جمهوری اسلامی ایران

سازمان برنامه و بودجه

راهنمای روش‌ها و شیوه‌های بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود و جزئیات اجرایی

پیش‌نویس - غیر قابل استناد

ضابطه شماره ۵۲۴

تجدیدنظر اول (۱۴۰۴)

معاونت فنی، زیربنایی و تولیدی

امور نظام فنی و اجرایی

Nezamfanni.ir

۱۴۰۴

پیش نویس- غیر قابل استناد

فهرست

فصل اول- آسیب‌شناسی و راهبردهای بهسازی **۳**

۱-۱- آشنایی با مفاهیم تقویت و بهسازی ۵

۱-۲- آسیب‌شناسی و مطالعات بهسازی ساختمان ۹

۱-۳- نواقص و خطاها در ساختمان ۱۸

۱-۴- سونداژها و آزمایش‌ها ۷۳

۱-۵- راهبردهای بهسازی ۸۷

فصل دوم- راهکارهای اصلاح موضعی اجزا **۱۰۵**

۲-۱- کاشت پیچ و میلگرد ۱۰۷

۲-۲- راهکارهای بهسازی شالوده و پی ۱۲۰

۲-۳- بهسازی دال ۱۴۰

۲-۴- بهسازی تیرها ۲۰۰

۲-۵- بهسازی ستون ۲۶۳

۲-۶- بهسازی اتصال ۳۴۰

۲-۷- ترمیم ترک در سازه‌های بتن مسلح و فولادی ۴۰۲

فصل سوم- حذف یا کاهش نامنظمی در سازه **۴۲۷**

۳-۱- معرفی ۴۲۹

۳-۲- گروه‌بندی ساختمان‌ها برحسب نظم کالبدی ۴۳۱

۳-۳- طبقه نرم ۴۳۴

۳-۴- نامنظمی پیچشی ۴۳۷

۳-۵- ستون کوتاه ۴۴۱

۳-۶- گوشه‌های فرورفته ۴۴۴

فصل چهارم- افزایش مقاومت و سختی جانبی سازه **۴۴۷**

۴-۱- مقدمه ۴۴۹

۴-۲- اضافه نمودن مهاربندها ۴۵۱

۴-۳- اضافه کردن دیوارهای برشی و میانقاب ۴۷۱

پیش نویس- غیر قابل استناد

۴-۴- اضافه کردن قاب‌های خمشی ۵۰۸
فصل پنجم- کاهش جرم ۵۶۷
۵-۱- معرفی ۵۶۹
۵-۲- کاهش جرم ساختمان ۵۶۹
فصل ششم- جداسازی لرزه‌ای در بهسازی سازه‌ها ۵۷۳
۶-۱- معرفی ۵۷۵
۶-۲- انواع سیستم‌های جداسازی ۵۷۷
۶-۳- تعریف المان‌های سازه جداشده ۵۸۲
۶-۴- اثرات بارهای P-Δ بر سیستم جداسازی ۵۸۳
۶-۵- مراحل نصب جداگر لرزه‌ای ۵۸۴
۶-۶- درز انبساط ۵۸۶
۶-۷- اجزای غیرسازه‌ای ۵۸۷
۶-۸- مراحل طراحی جداگر لرزه‌ای لاستیکی با میرایی بالا (HDR) ۵۸۹
۶-۹- مراحل طراحی جداگر لرزه‌ای لاستیکی با هسته سربی (LRB) ۵۹۳
۶-۱۰- مثال ۵۹۷

فصل هفتم- میراگر در بهسازی سازه‌ها ۶۱۹
۷-۱- مقدمه ۶۲۱
۷-۲- اثر میرایی بر پاسخ سازه ۶۲۱
۷-۳- انواع میراگرها ۶۲۴
۷-۴- روش‌های تحلیل سازه با میراگر ۶۳۴
۷-۵- مشخصات کاربردی میراگرها ۶۳۵
۷-۶- سطوح عملکرد ۶۴۲
۷-۷- گام‌های بهسازی سازه با استفاده از میراگر ۶۴۲
۷-۸- مثال ۷-۱ ۶۴۳

فصل هشتم- بهسازی ساختمان‌های بنایی ۶۵۵
۸-۱- معرفی ۶۵۷
۸-۲- انواع خسارات بوجود آمده ناشی از زلزله‌های گذشته ۶۵۷
۸-۳- روش‌های بهسازی سقف (یکپارچه نمودن سقف طاق ضربی) ۶۶۲

پیش نویس - غیر قابل استناد

۸-۴- تقویت ساختمان‌های بنایی در مقابل بارهای جانبی ۶۶۶
۸-۵- بهسازی سیستم سازه‌ای ساختمان از طریق کامل نمودن مسیر بار، رفع نامنظمی‌ها در پلان یا ارتفاع ۶۸۳

فصل نهم- بهسازی ساختمان‌های روستایی ۷۳۷
۹-۱- مقدمه ۷۳۹
۹-۲- مقاوم‌سازی دیوارها ۷۳۹
۹-۳- ساختمان‌های خشتی و گلی ۷۵۵
۹-۴- ساختمان‌های چوبی ۷۶۱

فصل دهم- بهسازی لرزه‌ای عناصر غیرسازه‌ای ۷۶۷
۱۰-۱- مقدمه ۷۶۹
۱۰-۲- مقاوم‌سازی عناصر غیرسازه‌ای معماری ۷۷۸
۱۰-۳- مقاوم‌سازی اجزای مکانیکی و الکتریکی ۷۹۳

پیش نویس- غیر قابل استناد

بخش اول

مفاهیم عمومی

پیش نویس- غیر قابل استناد

فصل ۱

آسیب‌شناسی و راهبردهای بهسازی

پیش نویس- غیر قابل استناد

۱-۱- آشنایی با مفاهیم تقویت و بهسازی

۱-۱-۱- معرفی

بهسازی بطور عام و ترمیم و تقویت بطور خاص، به معنای افزایش حاشیه ایمنی سازه و افزایش عمر مفید آن می‌باشد.

چهار محور مهم در بهسازی سازه‌ها وجود دارد:

۱- انگیزه بهسازی (چرا سازه مورد بهسازی قرار می‌گیرد؟)

۲- ارزیابی وضعیت فعلی و آسیب‌شناسی (میزان ترمیم چقدر است؟)، مشخصات سازه، هدف و ابزارهای تحلیل.

۳- راهبردهای بهسازی (استراتژی بهسازی) شامل افزایش موضعی مقاومت، افزایش مقاومت کلی، افزایش سختی سیستم، کاهش جرم، افزایش میرائی، کاهش تقاضا.

۴- راهکارهای بهسازی (فن‌آوری ترمیم و شیوه‌ها یا روش‌های ترمیم)

۱-۱-۲- انگیزه‌های بهسازی ساختمان‌ها

انگیزه‌های مختلفی می‌تواند علت بهسازی ساختمان باشد که به شرح زیر مورد بحث قرار می‌گیرد:

۱. تغییر کاربری ساختمان (به عنوان مثال بوجود آمدن تفاوت‌هایی در بارهای زنده و مرده در دو حالت کاربری متفاوت)

۲. وجود خطاهای طراحی

۳. وجود خطاهای اجرایی (مثلاً جواب ندادن ستون یک طبقه و تشخیص آن با استفاده از نتایج آزمایشگاهی بعد از اجرای سقف طبقه بالاتر)

پیش نویس- غیر قابل استناد



شکل ۱-۱- تقویت ستون به دلیل خطاهای اجرایی

۴. صدمه دیدن ساختمان حین بهره‌برداری (وقوع زلزله، آتش‌سوزی، حملات مخرب شیمیایی روی مصالح، کم بودن مقاومت خاک زیر فونداسیون)



شکل ۱-۲- صدمه دیدن ساختمان به علت آتش‌سوزی

۵. خستگی مصالح (به علت تکرار بار در سازه‌هایی نظیر پل‌ها)

۶. افزایش ایمنی استانداردها (به دلیل پیشرفت علوم مهندسی، روش‌های تحلیل و شناخت دقیق‌تر از عوامل طبیعی که در نتیجه نیاز به تقویت سازه‌های قدیمی بوجود می‌آید)



شکل ۱-۳- افزایش مقاومت جانبی ساختمان موجود با اضافه کردن اعضای مهاربندی به دلیل تغییر ضوابط آیین‌نامه

۷. افزایش عمر مفید ساختمان

۸. ساختمان‌هایی که حفظ آنها ارزش تاریخی دارد.

۹. بهسازی لرزه‌ای

پیش نویس - غیر قابل استناد

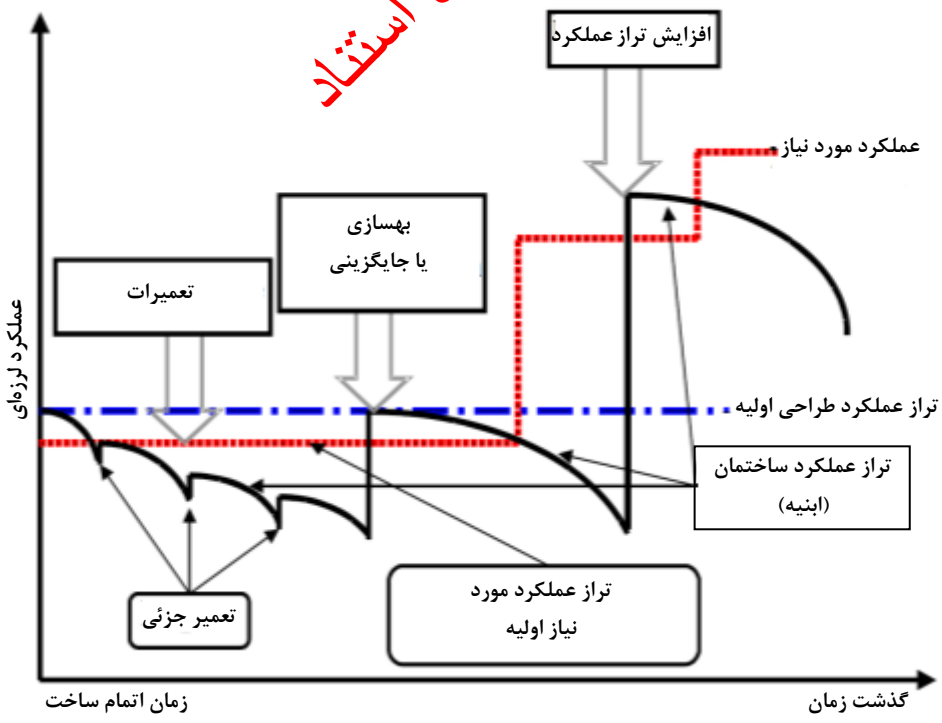


شکل ۱-۴- بهسازی لرزه ای ساختمان موجود

پیش نویس غیر قابل استناد

۱-۱-۳- حاشیه ایمنی، فروپایگی (کاهش حاشیه ایمنی)، ترمیم و تقویت

هر ساختمان برای تراز بهره‌برداری مشخصی طراحی می‌شود. در شکل ۱-۵ تراز بهره‌برداری، تراز نهایی و حاشیه ایمنی ساختمان بطور شماتیک نشان داده شده است.



شکل ۱-۵- تراز بهره‌برداری، تراز نهایی و حاشیه ایمنی ساختمان

با توجه به شکل ۱-۵، انگیزه‌های بهسازی را می‌توان بهتر شرح داد.

۱) در ابتدا ساختمان در ترازی بالاتر از تراز مورد نیاز عملکردی موجود در آیین نامه‌ها طراحی می‌شود.

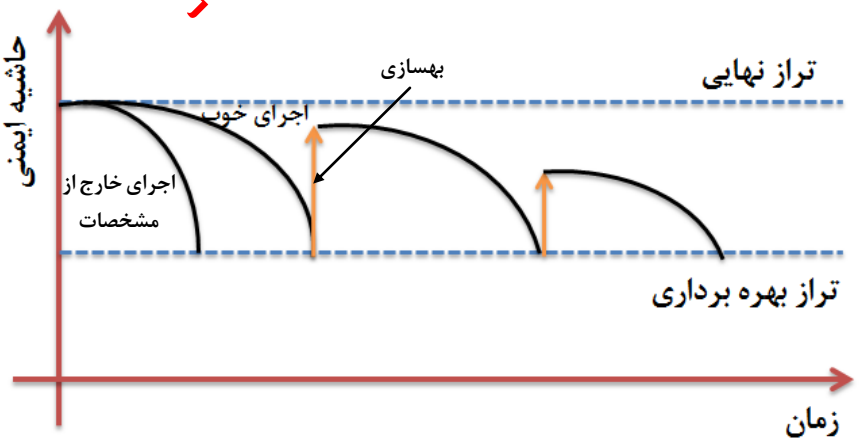
۲) با افزایش سن ساختمان، به مرور تراز عملکردی ساختمان کاهش می‌یابد که این موضوع می‌تواند بوسیله برنامه‌های نگهداری یا مرمت جزئی[1] تا حدی بهبود یابد.

۳) به علت گذشت زمان طولانی از بهره‌برداری ساختمان، افزایش تراز مورد نیاز عملکردی (تغییر در آیین نامه‌ها) و یا بروز حوادث مختلف، ساختمان نیاز به بهسازی اساسی پیدا می‌کند.

۱-۱-۴- روند تقلیل حاشیه ایمنی با گذشت زمان و اثر بهسازی در افزایش آن

ساختمان با اجرای مناسب باید تقریباً ضریب اطمینانی حدود ۲ نسبت به مرز قابل قبول مقاومتی داشته باشد. در صورت اجرای مغایر با مشخصات فنی این حاشیه ایمنی کمتر خواهد بود. با گذشت زمان و تاثیر عواملی مثل حملات شیمیایی، شرایط جوی، وقوع آتش‌سوزی و یا احتمالاً زلزله‌های خفیف، حاشیه ایمنی مطابق شکل ۱-۶ تقلیل می‌یابد تا زمانی که حاشیه ایمنی به مقدار صفر برسد. در این وضعیت، سازه باید تخریب شود و یا مورد بهسازی قرار گیرد. با بهسازی سازه، مجدداً حاشیه ایمنی به تراز مطلوب می‌رسد و دور جدیدی از بهره‌برداری آغاز می‌شود. باید توجه داشت که تخریب یا بهسازی یک سازه، تصمیمی مدیریتی- اقتصادی است. به عنوان مثال اگر هزینه بهسازی کمتر از ۳۰ درصد نوسازی باشد، از لحاظ اقتصادی می‌توان به سمت بهسازی حرکت کرد.

پیش نویس- غیر قابل استناد



شکل ۱-۶- تقلیل حاشیه ایمنی

1- Repair

۱-۲- آسیب‌شناسی و مطالعات بهسازی ساختمان

۱-۲-۱- آسیب‌شناسی و مراحل آن

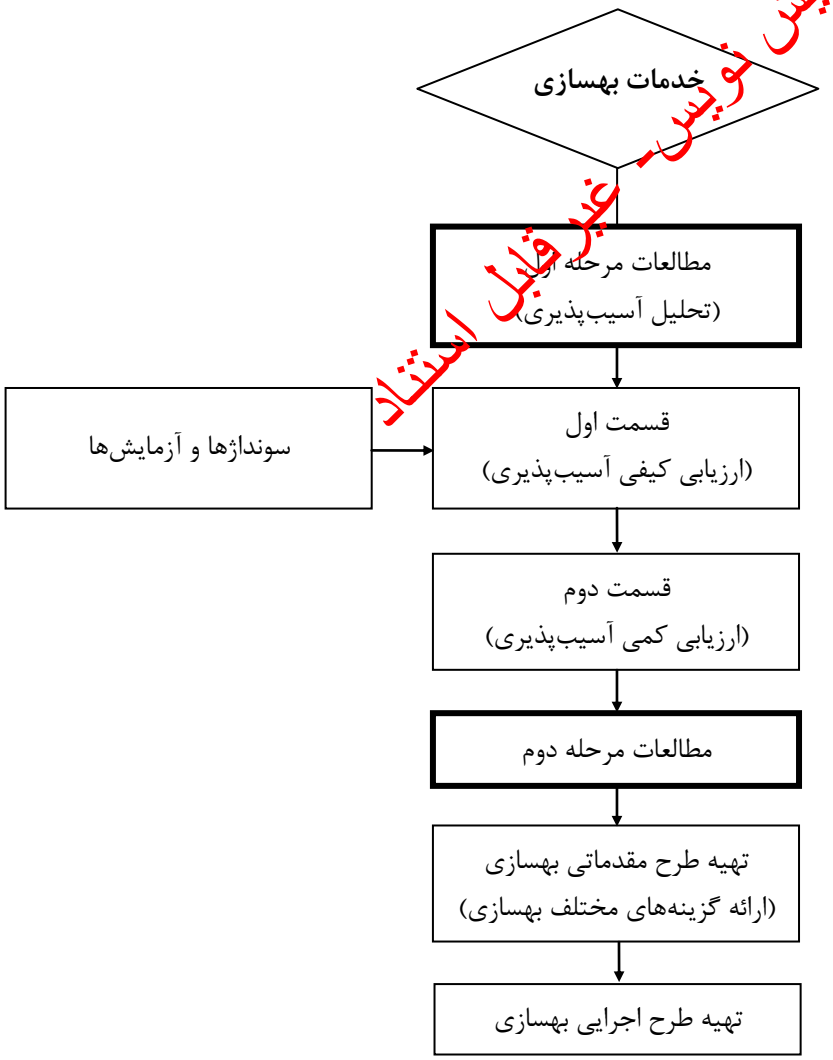
مطالعات بهسازی بطور معمول در دو مرحله‌ی اول و دوم صورت می‌گیرد که هر مرحله شامل دو قسمت به شرح زیر می‌باشد (روند نمای شکل ۱-۷):

۱- مرحله اول (تحلیل آسیب‌پذیری) شامل قسمت اول مطالعات اولیه (ارزیابی کیفی آسیب‌پذیری) و قسمت دوم مطالعات تفصیلی (ارزیابی کمی آسیب‌پذیری) می‌باشد.

۲- مرحله دوم: تهیه‌ی طرح بهسازی شامل قسمت اول تهیه طرح مقدماتی وقسمت دوم تهیه طرح اجرایی، می‌باشد.

انگیزه‌ی مطالعات بهسازی می‌تواند ناشی از اهداف بهسازی لرزه‌ای، تهاجمات شیمیایی (تخریب مصالح)، تغییر کاربری، صدمات وارد بر ساختمان، خطاهای طراحی و اجرایی و... باشد.

پیش نویس، غیر قابل استناد



شکل ۱-۷- روند نمای مطالعات بهسازی

۱-۲-۲- مرحله اول: (تحلیل آسیب‌پذیری)

الف- مرحله اول- قسمت اول: مطالعات اولیه (ارزیابی کیفی آسیب‌پذیری ساختمان)

۱. مطالعات اولیه

- شناخت خواسته‌های کارفرما ازجمله انتظارات عملکرد، نیازهای مدیریت بحران و...
- گردآوری مدارک فنی اجرایی موجود
- مشخصات عمومی و معیارهای فنی (شامل پلان‌های موقعیت شهری، محلی و همجواری)
- مشخصات محل از نظر خطر زلزله (پهنه‌بندی لرزه‌ای یا مطالعات ویژه ساختگاه- شکل ۱-۸)
- مشخصات محل از نظر خطر تهاجم شیمیایی و اثر آن بر تخریب مصالح (شرایط محیطی) (جدول ۱-۱).
- بررسی تاریخچه‌ی عملکرد گذشته‌ی ساختمان و نحوه بهره‌برداری آتی
- بررسی تفاوت‌های میان اطلاعات مندرج در مدارک فنی موجود و اطلاعات حاصل از ارزیابی عینی
- بررسی محدودیت‌هایی که در پروژه برای انجام عملیات بهسازی وجود دارد.

۲. ارزیابی وضعیت موجود

- وضعیت اعضا و اجزا و ارزیابی ضعف‌هایی نظیر واریختگی، وادادگی، ترک‌خوردگی، درزها، پوسیدگی‌ها (تهاجم شیمیایی) و ضعف‌های اجرای در قطعات اصلی و غیراصلی و اتصالات.
- وضعیت پیکربندی، شکل هندسی اعضاء و اجزا، وجود یا عدم وجود پیوستگی در مسیرهای انتقال بار، آسیب‌پذیری اعضاء، انسجام ساختمان و سیستم مقاوم جانبی، نامنظمی در پلان و ارتفاع و وضعیت پی.
- شرایط دیگری که در عملکرد ساختمان موجود تاثیر داشته باشد: از قبیل ساختمان‌های مجاور، اجزای غیرسازه‌ای، تغییرات داده شده در ساختمان بعد از ساخت اولیه.
- مشخص نمودن تفاوت‌های میان اطلاعات مندرج در مدارک فنی و اجرایی موجود و اطلاعات حاصل از بازدید محلی ساختمان (تطابق با نقشه‌ها.)

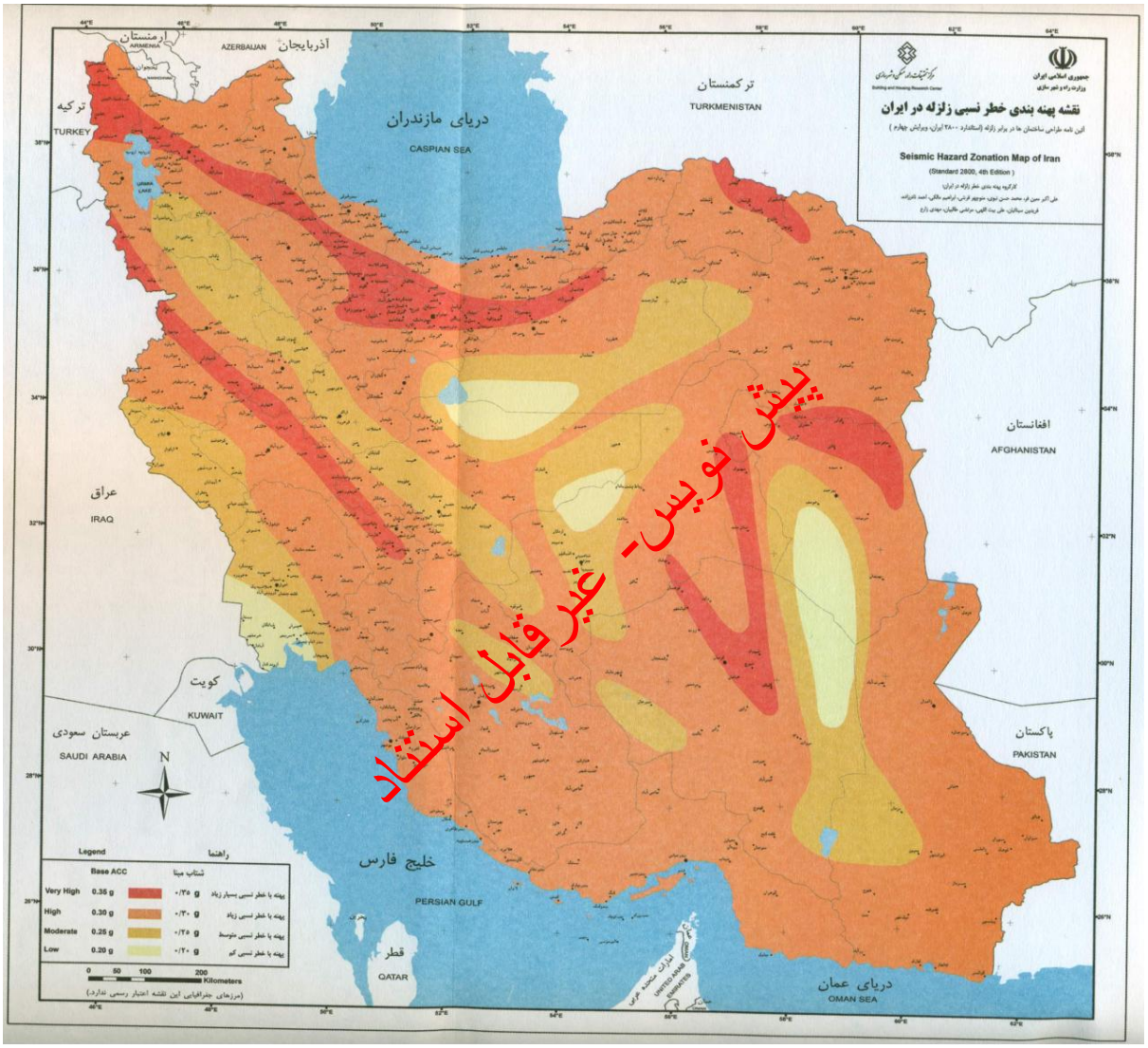
۳. بررسی مقررات قوانین حاکم و ملاحظات اجرایی

- بررسی آیین‌نامه‌ها و دستورالعمل‌های مورد استفاده در طراحی و اجرای ساختمان
- بررسی محدودیت‌های موجود در ساختمان برای انجام سونداژ و مقاومت مصالح
- بررسی محدودیت‌ها و ملاحظات عملیات اجرایی احتمالی و بهسازی لرزه‌ای

۴. ملاحظات اقتصادی و اجتماعی

۵. ارائه برنامه مقدماتی برای انجام سونداژها و آزمایش‌ها (در صورت نیاز)

پیش نویس - غیر قابل استناد



شکل ۱-۸- پهنه‌بندی خطر نسبی لرزه‌ای در ایران

جدول ۱-۱- دسته‌بندی شرایط محیطی از دیدگاه دوام بتن

ردیف	رده‌بندی	رده‌ی مشخصه	توصیف شرایط	نمونه‌هایی از شرایط محیطی مشابه با رده‌بندی
۱	خطر خوردگی یا حملات شیمیایی وجود ندارد.	X0	بتن غیرمسلح و بدون سایر فلزات مدفون در بتن: تمام شرایط محیطی به غیر از شرایطی که در آن پدیده‌های یخزدن- آب شدن، سایش یا حملات شیمیایی ایجاد شود.	—
			بتن مسلح: خیلی خشک	- بتن در داخل ساختمان‌ها با رطوبت بسیار کم
۲	خوردگی ناشی از یون‌های کلرید به غیر از آب شور دریا (بتن دارای میلگرد با سایر فلزات مدفون و در تماس با آب حاوی یون‌های کلرید، شامل نمک‌های یخزدا، با منبعی غیر از آب دریای شور)	XCD1	رطوبت متوسط	- سطوح بتنی در معرض یون‌های کلرید موجود در هوا
		XCD2	مرطوب، به ندرت خشک	- استخر شنا
		XCD3	بتن مسلح در تماس مستقیم با خاک دارای یون کلرید	- قسمت‌هایی از ساختمان که در تماس با خاک مهاجم است و در زیر سطح آب زیرزمینی واقع شده است (آب به راحتی می‌تواند از سطح به داخل نفوذ پیدا کند)
		XCD4	چرخه‌های تر و خشک شدن	- بخش‌هایی از ساختمان که در معرض پاشش کلریدی قرار دارد. - روسازی‌های محوطه ساختمان‌ها. - دال پارکینگ‌ها.
۳	خوردگی ناشی از یون‌های کلرید آب دریای شور (بتن دارای میلگرد یا سایر فلزات مدفون و در تماس با یون‌های کلرید ناشی از آب دریا، و یا نمک‌های موجود در هوا)	XCS1	بتن مسلح در معرض نمک‌های کم موجود در هوا و خیلی دور از دریا	- ساختمان‌های دور از ساحل
		XCS2	به طور دائم غرقاب یا درون خاک خیس یا مرطوب	- بخش‌هایی از ساختمان‌های دریایی که در آب دریا قرار دارند. - بخش‌هایی از سازه که در خاک ساحلی یا پایین‌تر از سطح کف دریا قرار دارند.
		XCS3	بتن مسلح در معرض نمک‌های زیاد موجود در هوا و بدون تماس مستقیم با آب دریا یا پاشش	- ساختمان‌های نزدیک ساحل
		XCS4	نواحی در معرض پاشش و جزر و مد	- بخش‌هایی از ساختمان‌های دریایی در معرض پاشش و جزر و مد.
۴	خوردگی ناشی از کربناته شدن	XCA1	شرایط خشک یا همیشه مرطوب	- سطوح بتن مسلح و یا حاوی فولاد پیش‌تنیده که در محوطه‌ی بسته داخلی سازه قرار دارد، به استثنای محیط‌های داخلی سازه که رطوبت بالایی دارند. - سطوح بتنی حاوی میلگرد و فولاد پیش‌تنیده که همواره درون آب بدون عوامل آسیب‌رسان مستغرق باشد.
		XCA2	شرایط غالباً مرطوب و به ندرت خشک	- سطوح بتن مسلح که در طولانی مدت در معرض آب باشد هم‌چون بسیاری از شالوده‌ها.
		XCA3	شرایط با رطوبت محیطی متوسط	- سطوح خارجی بتن مسلح که توسط سایبان از بارش مستقیم باران مصون هستند. - سطوح بتن مسلح حاوی میلگرد یا فولاد پیش‌تنیده که در معرض رطوبت زیاد هستند، هم‌چون محیط حمام و آشپزخانه. - بتن در مناطق گرم و خشک و کلان‌شهرها.
		XCA4	چرخه‌های تر و خشک شدن	- سطوح بتن مسلح حاوی میلگرد یا فولاد پیش‌تنیده که در معرض چرخه‌های تر و خشک شدن هستند.

پیش نویس غیر قابل استناد

جدول ۱-۱- ادامه- دسته‌بندی شرایط محیطی از دیدگاه دوام بتن

ردیف	رده‌بندی	رده‌ی مشخصه	توصیف شرایط	نمونه‌هایی از شرایط محیطی مشابه با رده‌بندی
۵	بتن در معرض دوره‌های یخ‌زدن و آب شدن و محیط مرطوب قرار دارد.	XFT0	درجه‌ی اشباع کم	- احتمال چند چرخه یخ زدن و آب شدن محدود در سال وجود دارد.
		XFT1	درجه‌ی اشباع متوسط احتمال حضور نمک‌های یخ‌زدا وجود ندارد.	- احتمال چرخه‌ی یخ زدن و آب شدن وجود دارد. به عنوان مثال این چرخه‌ها در اجزای قائم رخ می‌دهد.
		XFT2	درجه‌ی اشباع زیاد احتمال حضور نمک‌های یخ‌زدا وجود ندارد.	- احتمال چرخه‌ی یخ زدن و آب شدن وجود دارد. به عنوان مثال این چرخه‌ها در اجزای افقی رخ می‌دهد.
۶	بتن در معرض حملات سولفاتی قرار دارد (اما یون کلرید قابل توجهی وجود ندارد)	XS1	احتمال حملات سولفاتی متوسط	- بخش‌هایی از سازه‌ی بتنی که در معرض یون‌های سولفات موجود در آب و خاک مجاور قرار دارند.
		XS2	احتمال حملات سولفاتی شدید	- بخش‌هایی از سازه‌ی بتنی که در معرض یون‌های سولفات موجود در آب و خاک مجاور قرار دارند.
		XS3	احتمال حملات سولفاتی خیلی‌شدید	- بخش‌هایی از سازه‌ی بتنی که در معرض یون‌های سولفات موجود در آب و خاک مجاور قرار دارند.
۷	بتن در شرایط بروز واکنش قلیایی سنگ‌دانه قرار دارد.	XAS1	واکنش‌ناشی ازسنگ‌دانه‌های سیلیسی	- بخش‌هایی از سازه‌ی بتنی که ممکن است با سنگ‌دانه‌های سیلیسی واکنش‌زا و سیمان پرقلیا ساخته شده و دارای رطوبت باشند.
		XAS2	واکنش ناشی ازسنگ‌دانه‌های کربناتی	- بخش‌هایی از سازه‌ی بتنی که ممکن است با سنگ‌دانه‌های کربناتی واکنش‌زا و سیمان پرقلیا ساخته شده و دارای رطوبت باشند.

پیش نویس- غیر قابل استناد

ب- مرحله اول- قسمت دوم- مطالعات تفصیلی (ارزیابی کمی آسیب‌پذیری)

۱. تعیین هدف بهسازی

- تعیین سطح عملکرد موردنظر مطابق جدول ۱-۲
- در جدول ۱-۳، تعیین هدف بهسازی با توجه به سطوح عملکرد ساختمان تحت اثر زلزله معین، و در جدول ۱-۴ هدف بهسازی پیشنهادی برحسب کاربری ساختمان ارائه شده است.

جدول ۱-۲- سطوح عملکرد ساختمان

سطوح عملکرد اجزای غیرسازه‌ای	سطوح عملکرد سازه					
	قابلیت استفاده بی‌وقفه S-1	خرابی محدود S-2	ایمنی جانی S-3	ایمنی جانی محدود S-4	آستانه فروریزش S-5	لحاظ نشده S-6
خدمت‌رسانی‌بی‌وقفه N-A	خدمت‌رسانی‌بی‌وقفه A-1	A-2	*	*	*	*
قابلیت‌استفاده‌بی‌وقفه N-B	قابلیت‌استفاده‌بی‌وقفه B-1	B-2	B-3	*	*	*
ایمنی جانی N-C	C-1	C-2	ایمنی جانی C-3	C-4	C-5	C-6
ایمنی‌جانی محدود N-D	*	D-2	D-3	D-4	D-5	D-6
لحاظ نشده N-E	*	*	*	E-4	آستانه فروریزش E-5	ارزش بهسازی ندارد

*این سطوح عملکرد به دلیل اختلاف زیاد بین سطح عملکرد اجزای سازه‌ای و غیرسازه‌ای، توصیه نمی‌شود.

جدول ۱-۳- هدف بهسازی

هدف بهسازی	شرح	سطح عملکردی	
		سطح خطر ۱*	سطح خطر ۲**
مبنا	تحت زلزله «سطح خطر ۱» ایمنی جانی ساکنین تامین شود.	C-3	—
مطلوب	علاوه بر تامین هدف بهسازی مبنا، تحت زلزله «سطح خطر ۲» ساختمان فرونریزد.	C-3	E-5
ویژه	نسبت به بهسازی مطلوب عملکرد بالاتری برای ساختمان مدنظر می‌باشد. در زلزله «سطح خطر ۱» عملکرد قابلیت استفاده بی‌وقفه در زلزله «سطح خطر ۲» ایمنی جانی ساکنین تامین لحاظ شود	IO	LS

* زلزله‌ی ۴۷۵ ساله (به طور دقیق‌تر $\frac{2}{3}$ طیف ۲۴۷۵ ساله) ** زلزله‌ی ۲۴۷۵ ساله

جدول ۱-۴- راهنمای تعیین اهداف بهسازی برای ساختمان‌های عمومی و دولتی مهم

نوع ساختمان	کاربری	هدف بهسازی	سطوح عملکردی	
			سطح خطر ۱	سطح خطر ۲
استراتژیک	ساختمان‌های اصلی و استقرار برای: نهاد رهبری، نهاد ریاست جمهوری، فرماندهی کل، فرماندهی ستاد مشترک نیروهای مسلح، فرماندهی نیروی انتظامی، وزارت‌خانه‌های کشور، نفت، امورخارجه، مخابرات و ارتباطات، صدا و سیما، تاسیسات ویژه ناوبری فرودگاه و بنادر	ویژه	A-1	A-2
سیاسی	ساختمان‌های مرکزی: قوه مقننه، قوه قضائیه، استانداری‌ها، فرمانداری‌ها، وزارت‌خانه‌ها، بانک مرکزی، خزانه	ویژه	B-1	C-3
امدادی	الف- ساختمان‌های بیمارستان و درمانگاه‌های بزرگ شامل قسمت‌های اورژانس، جراحی و خدمات پزشکی وابسته به آنها، مراکز اورژانس پزشکی*	ویژه	B-1	C-2
	ب- ساختمان‌های مرکزی: امداد و نجات، آتش‌نشانی، هلال‌احمر، نیروی انتظامی (پلیس) و بسیج	ویژه	B-1	C-3
ستادی	بخشداری‌ها، مراکز فرماندهی نیروهای مسلح و نیروی انتظامی در استان‌ها، مراکز مخابراتی	ویژه	B-2	C-4
شریان‌های حیاتی	ساختمان‌های اصلی و استقرار برای تأسیسات: آبرسانی، برق‌رسانی، گازرسانی، رادیو و تلویزیون، برج‌های مراقبت فرودگاه	ویژه	B-1	C-2
ساختمان‌های تراز اول میراث فرهنگی	موزه‌ها، بناهای تاریخی، کتابخانه‌های نفیس نظیر ملی، مجلس و مراکز اسناد ملی	ویژه	B-2	C-3
تاسیسات زیربنایی	ساختمان‌های اصلی و عملیاتی پالایشگاه، نیروگاه، مجتمع‌های پتروشیمی، کارخانجات تولید مواد شیمیایی	ویژه	B-1	C-3
مهم	الف- دانشگاه‌ها، حوزه‌های علمیه، مدارس، سازمان‌های مهم و موسسات تحقیقاتی	مطلوب	C-3	E-5
	ب- ادارات کل وزارتخانه‌ها و ادارات مرکزی سازمان‌های مهم در استان‌ها	مطلوب	B-2	E-5
عمومی	مساجد و مصلی‌ها، ساختمان‌های تجمعی فرهنگی شهرداری‌ها، سینما وتئاتر، استادیوم‌های ورزشی، کتابخانه‌ها، پایانه‌های مسافربری، فروشگاه‌های بزرگ و مراکز تجمعی بیش از ۳۰۰ نفر	مطلوب	C-3	E-5
	ساختمان‌های مسکونی، اداری-تجاری، هتل‌ها، پارکینگ‌های چندطبقه، ساختمان‌های صنعتی	مبنا	C-3	—
	ساختمان‌های انبارهای کشاورزی، سالن‌های مرغداری و ساختمان‌های با بهره‌برداری موقت	مبنا یا محدود	D-4	—

* در این موارد سطح عملکرد خدمت‌رسانی بی‌وقفه A-1 تحت زلزله با دوره بازگشت ۷۲ ساله نیز کنترل می‌شود.

پیش نویس غیر قابل استناد

۲. **تهیه اطلاعات تفصیلی وضعیت موجود**

- جمع‌آوری و دسته‌بندی اطلاعات موجود از مدارک فنی طراحی و نقشه‌های چون‌ساخت[۱] یا تهیه نقشه‌های وضع موجود.
- جمع‌آوری اطلاعات ساختمان‌های مجاور
- بررسی امکان برخورد ساختمان‌های مجاور
- اجزای مشترک بین ساختمان‌ها
- آسیب ناشی از ساختمان‌های مجاور بر یکدیگر (سقوط اجزای سست، انفجار، آتش‌سوزی و...)
- تعیین پیکربندی ساختمان شامل:

جمع‌آوری تمامی اطلاعات مربوط به اعضای سازه‌های (اصلی و غیراصلی) و اعضای غیرسازه‌ای واتصالات و تعیین سیستم‌های باربر قائم و جانبی ساختمان

۳. **مشخص کردن نواقص مشهود**

- نقاط ضعف و نواقص در سازه‌ی باربر، نحوه‌ی اجرای سازه، قرارگیری بازشوها، ترک‌خوردگی، زنگ‌زدگی، ضعف جوشکاری و انواع نواقص ذکر شده در بند ۱-۳.

۴. **تعیین خواص اعضا و مصالح**

- جمع‌آوری اطلاعات مربوط به مشخصات مصالح
- تعیین برنامه آزمایش‌های مورد نیاز برای سنجش مشخصات مکانیکی مصالح (در صورت لزوم) شامل مدول ارتجاعی، خستگی، مقاومت و غیره از طریق آزمایش‌های مخرب و غیرمخرب.
- جمع‌آوری اطلاعات لازم از خواص اعضا و نحوه اتصال آنها برای محاسبه ظرفیت باربری آنها (از نظر مقاومت و تغییرشکل و تغییرمکان‌ها)
- جمع‌آوری سایر اطلاعات برای ارزیابی کمی

دامنه اطلاعات جمع آوری شده از وضعیت موجود ساختمان مورد مطالعه در سه سطح اطلاعات حداقل، متعارف و جامع طبقه‌بندی می‌شود. سطح اطلاعات با توجه به هدف بهسازی انتخابی و روش تحلیل مطابق جدول ۱-۵ تعیین می‌شود. در این جدول ضریب آگاهی عدد کوچکتر از واحدی می‌باشد که بر مقاومت کسب شده اعمال می‌شود. سعی شود دقت آزمایش‌ها در حدی باشد که این ضریب مساوی واحد در نظر گرفته شود.

پیش نویس، غیر قابل استناد

۱- نقشه‌های چون‌ساخت (As built) در انتهای کار توسط پیمانکار تهیه شده و حاوی کلیه‌ی تغییرات احتمالی در حین اجرای کار (با تایید طراح و دستگاه نظارت)، باشد.

جدول ۱-۵- تعیین سطح اطلاعات براساس هدف بهسازی

هدف بهسازی		مطلوب یا پایین تر		ویژه	
سطح اطلاعات		حداقل	متعارف	متعارف	جامع
نوع تحلیل		تحلیل خطی	هر نوع تحلیل	هر نوع تحلیل	هر نوع تحلیل
ضریب اگاهی k	فولادی	۰/۷۵	۱	۰/۷۵	۱
	بتنی	۰/۷۵	۱	۰/۷۵	۱
	بنایی	۰/۷۵	۱	۰/۷۵	۱

۵. ارزیابی تفصیلی نیاز ساختمان به بهسازی

مدل‌سازی و تحلیل اولیه سازه پی

مواردی که در مدل تحلیلی باید منظور قرار گیرد عبارتنداز:

- انتخاب مدل تحلیل
- تعیین اعضای اصلی و غیراصلی در مدل و تعیین مشخصات وپارامترها و کمیت‌های لازم برای تعریف مدل
- اثر اجزای غیرسازه‌ای
- مدل‌سازی شالوده
- پیکربندی با توجه به وضعیت منظم یا نامنظم آن
- اثر پیچش
- نوع دیافراگم
- اعمال نیروی زلزله با استفاده از مدل پیش‌بینی شده
- اثر همزمان مولفه‌های زلزله (در صورت لزوم)
- ترکیبات بارگذاری ثقلی و جانبی
- اثر واژگونی
- تطابق مدل با امکانات و فرضیات طراحی و رفتار سازه

انتخاب روش تحلیل سازه

- تحلیل سازه به منظور برآورد نیروهای داخلی و تغییرشکل‌های اجزای سازه با استفاده از یکی از چهار روش زیر:

۱- تحلیل استاتیکی خطی

۲- تحلیل دینامیکی خطی (طیفی و تاریخچه زمانی)

۳- تحلیل استاتیکی غیرخطی

۴- تحلیل دینامیکی غیرخطی

پیش نویس - غیر قابل استناد

تحلیل دینامیکی خطی (طیفی) کاربردی‌ترین روش بوده و طیف وسیعی از ساختمان‌ها را در بر می‌گیرد.

۶. **تحلیل نهایی سازه و کنترل معیارهای پذیرش**

- بررسی عملکرد اجرای سازه با توجه به معیارهای پذیرش
- بررسی عملکرد اجزای سازه پس از برآورد نیروهای داخلی اعضا و تغییرشکل‌های ناشی از بارهای ثقلی و بارهای جانبی زلزله با توجه به معیارهای پذیرش.
- تحلیل نهایی پی و کنترل معیارهای پذیرش
- تعیین سختی و مقاومت شالوده
- بررسی اثر اندرکنش خاک و شالوده و سازه (در صورت لزوم)
- محاسبه ظرفیت باربری مورد انتظار شالوده
- تعیین مشخصه‌های نیرو- تغییرمکان شالوده
- بررسی فشارلرزهای جانبی خاک و ارزیابی دیوارهای ساختمانی نگهدارنده خاک (حائل) در مقابل آثار فشارهای لرزه‌ای زمین

۷. **تهیه گزارش تحلیل کمی آسیب‌پذیری ساختمان**

- تدوین و تنظیم گزارش مطالعات انجام یافته در فرمت استاندارد همراه با نمودار و جداول لازم که وضعیت آسیب‌پذیری ساختمان را به خوبی ارائه نماید.
- نتیجه‌گیری از مطالعات انجام یافته که در آن نیاز یا عدم نیاز به بهسازی برحسب عملکرد مورد انتظار از آن مشخص شده باشد.

پیش نویس - غیر قابل استناد

۱-۲-۳- مرحله دوم: (تهیه طرح بهسازی)

الف- مرحله دوم- قسمت اول: تهیه طرح مقدماتی

۱. **بررسی راهکارهای بهسازی**

۲. **ارائه طرح مقدماتی برای بهسازی**

- بررسی گزینه مناسب برای بهسازی جهت تحمل بارهای جانبی ناشی از زلزله
- بررسی تاثیر گزینه‌های موجود برای بهسازی کل ساختمان
- بررسی سایر عوامل ممکن که می‌تواند در انتخاب گزینه برتر موثر باشد.

۳. **انتخاب گزینه برتر**

- انتخاب گزینه برتر در مشورت با کارفرما با توجه به ملاحظات اقتصادی و سایر استدلالات علمی و فنی

۴. **ارائه طرح بهسازی براساس گزینه برتر فوق‌الذکر و متکی بر تحلیل تفصیلی عملکرد**

ب- قسمت دوم: تهیه طرح اجرایی

پس از انتخاب گزینه نهایی برای طرح بهسازی به شرح زیر اقدام به تهیه طرح اجرایی می‌گردد.

۱. **تهیه طرح تفصیلی براساس طرح مقدماتی برتر**

- انجام مطالعات تکمیلی در مورد روش ساخت و نحوه اجرای راه‌حل یا طرح انتخاب شده برای بهسازی
- انجام محاسبات فنی مورد نیاز برای انجام تحلیل‌های لازم و تکمیلی به منظور ارائه جزئیات اجرایی طرح

۲. **تهیه جزئیات اجرایی طرح بهسازی**

- تهیه و ارائه نقشه‌های اجرایی طرح بهسازی

۳. **تهیه مشخصات فنی**

- تهیه و ارائه مشخصات فنی عمومی، آیین‌نامه‌ها و استانداردهایی که رعایت آن در اجرای پروژه ضروری است.
- تهیه و ارائه مشخصات فنی خصوصی که برای اجرای پروژه مورد نیاز است.

۴. **تحلیل اقتصادی**

- برآورد هزینه اجرایی طرح پیشنهادی

۵. **ارائه مدارک و گزارش نهایی شامل نقشه‌ها، جزئیات اجرائی و دستورالعمل‌ها**

پیش نویس - غیر قابل استناد

۱-۳- نواقص و خطاها در ساختمان

۱-۳-۱- شناخت و تحلیل نشانه‌های نواقص ساختمان

در ارزیابی کیفی آسیب‌شناسی ساختمان، شناخت و تحلیل نشانه‌های نواقص ساختمان نقش عمده‌ای در مطالعات دارد. این بررسی و تحلیل باید توسط مهندسین با تجربه انجام شود.

در این قسمت سعی می‌گردد، موارد متعددی از نواقص شناخته شده جمع‌آوری، دسته‌بندی و ارائه گردد تا آغازی برای آشنایی با نواقص باشد.

۱-۳-۲- نواقص کوچک و هشداردهنده

۱- گیرکردن در و پنجره‌ها که می‌تواند ناشی از موارد زیر باشد:

الف) نشست ساختمان

ب) نشست نعل درگاه

پ) ترک در تیغه‌ها

۲- بهم خوردن آب‌بندی لوله‌های فاضلاب که می‌تواند ناشی از نشست ساختمان باشد.

۳- مختل شدن عملکرد عایق‌های رطوبتی که می‌تواند از عوارض نشست ساختمان باشد.

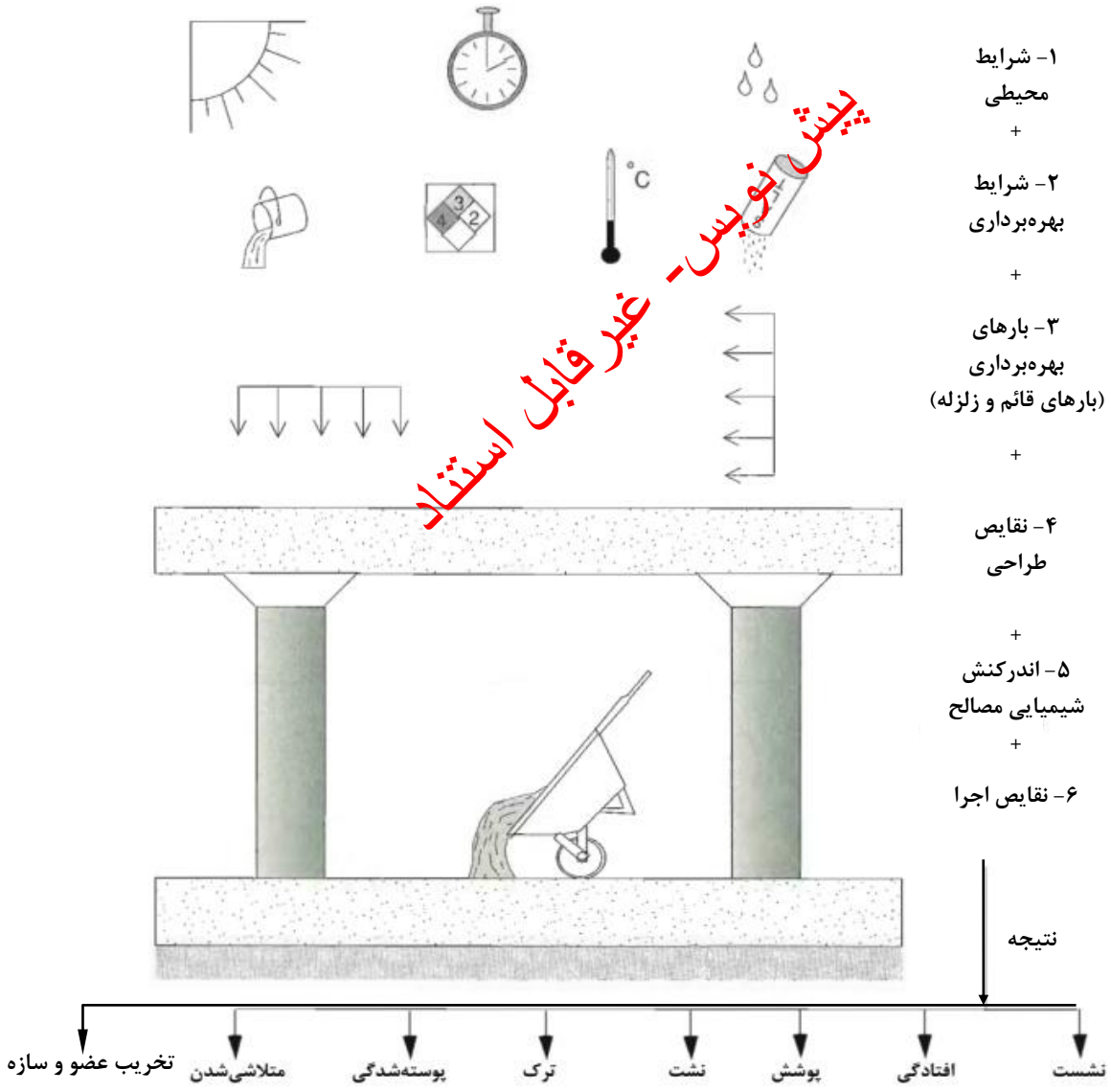
۴- گودافتادگی کف طبقه همکف که می‌تواند علامت نشست باشد.

۵- ترک معکوس در دیوار که می‌تواند علامت خاک متورم شونده باشد.

۱-۳-۳- نواقص اعضای بتن مسلح

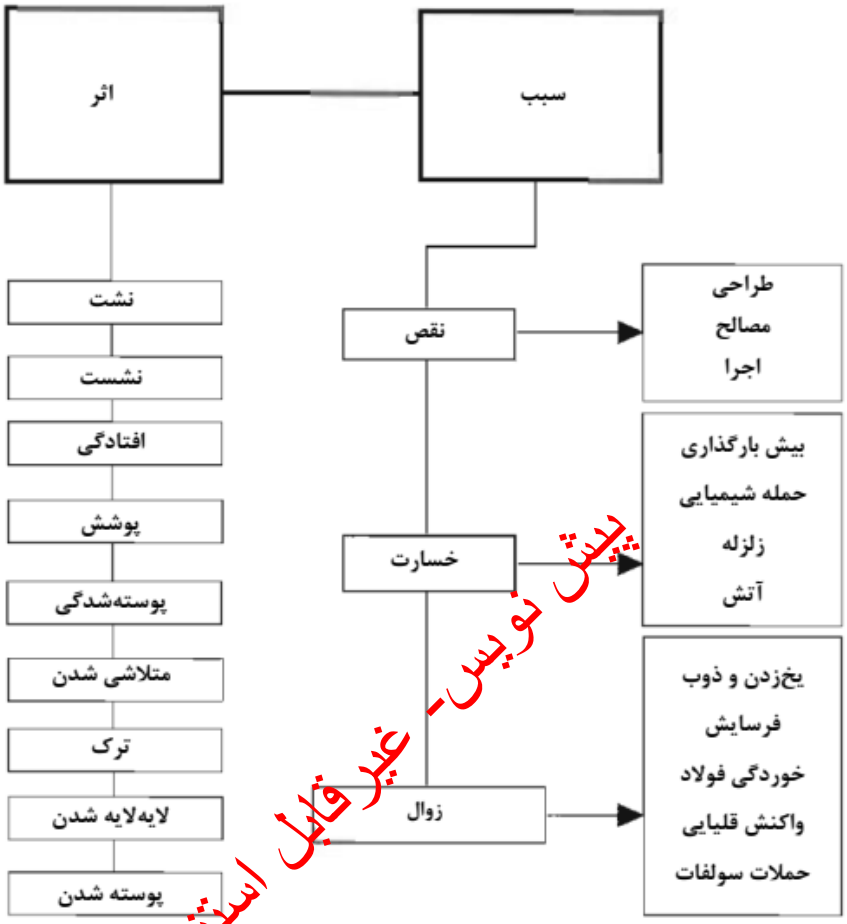
مفاهیم عمومی از عوامل خرابی‌های بتن

۱. خرابی‌های سازه‌های بتنی بطور شماتیک ناشی از عوامل زیر است که نتیجه‌ی آن آثار زیر شکل ۱-۹ خواهد بود.



پیش نویس - غیر قابل استناد

شکل ۱-۹- عوامل خرابی سازه‌های بتنی و تاثیر آن بر سازه‌های بتنی

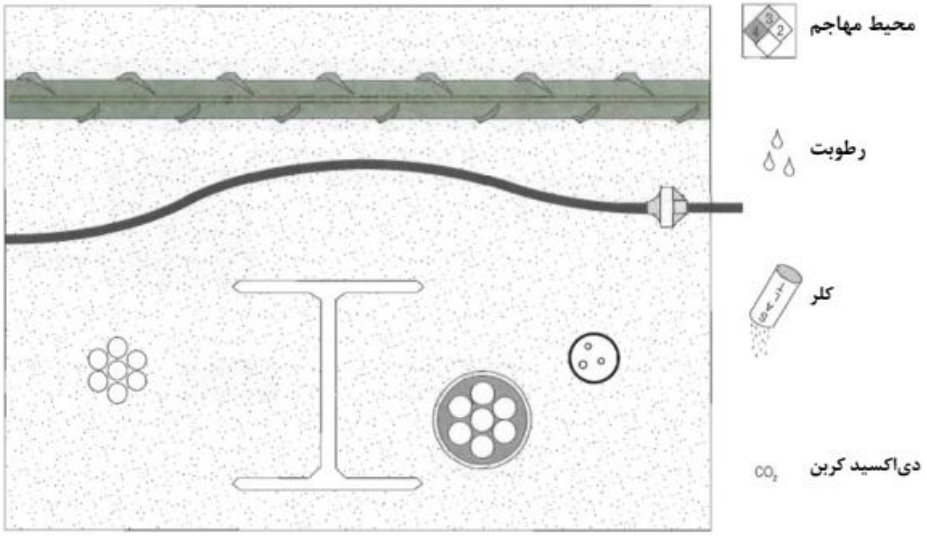


پیش نویس - غیر قابل استناد

شکل ۱-۱۰- روند نمای خرابی‌های ساختمان بتنی

خوردگی (زنگ‌زدگی) فولادهای مدفون در بتن

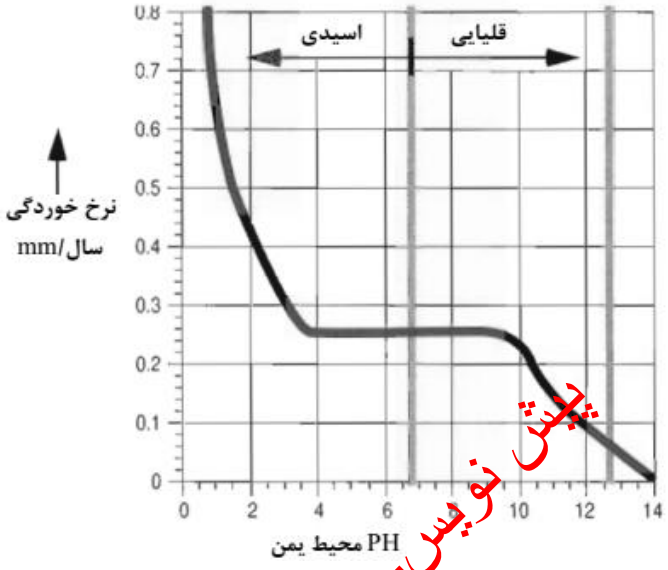
در شکل ۱-۱۱ مکانیسم خوردگی فولاد در داخل بتن نشان داده شده است.



شکل ۱-۱۱- خوردگی فولادهای مدفون در بتن

علت خوردگی

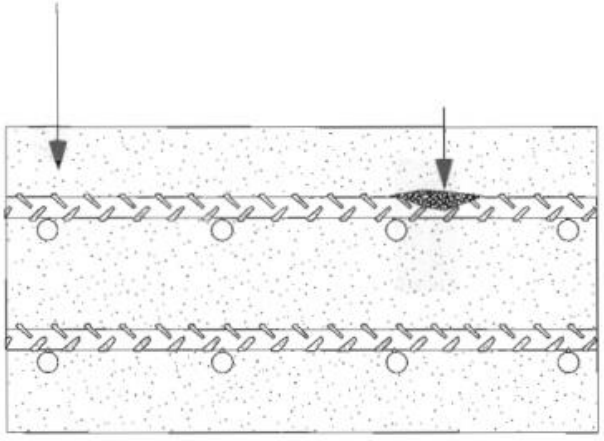
محیط بتن قلیایی است که عامل بازدارندگی خوردگی است. اگر این محیط اسیدی شود، نرخ خوردگی افزایش می‌یابد.



شکل ۱-۱۲- ارتباط بین PH و نرخ خوردگی

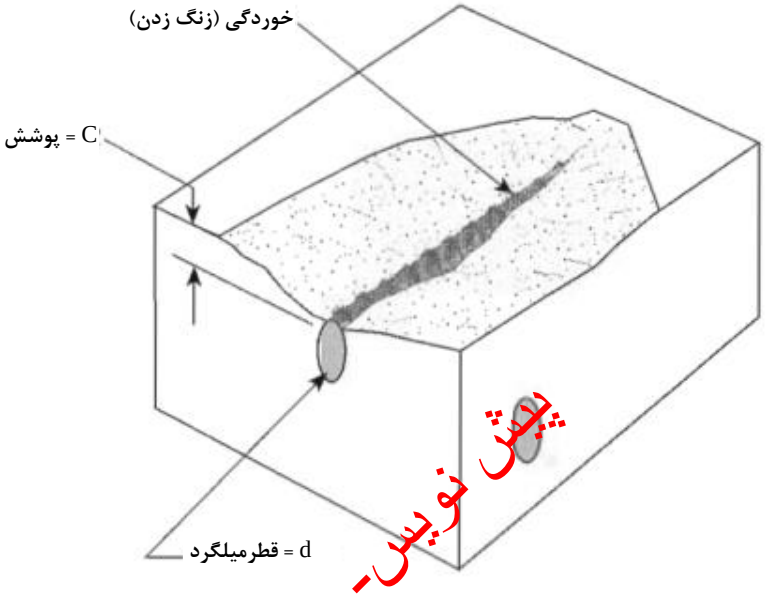
پیش نویس- غیر قابل استناد

عوامل تشدید خوردگی	عوامل بازدارنده‌ی خوردگی
اکسیژن	بتن با کیفیت
آب	PH زیاد (قلیایی)
جریان الکتریکی سرگردن	محافظت سطحی بتن
محیط شیمیایی مهاجم	محافظت سطحی فولاد
آرماتور	
PH کم (اسیدی)	
نفوذ ین کلرید	



شکل ۱-۱۳- نفوذ ین کلر و دی‌اکسید کربن به پوشش روی میلگرد

ترک‌ها و پکیدگی (پوسته شدن) ناشی از خوردگی (زنگ زدن) میلگرد



پیش نویس - غیرقابل استناد

درصد خوردگی که باعث ترک می‌شود.	قطر میلگرد	پوشش	نسبت $\frac{C}{d}$
4%	12	90	7
1%	12	40	3

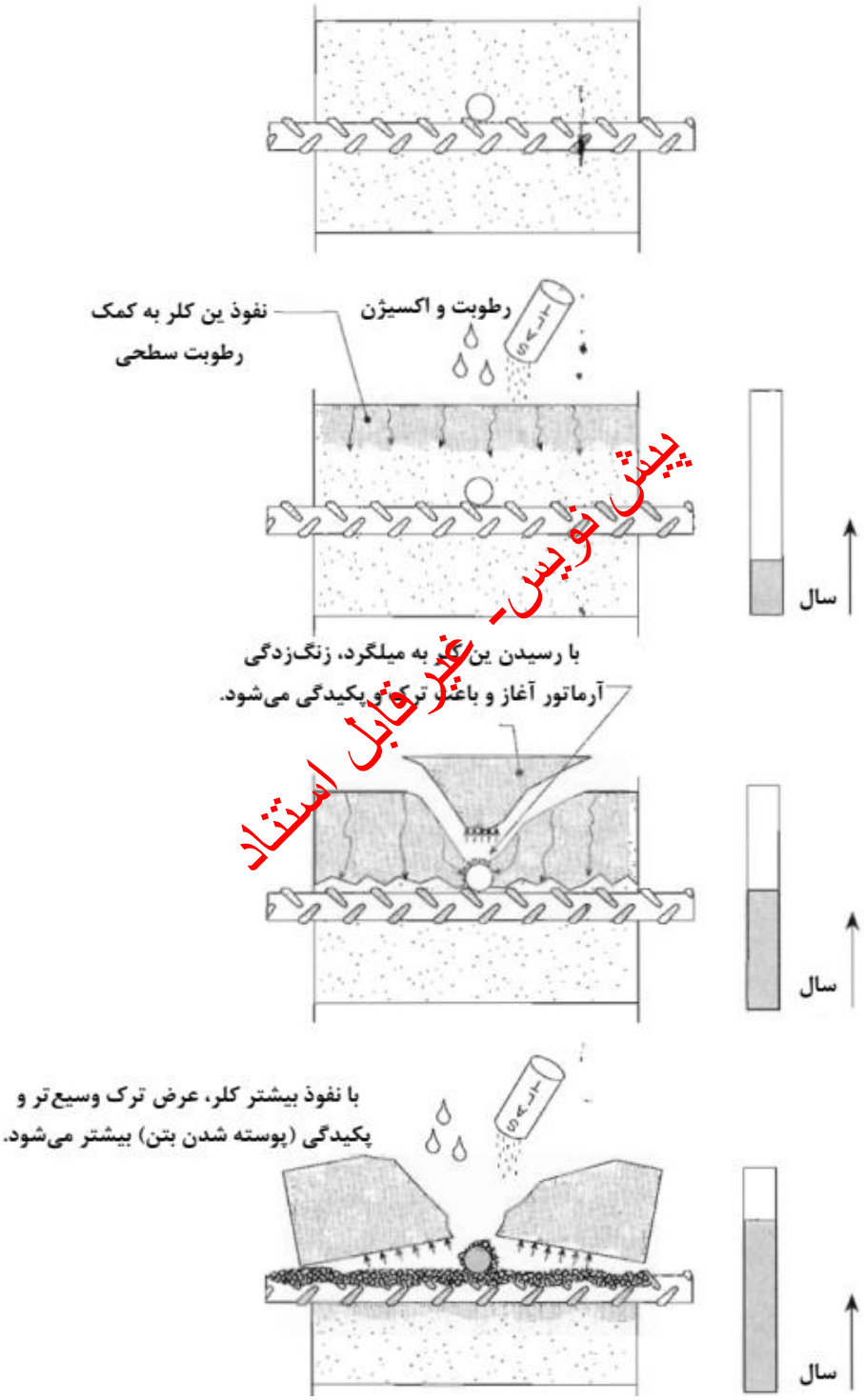
شکل ۱-۱۴- پکیدگی پوشش بتنی به علت افزایش حجم زنگ فولاد

کاهش سطح مقطع و ظرفیت میلگرد



شکل ۱-۱۵- کاهش سطح مقطع میلگرد به علت زنگ‌زدن داخل بتن

نفوذ ین کلر



پیش نویس - غیرقابل استناد

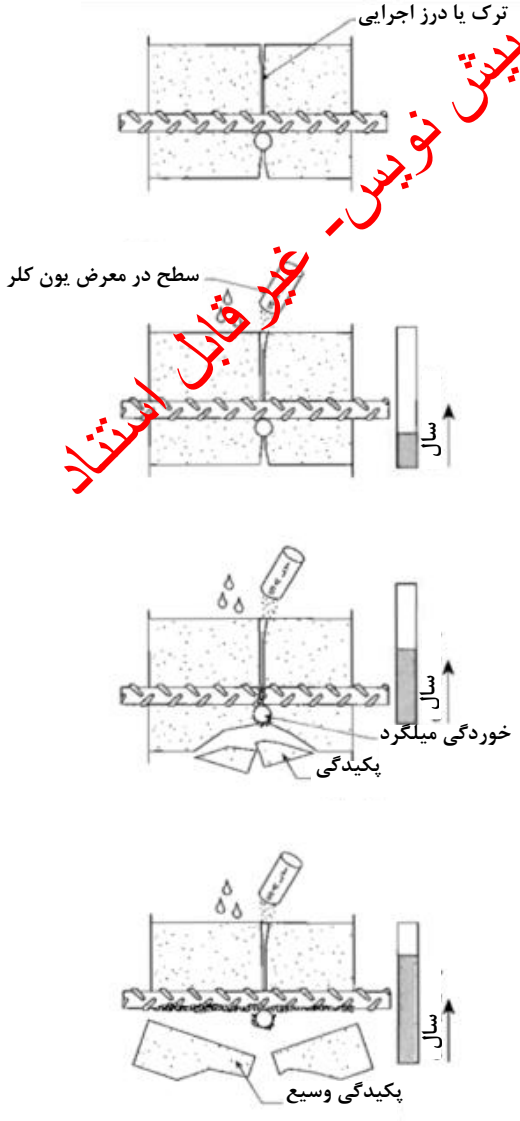
شکل ۱-۱۶- فرآیند نفوذ ین کلر و زنگ زدن فولاد

اثر ترک بر نفوذ ین کلرید

وجود ترک و درز اجرایی باعث تسریع نفوذ ین کلر به سطح میلگرد می‌شود. آیین‌نامه حداکثر عرض ترک را مطابق جدول و شکل زیر پیشنهاد می‌کند.

عرض ترک به میلیمتر	شرایط محیطی
0.4	اعضا در محیط خشک
0.30	مرطوب، رطوبت هوا و خاک
0.18	مواد یخزدا
0.15	ناحیه‌ی جزرومدی و ناحیه‌ی پاششی دریا
0.10	سازه‌های نگهدارنده آب (مخازن)

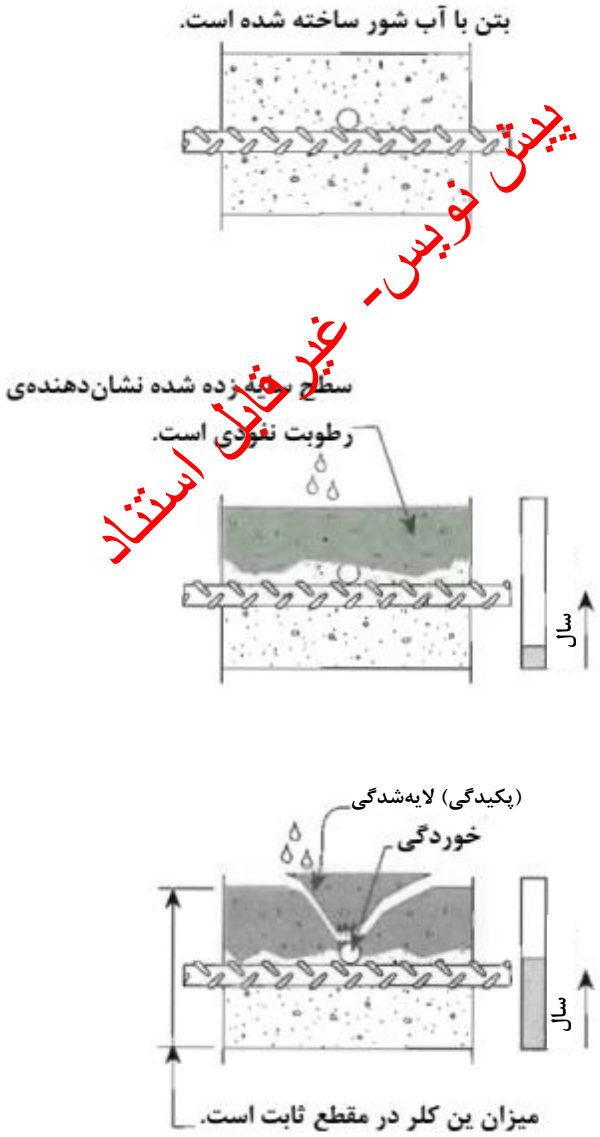
پیش نویس - غیر قابل استناد



شکل ۱-۱۷- اثر ترک بر تشدید نفوذ ین کلر

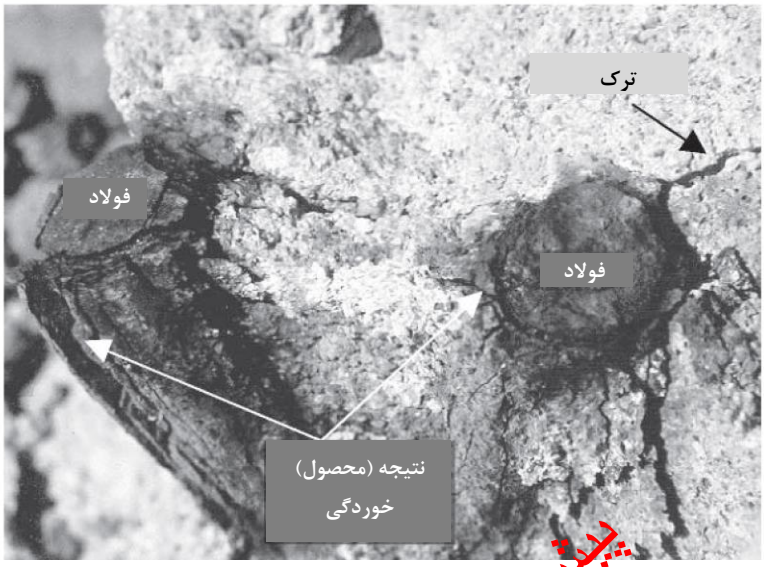
ساخت بتن با آب حاوی کلر محلول (آب شور)

حداکثر درصد کلرید به وزن سیمان	شرایط بهره‌برداری
0.06	بتن پیش‌تنیده
0.10	بتن مسلح معمولی در محیط مرطوب و در معرض ین کلر
0.15	بتن مسلح معمولی در محیط مرطوب و بدون ین کلرید
بدون محدودیت	بتن در محیط خشک و بالای سطح زمین



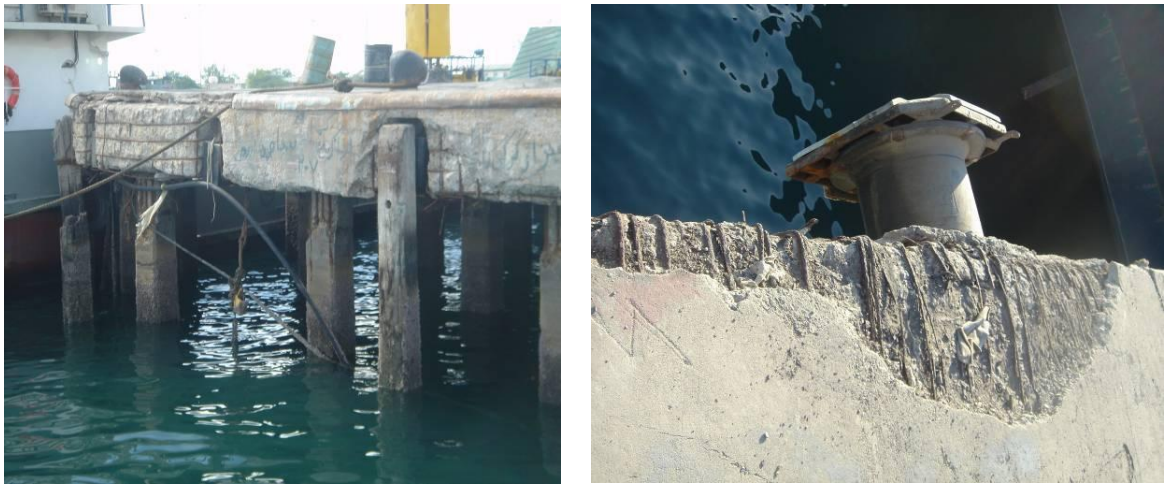
پیش نویس - غیر قابل استناد

شکل ۱-۱۷- ادامه- ساخت بتن با آب حاوی کلر محلول





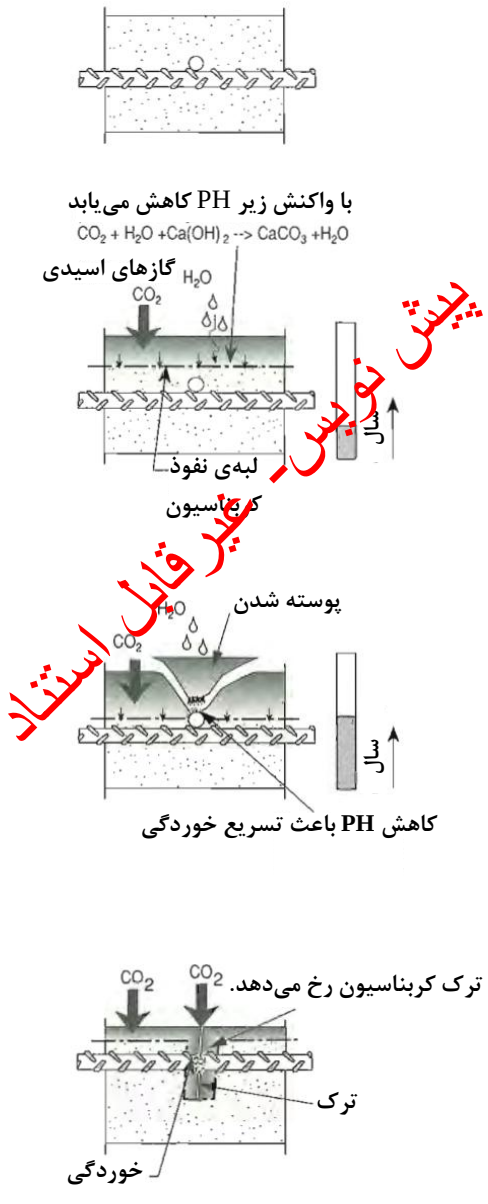
ترک خوردن بتن به دلیل خوردگی آرماتور داخل بتن (حمله یون کلر)



شکل ۱-۱۸- پوسته شدن (پکیدن) پوشش بتن به علت زنگ‌زدگی فولاد در اثر نفوذ ین کلر

کربناسیون

در محیط صنعتی آلوده به دی‌اکسیدکربن (CO_2)، نفوذ CO_2 به داخل بتن باعث خوردگی و زنگ‌زدگی آرماتور و در پی آن وقوع ترک و سپس پکیدگی سطح بتن می‌شود.



پیش نویس - غیر قابل استناد

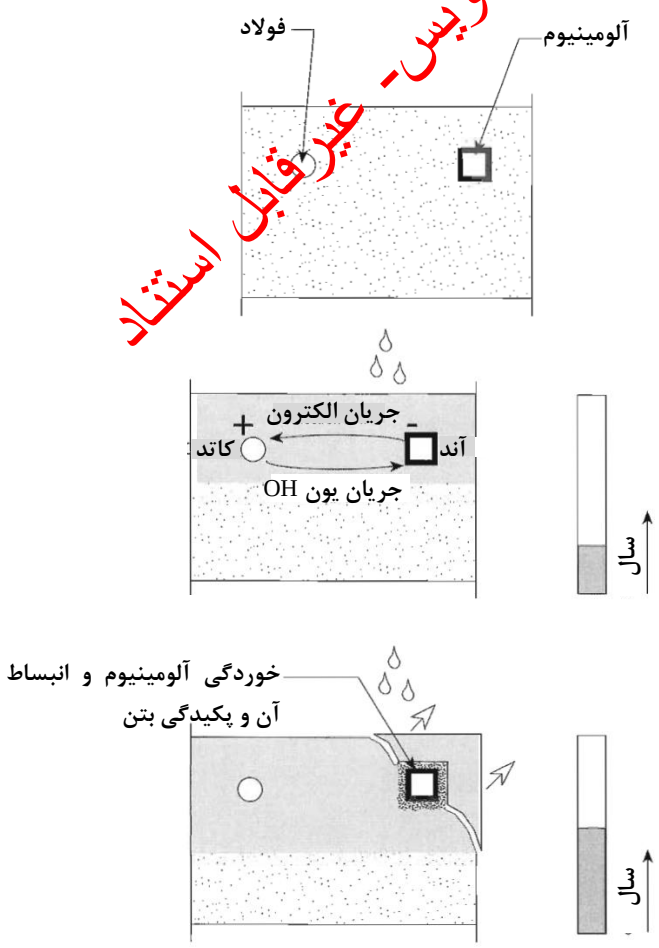
شکل ۱-۱۹- کربناسیون (نفوذ CO2 به پوشش بتنی روی میلگرد)

فلزات مدفون غیرهم‌جنس

بتن مرطوب محیط الکترولیت مناسبی است که در آن دو فلز با درجه‌ی فعالیت متفاوت تشکیل پیل الکتریکی می‌دهند و فلز با فعالیت کمتر خورده می‌شود. مرتبه‌ی فعالیت فلزات به قرار زیر است که روی کمترین فعالیت و طلا بالاترین فعالیت را دارد.

