

بررسی رفتار غیرخطی اتصالات بتنی هنگام زلزله

دکتر خسرو برگی

استادیار گروه مهندسی عمران - دانشکده فنی - دانشگاه تهران

مهندس حسین خدیو

کارشناسی ارشد سازه گروه مهندسی عمران - دانشکده فنی - دانشگاه تهران

چکیده

یکی از عوامل اصلی مؤثر در باربری سازه‌های قابی در برابر زلزله، انعطاف‌پذیری اتصالات تیر و ستون می‌باشد. در چارچوب این پژوهش، بر اساس تئوری اجزاء محدود، در حالت دینامیکی غیرخطی، یک برنامه کامپیوتری تدوین شده که با اخذ چهار تابع تسلیم رایج، توانایی رعایت رفتار غیرخطی مصالح را در تحلیل سازه و بررسی عملکرد اتصالات تیر و ستون را دارا می‌باشد. در بخش ابتدایی این مقاله عوامل مؤثر در شکل‌پذیری قابهای بتنی مقاوم در برابر زلزله، بویژه رفتار غیرخطی، در محل اتصال تیر و ستون مطالعه شده و سپس یک سازه قابی شکل بتنی واقعی با چهار طبقه تحت اثر زلزله طیس (۱۳۵۷) توسط برنامه فوق مورد تحلیل قرار گرفته است. دو نوع مدل اتصال تیر و ستون، یکی به صورت یکپارچه و دیگری به صورت پیش‌ساخته بر اساس آیین‌نامه 89 - 318 - ACI در نظر گرفته شده‌اند. در حالت اتصال یکپارچه، محل حداکثر تنشهای اصلی عمدتاً در مجاورت هسته اتصال بوده و تنشهای بحرانی معمولاً از نوع کششی هستند. در بررسی اتصال پیش‌ساخته، محل حداکثر تنشهای اصلی در هسته اتصال و در داخل شانه‌ها بوده و تنشهای کششی حاصل از بارهای لرزشی زلزله، حدود دو برابر نواحی دیگر اتصال می‌باشد. در انتها، مدل نمونه اتصال تیر و ستون پیش‌ساخته مناسب و تمهیدات لازم جهت مقاوم‌سازی در برابر زلزله ارائه شده‌اند.

۱- مقدمه

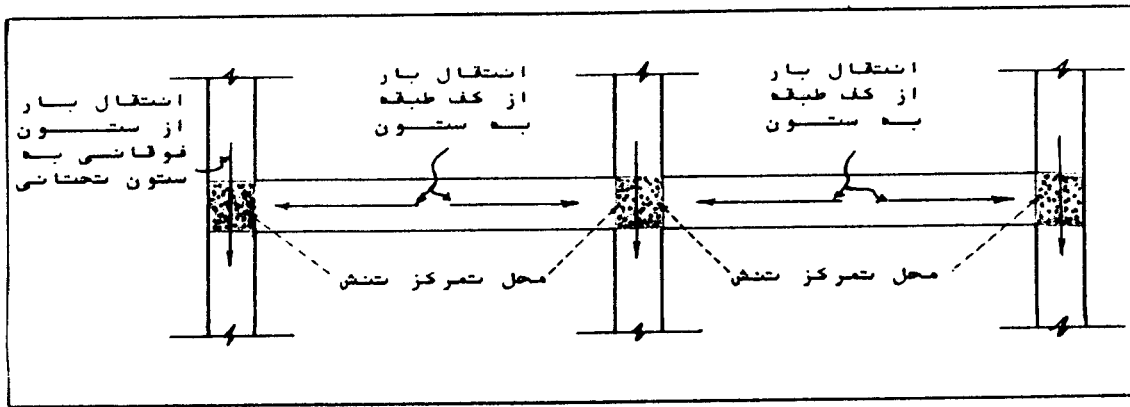
دیوارهای جانبی سازه وارد آمده و با انتقال به کفهای طبقات، توسط ستونها به شالوده و از آنجا به زمین انتقال یافته و بار زلزله نیز با وارد آمدن بر مرکز ثقل کف طبقات، از طریق ستونها (در ساختمانهای فاقد هسته‌های برشی لرزه‌گیر) به شالوده و سرانجام به زمین انتقال می‌یابد.

در ساختمانهای قابی شکل، بطور کلی بارهای قائم و بارهای جانبی بر سازه اعمال می‌شود. بارهای قائم با وارد شدن بر کف هر طبقه از طریق ستونها به شالوده و از آنجا به زمین انتقال می‌یابد. بارهای جانبی شامل نیروهای ناشی از فشار باد و لرزشهای زلزله‌اند که بار بادی

ستون و بوسیله اتصال مناسب این دو عنصر سازه‌ای انجام می‌یابد.

همان گونه که در شکل ۱ نشان داده شده است، محل اتصال تیر به ستون، می‌تواند محل تجمع نیروهای منتقله از ساختمان باشد. بنابراین محل تمرکز تنش در ساختمانهای با عناصر باربر تیر و ستون، محل اتصال آن دو به یکدیگر است.

همان گونه که ملاحظه می‌شود، کلیه بارهای وارد بر سازه، از طریق کف طبقات، باید به ستونها انتقال یابد. در سازه‌هایی که عناصر باربر آن، تیر و ستون می‌باشند، عمل انتقال بار از کف طبقات به ستون بوسیله تیرها انجام می‌شود، لذا می‌توان از عملکرد انتقال بار از طریق سازه‌های قابی شکل، این نتیجه گیری کلی را اتخاذ نمود که انتقال بار از طریق تیر به



شکل ۱- تجمع تنش در گره‌ها

۲- شکل‌پذیری قابهای بتنی مقاوم در برابر زلزله

در ساختمانهای بتنی، برای آنکه اعضا بتوانند بارهای متناوب ناشی از زلزله را به صورت مناسب تحمل نمایند، آنها را به صورتی طراحی می‌نمایند که رفتار اعضا از حد ارتجاعی فراتر رفته و در اعضا، تغییر شکل‌های خمیری بوجود آید.

اگر اعضا و اتصالات بتوانند در مقابل این تغییر شکلها مقاومت نمایند، آنگاه خود قاب به عنوان مستهلک‌کننده بارهای متناوب عمل نموده و مقدار زیادی انرژی زلزله را جذب خواهد کرد.

شکل‌پذیری قابهای بتن آرمه به صورت نسبت تغییر مکان نهایی انتهای قاب، به تغییر مکان نظیر حد تسلیم انتهای

هدف این مقاله، بررسی عملکرد اتصال تیر-ستون داخلی ساختمانهای بتنی تحت اثر بارهای لرزه‌یی ناشی از زلزله و بارهای استاتیکی وارده بر سازه بوده و در نهایت، تمهیداتی برای ایجاد اتصال مقاوم در برابر زلزله ارائه می‌گردد.

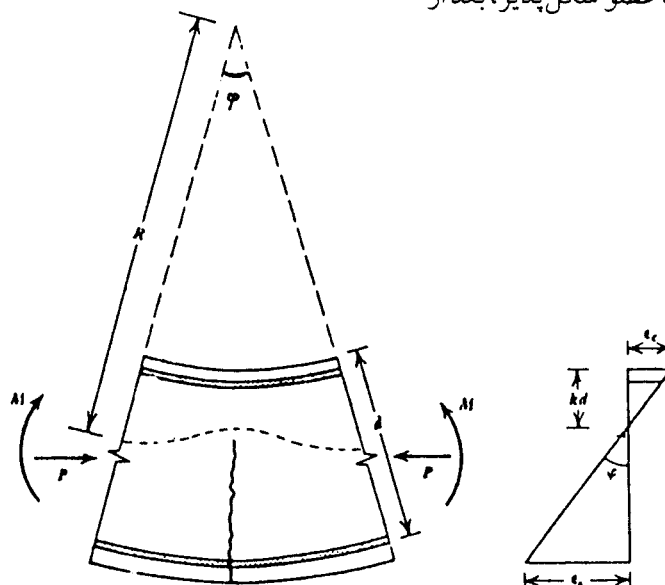
در قسمت اول، عوامل مؤثر در شکل‌پذیری قابهای بتنی در برابر زلزله و عوامل مؤثر در رفتار اتصالات این قابها مورد بررسی قرار گرفته و سپس به بحث پیرامون رفتار لرزه‌ای اتصال، با بهره‌گیری از برنامه کامپیوتری "آنالیز غیرخطی اتصال، تحت اثر بارهای لرزشی پرداخته شده است. در پایان، پس از ارائه یک مقایسه تجربی میان اتصالات یکپارچه و پیش‌ساخته نمونه، نکات لازم جهت دستیابی به یک اتصال مقاوم در برابر زلزله، تشریح شده است.

