

بررسی رفتار اتصالات پیچی نبشی بالا و پایین در مقابل بارهای انفجاری

امیر ساعدی داریان^۱، مسعود ضیایی^۱، سید امیرالدین صدرنژاد^۲، محمد رضا بشیری^۳

تاریخ دریافت: ۸۹/۰۲/۲۰

تاریخ پذیرش: ۸۹/۰۳/۳۰

چکیده

بارهای غیر عادی ایجاد شده در اثر انفجار یا ضربه، موجب خسارت موضعی در ساختمان می‌شود که این خسارت ممکن است گسترش یافته و بر کل سیستم اثر بگذارد. بنابراین سازه‌ها باید طوری طراحی شوند که از این پیامدهای ناگوار جلوگیری به عمل آید. اتصال، نقش بسیار مهمی در شکل‌پذیری و استحکام سیستم‌های سازه‌ای و کاهش چنین پیامدهایی دارد. لذا با توجه به این مطلب، در این مقاله عملکرد اتصالات نبشی پیچی در برابر بارگذاری انفجار با استفاده از تحلیل اجزای محدود مورد بررسی قرار گرفته است. در این مطالعه اتصالات نبشی بالا و پایین با نبشی جان با استفاده از نرم‌افزار ANSYS مورد مطالعه قرار گرفتند. صحت‌سنجی این مدل‌ها با مقایسه نتایج حاصل از تحلیل‌ها و نتایج حاصل از آزمایشات انجام شد. سپس این مدل‌های صحت‌سنجی شده تحت بارگذاری مشابه انفجار قرار گرفته و نیز رفتار آنها در برابر این بارهای انفجاری مورد ارزیابی قرار گرفت. نواحی بحرانی در اتصال، مشخص و نحوه گسیختگی آنها و همچنین میزان کارایی اتصالات مورد نظر تحت بارگذاری انفجار به‌طور خلاصه بیان شد.

کلیدواژه‌ها: اتصال نبشی پیچی، بارگذاری انفجار، تحلیل اجزاء محدود

۱- دانشجوی دکتری سازه دانشگاه خواجه نصیرالدین طوسی amir_saedi_d@yahoo.com

۲- استاد دانشگاه خواجه نصیرالدین طوسی

۳- دانشجوی کارشناسی دانشگاه خواجه نصیرالدین طوسی

۱- مقدمه

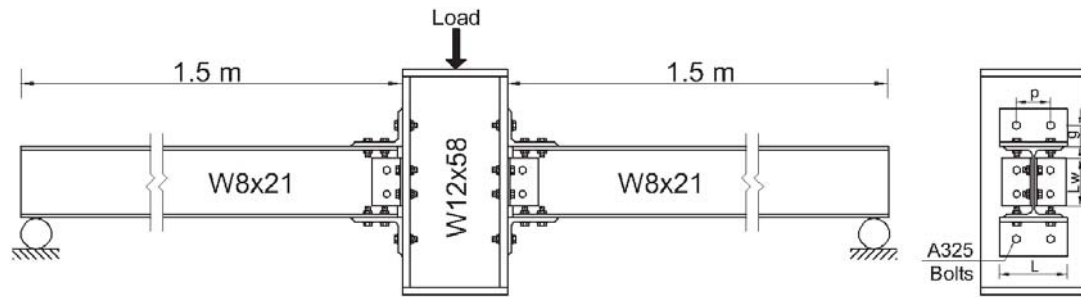
با توجه به تأثیر زیادی که رفتار اتصالات در رفتار کلی یک سازه، زمان دوام و کارایی آن سازه در برابر بارهای مختلف دارد، بررسی رفتار اتصالات در سازه‌های مختلف و تحت بارهای گوناگون از اهمیت بالایی برخوردار است. آسیب‌پذیری اتصالات فولادی در مطالعات زیادی مورد تأکید قرار گرفته‌اند که اکثر این مطالعات به منظور کاهش خطرات زلزله [۴-۱] و یا کاهش خطرات آتش‌سوزی بوده‌اند [۵-۱۰]. مطالعه اتصالات فولادی که تحت بارهای دینامیکی قرار می‌گیرند در ابتدا توسط پوپوف در دهه ۱۹۶۰ شروع شد [۱۱] که در این مطالعه، آزمایشاتی برای بررسی رفتار اتصالات گیردار فولادی انجام شد. از این مطالعات اولیه به بعد، تحقیقات انجام شده دیگر نیز عموماً بر روی رفتار اتصالات در برابر بارهای سیکلی، مانند بارهای سیکلی که در اثر زلزله ایجاد می‌شود متمرکز شده‌اند. با این وجود، بعد از ۱۱ سپتامبر، نگرانی روزافزونی درباره ایمنی سازه‌های ساختمانی در برابر بارهای انفجاری بوجود آمده است. وقتی که یک قاب فولادی سازه‌ای تحت بارگذاری انفجار قرار می‌گیرد، اتصالات تیر به ستون که مسوولیت انتقال بار بین اعضای مختلف در قاب را بر عهده دارند، نقش اساسی در پاسخ سازه ایفا می‌کنند. بنابراین، درک درست از رفتار اتصالات فولادی تحت بارگذاری انفجار، در درجه اول اهمیت قرار دارد. با این وجود، مطالعات اندکی برای تحلیل اندرکنش بارهای انفجاری و اعضای سازه‌ای ساختمان‌ها انجام شده است. مطالعات موردی درباره سازه‌هایی که به دلیل حملات انجام شده به آنها تحت بارگذاری انفجار قرار گرفته بودند انجام شده است که از جمله آنها می‌توان به مطالعات [12] Caldwell که بر روی الگو و شدت آسیب‌های وارده به سازه‌ها در اثر انفجار انجام شده است اشاره کرد. با این حال بیشتر این تحقیقات نگاهی ماکرو داشته و اثر بارهای انفجاری را بر سازه‌ها به‌عنوان یک مجموعه کلی مطالعه کرده و رفتار اعضای سازه‌ای را به‌صورت مجزا تحت این نوع بارها بررسی نکرده‌اند. برای تعیین رفتار اتصالات فولادی که مستقیماً تحت بارگذاری انفجاری قرار گرفته‌اند، داده‌های آزمایشگاهی کمی وجود دارد. به‌علاوه مطالعات عددی مربوط به بررسی رفتار اتصالات فولادی تحت انفجار نیز بسیار اندک است. تیم تحقیقاتی

Krauthammer تغییر شکل‌های شدید و گسیختگی‌های شکننده‌ای را در اجزای اتصال در معرض بارهای سریع در مطالعاتشان تأکید نموده و با در نظر گرفتن رفتارهای غیر خطی، گسیختگی شکننده، اثرات کرنش در تحلیل‌های عددی رفتار سازه بعد از انفجار را بررسی کرده‌اند [۱۴-۱۳]. علاوه بر این به بررسی خرابی اتصال با استفاده از نمودارهای فشار - ضربه برای بارگذاری‌های شبیه انفجار نیز پرداخته‌اند. آنها رفتار مدل‌های سه بعدی مقیاس بزرگ اتصال در انفجار را با نرم‌افزار ABAQUS به دست آورده‌اند [۱۵]. علاوه بر این، یکی از تحقیقات قابل توجهی که به صورت مجزا به بررسی اثر بارگذاری انفجار بر روی اتصالات پرداخته می‌توان تحقیقات Tapan Sabuwala و همکاران را ذکر نمود [۱۶].