۱- روی
۲- آلومینیوم
۳- فولاد
۴- آهن
۵- نیکل
۶- قلع
۷- سرب
۸- برنج
۹- مس
۱۰- برنز
۱۱-فولاد ضدزنگ (استیل)
۱۲- طلا

پیش نویس - غیر قابل استناد



شکل ۱-۲۰- تاثیر فلزات غیرهمجنس مدفون داخل بتن

مکانیسم متلاشی شدن

عوامل اصلی متلاشی شدن فولاد به قرار زیر می‌باشند:

۱- محیط شیمیایی مهاجم

۲- توالی یخبندان و آب شدن

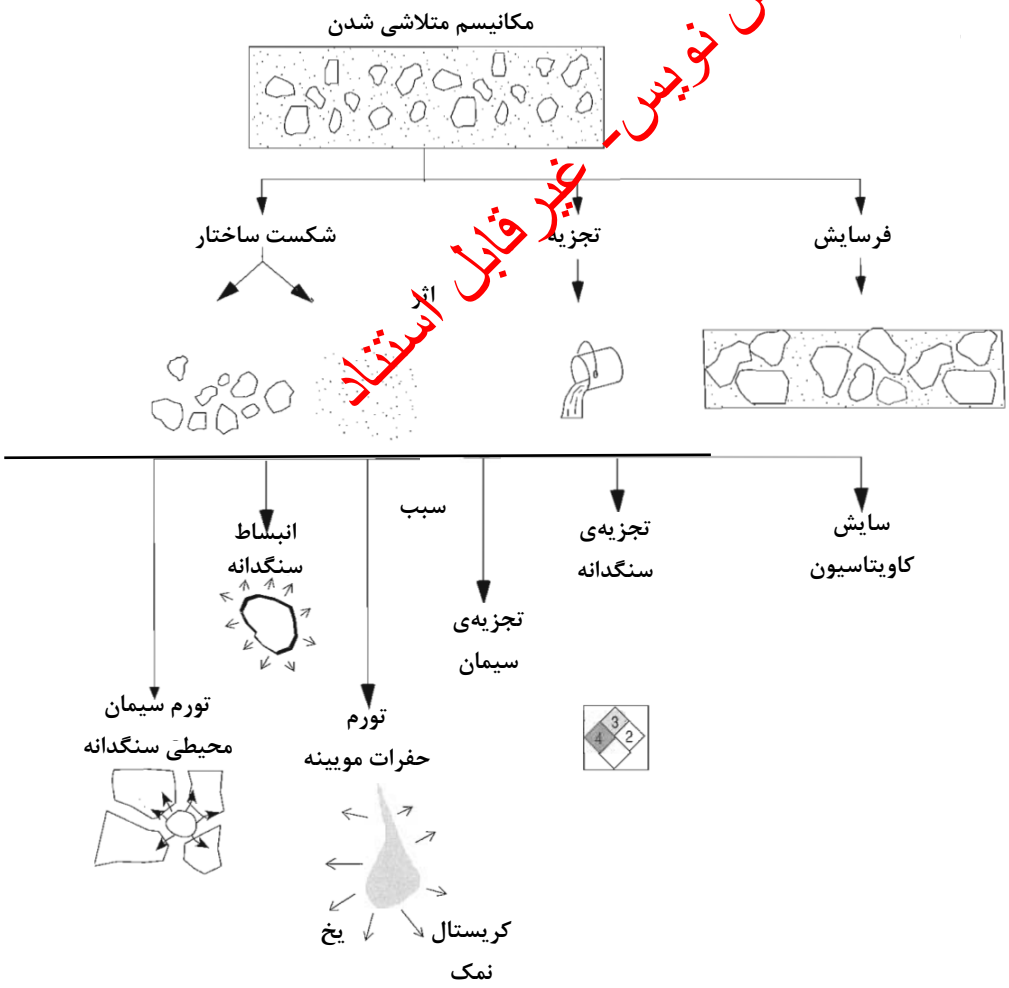
۳- واکنش‌های قلیایی

۴- حملات سولفات

۵- فرسایش- کاویتاسیون

۶- فرسایش- سایش

پیش نویس- غیر قابل استناد



شکل ۱-۲۱- متلاشی شدن ساختار بتن

محیط مهاجم شیمیایی

محیط مهاجم شامل موارد زیر است:

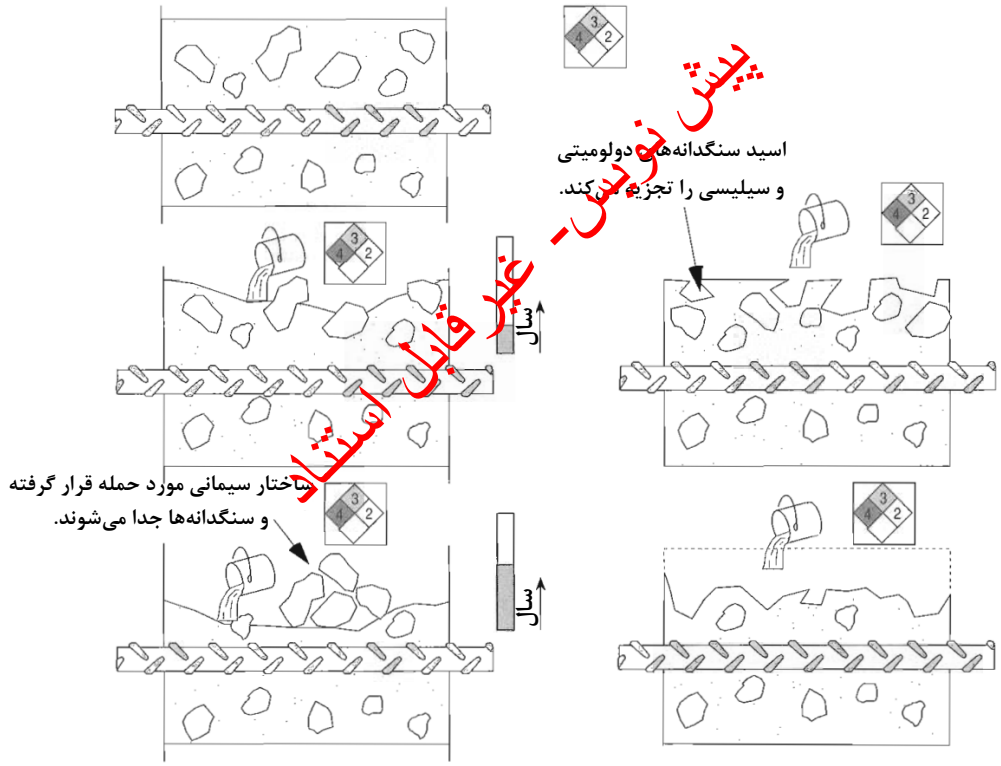
۱- اسیدهای غیرآلی

۲- اسیدهای آلی

۳- محلول‌های قلیایی

۴- محلول‌های نمکی

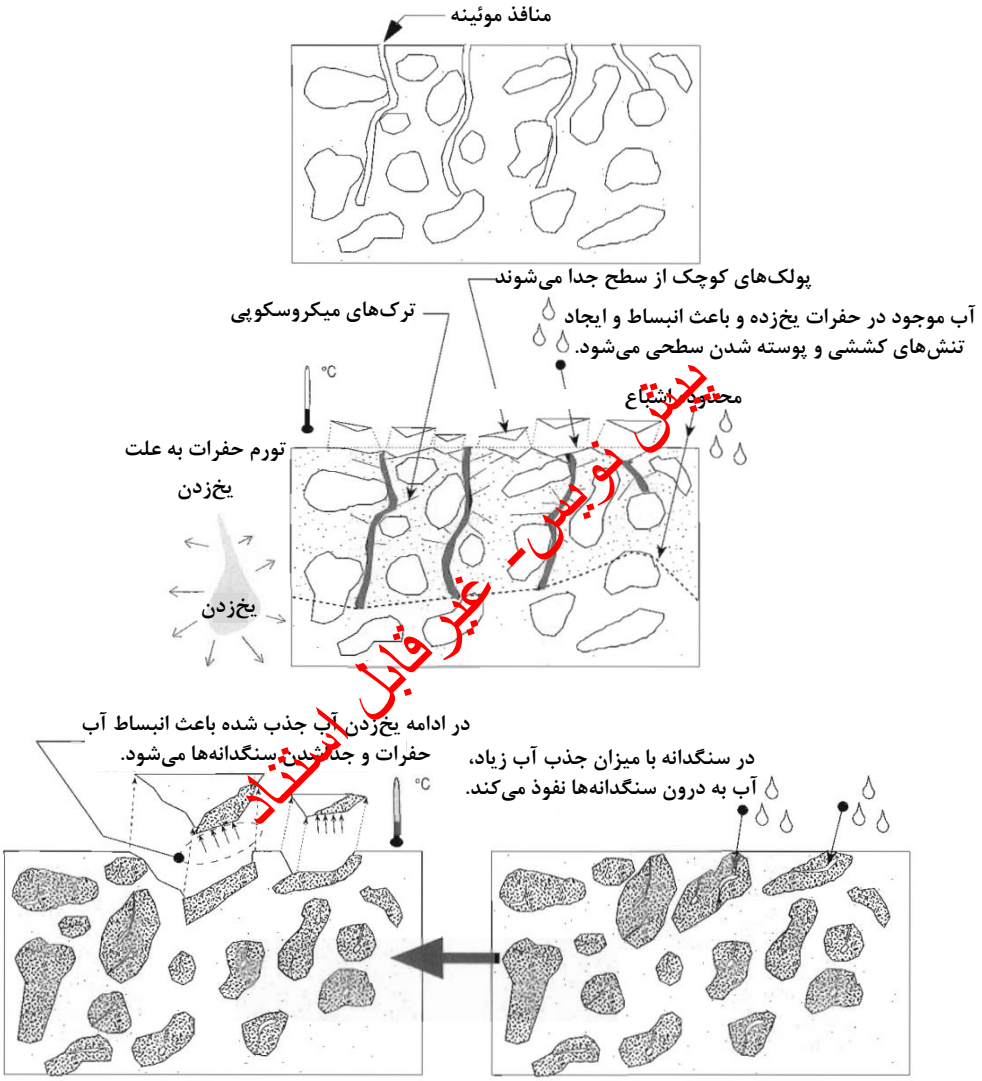
۵- متفرقه



پیش نویس - غیر قابل استناد

شکل ۱-۲۲- اثر محیط‌های مهاجم

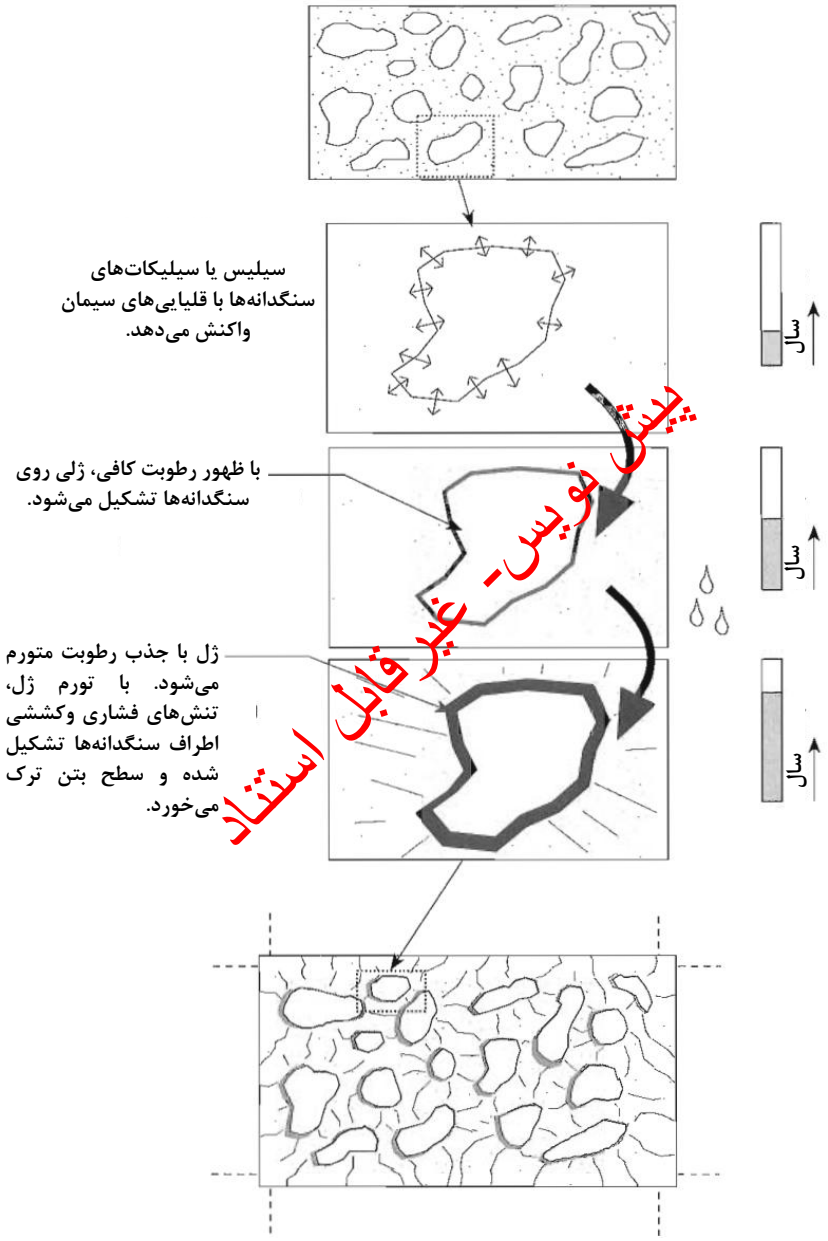
متلاشی شدن در اثر یخ‌زدن و آب شدن



پیش نویس - غیر قابل انتشار

شکل ۱-۲۳- متلاشی شدن در اثر یخ زدن و آب شدن

واکنش‌های قلیایی (سرطان بتن)

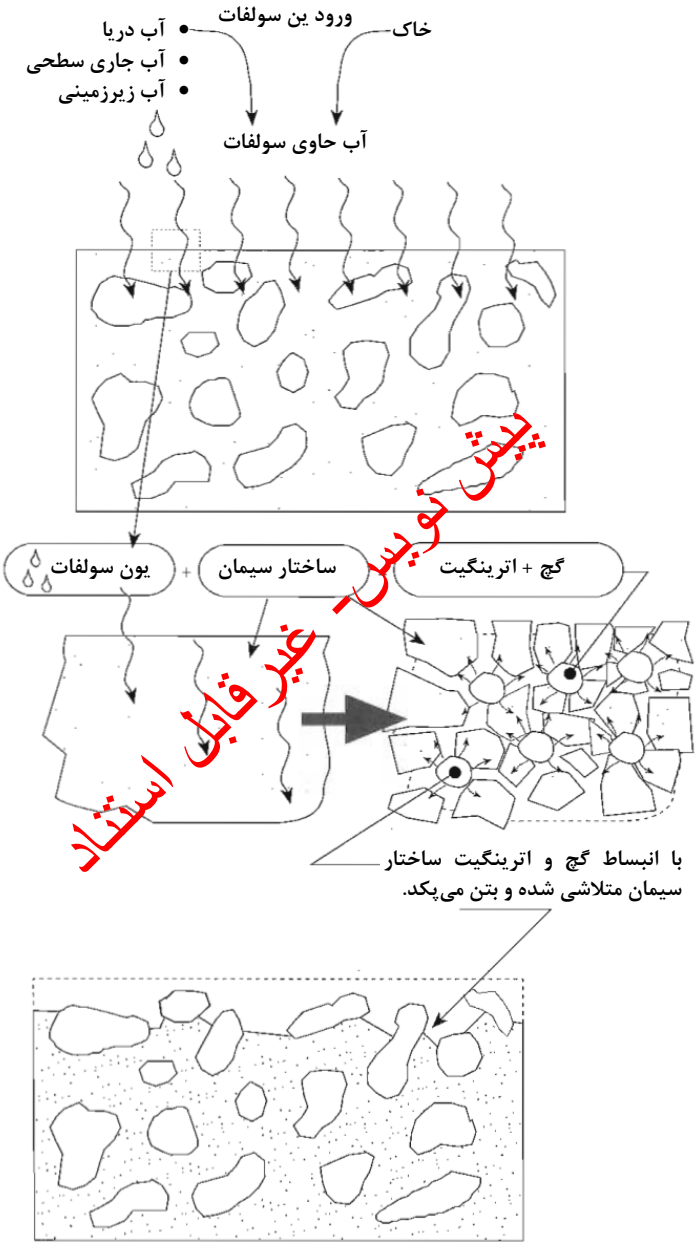


شکل ۱-۲۴- واکنش سنگدانه‌ها با قلیایی سیمان


پیش نویس- غیر قابل استناد

شکل ۱-۲۴- ادامه- ترک‌های ناشی از واکنش‌های قلیایی در بتن (سرطان بتن)

حملات سولفات‌ها

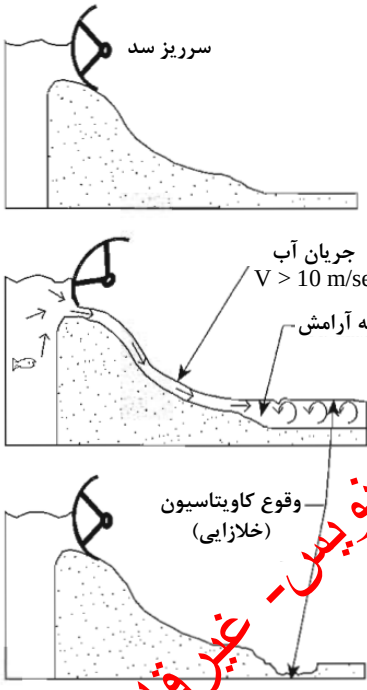


پیش نویس - غیر قابل استناد

شکل ۱-۲۵- حمله سولفات و متلاشی شدن بتن

فرسایش

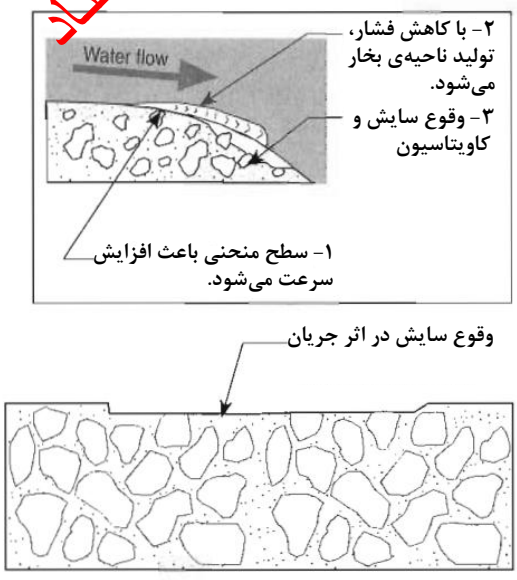
کاویتاسیون (خلازایی)



شکل ۱-۲۶- پدیده کاویتاسیون

پیش نویس- غیر قابل استناد

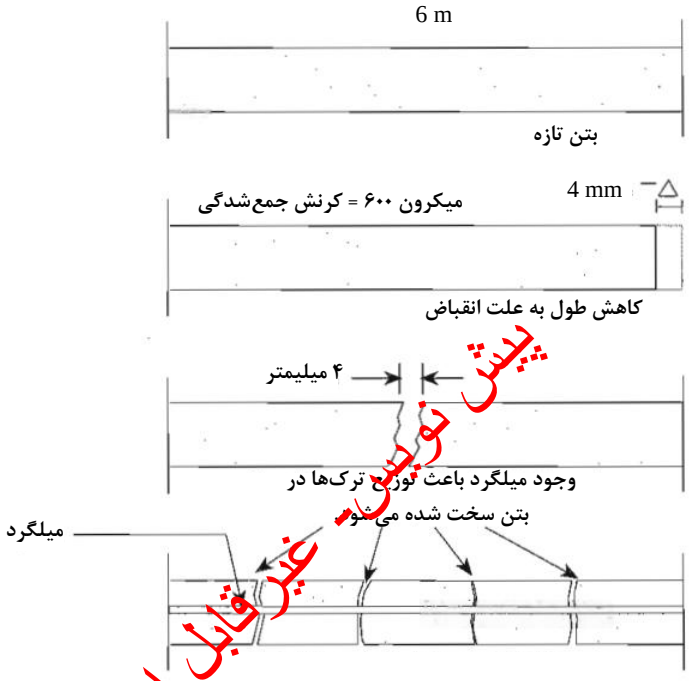
سایش



شکل ۱-۲۷- پدیده‌ی سایش به علت آب با سرعت زیاد

آثار رطوبت

انقباض ناشی از خشک شدن



پیش نویس - غیر قابل استناد

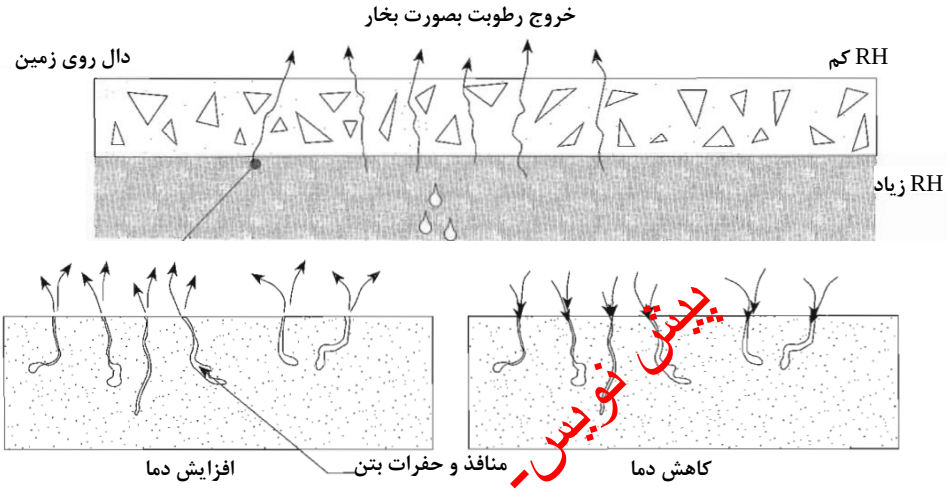
شکل ۱-۲۸- آثار انقباضی در بتن

جدول ۱-۶- عوامل موثر در انقباض

افزایش انقباض	کاهش انقباض	عامل
تیپ ۳	تیپ ۱ و ۲	نوع سیمان
۱۹ میلیمتر	۳۸ میلیمتر	اندازه سنگدانه
ماسه سنگ	کوارتز	نوع سنگدانه
415 kg/m^3	325 kg/m^3	میزان سیمان
۱۵۰ میلیمتر	۷۵ میلیمتر	اسلامپ
۳ روز	۷ روز	عمل‌آوری
۲۹ درجه سلسیوس	۱۶ درجه سلسیوس	دما
کثیف	شسته	حالت سنگدانه

از دست دادن رطوبت (بخار)

با کاهش رطوبت محیط، بتن رطوبت درونی خود را از دست می‌دهد و با افزایش رطوبت محیط، بتن جذب رطوبت می‌کند.

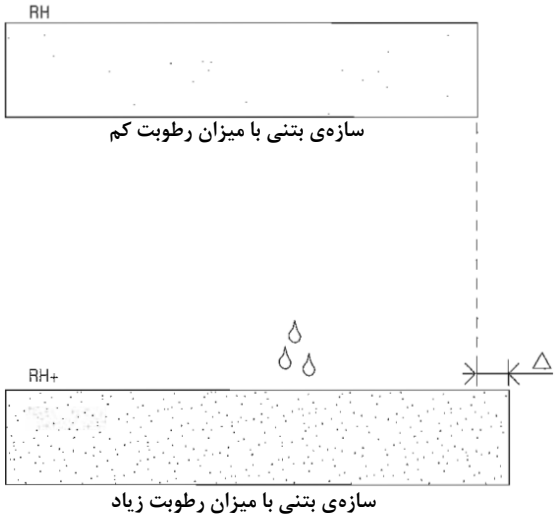


شکل ۱-۲۹- کار انتقال رطوبت

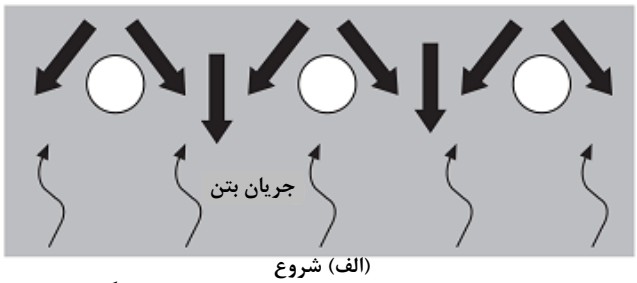
پیش نویس - غیر قابل استناد

میزان رطوبت- تغییرات حجمی

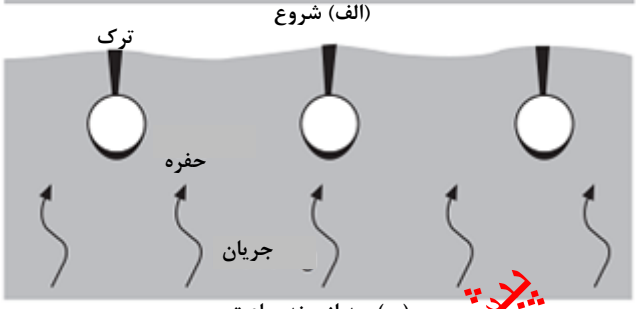
حجم بتن با جذب رطوبت افزایش (فصل تابستان مرطوب) و با از دست دادن رطوبت کاهش پیدا می‌کند. توالی و تکرار این تغییرات می‌تواند باعث آسیب و ترک‌خوردگی بتن شود.



شکل ۱-۳۰- میزان رطوبت و تغییرات حجمی



(الف) شروع



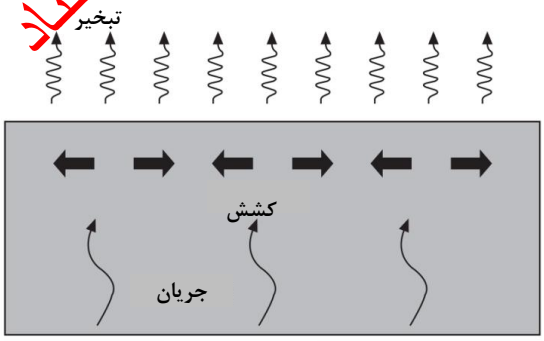
(ب) بعد از چند ساعت



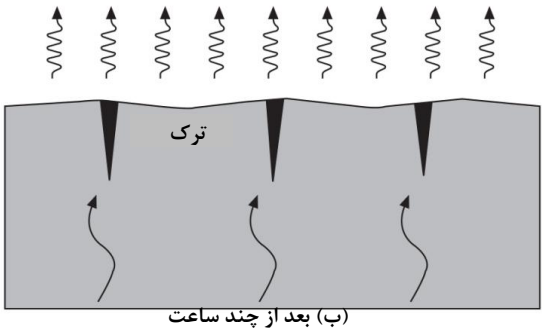
(پ) ترک پنجه غازی (Crazing Crack)

شکل ۱-۳۱- مکانیسم وقوع ترک پلاستیک نشست

پیش نویس - غیر قابل استناد

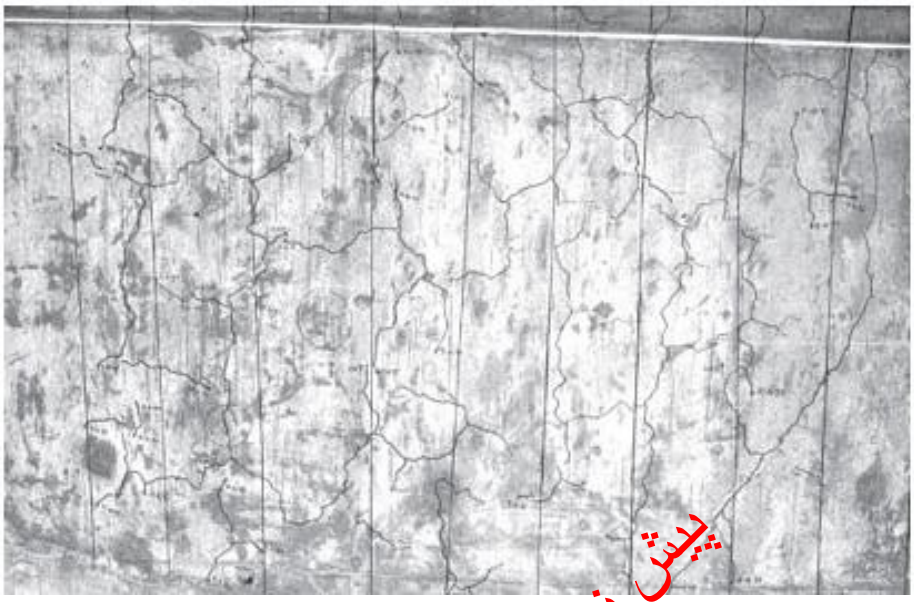


(الف) شروع



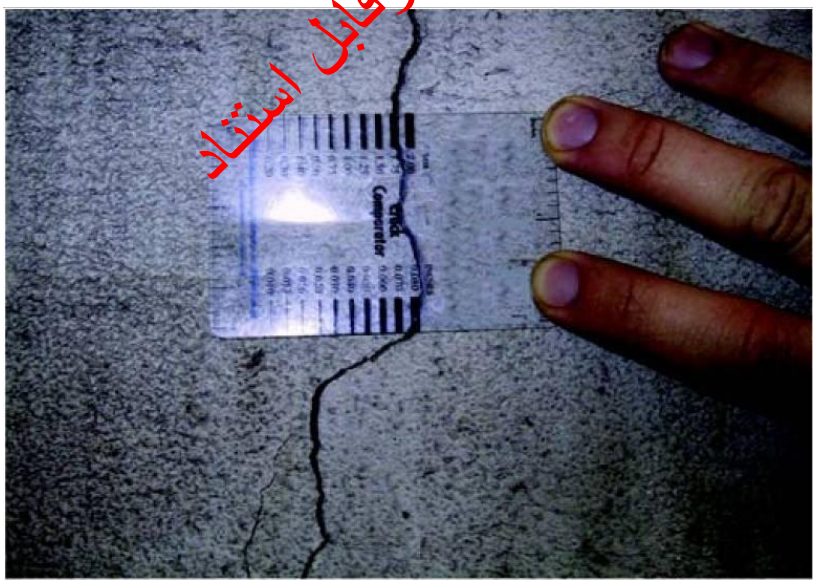
(ب) بعد از چند ساعت

شکل ۱-۳۲- مکانیسم وقوع ترک پلاستیک جمع‌شدگی



شکل ۱-۳۳- ترک‌های جمع‌شدگی ناشی از خشک شدن در سطح دیوار. خطوط قائم نشان‌دهنده امتداد قائم میلگردهاست.

پیش نویس- غیر قابل استناد



شکل ۱-۳۴- نحوه اندازه‌گیری عرض ترک در بتن

۱-۳-۴- انواع ترک در اعضای بتن مسلح

وجود ترک‌ها و نواقص در بتن می‌تواند بر رفتار سازه‌ای و دوام یک عضو بتنی موثر باشد. این ترک‌ها می‌توانند ظرفیت برشی یک عضو را کاهش داده ویا باعث ایجاد مسیری برای نفوذ رطوبت، اکسیژن، دی‌اکسید کربن و کلر به داخل بتن شده و باعث ایجاد خوردگی در آرماتور شود.

ترک‌های مختلفی در سنین مختلف بتن ممکن است ایجاد شود. داشتن اطلاعات کافی در مورد زمان وقوع هرنوع ترک به همراه شناسایی شکل ترک‌ها می‌تواند کمک زیادی در تشخیص دلایل وقوع آنها نماید.

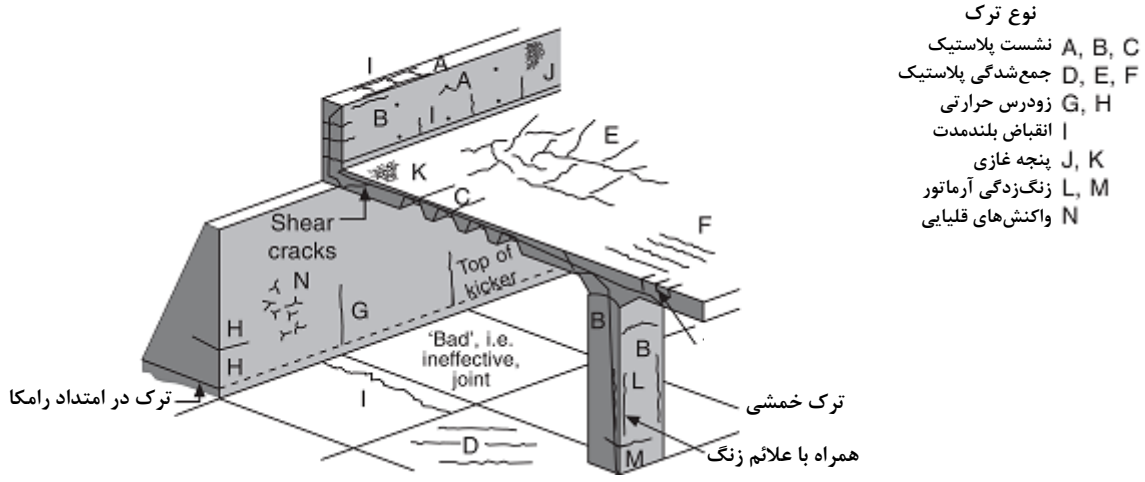
در جدول ۱-۷ اطلاعاتی در مورد زمان وقوع برخی ترک‌ها آورده شده است.

جدول ۱-۷- زمان متداول وقوع برخی از انواع ترک‌ها

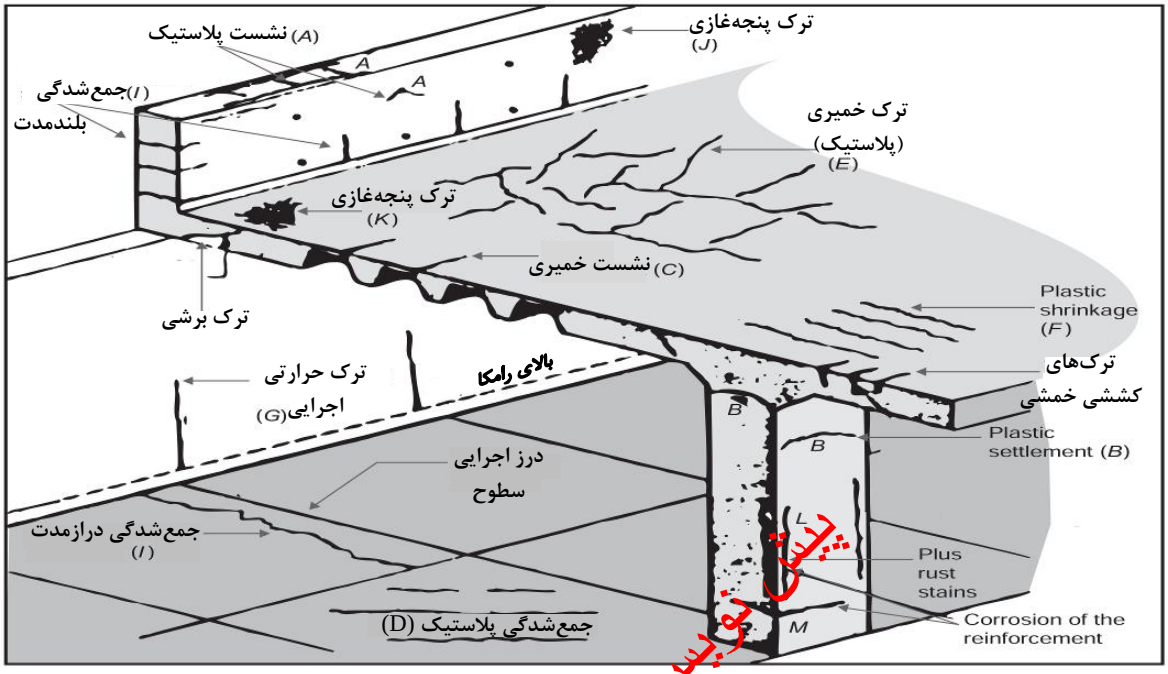
زمان متداول مشاهده	نقص
۱۰ دقیقه تا ۳ ساعت	ترک‌های نشست پلاستیک
۳۰ دقیقه تا ۶ ساعت	ترک‌های جمع‌شدگی پلاستیک
یک تا هفت روز (برخی موارد طولانی‌تر)	ترک پنجه غازی
یک روز تا دو یا سه هفته	ترک‌های زودرس حرارتی
چندین هفته یا ماه	ترک‌های انقباضی (جمع‌شدگی) بلندمدت

پیش نویس - غیر قابل استناد

در شکل ۱-۳۵ و ۱-۳۶ انواعی از متداول‌ترین ترک‌هایی که امکان وقوع آن در یک سازه بتنی وجود دارد، نمایش داده شده است.



شکل ۱-۳۵- برخی از ترک‌های متداول در یک سازه بتنی

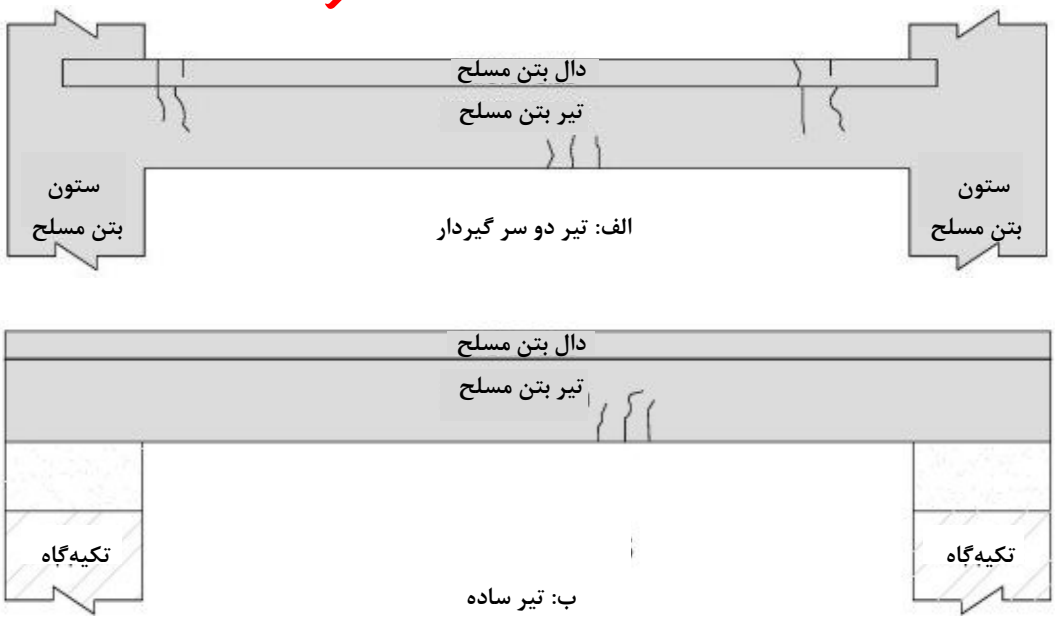


شکل ۱-۳۶- برخی از ترک‌های متداول در سازه بتنی

پیش نویس غیر قابل استناد

۱-۳-۵- انواع ترک در تیرهای بتن‌مسلح

بنا به دلایل مختلف در تیرهای بتن مسلح ترک رخ می‌دهد که تشخیص آنها از یکدیگر در مرحله‌ی آسیب‌شناسی ضروری است. در شکل‌هایی که به دنبال می‌آیند، شرح تصویری ترک‌ها ارائه شده است:

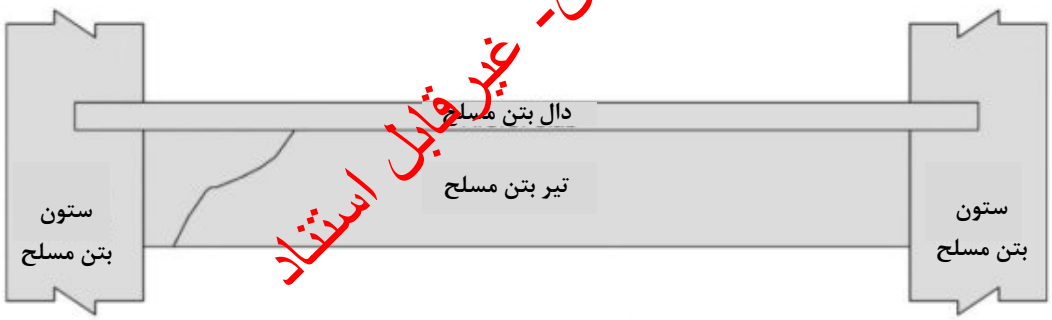


شکل ۱-۳۷- ترک خمشی به علت بار بیش از حد. محل محتمل ترک در محل لنگر خمشی حداکثر است و در سمت کشش عرض ترک بزرگتر است و در محل تار خنثی به صفر می‌رسد.

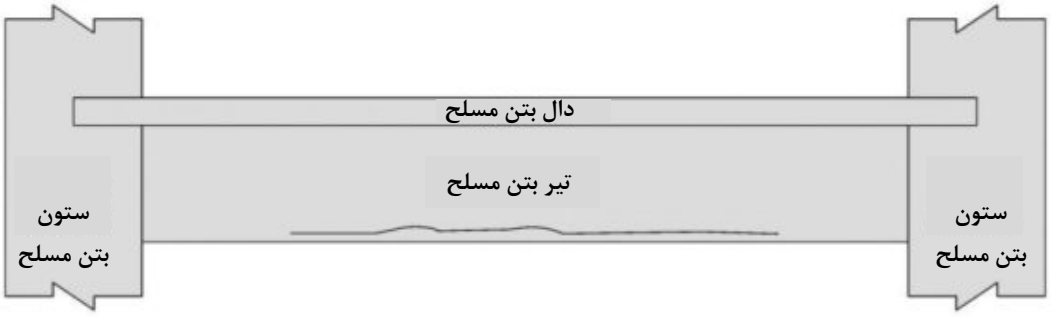


شکل ۱-۳۸- ترک برشی با وقوع ترک قطری در نزدیکی تکیه‌گاه‌ها

پیش نویس - غیر قابل استناد



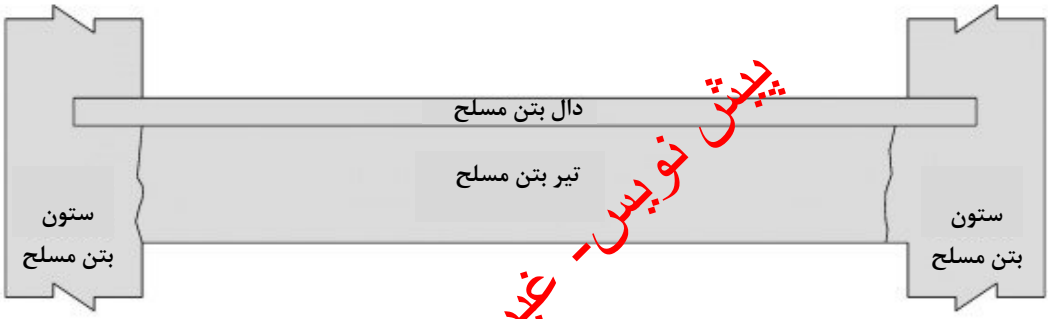
شکل ۱-۳۹- ترک پیچشی در محل پیچش حداکثر به صورت قطری و در تمام محیط



شکل ۱-۴۰- ترک پکیدگی در امتداد میلگردهای کششی به علت لغزش در محل وصله‌ها. اگر در امتداد ترک‌ها رنگ زنگ‌زدگی مشاهده شود به علت زنگ‌زدن میلگرد در اثر نفوذ یون کلر می‌تواند باشد.



شکل ۱-۴۱- الف- ترک‌های جمع‌شدگی در وضعیت پلاستیک بتن



شکل ۱-۴۱- ب- ترک لغزشی در تیر در دو انتهای آن به‌علت ضربه و تکان در وضعیت بتن پلاستیک

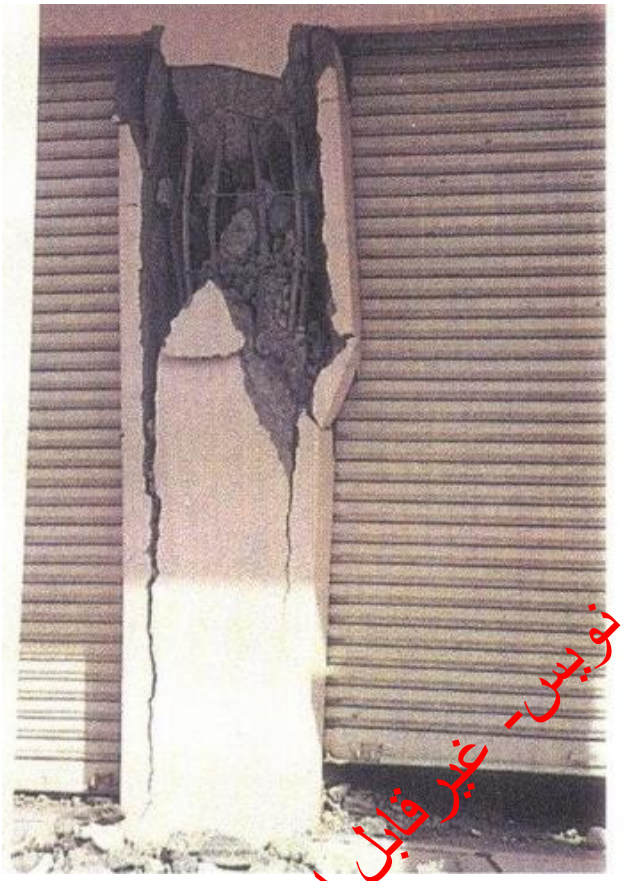
پیش نویس- غیر قابل استناد

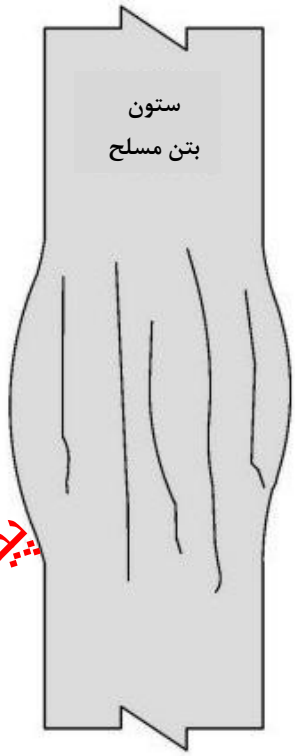


شکل ۱-۴۲- ترک‌های کششی در تیرهای رابط به علت جمع‌شدگی یا کاهش دما وقتی دو سر تیر گیرداری داشته باشد که ایجاد نیروی کششی در تیر می‌نماید.

۱-۳-۶- ترک در ستون‌های بتن مسلح

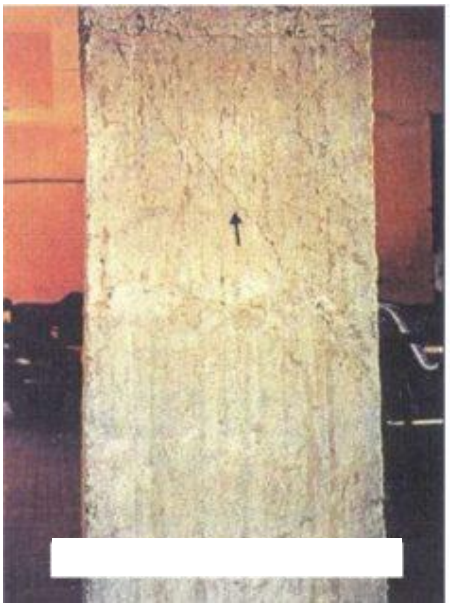
در اشکالی که به دنبال می‌آیند، انواع ترک محتمل در ستون‌های بتن مسلح نشان داده شده‌اند.





پیش نویس- غیر قابل استناد

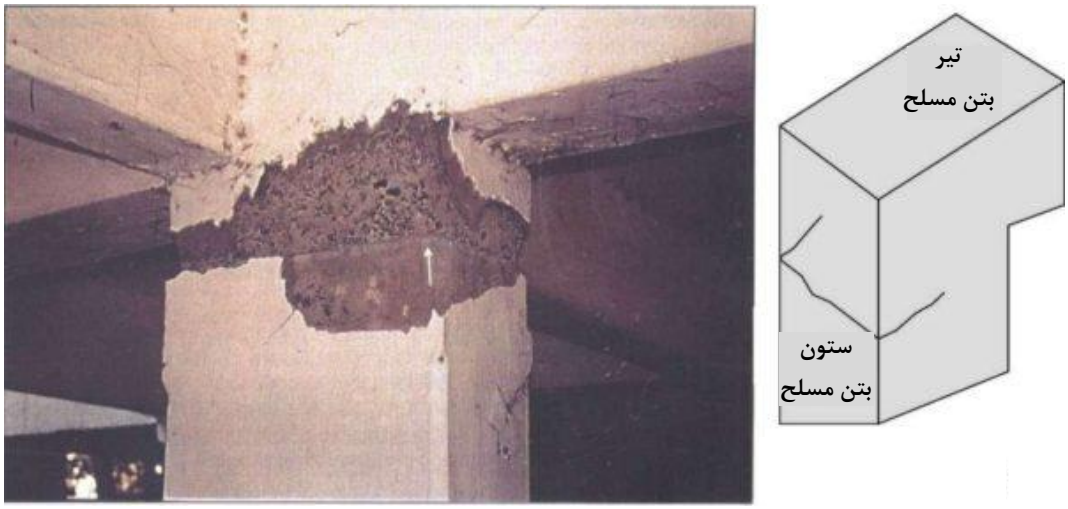
شکل ۱-۴۳- ترک پکیدگی در امتداد میلگردهای قائم ستون وقتی که بار ستون به حالت نهایی نزدیک شده و به علت فاصله‌ی زیاد خاموت‌ها، میلگردهای قائم کمانش می‌کنند







شکل ۱-۴۴- ترک قطری در ستون به علت عدم ظرفیت باربری کامل و عدم کافی بودن آرماتورهای قائم (طولی ستون)



شکل ۱-۴۵- ترک افقی در محل اتصال تیر به ستون- علت عدم مقاومت خمشی کافی ستون- آرایش غلط میلگردها



پیش نویس- غیر قابل استناد

شکل ۱-۴۶- ترک طولی در امتداد میلگردهای قائم. علت عدم کفایت چسبندگی بین میلگرد و بتن- اگر در داخل ترک زنگ آهن مشاهده شود، علت می‌تواند حمله ین کلر باشد- شروع احتمالی کمانش میلگرد طولی به علت عدم کفایت مقاومت محوری

۱-۳-۷- رده‌بندی خرابی‌های ساختمان‌های بتن مسلح

رده‌بندی خرابی‌های فونداسیون

خرابی‌های فونداسیون ناشی از دو عامل نشست و دوران می‌باشد. در جدول ۱-۸ رده‌بندی خسارت فونداسیون براساس این دو عامل ماتریسی ارائه شده است. در خسارات سنگین، فونداسیون می‌تواند سبب خسارت به سازه‌ی اصلی نیز گردد.

به هر حال فونداسیون باید مطابق جزییات ارائه شده در فصل دوم مورد تعمیر اساسی قرار گیرد تا از خسارت‌های احتمالی در زلزله‌های آتی جلوگیری به عمل آید.

جدول ۱-۸- رده‌بندی خسارت‌های فونداسیون

ب) فونداسیون‌های سطحی

دوران	θ (rad)	نشست S (m) 0.05	0.1	0.3
1/150		بدون خسارت	خسارت کم	*
1/75		خسارت‌کم	خسارت متوسط	*
1/30		خسارت‌متوسط	خسارت متوسط	خسارت زیاد
		خسارت زیاد	خسارت زیاد	خسارت زیاد

الف) فونداسیون شمعی

دوران	θ (rad)	نشست S (m) 0	0.1	0.3
1/300		بدون خسارت	خسارت‌کم	خسارت متوسط	*
1/150		خسارت‌کم	خسارت‌متوسط	خسارت متوسط	خسارت زیاد
1/75		خسارت‌متوسط	خسارت‌متوسط	خسارت زیاد	خسارت زیاد
		خسارت زیاد	خسارت زیاد	خسارت زیاد	خسارت زیاد

رده‌بندی خرابی‌های ستون و دیوارهای برشی

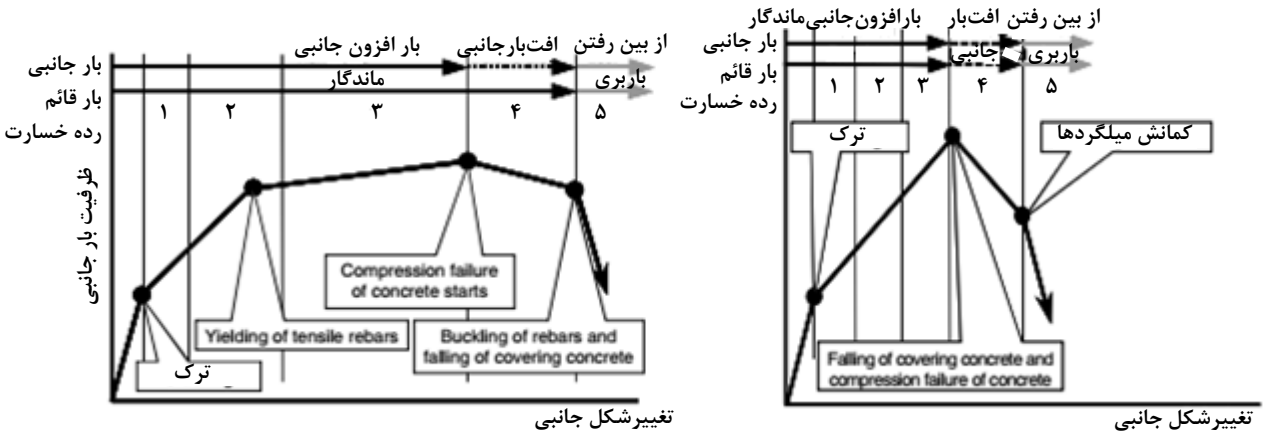
در جدول ۱-۹ رده‌بندی خرابی‌های ستون‌ها و دیوارهای برشی و در شکل ۱-۴۷ محل این خرابی‌ها در نمودار بار افزون و در شکل ۱-۴۸ شرح تصویری خرابی‌های ستون‌ها و دیوارهای برشی ارائه شده است.

پیش نویس غیرقابل استناد

جدول ۱-۹- رده‌بندی خسارت ستون‌ها و دیوارهای برشی

رده خسارت	توصیف خسارت
۱	ترک‌های نازک قابل مشاهده برروی سطح بتن (عرض ترک کمتر از ۰/۲ میلی‌متر)
۲	ترک‌های قابل مشاهده در سطح بتن (عرض ترک بین ۰/۲ تا ۱ میلیمتر)
۳	ترک‌ها با عرض قابل توجه (بین ۱ تا ۲ میلیمتر) و پکیدگی موضعی در پوشش بتن
۴	ترک‌ها با عرض بیش از ۲ میلیمتر. پکیدگی قابل توجه بتن همراه با پکیدگی پوشش بتن و نمایان شدن میلگردها
۵	کمانش میلگردهای ستون، ترک در مغز بتن، تغییرشکل قائم و جانبی مشهود ستون و دیوار، نشست مشهود، کج‌شدگی

* روش‌های ترمیم در قسمت‌های بعد ارائه خواهد شد. لیکن روش جاری برای رده ۲، روکش FRP و برای رده ۳ و ۴ روکش فولادی و بتنی است. رده ۵ نیاز به تدابیر خاص دارد و رده خسارت ۱ در حد ترمیم ترک است.



(الف) اعضای شکل‌پذیر (ب) اعضای غیرشکل‌پذیر

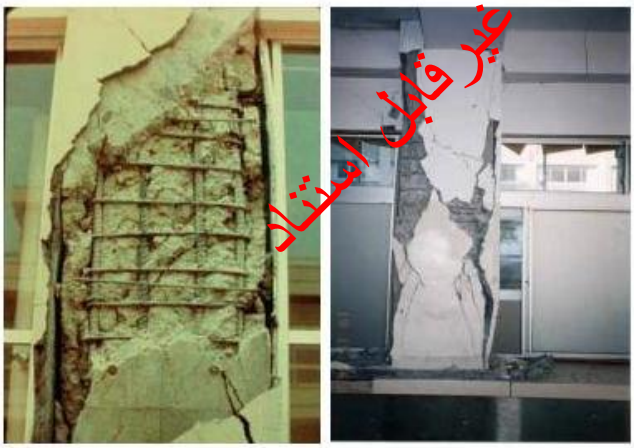
شکل ۱-۴۷- طبقه‌بندی خسارت در نمودار تحلیل بار افزون جانبی (پوش‌آور)

رده خسارت تیرها

برای تیرها نیز می‌توان طبقه‌بندی نظیر ستون‌ها متصور بود، لیکن معمولاً در خرابی قاب‌های ساختمانی بتن‌مسلح، ستون‌ها نقش اصلی را دارند و تیرها غالباً دچار خرابی نمی‌شوند. در طبقه‌بندی خسارت قاب‌های ساختمانی بتن‌مسلح، تیرها مورد توجه قرار نمی‌گیرد.



رده‌ی ۳



رده‌ی ۴



رده‌ی ۵

شکل ۱-۴۸- شرح تصویری رده‌بندی خسارت در ستون‌ها و دیوارهای برشی

پیش نویس - غیر قابل استناد

۱-۳-۸- ضریب کاهش ظرفیت لرزه‌ای η

ضریب کاهش ظرفیت لرزه‌ای η از رابطه‌ی زیر حاصل می‌شود (شکل ۱-۴۹).

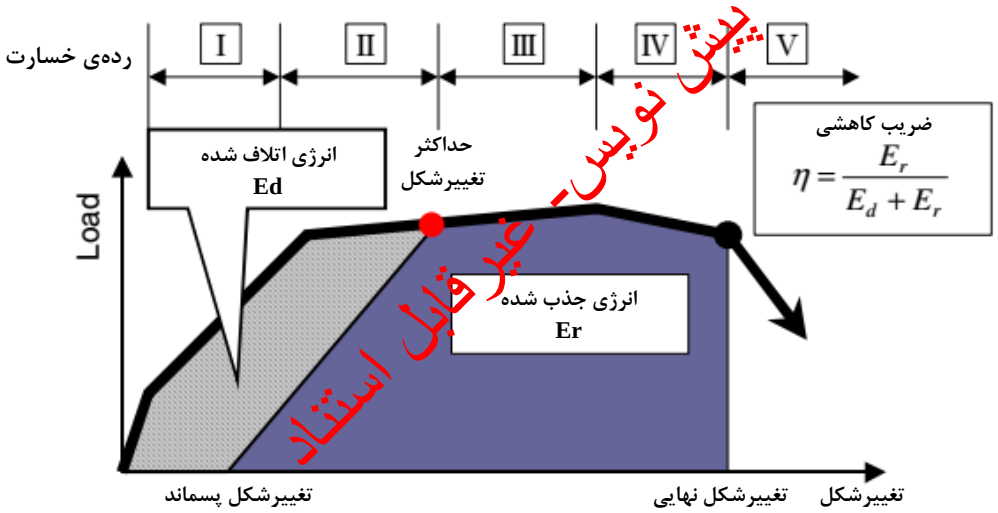
$$\eta = \frac{E_r}{E_d + E_r} \qquad (۱-۱)$$

که در آن:

E_d = انرژی اتلاف شده در رفتار ارتجاعی

E_r = انرژی جذب شده در رفتار فراارتجاعی.

مقادیر توصیه شده برای η در جدول ۱-۱۰ برحسب رده خسارت در ستون‌ها و دیوارهای شکل‌پذیر و غیرشکل‌پذیر ارائه شده است.

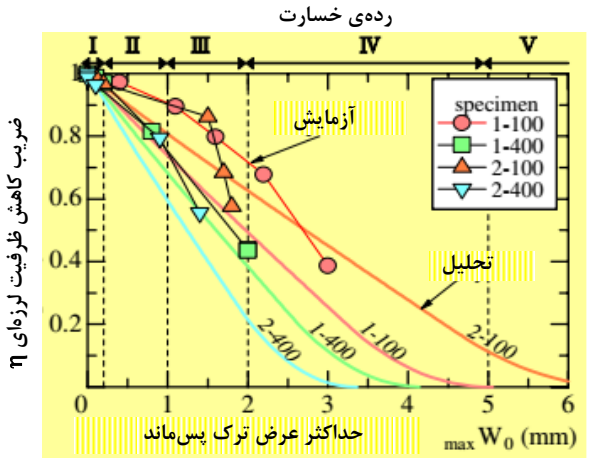


شکل ۱-۴۹- مفهوم ضریب کاهش ظرفیت لرزه‌ای η

جدول ۱-۱۰- ضریب کاهش ظرفیت لرزه‌ای η

رده خسارت	ستون ترد	ستون شکل‌پذیر	دیوار بدون ستون مرزی	ستون با دیوار	دیوار با ستون مرزی
1	0.95	0.95	0.95	0.95	0.95
2	0.60	0.75	0.60	0.60	0.60
3	0.30	0.50	0.30	0.30	0.30
4	0	0.10	0	0	0
5	0	0	0	0	0

برای مشاهده تعریف مقاطع به جدول ۱-۱۱ مراجعه شود.



شکل ۱-۵۰- ضریب کاهش ظرفیت لرزه‌ای η حاصل از نتایج آزمایشگاهی

ضریب ظرفیت پسماند لرزه‌ای R

ضریب ظرفیت پسماند R از رابطه‌ی تجربی ۲-۱ محاسبه می‌شود. از این ضریب می‌توان برای تخمینی از تصمیم‌گیری در مورد نحوه‌ی تقویت ساختمان‌های بتن‌آرمه استفاده نمود.

$$R = \frac{\sum_{j=0}^{5} A_j}{A_{org}} \times 100 \qquad (۲-۱)$$

$$A_0 = S_0 + M_0 + W_0 + 2CW_0 + 6CWC_0$$
$$A_1 = 0.95S_1 + 0.95M_1 + 0.95W_1 + 1.9CW_1 + 5.7CWC_1$$
$$A_2 = 0.6S_2 + 0.75M_2 + 0.6W_2 + 1.2CW_2 + 3.6CWC_2$$
$$A_3 = 0.3S_3 + 0.5M_3 + 0.3W_3 + 0.6CW_3 + 1.8CWC_3$$
$$A_4 = 0.1M_4$$
$$A_5 = 0$$
$$A_{org} = S_{sum} + M_{sum} + W_{sum} + 2CW_{sum} + 6CWC_{sum}$$

$A_0, A_1, A_2, A_3, A_4, A_5, A_{org}$: Sum of normalized residual seismic capacity of members having damage class 0 through V and normalized seismic capacity of a building in pre-damaged condition, respectively

$S_0, S_1, S_2, S_3, S_4, S_5, S_{sum}$: Number of brittle columns having damage class 0 through V and their total number, respectively

$M_0, M_1, M_2, M_3, M_4, M_5, M_{sum}$: Number of ductile columns having damage class 0 through V and their total number, respectively

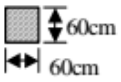
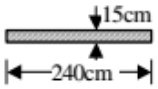
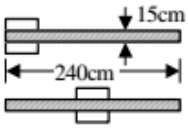
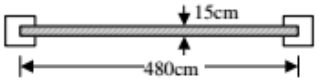
$W_0, W_1, W_2, W_3, W_4, W_5, W_{sum}$: Number of walls without boundary columns having damage class 0 through V and their total numbers, respectively

$CW_0, CW_1, CW_2, CW_3, CW_4, CW_5, CW_{sum}$: Number of columns with wing wall(s) having damage class 0 through V and their total numbers, respectively

$CWC_0, CWC_1, CWC_2, CWC_3, CWC_4, CWC_5, CWC_{sum}$: Number of walls with boundary columns having damage class 0 through V and their total numbers, respectively

پیش نویس- غیر قابل استناد

جدول ۱-۱۱- مقادیر عددی اندیس مقاومت $\overline{C}$

	ستون ترد یا شکل‌پذیر	دیوار بدون ستون مرزی	ستون با دیوار	دیوار با ستون مرزی
مقطع				
τ_u(N/mm^2)	1	1	2	3
$\overline{C}$	1	1	2	6

طبقه‌بندی خسارت ساختمان‌ها برحسب ضریب R

برحسب ضریب R، خسارت ساختمان را می‌توان مطابق جدول ۱-۱۲ طبقه‌بندی نمود.

پیش نویس- غیر قابل استناد

جدول ۱-۱۲- طبقه‌بندی خسارت ساختمان برحسب ضریب R

نوع خسارت	ضریب
بدون خرابی	R ≥ 95 (%)
کم	80 (%) ≤ R < 95 (%)
خرابی متوسط	60 (%) ≤ R < 80 (%)
خرابی زیاد	R < 60 (%)
خرابی کامل	R ≈ 0

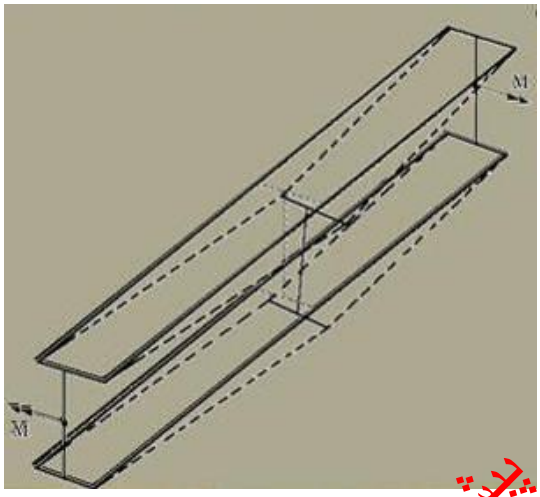
۱-۳-۹- نارسایی‌های ساختمان‌های فولادی

کمانش موضعی (شکل ۱-۵۱)



شکل ۱-۵۱- کمانش موضعی

کمانش جانبی در اعضای خمشی (شکل ۱-۵۲)



شکل ۱-۵۲- کمانش جانبی تیر فولادی

پیش نویس - غیر قابل استناد

کمانش کلی عضو فشاری (شکل ۱-۵۳)



شکل ۱-۵۳- کمانش کلی عضو فشاری

زنگ زدن (شکل ۱-۵۴)



پیش نویس- غیر قابل استناد

شکل ۱-۵۴- زنگ‌زدگی در اعضای فشاری فولادی



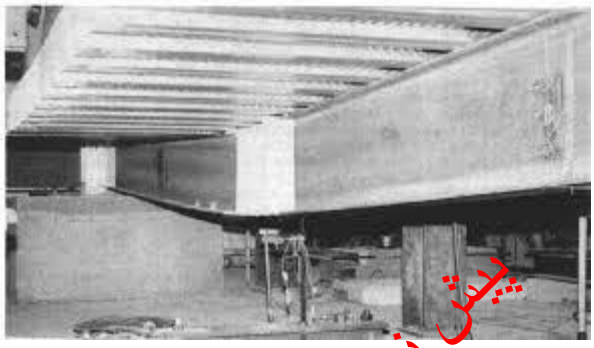
شکل ۱-۵۵- زنگ‌زدگی در اعضای فولادی خمشی

لرزش و تغییرشکل‌های تیرهای فولادی دهانه بزرگ

۱- صدمه دیدن نازک‌کاری‌ها، شکستن شیشه‌ها، گیرکردن پنجره‌ها.

۲- باعث برکه‌ای شدن سقف، افتادگی تیرهای حمال و دال و بالاخره ترک‌های قابل مشاهده می‌شود.

۳- ارتعاش اعضای خمشی (شکل ۱-۵۶)



شکل ۱-۵۶- تیرهای دهانه بزرگ فولادی

پیش نویس - غیر قابل استناد

ترک ناشی از خستگی (شکل ۱-۵۷)

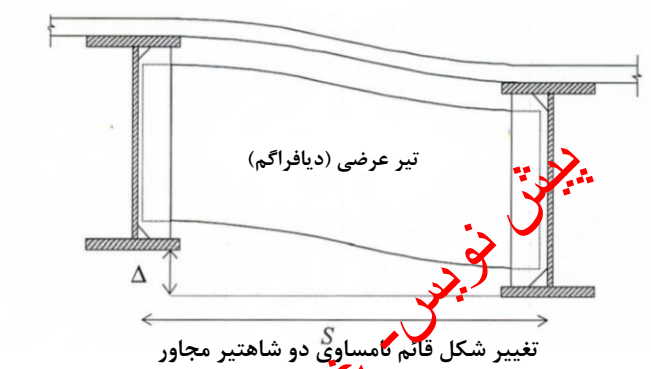


شکل ۱-۵۷- ترک خستگی

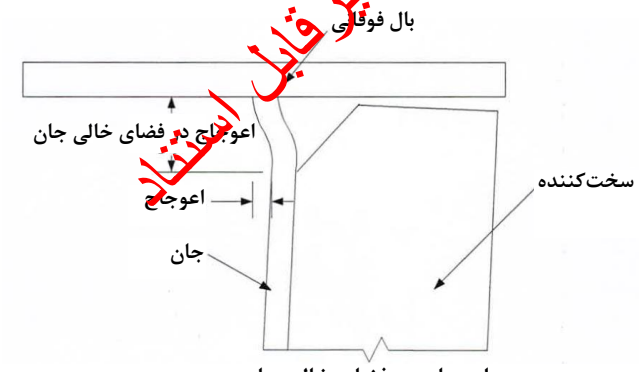
خستگی ناشی از اعوجاج

ترک ناشی از خستگی اعوجاجی، در جان شاهتیرهای طولی در نزدیکی بال و در محل اتصال تیرهای عرضی به آنها در اثر تغییرشکل غیریکسان شاهتیرهای طولی وقتی‌که مسیر بار مستقیمی برای انتقال نیروی عرضی از جان به بال شاهتیر طولی تامین نشده باشد، رخ می‌دهد (شکل ۱-۵۸).

لازمست مسیر بار کافی برای انتقال نیروهای خواسته و ناخواسته، با اتصال اعضای عرضی به اجزای مقطع عرضی شاهتیرهای طولی تامین گردد.



تغییر شکل قائم نامساوی دو شاهتیر مجاور



اعوجاج در فضای خالی جان

شکل ۱-۵۸- خستگی اعوجاجی

پیش نویس - غیر قابل استناد

۱-۳-۱۰- نارسایی‌های اتصال‌های ساختمان‌های فولادی

الف) عدم انتخاب جزئیات مناسب (ساختار غلط اتصال)

ب) عدم تناسب در ورق‌های اتصال

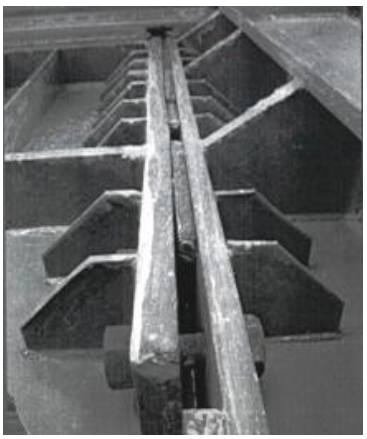
پ) عدم توجه به لبه‌های آزاد و لاغری ورق‌های اتصال

ت) فاصله‌بندی غلط وسایل اتصال

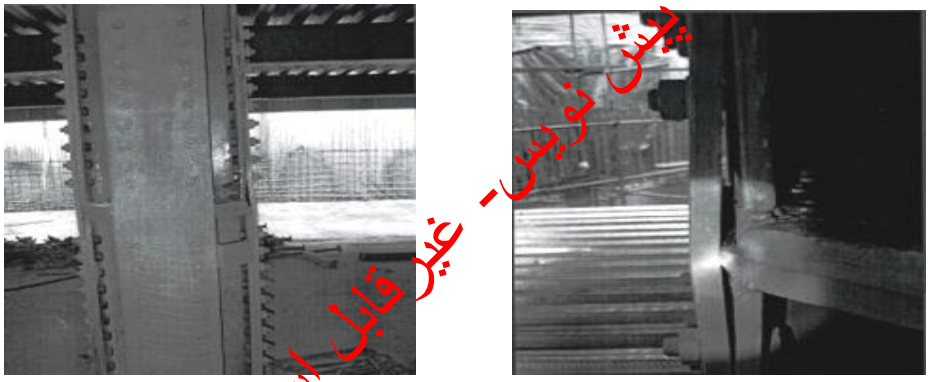
ث) عدم توجه به دسترسی به نقاط کور اتصال

ج) عدم دقت در اجرای جوش‌ها با طول و بعد صحیح

ح) عدم دقت در سوراخ‌کاری پیچ‌ها



الف) فاصله بیش از حد ورق‌های فلنجی و فیلرگذاری غلط آنها



(ب) ناهمراستایی اعضا در محل اتصال

شکل ۱-۵۹- نارسایی‌های اتصالات

پیش نویس - غیر قابل استناد

۱-۳-۱۱- عیوب اصلی جوش

در صورتی که روش‌ها و فنون صحیح جوشکاری به کار گرفته نشود، ممکن است معایبی در سطح یا داخل فلز جوش به وجود آید. بعضی از این معایب رایج عبارتند از:

الف) ذوب ناقص (Lack of Fusion –LOF)

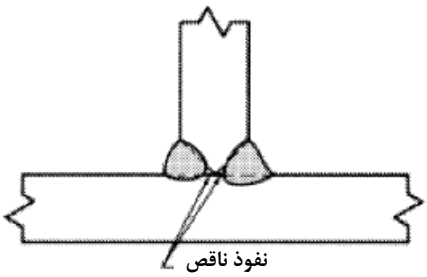
این عیب ممکن است در اثر تمیز نبودن سطوحی که باید به یکدیگر متصل گردند و پوشیده بودن آنها از گرد و خاک، گل جوش، زنگ‌زدگی یا هر عامل خارجی دیگری اتفاق بیفتد.



شکل ۱-۶۰- ذوب ناقص در پاس رویی جوش

ب) نفوذ ناقص (Lack of Penetration- Lop)

نفوذ ناکافی بدین معنی است که فلز جوش تا عمق کمتری از آنچه مشخص گردیده در داخل درز یا شیار نفوذ می‌نماید.

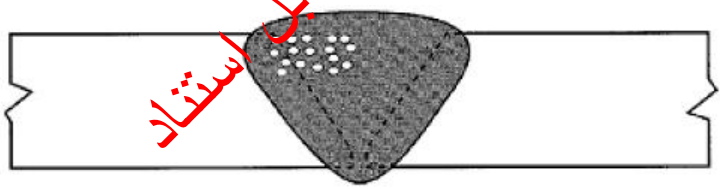


شکل ۱-۶۱- نفوذ ناقص در جوش

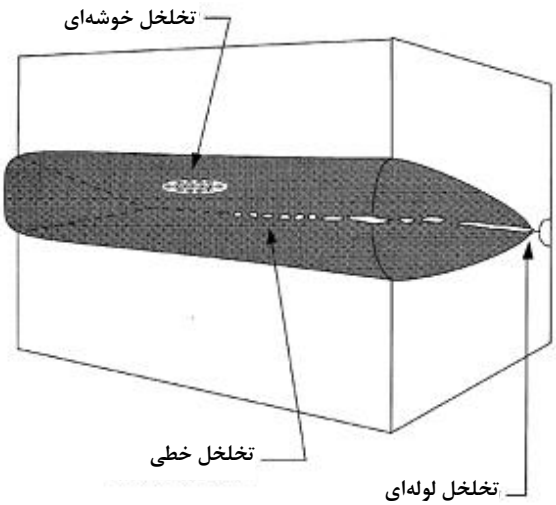
پیش نویس - غیر قابل استناد

پ) تخلخل (Porosity)

تخلخل در صورت ایجاد حفره‌های خالی یا محبوس شدن گازها در فلز جوش هنگام سرد شدن آن اتفاق می‌افتد. این عیب در صورت استفاده از شدت جریان‌های خیلی زیاد یا طول قوس خیلی بلند ایجاد می‌شود.



شکل ۱-۶۲- تخلخل خوشه‌ای



شکل ۱-۶۳- تخلخل‌های خطی در یک قطعه جوشکاری شده

ت) بریدگی کناره جوش (Undercut)

استفاده از جریان قوی یا طول قوس زیاد ممکن است فلز مبنا را بسوزاند یا قسمتی از آن را از جای خود جدا کرده و شیاری به جای گذارد. این عیب به راحتی با چشم قابل تشخیص است.



پیش نویس - غیر قابل استناد

شکل ۱-۶۴- بریدگی کنار جوش

ث) ناخالصی‌های حبس شده (Slag Inclusion)

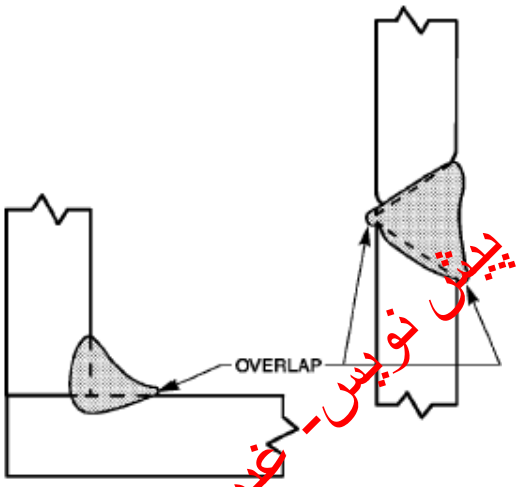
سرد شدن سریع جوش ممکن است گل جوش را قبل از رسیدن به سطح، به دام بیندازد. جوش‌های سقفی بیشتر در معرض تداخل گل جوش قرار دارند و باید به دقت بازرسی شوند.



شکل ۱-۶۵- گل جوش (سرباره) حبس شده

ج) سررفتن جوش روی فلز پایه، لوچه (Overlap)

لوچه، عبارت است از جاری شدن فلز جوش روی فلز پایه، بدون ذوب نمودن کامل آن. علت اصلی سررفتگی، تکنیک نامناسب جوشکاری می‌باشد. زمانی‌که سرعت جوشکاری خیلی آهسته باشد، مقدار فلز پرکننده ذوب شده، فراتر از حد نیاز جهت پرکردن اتصال بوده و اضافی آن روی فلز پایه جاری می‌گردد.

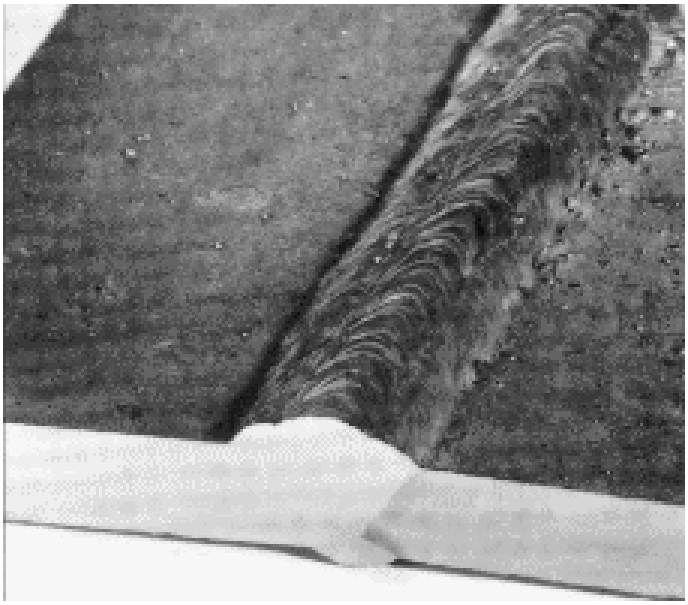


شکل ۱-۶۶- سررفتگی در جوش گوشه

پیش نویس - غیر قابل استناد

چ) گرده اضافی در جوش (Excess Weld)

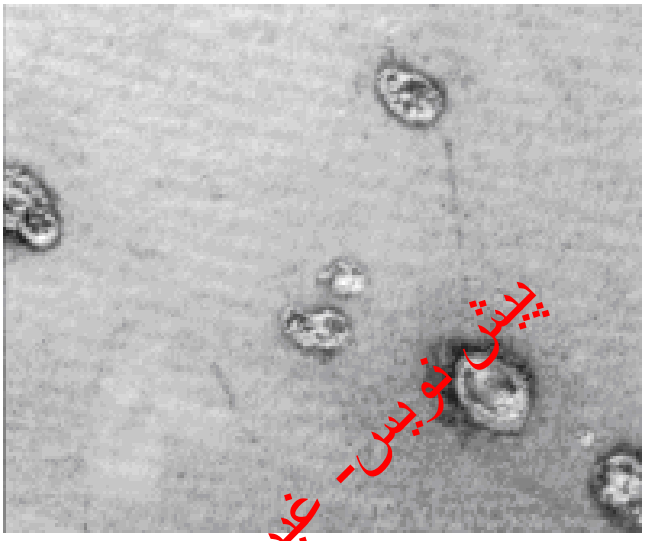
گرده اضافی، عبارت است از فلز جوش اضافه بر مقدار مورد نیاز جهت پر کردن اتصال.



شکل ۱-۶۷- گرده اضافی

ح) لکه قوس (Arc Strike)

لکه قوس در اثر روشن کردن قوس روی سطح فلز پایه، خارج از درز اتصال بوجود می‌آید که در اثر آن، مناطق کوچکی روی سطح فلز پایه بطور سطحی ذوب شده و سریعاً سرد می‌گردد. لکه قوس قابل پذیرش نیست و وجود آن باعث ترک در فلز پایه می‌گردد.

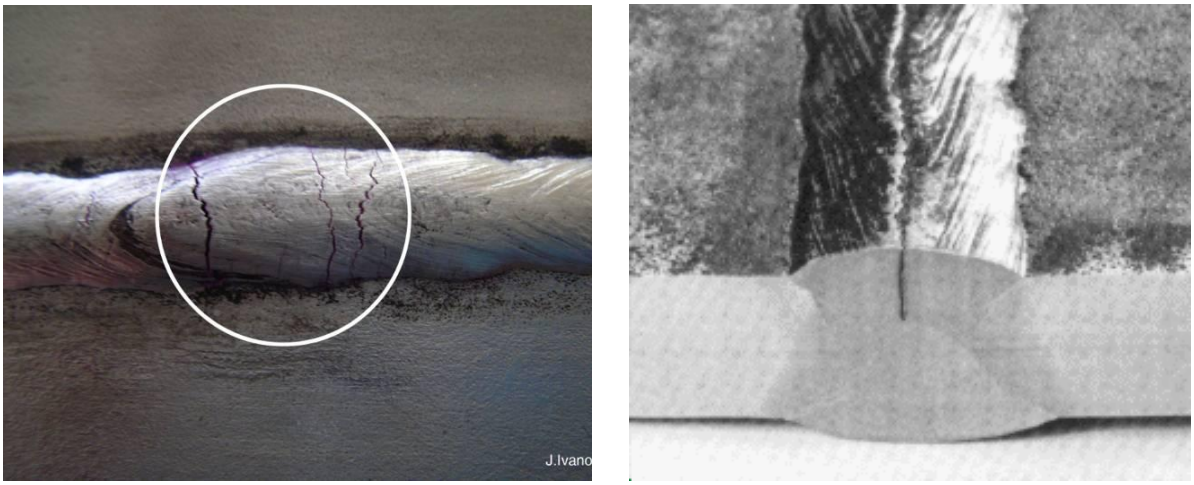


شکل ۱-۶۸- لکه قوس

پیش نویس - غیر قابل استناد

خ) ترک‌ها (Cracks)

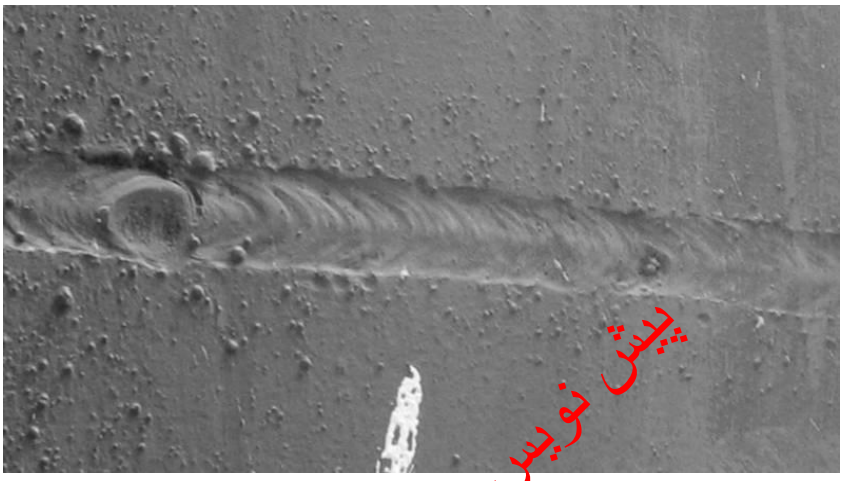
ترک‌ها، شکستگی‌های فلز جوش می‌باشند که در اثر تنش‌های داخلی در امتداد خط جوش و یا عمود بر آن به وجود می‌آیند. ترک‌ها همچنین ممکن است از فلز جوش به فلز مبنا امتداد پیدا کنند و یا کاملاً در فلز مبنا و در مجاورت خط جوش باشند. ترک‌ها زیان‌بارترین معایب جوش هستند.



شکل ۱-۶۹- ترک در جوش

د) عدم پرشدگی شیار (Under fill)

این عیب سطحی در اثر کمبود رسوب فلز جوش در مقطع جوش شیاری رخ می‌دهد. به عبارتی عدم پرشدگی شیار، زمانی ایجاد می‌شود که فلز پرکننده رسوب داده شده، جهت پرکردن شیار، کافی نباشد.



شکل ۱-۷۰- عدم پرشدگی شیار

پیش نویس غیر قابل استناد

ذ) جرقه و پاشیدگی (Spatter)

جرقه و پاشش، اغلب از اهمیت و حساسیت کمی در بین معایب جوشکاری برخوردار است، ولی به هرحال در صورتی‌که پاشش به صورت یک قطره بزرگ باشد، گرمای کافی جهت ایجاد حساسیت به ترک را ایجاد خواهد کرد.



شکل ۱-۷۱- پاشیدگی جوش

۱-۳-۱۲- نقایص اتصال‌های پیچی

الف- شل شدن پیچ‌ها

ب- کم شدن تعداد پیچ‌ها

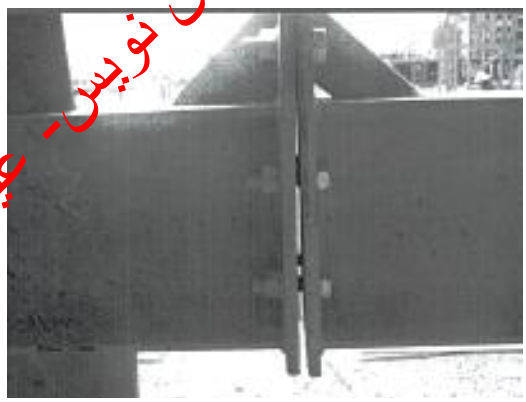
پ- عدم استاندارد بودن پیچ‌ها

ت- عدم تطابق سوراخ‌ها و سوراخ‌های غیراستاندارد

ث- عدم اتصال فلنج و جفت و جور نشدن آن

ج- عدم تطابق ورق‌های اتصال

چ- گشاد بودن سوراخ اتصال



(الف) اصلاح سوراخ‌ها با جوش



(ب) عدم انطباق ورق‌های فلنجی به علت اعوجاج‌های آن

پیش نویس - غیر قابل استناد



(پ) اصلاح سوراخ‌ها با جوش

شکل ۱-۷۲- نقایص پیچ‌ها

۱-۳-۱۳- نارسایی اتصال صلب تیر به ستون در هنگام زلزله

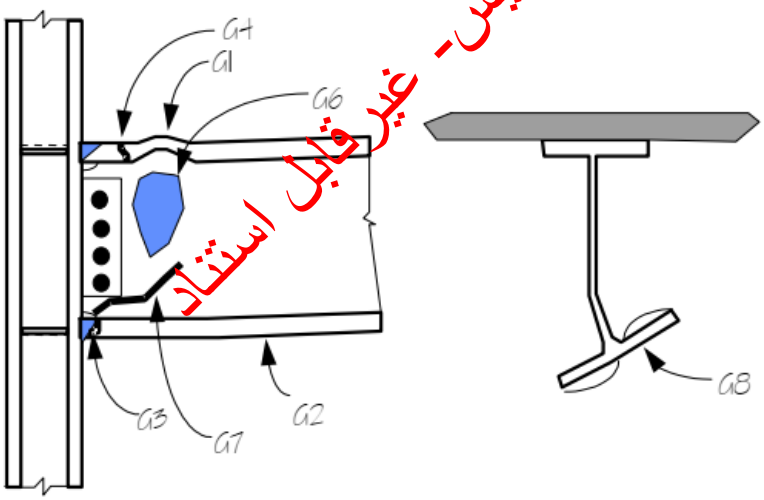
خرابی‌های اتصال صلب تیر به ستون در حالت طبقه‌بندی شده شامل خرابی‌های تیر (G)، خرابی‌های ستون (C)، خرابی‌های جوش (W)، خرابی‌های چشمه اتصال (P)، و خرابی‌های برشی (S) می‌باشد.

۱- خرابی‌های تیر

جدول ۱-۱۳

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

پیش نویس- غیر قابل استناد

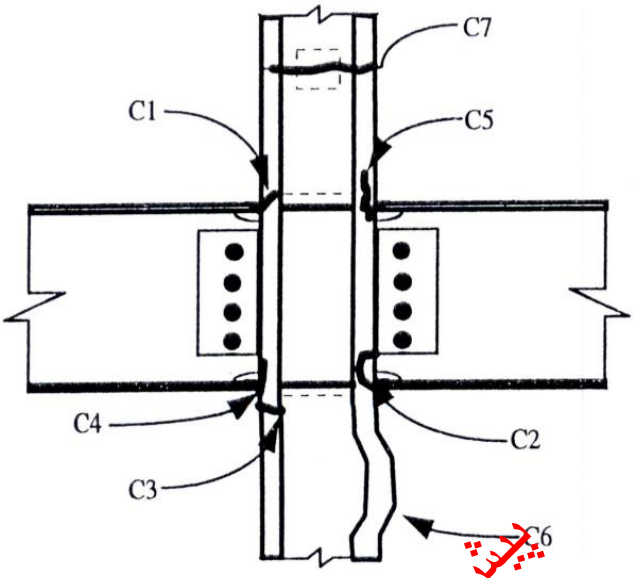


شکل ۱-۷۳- خرابی در تیرها

۲- خرابی‌های ستون

جدول ۱-۱۴

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



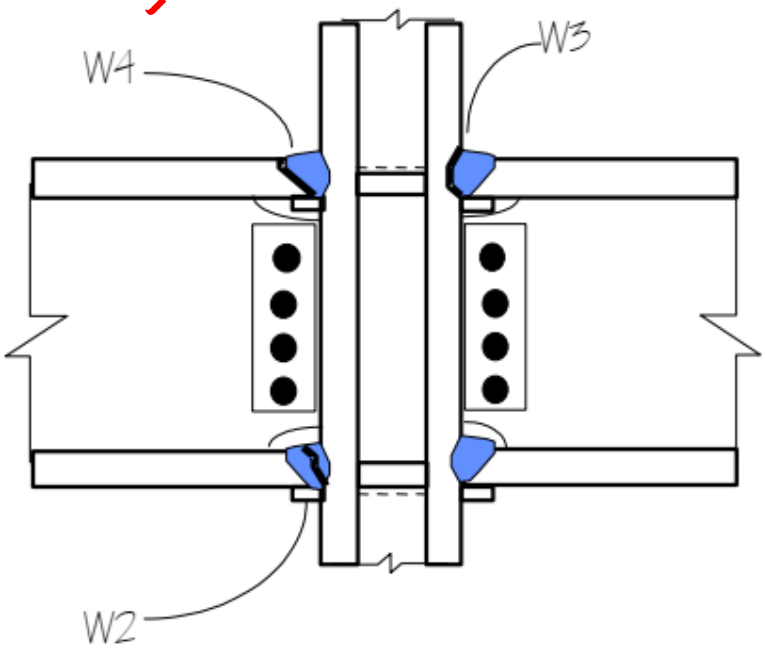
شکل ۱-۷۴

پیش نویس غیر قابل استناد

۳- خرابی‌های جوش

جدول ۱-۱۵

نماد خرابی	توضیح
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

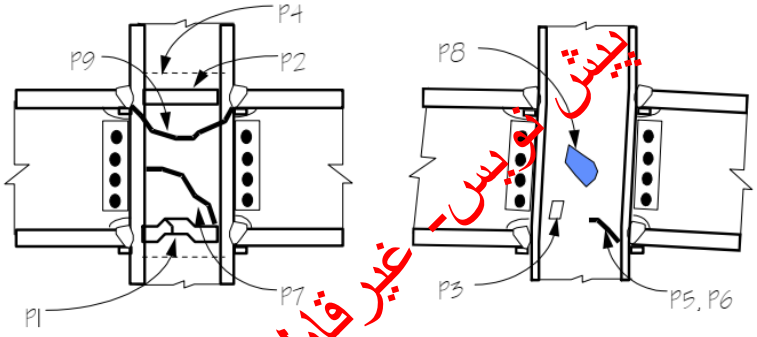


شکل ۱-۷۵

۴- خرابی‌های چشمه اتصال

جدول ۱-۱۶

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



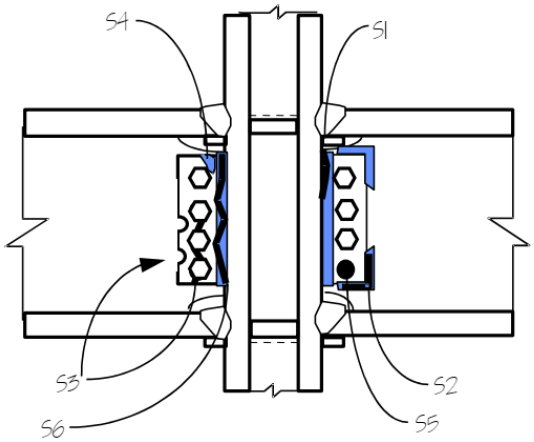
شکل ۱-۷۶

پیش نویس - غیر قابل استناد

۵- خرابی‌های برشی

جدول ۱-۱۷

نماد خرابی	توضیح
S1	ترک جزیی در جوش ورق به ستون
S2	گسیختگی جوش‌های تکمیلی
S3	ترک از ناحیه پیچ‌ها
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 ۱-۷۷

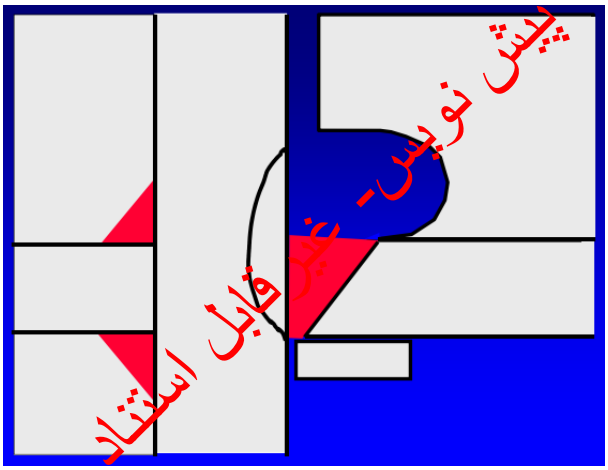






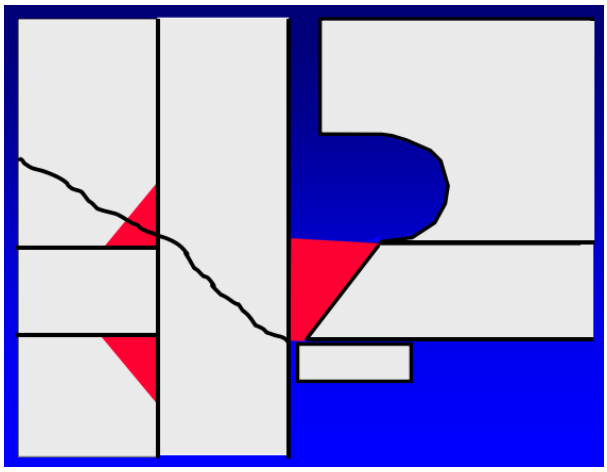
شکل ۱-۷۸- خرابی‌های اتصال صلب تیر به ستون

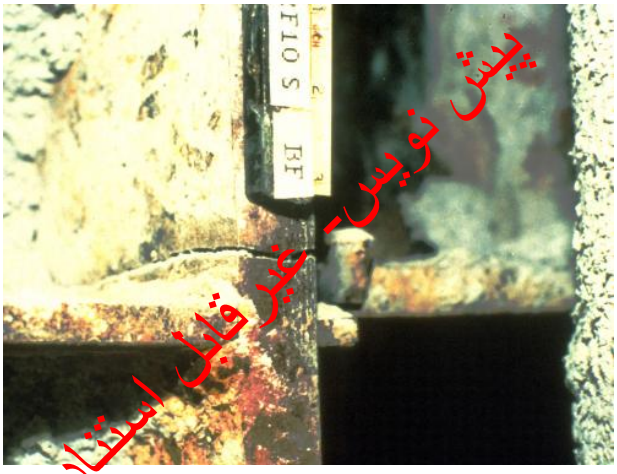






شکل ۱-۷۸- ادامه- خرابی‌های اتصال صلب تیر به ستون





شکل ۱-۷۸- ادامه- خرابی‌های اتصال صلب تیر به ستون

۱-۳-۱۴- نارسایی‌های ساختمان‌های بنایی

۱- از بین رفتن ملات به علت حملات شیمیایی (حمله سولفات‌ها) و نفوذ رطوبت و شوره‌زدگی.

