تیر و لغزیدن آرماتورهای کششی تیر در بر اتصال و درون اتصال همگی از جمله موارد شناسایی تغییرات ظاهری اتصال در ایجاد پاسخ‌های نهایی می‌باشد. در اینجا برای مدل‌های غیرخطی STM توجه زیادی به تطابق تغییر شکل‌های این مدل با مدل اجزای محدود گردید. رفتار قاب چشمه اتصال در مدل دستک فشاری و کششی برای دریافت پاسخ زوال ظرفیتی بعد از پلاستیک شدن دستک فشاری اتصال (وقوع ترک و گسترش آن) نیازمند شکست در وسط اضلاع می‌باشد. به عبارتی دیگر گسترش خرابی در اتصال

به واسطه زوال و خسارت دستک فشاری اتصال (بتن) ارتباط پیدا می کند و کاهش طول و جمع شدگی قطر نیازمند تبدیل شکل چهارگوشه‌ی اتصال به یک شکل چند ضلعی می شود. چنین رویکردی در پیدا کردن الگوی مناسب و اقناع تعادل نیرو منجر به مدل نهایی برای نمونه C2 گردید. با توجه به الگوهای انتقال تنش در شکل ۴-۱۱ می توان مشاهده کرد که تنش های فشاری در حوزه اتصال با افزایش دریافت، توسعه یافته است و بخش های بیشتری از اتصال را درگیر کرده است و به عبارتی عرض Strut قطری در ناحیه اتصال بیشتر شده است. وضعیت قرارگیری Struts در ناحیه اتصال به گونه ای بود که بتواند این توسعه ی تنش را به خوبی پیش بینی کند. از طرفی وجود پتانسیل غیرخطی در دستک قطری باعث کاهش مقاومت در ظرفیت تحمل بار اتصال می گردد. همچنین چیدمان دستک ها با توجه به شکل ۴-۱۲ نشان می دهد که با در نظر گرفتن توانایی تغییر موقعیت در اعضای ناحیه اتصال میتوان به رفتاری شکل پذیر از اتصال و مطابق با تغییر شکل های تحلیل مدل میکرو اجزا محدود، دست یافت.



شکل ۴-۱۱: مدل دستک فشاری و کششی و وضعیت تنشهای بدست آمده از تحلیل اجزا محدود برای ناحیه اتصال C2

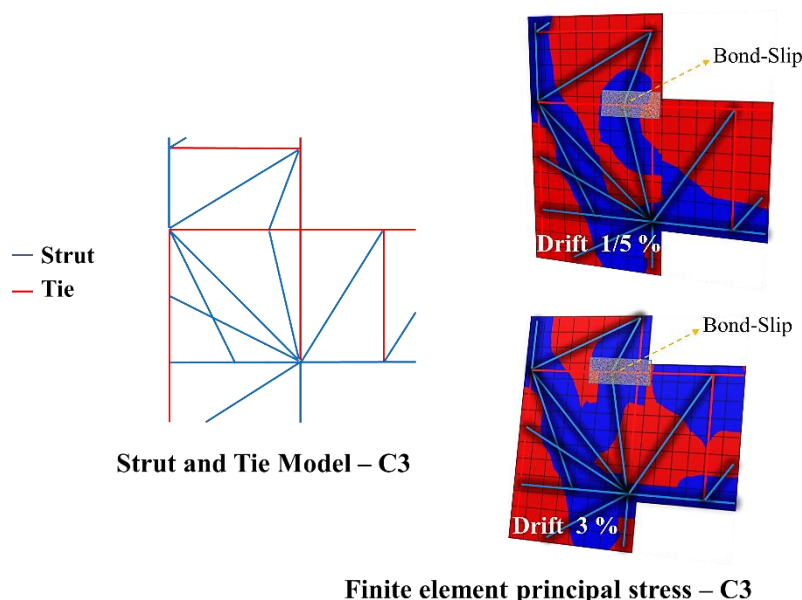


شکل ۴-۱۲: مقایسه تغییر شکل و توزیع تنش‌های فشاری در ناحیه اتصال C2 بین نتایج تحلیل اجزای محدود و STM

۴-۳-۱-۳ مدل اتصال با جزئیات غیرلرزه‌ای - عدم خاموت و قطع آرماتور مثبت تیر در ناحیه اتصال - C3

در نمونه اتصال غیرلرزه‌ای C3 سهم تغییر شکل‌های ناشی از لغزش آرماتور طولی تیر در اتصال زیاد می‌شود و به علت کافی نبودن گیرداری آرماتور تحت کشش تیر با یک لغزش کلی پیوستگی بین آرماتور و بتن از بین می‌رود. لحاظ چنین گسیختگی در خرپای غیرخطی کاری مشکل می‌باشد. برای ایجاد تاثیرات ناشی از لغزیدن آرماتور مذکور در تغییر شکل‌های زیاد و زوال سختی پس از الاستیک از یک تکنیک استفاده شد. مطابق شکل ۴-۱۳ دستک فشاری به میانه طول آرماتور قطع شده در ناحیه اتصال در نظر گرفته شد و برای تعادل نیرویی و ایجاد بازوی فشاری دو طرفه در هنگام کشیده شدن دستک کششی متصل به آن (نماینده ی آرماتور قطع شده) در طرف دیگر آن نیز دستک فشاری اضافه گردید (عملکرد گوه ای پیوند آرماتور با بتن). از آنجا که مقدار طول گیرداری کافی برای جاری شدن آرماتور مدفون در بتن با قطر آرماتور رابطه مستقیمی دارد، در این مدل به جای آرماتور با قطر اصلی و طول گیرداری ناکافی، از دستک کششی متناسب با آرماتور کاهش یافته استفاده گردید که طول گیرداری

آن به اندازه‌ی طول موجود و ناکافی آرماتور اصلی می‌باشد. با استفاده از این سطح مقطع کاهش یافته‌ی بدست آمده از نسبت طول موجود به طول گیرداری در قطر موجود، دستک‌های کششی در محل امتداد آرماتور قطع شده در ناحیه اتصال لحاظ شد و با جاری شدن و رفتار پلاستیک خود اثرات لغزش را در جابجایی مدل انعکاس می‌دهد. در این مدل زمانی که بارگذاری به گونه‌ای است که آرماتورهای طولی قطع شده‌ی تیر تحت فشار قرار می‌گیرند به علت حضور بتن فشاری در امتداد آرماتورهای قطع شده ناحیه اتصال، بتن بخش عمده‌ی تنش‌های فشاری را تحمل می‌کند و مکانیزم گسیختگی به واسطه‌ی ترک‌های قطری در ناحیه اتصال مشابه مدل C2 ایجاد می‌شود. لذا مدل دستک فشاری و کششی آن در این حالت تفاوتی با طرح C2 ندارد.

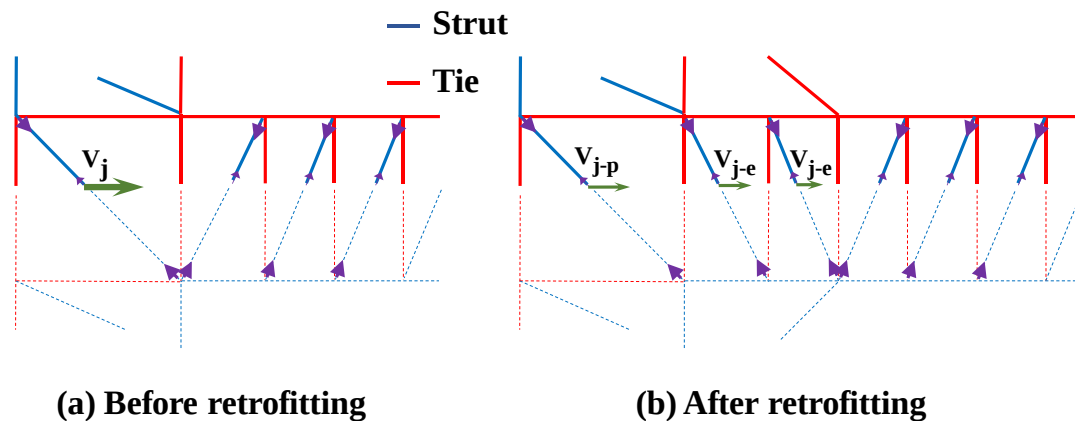


شکل ۴-۱۳: مدل دستک فشاری و کششی و وضعیت تنش‌های بدست آمده از تحلیل اجزا محدود برای ناحیه اتصال C3

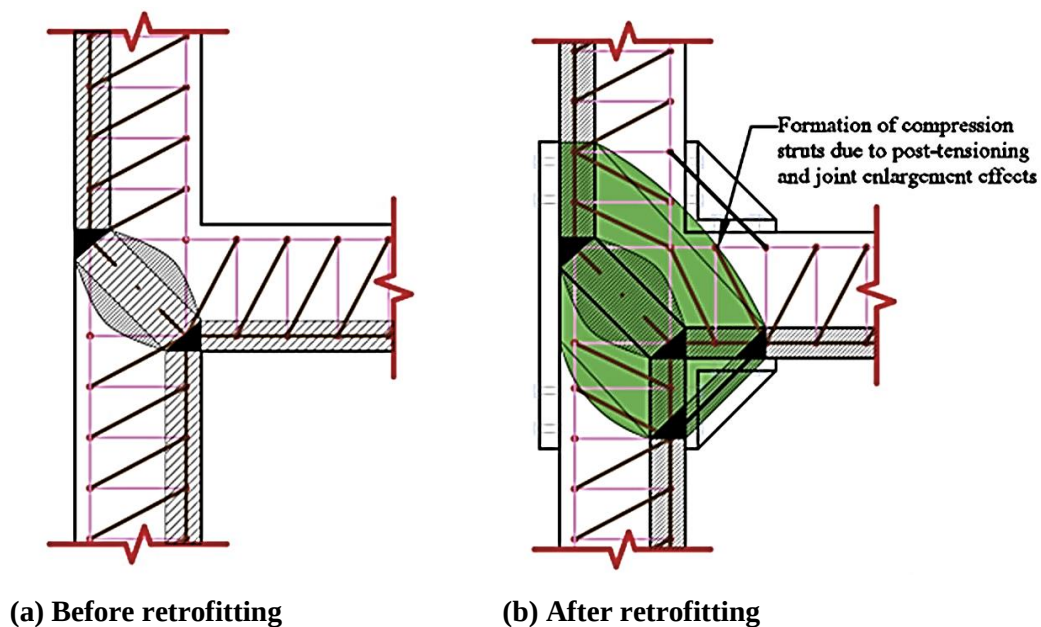
۴-۳-۲ اتصالات تقویت شده

حضور نبشی‌های فولادی در اتصالات تقویت شده، با تغییر مسیر جریان نیرو بخشی از تیر و ستون در مقاومت نیرو مشارکت می‌کنند و جهت دستک‌های مورب فشاری در این نواحی مانند ناحیه اتصال

در جهت افزایش ظرفیت برشی عمل می‌کنند (شکل ۴-۱۴). در این حالت با توجه به شکل ۴-۱۵ دستک فشاری اصلی قطری ناحیه اتصال افزایش پیدا می‌کند و تقاضای نیرویی در ناحیه اتصال کم می‌شود. همچنین تمرکز تنش در این ناحیه کمتر از حالت بدون تقویت می‌شود و مکانیزم خرابی از منشا ترک‌های قطری و یا لغزش آرماتور اتفاق نمی‌افتد.



شکل ۴-۱۴: نمایش برش مقاوم در ناحیه اتصال (a) قبل از تقویت (b) بعد از تقویت



شکل ۴-۱۵: توسعه‌ی دستک فشاری در حالت اتصال تقویت شده نسبت به قبل

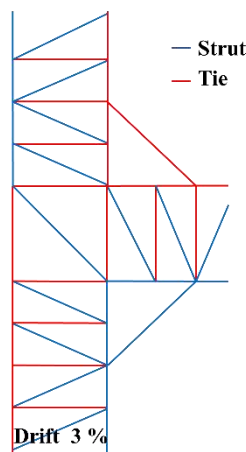
۴-۳-۲-۱ نمونه‌های تقویت شده با نبشی 180 mm (SC2-180 & SC3-180)

در اتصالات تقویت شده از آنجا که در ناحیه اتصال تقاضای نیرویی کاهش یافته است و گسیختگی به ناحیه اتصال ورود نمی‌کند، می‌توان از یک دستک فشاری قطری مطابق با جزئیات موارد قبل برای ناحیه اتصال در نظر گرفت.

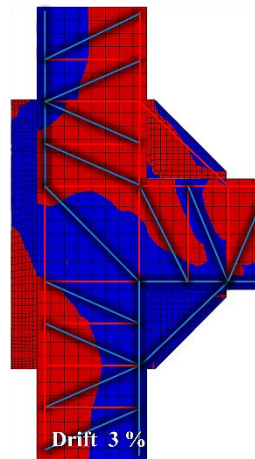
حضور نبشی‌ها باعث ایجاد پلی برای ارتباط تنشی میان بخشی از تیر و ستون محصور شده توسط همان نبشی‌ها می‌گردد. در مدل دستک فشاری و کششی با ایجاد دستک‌هایی از جنس فولاد با سطح مقطع معادل با سطح مقطع نبشی در محل حضور نبشی‌ها، در نواحی تیر و ستون درگیر شده، دستک‌های فشاری قطری مشابه ناحیه اتصال و در همان جهت تشکیل می‌شود. در این حالت شرایط مدل خرابی ایده‌آل به گونه‌ای رقم می‌خورد که ظرفیت برشی اتصال افزایش می‌یابد و اتصال دوران کمتری پیدا می‌کند. همچنین انتظار می‌رود که با پیشرفت بارگذاری آرماتورهای کششی تیر در لبه‌ی گسترش یافته اتصال با نبشی، جاری بشود و طول بازوی لنگر پلاستیک افزایش بیابد.