در برخی از کشورها از جمله کشور ایران ساختمان‌های فولادی با سیستم قاب فولادی با اتصالات نیمه صلب به‌همراه سیستم مهاربندی به صورت گسترده مورد استفاده قرار می‌گیرد. اتصال نیمه صلبی که در این قاب‌ها مورد استفاده قرار می‌گیرد بیشتر، انواع مختلف اتصالات نبشی پیچی و جوشی می‌باشد. با توجه به این نکته در این تحقیق اثر انفجار بر این دسته از اتصالات مورد بررسی قرار گرفته است. با توجه به آنکه در این مقاله اثر انفجار بر اتصال به صورت شبه استاتیکی مدل‌سازی شده و همچنین با توجه به نبود تست آزمایشگاهی در مورد اثر انفجار بر اتصالات نبشی پیچی، صحت‌سنجی مدل اجزاء محدود در مقایسه با نتایج تست‌های آزمایشگاهی که رفتار این اتصالات را در شرایط بارگذاری استاتیکی بررسی نموده صورت گرفته است.

۲- معرفی آزمایشات مورد استفاده

به‌منظور بررسی صحت رفتار اتصالات نبشی تحت بارگذاری‌های شبه استاتیکی تعدادی از آزمایشات [17] aziznamini انتخاب شده است که مرجع معتبری برای تحقیقات عددی در رابطه با اتصالات نبشی می‌باشد. ابعاد، اندازه‌ها و مشخصات دقیق اجزای اتصال در این آزمایشات در جدول (۱) آورده شده است. علاوه بر این در شکل (۱) چیدمان اتصالات آزمایشات aziznamini آورده شده است.



شکل ۱- جزئیات آزمایشات aziznamini

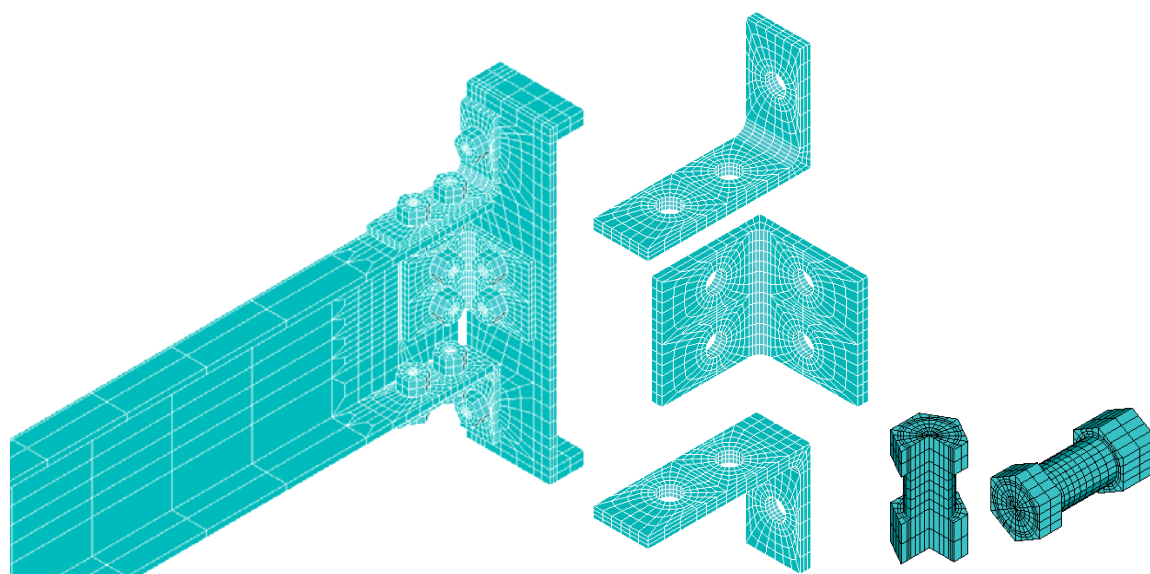
جدول ۱- مشخصات اجزای اتصال در آزمایشات aziznamini

Specimen number	Bolt diameter (mm)	Column section	Beam section	Top and Seat angles				web angle	
				angle	length (mm)	Gauge (mm)	Bolt spacing (p)(mm)	angle	Length (mm)
8S1	19.1	W12X58	W8X21	L6X3-1/2X5/16	152.4	50.8	88.9	2L4X3-1/2X1/4	139.7
8S2	19.1	W12X58	W8X21	L6X3-1/2X3/8	152.4	50.8	88.9	2L4X3-1/2X1/4	139.7
8S3	19.1	W12X58	W8X21	L6X3-1/2X5/16	203.2	50.8	88.9	2L4X3-1/2X1/4	139.7
8S4	19.1	W12X58	W8X21	L6X6X3/8	152.4	137.2	88.9	2L4X3-1/2X1/4	139.7
8S5	19.1	W12X58	W8X21	L6X4X3/8	203.2	63.5	88.9	2L4X3-1/2X1/4	139.7
8S6	19.1	W12X58	W8X21	L6X4X5/16	152.4	63.5	88.9	2L4X3-1/2X1/4	139.7
8S7	19.1	W12X58	W8X21	L6X4X3/8	152.4	63.5	88.9	2L4X3-1/2X1/4	139.7
8S8	22.3	W12X58	W8X21	L6X3-1/2X5/16	152.4	50.8	88.9	2L4X3-1/2X1/4	139.7
8S9	22.3	W12X58	W8X21	L6X3-1/2X3/16	152.4	50.8	88.9	2L4X3-1/2X1/4	139.7
8S10	22.3	W12X58	W8X21	L6X3-1/2X1/2	152.4	50.8	88.9	2L4X3-1/2X1/4	139.7
14S1	19.1	W12X96	W14X38	L6X4X3/8	20.32	6.35	13.97	2L4X3-1/2X1/4	215.9
14S2	19.1	W12X96	W14X38	L6X4X1/2	20.32	6.35	13.97	2L4X3-1/2X1/4	215.9
14S3	19.1	W12X96	W14X38	L6X4X3/8	20.32	6.35	13.97	2L4X3-1/2X1/4	139.7
14S4	19.1	W12X96	W14X38	L6X4X3/8	20.32	6.35	13.97	2L4X3-1/2X3/8	215.9
14S5	22.3	W12X96	W14X38	L6X4X3/8	20.32	6.35	13.97	2L4X3-1/2X1/4	215.9
14S6	22.3	W12X96	W14X38	L6X4X1/2	20.32	6.35	13.97	2L4X3-1/2X1/4	215.9
14S8	22.3	W12X96	W14X38	L6X4X5/8	20.32	6.35	13.97	2L4X3-1/2X1/4	215.9

