

شبیه سازی و آنالیز اتصال تیر به ستون بتنی پیش ساخته توسط نرم افزار اجزاء محدود

ایمان شکیباپور^۱، نیلوفر رئوف شببانی^۲

۱- استاد یار دانشگاه صنعتی سجاد، مشهد، دانشکده عمران i_shakibapour@sadjad.ac.ir

۲- دانشجوی کارشناسی ارشد عمران-سازه، دانشگاه صنعتی سجاد مشهد، raoofsheybani.n@gmail.com

i_shakibapour@sadjad.ac.ir

چکیده

در دهه های اخیر برای جبران سرعت ساخت پایین تر سازه های بتنی در مقایسه با سازه های فولادی، اجرای سازه بتنی به صورت پیش ساخته مد نظر قرار گرفته است. اجرای سازه های بتن پیش ساخته در کارخانه علاوه بر افزایش سرعت اجرا به بهبود کنترل کیفیت آن نیز کمک می کند. یکی از مسائل چالش برانگیز در سازه های بتنی پیش ساخته نحوه اجرای اتصالات صلب می باشد. هدف اصلی در این مقاله، شبیه سازی اتصال پیش ساخته تیر به ستون بتنی با جزئیات پیچیده در نرم افزار اجزای محدود می باشد.

روش اجزای محدود یکی از متداول ترین روش های حل مسائل مهندسی است. هزینه کمتر نسبت به روش های آزمایشگاهی، دقت بالا در تحلیل و امکان اعمال شرایط مرزی به صورت دقیق، باعث تمایز این روش با دیگر روش ها شده است. با این حال در کنار مزایا، می توان به معایبی از جمله عدم تطابق شرایط آزمایشگاهی و نرم افزاری، تأثیر نوع و اندازه مش های انتخابی بر دقت حل مسئله و عدم امکان تعریف مشخصات مصالح مطابق با شرایط آزمایشگاهی اشاره کرد. حضور مصالح مختلف با مدل های رفتاری متفاوت در کنار یکدیگر و نحوه مدلسازی اندرکنش بین مصالح باعث پیچیدگی هر چه بیشتر مدلسازی اتصال بتنی پیش ساخته می شود. اصلی ترین مسئله در روند شبیه سازی اتصال انتخابی، تعریف صحیح قیود در نرم افزار به منظور تأمین هر چه بیشتر شرایط آزمایشگاهی می باشد. در فعالیت پژوهشی انجام شده برای معرفی یک اتصال بتنی پیش ساخته، بخش قابل توجهی از زمان و انرژی صرف مدلسازی صحیح و صحت سنجی اطمینان بخشی از نمونه های آزمایشگاهی شده است. در این مقاله روش حل چالش های پیش روی مدلسازی اتصال بتنی پیش ساخته مورد بررسی قرار گرفته است.

کلمات کلیدی: اجزاء محدود، پیش ساخته، شبیه سازی اتصال تیر به ستون بتنی

۱- مقدمه

با توجه به رفتار غیر خطی و نسبتاً پیچیده مصالح بتنی، دستیابی به یک راه حل تحلیلی که دربرگیرنده عامل های متعدد باشد، مشکل و در برخی موارد غیر ممکن است. این موضوع به ویژه در سازه های بتن آرمه که در آن ها علاوه بر مرکب بودن مقاطع، مسائلی مانند اندرکنش بتن و فولاد نیز وجود دارد، بیش تر نمایان خواهد شد. به همین علت بیشتر مطالعات موجود در زمینه ی سازه های بتن آرمه به صورت آزمایشگاهی بوده و بررسی های تحلیلی در مقایسه با آن ها بسیار اندک است. توسعه نرم افزارهای اجزاء محدود و افزایش توانایی آن ها در سال های اخیر موجب شده است تا کاربرد بیشتری در زمینه های تحلیلی سازه های بتنی پیدا کنند. به کمک این نرم افزار ها می توان علاوه بر دستیابی به سرعت و دقت بیش تر، در زمان و هزینه نیز صرفه جویی نمود. هم چنین در صورتی که نرم افزار مورد استفاده دارای قابلیت تحلیلی مناسب در زمینه مطالعاتی مورد نظر بوده و مدل سازه ای به طور صحیح تعریف شود، می توان اثر عامل های گوناگون که انجام آزمایش در آن ها زمان بر و پرهزینه می شود را به صورت تحلیلی مورد بررسی قرار داد [۱].

تحقیقات آزمایشگاهی و تئوری روی سازه های پیش ساخته از اواخر قرن ۱۹ آغاز شد با پیشرفت تجهیزات آزمایشگاهی و نرم افزارهای رایانه ای امکان آزمایش با دقت های بالاتر و هم چنین مدلسازی های تقریباً واقعی فراهم شد. در ادامه خلاصه ای از سوابق آزمایشگاهی و مدلسازی های نرم افزاری سازه های پیش ساخته توسط محققان اشاره می شود.

مطالعات فرنچ و همکارانش (۲۰۰۱) با هدف یافتن اتصالات بتنی پیش ساخته ای که دارای توانایی قابل توجهی در تحمل بارهای سیکلی باشند، انجام شد. این تحقیق، جزئیات یک اتصال امیدوار دهنده را که شامل اتصال آرماتورها و مقطع کامپوزیتی در دو نوع پیش ساخته و یک پارچه می باشد، ارائه داد [۲].
لو و یائو بررسی های آزمایشگاهی روی مدل های اتصال داخلی با مقیاس هیجده و نیم انجام دادند تا خواص مقاومت و شکل پذیری آنها را تحت بار استاتیکی و مکرر ارزیابی کنند. نتیجه گرفتند که تحت بار استاتیکی مکرر اتصالات پیش ساخته به مقاومت خمشی بالا و ظرفیت جذب انرژی بالاتری نسبت به اتصالات یکپارچه دست می یابند [۳].

آلکاسر و همکاران (۲۰۰۲) دو اتصال تمام مقیاس را در یک قاب پیش ساخته بتنی تحت بارگذاری های یک جهته و دو جهته چرخه ای مورد آزمایش قرار دادند. آن ها از آرماتورهای فولادی همراه با پیش تنیدگی برای ایجاد پیوستگی در تیر استفاده کردند. به این نتیجه مهم رسیدند که جهت بهبود رفتار بایستی چرخش تیر در داخل اتصال حداقل شود. برای این کار یک راه حل این است که خمش از ناحیه اتصال دور نگه داشته شود و راه حل دیگر قرار دادن کابل های پس کشیدگی مهارنشده در ناحیه اتصال است [۴].

خالو و پرستش (۲۰۰۳) در فاز اول تحقیق، اتصالات ساده خمشی تیر به ستون بتنی پیش ساخته برای مناطق با لرزه خیزی زیاد را مورد بررسی قرار دادند. نمونه ها در فاز اول، تحت بار ثابت نیروی محوری ستون و بارگذاری دوره ای بر طبق تاریخچه تغییر مکان هایی معین قرار گرفتند. نتایج این آزمایش ها نشان می دهند که تغییر مکان جانبی نسبی در نمونه های پیش ساخته بیشتر از نمونه های یک پارچه است و کاهش طول اتصال باعث کاهش مقاومت، شکل پذیری و اتلاف انرژی می گردد، هم چنین حضور میلگرد عرضی در طول اتصال باعث افزایش و بهبود عملکرد اتصال پیش ساخته می گردد [۵].

کلکرونی و همکارانش (۲۰۰۷) تحلیل غیرخطی اجزای محدود را روی یک اتصال ترکیبی فولاد و بتن انجام دادند. پارامترهای متغیر در این تحلیل ها بار محوری ستون، ضخامت ورق اتصال و امتداد یافتگی یا نیافتگی آرماتورهای تحتانی تیر می باشد. آن ها به این نتیجه رسیدند که افزایش ضخامت ورق تا حدی، باعث افزایش استهلاک انرژی می شود. هم چنین با امتداد یافتن آرماتورهای تحتانی تیر مشاهده شد که رفتار اتصال بهتر می شود. برای یک اتصال مستطیلی شکل کشیده مانند اتصال دیوار برشی نیروی محوری $0.4 f_c' Ag$ است اما برای اتصال های عمیق تر مانند اتصال تیر به ستون نیروی محوری بین $0.2 f_c' Ag$ تا $0.4 f_c' Ag$ مفید خواهد بود [۶].