برای تعیین موقعیت دستک‌های تقویتی بر این اساس عمل شد که ابتدا یک Tie عرضی (مربوط به حضور خاموت) در انتهای بال نبشی‌ها در نظر گرفته می‌شود و از دو گره‌ی تلاقی Tie عرضی و اعضای طولی تیر و ستون، دستک‌های مورب تقویتی تشکیل می‌گردد.

در شکل ۴-۱۶ خرابی ایده‌آل STM برای اتصال تقویت شده با نبشی ۱۸۰ mm در کنار نتایج تحلیل اجزا محدودی آن مشخص شده است. مشاهده می‌گردد که مسیر نیرویی واقع بینانه‌ای برای اتصالات تقویت شده در نظر گرفته شده است.



Strut and Tie Model – SC2-180



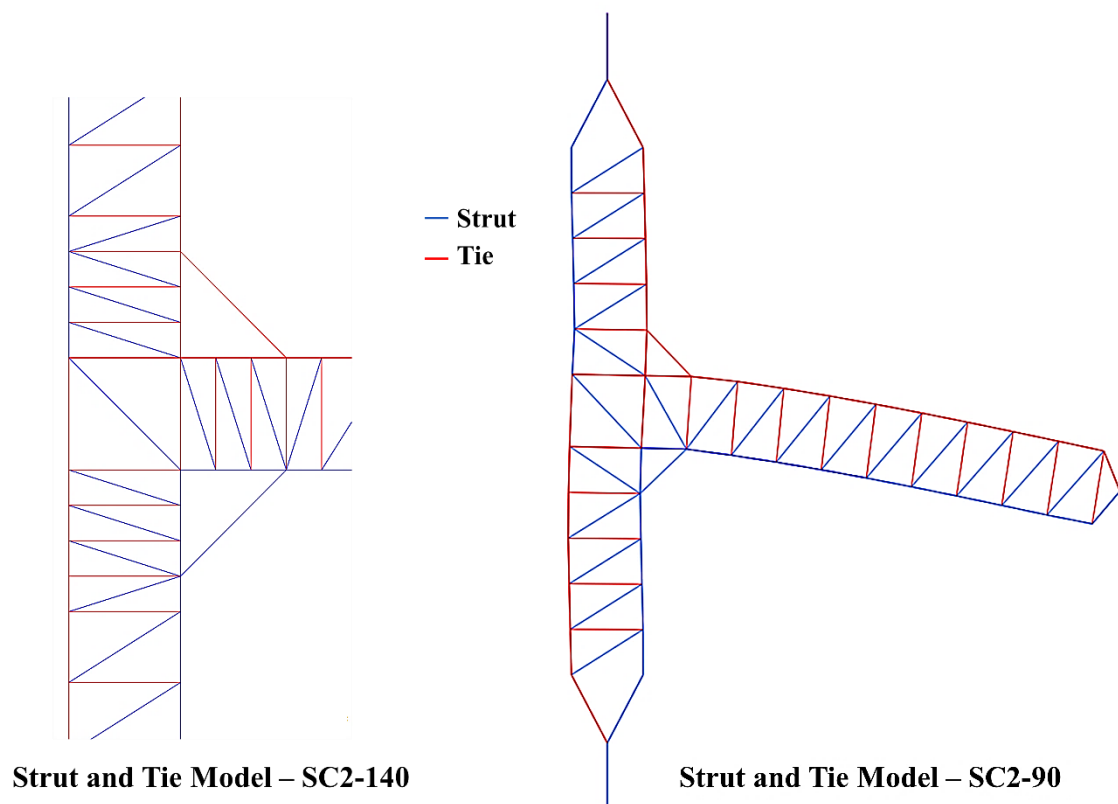
Finite element principal stress – SC2-180

شکل ۴-۱۶: مدل دستک فشاری و کششی و وضعیت تنشهای بدست آمده از تحلیل اجزا محدود برای اتصال تقویت شده با نبشی 180 mm

مدلسازی اتصالات تقویت شده با وجود کافی نبودن گیرداری آرماتور مثبت (SC3) عدم امتداد آرماتور را با کاهش سطح مقطع مدلسازی گردید. به گونه‌ای به جای آرماتور با قطر اصلی و طول گیرداری ناکافی، از دستک کششی متناسب با آرماتور کاهش یافته استفاده گردید که طول گیرداری آن به اندازه‌ی طول موجود و ناکافی آرماتور اصلی می‌باشد. (سطح مقطع کاهش یافته برابر است با نسبت طول موجود به طول گیرداری در قطر موجود).

۴-۳-۲ نمونه‌های تقویت شده با نبشی‌های مختلف

در اتصالات تقویت شده با نبشی‌های فولادی، اندازه‌های مختلف نبشی بر میزان گسترش اتصال و محصورشدگی تاثیر مستقیم می‌گذارد. با کاهش اندازه نبشی تقویتی، دستک‌های تقویتی موقعیت کوچکتري از تیر و ستون را درگیر چرخش نیرو در جهت افزایش ظرفیت تحمل نیرو می‌کند و در پی آن تقاضاهای نیرویی ناحیه اتصال را بیشتر می‌کند. در شکل ۴-۱۷ مدل‌های تقویت شده با نبشی‌های مختلف برای مثال دو نمونه SC2-140 و SC2-90 قابل مشاهده می‌باشد. وجود تفاوت در موقعیت دستک‌های مدل‌های غیرخطی STM به واسطه‌ی تغییر اندازه‌ی نبشی را می‌توان مشاهده کرد.



شکل ۴-۱۷: مدل دستک فشاری و کششی نمونه‌های تقویت شده با نبشی‌های ۹۰ mm و ۱۴۰ mm

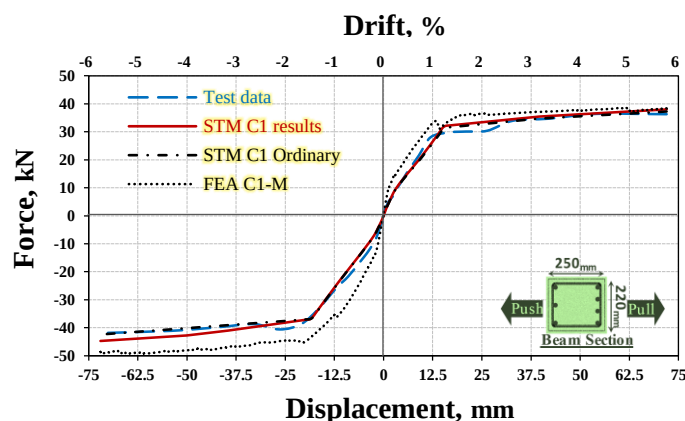
۴-۵ بررسی نتایج STM

۴-۵-۱ اتصالات موجود

۴-۵-۱-۱ اتصال لرزه‌ای C1

نتایج بار-تغییر مکان تحلیل به روش STM به همراه نتایج FEM و نتایج آزمایشگاهی برای اتصال لرزه‌ای C1 در شکل ۴-۱۸ قابل مشاهده می‌باشد. مقادیر سختی، بار نظیر تسلیم‌شدگی و شکل‌پذیری در کنار درصد اختلاف نتایج STM، FEM و نتایج آزمایشگاهی برای تمامی نمونه‌های غیرتقویتی در جدول ۴-۲ ثبت گردید. درصد اختلاف کم (۰.۸٪) سختی موثر و اختلاف ناچیز (۰.۰۱٪) بار نظیر تسلیم‌شدگی مدل غیرخطی STM نسبت به نتایج آزمایشگاهی نشان می‌دهد که مدل ایده‌آل غیرخطی STM

در پیش‌بینی ظرفیت نیرویی و شکل‌پذیری در قالب تحلیل‌های مونوتونیک به خوبی عمل می‌کند.



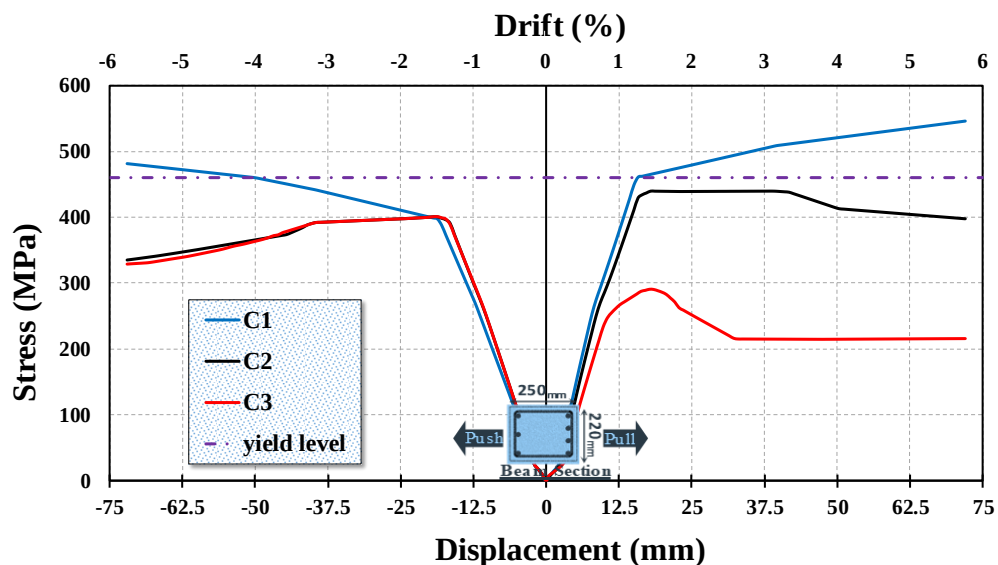
Model C1

شکل ۴-۱۸: پاسخ‌های بار-تغییر مکان نتایج روش STM غیرخطی به همراه نتایج آزمایشگاهی و FEA برای نمونه ی لرزه‌ای C1

استفاده از روش STM بر اساس مکانیزم دستک فشاری قطری (STM C1 ordinary) برای نمونه‌های لرزه‌ای و با رویکرد غیرخطی نیز می‌تواند ظرفیت‌های اتصالات لرزه‌ای را به خوبی پیش‌بینی کند. این مدل ۲٪ سختی موثر و ۱٪ در تخمین بار نظیر تسلیم‌شدگی با پاسخ مدل STM پیشنهادی اختلاف ایجاد می‌کند (جدول ۴-۲). در واقع در روش‌های مبتنی بر نیرو مدل‌های فراوانی می‌تواند بررسی گردد که وقتی در مسیر باربری و تقاضاهای نیرویی قرار می‌گیرند، پاسخ‌های مشابه‌ای و فرضاً نزدیک به واقعیت نتیجه می‌دهد. اما در رویکرد غیرخطی، هرچه مدل رفتارهای مرتبط با نوع گسیختگی را بهتر و مطابق با واقعیت پیش‌بینی کند، مدل در نظرگرفته ایده‌آل‌تر، واقع بینانه‌تر و بهینه‌تر می‌باشد. برای رسیدن به خراباهای ایده‌آل، شناخت دقیقی از مکانیزم‌های غیرخطی نیاز می‌باشد. در اتصالات لرزه‌ای نکته قابل توجه مکانیزم تشکیل مفصل پلاستیک در تیر می‌باشد و از طرفی انتظار توسعه‌ی ترک در ناحیه اتصال وجود ندارد. در مدل STM غیرخطی بررسی جاری شدن آرماتورهای کششی تیر در نزدیکی اتصال و تخمین ظرفیت برشی اتصال از مباحث ایده‌آل‌سنجی مختص به این نوع اتصال می‌باشد.

در شکل ۴-۱۹ تغییرات تنشی آرماتورهای کششی تیر (محل تشکیل مفصل پلاستیک) در طول بارگذاری مشخص گردید. قابل اشاره مجدد می‌باشد که جابجایی مثبت مربوط به حالتی است که

آرماتورهای تحتانی تیر (۳Ø۱۴) تحت کشش قرار می‌گیرند و جابجایی منفی زمانی که آرماتورهای فوقانی با جزئیات ۴Ø۱۴ (آرماتورهای ثقیلی) تحت کشیدگی باشند. همانطور که مشاهده می‌گردد با توجه به تنش تسلیم 460 MPa برای آرماتورهای طولی و با توجه به رعایت ملزومات لرزه‌ای برای جلوگیری از گسیختگی برشی و خرابی‌های پیش‌رونده در ناحیه بحرانی، آرماتورها در هر دو جهت بارگذاری به سطح تسلیم خود می‌رسند. در این حالت دوران مفصل پلاستیک تیر از افزایش سهم چرخش اتصال در تغییرطول کل انتهای تیر (محل بارگذاری نمونه) می‌کاهد. حضور چهار عدد آرماتور کششی (Ø۱۴) در حالت جابجایی در جهت منفی با افزایش سختی خمشی تیر، وقوع جاری‌شدگی نسبت به حالت کشش در سه عدد آرماتور (Ø۱۴)، به تاخیر می‌افتد و در دریفت‌های بالاتر به سطح تسلیم می‌رسد.