تسلیم، تغییر مکان افزایش یافته و بعد از ایجاد تغییر مکان نسبتاً زیاد، گسیختگی صورت می‌گیرد.

عوامل مؤثر در شکل پذیری یک عضو بتنی عبارتند از:

الف - مقدار میلگرد عضو تحت خمش

در یک عضو بتنی با فرض خطی بودن تنش در ارتفاع مقطع، با افزایش سطح میلگردهای کششی، ارتفاع ناحیه فشاری مقطع (k.d)، جهت مقابله با نیروهای کششی افزایش یافته و با توجه به شکل ۲ و رابطه انحنا و k.d مقدار انحناء کاهش می‌یابد، در نتیجه شکل پذیری مقطع کم می‌شود.



شکل ۲- انحناء در اعضای خمشی

کششی فولاد، بیشتر خواهد شد و در نتیجه انحناء و شکل پذیری کاهش خواهد یافت.

د - شکل مقطع عرضی عضو تحت خمش

مقطعی که در آن ارتفاع بتن فشاری کاهش می‌یابد، مقطع مناسبی از نظر شکل پذیری خواهد بود. مانند مقاطع I و T شکل که موجب کاهش ارتفاع بتن فشاری شده و در نتیجه انحناء و شکل پذیری را افزایش می‌دهند.

قاب تعریف می‌شود. در اغلب موارد، شکل پذیری مقاطع بتن مسلح را بر حسب انحناء بیان می‌کنند.

می‌دانیم با علم به اینکه هر چه عضو انعطاف پذیرتر باشد، میزان انحنای ایجاد شده در آن نیز بیشتر است، شکل پذیری به صورت نسبت انحناء تحت بار نهایی در حالت پلاستیک به انحناء در هنگام تسلیم اولیه تعریف می‌شود (۲).

۱-۲ عوامل مؤثر در شکل پذیری اعضا

رفتار اعضای خمشی در یک عضو شکننده (ترد) در بار نهایی، به گونه‌ای است که بدون تغییر شکل زیاد، گسیختگی به وقوع می‌پیوندد. در حالیکه در یک عضو شکل پذیر، بعد از

ب - مقاومت بتن مصرف شده

با افزایش مقاومت بتن، مقدار ارتفاع مؤثر لازم در یک مقطع تحت خمش کاهش خواهد یافت، در نتیجه باعث افزایش انحناء و شکل پذیری خواهد شد.

ج - مقاومت فولاد مصرف شده

با افزایش مقاومت میلگرد کششی مصرف شده در مقطع تحت خمش، ارتفاع بتن فشاری جهت مقابله با نیروهای

هـ- بار محوری فشاری

اگر میزان بار محوری فشاری کم باشد، موجب بسته شدن ترکها شده و باربری و در نهایت شکل پذیری مقطع را افزایش می دهد. ولی اگر مقدار این نیروها زیاد باشد، باعث کاهش تغییر مکان و انحنای نهایی می شود و اثر منفی در شکل پذیری قابها خواهد داشت.

و- مقدار میلگردهای عرضی (خاموت)

خاموتهای مصرف شده در یک عضو تحت خمش، به دلایل زیر موجب افزایش شکل پذیری می گردند:

- از کمانش میلگرد فشاری جلوگیری می نمایند،
- از گسیختگی برشی زودرس بتن جلوگیری می کنند،
- خاموتها بتن را احاطه کرده و در نتیجه باعث ازدیاد شکل پذیری آن می گردند. هنگامی که بتن ساده تحت فشار محصورکننده قرار می گیرد، مانند نمونه تحت فشار سه محوری، مقاومت فشاری آن چند برابر نمونه تحت فشار تک محوری می شود. به عبارت دیگر، فشار محصورکننده جانبی، باعث می گردد که بتن در تغییر شکلهای بیشتری خرد شود، در نتیجه شکل پذیری عضو افزایش می یابد.

۲-۲- عوامل مؤثر در رفتار بتن در اتصال تیر - ستون خارجی

موارد زیر در رفتار اتصال تیر - ستون خارجی بسیار مؤثرند:

الف - وجود خاموتها

وجود میلگرد عرضی (به صورت کمربندی و یا مارپیچ) می تواند موجب افزایش محصور شدگی بتن هسته اتصال و افزایش مقاومت فشاری بتن این ناحیه شود، علاوه بر آن وجود این خاموتها، طول کمانش میلگردهای فشاری را کاهش داده و سبب باربری بیشتر آنها می گردد.

ب - فاصله خاموتها از یکدیگر

هر چه فاصله خاموتهای ستون که از داخل اتصال عبور نموده اند کمتر باشد، اولاً احتمال ایجاد مفصل خمیری در ستونها کمتر می شود و در ثانی حبس شدگی بتن بالاتر می رود.

ج - نوع فولاد خاموت

استفاده از فولاد سخت برای خاموتهای ستون که از محل هسته اتصال می گذرند، می تواند در افزایش محبوس شدگی اتصال و در نهایت افزایش شکل پذیری آن مؤثر واقع شود.

د - نسبت ظرفیت خمشی ستونها به ظرفیت خمشی تیرها

این نسبت باید بیشتر از واحد در نظر گرفته شود (غالباً $1/2$) تا مانع ایجاد مفصل خمیری در ستونها شود. زیرا ایجاد مفصل خمیری در ستونها نه تنها موجب عدم پایداری سازه می شود، بلکه باعث کاهش مقاومت اتصال در تحمل تعداد چرخه های (سیکلهای) بارگذاری نوسانی (زلزله) نیز می گردد.

هـ- شکل اتصال

وجود ریشه در اتصالات خارجی، محصور شدگی اتصال را بالا می برد و از گسترش ترکهای پشت اتصال جلوگیری می کند.

و - مهار کردن میلگردهای تیر در اتصال

اگر پیوستگی بین میلگردها و بتن تأمین نشود، در اثر بارهای متناوب ناشی از زلزله، میلگردها از داخل بتن لغزیده و گسیختگی مهار رخ می دهد.

۲-۳- عوامل مؤثر در رفتار بتن در اتصال تیر - ستون داخلی

عواملی که در رفتار اتصال تیر - ستون خارجی مؤثرند، در این اتصال نیز مؤثر می باشند. وجود میلگردهای عرضی

در چارچوب این پژوهش، با استفاده از تئوری اجزاء محدود در حالت دینامیکی غیرخطی، یک برنامه کامپیوتری تدوین شده است که نیاز فوق را تأمین نموده و با اخذ چهار تابع تسلیم "ترسکا"، "فن میزز"، "موهر کولمب" و "دراگر پراگر"^۳ حوزه وسیعی از اعمال حالت غیرخطی را برای مواد مختلف فراهم می‌آورد، به گونه‌ای که معیار تسلیم فن میزز و ترسکا، همخوانی مناسبی با رفتار غیرارتجاعی مصالحی چون فولاد پیدا می‌کند، و معیارهای موهر کولمب و دراگر پراگر، همخوانی مناسبی با رفتار غیرخطی مصالحی چون بتن دارد.

برنامه یادشده همچنین این توانایی را دارد که در یک مسئله مورد بررسی، از پنج جزء (المان) مختلف، المانهای ایزوپارامتریک دو بعدی ۸،۶،۴ و ۹ گرهی، و المان میله‌ای استفاده نماید.

(توجه: در این مقاله از المانهای ۹،۸،۴ گرهی برای مدل‌سازی بتن و از المان میله‌ای، برای مدل‌سازی میلگرد، استفاده شده است).

