۲-۵- راهکارهای بهسازی ستون

ستون‌ها اعضایی هستند که تحت نیروی محوری با و یا بدون نیروی برشی و لنگر خمشی قرار دارند.

در قاب خمشی، ستون‌ها علاوه بر انتقال بارهای ثقلی به فونداسیون، باید تلاشهای ناشی از بارهای جانبی ناشی از زلزله را نیز تحمل نمایند. رعایت اصل ستون قوی- تیر ضعیف از اصول طراحی است و در طراحی همواره سعی بر آن است که تشکیل مفصل خمیری به تیرها و یا بادبندها منتقل گردد تا فلسفه ستون قوی، تیر ضعیف رعایت گردد.

معایب ستون‌ها بر اثر طراحی نادرست، جزئیات ناقص، ساخت نامناسب و کیفیت پایین مصالح می‌باشد. در طراحی لرزه‌ای، ستونها در رده اعضای کنترل‌شونده توسط نیرو قرار می‌گیرند و در اکثر حالات باید برای زلزله تشدید یافته کنترل گردند.

بر اساس نوع ستون (بتنی یا فولادی) و معایب آن روش‌های متعددی برای بهسازی ستون‌ها وجود دارد که در ادامه به آنها پرداخته شده است.

۲-۵-۱- بهسازی ستون‌های بتن مسلح

ستون‌های بتنی مطابق آیین‌نامه‌های طراحی باید از حداقل بعد عرضی کافی برخوردار باشند. زمانی که ستون‌های بتنی دارای نسبت طول به عرض زیاد می‌باشند تحت خمش‌های دو محوره دچار خرابی می‌گردند.

مقاومسازی ستون‌های بتنی به منظور افزایش مقاومت محوری، خمشی و برشی و همچنین برای افزایش ظرفیت شکل‌پذیری ستون در نزدیکی محل اتصال به تیر و مقاوم نمودن محل وصله‌های ضعیف نیز صورت می‌پذیرد.

در ستون‌های بتن مسلح خرابی‌های ناشی از زلزله مربوط به شکست‌های ناشی از طول وصلهٔ ناکافی، شکست‌های ناشی از برش، خمش و اندرکنش برش و خمش، شکست ستون کوتاه و گسیختگی‌های ناشی از کمانش میلگردهای طولی می‌باشد.

شکل ۲-۵-۱- نمونه‌ای از شکست برشی ستون

شکست تُرد و برشی ستون‌های بتنی به دلیل ماهیت ناگهانی آن بدترین نوع شکست می‌باشد. به همین دلیل همواره سعی بر آن است که مکانیسم کنترل کننده خرابی ستون بصورت خمشی باشد و ستون نباید به عنوان عضوی ضعیف در قاب سازه‌ای عمل نماید. در شکل ۲-۵-۱ نمونه‌ای از شکست برشی ستون دیده می‌شود.

در شکل ۲-۵-۲ مکانیسم خرابی ستون‌ها به علت عملکرد نامناسب تیر قوی- ستون ضعیف دیده می‌شود.

شکل ۲-۵-۲- مکانیسم خرابی در عملکرد تیر قوی – ستون ضعیف و ستون کوتاه

از دیگر خرابی‌های ستون می‌توان به کمانش آرماتورهای طولی، عدم دورگیری مناسب و طول ناکافی وصله‌ها اشاره نمود که در اشکال ۲-۵-۳-الف، ب و پ به ترتیب نشان داده شده‌اند.

خاموت‌هایی که دارای اعوجاج بوده و یا تحت زاویه ۱۳۵ درجه و با طول مناسب خم نمی‌گردند، نمی‌توانند از کمانش میلگردهای طولی جلوگیری کرده و یا دورگیری مناسبی برای بتن ایجاد نمایند. این امر منجر به شکست ستون قبل از تشکیل مفصل پلاستیک در تیر می‌گردد.

در ستون‌های بتنی به علت لغزش آرماتورهای طولی در محل وصله‌ها، مفصل پلاستیک در این نواحی ایجاد می‌گردد و طی چند سیکل ابتدایی خمش غیر الاستیک، ظرفیت باربری ستون به میزان قابل توجهی کاهش می‌یابد.

۲-۵-۱-۱- روش‌های بهسازی ستون‌های مسلح

در سال‌های اخیر روش‌های مختلفی برای بهبود ظرفیت خمشی، برشی و شکل‌پذیری ستون‌ها توسط افزایش دورگیری جانبی ناحیه مفصل پلاستیک ارائه شده است که عملکرد مناسبی طی زلزله‌های مختلف داشته‌اند. این روش‌ها عبارتنداز:

- روکش بتنی
- روکش فولادی
- روکش FRP

(ب) (الف)

(پ)

شکل ۲-۵-۳- کمانش آرماتورهای طولی به علت عدم دورگیری مناسب آنها

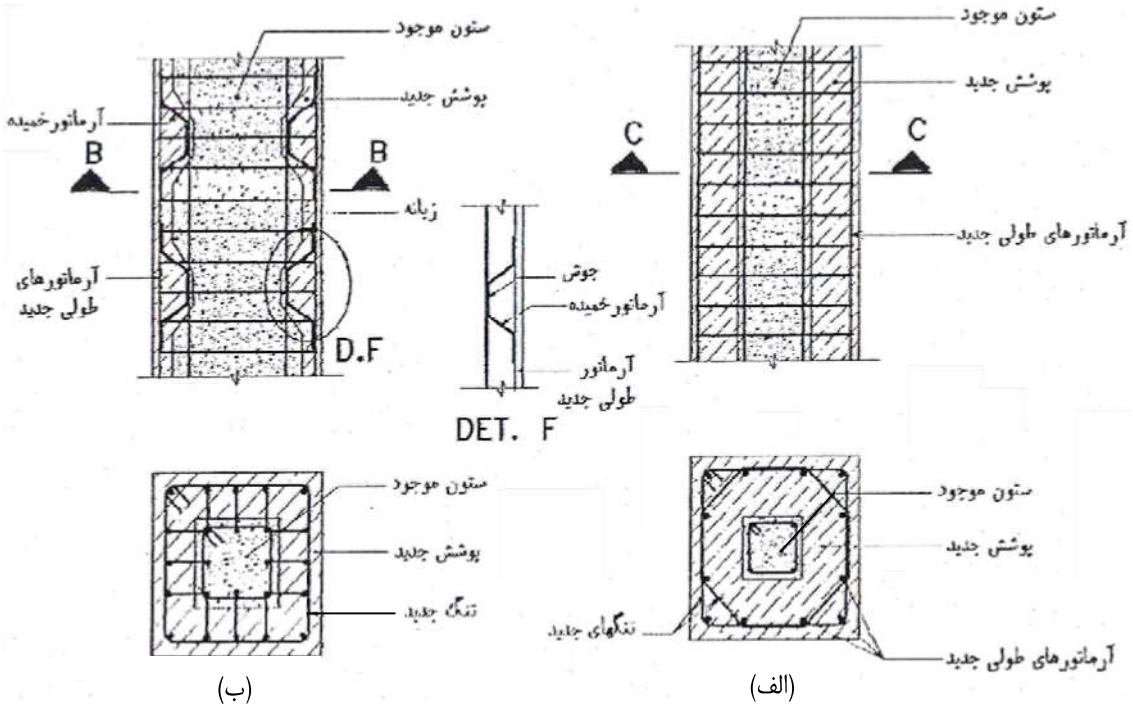
۲-۵-۱-۱-۱- استفاده از روکش بتنی

روکش بتنی شامل لایه‌ای از بتن، میلگردهای طولی و خاموت‌های بسته می‌باشد. روکش بتنی مقاومت خمشی و برشی ستون را افزایش می‌دهد و افزایش شکل‌پذیری ستون در این حالت کاملاً مشهود است.

روکش بتن‌آرمه در مواردی که میزان شدت آسیب‌های وارده به ستون زیاد باشد و یا ستون از ظرفیت کافی در برابر نیروهای جانبی برخوردار نباشد، بکار گرفته می‌شود. روکش بتنی بسته به شرایط می تواند دور تا دور ستون و یا در یک وجه آن اجرا شود.

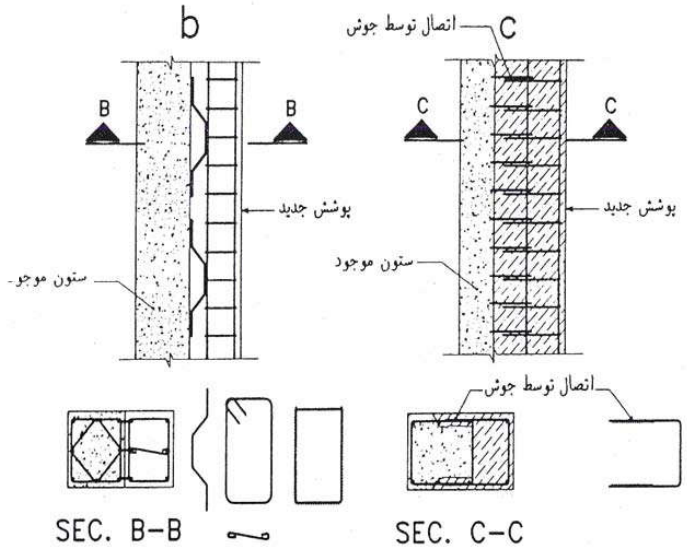
مناسب بودن طرح روکش بتنی به پیوستگی آن با عضو بستگی دارد. اگر ضخامت روکش بتنی کم باشد، افزایش سختی در ستون مقاومسازی شده محسوس نمی‌باشد. روکش بتنی باعث افزایش ابعاد ستون می‌گردد که علاوه بر مسائل معماری، وزن ساختمان را نیز افزایش می‌دهد.

گاهی عملکرد مرکب بتن قدیم و روکش صرفاً از طریق چسبندگی بین آنها (با توجه به زبر بودن سطح بتن قدیمی) تأمین می‌گرددکه می‌توان برای ایجاد اتصال قویتر بین قفس‌قدیم وجدید ازآرماتور Ω که به میلگردهای قدیمی وجدیدجوش شده‌اند، استفاده نمود. البته درشرایطی که ابعادستون مقاومسازی شده بزرگ باشد و دورگیری تمام میلگردهای جدید به صورت حداقل یک در میان امکان‌پذیر نباشد، استفاده ازتنگهای متصل‌کننده بمنظور جلوگیری از کمانش میلگردهای طولی، ضروری خواهد بود. (شکل ۲-۵-۴).



شکل ۲-۵-۴- نحوه ایجاد اتصال مناسب بین بتن جدید و قدیم

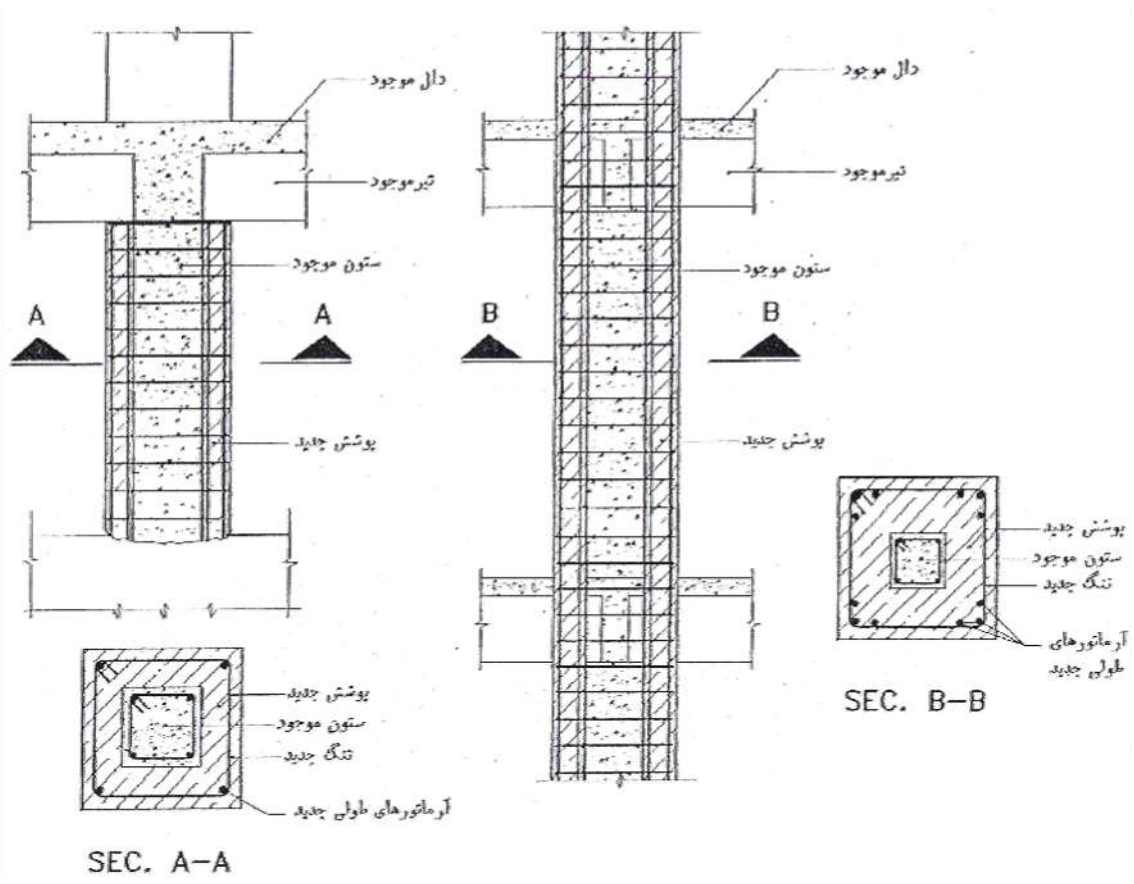
الف) بدون استفاده از تنگ‌های متصل کننده و ب) با استفاده از تنگ‌های متصل کننده



شکل ۲-۵-۵- نحوه ایجاد اتصال مناسب بین بتن جدید و قدیم از یک وجه ستون

درصورتی که روکش بتنی تنها در قسمتی از ستون اجرا گردد، باید خاموتهای قدیم نمایان شده و خاموتهای جدید به آنها جوش شوند (شکل ۲-۵-۵).

اگر بنا به دلایلی افزایش ظرفیت برشی بدون افزایش ظرفیت خمشی مد نظر باشد، پوشش بکار گرفته شده می‌تواند به سقف و تیرها متصل نباشد و اگر افزایش ظرفیت خمشی ستون نیز مد نظر است پوشش بکار گرفته شده باید از سقف عبور نماید (شکل ۲-۵-۶).