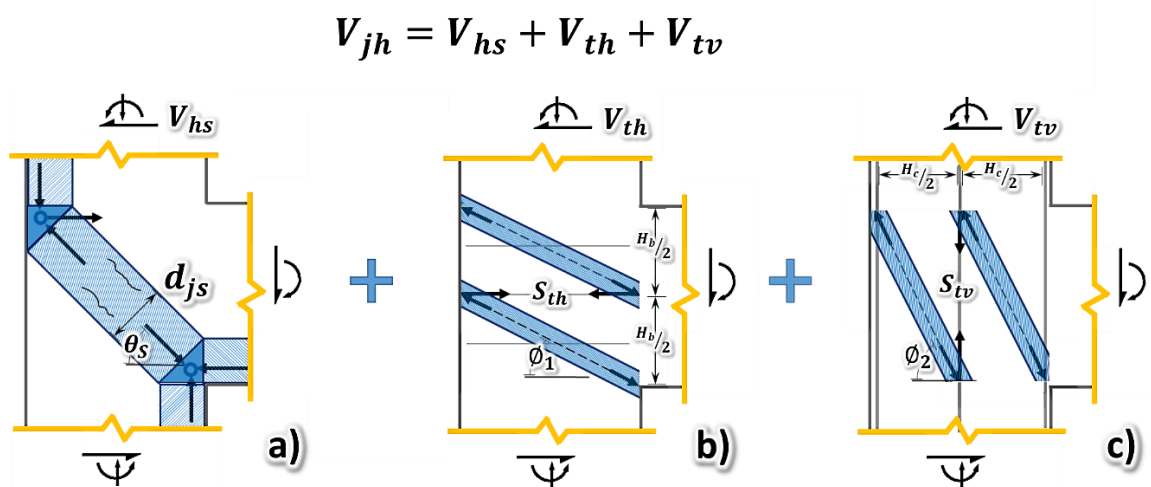
شکل ۴-۱۹: مقادیر تنش آرماتورهای کششی تیر در بر ستون در تغییر شکل کل اتصال برای نمونه‌های لرزه‌ای و غیرلرزه‌ای

جدول ۴-۲: بار نظیر تسلیم‌شدگی، سختی موثر، شکل‌پذیری و در صد اختلاف نتایج STM با نتایج آزمایشگاهی و FEA برای نمونه‌های تقویت نشده

Specimen	Loading direction	Peak load (kN)	Difference strength prediction (%)		Displacement at the yield point (mm)	Effective stiffness (kN/mm)	Average stiffness		Displacement at 20% drop of peak load (mm)	Ductility factor	Average ductility factor	
			with test	with FEA			Error/.	Error/.			Error/.	Error/.
STM-C1-(idealized truss)	Push	-38	0.0	11.6	-18.67	2.04	8		-72	3.86	8	
	Pull	32	0.0	5.9	14.67	2.18			72	4.91		
STM-C1-(ordinary)	Push	-37	2.6	14.0	-18	2.06	10		-72	4.00	8	
	Pull	31.5	1.6	7.4	15.33	2.05			72	4.70		
STM-C2-(idealized truss)	Push	-37	0.3	4.4	-16.67	2.22	7		-54	3.24	7	
	Pull	31	1.0	12.4	14.67	2.11			54	3.68		
STM-C2-(C1-based)	Push	-37	0.3	4.4	-16.67	2.22	7		-54	3.24	7	
	Pull	31	1.0	12.4	14.67	2.11			54	3.68		
STM-C3	Push	-41	0.6	6.5	-18.67	2.20	17		-54	2.89	10	
	Pull	22	4.3	15.8	12	1.83			22.8	1.90		

یکی دیگر از کاربردهای اساسی روش STM برای اتصالات بتن آرمه، تخمین ظرفیت مقاومت برشی اتصال می‌باشد. لذا از حیث اهمیت در اینجا مقدار ظرفیت برشی اتصال در طیف جابجایی به شرح زیر بدست می‌آید؛

مقاومت برشی افقی اتصال از جمع مولفه‌های افقی ظرفیت برش سه مکانیزم در نظر گرفته شده مطابق شکل ۴-۲۰ بدست می‌آید.



شکل ۴-۲۰: مکانیزم های انتقال برش در اتصالات تیر-ستون بتن آرمه شامل: (a) مکانیزم دستک قطری، (b) مکانیزم اثر خاموت (c) مکانیزم اثر آرماتور میانی ستون

و برای هر مولفه ی مقاوم برشی داریم (معادله (۴-۵)؛

$$V_{hs} = \frac{S_{strut}}{A_{strut} \times f} \cos \theta_s \quad \& \quad V_{th} = S_{th} \quad \& \quad V_{tv} = 2S_{tv} \cot \phi_2 = S_{tv} \cot \theta_s \quad (۴-۵)$$

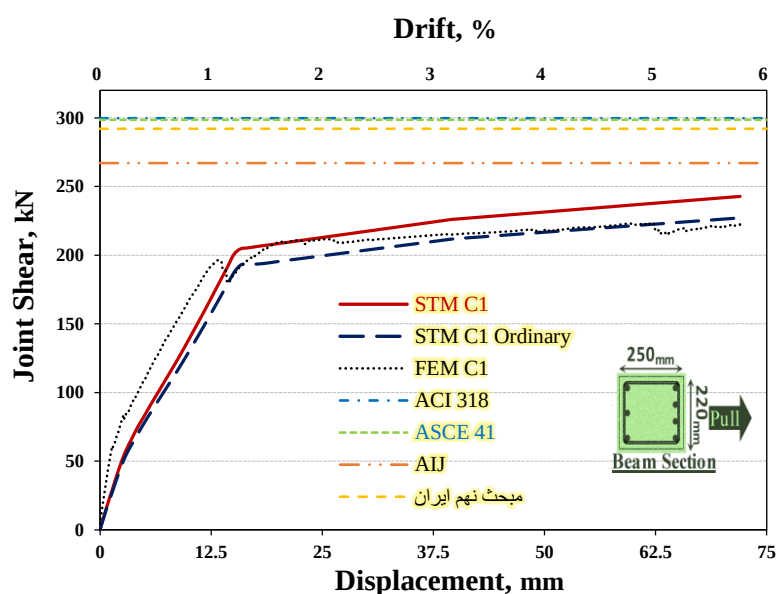
مقادیر ظرفیت برشی افقی اتصال در طول بارگذاری برای مدل‌های STM سه مکانیزم و تک دستک فشاری مطابق شکل ۴-۲۱ بدست می‌آید. مدل سه مکانیزم STM نسبت به مدل دستک قطری تنها، مقادیر بیشتری برای ظرفیت برشی اتصال پیش‌بینی می‌کند. مقدار ظرفیت برشی بدست آمده در مدل STM ایده‌آل ۵٪ بیشتر از نتایج FEA برآورد گردید و درصدهای اختلافی بر اساس روابط محافظه‌کارانه (۴-۶) تا (۴-۹) آیین‌نامه‌های مختلف در جدول ۴-۳ مشخص شده است.

$$V_{jh}^{ACI\ 318} = \gamma \sqrt{f'_c} \times A_j \quad (۶-۴)$$

$$V_{jh}^{ASCE\ 41} = 0.083 \times \lambda \times \gamma \sqrt{f'_c} \times A_j \quad (۷-۴)$$

$$V_{jh}^{AIJ} = k\phi \times 0.8(f'_c)^{0.7} \times A_j \quad (۸-۴)$$

$$V_{jh}^{\text{مبحث نهم ایران}} = 7.5 \times A_j \times 0.2 \times \phi_c \sqrt{f'_c} \quad (۹-۴)$$



Model C1

شکل ۴-۲۱: ظرفیت برشی مدل غیرخطی اتصال لرزه‌ای بدست آمده از روش STM و تحلیل FEM در مقایسه با مقدار نظیر آیین نامه‌ها

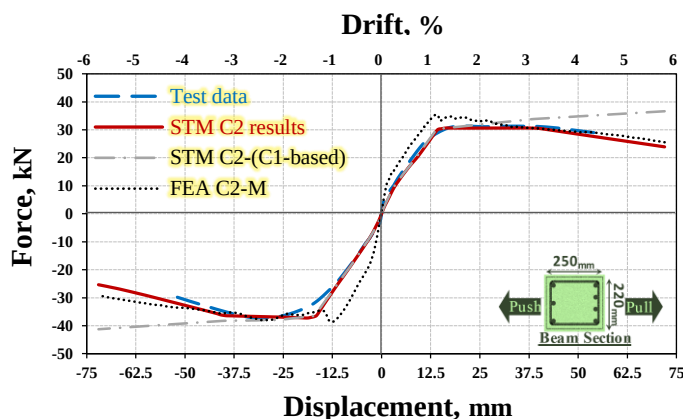
جدول ۴-۳: مقادیر ظرفیت برش افقی اتصال لرزه‌ای C1 (بدون تیر عرضی) در مدل‌های STM و FEM با درصد اختلافی آن

	STM (idealized truss)	STM (ordinary)	FEM	ACI 318[30]	ASCE 41[88]	AIJ [87]	مبحث نهم ایران
Joint Shear (kN)	209	192	200	299.7	298.5	267	292
Difference of STM (idealized truss) (%)	—	9	5	30	30	22	28

۴-۵-۱-۲ اتصال غیرلرزه‌ای C2

با توجه به پاسخ‌های بار-جابجایی در شکل ۴-۲۲ و مقایسه‌ی نتایج سختی موثر، بار نظیر تسلیم‌شدگی و شکل‌پذیری در جدول ۴-۲ نتیجه می‌گردد که مدل غیرخطی STM در تطابق ۹۷/۸۳٪ سختی موثر، ۹۹/۴٪ ظرفیت تحمل بار و ۹۴٪ شکل‌پذیری با نتایج آزمایشگاهی برخوردار می‌باشد. این مدل نه‌تنها نتایج بسیار نزدیکتری نسبت به تحلیل‌های اجزای محدود در تطابق با نمونه‌های آزمایشگاهی داشته است، بلکه افت ظرفیت نیرویی این اتصال غیرلرزه‌ای را به خوبی پیش‌بینی می‌کند. چنین تفاوتی در بین دو مدل مختلف ماکرو و میکرو نشان می‌دهد که ساده سازی مبتکرانه و بر پایه مهندسی می‌تواند در جهت اطمینان و با نتایج دقیقی همراه باشد. در اینجا روش غیرخطی STM مشابه تحلیل غیرخطی اجزای محدود، هر دو در پایین‌ترین سطح مقاومتی در همگرایی بیشتر با مقدار واقعی نتیجه قرار دارند و هر دو در حالت Upper bound بحث می‌شوند. در تحلیل نواحی که کرنش غیرخطی می‌باشد و ناحیه‌ای مثل اتصالات تیر-ستون و اتصالاتی مثل C2، آنقدر مکانیزم‌های مختلف گسیختگی و المان‌های فراوان زوال‌پذیر وجود دارد که عدم قطعیت‌های زیادی بر آن به وجود می‌آید و روش‌های Lower bound از جمله STM خطی مطرح می‌گردد. توسعه‌ی این روش به حالت غیرخطی امکان ایجاد پیش‌بینی مکانیزم خرابی توسعه‌ی ترک در اتصالات غیر لرزه‌ای را در خرابی ایده آل فراهم می‌کند.

مدل C2 مبتنی بر C1 که در بخش ۴-۴-۳-۱-۲ توضیح داده شد با توجه به نتایج آن در شکل ۴-۲۲ و جدول ۴-۲، مشاهده گردید که مقدار بار نظیر تسلیم‌شدگی و سختی موثر این مدل، مشابه مدل پیشنهادی برای C2 نتیجه می‌دهد. این مدل به علت در نظر نگرفتن قابلیت تغییر شکل چشمه اتصال، قادر به پیش‌بینی افت نیرویی اتصال نمی‌باشد. در این مدل با توجه به حذف اعضای مربوط به اثر خاموت و تشابه در سایر جزئیات نمونه C2 و C1، می‌توان نتیجه گرفت سهم موثر این اعضا در مقدار افزایش ظرفیت بار، ۲/۵٪ می‌باشد.



Model C2

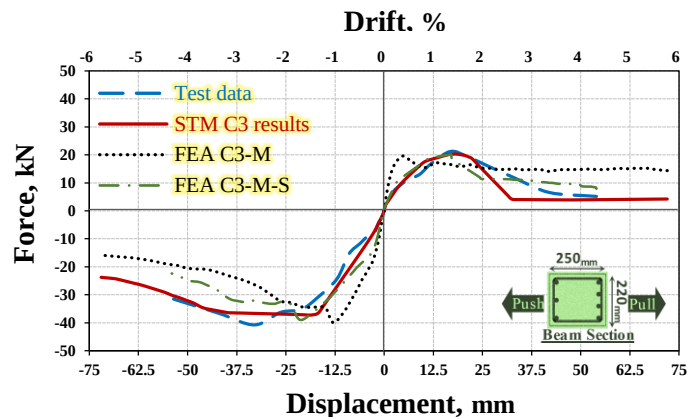
شکل ۴-۲۲: نتایج بار-تغییر مکان روش STM غیر خطی به همراه نتایج آزمایشگاهی و FEA برای نمونه غیر لرزه ای C2

با توجه به شکل ۴-۱۹ تنش در آرماتور کششی تیر در محل حداکثر لنگر (بر ستون) در طول بارگذاری جاری نمی‌شود. در این حالت اتصال به عنوان عضو نیرو-کنترل عمل نمی‌کند و نمی‌تواند اجازه دهد که مفصل پلاستیک در تیر تشکیل شود. نتایج بدست آمده از سطح تنش در آرماتور مذکور مطابق نتایج آزمایشگاهی گزارش شده است و گویای موفقیت پیش‌بینی ظرفیت نیرویی اعضای مدل دستک فشاری و کششی می‌باشد.