۲- از بین رفتن واحد بنایی (آجر- بلوک) تاثیر یخبندان، نفوذ رطوبت، پایین بودن کیفیت آجر.

۳- عدم کلاف‌بندی ساختمان‌های آجری.

۴- کمبود کلاف‌بندی.

۵- عدم کیفیت اتصال دیوار.

۶- عدم کیفیت در اجرای آجرکاری و سوختن ملات.

۷- عدم انسجام در سقف طاق ضربی.

۸- عدم رعایت اصول آجرچینی.

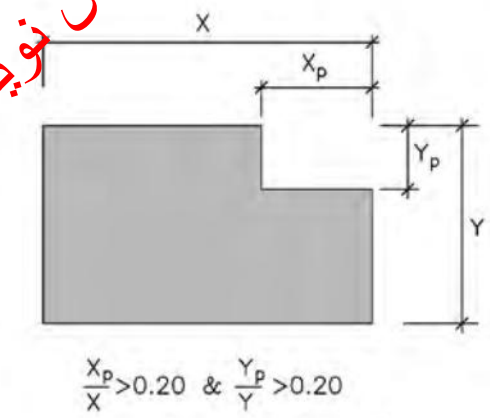
۹- عدم کفایت مقاومتی ملات.

۱۰- ملات غیرمجاز.

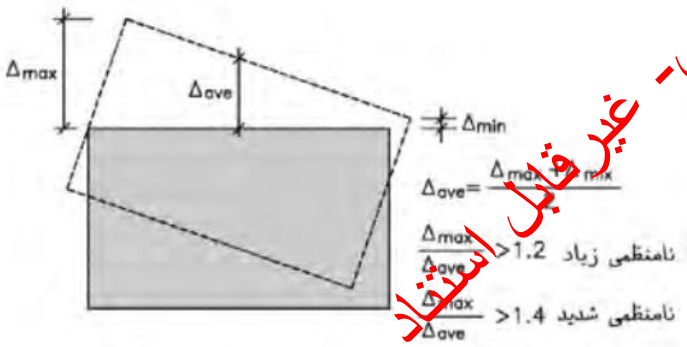
۱-۳-۱۵- نقایص پیکربندی ساختمان‌ها (طبق استاندارد ۲۸۰۰ و نشریه ۳۶۰)

- نامنظمی در پلان (نامنظمی هندسی- نامنظمی پیچشی).
- نامنظمی در دیافراگم.
- نامنظمی خارج از صفحه.
- نامنظمی سیستم‌های غیرموازی.
- نامنظمی در ارتفاع (نامنظمی هندسی- نامنظمی جرمی).
- نامنظمی قطع سیستم باربر جانبی.
- نامنظمی مقاومت جانبی.
- نامنظمی سختی جانبی.

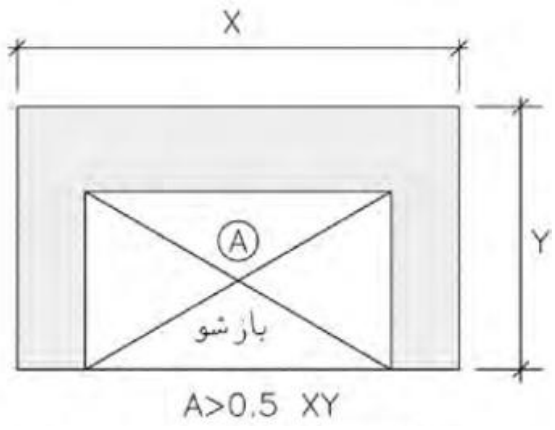
پیش نویس- غیر قابل استناد



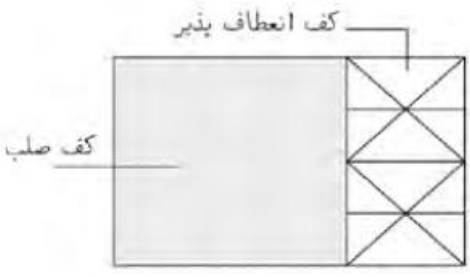
الف- نامنظمی هندسی



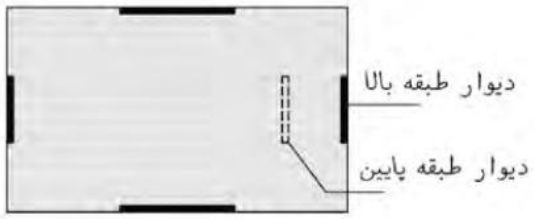
ب- نامنظمی پیچشی



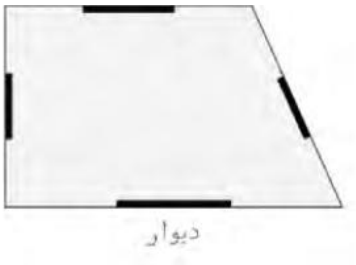
پ-۱- نامنظمی دیافراگم (در مساحت)



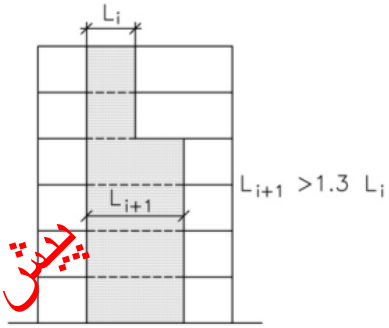
پ-۲- نامنظمی دیافراگم (در سختی)



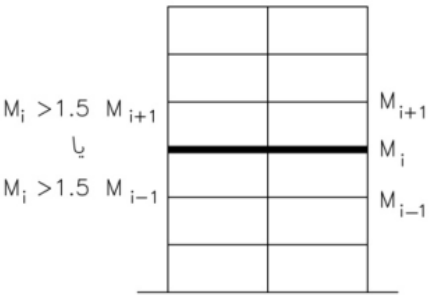
ت- نامنظمی خارج از صفحه



ث- نامنظمی سیستم‌های غیرموازی

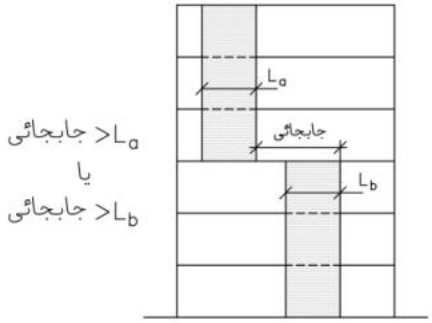


الف- نامنظمی هندسی



ب- نامنظمی جرمی

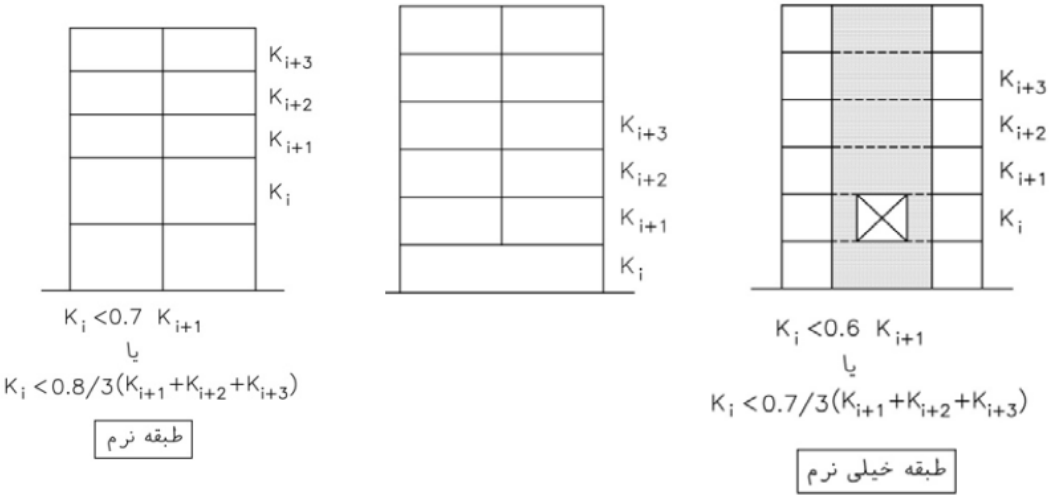
پیش نویس - غیر قابل استناد



پ- نامنظمی قطع سیستم باربر جانبی



ت- نامنظمی مقاومت جانبی



ث- نامنظمی سختی جانبی

۱-۳-۱۶- آسیب‌پذیری تجهیزات و اجزای غیر سازه‌ای

۱- آسیب‌دیدن یا گیرکردن آسانسور ساختمان.

۲- آسیب‌پذیری اجزای غیرسازه‌ای تاسیسات مکانیکی و برقی و تجهیزات صنعتی نصب شده در روی ساختمان و حرکت و واژگونی آنها در روی تکیه‌گاه به علت بریدن پیچ‌ها.

۳- بهم خوردن آب‌بندی سیستم لوله‌کشی فاضلاب و آبرسانی.

۴- آسیب دیدن و از آب‌بندی افتادن[1] و موارد مشابه در سازه‌های نگه‌دارنده آب.

۵- پرتاب و یا شکست درون صفحه‌ای اجزای غیرسازه‌ای معماری و مبلمان.

۱-۳-۱۷- ساختمان‌های مجاور

۱- عدم رعایت فاصله درز انقطاع.

۲- عناصر باربر مشترک.

۳- تخریب و آوار ساختمان بلند روی ساختمان کوتاه.

۴- ضربه‌زدن ساختمان‌ها با تراز مختلف طبقات.

پیش نویس - غیر قابل استناد

۱-۳-۱۸- آسیب‌پذیری بهره‌برداری

مثال‌هایی از آسیب‌پذیری ساختمان حین بهره‌برداری بصورت زیر است:

۱- برخورد وسیله نقلیه با ستون‌های ساختمان.

۲- انباشته شدن ضایعات در نقاط متمرکز (در کارگاه‌های صنعتی).

۳- لخت کردن آرماتور و جوش دادن قطعات الحاقی.

۱-۳-۱۹- نقص در مسائل اجرایی ساختمان

برخی از نواقص در مسائل اجرایی ساختمان عبارت است از:

۱- ناشاقولی بودن ستون‌ها و دیوارها.

۲- افتادگی‌های ناشی از قالب‌بندی غلط.

۱-۳-۲۰- آسیب‌پذیری ژئوتکنیکی

۱- نشست در خاک‌های رسی.

۲- آبگونگی در خاک‌های ماسه‌ای آبدار نرم (روانگرایی).

1- Water Stop

۳- تورم.

۴- تأثیر ساختمان‌های مجاور.

۵- رانش شیروانی‌ها.

۱-۳-۲۱- خطاها در ساختمان

انواع خطاها که در زمان عمر مفید ساختمان، موجب آسیب‌پذیری سازه می‌شود، عبارت است از:

۱- خطاهای طراحی.

۲- خطاهای اجرایی و نظارت براجرا.

۳- خطاهای بهره‌برداری.

پیش نویس - غیر قابل استناد

خطاهای طراحی

۱- خطا در شناخت خاک و پی.

۲- گزارش اشتباه مکانیک خاک و آزمایشگاه.

۳- خطا در بارگذاری (مثلاً در نظر گرفتن ۵ سانتیمتر پوشه در طراحی، درحالیکه در اجرا ۱۵ سانتیمتر ملات با وزن مخصوص بالاتر اجرا شود).

۴- خطا در تحلیل (در بعضی موارد با استفاده از دو نرم‌افزار متفاوت و در صورت امکان با آنالیز دستی می‌توان از بروز این خطا جلوگیری کرد).

۵- خطا در طراحی.

۶- خطا در تهیه نقشه (کنترل نقشه توسط مهندس محاسب جهت جلوگیری از این خطا).

۷- خطا در مشخصات فنی.

۸- خطا در ارزیابی عوامل محیطی.

۹- خطا در عدم شناخت مصالح منطقه.

خطاهای اجرا و نظارت

۱- نامناسب بودن تجهیزات.

۲- عدم کارایی نیروی انسانی و مدیریت انسانی.

۳- نامناسب بودن روش اجرا.

۴- انتخاب نامناسب مصالح با توجه به شرایط اقلیم که می‌تواند باعث خوردگی‌های شیمیایی گردد.

۵- خطا در قالب‌بندی.

۶- خطا در آرماتوربندی.

۷- خطا در بتن‌ریزی.

۸- خطا در عمل‌آوری.

۹- خطا در جوشکاری.

۱۰- عدم رعایت مقررات آیین‌نامه‌ای و مشخصات فنی.

۱۱- بی‌نظمی در گردش کار.

خطاهای بهره‌برداری

۱- تغییر در کاربری.

۲- عدم نگهداری ساختمان‌ها، مخصوصاً ساختمان‌های تحت بار دینامیکی (ساختمان‌های صنعتی).

۳- بهره‌برداری اشتباه و نامناسب.

پیش نویس- غیر قابل استناد

۱-۴- سونداژها و آزمایش‌ها

در پروژه‌های بهسازی، شناخت از مشخصات مکانیکی مصالح و پی‌بردن به جزییات پنهان سازه از اولویت‌هاست. در این بخش اطلاعاتی در این زمینه ارائه می‌گردد.

۱-۴-۱- سطوح اطلاعات

اطلاعات در سه سطح زیر جمع‌آوری می‌شود:

۱- سطح اطلاعات حداقل

۲- سطح اطلاعات متعارف

۳- سطح اطلاعات جامع

جدول زیر سطح اطلاعات و نوع تحلیل را برمبنای هدف بهسازی ارائه می‌دهد:

جدول ۱-۱۸- سطح اطلاعات و نوع تحلیل برمبنای هدف بهسازی

هدف بهسازی	مطلوب یا پایین تر		ویژه	
سطح اطلاعات	حداقل	متعارف	متعارف	جامع
نوع تحلیل	تحلیل خطی	هر نوع تحلیل	هر نوع تحلیل	هر نوع تحلیل

۱-۴-۲- مشخصات مصالح

مشخصات مورد نیاز مصالح در مدل سازی شامل مقاومت کرانه پایین و مورد انتظار مصالح می‌باشد که به ترتیب در تعیین ظرفیت کرانه پایین اعضا (Q_{cl}) و ظرفیت مورد انتظار آنها (Q_{ce}) مورد استفاده قرار می‌گیرند. در جداول زیر نحوه تعیین مشخصات مصالح بتنی و مشخصات میلگرد و همچنین مشخصات مصالح فولادی براساس سطح اطلاعات مورد استفاده درتعیین هدف بهسازی ارائه شده است.

جدول ۱-۱۹- نحوه تعیین مشخصات مصالح بتنی

سطح اطلاعات	مرجع تعیین مشخصات مصالح	مقاومت مصالح بتنی	
		f_{cl} کرانه پایین	f_{ce} مورد انتظار
حداقل	دفترچه محاسبات و نقشه های اجرایی	مقادیر درج شده در نقشه‌های اجرایی	مقادیر درج شده در نقشه‌ها ضربدر ۱/۲۵
متعارف و جامع	انجام آزمایش	متوسط منهای یک انحراف معیار نتایج آزمایشات	متوسط مقادیر حاصل از آزمایش

پیش نویس غیر قابل استناد

جدول ۱-۲۰- نحوه تعیین مشخصات مصالح میلگرد

سطح اطلاعات	مرجع تعیین مشخصات مصالح	F_{ycl} کرانه پایین	F_{yce} مورد انتظار
حداقل	دفترچه محاسبات و نقشه‌های اجرایی	مقادیر درج شده در نقشه‌ها	مقاومت کرانه پایین ضربدر ۱/۱۵
متعارف	وجود مدارک معتبر حاوی گزارش آزمایش مصالح	مشخصات اسمی یا طراحی درج شده در مدارک	مقاومت کرانه پایین ضربدر ۱/۱۵
	انجام آزمایش	متوسط منهای یک انحراف معیار نتایج آزمایش	متوسط مقادیر حاصل از آزمایش
جامع	در صورت وجود یا عدم وجود مدارک معتبر حاوی گزارش آزمایش مصالح باید آزمایش انجام شود با این تفاوت که اگر مدارک معتبر حاوی گزارش آزمایش مصالح موجود باشد، از تعداد آزمایشات کاسته می‌شود.	متوسط منهای یک انحراف معیار نتایج آزمایش	متوسط مقادیر حاصل از آزمایش

جدول ۱-۲۱- نحوه تعیین مشخصات مصالح فولادی

سطح اطلاعات	مرجع تعیین مشخصات مصالح	F_{ycl} کرانه پایین	F_{yce} مورد انتظار
حداقل	دفترچه محاسبات و نقشه‌های اجرایی	مقادیر درج شده در نقشه‌ها	مقاومت کرانه پایین ضربدر ۱/۱
متعارف	وجود مدارک معتبر حاوی گزارش آزمایش مصالح	مشخصات اسمی یا طراحی درج شده در مدارک	مقاومت کرانه پایین ضربدر ۱/۱
	انجام آزمایش	متوسط منهای یک انحراف معیار نتایج آزمایش	متوسط مقادیر حاصل از آزمایش
جامع	در صورت وجود یا عدم وجود مدارک معتبر حاوی گزارش آزمایش مصالح باید آزمایش انجام شود با این تفاوت که اگر مدارک معتبر حاوی گزارش آزمایش مصالح موجود باشد، از تعداد آزمایشات کاسته می‌شود.	متوسط منهای یک انحراف معیار نتایج آزمایش	متوسط مقادیر حاصل از آزمایش

جمع‌آوری اطلاعات بر اساس هریک از سطوح اطلاعات در جداول ۱-۲۲ تا ۱-۲۴ ارائه گردیده است.

جدول ۱-۲۲- سطح اطلاعات حداقل

۱- پیکربندی	اطلاعات پیکربندی سیستم سازه‌ای شامل هندسه کامل سازه مشتمل بر پلان، مقاطع، هندسه اعضا و اجزای غیر سازه‌ای و همچنین اطلاعات مشخصات مصالح می‌باشد.
سازه‌های فولادی	الف: اگر نقشه‌های اجرایی موجود باشد، آشکار کردن حداقل ۱ اتصال از هر نمونه اتصال باید انجام پذیرد. ب: در صورت نبود نقشه‌های اجرایی ۳ اتصال از هر نمونه اتصال با برداشتن روکش آنها آشکار شود.
سازه‌های بتنی	بازرسی عینی: در هر طبقه حداقل ۲۰٪ اعضا، اجزا و اتصالات بازرسی عینی شود. اگر آسیب و ضعف قابل ملاحظه‌ای مشاهده شود، تعداد نمونه مورد بازرسی به ۴۰٪ افزایش یابد. الف: اگر نقشه‌های اجرایی با جزئیات کافی موجود باشد، آشکار کردن حداقل ۱ نمونه از هر اتصال اصلی با برداشتن بتن رویه باید انجام پذیرد. اگر تفاوت با نقشه‌ها دیده شود حداقل ۵٪ اتصالات باید بازرسی شود. ب: در صورت نبود نقشه‌های اجرایی، ۳ نمونه از هر اتصال اصلی باید بررسی شود.
۲- مشخصات مصالح	الف: اگر نقشه‌های اجرایی موجود باشد می‌توان از مقادیر مشخصات مصالح، به عنوان مشخصات کرانه پایین استفاده کرد. برای اعضای بتنی باید با استفاده از آزمایشات غیر مخرب نظیر چکش اشمیت، از یکنواختی مشخصات مصالح بتنی اطمینان حاصل شود. ب: در صورت نبود نقشه‌های اجرایی باید طبق سطح اطلاعات متعارف یا جامع، اطلاعات جمع‌آوری گردد.
۳- مشخصات ساختگاه	مشخصات ذکر شده برای خاک در دفترچه محاسبات و نقشه‌های اجرایی پی در صورت وجود را می‌توان به عنوان مشخصات کرانه پایین استفاده کرد.
۴- ساختمان‌های مجاور	۱- برخورد ساختمان‌های مجاور ۲- اجزای مشترک بین ساختمان‌ها ۳- آسیب ناشی از ساختمان‌های مجاور علاوه بر این باید بررسی شود که راه‌های دسترسی ساختمان بر اثر ریختن قطعات ساختمان مجاور مسدود نگردد.

پیش نویس غیر قابل استناد

جدول ۱-۲۳- سطح اطلاعات متعارف

۱- پیکربندی	در سازه‌های بتنی و فولادی مطابق سطح اطلاعات حداقل جمع‌آوری می‌گردد.
۲- مشخصات مصالح	مشخصات مصالح باید با نمونه‌برداری از مصالح و نتایج آزمایش تعیین شود. نمونه‌برداری باید از نواحی که تنش کم می‌باشد انجام گیرد.
سازه‌های فولادی	الف: در صورت وجود گزارش آزمایش مصالح نیاز به انجام آزمایش اضافی نیست. ب: در غیر اینصورت حداقل یک آزمایش کشش از هر نوع اعضای سازه (تیر، ستون، بادبند، اجزای تقویت) و اجزای اتصالات لازم است.
سازه‌های بتنی	الف: برای تعیین مقاومت طراحی بتن ۲ مغزه از هر عضو گرفته شود که حداقل تعداد مغزه در کل ساختمان ۶ نمونه است. ب: درصورتی که مقاومت مشخصه میلگرد طبق گزارش آزمایش مصالح معلوم باشد، نیاز به انجام آزمایش نیست. در غیر اینصورت ۲ نمونه‌گیری از آرماتور در ساختمان انجام شود.
۳- مشخصات ساختگاه	مشخصات لایه‌های خاک با انجام نمونه‌گیری و آزمایشات صحرایی و آزمایشگاهی بدست می‌آید. الف: در صورت وجود مدارک معتبر حاوی نتایج بررسی ساختگاهی در حد متعارف، نیاز به انجام آزمایشات اضافی نمی‌باشد. ب: اگر مدارک فنی موجود نباشد یا نقص، کاستی و عدم سازگاری در گزارش موجود مشاهده شود، حفاری حداقل یک گمانه تا عمق نفوذ تنش بارگذاری لازم است.
۴- ساختمان‌های مجاور	مطابق سطح اطلاعات حداقل جمع‌آوری می‌گردد.

جدول ۱-۲۴- سطح اطلاعات جامع

۱- پیکربندی	در سازه‌های بتنی و فولادی مطابق سطح اطلاعات حداقل جمع‌آوری می‌گردد.
۲- مشخصات مصالح	
سازه‌های فولادی	الف: در صورت وجود گزارش آزمایش مصالح، حداقل ۲ آزمایش کشش از هر نوع اعضای سازه لازم است. ب: در غیر اینصورت حداقل ۳ آزمایش کشش از هر نوع اعضای سازه در هر ۴ طبقه لازم است.
سازه‌های بتنی	۱- مصالح بتنی حداقل ۳ مغزه از هر نوع عضو و حداقل ۶ نمونه درکل ساختمان و اگر از تیپ و رده‌های مختلف در ساختمان استفاده شده باشد ۳ نمونه ازهر رده بتن گرفته شود که باید نتایج آزمایش با مقاومت طراحی و نتایج آزمایش‌های موجود کنترل شود. ۲- میلگردهای فولادی الف: در صورت وجود گزارش آزمایش مصالح، حداقل ۳ نمونه به طور تصادفی از هر نوع عضو سازه‌ای مورد آزمایش قرار گیرد. ب: اگر مشخصات فنی موجود نباشد و معین شود که جنس و مشخصات آرماتورها یکسان است دراینصورت ۳ نمونه به طور تصادفی از هر ۳ طبقه از هر عضو سازه مورد آزمایش قرار گیرد. اگر در یکسان بودن جنس و مشخصات آرماتورها تردید ایجاد شود تعدادنمونه‌ها به ۶ نمونه به ازای هر ۳ طبقه افزایش می‌یابد.
۳- مشخصات ساختگاه	الف: در صورت وجود گزارش ژئوتکنیک حاوی نتایج بررسی ساختگاهی در حد متعارف حداقل ۱ گمانه لازم است. ب: در صورت عدم وجود ۴ گمانه لازم است.
۴- ساختمان‌های مجاور	مطابق سطح اطلاعات حداقل جمع‌آوری می‌گردد.

ویرایش غیر قابل استناد

۱-۴-۳- انجام عملیات شناسایی، برداشت، سونداژ و آزمایشات

برای انجام عملیات لازم است تجهیز کارگاهی انجام شده و گروه برداشت با تخصص‌های لازم در کارگاه مستقر شود.

گروه برداشت و تجهیز دفتر کار

پرسنل گروه برداشت شامل تخصص‌های زیر می‌باشد:

- مهندس ارشد.
- مهندس برداشت و ثبت اندازه‌ها.
- تکنسین بتن.
- بازرس جوش.
- کارگر.
- نقشه‌بردار.

وسیله‌های گروه برداشت شامل موارد زیر می‌باشد:

وسیله‌های اندازه‌گیری، وسیله‌های تخریب موضعی، وسایل آزمایشگاهی شامل (متر، ضخامت‌سنج، فاصله‌یاب، مغزه‌گیر، دستگاه‌های بازرسی جوش)، نردبان، برش هوا گاز، قلم، چکش، کلنگ، پیکور(دستگاه ضربه زن)، دوربین عکاسی و فیلمبرداری.

۱-۴-۴- تعیین پیکربندی ساختمان

اطلاعات مربوط به پیکربندی ساختمان موجود شامل موارد زیر می‌باشند:

هندسی اعضا و اجزا، نوع و نحوه قرارگیری و جزییات اتصال اعضا و اجزای سیستم باربر ثقلی و سیستم مقاوم در برابر زلزله و پیوستگی مسیر انتقال بار و اجزای غیرسازه‌ای که موثر در سختی و یا مقاومت اعضای سازه‌ای هستند.

جمع‌آوری اطلاعات زیر همراه با بازرسی از محل جهت تایید مدارک و نقشه‌های موجود لازم است.

۱- ابعاد کلی ساختمان، محوربندی، مصالح بکار رفته، کاربری، روابط عملکرد قسمت‌های مختلف، نقشه‌های معماری و نقشه‌های اولیه سازه.

۲- علامت‌گذاری نقاط تخریب و سونداژ.

۳- عملیات تخریب و سونداژ.

لازم به ذکر است که تعداد سونداژ به هدف بهسازی و نوع اطلاعات ساختمان وابسته است.

۴- برداشت‌های هندسی از جزییات.

۵- نمونه‌برداری مصالح جهت انجام آزمایش‌ها.

۶- ضخامت‌سنجی.

۷- مغزه‌گیری از بتن.

۸- بازرسی‌های جوش.

پیش نویس- غیر قابل استناد

۱-۴-۵- مشخص نمودن محل‌های انجام سونداژ و جمع‌آوری اطلاعات از سونداژهای انجام شده

۱- تعیین محل سونداژ فونداسیون

این موضوع باید بگونه‌ای باشد که ابعاد پی‌ها و شناژها در هر دو امتداد مشخص گردد، ارتفاع کرسی‌چینی (ساختمان‌های بنایی) نیز مشخص گردد. حداقل تعداد سونداژهای محل فونداسیون براساس نوع اطلاعات (حداقل، متعارف یا جامع) تعیین می‌گردد.



شکل ۱-۷۹- سونداژ فونداسیون

اطلاعات جمع‌آوری شده از سونداژ فونداسیون:

۱. نوع سیستم فونداسیون (منفرد، نواری و...).
۲. ابعاد فونداسیون.
۳. مشخصات میلگردهای بکار رفته ، شامل قطر ، فاصله و... .
۴. بدست آوردن پوشش بتنی روی میلگردها.
۵. مشخصات خاموت‌ها و فواصل اجرایی آنها.
۶. وضعیت ظاهری خاک زیر پی (دستی یا طبیعی و ...).
۷. نحوه اتصال کلاف‌های قائم به فونداسیون.
۸. ارتفاع کرسی‌چینی و نوع مصالح آن.
۹. وجود یا عدم وجود عایق‌بندی روی فونداسیون یا کرسی‌چینی.
۱۰. وجود بتن مگر.
۱۱. بازدید چشمی از نوع کیفیت بتن مصرفی.

در سیستم اسکلت فلزی: جمع‌آوری اطلاعات کلی در مورد صفحه ستون، نبشی‌های موجود در اتصال، بولت‌ها، گاست بادبندی، پروفیل ستون‌ها، پروفیل بادبندی، ابعاد و طول جوش‌ها و غیره.

پیش نویس
غیر قابل استناد



شکل ۱-۸۰- سونداژ کرسی‌چینی و شناژ



شکل ۱-۸۱- سونداژ شناژ



شکل ۱-۸۲- ابعاد صفحه ستون

۳- ردیابی محل شناژها، تیرها و ستون‌ها

برای تعیین محل شناژهای قائم و افقی، تیرها و ستون‌ها می‌توان از روش‌های زیر استفاده نمود:

۱- از طریق فرواسکن.

۲- از طریق بیرون‌زدگی‌ها در نمای ظاهری دیوارها و سقف.

۳- سونداژ.



پیش نویس - غیر قابل استناد

شکل ۱-۸۳- ردیابی آرماتور و یا نیمرخ فولادی داخل دیوار

اطلاعات جمع‌آوری شده از سونداژ شناژها، تیرها و ستون‌ها:

۱. بدست آوردن ابعاد تیرها و ستون‌ها یا شناژها (در ساختمان‌های بنایی).

۲. تعیین مشخصات هندسی پروفیل‌ها در اسکلت فلزی.

۳. تعیین وضعیت آرماتورگذاری شامل نوع، قطر و فاصله آرماتورهای طولی، خاموت‌ها، پوشش بتنی روی آرماتورها.

۴. نحوه اتصال تیرها و ستون‌ها در ساختمان‌های با اسکلت بتنی یا فلزی.

۵. بدست آوردن مشخصات دیوارهای بتنی و نحوه اتصال آن.

۶. نحوه اتصال شناژ به دیوار و نحوه اجرای آن در ساختمان‌های بنایی.

۷. انجام آزمایش چکش اشمیت.



شکل ۱-۸۴- برداشتن پوشش گچی ستون فولادی برای تعیین ابعاد آن

پیش نویس - غیر قابل استناد



شکل ۱-۸۵- سونداژ نعل‌درگاهی و اتصال شمشیری به تیر

اطلاعات جمع‌آوری شده از سونداژ پله و نعل درگاه:

الف- راه‌پله

۱. مشخصات پروفیل تیرهای راه‌پله.

۲. نحوه اتصال پروفیل تیر راه‌پله به تیرهای افقی موجود.

۳. اتصالات بکار رفته در شمشیری‌ها.

ب- نعل درگاه

۱. مشخصات پروفیل تیرهای نعل درگاهی.

۲. مشخص نمودن طول تکیه‌گاهی تیر نعل درگاه.

۶- تعیین محل سونداژ کف

باید به گونه‌ای باشد که اطلاعات لازم در مورد کفسازی، نحوه اتصال سقف و دیوار، وجود میلگردهای ضربدری در سقف طاق ضربی و یا میلگردهای اوتگا در سقف تیرچه بلوک مشخص گردد.



شکل ۱-۸۶- سونداژ کف برای تعیین ضخامت کفسازی

پیش نویس - غیر قابل استناد

اطلاعات جمع‌آوری شده از سونداژ کف:

- تعیین جزییات کفسازی.
- برداشت از میلگردهای ضربدری سقف یا اوتگا و میلگردهای منفی در صورت وجود.
- مشخص شدن نحوه اتصال تیرچه‌ها به یکدیگر در صورت وجود.
- نحوه اتصال تیرچه‌ها به کلاف یا دیوارهای سازه‌ای.

۱-۴-۶- روش‌های آزمایش برای ارزیابی ساختمان‌ها

انجام آزمایش‌های مورد نیاز پروژه مقاوم‌سازی به منظور ارزیابی عملیات بهسازی سازه‌ها به شرح زیر و به تعداد تعیین شده براساس درخواست مهندسین مشاور طراح سازه و مطابق با ضوابط دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود می‌باشد. لازم به ذکر است که نقاط دقیق نمونه‌برداری و آزمایش توسط مشاور طراح مشخص خواهد گردید.

۱- آزمایش‌های مخرب

- آزمایش برش ملات.
- مقاومت مکانیکی مصالح به کار رفته با نمونه‌گیری واقعی و انجام آزمایش روی نمونه‌ها در آزمایشگاه.

- مغزه‌گیری.
- بریدن فولاد و آرماتور از محل واقعی.
- انجام آزمایش‌های کوانتومتری و مکانیکی.

۲- آزمایش‌های غیرمخرب

- روش فراصوت- برای کنترل کیفیت جوش، مقاومت بتن، ردیابی آرماتور.
- ضخامت‌سنجی.
- روش رادیوگرافی- کنترل ترک‌ها و بریدگی‌ها.
- ذرات مغناطیسی.
- چکش اشمیت.

پیش نویس- غیر قابل استناد

آزمایش برش ملات در ساختمان‌های بنایی

حداقل یک آزمایش برای هر ۳۰۰ مترمربع از سطح دیوار لازم می‌باشد. برای هر ساختمان باید حداقل ۸ آزمایش انجام شود. این تست جهت مشخص نمودن مقاومت برشی ملات انجام می‌شود. رج خارجی دیوار باید تحت آزمایش قرارگیرد و بهتر است محل آزمایش مرکز دیوار باشد.



شکل ۱-۸۷- آزمایش برش ملات

علاوه بر آن می‌توان موارد زیر را نیز کنترل کرد:

۱. نوع مصالح (آجر فشاری یا غیره).
۲. کیفیت ظاهری ملات.
۳. آجرچینی به صورت پله‌ای اجرا شده یا در تراز افقی.
۴. نحوه قرارگیری درزهای قائم روی هم.

نمونه‌گیری برای آزمایش مخرب مصالح

در شکل‌های ۱-۸۸ و ۱-۸۹ تصاویری از نمونه‌برداری فولاد و میلگرد ارائه شده است.



شکل ۱-۸۸- نمونه‌برداری جهت انجام آزمایش کشش پروفیل‌های فولادی

پیش نویس - غیر قابل استناد



شکل ۱-۸۹- نمونه‌برداری میلگرد جهت انجام آزمایش کشش میلگردها

آزمایش‌های غیرمخرب فولاد

هدف از انجام این آزمایش‌ها کنترل کیفیت جوش انجام شده در سازه و ضخامت‌سنجی می‌باشد. این آزمایش‌ها به قرار زیر می‌باشند:

۱- ضخامت‌سنجی با دستگاه فراصوت.

۲- بازرسی عینی VI.

۳- آزمایش پرتونگاری RT.

۴- آزمایش فراصوت UT.

۵- آزمایش رنگ نافذ PT.

۶- آزمایش ذرات مغناطیسیMT.



شکل ۱-۹۰- ضخامت‌سنجی با دستگاه ضخامت‌سنج فراصوت

پیش نویس - غیر قابل استناد

بازرسی عینی VI



عدم جوشکاری درز لب‌به‌لب ورق‌های تقویتی بال تیر



ورق تقویتی بال تیرهای 2CNP 300

وجود فاصله بیش از حد، در ریشه اتصال لب‌به‌لب ورق‌های تقویتی بال تیرها و عدم جوشکاری درزجوش‌ها

شکل ۱-۹۱- بازرسی عینی جوش

آزمایش فراصوت UT



شکل ۱-۹۲- آزمایش فراصوت

پیش نویس- غیر قابل استناد

آزمایش رنگ نافذ



شکل ۱-۹۳- آزمایش رنگ نافذ

آزمایشات مخرب و غیرمخرب در بتن

الف- تعیین مقاومت فشاری بتن از طریق مغزه‌گیری.

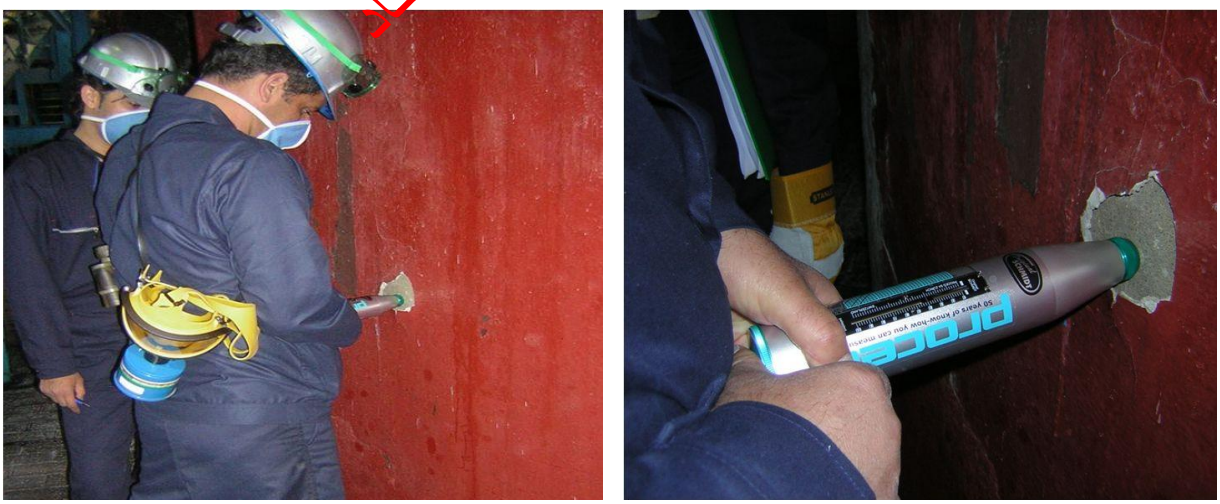
ب- چکش اشمیت.

پ- کاورسنجی بتن.

ت- ردیابی آرماتور.


پیش نویس - غیر قابل استناد

شکل ۱-۹۴- مغزه‌گیری جهت تعیین مقاومت فشاری بتن



شکل ۱-۹۵- آزمایش چکش اشمیت برای تعیین مقاومت فشاری





شکل ۱-۶- تعیین ضخامت پوشش بتنی

پیش نویس غیر قابل استناد

۱-۵- راهبردهای بهسازی

در هنگام وقوع زلزله در اثر تغییرمکان سازه، اجزای سازه نیز تحت تاثیر تغییر شکل‌هایی قرار می‌گیرند. در زلزله‌های خفیف پاسخ سازه و تغییر شکل‌های اجزا در محدوده خطی (الاستیک) باقی می‌ماند، اما در زلزله‌های شدید پاسخ سازه و تغییر شکل‌های اجزا، از محدوده ارتجاعی فراتر خواهد رفت که در نهایت ممکن است باعث خرابی سازه گردد.

سازه‌ها باید توانایی تحمل نیروهای ناشی از زلزله (در سطح عملکرد مورد نظر) را داشته باشند و در این تراز از زلزله تغییر مکان‌ها، دوران‌ها و همچنین میزان خرابی اجزای مختلف آن، در محدوده مورد نظر ضوابط طراحی قرار گیرد. مهمترین پارامترهایی که بر رفتار سازه تحت اثر نیروهای ناشی از زلزله تاثیر می‌گذارند عبارتند از: جرم، سختی، میرایی، پیکربندی و هندسه، مقاومت، شکل‌پذیری اجزای سازه و پارامترهای جنبش زمین. اولین گام در بهسازی لرزه‌ای سازه‌های موجود، ارزیابی آسیب‌پذیری لرزه‌ای آنها می‌باشد. در سال‌های اخیر روش‌های مختلفی برای بررسی میزان آسیب‌پذیری سازه‌ها ارائه گردیده، که اکثر آنها مبتنی بر ارزیابی‌های کیفی و کمی سازه‌ها می‌باشند.

در روش‌های کیفی با توجه به شرایط لرزه‌خیزی منطقه و بر اساس تجربیات حاصل از زلزله‌های گذشته، فرم‌های ویژه‌ای جهت جمع‌آوری اطلاعات ونواقص موجود در اجزا وسیستم سازه مانند سیستم باربر قائم وجانبی، شکل‌پذیری اجزا، آسیب‌های فعلی وارد بر سازه، عملکرد اجزاء گوناگون نسبت به شرایط طراحی و... تهیه شده و از آنها جهت برآورد اولیه و تقریبی مقاومت لرزه‌ای سازه استفاده می‌شود.

در روش‌های کمی با توجه به بانک‌های اطلاعاتی که در مرحله ارزیابی کیفی تهیه شده‌اند، مشخصات سازه با دقت و جزئیات بیشتری مورد مطالعه قرار گرفته و مدلسازی سازه با توجه به شرایط فعلی آن و با استفاده از روش‌های متداول و شناخته شده ارزیابی آسیب‌پذیری لرزه‌ای سازه‌ها انجام می‌گیرد.

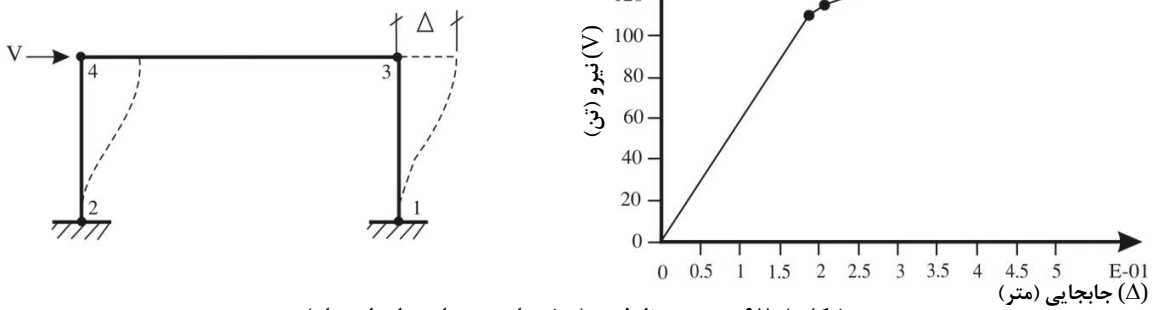
۱-۵-۱- روش ارزیابی براساس نسبت ظرفیت به نیاز سازه

در این روش، عملکرد سازه در وضعیت حداکثر پاسخ آن تحت زلزله طرح، ارزیابی می‌گردد. برای رسیدن به این وضعیت، مقاومت سازه در برابر تغییر مکان جانبی یک نقطه از سازه (در ساختمان‌ها معمولاً بام) تعیین می‌شود. مقاومت مذکور به کمک منحنی ظرفیت تعیین می‌گردد. بعد از تعیین منحنی ظرفیت، نقطه‌ای بر روی آن تعیین می‌شود که با جابجایی نیاز زلزله طرح سازگار باشد. نقطه‌ی مذکور را نقطه عملکرد و جابجایی متناظر با آن را جابجایی نیاز یا هدف می‌نامند.

منحنی ظرفیت و طیف ظرفیت

منحنی ظرفیت، نشان‌دهنده‌ی برش پایه قابل تحمل توسط سازه، تحت بارگذاری جانبی با افزایش تدریجی، در مقابل تغییر شکل جانبی تراز معین شده سازه (بام) می‌باشد، در صورتی که ظرفیت خطی (الاستیک) سازه نامحدود باشد، این منحنی بصورت یک خط ثابت بوده که شیب آن برابر با سختی سازه می‌باشد. اما از آنجایی که ظرفیت خطی سازه محدود می‌باشد، منحنی ظرفیت سازه‌ها بطور عمومی شامل مجموعه‌ای از خطوط مستقیم بوده که با کاهش شیب مواجه هستند. این کاهش شیب نشان دهنده کاهش سختی سازه می‌باشد. در شکل ۱-۹۷ منحنی ظرفیت قاب یک طبقه که به آن نمودار بار افزون می‌گویند ارائه شده است.

پیش نویس غیر قابل استناد



شکل ۱-۹۷- منحنی ظرفیت (برش پایه در برابر جابجایی بام)

منحنی طیف ظرفیت سازه، منحنی شتاب طیفی قابل تحمل توسط سازه (S_a) در مقابل تغییرمکان طیفی بام S_d می‌باشد. در شکل (۱-۹۸) نمونه‌ای از منحنی‌های ظرفیت و طیف ظرفیت سازه نمایش داده شده است. شتاب طیفی نماینده نیروی جانبی و تغییرمکان طیفی نماینده تغییرمکان جانبی طبق روابط زیر می‌باشد:

$$\text{شتاب مودی} = S_a = \frac{V/W}{\alpha_1}$$

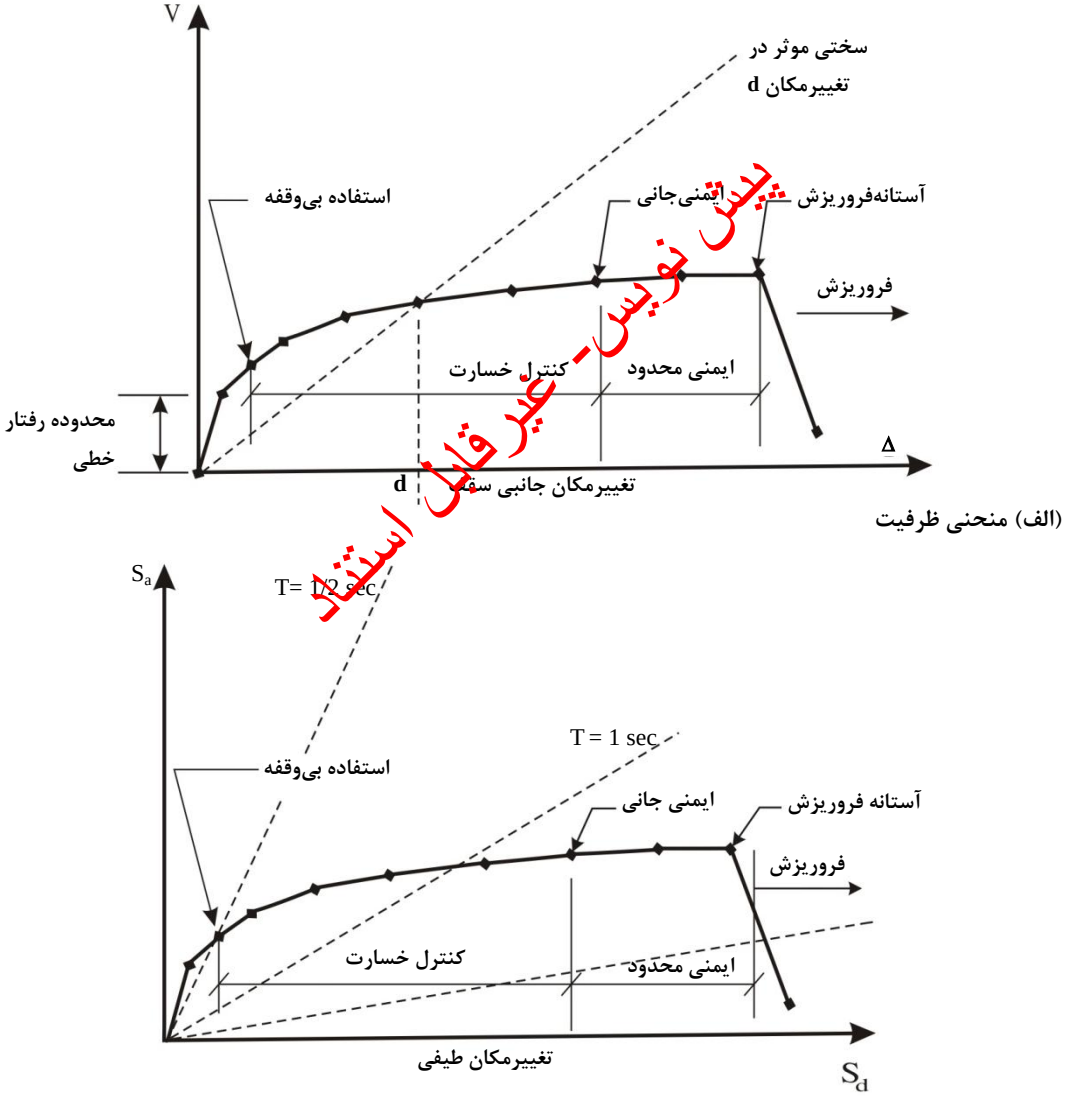
$$\text{تغییرمکان مودی} = S_d = \frac{\Delta_{\text{بام}}}{PF_1 \, \phi_{\text{۱ و بام}}}$$

PF_1 = ضریب مشارکت مودی برای مود اول α_1 = ضریب جرم مودی برای مود اول

$\phi_{\text{۱ و بام}}$ = دامنه‌ی مود اول در بام $\Delta_{\text{بام}}$ = تغییرمکان جانبی بام

W = وزن لرزه‌ای موثر ساختمان V = برش پایه

دستگاه مختصات S_a در مقابل S_d را دستگاه ADRS می‌گویند.



(الف) منحنی ظرفیت

(ب) طیف ظرفیت (دستگاه مختصات ADRS)

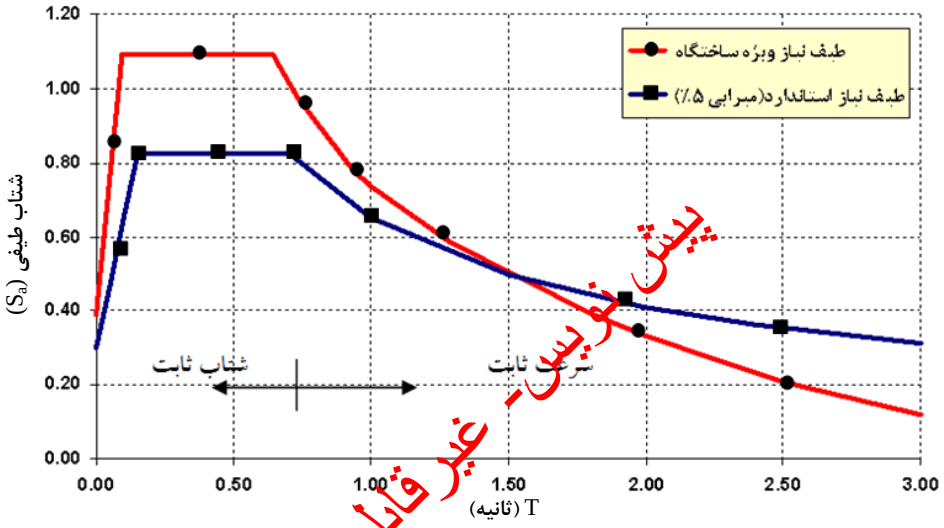
پیش نویس - غیر قابل استناد

شکل ۱-۹۸- منحنی ظرفیت و طیف ظرفیت

برای تعیین منحنی ظرفیت یا طیف ظرفیت سازه، استفاده از روش‌های تحلیل غیرخطی (استاتیکی، دینامیکی) ضروری می‌باشد.

طیف نیاز

زلزله اعمالی به سازه به صورت شتاب وارد بر سازه تعریف می‌گردد که به آن طیف نیاز سازه می‌گویند. منحنی‌های طیف نیاز به دو دسته طیف نیاز استاندارد و طیف نیاز ویژه ساختگاه طبقه‌بندی می‌شوند، این منحنی‌ها معمولاً دارای دو بخش شتاب ثابت و سرعت ثابت می‌باشند. بطور معمول منحنی‌های طیف نیاز برای میرایی ۵ درصد تهیه می‌شوند که بر اساس آن نیاز با میرایی‌های مختلف قابل ترسیم خواهد بود (شکل ۱-۹۹- الف).



شکل ۱-۹۹- الف- منحنی طیف نیاز استاندارد و ویژه‌ی ساختگاه

پیش نویس - غیر قابل استناد

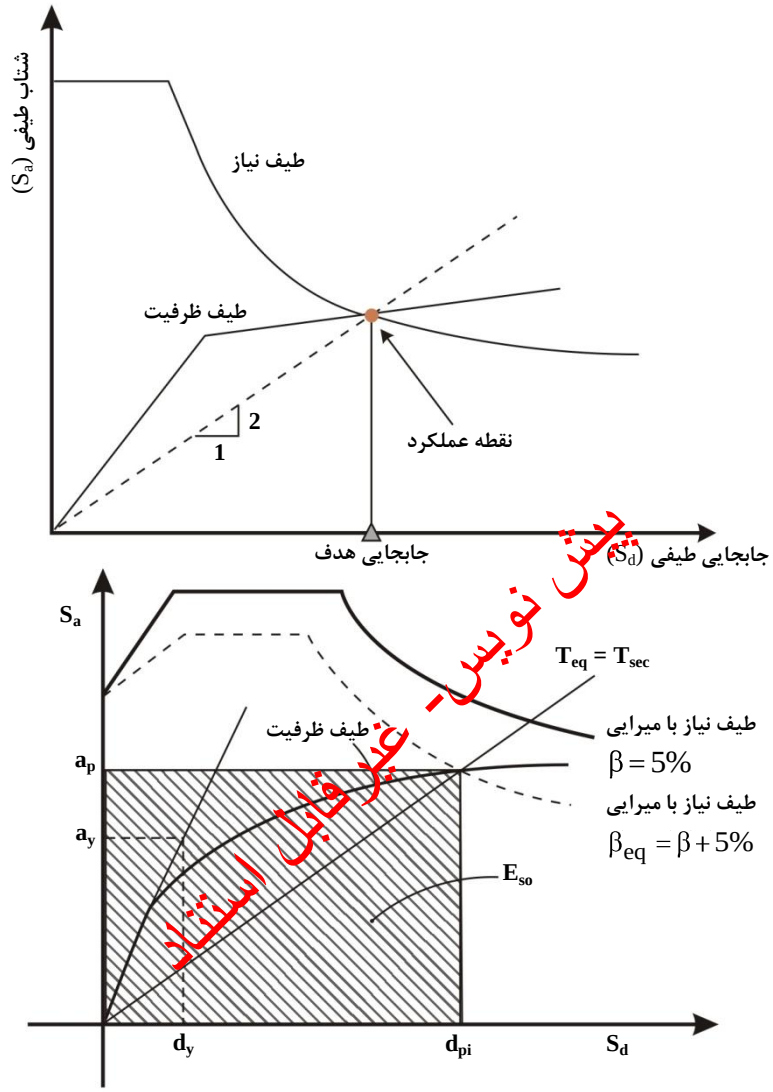
محور قائم طیف نیاز دستگاه ADRS می‌باشد. لازمست در محور افقی T تبدیل زیر صورت پذیرد تا طیف نیاز نیز در دستگاه ADRS قرار گیرد:

$$S_{d1} = \frac{T_1^2}{4\pi^2} S_{a1} g$$

حال می‌توان طیف ظرفیت و طیف نیاز را بر هم منطبق کرد.

نقطه عملکردی و جابجایی هدف سازه

به محل تقاطع منحنی‌های طیف ظرفیت و طیف نیاز سازه که در دستگاه مختصات S_a-S_d (ADRS) رسم شده باشند نقطه عملکرد سازه گویند، که در آن نیاز سازه با ظرفیت موجود در آن مساوی است. در واقع نقطه عملکرد، نقطه توقف سازه در طول منحنی ظرفیت سازه است. لازم به ذکر است در صورتی که تقاطع دو منحنی در قسمت خطی اولیه قرار نگیرد باید منحنی نیاز با میرایی متناسب ترسیم گردد. از این رو تعیین دقیق نقطه عملکرد، مستلزم روش سعی و خطایی خواهد بود. همچنین جابجایی نیاز یا هدف، حداکثر جابجایی بام را تحت اثر زلزله طرح یا هر زلزله بکار رفته در تحلیل غیرخطی نشان می‌دهد. در واقع هدف از تحلیل غیرخطی، تعیین پاسخ سازه در نقطه عملکرد و جابجایی هدف می‌باشد (شکل ۱-۹۹- ب).

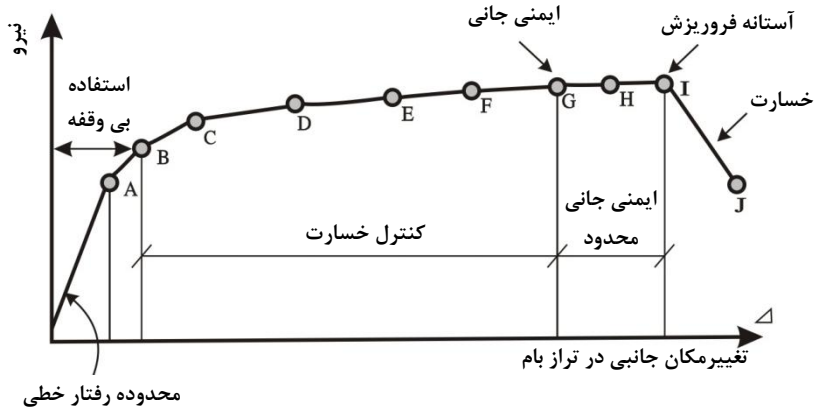


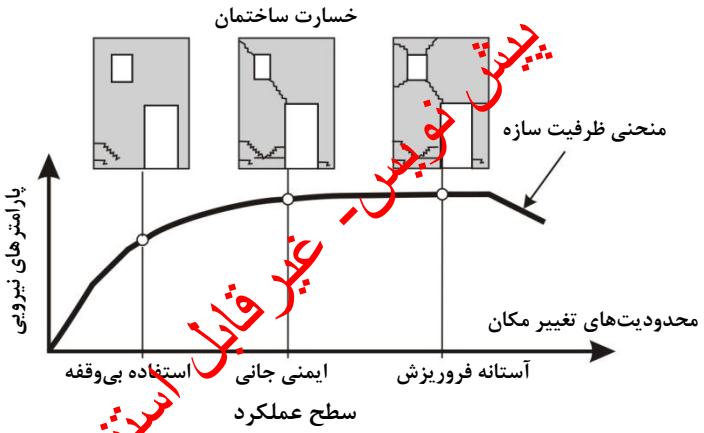
پیش نویس - غیر قابل استناد

شکل ۱-۹۹- ب- مشخص کردن نقطه عملکرد و جابجایی هدف

رفتار یا عملکرد هدف

سطح عملکرد لرزه‌ای مورد انتظار از سازه معمولاً با تعیین حداکثر خرابی مجاز اعضای سازه‌ای و غیرسازه‌ای برای سطح مشخصی از خطرپذیری لرزه‌ای بیان می‌شود. انتخاب ترازهای عملکردی شامل شناسایی تراز خسارت قابل قبول، برای شدت خاصی از زلزله است. تعداد ترازهای زلزله با توجه به معیارهای آیین‌نامه‌ای انتخاب می‌شود که این معیارها تابعی از اهمیت سازه از نظر اقتصادی و اجتماعی می‌باشد. آیین‌نامه‌های مختلف تعاریف متفاوتی از سطوح عملکردی ارائه کرده‌اند که با وجود اختلافات ظاهری مبنای همه آنها یکی است (شکل ۱-۱۰۰).





پیش نویس - غیر قابل استناد

شکل ۱-۱۰۰- منحنی سطوح عملکرد سازه‌ای در آیین‌نامه‌های مختلف

۱-۵-۲- بهسازی سازه‌ها

براساس ارزیابی‌هایی که بر روی سازه انجام می‌شود ضعف‌ها و کاستی‌های آن تعیین می‌گردد. به منظور اصلاح این ضعف‌ها و انجام بهسازی، استفاده از روش‌های مناسب ضروری است. در بیشتر اوقات برای تعیین روش‌های بهسازی در ساختمان محدودیت‌هایی وجود دارد که تاثیر عمده‌ای بر روش‌های انتخابی برای بهسازی می‌گذارند.

مجموعه این محدودیت‌ها را می‌توان به صورت زیر طبقه‌بندی نمود:

الف- اهداف عملکردی ساختمان.

ب- محدودیت هزینه‌های اجرایی.

پ- محدودیت زمانی در امر بهسازی.

ت- محدودیت‌های معماری (پلان و نما).

ث- ضرورت فعال بودن ساختمان در حین بهسازی.

ج- پرهیز از ریسک در زمان بهسازی.

چ- لزوم حفظ آثار باستانی.

به همین دلیل به منظور انجام بهسازی ضروری است با توجه به نیاز سازه در ابتدا راهبرد بهسازی انتخاب و سپس راهکارهای متناسب با راهبردهای انتخاب شده بررسی و مطالعه شوند.

۱-۵-۳- راهبردهای بهسازی

راهبرد بهسازی، روش پایه برای بهبود عملکرد سازه‌ای در برابر زلزله و یا کاهش خطر زلزله تا دستیابی به ترازی معین و قابل قبول از عملکرد و نیاز سازه به طور همزمان می‌باشد. به طور کلی راهبردهای بهسازی شامل دو دسته:

۱- راهبردهای فنی

۲- راهبردهای مدیریتی

می‌باشند، که می‌توان به طور مجزا و یا همزمان از آنها استفاده نمود.

راهبردهای فنی شامل افزایش مقاومت سازه، اصلاح موضعی اجزاء سازه، افزایش سختی سازه، حذف یا کاهش نامنظمی در ساختمان، کاهش نیاز سازه (افزایش استهلاک انرژی زلزله) و.... بوده و راهبردهای مدیریتی شامل تغییرکاربری ساختمان، بهسازی تدریجی، تخریب ساختمان و احداث ساختمان جدید و... می‌باشد.

پس از انتخاب راهبرد بهسازی باید به منظور دستیابی به سطح عملکرد مورد نظر، راهکار بهسازی مناسب انتخاب گردد. راهکار بهسازی روش مورد استفاده برای دستیابی به راهبرد بهسازی انتخاب شده می‌باشد. برای مثال در صورتی که راهبرد بهسازی برای طبقه‌ی نرم در اولین تراز ساختمانی، افزایش مقاومت و سختی سازه باشد، راهکارهایی از قبیل اضافه کردن دیوارهای حائل، اضافه کردن دیوار برشی، ایجاد ستون‌های جدید، اضافه کردن مهاربند و... می‌توانند برای دستیابی به این امر بکار گرفته شوند (شکل ۱-۱۰۱).

همانطور که اشاره شد، برای کاهش اثرات ناشی از زلزله بر سازه، راهبردهای فنی و مدیریتی متعددی وجود دارد. راهبردهای فنی شامل دو بخش کلی افزایش ظرفیت و کاهش نیاز سازه می‌باشند، این راهبردها عبارتند از:

الف- اصلاح موضعی اجزا.

ب- حذف یا کاهش نامنظمی در سازه.

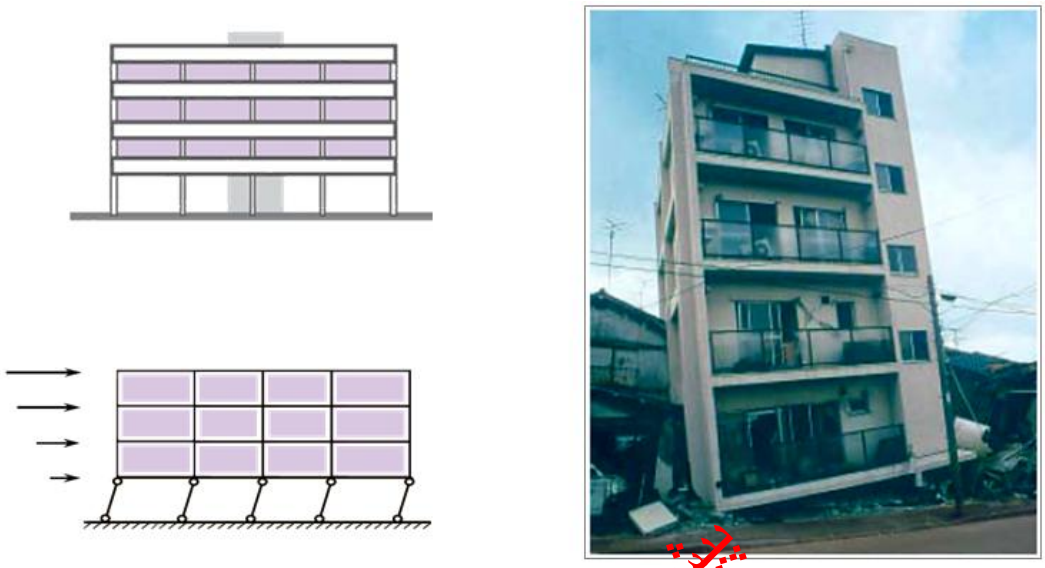
پ- افزایش مقاومت سازه.

ت- افزایش سختی جانبی سازه.

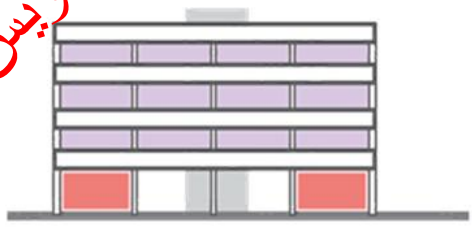
ث- افزایش شکل‌پذیری سازه.

ج- کاهش نیاز سازه.

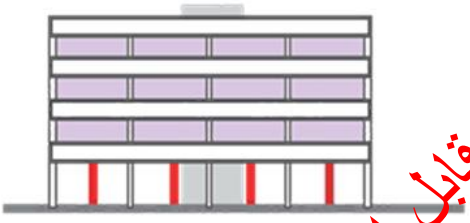
پیش نویس غیر قابل استناد



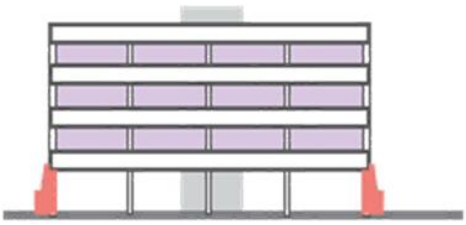
الف- وجود طبقه‌ی نرم در اولین تراز ساختمان- انتخاب افزایش مقاومت و سختی سازه به عنوان راهبرد بهسازی



ب- اضافه کردن دیوار برشی



پ- اضافه کردن ستون‌های جدید



ت- اضافه کردن دیوار حائل



ث- اضافه کردن بادبندی

پیش نویس - غیر قابل استناد

شکل ۱-۱۰۱- راهکارهای بکار گرفته شده برای دستیابی به راهبرد بهسازی انتخاب شده

علاوه بر راهبردهای فنی، به منظور انجام بهسازی باید راهبردهای مدیریتی نیز مدنظر قرار گیرد. راهبردهای مدیریتی شامل موارد زیر می‌باشند:

الف: استفاده کردن از ساختمان در هنگام بهسازی.

ب: تخلیه ساختمان تا زمان اتمام بهسازی.

پ: پذیرش خطر موجود و عدم بهسازی.

ت: تغییر کاربری ساختمان به منظور کاهش میزان خطر.

ث: تخریب ساختمان موجود و احداث ساختمان جدید.

ج: مقاوم‌سازی تدریجی در طی چندین سال.

چ: تمرکز بهسازی‌ها فقط در خارج ساختمان یا فقط در داخل ساختمان و... باشد.

راهبردهای مدیریتی از عوامل اصلی در انتخاب راهبردهای فنی می‌باشند و می‌تواند باعث ایجاد محدودیت‌های زیادی در انتخاب راهکار بهسازی گردند. انتخاب بهترین شیوه بهسازی همواره با لحاظ نمودن همزمان راهبردهای مدیریتی و فنی به دست می‌آید.

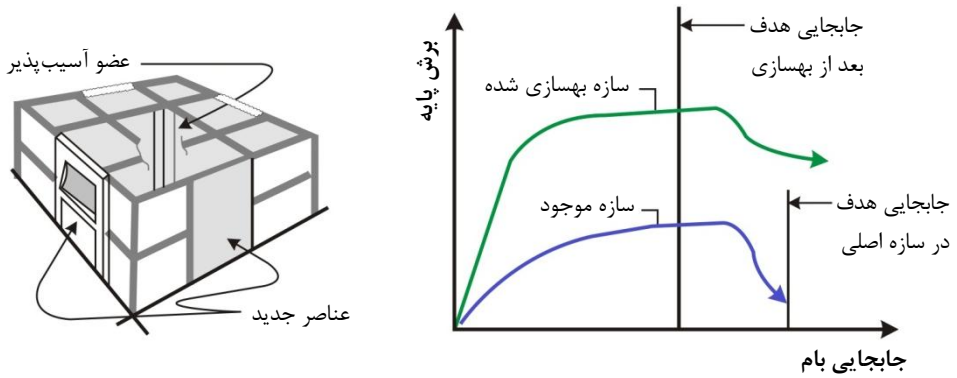
۱-۵-۴- راهبرد اصلاح موضعی اجزا

در صورتی که سیستم کلی سازه شامل دیافراگم‌ها، دیوارها، قاب‌ها و ... ظرفیت کافی برای تحمل نیروهای جانبی وارد به سازه را دارا باشند ولی به منظور تأمین و تضمین کارایی سیستم نیاز به اصلاح برخی از جزئیات باشد، اصلاح موضعی اعضای سازه ضروری می‌باشد. در این وضعیت، نقطه عملکردی سازه در نقطه قابل قبولی است و خرابی عمده‌ای در سازه رخ نمی‌دهد و فقط به طور موضعی، در نقاط محدودی خرابی ایجاد می‌گردد.

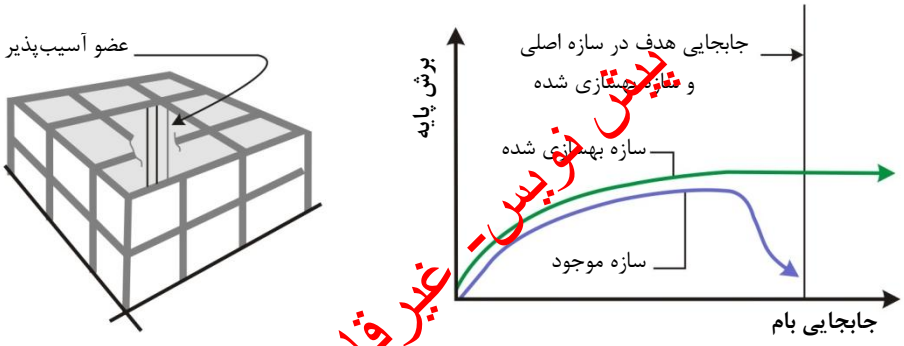
همانطور که در شکل (۱-۱۰۲) نشان داده شده است، اصلاح موضعی اعضای سازه به تنهایی (در مقایسه با اصلاح سیستم توسط سایر راهبردها)، تاثیر چندانی بر روی رفتار کلی سازه نخواهد داشت و منحنی‌های نیاز و ظرفیت سازه قبل و بعد از اصلاح موضعی، تغییر چندانی نمی‌کنند. شکل (۱-۱۰۳) نیز نشان می‌دهد که اصلاح موضعی تعداد محدودی از اجزای سازه، نمی‌تواند ماهیت منحنی ظرفیت سازه را تغییر دهد و فقط می‌تواند بطور محدود، باعث توسعه و ادامه پیدا کردن منحنی ظرفیت سازه شود.

در شکل (۱-۱۰۳) منحنی A-B-C-D-E نشان‌دهنده منحنی طیف ظرفیت سازه اولیه می‌باشد. همانطور که ملاحظه می‌شود این منحنی قادر نیست تا منحنی نیاز را در نقطه عملکرد مناسبی قطع کند، زیرا شکست بحرانی در یک عضو مانع از این کار می‌شود. اگر این عضو آسیب‌پذیر تغییر یابد و بطور مثال مقاومت و یا ظرفیت تغییر شکل آن افزایش داده شود، منحنی ظرفیت می‌تواند ادامه یافته و سازه به تغییرشکل‌های بزرگتری دست پیدا کند. منحنی A-B-C-D-F-G-H نشان‌دهنده منحنی ظرفیت سازه بعد از اصلاح موضعی عضو آسیب‌پذیر می‌باشد. در این حالت منحنی طیف ظرفیت می‌تواند منحنی نیاز را در یک نقطه عملکرد متناظر با یک سطح عملکرد تعریف شده، قطع نماید.

پیش نویس غیر قابل استناد



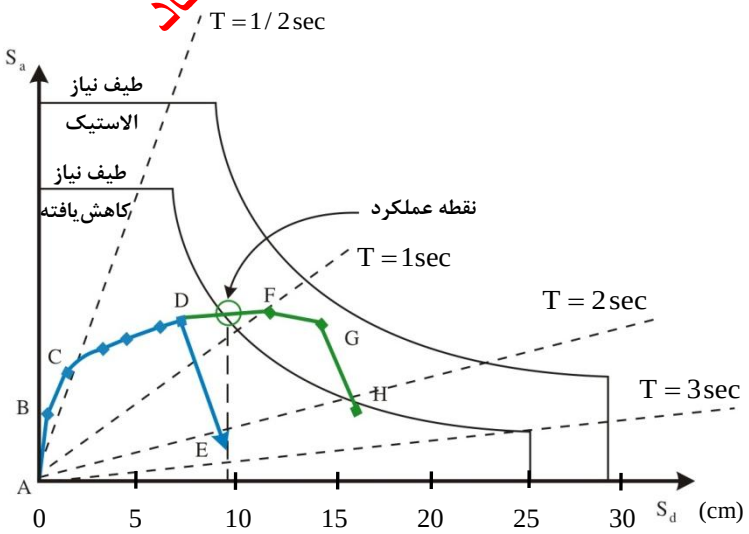
(الف) تاثیر اصلاح سیستم سازه بر منحنی ظرفیت



(ب) تاثیر اصلاح موضعی اجزا سازه بر منحنی ظرفیت

شکل ۱-۱۰۲- اصلاح موضعی و اصلاح سیستمی

ویرایش نویس - غیر قابل استناد



شکل ۱-۱۰۳- تاثیر اصلاح موضعی اجزا بر عملکرد لرزه‌ای سازه

هدف از این روش، افزایش قابلیت تغییرشکل و مقاومت اعضای ناکارآمد می‌باشد، چرا که این اعضاء در شرایط فعلی به وضعیت حدی مورد نیاز سازه نخواهند رسید.

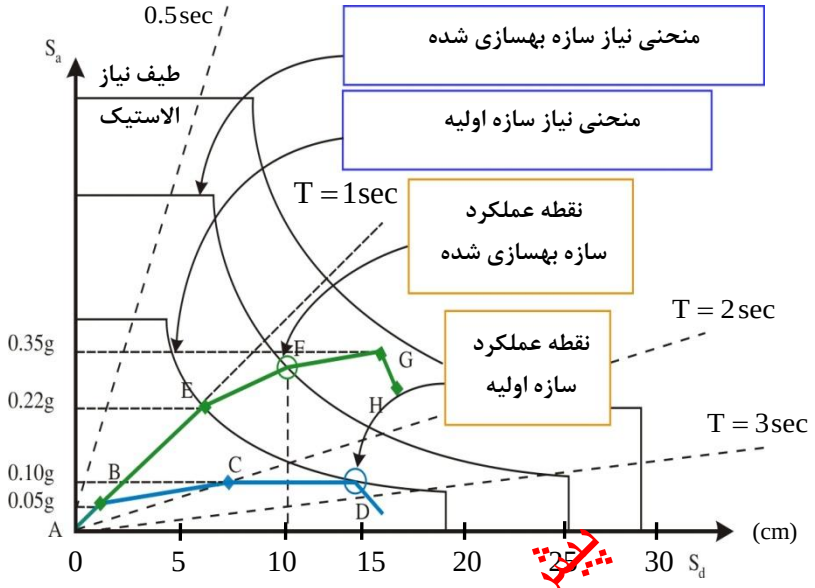
در این راهبرد، اعضای سازه بسته به مقاومت لرزه‌ای مورد نظر، میزان آسیب‌دیدگی، نوع و کیفیت اتصالات آنها، با راهکارهای مختلفی از قبیل جایگزینی قطعات جدا شدنی، اضافه کردن ورق‌های فولادی روی سطوح، استفاده از ژاکت‌های بتن مسلح و یا فلزی، تزریق رزین، بتن‌پاشی، بکارگیری سیستم‌های کامپوزیت FRP، استفاده از پیش‌تنیدگی خارجی و...، مرمت و تقویت می‌شوند. لازم به ذکر است به منظور دستیابی به ترمیم و بهسازی مناسب، باید بین اعضاء موجود و تقویت‌های صورت گرفته جدید، با اعمال روش‌های مختلف، پیوستگی مطلوبی بوجود آید. در فصل دوم (راهکارهای اصلاح موضعی اجزاء سازه) به تفصیل در مورد هر یک از راهکارهای قابل استفاده برای اصلاح موضعی اجزاء سازه بحث می‌گردد.

پیش نویس غیر قابل استناد

۱-۵-۵- راهبرد افزایش مقاومت و سختی جانبی سازه

مقاومت جانبی و شکل‌پذیری، ضروری‌ترین اهداف تاثیر گذار بر رفتار لرزه‌ای سازه‌ها می‌باشند. افزایش مقاومت جانبی و افزایش سختی سازه مفاهیمی بسیار نزدیک به یکدیگر دارند ولی در عین حال از جهاتی نیز دارای اختلاف می‌باشند.

تأثیرافزایش مقاومت سازه بدون افزایش سختی درشکل(۱-۱۰۴) نشان داده شده است. در این شکل منحنی A-B-C-D، طیف ظرفیت سازه با مقاومت ناکافی است. این سازه دارای مشخصاتی از قبیل زمان تناوب اصلی الاستیک ۱ ثانیه، شتاب طیفی ۰/۰۵g در اولین حد تسلیم، شتاب طیفی ۰/۱۰g در حد نهایی و جابجایی نهایی برابر ۱۵ سانتیمتر می‌باشد. نقطه عملکرد سازه در نقطه D و طیف نیاز متناظر با آن برای سازه اولیه نشان داده شده است. همچنین در این شکل منحنی A-B-E-F-G-H، منحنی طیف ظرفیت ممکن برای سازه بعد از افزایش مقاومت جانبی می‌باشد. نکته قابل توجه در این شکل زمان تناوب اصلی الاستیک سازه، در همان ۱ ثانیه است که نشان‌دهنده افزایش مقاومت بدون افزایش سختی سازه است. جابجایی طیفی حداکثر نیز تغییر چندانی نیافته و این بیانگر ظرفیت تغییر شکل جانبی سازه است. سازه بهسازی شده دارای شتاب طیفی حد تسلیم ۰/۲۲g، شتاب طیفی حد نهایی ۰/۳۵g و نقطه عملکرد جدیدی در جابجایی ۱۰ سانتیمتر می‌باشد.

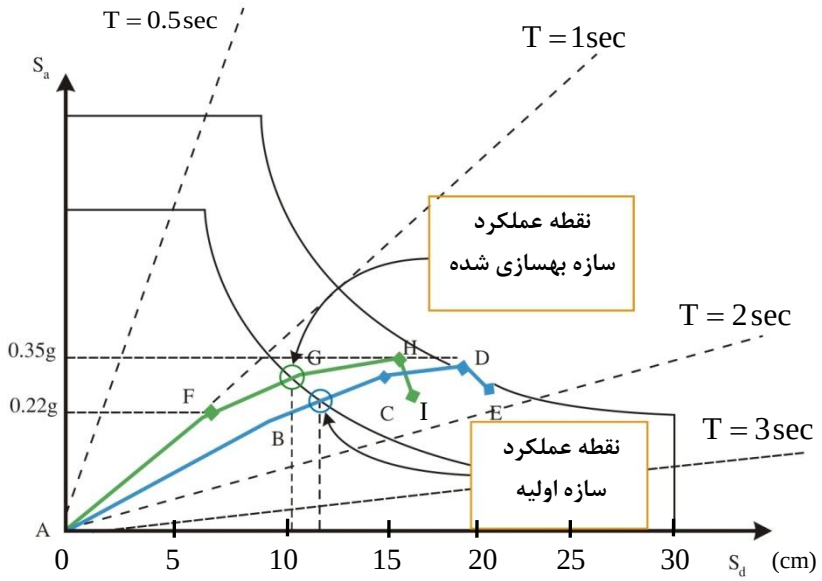


شکل ۱-۱۰۴- تاثیر افزایش مقاومت سیستم در عملکرد لرزه‌ای سازه

پیش نویس - غیر قابل استناد

به بیان دیگر اگر راهکار انتخابی به منظور بهسازی منجر به افزایش مقاومت سازه بدون افزایش در سختی شود، شیب قسمت اصلی منحنی طیف ظرفیت تغییری نخواهد کرد و یا تغییری در ظرفیت شکل‌پذیری کلی سازه به وجود نخواهد آمد. البته در واقعیت اکثر راهکارهای اجرا شده برای افزایش مقاومت سازه (مانند اضافه کردن دیوار و میانقاب)، به افزایش سختی نیز منجر خواهد شد.

در شکل (۱-۱۰۵) تاثیر افزایش سختی بر منحنی طیف ظرفیت سازه نشان داده شده است.



شکل ۱-۱۰۵- تاثیر افزایش سختی بر عملکرد لرزه‌ای سازه

در این شکل منحنی A-B-C-D-E طیف ظرفیت سازه‌ی اولیه می‌باشد. این سازه دارای زمان تناوب اصلی الاستیک ۱/۵ ثانیه، شتاب طیفی در حد تسلیم برابر ۰/۲۲g و شتاب طیفی نهایی برابر ۰/۳۵g می‌باشد. منحنی A-F-G-H-I نیز بیانگر طیف ظرفیت سازه با افزایش سختی می‌باشد. زمان تناوب اصلی الاستیک سازه برابر ۱ ثانیه، شتاب طیفی در حد تسلیم و نهایی نیز بدون تغییر باقی مانده است. تاثیر این افزایش سختی بصورت انتقال نقطه عملکرد سازه از ۱۱/۲۵ سانتیمتر به ۱۰ سانتیمتر می‌باشد و این تغییر زیادی در مقاومت سازه در برابر بارهای جانبی را به همراه نخواهد داشت.

۱-۵-۶- راهبرد کاهش نیاز ساختمان

راهبرد دیگری که می‌توان جهت بهسازی سازه‌ها از آن استفاده کرد، کاهش نیاز سازه، بجای افزایش ظرفیت‌های تحمل در برابر نیروهای وارد بر آن می‌باشد که در این راهبرد با بکارگیری راهکارهایی، پاسخ سازه در برابر نیروهای وارد بر آن با کاهش نیاز سازه اصلاح می‌گردد. یعنی بجای تغییرات در منحنی ظرفیت سازه، تغییرات در طیف نیاز آن صورت می‌گیرد. باید توجه داشت که در کارهای عملی استفاده از این راهبرد باید همراه با افزایش مقاومت و سختی سازه باشد. از راهکارهای شناخته شده برای دستیابی به این راهبرد می‌توان به کاهش جرم ساختمان، نصب سیستم‌های جداساز لرزه‌ای و یا سیستم‌های اتلاف انرژی (میراگرها) اشاره کرد.