(ب) (الف)

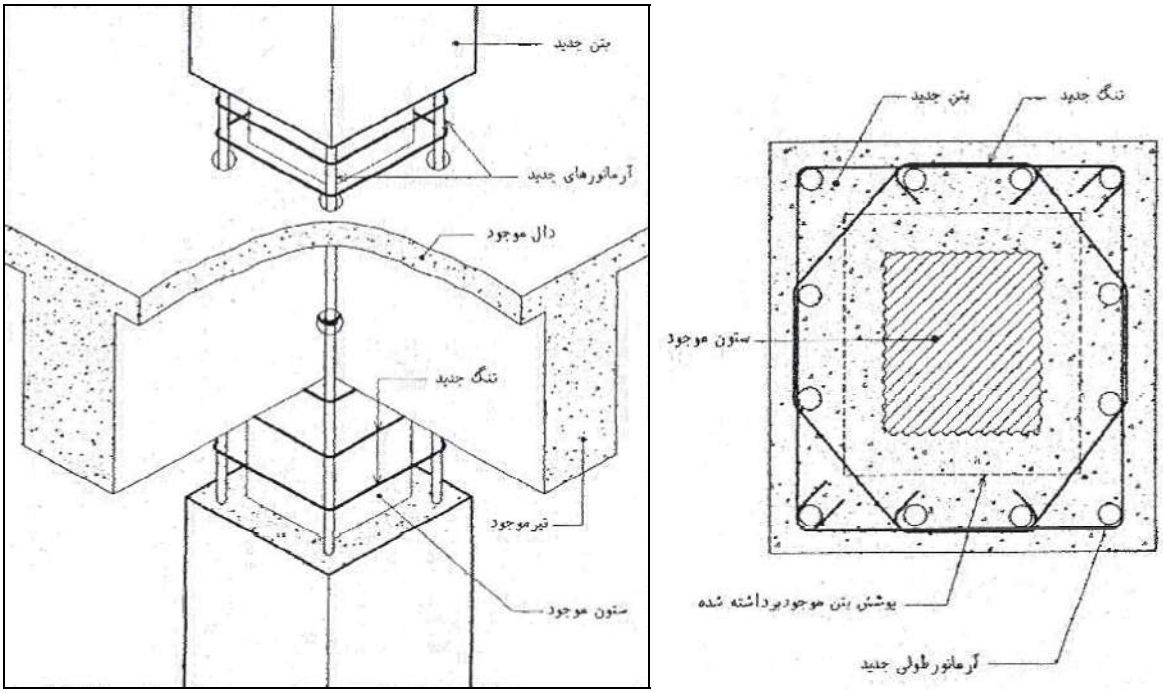
شکل ۲-۵-۶- استفاده از روکش بتنی

الف- بهسازی مقاومت خمشی ستون

ب-بهسازی مقاومت برشی ستون

به هنگام استفاده از راهکار بهسازی ستون با روکش بتنی، اگر افزایش ظرفیت خمشی ستون مد نظر باشد، آرماتورهای اضافه شده طولی باید در فونداسیون مهار شده و به صورت پیوسته از داخل سقف ها نیز عبور نمایند. نمونه‌ای از این امر در شکل ۲-۵-۷ نشان داده شده است. میلگردهای طولی اضافی معمولاً در چهار گوشه ستون قرار می‌گیرند و به هنگام عبور از سقف نباید با تیرها برخورد نمایند. افزایش خاموت‌ها در روکش بتنی منجر به افزایش مقاومت برشی ستون می‌شود.

خاموت‌ها را به علت وجود ستون نمی‌توان با یک میلگرد منفرد اجرا نمود و برای اجرای آنها استفاده از حداقل دو میلگرد که به آرماتورهای طولی متصل شده باشند، ضروری است. خم خاموت‌ها باید دارای طول کافی بوده و حداقل زاویه آنها ۱۳۵ درجه باشد.



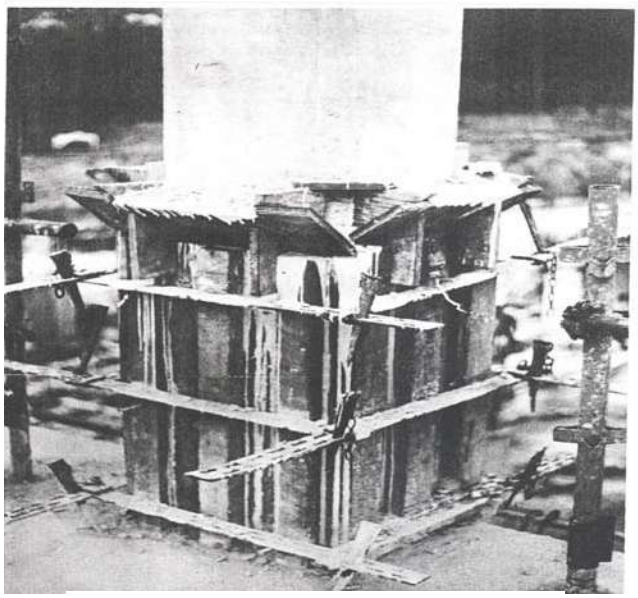
شکل ۲-۵-۷- جزئیات بهسازی ستون‌ها بوسیله روکش بتنی به هنگام عبور از سقف

- اجرای روکش بتنی

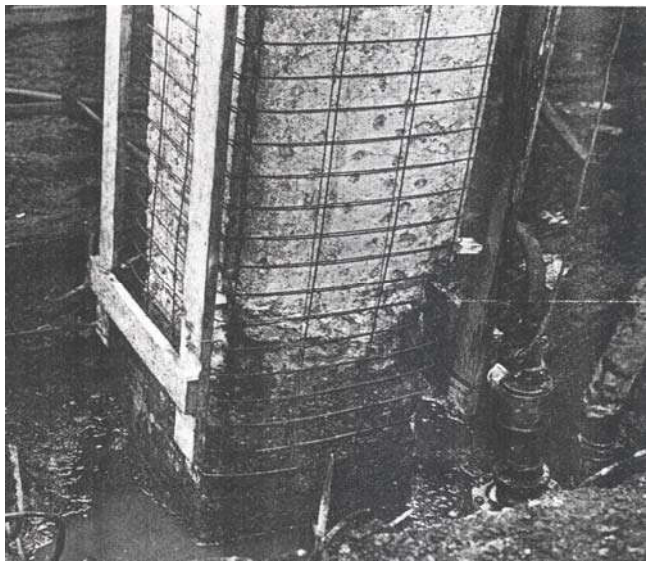
اجرای روکش بتنی بهتر است با قالب و بتن خود تراکم[1] اجرا گردد ولی اگر روکش بتنی ضخامت کمی داشته باشد، استفاده از روش بتن‌پاشی[2] بهتر از بتن‌ریزی می‌باشد. در شکل ۲-۵-۸-الف اجرای روکش بتنی با قالب نشان داده شده است. در این روش پس از بستن آرماتورها به دور ستون، قالب‌بندی و بتن‌ریزی به صورت مرحله‌ای انجام می‌شود. ارتفاع قالب در هر مرحله باید طوری باشد که بتن‌ریزی و تراکم آن امکان‌پذیر باشد. بتن‌ریزی در قسمت فوقانی زیر سقف مشکل‌ترین قسمت است. در شکل ۲-۵-۸-ب اجرای روکش بتنی ستون با روش بتن‌پاشی نشان داده شده است. برای اجرای بتن شاتکریت مطابق شکل از کرم‌بندی استفاده می‌شود.

برای اطمینان از عمل مرکب بتن قدیم و جدید باید سطح بتن قدیم را با تیشه یا قلم مضرس نمود و یا سطح آنها را با چسب‌های شیمیایی پوشاند. آزمایشات و تجارب گذشته نشان می‌دهد که زبر نمودن سطح بتن برای پیوستگی بتن قدیم و جدید کافی می‌باشد، ولی با کاشت میخچه در فاصله ۳۰۰ تا ۵۰۰ میلیمتر عمل مرکب بین بتن قدیم و جدید به شکل کاملاً مشهودی افزایش می‌یابد.

[1] Self Compacted Concrete
[2] Shotcerete



الف- اجرای روکش بتنی با قالب



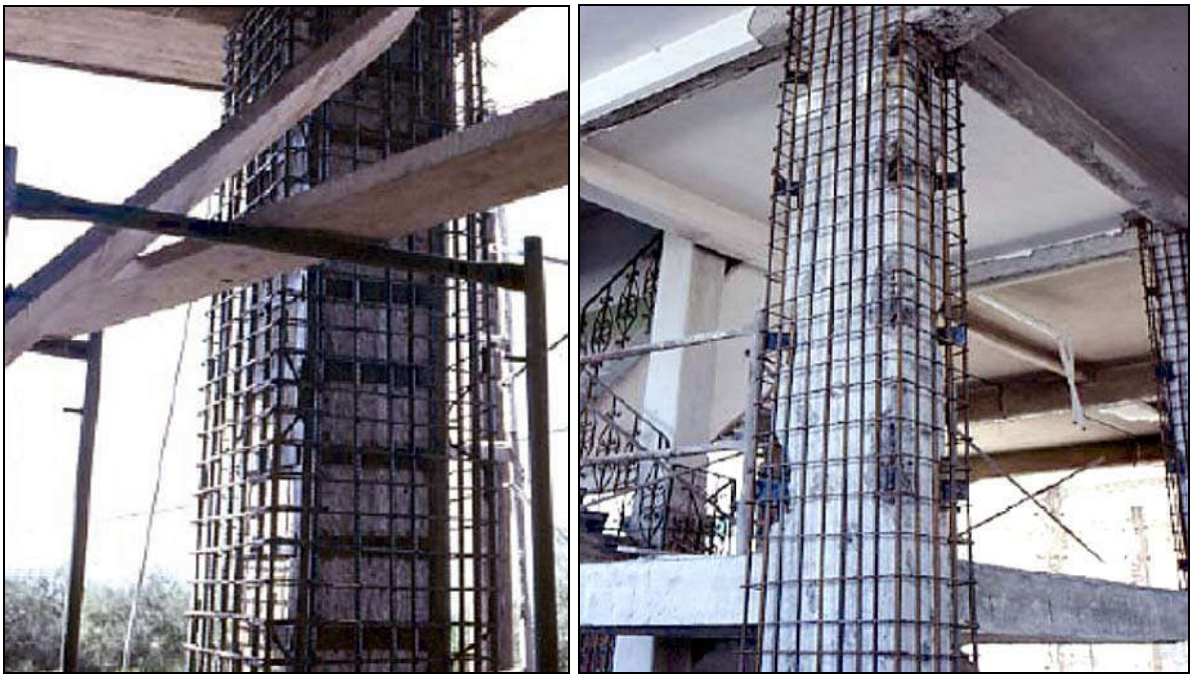
ب- اجرای روکش بتنی با بتن‌پاشی

شکل ۲-۵-۸- اجرای روکش بتنی

اگر روکش بتنی ستون را محصور نماید، انقباض بتن جدید منجر به ایجاد اصطکاک بین بتن قدیم و جدید می‌گردد و احتیاجی به کاشت بولت نخواهد بود (شکل ۲-۵-۹).

حداقل مشخصات فنی برای روکش‌های بتنی بصورت زیر ارائه شده است. لازم به ذکر است کلیه ضوابط آیین‌نامه بتن ایران برای طرح و اجرای روکش بتنی باید اجرا گردد.

۱- مقاومت مصالح جدید باید برابر و یا بیشتر از مقاومت مصالح موجود باشد. توصیه می‌گردد مقاومت فشاری بتن روکش حداقل ۵ MPa بیشتر از بتن موجود باشد.



شکل ۲-۵-۹- استفاده از روکش بتنی جهت بهسازی ستون‌ها

۲- برای ستون‌هایی که به آرماتورهای طولی اضافی احتیاج ندارند، استفاده از چهار آرماتور طولی با قطر ۱۶ میلیمتر که با خاموتهایی به قطر ۸ میلیمتر محصور شده‌اند ضروری است.

۳- حداقل ضخامت روکش بتنی ۱۰۰ میلیمتر می‌باشد.

۴- حداقل قطر خاموتها ۸ میلیمتر و حداکثر آن ۱۴ میلیمتر می‌باشد. زاویه خم انتهای خاموت‌ها ۱۳۵ درجه می‌باشد.

۵- فاصله محور به محور خاموت‌ها نباید از ۲۰۰ میلیمتر تجاوز نماید، لیکن ترجیحاً فاصله خاموت‌ها نباید از ضخامت روکش بیشتر شود. در فاصله $\frac{۱}{۴}$ ارتفاع ستون از بر تکیه‌گاه، فاصله خاموت‌ها نباید از ۱۰۰ میلیمتر بیشتر شود.

۶- فاصله آرماتورهای متوالی افقی ستون نباید از هیچیک از مقادیر زیر بیشتر شود:

الف: ۱۲ برابر قطر کوچکترین میلگرد طولی اعم از اینکه منفرد باشد یا عضوی از گروه میلگردهای در تماس بشمار آید.

ب: ۴۸ برابر قطر میلگرد خاموت‌ها

پ: کوچکترین بعد عضو فشاری

ت: ۲۵۰ میلیمتر

اگر مقاومت بتن روکش از مقاومت بتن موجود بیشتر باشد به هنگام تحلیل مقاومت خمشی ستون مقاومسازی شده، می‌توان مقطع ستون را برابر مقطع افزایش یافته و مصالح آن را همانند مصالح اولیه ستون در نظر گرفت. با فرضی محافظ کارانه، می‌توان ظرفیت خمشی تسلیم و نهایی ستون را ۹۰٪ مقادیر محاسبه شده در نظر گرفت. افزایش ظرفیت برشی را می‌توان بر اساس مقدار خاموت‌های اضافه شده محاسبه نمود. برای محاسبه مقدار دورگیری نیز تنها خاموتهای اضافه شده در نظر گرفته می‌شود.

$$48\times10 = 480mm$$

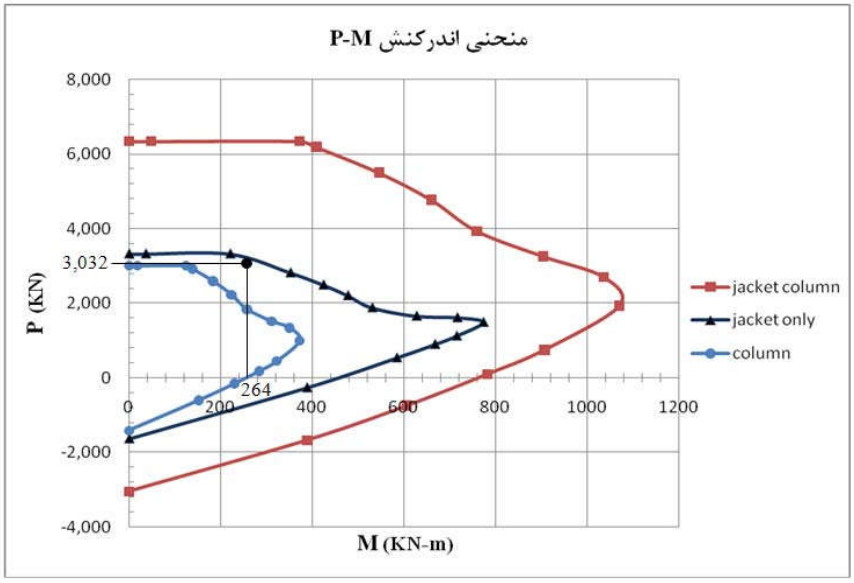
$$\text{بعد ستون} = 650mm$$

$$\text{مطابق ضوابط راهنمای روش‌ها و شیوه‌های بهسازی} = 200mm$$

$$S = 200mm$$

در فاصله $\frac{۱}{۴}$ ارتفاع ستون از بر تکیه‌گاه فاصله خاموت‌ها ۱۰۰ میلیمتر در نظر گرفته می‌شود.

در شکل زیر منحنی اندرکنش P-M ستون قبل از مقاومسازی، ستون تقویت شده با روکش بتنی و روکش بتنی تنها ترسیم شده است. مطابق آنچه که در منحنی اندرکنش ملاحظه می‌شود، ستون بتنی پاسخگوی بارهای وارده نیست ولی روکش بتنی تنها پاسخگوی بارهای وارده می‌باشد. اگر منحنی اندرکنش ستون تقویت شده (ستون با روکش بتنی) را در نظر بگیریم، ستون کاملاً پاسخگوی بارهای وارده می‌باشد.