هاشمی (۲۰۰۸) به بررسی ضریب رفتار سازه های ساخته شده با پانل های بزرگ پیش ساخته پرداخت و اثرات تغییر مقاومت بتن، تغییر تعداد دهانه ها، طبقات و هم چنین اثرات بارگذاری جانبی را بر ضریب رفتار مورد بررسی قرار داد. نتایج نشان دادند که مقاومت بتن تأثیر ناچیزی بر ضریب رفتار دارد. در حالت کلی با افزایش تعداد دهانه ها و طبقات، شکل پذیری کاهش می یابد و به تبع آن ضریب کاهش نیرو R_{μ} نیز کاهش می یابد؛ ولی با توجه به افزایش ضریب اضافه مقاومت (Ω) ضریب رفتار افزایش می یابد [۷].

ارتاس و همکاران (۲۰۰۶) چهار نوع اتصال شکل پذیر و مقاوم خمشی به صورت پیش ساخته و یک اتصال یک پارچه را مورد مقایسه قرار دادند. سپس آن ها به ارزیابی مقاومت، کاهش سختی و اتلاف انرژی نمونه ها پرداختند. نتایج نشان داد کاهش سختی نمونه های یک پارچه پیش ساخته با

اتصال داخل ستون و پیش ساخته با اتصال داخل تیر شبیه به هم است؛ ولی سختی نمونه پیش ساخته با اتصال مرکب کمتر از سایر نمونه‌ها است. هم‌چنین میرایی و یسکوز با افزایش تغییر مکان جانبی نسبی افزایش پیدا می‌کند [۸].

چین یو و همکاران (۲۰۰۸) یک نوع از سیستم‌های سازه‌ای پیش ساخته بتنی با تیرها و دال‌های پیش ساخته بتنی را مورد بررسی قرار دادند. سپس عملکرد لرزه‌ای سیستم تحت بارهای دوره‌ای روی گره‌های تیر به ستون و تحلیل بارافزون نمونه با نرم افزار تحلیل سازه‌ای Opensees انجام شد. آن‌ها نتیجه گرفتند که این سیستم‌های سازه‌ای رفتار لرزه‌ای خوبی از خود نشان می‌دهند [۹].

اوسالم و همکاران (۲۰۰۸) به بررسی آزمایشگاهی سیستم اتصال تیر بتنی پیش ساخته عبوری از میان ستون‌ها پرداختند. هدف از این تحقیق، بررسی وقوع شکست برشی ناهنگام در اتصال تیر به ستون بتنی پیش ساخته تحت مقادیر بزرگ نیروهای محوری و بارهای جانبی ناشی از باد و زلزله بود. این شرایط در طبقات پایین سازه‌های بلند مرتبه که تحت نیروهای جانبی قرار دارند، به وجود می‌آید. نتایج حاصل از آزمایش‌ها نشان دادند، عملکرد اتصال از نظر مقاومت، جذب انرژی و پاسخ دینامیکی در محدوده جابجایی نسبی ۳٪ رضایت‌بخش بوده است [۱۰].

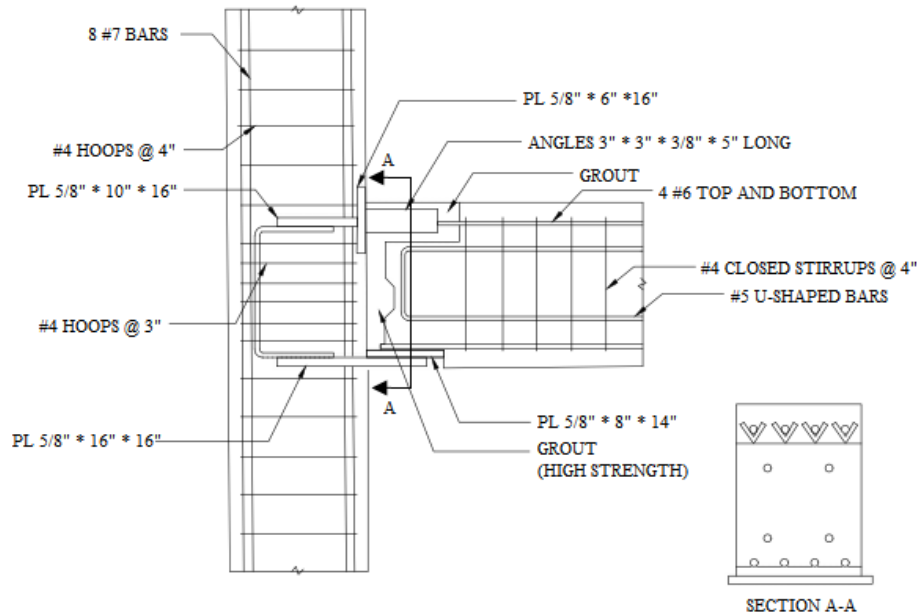
هایله و همکارانش (۲۰۰۹) آنالیز اجزاء محدود غیرخطی را برای بررسی رفتار اتصال تیر - ستون ترکیبی^۱ پیش ساخته بکار بردند. برای این کار از نرم افزار ANSYS استفاده شده است قاب‌های ترکیبی از اعضای پیش ساخته، کابل‌های بدون مهار پیش کشیده و آرماتورهای مهار شده تشکیل شده است. مقایسه‌ی نتایج تحلیل اجزاء محدود و نتایج آزمایشگاهی نشان می‌دهد که رفتار دو مورد تا رسیدن به زاویه تغییر مکان نسبی ۱٪ تقریباً مشابه بوده است. در زاویه تغییر مکان نسبی‌های بالاتر از ۱٪، نمونه تحلیلی رفتار نرم‌تر از نمونه آزمایشگاهی از خود نشان داد. علت این امر می‌تواند ریزتر کردن ابعاد شبکه، ایده‌آل سازی شرایط تکیه گاهی در مدل تحلیلی، غیرخطی شدن رفتار مواد و پارامترهای اصطکاکی تعریف شده در نرم‌افزار می‌باشد [۱۱].

لازم به توضیح است که نگارندگان این مقاله، با تعریف منطقی و علمی قیود که نیازمند تلاش و پشتکار فراوانی است، موفق به دستیابی خروجی نزدیک به نتایج آزمایشگاهی شده‌اند، به گونه‌ای که تحقیق حاضر بخشی از پژوهش آن‌ها به حساب می‌آید.

در این مطالعه ابتدا به توضیح مدل رفتاری بتن و فولاد پرداخته شده است. سپس به تفصیل، نحوه مدلسازی و تعریف قیود مختلفی را که در طی روند شبیه سازی همراه با چالش بوده است، بررسی شده است.

۲- نمونه آزمایشگاهی

به منظور شبیه سازی، از بین پنج نمونه MR، P1، PR1، P2، PR2، PR2 انتخاب شد. لازم به توضیح است که هر نمونه با یک یا دو حرف به همراه شماره گذاری مشخص می‌شود. حرف اول معرف نوع ساخت نمونه می‌باشد که M برای نمونه‌های یک پارچه و P برای نمونه‌های پیش ساخته استفاده شده است. حرف R نشان دهنده این موضوع است که مفصل پلاستیک از نزدیکی ستون به داخل تیر منتقل شده باشد. اعداد 1 و 2 به دو نوع جزئیات متفاوتی که برای اتصالات پیش ساخته استفاده شده است، اشاره می‌کند [۱۲]. در پژوهش آزمایشگاهی ذکر شده، هدف اصلی ارائه اتصال صلب شکل پذیر و اقتصادی برای اعضای بتنی پیش ساخته و بررسی و مطالعه اثرات انتقال مفصل پلاستیک به ناحیه ای دورتر از اتصال تیر به ستون می‌باشد. علت انتخاب این کار پژوهشی به عنوان اساس کار، نزدیک بودن جزئیات اتصال ارائه شده در مقاله و اتصال پیشنهادی توسط نویسندگان (که ادامه کار پژوهشی آنان می‌باشد) بوده است. جزئیات اتصال همان طور که در شکل (۱) مشاهده می‌شود شامل تیر بتنی و ستون بتنی است که توسط مصالح گروت، ورق‌ها و نبشی‌های به کار گرفته شده، به یکدیگر متصل شده‌اند. در واقع ستون شامل ورق گسترش یافته در پایین چشمه اتصال و ورق T شکلی در بالای چشمه اتصال است که ۴ عدد نبشی در بیرون از سطح خارجی ستون به آن جوش داده شده‌اند. از طرفی تیر، علاوه بر آرماتورها و خاموت‌های کافی شامل ورق‌هایی است که به آرماتورهای طولی پایینی تیر جوش داده شده و بر روی ورق گسترش یافته ستون قرار داده می‌شود. نهایتاً دور تا دور ورق‌ها به یکدیگر جوش داده می‌شوند. آرماتورهای طولی بالای تیر نیز داخل نبشی‌ها قرار گرفته و جوشکاری انجام می‌شود. در انتها فضای خالی بین تیر و ستون توسط گروت پر می‌شود و بدین ترتیب اتصال تأمین خواهد شد.