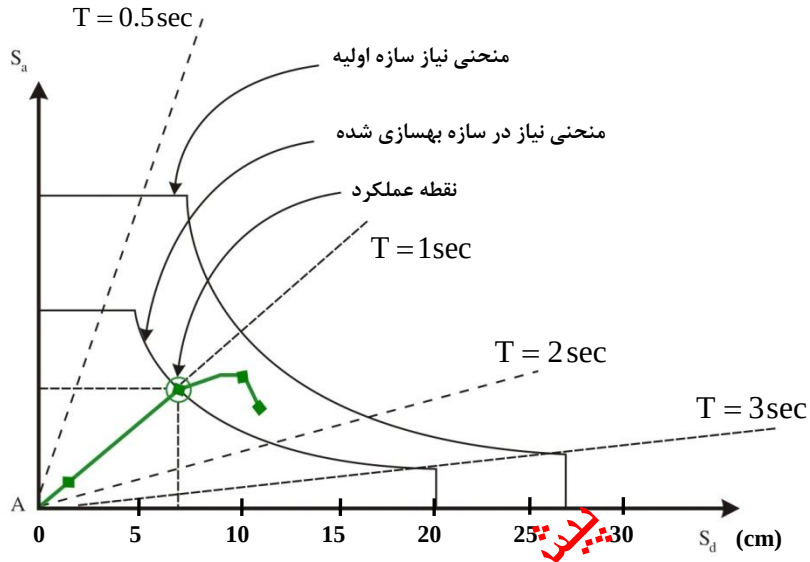
پیش نویس غیر قابل استناد

۱-۵-۷- کاهش جرم ساختمان

در ساختمان‌هایی که دارای ضعف کلی از نظر سختی جانبی یا ظرفیت باربری هستند، یکی از راهبردهای مفید برای بهسازی، کاهش جرم ساختمان می‌باشد. چرا که با کاهش جرم، می‌توان میزان تغییرشکل‌ها و نیروهای داخلی ناشی از زلزله را در اعضا کاهش داد. برای این منظور می‌توان، با تخریب طبقات فوقانی، تغییر کاربری ساختمان، تغییر مصالح استفاده شده در نمای ساختمان، سبک‌سازی کف‌سازی، تغییر مشخصات دیوارهای داخلی و یا انتقال تجهیزات و انبارهای سنگین به نقاط دیگر، جرم ساختمان را تغییر داد. یکی دیگر از موارد موثر در کاهش جرم ساختمان، برداشتن مخازن مختلف از روی بام (و یا سایر طبقات) می‌باشد.

اگر چه کاهش وزن ساختمان روش بهبود عملکرد لرزه‌ای می‌باشد و این راهبرد، برخورد نسبتاً ریشه‌ای با مسئله آسیب‌پذیری سازه می‌باشد ولی در عمل بدلیل وزن ناچیز اعضای قابل حذف در ساختمان و مشکلاتی که در برابر حذف یک طبقه وجود دارد، استفاده از این راهبرد مشکل می‌باشد.

در شکل (۱-۱۰۶) تاثیر کاهش جرم ساختمان بر منحنی طیف نیاز سازه نشان داده شده است.



شکل ۱-۱۰۶- تاثیر کاهش جرم ساختمان بر منحنی نیاز سازه

پیش نویس - غیر قابل استناد

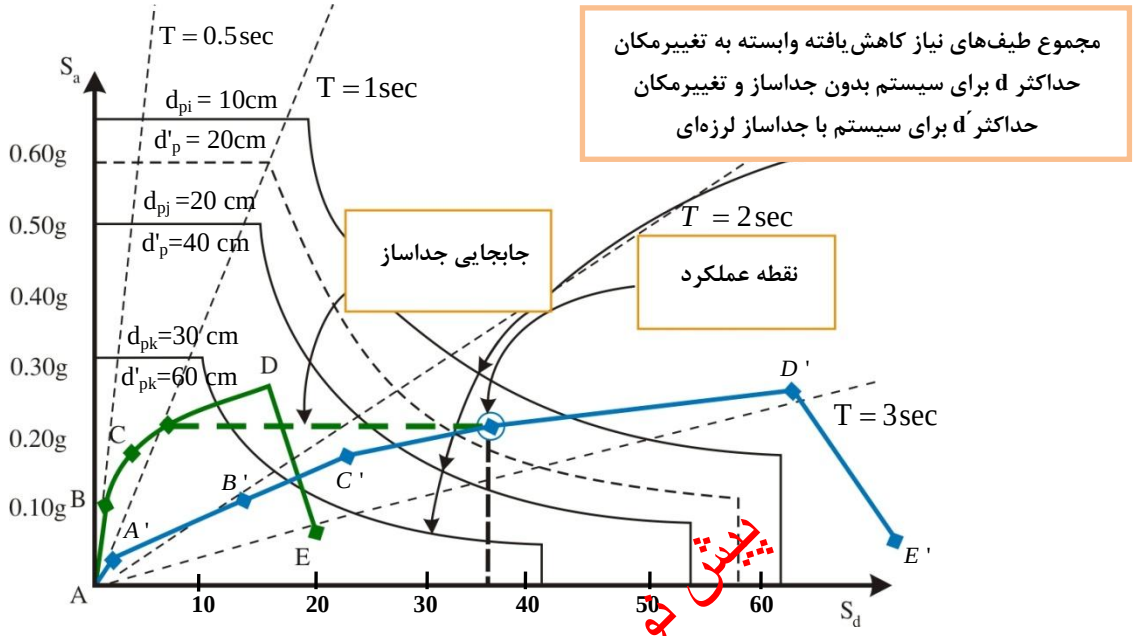
۱-۵-۸- سیستم‌های جداسازی لرزه‌ای

استفاده از سیستم‌های جداسازی لرزه‌ای، راهبرد مناسبی برای کاهش اثرات زلزله روی سازه موجود می‌باشد. هنگامی که حفاظت از اعضاء مدنظر باشد و یا تجهیزات مهمی در ساختمان موجود باشد، با بکارگیری جداسازهای لرزه‌ای می‌توان انتقال انرژی موجود در حرکات ارتعاشی زمین را به ساختمان محدود نمود.

در این روش هنگام وقوع زلزله تغییر شکل‌های ساختمان در تکیه‌گاه‌هایی که قابلیت تغییرشکل جانبی زیادی دارند متمرکز شده و سازه مانند جسم صلب با تغییر شکل‌های کوچک ارتعاشی عمل می‌کند. روش جداسازی برای ساختمان‌های کوتاه و نسبتاً صلب موثر بوده و برای ساختمانهای بلند و نرم کارایی کمتری دارد.

نصب سیستم‌های جداساز لرزه‌ای منجر به افزایش اساسی در زمان تناوب اصلی سازه می‌شود. از این رو سیستم‌های جداساز به نوعی نیاز تغییر شکل‌های لرزه‌ای سازه را در خود متمرکز می‌سازند. در نهایت این اثرات منجر به کاهش نیاز در بخش‌هایی از سازه که جداسازی شده‌اند، می‌شود.

در شکل (۱–۱۰۷) تاثیر جداساز لرزه‌ای بر منحنی‌های طیف نیاز و طیف ظرفیت سازه نمایش داده شده است.



شکل ۱-۱۰۷- تأثیرات استفاده از جداسازهای لرزه‌ای بر طیف نیاز و ظرفیت سازه

در این شکل منحنی A-B-C-D-E طیف ظرفیت برای سازه‌ی اصلی (بهسازی نشده) را مشخص می‌کند. این سازه دارای مشخصه‌های زمان تناوب اصلی ۰/۵ ثانیه و ظرفیت نهایی تغییرشکل جانبی در حدود ۱۵ سانتیمتر می‌باشد.

شروع تسلیم سازه در نقطه‌ی B و حد مقاومت نهایی آن در نقطه‌ی D می‌باشد. همانطور که مشخص است منحنی ظرفیت، منحنی طیف نیاز را در حداکثر تغییرمکان سازه قطع نکرده است و سازه در اثر زلزله طرح خراب می‌شود.

منحنی A-A'-B'-C'-D'-E' نشان‌دهنده طیف ظرفیت سازه بعد از نصب سیستم جداساز لرزه‌ای می‌باشد. اگر چه تغییر مکان در هر کدام از این مقاومت‌ها به دلیل جابجایی در سیستم جداساز، افزایش چشم‌گیری داشته ولی همانطور که ملاحظه می‌شود مقاومت تسلیم و نهایی سازه بدون تغییر باقی مانده است.

همچنین زمان تناوب اصلی الاستیک سازه‌ی جداسازی شده تقریباً به ۲/۵ ثانیه رسیده است. جابجایی جانبی طیفی متناظر با نقطه‌ی تسلیم اولیه (B) در سازه‌ی بهسازی نشده برابر ۱/۲۵ سانتیمتر و در سازه‌ی جداسازی شده (B') برابر ۱۰ سانتیمتر می‌باشد. بطور مشابه ظرفیت جابجایی نهایی در سازه‌ی اولیه (D) برابر ۱۵ سانتیمتر و در سازه‌ی جداسازی شده (D') برابر ۶۰ سانتیمتر می‌باشد. وقتی که در سازه از سیستم جداساز لرزه‌ای استفاده شود، متناسب با تغییراتی که شرح داده شد باید میرایی موثر محاسبه و منحنی نیاز مجدداً ترسیم شود.

همانطور که در شکل (۱-۱۰۷) نشان داده شده است، نقطه‌ی عملکرد در سازه‌ی جداسازی شده در جابجایی طیفیِ برابر ۳۵ سانتیمتر اتفاق می‌افتد و ملاحظه می‌شود که تفاوت جابجایی‌های طیفی بین نقطه‌ی عملکرد در سازهٔ جداسازی شده و نقطه‌ی متناظر با آن در سازه‌ی اصلی، برابر ۳۰ سانتیمتر می‌باشد.

البته باید توجه داشت که کلیه جابجایی‌های جانبی ذکر شده طیفی بوده و برای محاسبه جابجایی‌های واقعی، باید منحنی طیف ظرفیت سازه‌ی جداسازی شده را به منحنی ظرفیت تبدیل کرد (منحنی برش پایه در برابر جابجایی بام).

توضیحات کاربردی بیشتر در مورد این سیستم ها در فصل ششم ارائه خواهد شد.

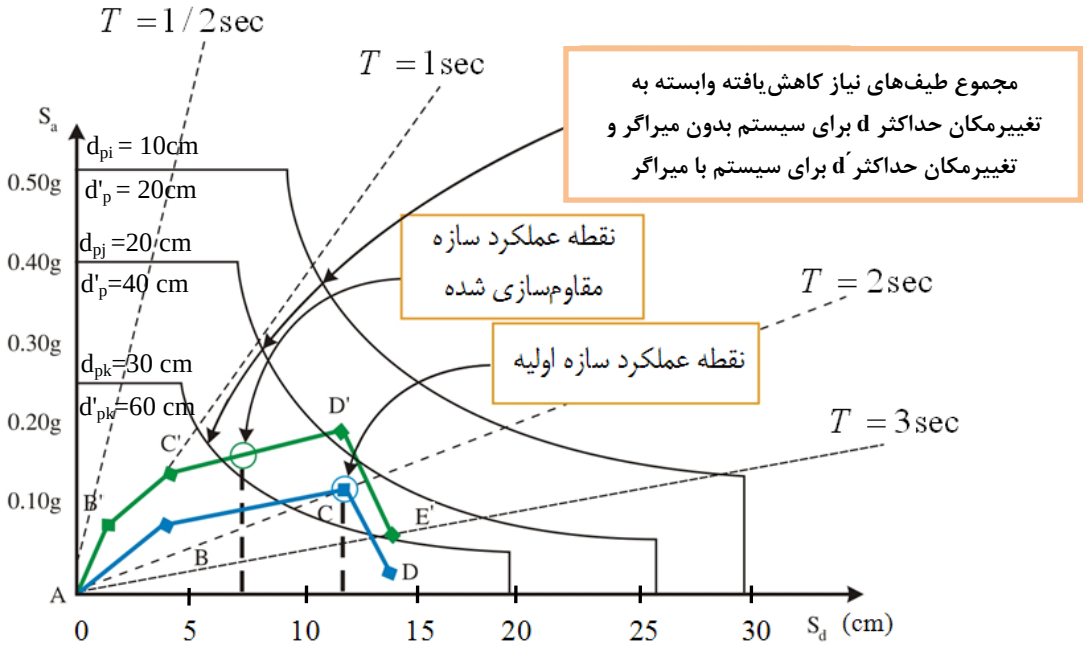
۱-۵-۹- سیستم‌های اتلاف انرژی (میراگرها)

بکارگیری سیستم‌های اتلاف انرژی برای کنترل و کاهش تغییرشکل ساختمان یکی از راهکارهای کاهش نیاز سازه و بهسازی آن می‌باشد. در ساختمان‌هایی که دارای سختی جانبی کافی نیستند با تعبیه اجزاء جاذب انرژی در سازه می‌توان تغییر شکل‌های ساختمان را محدود ساخت. برای این منظور اجزای خاصی طراحی و ساخته شده‌اند که با ایجاد اصطکاک یا تغییر شکل‌های خمیری و یا استفاده از خاصیت ویسکوزیته در سیالات، بخشی از انرژی سازه را جذب و مستهلک می‌کنند و به این ترتیب تغییر شکل‌های سازه محدود می‌شود. البته در بکارگیری این سیستم‌ها در بعضی موارد به دلیل افزایش سختی سازه، نیروهای جانبی نیز افزایش می‌یابند.

در شکل (۱-۱۰۸) تأثیر استفاده از میراگرها روی منحنی‌های نیاز و طیف ظرفیت سازه نمونه، نشان داده شده است. در این شکل منحنی A-B-C-D بیانگر طیف ظرفیت برای سازه اولیه (بدون تجهیزات میراگر) می‌باشد. نقطه‌ی عملکرد در سازه‌ی بهسازی نشده در جابجایی طیفیِ برابر ۷/۵ سانتیمتر اتفاق می‌افتد.

منحنی A-B'-C'-D'-E' نیز نشان‌دهنده‌ی طیف ظرفیت سازه بعد از نصب سیستم های میراگر می‌باشد. در سازه‌ی مقاوم‌سازی شده، هم سختی اضافه شده است (کاهش زمان تناوب اصلی از ۱/۵ ثانیه به ۰/۷۵ ثانیه) و هم افزایش مقاومت مشاهده می‌شود. تأثیر اصلی استفاده از میراگر در این سازه روی منحنی نیاز بوده است. از نتایج این تأثیرات می‌توان به جابجایی نقطه عملکرد سازه به مقداری کمتر از ۷/۵ سانتیمتر و در نتیجه دستیابی سازه به سطح عملکرد بهتر (ایمنی جانی) اشاره کرد.

پیش نویس غیر قابل استناد



شکل ۱-۱۰۸- تأثیر استفاده از سیستم‌های مستهلک کننده انرژی روی منحنی‌های نیاز و طیف ظرفیت

بخش دوم

بهسازی موضعی

پیش نویس- غیر قابل استناد

فصل ۲

راهکارهای اصلاح موضعی اجزا

پیش نویس- غیر قابل استناد

۲-۱- کاشت پیچ و میلگرد

۲-۱-۱- معرفی

در مواردی برای تقویت عضو لازم است میلگرد یا پیچ در داخل بتن کاشته شود. در اکثر موارد عمل کاشت باید طوری انجام پذیرد که مقاومت گیرایی بیش از مقاومت کششی میلگرد یا پیچ باشد.

کاشت پیچ یا میلگرد به سه روش مختلف انجام می‌شود.

۱- کاشت با استفاده از مواد پایه سیمانی

۲- کاشت با استفاده از چسب اپوکسی

۳- کاشت با استفاده از مهار مکانیکی

۲-۱-۲- کاشت با استفاده از مواد پایه سیمانی

در کارهای ساختمانی به علت فراموشی در تعبیه ریشه‌های ستون، اجرای ستون در محل‌هایی غیر از محل استقرار ستون در نقشه، رفع خطا در محل میلگردهای انتظار و بالاخره عملیات بهسازی از این روش استفاده می‌شود.

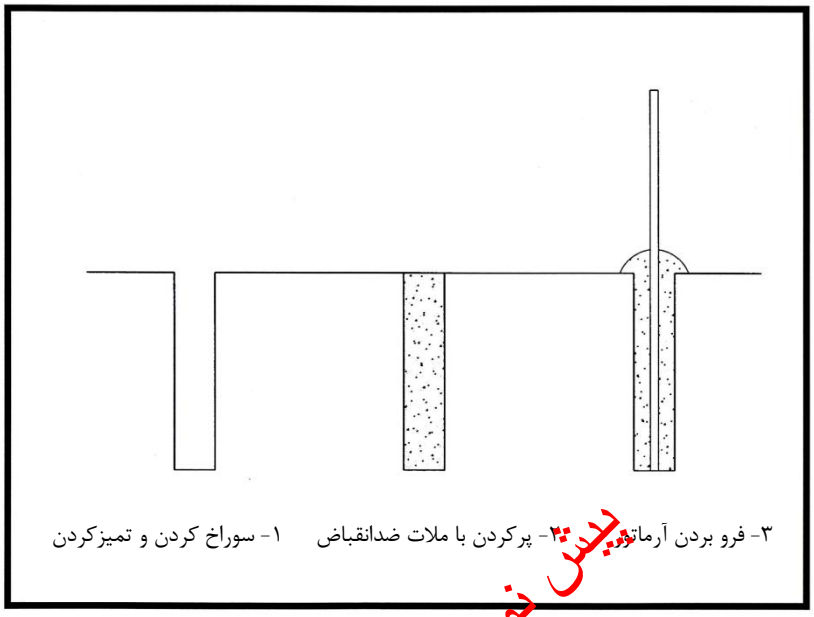
برای کاشت میلگرد ابتدا سوراخی به قطر حدود ۵ میلیمتر بزرگتر از قطر میلگرد و به طول مهاری آن و یا بیشتر به کمک دستگاه مغزه‌گیر، در بتن ایجاد می‌شود و داخل آن با حجم مناسب ملات روان پر می‌گردد. ملات روان ترکیبی از آب، سیمان، ماسه، مواد ضد انقباض و روان‌ساز می‌باشد. پس از پر نمودن نسبی سوراخ با ملات، میلگرد به کمک جک هیدرولیک با فشار به داخل سوراخ رانده شود. بدیهی است مقداری ملات از داخل سوراخ خارج شده و باقیمانده در پیرامون میلگرد در داخل سوراخ متراکم می‌گردد. ملات داخل سوراخ طی مدت زمان لازم عمل‌آوری می‌گردد تا سیمان به مقاومت لازم برسد. بدیهی است اگر میلگرد آجدار بوده و محیط سوراخ مضرس باشد نتیجه رضایت بخش‌تر خواهد بود.

مراحل اجرای کاشت آرماتور (میلگرد) پایه سیمانی در شکل ۲-۱-۱ نشان داده شده است.

۲-۱-۳- کاشت با استفاده از مواد اپوکسی

روش کار همانند کاشت با مواد پایه سیمانی است که در آن به جای سیمان از چسب‌های اپوکسی دوجزیی استفاده می‌شود. با توجه به چسبندگی فوق‌العاده زیاد چسب‌های اپوکسی بدیهی است که قطر سوراخ و طول مهاری کوچکتر خواهد شد، در نتیجه عملیات سوراخ‌کاری سهل‌تر می‌گردد. اما قیمت مواد اپوکسی گرانتر است.

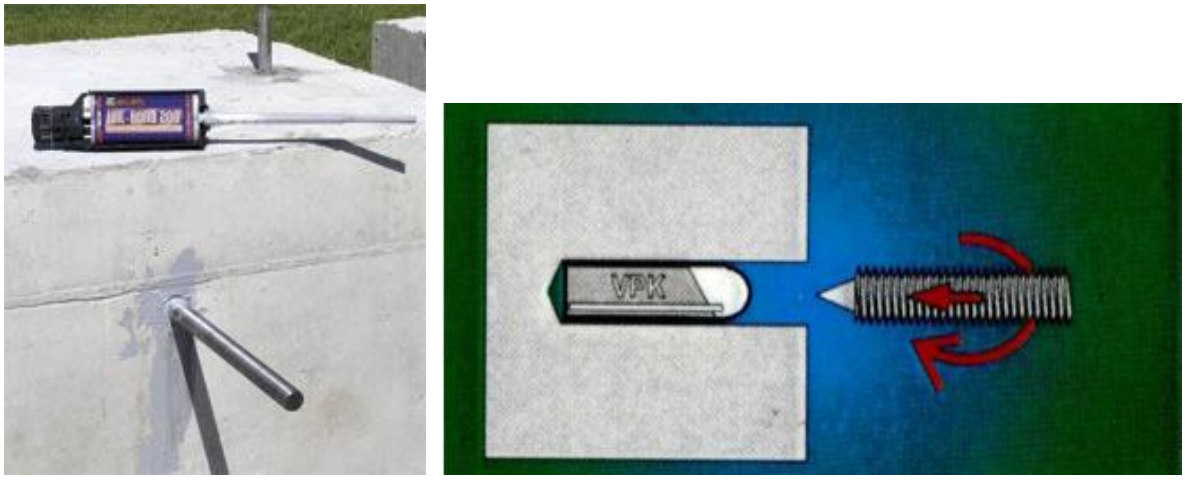
پیش نویس غیر قابل استناد



شکل ۲-۱-۱- مراحل اجرای کاشت آرماتور (میلگرد) پایه سیمانی

چسب‌های اپوکسی قدرت گیرش فوق‌العاده زیاد دارند. بنابراین آنها را نمی‌توان به صورت ترکیب کامل بسته‌بندی و حمل نمود، زیرا به سرعت می‌گیرند و فاسد می‌شوند. لذا چسب‌های اپوکسی به صورت دو یا سه جزئی حمل می‌گردند. در بعضی حالات این مواد بصورت تفکیک داخل کپسول تعبیه می‌شوند. کپسول را وارد سوراخ کرده و میلگرد را به درون سوراخ می‌کوبند، مواد در همان جا با هم ترکیب شده و چسبندگی به وجود می‌آید. نمونه‌ای از کاشت پیچ به کمک مواد اپوکسی داخل کپسول در شکل ۲-۱-۲ نشان داده شده است.

پیش نویس - غیر قابل استناد



شکل ۲-۱-۲- کاشت پیچ یا میلگرد به کمک مواد اپوکسی داخل کپسول

در بعضی موارد اجزاء چسب‌های اپوکسی در داخل نازل ترکیب و سپس درون سوراخ تزریق می‌گردند.

مراحل کاشت به شرح زیر است:

۱. محاسبه ابعاد سوراخ برای استقرار پیچ و یا میلگرد مطابق با جدول ۲-۱-۱.
۲. ایجاد سوراخ مورد نیاز با ابزار مناسب.
۳. تمیز نمودن گرد و غبار ناشی از حفاری با استفاده از دستگاه مکنده یا برس موئی.
۴. زدودن هرگونه چربی و مواد روغنی، دانه‌های سست و یا سطوح فاقد استحکام و رطوبت از سطوح داخلی سوراخ.
۵. ترکیب نمودن اجزای چسب اپوکسی درون نازل.
۶. تزریق چسب تا میزان دو سوم حجم حفره.
۷. فرو بردن پیچ یا میلگرد به صورت چرخشی داخل سوراخ.
۸. تمیز نمودن مواد اضافی بیرون ریخته از دهانه سوراخ با کاردک و یا ابزار دیگر.
۹. زمان عمل‌آوری براساس دمای محیط مطابق جدول ۲-۱-۲ می‌باشد که پس از گذشت این زمان، بارگذاری قابل اعمال است.

پیش نویس غیر قابل استناد

جدول ۲-۱-۱- محاسبه ابعاد سوراخ برای استقرار پیچ و یا میلگرد

قطر پیچ یا میلگرد (mm)	قطر سوراخ (mm)	عمق سوراخ (mm)
۸	۱۰	۸۰
۱۰	۱۲	۹۰
۱۲	۱۴	۱۱۰
۱۴	۱۶	۱۲۰
۱۶	۱۸	۱۲۵
۲۰	۲۲	۱۷۰
۲۴	۲۸	۲۱۰
۳۰	۳۵	۲۸۰

* توصیه می‌شود عمق سوراخ از اولین سفره آرماتورگذاری عبورکند.

جدول ۲-۱-۲- محاسبه زمان عمل‌آوری بر اساس دمای محیط

درجه حرارت محیط (سلسیوس)	۵- الی ۰	۰ الی ۵	۵ الی ۱۰	۱۰ الی ۲۰	بالای ۲۰
زمان عمل‌آوری بر حسب دقیقه	۳۶۰	۱۸۰	۹۰	۴۰	۲۰

۲-۱-۳-۱- مقاومت کششی و برشی پیچ یا میلگرد کاشته شده با چسب اپوکسی

در جدول ۲-۱-۳ مقاومت کششی و مقاومت برشی توصیه شده برای پیچ یا میلگرد کاشته شده با چسب اپوکسی ارائه شده است. این مقدار باید در ضرایب اصلاح مربوطه ضرب گردد تا مقاومت کششی و برشی اصلاح شده بدست آید.

(مقاومت کششی یا برشی اصلاح شده) = $\alpha_1 . \alpha_2 . \alpha_3$ × (مقاومت کششی یا برشی توصیه شده) (۲-۱-۱)

جدول ۲-۱-۳- مقاومت برشی و کششی توصیه شده برای میلگردهای کاشته شده با چسب اپوکسی بر حسب کیلو نیوتن در بتن بامقاومت $f'_c = 20\,MPa$

قطر پیچ یا میلگرد (mm)	مقاومت کششی (kN)	مقاومت برشی (kN)
۸	۸	۸
۱۰	۱۳	۱۳
۱۲	۱۹	۱۹
۱۴	۲۹	۲۹
۱۶	۳۶	۳۶
۲۰	۵۷	۵۷
۲۴	۸۳	۸۳
۳۰	۱۳۰	۱۳۰

پیش نویس - غیر قابل استناد

۲-۱-۳-۲- ضرایب اصلاح

مقاومت‌های ارائه شده در جدول ۲-۱-۳ به مقاومت جداره سوراخ، مقاومت پیچ یا میلگرد، طول سطح تماس میلگرد و یا پیچ با رزین، نوع و نحوه ایجاد حفره و فاصله‌بندی سوراخ‌ها بستگی دارد. برای محاسبه تنش‌های اصلاح شده میلگرد باید از سه ضریب اصلاح مقاومت مصالح پایه، ضریب کاهش مقاومت فاصله‌بندی سوراخ‌ها و ضریب کاهش مقاومت فاصله میلگرد از لبه سازه استفاده نمود. سه ضریب اصلاح مقاومت باید به صورت همزمان در مقاومت‌های ارائه شده ضرب گردند.

الف- ضریب اصلاح مقاومت مصالح پایه (α_1):

از آنجا که مقاومت‌های معرفی شده برای کاشت میلگرد در بتن با مقاومت مشخصه ۲۰ MPa می‌باشد، برای مصالح بتنی با مقاومت‌های مختلف ضریب اصلاح رابطه ۲-۱-۲ معرفی می‌گردد:

$$\alpha_1 = \sqrt{\frac{f'_c}{20}} \qquad (۲-۱-۲)$$

که در این رابطه:

f'_c: مقاومت مشخصه بتن بر حسب مگاپاسکال می‌باشد.

ب- ضریب کاهش مقاومت فاصله میلگردها از یکدیگر (α_2):

براساس فاصله‌بندی سوراخ‌ها، ضریب کاهش مقاومت مطابق جدول ۲-۱-۴ محاسبه می‌گردد.

جدول ۲-۱-۴- محاسبه ضریب کاهش مقاومت به علت فاصله‌بندی

قطر پیچ یا میلگرد (mm)	فاصله‌بندی سوراخ‌ها (mm)									
	۴۰	۴۵	۵۵	۶۵	۸۰	۹۰	۱۱۰	۱۲۵	۱۷۰	۲۱۰
۸	۰/۷۵	۰/۷۸	۰/۸۴	۰/۹۱	۱/۰۰					
۱۰		۰/۷۵	۰/۸۱	۰/۸۶	۰/۹۴	۱/۰۰				
۱۲			۰/۷۵	۰/۸۰	۰/۸۶	۰/۹۱	۱/۰۰			
۱۶				۰/۷۶	۰/۸۲	۰/۸۶	۰/۹۴	۱/۰۰		
۲۰						۰/۷۶	۰/۸۲	۰/۸۷	۱/۰۰	
۲۴							۰/۷۶	۰/۸۰	۰/۹۰	۱/۰۰

* لازم به ذکر است فاصله میلگردها از یکدیگر به هیچ عنوان نباید از مقادیر عنوان شده در جدول فوق کمتر اختیار شوند.

پ- ضریب کاهش مقاومت به علت فاصله سوراخ‌ها از لبه (α_3):

بر اساس فاصله میلگردها از لبه ضریب کاهش مقاومت مطابق جدول ۲-۱-۵ محاسبه می‌گردد.

جدول ۲-۱-۵- محاسبه ضریب کاهش مقاومت فاصله سوراخ از لبه

قطر پیچ یا میلگرد (mm)	فاصله میخچه‌ها از لبه (mm)									
	۴۰	۴۵	۵۵	۶۵	۸۰	۹۰	۱۱۰	۱۲۵	۱۷۰	۲۱۰
۸	۰/۶۵	۰/۶۹	۰/۷۸	۰/۸۷	۱/۰۰					
۱۰		۰/۶۵	۰/۷۳	۰/۸۱	۰/۹۲	۱/۰۰				
۱۲		۰/۵۹	۰/۶۵	۰/۷۱	۰/۸۱	۰/۸۷	۱/۰۰			
۱۶				۰/۶۶	۰/۷۵	۰/۸۰	۰/۹۲	۱/۰۰		
۲۰						۰/۶۷	۰/۷۵	۰/۸۱	۱/۰۰	
۲۴							۰/۶۷	۰/۷۲	۰/۸۷	۱/۰۰

* لازم به ذکر است فاصله میلگردها از لبه به هیچ عنوان نباید از مقادیر عنوان شده در جدول فوق کمتر اختیار شوند.

پیش نویس
غیر قابل استناد

۲-۱-۴- کاشت به کمک مهار مکانیکی

در این روش همانند روش‌های قبلی ابتدا سوراخی به قطر حدود ۲ میلیمتر بزرگتر از قطر پیچ در بتن ایجاد می‌گردد، سپس پیچ با مهار مکانیکی را داخل سوراخ قرار می‌دهند. این پیچ در انتهای خود دارای پره‌های مخصوصی است که با پیچاندن پیچ باز می‌شوند و به جدار سوراخ می‌چسبند. پیچ آنقدر سفت می‌گردد تا پره‌ها تا جایی که ممکن است به دیوار بچسبند. در این روش طول مهار کوتاه‌تر است. شاید برای بارهای دینامیکی مناسب نباشند، چون پره‌ها می‌توانند

بتن محیطی خود را خرد نمایند ولی به هر حال در بتن‌های با کیفیت در بارهای استاتیکی و دینامیکی عملکرد خوبی از خود نشان داده‌اند (شکل ۲-۱-۳).

هر نوع پیچ مهاری بر حسب قطر و مقاومت میلگرد دارای نیروی برشی و کششی مجاز می‌باشد که توسط کارخانه سازنده ارائه می‌گردد.



شکل ۲-۱-۳- پیچ‌های مهاری مکانیکی

مقاومت برشی و کششی نهایی، مشخصه و طراحی پیچ‌های مکانیکی متداول در جدول‌های ۲-۱-۶ و ۲-۱-۷ ارائه شده است. مقاومت‌های ارائه شده برای شرایطی است که فاصله پیچ‌ها از یکدیگر و از لبه اعضا کافی باشد و برای استفاده از پیچ‌های خاص و همچنین استفاده از پیچ‌های متداول در فواصل کمتر باید از مقاومت‌ها و ضرایب کاهش مقاومت توصیه شده توسط کارخانه سازنده استفاده نمود. لازم به ذکر است که مقاومت‌های ارئه شده بر اساس مقاومت بتن ۲۰ MPa می‌باشد و برای بتن با مقاومت بیشتر می‌توان مقادیر جدول زیر را در ضریب $\sqrt{\frac{f'_c}{20}}$ ضرب نمود. استفاده از این روش در بتن با مقاومت کمتر از ۲۰ MPa توصیه نمی‌شود. از مقادیر جدول ۲-۱-۴ و ۲-۱-۵ می‌توان برای ضرایب کاهش فاصله‌بندی و فاصله از لبه استفاده نمود.

همان‌گونه که در جداول زیر نشان داده شده است، شکل ظاهری بتن (ترک خورده یا سالم) در مقاومت‌های ارائه شده موثر می‌باشد.

جدول ۲-۱-۶- نیروی برشی و کششی نهایی پیچ‌های مهاری مکانیکی بر حسب کیلو نیوتن برای طراحی به روش حدی

قطر پیچ (mm)		۸	۱۰	۱۲	۱۶	۲۰	۲۴
بتن با ظاهری سالم	مقاومت کششی نهایی	۱۸/۱	۲۶/۷	۳۵/۱	۴۹/۸	۷۷/۴	۷۹/۱
	مقاومت برشی نهایی	۲۲/۸	۳۱/۹	۵۰/۳	۸۴/۰	۱۳۶/۰	۱۵۱/۴
بتن با ظاهر ترک‌خورده	مقاومت کششی نهایی	۱۲/۷	۱۸/۴	۲۰/۱	۳۶/۰	۵۵/۱	۷۰/۵
	مقاومت برشی نهایی	۲۰/۶	۳۱/۹	۴۵/۵	۸۴/۰	۱۰۶/۶	۱۵۱/۴

جدول ۲-۱-۷- نیروی برشی و کششی مجاز پیچ‌های مهاری مکانیکی بر حسب کیلو نیوتن برای طراحی به روش تنش مجاز

قطر پیچ (mm)		۸	۱۰	۱۲	۱۶	۲۰	۲۴
بتن با ظاهری سالم	مقاومت کششی مجاز	۶/۰	۱۰/۷	۱۳/۳	۲۳/۳	۳۳/۳	۴۰/۰
	مقاومت برشی مجاز	۱۰/۴	۱۶/۰	۲۴/۰	۳۸/۵	۵۵/۶	۷۹/۹
بتن با ظاهر ترک‌خورده	مقاومت کششی مجاز	۳/۳	۶/۰	۸/۰	۱۶/۷	۲۰/۰	۲۶/۷
	مقاومت برشی مجاز	۱۰/۴	۱۶/۰	۲۴/۰	۳۸/۵	۵۵/۶	۷۹/۹

پیش نویس
غیرقابل استناد

مثال ۲-۱-۱:

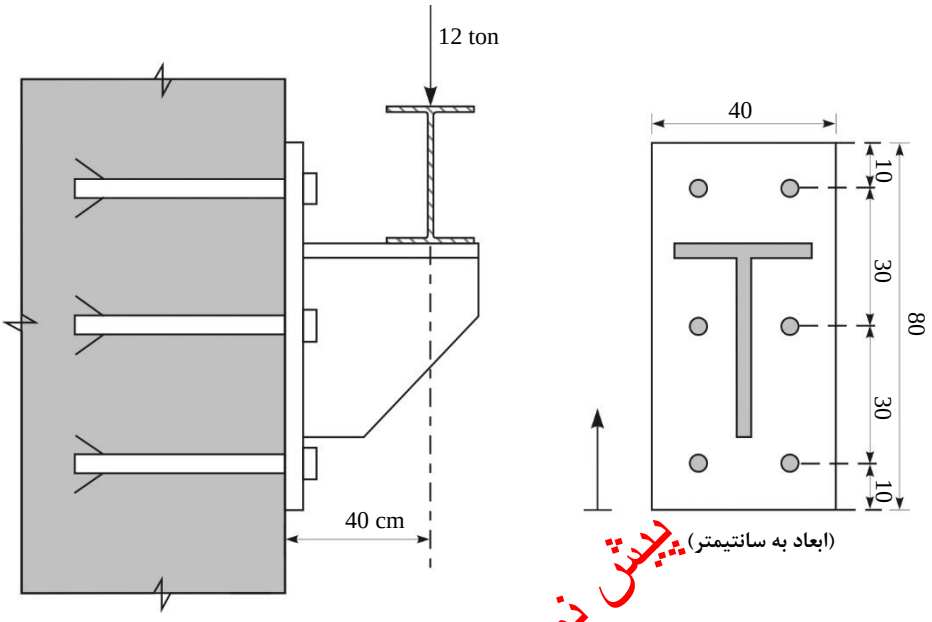
می‌خواهیم به ستون بتنی مسلح، براکتی برای حمل تیر جرثقیل متصل نماییم. واکنش تکیه‌گاهی حداکثر جرثقیل ۱۲ تن می‌باشد. مطلوبست طراحی اتصال براکت با کاشت پیچ مکانیکی. شکل ظاهری بتن سالم و بدون ترک و مقاومت فشاری آن ۲۰ MPa می‌باشد.

برای اجرای براکت از پیچ با قطر ۲۰ میلیمتر استفاده می‌نماییم. از آنجا که ظاهر بتن سالم می‌باشد از جدول ۲-۱-۷ داریم:

نیروی مجاز کششی = ۳۳/۳ kN

نیروی مجاز برشی = ۵۵/۶ kN

ارتفاع کل ورق ۸۰۰ میلیمتر و آرایش پیچ‌ها مطابق شکل اختیار می‌شود.



شکل مثال ۲-۱-۱

پیش نویس- غیر قابل استناد

حل:

تعیین مشخصات هندسی مقطع:

$$40y\frac{y}{2} = 2\times A(10-y+40-y+70-y)$$

$$20y^2 = 2A(120-3y)$$

$$10y^2 = A(120-3y)$$

$$10y^2 + 3.14\times 3y - 3.14\times 120 = 0$$

$$y^2 + 0.942y - 37.68 = 0$$

$$y = 5.69\text{cm}$$

$$I = 2\times 3.14\left[(10-56.69)^2 + (40-5.69)^2 + (70-5.69)^2\right] + 40\times\frac{5.69^3}{3}$$

$$I = 35938\text{cm}^4 \rightarrow S_t = I/(70-5.69) = 558\,\text{cm}^3$$

محاسبه لنگر وارد بر براکت:

$$M = 12\times 0.4 = 4.8\ \text{ton.m}$$

محاسبه تنش کششی:

$$\sigma = \frac{4.8\times 10^5}{558} = 860\,\text{kg/cm}^2 \qquad f_t = 860\times 3.14\times 10^{-3} = 2.7\,\text{ton} < F_t = 3.33\,\text{ton}$$

محاسبه تنش برشی:

$$f_v = \frac{12}{6} = 2\text{ton} < F_v = 5.56\,\text{ton}$$

محاسبه تنش ترکیبی:

$$\left(\frac{2}{5.56}\right)^2 + \left(\frac{2.7}{3.33}\right)^2 = 0.13 + 0.66 = 0.79 < 1 \text{ O.K.}$$

۲-۱-۵- مقاومت کششی مهارهای چسبی

برای مهارهای چسبی با طول مدفون $4d_a \le h_{ef} \le 20d_a$، مقاومت کششی اسمی برمبنای مقاومت لایه‌ی مرزی از روابط زیر بدست می‌آید:

الف) برای مهار تنها

$$N_a = \frac{A_{Na}}{A_{Nao}} \psi_{ed,Na} \psi_{cp,Na} N_{ba} \qquad (۲-۱-۳)$$

ب) برای گروه مهار

$$N_{ag} = \frac{A_{Na}}{A_{Nao}} \psi_{ec,Na}\, \psi_{ed,Na}\, \psi_{cp,Na}\, N_{ba} \qquad (۲-۱-۴)$$

مقاومت پایه‌ی پیوستگی درکشش برای مهار تکی در بتن ترک‌خورده (N_{ba}) نباید بیشتر از مقدار رابطه‌ی زیر منظور شود:

$$N_{ba} = \lambda_a \tau_{cr} \pi d_a h_{ef} \qquad (۲-۱-۵)$$

برای استفاده از رابطه‌ی فوق در بتن ترک‌نخورده می‌توان به جای τ_{cr} از τ_{uncr} استفاده کرد.

A_{Nao} = سطح موثر شکست مهار تنها برای مهاری‌های چسبی که برابر است با $(2\ c_{Na})^2$

A_{Na} = سطح موثر شکست مهار تنها یا گروه مهار برای مهاری‌های چسبی که بصورت شکل (۲-۱-۴) محاسبه می‌شود.

که در روابط فوق برای محاسبه c_{Na} داریم:

$$c_{Na} = 10 d_a \sqrt{\frac{\tau_{uncr}}{7.6}} \quad (\text{برحسب mm و } N/mm^2)$$

$$[c_{Na} = 10 d_a \sqrt{\frac{\tau_{uncr}}{76}} \quad (\text{برحسب cm و } kg/cm^2)] \qquad \text{MKS} \qquad (۲-۱-۶)$$

d_a = قطر تنه

τ_{uncr} = حداقل تنش برشی مقاوم ناحیه مرزی در حالت بتن ترک نخورده که از جدول (۲-۱-۷) بدست می‌آید.

τ_{cr} = حداقل تنش برشی مقاوم ناحیه مرزی در حالت بتن ترک خورده که از جدول (۲-۱-۷) بدست می‌آید.

پیش نویس- غیر قابل استناد

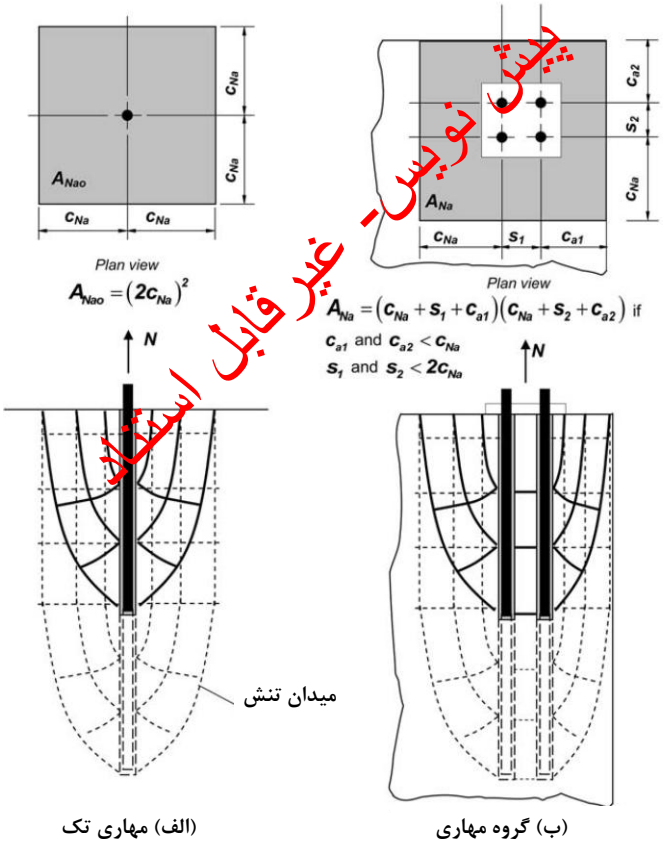
جدول ۲-۱-۷- حداقل تنش چسبندگی مشخصه

محیط نصب و نگهداری	رطوبت نسبی بتن	دمای حداکثر بهره‌برداری	τ_{cr} (N/mm^2)	τ_{uncr} (N/mm^2)
خارج	خشک تا مرطوب	80	1.4	4.5
داخل	خشک	45	2.1	7.0

* برای استفاده از مقادیر جدول فوق، سن بتن در زمان نصب باید حداقل ۲۱ روز، دمای بتن حداقل ۱۰ درجه‌ی سلسیوس و مقاومت فشاری حداقل باید ۱۷ نیوتن بر میلیمتر مربع باشد.

برای بارهای لرزه‌ای، τ_{cr} باید در ۰/۸ و τ_{uncr} باید در ۰/۴ ضرب شود. اگر مهار برای بارهای کششی دائمی طراحی می‌شود، مقادیر τ_{cr} و τ_{uncr} باید در ۰/۴ ضرب شود.

پیش نویس- غیر قابل استناد



شکل ۲-۱-۴- محاسبه‌ی سطوح تاثیر A_{Nao} و A_{Na}

ضریب اصلاح برون محوری ($\psi_{ec,Na}$) برای گروه مهاری تحت کشش از رابطه زیر بدست می‌آید:

$$\psi_{ec,Na} = \frac{1}{1+\frac{e'_N}{c_{Na}}} \le 1 \qquad (۲-۱-۷)$$

e'_N = مقدار برون محوری

در صورت وجود برون‌محوری نسبت به دو محور متعامد، ضریب اصلاح برون محوری باید برای هر محور به صورت جداگانه محاسبه شده و حاصل‌ضرب آنها در رابطه مورد استفاده قرار گیرد.

ضریب اصلاح برای اثر لبه $(\psi_{ec,Na})$ که بصورت زیر محاسبه می‌شود:

$$c_{a,min} \geq c_{Na} \quad \Rightarrow \quad \psi_{ed,Na} = 1.0$$

$$c_{a,min} < c_{Na} \quad \Rightarrow \quad \psi_{ed,Na} = 0.7 + 0.3\frac{c_{a,min}}{c_{Na}}$$

ضریب اصلاح مهاری‌های چسبی برای طراحی در بتن ترک نخورده $(\psi_{ec,Na})$ بصورت زیر محاسبه می‌شود:

$$c_{a,min} \geq c_{ac} \quad \Rightarrow \quad \psi_{cp,Na} = 1$$

$$c_{a,min} < c_{ac} \quad \Rightarrow \quad \psi_{cp,Na} = \frac{c_{a,min}}{c_{ac}} \geq \frac{c_{Na}}{c_{ac}}$$

توجه:

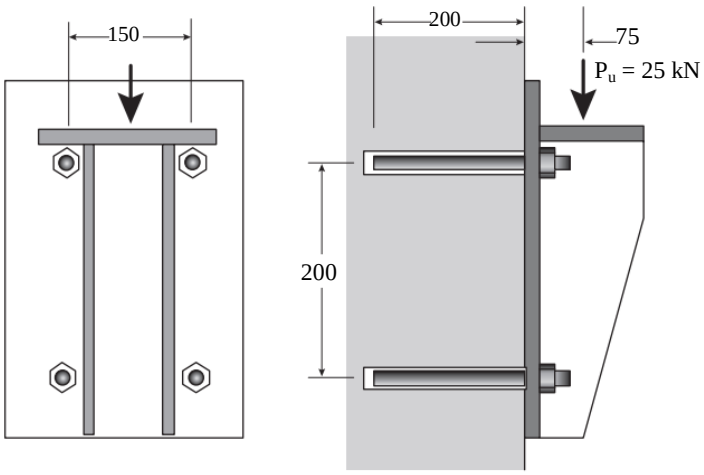
مقاومت کششی مهارهای چسبی برای بارهای دائمی از رابطه‌ی زیر محاسبه می‌شود:

$$N_{bac} = 0.55 N_{ba} \qquad (۷-۱-۲)$$

پیش نویس - غیر قابل استناد

مثال ۲-۱-۲- طراحی مهار چسبی

مطلوبست کنترل اتصال چسبی نشان داده شده در شکل. مهارها با قطر ۲۰ میلیمتر با مساحت خالص $215mm^2$ و $f_{uta} = 420\ N/mm^2$ می‌باشد که طول فرورفت آن ۲۰۰ میلیمتر است. با فرض $f'_c = 30\,N/mm^2$ و فاصله‌ی دور مهارها از لبه و منظور کردن رده‌ی ۲ (حساسیت متوسط)، کفایت اتصال را کنترل نمایید.



شکل مثال ۲-۱-۲

حل:

مهارهای چسبی به لحاظ موازی مثل دما، رطوبت و بارهای دائمی بسیار حساس هستند. نصب این‌گونه مهارها باید طبق معیارهای آیین‌نامه‌های تخصصی[1] انجام شده و در حالت نصب افقی و شیب رو به بالا باید تحت نظارت دائم باشند.

تمام مودهای عنوان شده برای مهارهای پس‌کاشت و درجاکاشت درخصوص این مهارها صادق است، به علاوه باید توجه خاصی به مود شکست چسبندگی (شکل ۲-۱-۴) داشت. آیین‌نامه برای شرایط نصب این‌گونه مهارها الزامات زیر را مقرر می‌دارد:

۱- حداقل عمر بتن ۲۱ روز باشد (تا رطوبت داخلی بتن از بین رفته باشد).

۲- حداقل مقاومت نمونه‌ی استوانه‌ای ۱۸ نیوتن بر میلیمتر مربع باشد.

۳- برای سوراخکاری از مته‌های دورانی- ضربه‌ای یا مته‌های سنگ استفاده شود.

۴- حداقل دمای نصب ۱۰ درجه سلسیوس باشد.

چسبندگی مهارهای چسبی باید طوری باشد تا مود شکست بیرون کشیدگی بوجود نیامده و مود شکست مخروطی بوجود آید.

$\phi = 0.65$ (گروه ۲ با آرماتور کمکی)

Ψها = 1 (بدون اثر بتن‌محوری و بدون اثر فاصله از لبه)

ظرفیت برشی طرح چهار مهار بر پایه‌ی مقاومت فولاد

$$\phi V_{sa} = \phi n A_{se,v} (0.6) f_{uta} = 0.65 \times 4 \times 215 \times 0.6 \times 420 \times 10^{-3} = 141 kN$$

مقاومت کششی مهارهای چسبی

$$N_{ag} = \frac{A_{Na}}{A_{Nao}} \Psi_{ec,Na} \Psi_{ed,Na} \Psi_{cp,Na} N_{ba} \qquad (۴-۱-۲)$$

$$N_{ba} = \lambda_a \tau_{cr} \pi d_a h_{ef} \qquad \text{و} \qquad (\lambda_a = 0.55 \text{ به فرض}) \qquad (۵-۱-۲)$$

$\tau_{uncr} = 4.5 N/mm^2$

$\tau_{cr} = 1.4 N/mm^2$

ضریب بار دائمی = 0.55

$$c_{Na} = 10 d_a \sqrt{\frac{0.55 \tau_{uncr}}{7.6}} \qquad (۶-۱-۲)$$

۱- مثل ACI 355.4 تحت عنوان

Acceptance criteria for qudification of post installed adhesive anchors

پیش نویس - غیر قابل استناد

$$c_{Na} = 10 \times 20\sqrt{\frac{0.55 \times 4.5}{7.6}} = 114\,mm$$

مساحت تصویر شده = $A_{Nao} = (2c_{Na})^2 = (2 \times 114)^2 = 51984\,mm^2$

مساحت تصویر شده‌ی دو مهاری بالا = $A_{Na} = 2c_{Na}(2c_{Na} + s) = 2 \times 114(2 \times 114 + 150) = 86184\,mm^2$

مقاومت چسبندگی پایه = $N_{ba} = 0.55\tau_{cr}\pi d_a h_{ef} = 0.55 \times 1.4 \times \pi \times 20 \times 200 \times 10^{-3} = 9.68\,kN$

ظرفیت کششی دو مهار فوقانی برابر است با:

$$N_a = \frac{A_{Na}}{A_{Nao}} \psi_{ec,Na}\, \psi_{ed,Na}\, \psi_{pc,Na}\, N_{ba} = \frac{86184}{51984} \times 1 \times 1 \times 1 \times 9.68 = 16.05\,kN$$

$$N_u = \frac{25 \times 75}{200} = 9.38\,kN > 0.2 \times 16.03$$

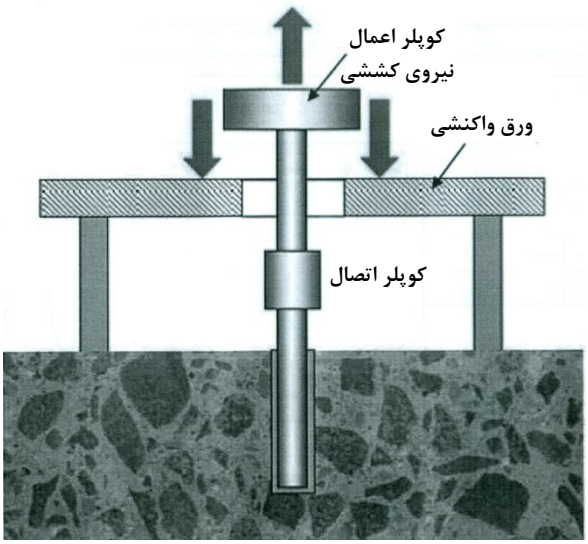
پس:

$$\frac{N_u}{\phi N_a} + \frac{V_u}{\phi V_{sa}} = \frac{9.38}{0.65 \times 16.05} + \frac{25}{0.65 \times 141} = 0.9 + 0.27 = 1.17 < 1.2$$

پیش نویس- غیر قابل استناد

۲-۱-۶- آزمایش بیرون‌کشیدگی

در بازار چسب‌های اپوکسی با نام‌های تجاری مختلف برای شرایط رطوبتی و دمایی متفاوت و کیفیت‌ها و قیمت‌های مختلف وجود دارد. صرفنظر از نوع و قیمت چسب، باید تحت شرایط عملکردی بطور آزمایشی نمونه‌های کافی از پیچ یا میلگرد اجرا شده و تحت آزمایش کشش قرار گیرد. نمونه وقتی مورد تایید خواهد بود که در آزمایش کشش به نیروی نهایی میلگرد برسیم و میلگرد قبل از لغزش چسب گسیخته گردد.



شکل ۲-۱-۵- آزمایش بیرون‌کشیدگی

۲-۲- راهکارهای بهسازی شالوده و پی

۲-۲-۱- معرفی

بارهای ساختمان از طریق شالوده به خاک زیر آن یعنی پی منتقل می‌گردد. از این رو نقش شالوده و پی در ایمنی ساختمان مهم می‌باشد.

معمول‌ترین موارد آسیب‌پذیری شالوده و پی به قرار زیر است:

الف- آسیب‌پذیری شالوده

- وجود نیروی کششی بلند کننده.
- عدم کفایت ظرفیت خمشی یا برشی (برش خمشی یا برش سوراخ‌کننده) مقطع شالوده.
- تهاجم مواد شیمیایی مضر موجود در خاک و آب زیرزمینی به بتن شالوده.
- عدم کفایت مقاومت جانبی برای تحمل نیروهای جانبی وارد بر شالوده.
- وجود نیروی فشاری یا کششی بیش از ظرفیت سازه‌ای در شمع‌ها.

ب- آسیب‌پذیری پی

- وقوع تنش فشاری بیش از ظرفیت باربری پی در زیر شالوده.
- وجود نیروی فشاری یا کششی بیش از ظرفیت ژئوتکنیکی سازه‌ای در شمع‌ها.
- وجود نشست‌های زیاد و غیرقابل قبول در پی.
- وجود پتانسیل روانگرایی، ماسه سریع و تورم در خاک زیر شالوده.
- عدم پایداری ساختگاه سازه، مخصوصاً برای ساختمان‌هایی که بر روی زمین‌های شیبدار احداث شده‌اند.

پیش نویس - غیر قابل استناد

۲-۲-۲- روند مطالعات ارزیابی شرایط پی و شالوده

روند مطالعات ارزیابی شرایط پی و شالوده شامل موارد زیر می‌باشد:

- کسب اطلاعات لازم از هندسه، پیکربندی و نقشه‌های اجرایی ساختمان و شالوده و بارگذاری.
- بررسی اسناد و بایگانی مدارک طراحی ساختمان برای گزارش مکانیک خاک.
- انجام مطالعات ژئوتکنیک در صورت عدم وجود مطالعات.
- برآورد ابعاد شالوده ساختمان و شالوده دیوارها. در صورت لزوم بعضی از شالوده‌ها تحت گمانه‌زنی قرار گرفته و در این گمانه‌ها علاوه بر کنترل ابعاد، میزان زوال مصالح را بررسی می‌کنند.
- بررسی آثار نشست پی شامل شکل‌گیری ترک‌ها و کج شدن دیوارها، برآمدگی مناطق مجاور و مسیرهای قائم و افقی پی.
- مدلسازی و تحلیل.
- ارزیابی.
- ارائه طرح تقویت.

۲-۲-۳- مشکلات مقاوم‌سازی شالوده

علاوه بر هزینه بالای بهسازی شالوده‌ها، این کار در زمان بهره‌برداری از ساختمان، بسیار مشکل است.

در هنگام مقاوم‌سازی شالوده، با مشکلات زیر روبرو هستیم:

۱- لزوم تخلیه کلیه و یا قسمتی از فضاهای طبقه همکف یا زیرزمین.

۲- تخریب دال کف زمین در داخل ساختمان و سنگ فرش بیرون از آن.

۳- فضای بسیار محدود در طول عملیات مقاوم‌سازی به علت وجود پایه‌ها و تکیه‌گاه‌های موقتی.

۴- ارتفاع محدود برای تجهیزهای عملیاتی.

۵- صدا و لرزش‌های ساختمان.

۲-۲-۴- انواع راهکارهای رفع عیوب شالوده

برای رفع موارد عیوب شالوده می‌توان از راهکارهای مختلفی به صورت مجزا و یا در ترکیب با یکدیگر استفاده نمود؛ به طور کلی تعمیر و تقویت شالوده‌ها را می‌توان به کمک یکی از روش‌های زیر انجام داد:

۱- تقویت سازه‌ای شالوده موجود (بهسازی سازه‌ای).

۲- بهبود شرایط پی (بهسازی ژئوتکنیکی).

۳- کاهش بار وارد بر فونداسیون از طریق سبک کردن ساختمان یا افزایش عناصر مقاوم جانبی.

مقاوم‌سازی لرزه‌ای شالوده شامل بهسازی سازه‌ای شالوده ضعیف و/یا احداث شالوده جدید می‌باشد، ولی در بعضی از موارد لازمست شرایط خاک زیر شالوده (پی) را بهبود بخشید.

پیش نویس- غیر قابل استناد

۲-۲-۵- راهکارهای بهسازی شالوده و پی

با توجه به نوع ضعف موجود در شالوده و پی، راهکارهای مختلفی برای تقویت آنها وجود دارد که عبارتند از:

الف- بهسازی سازه‌ای شامل:

- افزایش ابعاد شالوده.
- افزودن شناژ به شالوده موجود.
- تقویت خمشی و برشی شالوده با کابل‌های پیش‌تنیده.
- افزایش مقاومت شمع‌های موجود.

ب- بهسازی ژئوتکنیکی شامل:

- تزریق (اختلاط مکانیکی).
- ریزشمع.
- احداث شمع.
- تقویت از زیر شالوده (پی‌بندی).

۲-۲-۶- راهکارهای بهسازی سازه‌ای

۱. افزایش ابعاد شالوده

با افزایش ابعاد شالوده می‌توان سطح تماس بر پی را افزایش داد و از تنش‌های اعمالی بر پی کاست که این اقدام منجر به افزایش ظرفیت باربری شالوده می‌شود. همچنین با افزایش ابعاد شالوده و به دنبال آن کاهش تنش موجود در پی، نشست‌های پی خاک نیز کاهش می‌یابد. در شکل‌های ۲-۲-۱ و ۲-۲-۲ نمونه‌ای از این روش نشان داده شده است.

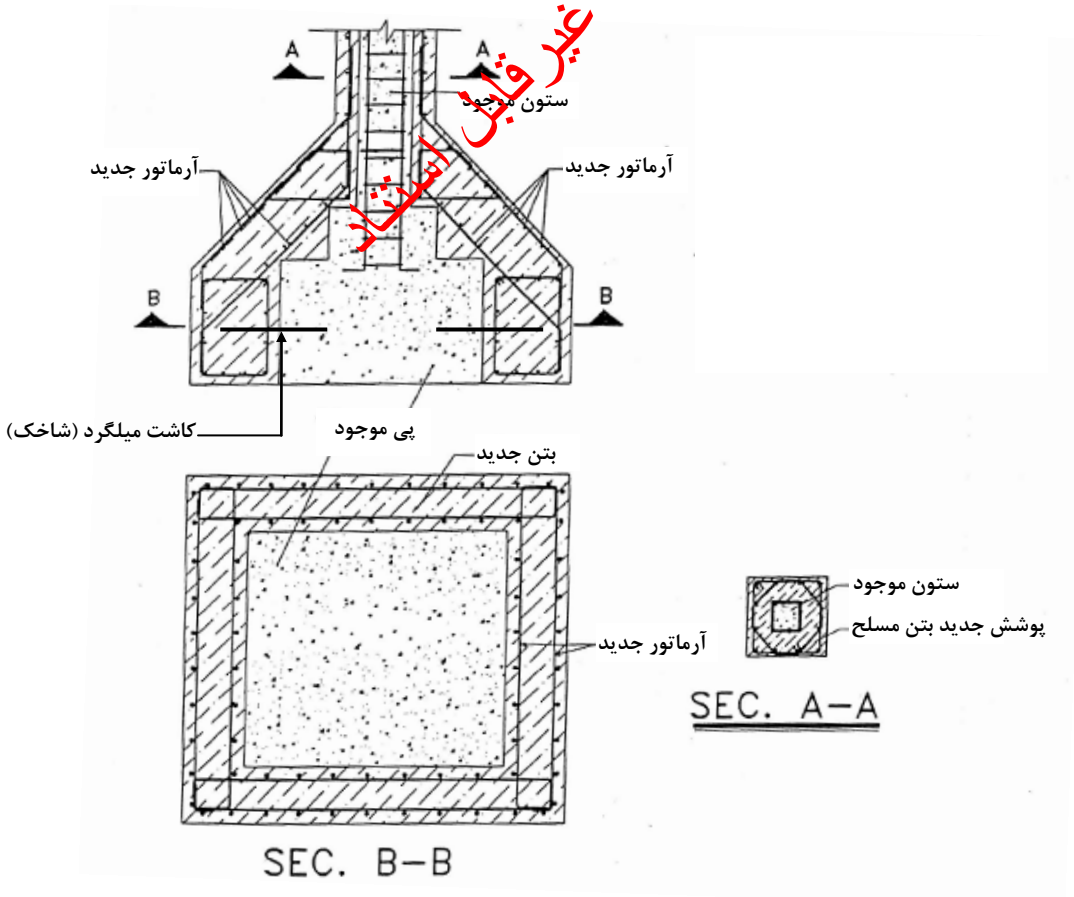
دو حالت افزایش ابعاد شالوده وجود دارد:

۱- افزایش ابعاد شالوده و ستون متصل به آن (شکل ۲-۲-۱).

۲- افزایش ابعاد شالوده به تنهایی (شکل ۲-۲-۲).

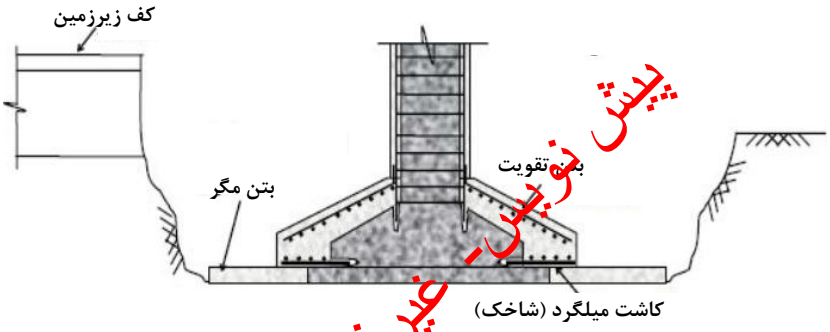
در شرایط مقاوم‌سازی شالوده و ستون مطابق شکل ۲-۲-۱، برای افزایش مقاومت شالوده موجود باید ابعاد سطح تماس شالوده را افزایش داد تا فشار خاک اضافه‌شده به صورت یکنواخت توزیع گردد. کمربند محیطی شالوده باید بار قسمت‌های فوقانی سازه رابه خاک زیر آن منتقل نماید. در این حالت باید به دنبال پیوستگی کامل بین روکش بتنی و بتن شالوده باشیم که این امر با تمیز و مخرس کردن سطح بتن قدیم و یا استفاده از اتصالات مکانیکی به صورت کاشت شاخک (میخچه) امکان‌پذیر است.

پیش نویس - غیر قابل استناد



شکل ۲-۲-۱- افزایش ابعاد شالوده و ستون متصل به آن

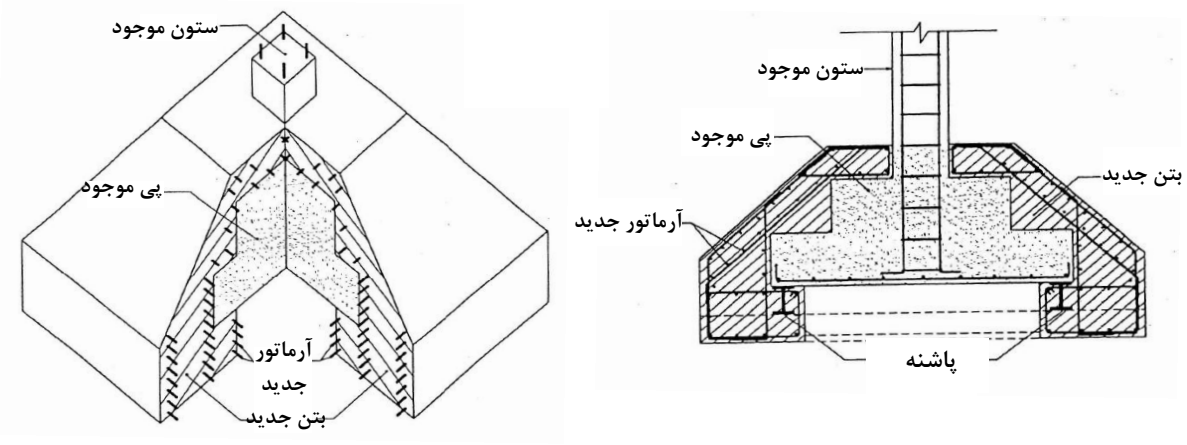




پیش نویس - غیر قابل استناد

شکل ۲-۲-۱- ادامه- افزایش ابعاد شالوده و ستون متصل به آن

در حالتی که تنها ابعاد شالوده افزایش پیدا کرده و ستون مقاوم‌سازی نشده باشد، بار اعمالی به قسمت‌های تقویت شده باید مستقیماً به شالوده موجود منتقل گردد. این امر با استفاده از پاشنه یکپارچه‌ای که در محیط و زیر شالوده موجود قرار گرفته، محقق می‌گردد. در این راستا از آرماتورگذاری مناسبی باید در پاشنه مورد استفاده قرار گیرد (شکل ۲-۲-۲).



شکل ۲-۲-۲- بهسازی شالوده بوسیله افزایش ابعاد هندسی

مراحل اجرای راهکار افزایش ابعاد شالوده به شرح زیر می‌باشد:

۱- خالی‌کردن اطراف شالوده از تراز روی آن تا تراز زیر بتن مگر به اندازه عرضی بیشتر ازعرض موردنیاز مقاوم‌سازی

۲- مضرس کردن سطح بتن در بالا و وجوه عمودی شالوده

۳- ایجاد سوراخ‌های افقی در اطراف شالوده برای کاشت شاخک.

۴- اجرای بتن مگر اضافی در ناحیه افزایش ابعاد

۵- تمیز و مضرس کردن سطوح تماس اجرای چسب پلیمری بر روی سطوح نمایان شالوده

۶- اجرای آرماتورهای اضافی برای بتن مسلح جدید مطابق نقشه‌های اجرایی

۷- اجرای بتن جدید

۸- جداکردن قالب‌ها و مراقبت از شالوده با پوشاندن سطح بتن با گونی‌های خیس (هرگز نباید شالوده را مستقیماً با آب خیس نمود، زیرا منجر به شستن لایه‌های زیر آن می‌شود)

۹- مقاوم‌سازی ستون (در صورت لزوم)

۱۰- پرکردن مجدد شالوده ترجیحاً با خاک‌های درشت دانه در لایه‌های مختلفی که کاملاً متراکم شده باشند.

۱۱- کامل کردن کف و سنگ فرش روی شالوده

شکل ۲-۲-۳ کاشت شاخک برای یکپارچه‌سازی شالوده‌ی موجود و روکش بتنی را نشان می‌دهد.

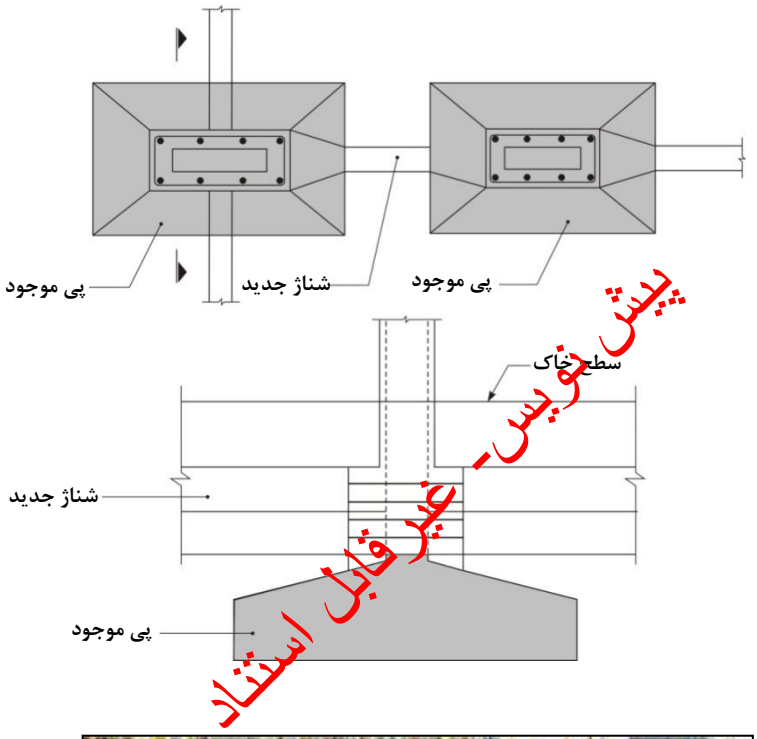
پیش نویس - غیر قابل استناد



شکل ۲-۲-۳

۲. افزودن شناژ به شالوده

یکی از راهکارهای بهسازی شالوده در برابر لغزش، به هم بستن شالوده‌ها و ایجاد مشارکت کلیه شالوده‌ها در تحمل بارهای جانبی می‌باشد. به همین منظور از شناژ برای بستن شالوده‌ها استفاده می‌گردد (شکل ۲-۲-۴).



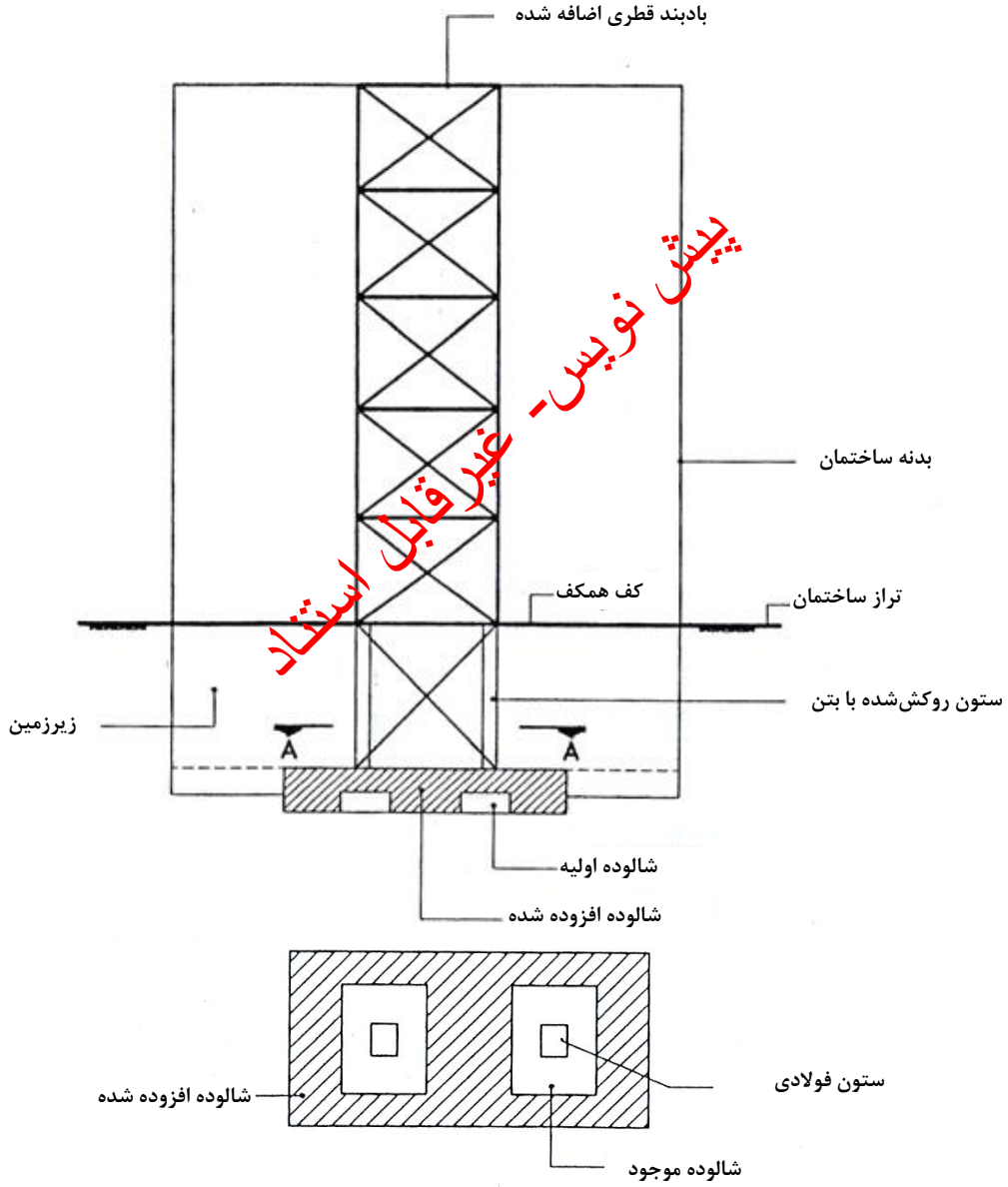
پیش نویس- غیر قابل استناد



شکل ۲-۲-۴- به هم بستن شالوده‌ها با شناژ

۳. یکپارچه‌سازی شالوده

این نوع بهسازی معمولاً در مواردی مورد توجه قرار می‌گیرد که بادبند یا دیوار برشی جدید بین دو ستون احداث شود. در این نوع بهسازی علاوه بر افزایش ظرفیت برشی و خمشی شالوده، مقاومت جانبی برای تحمل نیروهای جانبی وارد بر شالوده نیز افزایش می‌یابد (شکل ۲-۲-۵)، شکل ۲-۲-۶ نیز نشان‌دهنده تصاویری از مراحل اجرایی یکپارچه کردن شالوده‌هاست.



پیش نویس - غیر قابل استناد

پلان تقویت شالوده برای دهانه بادبندی شده

شکل ۲-۲-۵- یکپارچه‌سازی شالوده

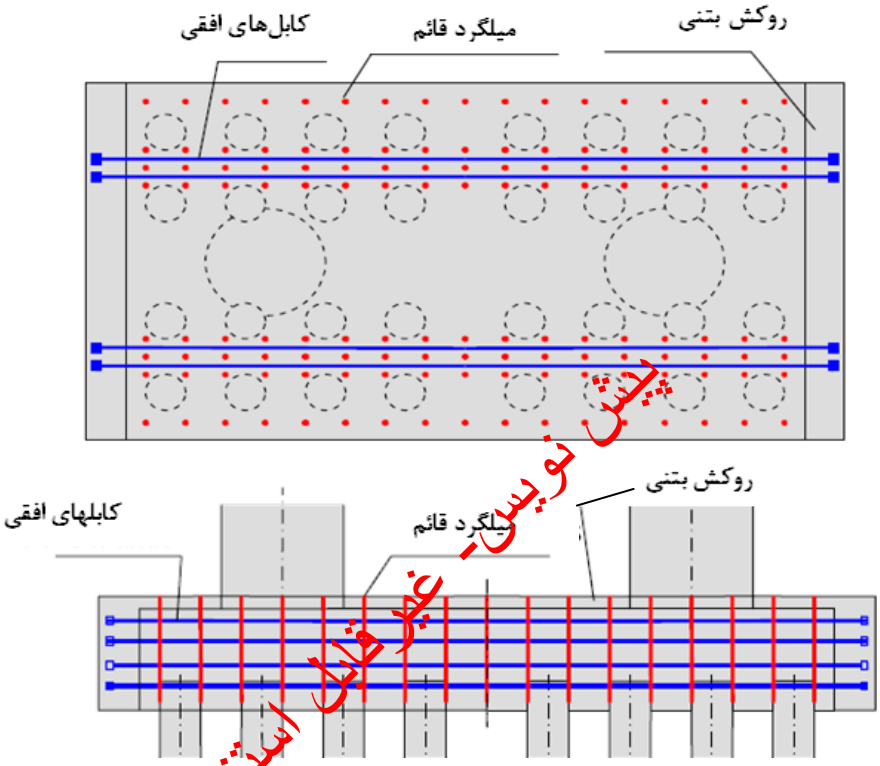


شکل ۲-۲-۶- یکپارچه‌سازی شالوده

۴. بهسازی شالوده با کابل‌های پیش‌تنیده

یکی از راهکارهای بهسازی و افزایش ظرفیت خمشی و برشی شالوده، اعمال نیروی پیش‌تنیدگی به مقطع می‌باشد. معمولاً وقتی افزایش عمق شالوده از بالا به دلیل معماری ممکن نباشد، ظرفیت خمشی مثبت و منفی مقطع را می‌توان با عبور کابل‌های پیش‌تنیده، در حفره‌های تعبیه شده سراسری در طول شالوده یا در بتن جدید روی وجوه آن و پیش‌تنیده کردن آنها، افزایش داد. نیروهای پیش‌تنیدگی فوق در دو امتداد عمودی و افقی به شالوده اعمال می‌شوند. نیروهای پیش‌تنیدگی قائم باعث افزایش ظرفیت برشی و نیروهای پیش‌تنیدگی افقی باعث افزایش ظرفیت برشی و

خمشی به طور همزمان می‌شوند. پیش‌تنیدگی افقی بوسیله کابل‌ها و مفتول‌های متداول انجام می‌شود. برای افزایش مقاومت برشی از کاشت میلگرد قائم نیز استفاده می‌شود (شکل ۲-۲-۷).



پیش نویس - غیر قابل استناد

شکل ۲-۲-۷- اعمال پیش‌تنیدگی افقی و قائم برای بهسازی شالوده

۵. افزایش مقاومت شمع‌های موجود

در ساختمانهای احداث شده برروی شمع، شمع‌ها ممکن است نتوانند به صورت مناسبی در برابر بارهای جانبی مقاومت کنند؛ همچنین شمع ها ممکن است در محل اتصال به سر شمع دچار مشکل شده باشند.

نحوه افزایش مقاومت شمع به شرح زیر است:

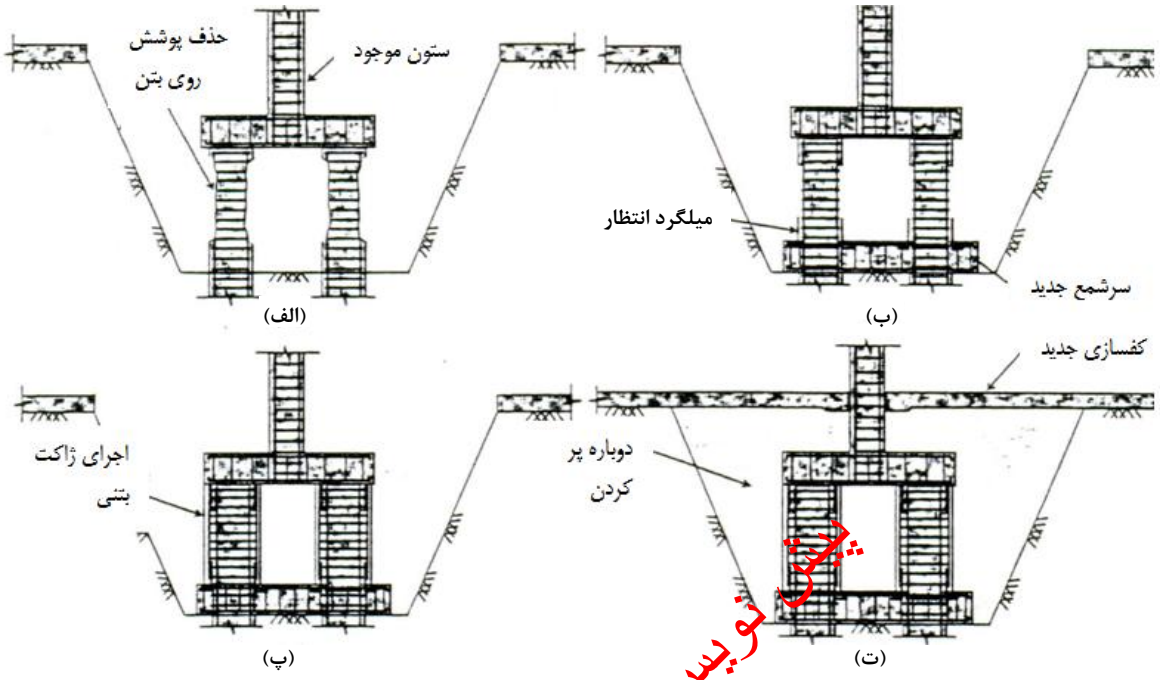
۱- کندن زمین تا سطحی که خرابی شمع مشهود باشد.

۲- لایه‌برداری ازسطح شمع تا قسمت‌های داخلی آن به شکلی که خرابی وخوردگی کاملاً ازسطح شمع برداشته شود. کلاهکی مانند شکل ۲-۲-۸ در زیر آن باید اجرا شود تا از پیوستگی آرماتورهای اضافی با شمع موجود اطمینان حاصل شود.

۳- اجرای آرماتورهای دور شمع و بتن ژاکت دور آن که بر اساس نتایج تحلیل سازه، طراحی شده باشد.

۴- پرکردن مجدد شالوده با خاک دانه‌ای متراکم

۵- اجرای کف

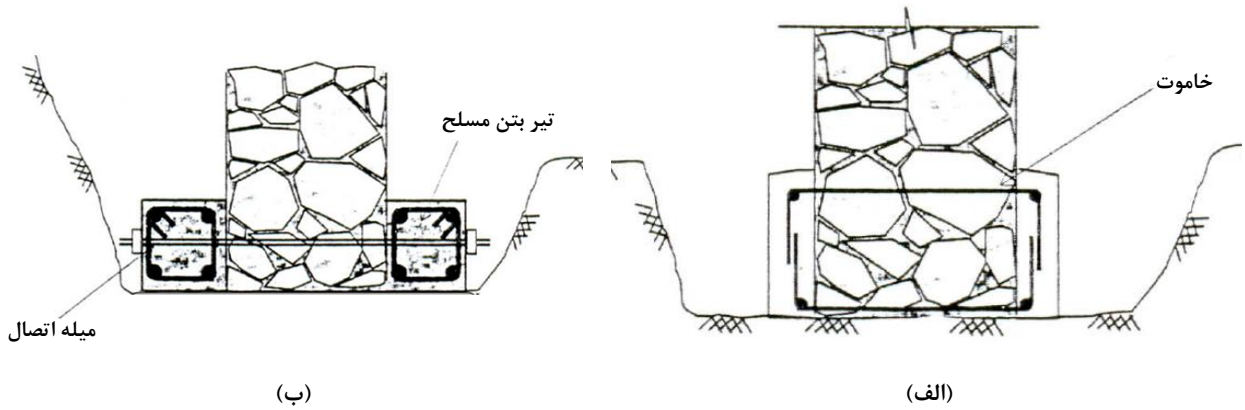


شکل ۲-۲-۸- افزایش مقاومت شمع‌های موجود

پیش نویس غیر قابل استناد

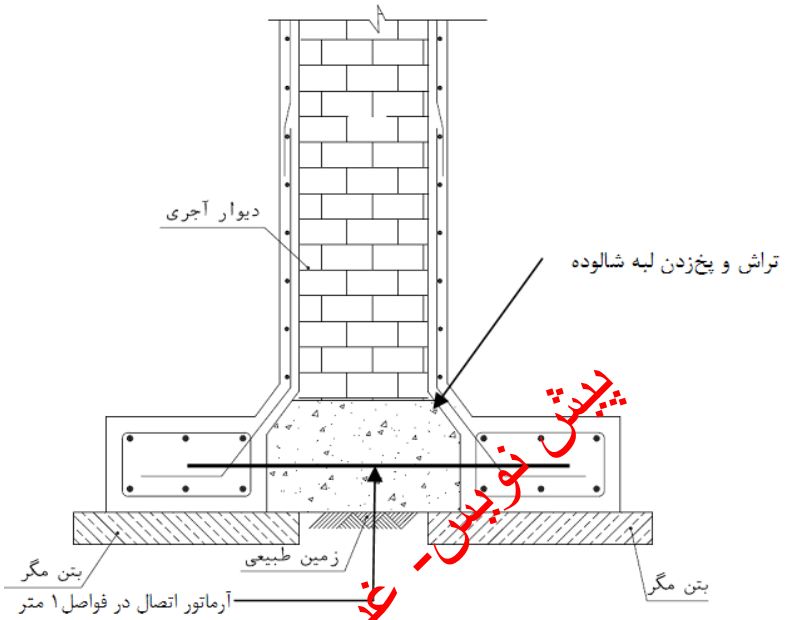
۶. تقویت شالوده‌های بنایی

شالوده‌های بنایی را می‌توان با اضافه نمودن عرض آنها به کمک آرماتور و بتن مانند شکل ۲-۲-۹ مقاوم‌سازی نمود. در ابتدا، با خالی کردن خاک اطراف دیوار، دو سمت آن نمایان می‌گردد. سوراخ‌هایی در فاصله ۰/۵ تا ۱ متر ایجاد می‌شود. داخل سوراخ‌ها آرماتور قرار داده و پس از پاک کردن تمام مصالح ضعیف، رویه دیوار را با بتن می‌پوشانند. بجای بتن معمولی از شاتکریت نیز می‌توان استفاده نمود. پوشش بتن میلگردها نیز باید حداقل ۴۰ میلیمتری باشد تا از خوردگی میلگردها جلوگیری شود (شکل ۲-۲-۹- الف). روش دیگر برای مقاوم‌سازی شالوده‌های سنگ قلوه‌ای استفاده از تیرهای بتن مسلح در دو سمت دیوار می‌باشد (شکل ۲-۲-۹- ب) که در فواصلی معین به یکدیگر بسته می‌شوند.