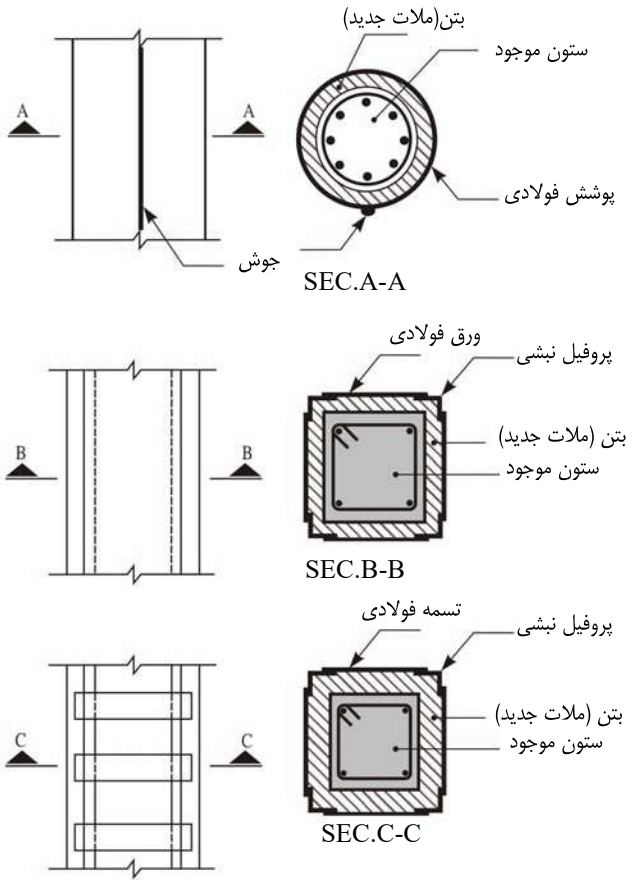
شکل مثال ۲-۵-۱-پ

۲-۵-۱-۱-۲- روکش فولادی

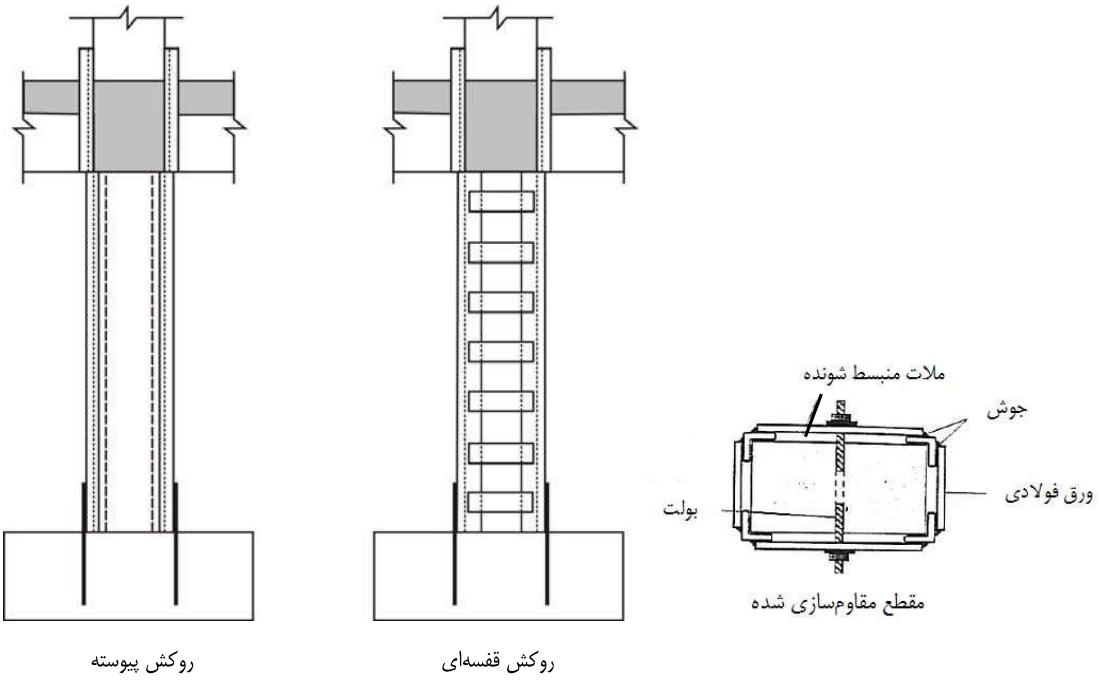
محصور نمودن ستون‌های بتنی با پوشش فولادی (روکش فولادی) از دیگر روش‌های بهسازی لرزه‌ای ستون‌های بتنی می‌باشد. در این روش، افزایش ناچیزی در ابعاد و وزن ستون بوجود می‌آید. موثر بودن این روش منوط به سختی مناسب روکش در برابر تغییر شکل‌های جانبی بتن می‌باشد. همانند شکل ۲-۵-۱۰ روکش می‌تواند بصورت پیوسته و یا قفسه‌ای باشد.

ورق‌های فولادی روکش در تمامی طول خود به هم جوش می‌شوند و فضای اندک بین روکش و ستون توسط ملات منبسط شونده پر می‌گردد. برای بهبود عملکرد مجموعه می‌توان از کاشت میلگرد برای انتقال برش بین ورق و بتن استفاده نمود.

استفاده از روکش فولادی می‌تواند به عنوان روشی موقت برای بهسازی ستونهائی که پس از زلزله دچار آسیب شده‌اند، بکار گرفته شود.



شکل ۲-۵-۱۰- استفاده از روکش فولادی در بهسازی ستونهای بتنی



شکل ۲-۵-۱۱- انواع روکش فولادی جهت افزایش مقاومت برشی ستون

روکش فولادی مقاومت برشی و تا حدودی دورگیری ستون را افزایش می‌دهد. نمونه‌ای از روکش‌های فولادی که استفاده از آن منجر به افزایش مقاومت برشی می‌گردد، در اشکال ۲-۵-۱۱ نشان داده شده است.

در صورت عدم پیوستگی بین روکش‌های فولادی ستون در طبقات مختلف، ظرفیت نیروی محوری ستون افزایش نمی‌یابد. تا زمانی که نتوان ورق‌های روکش فولادی را به فونداسیون متصل کرد و پیوستگی بین روکش فولادی طبقات مختلف را از میان دال ایجاد نمود، مقاومت خمشی ستون افزایش نمی‌یابد. با بکارگیری جزئیات مناسب که نمونه‌های اجرا شده‌ای از آن در اشکال ۲-۵-۱۲ نشان داده شده است، مقاومت خمشی ستون افزایش می‌یابد.

شکل ۲-۵-۱۲- نمونه‌ای از روکش فولادی جهت افزایش مقاومت خمشی ستون

روکش فولادی را می‌توان با نیمرخ‌های فولادی و تسمه‌های اتصال به شکل قفسه اجرا نمود. این نوع روکش فولادی یکی از متداول‌ترین و کاربردی‌ترین روشهای اجرایی روکش‌های فولادی می‌باشد.

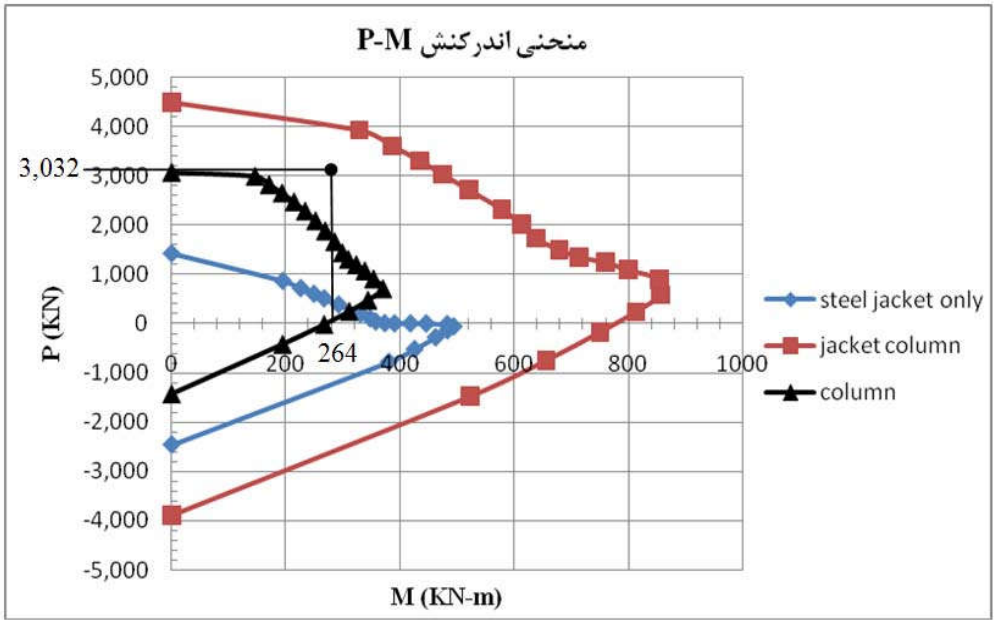
شکل ۲-۵-۱۳- بهسازی ستونهای بتنی بوسیله روکش فولادی قفسه‌ای

ستون‌های مستطیلی را می‌توان با استفاده از روکش‌های فولادی مدور تقویت نمود. روکش فولادی دایره‌ای از دو ورق فولادی نیمدایره تشکیل شده که به یکدیگر جوش شده اند. استفاده از روکش‌های فولادی مدور به مراتب دشوارتر از سایر روش‌های روکش‌گذاری می‌باشد ولی تحقیقات نشان می‌دهد که این روش در افزایش مقاومت و تغییرمکان‌های غیرالاستیک ستون‌ها، بسیار موثر می‌باشد. روکش‌هایی که به شکل بیضی کشیده شده هستند، مقاومت برشی و دورگیری بهتری را برای رفتار حول محور قوی فراهم می‌کنند. در حالی که روکشهای دایره‌ای، مقاومت و دورگیری بهتری را حول محور ضعیف ستون ایجاد خواهند کرد. با آنکه روکش فولادی دایره‌ای مانند حلقه مسلح کننده پیوسته می باشد ولی بکارگیری آن برای ستونهای با مقطع مستطیلی توصیه نمی‌شود.

شکست در ناحیه وصله آرماتورهای طولی از جمله خرابی‌های متداول در ستون می‌باشد. استفاده از پوشش‌های فولادی احتمال شکست وصله آرماتورهای طولی را کاهش داده و سلامت خمشی وصله‌های پوششی در ستون را افزایش می‌دهد. در صورتیکه طول وصله ستون کافی باشد مقدار فشار محصورکننده لازم برای تضمین عدم بروز شکست در وصله ستون‌ها بصورت رابطه ۲-۵-۱ می‌باشد:

$$f_\ell \geq \frac{A_b f_y}{\left[\frac{\pi D'}{2n} + 2(d_b + c)\right] \ell_s} \qquad (۲-۵-۱)$$

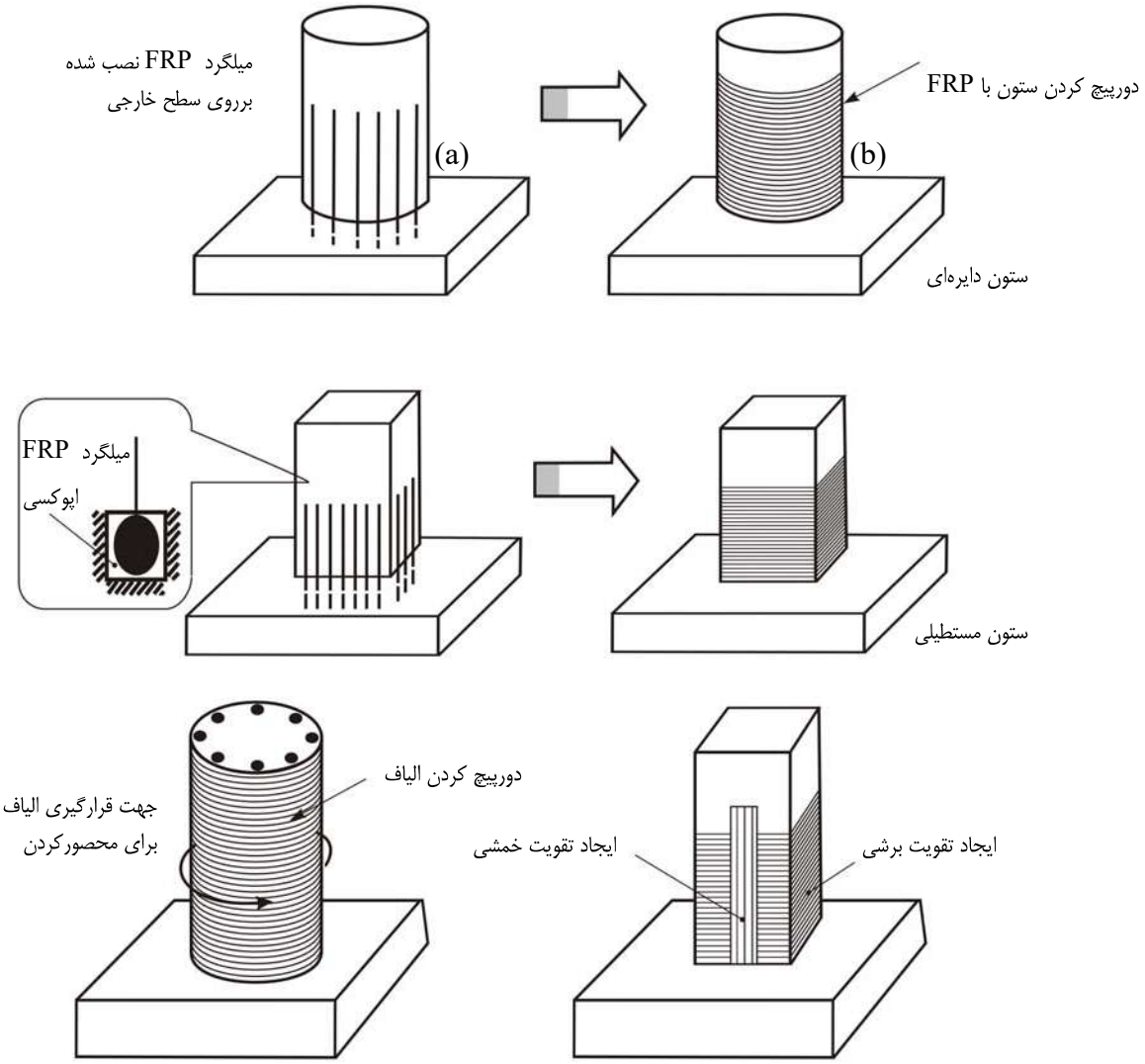
درشکل زیرمنحنی اندرکنش P-M ستون، قبل ازمقاومسازی، ستون تقویت شده با روکش فولادی و روکش فولادی تنها ترسیم شده است. مطابق آنچه که درمنحنی اندرکنش ملاحظه می‌شود، ستون بتنی و روکش فولادی به تنهایی پاسخگوی بارهای‌وارده نمی‌باشند ولی اگر منحنی اندرکنش ستون تقویت شده (ستون با روکش فولادی) را در نظر بگیریم، ستون پاسخگوی بارهای وارده می‌باشد.