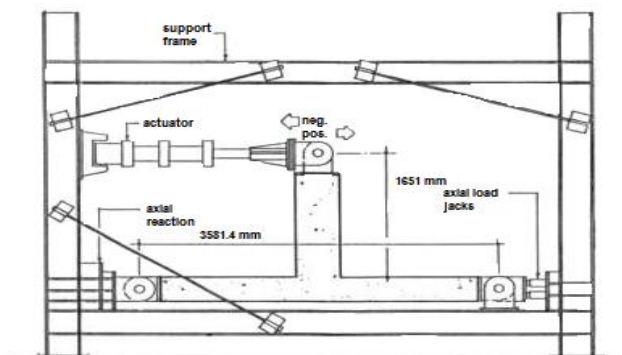
شکل ۱- جزئیات اتصال مدل آزمایشگاهی Ochs و Ehsani [۱۲]

مقاومت فشاری واقعی بتن برای هر نمونه در زمان آزمایش ۴۷۸۰ psi یا ۳۲/۹۶Mpa داده شده است.

مشخصات مکانیکی آرماتورها به قرار زیر است:

آرماتورهای شماره ۴ (ksi ۷۷/۵ یا مگاپاسکال)، آرماتورهای شماره ۵ (ksi ۷۲/۳ یا مگاپاسکال)، آرماتورهای شماره ۶ (ksi ۶۹ یا ۴۷۶ مگاپاسکال)، آرماتورهای شماره ۷ (ksi ۶۵/۷ یا مگاپاسکال)، آرماتورهای شماره ۸ (ksi ۶۲/۷ یا مگاپاسکال) ۴۳۲ مگاپاسکال) تمامی ورق ها و نبشی ها از فولاد با گرید A36 ساخته شده است. ورق های ستون با ضخامت ۵/۸ اینچ و یا ۱۶ میلی متر می باشد. نبشی های بزرگ فولادی تیر دارای ابعادی با مشخصات زیر بود: ۱۴ × ۳/۸ × ۵ اینچ و یا ۱۲۷ × ۱۰ × ۱۲۷ میلی متر. تمامی جوش ها با استفاده از جوش الکترودی E7018 انجام گرفت.

نحوه ی قرار گیری اتصال در قاب آزمایشگاهی همانطور که در شکل ۹ مشاهده می شود، به صورت افقی بوده است که دو وجه ستون با قاب آزمایش بسته می شود. نیروی محوری ۸۹ کیلونیوتن به یک وجه ستون و تغییر مکان ۵۰ میلی متر به انتهای تیر وارد می گردد.



شکل ۲- نحوه قرار گیری اتصال در قاب آزمایش

۳- مدل سازی اجزاء محدود

نرم افزار Abaqus دارای مجموعه المان های بسیار گسترده ای می باشد که هر نوع هندسه ای را می توان به صورت مجازی توسط این المان ها مدل کرد. در این مدل سازی برای شبیه سازی بتن به دلیل رفتار سه بعدی آن از المان Solid از نوع C3D8R (المان پیوسته، سه بعدی، ۸ نقطه ای با انتگرال کاهش یافته) که یک المان ۸ گرهی با ۳ درجه آزادی انتقالی در هر گره می باشد استفاده شده است. المان مذکور قابلیت ترک خوردگی در کشش و خرد شدن در فشار را دارد. یکی از نقایص المان Solid هشت گرهی با انتگرال کاهش یافته پدیده hourglass می باشد که از طریق انتخاب گزینه Enhanced از منوی Hourglass control عدم تاثیر این پدیده بر جواب ها کنترل شده است. هرگاه در المان از فولاد مسلح کننده استفاده گردد، این فولاد ها محبوس شده (Embedded) در بتن فرض می شوند. به عبارتی چسبندگی کامل بین بتن و میلگرد وجود دارد. برای فولاد های فشاری و خاموت ها از المان wire از نوع T3D2 (المان خربایی، سه بعدی، دو نقطه ای) که یک المان دو گرهی با یک درجه آزادی است و قابلیت انتقال نیرو در یک جهت را دارد، استفاده شده است. به منظور مدل سازی ورق ها و نبشی ها نیز به دلیل داشتن ضخامت قابل توجه از المان های solid از نوع C3D8R استفاده شده است [۱۳].

۴- مشخصات مصالح

تعیین رفتار غیر خطی بتن مهم ترین مرحله در مدل سازی عددی سازه های بتن آرمه می باشد. در مدل سازی اجزای محدود رفتار غیر خطی مصالح ترد را می توان به سه روش مدل ترک پخشی، مدل شکست ترد، و مدل خسارت پلاستیک بتن تعریف کرد [۱۴]. در نرم افزار Abaqus برای محل هایی که بتن تحت بارگذاری رفت و برگشتی قرار دارد، مدل خسارت پلاستیک بتن^۱ مورد بررسی قرار می گیرد. مدل فوق توسط لی و فوس در سال ۱۹۹۸ ارائه شده است. مبنای این مدل رفتاری فرض ضریب خسارت همسانگرد^۲ می باشد. در تحقیق حاضر از این خصوصیات رفتاری برای مصالح بتن استفاده شده است. این مدل قابلیت استفاده در محاسبات استاتیکی و دینامیکی را داراست و همچنین شامل قابلیت هایی نظیر کاربرد در بتن مسلح و غیر مسلح، مدل سازی بتن در انواع المان های سازه ای مانند تیر و المان خربایی است و می توان در هر دو تحلیل گر موجود در نرم افزار مورد استفاده قرار گیرد.

۴-۱ سطح تسلیم^۳ مدل خسارت پلاستیک بتن

مدل خسارت پلاستیک بتن تعمیم یافته معیار شکست دراگر-پراگر^۴ می باشد. این معیار یک سطح شکست مخروطی مطابق شکل (۲) دارد، و یکی از تئوری های پر کاربرد در مدل سازی شکست بتن آرمه می باشد [۱۵]. طبق اصلاح صورت پذیرفته در مدل خسارت پلاستیک، لزومی بر دایروی بودن صفحه دوپاتوری^۵ وجود ندارد و می تواند شکل دیگری نیز داشته باشد. شکل این صفحه با ضریب K_c تعیین می شود. این ضریب مقداری بیش از ۰/۵ دارد و وقتی مساوی ۱ باشد شکل دایره و یا همان معیار دراگر-پراگر بدست می آید. از لحاظ فیزیکی، K_c نسبت فاصله بین محور هیدرو استاتیک با مریدین فشاری و مریدین کششی می باشد. در مدل خسارت پلاستیک بتن مقدار پیش فرض این ضریب ۲/۳ می باشد که بر اساس آزمایش های فشاری سه محوره و تحلیل های عددی پیشنهاد شده است. در این مدل شکل مریدین ها نیز در فضای تنش تغییر کرده است و آزمایش ها نشان گر این است که مریدین ها منحنی شکل می باشند [۱۵].