شکل ۲-۲-۹- افزایش مقاومت شالوده سنگ قلوه‌ای با بتن مسلح

در مواردی که بنا به دلایلی دیوار بنایی با روش بتن‌پاشی تقویت شده باشد و شالوده نیز نیاز به تقویت داشته باشد مطابق شکل ۲-۲-۱۰ می‌توان با همین روش شالوده را تقویت نمود.



شکل ۲-۲-۱۰- افزایش مقاومت شالوده با بتن مسلح

پیش نویس - غیر قابل استناد

۲-۲-۷- راهکارهای بهسازی ژئوتکنیکی

در روش بهسازی ژئوتکنیکی سعی بر افزایش باربری زمین زیر شالوده به کمک بهبود شرایط خاک و یا انتقال نیرو یا اضافه نیروی شالوده به لایه‌های تحتانی، بدون افزایش ابعاد هندسی شالوده می‌باشد.

۱. بهبود شرایط خاک با استفاده از تزریق مواد افزودنی

این روش اختلاط در جای خاک با مواد افزودنی از قبیل سیمان، آهک و... به روش تزریق است. هدف از اختلاط خاک، دست‌یابی به پارامترهای ژئوتکنیکی اصلاح شده از قبیل مقاومت فشاری، مقاومت برشی و یا نفوذپذیری است. اختلاط خاک برای محدود کردن و یا ثابت نمودن مواد شیمیایی مضر در خاک نیز کاربرد دارد.

معمولاً سیمان بصورت دوغاب (ترکیب با آب) با خاک مخلوط می‌شود. هر چند امکان استفاده از سیمان بصورت خشک نیز مقدور است، برحسب نوع خاک حجم دوغاب بین ۲۰ تا ۳۰ درصد حجم خاک انتخاب می‌شود.

افزودنی‌ها شامل مواد زیر می‌شوند:

سیمان، خاکستر آتشفشانی، سرباره کوره، آهک، سایر مواد شیمیایی

ساخت دوغاب طبق مراحل زیر انجام می‌شود:

- سیستم اختلاط مرکزی، با میکسرهای دور بالا برای اختلاط

- محل ذخیره موقت دوغاب همراه با همزن‌های دور پایین
- سیستم پمپاژ

خاک‌های غیرچسبنده معمولاً ساده‌تر از خاکهای چسبنده مخلوط می‌شوند. به خاک‌های نباتی مقادیر قابل ملاحظه‌ای از مواد افزودنی باید اضافه نمود و قبل از شروع عملیات اجرایی لازم است از عملکرد سیستم اختلاط در آزمایشگاه اطمینان حاصل کرد.

با اختلاط خاک در محل می‌توان انواع متفاوت خاکها را اصلاح نمود. روش اصلاح بسته به میزان انرژی اختلاط و نوع مواد افزودنی متفاوت است. در خاک‌های نرم این روش در مقایسه با سایر روش‌های اصلاح خاک از اقتصادی‌ترین شیوه‌های بهبود است. در این روش با اختلاط دوغاب با خاک، مصالحی ساخته می‌شود که با گذشت زمان سخت‌تر شده و مقاومت آن افزایش می‌یابد و می‌تواند بعنوان مصالح مهندسی با خصوصیات ژئوتکنیکی بهتر از خاک محل در طراحی‌ها استفاده شود.

پیش نویس- غیر قابل استناد

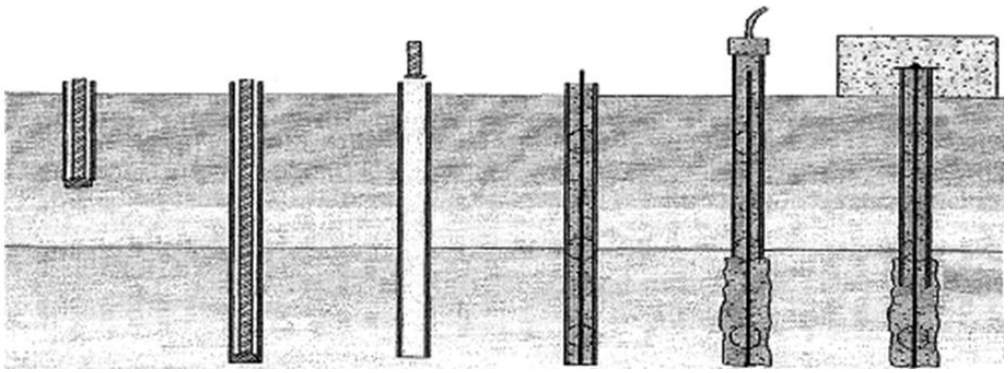
۲. اجرای ریز شمع[1]

ریزشمع‌ها، شمع‌هایی با قطر ۱۰۰ تا ۲۰۰ میلیمتر هستند که می‌توانند به صورت عمودی یا مایل در اطراف و جسم شالوده ایجاد شوند. در صورتیکه به علت محدودیت‌های فضایی نزدیکی شالوده موجود نتوان از شمع برای افزایش ظرفیت باربری پی استفاده نمود می‌توان از ریز شمع‌ها به جای شمع استفاده کرد. با اجرای ریز شمع‌ها بدلیل نفوذ دوغاب سیمان در خاک، خواص مکانیکی خاک بهبود یافته و ظرفیت باربری آن افزایش می‌یابد. همچنین ریزشمع‌ها در عمقی بیشتر از عمق شالوده نفوذ کرده و بارها را به عمقی بیشتر منتقل می‌کنند.

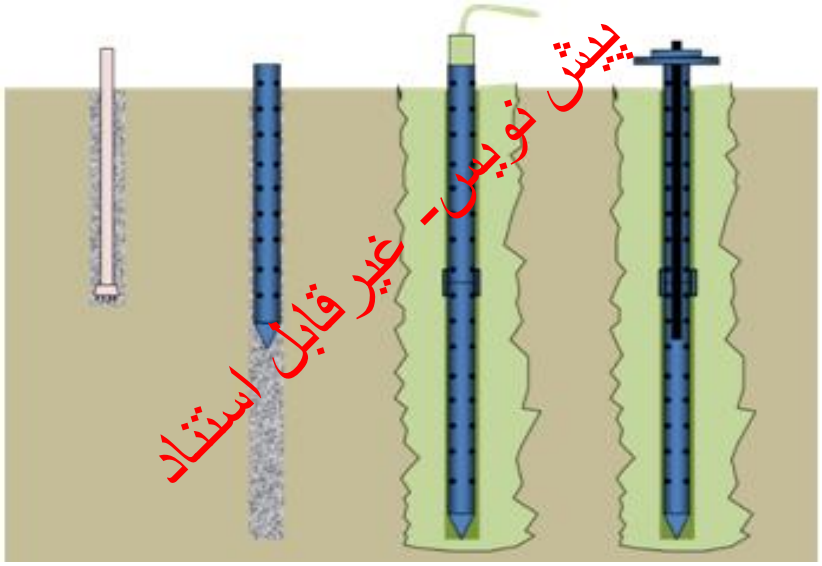
روش اجرای ریزشمع مشتمل بر ۴ مرحله حفاری، لوله‌کوبی، تزریق و تسلیح به شرح زیر است (شکل ۲-۲-۱۱):

- در صورتی‌که امکان کوبش لوله‌های ریزشمع نباشد، باید حفاری سوراخ به قطر ۱۵۰ تا ۲۰۰ میلیمتر انجام شود. عملیات حفاری به روش‌های مختلف نظیر حفاری دورانی انجام می‌شود.
- قراردادن یاکوبش لوله‌های مشبک فولادی به قطر ۱۵۰ تا ۲۰۰ میلیمتر در محل گمانه‌های حفاری شده. در این راستا ابتدا لوله نوک تیزی کوبیده شده و سپس لوله‌های متوالی به آن متصل شده و کوبیده می‌شوند. در صورتیکه در ازای ۳۰ ضربه متوالی لوله‌کوب، نفوذ لوله بیش از ۱۰ سانتیمتر نباشد، عملیات متوقف می‌شود. لوله‌های ریز شمع دارای سوراخهای به قطر حدود ۸ تا ۱۰ میلیمتر هستند. درصورت انجام حفاری، کوبیدن لوله لازم نیست و لوله‌ها درون سوراخ حفاری شده فرو برده می‌شوند.

1- Micro Pile



ریزشمع با حفاری

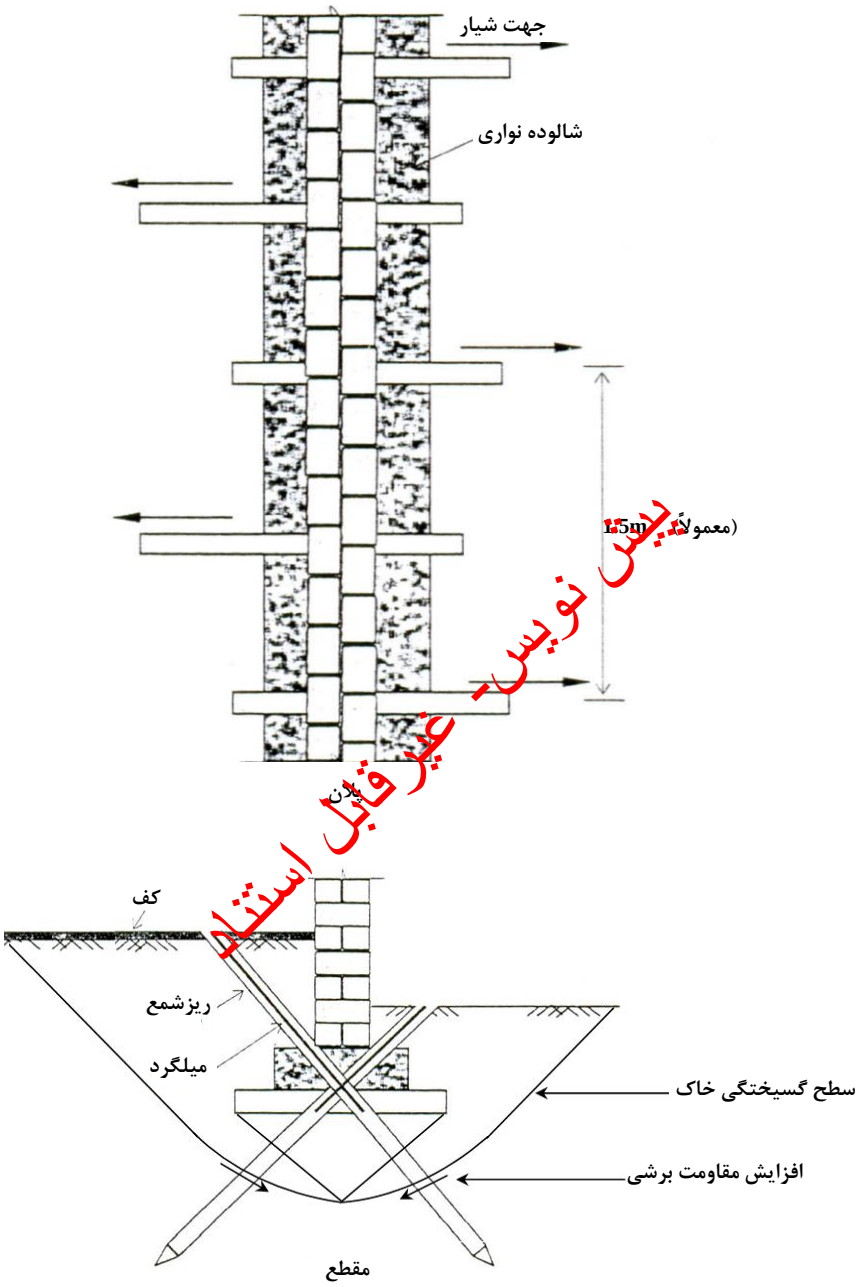


پیش نویس - غیر قابل استناد

ریزشمع کوبشی

شکل ۲-۲-۱۱- مراحل اجرای ریزشمع

- اطراف لوله‌های مشبک با سنگدانه‌های شنی به قطر حدود ۱۰ میلیمتر بعنوان یک لایه فیلتر پر می‌شود.
- قراردادن آرماتور لازم بصورت میلگرد تک یا گروهی.
- درپوش گذاری (فلنج) جهت تامین اتصال مناسب بین ریز شمع و بتن شالوده.
- انجام تزریق دوغاب سیمان تحت فشار: فشار تزریق در مراحل مختلف تزریق، در اعماق مختلف و متناسب با جنس زمین و شرایط ژئوتکنیکی پی متغیر بوده و به حداکثر ۱۰ اتمسفر محدود می‌گردد. نسبت آب به سیمان در محدوده ۰/۵ تا ۱/۵ و مقدار سیمان مصرفی معمولاً حدود ۱۰۰ کیلوگرم به ازاء هر متر ریز شمع است.



پیش نویس - غیر قابل استناد

شکل ۲-۲-۱۲- افزایش مقاومت ژئوتکنیکی پی با استفاده از ریز شمع

در شکل ۲-۲-۱۳ تصویری از اجرای ریزشمع نشان داده شده است.

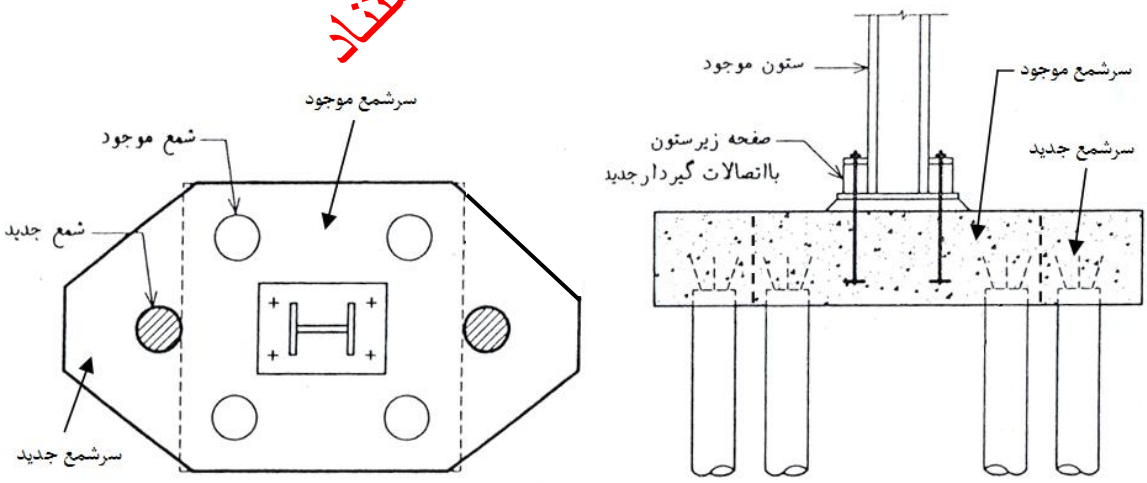


شکل ۲-۲-۱۳- استفاده از ریز شمع برای بهسازی شالوده و پی

پیش نویس - غیر قابل استناد

۳. احداث شمع

به منظور افزایش ظرفیت باربری ژئوتکنیکی و سازه‌ای شمع‌های موجود، می‌توان با احداث شمع‌های جدید و اتصال آنها به سرشمع موجود، به ظرفیت فشاری، کششی و خمشی گروه شمع موجود اضافه نمود (شکل ۲-۲-۱۴).



شکل ۲-۲-۱۴- افزایش باربری ژئوتکنیکی با استفاده از اجرای شمع

۴. انتقال بار شالوده به لایه‌های باربر تحتانی به کمک شمع (پی‌بندی کردن)

در صورتی که شالوده موجود بر روی خاکی با ظرفیت کم احداث شده باشد، با استفاده از این روش می‌توان بارهای روسازه را به لایه‌های تحتانی خاک که دارای شرایط مناسبتری می باشند، منتقل نمود.

مراحل اجرای شمع زیر شالوده

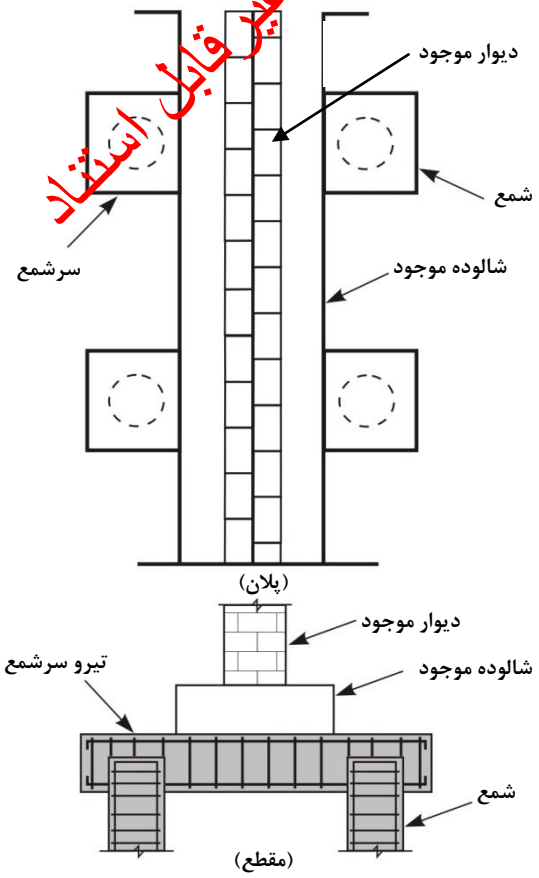
مراحل اجرای شمع زیر شالوده مطابق زیر می‌باشد:

۱. کندن پیرامون شالوده از روی زمین تا قسمت زیرین شالوده



پیش نویس
غیر قابل استناد

شکل ۲-۲-۱۵- مراحلی از احداث شمع‌های جدید و اتصال آن به شالوده



شکل ۲-۲-۱۶- نحوه قرارگیری شمع‌ها زیر شالوده نواری

۲. حفاری و آرماتورگذاری و بتن‌ریزی شمع تا تراز زیر گالری در دوطرف شالوده
۳. اجرای گالری افقی و آرماتورگذاری تیر سرشمع
۴. قالب‌بندی دیواره‌های قائم سرشمع
۵. بتن‌ریزی سرشمع و عمل‌آوری آن
۶. پرکردن قسمت‌های کنده شد با خاک فشرده دانه‌ای
۷. اجرای کف و سنگ فرش‌های اطراف دیوار

شمع‌ها بهتر است به صورت جفت و با فاصله‌ای یکسانی از بر دیوار قرار گیرند (شکل ۲-۲-۱۶). اگر دیوار در مجاورت ملک همسایه باشد، به ناچار کلاهک شمع‌ها از یک سمت ادامه می‌یابند. در این مورد شمع‌ها ممکن است تحت کشش قرار گیرند. در نتیجه باید برای کشش طراحی شوند.

پیش نویس - غیر قابل استناد

مثال ۲-۲-۱

ستونی با بار $P_d = 145\text{ton}$, $P_\ell = 70\,\text{ton}$ در زمینی با مقاومت مجاز ۲/۵ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع قرار دارد. برای آن شالوده منفردی با ابعاد ۳×۳ متر طراحی شده است. با تغییر کاربری ساختمان، بار محوری ناشی از بار زنده ستون به مقدار ۱۲۰ تن افزایش یافته است. مطلوبست ارائه طرح تقویت برای شالوده

$f_y = 4000\ \text{kg/cm}^2$ $f'_c = 250\ \text{kg/cm}^2$

الف: طراحی شالوده برای حالت اولیه

$P_d = 145\,\text{ton}$
$P_\ell = 70\,\text{ton}$
وزن فرضی شالوده $= 15\text{ton}$
$P_t = 145 + 70 + 15 = 230\,\text{ton}$
لازم $A = 230 \div 25 = 9.2 \rightarrow$ لازم $B = 3.03\text{m}$

ابعاد شالوده معادل ۳×۳ متر انتخاب می‌شود.

تعیین ضخامت شالوده براساس برش سوراخ کننده

ابعاد ستون : $60\times 60\text{cm}$
$P_u = 1.2\times 145 + 1.6\times 70 \approx 290\,\text{ton}$ (بدون منظور کردن وزن شالوده)

$$\phi V_c = \phi 0.34\sqrt{f'_c}\, b_o d \ , \quad \phi = 0.75$$

$$\phi v_c = 0.75\times 0.34\sqrt{25} = 1.275 MPa = 12.75 kg/cm^2$$

$$290\times 10^3 = 12.75\times(60+d)4d = 51(60+d)d$$

$$d = 52cm \rightarrow h = 70cm \ , \ d = 60cm$$

$$q_u = \frac{290}{3\times 3} = 32.2 \ ton/m^2$$

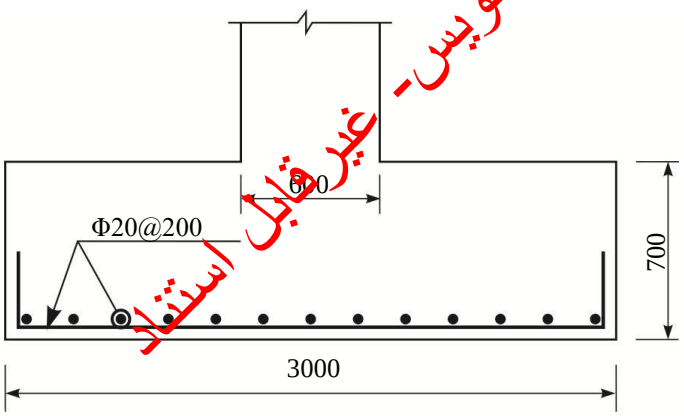
$$M_u = \frac{1}{8}q_u(b-a)^2 = \frac{1}{8}32.3(3-0.6)^2 = 23.3 \ ton.m/m$$

$$A_s = \frac{23.3\times 10^5}{0.9\times 4000\times 0.9\times 60} = 12 \ cm^2/m$$

از میلگرد $\Phi 20/200$ با مساحت ۱۵/۷ سانتیمترمربع بر متر استفاده می‌شود.

حداقل $A_s = 0.0018\times 100\times 70 = 12.6 < 15.70 \ cm/m$

پیش نویس- غیر قابل استناد



شکل مثال ۲-۲-۱-الف- وضعیت اولیه شالوده

طرح تقویت:

$$P_t = 145 + (70+120) + 15 = 350 ton$$

لازم $A = 350 \div 25 = 14 \rightarrow$ لازم $B = 3.80m$

لازم است از هر طرف به مقدار ۴۰ سانتیمتر ابعاد شالوده افزایش یابد.

کنترل تنش در اضافه سطح:

$$\Delta A = 2\times 3.8\times 0.4 + 2\times 3\times 0.4 = 5.44 m^2$$

$$\sigma = (120+5)/5.44 = 22.98 ton/m^2 < 25 ton/m^2$$

مقدار ۵ تن به علت افزایش ابعاد شالوده می‌باشد.

تعیین ضخامت a:

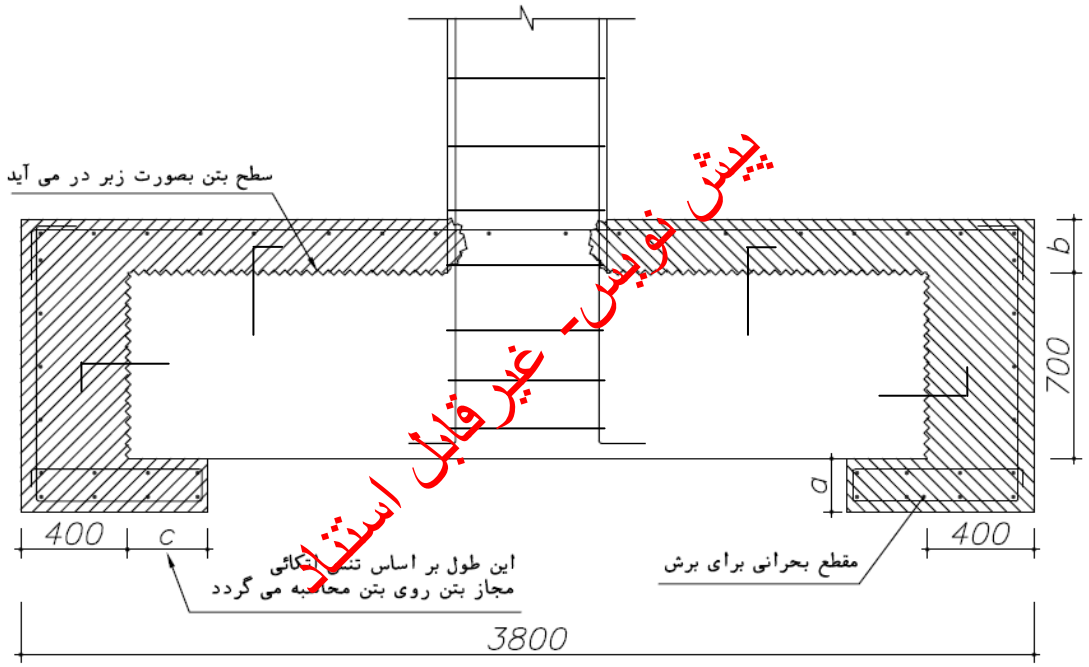
ضخامت a باید مقداری باشد تا قادر به حمل بار اضافه شده باشد.

$$V_u = 1.6\times 120 = 192\,\text{ton}$$

$$v_c = 0.75\times 0.17\sqrt{25} = 0.6375\,\text{MPa} = 6.375\,\text{kg/cm}^2$$

$$6.375 = \frac{192\times 10^3}{4\times 300\times (a-5)} \rightarrow a-5 = \frac{180\times 10^3}{4\times 300\times 6.375}$$

$$a = 23.5\,\text{cm} \Rightarrow a = 30\,\text{cm}$$



پیش نویس - غیر قابل استناد

شکل مثال ۲-۲-۱- ب

تعیین ضخامت b :

برای تعیین ضخامت b باید:

الف: ضخامت کل برای انتقال برش سوراخ کننده کافی باشد.

ب: آرماتور موجود برای تحمل خمش شالوده کافی باشد.

الف: کنترل ضخامت کل برای انتقال برش سوراخ کننده:

$$P_u = 1.2\times 145 + 1.6(70+120) = 478\ \text{ton}$$

$$V_c = \phi 0.34\sqrt{f'_c}\, b_o d = 12.75\, b_o d$$

$$478\times 10^3 = 12.75\times\left[60+(60+b)\right]4(60+b)$$

$$478\times 10^3 = 51(60+b)(120+b)$$

$$b = 13\,\text{cm}$$

ب: کنترل آرماتور موجود برای خمش شالوده:

$\Phi 20/200\ ,\quad A_s = 15.70\,cm^2/m$

$$q_u = \frac{478}{3.8\times 3.8} = 33.1\ ton/m^2$$

$$M_u = 33.1\ \ 3.8-0.6\ ^2/8 = 42.37\ ton.m/m$$

$$A_s = \frac{42.37\times 10^5}{0.9\times 4000\times(60+b)} = 15.7\,cm^2/m$$

$$60+b=75 \rightarrow b=15\ cm$$

$$b = 30\,cm$$

برای انتقال برش، سطح قدیمی بتن شالوده باید کاملاً مضرس شده و پای ستون کاملاً سخت شود تا چسبندگی کامل بوجود آید.

تعیین طول c :

مقدار c بر اساس کنترل تنش اتکائی بتن بر روی بتن محاسبه می‌گردد:

$$F_p = 0.3f'_c$$

$$F_p = 0.3\times 250 = 75\ kg/cm^2$$

$$F_p = 75\ kg/cm^2$$

$$P_u = 1.2\times 145 + 1.6(70+120) = 478 ton$$

$$A = \frac{P_u}{F_p} = \frac{478\times 10^3}{75} = 6373\,cm^2$$

$$A = 2\left[(300c) + (300-2c)c\right] = 6373$$

$$A = 2\left[600c - 2c^2\right] = 6373$$

$$c = 5.5\,cm$$

$c = 25cm$: انتخاب می‌شود.

پیش نویس - غیر قابل استناد

۲-۳- بهسازی دال

دال‌ها عملاً وظیفه تحمل بارهای قائم را دارا می‌باشند ولی چون عملکرد دیافراگم افقی را نیز دارند، باید با اعضای مقاوم جانبی سازه اتصال داشته و از سختی و مقاومت کافی برخوردار باشند.

آسیب‌های لرزه‌ای دال معمولاً در قسمت‌های نامنظم آن مانند محل برخورد با راه پله، دیوار برشی و یا در نزدیکی بازشوهای کف مشاهده می‌شوند. آسیب‌های دال ناشی از بارهای قائم، بصورت افتادگی همراه با ترک‌های خمشی در قسمت تحتانی است.

اصلاح دال‌ها نسبت به سایر اعضای سازه ساده‌تر می‌باشد و در صورتی که دال به هر دلیلی مقاومت لازم در برابر بارهای وارد بر آن را نداشته باشد می‌توان از روش‌های زیر برای بهسازی آن استفاده کرد.

۲-۳-۱- انواع راهکارهای تقویت دال

با توجه به نوع ضعف موجود در دال، راهکارهای مختلفی برای تقویت آن وجود دارد که عبارتند از:

۱- تعمیر موضعی.

بهسازی دال در مقابل بارهای قائم

۲- افزایش ضخامت دال (از بالا یا پایین).

۳- اضافه کردن تیرک فولادی.

۴- اضافه نمودن نوارهای فولادی در وجوه دال.

۵- استفاده از مصالح FRP.

بهسازی عملکرد دیافراگمی دال

۶- مقاوم‌سازی اتصال دال به دیوار برشی.

۷- بهبود عملکرد دیافراگمی دال.

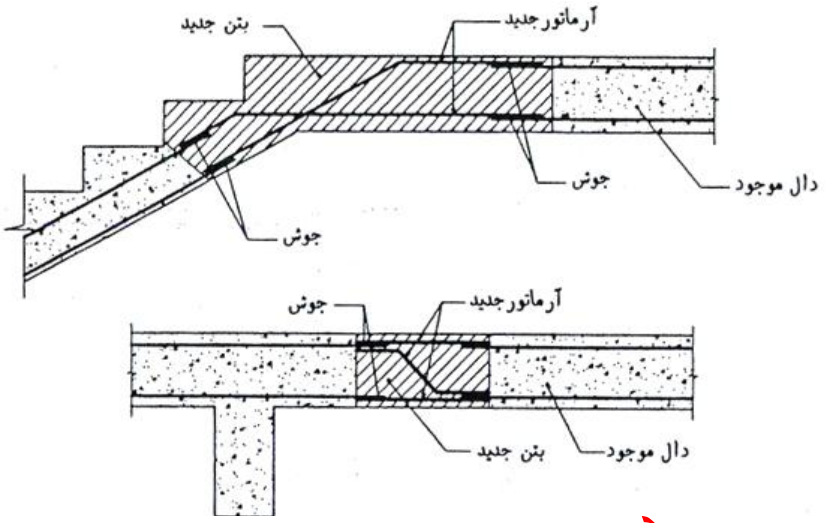
پیش نویس - غیر قابل استناد

۲-۳-۲- تعمیر موضعی

برای تعمیر ترک‌های موجود در بتن، مواد پلیمری اپوکسی یا دوغاب سیمان را می‌توان در داخل ترک‌ها تزریق نمود.

برای خردشدگی بتن و کمانش و شکست میلگردها باید از راهکارهای تخریب موضعی و جایگزینی استفاده نمود.

تعمیر موضعی دال را می‌توان مطابق شکل ۲-۳-۱ انجام داد. بدین گونه که بعد از جدا نمودن مصالح آسیب دیده، آرماتورهای جدید جایگذاری و به آرماتورهای موجود جوش می‌گردند. مشخصات بتن جدید باید شبیه به بتن موجود باشد. در مکان‌هایی که خوردگی شدید باشد، آرماتورهای جدید جایگذاری شده نباید نو و بدون خوردگی باشند، چرا که آرماتورهای جدید و قدیم با یکدیگر تشکیل پیل الکتریکی می‌دهند که این امر منجر به خوردگی شدید آرماتورها می‌گردد.



شکل ۲-۳-۱- تعمیر موضعی دال‌های کف و راه‌پله

پیش نویس غیر قابل استناد

۲-۳-۳- افزایش ضخامت دال

در مواردی که مقاومت و سختی دال کم باشد، با افزایش ضخامت آن می‌توان این عیب را رفع نمود. بتن و میلگردهای جدید بر روی سطح و یا زیر دال موجود می‌تواند اجرا گردد (شکل ۲-۳-۲).

در روشی که افزایش ضخامت از قسمت فوقانی آن صورت می‌گیرد، مقاومت خمشی نیز افزایش می‌یابد، زیرا علاوه بر افزایش عمق مؤثر، آرماتورهای منفی نیز اضافه می‌گردند.

در روش دیگر که افزایش ضخامت از قسمت زیرین دال می‌باشد، مقاومت خمشی به علت افزایش آرماتورهای کششی اضافه می‌گردد.

با بتن‌ریزی معمولی می‌توان ضخامت دال را از قسمت فوقانی افزایش داد، ولی برای افزایش ضخامت دال از قسمت تحتانی آن بهتر است از روش بتن‌پاشی[1] استفاده نمود.

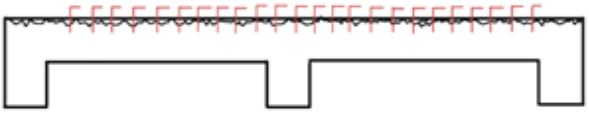
با افزایش ضخامت از روی دال، سختی مورد نیاز برای عملکرد دیافراگمی کف نیز افزایش یافته و به طور کلی این روش نسبت به روش افزایش ضخامت از قسمت تحتانی دال، روش متداول‌تر و آسان‌تری می‌باشد. (شکل ۲-۳-۳)

اگر افزایش ضخامت دال از قسمت تحتانی آن صورت گیرد، برای بهبود عملکرد دیافراگمی باید تیرها نیز با ژاکت بتنی مقاوم‌سازی شوند.

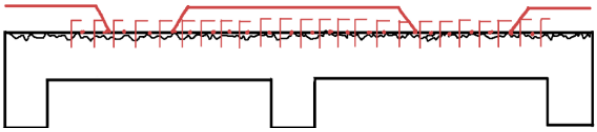
1- Shotcrete



گام ۱- تراشیدن بتن از سطح دال و نمایان ساختن آرماتورها، سندبلاست و پوشش اپوکسی آنها



گام ۲- کاشت شاخک (میخچه) در فواصل مناسب

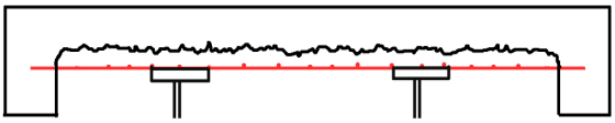


گام ۳- آرماتوربندی سطح دال

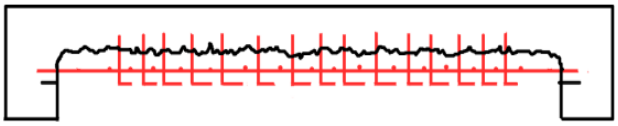


گام ۴- بتن‌ریزی و عمل‌آوری

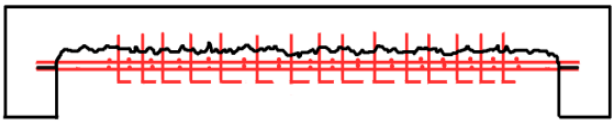
الف) افزایش ضخامت دال از بالا



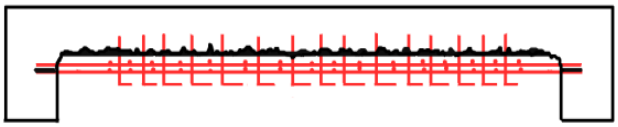
گام ۱- تراشیدن بتن از سطح زیرین دال و نمایان ساختن سندبلاست و پوشش اپوکسی میلگردها



گام ۲- کاشت شاخک (میخچه) در فواصل مناسب



گام ۳- نصب آرماتورهای تقویتی



گام ۴- پوشش آرماتورها با رنگ اپوکسی

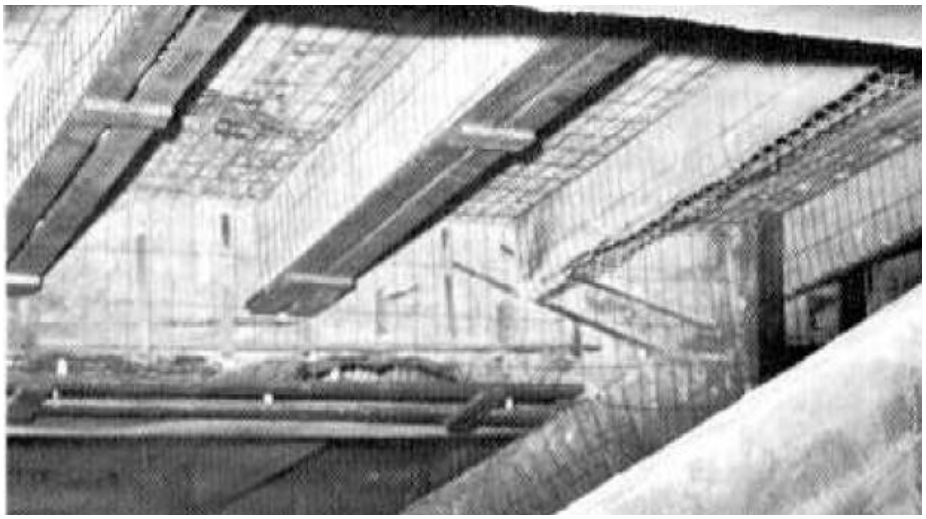


گام ۵- بتن‌ریزی یا بتن‌پاشی سطح زیرین

ب) افزایش ضخامت دال از پایین

پیش نویس - غیر قابل استناد

شکل ۲-۳-۲



شکل ۲-۳-۳- افزایش ضخامت دال از قسمت تحتانی با شاتکریت

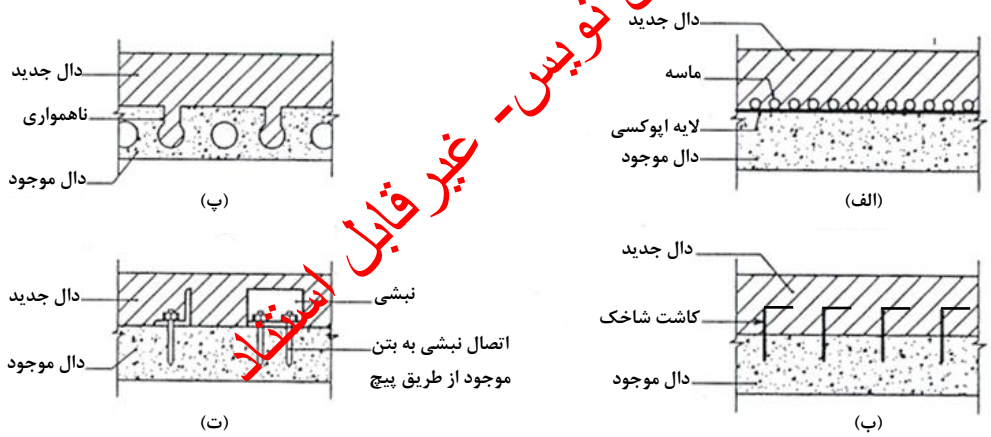
برای یکپارچه نمودن دال موجود با بتن مسلح جدید، بکارگیری وصله برشی لازم است. برای اجرای وصله برشی مناسب می‌توان روش‌های زیر را بکار برد:

- سطح زبر، که با دانه‌های کوارتز و چسب اپوکسی ایجاد شده باشد (شکل ۲-۳-۴-الف).
- شاخک (میخچه) فولادی (شکل ۲-۳-۴- ب).
- بتن‌های اضافی که در داخل فضاهای خالی ایجاد شده در دال اصلی قلاب می‌شوند (شکل ۲-۳-۴-پ).
- پروفیل نبشی که با پیچ اجرا می‌شود و پیچ‌ها با چسب اپوکسی یا بصورت رول‌پلاک به بتن قدیم متصل می‌شود. وجود نبشی منجر به یکپارچه شدن بتن قدیم و جدید می‌گردد (شکل ۲-۳-۴-ت).

زبر نمودن سطح بتن اصلی بصورت مشهودی چسبندگی بین بتن اصلی و جدید را افزایش می‌دهد. این عمل را می‌توان با ماسه‌پاشی[1]، جت آب و یا تراشیدن سطح بتن انجام داد.

اضافه کردن ضخامت باعث افزایش بار مرده‌ی ساختمان می‌شود، لذا استفاده از آن بیشتر در کارهای صنعتی و ابنیه سنگین مورد استفاده است.

پیش نویس- غیر قابل استناد



شکل ۲-۳-۴- روش‌های متداول درگیر نمودن بتن جدید و قدیم در راهکار افزایش ضخامت دال

۲-۳-۴- اضافه کردن تیرک فولادی

از روش‌های سنتی و بسیار موثر تقویت دال، اضافه نمودن تیرک فولادی می‌باشد. از مزایای آن می‌توان به سادگی اجرا، عدم افزایش وزن دال، افزایش ارتفاع موثر دال، کاهش ارتعاش کف، ایجاد خیز معکوس برای رفع افتادگی و افزایش سختی دیافراگم کف اشاره نمود (شکل ۲-۳-۵). اضافه کردن تیرک فولادی باید به‌گونه‌ای انجام شود که با رفتار طبیعی دال هماهنگ باشد.

برای تیرک فولادی آرایش‌های متفاوتی می‌توان در نظر گرفت:

الف- آرایش موازی که در این حالت تیرک‌ها بصورت یکطرفه عمل می‌نمایند.

ب- آرایش متقاطع که تیرک‌ها عمود بر یکدیگر بصورت (+) در زیر دال قرار داده می‌شوند.

1- Sandblast



شکل ۲-۳-۵- اضافه کردن تیرک فولادی

مراحل اجرای تیرک فولادی مطابق زیر می‌باشد:

۱- نصب صفحه تکیه‌گاهی برای اجرای تیرک فولادی روی شاهتیرهای پیرامونی.

۲- جک زدن زیر دال و ایجاد خیز اولیه در دال.

۳- نصب تیرک فلزی در محل.

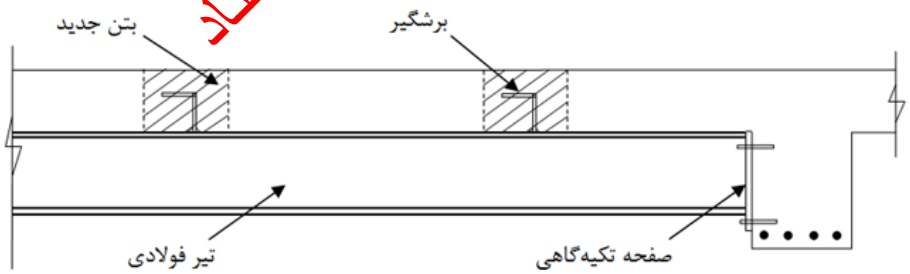
۴- جک زدن زیر تیرک بطوریکه آنرا محکم به دال بچسباند و حتی خیز اولیه‌ای در دال ایجاد نماید. در این حالت باربرداری کامل یا ناقص از دال صورت می‌گیرد.

۵- نصب اتصالات برشگیر و بتن ریزی در اطراف آن.

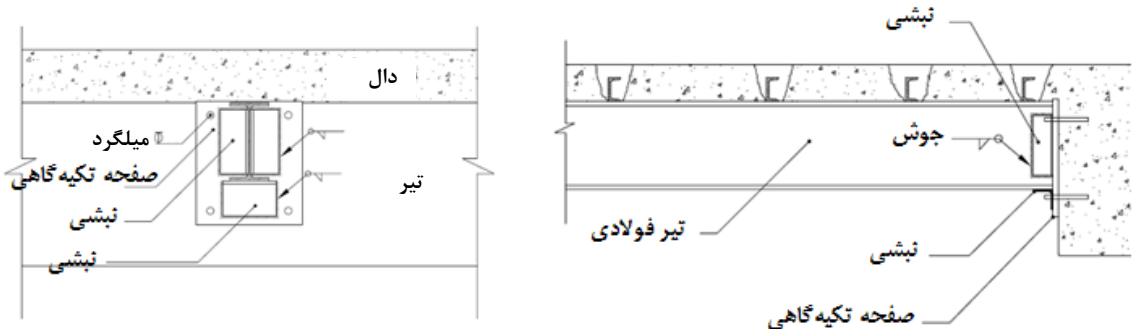
۶- تکمیل اتصال تکیه‌گاهی تیرک.

جزئیات اجرایی تیرک فولادی در شکل ۲-۳-۶ نشان داده شده است.

پیش نویس - غیر قابل استناد



الف- تقویت دال با تیرک فولادی



(ب) ورق تکیه‌گاهی

(پ) جوش تیر به صفحه تکیه‌گاهی

شکل ۲-۳-۶- جزئیات اجرایی تیرک فولادی



(ت) جک زدن زیر دال و ایجاد خیز



پیش نویس - غیر قابل استناد

(ث) جک زدن زیر تیر و ایجاد خیز اولیه در آن



(ج) جک هیدرولیک زیرستون موقت فولادی

شکل ۲-۳-۶- ادامه- جزئیات اجرایی تیرک فولادی



(چ) تقویت دال تخت با تیرهای فولادی



(ح) تقویت دال تخت با تیر فولادی. به افتادگی دال طبقه بالا که هنوز تقویت نشده توجه فرمایید.

پیش نویس - غیر قابل استناد

شکل ۲-۳-۶- ادامه- جزئیات اجرایی تیرک فولادی

مثال ۲-۳-۱

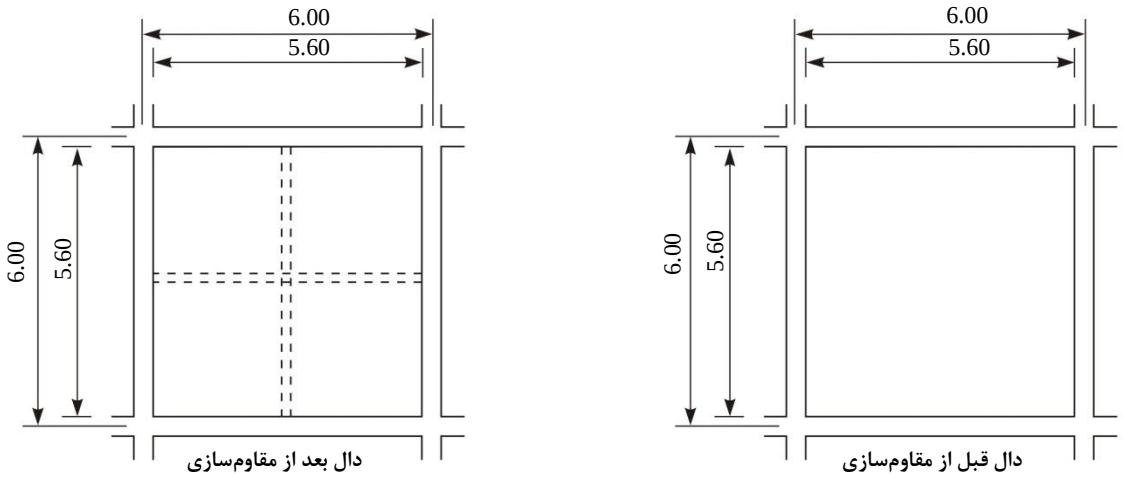
دالی با چشمه ۶×۶ متر و با ضخامت ۱۵ سانتیمتر از چهار طرف پیوسته می‌باشد. این دال برای بار مرده ۶۱۰ و بار زنده ۲۰۰ کیلوگرم بر مترمربع طراحی شده است. با تغییر کاربری بار زنده آن به ۷۱۵ کیلوگرم بر مترمربع افزایش یافته است. مطلوب است ارائه طرح تقویت برای دال:

$f'_c = 200\ kg/cm^2$, $F_y = 4000\,kg/cm^2$

طراحی دال یکپارچه بتن مسلح:

$A \times B = 6 \times 6\,m$

$a \times b = 5.60 \times 5.60\,m$



شکل مثال ۲-۳-۱- الف

پیش نویس- غیر قابل استناد

کنترل ضخامت:

$$h = \frac{P}{160} = 2\times(2\times 5600)\frac{1}{160} = 140\,mm$$
$$h = 150\,mm$$

تعیین بارگذاری:

$$W_u = 1.2\times 610 + 1.6\times 200 = 1050\,kg/m^2$$

تعیین لنگرهای طراحی:

$$m = \frac{5.60}{5.60} = 1.0$$

لنگر منفی در لبه ممتد دال:

$$M^- = 0.045\times 1050\times 5.60^2 = 1480\ kg.m/m$$

لنگر مثبت:

$$M_D{}^+ = 0.018\times 750\times 5.60^2 = 423\ \ kg.m/m$$
$$M_L{}^+ = 0.027\times 300\times 5.60^2 = 254\ \ kg.m/m$$
$$M_u^+ = 680\ \ kg.m/m$$

طراحی میلگردها:

ظرفیت خمشی حداکثر دال با ضخامت ۱۵۰ میلیمتر:

$$d = 150 - 30 = 120\,mm$$
$$b = 1000\,mm$$
$$\rho_{max} = 0.6\times 0.85\times\frac{20}{400}\times\frac{600}{600+400} = 0.0153 \Rightarrow M_{r_{max}} = 5560\ kg.m/m$$

به فولاد فشاری احتیاج نیست.

محاسبه فولاد حداقل:

$$A_{S_{min}} = 0.0018\times10^3\times150 = 270\,mm^2/m$$

سطح مقطع فولاد مورد نیاز:

$$M^- = 1480\,kg.m/m \Rightarrow A_S = 386\,mm$$
$$USE\,\Phi10@200 = 392\,mm^2/m$$
$$M^+ = 680\,kg.m/m \rightarrow A_S = 171mm^2/m < A_{S\ min}$$
$$USE\Phi10@300 = 261mm^2/m$$

تقویت دال برای افزایش بار زنده:

بار زنده دال از ۲۰۰ کیلوگرم بر متر مربع به ۷۱۵ کیلوگرم بر متر مربع افزایش یافته است، بنابراین خواهیم داشت.

$$Q_u = 1.2\times610+1.6\times715 = 1875\,kg/m^2$$

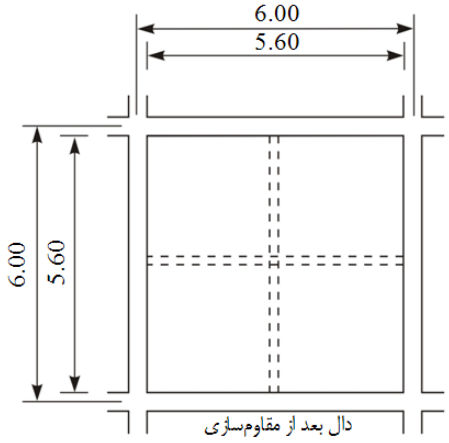
با توجه به عدم کفایت دال برای بار فوق، تصمیم به استفاده از شبکه فولادی برای تقویت دال شده است. طراحی این دال به دو روش مدل کامپیوتری و دستی انجام می‌شود.

پیش نویس غیر قابل استناد

الف: تحلیل کامپیوتری و استفاده از عمل مرکب تیر فولادی و دال

با جک زدن زیر دال و زیر تیر فولادی، باربرداری از دال انجام گرفته و بعد از تکمیل اتصالات برشگیر، جک‌ها باز می‌شوند. پس یکپارچگی کامل بین دال و تیر فولادی ایجاد شده و عملکرد آنها یکپارچه می‌شود. مدل کامپیوتری از دال و تیرهای فولادی ساخته شده و لنگر حداکثر تیر فولادی به دست می‌آید:

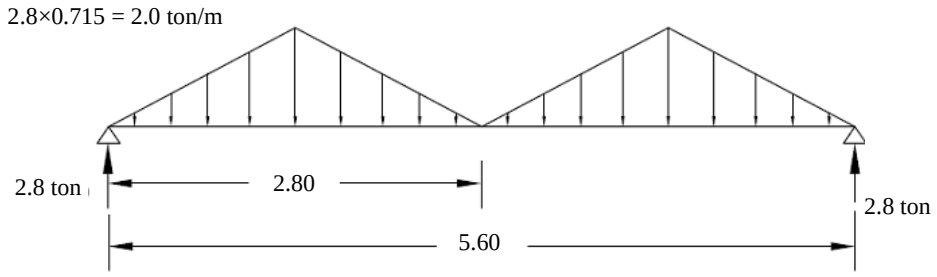
$$M_{max} = 3.50\ ton.m \qquad \text{(با استفاده از نتایج مدل کامپیوتری)}$$
$$F_b = 1440\ kg/cm^2$$
$$S = 3.50\times10^5/1440 = 243\,cm^3$$
$$IPE220: S = 252\,cm^3$$



شکل مثال ۲-۳-۱- ب

ب: روش دستی : (بصورت غیرمرکب)

فرض می‌شود تمام بار زنده به تیرک فولادی اعمال گردد.



شکل مثال ۲-۳-۱- پ

$$M_{CL} = 2.8\times 2.8 - 2.8\times \frac{2.8}{2} = 3.92 \text{ ton.m}$$

$$S = \frac{3.92\times 10^5}{1440} = 272\,cm^3$$

$$IPE240 : S = 324\,cm^3$$

پیش نویس- غیر قابل استناد

بحث روی روش دستی

همانطور که ملاحظه می‌شود این تیر فقط برای اضافه بار زنده طراحی شده است. چند ایراد می‌توان بر آن گرفت:

۱- معلوم نیست بار زنده قدیمی در روی دال مؤثر باشد. بنابراین احتیاط حکم می‌کند که در طراحی تیر تمام بار زنده منظور گردد.

۲- بار مرده از قبل روی دال مؤثر است بنابراین می‌توان ادعا کرد که به تیر فولادی اعمال نمی‌شود. اگر در هنگام اجرای تیر فولادی به کمک جک تیر و دال را قدری محدب نماییم، ممکن است این ایراد به طرح وارد گردد که تیر فولادی باید قسمتی از بار مرده را نیز تحمل نماید در این حالت عملکرد مرکب نیز قابل استفاده است. در تمام حالات باید تیرهای محیطی برای اثر بار متمرکز تیر فولادی کنترل گردند.

۲-۳-۵- اضافه نمودن نوارهای فولادی

یکی دیگر از روش‌های افزایش مقاومت دال، اضافه نمودن ورق‌های فولادی از طریق چسباندن و یا بولت کردن آنها در وجوه افقی دال می‌باشد. در شکل ۲-۳-۷ تقویت دال با ورق‌های فولادی نشان داده شده است. در این روش مقاومت خارج از صفحه دال به شکل کاملاً محسوسی افزایش می‌یابد.

بر خلاف روش افزایش ضخامت دال، این روش منجر به افزایش وزن سازه نمی‌گردد و همچنین مشکلاتی را که روش مقاوم‌سازی با تیر فولادی برای معماری ساختمان ایجاد می‌نماید، ندارد. زیرا ضخامت ورق فولادی نسبت به ارتفاع تیرک فولادی بسیار کم می‌باشد. استفاده از تقویت با ورق وقتی اثربخش است که مشکل افتادگی و لرزش دال درمیان نباشد، چون افتادگی دال با افزایش ضخامت دال و یا تیرک فولادی قابل حل است.



(الف)



(ب)



(پ) تقویت ناموفق با ورق تقویتی بدون از بین رفتن افتادگی اولیه

شکل ۲-۳-۷- تقویت دال‌ها با استفاده از ورق‌های فولادی

پیش نویس - غیر قابل استناد

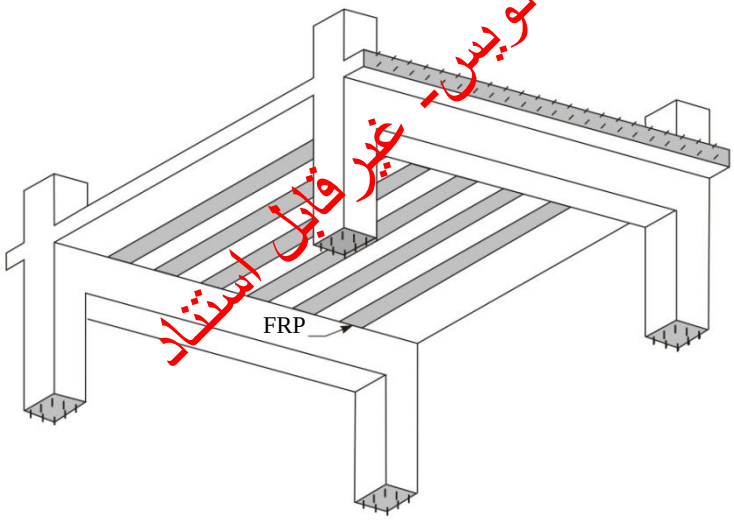
۲-۳-۶- استفاده از مصالح FRP

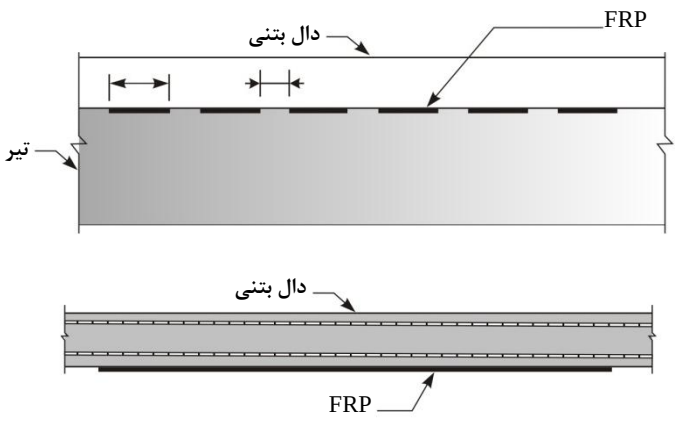
از دیگر راه‌های تقویت خمشی دال‌ها بطور موضعی، استفاده از مصالح FRP می‌باشد. بکارگیری مصالح پلیمری مسلح شده با الیاف بجای مصالح سنتی و شیوه‌های موجود روشی است که امروزه در دنیا متداول می‌باشد. مصالح FRP ضمن سبکی از مقاومت کششی بالائی برخوردار می‌باشند. با وجود قیمت بالای مصالح FRP، نحوه اجرای آن بسیار آسان و ارزان می‌باشد.

برای مقاوم‌سازی دال‌ها، مصالح مرکب FRP را می‌توان بصورت نوارها و یا صفحاتی بر روی سطوح تحت کشش اجرا نمود. همانگونه که در شکل ۲-۳-۸ نشان داده شده است، دال‌های یک طرفه با تکیه‌گاه ساده را می‌توان با چسباندن نوارها یا صفحات FRP در سطوح تحتانی آنها و در راستای باربری، مقاوم‌سازی نمود.

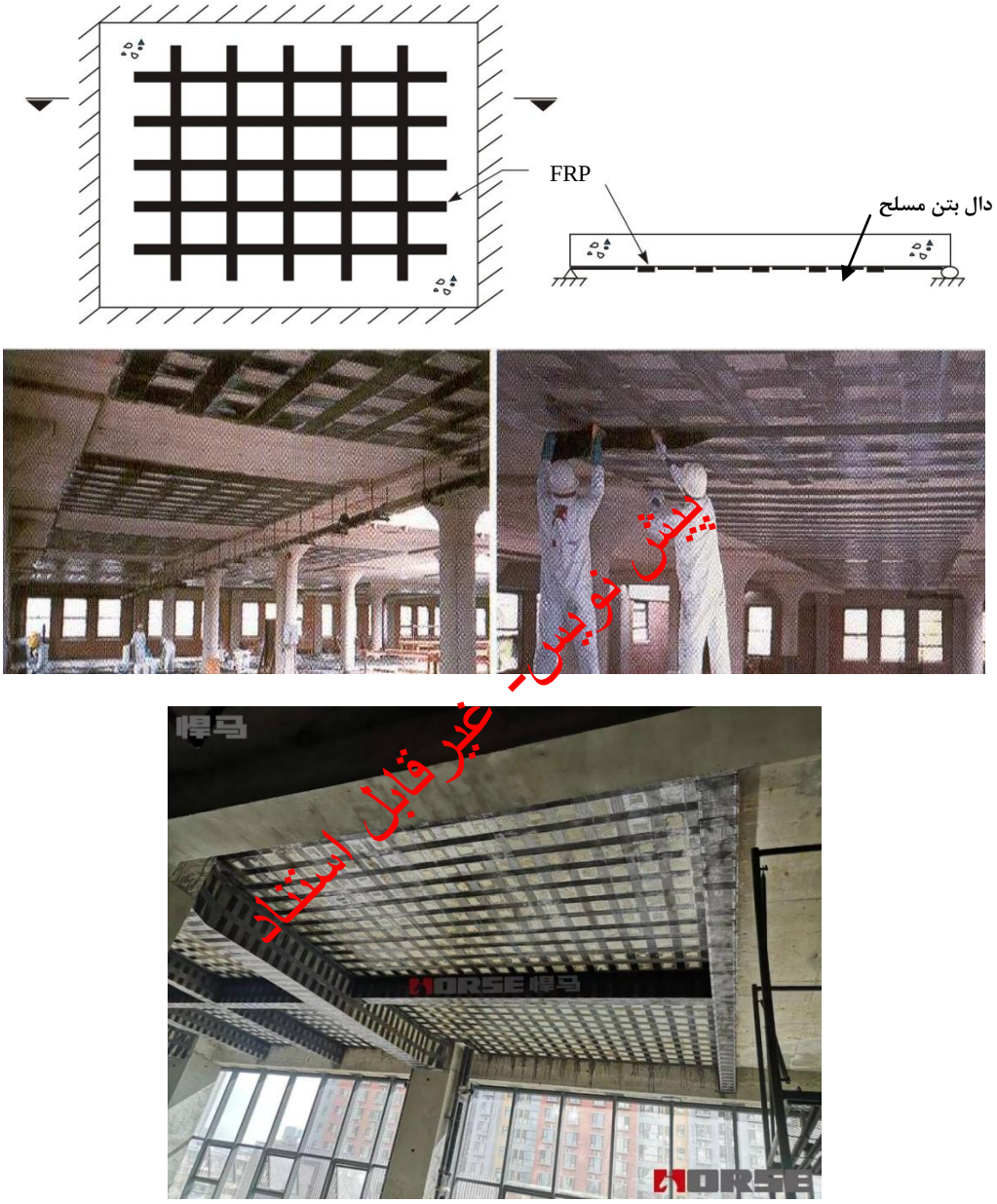
در دال‌های دو طرفه مقاوم‌سازی با نوارهای FRP مطابق شکل ۲-۳-۹ در دو امتداد صورت گیرد. البته اگر دال دارای تکیه‌گاه گیردار باشد، نوارهای FRP را باید در قسمت فوقانی دال نیز اجرا نمود.

پیش نویس - غیر قابل استناد





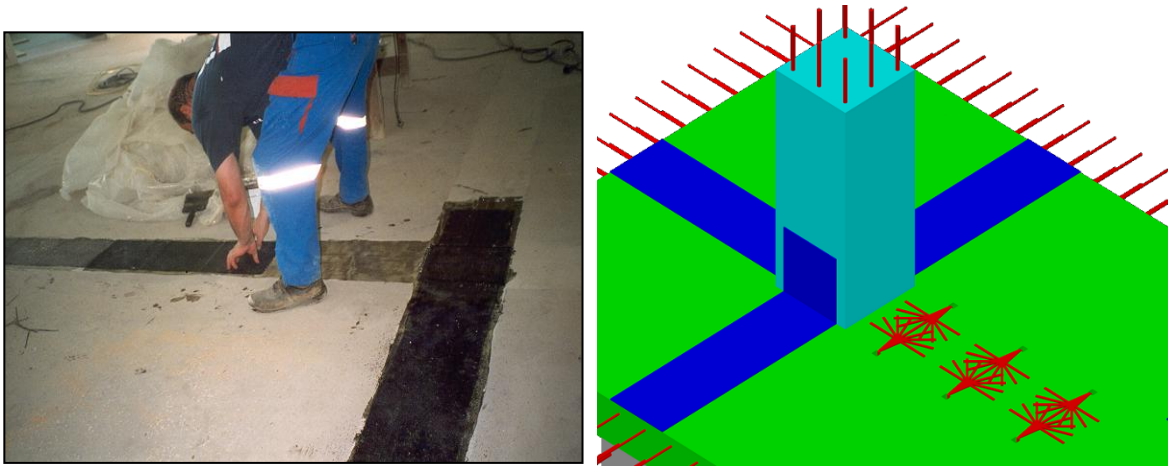
شکل ۲-۳-۸- تقویت خمشی دال یک‌طرفه با نوارهای FRP در امتداد اصلی



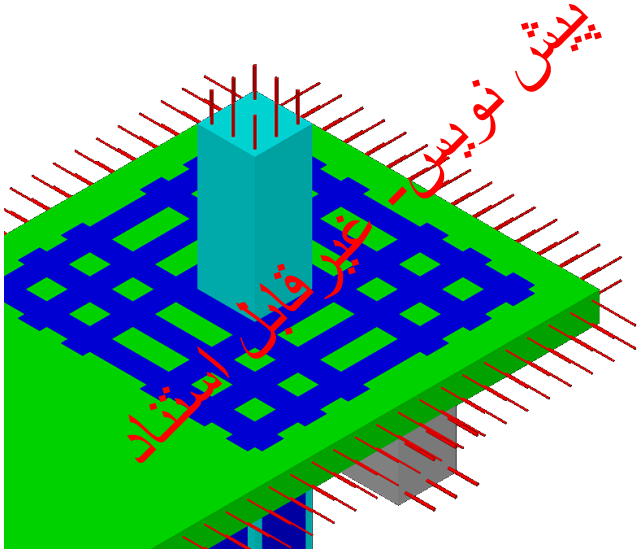
پیش نویس - غیر قابل استناد

شکل ۲-۳-۹- تقویت دال دوطرفه با نوارهای FRP در دو امتداد

در صورت وجود تکیه‌گاه گیردار در لبه‌های دال و ایجاد لنگر منفی در مقطع آن، می‌توان مطابق شکل ۲-۳-۱۰ و ۲-۳-۱۱ از نوارهای FRP در وجه فوقانی دال استفاده نمود.



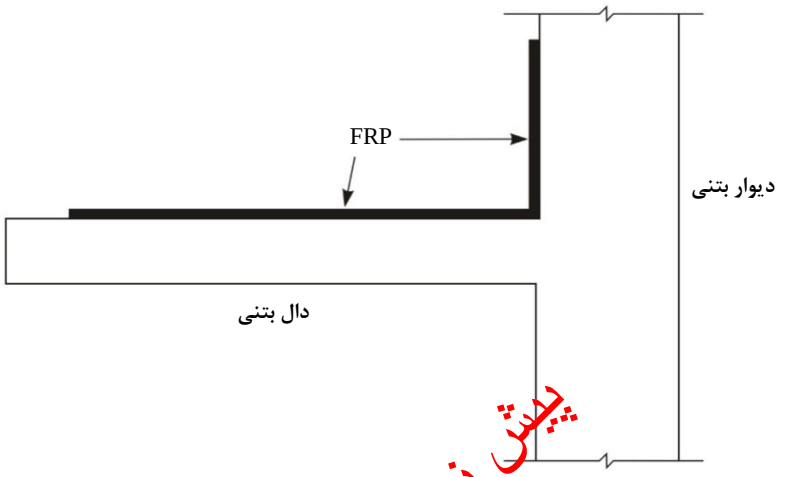
شکل ۲-۳-۱۰- تقویت دال با استفاده از نوارهای FRP در نواحی لنگر منفی





شکل ۲-۳-۱۱- مقاوم‌سازی دال در لنگرهای منفی بوسیله FRP

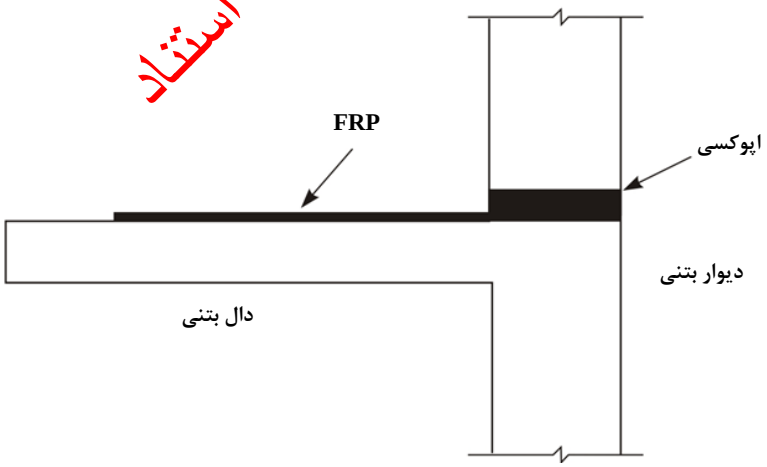
در دال‌هایی که بصورت طره‌ای به دیوار برشی متصل شده باشند، برای مهاربندی و مقاوم‌سازی اتصال دال به دیوار برشی می‌توان نوار یا صفحه FRP را تا قسمتی از سطح دیوار بالا برده تا به آن چسبانده شود (شکل ۲-۳-۱۲).



شکل ۲-۳-۱۲- تأمین طول مهاری با امتداد FRP به روی دیوار

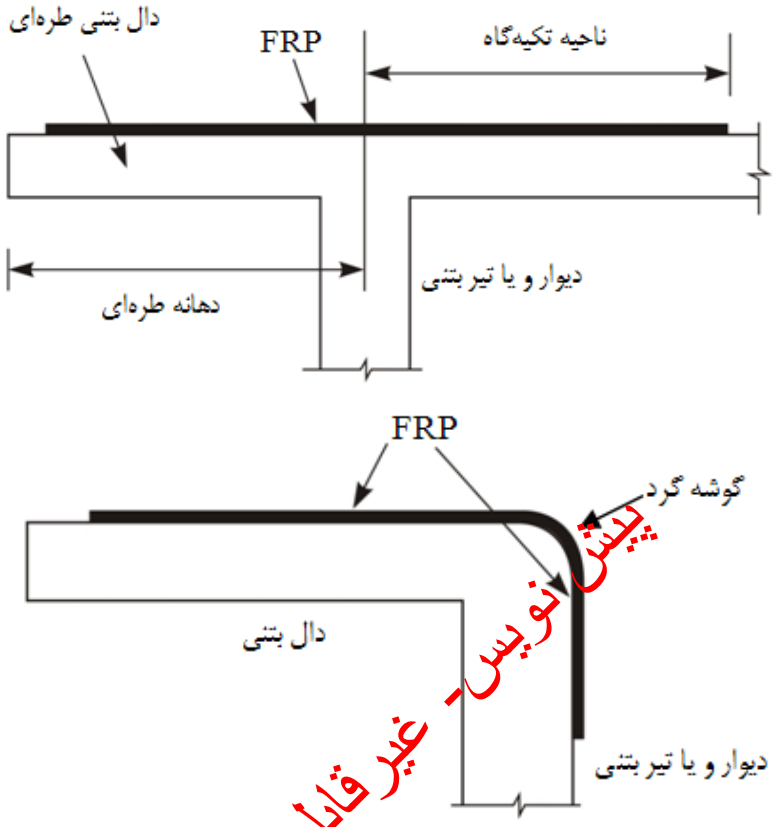
پیش نویس - غیر قابل استناد

راه موثرتر برای مهاربندی قسمت‌های طره‌ای، هدایت نوارهای FRP به درون سوراخ‌هایی است که از قبل در دیوار تعبیه شده باشد (شکل ۲-۳-۱۳).

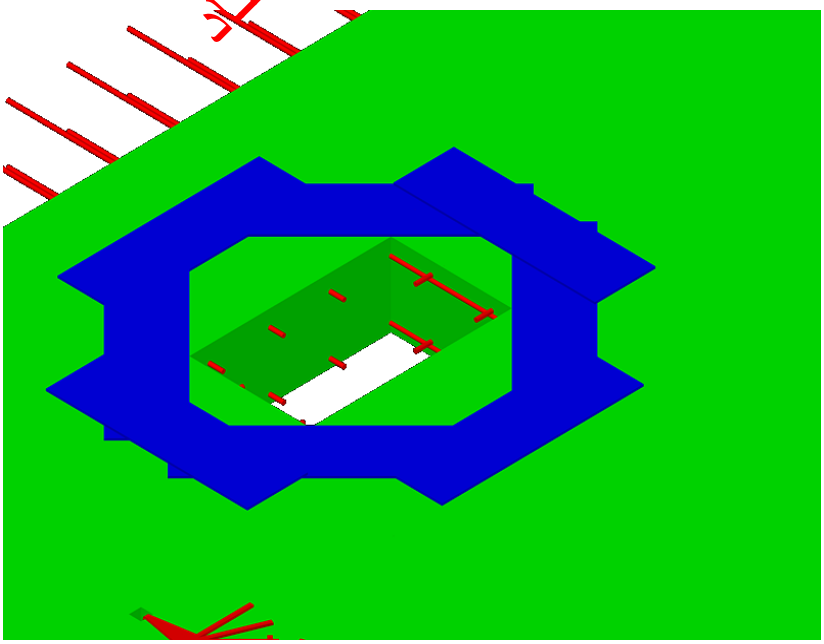


شکل ۲-۳-۱۳- تأمین طول مهاری با امتداد FRP در داخل اتصال

سایر روش‌های تأمین طول مهاری FRP روی دال‌ها در شکل ۲-۳-۱۴ نشان داده شده است. اطراف بازشوهای دال را نیز می‌توان بانوار و یا صفحات FRP تقویت نمود. نمونه‌ای از این روش در شکل ۲-۳-۱۵ نشان داده شده است.



شکل ۲-۳-۱۴- سایر روش‌های تأمین طول مهاری با امتداد FRP روی دال‌ها



شکل ۲-۳-۱۵- تقویت اطراف بازشوهای دال با FRP

پیش نویس - غیر قابل استناد

۲-۳-۷- مصالح FRP

۲-۳-۷-۱- مصالح مرکب (کامپوزیت) متشکل از رزین‌های پلیمری که توسط الیاف مسلح شده‌اند، پلیمرهای مسلح شده توسط الیاف[1] (FRP) نامیده می‌شوند. این مصالح بصورت نوارهای منعطف ساخته شده و توسط چسب (رزین) به سطوح خارجی عضو بتن مسلح چسبانده می‌شوند و تحت سازوکارهای مختلف، باعث تقویت آن می‌شوند.

مزایای مصالح FRP شامل سبکی، انعطاف‌پذیری و مقاومت بالای آن‌ها می‌باشد که این مزایا باعث توجه روزافزون به آنها می‌شود. از لحاظ تاریخی از سال ۱۹۳۰ تحقیقات روی این مصالح آغاز شده، لیکن کاربردهای آن از حوالی سال‌های ۱۹۸۰ در اروپا و آمریکا آغاز شده است.

۲-۳-۷-۲- انواع سیستم‌های FRP

سیستم‌های FRP می‌توانند به یکی از حالات زیر مورد استفاده قرار گیرند:

الف: سیستم تر (Wet)

در این حالت رزین به سطح کار مالیده شده و الیاف در لایه‌های مختلف در یک یا دو امتداد متعامد به آن چسبانده می‌شوند. در این حالت چندلایه رزین و الیاف بصورت درجا به عضو چسبانده می‌شود.

ب: سیستم پیش‌آغشته (Preperg)

در این حالت الیاف توسط پلیمرهای گرماسخت (ترموست) در دمای بالا آغشته می‌شوند. سپس محصول بدست آمده در دمای سرد انبارداری و حمل و نقل می‌شود و پس از چسباندن به سطح توسط گرما عمل‌آوری می‌شوند.

پ: سیستم پیش‌عمل آمده (Precured)

در این حالت نوارهای FRP به صورت ترکیبی از رزین و الیاف به صورت ورقه‌های نازک در کارخانه تولید و آماده فروش و مصرف می‌شوند. این ورقه‌ها به کمک لایه چسب رزین به سطح اعضای بتن مسلح چسبانده می‌شوند.

ت: سیستم نزدیک به سطح (Near surface mounted NSM)

در این سیستم مصالح FRP به صورت میلگرد تولید شده و سطح عضو شیارزنی شده و این میلگردها به کمک چسب درون این شیارها جا داده می‌شوند و به عنوان مسلح کننده‌ی سطحی مورد استفاده قرار می‌گیرند.

پیش نویس - غیر قابل استناد

1- Fibert reinforced polymers (FRP)

۲-۳-۷-۳- عناصر تشکیل دهنده

عناصر تشکیل دهنده FRP که از آن برای تقویت اعضای بتن مسلح استفاده می‌شود، عبارتنداز:

۱- رزین (Resin) مشتمل بر:

۱-۱- آستر (Primer)

۱-۲- پرکننده‌ها (Putty filler)

۱-۳- رزین مرطوب کننده (Saturating Resin)

۱-۴- چسب (Adhesives)

۲- الیاف (Fibers)

۳- پوشش محافظت کننده (Protective Coating)

می‌باشند که در ادامه به تشریح آنها پرداخته می‌شود.

پیش نویس- غیر قابل استناد

۲-۳-۷-۴- رزین‌ها

محدوده‌ی وسیعی از رزین‌های پلیمری شامل آستر، پرکننده‌ها، مرطوب‌کننده‌ها و چسب‌ها در سیستم‌های FRP مورد استفاده قرار می‌گیرند. انواع رزین‌های معمول شامل اپوکسی، وینیل‌استر، و پلی‌استر هر یک برای شرایط محیطی خاصی تولید می‌شوند. از رزین‌هایی باید استفاده نمود که:

(الف) سازگار با و چسبنده به سطح بتن باشد.

(ب) سازگار با و چسبنده به سیستم کامپوزیت FRP باشند.

(پ) سازگار با و چسبنده به الیاف مسلح کننده باشند.

(ت) سازگار با آثار محیطی مثل رطوبت، آب‌شور، محدوده‌های دما و مواد شیمیایی موجود با سطح بتن باشند.

(ث) خاصیت پرکنندگی داشته باشند.

(ج) کاربری مناسب داشته باشند.

(چ) مدت کاربری (Pot Life) سازگار با کاربری باشد.

(ح) برای سیستم کامپوزیت FRP، مشخصات مکانیکی لازم را داشته باشند.

آستر

لایه اول که به سطح بتن مالیده می‌شود و باید نفوذ خوب به سطح بتن داشته و چسبندگی خوب با لایه‌ی بعدی را تامین کند.

پرکننده‌ها

بتن دارای حفرات سطحی است. این حفرات باید توسط پرکننده‌ها پر شوند تا سطح صاف برای رزین مرطوب کننده و چسب بوجود آید.

رزین‌های مرطوب کننده

رزین‌های مرطوب کننده باعث اشباع الیاف شده و لایه برشی بوجود می‌آورند که الیاف را در محل خود محکم کرده و بار را بین آن‌ها توزیع می‌کند. در سیستم‌های FRP مرطوب، به عنوان چسب بین سطح بتن و الیاف عمل می‌کنند و مسیر انتقال برش بین الیاف و سطح بتن را بوجود می‌آورند.

چسب‌ها

چسب‌ها برای چسباندن ورقه‌ها یا میلگردهای FRP به سطح بتن مورد استفاده قرار می‌گیرند و انتقال برش بین سیستم FRP و سطح بتن بوجود می‌آورند. در صورت استفاده از چندلایه FRP، چسب‌ها باعث یکپارچه کردن آنها به یکدیگر می‌شوند.

پیش نویس - غیر قابل استناد

۳-۲-۷-۵- الیاف

الیاف شیشه، آرامید و کربن به عنوان مسلح کننده در سیستم‌های FRP مورد استفاده قرار می‌گیرند و باعث ایجاد مقاومت کششی و سختی در آنها می‌شوند. در جدول ۲-۳-۱ تا ۲-۳-۴ مشخصات مکانیکی الیاف و در جدول ۲-۳-۵ روش آزمایش این کمیات ارائه شده است.

جدول ۲-۳-۱

نوع الیاف	مدول الاستیسیته GPa	مقاومت نهایی MPa	حداقل کرنش کششی
کربن			
General purpose	220 تا 240	2050 تا 3790	1.2
High-strength	220 تا 240	3790 تا 4820	1.4
Ultra-high-strength	220 تا 240	4820 تا 6200	1.5
High-modulus	340 تا 520	1720 تا 3100	0.5
Ultra-high-modulus	520 تا 690	1380 تا 2400	0.2
شیشه			
تیپ E	69 تا 72	1860 تا 2680	4.5
تیپ S	86 تا 90	3440 تا 4140	5.4
آرامید			
General purpose	69 تا 83	3440 تا 4140	2.5
High-performance	110 تا 124	3440 تا 4140	1.6

جدول ۲-۳-۲

سیستم FRP	مدول الاستیسیته (Gpa)	مقاومت نهایی (MPa)	کرنش گسیختگی (درصد)
High-strength	115 تا 165	1240 تا 2760	1.2 تا 1.8
E-glass/epoxy	27 تا 480	480 تا 1580	1.6 تا 3.0
High-performance aramid	55 تا 76	900 تا 11,930	2.0 تا 3.0

جدول ۲-۳-۳

سیستم FRP (امتداد الیاف)	ضریب الاستیسیته		مقاومت نهایی		کرنش گسیختگی در امتداد 0
	امتداد 0 (GPa)	امتداد ۹۰ درجه (GPa)	امتداد 0 (MPa)	امتداد ۹۰ درجه (MPa)	
High-strength carbon/epoxy, degrees					
0	100 تا 140	2 تا 7	1020 تا 2080	35 تا 70	1.0 تا 1.5
0/90	55 تا 76	55 تا 75	700 تا 1020	700 تا 1020	1.0 تا 1.5
+45/–45	14 تا 28	14 تا 28	180 تا 280	180 تا 280	1.5 تا 2.5
E-glass/epoxy, degrees					
0	20 تا 40	2 تا 7	520 تا 1400	35 تا 70	1.5 تا 3.0
0/90	14 تا 34	14 تا 35	520 تا 1020	520 تا 1020	2.0 تا 3.0
+45/–45	14 تا 21	14 تا 21	180 تا 280	180 تا 280	2.5 تا 3.5
High-performance aramid/epoxy, degrees					
0	48 تا 68	2 تا 7	700 تا 1720	35 تا 70	2.0 تا 3.0
0/90	28 تا 34	28 تا 35	280 تا 550	280 تا 550	2.0 تا 3.0
+45/–45	7 تا 14	7 تا 14	140 تا 210	140 تا 210	2.0 تا 3.0

پیش نویس - غیر قابل استناد

جدول ۲-۳-۴

نوع FRP	وزن g/m^3	مقاومت نهایی kN/mm
General purpose carbon/resin unidirectional sheet	200	500
	400	620
High-strength carbon/resin unidirectional sheet	230	320
	300	700
	620	960
High-modulus carbon/resin unidirectional sheet	300	600
General-purpose carbon/resin balanced sheet	300	180
E-glass/resin unidirectional sheet	900	720
	350	230
E-glass/balanced fabric	300	120
Aramid/resin unidirectional sheet	420	700
High-strength carbon/resin precured, unidirectional laminate	2380	3300
E-glass/vinyl ester precured, unidirectional shell	1700	1580

جدول ۲-۳-۵- روش‌های آزمایش سیستم‌های مصالح FRP

خاصیت	روش‌های ASTM	روش ACI440.3R	خلاصه‌ای از اختلاف
روش‌های آزمایش برای ورق‌های FRP			
Surface hardness	D2538 D2240 D3418	—	No ACI methods developed
Coefficient of thermal expansion	D696	—	No ACI methods developed
Glass-transition temperature	E1640	—	No ACI methods developed
Volume fraction	D3171 D2584	—	No ACI methods developed
Sheet to concrete adhesion (direct tension pulloff)	D7522/D7522M	L.1*	ACI method provides specific requirements for specimen preparation not found in the ASTM method
Tensile strength and modulus	D3039/D3039M or D7565/D7565M, as appropriate	L.2*	ACI method provides methods for calculating tensile strength and modulus on gross cross-sectional and effective fiber area basis. Section3.3.1 is used to calculate design values.
Lap shear strength	D7616/D7616M	L.3*	ACI method provides specific requirements for specimen preparation.
روش‌های آزمایش برای میلگرد FRP			
Cross-sectional area	D7205/D7207M	B.1*	Two options for bar area are provided in ASTM D7205/D7205M (nominal and actual) whereas only nominal area is used in ACI 440.3R Method B.1
Longitudinal tensile strength and modulus	D7205/D7205M	B.2*	Strain limits for calculation of modulus are different in the two methods.
Shear strength	D7617/D7617M	B.4*	The ACI method focuses on dowel action of bars and does not overlap with existing ASTM methods that focus mainly on beam shearing failure modes. Bar shear strength is of specific concern for applications where FRP rods are used to cross construction joints in concrete pavements.
Durability properties	—	B.6	No existing ASTM test methods available.
Fatigue properties	D3479/D3479M	B.7	ACI methods provide specific information on anchoring bars in the test fixtures and on attaching elongation measuring devices to the bar. The ACI methods also require specific calculations that are not provided in the ASTM methods.
Creep properties	D7337/D7337M	B.8*	
Relaxation properties	D2990 E328	B.9	
Flexural tensile properties	—	B.11	No existing ASTM test methods available.
Flexural properties	D790 D4476/D4476M	—	No ACI methods developed.
Coefficient of thermal expansion	E831 D696	—	No ACI methods developed.
Glass-transition temperature	E1356 E1640 D648 E2092	—	No ACI methods developed.
Volume fraction	D3171	—	No ACI methods developed.

* روش ACI جایگزین ASTM شده است.

پیش نویس - غیر قابل استناد

۲-۳-۷-۶- لایه‌ی محافظ

آخرین لایه در سیستم FRP، لایه محافظ می‌باشد که وظیفه آن افزایش دوام FRP در مقابل صدمات ناشی از محیط و صدمات مکانیکی می‌باشد. اعمال لایه‌ی محافظ معمولاً بعد ازگیرش کامل چسب و رزین انجام می‌شود. لایه‌ی محافظ شامل انواع زیر است:

(الف) روکش پلیمری از جنس اپوکسی یا پلی‌یورتان

(ب) روکش اکرلیک شامل سیستم اکرلیک مستقیم یا سیستم اکرلیک پایه سیمانی

(پ) ملات ماسه و رزین با سطح مضرّس

(ت) ملات‌های ضدآتش

دلایل محافظت سطحی سطوح FRP به قرار زیر است:

(الف) محافظت در مقابل اشعه ماورای بنفش (UV) که سبب آسیب‌رساندن به FRP می‌شود. معمولاً مقاومت رزین‌های وینیل استر بیشتر از رزین‌های اپوکسی است. ولی انواع روکش‌های اکریلیک، سیمانی، الیفاتیک پلی‌یورتان برای این کار مناسب می‌باشند.