شکل مثال ۲-۵-۲-ب

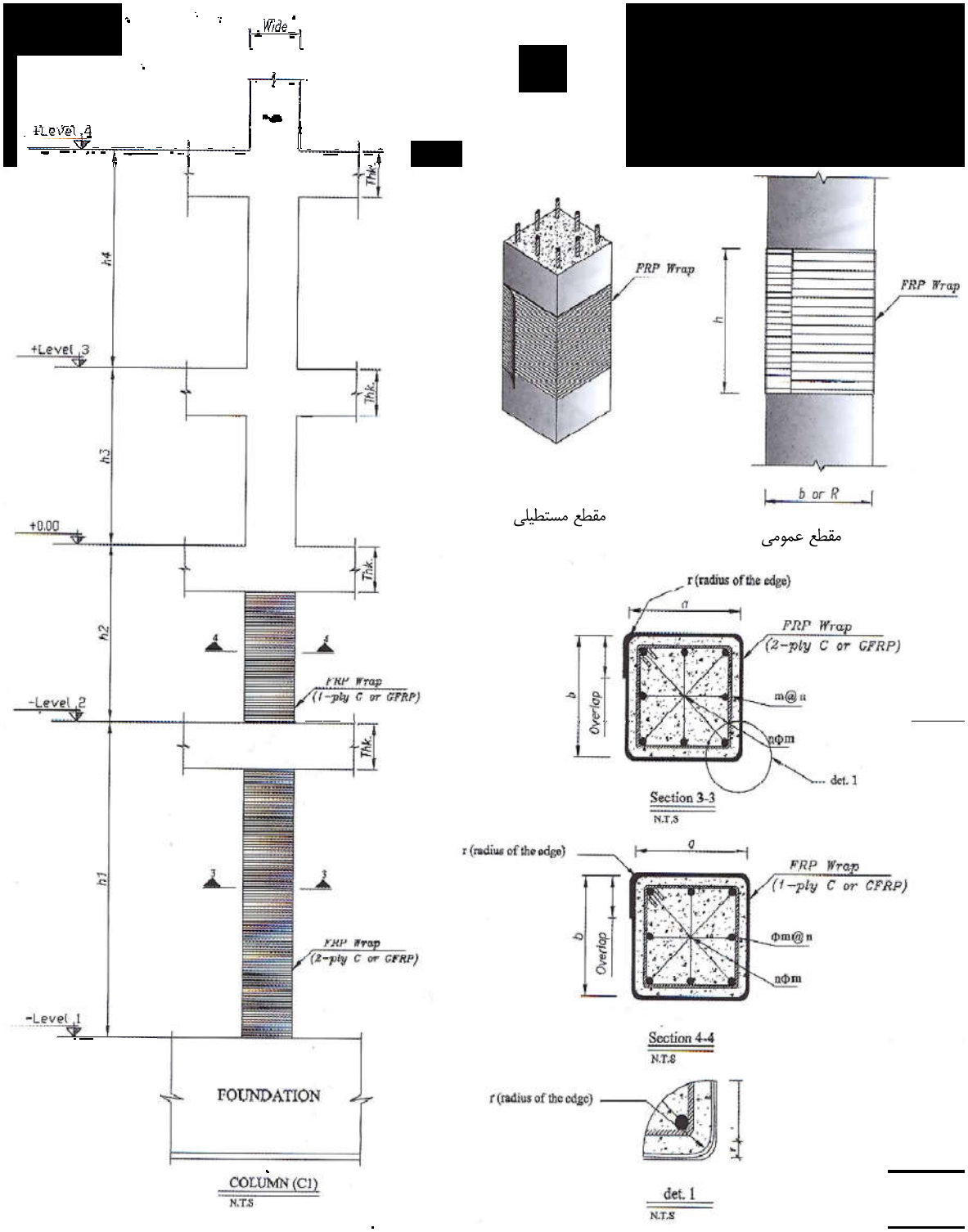
۲-۵-۱-۱-۳- استفاده از الیاف مسلح پلاستیکی FRP

مقاومسازی اعضای بتنی با مصالح کامپوزیتی FRP روش نسبتا جدیدی به شمار می‌رود. مصالح FRP خواص فیزیکی مناسبی دارند که می‌توان به مقاومت کششی بالا و ضخامت و وزن کم آنها اشاره نمود. در ستونهای بتنی استفاده از FRP ضمن افزایش ظرفیت برشی‌ستون، مُدگسیختگی آن را از حالت برشی به خمشی تغییر داده و شکل‌پذیری را به میزان قابل توجهی افزایش می‌دهد.



شکل ۲-۵-۱۷- منحنی اندرکنش ستون با مصالح FRP

دورپیچی اعضای فشاری با الیاف FRP، باعث افزایش مقاومت فشاری آنها می‌گردد. این امر همچنین باعث افزایش شکل‌پذیری اعضا تحت ترکیب نیروهای محوری و خمشی می‌شود.



شکل ۲-۵-۱۸- جزئیات تیپ بهسازی ستون‌های بتنی با مصالح FRP

برای محصور کردن عضو بتنی، لازم است راستای الیاف تا حد امکان عمود بر محور طولی عضو باشد. در این وضعیت، الیاف حلقوی مشابه تنگ‌های بسته یا خاموت‌های مارپیچی فولادی عمل می‌کنند. در محاسبه مقاومت فشاری محوری عضو باید از سهم الیاف موازی با راستای طولی آن صرفنظر گردد.

هنگامی که ستون یا عضو فشاری تحت بارهای لرزه‌ای قرار می‌گیرد، مسئله ظرفیت جذب انرژی و شکل‌پذیری ستون اهمیت می‌یابد. در این ارتباط مقاومسازی یا بهسازی آن عضو با افزایش شکل‌پذیری انجام می‌گیرد، از معایب این روش هزینه بالای آن، رفتار ترد شکن و مقاومت کم آن در برابر آتش‌سوزی می‌باشد.

در ادامه ضوابط طراحی ستون‌های بتنی بهسازی شده با الیاف مسطح پلاستیکی FRP آمده است که در این بخش برای یکسان‌سازی روابط با روابط ارائه شده در مبحث نهم مقررات ملی ساختمان ایران، واحد نیرو و طول، نیوتن و میلیمتر می‌باشد.

۲-۵-۱-۱-۳-۱- مقاوم‌سازی ستون‌های گرد کوتاه تحت فشار خالص

ضروری است قبل از تقویت با FRP، از اینکه ستون برای مقدار جدید نیروی فشاری N_u، به صورت کوتاه باقی می‌ماند، اطمینان حاصل نمود. در غیر این صورت، روابط ارائه شده در این بخش قابل استفاده نبوده و باید اثر متقابل خمش و نیروی محوری مد نظر قرار گیرد.

الف- محصور شدگی

محصورشدگی از طریق اتصال ورقه‌های FRP که راستای الیاف آنها عمود بر محور ستون می‌باشد، فراهم می‌گردد. مقاومت فشاری بتن محصور شده، f_{cc}، از رابطه ۲-۵-۳ بدست می‌آید.

$$f_{cc} = f_c\,(1+\alpha_{pc}\omega_w) \qquad (۲-۵-۳)$$

که در آن:

f_{cc}: مقاومت فشاری بتن محصور شده بر حسب مگاپاسکال

f_c: مقاومت فشاری مشخصه بتن بر حسب مگاپاسکال

ω_w: نسبت حجمی مقاومت ورقه‌های FRP به مقاومت بتن

α_{pc}: ضریب عملکرد برای ستون گرد که به سختی و کرنش نهایی FRP، مقاومت بتن، کیفیت اجرا و چسبندگی بتن- رزین- الیاف بستگی دارد. در حال حاضر مقدار $\alpha_{pc}=1$ در نظر گرفته می‌شود.

برای محصورشدگی پیوسته در ارتفاع ستون، نسبت حجمی مقاومت مصالح FRP به مقاومت بتن براساس رابطه ۲-۵-۴ تعریف می‌شود.

$$\omega_w = \frac{2f_{lfrp}}{\phi_c f_c} \qquad (۲-۵-۴)$$

که در آن:

f_{lfrp}: فشار محصور شدگی نهایی به سبب مقاومسازی با FRP بر حسب مگاپاسکال

f_c: مقاومت فشاری مشخصه بتن بر حسب مگاپاسکال

ω_w: نسبت حجمی مقاومت ورقه‌های FRP به مقاومت بتن

۵ – محاسبه تعداد لایه FRP مورد نیاز	$N_b = \frac{f_{lfrp} bh}{2\phi_{frp} f_{frpu} \varepsilon_{frp} t_{frp} (b+h)}$ $N_b = \frac{0.54 \times 500 \times 500}{2 \times 0.64 \times 70 \times 10^3 \times 0.002 \times 0.36(500+500)} = 2.1$ از 3 لایه استفاده می‌کنیم.
۶ – محاسبه مقاومت فشاری ضریب‌دار ستون محصور شده با FRP	$f_{lfrp} = \frac{2N_b \phi_{frp} E_{frp} \varepsilon_{frpu} t_{frp} (b+h)}{bh}$ $f_{lfrp} = \frac{2 \times 3 \times 0.64 \times 70000 \times 0.002 \times 0.36 \times (500+500)}{500 \times 500} = 7.774\,MPa$ $\omega_w = \frac{f_{lfrp}}{\phi_c f_c}$ $\omega_w = \frac{0.774}{0.6 \times 30} = 0.043$ $f_{cc} = f_c (1 + \alpha_{pc}\, \omega_w)$ $f_{cc} = 30(1+0.043) = 31.3\,MPa$ $N_{r\max} = 0.8\left[0.85\phi_c f_{cc}(A_g - A_{st}) + \phi_s f_y A_{st}\right]$ $N_{r\max} = 3.84 \times 10^6 N = 3840\ KN$

۲-۵-۲- بهسازی ستون‌های فولادی

عمده خرابی موجود در ستون‌های فولادی شامل کمانش موضعی و کلی و گسیختگی در محل درزها و وصله‌ها می‌باشد. در شکل (۲-۵-۱۹) نمونه هایی از خرابی ستون های فولادی نشان داده شده است.

دلایل اصلی این خرابی‌ها عبارتند از:

۱- سطح مقطع کم ستون

۲- لاغری بیشتر از حدود مجاز

۳- عدم فشردگی مقطع

۴- ضعف درجوش‌ها

۵- عدم رعایت اصل تیر ضعیف و ستون قوی

۶- زنگ زدگی و خوردگی ستون

۷- ایجاد ناحیه متأثر از حرارت بر اثر جوشکاری زیاد

۸- خستگی

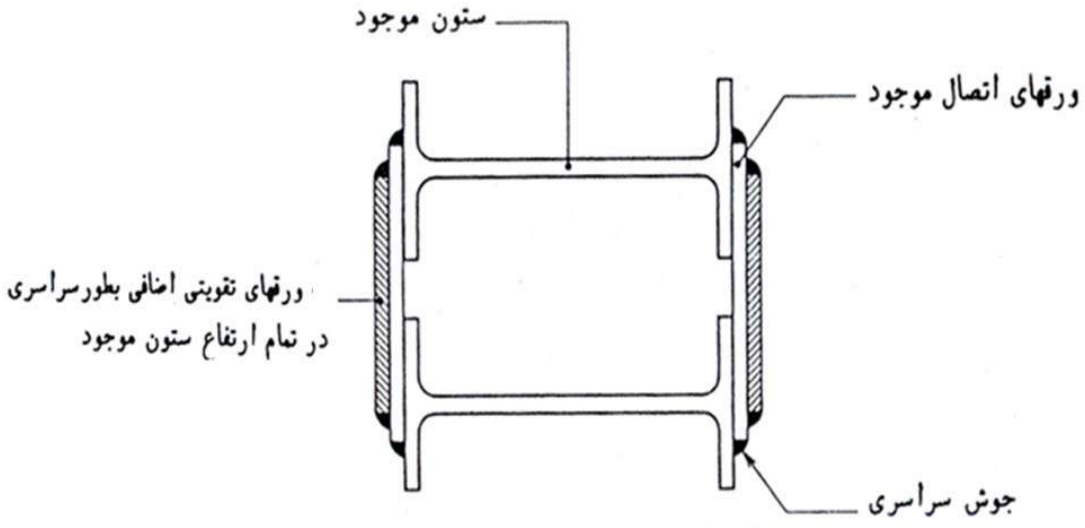
۹- آتش‌سوزی

در ادامه به راهکارهای متداول برای بهسازی ستونهای فلزی اشاره شده است.

۲-۵-۲-۱- اضافه نمودن ورق‌های پوششی به بال ستون

از جمله راه‌های افزایش ظرفیت خمشی و محوری ستون، اضافه نمودن ورق‌های پوششی به بال ستون می‌باشد. این روش در شکل ۲-۵-۲۰ نشان داده شده است. در این روش با افزایش ضخامت بال از کمانش موضعی بال ستون نیز جلوگیری می‌گردد.

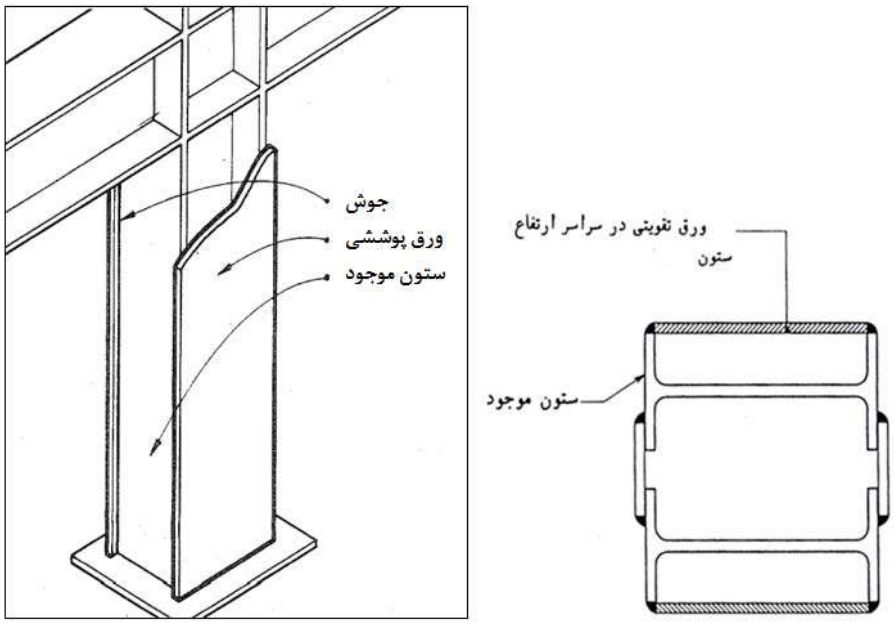
شکل ۲-۵-۱۹- نمونه‌ای از خرابی ستون‌های فولادی



شکل ۲-۵-۲۰- اضافه نمودن ورق‌های پوششی به بال ستون

۲-۵-۲-۲- اضافه کردن ورق‌های موازی با جان ستون و تبدیل مقطع به شکل جعبه‌ای

اضافه نمودن ورق‌های موازی با جان ستون و تبدیل آن به مقطع جعبه‌ای منجر به افزایش مقاومت خمشی و محوری ستون می‌شود. این روش در شکل ۲-۵-۲۱ نشان داده شده است. اضافه نمودن ورق‌های موازی با جان ستون، افـزایش ممـان اینرسـی در امتداد موازی با جان را در پی دارد.



شکل ۲-۵-۲۱- اضافه نمودن ورق‌های پوششی موازی با جان ستون

مثال ۲-۵-۷

ستونی با سطح مقطع ۶۵ سانتیمتر مربع و تنش فشاری مجاز ۱۲۶۰ کیلوگرم بر سانتیمتر مفـروض اسـت. ایـن ستون تحت نیروهای محوری ناشی از بار مرده و زنده به ترتیب زیر قرار دارد:

$$P_d = 45ton$$
$$P_l = 36ton$$

بنا به عللی نیروی محوری ناشی از بار زنده مقدار ۱۰ تن افزایش می‌یابد. مطلوب اسـت تعیـین سـطح مقطع تقویتی لازم.