۴-۵-۱-۳ اتصال غیر لرزه ای C3

نتایج بار-تغییر مکان تحلیل به روش STM به همراه نتایج FEM و نتایج آزمایشگاهی برای اتصال غیر لرزه ای C3 در شکل ۴-۲۳ قابل مشاهده می‌باشد. با توجه به جدول ۴-۲ درصد اختلاف مدل ماکرو STM با نتایج آزمایشگاهی برای سختی موثر ۱۷٪، بار نظیر تسلیم‌شدگی ۲/۴۵٪ و شکل‌پذیری ۱۰٪ ثبت گردید. نتایج به خوبی نشان می‌دهد که مدل غیرخطی STM در پیش‌بینی اثرات لغزش کلی آرماتور بر زوال ظرفیتی اتصال موفق بوده است و خرابی ایده‌آلی برای بررسی مسیر نیرو و شکل‌پذیری نمونه در قالب تحلیل‌های مونوتونیک می‌باشد. همچنین با توجه به شکل ۴-۱۹ آرماتور کششی تیر در

محل حداکثر لنگر (بر ستون) در طول بارگذاری جاری نمی‌شود و افت تقاضای تنشی در این آرماتور مطابق نتایج آزمایشگاهی پیش‌بینی شده است.

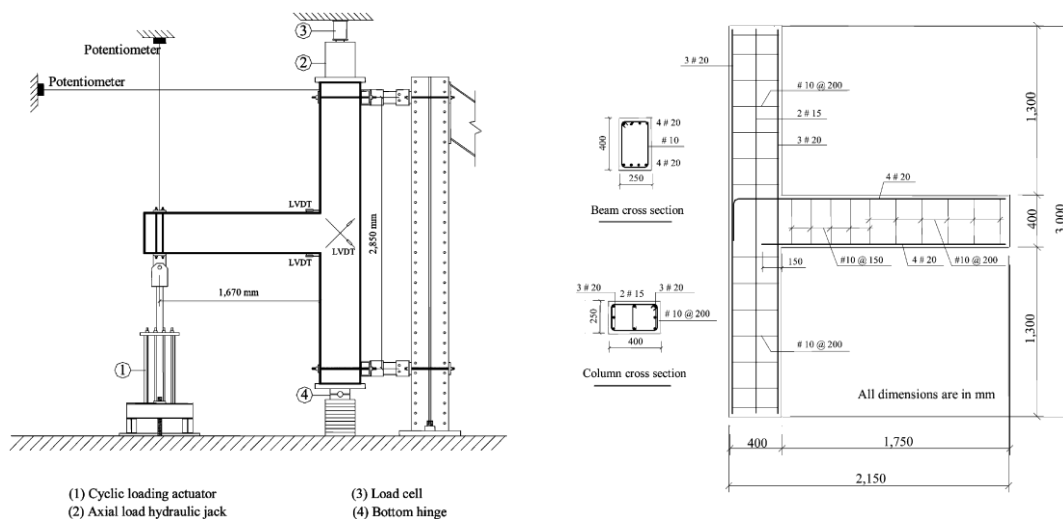


Model C3

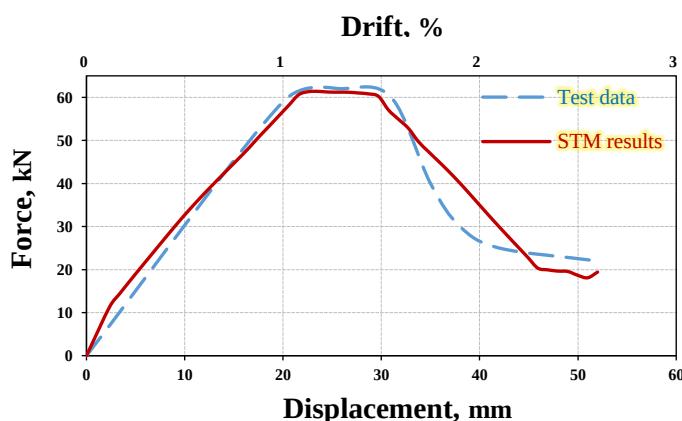
شکل ۴-۲۳: نتایج بار-تغییر مکان روش STM غیرخطی به همراه نتایج آزمایشگاهی و FEA برای نمونه غیرلرزه‌ای C3

۴-۱-۵-۴ مقایسه نتایج STM پیشنهادی با نتایج آزمایشگاهی قبارا^{۹۰} و همکاران

یکی از اتصالات مورد بررسی در کار آزمایشگاهی آقای قبارا و همکاران [۸۹، ۹۰]، اتصال غیرلرزه‌ای تیر-ستون بتن‌آرمه (TSB3) با ضعف عدم خاموت در ناحیه اتصال و قطع آرماتور مثبت طولی تیر در ناحیه اتصال (مشابه نمونه C3) می‌باشد. جزئیات این مدل آزمایش شده در مقیاس واقعی در شکل ۴-۲۴(a) مشخص شده است. برای بالای ستون نیرو محوری $0.2 A_g f'_c$ در نظر گرفته شد که در این حالت اثر $P-\Delta$ حاکم نیست و مطابق شکل ۴-۲۴(b) بار از نوع جابجایی کنترل به تیر اعمال شد. مقاومت فشاری بتن 30 MPa می‌باشد و مقاومت نظیر جاری‌شدگی آرماتورهای با قطر $\emptyset 10$ ، $\emptyset 15$ و $\emptyset 20$ به ترتیب 450 MPa ، 408 MPa و 425 MPa می‌باشد. استفاده از مدل STM پیشنهادی مربوط به اتصال مشابه (C3) منجر به نتایج منحنی بار-جابجایی مطابق شکل ۴-۲۵ می‌گردد.



(a) ابعاد و جزئیات نمونه TSB3 در آزمایش قبارا
 (b) وضعیت راهاندازی آزمایش
 شکل ۴-۲۴: جزئیات نمونه TSB3 و وضعیت راهاندازی آزمایش در کار قبارا و همکاران [۸۹، ۹۰]



Model TSB3 (Ghobarah)

شکل ۴-۲۵ نتایج بار-تغییر مکان روش STM غیرخطی به همراه نتایج آزمایشگاهی نمونه غیرلرزه‌ای TSB3 با توجه به شکل ۴-۲۵ می‌توان یافت که مدل STM برای اتصالات مشابه با ابعاد و جزئیات متفاوت می‌تواند مکانیزم‌های گسیختگی در مرحله غیرخطی را به خوبی پیش‌بینی کند. براساس نتایج آزمایشگاهی اتصال بعد از تجربه‌ی جابجایی ۳۰ mm (Drift 1.5%) پدیده‌ی لغزش آرماتور طولی تیر با طول گیرداری ناکافی (15 cm) اتفاق می‌افتد و افت شدید نیرویی در ادامه بارگذاری دنبال می‌شود. نکته قابل توجه این است که مدل STM غیرخطی می‌تواند مقدار بار و جابجایی نظیر لغزیدن آرماتور در

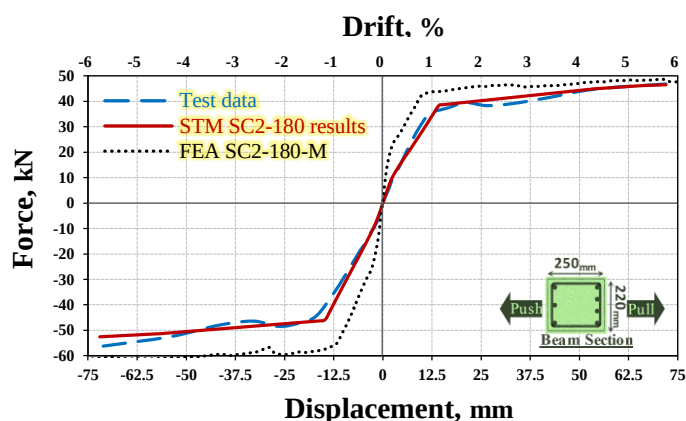
وضعیت گیرداری ناکافی و روند کاهش بار قابل تحمل پس از لغزش کلی آرماتور را مطابق با نتایج آزمایشگاهی نشان دهد.

۴-۵-۲ اتصالات تقویت شده

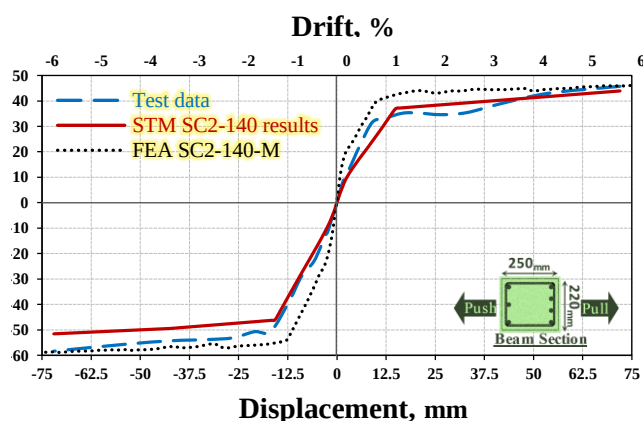
۴-۵-۲-۱ اتصالات تقویت شده با SC2

در شکل ۴-۲۶ نتایج بار-جابجایی برای نمونه‌های تقویت شده SC2 با نبشی‌های 90 mm ، 140 mm و 180 mm به همراه نتایج آزمایشگاهی و FEA قابل مشاهده است. نتایج گویای اختلاف ۵٪ در مقدار مقاومت حداکثری مدل‌های STM و نتایج آزمایشگاهی می‌باشد. جزئیات بیشتر در جدول ۴-۴ مشخص شده است. در مقایسه نتایج STM و FEM می‌توان یافت که نتایج STM می‌تواند بار نظیر تسلیم‌شدگی را ۶٪ نزدیک‌تر از نتایج FEM در مقایسه با نتایج آزمایشگاهی تخمین بزند. مزیت دیگر این روش در این است که نسبت زمانی که برای تحلیل مدل STM پیشنهادی به تحلیل اجزا محدودی همین مدل و با یک سیستم مشابه لازم است، ۷ به ۱۳۲۰ می‌باشد. این مزیت کاهش بسیار زیاد زمان و هزینه‌های محاسباتی، شرایط را میسر می‌کند که برای رسیدن به ارتباط اندازه نبشی در تقویت ظرفیت اتصال مدل‌های تقویت شده با اندازه‌های مختلف نبشی فولادی مورد بررسی قرار بگیرد.

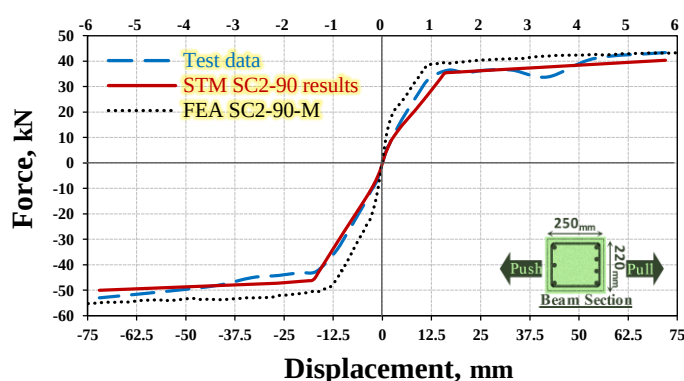
در صورت تقویت اتصالات غیرلرزه‌ای C2 با نبشی‌های مختلف از 30 mm تا 200 mm مطابق شکل ۴-۲۷ ظرفیت‌های جدیدی برای اتصالات تقویت شده (SC2) بدست می‌آید. مقادیر بار نظیر تسلیم‌شدگی از ۱۴٪ تا ۲۵٪ افزایش داشته است و سختی موثر نیز از مقدار ۲/۲ kN/mm تا مقدار ۲/۶ kN/mm در تغییر می‌باشد.