(ب) محافظت در مقابل آتش که از سیستم‌های مختلف می‌توان استفاده نمود.

(پ) روکش‌های سخت پلی‌یورتان و سیمانی برای مقابله با اقدامات خرابکارانه نظیر بریدن و پاره کردن.

(ت) روکش‌های سخت مقاوم در مقابل ضربه، خراشیدگی، فرسایش، شباهت زیاد به حالت پ دارد.

(ث) روکش‌های نما مثلاً روکش اکریلیک لاتکس رنگ خاکستری نزدیک به بتن دارد. از انواع روکش‌ها با رنگ‌های متفاوت هماهنگی با معماری قابل استفاده می‌باشد.

(ج) روکش‌های مقاوم در مقابل مواد شیمیایی. به عنوان مثال اسیدها می‌توانند تاثیر مخرب بر مواد اپوکسی داشته باشند. به همین دلیل در این مواقع استفاده از روکش یورتان و یا اپوکسی نوولاک می‌توان استفاده نمود.

(چ) در صورت استفاده از FRP درون و یا در تماس با آب آشامیدنی، باید روکش‌هایی مورد استفاده قرار گیرد تا از نشت مواد مسموم FRP به داخل آب آشامیدنی جلوگیری به عمل آید.

۲-۳-۷-۷- مشخصات فیزیکی

چگالی مصالح FRP در محدوده‌ی ۱/۲ تا ۲/۱ قرار دارد که تقریباً یک چهارم تا یک ششم چگالی فولاد است (مطابق جدول ۲-۳-۶)

جدول ۲-۳-۶- چگالی مصالح FRP

فولاد	FRP از الیاف شیشه GFRP	FRP از الیاف کربن CFRP	FRP از الیاف ارامید AFRP
۷/۹	۱/۲ تا ۲/۱	۱/۵ تا ۱/۶	۱/۲ تا ۱/۵

پیش نویس - غیر قابل استناد

ضریب انبساط حرارتی

مقادیر ضرایب انبساطی حرارتی در جدول ۲-۳-۷ ارائه شده است. در مصالح FRP برحسب نوع الیاف، رزین و نسبت حجمی الیاف، ضریب انبساط حرارتی طولی و عرضی متفاوت است. اعداد منفی مبنی این است که در اثر افزایش دما، از طول مصالح FRP کاسته می‌شود.

جدول ۲-۳-۷- ضریب انبساط حرارتی مصالح FRP

امتداد	$\times 10^{-6}/C^{\circ}$				
	بتن	فولاد	GFRP	CFRP	AFRP
طولی	7.0 تا 11.0	11.7	6 تا 10	0 تا -1	-2 تا -6
عرضی	7.0 تا 11.0	11.7	19 تا 23	22 تا 50	60 تا 80

پیش نویس- عبد قابل استناد

تاثیر دمای زیاد

در دمای بیش از دمای ژل شدن T_g، مدول الاستیسیته مصالح پلیمری به علت تغییر در ساختار مولکولی کاهش می‌یابد، دمای T_g بستگی به نوع رزین دارد، لیکن بین ۶۰ تا ۸۰ درجه سلسیوس متغیر است. در مصالح FRP مقاومت الیاف در مقابل دما بیش از رزین است. دمای تحول الیاف کربن حدود ۱۰۰۰ درجه سلسیوس، الیاف شیشه ۲۷۵ درجه‌ی سلسیوس و الیاف ارامید ۱۷۵ درجه سلسیوس است. لیکن با نرم شدن رزین، انتقال برشی بین الیاف از بین رفته و باعث کاهش مقاومت کششی مصالح FRP می‌شود. بطور مثال در دمای حدود ۱۵۰ درجه‌ی سلسیوس مقاومت کششی مصالح FRP حدود ۲۰ درصد کاهش می‌یابد. با از بین رفتن انتقال برشی بسیاری از خواص مکانیکی مصالح FRP مثل مقاومت خمشی به شدت کاهش می‌یابد.

با از بین رفتن چسبندگی رزین، می‌توان انتظار داشت که در دمای بیش از T_g اثر تقویت تیرهای بتن مسلح با FRP، به علت افت قابلیت انتقال تنش، از بین می‌رود.

۲-۳-۷-۸- مشخصات مکانیکی

رفتار کششی

مصالح FRP تک امتدادی، تحت نیروی کششی، رفتار الاستیک خطی تا نقطه‌ی گسیختگی دارند و رفتار خمیری از خود نشان نمی‌دهند. بنابراین نمودار تنش- کرنش آنها تا نقطه‌ی گسیختگی خطی است و دارای دو مشخصه‌ی مدول الاستیسیته، و تنش و کرنش نقطه‌ی گسیختگی می‌باشد. مقدار این مشخصه‌ها بسته به جنس الیاف، مقدار الیاف، روش تولید، امتداد الیاف و نحوه‌ی اجرای آن دارد. گاهی مواقع مشخصات FRP برمبنای مساحت خالص الیاف بیان می‌گردد. مساحت کل یا ناخالص FRP مساحت کل مقطع نوار FRP شامل الیاف و رزین می‌باشد.

مرسوم است که در روش تر، از سطح مقطع خالص الیاف و در روش پیش تولید، از سطح مقطع کلی استفاده می‌شود. مقاومت و سختی گزارش شده برمبنای مساحت خالص الیاف، معمولاً نسبت به مساحت کل (ناخالص) اعداد بزرگتری هستند، لیکن اگر گزارش برمبنای مقاومت حمل بار $f_{fu}A_f$ و سختی محوری A_fE_f بیان شوند، مقادیر یکسانی برای هر دو حالت خواهد بود. مقاومت و کرنش مشخصه‌ی مصالح تولیدی FRP از روابط زیر به دست می‌آید:

یعنی: $f^*_{fu} = \overline{f_{fu}} - 3\sigma$ و $\varepsilon^*_{fu} = \overline{\varepsilon_{fu}} - 3\sigma$

(خطای استاندارد × ۳) - مقدار متوسط = مقدار مشخصه

رفتار فشاری

به علت نبود اطلاعات کافی، مصالح FRP چسبیده به سطح نباید به عنوان تسلیح فشاری در نظر گرفته شوند. سازوکار خرابی مصالح FRP در فشار شامل شکست کششی عرضی، ریزکمانش الیاف و شکست برشی می‌باشد.

رفتار تابع زمان

۱. گسیختگی خزشی

مصالح FRP دارای این خصوصیت هستند که تحت بارهای دائمی در عمر مشخصی که به زمان دوام[1] معروف است، به طور ناگهانی گسیخته می‌شوند. این نوع گسیختگی، گسیختگی خزشی[2] نامیده می‌شود. با افزایش نسبت تنش کششی دائمی به مقاومت کششی کوتاه‌مدت، زمان دوام کاهش می‌یابد. زمان دوام تحت شرایط محیطی سخت نظیر دمای زیاد، اشعه ماورای بنفش (UV)، قلیایی زیاد، سیکل تر و خشک و سیکل یخ زدن و آب زدن، کاهش می‌یابد.

حساسیت الیاف کربن نسبت به گسیختگی خزشی کمترین، الیاف آرامید متوسط و الیاف شیشه بیشترین است. آزمایش گسیختگی خزشی روی میله‌ی FRP به قطر ۶ میلیمتر مسلح شده توسط الیاف کربن، آرامید و یا شیشه انجام می‌شود. در دمای متعارف، میله‌های FRP تحت ترازهای مختلف بار تحت آزمایش قرار می‌گیرند. نتایج حاصل نشان می‌دهد رابطه‌ی خطی بین مقاومت گسیختگی خزشی و لگاریتم زمان وجود دارد. نسبت تنش گسیختگی خزشی در عمر ۵۰۰,۰۰۰ ساعت (حدود ۵۰ سال) به مقاومت خزشی کوتاه مدت مصالح GFRP، AFRP و CFRP به ترتیب مساوی ۰/۳ ، ۰/۵ و ۰/۹ می‌باشد. تا زمانی که تنش تحت بارهای دائمی در FRP کمتر از حد تنش گسیختگی خزشی باشد، مقاومت FRP برای بارهای غیردائمی (لحظه‌ای) در دسترس خواهد بود.

پیش نویس - غیر قابل استناد

1- Endorance time
2- Creep rupture

۲. خستگی

با توجه به کاربرد مصالح FRP در ساخت هواپیماها، آزمایشات و داده‌های زیادی درخصوص خستگی این مصالح وجود دارد. در تمام آزمایش‌های خستگی مفروضات زیر در نظر گرفته شده است:

(الف) فرکانس بارگذاری در حدی است که باعث افزایش دمای مصالح نمی‌شود.

(ب) شرایط و دمای محیطی، شرایط متعارف آزمایشگاهی است.

(پ) بارگذاری بصورت سینوسی کشش تا کشش است.

(ت) نسبت تنش حداقل به حداکثر ۰/۱ می‌باشد.

(ث) تنش در امتداد الیاف می‌باشد.

در چنین شرایطی حد دوام مصالح (مقاومت در تکرار بیش از یک میلیون) حدود ۷۰ درصد مقاومت کششی استاتیکی می‌باشد. در کارهای ساختمانی خستگی تعیین کننده نیست. در تعمیرات پل‌ها منظور کردن آن باید مورد بررسی قرار گیرد.

۳. دوام

مصالح FRP نسبت به شرایطی محیطی شامل رطوبت، دما و تابش آفتاب بسیار حساس هستند و افزایش این شرایط باعث کاهش مقاومت آنها می‌شود. با اعمال ضریب دوام، این پدیده در طراحی منظور می‌شود.

پیش نویس - غیر قابل استناد

۲-۳-۷-۹- مفاهیم طراحی

۱. معرفی

طراحی اعضای تقویت شده با FRP معمولاً با مفاهیم و روابط ارائه شده در آیین‌نامه‌های بتن مسلح (بتن آرمه) انجام می‌شود. با حفظ یکپارچگی و سازگاری تغییرشکل‌ها بین مصالح FRP و بتن، تاثیر FRP فقط در کشش منظور می‌شود و از مقاومت FRP در فشار صرفنظر می‌گردد.

۲. فلسفه طرح

طراحی اعضای بتن مسلح تقویت شده با FRP برمبنای حالات صورت می‌گیرد:

۱- حالات حدی مقاومت (شامل شکست، گسیختگی تنشی و خستگی) با استفاده از اصول سازگاری تغییرشکل‌ها برمبنای مقاومت نهایی قابل حصول مصالح.

۲- حالت حدی بهره‌برداری (شامل افتادگی و ترک‌خوردگی) برمبنای مفاهیم مقطع تبدیل یافته و مشخصات الاستیک مصالح.

۳. محدودیت‌های مقاومتی

الف: ظرفیت عضو یا سازه‌ی مورد تقویت

مقاومت سازه‌ی موجود مورد تقویت، باید ترکیب بار زیر را اقناع نماید:

$$(\phi R_n)_{\text{موجود}} \geq (1.1S_{DL} + 0.75\, S_{LL})_{\text{جدید}} \qquad (۱-۳-۲)$$

S_{DL} = بار مرده

S_{LL} = بار زنده

R_n = ظرفیت اسمی

ب: مقاومت در مقابل آتش

در بخش‌های گذشته ملاحظه شد که مشخصات مکانیکی FRP با رسیدن به دمای T_g به شدت کاهش می‌یابد. عضوی که تحت دمای بالا قرار می‌گیرد، باید ترکیب بار زیر را اقناع نماید:

$$R_{n\theta} \geq 1.0S_{DL} + 1.0S_{LL} \qquad (۲-۳-۲-\text{الف})$$

یا

$$R_{n\theta} \geq 1.2S_{DL} + 0.5S_{LL} + 0.2S_{SL} + 1.0A_K \qquad (۲-۳-۲-\text{ب})$$

در روابط فوق:

$R_{n\theta}$ = ظرفیت عضو تحت دمای بالا با توجه به مشخصات مصالح در دمای بالا طبق ACI 261.1

S_{DL} = بار مرده

S_{LL} = بار زنده

S_{SL} = بار برف

A_K = بار احتمالی روی عضو در هنگام آتش‌سوزی

چون اندازه‌گیری A_K ساده نیست، غالباً ترکیب بار ۱۶-۲-الف مورد استفاده قرار می‌گیرد.

پ: زلزله

در این خصوص در قسمت‌های آینده بحث می‌شود.

۲-۳-۷-۱۰- ملاحظات محیطی

الف: معرفی

شرایط محیطی می‌تواند تاثیر منفی بر رزین و الیاف FRP از نظر شرایط مکانیکی (مثل مقاومت کششی، کرنش نهایی کششی و مدول الاستیسیته) تحت شرایطی مثل محیط‌های قلیایی، آب شور، مواد شیمیایی، اشعه ماورای بنفش، دمای زیاد، رطوبت زیاد و سیکل یخ زدن و آب شدن داشته باشد.

پیش نویس - غیر قابل استناد

ب: شرایط قلیایی- اسیدی

مقاومت الیاف کرین در محیط‌های قلیایی و اسیدی خیلی بیشتر از الیاف شیشه است. با انتخاب رزین مناسب می‌توان محافظت خوبی از الیاف در این محیط‌ها داشت.

پ: انبساط حرارتی

انبساط حرارتی مصالح FRP با مصالح بتنی متفاوت است. انبساط حرارتی الیاف کرین نزدیک صفر است در حالیکه انبساط حرارتی الیاف شیشه مثل بتن می‌باشد. انبساط حرارتی پلیمرها پنج برابر بتن می‌باشد. بررسی و محاسبات کرنش حرارتی با توجه به حجم الیاف، جهت الیاف، ضخامت رزین و ضخامت چسب بسیار پیچیده است. آزمایش‌ها نشان می‌دهند تغییری تا حدود 28± درصد تغییراتی در چسبندگی بین FRP و بتن ایجاد نمی‌نماید.

ت: هدایت الکتریکی

الیاف شیشه و الیاف آرامید عایق الکتریسیته می‌باشند در حالیکه الیاف کرین هادی جریان الکتریکی هستند. به منظور جلوگیری از خوردگی فولاد، الیاف کربن نباید در تماس مستقیم با فولاد قرار گیرند.

پیش نویس- غیر قابل استناد

ث: ملاحظات بارگذاری

برحسب نوع بارگذاری، سیستم مناسب FRP باید انتخاب شود. به عنوان مثال برای بارهای ضربه‌ای سیستم‌های AFRP و GFRP نسبت به CFRP مناسب‌تر می‌باشند، لیکن برای بارهای خستگی و خزشی سیستم CFRP نسبت به دو سیستم دیگر ارجح است.

ج: ملاحظات دوام

تمام سیستم‌های FRP نسبت به ملاحظات دوام حساس هستند، عواملی که در ملاحظات دوام باید مورد توجه قرار گیرند، عبارتنداز:

۱- تناوب هوای گرم و مرطوب
۲- واکنش‌های قلیایی
۳- تناوب یخبندان و آب شدن
۴- اشعه ماورای بنفش (UV)
۵- گرمای خشک
۶- آب شور

در صورتیکه FRP به عنوان روکش عضو بتنی مورد استفاده قرار گیرد، علاوه بر تاثیرات مستقیم عوامل محیطی بر FRP، باید اثرات شرایط محیطی بر عضو بتنی محصور شده نیز مورد توجه قرار گیرد. گاهی مواقع ممکن است FRP به عنوان لایه نفوذناپذیر روی عضو بتنی نقش ایفا نماید و از تاثیرات عوامل محیطی بر عضو بتنی جلوگیری نماید که این موضوع باید مورد توجه قرار گیرد.

چ: پوشش محافظتی

بعد از اجرای پوشش FRP روی عضو، به منظور جلوگیری از آثار مهاجم بند (ج) و همچنین مقاومت در مقابل آتش و خرابکاری‌های احتمالی، لازمست پوشش حفاظتی متناسب با نوع خطر موجود روی FRP اجرا گردد.

۲-۳-۷-۱۱- مشخصات طراحی مصالح FRP

تولیدکنندگان FRP بر پایه آزمایش‌های پس از تولید، تنش و کرنش کشش نهایی را ارائه می‌دهندکه به ترتیب با مقادیر f^*_{fu} و ε^*_{fu} نمایش داده می‌شوند. برای مقاصد طراحی این مقادیر باید در ضرایب کاهش شرایط محیطی ضرب شوند. داریم:

$$f_{fu} = C_E f^*_{fu} \qquad (۲-۳-۳)$$

$$\varepsilon_{fu} = C_E \varepsilon^*_{fu} \qquad (۲-۳-۴)$$

در روابط فوق:

f^*_{fu} و ε^*_{fu} = به ترتیب تنش و کرنش نهایی مصالح FRP

f_{fu} و ε_{fu} = به ترتیب تنش و کرنش نهایی طرح

C_E = ضریب کاهش شرایط محیطی مطابق جدول ۲-۳-۸

پیش نویس- غیر قابل استناد

جدول ۲-۳-۸- ضریب کاهش شرایط محیطی C_E

شرایط محیطی	نوع الیاف	ضریب کاهش C_E
شرایط محیطی داخلی	Carbon	0.95
	Glass	0.75
	Aramid	0.85
شرایط محیطی خارجی (پل‌ها، پایه‌ها و پارکینگ‌های روباز)	Carbon	0.85
	Glass	0.65
	Aramid	0.75
شرایط محیطی شدید (مجتمع‌های شیمیایی و تصفیه فاضلاب)	Carbon	0.85
	Glass	0.50
	Aramid	0.70

۲-۳-۷-۱۲- حمل و نقل، و انبارداری مصالح FRP

حمل و نقل

مصالح FRP از موادی تشکیل شده که باید بر اساس مقررات مربوطه بسته‌بندی و حمل شوند.

بسته‌بندی، برچسب و حمل و نقل رزین‌های گرما سخت (Thermoset) باید طبق مشخصات CFR49 کنترل شود.

نگهداری

۱. **شرایط نگهداری**

برای حفظ خصوصیات و مشخصات و رعایت اصول ایمنی، مواد تشکیل دهنده FRP باید مطابق با توصیه‌های تولید کننده نگهداری شود.

برای مواد تشکیل دهنده خاص مانند مواد فعال کننده عمل آوری مجدد، سخت کننده‌ها، آغازگر[1] واکنش‌ها، کاتالیزورها و حلال‌های تمیز کننده، یک سری الزامات ایمنی وجود دارند که باید بر اساس پیشنهادات تولید کننده و ضوابط وزارت کار ذخیره شوند.

کاتالیزورها و آغازگرها، (معمولاً پراکسیدها) باید به صورت جداگانه ذخیره شوند.

۲. **عمر مفید**

مشخصات مواد تشکیل دهنده رزین عمل‌آوری نشده با گذشت زمان، دما و رطوبت تغییر می‌کند. این شرایط می‌تواند روی دوباره فعال‌سازی سیستم‌های ترکیبی و سیستم‌های عمل‌آوری و غیرعمل‌آوری تأثیر گذار باشند.

تولید کننده‌ها توصیه‌هایی برای عمر مفید مواد مصرفی پیشنهاد می نمایند که در آن باید خصوصیات مواد پایه رزین، معیارهای عملکرد بیان شده را برآورده نماید.

هر ماده‌ای که از عمر مفید آن گذشته و یا خراب یا آلوده شده باشد، نباید استفاده شود.

مواد FRP که غیر قابل استفاده تلقی می‌شوند باید به روشی که توسط سازنده مشخص و طبق مقررات کنترل محیط زیستی قابل قبول باشد، دور ریخته شود.

۲-۳-۷-۱۳- تماس با مصالح (کار با دست)

۱. **برگه اطلاعات ایمنی**

برگه اطلاعات ایمنی تمامی مصالح تشکیل دهنده‌ی FRP باید از تولید کنندگان دریافت گردد و در سایت در دسترس باشد.

پیش نویس - غیر قابل استناد

1- Initiators

۲. مجموعه اطلاعات

تمامی اطلاعات به همراه جزئیات لازم در خصوص خطرات احتمالی کار با مصالح تشکیل دهنده FRP در مدارک منتشر شده توسط کارخانه سازنده و مراجع ذیصلاح باید مورد توجه قرار گیرد.

۳. خطرات عمومی کار با مصالح FRP

رزین‌های گرماسخت خانواده عمومی از محصولاتی هستند که متشکل از مصالحی همچون پلی‌استرهای غیر اشباع، وینیل استر، اپوکسی و رزین پلی اورتان می‌باشند.

موادی که عموماً به همراه این مصالح مورد استفاده قرار می‌گیرند شامل سخت کننده‌ها، عوامل عمل آوری آغازگرهای پراکسید، ایزوسیانات‌ها، پر کننده‌ها و شکل‌پذیر کننده‌ها هستند.

موارد پیشگیری و احتیاطی در زمان کار با رزین‌های گرماسخت و مواد تشکیل دهنده‌ی آنها وجود دارد که باید مد نظر قرار گیرند.

برخی از خطرات عمومی ناشی از کار کردن با رزین‌های گرماسخت در زیر بیان شده‌اند:

الف) تحریک پوست مثل سوزش، التهاب ، جوش و خارش پوست

ب) حساس شدن پوست به معنی آلرژیک شدن آن (مشابه با حالاتی که در اثر برخورد با پیچک سمی رخ می‌دهد)، و سایر آلرژی‌زاها در پوست ایجاد می‌شود.

ج) تنفس بخارات ارگانیک حاصل از تمیز کردن سالونت‌ها، مونومرها و رقیق کننده‌ها

د) به شرط وجود غلظت کافی مواد مذکور در هوا، احتمال انفجار و آتش گرفتن مواد قابل اشتعال در صورت قرار گرفتن در معرض حرارت، شعله، مشعل پایلوت، جرقه، الکتریسیته ساکن، سیگار و سایر منابع احتراق می‌باشد.

هـ) واکنش حرارت‌زای مواد ترکیب شده که موجب سوختگی یا جراحت می‌گردند.

و) آسیب‌های ناشی از ایجاد گرد و غبار ناشی از سایش و جابجایی مواد FRP نگهداری شده (تولید کننده باید توصیه‌های خود در خصوص آسیب‌های خاص را ارائه کند).

- به دلیل پیچیدگی رزین‌های حرارتی و مواد مورد استفاده در آنها، تمامی مواد باید برچسب گذاری شوند و تمام افرادی که با این مواد سر و کار دارند باید برگه اطلاعات ایمنی مصالح را مطالعه کنند و به تمام موارد ذکر شده در آن واقف گردند. آیین‌نامه (CFR) شماره ۱۶ در بخش ۱۵۰۰، لیبل‌گذاری مواد خطرناک را دسته‌بندی نموده است که شامل رزین‌های حرارتی نیز می‌باشد.

آیین‌نامه ANSI 7400.1/Z129.1-2010 اطلاعات بیشتری در خصوص دسته‌بندی این مواد و نکات پیشگیرانه ارائه نموده است.

پیش نویس غیر قابل استناد

۲-۳-۷-۱۴- نصب

دستورالعمل‌های نصب سیستم‌های FRP توسط شرکت‌های تولید کننده ارائه می‌شوند و این دستورالعمل‌ها در سیستم‌های مختلف، متفاوت است. به علاوه، دستورالعمل‌های نصب، بسته به نوع و شرایط سازه متغیر است.

این فصل راهنمای کلی برای نصب FRP می‌باشد. پیمانکاران بر اساس دستورالعمل‌های نصب که توسط تولید کننده‌ها تهیه گردیده است آموزش می‌بینند. عدم رعایت دستورالعمل‌های تهیه شده توسط تولید کننده‌ها، بدون مشاوره با تولید کننده مجاز نیست.

۱. صلاحیت پیمانکار

پیمانکار نصب FRP، باید صلاحیت آماده سازی سطح و نصب سیستم FRP را داشته باشد. صلاحیت پیمانکار می‌تواند با ارائه مدارکی از آموزش‌ها و مستندات کارهای مرتبط که قبلاً توسط پیمانکار انجام شده است یا ارائه آماده‌سازی سطح واقعی و نصب FRP به عنوان بخشی از سیستم سازه، نشان داده شود. تولید کننده FRP یا نماینده مجاز آن باید پرسنل پیمانکار را در خصوص دستورالعمل‌های نصب و اطمینان از صلاحیت آنها برای نصب، آموزش دهد.

پیش نویس - غیر قابل استناد

۲. دما و ملاحظات رطوبتی

دما، رطوبت نسبی و رطوبت سطح در زمان نصب می‌تواند بر عملکرد سیستم FRP تأثیر گذار باشد. شرایط قابل مشاهده قبل و در طول نصب شامل دمای سطح و شرایط رطوبتی بتن، دمای هوا، رطوبت نسبی و درجه انقباض متناظر آن می‌باشد.

پرایمرها، رزین‌های اشباع کننده و انواع چسباننده‌ها نباید روی سطح سرد یا یخزده اجرا شوند. زمانی که دمای سطح بتن از حداقل دمای سطح تعیین شده توسط تولید کننده FRP پایین‌تر بیاید، اشباع نامناسب فیبرها و عمل‌آوری نامناسب اجزای تشکیل دهنده رزین‌ها، می‌تواند در استحکام FRP موثر باشد. لازمست منبع حرارتی کمکی برای افزایش دمای سطح و محیط در طول مراحل نصب و برای حفظ دمای مناسب در زمان عمل‌آوری مورد استفاده قرار گیرد. منبع حرارتی باید تمیز باشد و سطح یا FRP عمل‌آوری نشده را آلوده نکند.

رزین‌ها و چسباننده‌ها بطور معمول نباید روی سطوح مرطوب یا خیس بکار برده شود مگر اینکه این مواد برای کاربرد خاص تهیه شده باشند. سیستم‌های FRP نباید برای سطوح بتنی که در معرض تبخیر رطوبت سطحی اجرا شوند، استفاده گردد. تبخیر رطوبت سطحی از سطح بتن از طریق مواد رزینی عمل‌آوری نشده معمولاً باعث ایجاد حباب‌هایی می‌شود که این موضوع می‌تواند چسبندگی و استحکام بین FRP و لایه‌های زیرین را از بین ببرد.

۳. تجهیزات

بعضی از سیستم‌های FRP بصورت خاص و منحصر بفرد هستند، اغلب تجهیزات خاص بر اساس کاربرد آنها طراحی شده‌اند. این تجهیزات شامل رزین‌های اشباع کننده، اسپری ها، تجهیزات بالابرنده، مشخص کننده موقعیت و پمپ‌های باد می‌باشند و همه تجهیزات باید تمیز و در شرایط خوب باشند. پیمانکار مورد نظر باید دارای عوامل کار آزموده در زمینه اجرا و همچنین تمامی تجهیزات را داشته باشند. تجهیزات محافظ شخصی از جمله دستکش، ماسک، محافظ چشم و روپوش باید برای هر یک از پرسنل انتخاب و مورد استفاده قرار گیرد. تمامی منابع و تجهیزات باید به میزان کافی برای اجرای پیوسته عملیات نصب و اطمینان از کیفیت کار موجود باشد.

۴. بهسازی لایه زیرین و آماده سازی سطح

رفتار اعضای بتن که به کمک FRP مسلح شده‌اند، به میزان زیادی به سالم بدون سطح وآماده‌سازی و ترمیم‌های سطح زیرین دارد. آماده‌سازی نامناسب سطح می‌تواند منجر به عدم پیوستگی یا لایه لایه شدگی FRP قبل از رسیدن به نیروهای طراحی شود. راهنماهای عمومی در این فصل برای تمامی سیستم‌های FRP خارجی که قابل استفاده باشد، ارائه شده است. راهنماهای جداگانه ای برای سیستم‌های FRP خاص باید توسط شرکت سازنده FRP ارائه گردد.

الف- تمامی مشکلات مرتبط با شرایط بتن اصلی و بتن زیرسازی است که این موضوع می‌تواند شامل مقاومت FRP شود که باید قبل از آغاز آماده‌سازی سطح ، مورد توجه قرار گیرد. آیین‌نامه‌های اجرایی[1] شامل روش‌ها و جزئیات برای تعمیر و آماده‌سازی سطح بتن می‌باشد. تمامی مراحل تعمیرات بتن باید الزامات نقشه‌های طراحی و خصوصیات پروژه را برآورد کند.

پیش نویس - غیرقابل استناد

ب- خوردگی‌های آرماتورها

FRP پوششی خارجی نباید روی بتنی که به صورت قابل ملاحظه‌ای آمارتورهای مسلح کننده آن دچار خوردگی شده است، اجرا شود. نیروهای انبساطی ناشی از خوردگی به دشواری قابل محاسبه می‌باشد و می‌تواند باعث جداشدگی سازه‌ای FRP پوششی خارجی باشد. دلایل خوردگی باید مورد مطالعه قرار گیرد و خرابی‌های ناشی از آن قبل از نصب FRP پوششی خارجی از بین برود.

پ- تزریق ترک‌ها

ترک‌های با عرض ۰/۳ میلیمتر و بزرگتر می‌توانند بر عملکرد FRP پوششی خارجی اثرگذار باشند. بنابراین ترک‌های با عرض بیشتر از ۰/۳ میلیمتر قبل از نصب FRP باید با اپوکسی بصورت فشاری تزریق گردد. ترک‌های کوچکتر که در معرض محیط‌های تهاجمی قرار دارند، باید با رزین برای جلوگیری از خوردگی آرماتورهای بتن مسلح تزریق شود.

1- ACI-546R , ICR1310. 2R

معیار عرض ترک برای شرایط مختلف خارجی در ACI 224.1R ارائه شده است. (جدول ۲-۳-۹)

جدول ۲-۳-۹- حداکثر عرض ترک برحسب شرایط محیطی

عرض ترک (mm)	شرایط محیطی
0.41	عضو در شرایط محیطی خشک
0.30	شرایط محیطی مرطوب و خاک
0.18	شرایط محیطی شیمیایی
0.15	آب دریا، ناحیه پاششی و خشک و مرطوب شدن
0.10	سازه‌های نگهدارنده‌ی آب

ت- آماده‌سازی سطح: الزامات آماده‌سازی سطح به نوع برنامه‌های کاربردی سیستم FRP که انتخاب می‌شود بستگی دارد.

سیستم‌های اجرایی به ۲ دسته طبقه بندی می شوند:

- سیستم‌های وابسته به مقاومت چسبندگی بحرانی
- سیستم‌های وابسته به مقاومت تماسی بحرانی

سیستم‌های وابسته به مقاومت چسبندگی مانند مقاومت پرشی یا خمشی تیرها، دال‌ها، ستون‌ها یا دیوارها که به یک لایه چسبنده بین FRP و بتن نیاز است.

سیستم‌های وابسته به مقاومت تماسی مانند محصورشدگی ستون نیازمند اتصال قوی بین FRP و بتن می‌باشد. سیستم‌های وابسته به مقاومت تماسی به یک لایه چسبنده بین FRP و بتن زیرین نیاز ندارد. هرچند یکی از سطوح برای اتصال مناسب آماده‌سازی شده باشد، شرایط نصب را تسهیل می‌کند.

پیش نویس - غیر قابل استناد

ث- سیستم‌های با مقاومت چسبندگی بحرانی

آماده‌سازی سطح برای سیستم‌های با مقاومت چسبندگی بحرانی باید مطابق با پیشنهادات ACI546R و ICRI310.2R باشد. بتن سطح‌های تعمیر شده برای اجرای FRP باید عاری از مصالح ناسالم و سست باشد. گوشه‌ها باید به شعاع حداقل ۱۵ میلیمتر گرد شوند. این شعاع، برای کاهش تمرکز تنش در FRP و حفره‌های مابین FRP و بتن می‌باشد. گوشه‌های سخت شده را می‌توان با استفاده از بتونه نرم کرد. موانع، گوشه‌های زبر، سطح‌های مقعر و اشیای مدفون شده می‌توانند بر عملکرد FRP تأثیر بگذارند و باید به این موضوع اشاره شود. موانع و اشیای مدفون ممکن است قبل از نصب FRP نیاز به برداشتن داشته باشد. گوشه‌های زبر و سطوح مقعر نیاز به تهیه جزئیات خاصی جهت حصول اطمینان پیوستگی بین سیستم FRP و سطح زیرین آن می‌باشد. آماده‌سازی سطح می‌تواند بوسیله تکنیک‌های سایشی یا آبزدگی انجام شود. خاک، آلودگی، روغن، اجزای عمل‌آوری، پوشش‌های موجود و هر چیز دیگری که در چسبندگی بین FRP و

بتن مشکل ایجاد کند باید از بین برود. سوراخ و سایر حفرات کوچک باید طی عملیات پر کردن، پر شود. بعد از پر کردن حفرات، سطح باید تمیز شود و قبل از نصب FRP محافظت شود. بنابراین هیچ ماده‌ای نباید اختلالی در پیوستگی سطح ایجاد کند.

براساس ICRI 310-2R یا رواداری‌های توصیه شده از سوی شرکت سازنده، سطح بتن باید برای پروفیل سطحی که کمتر از CSP3 نباشد، آماده شود. برجستگی‌های سطحی، شامل فرم خطوط، نباید از ۱ میلیمتر یا رواداری‌هایی که از سوی شرکت سازنده سیستم‌های FRP عنوان شده، تجاوز نماید. برجستگی‌ها باید بوسیله سنگ‌زنی قبل از ساییدگی یا آب‌زدگی از بین بروند یا اگر ناهمواری‌ها خیلی کوچک باشد بوسیله یک لایه بتونه رزین نرم گردد. سطح حفره‌ها باید بوسیله بتونه با پایه رزین پر شود.

همه سطوح برای اینکه سیستم به مقاومت مورد انتظار خود برسد باید با توجه به پیشنهاداتی که شرکت سازنده FRP عنوان کرده ،خشک باشد. آب موجود در منافذ ممکن است مانع نفوذ رزین و کاهش قفل شدگی مکانیکی گردد. عوامل رطوبتی باید مطابق با الزامات ACI 503.4 تخمین زده شود.

ج- سیستم‌های با مقاومت تماسی بحرانی

در مواردی که بحث محصور شدگی بتن مطرح است، آماده‌سازی سطح باید با اتصال خوب بین سطح بتن و سیستم FRP، ارتقا داده شود. سطوحی که دورپیچ می‌شوند، برای انتقال صحیح بارهای سیستم FRP حتی‌الامکان باید تخت یا محدب باشند. حفرات بزرگ در سطح باید با ماده تعمیر کننده که با بتن موجود سازگاری دارد، پر شوند. مصالح با مقاومت فشاری و مدول الاستیسیته پایین مانند پلاستر می‌تواند عملکرد سیستم FRP را کاهش دهند و باید از بین بروند.

چ- میلگردهای نصب شده نزدیک سطح

سیستم‌های NSM معمولاً در شیارهای در سطح بتن نصب می‌شوند. آرماتور موجود در بتن نباید در هنگام ایجاد شیار آسیب ببیند. سلامت سطح بتن باید قبل از جاگذاری آرماتورهای FRP کنترل گردد. سطح داخلی شیار برای اطمینان از چسبندگی کافی بتن باید تمیز گردد. شیار حاصله باید عاری از حباب یا اجزایی دیگر که تداخل در چسبندگی ایجاد می‌کنند، باشد. مقدار رطوبت بتن پایه باید برای چسبندگی مناسب اجزای چسبنده کنترل گردد. شیارها باید بوسیله مواد چسبنده بطور کامل پوشانده شود. مواد چسبنده می‌بایست بوسیله سازنده NSM مشخص گردد.

۲-۳-۷-۱۵- اختلاط رزین‌ها

اختلاط رزین‌ها باید بر اساس روال توصیه شده توسط تولید کننده FRP انجام شود. تمامی اجزای رزین باید در دمای مناسب باشند و با نسبت صحیح آن قدر ترکیب شوند تا این که مخلوطی یکنواخت و کامل از اجزا ایجاد شود. معمولا،

پیش نویس - غیر قابل استناد

رنگ عناصر تشکیل دهنده رزین متضاد هستند، بنابراین زمانی مخلوط کامل حاصل می‌شود که رگه‌های رنگ در مخلوط دیده نشود. رزین‌ها باید به اندازه زمان توصیه شده مخلوط شوند و یکنواختی رنگ آن به صورت چشمی بازرسی شود. تولید کننده محصول باید راهنمای حجم هر مخلوط، نسبت اختلاط، روش اختلاط و زمان اختلاط را فراهم کند.

انواع تیغه‌های همزن الکتریکی کوچک یا ابزار مخصوص را می‌توان به عنوان تجهیزات اختلاط استفاده کرد. در صورت لزوم می‌توان از همزن‌های دستی نیز استفاده کرد. مقادیر اختلاط رزین‌ها باید به حد کافی کم باشد تا اطمینان حاصل شود کل رزین مخلوط شده در زمان مجاز آن مصرف شود. رزین‌های مخلوط که زمان مصرف مجاز آنها سپری شده باشد نباید مصرف شوند زیرا با گذشت زمان ویسکوزیته مخلوط پیوسته زیاد می‌شود و روی توانایی رزین برای نفوذ به سطح یا اشباع کردن ورقه‌های الیاف اثر منفی می‌گذارد.

۲-۳-۷-۱۶- اجرای سیستم‌های FRP

اجرای برخی از رزین‌های FRP می‌تواند همراه با انتشار بخاراتی باشد. انواع سیستم‌های FRP باید با در نظر گرفتن اثر آنها روی محیط، شامل انتشار ترکیبات ارگانیک فرّار و سمی انتخاب شوند.

۱. **آستر و بتونه:** در صورت لزوم، باید روی تمام مساحتی از سطح بتن که قرار است FRP روی آن نصب گردد، آستر زده شود. آستر باید با نرخ پوشش مشخص شده توسط سازنده روی سطح آماده شده بتن اعمال گردد. آستر اجرا شده تا پیش از نصب FRP باید در مقابل غبار، رطوبت و دیگر آلاینده‌ها محافظت شود.

بتونه باید با ضخامت و توالی مناسب با آستر، مطابق توصیه سازنده FRP اجرا شود. بتونه سازگار با سیستم (که معمولاً خمیری غلیظ شده بر پایه رزین است) تنها باید برای پر کردن حفرات و صاف کردن ناپیوستگی‌های سطح پیش از اجرای دیگر مصالح استفاده شود. گوشه‌های ناصاف یا خطوط باقی مانده مالـه‌کشی روی بتونه عمل‌آوری شده باید پیش از ادامه عملیات نصب، با سمباده صاف شوند.

پیش از زدن چسب یا رزین اشباع کننده باید مطابق مشخصات فنی سازنده به آستر و بتونه زمان کافی برای عمل آوری داده شود. اگر آستر و بتونه به صورت کامل عمل‌آوری شده باشند، ممکن است قبل از زدن چسب یا رزین اشباع کننده نیاز به پرداخت اضافه روی سطح باشد. الزامات آماده‌سازی سطح باید از تولید کننده سیستم FRP اخذ شود.

۲. **سیستم‌های نصب تر:** سیستم‌های FRP نصب تر معمولاً به صورت دستی با استفاده از برگ‌های الیافی خشک و رزین اشباع کننده اجرا می‌شوند. این روش معمولاً بر اساس موارد توصیه شده توسط تولید کننده انجام می‌شود. روی تمام سطوح آماده‌سازی شده‌ای که قرار است FRP روی آن نصب شود باید رزین اشباع کننده به

پیش نویس غیر قابل استناد

صورت یکنواخت مالیده شود. در فرآیندی جداگانه می‌توان الیاف را نیز پیش از قرار دادن روی سطح بتن با یک دستگاه آغشته‌سازی به رزین آغشته کرد.

الیاف مسلح کننده باید به روش توصیه شده توسط تولید کننده سیستم FRP به آرامی به درون رزین اشباع کننده فشار داده شوند. هوای محبوس شده میان لایه‌ها باید پیش از گرفتن رزین، آزاد شده یا به بیرون رانده شود. مقدار کافی رزین اشباع کننده باید استفاده شود تا اشباع کامل الیاف حاصل گردد.

پیش از عمل‌آوری کامل لایه قبلی رزین، لایه بعدی رزین اشباع کننده و مصالح الیافی باید روی آن قرار گیرند. اگر لایه رزین عمل‌آوری شده باشد، طبق توصیه تولید کننده ممکن است به آماده‌سازی‌های میان سطحی مانند سمباده زنی سبک یا استفاده از مواد حلّال نیاز باشد.

۳. **روش نصب ماشینی:** روش نصب ماشینی می‌تواند بر اساس استفاده از الیاف بافته شده از پیش آغشته به رزین یا الیاف بافته شده خشک باشد. الیاف بافته شده از پیش آغشته، خارج از محل اجرا به رزین اشباع کننده آغشته شده‌اند و به صورت قرقره به محل اجرا حمل می‌شوند. الیافه خشک در محل اجرا در زمان دورپیچی آغشته به رزین می‌شوند.

دستگاه‌های دورپیچ عمدتاً برای دورپیچی خودکار ستون‌های بتنی استفاده می‌شوند. الیاف بافته شده را می‌توان به صورت افقی یا با زاویه مشخص دورپیچ کرد. دستگاه دورپیچ دور ستون قرار داده می‌شود و در حین بالا یا پایین رفتن در ارتفاع ستون به صورت خودکار مصالح بافته شده را دور ستون می‌پیچد.

سیستم‌های از پیش آغشته بعد از دور پیچی باید در دمای بالاتر از دمای اتاق عمل‌آوری شوند. معمولاً بر اساس توصیه‌های تولید کننده منبع حرارتی با دمایی از پیش تعیین شده و برنامه زمانی مشخص در اطراف ستون قرار داده می‌شود. دماهای عمل آوری به صورت کنترل شده هستند تا کیفیت یکنواختی حاصل شود. ژاکت FRP حاصل از این روش به علت پیوسته بودن الیاف بافته شده هیچ درز یا جوشی ندارند. درتمامی گام‌های اجرایی ذکر شده، توصیه‌های تولید کننده سیستم FRP باید دنبال شود.

۴. **سیستم‌های از پیش تولید شده:** سیستم‌های از پیش تولید شده شامل غشاءها، ورقه‌ها، نوارها و شبکه‌های بازی می‌شوند که معمولاً با چسب نصب می‌شوند. چسب باید به صورت یکنواخت روی سطح آماده شده‌ای اعمال گردد که قرار است سیستم پیش تولید شده روی آن نصب شود. در مورد ایجاد محصور شدگی یا دور پیچی ممکن است به استفاده از چسب روی سطح بتن نیازی نباشد.

ورقه‌های از پیش تولید شده قبل از نصب باید بر اساس توصیه تولید کننده تمیز و آماده شوند. غشاهای منحنی از پیش عمل‌آوری شده باید به روش توصیه شده توسط تولید کننده FRP رو یا درون چسب خیس قرار گیرند.

پیش نویس - غیر قابل استناد

هوای محبوس بین لایه‌ها باید پیش از گرفتن چسب، آزاد یا به بیرون رانده شود. چسب باید با نرخ توصیه شده توسط تولید کننده FRP اعمال گردد.

۵. **سیستم‌های نصب شده نزدیک سطح (NSM)**: سیستم‌های NSM متشکل از میلگردهای FRP با مقطع دایره یا مستطیل هستند که در شیارهای ایجاد شده در سطح بتن نصب می‌شوند و با استفاده از چسب در جای خود محکم می‌گردند. اندازه شیارها باید به حدی باشد که از وجود چسب کافی در اطراف میلگرد اطمینان حاصل گردد. ابعاد متداول برای میله‌ها و صفحه‌های FRP از نوع NSM در ACI440.2R-17 ذکر شده است. سیستم‌های NSM را می‌توان برای استفاده بر روی اعضای سازه‌ای و اجرا به صورت بالاسری به کار برد. نوع چسب و روش نصب باید توسط تولید کننده سیستم NSM مشخص شود.

۶. **پوشش‌های حفاظتی**: این پوشش‌ها باید با سیستم مقاوم‌سازی FRP سازگار باشند و بر اساس توصیه تولید کننده اعمال شوند. معمولاً به علت آن که حلّال‌ها اثر زیان‌آوری روی رزین‌های پلیمر دارند، استفاده از آنها برای تمیز کردن سطح FRP پیش از اجرای پوشش توصیه نمی‌شود. تولید کننده FRP باید استفاده از هر نوع پاکسازی سطح FRP با استفاده از حلال برای آماده‌سازی سطح، پیش از اجرای پوشش حفاظتی را تأیید کند. پوشش‌ها باید به صورت دوره‌ای بازرسی شوند و باید از آن‌ها نگهداری شود تا از کارایی‌شان اطمینان حاصل گردد.

۷. **تراز کردن مصالح FRP**

راستای لایه FRP و توالی لایه‌ها باید مشخص باشد. تغییرات کوچک در زاویه (حتی به اندازه ۵ درجه) نسبت به راستای مورد نظر برای الیاف می‌تواند باعث کاهش قابل توجه در مقاومت و سختی شود. انحراف از راستای لایه تنها در صورتی مجاز است که به تأیید طراح ذی‌صلاح برسد.

با مصالح ورقه‌ای یا پارچه‌ای باید به نحوی کار کرد که صاف بودن و راستای الیاف حفظ گردد. تاب خوردگی، تا خوردگی یا دیگر اشکال، موج‌دار بودن پارچه باید به طراح ذی‌صلاح گزارش شود.

۸. **لایه‌های متعدد و وصله پوشش**

می‌توان از چند لایه FRP استفاده کرد، مشروط بر آن که تمامی لایه‌ها کاملاً با رزین آغشته باشند، مقاومت برشی رزین برای انتقال برش بین لایه‌ها کافی باشد و مقاومت پیوستگی بین بتن و سیستم FRP کفایت کند. برای دهانه‌های بلند، می‌توان به واسطه فراهم کردن وصله پوششی کافی از چند تکه مصالح الیافی یا ورقه‌های از پیش عمل آوری شده FRP برای انتقال پیوسته بار استفاده کرد. وصله‌های پوششی لایه‌های مختلف نباید در یک مقطع قرار بگیرند مگر آن که طراح ذی‌صلاح آن را تأیید کند. جزئیات وصله پوششی (شامل طول پوشش) باید بر اساس آزمایش باشد و بر اساس توصیه تولید کننده نصب شود. به علت ویژگی‌های برخی سیستم‌های

پیش‌نویس غیرقابل استناد

FRP، استفاده از چند لایه یا وصله‌های پوششی در برخی شرایط قابل انجام نیست. راهنمایی‌های ویژه در مورد وصله‌های پوششی در فصل ۱۴ ACI 440.2R ارائه شده است.

۹. **عمل‌آوری رزین**

عمل‌آوری رزین پدیده‌ای وابسته به زمان و دما است. رزین‌های عمل‌آوری شده در دمای اتاق می‌توانند زمانی تا چند روز برای عمل‌آوری کامل نیاز داشته باشند. دماهای زیاد یا نوسان دما می‌تواند زمان عمل‌آوری رزین را تسریع یا کند نماید. تولید کننده FRP می‌تواند چندین نوع رزین از پیش تأیید شده را برای اصلاح این شرایط پیشنهاد دهد.

سیستم‌های عمل‌آوری در دمای بالا نیاز دارند تا رزین برای مدتی مشخص تا دمای خاص حرارت ببینند. ترکیب‌های مختلفی از زمان و دما که در یک پوش تعریف شده بگنجند، می‌توانند عمل‌آوری کامل را فراهم کنند.

همه‌ی رزین‌ها باید بر اساس توصیه تولید کننده عمل‌آوری شوند. ایجاد تغییر در شیمی رزین در محل کارگاه مجاز نیست. کامل شدن عمل‌آوری لایه‌های نصب شده باید پیش از قرارگیری لایه‌های بعدی، بررسی شود. اگر مسأله نامتعارفی در عمل‌آوری مشاهده گردد، باید نصب لایه‌های بعدی متوقف شود.

۱۰. **حفاظت موقت**

دماهای مضر، تماس مستقیم با باران، غبار یا گرد و خاک، نور بیش از حد خورشید، رطوبت بالا یا خرابکاری عمدی می‌تواند در زمان نصب سیستم FRP به آن آسیب بزند و باعث عمل‌آوری نامناسب رزین شود. ممکن است محافظت موقت از قبیل چادر یا پوشش‌های پلاستیکی در زمان نصب و تا عمل آوری کامل رزین لازم باشد. اگر به شمع‌های موقت نیاز باشد، قبل از برداشتن شمع‌ها و اجازه دادن به عضو سازه‌ای برای تحمل بارهای طراحی، لازم است سیستم FRP به صورت کامل عمل آوری شده باشد. در صورتی که احتمال آسیب رسیدن به سیستم FRP در زمان نصب وجود داشته باشد، لازم است به طراح ذی‌صلاح اطلاع داده شود و از تولید کننده سیستم FRP مشاور گرفته شود.

پیش نویس - غیر قابل استناد

۲-۳-۷-۱۷- بازرسی، ارزیابی و پذیرش

برنامه‌ها و معیارهای تضمین کیفیت (QA) و کنترل کیفیت (QC)[1] از سازندگان (تولیدکنندگان) FRP، مجریان و دیگر عوامل مشارکت کننده در پروژه به دست می‌آید. تضمین کیفیت (QA) عمدتاً وظیفه‌ی مالک یا متخصص ذی‌صلاح است. در صورتی که کنترل کیفیت (QC) وظیفه‌ی پیمانکار یا تامین کننده است. برنامه کنترل کیفیت باید جامع و

1- QA , QC PLAN

فراگیر باشد و تمامی جنبه‌های پروژه مقاوم‌سازی را پوشش داده و تمام جزئیات پروژه توسط متخصص ذی‌صلاح تشریح گردد. درجه‌بندی کنترل کیفیت و گستره‌ی آزمایش‌ها، بازرسی و ثبت نتایج به حجم و پیچیدگی پروژه بستگی دارد. تضمین کیفیت (QA) در غالب مجموعه‌ای از بازرسی‌ها و آزمایش‌های اجرایی صورت می‌پذیرد تا قابلیت نصب را مستندسازی کند. مشخصات پروژه باید شامل ملزوماتی جهت تهیه‌ی برنامه‌ی QA برای نصب و عمل‌آوری هر نوع FRP باشد. این برنامه باید شامل موضوعات ایمنی فردی، کاربرد و بازرسی سیستم FRP، محل و جایگاه وصله‌ها و همپوشانی‌ها، تمهیدات عمل‌آوری، اطمینان از خشکی سطوح، نمونه‌های QA، نظافت و دیگر موارد پیشنهادی در بخش‌های قبل باشد.

۲-۳-۷-۱۸- بازرسی

سیستم FRP و تمام سیستم‌های مرتبط باید مطابق دستورالعمل‌های مورد استفاده به میزان لازم بازرسی شوند. در نبود چنین دستورالعمل‌هایی، بازرسی باید توسط و یا تحت نظارت فرد ذیصلاح یا بازرس کارآزموده صورت پذیرد. بازرس باید با سیستم FRP آشنا بوده و در زمینه اجرا و کاربرد آن آموزش دیده و به نقشه‌های طراحی و مشخصات پروژه مسلط باشد. حین اجرای سیستم FRP، بازرسی روزانه نیز باید صورت پذیرد که شامل موارد ذیل است:

۱- تاریخ و زمان نصب.

۲- دمای محیط، رطوبت نسبی و ملاحظات عمومی آب و هوایی.

۳- دمای سطحی بتن.

۴- رطوبت سطحی.

۵- روش‌های آماده‌سازی سطح و پروفیل نهایی که با استفاده از دستگاه تراش سطح ICRI انجام می‌شود.

۶- تشریح کمّی از تمیزی سطح.

۷- نوع منبع حرارتی کمکی در صورت کاربرد.

۸- عرض ترک‌هایی که با اپوکسی پر نشده‌اند.

۹- تعداد الیاف یا ورق‌های عمل‌آوری شده و محل تقریبی آنها در سازه.

۱۰-تعداد بسته، درصد اختلاط، زمان اختلاط و توصیف کمّی از ظاهر تمام رزین‌ها شامل پرایمر، بتونه، اشباع کننده‌ها، چسب‌ها و پوشش‌هایی که در روز مخلوط شده‌اند.

۱۱-نظارت بر روند عمل‌آوری رزین.

۱۲-مطابقت با روند استاندارد نصب.

پیش نویس - غیر قابل استناد

۱۳-نتایج آزمایش قلوه‌کن[1]، مقاومت پیوستگی، مود شکست و محل آن.

۱۴-خصوصیات نمونه‌های FRP اخذ شده از محل یا نمونه شاخص در صورت نیاز.

۱۵-محل و اندازه پوسته‌شدگی یا محل‌هایی که هوا محبوس شده است.

۱۶-روند عمومی کار.

بازرس باید سوابق بازرسی و نمونه‌های شاهد را به متخصص یا طراح ارائه دهد. سوابق بازرسی (رکوردها) و نمونه‌های شاهد باید حداقل برای ۱۰ سال یا دوره طراحی که طراح تعیین نموده باقی بماند. پیمانکار نصب باید نمونه‌های اختلاط رزین و یک رکورد از محل هر اختلاط[2] را حفظ نماید.

۲-۳-۷-۱۹- ارزیابی و پذیرش

سیستم‌های FRP باید براساس انطباق یا عدم انطباق با نقشه‌های اجرایی و مشخصات طراحی، ارزیابی پذیرش یا رد شوند. مشخصات مصالح FRP، تلورانس نصب در محل مشخص شده، وجود تورق، عمل‌آوری رزین و چسبندگی به زیر لایه باید در ارزیابی لحاظ گردد. تلورانس قرارگیری، شامل جهت قرارگیری الیاف، ضخامت عمل‌آوری، جهت قرارگیری لایه، عرض و فواصل، شعاع گوشه‌ها، و طول همپوشانی وصله‌ها باید ارزیابی شود. نمونه شاهد و قلوه‌کن، برای ارزیابی قرارگیری FRP مورد استفاده قرار می‌گیرند. آزمایش بارگذاری در محل نیز می‌تواند جهت تأیید رفتار عضو مقاوم‌سازی شده با FRP مورد استفاده قرار گیرد[3].

پیش نویس- غیر قابل استناد

۱. مصالح

قبل از شروع پروژه، سازنده FRP باید تاییدیه و گواهی مشخصات مصالح مصرفی و گواهی تطبیق مصالح استفاده شده با مشخصات موردنظر در اسناد اجرایی را ارائه دهد. اگر براساس ابعاد و پیچیدگی‌های پروژه یا فاکتورهای دیگر، انجام آزمایش‌های اضافه از مصالح لازم باشد، ضروری است این آزمایش‌ها انجام شود. ارزیابی نمونه مصالح FRP اخذ شده می‌تواند شامل آزمایش‌هایی برای سنجش مقاومت کششی، زمان ژل شدن (T_g)، زمان کاربری و مقاومت برشی چسب باشد. این آزمایش‌ها معمولاً برروی نمونه‌هایی که طبق برنامه QC به آزمایشگاه فرستاده می‌شوند انجام می‌شود.

آزمایش‌های زمان کاربری رزین و سختی عمل‌آوری معمولاً در کارگاه انجام می‌شود. مصالحی که حداقل‌های مورد نیاز تعیین شده توسط طراح را برآورده نمی‌کند باید رد شوند.

1- Pull off
2- batch
3- Nanni and Gold

نمونه‌های شاهد می‌توانند برای ارزیابی مقاومت کششی و مدول، مقاومت وصله‌های همپوشانی، سختی و T_g نمونه FRP اجرا شده و عمل‌آوری شده در کارگاه که با استفاده از روشهای نصب مشابه با نمونه واقعی در اجرا می باشد، مورد استفاده قرار گیرد. در زمان نصب، پانل‌های نمونه شاهد با ابعاد و ضخامت مشخص می‌تواند در کارگاه مطابق برنامه نمونه‌گیری از پیش تعیین شده ساخته شود. و پس از روش عمل‌آوری استاندارد جهت انجام آزمایش مقاومت و T_g به آزمایشگاه فرستاده شود. مقاومت و مدول الاستیک مصالح FRP می‌تواند مطابق با الزامات ASTM D3039، D3039M، D7205، D7205M یا D7565، D7565M تعیین شود. مشخصاتی که با آزمایش ارزیابی می‌شوند باید تعیین گردد. متخصص ذیصلاح ممکن است زمانبندی آزمایش‌ها را تغییر دهد یا از آن چشم‌پوشی کند.

در برخی از سیستم‌های FRP شامل مصالح عمل‌آوری شده، قابلیت تهیه‌ی نمونه شاهد، صاف و کوچک وجود ندارد و برای این موارد طراح ذی‌صلاح می‌تواند الزامات را تغییر دهد تا این نمونه‌ها توسط سازنده مصالح تهیه شود. حین اجرا، نمونه رزین‌ها باید مطابق با برنامه نمونه‌گیری از پیش تعیین شده تهیه و آزمایش عمل‌آوری انجام شود.

۲. جهت قرارگیری الیاف

جهت قرارگیری الیاف یا لمینت‌های از پیش تولید شده باید با بررسی چشمی ارزیابی شود. اعوجاج الیاف- (ظاهر موضعی الیافی که از خط مستقیم معمول الیاف به شکل پیچ‌خوردگی یا موج منحرف شده است)- باید برای چیدمان خیس FRP مورد ارزیابی قرار گیرد. انحراف قرارگیری الیاف یا لمینت‌های از پیش تولید شده بیش از ۵ درجه سلسیوس از آنچه که در نقشه‌های اجرایی ذکر شده است (تقریباً 1 in/ft یا 80 mm/m) باید به طراح ذی‌صلاح جهت ارزیابی و تایید گزارش گردد.

۳. تورق (لایه لایه‌شدگی)

سیستم FRP عمل‌آوری شده باید از نظر وجود حباب‌های هوا یا تورق بین لایه‌های FRP یا محل اتصال به بتن مورد بررسی و ارزیابی قرار گیرند. روش ارزیابی باید قادر به تشخیص تورق حداقل به میزان 2 in^2 (1300 mm^2) و بیشتر باشد. روش‌هایی از قبیل آزمایش صدای ضربه چکش، اولتراسونیک، ترموگرافی می‌توانند برای تشخیص تورق به کار روند.

تاثیر تورق و یا دیگر ناهنجاری‌های اجرایی بر سلامت سازه و پایداری سیستم FRP باید بررسی شود. اندازه تورق، محل و کمیت آن نسبت به کل ابعاد اجرا شده باید در ارزیابی مدنظر قرار گیرد. استانداردهای پذیرش عمومی برای سیستم‌های اجرایFRP به روش تر عبارتنداز:

۱۷- تورق‌های کوچک در هر 10 ft^2 (۱ مترمربع) کمتر از 2 in^2 (1300 mm^2) و کمتر از ۵ درصد کل سطح اجرا شده و کمتر از 10 مورد.

پیش نویس - غیر قابل استناد

۱۸- تورق‌های بزرگ- ابعاد بیش از 25 in^2 (16000 mm^2) می‌تواند بر عملکرد FRP تاثیرگذار باشد و باید از طریق بریدن و جایگزینی FRP معادل، همراه با همپوشانی با نواحی مجاور تعمیر شوند.

۱۹- تورق کمتر از 25 in^2 (16000 mm^2) می‌تواند با تزریق رزین یا جایگزینی لایه، بسته به اندازه و تعداد و نواحی ورقه‌شدگی تعمیر گردد.

برای سیستم‌های FRP از پیش تولید شده (اجرای خشک) هرگونه تورق باید مطابق با دستورالعمل طراح ذی‌صلاح ارزیابی و تعمیر گردد. به محض تکمیل تعمیرات، لایه (لمینت) باید مورد ارزیابی مجدد قرار گیرد تا درستی اجرای آن مشخص گردد.

۴. عمل‌آوری رزین

عمل‌آوری نسبی سیستم FRP با استفاده از نمونه‌های شاخص یا نمونه رزین مطابق با استاندارد ASTM D3418 در آزمایشگاه مورد ارزیابی قرار گیرد. عمل‌آوری نسبی رزین، هم‌چنین می‌تواند در سایت پروژه با استفاده از کنترل و بررسی چشمی ضخامت و سختی سطح کار یا سختی نمونه‌های رزین باقی‌مانده ارزیابی شود. جهت تعیین شرایط مورد نیاز برای تایید عمل‌آوری رزین باید با سازنده FRP مشورت شود. برای سیستم‌های FRP عمل‌آوری شده (اجرای خشک) مقیاس‌های اندازه‌گیری سختی چسبندگی باید مطابق با توصیه‌های سازنده تهیه شود.

۵. مقاومت چسبندگی

در محل‌های بحرانی مرزی، آزمایش چسبندگی کششی نمونه‌های مغزه باید مطابق یا استاندارد ASTMD7522 /D7522 انجام شود. این قبیل آزمایش‌ها نمی‌توانند در زمان استفاده از سیستم‌های نصب شده در نزدیک سطح (NSM) انجام شود. (فاصله زمانی) توالی نمونه‌گیری باید مشخص گردد. مقاومت کششی چسبندگی باید از 200 Psi (1.4 MPa) فراتر رود و باید گسیختگی در بتن زیر FRP رخ دهد. مقاومت گسیختگی کمتر بین FRP و بتن یا بین لایه‌ها باید جهت ارزیابی و پذیرش به طراح گزارش گردد.

در مقاوم‌سازی به روش NSM، نمونه ها به صورت مغزه استخراج می شود تا استحکام رزین چسباننده اطراف FRP به صورت چشمی بررسی شود. محل این مغزه طوری باید انتخاب شود که پیوستگی آرماتورهای FRP حفظ شود (منظور، انتهای آرماتورهای NSM است).

۶. ضخامت عمل‌آوری شده

نمونه‌های مغزه‌ای کوچک، عموماً به قطر ۰/۵ اینچ (۱۳ میلیمتر) تهیه شود تا به صورت چشمی، ضخامت لایه‌ها یا تعداد آنها مشخص گردد. نمونه‌های مغزه‌ای که برای آزمایش چسبندگی مورد نیاز است، هم‌چنین می‌توانند برای مشخص نمودن ضخامت ورق یا تعداد لایه‌ها نیز مورد استفاده قرار گیرد. توالی نمونه‌گیری نیز باید تعیین گردد. از نمونه‌گیری در محل‌های با تنش بالا یا محل وصله‌ها باید اجتناب گردد. به دلایل زیبایی، سوراخ مغزه

پیش نویس - غیر قابل استناد

باید با ملات ترمیمی متناسب با FRP پر و صاف گردد. در صورت نیاز، یک ورق وصله ۴ تا ۸ اینچی (۱۰۰ تا ۲۰۰ میلیمتری) FRP برای همپوشانی با مشخصات برابر می‌تواند به سرعت پس از نمونه‌گیری اجرا گردد. این ورق وصله FRP باید مطابق با روند اجرایی معرفی شده توسط سازنده اجرا گردد.

۲-۳-۷-۲۰- تعمیر و نگهداری

۱. **توضیحات عمومی**

همانند هر فعالیت مقاوم سازی یا تعمیراتی، مالک (کارفرما) باید به طور مداوم عملکرد سیستم FRP که برای مقاوم‌سازی و تعمیر اعضای بتنی مورد استفاده قرار گرفته است را پایش کند.

۲. **بازرسی و ارزیابی**

بازرسی عمومی

بازرسی چشمی به دنبال تغییرات در رنگ، گسیختگی، پوسته شدن، ترک‌خوردگی، تاول‌زدگی، شکاف، تغییرشکل‌ها، نشانه‌هایی از خوردگی آرماتورها و دیگر ناهنجاری‌هاست. به علاوه آزمایش اولتراسونیک، صدای ضربه چکش، یا ترموگرافی ممکن است نشانه‌هایی از ورق پیش‌رونده را نشان دهد.

آزمایش

آزمایش می‌تواند شامل آزمایش قلوه‌کن[1] یا آزمایش بارگذاری سازه‌ای معمولی باشد (ACI 437R).

ارزیابی

جهت ارزیابی هرگونه خرابی و ناهنجاری سازه‌ای سیستم مقاوم‌سازی، از داده‌های آزمایش و مشاهدات صورت گرفته استفاده می شود. ارزیابی می‌تواند شامل یک توصیه برای تعمیر هر نقطه‌ضعف و جلوگیری از وقوع دوباره خرابی باشد.

۳. **تعمیر سیستم مقاوم‌سازی FRP**

نوع و روش تعمیر سیستم مقاوم سازی به علّت و نوع خرابی، نوع مصالح، مشکل صدمات و میزان خرابی بستگی دارد. تعمیر FRP نباید بدون شناخت و تعیین محل و دلایل وقوع خرابی انجام شود. خرابی‌های کوچک از قبیل ورق‌های جزئی FRP، ترک‌خوردگی یا خراش‌ها که بر تمامیت سازه‌ای لایه‌ها تاثیر می‌گذارند باید ترمیم شوند. این خرابی‌ها می‌تواند با چسباندن وصله FRP روی محل صدمه دیده تعمیر گردند. این وصله FRP باید دارای همان خصوصیات ازجمله ضخامت و راستای قرارگیری الیاف مشابه راستای قرارگیری صفحات FRP موجود باشد. وصله FRP باید مطابق با توصیه‌های سازنده آن نصب شود. ورق‌های کوچک می‌توانند با تزریق رزین

1- Pull off

پیش نویس - غیر قابل استناد

تعمیر شوند. خرابی‌های بزرگ از قبیل پوسته شدن، گسیختگی در نواحی بزرگ نیاز به کندن از محل‌های صدمه دیده، تعمیر کاور بتن و جایگذاری مجدد ورق‌های FRP دارد.

۴. **تعمیر پوشش سطح**

در حالتی که پوشش محافظ سطح باید تعویض گردد، ورق FRP باید برای خرابی یا صدمات سازه‌ای بازرسی شود. پوشش سطح باید با استفاده از روندی که توسط سازنده آن مورد تایید است، جایگزین گردد.

۲-۳-۷-۲۱- محاسبه‌ی مقاومت کششی نوارهای FRP

در جدول ۲-۳-۱۰-الف، نتایج آزمایش کششی برای آزمونه‌های تسمه‌ای شکل به عرض ۲ اینچ (حدود ۵۰ میلیمتر) که کوپن نامیده می‌شود و از نمونه‌ی FRP بریده شده‌اند، ارائه شده است. در جدول ۲-۳-۱۰-ب نیز روش محاسبه‌ی مقاومت کششی واحد عرض برمبنای مساحت خالص الیاف و مساحت کلی تسمه نشان داده شده است.

پیش نویس غیر قابل استناد

جدول ۲-۳-۱۰- الف

شماره شناسایی	عرض نمونه (mm)	ضخامت نمونه (mm)	بار نهایی اندازه‌گیری شده (kN)
T-1	50.8	1.40	79.2
T-2	50.8	1.58	72.9
T-3	50.8	1.75	74.3
T-4	50.8	1.35	74.3
T-5	50.8	1.55	77.4
متوسط	50.8	1.52	75.6

جدول ۲-۳-۱۰- ب

محاسبه برمبنای سطح مقطع کلی تسمه		محاسبه برمبنای سطح مقطع خالص الیاف	
محاسبه‌ی A_f برمبنای ضخامت متوسط تسمه $A_f = t_f w_f$	$A_f = (1.52mm)(50.8mm) = 77.4mm^2$	محاسبه‌ی A_f برمبنای مساحت خالص الیاف‌ها $A_f = nt_f w_f$	$A_f = (2)(0.165mm^2/mm)(50.8mm) = 16.8\ mm^2$
مقاومت کششی متوسط برمبنای مساحت کلی تسمه $\overline{f_{fu}} = \frac{\text{average rupture load}}{A_f}$	$\overline{f_{fu}} = \frac{75.62kN}{77.4mm^2} = 0.997kN/mm^2$	محاسبه‌ی مقاومت کششی متوسط برپایه‌ی مساحت خالص الیاف‌ها $\overline{f_{fu}} = \frac{\text{average rupture load}}{A_f}$	$\overline{f_{fu}} = \frac{75.62kN}{16.8mm^2} = 4.5kN/mm^2$
محاسبه مقاومت کششی متوسط بر واحد عرض $\overline{p_{fu}} = \frac{\overline{f_{fu}} A_f}{w_f}$	$\overline{p_{fu}} = \frac{0.997kN/mm^2 \quad 77.4mm^2}{50.8mm} = 1.49kN/mm$	محاسبه‌ی مقاومت کششی متوسط برواحد عرض $\overline{p_{fu}} = \frac{\overline{f_{fu}} A_f}{w_f}$	$\overline{p_{fu}} = \frac{4.5kN/mm^2 \quad 16.8mm^2}{50.8mm} = 1.49kN/mm$

۲-۳-۷-۲۲- مقایسه‌ی مشخصات کششی سیستم‌های FRP

در جدول ۲-۳-۱۱ دو سیستم FRP با علامات A و B معرفی شده و در جدول ۲-۳-۱۲ روش مقایسه مقاومت کششی آنها ارائه شده است.

جدول ۲-۳-۱۱- مشخصات مکانیکی دو سیستم A و B

سیستم A	سیستم B
مشخصات مکانیکی	مشخصات مکانیکی
$t_f = 0.33\ mm$	$t_f = 1.27\ mm$
$f_{fu}^* = 3792\ N/mm^2$	$f_{fu}^* = 2620\ N/mm^2$
$\varepsilon_{fu}^* = 1.6\%$	$\varepsilon_{fu}^* = 1.5\%$
$E_f = 227,527\ N/mm^2$	$E_f = 151,724\ N/mm^2$

جدول ۲-۳-۱۲- روش مقایسه دو سیستم

گام ۱- الف- مقاومت کششی واحد عرض سیستم A $p_{fu}^* = f_{fu}^* t_f$	$p_{fu}^* = 3.79\,kN/mm^2 \quad 0.33\,mm \quad = 1.25\,kN/mm$
گام ۱-ب- مقاومت کششی واحد عرض سیستم B $p_{fu}^* = f_{fu}^* t_f$	$p_{fu}^* = 2.62\,kN/mm^2 \quad 1.27\,mm \quad = 3.33\,kN/mm$
گام ۲- الف- محاسبه مدول کششی برای واحد عرض سیستم A $k_f = E_f t_f$	$k_f = 227.5\,kN/mm^2 \quad 0.33\,mm \quad = 75.1\,kN/mm$
گام ۲-ب- محاسبه مدول کششی برای واحد عرض سیستم B $k_f = E_f t_f$	$k_f = 151.7\,kN/mm^2 \quad 1.27\,mm \quad = 192.7\,kN/mm$
گام ۳- مقایسه‌ی دو سیستم برمبنای مقاومت کششی $p_{fu}^*\ \text{System A}$ $p_{fu}^*\ \text{System B}$	$\frac{p_{fu}^*\ \text{System B}}{p_{fu}^*\ \text{System A}} = \frac{3.33\,kN/mm}{1.25\,kN/mm} = 2.66$ در نتیجه برای مقاومت کششی یکسان، سه لایه از سیستم A معادل یک لایه از سیستم B است.
مقایسه سختی $k_f\ \text{System A}$ $k_f\ \text{System B}$	$\frac{k_f\ \text{System A}}{k_f\ \text{System B}} = \frac{192.7\,kN/mm}{75.1\,kN/mm} = 2.56$ در نتیجه برای سختی یکسان، سه لایه از سیستم A معادل یک لایه از سیستم B است.

پیش نویس- غیر قابل استناد

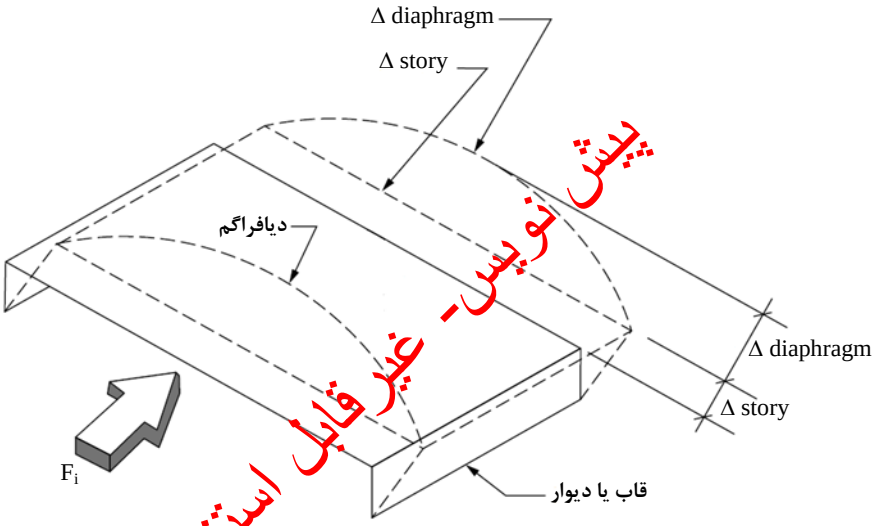
۲-۳-۸- عملکرد دیافراگمی دال‌ها

سیستم دال کف، علاوه بر نقش باربر قائم، دارای نقش توزیع کننده نیروی جانبی بین عناصر مقاوم جانبی می‌باشد. به این عملکرد، عملکرد دیافراگمی می‌گویند. در محاسبات، دیافراگم همانند تیر عمیقی در نظر گرفته می‌شود که دال کف

مانند جان تیر وظیفه تحمل نیروی برشی را برعهده دارد و تیرهای پیرامونی مانند بال تیر با کوپل ناشی از خمش مقابله می‌کنند.

طبقه‌بندی دیافراگم‌ها از نظر صلبیت

از دیدگاهی دیافراگم‌ها به حالات صلب، نیمه‌صلب و انعطاف‌پذیر از نقطه‌نظر عملکرد خمش درون صفحه‌ای تقسیم‌بندی می‌شوند، معیارهای تمایز دیافراگم‌ها از نظر طبقه‌بندی فوق در آیین‌نامه ۲۸۰۰ و همچنین پیوست آن ارائه شده است. که این تمایز به شرح زیر می‌باشد.



پیش نویس - غیر قابل استناد

شکل ۲-۳-۱۶- تغییرمکان طبقه و دیافراگم

$\frac{\Delta_{diaph}}{\Delta_{story}} \leq 0.5$ صلب

$\frac{\Delta_{diaph}}{\Delta_{story}} \geq 2$ انعطاف‌پذیر

در حد فاصل فوق دیافراگم نیمه‌صلب است.

فرض دیافراگم صلب، تسهیلات بسیار زیادی در تحلیل سه بعدی سازه‌ها به وجود می‌آورد. در این حالت درجات آزادی گره‌های واقع در یک طبقه به طور خطی به تغییرمکان‌های Δ_x، Δ_y و θ_z یک نقطه منحصر به فرد که مرکز سختی طبقه است، وابسته می‌شود و از معادلات تحلیل سازه به شدت کاسته می‌شود. به همین علت اغلب طراحان به طور طبیعی علاقمند به انتخاب این گزینه در تحلیل سازه می‌باشند. چنین انتخاباتی در تحلیل دینامیکی سازه نیز کمک زیادی به ما می‌نماید. لیکن باید توجه داشته باشیم که این انتخاب باید با رعایت کردن شرط فوق باشد در غیر اینصورت خطای قابل توجهی در طراحی وارد خواهد شد. اما وقتی با دیافراگم‌های نیمه‌صلب و انعطاف‌پذیر روبه‌رو هستیم باید دیافراگم را در هنگام تحلیل با مدل اجزای محدود مدلسازی نماییم. در این صورت هرچند که با افزایش تعداد معادلات

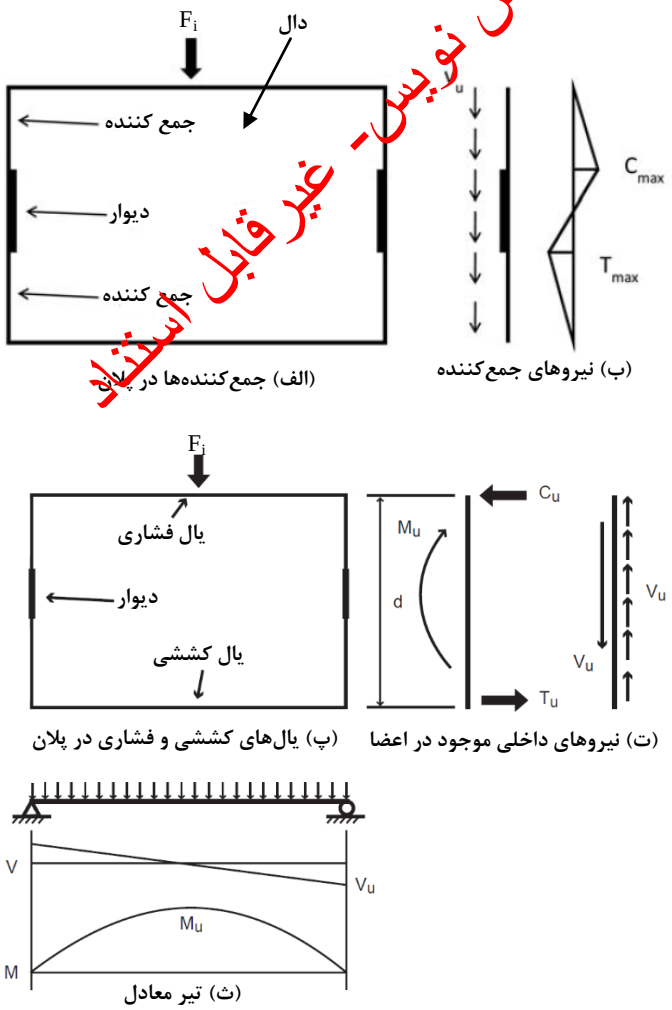
روبه‌رو هستیم اما دقت کار بسیار زیاد خواهد شد. در صورتی که امکان تحلیل دقیق سازه برای طراح مقدور باشد، حتی توصیه می‌شود که دیافراگم‌های صلب نیز مدل اجزای محدود شوند تا هرگونه شبهه در رفتار جانبی ساختمان از بین برود. به طور کلی باید اذعان نمود که دیافراگم‌های انعطاف‌پذیر قابلیت انتقال پیچش را ندارند و در این صورت عناصر مقاوم در مقابل نیروی جانبی به اندازه مساحت سهمیه نیروی جانبی را جذب می‌نمایند.

اجزای دیافراگم و مکانیزم عملکرد

در نگاه کلی دیافراگم یک دال مسطح است. بنابراین قسمت اعظم آن خود دیافراگم یا صفحه جان خواهد بود. اما از نظر انتقال نیرو این صفحه به نواحی خاص با وظیفه خاص و نام‌گذاری خاص تقسیم می‌شود.

اجزای اصلی دیافراگم‌ها، دال، جمع‌کننده (Collectors) و یال‌ها (chords) می‌باشد که در شکل ۲-۳-۱۷ نشان داده شده‌اند.

پیش نویس - غیر قابل استناد



شکل ۲-۳-۱۷- دیافراگم و اجزای تشکیل دهنده آن

مکانیزم انتقال نیرو از دیافراگم به عناصر باربر جانبی

دیافراگم در حدفاصل دو عنصر مقاوم جانبی به صورت تیر رفتار خواهد نمود که دارای نمودار نیروی برشی V_u و نمودار لنگر خمشی M_u می‌باشد. یال فشاری و کششی نقش مقاوم در مقابل لنگر خمشی را دارند، به طوری که ایجاد زوج نیرویی می‌نمایند که با لنگر M_u متعادل می‌شود. (شکل ۲-۳-۱۷- ث)

$$C_u = T_u = \frac{M_u}{d}$$

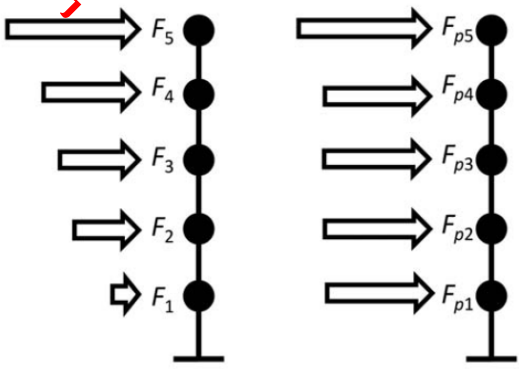
کلکتور نقش انتقال دهنده نیروی برشی به عنصر مقاوم جانبی را دارد. نیروی برشی V_u به سه صورت به عنصر مقاوم منتقل می‌شود. قسمتی به صورت نیروی فشاری C، قسمتی به صورت نیروی برشی V در مجاورت عنصر مقاوم و قسمتی به صورت نیروی کششی T. در حالت طبیعی هرکدام از این سه نیرو حدود $\frac{1}{3}$ نیروی دیافراگم می‌باشند لیکن در صورت وجود بازشو در مجاورت دیوار برشی (که یک موضوع نامطلوب است) این نظم به هم می‌خورد و نیاز به تحلیل دقیق می‌باشد.

نیروی وارد بر دیافراگم‌ها

طبق آیین‌نامه زلزله اگر V نیروی برشی پایه باشد. این نیرو طبق رابطه زیر در ارتفاع ساختمان توزیع شده و نیروی جانبی و برشی طبقات را به وجود می‌آورد. (شکل ۲-۳-۱۸- الف)

$$F_j = (V - F_t)\frac{W_J h_J}{\sum w_i h_i}$$

پیش نویس- غیر قابل استناد



ب: توزیع نیروی دیافراگم در ارتفاع الف: توزیع نیروی جانبی در ارتفاع

شکل ۲-۳-۱۸- توزیع نیروی برشی و برش دیافراگم در طبقات

نیروی وارد بر دیافراگم از رابطه زیر محاسبه می‌شود.

$$F_{PJ} = \frac{(F_t + \sum_{i=J}^{n} F_i)}{\sum_{i=J}^{n} w_i} \times W_J = V_J \frac{W_J}{\sum_{i=J}^{n} w_i}$$

V = برش پایه

V_J = برش طبقه J

W_J = وزن لرزه‌ای طبقه مورد نظر

$\sum_{i=j}^{0} w_i$ = مجموع وزن لرزه‌ای طبقه J و بالاتر

F_{PJ} = نیروی دیافراگم طبقه J

همچنین باید داشته باشیم:

$$0.35AIW_J \le F_{PJ} \le 0.7AIW_J$$

در طراحی دیافراگم‌ها باید از نیروهای تشدیدیافته استفاده شود و تمام نیروها باید در ضریب اضافه مقاومت Ω_0 ضرب شوند. Ω_0 با توجه به سیستم ساختمان عددی بین ۲/۲ تا ۳ می‌باشد.

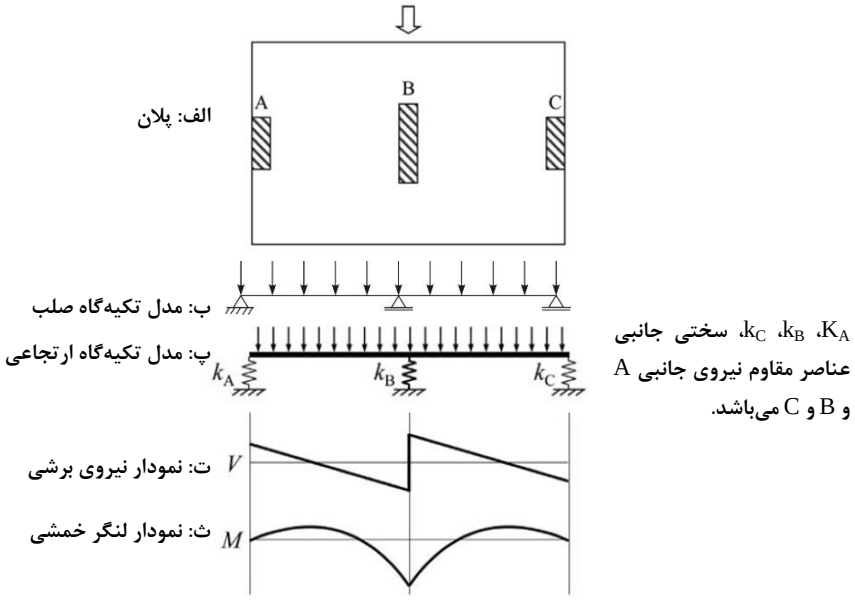
پیش نویس غیر قابل استناد

تعیین نیروهای داخلی دیافراگم

برای تعیین نیروهای داخلی کلکتورها و یال‌های کششی و فشار لازم است دیافراگم در مقابل نیروی وارد بر آن تحلیل شده و نمودار نیروی برشی و لنگر خمشی کل دیافراگم به عنوان تیر صلب افقی متکی بر عناصر مقاوم تعیین گردد. برای این کار می‌توان از چهار روش زیر استفاده نمود:

۱- روش تیر معادل با تکیه‌گاه‌های صلب (شکل ۲-۳-۱۹- ب)

۲- روش تیر معادل با تکیه‌گاه‌های ارتجاعی (شکل ۲-۳-۱۹- پ)



شکل ۲-۳-۱۹- تیر معادل با استفاده از تکیه‌گاه صلب و فنر

۳- روش تیر معادل اصلاح شده

در این روش به موضوع به صورت صفحه‌ای نگاه می‌شود و توزیع پیچش بین تمام عناصر موجود در پلان چه در امتداد x و چه در امتداد y صورت می‌گیرد. در این حالت باید نیروی برش طبقه و پیچش طبقه را بین عناصر موجود در پلان توزیع نماییم.

برای هر عضو یکبار برای طبقه فوقانی و یکبار برای طبقه تحتانی محاسبه شود.

$$V_i = V_x \frac{K_{ix}}{\sum K_{ix}} + M_T \frac{e_i k_i}{J_r}$$

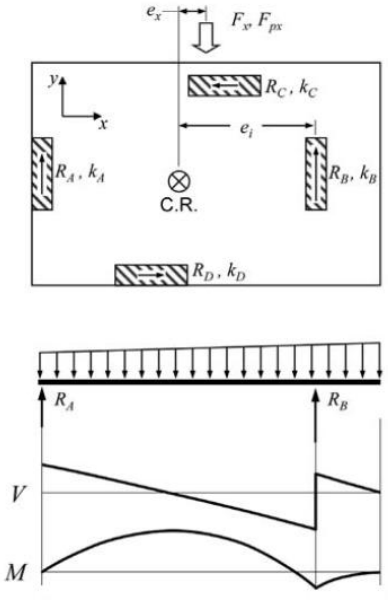
$$J_r = \sum e_i^2 k_i$$

توجه شود که نیروی وارد بر دیافراگم اختلاف برش عناصر مقاوم در طبقات فوقانی و تحتانی است.