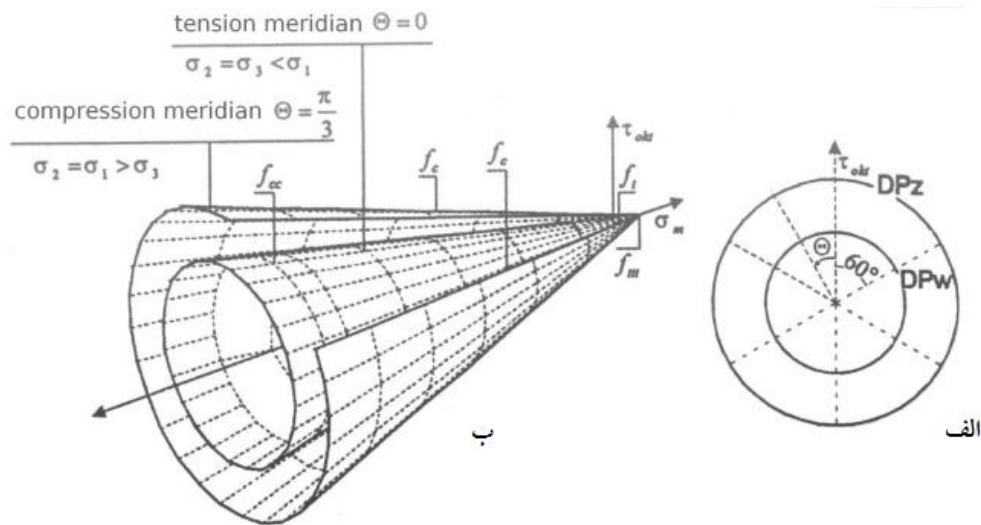
1 Concrete Damage Plasticity

2 Isotropic Damage Factor

3-Yield Surface

4-Drucker-Pruger

5-Deviatoric Plane



شکل ۳- سطوح مرزی معیار دراگر دراگر (الف) شکل کلی (ب) صفحه دویاتوریک

- پتانسیل خروج از مرکزیت پلاستیک^۱ عدد کوچک مثبتی است که برابر نسبت مقاومت کششی به مقاومت فشاری بتن می باشد. مقدار پیش فرض آن ۰/۱ است. وقتی که این عدد صفر باشد در واقع شکل مریدین تبدیل به یک خط راست می شود (معیار دراگر دراگر کلاسیک) [۱۶].
- نسبت مقاومت فشاری دو محوره بتن به مقاومت فشاری تک محوره می باشد. نتایج حاصل از آزمایشات نشان داده است که رابطه بین مقاومت فشاری تک محوره و دو محوره بتن مطابق رابطه (۱) می باشد [۱۶].

$$f_{b0} = 1.16148 f_c \quad (1)$$
- زاویه اتساع^۲ (psi) شیب صفحه گسیختگی به طرف صفحه هیدرواستاتیک در صفحه مریدین می باشد. از لحاظ فیزیکی psi زاویه اصطکاک داخلی بتن می باشد. که در اغلب موارد مقدار آن ۳۵ یا ۴۰ فرض می شود [۱۶].
- پارامتر ویسکو الاستیک^۳ (nu) که در مدل خسارت پلاستیک وجود دارد در واقع برای همگرایی بهتر گام ها در Abaqus/standard استفاده می شود و مقدار آن را بایستی با چند بار تحلیل بدست آورد. mu کوچکترین عدد مثبتی است که باعث همگرایی بهتر تحلیل می شود. این پارامتر امکان خروج تدریجی از سطح پتانسیل پلاستیک^۲ را در شرایط ناهمگرایی های جزئی تحلیل فراهم می سازد [۱۶].

۲-۴ مدل رفتاری بتن

برای مدلسازی رفتار بتن از مدل گسترش داده شده توسط کریریا و چو [۱۷] استفاده شده است که نمودار تنش - کرنش بر حسب مقاومت ۲۸ روزه بتن نمونه استوانه‌ای مرجع (f'_c) کرنش نظیر تنش حداکثر (ϵ_0) و یا مدول الاستیسیته بتن، تعیین شده است. این رابطه به صورت زیر می باشد

1- eccentricity
2 - Dilation Angle
3- Viscosity Parameter

$$f_c = f_c'' \left[\frac{2\varepsilon_c}{\varepsilon_0} - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0} \right)^2 \right]$$

$$\varepsilon_0 = 1.8 \frac{f_c'}{E_c}$$

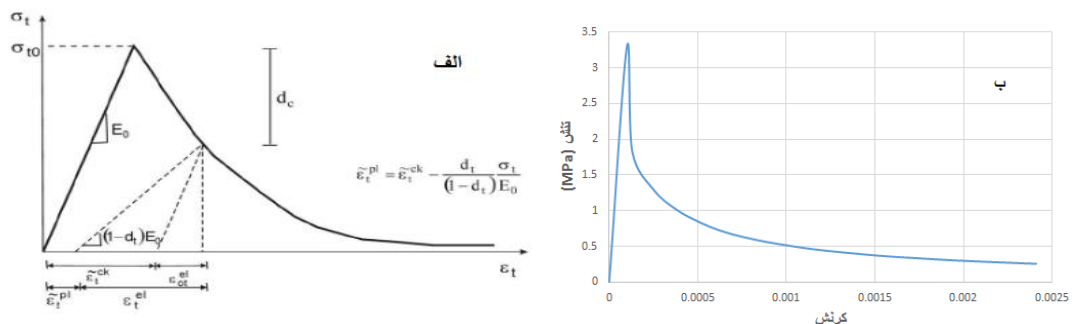
$$E_c = 4700 \sqrt{f_c'}$$

$$f_c'' = K \cdot f_c'$$

در این رابطه f_c'' ، تنش فشاری حداکثری است که می‌تواند در عضو بتنی ایجاد شود و مقدار آن به نوع عضو و مقاومت فشاری بتن، وابسته است که توسط پارامتر K کنترل می‌شود. ضریب K را می‌توان در قطعات خمشی برای بتنهایی با مقاومت فشاری استوانه‌ای ۱۵، ۲۰، ۲۵، ۳۰ و مساوی یا بزرگتر از ۳۵ مگا پاسکال، به ترتیب برابر ۱/۰، ۰/۹۷، ۰/۹۵، ۰/۹۳ و ۰/۹۲ در نظر گرفت.

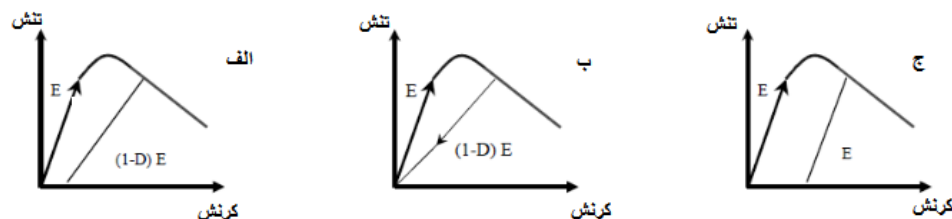
۴-۲-۱ نمودار تنش- کرنش کششی بتن

نمودار تنش-کرنش کششی بتن مانند شکل (۴) با استفاده از روابط پس خرابی بتن در معرض کشش بدست می‌آید. این روابط با در نظر گیری سخت شوندگی کششی^۳، نرم شوندگی کششی^۴ و اندرکنش بین میلگرها و بتن پیشنهاد شده است.



شکل ۴- الف) نمودار آسیب ناشی از ترک خوردگی (dt) در مقابل کرنش کششی، ب) نمودار تنش-کرنش کششی برای مدل خسارت پلاستیک Carreira و Chu [۱۶]

پارامتر خرابی کششی (dt)، برابر با نسبت کرنش شکست (ε_t^{ck}) به کرنش کلی (ε_t) می‌باشد. این مقدار برای مصالح کاملاً سالم برابر صفر و برای مصالح کاملاً آسیب دیده برابر ۱ می‌باشد. مطابق شکل (۵) با تعیین این پارامتر دقت نتایج، با اعمال کرنش های ماندگار در طی بار گذاری های چرخه ای افزایش می‌یابد. شایان ذکر است که مدل مورد استفاده (توسط لی و فنوس) ترکیبی از تئوری پلاستیک (theory of plasticity) و تئوری آسیب پیوسته (continuum damage theory) است.