(a) Model SC2-180

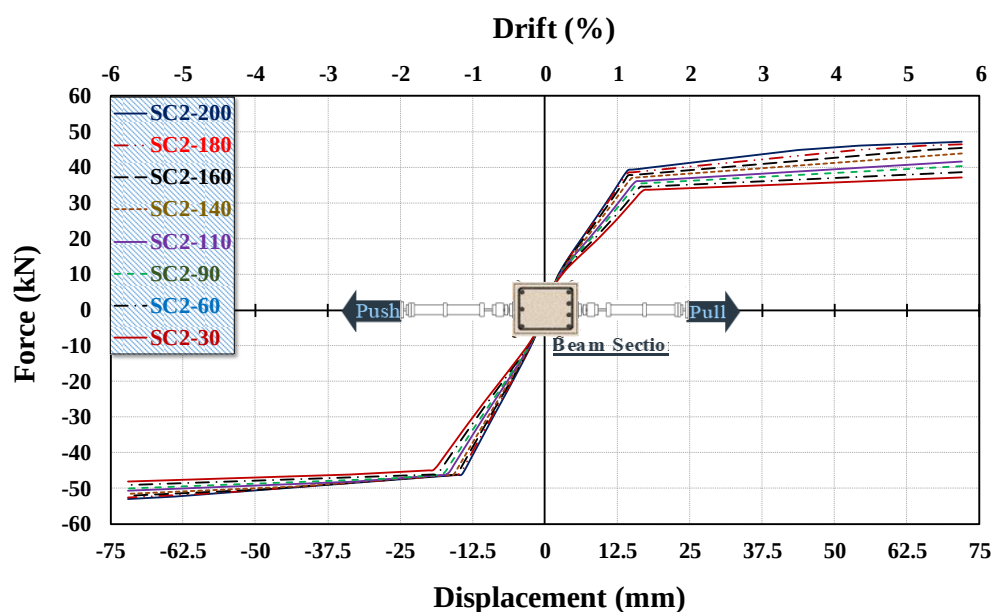


(b) Model SC2-140



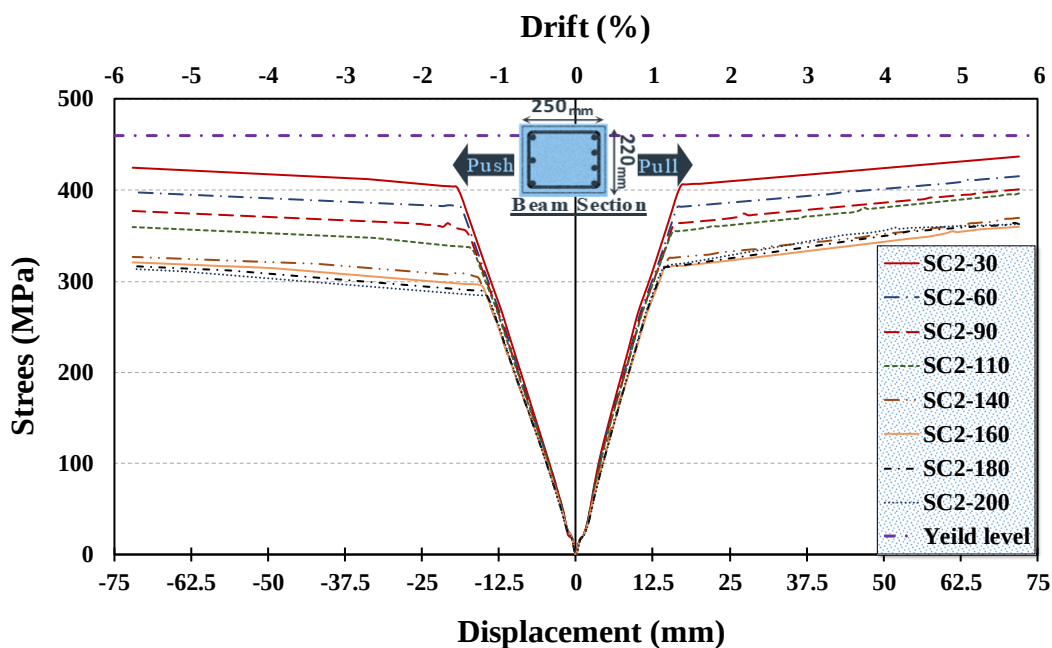
(c) Model SC2-90

شکل ۴-۲۶: نتایج بار-جابجایی روش STM غیرخطی به همراه نتایج آزمایشگاهی و FEA برای نمونه‌های تقویت شده SC2



شکل ۴-۲۷: تاثیر ابعاد مختلف نبشی تقویتی در پاسخ‌های بار-جابجایی روش STM برای نمونه SC2

در شکل ۴-۲۸ تغییرات تنشی آرماتورهای کششی تیر در بر اتصال و در طول بارگذاری مشخص گردید. قابل اشاره مجدد می‌باشد که جابجایی مثبت مربوط به حالتی است که آرماتورهای تحتانی تیر (۳Ø۱۴) تحت کشش قرار می‌گیرند و جابجایی منفی زمانی که آرماتورهای فوقانی با جزئیات ۴Ø۱۴ (آرماتورهای ثقیلی) تحت کشیدگی باشند. همانطور که مشاهده می‌گردد با توجه به تنش تسلیم 460 MPa برای آرماتورهای طولی تا دریافت مورد بررسی (۰.۶٪) هیچ یک از آرماتورهای مذکور به سطح تسلیم خود نرسیده اند و با افزایش اندازه نبشی‌های تقویتی، ماکزیمم تنش مورد تقاضا در این آرماتورها کمتر می‌شود.

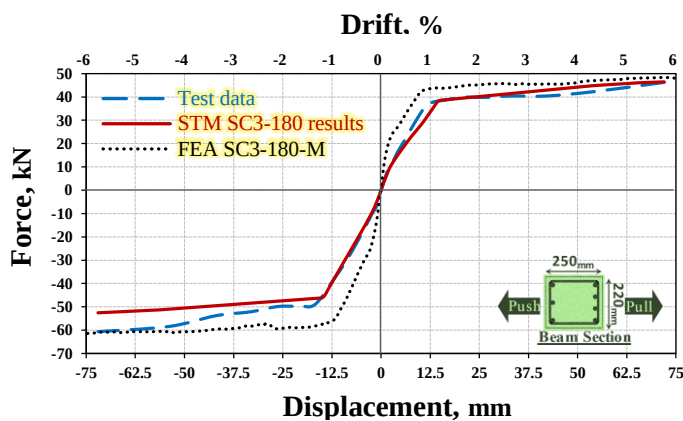


شکل ۴-۲۸: مقادیر تنش آرماتورهای کششی تیر در برستون در طول بارگذاری برای نمونه‌های تقویت‌شده SC2

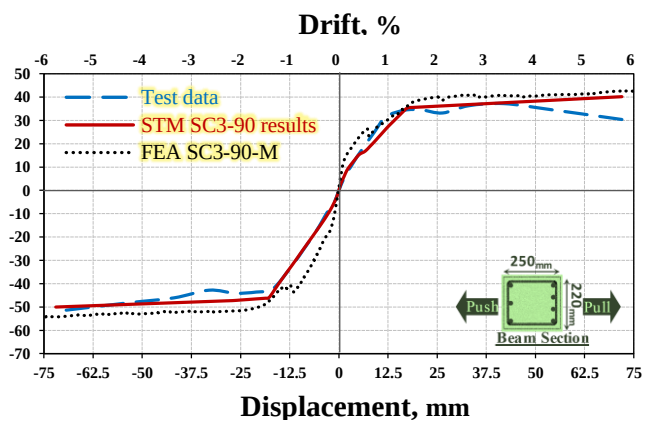
۴-۵-۲-۲ اتصالات تقویت شده با SC3

در شکل ۴-۲۹ نتایج بار-جابجایی برای نمونه‌های تقویت شده با SC3 با نبشی های 90 mm و 180 mm به همراه نتایج آزمایشگاهی و FEA قابل مشاهده است. نمونه‌های ساخته شده با روش STM غیرخطی توانست با اختلاف ۸٪ برای بار نظیر تسلیم‌شدگی و درصد اختلاف ۱۳٪ در مقدار سختی موثر، ظرفیت نیرویی اتصالات تقویت شده را در مقایسه با نتایج آزمایشگاهی پیش‌بینی کند.

در این نمونه‌ها برای حالتی که آرماتورهای قطع شده با طول گیرداری ناکافی تحت کشش قرار می‌گیرند استفاده از نبشی 16×90×90 mm L ، موجب افزایش ۶۵٪ بار نظیر تسلیم‌شدگی و استفاده از نبشی 18×180×180 mm L ، موجب افزایش ۸۰٪ بار نظیر تسلیم‌شدگی می‌گردد.



(a) Model SC3-180



(b) Model SC3-90

شکل ۴-۲۹: نتایج بار-جابجایی روش STM غیرخطی به همراه نتایج آزمایشگاهی و FEA برای نمونه‌های تقویت شده SC3

جدول ۴-۴: بار نظیر تسلیم شدگی، سختی موثر، شکل پذیری و درصد اختلاف نتایج STM با نتایج آزمایشگاهی و FEA برای نمونه‌های تقویت‌شده با نبشی فولادی

Specimen	Loading direction	Peak load (kN)	Difference strength prediction (%)		Displacement at the yield point (mm)	Effective stiffness (kN/mm)	Average stiffness		Displacement at 20% drop of peak load (mm)	Ductility factor	Average ductility factor	
			with test	with FEA			Error/.	Error/.			Error/.	Error/.
<u>STM-SC2-200</u>	Push	-46.687	-	-	-18.7048	2.50	-	-	-72	3.85	-	-
	Pull	39.2611	-	-	14.3824	2.73	-	-	72	5.01	-	-
<u>STM-SC2-180</u>	Push	-46.6319	0.3	19.6	-18.6969	2.49	-	-	-72	3.85	-	-
	Pull	38.5106	1.3	12.5	14.3726	2.68	10	10	72	5.01	45	45
<u>STM-SC2-160</u>	Push	-46.569	-	-	-18.688	2.49	-	-	-72	3.85	-	-
	Pull	37.7385	-	-	14.3627	2.63	-	-	72	5.01	-	-
<u>STM-SC2-140</u>	Push	-46.485	24	15.5	-18.6779	2.49	-	-	-72	3.85	-	-
	Pull	37.095	6	11.7	15.074	2.46	21	21	72	4.78	43	43
<u>STM-SC2-110</u>	Push	-46.363	-	-	-18.6471	2.49	-	-	-72	3.86	-	-
	Pull	36.0992	-	-	15.7657	2.29	-	-	72	4.57	-	-
<u>STM-SC2-90</u>	Push	-46.264	15	9.3	-18.6368	2.48	-	-	-72	3.86	-	-
	Pull	35.5003	1.4	11.25	16.475	2.15	20	20	72	4.37	45	45
<u>STM-SC2-60</u>	Pull	-46.049	-	-	-18.6199	2.47	-	-	-72	3.87	-	-
	Push	34.5424	-	-	16.4579	2.10	-	-	72	4.37	-	-
<u>STM-SC2-30</u>	Pull	-44.908	-	-	-19.3275	2.32	-	-	-72	3.73	-	-
	Push	33.6912	-	-	17.1652	1.96	-	-	72	4.19	-	-
<u>STM-SC3-180</u>	Push	-46.184	24	21.7	-15.096	3.06	-	-	-72	4.77	-	-
	Pull	38.0099	0	15.5	14.3694	2.65	10	10	72	5.01	33	33
<u>STM-SC3-90</u>	Push	-46.153	0.3	5.8	-17.916	2.58	-	-	-72	4.02	-	-
	Pull	35.1187	7.6	2.45	17.1849	2.04	16	16	72	4.19	34	34

فصل ۵: نتیجه گیری

۵-۱ مقدمه

در این پایان نامه تحلیل اتصالات تیر-ستون گوشه در قاب‌های خمشی بتن‌آرمه با استفاده از روش‌های غیرخطی دستک فشاری و کششی و اجزای محدود مورد هدف قرار داده شد و نتایج تحلیل به روش اجزای محدود در فصل ۳ و به روش دستک فشاری و کششی در فصل ۴ پرداخته شد. اتصالات مذکور شامل اتصالات لرزه‌ای و غیرلرزه‌ای و تقویت‌شده با نبشی‌های فولادی می‌باشد. ضمن بررسی عوامل تاثیرگذار مهم در مکانیزم‌های غیرخطی این اتصالات، سعی بر تشریح مدل‌سازی ایده‌آل غیرخطی به روش دستک فشاری و کششی گردید. اثر لغزش‌های جزئی و کلی آرماتور طولی تیر، تاثیر حضور تیرهای عرضی در پاسخ‌ها، تاثیر نوع بارگذاری در نتایج تحلیل و تاثیر اندازه نبشی‌های تقویتی در ظرفیت اتصال از جمله مواردی است که بررسی گردید.

با توجه به نتایج به دست آمده در فصل ۳ و فصل ۴ در این بخش به جمع‌بندی نتایج و سپس به طرح پیشنهادها جهت انجام مطالعات آتی می‌پردازیم.

۵-۲ جمع‌بندی نتایج

۵-۲-۱ نتایج کلی

نتایج تحلیل غیرخطی روش دستک فشاری و کششی نشان داد که توسعه این روش با در نظر گرفتن حالت پلاستیک مواد با اینکه در سطح بالایی از پاسخ مقاومتی هستیم ولی با در نظر گرفتن یک مدل واقع‌بینانه می‌تواند نتایج همچنان در نزدیک به پاسخ‌های واقعی مسئله باشد و حتی می‌تواند نسبت به نتایج اجزای محدود در همگرایی بیشتری با نتایج حقیقی داشته باشد.

نتایج تحلیل غیرخطی به روش STM برای اتصالات لرزه‌ای، غیرلرزه‌ای و تقویت شده نشان داد، امکان پیش‌بینی مکانیزم‌های غیرخطی به طور دقیق توسط خرابای ایده‌آل وجود دارد و می‌تواند

ظرفیت‌های اتصالات تیر-ستون بتن آرمه و نیز سایر نواحی آشفته‌ی تنشی را با دقت قابل قبولی تخمین بزند.