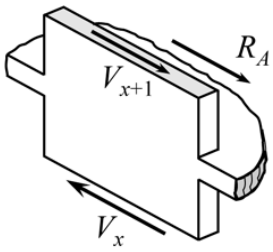
$$R = V_{j+1} - V_j$$

اگر مدل سه بعدی از ساختمان ساخته و دیافراگم را صلب فرض کرده باشیم، نیازی به محاسبات دستی نیست و تحلیل کامپیوتری نیروی برشی عناصر مقاوم را در بالا و پایین طبقه به دست می‌دهد که در آن اثر پیچش نیز به طور طبیعی لحاظ شده است. اختلاف نیروی برشی طبقه‌ی بالا و پایینی نیرویی است که بر دیافراگم وارد می‌شود (R) (شکل ۲-۳-۲۱). اکنون با داشتن R_A و R_B مجدداً تیر معادل آن را رسم می‌کنیم و بار گسترده F_{pj} معادل آن را تعیین می‌کنیم. با داشتن F_{pj} معادل می‌توان نمودار نیروی برشی و لنگر خمشی را رسم نموده و آن را طراحی کنیم (شکل ۲-۳-۲۰).

پیش نویس- غیر قابل استناد



شکل ۲-۳-۲۰- توزیع نیروها در روش تیر اصلاح شده



شکل ۲-۳-۲۱- نیروی انتقالی به دیافراگم

۴- روش اجزای محدود

در این روش مدل سه بعدی کامل از ساختمان ساخته می‌شود (اختلافی با روش سوم ندارد.) سپس دال را به کمک المان ممبرین مدل می‌کنیم. سازه سه‌بعدی را تحت نیروی جانبی استاتیکی یا دینامیکی طیفی تحلیل می‌کنیم. نیروهای داخلی دیافراگم به طور مستقیم به کمک خروجی‌های ممبرین قابل تعیین است.

پیش نویس- غیر قابل استناد

مثال ۲-۳-۲

پلان نشان داده شده در شکل ۲-۳-۲۲، طبقه‌ای از یک ساختمان است که با فرض دیافراگم صلب به کمک روش سوم تحت نیروهای جانبی تحلیل شده، اختلاف برش طبقات و عناصر مقاوم در بالا و پایین محاسبه شده و به صورت نیروی برشی دیافراگم نشان داده شده است. ترکیب بارگذاری نهایی است. دو عنصر شرقی، غربی نیز نیرو جذب نمودند (به علت پیچش) لیکن برای ما کاربردی ندارد. مطلوب است:

الف- کنترل برش در دیافراگم

ب- طراحی کلکتورها

پ- طراحی یال‌های کششی و فشاری

$f_y = 4000\,kg/cm^2$

$h = 20\,cm$

$f'_c = 300\,kg/cm^2$

کل $F_{pj} = 45.4 + 54.5 + 63.6 + 18.1 = 181.6\,ton$

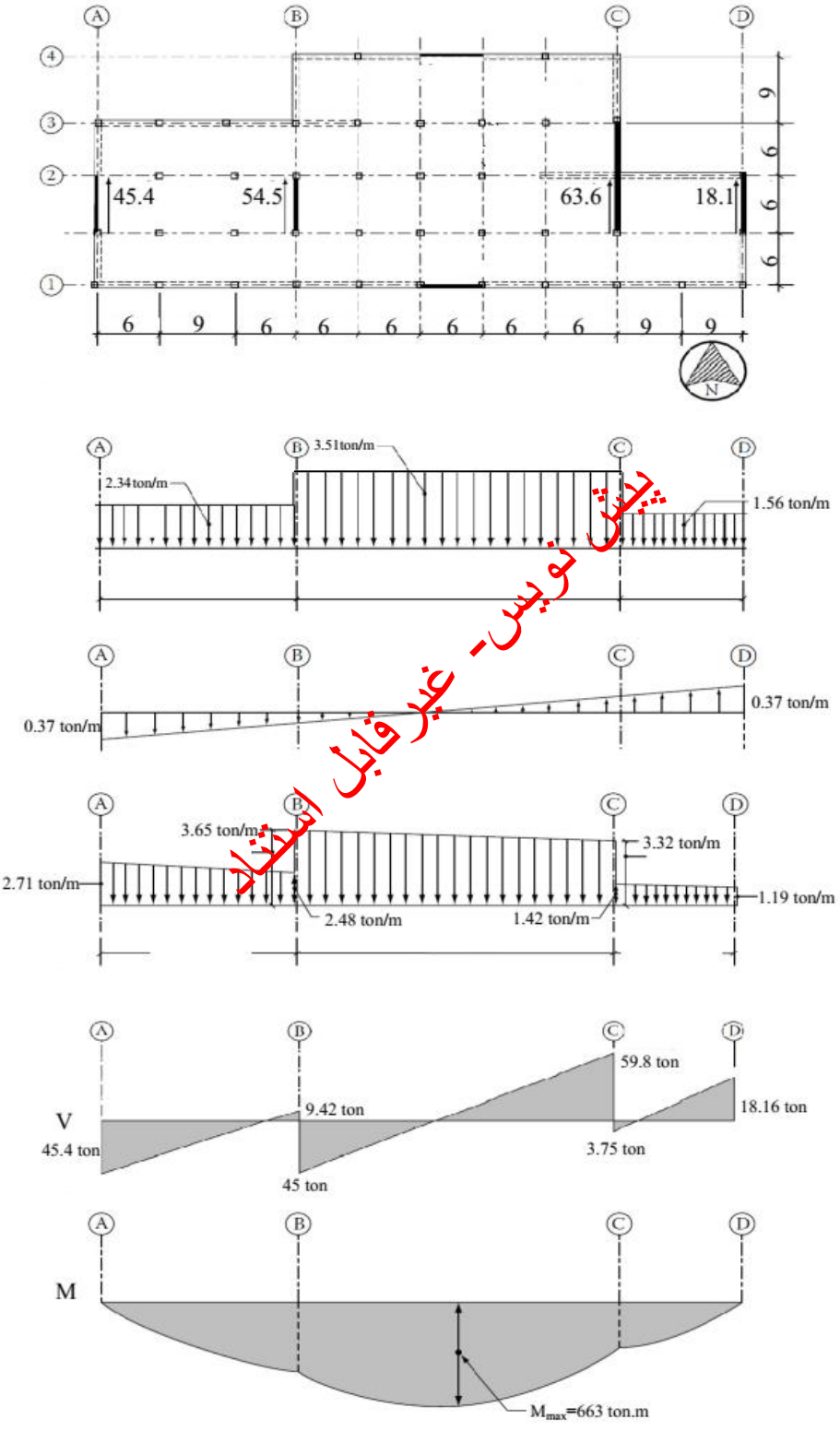
مساحت کل پلان با فرض توزیع یکنواخت جرم $= 18\times21 + 27\times30 + 12\times18 = 1404\,m^2$

نیروی جانبی بر واحد سطح $= \dfrac{181.6}{1404} = 0.13\ ton/m^2$

نیروی گسترده AB $= 0.13\times18 = 2.34\,ton/m$

نیروی گسترده BC $= 0.13\times27 = 3.51\,ton/m$

نیروی گسترده CD $= 0.13\times12 = 1.56\,ton/m$



پیش نویس- غیر قابل استناد

شکل ۲-۳-۲۲

با توجه به محاسبات فوق اگر برای تیر معادل فوق نمودار نیروی برشی و لنگر خمشی رسم گردد، نمودار لنگر بسته نخواهد شد. علت امر آن است که بار گسترده فقط با تعادل نیرو به دست آمده نه تعادل لنگر. پس باید بار گسترده اصلاح شود. برای اصلاح لنگر کل بار گسترده را نسبت به نقطه D و لنگر کل واکنش را نسبت به نقطه D محاسبه کرده و اختلاف لنگر را به صورت بار خود تعادل به دست می‌آوریم. این بار خود تعادل، اصلاح کننده نیروی گسترده خواهد شد.

بار گسترده $M_D = 2.34\times 21\times\left(\frac{21}{2}+48\right)+3.51\times 30\times(15+18)$

$$+1.56\times 18\times\left(\frac{18}{2}\right)=6602.31\,\text{ton.m}$$

بار متمرکز $M_D = 45.4\times 69+54.5\times 48+63.6\times 18+18.1\times 0=6893.4\,\text{ton.m}$

$$\Delta M = 6893.4-6602.31=291.09\,\text{ton.m}$$

بار مثلثی خود تعادل را روی تیر قرار می‌دهیم. شدت آن با توجه به اختلاف لنگر به صورت زیر محاسبه می‌شود.

$$\frac{W}{2}\times\frac{\ell}{2}\times\frac{2\ell}{3}=291.09$$

$$\ell=69\Rightarrow W=0.37\,\text{ton/m}$$

با اصلاح نیروی گسترده، نمودار نیروی برشی و لنگر خمشی دیافراگم رسم می‌گردد.

پیش نویس - غیر قابل استناد

- کنترل برش- سمت چپ A

$$\phi V_c = 0.6\times 0.53\times\sqrt{300}\times 20\times 100\times 10^{-3}=11\,\text{ton/m}$$

مقاوم $V_c = 18\times 11=198\,\text{ton}$

(با توجه به بخش لرزه‌ای آیین‌نامه، ϕ برش برابر 0.6 در نظر گرفته شده است)

موجود $V = 45.4\times 2.5=113.5\,\text{ton}<198$ O.K

ب) طراحی کلکتور

به عنوان نمونه کلکتور روی محور A را در نظر می‌گیریم. برش در کلکتور با سه مولفه مساوی فشار، کشش و برش انتقال می‌یابد. در جهت اطمینان فرض می‌کنیم که مولفه برشی صفر است. پس نصف نیرو فشاری و نصف نیرو کششی خواهد شد با فرض اینکه روی محور A تیر لبه‌ای بتن‌آرمه به ابعاد 450mm×450mm وجود داشته باشد و مقدار $\Omega_0 = 2.5$ باشد، داریم:

$$T_u = C_u = \Omega_0\times 45.4\times\frac{1}{2}=56.75\,\text{ton}$$

کششی $A_s = \frac{56.75\times10^3}{0.9\times4000} = 15.76\,cm^2 \Rightarrow 4\phi25 = 20\,cm^2$

(علاوه بر آرماتورهای خمشی)

$$f_c = \frac{56.75\times10^3}{45^2} = 28\,kg/cm^2 < 0.2f'_c = 0.2\times300 = 60$$

در نتیجه تنگ ویژه نیاز نیست ولی تعبیه شود.

پ) طراحی یال‌ها:

$$T_u = C_u = \frac{\Omega_0\times663}{27} = 61.4\,ton$$

$$A_s = \frac{61.4\times10^3}{0.9\times4000} = 17\,cm^2 \Rightarrow 4\phi25$$

با فرض استفاده از تیر 450mm×450mm به عنوان یال داریم.

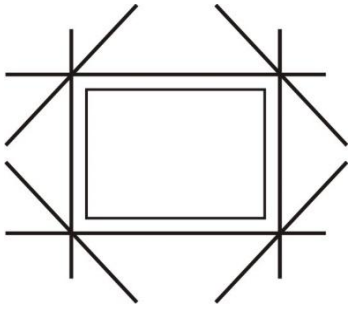
$$f_c = \frac{61.4\times10^3}{45\times45} = 30\,kg/cm^2 < 0.2f'_c = 0.2\times300 = 60$$

پیش نویس - غیر قابل استناد

بازشو در دیافراگم‌ها

وجود بازشو در دیافراگم‌ها از یک طرف نامطلوب و اما از طرف دیگر اجتناب‌ناپذیر است. به علت عبور لوله‌های تاسیساتی و یا خواسته‌های معماری مجبور به تعبیه بازشو در دیافراگم هستیم. بازشوها از یک نظر به دو دسته کم‌اهمیت و پراهمیت تقسیم می‌شوند.

بازشوهای کم‌اهمیت آن‌هایی هستند که ابعاد کوچک دارند و مساحت آن‌ها نسبت به مساحت طبقه ناچیز است. این نوع بازشوها تاثیر چندانی بررفتار دیافراگم ندارند و تقویت موضعی لبه‌های آن با آرماتورهای طولی و عرضی و ۴۵ درجه مشکلات آن را حل می‌کند.

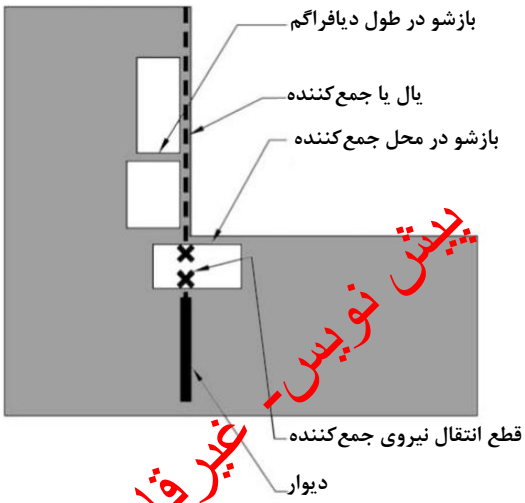


شکل ۲-۳-۲۳- نحوه قرارگیری آرماتور برای بازشوهای جزئی داخل دیافراگم

بازشوهای پراهمیت، آنهایی هستند که نسبت مساحتشان به مساحت پلان قابل توجه و محل آنها در حوالی حداکثر نیروهای داخلی دال می‌باشد و می‌تواند تاثیرات منفی در عملکرد دیافراگم به یکی از حالت‌های زیر داشته باشد:

۱- تبدیل عملکرد دیافراگم از صلب به انعطاف‌پذیر و ایجاد نامنظمی در پلان

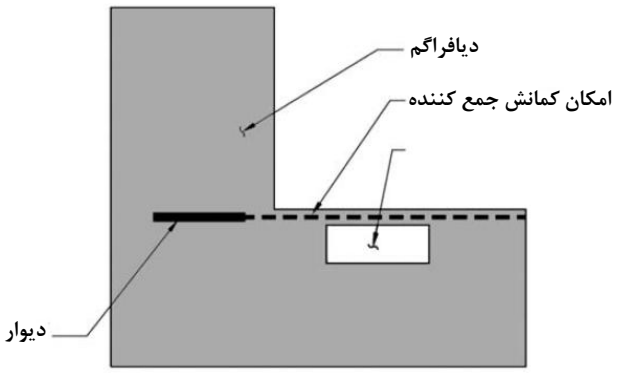
۲- قطع عملکرد کلکتور



شکل ۲-۳-۲۴

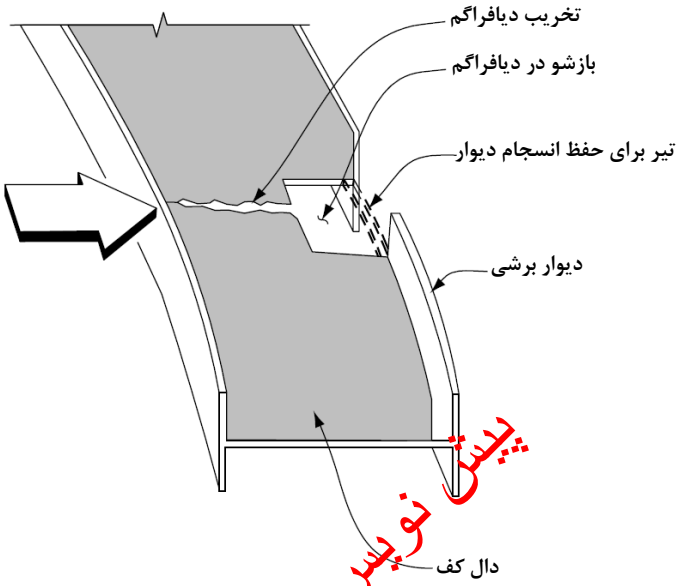
پیش نویس - غیر قابل استناد

۳- حذف اتکای کلکتور و امکان کمانش آن



شکل ۲-۳-۲۵

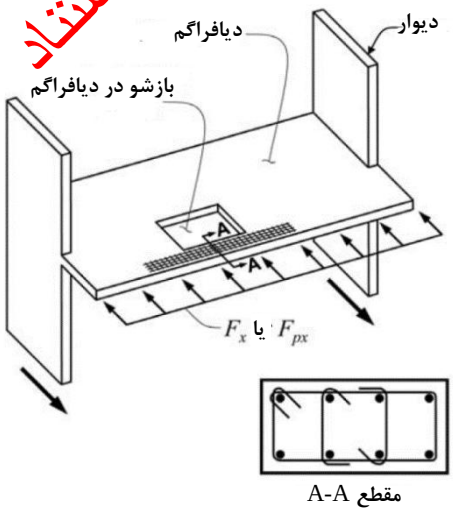
۴- تضعیف برشی دال در محل بحرانی برش و حذف مولفه انتقالی برش در کلکتور



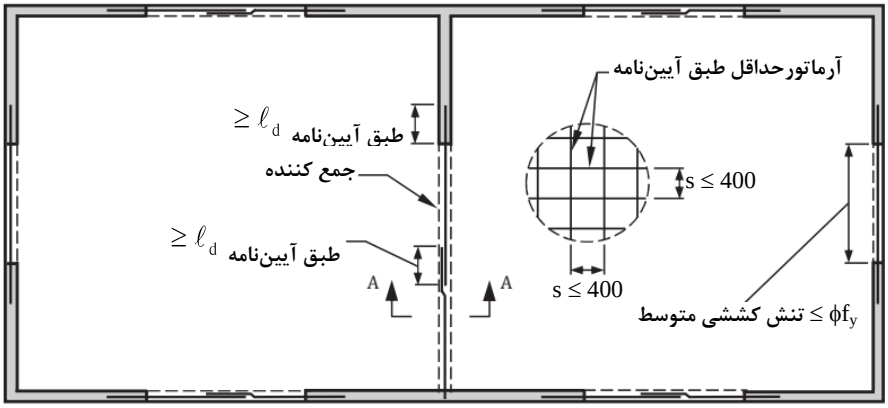
شکل ۲-۳-۲۶

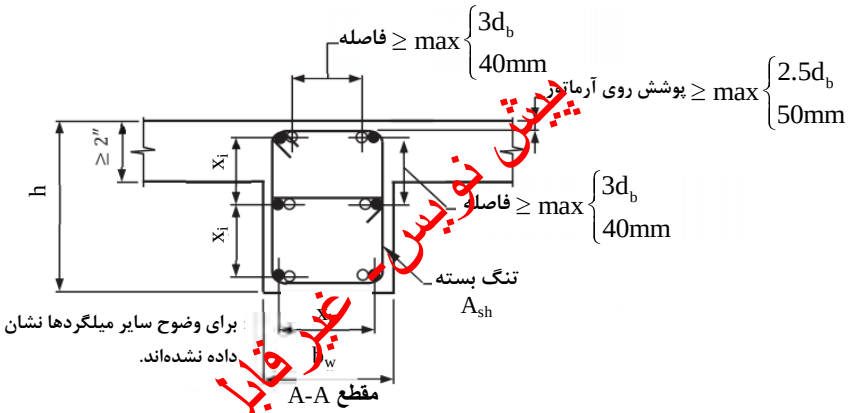
پیش نویس غیر قابل استناد

۵- تضعیف عملکرد یال فشاری و کششی و امکان ایجاد پدیده کمانش در آن



شکل ۲-۳-۲۷- حذف پیوستگی یال فشاری و کششی





پیش نویس غیر قابل استناد

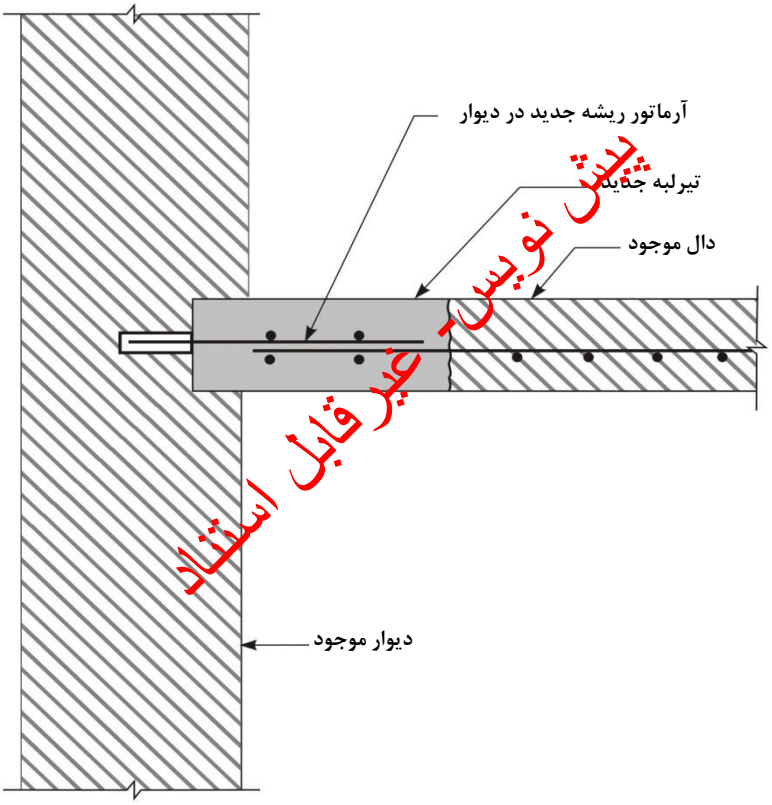
فاصله، s	A_{sh}	تنش فشاری
$s \leq \min \begin{cases} b_w \text{ و } h \text{ کمترین } / 3 \\ 6d_b \quad f_y = 400 \text{ برای} \\ 5d_b \quad f_y = 500 \text{ برای} \\ 100 \leq s_o = 100 + [(350 - h_x)/75] \leq 150 \end{cases}$ $h_x = \text{maximum} \quad x_i \leq 350$	$A_{sh} \geq 0.09 s b_c f'_c / f_{yt}$	$> 0.2 f'_c$
حداکثر فاصله طبقه آیین‌نامه	$A_{sh} \geq \max \begin{cases} 0.062\sqrt{f'_c}\ b_w s / f_{yt} \\ 0.35 b_w s / f_{yt} \end{cases}$	$< 0.15 f'_c$

جاییکه نیروی طراحی با ضریب Ωo تشدید می‌شود، حدود $0.2f'_c$ و $0.15f'_c$ به ترتیب به مقادیر $0.5f'_c$ و $0.4f'_c$ افزایش می‌یابند.

شکل ۲-۳-۲۸- (ادامه) جزئیات آرماتوربندی جمع کننده‌ها در محل بازشو

۲-۳-۹- مقاوم‌سازی عملکرد دیافراگمی دال‌ها

دال‌ها علاوه بر باربری خمشی، دارای عملکرد دیافراگمی در صفحه خود می‌باشند. همان‌گونه که در قسمت‌های قبلی نیز بدان اشاره شد، آسیب‌های دال بیشتر در قسمت‌های نامنظم آن، مانند محل اتصال دال به دیوار برشی مشاهده می‌شوند. از سویی بدلیل اینکه دال‌ها باید به عنوان دیافراگم افقی با تمام المان‌های مقاوم جانبی نیز اتصال داشته باشند، لذا وجود اتصالی قوی بین دال و دیوار برشی ضروری است. بهسازی اتصال دال به دیوار را می‌توان به کمک میلگردهای اتصال (میلگرد ریشه) مطابق شکل ۲-۳-۲۹ انجام داد.

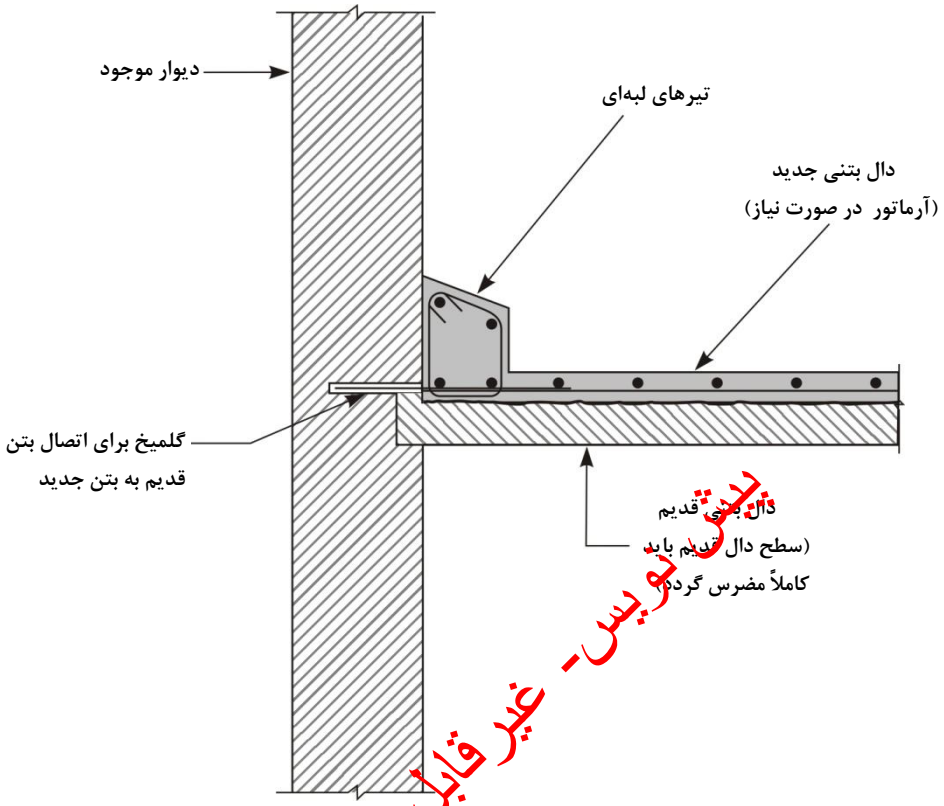


پیش نویس - غیر قابل استناد

شکل ۲-۳-۲۹- بهسازی دال با اضافه کردن تیر لبه‌ای

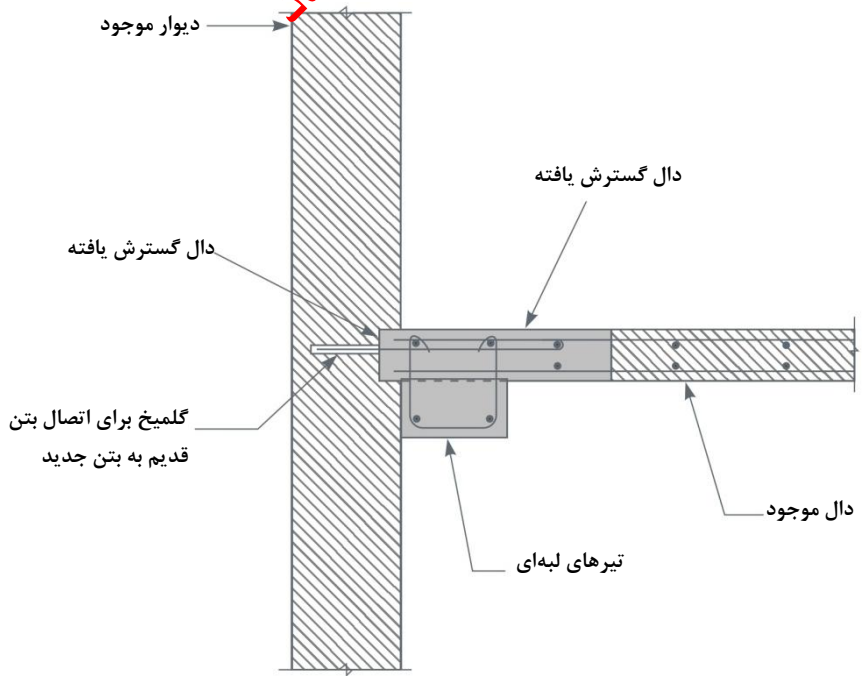
پس از ایجاد شکاف در دال و قسمت‌هایی از دیوار، سوراخ‌هایی در دیوار تعبیه می‌گردند به گونه‌ای که بتوان میلگردهای ریشه را از طریق این سوراخ‌ها توسط چسب اپوکسی به دیوار متصل نمود. سپس شکاف موجود با بتن قوی منبسط شونده‌ای پر می‌گردد تا از عملکرد صحیح اتصال اطمینان حاصل گردد.

یکی دیگر از روش‌های تقویت اتصال دال به دیوار برشی اضافه کردن تیرهای لبه‌ای و تقویت در نواحی مرزی می‌باشد. در این روش می‌توان قسمت مرزی دال و دیوار را تخریب و با کاشت آرماتور، تیرهای لبه‌ای ایجاد نمود. تیر لبه‌ای را می‌توان در قسمت فوقانی دال (شکل ۲-۳-۳۰) و یا تحتانی آن (شکل ۲-۳-۳۱) اجرا نمود.



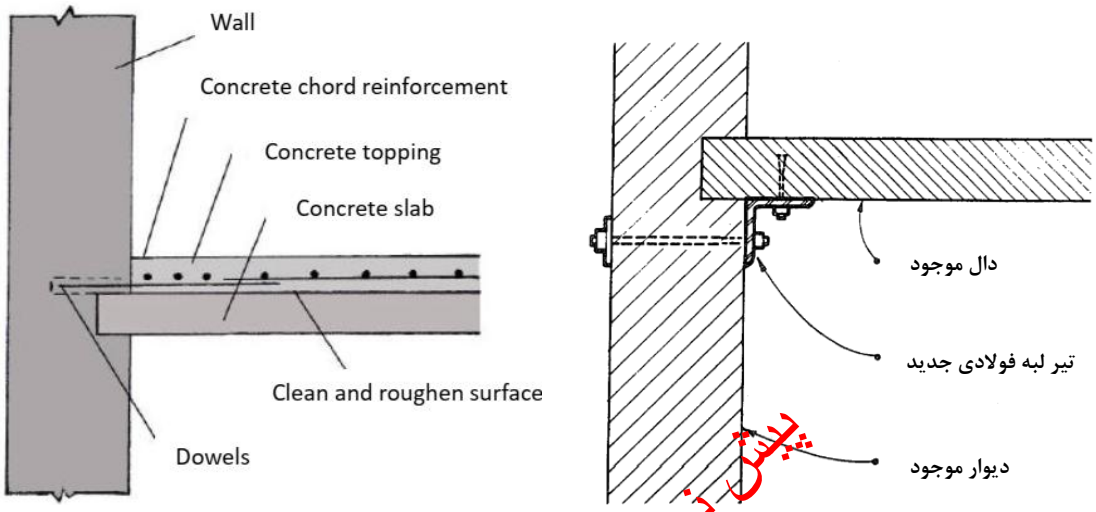
شکل ۲-۳-۳۰- بهسازی دال با اضافه کردن تیر لبه‌ای از بالا

پیش نویس - غیر قابل استناد



شکل ۲-۳-۳۱- بهسازی دال با اضافه کردن تیر لبه‌ای از پایین

روش دیگر برای مقاوم‌سازی اتصال دال به دیوار برشی، پیچ نمودن نبشی در محل تماس دال با دیوار می‌باشد. ایـن روش برای سیستم‌های پیش‌ساخته نیز بسیار مناسب می‌باشد (شکل ۲-۳-۳۲).

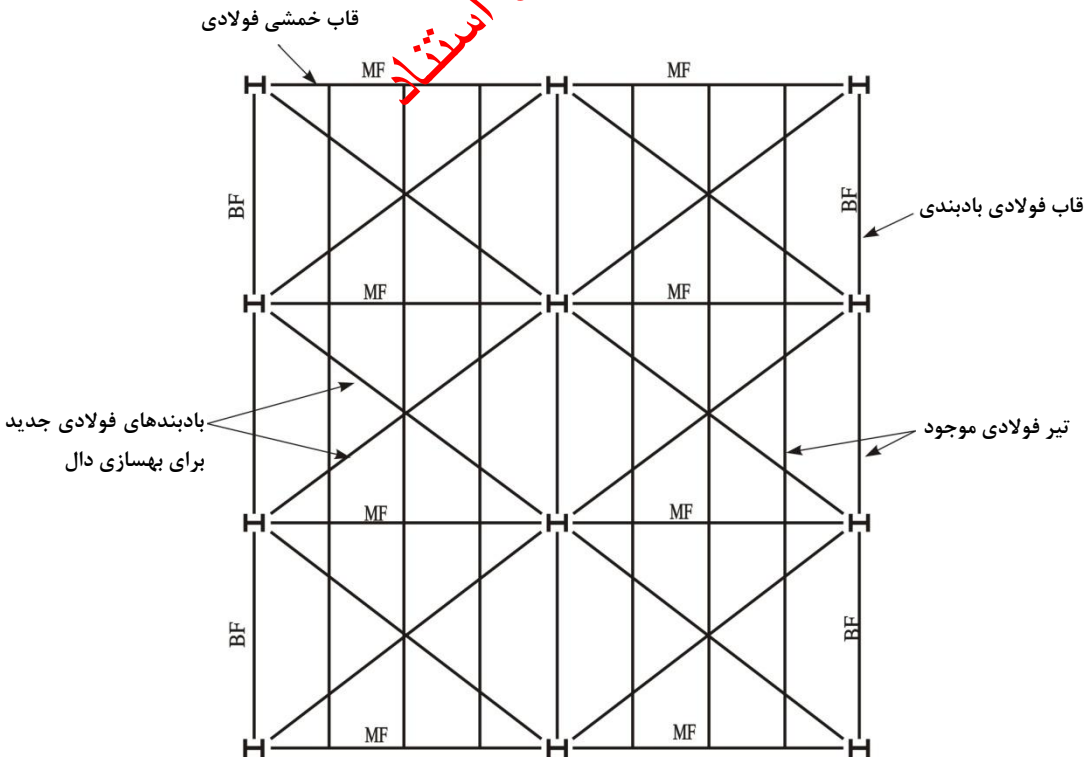


شکل ۲-۳-۳۲- بهسازی اتصال دال و دیوار پیش ساخته

پیش نویس - عیدقاری استناد

بهبود عملکرد دیافراگمی دال طاق ضربی

از مواردی دیگری که می‌توان در بهسازی دال‌ها به آن اشاره کرد، تقویت دال برای بهبود عملکرد دیافراگمی آن می‌باشـد. دال‌ها علاوه بر تحمل بار قائم، وظیفه انتقال بارهای جانبی را نیز بر عهده دارند. بدین منظور می‌تـوان راهکارهـایی ماننـد اضافه نمودن مهاربند افقی برای اصلاح سختی دیافراگم و یـا بهسـازی بازشـوهای موجـود در دال را بکـار گرفـت (شـکل ۲-۳-۳۳).



شکل ۲-۳-۳۳- بهسازی دیافراگم‌ها بوسیله مهاربندهای افقی

۲-۴- بهسازی تیرها

معرفی

تیرها عموماً بصورت افقی و یا شیبدار در سازه قرار می‌گیرند و بارهای قائم وارده بر محور خود را به ستون‌ها منتقل می‌نمایند. در سازه‌های با قاب خمشی، تیرها علاوه بر تحمل بارهای ثقلی باید بارهای جانبی ناشی از زلزله را نیز تحمل نمایند.

در زلزله‌های شدید ستون‌ها نباید آسیبی ببینند و مفصل‌های خمیری خمشی و برشی باید به تیرها و یا مهاربندها منتقل شوند. بدین منظور به هنگام مقاوم‌سازی، همواره تیر مقاوم‌سازی شده نباید قویتر از ستون متصل به آن باشد.

معایب تیرها بر اثر طراحی نادرست، جزئیات ناقص، ساخت نامناسب و کیفیت پایین مصالح می‌باشد.

بر اساس نوع تیر (بتنی یا فولادی) و معایب آن روش‌های متعددی برای بهسازی تیرها وجود دارد که در ادامه به آن پرداخته شده است. عوامل مؤثر در انتخاب طرح مقاوم‌سازی تیر عبارتند از:

- میزان دسترسی به تیر در محل (دسترسی به کل محیط تیر)،
- وضعیت بارهای وارده (بارهای یکنواخت، بارهای متداوب و رفت و برگشتی)،
- میزان افزایش مقاومت برشی و خمشی مورد نیاز،
- دسترسی به انواع مصالح برای مقاوم‌سازی،
- ملاحظات اقتصادی.

در برخی موارد ارزانترین روش، بهترین انتخاب است اما گاهی اوقات کار باید در کوتاهترین زمان ممکن تمام شود. در بعضی از موارد ابعاد هندسی مقاطع نباید بزرگ شود و گاهی نیز از مصالحی باید استفاده نمود که دوام بالا و مقاومت خوبی در برابر خوردگی دارند.

پیش نویس غیر قابل استناد

۲-۴-۱- تیرهای بتن مسلح

شکست‌های برشی و خمشی، دو حالت عمده شکست در تیرهای بتن مسلح می‌باشند. شکست خمشی عموماً نسبت به شکست برشی، ارجح است زیرا رفتار شکل‌پذیرتری از خود نشان می‌دهد. شکست نرم امکان پخش مجدد تنش را فراهم می‌آورد و به کاربران و حاضران در محل نیز فرصت بیشتری برای پی‌بردن به وضعیت بحرانی تیر می‌دهد.

همچنین خرابی تیر بتن مسلح می‌تواند به علت تهاجم یون‌های شیمیایی صورت بگیرد. در شکل ۲-۴-۱ خرابی تیرها در اثر تهاجم یون‌های شیمیایی و تأثیر نیروهای لرزه‌ای نشان داده شده است.

برای تقویت تیرهای بتن مسلح می‌توان از راهکارهای زیر استفاده نمود:

۱- روکش بتن مسلح
۲- روکش فولادی
۳- روکش FRP

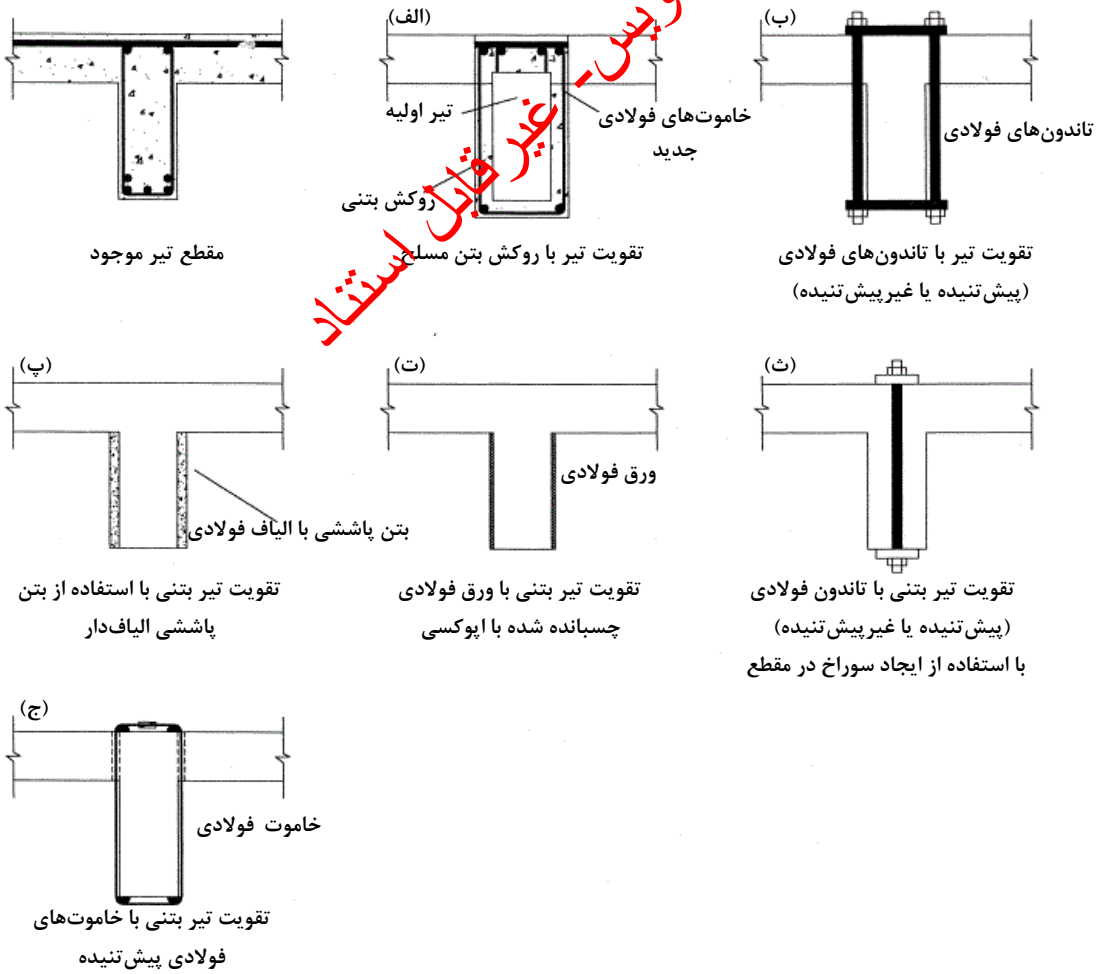
۴- پیش‌تنیدگی خارجی

در شکل ۲-۴-۱ تصویر کلی از روش‌های فوق ارائه شده است. در ادامه هر یک از روش‌های فوق به تفکیک مورد بررسی قرار می‌گیرند.



نمونه‌هایی از آسیب‌دیدگی تیرهای بتنی

پیش نویس - غیر قابل استناد

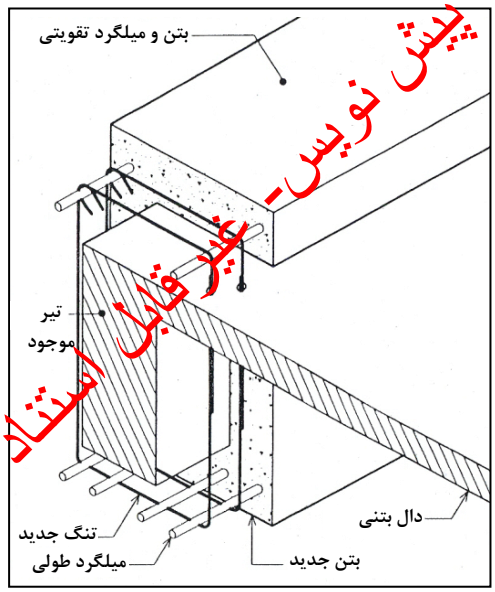


شکل ۲-۴-۱- آسیب‌دیدگی تیرهای بتن مسلح و روش‌های مختلف برای تقویت آنها

۲-۴-۱-۱- روکش بتن مسلح

در تیرها می‌توان از روکش بتنی در سه و یا چهار وجه تیر برای بهسازی و افزایش مقاومت آن استفاده نمود. با این روش می‌توان ناحیه کششی و فشاری تیر را با روکش‌های بتنی جدید تقویت کرد.

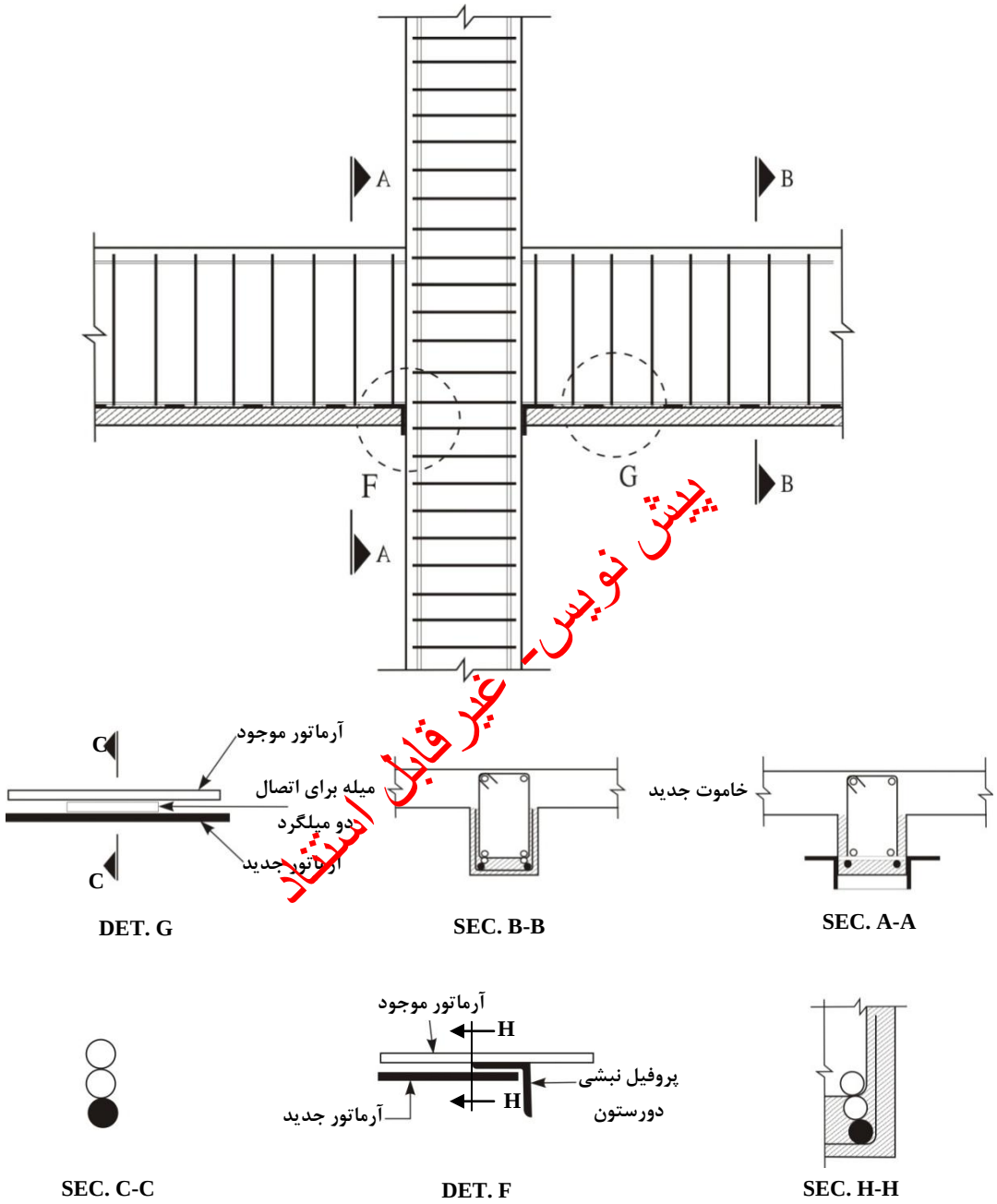
برای تکمیل مکانیسم انتقال نیرو بین مصالح قدیم و جدید، زبر نمودن سطح بتن قدیمی و جوش دادن میلگردهای اتصال با آرماتورهای جدید و قدیم ضروری می‌باشد. اجرای روکش بتنی در هر چهار وجه تیر موثرترین روش برای مقاوم‌سازی تیرهای بتنی می‌باشد. در این شیوه ضخامت بتنی که به وجه بالایی تیر افزوده می‌گردد باید در ضخامت سقف گم شود. اجرای تنگ‌ها نیز از طریق سوراخ‌هایی که در فواصل نزدیک به هم در دال سقف ایجاد می‌شود امکان‌پذیر می‌باشد. نمونه‌ای از روکش بتنی در چهار وجه تیر در شکل ۲-۴-۲ نشان داده شده است.



پیش نویس - غیر قابل استناد

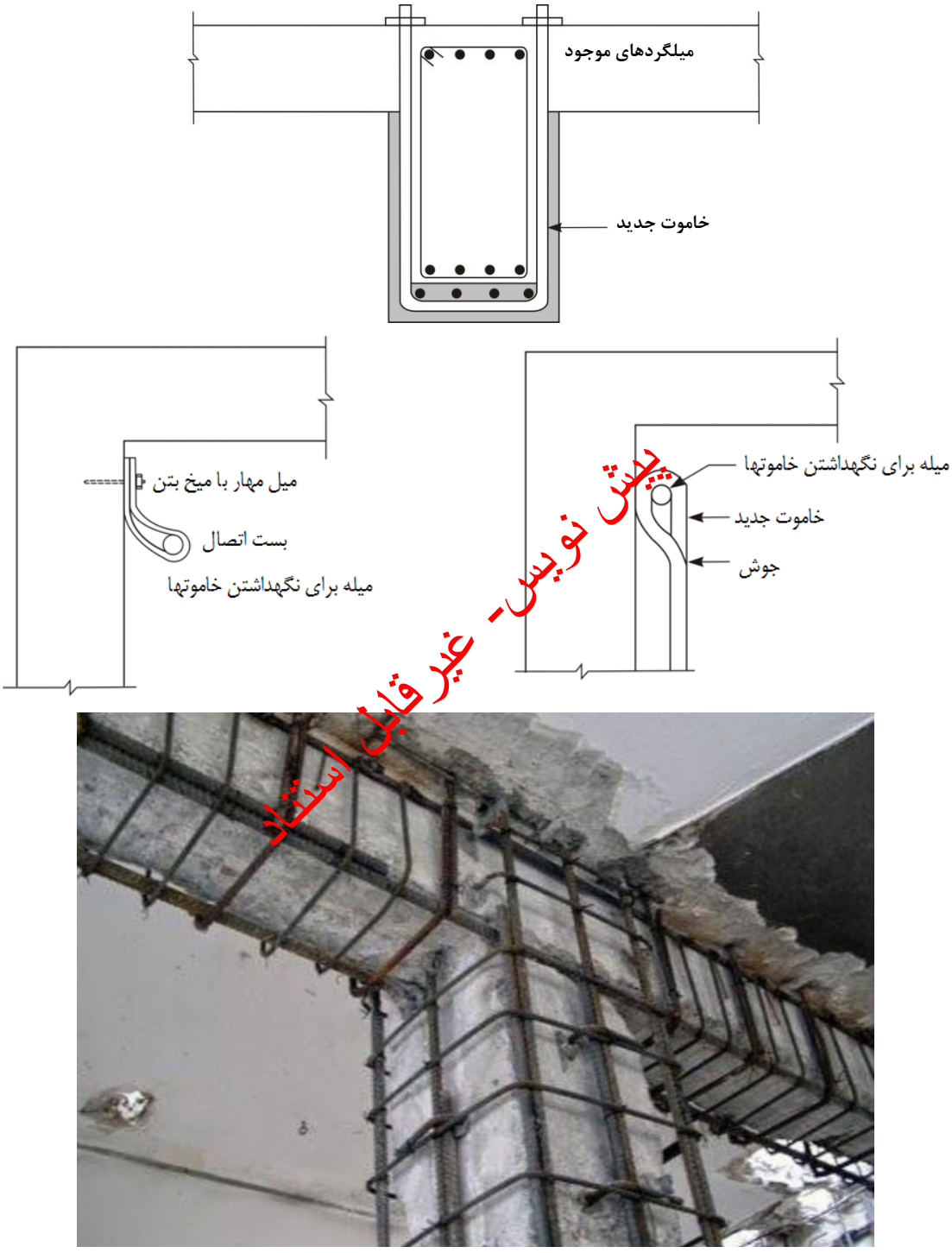
شکل ۲-۴-۲- اجرای روکش بتنی برای افزایش مقاومت تیرهای بتنی

اجرای روکش بتنی در سه وجه تیر برای افزایش ظرفیت خمشی و برشی تیر در برابر بارهای قائم انجام می‌شود، اما به دلیل آنکه در این حالت، افزایش ظرفیت باربری مقاطعی از تیر که در نزدیکی تکیه‌گاه‌ها قرار دارند امکان‌پذیر نیست، تیر را نمی‌توان در مقابل بارهای جانبی زلزله تقویت نمود. موفقیت این روش مستلزم مهار مناسب خاموت‌ها از ضلع های بالایی روکش است. به دلیل آنکه استفاده از قالب و ریختن بتن از بالای تیر امکان‌پذیر نیست تنها راه ممکن استفاده از بتن‌پاشی می‌باشد. نمونه‌ای از روکش بتنی در سه وجه تیر در اشکال ۲-۴-۳ و ۲-۴-۴ نشان داده شده است.



پیش نویس- غیر قابل استناد

شکل ۲-۴-۳- اجرای روکش بتنی در سه وجه تیر

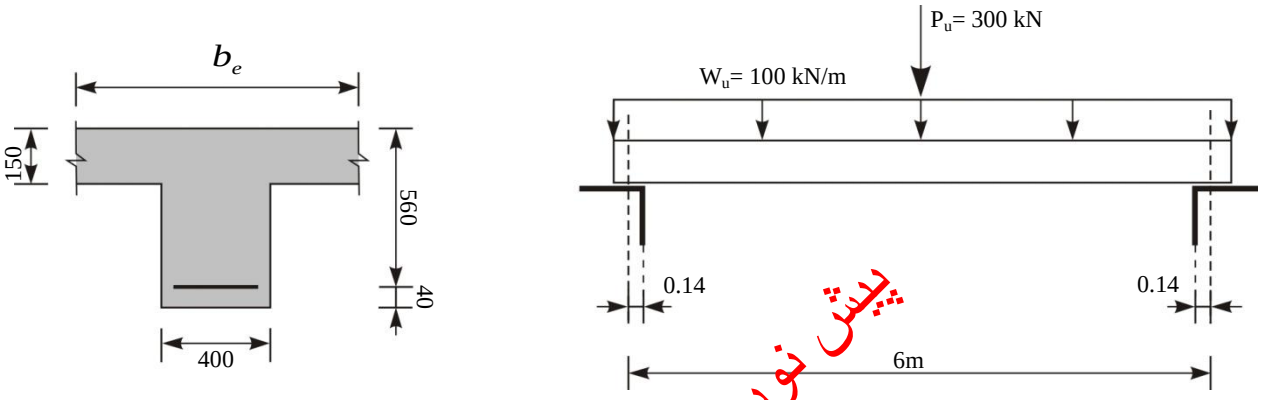


پیش نویس- غیر قابل استناد

شکل ۲-۴-۴- استفاده از روکش بتنی در مقاوم‌سازی تیرها

مثال ۲-۴-۱

تیر دو سر ساده‌ی نشان داده شده در شکل، برای نیروی گسترده ضریبدار ۱۰۰ kN/m طراحی شده و فواصل تیرها از یکدیگر ۳ متر می‌باشد. در صورتی که بخواهیم آن را برای بار متمرکز اضافی ضریبدار ۳۰۰ کیلونیوتن افزایش باربری دهیم، مطلوب است طرح تقویت تیر بتن مسلح با روکش بتنی:



شکل مثال ۲-۴-۱-الف

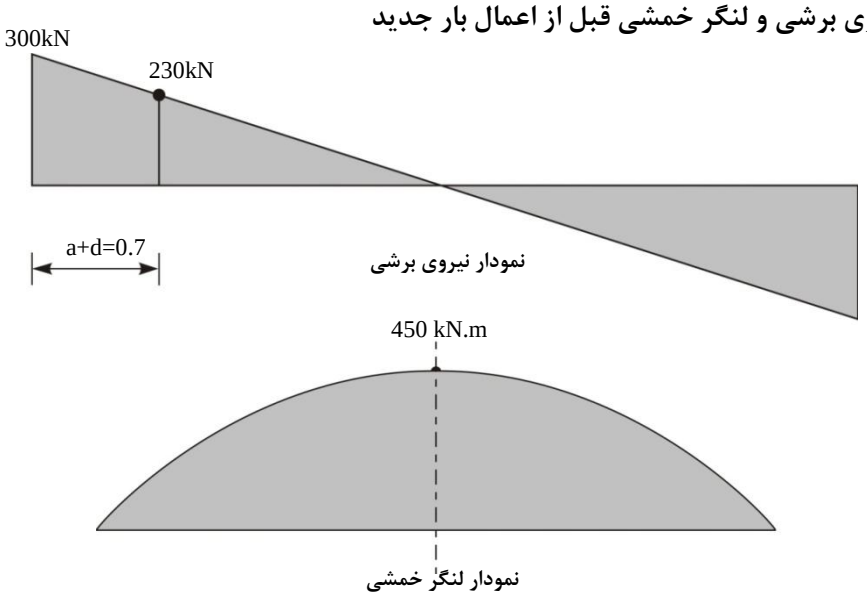
پیش نویس- غیر قابل استناد

عرض مؤثر دال:

عرض مؤثر دال برابر با کوچکترین مقدار از مقادیر زیر است:

- ۰/۴ طول دهانه آزاد (حاکم است) $0.4 \times 5720 = 2300$ mm
- ۱۶ برابر ضخامت دال به علاوه عرض جان تیر: $16 \times 150 + 400 = 2800$ mm
- فاصله مرکز به مرکز دو تیر مجاور: 3000 mm

گام ۱- نمودار نیروی برشی و لنگر خمشی قبل از اعمال بار جدید



شکل مثال ۲-۴-۱-ب

گام ۲- طراحی برای وضعیت قبل از افزایش بار

$f_y = 400\,MPa \quad , \quad f'_c = 20\,MPa$

آرماتور کششی در مقاطع وسط دهانه:

$$\text{اولیه } A_s = \frac{M_u}{0.9 f_y (d - t/2)} = \frac{450\times10^6}{0.9\times400(560-75)} = 2577\,mm^2$$

تعیین تقریبی آرماتورها:

$$4\Phi30, A_s = 4\times707 = 2828\,mm^2$$

$$a = \frac{0.9 f_y A_s}{0.85 f'_c b} = \frac{0.9\times400\times2828}{0.85\times20\times2300} = 26\,mm < 150$$

$$A_s = \frac{M_u}{0.9\times f_y (d - a/2)} = \frac{450\times10^6}{0.9\times400(560-26/2)} = 2285\,mm^2$$

$$4\Phi30, A_s = 4\times707 = 2828\,mm^2 > 2285\,mm^2 \Rightarrow \rho = \frac{2828}{400\times560} = 0.0126$$

$$\rho_{min} = \max\left(\frac{1.4}{f_y}, \frac{0.25\sqrt{f'_c}}{f_y}\right) < \rho = \frac{2828}{400\times560} < \rho_{max} = 0.6\beta_1 \frac{f'_c}{f_y}\frac{600}{600+f_y} \qquad (۱-۴-۲)$$

$$\rho_{min} = \max(0.0035, 0.0028) < \rho = 0.0126 < \rho_{max} = 0.0153$$

طراحی برای برش:

$$V_u = 230\,kN$$

$$v_c = \phi 0.17\sqrt{f'_c} = 0.75\times0.17\times\sqrt{20} = 0.57\,MPa \qquad (۲-۴-۲)$$

$$V_c = 0.57\times400\times560\times10^{-3} = 127.7\,kN$$

$$V_s = 230 - 127.7 = 102.3\,kN$$

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{0.9 f_y d} = \frac{102.3\times10^3}{0.9\times400\times560} = 0.5\ mm^2/mm$$

اگر از خاموت $\Phi10$ استفاده شود:

$$A_v = 78.5\times2 = 157\,mm^2$$

$$s = \frac{157}{0.50} = 314\,mm$$

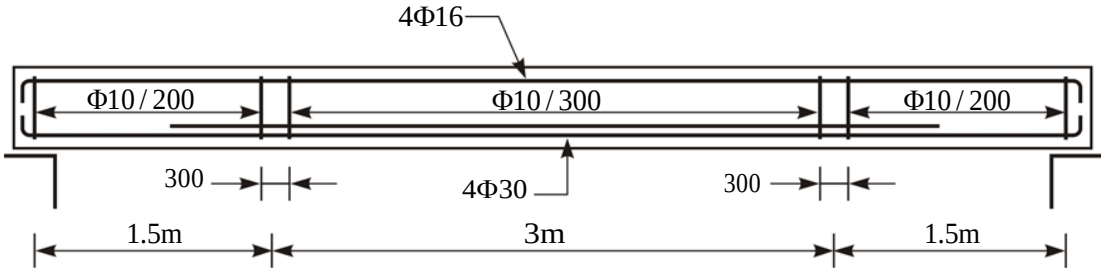
از خاموت $\Phi10/200$ تا ۱/۵ متر از بر تکیه‌گاه و از آنجا تا وسط دهانه از خاموت $\Phi10/300$ استفاده می‌کنیم.

$$V_s = \frac{A_v}{s}(\phi f_y) d = \frac{157}{200}(0.9\times400)\times560\times10^{-3} = 158.3\,kN \qquad (۳-۴-۲)$$

$$V_c + V_s = 127.7 + 158.3 = 286\,kN$$

پیش نویس - غیر قابل استناد

آرماتوربندی اولیه تیر برای وضعیت قبل از تقویت بصورت زیر حاصل می‌شود:

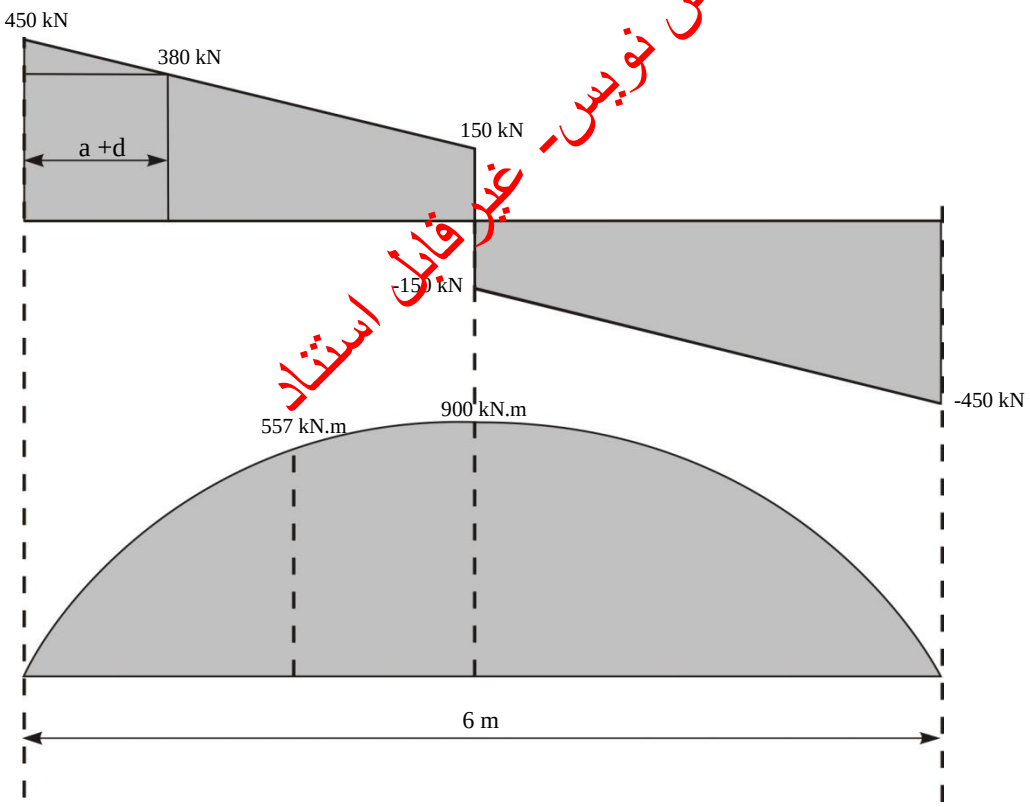


شکل مثال ۲-۴-۱-پ

گام ۳- تقویت تیر برای بار جدید

برای طرح تقویت ابتدا نمودار نیروی برشی و لنگر خمشی برای بارگذاری موجود و اضافی رسم می‌گردد:

پیش نویس- غیر قابل استناد



شکل مثال ۲-۴-۱- ت

تقویت برای خمش

ابتدا ظرفیت خمشی برمبنای ۴ میلگرد نمره ۳۰ تعیین می‌گردد:

$A_s = 4\times 707 = 2828\,mm^2$

$a = 40\,mm$

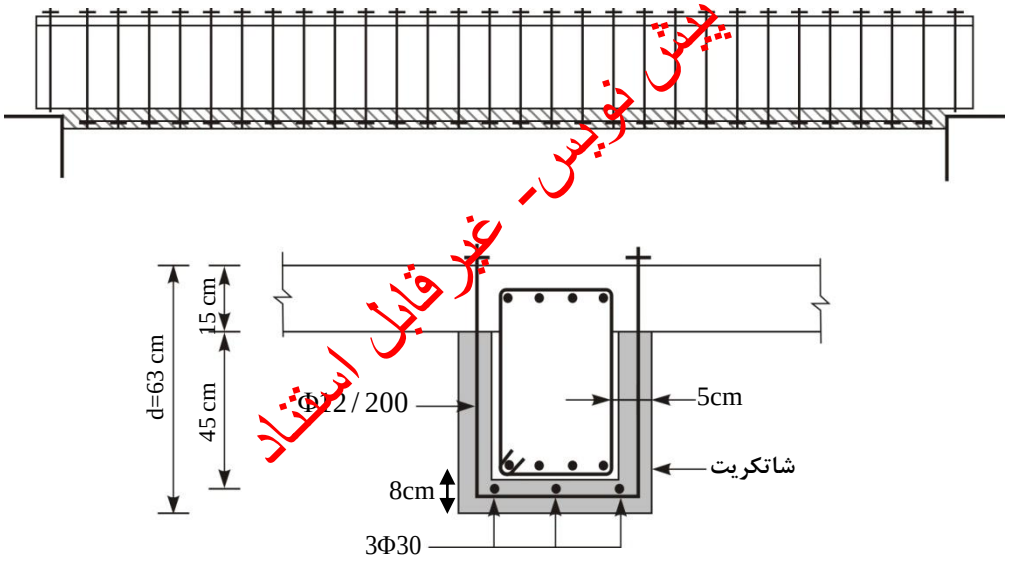
$M_u = 2828(0.9\times 400)(560-\frac{26}{2})\times 10^{-6} = 557\,kN.m$

$\Delta M_u = 900 - 557 = 343\,kN.m$

افزایش بار مرده ناشی از شاتکریت (ضریبدار) = $1.2(2\times 0.45\times 0.05+0.5\times 0.08)25 = 2.6\ kN/m$

$\Delta M_d = \frac{2.6\times 6^2}{8} = 11.70\,kN.m$

کل $M_u = 343+17.70 = 355 kN.m$



غیر قابل استناد - پیش نویس

شکل مثال ۲-۴-۱-ث- جزئیات تقویت

تعیین تقریبی آرماتورها:

$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y (d-t/2)} = \frac{355\times 10^6}{0.9\times 400(630-75)} = 1777\,mm^2$

$3\Phi 30 = 3\times 707 = 2121\ mm^2 > 1777\,mm^2$

این تقویت در طول تیر قرار داده می‌شود.

تقویت برای برش

از آنجا که با افزایش بار و عدم عملکرد کامل یکپارچه بین بتن قدیم و جدید، احتمال ترک در بتن می‌رود، از مقاومت V_c در طراحی صرفنظر می‌شود.

تقویت $V_u = 380 - V_s$ (خاموت) =380-158.3 = 222 kN

$$V_s = 222 + \frac{2.6\times 6}{2} = 230\,\text{kN}$$

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{0.9 f_y d} = \frac{230\times 10^3}{0.9\times 400\times 630} = 1.01\ \text{mm}^2/\text{mm}$$

$$s = 200\text{mm} \rightarrow A_v = 203\text{mm}^2$$

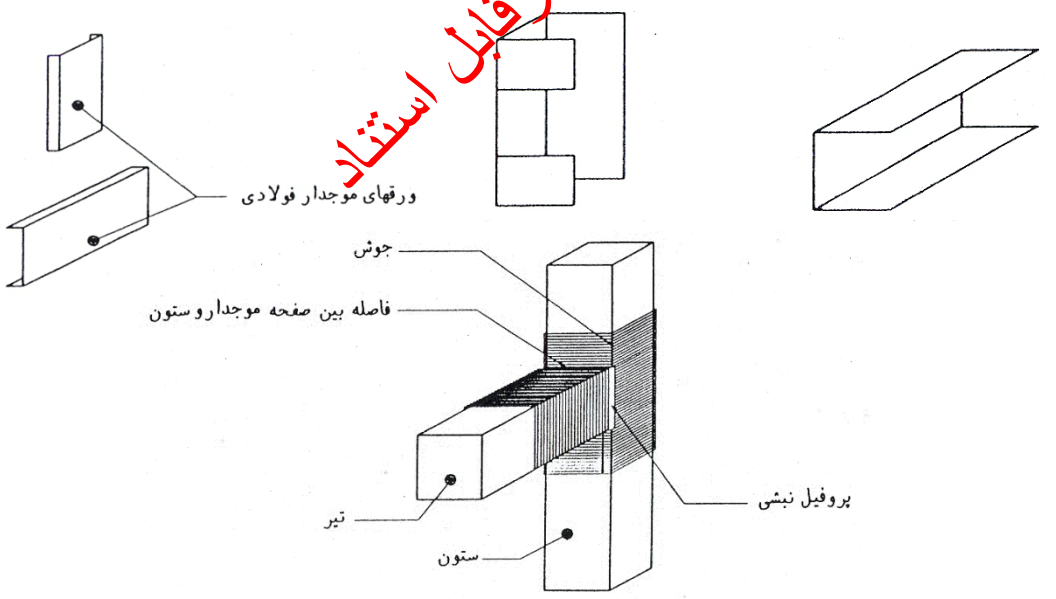
$$\Phi 12/200 \qquad A_v = 226\text{mm}^2 > 203\text{mm}^2$$

جزئیات تقویت در شکل مثال ۲-۴-۱- ث نشان داده شده است.

۲-۴-۱-۲- روکش فولادی

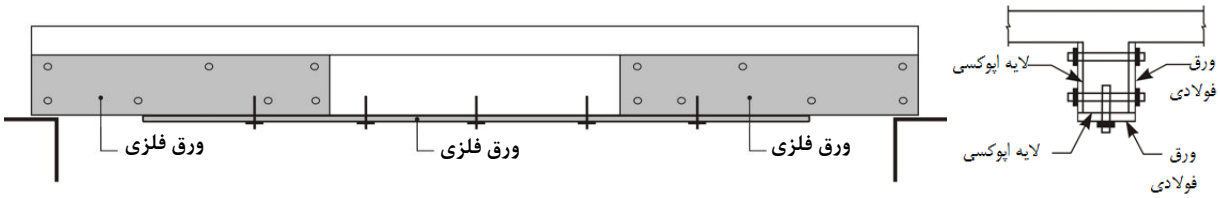
برای تقویت خمشی تیرها می‌توان ورق‌هایی به ضخامت کم را با رزین اپوکسی به وجه کششی تیر چسباند. چسباندن ورق به وجه قائم تیرها در نزدیکی تکیه‌گاه‌ها موجب افزایش ظرفیت برشی و چسباندن ورق به بال تحتانی موجب افزایش ظرفیت خمشی تیر می‌گردد (شکل ۲-۴-۵). در صورت نیاز به استفاده از ورقه‌هایی با ضخامت بیشتر باید از پیچ‌ها و بولت‌های مهاری برای انتقال برش استفاده نمود. در این حالت نیز توصیه می‌شود ابتدا ورق فولادی با چسب اپوکسی چسبانده شده و بعد پیچ‌ها به صورت میانگذار یا نافذ شده مورد استفاده قرار گیرد (شکل ۲-۴-۶).

پیش نویس- غیر قابل استناد



شکل ۲-۴-۵- تقویت خمشی و برشی تیرها با چسباندن ورق‌های فولادی با ضخامت کم با چسب اپوکسی

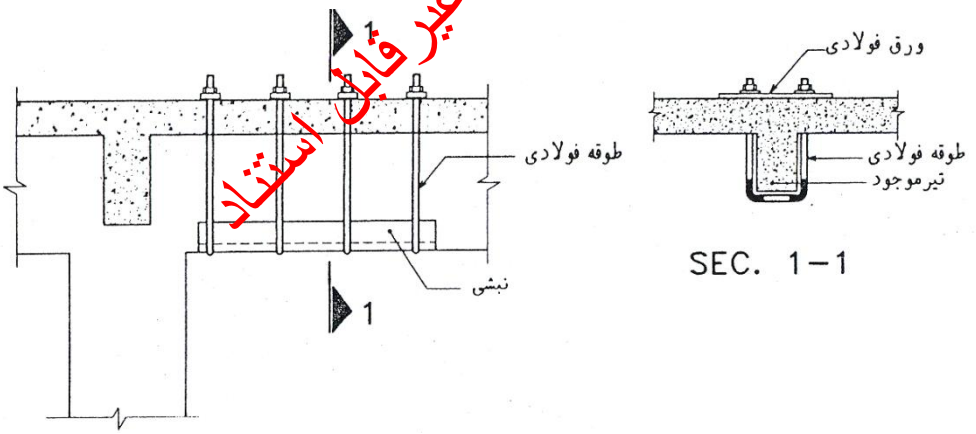
مطابق شکل ۲-۴-۷ می‌توان بجای استفاده از ورق‌های فولادی که در وجوه تیر نصب می‌شوند از قفس‌های فولادی بصورت نبشی و رکابی استفاده نمود.





پیش نویس- غیر قابل استناد

شکل ۲-۴-۶- تقویت خمشی و برشی تیرها با ورق فولادی





شکل ۲-۴-۷- تقویت خمشی و برشی تیرها با قفس فولادی شامل نبشی و رکابی

مثال ۲-۴-۲

مطلوب است طرح تقویت تیر بتن آرمه مثال ۲-۴-۱ با روکش فولادی:

الف: تقویت با روکش فولادی

- **کنترل برش**

ابتدا ظرفیت برشی موجود تعیین می‌گردد (مثال ۲-۴-۱):

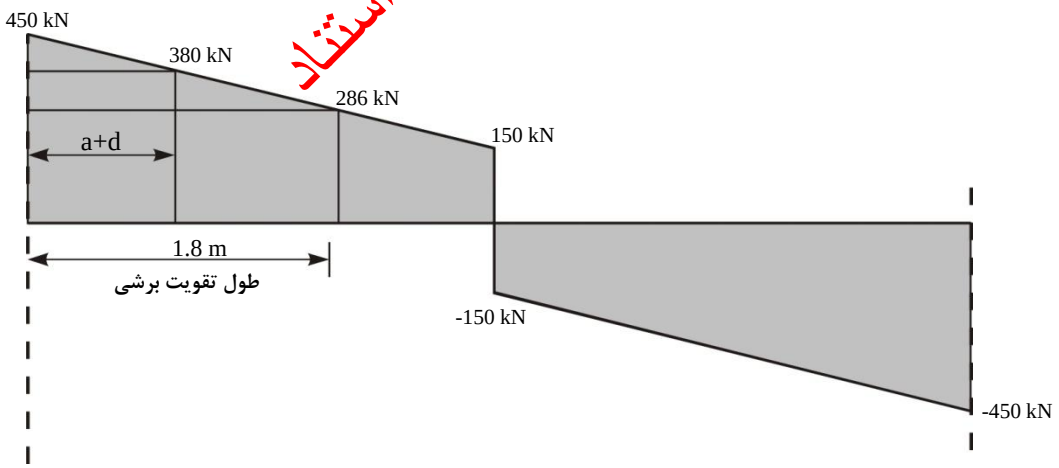
$$V_c = 127.7 \text{ kN}$$
$$V_s = 158.3 \text{kN}$$
$$V_c + V_s = 127.7 + 158.3 = 286 \text{ kN}$$

مقدار فوق روی نمودار نیروی برشی برده می‌شود و از آنجا طول لازم برای تقویت بدست می‌آید. این طول از مرکز تکیه‌گاه به سمت وسط دهانه برابر با ۱/۸ متر است. با توجه به اینکه این طول محاسباتی است به آن به مقدار d اضافه می‌شود تا تقویت قدری از نقطه نظری فراتر رود. بنابراین طول تقویت مساوی ۲/۵ متر از محور تکیه‌گاهی به سمت وسط دهانه بدست می‌آید.

برای تقویت برشی از روکش فولادی استفاده می‌شود. از آنجا که با افزایش بار و عدم عملکرد کامل و یکپارچه بین ورق تقویت و بتن، احتمال ترک در بتن می‌رود، از مقاومت V_c در طراحی صرفنظر می‌شود.

تقویت $V_u = 380 - V_s$ (خاموت) $= 380 - 158.3 = 222$ kN

پیش نویس - غیر قابل استناد



شکل مثال ۲-۴-۲-الف

برای ورق جان از فولاد St37 با تنش تسلیم ۲۴۰۰ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع می‌شود.

$$t = \frac{V_u}{\phi 0.6 F_y d} = \frac{222 \times 10^3}{0.9 \times 0.6 \times 240 \times 450} = 4 \text{mm} \qquad (۴-۴-۲)$$

از ورق ۵×۴۵۰ میلیمتر در طول ۲/۵ متر در دو طرف تیر استفاده می‌شود.

$$A_v = 2 \times 5 = 10 \text{mm}$$

این دو ورق توسط پیچ‌هایی که از سوراخ‌هایی در داخل جان عبور کرده‌اند، محکم به جان چسبیده می‌شوند. بین ورق تقویت و بتن جان نیز از چسب اپوکسی استفاده می‌شود.

تقویت برای خمش

ابتدا ظرفیت خمشی برمبنای ۴ میلگرد نمره ۳۰ تعیین می‌گردد (مثال ۲-۴-۱):

$$A_s = 4\times 707 = 2828\,mm^2$$

$$M_u = 557\,kN.m$$

$$450x - \frac{100x^2}{2} = 557$$

$$50x^2 - 450x + 557 = 0$$

$$x = 1.48\,m$$

مقدار فوق روی نمودار لنگر خمشی برده می‌شود تا طول تقویت تعیین گردد. طول محاسباتی تقویت مساوی ۳/۰۴ متر بدست می‌آید. با اضافه کردن d به دو طرف آن عملی مساوی ۴/۵ متر در نظر گرفته می‌شود. برای تقویت از فولاد St37 با f_y=2400kg/cm^2 استفاده می‌شود:

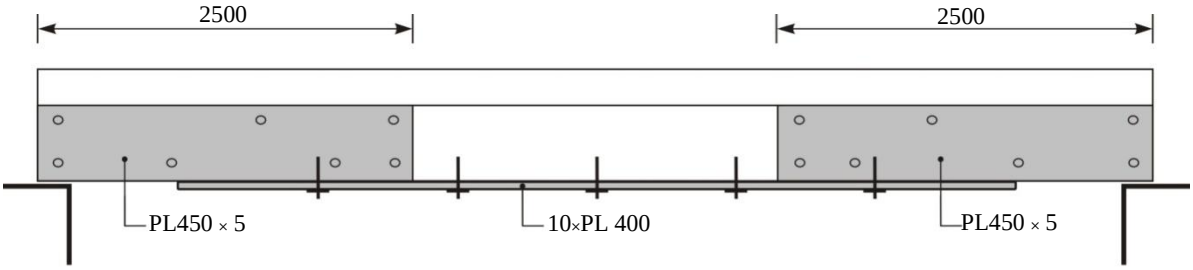
$$\Delta M_u = 900 - 557 = 343\ KN.m$$

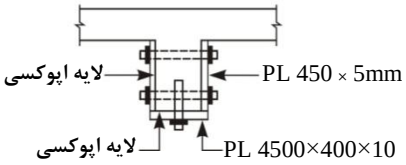
$$A_s = \frac{\Delta M_u}{\phi f_y (d - t/2)} = \frac{343\times 10^6}{0.9\times 240(600-75)} = 3025\,mm^2$$

از ورق ۱۰×۴۰۰ میلیمتر در زیر سطح تحتانی تیر استفاده می‌شود.

$$400\times 10 = 4000\,mm^2 \ > \ 3025\,mm^2$$

این ورق با استفاده از پیچ‌های مهاری به بتن محکم می‌شوند. بین ورق و سطح زیرین بتن نیز چسب اپوکسی تعبیه می‌گردد. طرح نهایی تقویت به شکل زیر خواهد بود.





شکل مثال ۲-۴-۲-ب

پیش نویس - غیر قابل استناد

ب: استفاده از نبشی و رکابی

در این روش مقاومت کششی با استفاده از دو نبشی تأمین می‌شود.

این نبشی‌ها در کنج تیر قرار می‌گیرند و در این حالت رکابی‌ها از پایین به نبشی جوش می‌شوند و از بالا به روی بتن سقف کاملاً پیچ و مهار می‌شوند و محاسبات آن شبیه به تسمه‌های فولادی است. فقط به جای تسمه فولادی معادل نبشی قرار داده می‌شود. در پیچ‌ها کشش اولیه‌ای ایجاد می‌گردد که باعث کیپ شدن نبشی‌ها به تیر بتنی و عملکرد مشترک در رکابی و تیر بتنی می‌گردد. از آنجا که با افزایش بار احتمال ترک در بتن می‌رود، از مقاومت V_c در طراحی صرفنظر می‌شود.

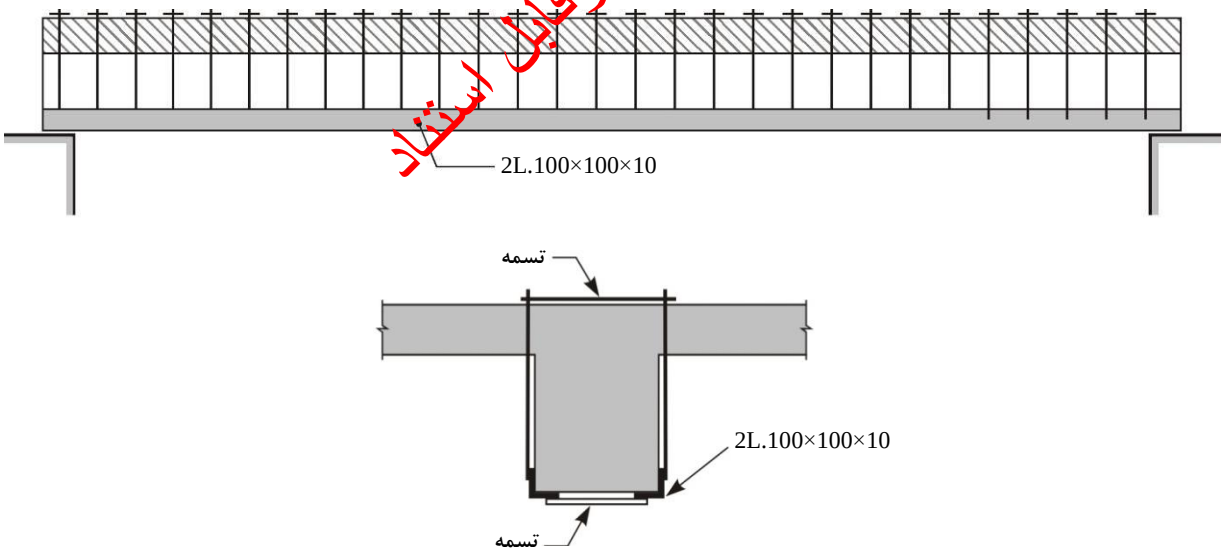
طراحی برای تقویت خمشی:

$$A_s = \frac{\Delta M_u}{\phi f_y (d - t/2)} = \frac{343\times10^6}{0.9\times240(600-75)} = 3025\,mm^2$$

از دو نبشی 2L100×100×10 استفاده می‌شود.

$$A_s = 2\times A(L100\times100\times10) = 2\times1920mm^2 = 3840mm^2 > 3025mm^2 \quad O.K$$

پیش نویس- غیر قابل استناد



شکل مثال ۲-۴-۲- پ

تقویت برشی:

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_u}{\phi 0.6 F_y d} = \frac{222\times10^3}{0.9\times0.6\times240\times600} = 2.85\ mm^2/mm$$

$$s = 200\,mm \rightarrow A_v = 571mm^2$$

$$\Phi 20/200 \qquad A_v = 628mm^2 > 571mm^2$$

۲-۴-۱-۳-۱- استفاده از مصالح FRP برای تقویت تیرها

۲-۴-۱-۳-۱- تقویت خمشی

با چسباندن پلیمرهای تقویت شده با الیاف[1] (FRP) به سطح خارجی کششی تیرها بطوریکه الیاف در امتداد طولی تیر قرار گیرند، مقاومت خمشی تیر افزایش می‌یابد. گزارش‌های آزمایشگاهی میزان افزایش را بین ۱۰ تا ۱۶۰ درصد گزارش کرده‌اند. با ملحوظ کردن محدودیت‌های مقاوم‌سازی، شکل‌پذیری و بهره‌برداری افزایشی در حدود ۴۰ درصد منطقی به نظر می‌رسد.



تیر تقویت شده با FRP

1- Fiber Reinforced Polymer



تیر تقویت شده با FRP و رکابی فولادی

پیش نویس- غیر قابل استناد

مقاومت اسمی

همانند طراحی، در مقاوم‌سازی نیز رابطه‌ی ایمنی بصورت زیر بیان می‌شود:

$$\phi M_n \geq M_u \qquad (۵-۴-۲)$$

که در رابطه‌ی فوق:

M_n = ظرفیت خمشی اسمی با ملحوظ کردن مقاومت بتن، میلگرد و FRP

ϕ = ضریب کاهش ظرفیت

M_u = مقاومت خمشی موردنیاز در مقطع به علت بارهای ضریبدار

ضرایب تقلیل ظرفیت ϕ از متن آیین‌نامه اصلی بتن مسلح به دست می‌آید. لیکن با توجه به مودهای خرابی FRP، ضریب تقلیل ظرفیت اضافی ψ_f به جملات شامل اثر FRP اضافه می‌شود.

مودهای گسیختگی خمشی

برای مقاطع بتن مسلح تقویت شده با FRP، مودهای گسیختگی محتمل در خمش به قرار زیر است (شکل ۲-۴-۸).

۱- خردشدگی شکل‌پذیر بتن. در این حالت بعد از تسلیم فولاد، بتن ناحیه‌ی فشاری خرد می‌شود (حالت مطلوب).