تماس در نرم‌افزار ANSYS با استفاده از المان‌های CONTA174 & TARGE170 میسر می‌باشد. این المان‌ها طوری با یکدیگر مزدوج می‌گردند که در طی مرحله بارگذاری، نفوذ آنها در داخل یکدیگر صورت نگیرد. بدین ترتیب اندرکنش سطوح مجاور اجزای اتصال مانند: نبشی - بال تیر، نبشی / بال تیر - سرپیچ / مهره، سوراخ پیچ - بدنه پیچ، با استفاده از المان‌های مذکور مدل شده است. برخی از سطوح تماس در نظر گرفته شده، در شکل (۳) نشان داده شده است. از جمله پارامترهای قابل توجه در بررسی عددی اتصالات پیچی، میزان ضریب اصطکاک کلمب برای در نظر گرفتن نیروهای اصطکاکی می‌باشد. آیین‌نامه AISC [18] میزان 0.33 را برای سطوح کلاس A پیشنهاد می‌کند. در حالی که مراجع [۲۰-۱۹]. مقدار 0.1 را که یک سوم مقدار پیشنهادی آیین‌نامه می‌باشد در نظر گرفته‌اند. در تحقیق حاضر، برخلاف تحقیقات انجام شده در مراجع ۱۹ و ۲۰ مهره و سرپیچ‌ها به صورت شش وجهی و مشابه فرم واقعی‌شان مدل شده‌اند و بر اساس نتایج تحلیل حساسیت که توسط نویسنده اول در مورد این اتصالات انجام شده، مشخص شده است که مقدار 0.25 برای این ضریب مناسب‌ترین پاسخ را ارائه می‌کند. لذا در تحقیق حاضر نیز این مقدار برای ضریب اصطکاک در نظر گرفته شده است [۲۳ و ۲۲ و ۲۱].

۳- مدل اجزاء محدود

نرم‌افزار اجزای محدود ANSYS برای مدلسازی پارامتریک نمونه‌ها بکار رفته است. مدل‌های اجزای محدود پارامتریک نمونه‌ها با استفاده از APDL (Ansys parametric design language) ایجاد شده‌اند. APDL فرم خاصی از زبان برنامه‌نویسی است که در محیط ماکرو در نرم‌افزار Ansys کاربرد دارد و به کاربر اجازه مدل‌سازی‌های پارامتریک را می‌دهد. با توجه به پارامتری بودن مشخصات هندسی و مکانیکی مصالح، زمان ایجاد مدل‌های متفاوت به‌طور چشمگیری کاهش یافته است. مدلسازی عددی اتصالات با در نظر گرفتن فرضیات زیر صورت گرفته است: کلیه اجزای اتصال از قبیل: تیر، ستون، نبشی‌ها و سرپیچ و مهره پیچ‌ها توسط المان‌های درجه اول هشت گرهی SOLID64 مدل شده‌اند. برای پیش‌تنیدگی پیچ‌ها نیز از المان پیش‌تنیدگی استفاده شده است. سوراخ پیچ‌ها $1/6$ میلی‌متر بزرگتر از قطر پیچ‌ها مدل شده‌اند. همچنین با استفاده از خاصیت تقارن نمونه‌ها و به‌منظور کاهش حجم عملیات محاسباتی فقط نصف نمونه، حول صفحه جان مدل شده است. به‌دلیل صلبیت بالای ستون ناشی از وجود سخت‌کننده‌ها فقط بال ستون و سخت‌کننده‌ها مدل شده است. در شکل (۲) مدل اجزاء محدود اتصال نشان داده شده است. مدلسازی مسائل مربوط به

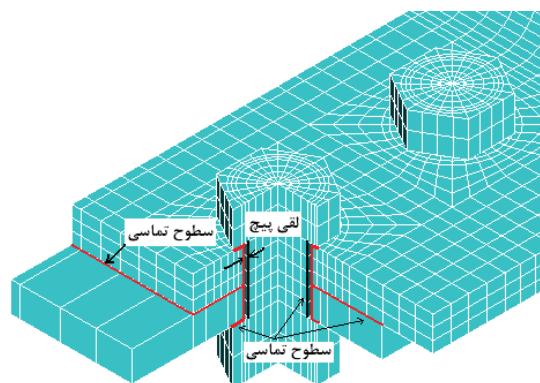


شکل ۲- مدل اجزاء محدود اتصال

آزادی دورانی برای المان solid در ansys فعال نیستند بنابراین خیز عمودی همانطور که در شکل مشخص است در نقطه مشخصی از طول تیر مشابه با آنچه در مرجع انجام شده تعیین شده است. دوران اتصال از رابطه ۳ محاسبه شده است.

$$\varphi = \tan^{-1}(u/L) \quad (3)$$

که در معادله بالا U خیز نقطه مورد نظر از تیر و L فاصله بین مرکز اتصال و نقطه اندازه‌گیری خیز بر روی تیر است.



شکل ۳- برخی از سطوح تماس در نظر گرفته شده در مدل اجزاء محدود

۵- خصوصیات مصالح

روابط تنش- کرنش کلیه اجزای اتصال به استثنای پیچ‌ها به صورت سه خطی در نظر گرفته شده است. قانون سخت‌شوندگی ایزوتروپیک با معیار تسلیم فون میسز برای در نظر گرفتن تغییر شکل‌های پلاستیک اجزای اتصال به کار رفته و گسیختگی مصالح در نظر گرفته شده است. از آنجایی که مشخصات فولاد مصرفی برای اجزای اتصال در مرجع [۱۷] به روشنی ذکر نشده بود لذا از مشخصاتی که در مرجع [24] Citipitioglu et al برای آزمایشات aziznamini فرض شده و نتایج قابل قبولی را نیز در بر داشته استفاده شده است. جنس مصالح تیر، ستون و نبشی‌ها ASTM A36 فرض شده است. تنش تسلیم و مقاومت نهایی پیچ‌ها، مشخصات اسمی پیچ‌های A325 بوده و به صورت دوخطی با تنش تسلیم ۶۳۴/۳ مگا پاسکال، تنش نهایی ۹۳۰ مگاپاسکال در کرنش ۰/۸، مدول الاستیسیته و ضریب پواسون نیز به ترتیب ۲۱۰ گیگاپاسکال و ۰/۳ مدل شده است. شکل (۴) روابط تنش- کرنش فولاد A36 اجزای تیر، ستون و نبشی تحقیق حاضر و تحقیق عددی A.M. Citipitioglu et al را نشان می‌دهد.

در تحلیل‌هایی که نرخ تغییرات کرنش بالاست - همانند تحلیل‌هایی که در بخش اصلی این تحقیق و به منظور بررسی اثر انفجار بر اتصالات صورت گرفته است - به منظور محاسبه اثرات ناشی از نرخ تغییرات کرنش، از ضرایب افزایش دینامیکی که توسط Army Corps of Engineers US ارائه شده و در مرجع [۱۵] ذکر شده استفاده شده است. این ضرایب در جدول (۲) ارائه شده‌اند.