۵-۲-۲ اثر لغزش آرماتورهای طولی

پس از ورود بتن به حالت غیرخطی، زوال سختی شروع می‌شود و خرد شدن و ترک‌خوردن بتن اطراف آرماتور منجر به کاهش پیوستگی بین بتن و آرماتور می‌گردد. در این حالت با افزایش تنش‌های سطحی آرماتور، لغزش‌های جزئی پدید می‌آید که بر پاسخ کلی تاثیرگذار است. یکی از روش‌هایی که می‌شود این نوع لغزش‌های جزئی را در مدلسازی میکرو منعکس کرد، استفاده از تغییر و اصلاح رفتار آرماتور با آرماتور لغزیده می‌باشد. با کاهش مدول الاستیسیته‌ی فولاد و ثابت نگه داشتن سطح مقاومت تسلیم، مقادیر کرنش نظیر به گونه‌ای افزایش می‌یابد که مشابه رفتار کشش و فشار یک آرماتور لغزیده در بتن می‌باشد. این نوع شبیه‌سازی غیرمستقیم کمک شایانی به کاهش هزینه‌های محاسباتی می‌کند. در نظر گرفتن اثرات لغزش جزئی در مدلسازی میکرو اتصالات تیر-ستون باعث انطباق ۴۰٪ بیشتر سختی موثر نسبت به مدل‌های محض اجزای محدود در مقایسه با نتایج آزمایشگاهی گردید. این بهبود پاسخ و همگرایی بیشتر با نتایج آزمایشگاهی هم در بارگذاری یکطرفه اتفاق افتاد و هم در بارگذاری چرخه‌ای روئیت شد.

برای انعکاس لغزش کلی آرماتور نمونه‌ی غیرلرزه‌ای با ضعف عدم گیرداری آرماتور مثبت در تیر، از دو رویکرد برای دو مدل میکرو و ماکرو استفاده شد. در مدل میکرو آرماتور قطع شده می‌بایست قبل از رسیدن به سطح تسلیم، با یک لغزش کلی پیوستگی بتن و آرماتور به صفر برسد. در صورت در نظر گرفتن حداکثر تنش قابل دستیابی در این آرماتور به عنوان مقدار و پارامتری برای گسیختگی آن، می‌توان افت زوال مقاومتی نمونه را پس از گسیختگی میلگرد (لغزش کلی) شبیه‌سازی کرد. البته برای تکمیل این نتایج و دقت سنجی این رویکرد نیاز به بررسی نمونه‌های بیشتری می‌باشد.

در مدل ماکرو اثر لغزش آرماتور قطع شده با تعویض سطح مقطع و افزایش طول گیرداری آن صورت گرفت. در واقع از آنجا که ارتباط مستقیمی بین طول گیرداری لازم برای رسیدن به سطح جاری شدگی آرماتور با قطر آن دارد، از قطر کمتری برای آرماتور استفاده شد. نمونه‌های دیگر با جزئیات متفاوت در نظر گرفته شد که نتایج گویای موفقیت این رویکرد در تخمین رفتار لغزش کلی آرماتور در اتصال بود.

۵-۲-۳ اثر حضور تیرهای عرضی

نتایج بدست آمده از الگوی افزایشی حضور تیرهای عرضی بر میزان ظرفیت برشی اتصال و محصورکنندگی ناحیه اتصال در نمونه‌های لرزه ای، غیر لرزه‌ای و تقویت شده نشان می‌دهد که هر چه اتصال توسط خاموت یا ادوات پیرامونی محصورتر باشد، اثر حضور غیرمحافظة کارانه تیرهای عرضی بر میزان افزایش ظرفیت برشی، کمتر می‌شود. به طوری که برای اتصالات تقویت شده با نبشی‌های بزرگتر از ۹ سانتی‌متر تقریباً صفر می‌شود.

۵-۲-۴ تاثیر نوع بارگذاری

بارگذاری یکطرفه و چرخه‌ای برای اتصالات غیرلرزه‌ای و لرزه‌ای و تقویت شده مورد بررسی قرار گرفت. نتایج نشان داد که در اتصالات غیرلرزه‌ای از آنجا که افت مقاومت و پدیده‌ی زوال درون سیکلی زیاد می‌باشد، فرض انطباق نتایج بارگذاری یکطرفه با پوش حاصل از بارگذاری چرخه‌ای به چالش کشیده می‌شود.

۵-۲-۵ مزیت مدل‌های غیرخطی به روش STM

-ابزاری توانمند در اختیار مهندس طراح برای تحلیل و طراحی اتصالات

-دسترسی به پاسخ‌های واقع‌بینانه و منطبق بر مسیر نیرویی در نواحی پرتنش

- وجود پتانسیل بسیار بالا در پیش‌بینی رفتار غیرخطی اتصال

- هزینه محاسباتی کم

- استفاده از مدل‌های ماکرو

- تخمین ظرفیت نیرویی، سختی موثر و جابجایی

- تخمین مقاومت برشی در انواع اتصالات

- تخمین تقاضای تنشی در تمامی اعضا و نواحی

- قابلیت تعمیم در بسیاری از شرایط تنشی، هندسی و توسعه یافته

۵-۲-۶ نتایج بدست آمده از مدل‌های غیرخطی به روش دستک

فشاری و کششی

۵-۲-۶-۱ اتصال لرزه‌ای و غیرلرزه‌ای

با کمک نتایج تجربی و اجزای محدود و بینش مهندسی می‌توان مدل‌های خرابایی برای اتصالات لرزه‌ای و غیرلرزه‌ای با انطباق بر مسیر نیرویی پیش‌بینی کرد و پتانسیل‌های غیرخطی در اعضا و موقعیت آنها در نظر گرفت. نتایج بدست آمده از خرابای ایده‌آل به روش دستک فشاری و کششی غیرخطی نشان داد که در اتصالات لرزه‌ای، تخمین دقیق ظرفیت برش اتصال، تاثیر خاموت اتصال بر ظرفیت برشی، وضعیت جاری‌شدگی تمامی اعضا از جمله آرماتور طولی در محل تشکیل مفصل پلاستیک، شکل‌پذیری، بار نظیر تسلیم‌شدگی و سختی موثر قابل پیش‌بینی می‌باشد و برای اتصالات غیرلرزه‌ای علاوه بر موارد قبل، می‌توان کاهش ظرفیت مقاومتی در دررفت‌های بالا، زوال سختی و تاثیر لغزش کلی آرماتور طولی تیر در ناحیه اتصال را در مدل دستک فشاری و کششی تجهیز کرد و به سطح قابل قبولی از پاسخ‌ها دست یافت.

۵-۲-۶-۲ اتصالات تقویت شده

در اتصالات تقویت شده با نبشی های فولادی اطلاعاتی از جمله ارتباط اندازه نبشی تقویتی با ظرفیت نیرویی اتصال، سختی و تنش آرماتورهای طولی، برای ارائه ی طرح های تقویتی نیاز می باشد. مدلسازی به روش دستک فشاری و کششی به راحتی توانست به تمامی این نیازها به خوبی پاسخ بدهد. نتایج بدست آمده از مدل دستک فشاری و کششی از انطباق ۸٪ بار نظیر تسلیم شدگی و ۱۵٪ سختی موثر در مقایسه با نتایج آزمایشگاهی برای اتصالات تقویت شده حکایت دارد.

۵-۳ ارائه پیشنهادات برای مطالعات آتی

در راستای ارتقای بحث توسعه‌ی مدل‌های غیرخطی به روش STM جا دارد بر روی انواع بارگذاری مطالعه رفتاری و مدلی صورت گیرد. در این تحقیق خراباهای تحلیل صرفاً بر روی توسعه قابلیت پیش‌بینی مکانیزم‌های غیرخطی متمرکز بوده است و در قالب بارگذاری یکطرفه اجرا می‌شود. در نمونه‌هایی که زوال درون سیکلی بالاتری دارند و پوش یکطرفه با پوش چرخه‌ای انطباق پیدا نمی‌کند، مدل‌های غیرخطی به روش STM ارزش زیادی پیدا می‌کند و جا دارد تاثیرات بارگذاری چرخه‌ای در قالب خرابای ایده‌آل غیرخطی مورد بررسی قرار بگیرد.

مدل‌های بدست آمده در این تحقیق در حوزه‌ی پوش یکطرفه برای شناسایی رفتار یکطرفه سازه مناسب است. از آنجا که اتصال نماینده رفتار کلی یک قاب می‌باشد، ارزشمند است که خراباهای ایده‌آل برای اتصالات با هم ترکیب بشوند و یک قاب را بسازند و بعد با تعمیم روش، قاب‌های چند طبقه و به یکباره کل سازه را مدل کرد. مدلی که بتواند مکانیزم‌های غیرخطی را با دقت قابل قبول در حجم و هزینه‌های محاسباتی کم و با سهولت زیاد تحلیل کند.

برای توسعه‌ی مدل‌های غیرخطی STM تحت اثر بارگذاری چرخه‌ای و تاریخچه زمانی بهتر است از نرم افزار OpenSys استفاده گردد.

یکی دیگر از پیشنهادهایی که مطرح است، توسعه‌ی روش دستک فشاری و کششی و مدلسازی آن در نرم افزار مهندسی SAP می باشد. بررسی نحوه‌ی تعریف مصالح غیرخطی و پروفیل‌های ترکیبی فولاد و بتن از اهمیت خاصی برخوردار است.

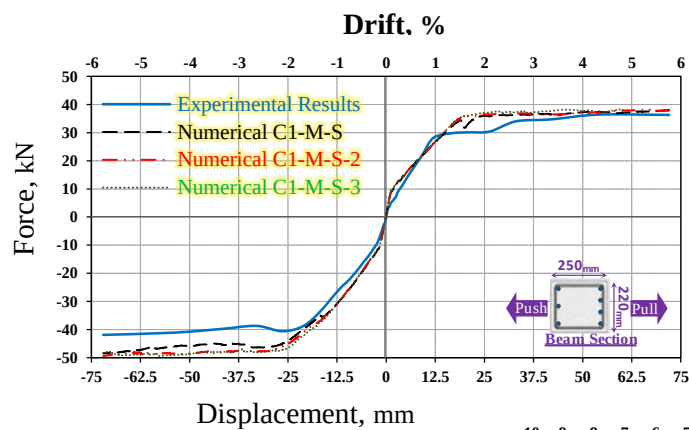
پیرامون مدل‌سازی اثر لغزش کلی آرماتور در اتصال مطالبی در بخش ۳-۲-۴-۵ توضیح داده شد و از روش مشخصی برای انعکاس زوال و لغزیدن آرماتور در رفتار تنش-کرنش فولاد و تعریف پارامتر گسیختگی در نظر گرفته شد و نتایج تنها برای یک نمونه بررسی شد. لذا جا دارد مطالعات بیشتری در این زمینه با نمونه‌های دیگر صورت پذیرد.

سوم

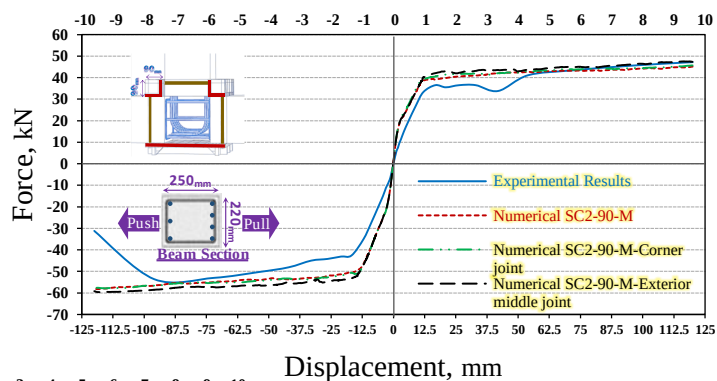
الف) تاثیر تیر عرضی در اتصالات تیر-ستون بتن آرمه

یکی از پارامترهایی که در محاسبه ظرفیت برش اتصال تاثیرگذار است، شرایط تیر عرضی متصل به اتصال می باشد. اینکه اتصال از دو وجه خود توسط تیر محصور شده باشد یا سه طرف، حالت های تاثیرگذار بر میزان افزایش ظرفیت نیرویی اتصال می باشد.

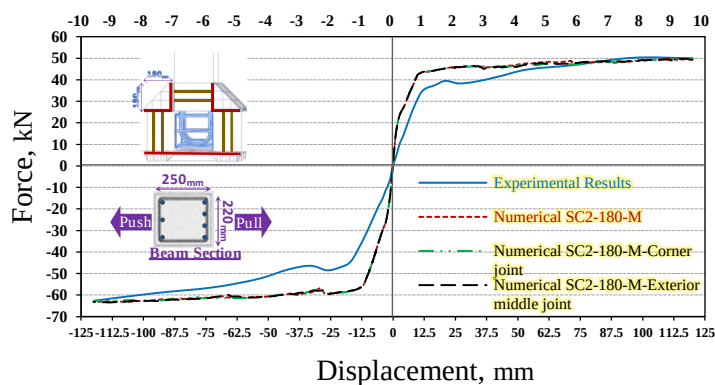
در شکل ۱ برای اتصالات لرزه ای و تقویت شده اثر حضور تیر عرضی از یک طرف و یا دو طرف بر پاسخ بار-تغییر مکان اتصال در حالت مقایسه قرار گرفته است. به طور متوسط حضور تیر عرضی برای اتصالات غیر لرزه ای، لرزه ای، تقویت شده با نبشی ۹ سانتی متر و تقویت شده با نبشی ۱۸ سانتی متر به ترتیب باعث افزایش ۸/۵٪، ۴/۷٪، ۳/۶٪ و ۰/۷٪ ظرفیت نیرویی اتصال می شود. از این افزایش تصاعدی یافت می گردد که هر چه اتصال توسط خاموت یا ادوات پیرامونی محصورتر باشد، اثر حضور غیرمحافظه کارانه تیرهای عرضی بر میزان افزایش ظرفیت برشی، کمتر می شود.