۱ – ابتدا وضعیت ستون موجود کنترل می‌شود:

$$f_{ad} = \frac{45\times10^3}{65} = 692kg/cm^2$$
$$f_{al} = \frac{36\times10^3}{65} = 554kg/cm^2$$

تنش کل = $f_a = 1246\,kg/cm^2 \le 1260\,kg/cm^2$ O.K

اکنون سطح مقطع ستون باید برای افزایش نیروی محوری به مقدار ۱۰ تن، تقویت شود. با توجه به حضور دائمی بار مرده بر روی ستون، تنش مجاز برای طراحی ورق تقویتی، تفاضل تنش مجاز با تنش ناشی از بار مرده است:

تنش مجاز برای طراحی ورق تقویتی $= F_a = 1260 - 692 = 568 kg/cm^2$

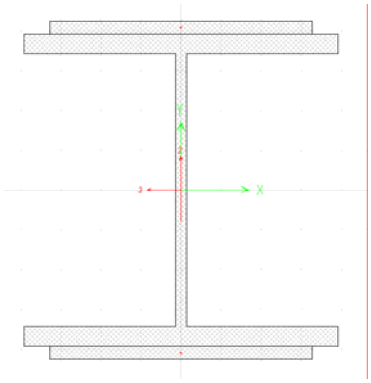
سطح مقطع ورق تقویتی $= 10 \times 10^3 / 568 = 17.6 cm^2$

سطح مقطع ورق تقویتی معادل $2P100 \times 10mm$ انتخاب می‌شود:

تقویت $A = 2 \times 10 \times 1 = 20 cm^2$

کلی $A = 65 + 20 = 85 cm^2$

کنترل تنش‌ها :



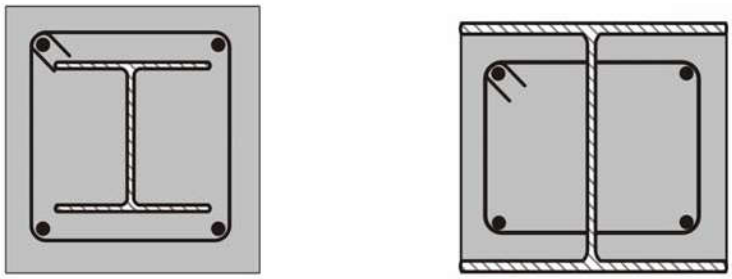
$$f_{ad} = \frac{45 \times 10^3}{65} = 692 kg/cm^2$$

$$f_{al} = \frac{46 \times 10^3}{85} = 541 kg/cm^2$$

$$1233 kg/cm^2 \le 1260 kg/cm^2$$

۲-۵-۲-۳- استفاده از روکش بتنی

این روش برای مقاوم‌سازی مقاطع فولادی باز[1] مانند مقاطع I و H بکار می‌رود. با محصور نمودن ستون فولادی، سختی آن افزایش یافته که این امر موجب بالا رفتن سختی برشی نیز می‌گردد. برای بالا بردن سختی خمشی ستون، باید روکش بتنی ستون فولادی در طبقات مختلف پیوسته باشد.



شکل ۲-۵-۲۲- استفاده از روکش بتنی برای مقاوم‌سازی ستون فولادی

[1] Open Section

در صورتی که ستون فولادی دچار خوردگی شدید شده باشد، استفاده از روکش بتنی به عنوان راه حلی موثر توصیه می‌گردد (شکل ۲-۵-۲۳). این ستون‌ها پس از مقاومسازی در برابر آتش‌سوزی نیز مقاومت خوبی خواهند داشت. در این بخش جهت یکسان سازی روابط با روابط ارائه شده در مبحث دهم مقررات ملی ساختمان ایران، واحد نیرو و طول، کیلوگرم و سانتیمتر می‌باشد.

شکل ۲-۵-۲۳- بهسازی ستون‌های با خوردگی شدید با روکش بتنی

۲-۵-۲-۳-۱- محدودیت‌ها

۱- سطح مقطع نیمرخ فولادی باید حداقل یک درصد مساحت کلی مقطع مقاومسازی شده باشد.

۲- روکش بتنی باید به کمک میلگردهای طولی و تنگ‌های عرضی و یا مارپیچ به منظور دورگیری بتن، مسلح شده باشد.

۳- مساحت مقطع تنگ‌های عرضی باید حداقل ۰/۲۵ میلیمتر مربع برای هر میلیمتر فاصله بین تنگ‌ها باشد.

۴- نسبت آرماتورهای طولی (ρ_{sr}) باید حداقل ۰/۰۰۴ باشد:

۲-۶-۱-۲- آسیب‌های اتصالات بتنی

در بسیاری از زلزله‌ها مفصل پلاستیک در تیر و نزدیکی ستون تشکیل می‌گردد که در نتیجه ترک در تمام عمق تیر گسترش می‌یابد. گسترش خرابی تیر در نزدیکی ستون باعث گسترش تسلیم میلگرد تا داخل اتصال و کاهش طول مهاری در میلگرد تحت بار عرضی به علت لغزش میلگردهای افقی در اتصال می‌گردد. در اتصالات میانی، تیر مسلح در دو طرف ستون تحت تنش های مختلفی (فشاری و کششی) قرار می‌گیرد. بنابراین باید برای اتصال بهتر تیر مسلح به ستون ، دقت بیشتری نمود.

همان گونه که در شکل ۲-۶-۵ نیز مشاهده می‌شود، خرابی اتصال منجر به خرابی کلی سازه می‌شود و این خود نشان‌دهنده اهمیت مقاوم‌سازی اتصالات خصوصاً مقاوم‌سازی لرزه‌ای آنها می‌باشد.

شکل ۲-۶-۵ نمونه‌هایی از شکست در اتصالات ضعیف بتنی

آسیب‌های وارد بر اتصالات بتنی به شرح زیر طبقه‌بندی می‌شود:

۱- گسیختگی برشی

۲- کمانش میلگرد طولی ستون

۳- کمانش میلگرد طولی تیر

۴- وجود درز سرد (اجرایی) در محل اتصال

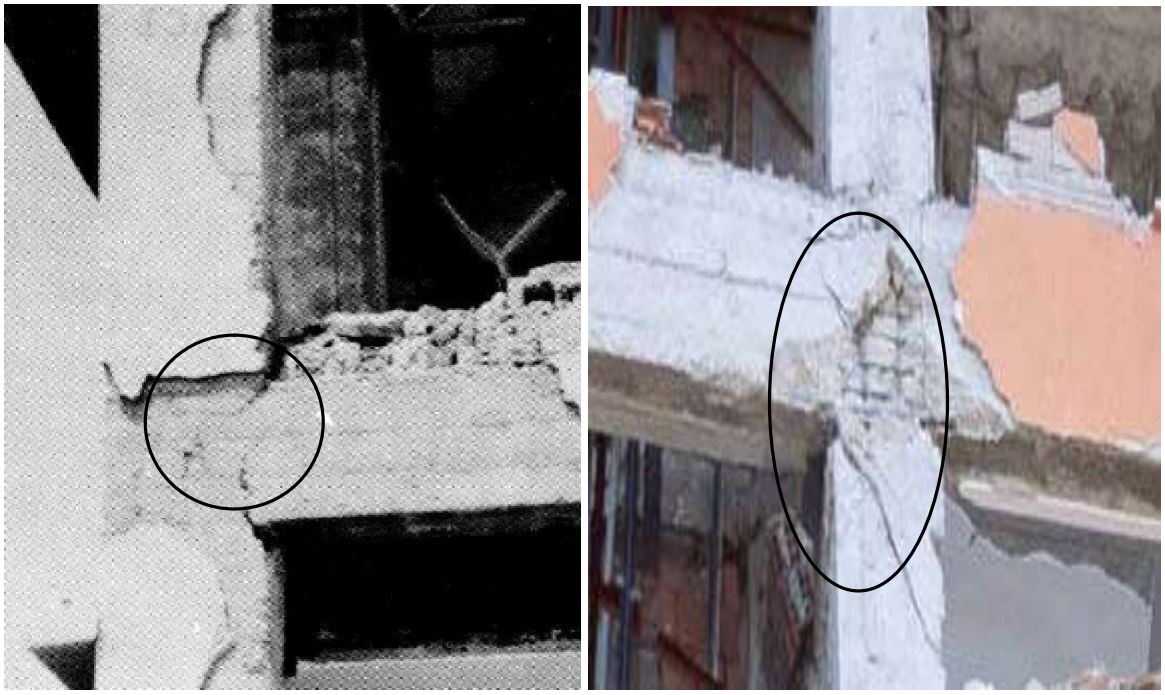
۵- برون محوری اتصال تیر و ستون

۶- کمبود میلگردهای مثبت و منفی

که در ادامه به هر یک از این ایرادات، علت به وجود آمدن آنها و نمونه‌ای از این نوع خرابی‌ها در اثر زلزله‌های گذشته اشاره می‌گردد.

۲-۶-۱-۲-۱- گسیختگی برشی اتصال

عدم وجود تنگ‌های کافی و مناسب تیر یا ستون در ناحیه بر اتصال، منجر به گسیختگی برشی اتصال می‌گردد. نمونه‌ای از گسیختگی برشی اتصال در شکل ۲-۶-۶ نشان داده شده است.



گسیختگی برشی در ناحیه ستون در بر اتصال **گسیختگی برشی در ناحیه تیر در بر اتصال**

شکل ۲-۶-۶ گسیختگی برشی در ناحیه اتصال

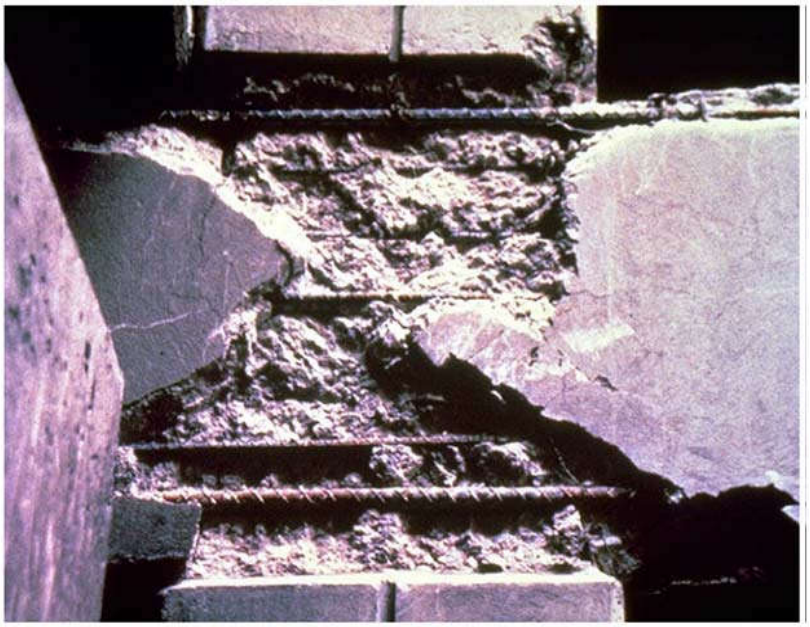
۲-۶-۱-۲-۲- کمانش میلگردهای طولی ستون در ناحیه اتصال

عدم استفاده از تنگ‌های مناسب و کافی در اتصال، منجر به کمانش میلگردهای طولی ستون در ناحیه اتصال می‌گردد. نمونه‌ای از کمانش میلگردهای طولی ستون در ناحیه اتصال در شکل ۲-۶-۷ نشان داده شده است.

شکل ۲-۶-۷ کمانش میلگردهای طولی ستون در ناحیه اتصال

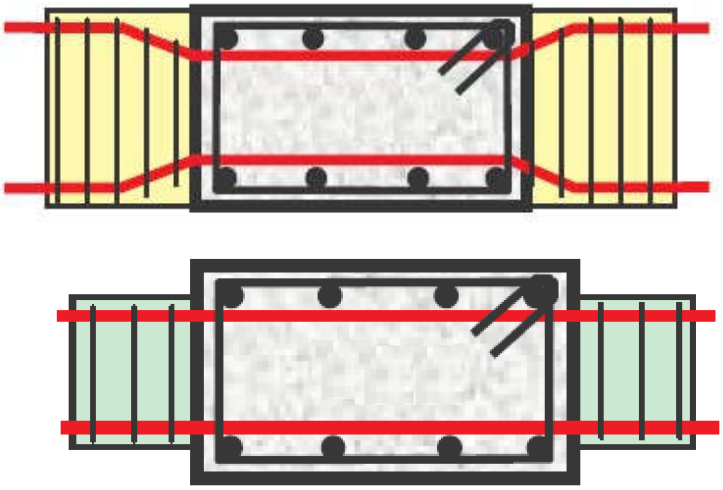
۲-۶-۱-۲-۳- کمانش میلگردهای طولی تیر در ناحیه اتصال

در اتصالی میانی که میلگردهای طولی تیر با میلگردهای طولی ستون و یا تنگ‌های مناسب دورگیری نشده باشند، میلگردهای طولی تیر نیز کمانش خواهند نمود. نمونه‌ای از کمانش میلگردهای طولی تیر در ناحیه اتصال در شکل ۲-۶-۸ نشان داده شده است.



شکل ۲-۶-۸ کمانش میلگردهای طولی تیر در ناحیه اتصال

در اتصالات همواره باید میلگردهای طولی تیر به صورت صاف و مستقیم اجرا شوند، زیرا میلگردهای طولی خمیده، توانایی تحمل نیروهای فشاری را ندارند. جزئیات مناسب و نامناسب میلگردهای طولی تیر در شکل ۲-۶-۹ نشان داده شده است.



شکل ۲-۶-۹ جزئیات میگردهای طولی در اتصال

۲-۶-۱-۲-۴- وجود درز سرد در محل اتصال

وجود درز انقطاع (به دلیل نحوه اجرا) در نزدیکی محل اتصال، منجر به خرابی اتصال و به تبع خرابی سازه می‌گردد. در تراز فوقانی ساختمان که احتمال وجود درز انقطاع در آن بسیار زیاد است، باید طول مهاری میلگردهای طولی و خم‌های انتهایی آن به شکل صحیحی رعایت شده باشد. نمونه‌ای از خرابی سازه به علت وجود درز انقطاع در محل اتصال در تراز فوقانی ساختمان در شکل ۲-۶-۱۰ نشان داده شده است.

شکل ۲-۶-۱۰ وجود درز سرد در محل اتصال

۲-۶-۱-۲-۵- برون محوری امتداد تیر نسبت به امتداد ستون

برون محوری امتداد تیر نسبت به امتداد ستون، منجر به ایجاد پیچش در محل اتصال تیر به ستون و به تبع خرابی اتصال در اثر زلزله می‌گردد. نمونه‌ای از این نوع خرابی در شکل ۲-۶-۱۱ نشان داده شده است.

۲-۶-۱-۲-۶- کمبود میلگردهای مثبت و منفی

کمبود میلگردهای طولی در اتصالات، منجر به خرابی کامل اتصال در اثر بارهای لرزه‌ای و در نتیجه تخریب کامل سازه می‌شود. حتی کمبود میلگردهای طولی منفی می‌تواند منجر به آسیب اتصال تحت بارهای ثقلی گردد. با توجه به موارد عنوان شده به جرأت می‌توان ادعا نمود که بدترین آسیب اتصالات بتنی در اثر کمبود میلگردهای طولی می‌باشد. نمونه‌ای از تخریب اتصال در اثر

کمبود میلگرد طولی که منجر به تخریب کلی سازه شده در شکل زیر نشان داده شده است. همان گونه که مشاهده می‌شود کمبود میلگردهای طولی منجر به شکست بتن در نتیجه جدایی کامل اعضای اتصال از یکدیگر می‌گردد (شکل ۲-۶-۱۲).