۴- شرایط مرزی و بارهای اعمالی

از آنجایی که هندسه اتصال متقارن است، تنها یک چهارم اتصال مدل شده است، این کار نیازمند آن است که جابجایی تمام نقاط واقع بر صفحات تقارن در جهت‌های عمودی‌شان بسته شود. برای نمونه‌های در دمای معمولی با توجه به اینکه مقطع تیرهای اتصال از نوع فشرده می‌باشد لذا کمانش موضعی آن در تنش‌های بالاتری رخ خواهد داد؛ حال آنکه توزیع تنش‌های فون میسز مدل‌های اجزای محدود نشان می‌دهد که تیر تقریباً الاستیک باقی مانده است؛ لذا کمانش موضعی تیر در مدل‌های اجزای محدود منتفی می‌باشد. به منظور اعمال ممان خمشی بر اتصال، تغییر مکان قائم ۵۰ میلی‌متری به صورت مونوتونیک بر گره‌های انتهایی تیر اعمال شده است. این میزان جابجایی در انتهای تیر، میزان دورانی تقریباً برابر با ۰/۰۳ رادیان را نتیجه می‌دهد. مقادیر ممان خمشی و دوران نسبی اتصال با استفاده از روابط ۱ و ۲ به دست می‌آید.

$$M = P.L \quad (1)$$

$$R = \frac{\varepsilon_1 - \varepsilon_2}{h} \quad (2)$$

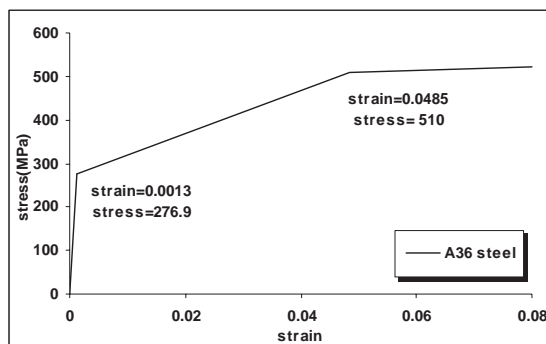
در این رابطه، M لنگر اعمالی بر اتصال، P مجموع عکس‌العمل‌های ناشی از تغییر مکان گره‌های انتهایی تیر، L طول تیر، R دوران نسبی اتصال، h عمق تیر، و $\varepsilon_1, \varepsilon_2$ تغییر مکانهای نسبی افقی بال فوقانی و تحتانی تیر است. از آنجا که

نیروهای اصطکاکی و نیروی پیش‌تنیدگی پیچ‌ها باشد. نیروی پیش‌تنیدگی پیچ‌ها و ضریب اصطکاک، دو عامل اصلی و موثر بر رفتار اتصال به‌ویژه در ناحیه غیر خطی اتصال می‌باشند، و این در حالی است که تخمین مقادیر دقیق آنها مشکل است. عامل دیگری که در ایجاد این اختلاف مؤثر است مدل‌های رفتاری غیر خطی (nonlinear constitutive laws for materials) به کار رفته برای مصالح است؛ به‌ویژه زمانی که فقط منحنی تنش- کرنش تک محوری موجود است. همین علت است که اختلاف بین منحنی‌ها در محدوده غیر خطی افزایش می‌یابد. با توجه به شکل (۵) اختلاف بین نتایج مدل اجزای محدود و نتایج آزمایش برای دو نمونه 8S3 و 8S4 بیشتر از سایر موارد می‌باشد، در حالی که بین مدل‌سازی عددی تحقیق حاضر و مدل‌سازی عددی Citipitioglu et al انطباق خوبی وجود دارد. این اختلاف احتمالاً دلیل نواقص آزمایش از قبیل اندازه‌گیری هندسی و یا میزان پیش‌تنیدگی پیچ‌ها باشد.

۷- بررسی رفتار اتصالات انتخاب شده تحت بارگذاری انفجاری

۷-۱- تعیین میزان بار تجربی / تئوری

به‌منظور بررسی نحوه عملکرد این نوع اتصالات در برابر بارهای انفجار می‌بایست میزان بار انفجاری و نحوه اعمال آن تعیین شود. برای تعیین میزان بار انفجاری از روشی که در آیین نامه TM5-1300 [26] ارایه شده، استفاده شده است. بنابر روش ارایه شده در این آیین نامه لازم است اتصال را به عنوان بخشی از یک اتاق فرضی در نظر گرفت که در آن، انفجار اتفاق می‌افتد. با در نظر گرفتن این مورد، سازه قاب فولادی یک طبقه ساده که در شکل (۶) نشان داده شده است به‌عنوان مدل اتاق تئوری مورد استفاده قرار گرفته است. با بهره‌گیری از شرایط صفحات تقارن موجود در وسط ارتفاع ستون و وسط طول تیر، تنها بخشی از اتاق مورد نظر در مدل‌سازی عددی لحاظ شده است



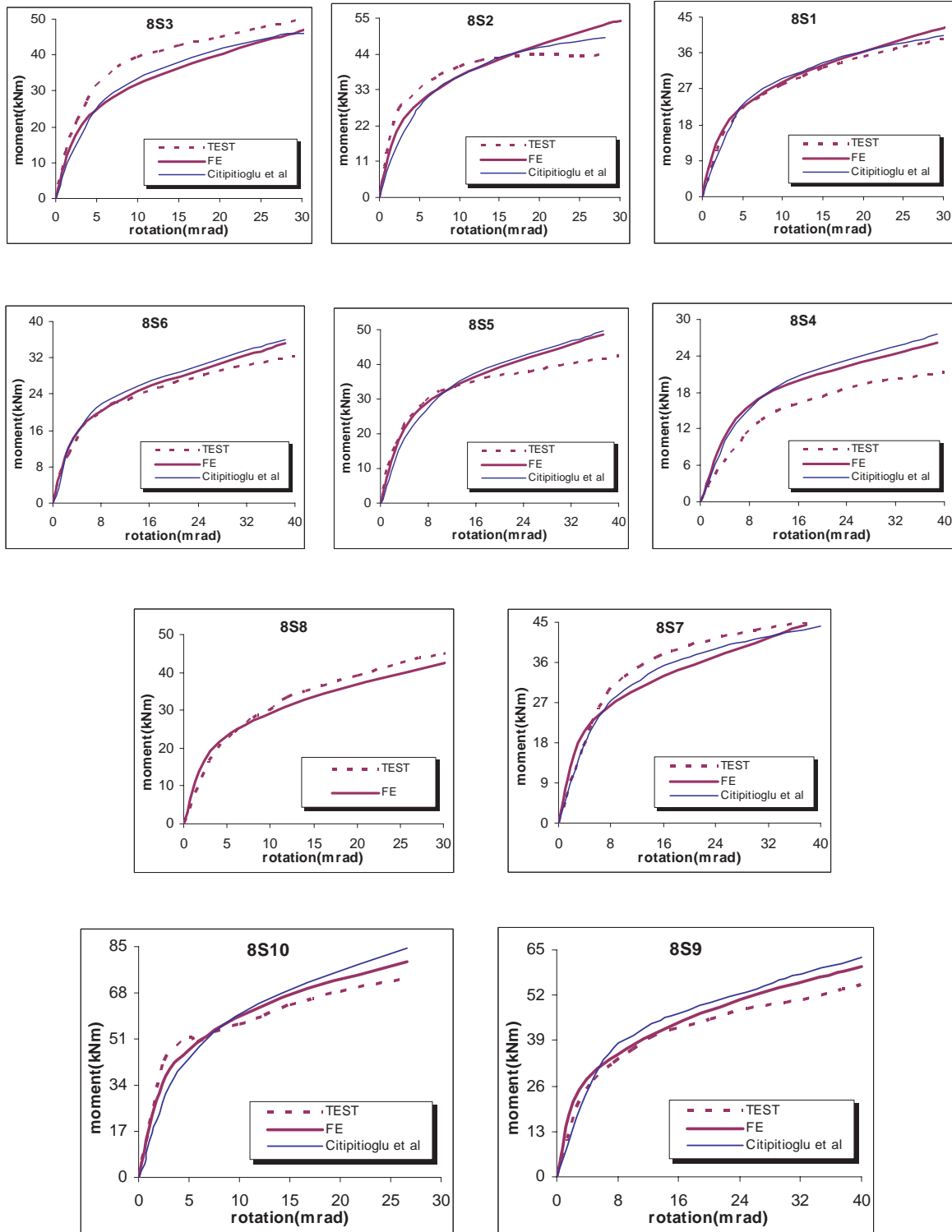
شکل ۴- روابط تنش-کرنش فولاد A36 [25]