برنامه کامپیوتری مورد بحث، با پذیرش بارهای گرهی، حجمی و بارهای لرزشی ناشی از زلزله (به صورت اخذ شتاب نگاشت)، سازه مورد بررسی را در رژیم تنش مسطح، تحلیل می‌نماید.

۴- معرفی سازه مورد بررسی

پلان سازه مورد بررسی در شکل ۳-ا نشان داده شده است. دیوارهای خارجی از آجر ۲۰ سانتیمتری ساخته شده و کفها از نوع تیرچه بلوک با سفالهای ۲۰ سانتیمتری می‌باشند. فرض شده است که ساختمان مورد بررسی مسکونی بوده و کلیه بارهای وارده بر آن از آیین نامه بارگذاری ۵۱۹ ایران اخذ

ستون در محل اتصال، جهت محصورشدگی و تحمل نیروهای برشی، باعث کاهش انحنای ستون شده و انحنای تیرها را زیاده‌تر می‌کند. در واقع میلگردهای عرضی، تغییر مکان را به گونه‌ای ایجاد می‌کنند که تیر رفتار خمیری داشته باشد و ستون از خود، رفتار ارتجاعی نشان دهد.

در اتصالات داخلی تیر-ستون، گوشه‌های بالا و پائین اتصال تحت بارهای فشاری خردکننده قرار دارند و بارهای فشاری ستون اثر مخرب در این گوشه‌ها داشته و باعث خرد کردن بتن گوشه‌ها و از بین بردن چسبندگی بین بتن و فولاد می‌شود.

۳- لزوم اعمال شرایط غیرخطی در تحلیل کامپیوتری اتصال

مهمترین عامل در باربری سازه‌های قابی شکل، عملکرد انعطاف‌پذیر اتصالات تیر-ستون است، زیرا در صورت برآورده شدن خواسته فوق، خود قاب با مستهلک نمودن بارهای لرزشی ناشی از زلزله به صورت یک مستهلک‌کننده وارد عمل شده، و با ایجاد تغییر شکلهای بزرگ، انرژی ناشی از زلزله را جذب کرده، از گسیختگی برشی ترد سازه جلوگیری می‌نماید.

برای تأمین انعطاف‌پذیری اتصال، شکل آن باید بگونه‌ای باشد که با پذیرش تغییر شکلهای بزرگ، وارد محدوده خمیری شده و تغییر شکل‌های خمیری در آن ایجاد شوند، بدون اینکه موجب تخریب اتصال گردند. همان گونه که ملاحظه گردید، رفتار ماده تشکیل‌دهنده اتصال، از حد ارتجاعی خارج شده و وارد محدوده خمیری می‌شود، لذا استفاده از برنامه کامپیوتری که توانایی پذیرش رفتار غیرخطی ماده را دارا باشد، می‌تواند جوابهای صحیح‌تری نسبت به برنامه‌های کامپیوتری فاقد آن بدهد.

شده است.

طراحی تیر و ستونهای این گره بسنده شده است.

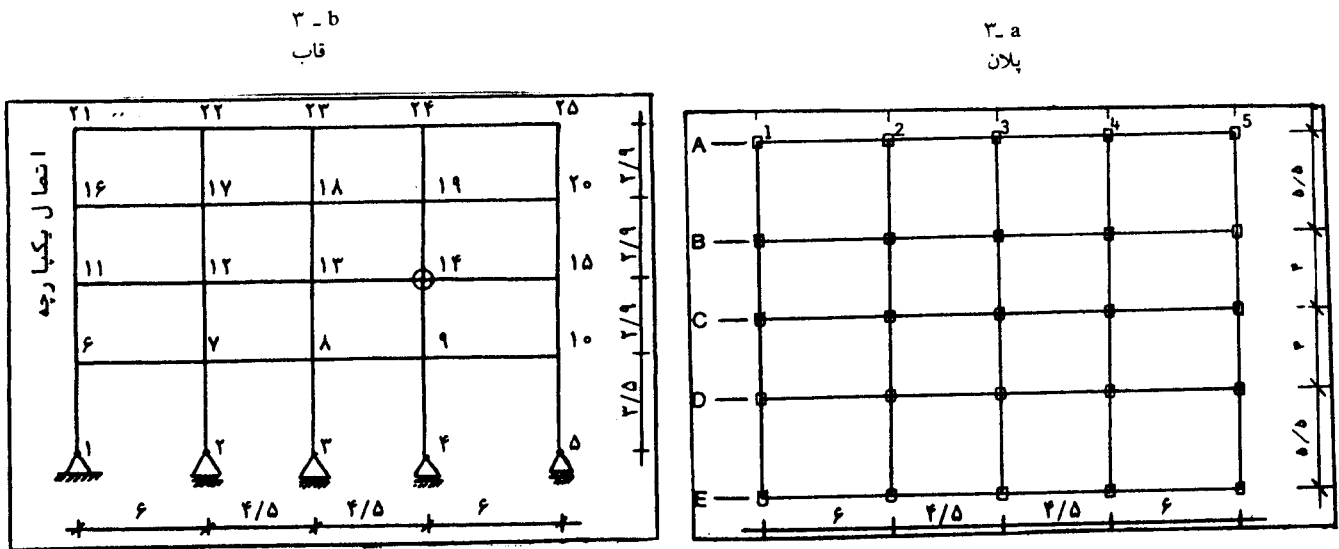
وضع کامل آرماتوربندی اتصال تیر - ستون یکپارچه گره ۱۴ در شکل ۴ ملاحظه می گردد (برای طراحی اتصال از آیین نامه ACI-318-89 استفاده شده است).

در شکل شماره ۵ مدل المان بندی شده اتصال مربوطه نشان داده شده است. همانگونه که در این شکل ملاحظه می شود، شرایط تکیه گاهی بگونه ای مدل شده است که سازگاری نسبی با مدل واقعی اتصال داشته باشد. شایان ذکر است که قسمت مشخص شده در شکل ۵ مورد بررسی قرار گرفته است.

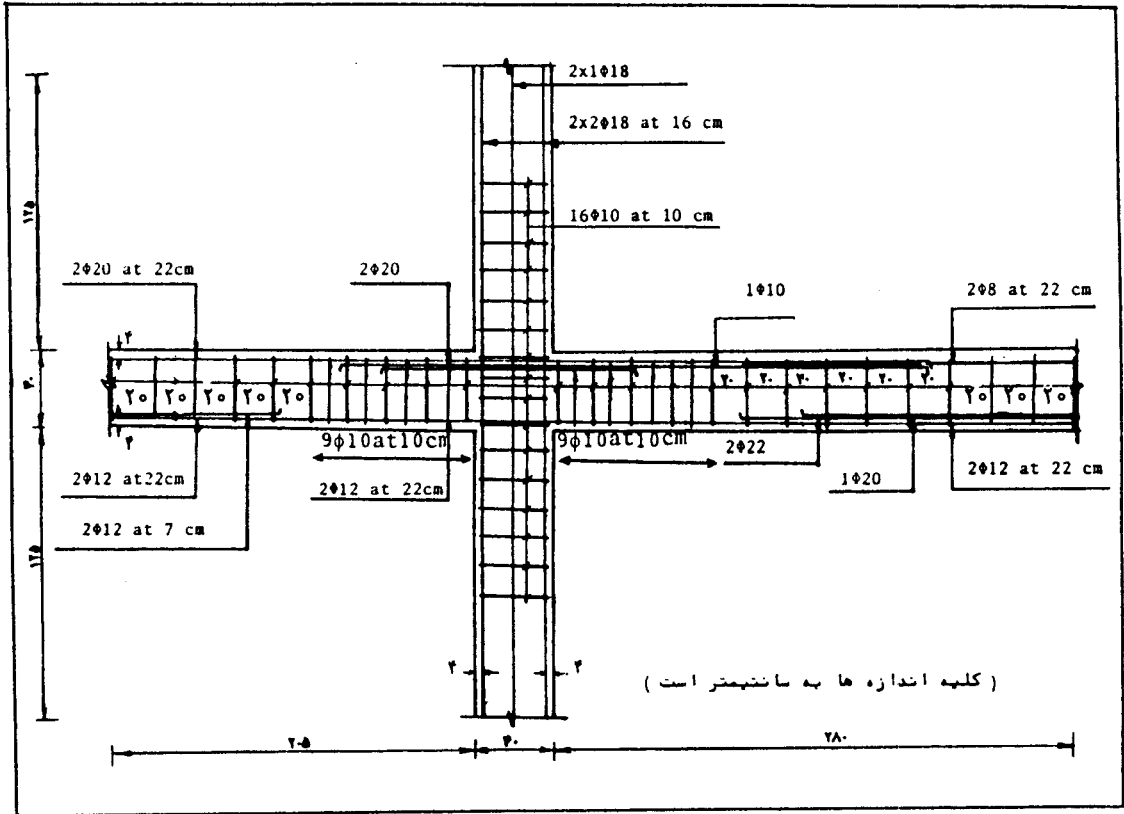
پس از تحلیل کامپیوتری اتصال مدل شده در شکل ۵ تحت نیروهای وارده، مقادیر تنشهای اصلی موجود در آن به دست می آید.