شکل ۲-۶-۱۱ برون محوری امتداد تیر نسبت به امتداد ستون

شکل ۲-۶-۱۲ تخریب اتصال در اثر کمبود میلگرد طولی که منجر به تخریب کلی سازه شده است.

- قلاب ۹۰ درجه باید در داخل هسته محصور شده ستون یا عضو مرزی قرار گیرد.
- برای میلگردهای آجدار نمره ۱۰ تا ۳۶ در صورتی که از طول مهاری مستقیم استفاده شود (بدون قلاب)، طول مهاری مستقیم مساوی ۲/۵ برابر طول بر اساس رابطه ۲-۵-۱۵ چنانچه ارتفاع بتن زیر میلگرد از ۳۰ سانتیمتر تجاوز نمی‌کند و ۳/۲۵ برابر طول لازم براساس رابطه ۲-۵-۱۵ وقتی ارتفاع بتن زیر میلگرد از ۳۰ سانتیمتر تجاوز می‌نماید، می‌باشد.

در صورت عدم رعایت موارد فوق جزئیات اتصال ضعیف بوده و اتصال باید تقویت شود.

۲-۶-۱-۵- روش‌های مقاوم‌سازی اتصالات بتنی

چنانچه اتصال توانایی تحمل لنگرها و نیروهای طراحی را نداشته باشد با یکی از روش‌های زیر اتصال را می‌توان مقاوم‌سازی نمود:

- تعمیرات جزئی،
- روکش بتنی،
- روکش فولادی (ورق فولادی مسلح کننده)،
- پوشش FRP،
- استفاده از تنگ خارجی برای افزایش ظرفیت برشی اتصالات.

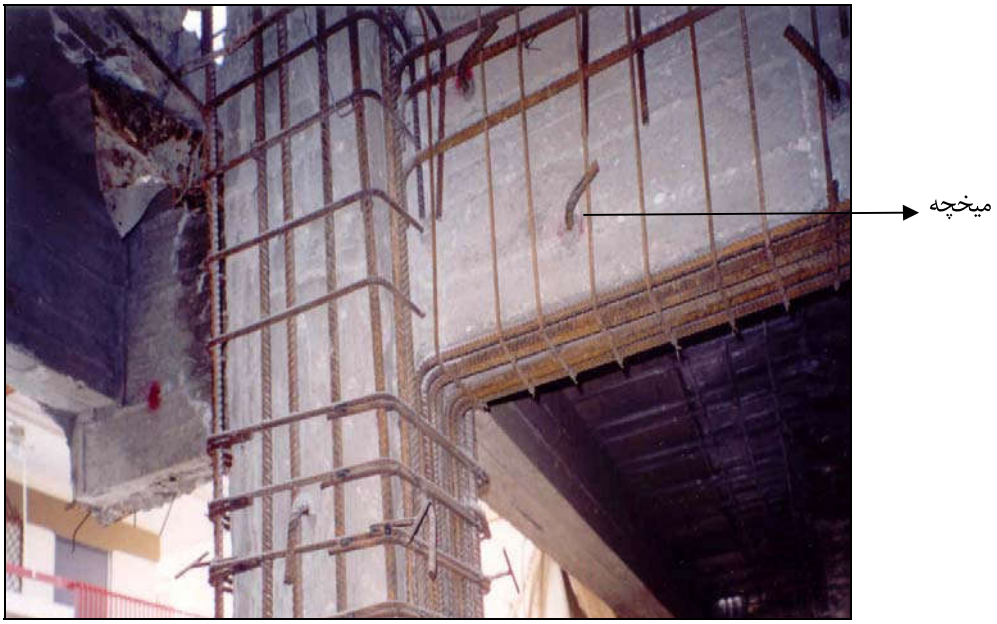
۲-۶-۱-۵-۱- تعمیرات جزئی

تزریق چسب اپوکسی را می‌توان برای تعمیر ترک‌های با عرض کم بکار برد. در این روش هیچ تخریبی در بتن ایجاد نمی‌شود. البته این روش برای بتن آسیب دیده کاربرد ندارد. در این روش باید ترک به وجود آمده در بتن را کاملاً با روش‌هایی مانند دمیدن هوا در ترک پاک نمود و سپس با تزریق چسب ترک را پر نمود.

۲-۶-۱-۵-۲- روکش بتنی

روکش بتنی باید به گونه‌ای اجرا گردد که کلیه اعضای اتصال به صورت یکپارچه عمل نماید. عموماً این روش زمانی بکار می‌رود که هم تیر و هم ستون اتصال مستعد ترک خوردگی باشند. برای اتصال مناسب بین بتن قدیم و جدید و همچنین برای جوش نمودن میلگردهای جدید و موجود باید قسمت پوشش بتنی میلگردها را تخریب نمود. ضخامت مناسبی برای روکش بتنی در نظر گرفته شود تا کلیه میلگردهای طولی تیر و ستون و همچنین تنگ‌ها را در بر گیرد. در استفاده از این روش بکارگیری خاموت‌ها با فاصله مناسب بسیار حائز اهمیت می‌باشد.

میلگردهای قائم و افقی و خاموت‌ها باید به گونه‌ای تعبیه شوند که محدودهٔ مسلح شده‌ای در اتصال بوجود آید. در طراحی اتصال، محصور شدن اتصال توسط اعضایی که عمود بر صفحه نیروهای مورد نظر هستند، نقش بسیار مهمی را ایفا می‌نماید.

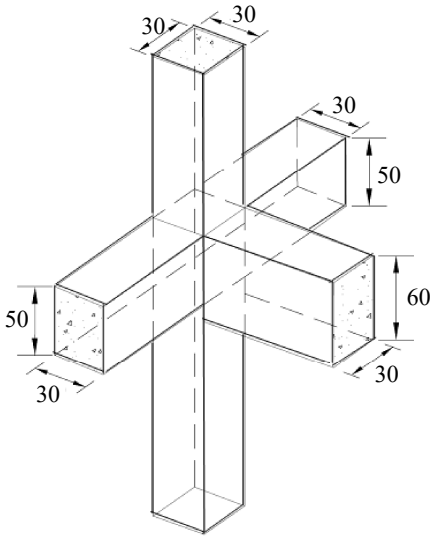


شکل ۲-۶-۲۳ اجرای روکش بتنی در اطراف اتصال خارجی (ادامه)

مثال ۲-۶-۱:

اتصال بتنی زیر بر اساس آیین‌نامه‌های قدیمی تنها تحت اثر بارهای ثقلی طراحی شده است. از آنجا که این اتصال و ستون متصل به آن بسیار ضعیف می‌باشند، مطلوب است مقاوم‌سازی این اتصال با روکش بتنی به گونه‌ای که اتصال مقاوم‌سازی شده تحت اثر بارهای لرزه‌ای از مقاومت و شکل‌پذیری کافی برخوردار باشد.

$f_c' = 28\,MPa$ $\qquad$ $f_y = 420\,MPa$



شکل مثال ۲-۶-۱-الف

$$v_c = \left(1+\frac{N_u}{14A_g}\right)\frac{\sqrt{f_c'}}{6}$$

$$v_c = \left(1+\frac{2400\times10^3}{14\times500\times500}\right)\frac{\sqrt{28}}{6}$$

$$v_c = 1.48\,MPa$$

$$v_n = 6.35 > 1.48\,MPa$$

$$v_n - v_c = 6.35 - 1.48 = 4.87\,MPa$$

پس وجود تنگ در اتصال الزامی می‌باشد.

$$V_s = (v_n - v_c)b_E d = 4.87\times420\times420\times10^{-3} = 859\,KN$$

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{f_y d} = \frac{859\times10^3}{420\times420} = 4.87$$

اگر از دو ردیف خاموت نمره ۱۲ در فواصل ۱۰۰ میلیمتر استفاده شود، می‌توان نوشت:

$$A_v = 4.87\times100 = 487\,mm^2$$

سطح مقطع یک ساق میلگرد نمره ۱۲ = $113mm^2 \Rightarrow A_v = 4\times113 = 452\,mm^2$

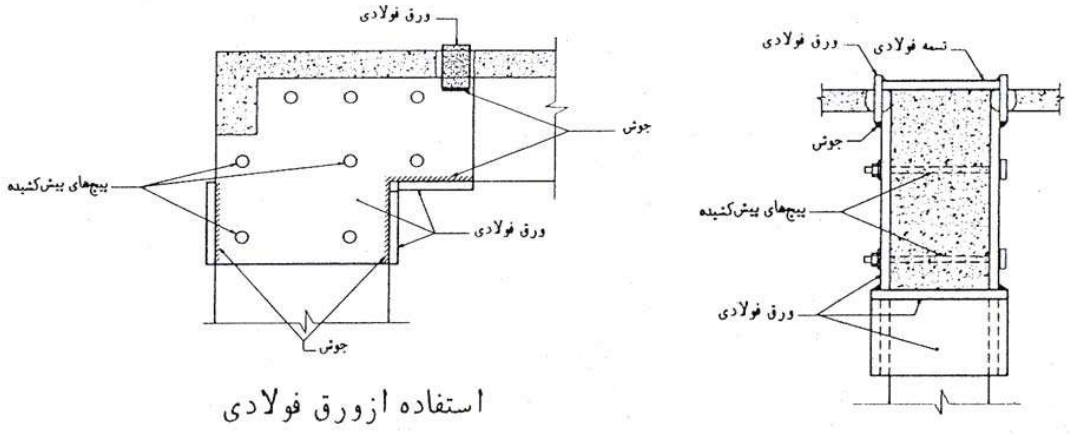
مثال ارائه شده به خوبی مشکلات تقویت اتصالات صلب بتن مسلح را نشان می‌دهد. لذا مجدداً توصیه می‌شود در مقاوم‌سازی قاب‌های خمشی بتن مسلح، بجای تقویت اتصال در برابر بارهای جانبی از راهکارهای تقویت سیستم باربر جانبی ساختمان مانند اضافه نمودن دیوار برشی و ... استفاده نمود. این راهکارها منجر به کاهش لنگرهای موجود در اتصال می‌گردد.

۲-۶-۱-۵-۳- روکش فولادی (ورق فولادی مسلح کننده)

استفاده از ورق فولادی مسلح کننده روشی است که با استفاده از آن می‌توان بدون افزایش ابعاد اتصال، مقاومت آن را افزایش داد. در روش استفاده از ورق فولادی مسلح کننده موقعیت اتصال تأثیر بسزایی بر میزان افزایش مقاومت اتصال دارد (شکل ۲-۶-۲۴).

ورق فولادی تقویت کننده بهتر است با چسب اپوکسی به اتصال چسبانده شود و سپس با پیچ‌های پیش‌تنیده به اتصال محکم گردد. چسب یا گروت اپوکسی می‌تواند سطوح ناهموار اتصال را نیز اصلاح نماید. حداقل ضخامت ورق تقویت ۴ میلیمتر می‌باشد. قبل از انجام عملیات فوق ضروریست که اتصال به طور موضعی مرمت شود. ورق‌های فولادی مسلح‌کننده ضعف‌های عمدهٔ سازه‌های بتن مسلح یعنی فقدان میلگرد برشی کافی و نیاز به میلگردهای محصور کننده هسته بتنی را کاهش می‌دهد.

به منظور بهسازی لرزه‌ای اتصالات کناری و میانی در صورتی می‌توان از روکش فولادی استفاده نمود که ورق‌های فولادی مسلح کننده را در کلیهٔ وجوه تیر و ستون بکار برد و آنها را مستقیماً و یا از طریق نبشی به یکدیگر جوش نمود (شکل ۲-۶-۲۵).