(a) Specimen C1



(b) Retrofitted Specimen SC2-90

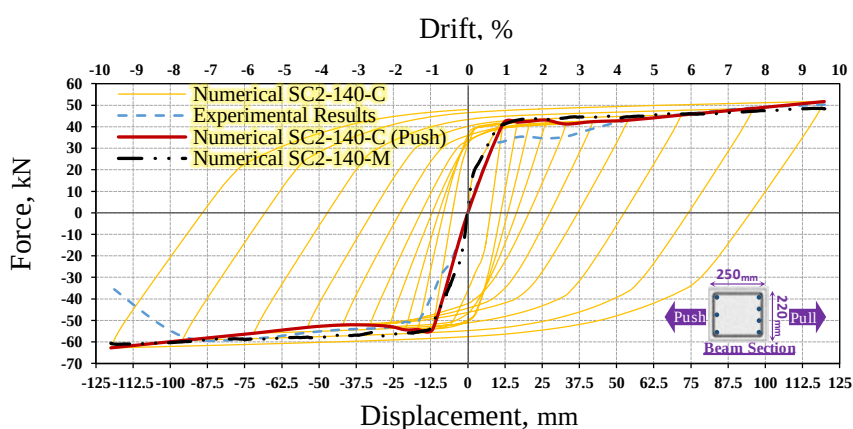


(c) Retrofitted Specimen SC2-180

شکل - ۱: پاسخ‌های بار-جابجایی نمونه لرزه‌ای و نمونه‌های تقویت شده در حالات حضور تیر عرضی

ب) تفاوت نتایج در نوع بارگذاری یکطرفه و چرخه‌ای

در شکل ۲ پوش حاصل از منحنی‌های چرخه‌ای بار-تغییر مکان برای اتصال تقویت‌شده SC2 با نبشی فولادی ۱۴ سانتی‌متر به همراه نتایج بارگذاری یکطرفه و نتایج آزمایشگاهی نشان داده شده است. نتایج نشان می‌دهد که پوش چرخه‌ای و نتایج تحلیل یکطرفه هر دو به یک میزان در پیش‌بینی بار مقاوم اتصال تقویت‌شده موفق بوده است. این انطباق هر دو نوع بارگذاری با نتایج آزمایشگاهی نشان‌دهنده عدم زوال درون سیکلی در نمونه‌های بدون افت همچون نمونه‌های تقویت شده می‌باشد.

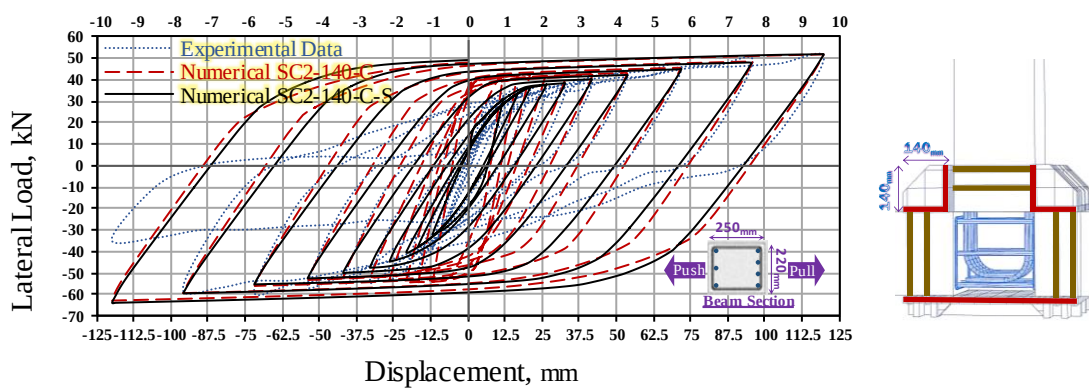


Retrofitted Specimen SC2-140

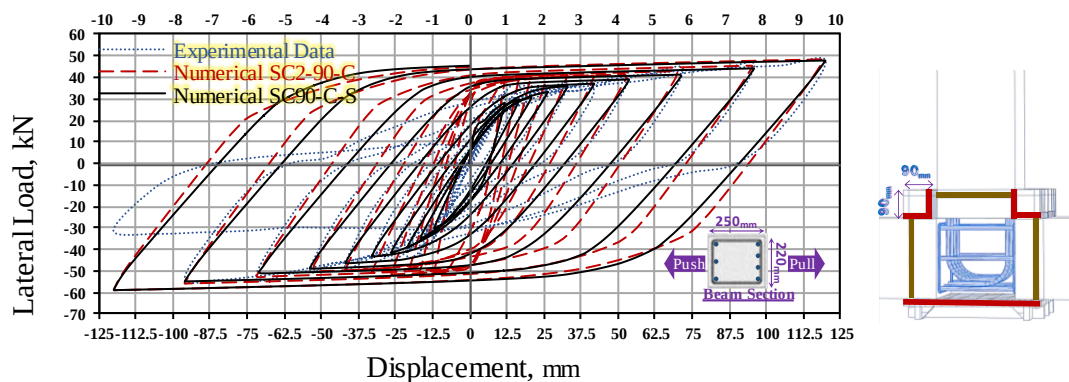
شکل ۲ - ۲: پاسخ بار-جابجایی نمونه تقویت‌شده SC2-140 در بارگذاری یکطرفه و چرخه‌ای

پ) اثر لغزش آرماتور طولی در بارگذاری چرخه‌ای

با توجه به منحنی‌های بار-جابجایی مقایسه شده بین دو نوع مدل اجزا محدود و نتایج آزمایش در شکل ۳ برای اتصالات تقویت شده، مشهود است که در نظر گرفتن اثر لغزش به روش پیشنهادی نه تنها محدود به بارگذاری یکطرفه نمی‌باشد، بلکه برای اتصالات تقویت شده نیز باعث انطباق بیشتر پاسخ به نتایج آزمایشگاهی می‌گردد.



(a) Retrofitted Specimen SC2-140



(b) Retrofitted Specimen SC2-90

شکل ۳-۳: پاسخ بار-جابجایی اتصالات تقویت شده، با و بدون اثر لغزش تحت بار چرخه‌ای و نتایج آزمایشگاهی

1. Guan D., C. Jiang, Z. Guo, and H.J.J.o.E.E. Ge (2018) "Development and seismic behavior of precast concrete beam-to-column connections" J.of.22, 2, pp 234-256.
2. Kam W.Y., S. Pampanin, and K. Elwood (2011) "Seismic performance of reinforced concrete buildings in the 22 February Christchurch (Lyttleton) earthquake" J.of.
3. Akbar J., N. Ahmad, and B. Alam (2019) "Seismic Strengthening of Deficient Reinforced Concrete Frames Using Reinforced Concrete Haunch" J.of.ACI Structural. 116, 1, pp 225-235.
4. Engindeniz M., Repair and strengthening of pre-1970 reinforced concrete corner beam-column joints using CFRP composites. 2008, Georgia Institute of Technology.
5. Yön B., E. Sayın, O.J.E.-T. Onat, Hazard, and R. Mitigation (2017) "Earthquake and Structural Damages" J.of.319-339.
6. Engindeniz M., L.F. Kahn, and Z. Abdul-Hamid (2005) "Repair and strengthening of reinforced concrete beam-column joints: State of the art" J.of.ACI Structural Journal. 102, 2, pp 1.
7. Cagley J.R., J.M. LaFave, P. Paultre, M.E. Criswell, D.D. Lee, M.S. Saiidi, C.E. French, R.T. Leon, B.M. Shahrooz, and L.E. Garcia (2002) "Recommendations for Design of Beam-Column Connections in Monolithic Reinforced Concrete Structures" J.of.ACI 352R-02.
8. Doğangün A. (2004) "Performance of reinforced concrete buildings during the May 1, 2003 Bingöl Earthquake in Turkey" J.of.Engineering Structures. 26, 6, pp 841-856.
9. Ghobarah A., M. Saatcioglu, and I. Nistor (2006) "The impact of the 26 December 2004 earthquake and tsunami on structures and infrastructure" J.of.Engineering structures. 28, 2, pp 312-326.
10. Gur T., A. Pay, J.A. Ramirez, M.A. Sozen, A.M. Johnson, A. Irfanoglu, and A. Bobet (2009) "Performance of school buildings in Turkey during the 1999 Düzce and the 2003 Bingöl earthquakes" J.of.Earthquake Spectra. 25, 2, pp 239-256.
11. Miller D.K. (1998) "Lessons learned from the Northridge earthquake" J.of.Engineering Structures. 20, 4-6, pp 249-260.
12. Moehle J.P. and S.A. Mahin (1991) "Observations on the behavior of reinforced concrete buildings during earthquakes" J.of.Special Publication. 127, 67-90.
13. Paulay T. and M.N. Priestley (1992) "Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings" J.of.Seismic Design Book.
14. Sezen H., A.S. Whittaker, K.J. Elwood, and K.M. Mosalam (2003) "Performance of reinforced concrete buildings during the August 17, 1999 Kocaeli, Turkey earthquake, and seismic design and construction practise in Turkey" J.of.Engineering Structures. 25, 1, pp 103-114.

15. Zhao B., F. Taucer, and T. Rossetto (2009) "Field investigation on the performance of building structures during the 12 May 2008 Wenchuan earthquake in China" *J.of.Engineering Structures*. 31, 8, pp 1707-1723.
16. Shafaei J., A. Hosseini, M.S. Marefat, and J.M. Ingham (2017) "Rehabilitation of earthquake damaged external RC beam-column joints by joint enlargement using prestressed steel angles" *J.of.Earthquake Engineering Structural Dynamics*. 46, 2, pp 291-316.
17. Shafaei J., A. Hosseini, and M.S. Marefat (2014) "Seismic retrofit of external RC beam-column joints by joint enlargement using prestressed steel angles" *J.of.Engineering Structures*. 81, 265-288.
18. Canbay E., U. Ersoy, and G. Ozcebe (2003) "Contribution of reinforced concrete infills to seismic behavior of structural systems" *J.of.ACI Structural*. 100, 5, pp 637-643.
19. Chaimahawan P. and A. Pimanmas (2009) "Seismic retrofit of substandard beam-column joint by planar joint expansion" *J.of.Materials and Structures*. 42, 4, pp 443.
20. Pimanmas A. and P. Chaimahawan (2010) "Shear strength of beam-column joint with enlarged joint area" *J.of.Engineering structures*. 32, 9, pp 2529-2545.
21. ACI, Recommendations for design of beam-column connections in monolithic reinforced concrete structures. 2002, ACI Farmington Hills, MI.
22. Standard C.S. (1995) "Part 1—The design of concrete structures standards" *J.of.New Zealand*.
23. Eurocode C. (2004) "8: Design of structures for earthquake resistance" *J.of.Part*. 1, 1998-1.
24. Bertero V.V. and E. Popov (1977) "Seismic Behavior of Ductile Moment-Resisting Reinforced Concrete Frames" *J.of.Special Publication*. 53, 247-292.
25. Filippou F.C., V.V. Bertero, and E.P. Popov (1983) "Effects of bond deterioration on hysteretic behavior of reinforced concrete joints" *J.of.College of Engineering University of California*.
26. Soroushian P., K. Obaseki, M. Nagi, and M.C. Rojas (1988) "Pullout behavior of hooked bars in exterior beam-column connections" *J.of.Structural Journal*. 85, 3, pp 269-276.
27. Park R. and T. Paulay (1975) "Reinforced concrete structures": John Wiley & Sons.
28. Mazzoni S. and J.P. Moehle (2001) "Seismic response of beam-column joints in double-deck reinforced concrete bridge frames" *J.of.Structural Journal*. 98, 3, pp 259-269.
29. Paulay T., R. Park, and M. Priestley, (1978) "Reinforced concrete beam-column joints under seismic actions" in *Journal Proceedings*.
30. ACI (2014) "318–14. Building Code Requirements for Structural Concrete" *J.of.American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan*.