جدول ۲- ضرایب افزایش دینامیکی جهت محاسبه اثرات نرخ تغییرات کرنش

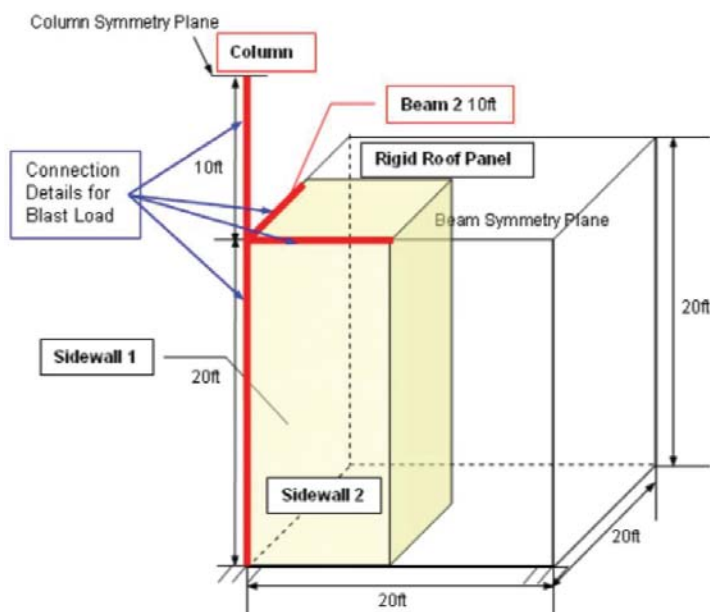
Component	DIF for Fy	DIF for Fu
Beam	1.29	1.1
Column	1.1	1.05
Angle	1.29	1.1
Bolt	1.1	1.05

۶- اعتبارسنجی مدل

به‌منظور بررسی میزان دقت روش مدل‌سازی اجزای محدود، ۲۳ نمونه آزمایشی مطابق با آزمایشات aziznamini مدل شده و نتایج با نتایج حاصل از آزمایشات تجربی مقایسه شده است. شکل (۵) منحنی‌های ممان - دوران مدل‌های عددی در مقایسه با منحنی‌های حاصل از آزمایشات تجربی aziznamini و منحنی‌های حاصل از بررسی عددی Citipitioglu را نشان می‌دهد. با توجه به اشکال ارایه شده مشخص می‌شود که مدل‌های اجزاء محدود انطباق مناسبی با نتایج تجربی دارند. احتمالاً اختلاف بین مدل‌سازی عددی و نتایج آزمایشی، ناشی از عوامل مختلفی چون ساده‌سازی در مدل‌سازی، نواقص آزمایشات، تنش‌های پسماند اندرکرنش سطوح تماس



شکل ۵- مقایسه بین نتایج اجزاء محدود و آزمایشات aziznamini



شکل ۶- اتاق تئوری که برای مطالعه انفجاری مورد استفاده قرار گرفته است [۲۷].

شوک و گاز محاسبه شده است. سپس این فشارهای ناشی از انفجار به عنوان بار سطحی گسترده مخصوص بر دیوارهای جانبی که به تیر و ستون اتصال منتقل می‌شوند در نظر گرفته شده است. شکل (۷) اتصال 8S5 را در حالت مدلسازی انفجار نشان داده است.

ماکزیمم فشارهای وارده حاصل از انفجار بر اساس ضوابط آیین‌نامه TM5-1300 محاسبه شده است. به این منظور و با توجه به ابعاد اتاق و همچنین خصوصیات اتصالات فرض شده که ۱۵ پوند TNT در مرکز اتاق قرار دارد در محاسبات اجزاء محدود به وسیله کدهای شاک [۲۷] و فرنگ [۲۸] میزان فشار



شکل ۷- مدل اجزاء محدود اتصال در بارگذاری انفجاری

می‌پذیرد، در نتیجه از میرایی در پروسه TM5-1300 برای ارزیابی پاسخ در برابر انفجار صرفنظر می‌گردد. بنابراین، میرایی در مدلسازی عددی دخالت داده نشده است. تحلیل‌ها در بازه زمانی‌ای انجام شده است که یک سیکل پاسخ سازه ایجاد شود. در نتیجه، تغییر مکان‌های حداکثر و دوران‌های اعضای سازه‌ای براساس پاسخ‌شان در این اولین سیکل مورد قضاوت قرار گرفته‌اند.

۷-۲- ارزیابی عملکرد اتصال

علاوه بر تخمین پاسخ بار انفجار با استفاده از ANSYS، تخمین‌های دیگری نیز با استفاده از رویه‌هایی که در TM5-1300 ذکر شده برای انجام مقایسه به‌دست آمد. پاسخ سازه در قالب حداکثر خیز وسط دهانه X_m و تغییر شکل دورانی متناظر با آن در انتهای عضو θ مشخص شده است. جدول (۴) مقادیر حداکثر خیز X_m و تغییر شکل دورانی θ را برای المان‌های سازه‌ای اتصالات مورد بررسی به همراه محدوده ایمن دوران ارائه کرده است.