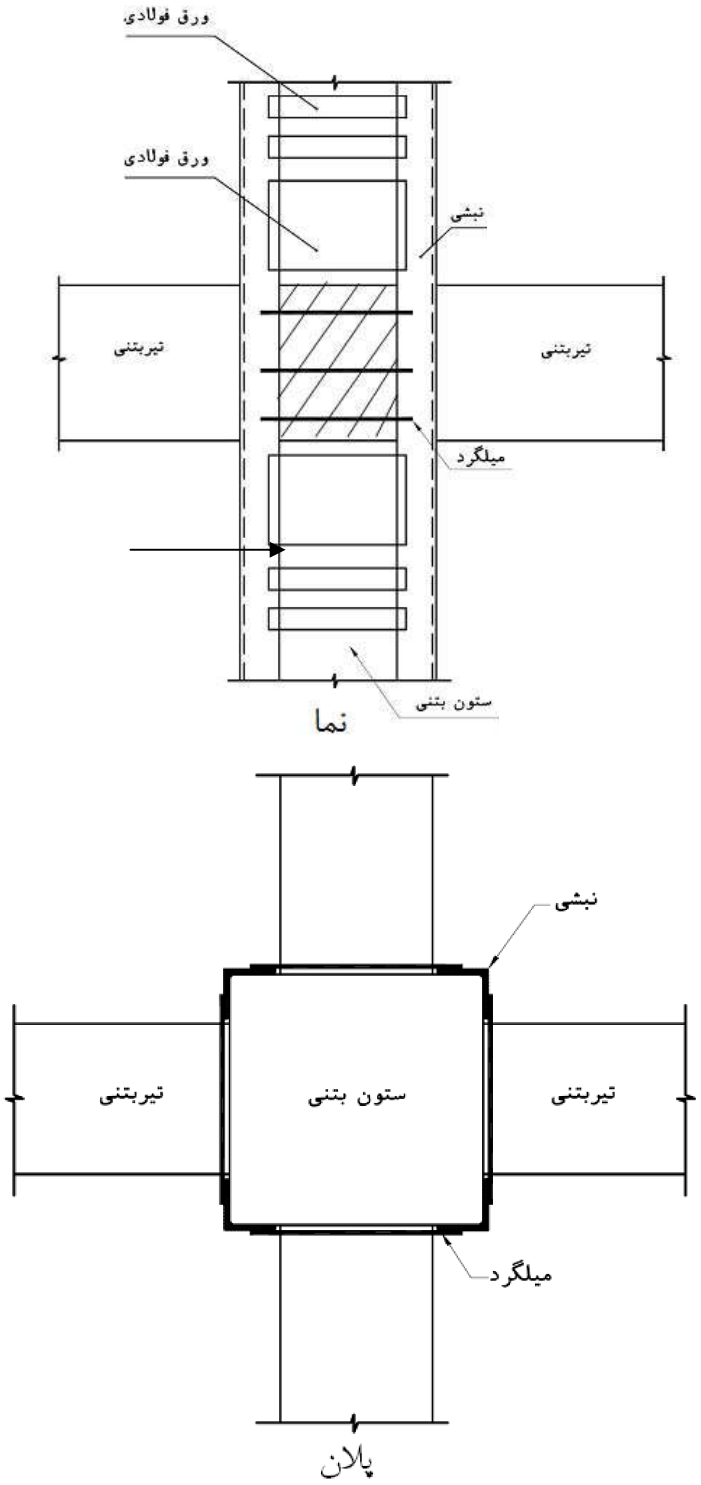


شکل ۲-۶-۲۴ روش‌های بهسازی اتصالات کناری

شکل ۲-۶-۲۵ روش‌های بهسازی اتصالات میانی

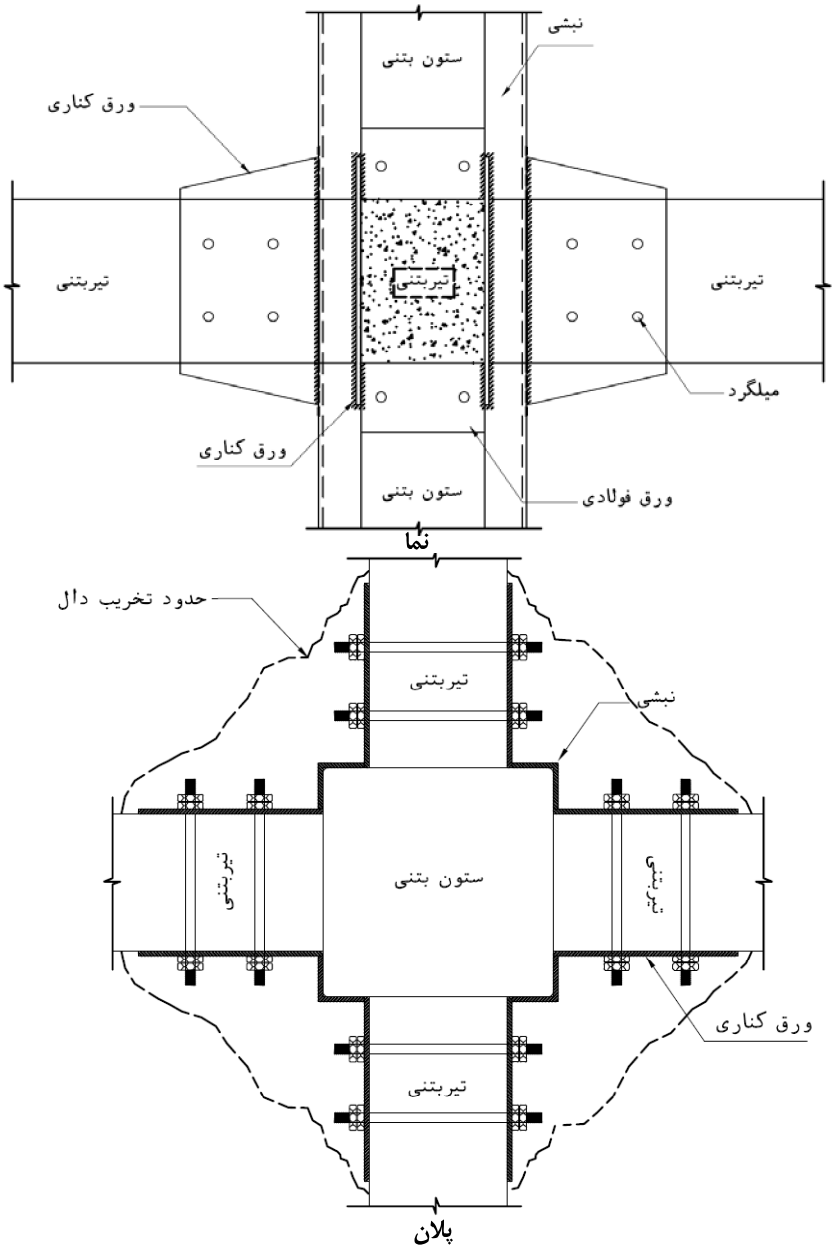
در مواردی که فقط ستون منتهی به اتصال ضعیف بوده و یا ضابطه ستون قوی، تیر ضعیف در اتصال رعایت نشده باشد، می‌توان با تقویت ستون با روکش فولادی و امتداد آن تا روی اتصال مانند شکل ۲-۶-۲۶ ستون و اتصال را تقویت نمود. در این روش با سوراخ نمودن تیرهای منتهی به اتصال میلگردهای برشی از داخل تیرها عبور داده می‌شوند.

برای مکان‌هایی که در آنها خوردگی شیمیایی زیاد است، در صورتی می‌توان از روکش فولادی استفاده نمود که ابتدا با انجام آزمایش‌هایی خاص میزان خوردگی فولاد را اندازه‌گیری نموده و در صورت کمتر بودن میزان خوردگی از رواداری‌های مجاز، این روش را بکار برد.



شکل ۲-۶-۲۶ اجرای روکش فولادی تنها در ستون

روکش فولادی را با ورق‌های گونه نیز می‌توان اجرا نمود. در این روش نیروهای کششی و فشاری بال‌های فوقانی و تحتانی تیر به کمک ورق‌های گونه به ستون انتقال داده می‌شود. رعایت جزئیات اجرایی در این روش مقاوم‌سازی بسیار مهم و روش اجرای آن نیز بسیار مشکل می‌باشد. نمونه‌ای از جزئیات مقاوم‌سازی با ورق کناری در شکل ۲-۶-۲۷ نشان داده شده است.



شکل ۲-۶-۲۷ مقاوم‌سازی اتصال با ورق کناری

روکش فولادی را با ورق‌های موجدار نیز می‌توان اجرا نمود. اتصالات ضعیف توسط ورق‌های فولادی موجدار روکش می‌شوند و فاصله موجود بین ورق و سطح بتن با گروت منبسط شونده پر می‌شود. روکش را می‌توان بر روی ستون و اتصال اجرا نمود، ولی برای افزایش مقاومت برشی تیر بهتر است روکش را تا روی تیر نیز امتداد داد. ورق فولادی موجدار در برابر بارهای سیکلی رفتار بهتری نسبت به ورق‌های مسطح از خود نشان می‌دهند.

۲-۶-۱-۵-۴- پوشش FRP

با محصور نمودن اعضای اتصال با پوشش FRP می‌توان ظرفیت خمشی و همچنین ظرفیت برشی اتصال را افزایش داد. به علت دورگیری، بکارگیری این روش میزان شکل‌پذیری اتصال را نیز افزایش می‌دهد. با استفاده از این روش می‌توان بدون افزایش

ابعاد اتصال، مقاومت آن را افزایش داد. استفاده از FRP نسبت به روکش فولادی ارجح است، زیرا FRP بر خلاف فولاد دچار خوردگی نمی‌شود و می‌تواند در مقابل خوردگی اسیدها، بازها و مواد مهاجم مشابه در دامنه وسیعی از دما مقاومت کنند. در نتیجه نیاز به سیستم‌های حفاظت از خوردگی نمی‌باشد و آماده کردن سطوح اعضا قبل از چسباندن صفحات FRP و نگهداری از آنها بعد از نصب، آسان‌تر از صفحات فولادی است. لازم به ذکر است که در استفاده از این روش بر خلاف روش مقاوم‌سازی با روکش بتنی نیاز به افزایش ابعاد اتصال و عملیات ساختمانی پر حجم نمی‌باشد.

در صورتیکه FRP انتهای اعضای متصل به اتصال (تیر وستون) را محصور نماید، تقویت برشی در محدوده مفصل پلاستیک تیر و ستون صورت می‌پذیرد ولی هسته اتصال از لحاظ برشی تقویت نمی‌گردد و در صورتیکه FRP به صورت خمشی در ناحیه لنگر منفی (ناحیه فوقانی تیر) قرار گیرد (با توجه به اینکه FRP در حالت معمولی از یک تیر به تیر دیگر از طریق اتصال عبور نمی‌نماید، بلکه از روی تیر به روی ستون قرار می‌گیرد) عملا مهار نیروی کششی در محدوده اتصال ایجاد نمی‌گردد بنابراین نتیجه‌گیری می‌گردد تقویت خمشی تیر در ناحیه اتصال با این روش نیز امکان‌پذیر نمی‌باشد و افزایش ظرفیت گیرداری در محل اتصال اتفاق نمی‌افتد.

به عنوان راه حل برای دسترسی به هسته اتصال، بکار گیری مهارهای الیافی در داخل سوراخ های ریز ایجاد شده درون اتصال، میتواند مورد استفاده قرار گیرد.

با توجه به این مطلب که لنگر در ناحیه اتصال منفی است و بزرگترین مقدار لنگر در محل اتصال رخ می‌دهد بنابراین نمی‌توان نوارها یا صفحات FRP را که برای مقاوم‌سازی بروی تیر و ستون چسبانده می‌شوند، در محل اتصال و یا قبل از آن قطع کرد بلکه باید نوارهای FRP را به نحو مناسبی در انتهای اتصال مهاربندی کرد. با توجه به شرایط مقاوم‌سازی و شکل تیر و ستون، طرحهای متفاوتی برای مهاربندی انتهای FRP در اتصالات پیشنهاد شده است.

بدلیل وجود فولاد داخلی در مقطع اتصال، این نوع مهاربندی تنها در صورتی می‌تواند استفاده شود که عرض نوار FRP کم باشد تا در سوراخهای ایجاد شده بین دو میلگرد داخل دیوار بتواند قرار گیرد. اغلب آزمایشات انجام یافته، بروی مدلهایی متمرکز شد که به همین صورت انتهای FRP مهاربندی شده است. نتایج نشان داد که این نوع مهاربندی عملکرد خوبی دارد سوراخهای ایجاد شده را نیز باید پس از قرار گرفتن FRP، مجدداً با ملات اپوکسی پر کرد. برای پر کردن این سوراخها ملات سیمان مناسب نیست زیرا افت سیمان سبب تأثیر منفی بر مقاومت مهاربندی می‌گردد.

در محاسبات مقطع تقویت شده با مصالح FRP بجای روابط مربوط به مقطع تقویت نشده طبق گام‌های زیر از این روابط استفاده می‌شود.

گام۱: محاسبه زوج نیروی کششی و فشاری وارد بر اتصال

$$T_{f_1} + T_1 = C_1 \qquad (۱۶-۶-۲)$$

$$T_{f2} + T_2 = C_2 \qquad (۱۷-۶-۲)$$

گام۲: محاسبه نیروی برشی وارد بر اتصال

$$V_u = (T_{f1} + T_1) + (T_{f2} + T_2) - V_u \quad \text{ستون} \qquad (۱۸-۶-۲)$$

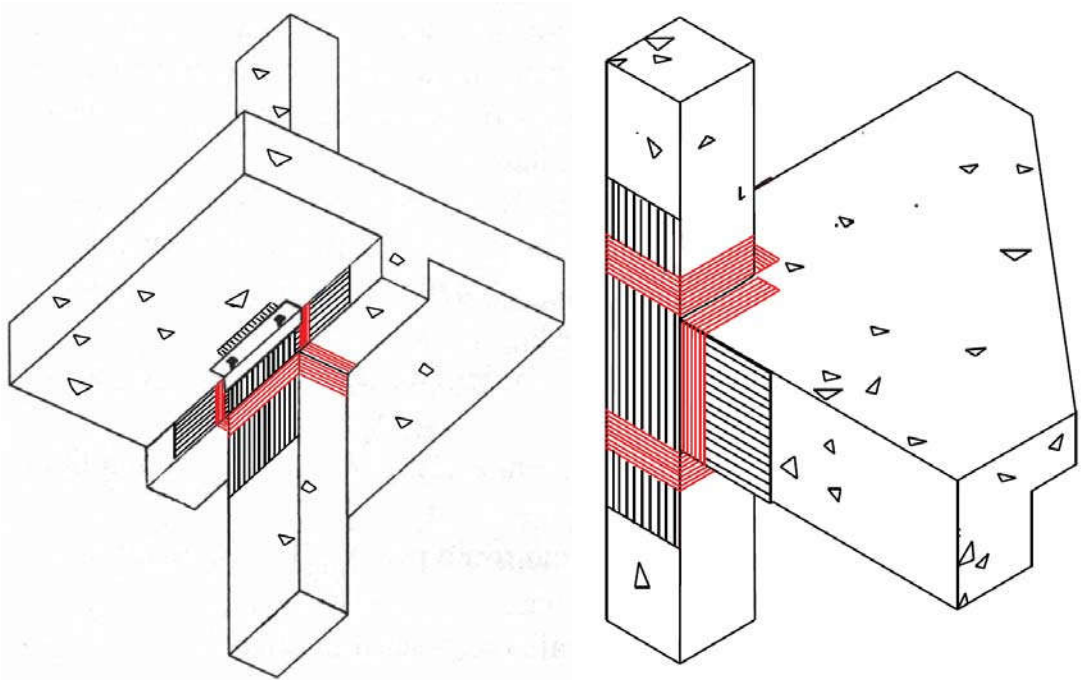
اتصال

$$V_u = \frac{M'_1}{j_b} + \frac{M'_2}{j_b} - \frac{V_{c1} + V_{c2}}{2} \quad \text{اتصال} \qquad (۱۹-۶-۲)$$

گام۳: محاسبه نیروی برشی نهایی اتصال

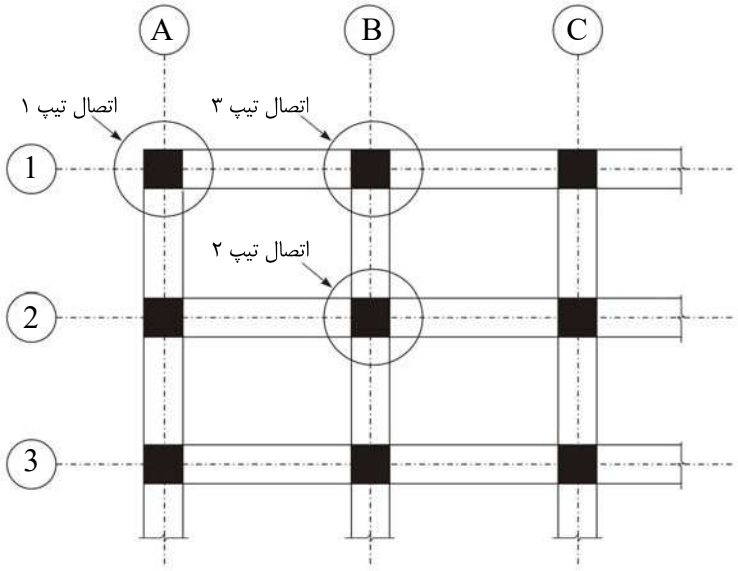
$$V_n = V_c + V_s + V_f \qquad (۲۰-۶-۲)$$

$$V_n = v_c.b.j_c + \frac{0.5 f_y A_v j_c}{S} + \frac{0.5 E_{frp} \varepsilon_{frp} f_{frp} A_{frp} j_c}{S'} \qquad (۲۱-۶-۲)$$