بارهای لرزشی ناشی از زلزله وارد بر سازه یادشده نیز با استفاده از برنامه کامپیوتری اشاره شده در بند ۳ بر آن اعمال شده است. زلزله مورد استفاده در این برنامه، زلزله طیس با مولفه طولی (N16W) با تداوم ۲۵ ثانیه و مقدار شتاب بیشینه ۹۱۵/۳۹ سانتیمتر بر مجذور ثانیه در نظر گرفته شده است.

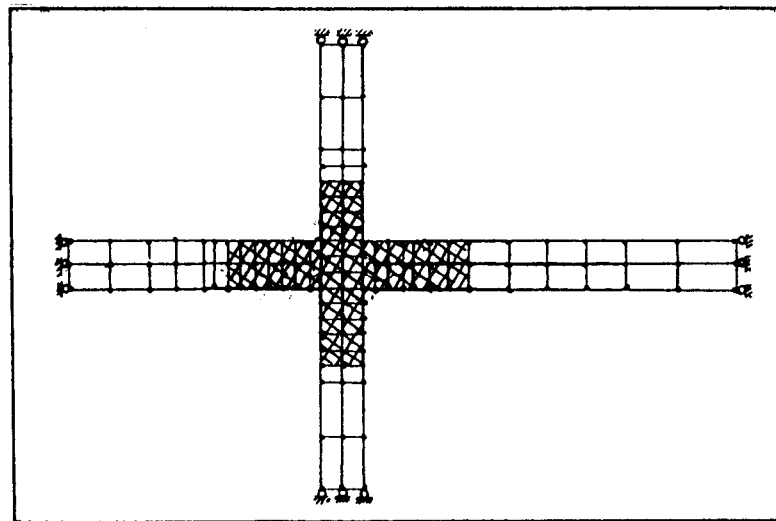
در این قسمت از مقاله دو نمونه از اتصال مختلف مورد بررسی قرار گرفته است. یکی اتصال تیر - ستون یکپارچه که شکل مدل شده ساختمان برای تحلیل این اتصال در شکل ۳-b نشان داده شده و دیگری، اتصال تیر - ستون مفصلی پیش ساخته که شکل مدل شده آن نیز همان شکل است با این تفاوت که اتصال تیر به ستون، مفصلی می باشد. همانگونه که در شکل ۳ نشان داده شده است، هدف، طراحی اتصال و بررسی تنشهای موجود در گره شماره ۱۴ می باشد، لذا تنها به



شکل ۳- مدل سازه تحت بررسی



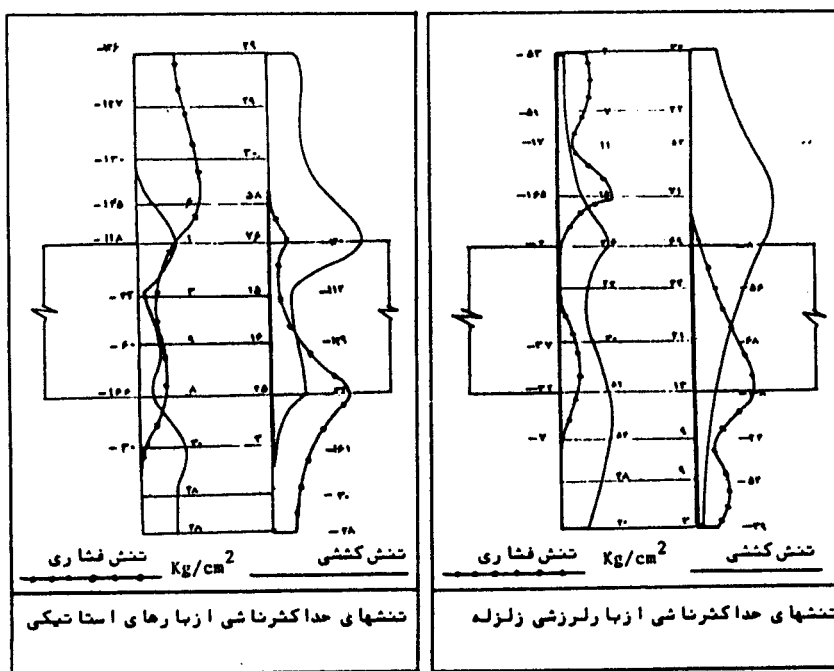
شکل ۴- فولادبندی اتصال یکپارچه مورد بررسی



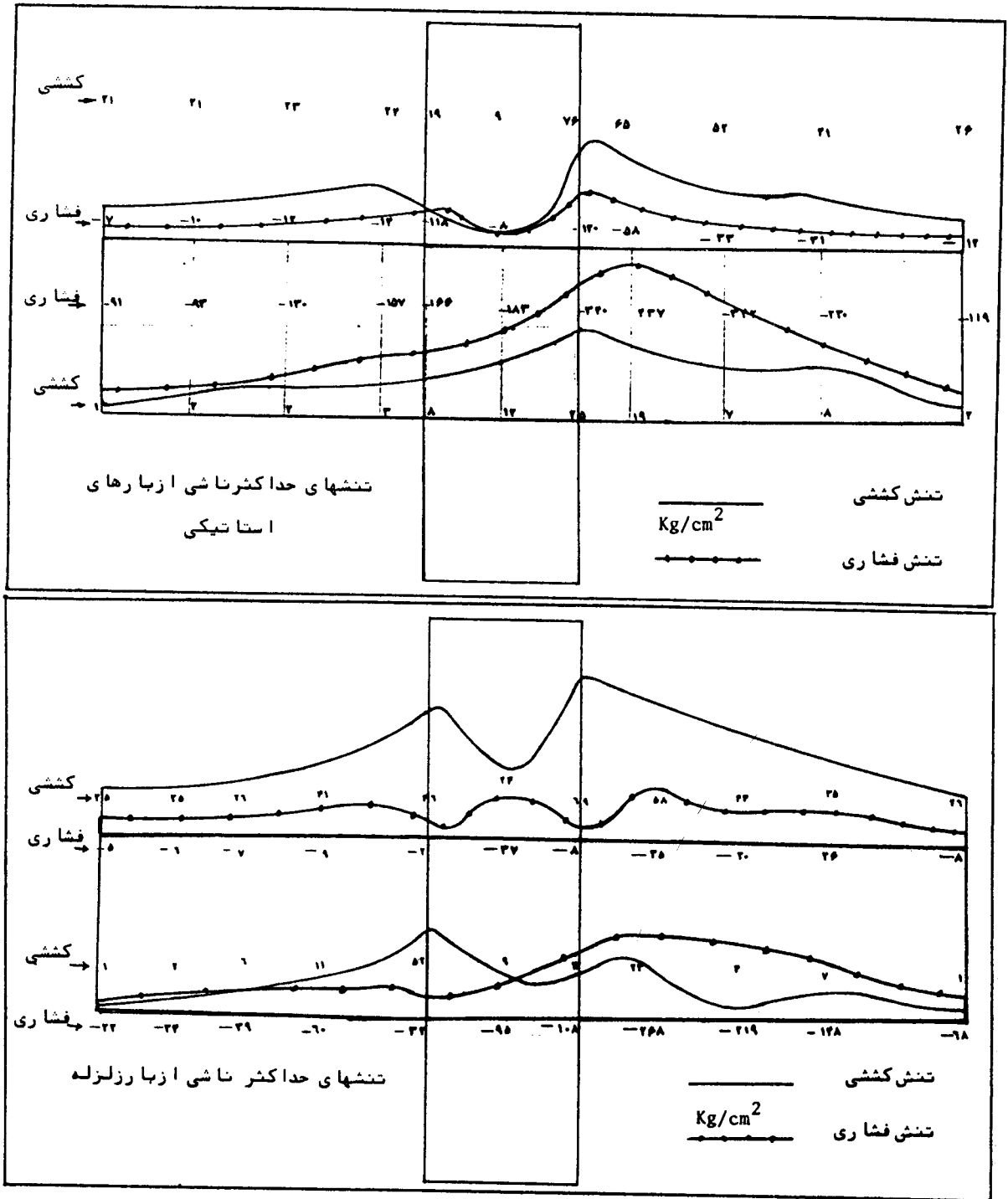
شکل ۵- المان بندی اتصال یکپارچه مورد بررسی