از آنجایی که اتصالات نبشی پیچی که در این مقاله مورد بررسی قرار گرفته‌اند به‌صورت متداول در سازه‌های فولادی در کشورهای مختلف مورد استفاده قرار می‌گیرند و این سازه‌ها از لحاظ طرز ساخت و مصالح متفاوت هستند، لذا به‌منظور قابلیت تعمیم نتایج این بررسی برای سازه‌های فولادی مختلف با این نوع اتصال سعی شد که حالات مختلف عملکرد دیوارهای اتاق مدلسازی شده را تحت بار انفجاری لحاظ کرد. بدین منظور با توجه به نحوه عملکرد دیوارهای جانبی اتاق در برابر فشارهای ناشی از انفجار از لحاظ فرو ریختن دیوار و یا منعکس کردن اثرات انفجار، سه حالت مختلف را می‌توان در نظر گرفت که در جدول (۳) نشان داده شده است [۲۹].

اتصالات انتخاب شده تحت سه حالت مختلف بارگذاری نشان داده شده در جدول (۳) مورد بررسی قرار گرفته‌اند. در نهایت، عملکرد این نوع از اتصالات تحت بارهای مشابه بارگذاری انفجار مورد بررسی قرار گرفته است. نکته‌ای که لازم است در مورد نحوه محاسبه بار ذکر شود آنکه از آنجایی که مطابق TM5-1300، تنها حداکثر تغییرمکان در اولین سیکل سازه برای طراحی مقاوم در برابر انفجار اهمیت دارد و این اولین سیکل پاسخ، کمترین تأثیر را از میرایی موجود در سازه

جدول ۳- فشارهای انفجار عددی

Case NO	Sidewalls case	Member	Shock Pressure		Gas Pressure	
			Peak Pressure (Mpa)	Time (msec)	Peak Pressure (Mpa)	Time (msec)
1	Two failed	Sidewalls	1.07	1.81	0.19	29.95
		Floor	0.2	7.19	0.19	31.08
2	One sidewall failed another sidewall reflects	Sidewalls	1.07	2.23	0.19	43.5
		Floor	0.2	9.06	0.19	44.52
3	Two sidewalls reflect	Sidewalls	1.07	2.65	0.19	5864.63
		Floor	0.2	11.17	0.19	5866.79

جدول ۴- پاسخ بارگذاری انفجاری از آیین‌نامه

Connection Detail	Member	Max Deflection, X_m (mm)	Rotation, θ , (deg)	Rotational Limit (deg)
8S5	Beam	47.1	0.95	2
	Column	90.84	1.65	2

۸- نتیجه و بحث

پاسخ تیر بر اساس دوران انتهایی، تغییر مکان انتهایی و تنش‌های فون میسر و همچنین حالت تغییر شکل یافته اتصال، مورد ارزیابی قرار گرفت. دوران‌ها و تغییر مکان‌های حاصل از تحلیل عددی برای نمونه 8S5 تحت بارگذاری انفجاری حالت سوم در جدول (۵) ارائه شده و با مقادیر تئوری به دست آمده از TM5-1300 مقایسه شده است.

پیش‌بینی دوران کلی برای تیر در حالت بارگذاری اول (گسیختگی دیوارها) نزدیک به مقادیر TM5-1300 می‌باشد. ولیکن در حالتی که دیوارها انعکاس می‌کنند (حالت دوم و سوم بارگذاری) برای تمامی اتصالات، مقادیر دوران بسیار بیشتر از مقادیر آیین‌نامه می‌باشد که نشان‌دهنده انتقال بیشتر انرژی و ایمپالس به تیر و ستون می‌باشد. دوران‌های محلی برای تمامی نمونه‌ها از پیش‌بینی آیین‌نامه که به صورت ۲ بعدی بررسی می‌کند بیشتر بوده است. توجه شود که کماتش پیچشی جانبی تیرها نیز برای همه نمونه‌ها و در هر ۳ حالت بارگذاری، به وضوح بیشتر از ضوابط آیین‌نامه می‌باشد که این به دلیل توزیع انفجار در ۳ بعد می‌باشد. این یافته‌ها نشان می‌دهد که خرابی‌های جدی در اتصالات در اثر توزیع فشار در ۳ بعد ایجاد می‌شود. دوران ستون نشان می‌دهد که ستون در خرابی

اتصالات تأثیر محسوسی ندارد. این مسأله در مورد تمامی نمونه‌ها و نیز در تمامی حالات بارگذاری مشاهده شده است. در جدول (۶) خلاصه‌ای از کانتورهای تنش مشاهده می‌شود. بنابر نتایج ارائه شده در این جدول مشاهده می‌شود که بیشترین تنش‌ها در پیچ‌های ساق قائم نبشی‌های پایین اتفاق افتاده است که این مسأله در تمامی نمونه‌های اتصال و در تمامی حالات بارگذاری نیز مشاهده شده است. حداکثر تنش مشاهده شده در این ناحیه ۷۴۳ مگا پاسکال بوده که اندکی بیشتر از تنش تسلیم دینامیکی پیچ که برابر با (۷۲۲ مگا پاسکال) بوده است، می‌باشد و این نشان‌دهنده شروع جاری شدن محلی در این نقطه بوده است. پاسخ ستون، تحت بارهای شبیه‌سازی شده انفجار الاستیک بوده و تنش‌ها و تغییر شکل‌های آن کم بوده است. پیچ‌های اتصال‌دهنده نبشی جان به ستون نیز تنش بالاتر از تنش تسلیم دینامیکی از خود نشان داده‌اند. البته میزان تنش آنها از تنش ایجاد شده در پیچ‌های پایینی در حدود ۱۰٪ کمتر بوده است که به علت دوران محلی بالای اتصال، در محل مفصل پلاستیک می‌باشد. نکته‌ای که لازم است مورد توجه قرار گیرد آنکه در تمامی حالات، نبشی‌ها به تنشی نزدیک تنش تسلیم رسیده‌اند.