31. Shiohara H., (2004) "Quadruple flexural resistance in R/C beam-column joints" in 13 th World Conference on Earthquake Engineering. Citeseer.
32. Hwang S.-J. and H.-J. Lee (2000) "Analytical model for predicting shear strengths of interior reinforced concrete beam-column joints for seismic resistance" J.of.Structural Journal. 97, 1, pp 35-44.
33. Eligehausen R., V. Bertero, and E. Popov (1983) "Local bond stress-slip relationships of deformed bars under generalized excitations: Tests and analytical model" J.of.Earthquake Engineering Research Center, Univ. of California, Berkeley, Calif., Report No. EERC. 83-23.
34. Soroushian P., K. Obasaki, and S. Marikunte (1991) "Analytical modeling of bonded bars under cyclic loads" J.of.Structural Engineering. 117, 1, pp 48-60.
35. Viwathanatepa S., E.P. Popov, and V.V. Bertero (1979) "Effects of generalized loadings on bond of reinforcing bars embedded in confined concrete blocks": University of California, Earthquake Engineering Research Center.
36. Elmorsi M., M.R. Kianoush, and W. Tso (2000) "Modeling bond-slip deformations in reinforced concrete beam-column joints" J.of.Canadian Journal of Civil Engineering. 27, 3, pp 490-505.
37. Faleschini F., P. Bragolusi, M.A. Zanini, P. Zampieri, and C. Pellegrino (2017) "Experimental and numerical investigation on the cyclic behavior of RC beam column joints with EAF slag concrete" J.of.Engineering Structures. 152, 335-347.
38. Arribas I., A. Santamaría, E. Ruiz, V. Ortega-López, and J.M. Manso (2015) "Electric arc furnace slag and its use in hydraulic concrete" J.of.Construction and Building Materials. 90, 68-79.
39. Alavi-Dehkordi S., D. Mostofinejad, and P. Alaei (2019) "Effects of high-strength reinforcing bars and concrete on seismic behavior of RC beam-column joints" J.of.Engineering Structures. 183, 702-719.
40. Behnam H., J. Kuang, and B. Samali (2018) "Parametric finite element analysis of RC wide beam-column connections" J.of.Computers & Structures. 205, 28-44.
41. Genikomsou A.S. and M.A. Polak (2015) "Finite element analysis of punching shear of concrete slabs using damaged plasticity model in ABAQUS" J.of.Engineering Structures. 98, 38-48.
42. Dabiri H., A. Kheyroddin, and A. Kaviani (2019) "A Numerical Study on the Seismic Response of RC Wide Column-Beam Joints" J.of.International Journal of Civil Engineering. 17, 3, pp 377-395.
43. Allam S.M., H.M. Elbakry, and I.S. Arab (2018) "Exterior reinforced concrete beam column joint subjected to monotonic loading" J.of.Alexandria Engineering. 57, 4, pp 4133-4144.
44. Haach V.G., A.L.H.D.C. El, and M.K. El Debs (2014) "Influence of high column axial loads in exterior R/C beam-column joints" J.of.KSCE Journal of Civil Engineering. 18, 2, pp 558-565.
45. Code C.-F.M., Thomas Telford Services Ltd., 1993. 1990, Schlüsselwörter.

46. Feng D.-C., G. Wu, and Y. Lu (2018) "Finite element modelling approach for precast reinforced concrete beam-to-column connections under cyclic loading" *J.of.Engineering Structures*. 174, 49-66.
47. Feng D.-C., X.-D. Ren, and J. Li (2018) "Softened damage-plasticity model for analysis of cracked reinforced concrete structures" *J.of.Structural Engineering*. 144, 6, pp 04018044.
48. Feng D.-C., G. Wu, Z.-Y. Sun, and J.-G. Xu (2017) "A flexure-shear Timoshenko fiber beam element based on softened damage-plasticity model" *J.of.Engineering Structures*. 140, 483-497.
49. Menegotto M., (1973) "Method of analysis for cyclically loaded RC plane frames including changes in geometry and non-elastic behavior of elements under combined normal force and bending" in *Proc. of IABSE symposium on resistance and ultimate deformability of structures acted on by well defined repeated loads*.
50. Kassem W. (2016) "Strut-and-tie modelling for the analysis and design of RC beam-column joints" *J.of.Materials Structures*. 49, 8, pp 3459-3476.
51. Chaimahawan P. and A. Pimanmas (2013) "Application of nonlinear link in strut and tie model for joint planar expansion" *J.of.Engineering Journal of Research Development*. 24, 4, pp 1-11.
52. Ketiyot R., C. Hansapinyo, and B. Charatpangoon (2018) "NONLINEAR STRUT-AND-TIE MODEL WITH BOND-SLIP EFFECT FOR ANALYSIS OF RC BEAM-COLUMNJOINTS UNDER LATERAL LOADING" *J.of.International Journal*. 15, 47, pp 81-88.
53. To N.H., S. Sritharan, and J.M. Ingham (2009) "Strut-and-tie nonlinear cyclic analysis of concrete frames" *J.of.Journal of structural engineering*. 135, 10, pp 1259-1268.
54. Wilson E.L. (2004) "Static & dynamic analysis of structures: a physical approach with emphasis on earthquake engineering": Computers and Structures Incorporated.
55. Bathe K.-J. (1996) "Finite element procedures prentice hall" *J.of.New Jersey*. 1037.
56. Fujii S. and S. Morita (1991) "Comparison between interior and exterior R/C beam-column joint behavior" *J.of.Special Publication*. 123, 145-166.
57. Hassan W.M. and J.P. Moehle (2018) "Shear Strength of Exterior and Corner Beam-Column Joints without Transverse Reinforcement" *J.of.ACI Structural Journal*. 115, 6, pp
58. Wang G.-L., J.-G. Dai, and J. Teng (2012) "Shear strength model for RC beam-column joints under seismic loading" *J.of.Engineering Structures*. 40, 350-360.
59. Kmieciak P. and M. Kamiński (2011) "Modelling of reinforced concrete structures and composite structures with concrete strength degradation taken into consideration" *J.of.Archives of civil mechanical engineering*. 11, 3, pp 623-636.
60. Thorenfeldt E., (1987) "Mechanical properties of high-strength concrete and applications in design" in *Symposium Proceedings, Utilization of High-Strength Concrete, Norway, 1987*.

61. Systèmes D. (2014) "ABAQUS 6.14 Analysis User's Guide, Volume III: Materials. USA" J.of.User's Guide.
62. Mander J.B., M.J. Priestley, and R. Park (1988) "Theoretical stress-strain model for confined concrete" J.of.structural engineering. 114, 8, pp 1804-1826.
63. Lee J. and G.L. Fenves (1998) "A plastic-damage concrete model for earthquake analysis of dams" J.of.Earthquake engineering structural dynamics. 27, 9, pp 937-956.
64. Institute A.C. (2005) "Acceptance criteria for moment frames based on structural testing and commentary" J.of.ACI 374.1-05.
65. Alva G.M.S. and A.L.H.J.E.S. de Cresce El (2013) "Moment-rotation relationship of RC beam-column connections: Experimental tests and analytical model" J.of.56, 1427-1438.
66. Feng D.-C. and J. Xu (2018) "An efficient fiber beam-column element considering flexure-shear interaction and anchorage bond-slip effect for cyclic analysis of RC structures" J.of.Bulletin of Earthquake Engineering. 16, 11, pp 5425-5452.
67. Lowes L.N., N. Mitra, and A. Altoontash (2003) "A beam-column joint model for simulating the earthquake response of reinforced concrete frames" J.of.Pacific Earthquake Engineering Research Center.
68. Monti G. and E. Spacone (2000) "Reinforced concrete fiber beam element with bond-slip" J.of.Structural Engineering. 126, 6, pp 654-661.
69. Yu J. and K.H. Tan (2014) "Numerical analysis with joint model on RC assemblages subjected to progressive collapse" J.of.Magazine of Concrete Research. 66, 23, pp 1201-1218.
70. Sezen H. and E.J. Setzler (2008) "Reinforcement slip in reinforced concrete columns" J.of.ACI Structural Journal. 105, 3, pp 280.
71. Park R. (1989) "Evaluation of ductility of structures and structural assemblages from laboratory testing" J.of.Bulletin of the New Zealand national society for earthquake engineering. 22, 3, pp 155-166.
72. Priestley M. (1992) "Report on the Third US PRESSS Coordinating Meeting" J.of.Report No. PRESSS. 92, 02, pp 12-16.
73. Lima C., E. Martinelli, and C. Faella (2012) "Capacity models for shear strength of exterior joints in RC frames: state-of-the-art and synoptic examination" J.of.Bulletin of Earthquake Engineering. 10, 3, pp 967-983.
74. Parate K. and R. Kumar (2016) "Investigation of shear strength models for exterior RC beam-column joint" J.of.Structural Engineering Mechanics. 58, 3, pp 475-514.
75. Sritharan S., M.N. Priestley, and F. Seible (2000) "Nonlinear finite element analyses of concrete bridge joint systems subjected to seismic actions" J.of.Finite elements in analysis design. 36, 3-4, pp 215-233.

76. Zhao J. and S. Sritharan (2007) "Modeling of strain penetration effects in fiber-based analysis of reinforced concrete structures" J.of.ACI structural journal. 104, 2, pp 133.
77. Hwang S.-J. and H.-J. Lee (1999) "Analytical Model for Predicting Shear Strengths of Exterior Reinforced Concrete Beam-Column Joints for Seismic Resistance" J.of.ACI Structural Journal. 96, 846-857.
78. Park S. and K.M. Mosalam (2012) "Parameters for shear strength prediction of exterior beam-column joints without transverse reinforcement" J.of.Engineering Structures. 36, 198-209.
79. Pauletta M., D. Di Luca, and G. Russo (2015) "Exterior beam column joints—Shear strength model and design formula" J.of.Engineering Structures. 94, 70-81.
80. Hwang S.-J., W.-H. Fang, H.-J. Lee, and H.-W. Yu (2001) "Analytical model for predicting shear strength of squat walls" J.of.Structural Engineering. 127, 1, pp 43-50.
81. Hwang S.-J., R.-J. Tsai, W.-K. Lam, and J.P. Moehle (2017) "Simplification of softened strut-and-tie model for strength prediction of discontinuity regions" J.of.ACI Structural Journal. 114, 5, pp 1239.
82. Zhang N. and K.-H. Tan (2007) "Direct strut-and-tie model for single span and continuous deep beams" J.of.Engineering Structures. 29, 11, pp 2987-3001.
83. Chetchotisak P., J. Teerawong, S. Yindeesuk, and J. Song (2014) "New strut-and-tie-models for shear strength prediction and design of RC deep beams" J.of.Computers and Concrete. 13, 1, pp 19-40.
84. Chetchotisak P., E. Arjsri, and J. Teerawong (2019) "Strut-and-tie model for shear strength prediction of RC exterior beam-column joints under seismic loading" J.of.Bulletin of Earthquake Engineering. 1-22.
85. Dammika A. and N. Anwar (2013) "Extraction of strut and tie model from 3D solid element mesh analysis" J.of.Library University of Moratuwa Sri Lanka.
86. Nukulchai W. and N. Anwar, Space Truss Model for Design of Pile Caps. 1996, Asian Institute of Technology.
87. AIJ (1999) "Standard for structural Calculation of Reinforced concrete Structures—Based on Allowable Stress Concept—" J.of.Architectural Institute of Japan.
88. Engineers A.S.o.C., (2017) "Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings: ASCE/SEI, 41-17": American Society of Civil Engineers.
89. El-Amoury T. and A. Ghobarah (2002) "Seismic rehabilitation of beam-column joint using GFRP sheets" J.of.Engineering Structures. 24, 11, pp 1397-1407.
90. Ghobarah A. and T. El-Amoury (2005) "Seismic rehabilitation of deficient exterior concrete frame joints" J.of.composites for construction. 9, 5, pp 408-416.

Abstract

Beam-column connections in reinforced concrete structures are one of the most important structural elements to realize moment frame behavior. Many reinforced concrete joints in Iran have common seismic weaknesses, such as the absence of transverse reinforcement in the connection area or insufficient bond length of the beam bottom bars in the connection area. There are various approaches to retrofitting such joints, one of the most practical of which is the use of enlarging the connection area with steel angles. Researchers have provided a lot of experimental studies on beam-column connections, while experimental studies are usually costly and time consuming, and can be restricted by the test facilities. The finite element method is one of the methods used by many researchers to investigate parameters affecting the behavior of joints. But due to the complexity of the stress in the joint area and the effects such as continuity, concrete cracking is generally not feasible for the engineer to understand the desirable behavior of finite element analysis. The strut and tie method has been recognized as an acceptable tool in concrete Code for investigating the behavior of concrete members. considering the advantages of strut and tie method in this study, we are looking to develop strut and tie method towards nonlinear methods and to incorporate nonlinear effects in strut and tie model. For this purpose, after selecting the laboratory models and before entering the strut and tie models, a limited component effort was attempted for control samples with different seismic and non-seismic details and retrofitted specimens and tried to obtain parameters that mainly analytical research is ignored, such as the effects of bond slip, with a new approach recently introduced. After validation of specimens and concrete damage models, based on the analysis of finite element in linear and nonlinear domains of control and retrofitted specimens, truss models based on strut and tie method based on load pass were presented and applying nonlinear effects to these models were compared with laboratory results and FEA analysis results. The results of strut and tie analysis show that the nonlinear model of strut and tie method has a great potential in predicting the behavior of joints with different details in the joint and in retrofitted specimens as a very powerful tool at the disposal of a design engineer. It can implement seismic design approaches and philosophy based on nonlinear strut and tie methods. Also the results of nonlinear strut and tie method and finite element analysis show that 5% and 10% force such as bond yield and 14% and 40% stiffness of the specimens are compared with the experimental results.

Keywords: Reinforced Concrete Connections, Finite Element Method, Strut and Tie Method, load Pass, Ideal Truss, Ductility



Shahrood University of
Technology

Faculty of Civil Engineering

M.Sc. Thesis in Structural Engineering

Nonlinear Analysis of Existing and Retrofitted Beam-Column Connections Using Strut and Tie Models

By: Seyyed Ahamad Nezami

Supervisor:
Dr. Jalil Shafaei

Jan, 2019