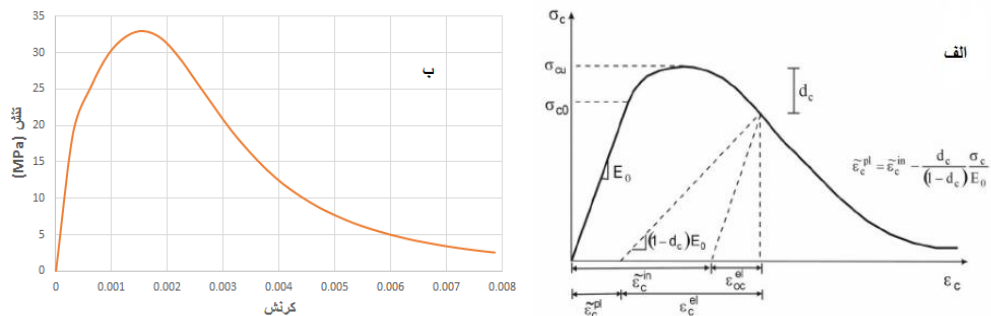


شکل ۵- رفتار بار گذاری- بار برداری بتن؛ الف) تجربی، ب) مدل خسارت پلاستیک بدون لحاظ پارامتر خرابی، ج) مدل خسارت پلاستیک با لحاظ کردن پارامتر خرابی

پارامتر compressive stiffness recovery به معنی میزان بازیابی سختی فشاری به دلیل بسته شدن ترک ها در هنگام تغییر بار از حالت کششی به فشاری می باشد. مقدار پیش فرض این پارامتر برابر $WC = 0/8$ می باشد که به معنی بازیابی کامل سختی در هنگام تغییر جهت بار از کشش به فشار است.

۲-۲-۴ نمودار تنش- کرنش فشاری بتن

نمودار تنش-کرنش فشاری بتن مانند شکل ۶، با استفاده از روابط پس خرابی بتنی که در معرض فشار تک محوری قرار گرفته است محاسبه می گردد. پارامتر خرابی فشاری (d_c)، برابر با نسبت کرنش غیر الاستیک (ϵ_c^{in}) به کرنش فشاری کلی (ϵ_c) می باشد. این مقدار برای مصالح کاملاً سالم صفر و برای مصالح کاملاً آسیب دیده ۱ می باشد.

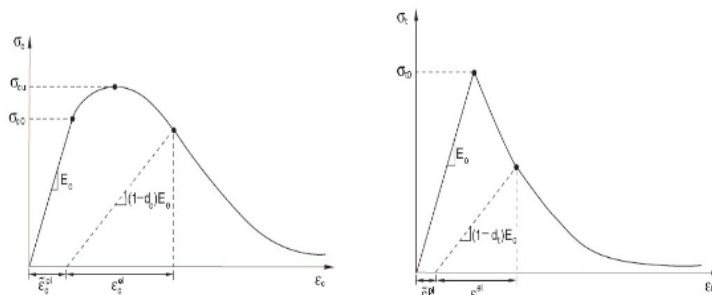


شکل ۶- الف) نمودار آسیب ناشی از خردشدگی (d_c) در مقابل کرنش فشاری (ب) مدل تنش-کرنش فشاری بتن Chu و Carreira [۱۶]

پارامتر tensile Stiffness Recovery به معنی میزان بازیابی سختی کششی پس از خرد شدگی بتن در فشار می باشد. مقدار پیش فرض این پارامتر برابر $wt = 0$ است که به معنی عدم بازیابی سختی پس از خرد شدگی بتن در فشار می باشد. برای مدل سازی های دقیق تر مانند مدل سازی ضربه می توان سرعت کرنش^۵ در بارگذاری بتن را نیز تعیین کرد.

۳-۲-۴ تخریب برای مصالح بتن

هنگامی که عضو فولادی تحت سیکل بارگذاری رفت و برگشتی قرار می گیرد، شیب هر دو شاخه بارگذاری و باربرداری با یکدیگر یکسان بوده و برابر مدول الاستیسیته است. اما زمانی که عضو بتنی تحت بارگذاری رفت و برگشتی قرار می گیرد، به دلیل آسیب های ناشی از ترک خوردگی و باز و بسته شدن ترک ها و هم چنین خرد شدن بتن تحت فشار، دیگر شیب باربرداری برابر مقدار شیب اولیه نمودار تنش-کرنش یا همان مدول الاستیسیته نخواهد بود و در این حالت باربرداری، شاخه ای با سختی کمتری را دنبال می کند. به این پدیده، در اصطلاح آسیب دیدگی سختی الاستیک ماده گفته می شود. زوال سختی الاستیک در شاخه باربرداری در نرم افزار Abaqus، به کمک دو پارامتر آسیب dt و dc تعیین شده است که dt مربوط به کاهش سختی شاخه باربرداری در ناحیه کششی و dc مربوط به کاهش سختی شاخه باربرداری در ناحیه فشاری است. (شکل ۷) هر دو این پارامترها، دارای مقادیری بین ۰ تا ۱ بوده که حالت صفر به معنی عدم وجود آسیب و حالت یک به این مفهوم است که عضو سختی خود را به طور کامل از دست داده است [۱۳].



شکل ۷- نحوه تاثیر پارامترهای آسیب در نرم افزار

۳-۴ فولاد

برای معرفی ناحیه پلاستیک فولاد به نرم افزار آباکوس می‌بایست از نمودار تنش-کرنش واقعی فولاد استفاده شود. نرم افزار این مقدار تنش-کرنش را به مقادیر صحیح تبدیل می‌کند. داده‌های مربوط به مصالح فولاد مورد استفاده در آزمایشات، اغلب موارد اسمی میزان مقاومت فولاد می‌باشد. برای تبدیل کردن این مقادیر به تنش-کرنش واقعی از رابطه‌های زیر استفاده می‌شود [۱۸].

$$\varepsilon = \ln(1 + \varepsilon_{\text{nominal}}) \quad (2)$$

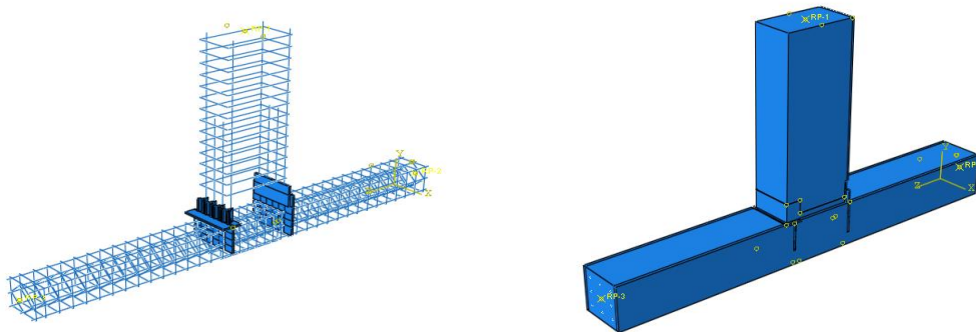
$$\sigma = \sigma_{\text{nominal}} (1 + \varepsilon_{\text{nominal}}) \quad (3)$$

برای تعیین کرنش در ناحیه پلاستیک می‌بایست مقادیر کرنش الاستیک را از آن کسر نمود. برای این کار می‌توان از رابطه (۴) استفاده کرد.

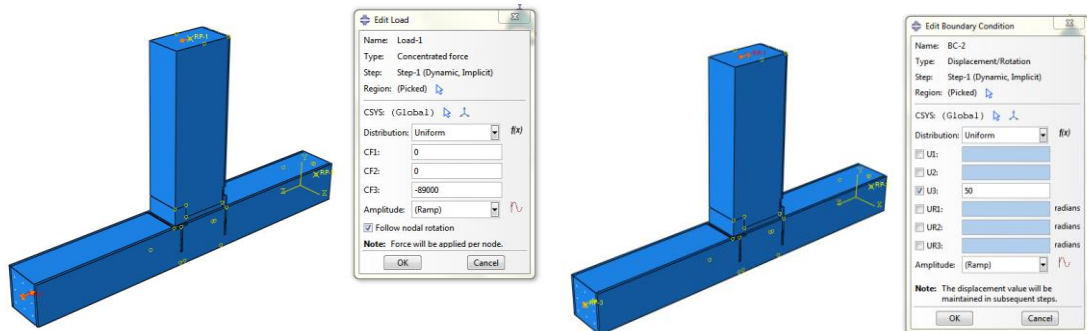
$$\varepsilon^{\text{pl}} = \varepsilon^{\text{t}} - \varepsilon^{\text{el}} = \varepsilon^{\text{t}} - \sigma/E \quad (4)$$

که در این روابط $\varepsilon_{\text{nominal}}$ و σ_{nominal} به ترتیب کرنش و تنش اسمی و ε و σ مقادیر واقعی آن هستند. اختلاف بین مقادیر اسمی و واقعی با افزایش کرنش‌ها و نیز تنش‌ها افزایش می‌یابد و عدم در نظر گیری این نکته می‌تواند منجر به ایجاد خطاهای قابل توجه در نتایج گردد. برای بسیاری از مقاصد طراحی و تحقیقاتی در بتن مسلح رفتار فولاد را ایده‌آل سازی می‌شود و همچنین رفتار کششی و فشاری این ماده یکسان فرض می‌نمایند، بدون اینکه تاثیر خاصی در دقت جواب‌ها حاصل گردد.