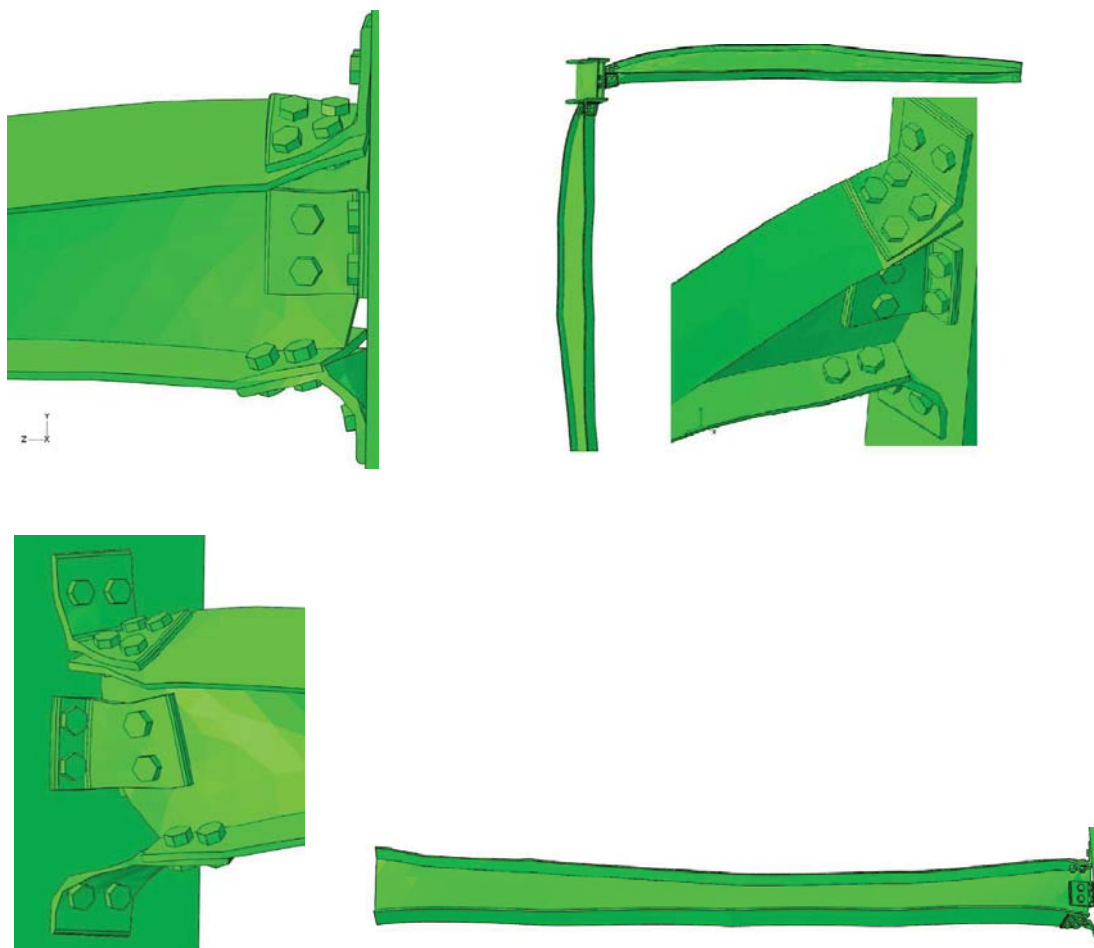
در شکل (۸) پیش‌بینی تغییر شکل اتصال 8S5 ارائه شده است.

جدول ۵- دوران‌ها و تغییر مکان‌های ماکزیمم پیش‌بینی شده برای تیر نمونه 8S5 بارگذاری ۲

		Response quantity of beam	Peak numerical value
Vertical	Global	Displacement (mm)	357.25
		Rotation (deg)	10.31
	Local	Displacement (mm)	255.17
		Rotation (deg)	28.19
Horizontal	Global	Displacement (mm)	302.75
		Rotation (deg)	8.81
	Local	Displacement (mm)	198.47
		Rotation (deg)	26.45

جدول ۶- خلاصه‌ای از تنش‌های مشاهده شده

Component	Stress concentration region	Maximum stress (Mpa)	Dynamic yield stress (Mpa)	Comment
Beam	near seat angle	336.9	352.3	Near local yielding
Column	Upper and lower connection point	138.9	424.7
top angle	crossing of the legs	318.7	352.3	Near failure
seat angle	crossing of the legs	325.46	352.3	Near failure
web angle	crossing of the legs	323.5	352.3	Near failure
Bolts (Web angle)	Bolt shank	723.8	failure	
Bolts (Seat angle)	Bolt shank	759.15	721.9	failure



شکل ۸- پیش‌بینی تغییر شکل اتصال 8s5

موجود در آیین‌نامه UFC [30] که جایگزین جدید برای آیین‌نامه TM5-1300 می‌باشد جایگزین شود.

۲- بررسی نتایج ممان دوران قائم و افقی نشان می‌دهد که تحت شرایط انفجار، سختی و مقاومت اتصال در جهت قائم، بیشتر از جهت افقی است و اتصال در جهت افقی بسیار آسیب‌پذیر بوده و بایستی در این جهت برای افزایش سختی افقی این نوع اتصالات تمهیدات مناسبی اتخاذ شده و بدین‌وسیله عملکرد اتصال بهبود یابد.

۳- مد گسیختگی این نوع اتصالات در برابر بارگذاری انفجار گسیختگی پیچ‌ها می‌باشد ولیکن در عین حال در نبشی‌های بالا و پایین نیز تنش بالایی بوجود آمده و تغییر شکل زیادی در آنها اتفاق می‌افتد. لذا با توجه به این مساله به نظر می‌رسد استفاده از پیچ‌های با مقاومت بالا و همچنین استفاده از پیچ‌های فولادی با گرید بالاتر در این سازه‌ها می‌تواند مؤثر باشد.

مراجع

1. Kishi N, Chen WF., Moment-rotation relations of semirigid connections with angles. *Journal of Structural Engineering*, 116(7):1813-34, (1987).
2. Engelhardt MD, Sabol TA., Testing of welded steel moment connections in response to the Northridge earthquake. In: Progress report to the AISC Advisory Subcommittee on Special Moment Resisting Frames Research, Northridge Steel Update I, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL.; also see: Engelhardt MD, Sabol TA, Aboutaha RS, Frank KH. Development of interim recommendations for improved welded moment connections in response to the Northridge earthquake, In: Proceedings of the third international workshop on connections in steel structures: behavior, strength and design. Trento, Italy: University of Trento, p. 381-90, (1995).
3. Tamboli AR. Handbook of structural steel connection design and details, McGraw-Hill Companies, Inc, (1999).
4. Faella C, Piluso V, Rizzano G. Structural steel semi-rigid connections - theory, design and software, CRC Press, (2000).
5. Al-Jabri KS, Seibi A, Karrech A. Modelling of unstiffened flush endplate Bolted connections in fire. *Journal of Constructional Steel Research*, 62:151-9, (2006).
6. Lou G-B, Li G-Q. Non-linear finite element modelling of behaviour of extended end-plate bolted moment connections in fire. In: Proceedings of the fourth international workshop on structures in

شکل (۸) نشان می‌دهد که بیشترین دوران‌های محلی در محل تشکیل مفاصل پلاستیک ایجاد شده است. همانطور که از این شکل به خوبی مشاهده می‌شود، نبشی‌های پایین تغییر شکل زیادی داشته‌اند. علاوه بر نبشی‌های پایین، نبشی‌های جان نیز تغییر شکل قابل توجهی دارند. تیر نیز به شدت دچار کمانش پیچشی جانبی شده است، ولیکن ستون دچار تغییر شکل محسوسی نشده و در ناحیه الاستیک باقی مانده است.