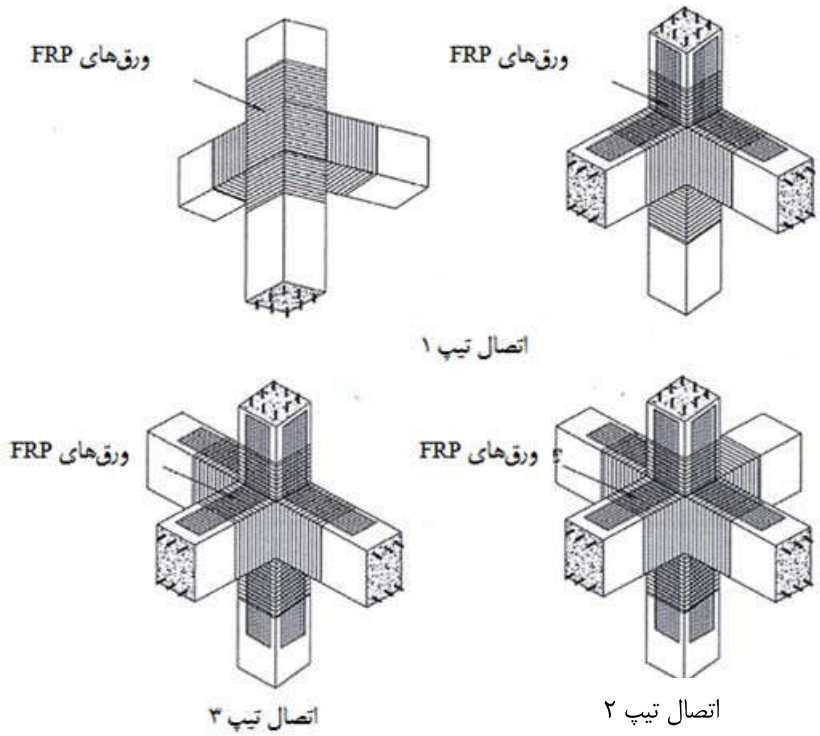


شکل ۲-۶-۲۸ نمونه‌ای از اتصال مقاوم‌سازی شده با ورق FRP

شکل ۲-۶-۲۹ جزئیات تیپ استفاده از FRP در مقاوم‌سازی اتصالات



اتصالات تیر به ستون



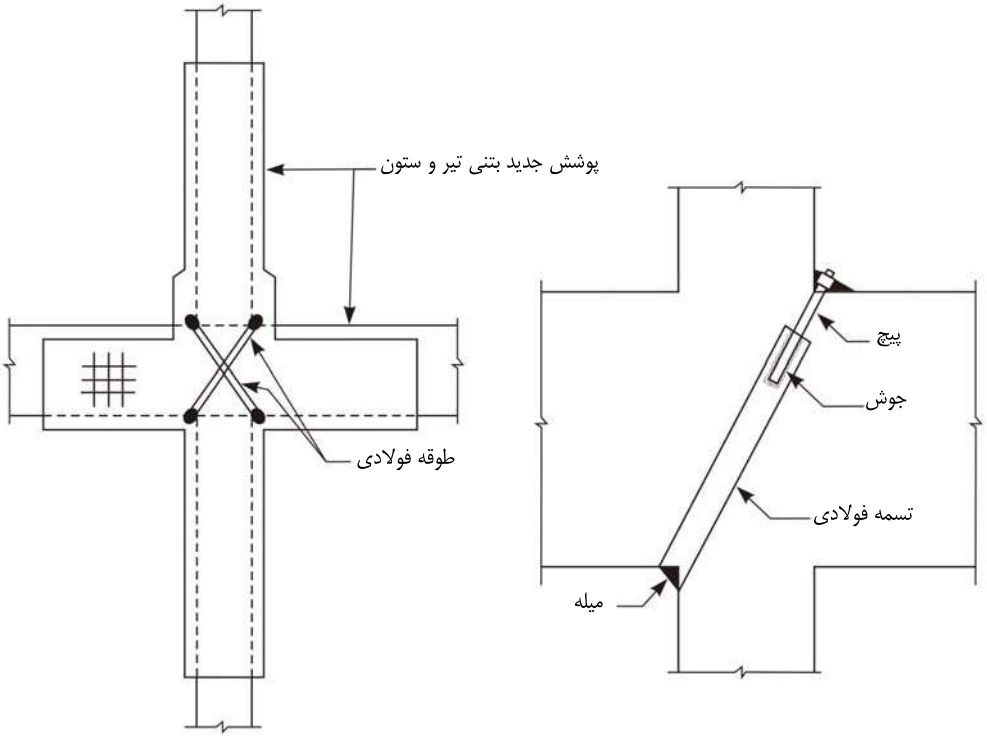
شکل ۲-۶-۳۰ جزئیات تیپ استفاده از FRP در مقاوم‌سازی اتصالات

گام۴: کنترل نیروی برشی وارد بر اتصال

$$\phi V_n \geq V_u \qquad (۲-۶-۲۲)$$

که در روابط فوق:

تنگ‌ها کششی کار کرده و به هیچ عنوان ظرفیت تحمل نیروی فشاری را ندارند. نمونه‌ای از تنگ خارجی برای افزایش ظرفیت برشی اتصالات در شکل ۲-۶-۳۲ نشان داده شده است.



الف: استفاده از طوقه در یک جهت **ب: استفاده از طوقه در دو جهت**

شکل ۲-۶-۳۲ بهسازی ظرفیت برشی اتصالات با استفاده از تنگ خارجی در یک و یا دو جهت

۲-۶-۲- راهکارهای بهسازی اتصالات فولادی

۲-۶-۲-۱- معرفی

همان گونه که در قسمت قبلی بدان اشاره شد بدلیل عدم شناخت کافی از رفتار اتصالات، بسیاری از آسیب‌های ایجاد شده در سازه‌ها از ضعف در طراحی یا اجرای اتصالات ناشی می‌شود. بنابراین بررسی آسیب‌های وارد شده بر اتصالات در اثر زلزله‌های گذشته امری ضروری می‌نماید.

آسیب‌های اتصالات در اثر زلزله‌های گذشته را می‌توان به آسیب‌های تیر، ستون، جوش، اجزا و چشمه اتصال طبقه‌بندی نمود. آسیب‌های وارده به اتصال ممکن است یکی از انواع فوق و یا چند نوع مختلف باشد. مشاهده وسیع اینگونه آسیب‌ها در اتصالات بر اثر زلزله‌های گذشته بسیار هشداردهنده می‌باشد.

۲-۶-۲-۲- آسیب‌های اتصالات فلزی

انواع خرابی‌ها و صدمات وارده بر ناحیه اتصال در حین زلزله به صورت زیر طبقه بندی می‌شوند:

(الف) خرابی در تیرها (G)

(ب) خرابی در بال ستون‌ها (C)

(پ) خرابی در جوش (W)

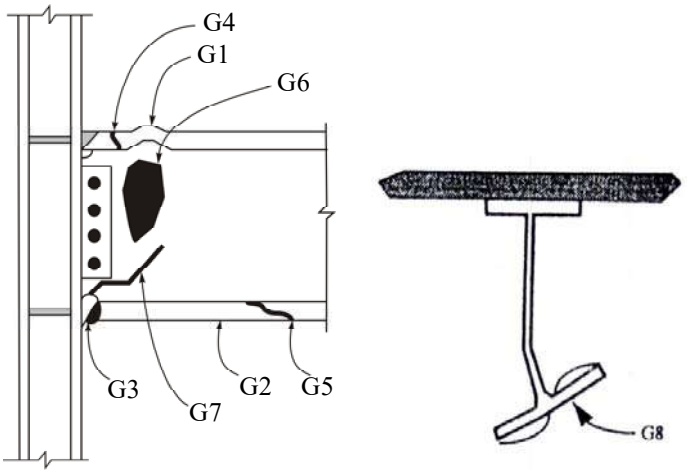
(ت) خرابی در ورق برشی جان (S)

(ث) خرابی در چشمه اتصال

الف- خرابی در تیرها

وقوع هشت نوع خرابی در تیر مطابق شکل ۲-۶-۳۳ محتمل است.

نماد خرابی	توضیح
G1	کمانش بال (بال فوقانی یا تحتانی)
G2	تسلیم بال (بال فوقانی یا تحتانی)
G3	گسیختگی بال در ناحیه تفتیده (بال فوقانی یا تحتانی)
G4	گسیختگی بال در خارج از ناحیه تفتیده (بال فوقانی یا تحتانی)
G5	گسیختگی بال فوقانی یا تحتانی
G6	تسلیم یا کمانش جان
G7	گسیختگی جان
G8	کمانش پیچشی جانبی مقطع



شکل ۲-۶-۳۳ خرابی در تیرها

در خرابی تیرها در زلزله نورتریج بیشتر خرابی‌ها در بال پایینی مشاهده شده است، هر چند که خرابی‌هایی در بال فوقانی نیز گزارش شده است. این واقعیت با دلایل متعددی به شرح زیر قابل توجیه است.

۱- عملکرد مختلط دال بتنی با بال فوقانی که موجب انتقال تار خنثی به طرف بالا و افزایش تنش در بال تحتانی می‌شود.

۲- کیفیت پایین جوش لب به لب بال تحتانی به ستون به علت دسترسی ناقص جوشکار به آن در حین جوشکاری.

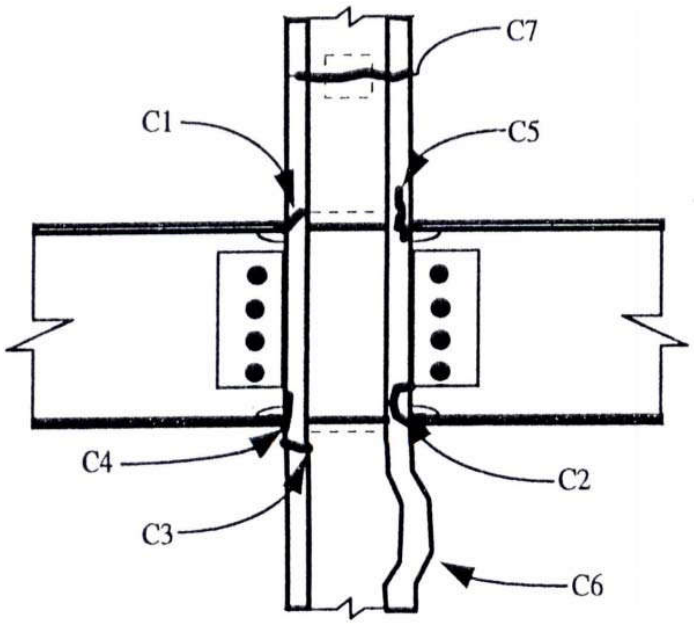
۳- انجام آزمایش فراصوت در بال فوقانی به آسانی امکان پذیر است، در نتیجه کیفیت پذیرش آن نیز افزایش می‌یابد.

۴- تسمه پشت بند جوش در بال پایینی در تار تنش حداکثر قراردارد، در حالی که در بال فوقانی در تار تنش حداکثر نیست. وجود تسمه پشت بند عامل تمرکز تنش می‌باشد.

ب- خرابی در بال ستون

وقوع هفت نوع خرابی در بال ستون مطابق شکل ۲-۶-۳۴ محتمل است.

نماد خرابی	توضیح
C1	ترک جزیی
C2	قلوه کن شدن بالها
C3	ترک کامل یا جزیی خارج از ناحیه تفتیده
C4	ترک کامل یا جزیی خارج از ناحیه تفتیده (HAZ)
C5	پارگی لایه‌ای
C6	کمانش بال ستون
C7	گسیختگی در وصله

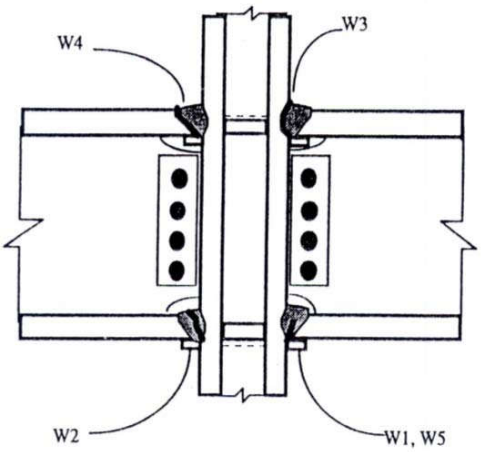


شکل ۲-۶-۳۴ خرابی در ستون

پ- خرابی‌ها و نقایص جوش

پنج نوع خرابی، نقص و ناپیوستگی جوش در شکل ۲-۶-۳۵ نشان داده شده است.

نماد خرابی	توضیح
W1	ترک در ریشه جوش
W1a	ترک‌هایی به عمق کوچکتر از ۵ میلیمتر و یا $t_f/4$ و عرض کوچکتر از $b_f/4$
W1b	ترک هایی عمیق تر و بزرگتر از W1a
W2	ترک در ضخامت کامل فلز جوش
W3	گسیختگی در فصل مشترک فلز جوش با ستون
W4	گسیختگی در فصل مشترک فلز جوش با تیر
W5	علایم قابل تشخیص با آزمایش UT- غیر قابل رد کردن

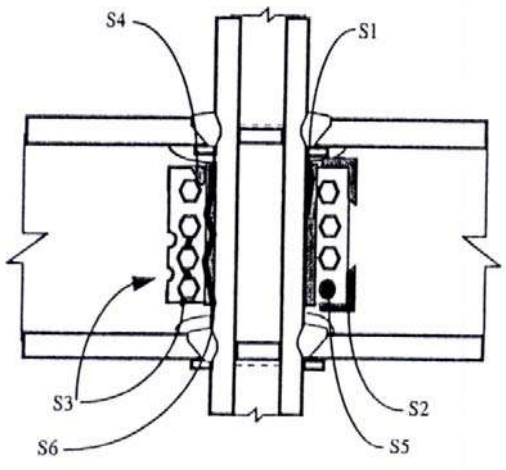


شکل ۲-۶-۳۵ خرابی‌ها و نقایص جوش

ت- خرابی در ورق اتصال برشی جان تیر

شش نوع خرابی ورق اتصال برشی جان تیر در شکل ۲-۶-۳۶ نشان داده شده است. وقوع خرابی عمده در ورق اتصال برشی، مبین وقوع خرابی در ستون،تیر، جوش و یا چشمه اتصال است.

نماد خرابی	توضیح
S1	ترک جزیی در جوش ورق به ستون
S1a	بال های تیر سالم
S1b	بال های تیر ترک خورده
S2	گسیختگی جوش های تکمیلی
S2a	بال های تیر سالم
S2b	بال های تیر ترک خورده
S3	ترک از ناحیه پیچ ها
S4	تسلیم یا کمانش ورق اتصالی برشی
S5	پیچ های شل، صدمه دیده و یا فراموش شده
S6	گسیختگی کامل جوش ورق برشی به ستون

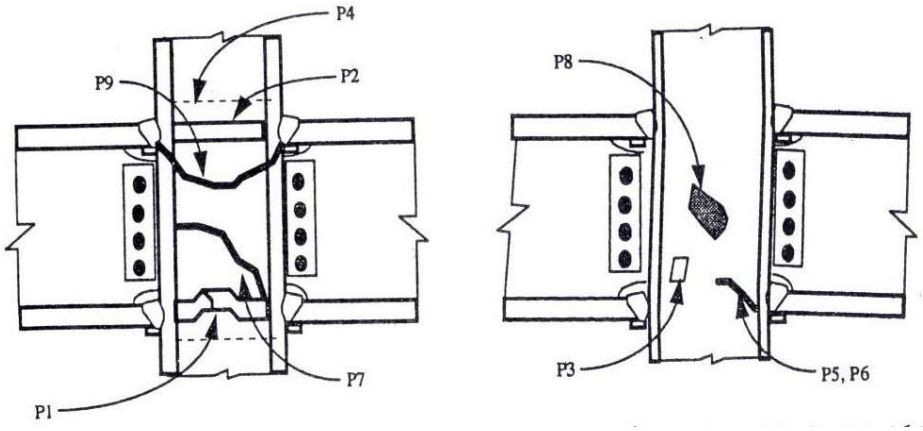


شکل ۲-۶-۳۶ خرابی در ورق اتصال برشی جان تیر

ث- خرابی در چشمه اتصال

نه نوع خرابی در چشمه اتصال در شکل ۲-۶-۳۷ نشان داده شده است.

نماد خرابی	توضیح
P1	گسیختگی، کمانش و یا تسلیم ورق پیوستگی
P2	گسیختگی در جوش ورق پیوستگی
P3	تسلیم یا تغییر شکل جان
P4	شکست جوش ورق مضاعف
P5	گسیختگی جزیی در ورق مضاعف
P6	گسیختگی جزیی در جان ستون
P7	گسیختگی کامل یا نزدیک به کامل در جان یا ورق مضاعف
P8	کمانش جان
P9	گسیختگی کامل ستون



شکل ۲-۶-۳۷ خرابی در چشمه اتصال