شده آن در شکل شماره ۸ نشان داده شده است. همان گونه که در این شکل مشاهده می‌گردد، اتصال تیر به ستون، به وسیله شانه و با استفاده از نبشی‌های تعبیه شده در پیشانی تیر و شانه و در نهایت جوش دادن آنها به یکدیگر انجام شده است. شکل شماره ۹، المان بندی و مدل سازی تکیه گاهی گره مورد تحلیل را مشخص می‌سازد. پس از تحلیل کامپیوتری اتصال مدل شده در تصویر شماره ۹، مقادیر تنشهای اصلی موجود در آن بدست می‌آیند. در اینجا نیز به دلیل کثرت خروجی کامپیوتر، تنها به ارائه حداکثر تنشهای اصلی نقاط محدوده سایه زده شده در بین ترکیبات بارگذاری مختلف اکتفا شده است. تنشهای یاد شده به صورت منحنیهایی در شکل ۱۰ ارائه گردیده‌اند. این منحنیها مقادیر حداکثر تنشهای اصلی حاصل از بارهای لرزشی را نشان می‌دهند. همان گونه که در این شکلها مشاهده می‌گردد، در داخل شانه‌ها و محل اتصال آنها به ستون و همچنین در محل نشیمنگاه تیر بر روی ستون (در داخل تیر)، مقدار تنشهای اصلی حداکثر به شدت افزایش پیدا کرده، به گونه‌ای که بیشتر از تنش کششی گسیختگی بتن شده و موجب ترک خوردن بتن در این نواحی می‌گردند.

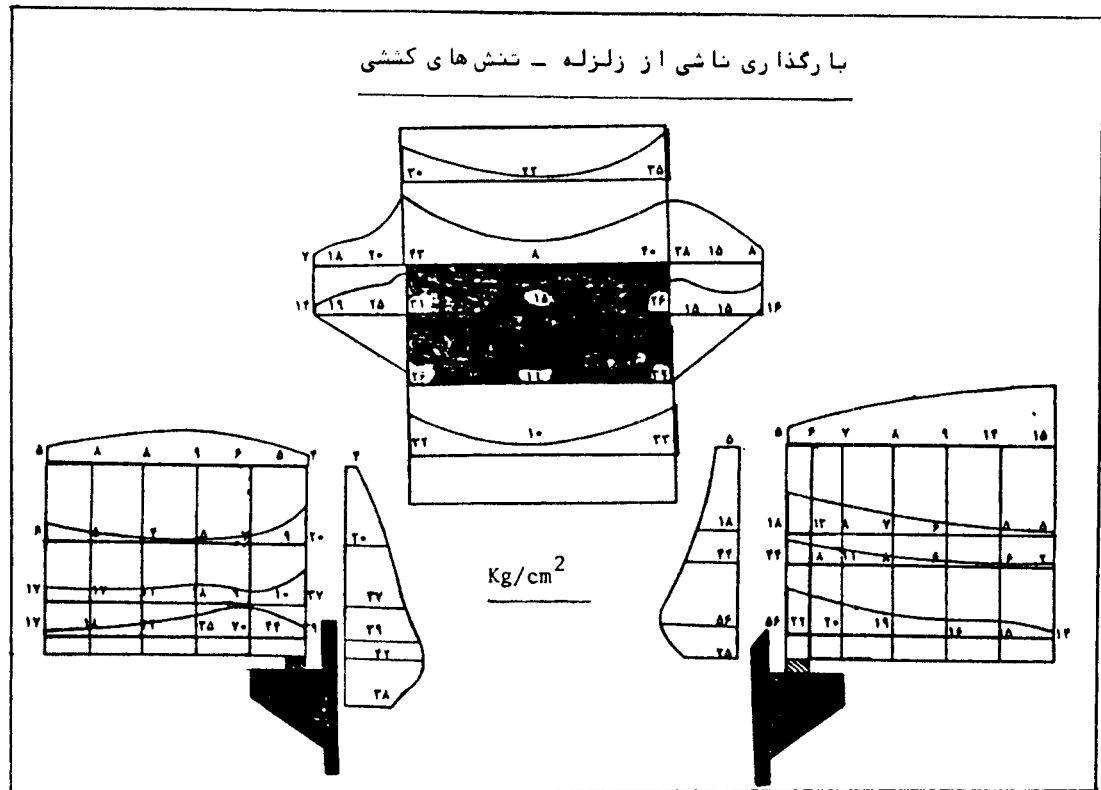
به دلیل کثرت نتایج خروجی کامپیوتر، تنها به ارائه حداکثر تنشهای اصلی نقاط محدوده سایه زده شده در بین ترکیبات بارگذاری مختلف بسنده شده است. تنشهای یاد شده به صورت منحنیهایی در شکل‌های ۶ و ۷ ارائه می‌شوند. شکل ۶، نمایش حداکثر تنشهای اصلی، قسمت سایه زده شده اتصال در شکل ۵، در محاذات میلگردهای اصلی ستون، شکل ۷ نمایش حداکثر تنشهای اصلی قسمت سایه زده شده همان اتصال ناشی از بارهای استاتیکی و دینامیکی حاصل از زلزله در محاذات میلگردهای اصلی تیر می‌باشد. با توجه به این منحنیها مشخص می‌گردد که محل بحرانی در طراحی، در محل اتصال تیر به ستون بوده و در ضمن مقادیر تنشهای حاصل از بارهای لرزشی ناشی از زلزله در محل بحرانی فوق، بیش از ۲/۵ برابر تنشهای حاصل از بارهای استاتیکی می‌باشد. به منظور بررسی تنشهای حاصل از بارهای استاتیکی و دینامیکی ناشی از زلزله در اتصال تیر - ستون مفصلی پیش ساخته همانگونه که شرح داده شد، قاب مورد تحلیل به صورت شکل شماره ۳ با اتصال مفصلی تیر به ستون مدل شده و گره شماره ۱۴ در این تصویر، بر اساس آیین نامه ACI - 318 - 89 طراحی گردیده است. شکل آرمانوربندی



شکل ۶- تنشهای اصلی حداکثر در ستون اتصال یکپارچه



شکل ۷- تنشهای اصلی حداکثر در تیر اتصال یکپارچه



شکل ۱۰- تنشهای اصلی حداکثر در اتصال پیش ساخته

۵- نتایج حاصل از تحلیل کامپیوتری اتصال

با بررسی منحنیهای ارائه شده در تصاویر ۶ و ۷ و ۱۰ و مقایسه آنها با یکدیگر نتایج زیر حاصل می گردد:

الف - اتصال تیر - ستون یکپارچه

محل حداکثر شدن تنشهای اصلی حاصل از بارهای استاتیکی و دینامیکی ناشی از زلزله، عمدتاً در مجاورت هسته اتصال می باشد لذا در طراحی، باید تمهیدات لازم جهت جذب تنشها در این نواحی پیش بینی گردد.

تنشهای بحرانی عمدتاً تنشهای کششی می باشند، زیرا نسبت تنشهای کششی به دست آمده از تحلیل، به تنش کششی نهایی بتن، بیشتر از نسبت تنشهای فشاری بدست آمده از تحلیل، به تنش نهایی فشاری بتن می باشد.