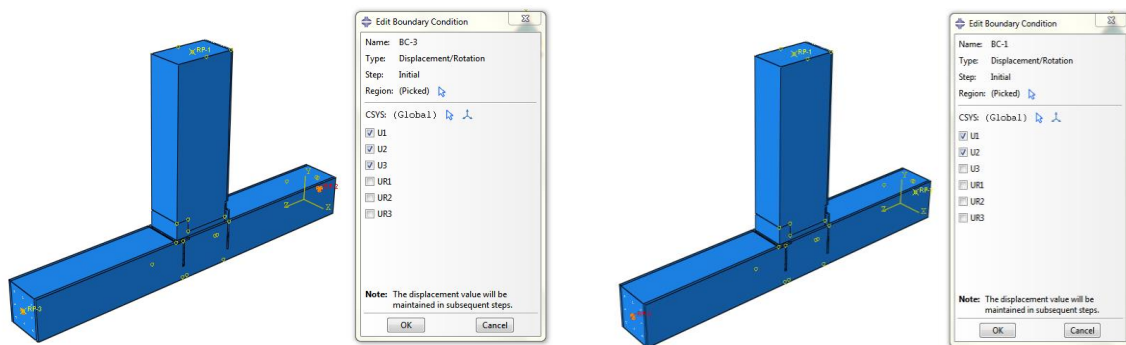
۵- بررسی صحت مدل‌سازی



شکل ۸- نحوه روی هم گذاری اجزای مختلف در محیط نرم‌افزار اجزاء محدود

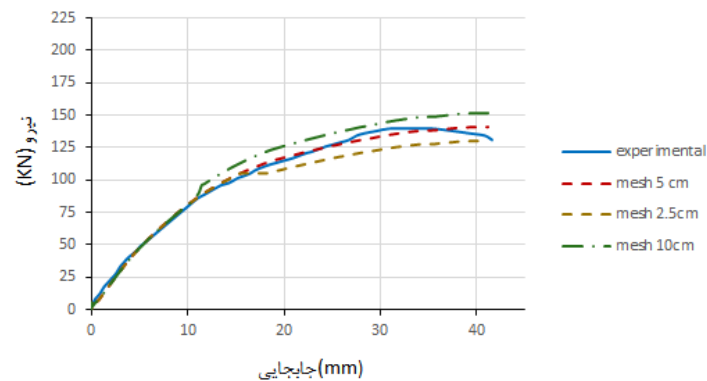


شکل ۹- نحوه و محل اعمال بار (واحد بار محوری: نیوتن و واحد تغییر مکان میلی متر)



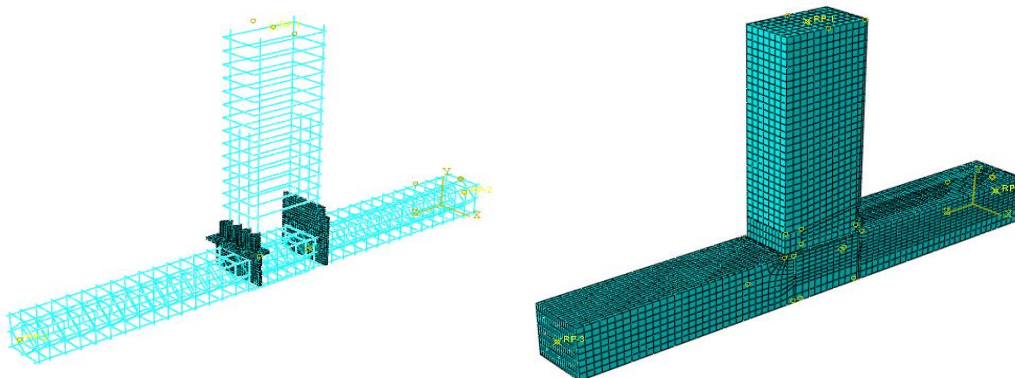
شکل ۱۰- نحوه و محل اعمال شرایط تکیه گاهی

آنالیز حساسیت مش بندی برای تیر و ستون مسلح با اندازه مش ۱۰ و ۵ و ۲/۵ سانتی متر انجام شده و نتایج تحلیل در نمودار (۱) نمایش داده شده است. با توجه به این نمودار می توان دریافت مدل با مش ۵ سانتی متری مطابقت بهتری با نتایج آزمایشگاهی دارد و از آن می توان به عنوان مش مناسب در ادامه کار بهره برد.



نمودار ۱ - مقایسه حساسیت نتایج به مش بندی با سایز های مختلف

سایز مش ها برای اجزای بتنی ۵ سانتی متر و برای اجزای فولادی ۲ سانتی متر در نظر گرفته شده است (شکل ۸).



شکل ۱۱ - نحوه مش زنی اجزای بتنی و فولادی

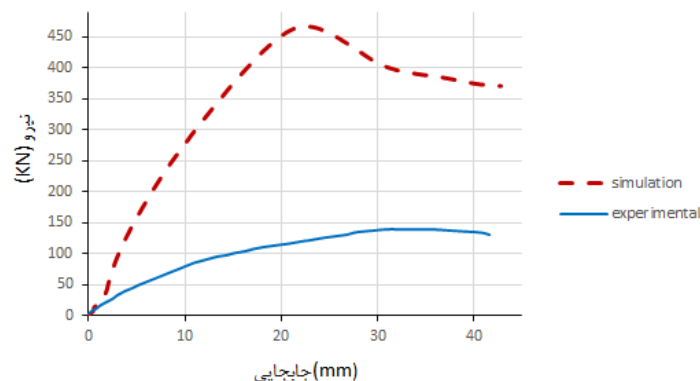
مسئله اصلی و تأثیر گذار در روند تحلیل تعریف فیود و اندرکنش بین پارت های مختلف می باشد که در ادامه به طور مفصل به آن پرداخته می شود.

۶- آنالیز حساسیت سنجی تعریف اندرکنش ها

به منظور رسیدن به نتیجه بهتر تغییراتی در نحوه تعریف اندرکنش‌ها صورت گرفته است. در ادامه انواع انتخاب‌های ممکن برای تعریف اندرکنش‌ها مورد بررسی قرار گرفته و اثر هر یک بر روی نتایج ارائه شده است تا در نهایت بتوان به گزینه مناسب دست یافت.

۱-۶ قید Embedded برای آرماتورهای داخل بتن

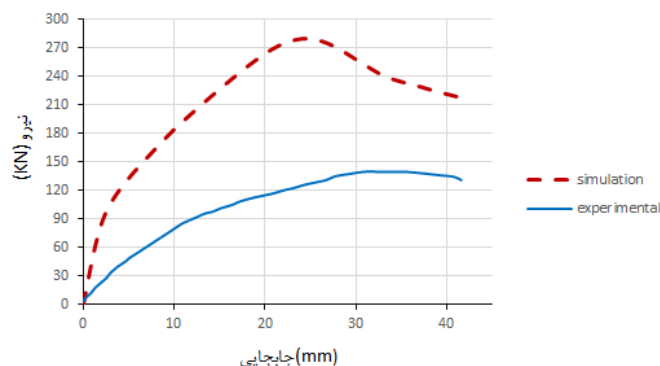
در وهله اول تمامی آرماتورها به صورت جداگانه و هم‌چنین تمامی قطعات بتنی شامل تیر و ستون، با استفاده از دستور Merge به یک پارت تبدیل شده و قید Embedded برای آرماتورهای داخل تیر و ستون تعریف شده است. هم‌چنین اندرکنش تمامی ورق‌ها و نبشی‌ها نیز با قید Embedded تأمین شده است. نتیجه این فرضیات در نمودار (۲) قابل مشاهده می‌باشد.