۹- نتیجه‌گیری

در این مقاله رفتار اتصالات نبشی پیچی با نبشی جان مورد مطالعه قرار گرفته است. در ابتدا صحت مدل اجزاء محدود اتصالات در مقایسه با نتایج حاصل از تست‌های آزمایشگاهی که تحت بارهای استاتیکی مورد آزمایش قرار گرفته بودند به اثبات رسید و سپس این مدل‌های صحت‌سنجی شده تحت بارگذاری شبه استاتیکی مشابه بارگذاری انفجار مورد مطالعه قرار گرفته‌اند و نتایج بررسی‌ها به صورت دوران‌های اتصال در جهت عمودی و افقی، تغییر مکان انتهایی تیر، تغییر شکل اعضای اتصال، تنش‌های فون میسز و همچنین مد گسیختگی اتصالات ارائه شد. بررسی نتایج و مقایسه آنها با آیین‌نامه TM5-1300 نتایج مختلفی را ارائه کرد که از آن جمله می‌توان به موارد زیر اشاره نمود:

۱- این آنالیزها ارزش بررسی اتصالات سازه‌ها را به کمک روش اجزاء محدود نشان می‌دهد. برای مثال، اتصالی که بر اساس آیین‌نامه TM5-1300 ایمن می‌باشد ممکن است نیاز به بررسی مجدد داشته باشد. به نظر می‌رسد این نتیجه‌گیری‌ها گویای این مطلب هستند که معیارهایی که در آیین‌نامه TM5-1300 ارائه شده است برای قضاوت درباره کیفیت قاب‌های فولادی که تنها بر اساس دورانهای اعضای سازه‌ای کیفیت نمی‌کنند و باید مورد تجدیدنظر قرار گیرند. بررسی‌ها نشان داد که تحت اثر انفجار در این اتصالات، تمرکز تنش‌های محلی بالایی اتفاق می‌افتد که نشانه‌ای از وقوع گسیختگی است. بنابراین، به صرفه است که معیاری بر اساس مقاومت به این دست‌ورعمل اضافه گردد که معیارهای خدمت‌رسانی موجود برای ارزیابی عملکرد قاب‌های فولادی تحت بارهای انفجاری را تکمیل نماید. با توجه به عدم کیفیت آیین‌نامه TM5-1300 به نظر می‌رسد روابط موجود در دست‌ورعمل حاضر می‌بایست با روابط

19. Kishi N, Ahmed A, Yabuki N. Nonlinear finite element analyses of top and seat-angle with double web-angle connections. *Journal of Structural Engineering and Mechanics*, 12:201–14, (2001).
20. Ahmed, Kishi N, Matsuoka K, Komuro M. Nonlinear analysis on prying of top- and seat-angle connections. *Journal of Applied Mechanics*, 227-36, (2001).
21. Danesh F, Pirmoz A, Saedi Daryan A, “Effect of shear force on the initial stiffness of top and seat angle connections with double web angles” *Journal of Constructional Steel Research*, 63: 1208-1218, (2007).
22. Pirmoz A, Saedi Daryan A, Mazaheri A, Ebrahim Darbandi H, “Behavior of bolted angle connections subjected to combined shear force and moment”; *Journal of Constructional Steel Research*, 64: 436–446, (2008).
23. Pirmoz A, Seyed Khoei A, Mohammadrezapour E, Saedi Daryan A”, Moment–rotation behavior of bolted top–seat angle connections”; accepted in *Journal of Constructional Steel Research*
24. Citipitioglu AM, Haj-Ali RM, White DW. Refined 3D finite element Modeling of partially restrained connections including slip. *Journal of Constructional Steel Research*, 8:995–1013, (2002).
25. Akbas Bulent, Shen Jay., Seismic behavior of steel buildings with combined rigid and semi-rigid frames. *Turkish Journal of Engineering and Environmental Sciences*, 27:253–64, (2003).
26. Department of the Army, Structures to resist the effects of accidental explosions, TM5-1300. (1990).
27. Wager P, Connett J. SHOCK User’s Manual, Naval Engineering Lab, Port Hueneme, CA., (1989).
28. Wager P, Connett J. FRANG User’s Manual, Naval Engineering Lab, Port Hueneme, CA., (1989).
29. Krauthammer T, Cipolla J, building blast simulation and progressive collapse analysis. NAFEMS, World Congress, (2007).
30. Structures to resist the effect of accidental explosions, Unified facilities (UFC), (2008).
- fire, Aveiro, Portugal, p. 327–43, (2006).
7. Amir Saedi Daryan, M. Yahyai, Behavior of bolted top-seat angle connections in fire, *Journal of Constructional Steel Research* 65, 531–541, (2009).
8. Amir Saedi Daryan, M. Yahyai Behavior of welded top-seat angle connections exposed to fire. *Fire Safety Journal* 44, 603–611, (2009).
9. Amir Saedi Daryan, M. Yahyai Modeling of bolted angle connections in fire. *Fire Safety Journal* 44, 976–988, (2009).
10. Amir Saedi Daryan, Hesam Bahrampoor Behavior of Khorjini connections in fire. *Fire Safety Journal* 44, 659–664, (2009).
11. Popov EP., Seismic moment connections for moment-resisting steel frames. Report No., UCB/EERC-83/02, Earthquake Engineering Research Center, Berkeley, CA., (1983).
12. Caldwell T. Bomb blast damage to a concrete-framed office building Ceylinco House – Columbo, Sri Lanka., *Proceedings of Structures Congress*, New Orleans, LA, (1999).
13. Krauthammer T. Structural concrete and steel connections for blast resistant design. *Int J Impact Eng*, 22(9–10):887–910, (1999).
14. Krauthammer T, Oh GJ., Blast resistant structural concrete and steel connections, *International Journal of Impact Engineering*, 22: 887–910, (1999).
15. Hyun Chang Yim, Theodore Krauthammer, Load–impulse characterization for steel connection, *International Journal of Impact Engineering* 36, 737–745, (2009).
16. Tapan Sabuwala, Daniel Linzell*, Theodor Krauthammer, Finite element analysis of steel beam to column connections subjected to blast loads, *International Journal of Impact Engineering* 31, 861–876, (2005).
17. Azizinamini, “Monotonic response of semi-rigid steel beam to column connections.”, MS thesis, University of South Carolina, Columbia, (1982).
18. AISC. Manual of steel construction—Load and resistance factor design. Chicago (IL): American Institute of Steel Construction; (1995).

The Study of the Behavior of Top and Seat Bolted Angle Connections Under Blast Loads

Amir Saedi Daryan¹

Masoud Ziaei¹

Sayyed Amireddin Sadrnezhad²

Mohammad Reza Bashiri³

Abstract

Abnormal loads induced by blast or impact results in local damages in structures and these local damages may propagate and affect whole structural system. Therefore, structures should be designed in a way that progressive collapse is prevented. Connections have important effect on ductility and strength of structural systems and preventing progressive collapse. Consequently, the behavior of bolted angle connection under blast load is studied in this paper using finite element method. In this study, top and seat bolted angle connection with web angles is investigated using ANSYS finite element software. The models are verified comparing the analysis results with those of experimental tests. The verified models are then exposed to blast load and their behavior is evaluated. Critical areas are determined in the connection and failure modes and applicability of mentioned connections against blast loading is investigated.

Key Words: *Bolted Angle Connection, Blast Load, Finite Element Analysis*

1- PhD. candidate of Structural Session, of Civil Engineering Dept. K.N.Toosi University

2- Professors, Civil Engineering Department, K.N.Toosi University of Technology

3- B.S of Structural Session, of Civil Engineering Dept. K.N.Toosi University