بنابراین برای جلوگیری از در هم شکستن بتن در محل

اتصال، پیشنهاد می گردد اولاً از خاموتهای دورپیچ و یا از صفحات فلزی جوش شده به میلگردهای طولی ستون برای محصور نمودن بتن استفاده گردد. ثانیاً برای اینکه پس از در رفتگی احتمالی برخی از میلگردهای اصلی تیر (به دلیل ترک خوردن بین اطراف میلگردها و کاهش چسبندگی میلگرد و بتن) عمل توزیع مجدد بار بین میلگردهای دیگر عضو به راحتی انجام پذیرد، میلگردهای اصلی عضو را می توان بوسیله جوش دادن صفحات فلزی به آنها، به یکدیگر متصل نمود. این عمل موجب افزایش باربری عضو می گردد. نمونه ای از اینگونه اتصالات در بند ۶ تشریح گردیده است. باید توجه نمود که جوش دادن صفحه ها به میلگردهای طولی ایجاد نقطه ضعف در میلگردها می کند و برای برخی از انواع فولاد، باعث تردی و شکنندگی می شود. روی این اصل

پیوستگی مهارى بين ميلگرد و بتن به شدت کاهش يابد. اين امر سبب لغزیدن ميلگرد در داخل بتن و در نهايت کاهش باربرى اتصال مي‌گردد. به منظور دست‌يابى به يك مدل اتصال تير-ستون پيش ساخته مقاوم در برابر زلزله، دو نوع اتصال مورد آزمايش قرار گرفت [۹]. نوع اول که با کد BC1 مشخص مي‌گردد، اتصال يکپارچه بتن آرمه مي‌باشد که در آرماتوربندي گره آن شکل شماره ۱۱ نشان داده شده است. نوع دوم که با کد PC1 مشخص گرديده به صورت پيش ساخته بوده و نحوه اتصال آن در شکل‌هاى شماره ۱۲ و ۱۳ نشان داده شده است. مشخصات مصالح در اتصال‌هاى يادشده فوق در جدول شماره ۱ درج گرديده است.

اتصال	تير						ستون		
	مقاومت بتن	ميلگرد فوقانى			ميلگرد تحتانى			Es MPa	Fy MPa
		Fc MPa	Es MPa	Fy MPa	Es MPa	Fy MPa	Es MPa		
BC1	۳۱	۲۱۰۰۰۰	۵۲۵	۲۰۶۵۰۰	۴۷۵	۲۱۰۰۰۰	۵۲۵		
PC1	۳۱	۲۱۵۰۰۰	۲۳۰	۲۰۰۰۰۰	۴۰۰	۲۱۵۰۰۰	۲۳۰		

آرماتورگذاري دو اتصال يادشده، در شکل شماره ۱۴ نشان داده شده است. شايدان ذکر مي‌باشد که اتصال تير به ستون در حالت PC1، بوسيله قرار دادن صفحات فلزي در وجوه فوقانى و تحتانى تير و جوش دادن آنها به صفحات فلزي تعبيه شده در وجوه جانبى ستون انجام مي‌گيرد. همانطوریکه قبلاً نيز تذکر داده شد در اجرا، کليه نکات اجرايى جهت تطبيق مناسب با مدل بايد مدنظر قرار گيرد. شکل شماره ۱۵ نمايشى از نحوه اتصال اين صفحات به يکديگر و شکل شماره ۱۶، شمای سه بعدى اتصال پيش ساخته حالت PC1 را نشان مي‌دهد.

حتى المقدور از جوش دادن ورق‌هاى فولادى به ميلگردهاى طولى، مگر در انتهاى ميلگرد، احتراز مي‌شود. در اين مورد بهتر است ورقها و تسمه‌ها، به شکل حلقه به هم جوش داده شوند.

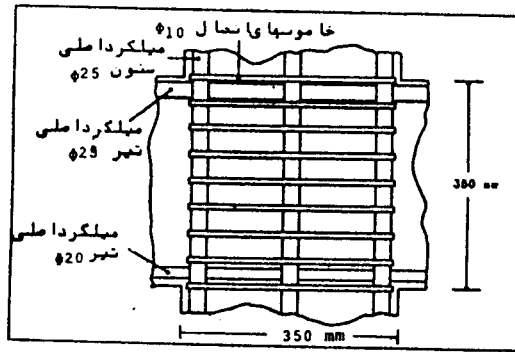
تنش‌هاى ايجاد شده ناشى از بارهاى زلزله، بيش از ۲/۵ برابر تنش‌هاى حاصل از بارهاى استاتيکى مي‌باشند. لذا پيشنهاده مي‌گردد براى بالا بردن ظرفيت باربرى اتصال در مقابل بارهاى لرزشى ناشى از زلزله، در سازه‌هاى مورد نظر از بتن با دوام و مناسب استفاده گردد. اين عمل علاوه بر افزايش تنش کششى نهايى بتن، موجب ازدياد انعطاف پذيرى بتن مي‌گردد (همانگونه که در بند ۲ تشریح گرديده است).

ب- اتصال تير - ستون مفصلى پيش ساخته

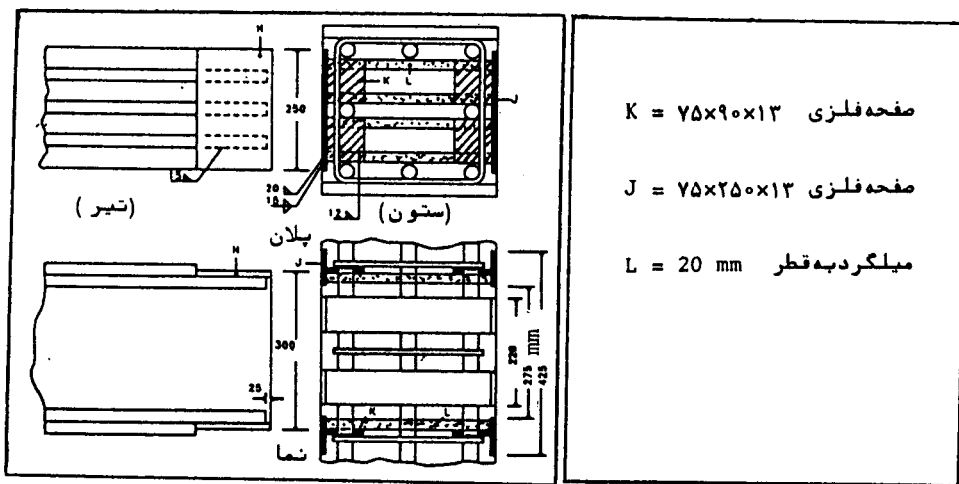
محل حداکثر شدن تنش‌هاى اصلى حاصل از بارهاى لرزشى ناشى از زلزله، عمدتاً در هسته اتصال و در داخل شانه‌ها مي‌باشد. در محل اتصال تير به ستون و داخل شانه‌ها و پيشانى تيرها، تنش‌هاى کششى حاصل از بارهاى لرزشى، حدود دو برابر نواحى ديگر محدوده اتصال مي‌باشد. لذا بايد دقت کافى در طرح زيرسرى تير و محل اتصال آن به شانه از يکطرف، و آرماتوربندي درون شانه از طرف ديگر، انجام گيرد. در محل اتصال تير به ستون، تنش‌هاى کششى حداکثر حاصل از بارهاى لرزشى ناشى از زلزله، بيش از ۸ برابر تنش‌هاى کششى حاصل از بارهاى استاتيکى مي‌باشد. اين موضوع مي‌تواند دليل خوبى بر ضعف اتصال‌هاى پيش ساخته مفصلى در برابر نيروهاى زلزله باشد.