نمودار ۲ - مقایسه پوش آزمایشگاهی و نرم افزاری با فرض استفاده از قید Embedded برای آرماتورها

۲-۶ قید Contact برای ورق‌ها و نبشی‌ها

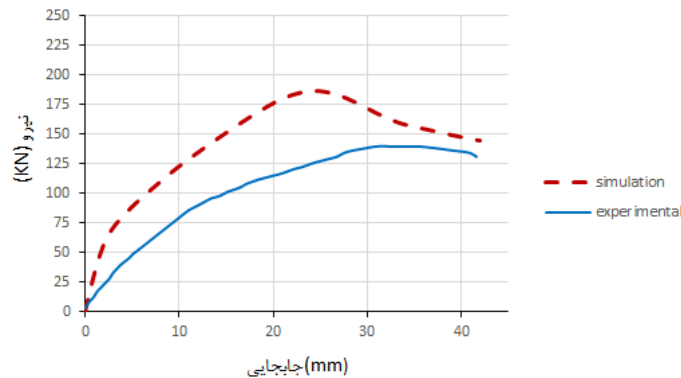
به این علت که ورق‌ها از نوع solid و حجم دار می‌باشند، می‌بایست برای تعریف اندرکنش آنها به جای قید Embedded، داخل بتن خالی شده و از قید Contact استفاده شود. در این حالت تمامی ورق‌ها و نبشی‌ها به علاوه آرماتورهای U شکل داخل ستون و آرماتورهای طولی بالایی و پایینی تیر Merge شده‌اند. نتایج بکارگیری این فرضیات در نمودار (۳) نشان داده شده است. همانطور که مشاهده می‌شود تعریف کردن قید Contact تأثیر زیادی در نزدیک شدن نتایج تحلیل به نتایج آزمایشگاهی و کاهش ظرفیت نیرویی اتصال داشته است.



نمودار ۳ - مقایسه پوش آزمایشگاهی و نرم افزاری با فرض استفاده از قید Contact برای تعریف اندرکنش ورق و بتن

۱-۲-۶ قید Contact برای بتن و گروت

در این گام، اندرکنش بین بتن و گروت با قید Contact تعریف شده و آرماتورها، ورق‌ها و نبشی‌ها به همان حالت قبل مدل شده‌اند. نمودار (۴) نتایج تحلیل حاصل از این فرضیات را نشان می‌دهد.



نمودار ۴- مقایسه پوش آزمایشگاهی و نرم افزاری با فرض استفاده از قید Contact برای تعریف اندرکنش بتن و گروت

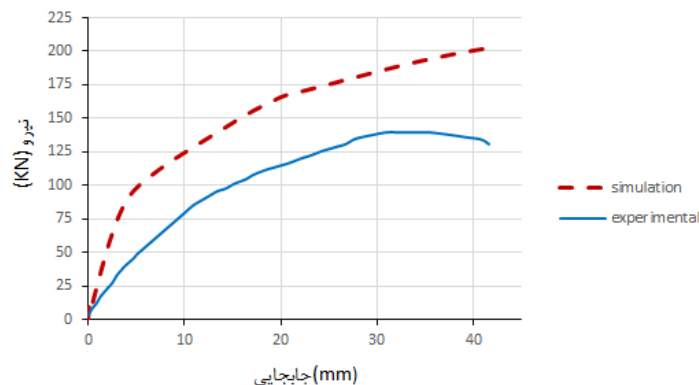
همانطور که از مقایسه نمودار (۴) و نمودار (۳) مشخص می‌شود، تعریف اندرکنش بتن و گروت با استفاده از قید Contact توانسته است ظرفیت غیر واقعی ۶۵ kips را در نتایج تحلیل به ظرفیت نزدیک تر به واقعیت ۴۲ kips تقلیل دهد.

۳-۶ تعریف قید Tie و استفاده از دستور Merge

در این مرحله ورق‌ها، نبشی‌ها، آرماتورهای طولی تیر و آرماتورهای U شکل ستون از حالت Merge کلی خارج شده‌اند و اتصال آن‌ها به ۳ روش مختلف بررسی شده است. علت اصلی این بررسی، تفاوت بین قید Tie و Merge می‌باشد. در واقع قید Merge قطعات را به یک قطعه تبدیل می‌کند، یعنی یکپارچگی ۱۰۰٪ را برای آن در نظر می‌گیرد. اما قید Tie که معمولاً برای مدلسازی جوش استفاده می‌شود، اتصال صلب ۱۰۰٪ را تأمین نمی‌کند. از آنجا که اتصال مورد بررسی در واقعیت صلبیت ۱۰۰٪ را ندارد، تصمیم بر آن شد که قطعات موجود در چشمه اتصال از حالت Merge خارج شوند. در ادامه سه روش مختلف برای تعریف نوع اتصال اجزا به یکدیگر ذکر می‌شود و با انجام تحلیل بر اساس هر یک از فرضیات، نتایج تحلیلی بدست آمده و با نتایج آزمایشگاهی مقایسه می‌شود. با مقایسه میزان انطباق نتایج با نتایج آزمایشگاهی می‌توان بهترین روش را انتخاب کرد.

• روش اول

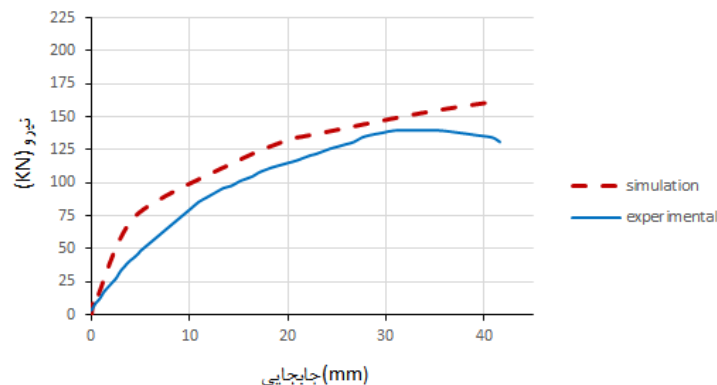
در این روش نبشی‌ها و آرماتورهای طولی بالای تیر با یکدیگر Merge شدند و ورق T شکل، آرماتورهای U شکل داخل ستون، ورق‌های تیر و ستون و آرماتورهای طولی پایین تیر نیز جداگانه با یکدیگر Merge شدند. نمودار (۵) نتیجه را نشان می‌دهد.



نمودار ۵- مقایسه پوش آزمایشگاهی و نرم افزاری بر اساس فرضیات روش اول

• روش دوم

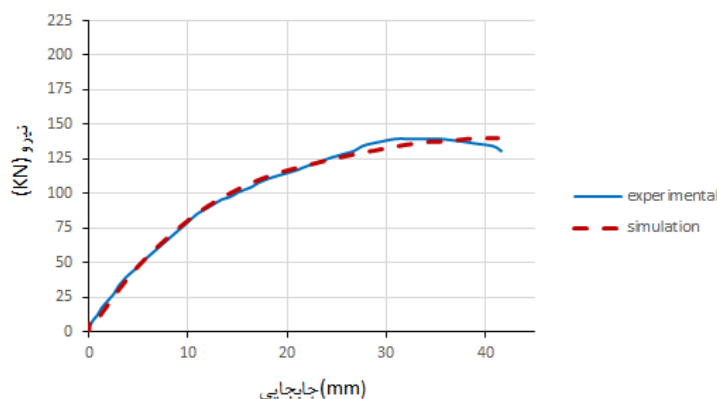
در مرحله بعد ابتدا ورق داخل تیر، نبشی ها و آرماتورهای بالا و پایین تیر با یکدیگر Merge شده اند و ورق ستون، ورق T شکل داخل ستون، آرماتورهای U شکل داخل ستون نیز جداگانه با هم Merge شده اند و توسط قید Contact داخل بتن قرار گرفتند. اتصال بین ورق تیر و ورق ستون توسط قید Tie تأمین شده است. نتایج حاصل از تحلیل بر اساس این فرضیات در نمودار (۶) نشان داده شده است.



نمودار ۶ - مقایسه پوش آزمایشگاهی و نرم افزاری بر اساس فرضیات دوم

• روش سوم

در روش سوم آرماتورهای طولی بالای تیر، نبشی ها، سپری، آرماتورهای U شکل داخل ستون و ورق داخل ستون با یکدیگر Merge شده اند و آرماتورهای طولی پایین تیر و ورق داخل تیر نیز با یکدیگر Merge شده اند. اتصال بین آنها با قید Tie تأمین شده است. همانطور که در نمودار (۷) مشاهده می شود در این روش نتایج تطابق خوبی با مدل آزمایشگاهی دارند. در جابجایی ۱/۶ اینچ، روند تحلیل به علت شکست فشاری بتن متوقف شده است. همانطور که در نمودار (۷) دیده می شود، نتایج تحلیل نه تنها در پارامترهایی همچون سختی و مقاومت پیمایش بسیار خوبی از منحنی پوش آزمایشگاهی داشته است؛ بلکه به خوبی توانسته است لحظه ی گسیختگی اتصال را به علت خرد شدن بتن فشاری تشخیص دهد و تخمین مناسبی از ظرفیت شکل پذیری اتصال نیز ارائه دهد.