ع- ارائه يك مدل اتصال تير-ستون پيش ساخته مقاوم در برابر زلزله

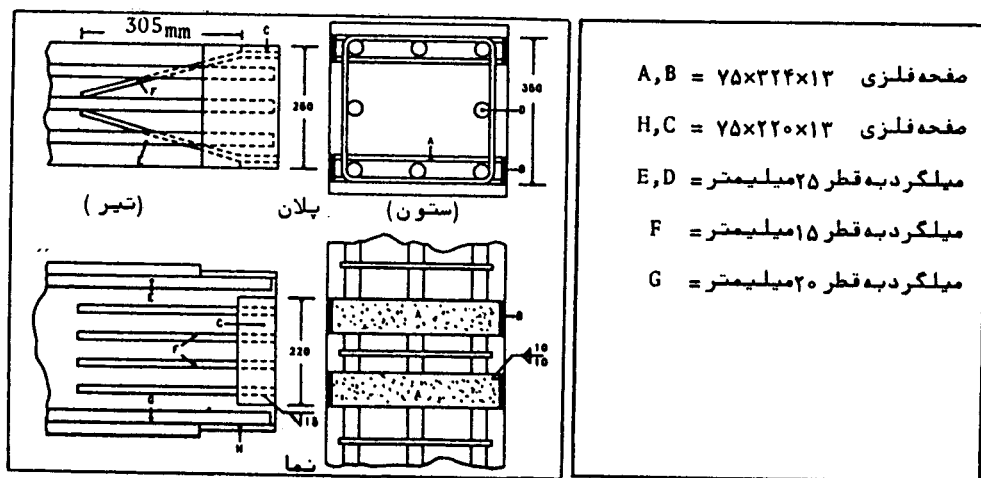
همانگونه که بيان گرديد تنش‌هاى کششى حداکثر ناشى از زلزله، باعث مي‌گردند که بتن در ناحيه اتصال ترک خورده و علاوه بر آن به دليل وجود بارهاى تناوبى و نوسانى، تنش



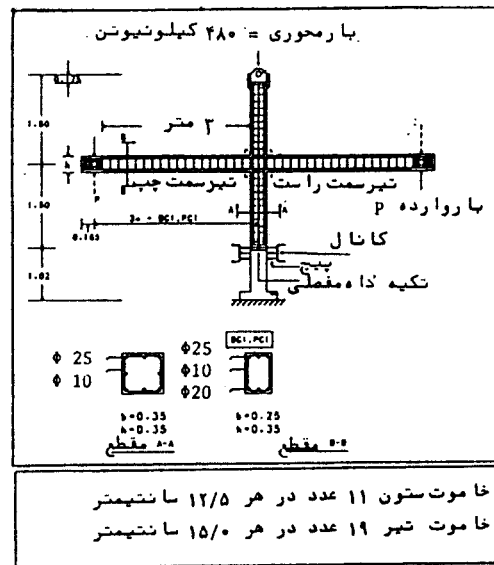
شکل ۱۱ - فولادبندی نمونه BC1 در محل گره



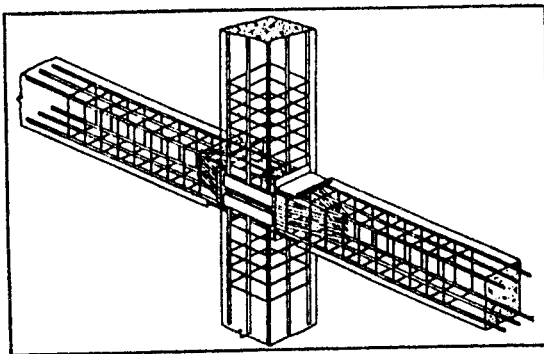
شکل ۱۲ - جزئیات فولادبندی خمشی اتصال در نمونه PC1



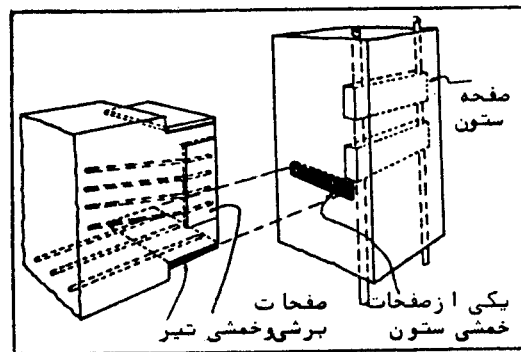
شکل ۱۳ - جزئیات فولادبندی برشی اتصال در نمونه PC1



شکل ۱۴- ابعاد نمونه‌های به کار گرفته شده



شکل ۱۶- نمای سه بعدی نمونه PC1



شکل ۱۵- اتصال تیر به ستون PC1

همانگونه که در شکل ۱۷ مشاهده می‌گردد، تنجشها از دوره تناوب چهارم بارگذاری به بعد کاهش یافته‌اند. این امر در شکل شماره ۱۸ (برای اتصال PC1) از دوره تناوب پنجم بارگذاری رخ داده است. یادآوری می‌گردد که اُفت تنجش در میلگرد تیر، با افزایش بارگذاری، نشان‌دهنده اُفت شدید پیوستگی مهاري میلگرد و بتن می‌باشد.

ج - در اتصال پیش‌ساخته PC1، پس از آنکه یکی از میلگردهای فوقانی گسیخته شده، تیرها به تحمل و انتقال بار وارده (براساس انتقال لنگر و توزیع مجدد بار بین میلگردهای

نتایج حاصله به صورت زیر خلاصه می‌گردد:

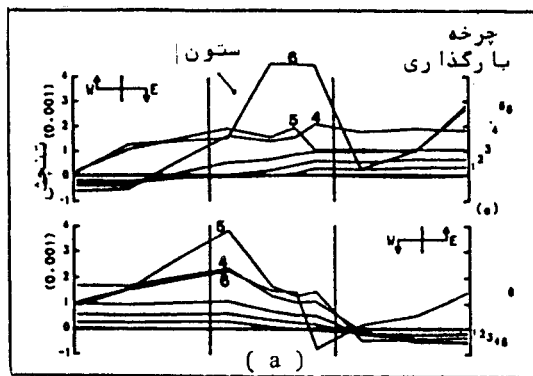
الف - مقدار حداکثر لنگر اندازه‌گیری شده در اتصال PC1، ۲۸ درصد بیشتر از مقاومت خمشی محاسبه شده در مقطع تیر می‌باشد، در حالیکه این مقدار در اتصال BC1 به ۱۷ درصد محدود شده است.

ب - پیوستگی مهاري بین میلگرد و بتن در اتصال PC1 در دوره تناوب پنجم بارگذاری، و در اتصال BC1 در سیکل چهارم آن به وقوع پیوسته است. شکل‌های ۱۷ و ۱۸ نشان‌دهنده این موضوع می‌باشند.

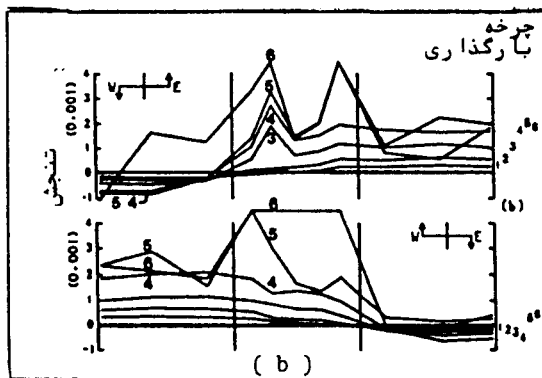
در معرض لنگرهای تناوبی قرار گیرند، همانند اتصالاتی تیر-ستون یکپارچه عمل می‌کنند.

ج - در اتصالاتی تیر-ستون پیش‌ساخته مفصلی، محل قرارگیری تیر بر روی شانه باید به دقت مورد تحلیل دینامیکی و در نهایت طراحی قرار گیرد.

د- هنگامیکه اتصالاتی تیر-ستون پیش‌ساخته بدقت طراحی شوند، می‌توانند در قابهای خمشی انعطاف‌پذیر به منظور مقاومت در برابر زلزله به کار برده شوند.



(a) فولاد فوقانی



(b) فولاد تحتانی

شکل ۱۷- توزیع کرنش برای نمونه BC1 در طول فولاد خمشی تیر

تیر، که با پیوستگی آنها و صفحات خمشی تیر و صفحات اتصال ستون فراهم شده بود) ادامه می‌دهند.

د- با توجه به منحنیهای "بار-تغییر مکان" انتهای تیرها در شکل ۱۹ و با عنایت به این موضوع که هر چه سطح زیر منحنی این نمودارها بیشتر باشد، انرژی جذب شده توسط اتصال بیشتر بوده و اتصال انعطاف‌پذیرتر می‌باشد، ملاحظه می‌گردد که به دلیل "مقید نشدن"، دوره‌های تناوب پسماند اتصال PC1، میزان استهلاک انرژی و در نهایت انعطاف‌پذیری اتصال در این حالت، بیشتر از اتصال BC1 می‌باشد و این، دقیقاً یکی از مهمترین خواستها برای ایجاد یک اتصال پیش‌ساخته مناسب جهت پایداری در برابر بارهای تناوبی ناشی از زلزله می‌باشد.

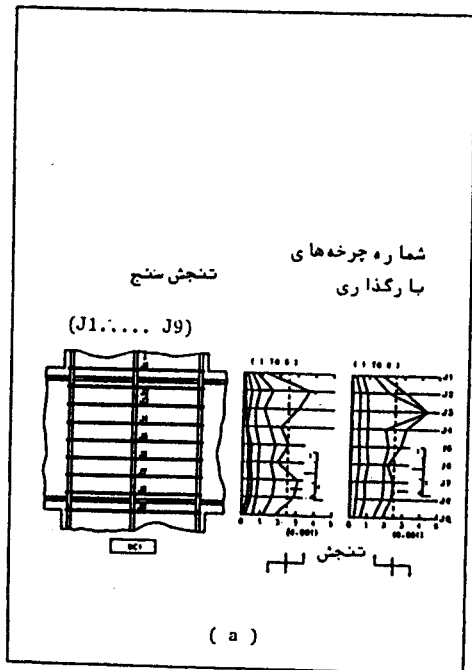
ه- میلگردهای عرضی ستون در محل اتصال در حالت BC1 به حد تسلیم نرسیدند. این امر در شکل شماره ۲۰ نشان داده شده است.

همانگونه که از موارد پنجگانه فوق مشخص می‌گردد، اتصال تیر-ستون پیش‌ساخته PC1 در مقایسه با اتصال تیر-ستون یکپارچه مشابه BC1، خصوصیات استهلاک انرژی بهتر و لغزش قابل اغماض برای لغزیدن میلگرد از داخل بتن از خود نشان می‌دهد.

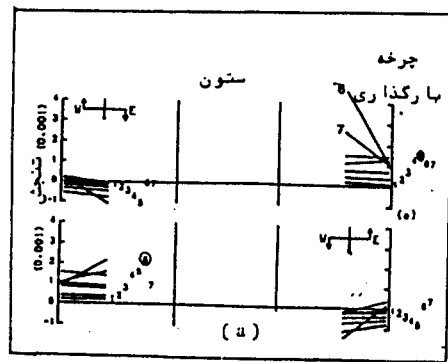
۷- نتیجه‌گیری کلی

الف - اتصالاتی تیر-ستون پیش‌ساخته با آرماتوربندی مناسب، شکل‌پذیری مناسبی را ایجاد کرده و هنگامیکه در معرض تغییر شکل‌های ناشی از لنگرهای با جهت‌های متغیر (تناوبی) قرار گیرند، مقاومت خود را حفظ می‌کنند.

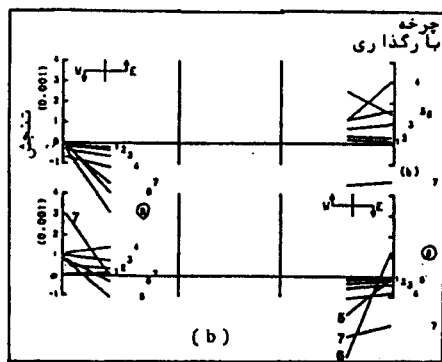
ب - اتصالاتی تیر-ستون پیش‌ساخته‌ای که به خوبی اجرا شده و با صفحات برشی و خمشی طرح شده باشند، هنگامیکه



BC1 نمونه (a)

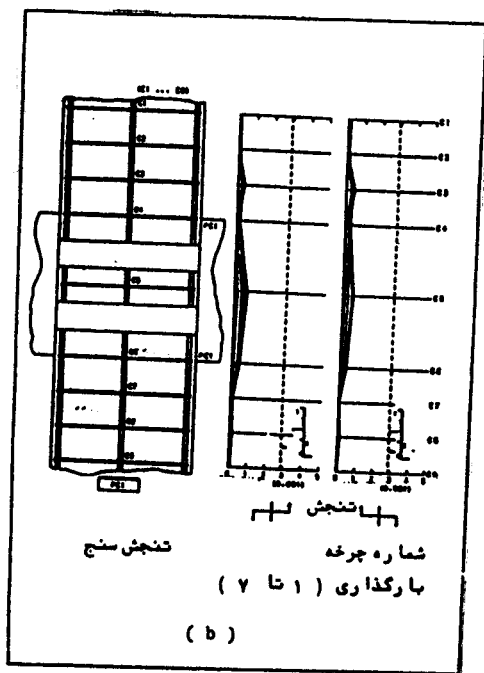


فولاد فوقانی (a)

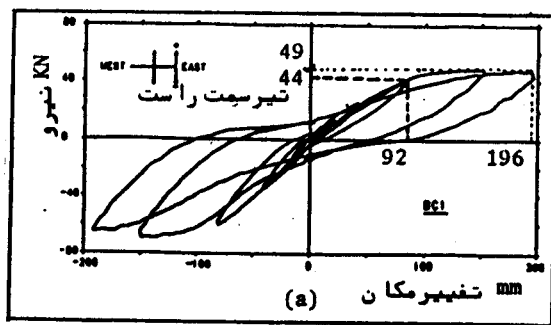


فولاد تحتانی (b)

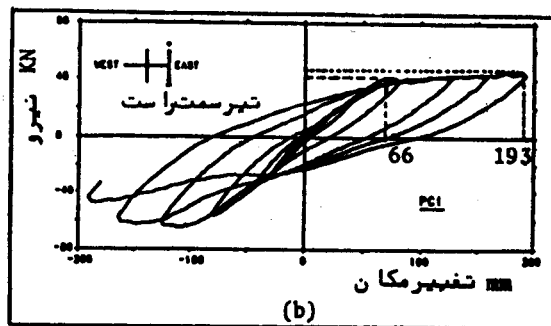
شکل ۱۸- توزیع کرنش برای نمونه BC1 در طول فولاد خمشی تیر



PC1 نمونه (b)



BC1 نمونه (a)



PC1 نمونه (b)

شکل ۲۰- توزیع کرنش در امتداد فولاد عرضی ستون

شکل ۱۹- رفتار نیرو- تغییر مکان

فهرست منابع

- 1-Finite Element in Plasticity . by: D.R.J. Owen and E.Hinton Pineridge Press, 1980.
- 2-Plasticity for Structural Engineering. by: W.F. Chen & D.J.Han Springer - Verlag, 1988.
- 3-Reinforced Concrete Structures in Seismic Zone-ACI Publication SP-53.
- 4-Dynamic of Structures . by: R.W. Clough and G.Penzien , McGraw-Hill, 1993.
- 5-The Finith Element Methode - Vol. 1-Forth Edition. by: Zienkiewiez Mc Graw-Hill, 1989.
- 6-ACI-ASCE Committee 352 "Recomendation for Design of Beam-Column Goints in Monolithic Reinforced Concrete Structures. (ACI-352 R-85)
- 7-Connections for Precast Prestressed Concrete Building Including Earthquake Resistance.by: Marthin & Korkosz. Technical Report NO.2.
- 8-Tests on an Improved Beam-Column Connection for Precast Concrete by: Bhatt, Prabhakar & Kirk - ACI Journal Proceedings. v 82, NO.6 .
- 9- ACI - Structural Journal. VOL 87-NO.3/May-June/1990.

۱۰- دینامیک سازه‌ها، خسرو برگی - چاپ دوم - انتشارات دانشگاه تهران - ۱۳۷۰

۱۱- مهندسی زلزله و تحلیل سازه‌ها در برابر زلزله، خسرو برگی - انتشارات سازمان برنامه و بودجه - ۱۳۶۹

۱۲- اصول مهندسی زلزله، خسرو برگی - انتشارات جهاد دانشگاهی ۱۳۷۳