نمودار ۷ - مقایسه پوش آزمایشگاهی و نرم افزاری بر اساس فرضیات روش سوم

۷- نتیجه گیری

اصلی ترین هدف در روند شبیه سازی اتصال انتخابی، تعریف صحیح قیود در نرم افزار به منظور تأمین هر چه بیشتر شرایط آزمایشگاهی می باشد. در فعالیت پژوهشی انجام شده برای معرفی یک اتصال بتنی پیش ساخته، بخش قابل توجهی از زمان و انرژی صرف مدلسازی صحیح و صحت سنجی اطمینان بخشی از نمونه های آزمایشگاهی شده است. پس از مقایسه نمودارهای نیرو- تغییر مکان حاصل از تحلیل و آزمون آزمایشگاهی مربوط به اتصال

پیش ساخته با بتن ریزی غیریکنواخت مشاهده شد که نمودار پوش مدل تحلیلی تا حدود زیاد و قابل قبولی با نتایج آزمایشگاهی تطابق دارد و همچنین با توجه به صحت نتایج به دست آمده و هم خوانی آن ها با نتایج نمونه آزمایشگاهی می توان نتیجه گرفت که استخراج مشخصات مصالح فولاد و بتن اعم از نمودار تنش-کرنش به درستی صورت گرفته است. از مقایسه روش های مختلف مشخص گردید که پارامتر تأثیر گذار بر روند شبیه سازی این مدل، تعریف صحیح اندرکنش ها می باشد. تفاوت قیود صحیح و همچنین قید لازم برای قرار گیری نبشی ها و ورق ها در داخل بتن چالش اصلی این تحقیق بوده که در نهایت با تلاش زیادی به بدست آوردن نتایج مناسبی از نرم افزار اجزاء محدود انجامید که تطابق خوبی با نمودار آزمایشگاهی دارد.

۸- مراجع

- [۱] شیرازی، ح.، اصفهانی، م. (۱۳۹۲). "اثر بتن خود تراکم بر اتصالات خارجی تیر - ستون بتنی". نشریه علمی پژوهشی امیرکبیر (دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست)، چهل و پنج، شماره ۱.
- [2] French, C. W., Olanrewaju, A., Charbel, T. (1989). "Connections Between Precast Elements-Failure Outside Connection Region". ASCE Journal of Structural Engineering, V. 115, No. 2, pp. 316-340.
- [3] Loo, Y.C., Yao, B.Z. (1995). "Static and repeated load tests on precast concrete beam-to-column connections", PCI Journal, No. 2, Vol. 40, pp. 106-115.
- [4] Alcocer, S. M., Carranza, R., Navarrete, D. P., Martinez, R. (2002). "Seismic test of beam to column connections in a precast concrete frame", PCI Journal, May-June, pp. 70-89.
- [5] Khaloo, A., Parastesh, H. (2003). "Cyclic Loading of Ductile Precast Concrete Beam Column Connection, ACI Structural Journal, Vol. 100, No. 3, PP. 291-296.
- [6] Kulkarni, S., Li, B., Yip, W. (2008). "Finite element analysis of precast hybrid-steel concrete connections under cyclic loading", J Construct Steel Res, 64(2):190_201.
- [۷] هاشمی، ک.، مدح خوان، م.، سروقد مقدم، ع. (۱۳۸۹). "تعیین ضریب رفتار سازه های ساخته شده با پانل های بزرگ پیش ساخته بتنی"، روش های عددی در مهندسی، نشریه علمی پژوهشی دانشگاه صنعتی اصفهان، جلد ۲۹، شماره ۲، ص ۱۱-۳۱.
- [8] Ertas, O., Ozden, S., Ozturan, T. (2006). "Ductile Connection in Precast Concrete Moment Resisting Frames", PCI Journal, Vol. 51, No. 3, PP. 66-76.
- [9] Jianguo, C., Jian, F., Zan, W., Yao, C., Yafei, L. (2008). "Investigation of a Precast Concrete Structure System", International Conference on Information Management, Innovation Management & Industrial Engineering, PP. 449-452.
- [10] Ousalem, H., Takatsu, H., Ishikawa, Y. and Kimura, H., "Seismic Performance of Precast Exterior Beam-Column Joints with High-Strength Material under High-Axial Tension Loads", 8th International Symposium on Utilization of High-Strength and High- Performance Concrete, PP. 1045-1052, 2008.
- [11] Hawileh L. A., Rahman A. and Tabatabai H., "Nonlinear finite element analysis and modeling of a precast hybrid beam-column connection subjected to cyclic loads", Journal of Applied Mathematical Modelling, November 2009.
- [12] Ochs, J., Ehsani, M. (1993). "Moment Resistant Connections in Precast Concrete for Seismic Regions". Precast concrete institute (PCI-JOURNAL).
- [۱۳] وارسته پو، ح.، مهدی پور، م. (۱۳۹۳). "تقویت ستون های مستطیلی بتنی با استفاده از مصالح FRP و مدلسازی با نرم افزار بر پایه اجزای محدود و مقایسه با نتایج آزمایشگاهی". ششمین کنفرانس ملی بتن ایران. تهران. ۱۵ مهرماه
- [14] ABAQUS 6.13 Analysis User; s Manual Volume III
- [15] Kmiecik, P., Kaminski, M. (2011). "Modelling of reinforced concrete structures and composite structures with concrete strength degradation taken into consideration". Wroclaw University of Technology, Poland. Archives of Civil and Mechanical Engineering, No.3.
- [۱۶] طاحونی، ش.، رومیانی، م (۱۳۹۵). "ارزیابی عملکرد رفتاری مصالح بتن مسلح در نرم افزار اجزاء محدود". هشتمین کنفرانس ملی سالیانه بتن ایران- تهران. ۱۵ مهرماه
- [17] Carreira, D., Chu, K. (1985). "Stress-Strain Relationship for Plain Concrete Compression". ACI JOURNAL, Title no. 82-72.
- [۱۸] شهبازی، ر.، یکرنگ نیا، م. (۱۳۹۵). "راهنمای کاربردی Abaqus به همراه مسائل مهندسی عمران، سازه و ژئوتکنیک". چاپ سوم، انتشارات علم عمران.

Simulation and analysis of precast concrete beam to column connection with finite element software

Iman Shakibapoor¹, Niloofar Raoof Sheibani²

1- Assistant Professor in Civil Engineering, Sadjad University of Technology, Mashhad, Iran

i_shakibapour@sadjad.ac.ir

2- Master of Science student in Civil Engineering, Sadjad University of Technology, Mashhad, Iran,

raoofsheybani.n@gmail.com

i_shakibapour@sadjad.ac.ir

Abstract

In recent decades, the implementation of precast concrete structures has been considered to compensate the lower construction speed of concrete structures compared to steel structures. Execution of precast concrete structures at the factory, increases the speed to constructions and helps to improve its quality control. One of the challenging issues in precast concrete structures is the methodology to perform rigid connections. The main objective of this paper is to simulate a precast concrete beam to column connections with complex details in Abaqus finite element software.

Finite element method is one of the most common methods for solving engineering problems. It is distinguished from other methods by having lower costs compared to the laboratory methods, having higher analysis speed and accuracy, and the possibility of applying the boundary conditions accurately. Naturally, in addition to these advantages, there are some disadvantages such as: the mismatch between the laboratory and software conditions, the effect of the type and size of the selected elements on the accuracy of the problems, the impossibility of full definition of the material property. The presence of different materials with different behavioral models along with each other and the modeling of the interaction between the materials makes the complexity of the preconfigured concrete connection more complicated. The main issue in the process of selective connectivity simulation is the proper definition of the constraints in the software in order to provide the best possible laboratory conditions. In the research activity carried out to introduce a precast concrete connection, it has made a considerable amount of time and energy for correct modeling and verification of the assured part of the laboratory samples. In this paper, writers have been trying to solve the challenges ahead of modeling and verification of a precast concrete connection for several months in order to share with enthusiasts.

Keywords : Finite element, Precast, Simulation of concrete beam to column connection