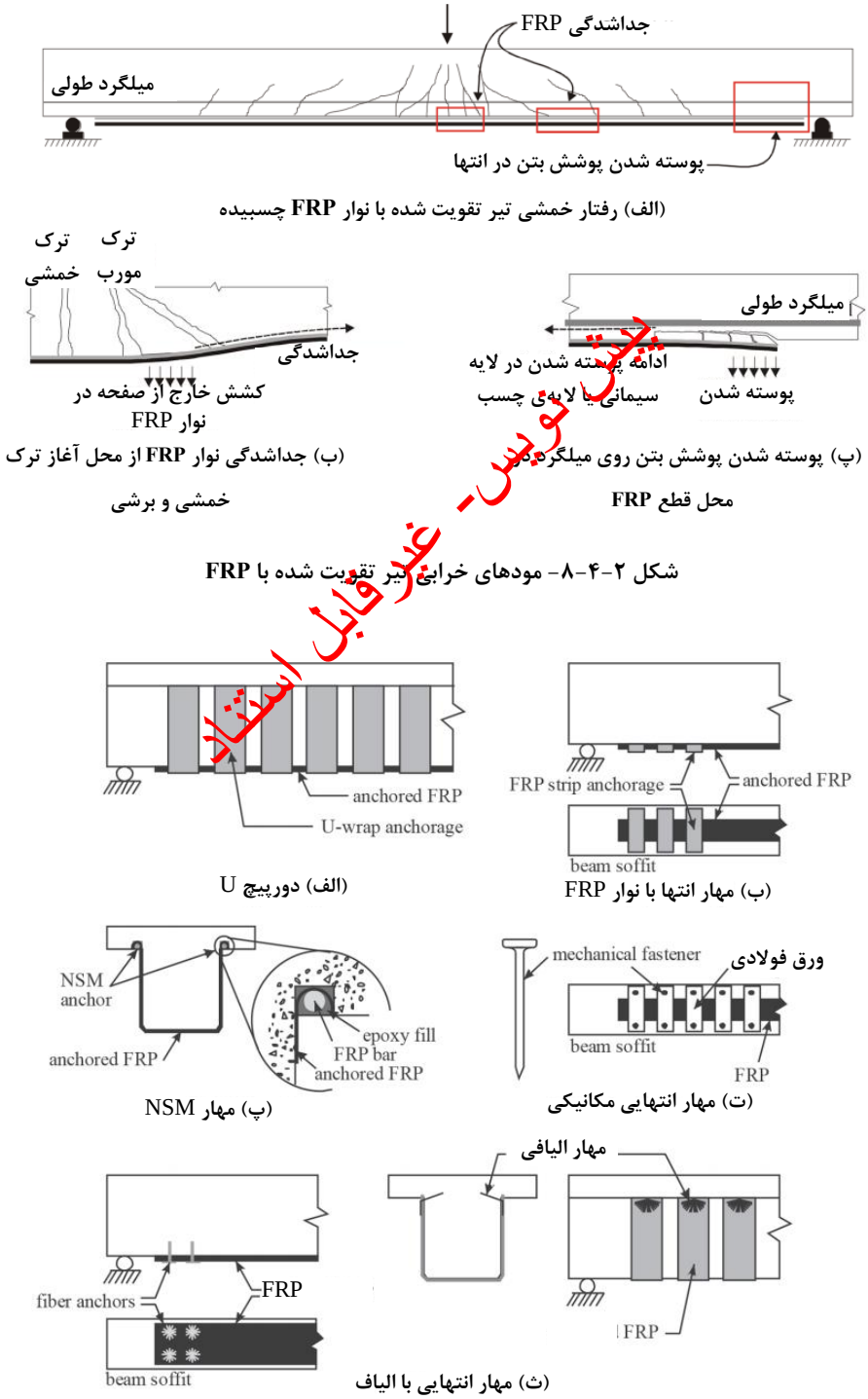
۲- خردشدگی ترد بتن. در این حالت بتن ناحیه‌ی فشاری قبل از تسلیم فولاد خرد می‌شود (حالت نامطلوب).

۳- گسیختگی FRP. گسیختگی FRP بعد از تسلیم کششی فولاد (حالت مطلوب).

۴- پوسته شدن یا تورق لایه‌ای پوشش بتن. نوعی گسیختگی برشی- کششی که در آن پوشش بتنی روی میلگرد بصورت لایه‌ای از محل قطع FRP جدا می‌شود (شکل ۲-۴-۸- پ).

۵- جداشدگی FRP. نوار FRP از محل آغاز ترک میانی از سطح بتن جدا می‌شود (شکل ۲-۴-۸- ب).

در شکل ۲-۴-۹ جزئیات لازم برای مهار انتهایی FRP برای جلوگیری از خرابی‌های مرتبط با مهار انتهایی ارائه شده است.



شکل ۲-۴-۸- مودهای خرابی تیر تقویت شده با FRP

شکل ۲-۴-۹- مهار انتهایی FRP برای جلوگیری از پوسته شدن در انتهای FRP

پیش نویس - غیر قابل استناد

توصیف مودهای گسیختگی

الف- خردشدگی شکل‌پذیر بتن

در این حالت بعد از تسلیم فولاد کششی $\varepsilon_s > \varepsilon_y$، کرنش فشاری در بتن به ۰/۰۰۳ می‌رسد و در نتیجه بتن خرد می‌شود. این گسیختگی از آن نظر مطلوب است که قبل از وقوع آنها، فولاد کششی تسلیم شده و با ازدیاد طول باعث ایجاد ترک در بتن ناحیه کششی می‌شود.

ب- گسیختگی FRP

گسیختگی کششی FRP چسبیده به سطح خارجی وقتی رخ می‌دهد که کرنش کششی FRP به کرنش گسیختگی طرح $(\varepsilon_f = \varepsilon_{fu})$ قبل از حصول کرنش نهایی فشاری در بتن، برسد.

این دو نوع گسیختگی در اعضای خمشی با فولاد کم و تقویت FRP کم مثل تیرهای T و دال‌ها رخ می‌دهد.

پ- خردشدگی ترد بتن

در این حالت قبل از تسلیم فولاد، خردشدگی بتن در کرنش فشاری $\varepsilon_c = \varepsilon_{cu} = 0.003$ در تارهای خارجی بتن فشاری رخ می‌دهد. این نوع گسیختگی در تیرها با فولاد زیاد رخ می‌دهد.

ت- جداشدگی FRP

جداشدگی FRP (مود ۵ گسیختگی) وقتی رخ می‌دهد که کرنش کششی آن بزرگتر از کرنش قابل تحمل توسط بتن لایه‌ی زیرین آن شود (شکل ۲-۴-۸). برای جلوگیری از این نوع گسیختگی، کرنش موثر طبق رابطه‌ی زیر محدود می‌شود.

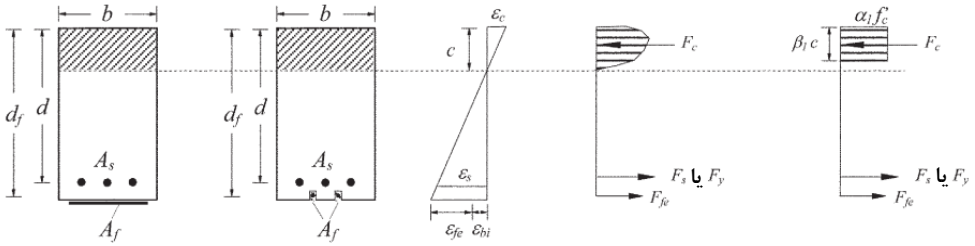
$$\varepsilon_{fd} = 0.41\sqrt{\frac{f'_c}{nE_f t_f}} \le 0.9\varepsilon_{fu} \qquad (۶-۴-۲)$$

گسیختگی‌های پ و ت در تیرها با فولاد و FRP تقویتی متوسط مثل تیرهای مستطیلی محتمل است. برای جلوگیری از گسیختگی فوق و همچنین گسیختگی مود ۴ (تورق لایه‌ی پوششی) که آیین‌نامه کنترلی برای جلوگیری از آن پیشنهاد نمی‌کند، می‌توان از جزئیات محصورکننده‌ی نشان داده شده در شکل ۲-۴-۹ استفاده نمود که آزمایش‌های انجام شده حاکی از موفقیت آنها در افزایش کرنش FRP در هنگام جداشدگی است. ادامه دادن نوار تقویتی FRP تا انتهای دهانه در این حالت قابل توصیه است.

پیش نویس- غیر قابل استناد

مقاومت نهایی خمشی مقطع مستطیلی بتن مسلح تقویت شده با FRP در سطح خارجی کششی- روش دقیق ACI440.2R

مطابق شکل ۲-۴-۱۰ مقطع بتن مسلح مستطیلی با فولاد کششی تنها که توسط نوار FRP در سطح خارجی تقویت شده است، در نظر گرفته می‌شود.



(الف) (ب) (پ) (ت) تعادل نیرو (ث) تعادل نیرو

مقطع مستطیل توزیع کرنش بلوک تنش غیرخطی بلوک تنش مستطیلی

$$\beta_1 = \frac{4\varepsilon'_c - \varepsilon_c}{6\varepsilon'_c - 2\varepsilon_c} \qquad \alpha_1 = \frac{3\varepsilon'_c\varepsilon_c - \varepsilon_c^2}{3\beta_1\varepsilon'^2_c}$$

f'_c = کرنش مربوط به ε'_c $\qquad \varepsilon'_c = \frac{1.7f'_c}{E_c}$

پیش نویس - غیر قابل استناد

شکل ۲-۴-۱۰- کرنش‌های داخلی و توزیع تنش برای خمش مقطع مستطیلی در حالت حدی نهایی

در این شکل، هندسه مقطع، تغییرات خطی کرنش در ارتفاع مقطع و بلوک تنش واقعی و مستطیلی در ظرفیت خمشی مقطع نشان داده شده است.

برای تعیین ظرفیت خمشی مقطع فرضیات زیر لازم است.

الف: تغییرات کرنش در ارتفاع مقطع مطابق شکل ۲-۴-۱۰- پ خطی است.

ب: کرنش فشاری حداکثر در تار خارجی فشاری مقطع در ظرفیت نهایی خمشی مساوی $\varepsilon_c = \varepsilon_{cu} = 0.003$ می‌باشد.

پ: کرنش کششی FRP از رابطه زیر به دست می‌آید (شکل ۲-۴-۱۰- پ)

$$\varepsilon_{fe} = \varepsilon_c\left(\frac{d_f - c}{c}\right) - \varepsilon_{bi} \le \varepsilon_{fd} \quad \text{و} \quad C_E\,\varepsilon^*_u \qquad (۷-۴-۲)$$

در رابطه‌ی فوق:

$$\varepsilon_{fd} = 0.41\sqrt{\frac{f'_c}{nE_f t_f}} \le 0.9\varepsilon_{fu} \qquad (۸-۴-۲)$$

ε_c = کرنش نهایی بتن در تار انتهایی فشاری که حداکثر آن مساوی $\varepsilon_{cu} = 0.003$ می‌باشد.

c = ارتفاع تار خنثی

ε_{bi} = کرنش اولیه‌ی موجود در تار خارجی کششی در هنگام چسباندی FRP. این کرنش ناشی از وجود بار ثقلی روی تیر هنگام چسباندن FRP باشد.

ε_{fd} = حداکثر کرنش طراحی FRP

d_f = ارتفاع موثر مصالح FRP

ε_u^* = با توجه به مشخصات FRP که از آزمایش حاصل می‌شود.

C_E = ضریب دوام طبق جدول ۲-۴-۱

ت: تنش در مصالح FRP

از آنجا که مصالح FRP تا نقطه گسیختگی رفتار خطی دارند، تنش آن از رابطه‌ی زیر به دست می‌آید:

$$f_{fe} = E_f \varepsilon_{fe} \qquad (۹-۴-۲)$$

f_{fe} = تنش موثر FRP

ε_{fe} = کرنش موثر FRP

تولیدکنندگان FRP بر پایه آزمایش‌های پس از تولید، تنش و کرنش کشش نهایی را ارائه می‌دهندکه به ترتیب با مقادیر f_{fu}^* و ε_{fu}^* نمایش داده می‌شوند. برای مقاصد طراحی این مقادیر باید در ضرایب کاهش شرایط محیطی ضرب شوند. داریم:

$$f_{fu} = C_E f_{fu}^*$$

$$\varepsilon_{fu} = C_E \varepsilon_{fu}^*$$

در روابط فوق:

f_{fu}^* و ε_{fu}^* = به ترتیب تنش و کرنش نهایی مصالح FRP

f_{fu} و ε_{fu} = به ترتیب تنش و کرنش نهایی طرح

C_E = ضریب کاهش شرایط محیطی مطابق جدول ۲-۴-۱

جدول ۲-۴-۱- ضریب کاهش شرایط محیطی C_E

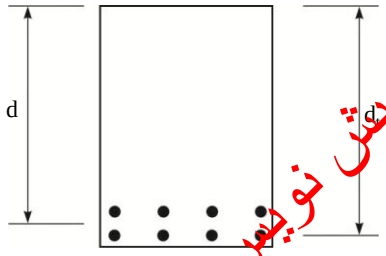
شرایط محیطی	نوع الیاف	ضریب کاهش C_E
شرایط محیطی داخلی	Carbon	0.95
	Glass	0.75
	Aramid	0.85
شرایط محیطی خارجی (پل‌ها، پایه‌ها و پارکینگ‌های روباز)	Carbon	0.85
	Glass	0.65
	Aramid	0.75
شرایط محیطی شدید (مجتمع‌های شیمیایی و تصفیه فاضلاب)	Carbon	0.85
	Glass	0.50
	Aramid	0.70

پیش نویس- غیر قابل استناد

ث: ضرایب کاهش ظرفیت ϕ. مطابق آیین‌نامه بتن مسلح از رابطه‌ی زیر به دست می‌آید (برای فولاد $f_y \le 5500\ kg/cm^2$):

$$\phi = \begin{cases} 0.90 & [\varepsilon_t \ge 0.005 \text{ برای}] \quad \text{گسیختگی شکل‌پذیر} \\ 0.65 + \dfrac{0.25(\varepsilon_t - \varepsilon_{sy})}{0.005 - \varepsilon_{sy}} & [\varepsilon_{sy} < \varepsilon_t < 0.005 \text{ برای}] \quad \text{(میان یا بی‌خطی)} \\ 0.65 & \varepsilon_t \le \varepsilon_{sy} \text{ برای} \quad \text{گسیختگی ترد (فولاد جاری نمی‌شود)} \end{cases} \qquad (۱۰-۴-۲)$$

ε_t = کرنش در تراز دورترین فولاد کششی در مقاومت خمشی نهایی



پیش نویس - غیر قابل استناد

(ج) ضریب کاهش Ψ_f

به علت مودهای گسیختگی متنوع FRP، جملات مربوط به FRP در رابطه‌ی ظرفیت، علاوه بر ضریب کاهش ϕ، در ضریب کاهش اختصاصی ψ_f نیز ضرب می‌شوند. مقدار ψ_f مساوی ۰/۸۵ می‌باشد.

(چ) کرنش در تراز میلگرد کششی

بر پایه کرنش FRP، کرنش در تراز آرماتور کششی از رابطه‌ی زیر حاصل می‌گردد:

$$\varepsilon_s = (\varepsilon_{fe} + \varepsilon_{bi})\left(\frac{d-c}{d_f - c}\right) \qquad (۱۱-۴-۲)$$

برپایه‌ی کرنش بتن، کرنش فولاد برابر است با:

(۱۲-۴-۲)

$$\varepsilon_s = \varepsilon_c \frac{d-c}{c}$$

(ح) تنش در آرماتور کششی

تنش در آرماتور کششی با فرض رفتار الاستوپلاستیک برابر است با:

$$f_s = E_s \varepsilon_s \le f_y$$

$$E_s = 2\times10^6\ kg/cm^2 = 2\times10^5\ Mpa$$

(خ) ضریب ارتفاع بلوک تنش مستطیلی

ارتفاع بلوک تنش مستطیلی بتن = $a = \beta_1 c$

c = ارتفاع تار خنثی

حالت ۱: اگر بتن به ظرفیت نهایی نرسد.

$$\beta_1 = \frac{4\varepsilon'_c - \varepsilon_c}{6\varepsilon'_c - 2\varepsilon_c} \qquad (۱۳-۴-۲)$$

$$\alpha_1 = \frac{3\varepsilon'_c\varepsilon_c - \varepsilon_c^2}{3\beta_1\varepsilon'^2_c} \qquad (۱۴-۴-۲)$$

$$\varepsilon'_c = \frac{1.7f'_c}{E_c} \qquad (۱۵-۴-۲)$$

ε_c = کرنش در تار انتهایی بتن فشاری

حالت ۲: اگر بتن به ظرفیت نهایی برسد.

$$f'_c \le 30\,N/mm^2 \Rightarrow \beta_1 = 0.85$$
$$f'_c > 30 \Rightarrow \beta_1 = 1.05 - 0.05f'_c/7 \ge 0.65$$
$$\alpha_1 = 0.85$$

پیش نویس- غیر قابل استناد

(د) تعادل نیروها در امتداد افق

$$\alpha_1 f'_c \beta_1 bc = A_s f_s + A_f f_{fe} \qquad (۱۶-۴-۲)$$

در رابطه‌ی فوق:

b = عرض مقطع — c = ارتفاع تار خنثی

f'_c = مقاومت مشخصه بتن — A_s = سطح مقطع آرماتور کششی

f_s = تنش آرماتور کششی — A_f = سطح مقطع FRP

f_{fe} = تنش کششی FRP — α_1 = ضریب بلوک تنش مستطیلی

(ذ) ظرفیت خمشی اسمی مقطع

$$M_n = A_s f_s\left(d - \frac{\beta_1 c}{2}\right) + \psi_f A_f f_{fe}\left(d_f - \frac{\beta_1 c}{2}\right) \qquad (۱۷-۴-۲)$$

روش گام‌به‌گام برای تعیین ظرفیت خمشی مقطع تقویت شده با FRP

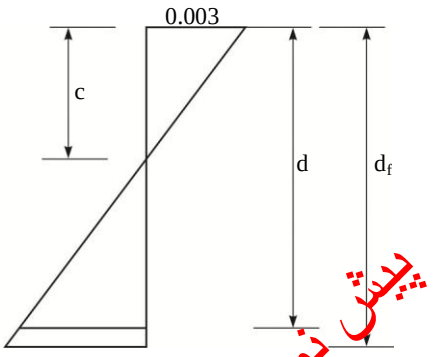
۱- مقداری برای A_f (سطح مقطع FRP) فرض کنید.

۲- مقداری برای c فرض کنید و با تکرار محاسبات تعادل نیروها و سازگاری تغییرشکل‌ها را اقناع نمایید. در آزمون اول مقدار $c = 0.2d$ فرض شود. به جای فرضی برای ارتفاع تار خنثی، آن را می‌توان با فرض تسلیم آرماتور کششی و نوشتن معادله تعادل نیرو تعیین کرد:

$$0.85\beta_1 c f'_c b = A_s f_y + A_f f_{fe} \qquad (۲-۴-۱۶- \text{تکراری})$$

$$f_{fe} = E_f \varepsilon_{fe} = E_f \times \left[0.003 \left(\frac{d_f - c}{c} \right) - \varepsilon_{bi} \right] \qquad (۲-۴-۱۸)$$

با تشکیل معادله فوق، c از معادله درجه دوم به دست می‌آید.



شکل ۲-۴-۱۱

۳- ϕM_n را محاسبه کرده و با M_{ureq} (M_u لازم) مقایسه کنید. باید داشته باشیم:

$$\phi M_n \geq M_{ureq} \qquad (۲-۴-۱۹)$$

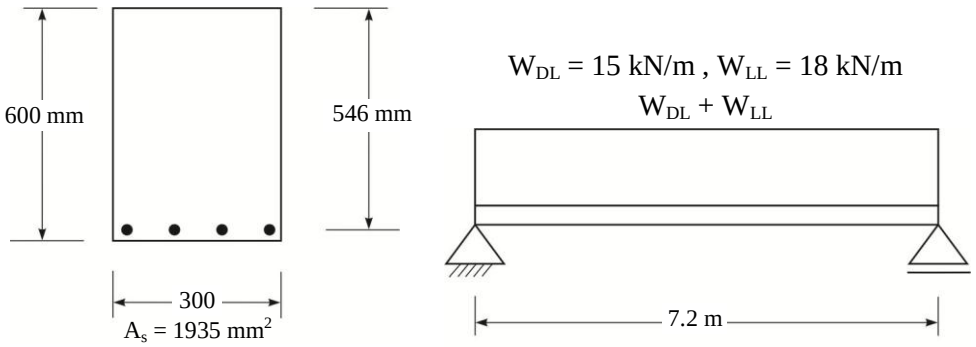
۴- اگر شرط فوق برقرار نشد، A_f را افزایش دهید تا برقرار شود.

پیش نویس - غیر قابل استناد

مثال ۲-۴-۳

تیر نشان داده شده در شکل مفروض است. مطلوبست طرح تقویت خمشی آن برای افزایش ۵۰ درصدی در مقدار بار زنده با استفاده از نوارهای FRP. فرض کنید که مقاومت برشی، افتادگی و عرض ترک آن رضایت‌بخش است. این تیر باید بتواند لنگر افزایش یافته‌ی ضریبدار $M_u = 400$ kN.m را تحمل نماید. سایر مفروضات به قرار زیر است:

$f'_c = 35\,\text{MPa}$ آرماتور $f_y = 420\,\text{MPa}$



شکل مثال ۲-۴-۳

مشخصات FRP

مقاومت نهایی کششی $f_{fu}^{*}=620\,MPa$

کرنش گسیختگی $\varepsilon_{fu}^{*}=0.015\,mm/mm$

مدول الاستیسیته $E_f=0.37\times10^5\,MPa$

ضخامت لایه FRP = $1mm$

حل:

لنگر ناشی از بارهای موجود:

$$W_u=1.2\times15+1.6\times18=46.8\ kN/m$$

$$M_u=46.8\times\frac{7.2^2}{8}=303.3kN.m$$

محاسبه ظرفیت خمشی مقطع بدون تقویت:

$$f_c'=35\Rightarrow\beta_1=1.05-0.05(f_c'/7)=1.05-0.05(35/7)=0.8$$

$$1935\times420=300\times0.8\times35\times a$$

$$a=96.75mm$$

$$M_n=A_sF_y(d-0.5a)=1935\times420(546-0.5\times96.75)10^{-6}$$

$$M_n=404.4kN.m\Rightarrow M_u=0.9\times M_n=364>303.3$$

بار ضریبدار افزایش یافته

$$W_{u,N}=1.2\times15+1.6(1.5\times18)=61.2\ kN/m$$

(لنگر افزایش یافته) $M_{u,N}=61.2\times7.2^2/8=397kN.m>358$

نیاز به تقویت داریم.

ظرفیت اولیه‌ی مقطع قبل از تقویت باید رابطه‌ی زیر را برآورده نماید.

$$(\phi R_n)_{\text{موجود}}\geq(1.1M_{DL}+0.75M_{LL})_{\text{جدید}}$$

$$358\geq(1.1\times15+0.75(1.5\times18))\times7.2^2/8$$

$$358\geq238\ kN.m$$

پس تقویت امکان‌پذیر است.

پیش نویس- غیر قابل استناد

گام ۱: محاسبه‌ی مشخصات مصالح FRP

با فرض ضریب دوام $C_E = 0.95$ داریم:

$$f_{fu} = C_E f_{fu}^* = 0.95 \times 620 = 590 \ N/mm^2$$
$$\varepsilon_{fu} = C_E f_{fu}^* = 0.95 \times 0.015 = 0.0142$$

گام ۲: محاسبات اولیه:

$$\beta_1 = 1.05 - 0.05 \times \frac{f_c'}{7} = 1.05 - 0.05 \times \frac{35}{7} = 0.8$$
$$E_c = 4700\sqrt{f_c'} = 4700\sqrt{35} = 0.28 \times 10^5 \ N/mm^2$$
$$A_s = 1935 mm^2$$
$$A_f = 2 \times 300 \times 1 = 600 mm^2 \quad (\text{مساحت FRP})$$

گام ۳: محاسبه کرنش اولیه موجود

با محاسبه‌ی ممان اینرسی ترک خورده.

$$M_D = 15 \times 7.2^2 / 8 = 97.2$$
$$I_{cr} = 2470 \times 10^6 \ mm^4 = 0.46 I_g$$

در حدود نصف ممان اینرسی کلی ترک نخورده می‌باشد.

$$k = \frac{1}{3} = 0.333$$
$$\varepsilon_{bi} = \frac{M_D (d_f - kd)}{I_{cr} E_c} = \frac{97.2 \times 10^6 (600 - 0.333 \times 546)}{2470 \times 10^6 \times 0.28 \times 10^5} = 0.0006$$

پیش نویس - غیر قابل استناد

گام ۴: محاسبه کرنش حداکثر FRP نظیر جداشدگی

$$\varepsilon_{fd} = 0.41\sqrt{\frac{f_c'}{n E_f \times t_f}} = 0.41\sqrt{\frac{35}{2 \times 0.37 \times 10^5 \times 1}} = 0.009 \le 0.9 \times 0.0142 = 0.0128$$

گام ۵: فرض اولیه برای ارتفاع تار خنثی

به فرض $c = 0.2d = 0.2 \times 546 = 109 mm$

گام ۶: تعیین کرنش موثر در تراز FRP

$$\varepsilon_{fe} = 0.003\left(\frac{d_f - c}{c}\right) - \varepsilon_{bi} \le \varepsilon_{fd}$$
$$\varepsilon_{fe} = 0.003\left(\frac{600 - 109}{109}\right) - 0.0006 = 0.013 > 0.009$$
$$\Rightarrow \varepsilon_{fe} = \varepsilon_{fd} = 0.009$$

چون FRP شکست مقطع را کنترل می‌کند، ε_c ممکن است کمتر از ۰/۰۰۳ باشد. اکنون ε_c را با توجه به کرنش FRP محاسبه می‌شود:

$$\varepsilon_c = (\varepsilon_{fe} + \varepsilon_{bi})\left(\frac{c}{d_f - c}\right) = (0.009 + 0.0006)\left(\frac{109}{600-109}\right) = 0.0021$$

گام ۷- محاسبه کرنش فولاد

$$\varepsilon_c = (\varepsilon_{fe} + \varepsilon_{bi})\left(\frac{d-c}{d_f - c}\right) = (0.009 + 0.0006)\left(\frac{546-109}{609-109}\right) = 0.0084$$

گام ۸- تعیین تنش فولاد و FRP

$$f_s = 2\times10^5 \times 0.0084 = 1680 > 420 \Rightarrow f_s = 420\,N/mm^2$$
$$f_{fe} = 0.37\times10^5 \times 0.009 = 333\ N/mm^2$$

گام ۹- تعیین نیروهای داخلی

چون بتن به کرنش نهایی نمی‌رسد، داریم:

$$\varepsilon'_c = \frac{1.7f'_c}{E_c} = \frac{1.7\times35}{0.28\times10^5} = 0.0021$$
$$\beta_1 = \frac{4\varepsilon'_c - \varepsilon_c}{6\varepsilon'_c - 2\varepsilon_c} = \frac{4\times0.0021 - 0.0021}{6\times0.0021 - 2\times0.0021} = 0.75$$
$$\alpha_1 = \frac{3\varepsilon'_c\varepsilon_c - \varepsilon_c^2}{3\beta_1\varepsilon'^2_c} = \frac{3\times0.0021\times0.0021 - 0.0021^2}{3\times0.75\times0.0021^2} = 0.886$$
$$c = \frac{A_s f_s + A_f f_{fe}}{\alpha_1 f'_c \beta b} = \frac{1935\times420 + 600\times333}{0.85\times35\times0.8\times300} = 142\,mm$$

گام ۱۰- تنظیم نهایی c و نوشتن معادله تعادل

گام ۶ تا ۹ یکبار دیگر تکرار می‌شود تا به دست آید:

$$c = 131mm \qquad \varepsilon_s = 0.0083 \qquad f_y = 420\,N/mm^2$$
$$\beta_1 = 0.786\ ,\ \alpha_1 = 0.928\ ,\ f_{fd} = 337\,N/mm^2$$
$$c = \frac{1935\times420 + 600\times337}{0.928\times35\times0.786\times300} = 131mm$$

(در عمل به این تعداد سعی و خطا نیاز نیست و با استفاده از β_1 آیین‌نامه و $\alpha_1 = 0.85$ مسئله خیلی زود همگرا می‌شود.)

گام ۱۱- محاسبه‌ی مولفه‌های مقاومت خمشی

مولفه خمشی فولادی = $M_{ns} = A_s f_s\left(d - \frac{\beta_1 c}{2}\right) = 1935\times420\left(546 - \frac{0.785\times131}{2}\right) = 396\ kN.m$

پیش نویس- غیر قابل استناد

مولفه FRP = $M_{nf} = A_f f_{fe}\left(d_f - \frac{\beta_1 c}{2}\right) = 600\times 337\left(600 - \frac{0.786\times 131}{2}\right) = 114$

گام ۱۲

$$\phi M_n = \phi\left[M_{ns} + \psi_f M_{nf}\right] = 0.9\left[396 + 0.85\times 114\right] = 443 > 397$$

گام ۱۳- محاسبه‌ی تنش‌های بهره‌برداری در میلگردها و FRP

ارتفاع تار خنثی در مقطع ترک خورده در حالت بهره‌برداری برای مقطع بدون میلگرد فشاری

$$k = \sqrt{\left(\rho_s\frac{E_s}{E_c} + \rho_f\frac{E_f}{E_c}\right)^2 + 2\left(\rho_s\frac{E_s}{E_c} + \rho_f\frac{E_f}{E_c}\left(\frac{d_f}{d}\right)\right)} - \left(\rho_s\frac{E_s}{E_c} + \rho_s\frac{E_f}{E_c}\right) \qquad \left(k \approx \frac{1}{3}\right) \qquad (۲۰-۴-۲)$$

تنش در میلگردهای کششی

$$f_{s,s} = \frac{\left[M_s + \varepsilon_{bi}A_f E_f\left(d_f - \frac{kd}{3}\right)\right](d-kd)E_s}{A_s E_s\left(d - \frac{kd}{3}\right)(d-kd) + A_f E_f\left(d_f - \frac{kd}{3}\right)(d_f - kd)} \qquad (۲۱-۴-۲)$$

$$f_{s,s} \le 0.80 f_y$$

$$k = \sqrt{\left(0.0116\left(\frac{200}{28}\right) + 0.00372\left(\frac{37}{28}\right)\right)^2 + 2\left(0.0116\left(\frac{200}{28}\right) + 0.00372\left(\frac{37}{27.6}\right)\left(\frac{600}{546}\right)\right)} - \left(0.0116\left(\frac{200}{28}\right) + 0.00372\left(\frac{37}{28}\right)\right)$$

$$k = 0.343$$

$$kd = 0.343\times 546 = 187\,mm$$

$$f_{s,s} = \frac{\left[273{,}912\,kN.mm + (0.00061)\left(619mm^2\right)\left(37\,kN/mm^2\right)\left(609.6mm - \frac{187mm}{3}\right)\right](546mm - 187mm)\left(200\,kN/mm^2\right)}{\left(1935mm^2\right)\left(200\,kN/mm^2\right)\left(546mm - \frac{187mm}{3}\right)(546mm - 187mm) + \left(619mm^2\right)\left(37\,kN/mm^2\right)\left(607mm - \frac{187mm}{3}\right)(607mm - 187mm)}$$

$$f_{s,s} = 279\,N/mm^2 \le 0.8\times 420 = 336\,N/mm^2$$

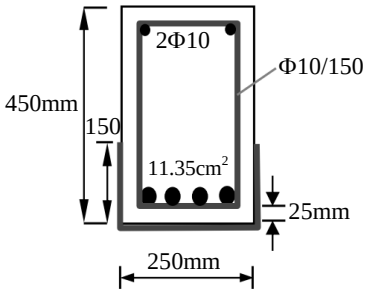
گام ۱۴- کنترل تنش در FRP جهت جلوگیری از خزش

$$f_{s,s} = f_{s,s}\left(\frac{E_f}{E_s}\right)\left(\frac{d_f - kd}{d - kd}\right) - \varepsilon_{bi}E_f \le 0.55 f_{fu} \qquad (۲۲-۴-۲)$$

$$= 279\left(\frac{37}{200}\right)\left(\frac{600-187}{546-187}\right) - 0.0006\times 38 = 38\,N/mm^2 \le 0.55\times 600 = 330\,N/mm^2$$

پیش نویس - غیرقابل استناد

مثال ۲-۴-۴- مطلوبست تعیین ظرفیت خمشی مقطع نشان داده شده در شکل با صرفنظر از فولاد فشاری.



شکل مثال ۲-۴-۴

اطلاعات FRP: دو لایه FRP با مشخصات زیر:

$f_{fu} = 30800\ kg/cm^2$ (برپایه مساحت خالص الیاف)

$\varepsilon_{fu} = 0.014$

$E_f = 2.3\times10^6\ kg/cm^2$

$t_{sheet} = 0.165mm \qquad \psi_f = 0.85 \qquad C_E = 0.95$

مشخصات مقطع:

B 250 mm

H 450 mm

f'_c $350\,kg/cm^2$, $E_c = 0.28\times10^5\ kg/cm^2$

f_y $5850\,kg/cm^2$

A_s $11.35\,cm^2$

پیش نویس- غیر قابل استناد

حل:

$d = d_t = 45-4 \approx 41cm$

$A_s = 11.35cm^2$

$$d_f = \frac{2\times(25\times t\times 45+2\times 15\times t\times 37.5)}{2\times(25t+2\times 15t))} = 40.9cm$$

$$A_f = (25\times 0.0165+2\times 15\times 0.0165)\times 2 = 1.81cm^2$$

با فرض خردشدگی شکل‌پذیر:

$$c = \frac{A_s f_y + A_f f_{fe}}{0.85 f'_c \beta_1 b}$$

$$\beta_1 = 1.05-0.05\times\frac{350}{70} = 0.8$$

$\varepsilon_{bi} = 0$

$$\varepsilon_{fe} = 0.003\frac{d_f - c}{c} - \varepsilon_{bi}$$
$$= 0.003\frac{40.9 - c}{c}$$

$$f_{fe} = E_i\varepsilon_{fe} = 2.3\times10^6 \times 0.003\frac{40.9-c}{c} = 6900\frac{40.9-c}{c}$$

تعادل نیروها

$$0.85\times350\times0.8\times25c = 11.35\times5850 + 1.81\times6900\frac{40.9-c}{c}$$

$$5950c = 66397.5 + 12489\times\frac{40.9-c}{c} \Rightarrow c = 11.16 + 2.1\times\frac{40.9-c}{c}$$

$$c^2 = 11.16c + 85.89 - 2.1c = 9.06c + 85.89$$

$$c^2 - 9.06c - 85.89 = 0$$

$$c = 14.85\,cm$$

$$\varepsilon_{fe} = 0.003\frac{40.9-14.85}{14.85} = 0.00526 \le \varepsilon_{fd}$$

$$\varepsilon_{fd} = 0.41\sqrt{\frac{f'_c}{nE_f t_f}} = 0.41\sqrt{\frac{350}{2\times2.3\times10^6\times0.165}} = 0.0088 \le 0.9C_E\varepsilon_{fu} = 0.01198 \quad (C_E = 0.95 \text{ بافرض})$$

$$\varepsilon_s = 0.003\frac{d-c}{c} = 0.003\frac{41-14.85}{14.85} = 0.00528 > 0.005 \rightarrow \phi = 0.9$$

نوع شکست، خردشدگی شکل‌پذیر است.

$$f_{fe} = 2.3\times10^6\times0.00526 = 12100\,kg/cm^2$$

$$M_n = A_s f_y\left(d - \frac{\beta_1 c}{2}\right) + \psi_f A_f f_{fe}\left(d_f - \frac{\beta_1 c}{2}\right)$$

$$M_n = 11.35\times5820\times\left(41 - \frac{0.8\times14.85}{2}\right)\times10^{-5}$$
$$+ 0.85\times1.81\times12100\times\left(40.9 - \frac{0.8\times14.85}{2}\right)\times10^{-5}$$

$$M_n = 23.28 + 6.51 = 29.79\,ton.m$$

حداکثر سطح مقطع FRP برای حصول شکست شکل‌پذیر

برای حصول شکل‌پذیر، حداکثر FRP به مقدار FRP متعادل (بالانس) محدود می‌شود که مقدار آن بصورت زیر به دست می‌آید.

$$\rho_f^{b\max} = \frac{A_f^{b\max}}{bd} = 0.85\frac{f'_c}{0.9f_{fu}}\frac{a_b^{\max}}{d} - \rho_s\frac{f_y}{0.9f_{fu}} \qquad (۲۳-۴-۲)$$

پیش نویس - غیر قابل استناد

$$a_b^{max} = \beta_1 c_b^{max} = \beta_1 \frac{\varepsilon_{cu} d_f}{\varepsilon_{cu} + \bar{\varepsilon}_{fu}^{max}} \qquad (۲۴-۴-۲)$$

$$\bar{\varepsilon}_{fu}^{max} = 0.9\varepsilon_{fu} + \varepsilon_{bi} \qquad (۲۵-۴-۲)$$

$$\rho_s = \frac{A_s}{bd} \qquad (۲۶-۴-۲)$$

$$\tilde{\rho}_f^{b,max} = \rho_f^{b,max} + \rho_s \frac{f_s^{b,max}}{0.9 f_{fu}} \qquad (۲۷-۴-۲)$$

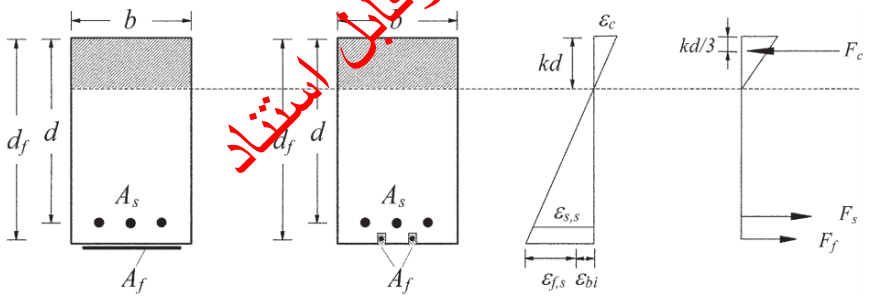
$$f_s^{b,max} = f_y \qquad \left(\frac{d}{d_f} \le \frac{600 - f_y}{600 + 2\times10^5 \bar{\varepsilon}_{fu}^{max}} \text{ برای}\right)$$

$$= 600 - \frac{d}{d_f}\left(600 + 2\times10^5 \bar{\varepsilon}_{fu}^{max}\right) \qquad \left(\frac{d}{d_f} > \frac{600 - f_y}{600 + 2\times10^5 \bar{\varepsilon}_{fu}^{max}} \text{ برای}\right) \qquad (۲۸-۴-۲)$$

پیش نویس غیر قابل استناد

حالت حدی بهره‌برداری

شکل ۲-۴-۱۲ نشان دهنده‌ی وضعیت تنش در مقطع تحت بارهای بهره‌برداری است.



شکل ۲-۴-۱۲- توزیع کرنش و تنش الاستیک

تحت بارهای بهره‌برداری تنش در فولاد کششی و بتن فشاری به مقادیر زیر محدود می‌شود:

$$f_{s,s} \le 0.80 f_y$$

$$f_{c,s} \le 0.60 f_c'$$

تنش در فولاد در مقطع ترک خورده‌ی تبدیل یافته از رابطه‌ی زیر با توجه به شکل به دست می‌آید:

$$f_{s,s} = \frac{\left[M_s + \varepsilon_{bi} A_f E_f \left(d_f - \frac{kd}{3}\right)\right](d - kd) E_s}{\left[\begin{array}{l} A_s E_s \left(d - \frac{kd}{3}\right)(d - kd) \\ + A_f E_f \left(d_f - \frac{kd}{3}\right)(d_f - kd) \end{array}\right]} \qquad (۲-۴-۲۹\text{- الف})$$

kd ارتفاع تار خنثی در مقطع ترک خورده‌ی تبدیل یافته است. سطح مقطع تبدیل یافته FRP نیز از حاصلضرب مساحت آن در ضریب تبدیل $N_f = E_f/E_c$ به دست می‌آید.

پس از تعیین $f_{s,s}$، تنش FRP تحت بارهای بهره‌برداری از رابطه‌ی زیر تعیین می‌گردد.

$$f_{f,s} = f_{s,s}\left(\frac{E_f}{E_s}\right)\frac{d_f - kd}{d - kd} - \varepsilon_{bi}E_f \qquad (۲-۴-۲۹- ب)$$

تقویت برشی

تجربه‌های آزمایشگاهی نشان می‌دهد که با تسلیح برشی خارجی اعضای بتن مسلح به کمک FRP می‌توان مقاومت برشی را افزایش داد. در این صورت می‌توان مود خرابی عضو را از مود برشی به مود خمشی که شکل‌پذیری بیشتری دارد، تبدیل نمود.

خاموت‌های FRP همانند خاموت‌های فولادی می‌توانند بصورت بسته یا U باشند. خاموت‌های FRP می‌توانند بصورت پیوسته و یا فاصله‌دار باشند. فاصله‌ی خالص نوارهای FRP نباید بیش از $\frac{d}{4}$ باشد.

انواع دورپیچ

در شکل ۱۶-۱۷ انواع دورپیچ FRP برای تیرها با مقطع مربع مستطیل ارائه شده است که به شرح زیر می‌باشند.

۱. **دورپیچ کامل**

مطابق شکل ۲-۴-۱۳- الف در این حالت دورپیچ بطور کامل حول محیط مقطع پیچیده می‌شود که دارای بالاترین کارایی می‌باشد. این دورپیچی اغلب در ستون‌ها که هر چهار طرف آن آزاد است، انجام می‌شود.

۲. **دورپیچ U**

مطابق اشکال ۲-۴-۱۳- ب و پ این دورپیچ به شکل U در سه وجه مقطع تیر برای افزایش مقاومت برشی انجام می‌شود. وجود دال در بالای تیر مانع از دورگیری کامل FRP است. کارایی این نوع دورگیری کمتر از دورگیر کامل است.

۳. **چسباندن به گونه‌ها**

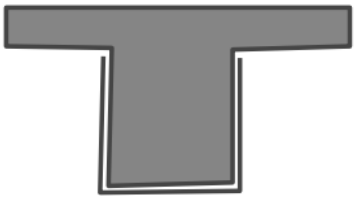
مطابق شکل ۲-۴-۱۳- ت این نوع تقویت در دو گونه‌ی تیر واقع در دو طرف جان برای افزایش مقاومت برشی به کار گرفته می‌شود و استفاده از آن به علت وجود برجستگی در سطح جانبی تیر است. کارایی این حالت نسبت به حالت‌های ۱ و ۲ کمتر می‌باشد.

در هر سه حالت می‌توان از نوار پیوسته‌ی FRP و یا نوار با عرض محدود و بصورت منقطع استفاده نمود. فاصله‌ی خالص نوارهای FRP نباید بیش از $\frac{d}{4}$ باشد.

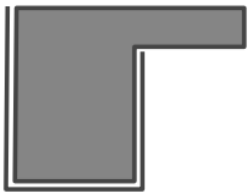
پیش نویس - غیر قابل استناد



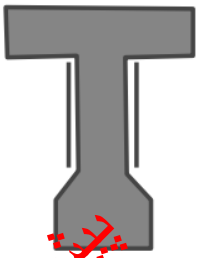
(الف) دورپیچ کامل



(ب) دورپیچ U



(پ) دورپیچ U برای تیر پیشانی



(ت) FRP برشی در گونه‌ی تیرهای پل

شکل ۲-۴-۱۳- انواع دورپیچ برای تقویت برشی به کمک FRP

پیش نویس - غیر قابل استناد

مقاومت برشی نهایی و اسمی

در عضو بتن مسلح تقویت شده با FRP، مقاومت برشی نهایی باید بزرگتر از تلاش ناشی از بارهای ضریبدار باشد:

$$\phi V_n \geq V_u \qquad \text{(۲-۴-۳۰- الف)}$$

که در آن:

V_u = تلاش برشی در مقطع موردنظر به علت بارهای ضریبدار

V_n = مقاومت برشی اسمی

ϕ = ضریب کاهش مطابق فصل برش

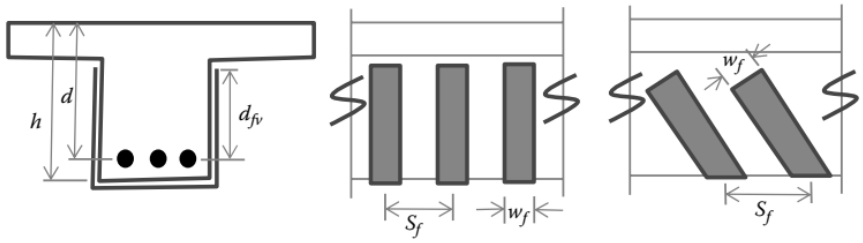
مقاومت برشی اسمی مجموع مقاومت برشی بتن، فولاد و FRP می‌باشد.

$$\phi V_n = \phi\left(V_c + V_s + \psi_f V_f\right) \qquad \text{(۲-۴-۳۰- ب)}$$

در رابطه‌ی فوق، V_c و V_s از روابط مربوطه در بتن مسلح بدست می‌آیند:

ψ_f = ضریب کاهش مساوی ۰/۹ برای دورپیچ کامل و ۰/۸۵ برای دورپیچ U و چسباندن به گونه‌ها

V_f = مقاومت برشی حاصل از FRP که از رابطه‌ی زیر به دست می‌آید:



شکل ۲-۴-۱۴- متغیرهای طراحی FRP برای مقاوم‌سازی برشی

$$V_f = \frac{A_{fv} f_{fe} (\sin\alpha + \cos\alpha) d_{fv}}{s_f} \qquad (۲-۴-۳۱\text{-الف})$$

که در آن:

$$\alpha = 90 \Rightarrow V_f = \frac{A_{fv} f_{fe} d_{fv}}{s_f} \qquad (۲-۴-۳۱\text{-ب})$$

$$A_{fv} = 2nt_f w_f \qquad (۲-۴-۳۲)$$

$$f_{fe} = E_f \varepsilon_{fe} \qquad (۲-۴-۳۳)$$

پارامترهای d_{fv} و S_f در شکل ۲-۴-۱۴ نشان داده شده‌اند. ε_{fe} کرنش موثر کششی FRP برشی در مقاومت برشی اسمی می‌باشد که بستگی به نوع گسیختگی عضو بتنی و گسیختگی خاموت‌های FRP دارد که به طریق زیر به دست می‌آید.

پیش نویس- غیر قابل استناد

تعیین ε_{fe}

مقدار کرنش موثر کششی ε_{fe} بصورت زیر بدست می‌آید:

۱- برای دورپیچ کامل (شکل ۲-۴-۱۳- الف). در این حالت FRP دورپیچ تا از بین رفتن قفل و بست بین دانه‌ای عمل می‌کند.

$$\varepsilon_{fe} = 0.004 \le 0.75\varepsilon_{fu} \qquad (۲-۴-۳۴)$$

۲- برای دورپیچ U یا چسبیده به گونه‌ها (شکل‌های ۲-۴-۱۳- ب، پ و ت). در این حالت اتصال FRPها به بتن قبل از ازبین رفتن قفل و بست دانه‌ای جدا می‌شود. بنابراین تعیین کرنش، تنش‌های چسبندگی بین بتن و FRP ملاک خواهد بود.

$$\varepsilon_{fe} = k_v \varepsilon_{fu} \le 0.004 \qquad (۲-۴-۳۵)$$

k_v ضریب کاهش چسبندگی است که تابعی از مقاومت بتن است. مقدار آن را می‌توان از روابط زیر محاسبه نمود:

$$k_v = \frac{k_1 k_2 L_e}{1190\varepsilon_{fu}} \le 0.75 \quad (\text{kgf} - \text{cm}) \qquad (۲-۴-۳۶)$$

$$k_v = \frac{k_1 k_2 L_e}{11{,}900\varepsilon_{fu}} \le 0.75 \quad (\text{SI}) \qquad (۲-۴-۳۷)$$

که در آن:

$$k_1=\left(\frac{f'_c}{280}\right)^{2/3} \quad \left(kg/cm^2\right) \qquad (۳۸-۴-۲)$$

$$k_1=\left(\frac{f'_c}{28}\right)^{2/3} \quad (SI) \qquad (۳۹-۴-۲)$$

$$k_2=\begin{cases}\dfrac{d_{fv}-L_e}{d_{fv}} & \text{دورپیچ U}\\ \dfrac{d_{fv}-2L_e}{d_{fv}} & \text{دورپیچ دوگونه}\end{cases} \qquad (۴۰-۴-۲)$$

L_e = طول چسبندگی فعال

$$L_e=\frac{2330}{\left(nt_f E_f\right)^{0.58}} \quad (kgf-cm) \qquad (۴۱-۴-۲)$$

$$L_e=\frac{23,300}{\left(nt_f E_f\right)^{0.58}} \quad (SI) \qquad (۴۲-۴-۲)$$

محدودیت‌های آرماتور برشی

مقاومت برشی تامین شده توسط آرماتور به مقدار زیر محدود می‌شود:

$$V_s+V_f \le 2.12\sqrt{f_c}\,b_w d \quad (kgf\text{-}cm) \qquad (۴۳-۴-۲)$$

$$V_s+V_f \le 0.66\sqrt{f_c}\,b_w d \quad (SI) \qquad (۴۴-۴-۲)$$

پیش نویس- غیر قابل استناد

مثال ۲-۴-۵- طراحی

برای تیر نشان داده شده در شکل مطلوبست تهیه طرح تقویت توسط FRP

$f'_c=280\,kg/cm^2 \quad f_{yt}=3500\,kg/cm^2$

$t_f=0.165\,mm \quad E_f=2.3\times10^6\,kg/cm^2 \quad f^*_{fu}=38500\,kg/cm^2 \quad n=1$ (تک‌لایه)

حل:

خاموت‌های موجود در تیر به قرار زیر هستند:

۶ خاموت نمره ۱۲ در فاصله ۱۰۰ میلیمتر تا فاصله ۵۵۰ میلیمتر از تکیه‌گاه (۵۰ میلیمتر به علاوه پنج فاصله ۱۰۰ میلیمتر)

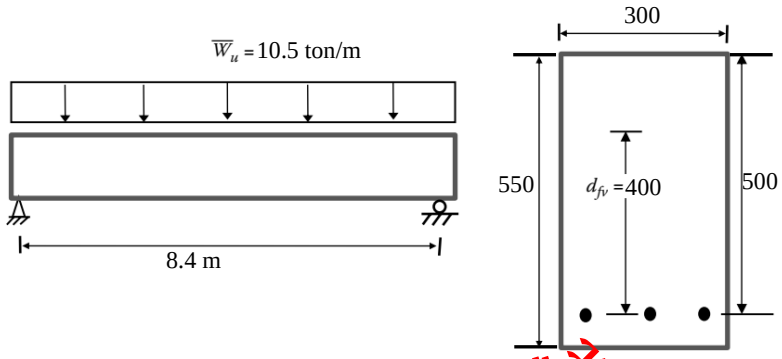
۱۶ خاموت نمره ۱۲ در فاصله ۱۵۰ میلیمتر تا فاصله ۲۹۵۰ میلیمتر از تکیه‌گاه

در باقی طول خاموت نمره ۱۲ در فاصله ۲۲۵ میلیمتر

$$V_u=W_u\frac{L}{2}=10.5\times8.4/2=44.1\,ton$$

$$V_{ud} = 44.1 - 10.5 \times 0.5 = 38.85\,\text{ton}$$

$$\phi V_c = 0.75 \times 0.53\sqrt{280} \times 30 \times 50 \times 10^{-3} = 10\,\text{ton}$$



شکل مثال ۲-۴-۵

پیش نویس - غیر قابل استناد

برای خاموت نمره ۱۲ در فاصله‌ی ۱۰۰ میلیمتر.

$$\phi V_{s1} = \frac{\phi A_v f_y d}{s} = \frac{0.75 \times 2 \times 1.13 \times 3500 \times 50}{10} \times 10^{-3} = 29.7\,\text{ton}$$

$\phi V_c + \phi V_{s1} = 10 + 29.7 = 39.7\,\text{ton} > 38.85$ نیاز به خاموت FRP خارجی نیست

برای خاموت نمره ۱۲ در فاصله‌ی ۱۵۰ میلیمتر:

$$\phi V_{s2} = \frac{0.75 \times 2 \times 1.13 \times 3500 \times 50}{15} \times 10^{-3} = 19.8\,\text{ton}$$

$$\phi V_c + \phi V_{s2} = 10 + 19.8 = 29.8\,\text{ton}$$

تعیین محلی که $\left(V_u = \phi\left(V_c + V_{s2}\right)\right)$ می‌شود:

$$\phi\left(V_c + V_s\right) = V_u - w_u X_{cs2} \qquad X_{cs2} = \frac{44.1 - 29.8}{10.5} = 1.36\,\text{m}$$

نیروی برشی در فاصله‌ی ۵۵۰ میلیمتر = $44.1 - 10.5 \times 0.55 = 38.32\,\text{ton}$

$$\bar{\phi}\psi_f V_f = 38.32 - 29.8 = 8.52\,\text{ton}$$

$$V_f = \frac{8.52}{0.75 \times 0.85} = 13.36\,\text{ton}$$

$$V_f = \frac{A_{fv} f_{fe} d_{fv}}{S_f}\ ,\ A_{fv} = 2nt_f w_f\ ,\ f_{fe} = E_f \varepsilon_{fe}$$

$$13.36 \times 10^3 = \frac{2 \times 0.0165 \times W_f \times E_f \times k_v \varepsilon_{fu} \times 40}{S_f} \qquad \text{(الف)}$$

$$\varepsilon_{fu} = C_E \varepsilon^*_{fu} = 0.95 \times \frac{38500}{2.3 \times 10^6} = 0.0159$$

$$k_1=\left(\frac{f'_c}{280}\right)^{2/3}=\left(\frac{280}{280}\right)^{2/3}=1$$

$$L_e=\frac{2330}{(nt_fE_f)^{0.58}}=\frac{2330}{\left(1\times0.0165\times2.3\times10^6\right)}=5.14\,cm$$

$$k_2=\frac{d_{fv}-L_e}{d_{fv}}=\frac{40-5.14}{40}=0.872$$

$$k_v=\frac{k_1k_2L_e}{1190\varepsilon_{fu}}=\frac{1\times0.872\times5.14}{1190\times0.0158}=0.238<0.75$$

با قراردادن در رابطه‌ی (الف) داریم:

$$S_f\left(13.36\times10^3\right)=2\times0.0165\times W_f\times2.3\times10^6\times0.238\times0.0159\times40$$

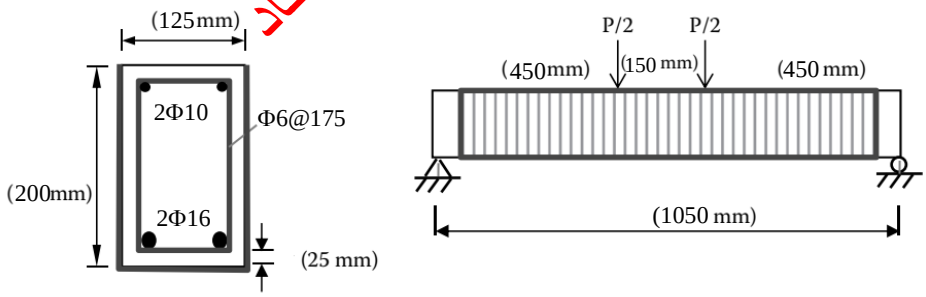
$$S_f=0.86\,W_f$$

فاصله از عرض FRP کمتر است، پس از خاموت FRP پیوسته با ضخامت 0.165m از تکیه‌گاه تا ۱/۳۶ متری (بگوییم ۱/۵ متری) اجرا می‌شود.

پیش نویس - غیر قابل استناد

مثال ۲-۴-۶- تحلیل

مطلوبست تعیین ظرفیت برشی تیر نشان داده شده در شکل که با استفاده از دو لایه FRP به شکل U بصورت پیوسته تقویت برشی شده است.



شکل مثال ۲-۴-۶

$$f_{fu}=389.8\,N/mm^2\quad E_f=0.34\times10^5\,N/mm^2\quad t_f=0.545mm\,,\ w_f=300\,,\ s_f=300,n=2$$

$$f'_c=36.6\,MPa\ ,\ f_y=42\,MPa$$

حل:

تعیین ظرفیت برشی تیر:

$$d=200-25-6-16/2=161mm=d_{fv}$$

$$V_c = 0.17\sqrt{f_c}\,b_w d = 0.17\sqrt{36.6}\times 125\times 161\times 10^{-3} = 20.7\,\text{kN}$$

برای خاموت نمره ۶ در هر ۲۰۰ میلیمتر داریم:

$$V_s = \frac{A_v}{s}\times f_y \times d = \frac{2\times 28.26}{175}\times 420\times 161\times 10^{-3} = 21.8\,\text{kN}$$

$$V_n = V_c + V_s = 20.7 + 21.8 = 42.5\,\text{kN} < V_{exp} = 53.57\,\text{kN}$$

$$\psi_f V_f = 0.85\times \frac{A_{fv} f_{fe} d_{fv}}{S_f}$$

$$\varepsilon_{fu} = C_E \varepsilon_{fu}^{*} = 0.95\times \frac{389.8}{0.34\times 10^5} = 0.011$$

$$k_1 = \left(\frac{f_c'}{28}\right)^{2/3} = \left(\frac{36.6}{28}\right)^{2/3} = 1.2$$

$$L_e = \frac{23300}{(nt_f E_f)^{0.58}} = \frac{23300}{\left(1\times 1.09\times 0.34\times 10^5\right)^{0.58}} = 52.2\,\text{mm}$$

$$k_2 = \frac{d_{fv} - L_e}{d_{fv}} = \frac{161 - 52.2}{161} = 0.68$$

$$k_v = \frac{k_1 k_2 L_e}{11900\varepsilon_{fu}} = \frac{1.2\times 0.68\times 52.2}{11900\times 0.011} = 0.325 < 0.95$$

$$\varepsilon_{fe} = k_v \varepsilon_{fu} = 0.325\times 0.011 = 0.00358 < 0.004$$

$$\psi_f V_f = \psi_f \frac{A_{fv} f_{fe} d_v}{s_f} = \psi_f \frac{(2nt_f w_f)(E_f \varepsilon_{fe}) d_v}{s_f}$$

$$= 0.85\times \frac{(2\times 2\times 0.545\times 300)\times\left(0.34\times 10^5\times 0.00358\right)\times 161}{300}\times 10^{-3} = 36.3\,\text{kN}$$

$$V_n = V_c + V_s + \psi_f V_f = 20.7 + 21.8 + 36.3 = 78.8\,\text{kN} > V_{exp} = 69.37\,\text{kN}$$

پیش نویس - غیر قابل استناد

جزئیات تکمیلی

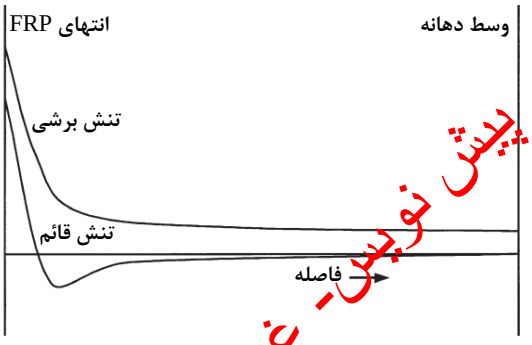
این قسمت اختصاص به ارائه جزئیات تکمیلی برای جلوگیری از کنده شدن FRP و مهار انتهای آن دارد. میزان جزئیات بستگی به میزان تنش در نوارهای FRP دارد. رهنمودهای زیر در جزئیات‌بندی باید مورد توجه قرار گیرد:

- از پیچاندن نوار دورپیچ در گوشه‌ی داخلی مثل محل تقاطع تیر با تیرچه‌ها خودداری کنید.
- هنگام پیچاندن نوار FRP در گوشه‌ی خارجی، حداقل شعاع گردی گوشه داخلی باید ۱۵ میلیمتر باشد.
- از طول مهاری کافی استفاده کنید.
- در هنگام وصله FRP، از طول پوششی کافی استفاده کنید.

چسبندگی، جداشدگی و پوسته‌شدگی انتهایی

توزیع واقعی تنش چسبندگی در لایه‌ی FRP با توجه به ترک‌خوردگی در زیر لایه‌ی بتنی پیچیده است. در شکل توزیع تنش عمودی و تنش برشی در امتداد لایه‌ی FRP چسبیده به بتن ترک نخورده نشان داده شده است.

رابط ضعیف در فصل مشترک بتن- FRP، خود بتن است. سلامت و مقاومت کششی بتن عامل تعیین کننده در سیستم چسبندگی FRP هستند.



نمودار تنش برشی و تنش عمودی در امتداد FRP

پیش نویس- غیر قابل استناد

جداشدگی FRP[1]

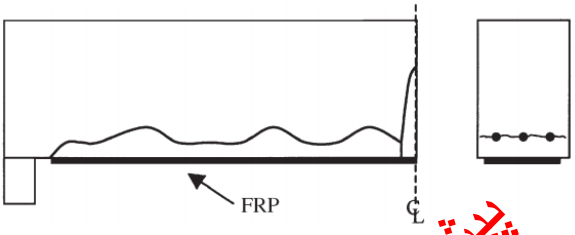
در اعضای بتن مسلح با دهانه‌ی برشی نسبتاً بلند یا وقتی‌که پتانسیل جداشدگی انتهایی[2] بطور موثری کاهش یافته است، جداشدگی FRP می‌تواند از ترک خمشی، ترک برشی- خمشی و یا هر دو در نواحی نزدیک به لنگر خمشی حداکثر رخ دهد. با باز شدن این ترک‌ها، تنش‌های موضعی برشی زیاد در FRP تولید شده و باعث شروع جداشدگی و توسعه‌ی آن در امتداد کاهش لنگر خمشی می‌شود. این جداشدگی وارد ناحیه‌ی سنگدانه‌ها نشده و محدود به لایه‌ی نازک سیمانی روی سطح عضو بتن مسلح می‌شود. این نوع گسیختگی در نواحی با نسبت برش به لنگر زیاد تشدید می‌شود.

استفاده از دورگیر U، مهارهای مکانیکی پیچی، مهارهای الیافی[3] مهاری چسبیده به سطح (NSM)، می‌توانند وقوع جداشدگی را به تاخیر انداخته و یا جلوگیری نمایند. مطالعات عددی و تجربی نشان می‌دهد که این سیستم‌ها می‌توانند کرنش موثر در نوار FRP خمشی را تا حد گسیختگی کششی افزایش دهند. متاسفانه در حال حاضر دستورالعملی برای طراحی این قبیل مهارها ارائه نشده است.

1- FRP debonding
2- End peeling
3- Fiber anchor

پوسته شدن انتهایی FRP[1]

جداشدگی انتهایی FRP (که گاهی جداشدگی لایه‌ای پوشش بتن نیز نامیده می‌شود) ناشی از تنش‌های عمودی کششی در انتهای نوارهای FRP چسبیده به سطح خارجی بتن است. مطابق شکل زیر در این نوع جداشدگی سطح قرارگیری آرماتورها به عنوان سطح ضعیف در مقابل تنش‌های عمودی واقع شده و جدایی پوشش بتنی همراه با FRP در آن رخ می‌دهد.



پوسته شدن انتهایی به علت گسیختگی کششی لایه‌ی پوشش بتن

پیش نویس - عیار قابل استناد

این نوع گسیختگی را می‌توان با کنترل تنش کششی در نقطه‌ی قطع FRP کنترل نمود. در حالت کلی پوسته شدن انتهایی FRP را می‌توان با استفاده از مهار (نظیر، دورگیری U، وسایل اتصال مکانیکی، مهارهای الیافی یا مهارهای NSM)، و یا کاهش تنش کششی در نقطه‌ی قطع FRP با قراردادن آن در ناحیه‌ی لنگر خمشی کم یا صفر و یا هر دو روش، کاهش داد. در صورتیکه برش ضریبدار انتهایی V_u بزرگتر از $0.67V_c$ باشد، باید لایه‌ی FRP مهار گردد تا از پوسته شدن پوشش بتنی جلوگیری شود. سطح مقطع دورگیر U برای مهار انتهایی FRP را می‌توان از رابطه‌ی زیر محاسبه نمود:

$$A_{fanchor} = \frac{(A_f f_{fe})_{\text{طولی}}}{(E_f k_v \varepsilon_{fu})_{\text{مهار}}} \qquad \text{(۲-۴-۴۵-الف)}$$

k_v = ضریبی که با استفاده از رابطه‌ی ۲-۴-۳۶ تا ۲-۴-۴۲ به دست می‌آید:

$A_{fanchor}$= سطح مقطع FRP دورگیر U

A_f= سطح مقطع FRP طولی قطع شده

f_{fe}= تنش کششی موثر FRP طولی

به جای انجام تحلیل‌های دقیق، دستورالعمل‌های عمومی زیر می‌تواند در محل قطع نوار FRP به منظور جلوگیری از پوسته شدن مورد توجه قرار گیرد.

1- End peeling

تیرهای دهانه ساده

اگر فقط یک لایه FRP برای تقویت به کاررفته باشد، نقطه‌ی قطع آن به اندازه‌ی ℓ_{df} بعد از نقطه‌ای است که لنگر خمشی نهایی مساوی لنگر ترک دهنده‌ی مقطع (M_{cr}) باشد.

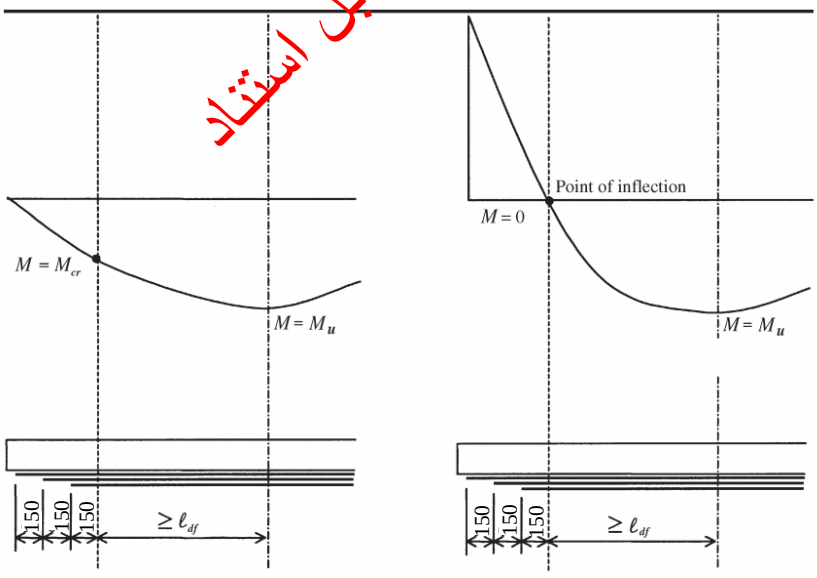
در صورت وجود چند لایه FRP، قطع FRPها باید پلکانی باشد، بطوریکه خارجی‌ترین لایه باید به اندازه‌ی ℓ_{df} بعد از نقطه‌ای که لنگر خمشی نهایی کمتر از M_{cr} گردد. سایر لایه‌ها به ترتیب باید بعد از ۱۵۰ میلیمتر بعد از لایه‌ی خارجی خود قطع گردند.

تیرهای یکسره

اگر فقط یک لایه FRP برای تقویت به کاررفته باشد، نقطه‌ی قطع آن به اندازه‌ی حداقل d/2 یا ۱۵۰ میلیمتر بعد از نقطه‌ی عطف لنگر خمشی است.

در صورت وجود چند لایه FRP، قطع FRPها باید بصورت پلکانی باشد، بطوریکه خارجی‌ترین FRP، به اندازه‌ی ۱۵۰ میلیمتر بعد از نقطه‌ی عطف قطع گردد. سایر لایه‌ها به ترتیب باید بعد از ۱۵۰ میلیمتر بعد از لایه‌ی خارجی خود قطع گردند. برای مثال اگر سه لایه FRP برای تقویت وجود داشته باشد، لایه‌ای که بطور مستقیم به بتن چسبیده است، ۴۵۰ میلیمتر بعد از نقطه‌ی عطف قطع می‌شود.

پیش نویس- غیر قابل استناد



(ب) تیر سراسری (الف) تیر دهانه ساده

روش قطع لایه‌های FRP در دهانه‌های ساده و پیوسته

دستورالعمل فوق هم برای لنگر مثبت و هم برای لنگر منفی است.

طول مهاری

درطول مهاری تنش FRP از مقدار حداکثر به صفر می‌رسد و این تنش را از طریق چسبندگی به صورت برشی به بتن منتقل می‌نماید. مقدار آن از رابطه زیر قابل تعیین است:

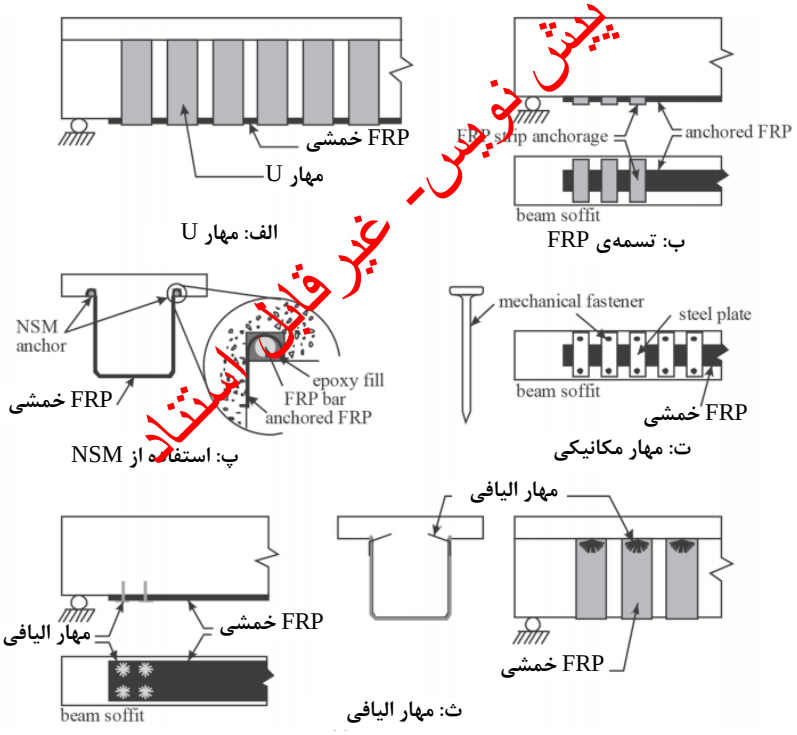
$$\ell_{df} = \sqrt{\frac{nE_f t_f}{\sqrt{f'_c}}} \qquad (۲-۴-۴۵-ب)$$

ℓ_{df} = طول مهاری برحسب میلیمتر f'_c = مقاومت مشخصه‌ی بتن (N/mm^2)

E_f = ضریب الاستیسیته (N/mm^2) t_f = ضخامت FRP (N/mm^2)

n = تعداد لایه‌ها

در شکل زیر سیستم‌های مهار مکانیکی انتهایی FRP نشان داده شده است.



سیستم‌های مهار FRP

پیش نویس - غیر قابل استناد

وصله‌ی پوششی

نوارهای FRP باید بصورت پیوسته باشند و وصله‌ی آنها وقتی مجاز است که در نقشه‌های اجرایی اجازه داده شده باشد. طول وصله‌ی پوششی بستگی به مقاومت نهایی کششی نوار FRP و تنش برشی چسبندگی چسب اتصال دهنده دارد. طول وصله‌ی پوششی بستگی به دستورالعمل سازنده دارد و این طول باید طوری انتخاب شود که مقاومت کششی نوار FRP را تامین نماید. می‌توان به کمک آزمایش کفایت این طول را اثبات نمود.

میلگردهای FRP نزدیک به سطح (NSM-FRP bar)

برای سیستم‌های نزدیک به سطح (NSM)، حداقل اندازه‌ی شیار باید ۱/۵ برابر قطر میلگرد FRP منظور شود. در صورت استفاده از چهارسوی FRP به مقطع b_b و a_b با نسبت b_b/a_b بزرگ، ابعاد شیار باید $3a_b \times 1.5b_b$ شود (شکل (الف) زیر). حداقل فاصله‌ی خالص بین دو شیار نباید از دو برابر ارتفاع شیار کمتر باشد. فاصله‌ی لبه‌ی شیار از لبه‌ی مقطع نباید از ۴ برابر عرض شیار کمتر شود.

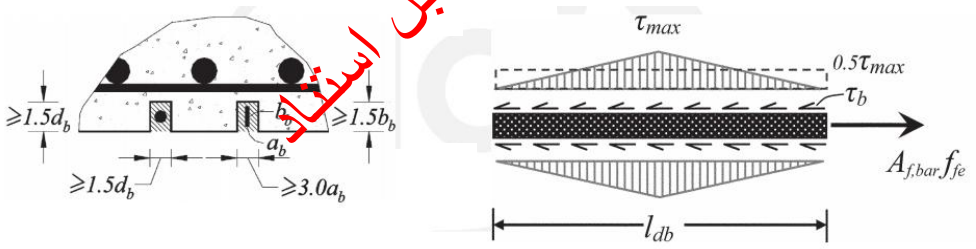
در شکل (ب)، مکانیسم انتقال تنش در طول مهاری میلگرد FRP نشان داده شده است. تنش برشی متوسط $\tau_b = 0.5\tau_{max}$ منظور می‌شود که مقدار τ_b حدود ۷ مگاپاسکال قابل توصیه است. در نتیجه طول مهاری برابر خواهد شد با:

میلگرد با مقطع دایره $\ell_{db} = \dfrac{d_b}{4\tau_b} f_{fd}$ (۲-۴-۴۶- الف)

چهارسوی مربع مستطیل $\ell_{db} = \dfrac{a_b b_b}{2(a_b + b_b)(\tau_b)} f_{fd}$ (۲-۴-۴۶- ب)

f_{fd} = تنش کششی طرح میله‌ی FRP

پیش نویس- غیر قابل استناد



(ب) انتقال نیرو در میلگردهای FRP نزدیک سطح (الف) حداقل ابعاد شیارها

میلگردهای FRP نزدیک به سطح (NSM-FRP bars)

افزایش مقاومت موضعی تیرهای دارای سوراخ

یکی دیگر از کاربردهای FRP افزایش مقاومت موضعی تیرهای دارای سوراخ (معمولا تأسیساتی) می‌باشد. در این روش می‌توان اطراف سوراخ‌ها را بطور موضعی با FRP تقویت کرد (شکل ۲-۴-۱۵).

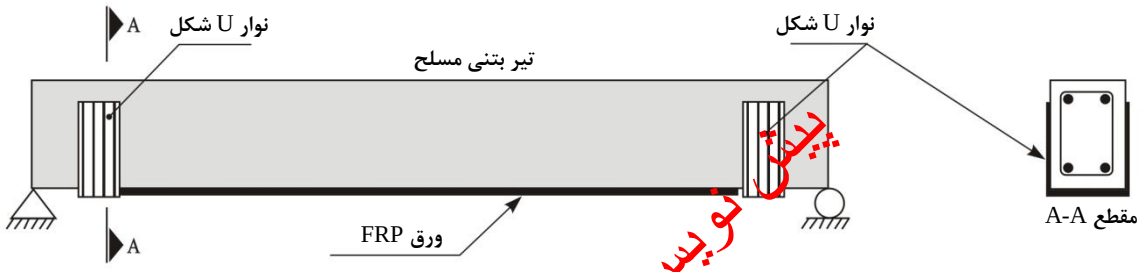


شکل ۲-۴-۱۵- تقویت موضعی سوراخ‌ها در تیر FRP

اعمال سیستم مهاربندی در انتهای لایه FRP

سیستم مهاربندی اصولاً به این جهت مورد استفاده قرار می‌گیرد که بتوان از ظرفیت باربری سیستم FRP نهایت استفاده را برد. گسیختگی‌های ناشی از جدا شدگی لایه‌های FRP عموماً در اثر نبود چنین سیستمی می‌باشد. در این روش از دورپیچ کردن کامل انتهای FRP توسط نوارهایی از FRP استفاده می‌گردد.

با توجه به اینکه معمولاً، ناحیه فوقانی تیرهای موجود به دلیل وجود دال، قابل دستیابی نیستند، از نوارهایی که فقط سطوح پایینی و جانبی تیر را می‌پوشانند استفاده می‌گردد. از سایر روش‌ها نیز می‌توان به استفاده از پیچ‌های مخصوص در انتهای لایه FRP نام برد. این روش یکی از اولین روش‌ها بوده که جهت نصب و مهاربندی صفحات فولادی مورد استفاده قرار می‌گرفت. بر اساس مطالعات انجام شده، این روش بر روی لایه‌های کامپوزیتی نیز مناسب بوده و اثر مثبتی از خود نشان می‌دهد ولی مشکلی که ایجاد می‌کند سوراخ شدن لایه FRP بوده که اثر نامطلوبی بر عملکرد آن خواهد داشت و باعث ایجاد تمرکز تنش در FRP می‌گردد.



شکل ۲-۴-۱۶- تقویت خمشی تیر با مهار انتهایی

پیش نویس غیر قابل استناد

اعمال سیستم پیش‌تنیدگی در لایه FRP

این روش تقریباً مشابه روش مهاربندی در انتهای لایه FRP می‌باشد، زیرا در این روش برای ایجاد پیش‌تنیدگی تعبیه سیستم مهاری لازم است. تنها فرق این روش، اعمال نیروی پیش تنیدگی قبل از نصب کامل و عمل آوری لایه FRP می‌باشد.

می‌توان نوارها یا صفحات پیش‌تنیده FRP را قبل از چسباندن بر روی بتن، پیش‌تنیده کرد. مزیت اصلی این کار این است که چنین نوارهایی پس از چسبانده شدن بر روی المان در باربری المان سهیم می‌شوند و برای شرکت آنها در ظرفیت باربری المان دیگر نیازی به اضافه شدن بر مقدار بارهای وارده بر المان نمی‌باشد. همچنین پیش‌تنیدگی این نوارها باعث کاهش عرض ترک‌های موجود در طول المان می‌شود که این در برخی موارد موضوع بسیار حیاتی و مهمی می‌باشد. علاوه بر اینها بدلیل اینکه مصالح FRP مقاومت کششی بالایی دارند، پیش‌تنیده کردن آنها سبب استفاده بهتر و افزایش بهره‌وری از آنها می‌گردد. البته این روش نیازمند نیروی کار ماهرتر و دقت بیشتر در طراحی و اجرا می‌باشد.

پس از آماده‌سازی سطح بتن، نوار FRP تا سطح معینی تحت کشش قرار گرفته است. سپس هم بر روی سطح بتن و هم برروی سطح نوار چسب زده می‌شود. سپس مطابق شکل ۲-۴-۱۷ تیر بتنی بالا برده می‌شود تا به نوار تحت کشش FRP چسبانده شود. بعد از آن با اعمال فشار اندکی بر روی نوار FRP، عمل‌آوری چسب انجام می‌شود. پس از اتمام عمل‌آوری، گیره‌های فولادی در نزدیکی دو انتهای نوار FRP جهت مهاربندی کافی نصب می‌گردند. پس از این مراحل و اتمام عملیات مهاربندی، نوار FRP (خارج از محدوده مهاربندی شده) بریده می‌شود. سپس صفحات ضخیم FRP درست در

مجاورت دو گیره فولادی، روی صفحه پیش‌تنیده قرار گرفته بر سطح بتن، چسبانده می‌شود. بعد از عمل‌آوری چسب، سوراخ‌هایی از میان ضخامت این صفحات ضخیم و نوار پیش‌تنیده به درون تیر بتنی ایجاد می‌گردد و سپس بولتها همراه با تزریق اپوکسی به داخل این سوراخ‌ها، فرو برده می‌شوند. پس از عمل‌آوری چسب اطراف این بولت‌ها، گیره‌های فولادی دو انتهای نوار پیش‌تنیده برداشته می‌شود و طول اضافی این نوار (خارج از صفحات ضخیم انتهایی) بریده می‌شود. به این ترتیب عملیات به انجام می‌رسد.



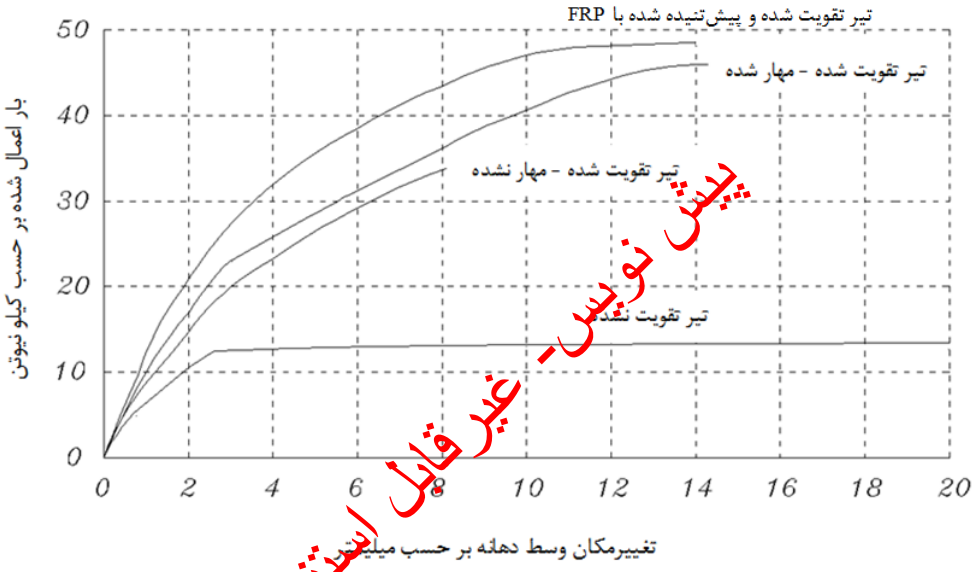
شکل ۲-۴-۱۷- روش پیش‌تنیدگی در صفحه FRP

بطور کلی پیش تنیدگی در FRP دارای مزیت‌هایی از قبیل:

- افزایش سختی
- کاهش عرض و توزیع ترک
- بهبود خدمت‌پذیری و دوام
- بهبود مقاومت برشی و خمشی عضو (بدلیل ترک نخوردن مقطع)

- اجتناب از مودهای شکست ناشی از پوسته پوسته شدن در ناحیه ترک‌ها و انتهای لایه FRP
- افزایش ظرفیت مقطع (تار خنثی نسبت به حالت غیر پیش تنیده پایین‌تر قرار می‌گیرد) (شکل ۲-۴-۱۸).
- افزایش بار تسلیم مقطع می‌باشد.

بنابراین دو روش بیان شده به گونه‌ای عمل می‌کند که انتهای لایه FRP را محکم نگهداشته و بعد از ایجاد جدا شدگی، از لغزش و جدا شدگی کامل لایه FRP جلوگیری نماید.



پیش نویس - غیر قابل استناد

شکل ۲-۴-۱۸- منحنی رفتار تیرهای تقویت شده و نشده تحت بارگذاری خمشی

در عمل، استفاده از مهاربندی مکانیکی انتهایی می‌بایست موقعی مدنظر قرار گیرد که کاربرد آن لازم باشد و همچنین تأثیر و سودمندی آن برای حفظ چسبندگی FRP و بتن به اثبات برسد. در بسیاری از موارد، مهاربندی با استفاده از نوارهای U شکل انتهایی، امکان پذیر و یا مؤثر نمی‌باشد همانند مقاوم‌سازی تیرهای با عرض زیاد یا دالها. در چنین مواردی لازم است راه‌های دیگری برای مهاربندی مکانیکی بررسی و ابداع گردد. یکی از این راه‌ها، استفاده از مهارهای الیافی می‌باشد.

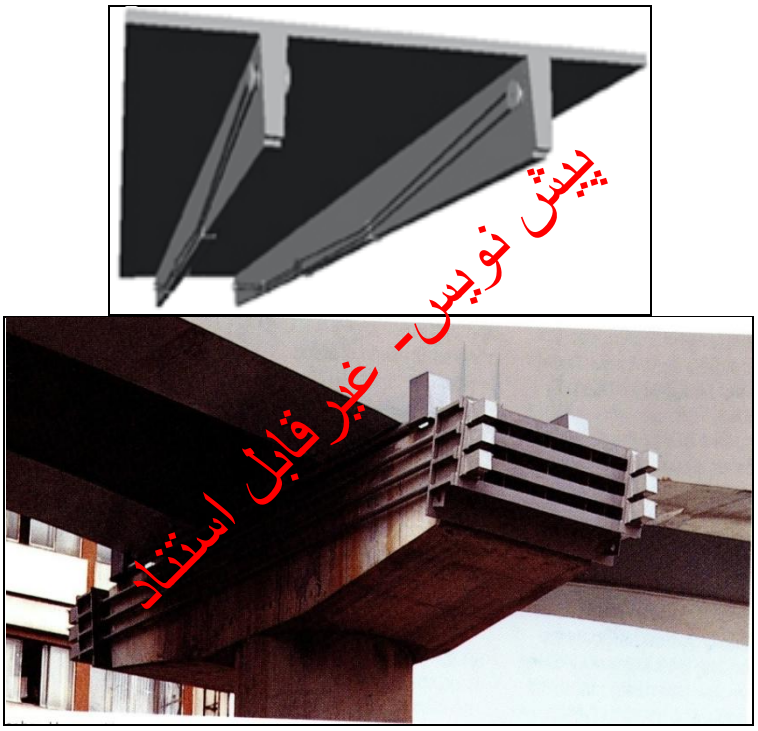
۲-۴-۱-۴- استفاده از پیش تنیدگی خارجی در تیر بتنی

پیش‌تنیدگی خارجی جز روش‌های نوین مقاوم‌سازی می‌باشد. کابل‌های پیش‌تنیدگی بکار گرفته شده برای این کار از همان نوع کابل‌ها و مفتول‌های متداول در کارهای پیش‌تنیدگی هستند.

مقاوم‌سازی بدین روش می‌تواند موضعی و یا کلی باشد. در حالت کلی نیروهای پیش‌تنیدگی که به سازه مقاوم شده القا می‌گردند، منجر به باز توزیع نیروهای داخلی گشته و باعث کاهش تنش‌ها در اعضا نسبت به حالت اولیه آنها می‌شوند. با

این حال ممکن است در برخی دیگر از اعضای سازه، پیش‌تنیدگی موجب افزایش تنش گردد. به همین دلیل در استفاده از پیش تنیدگی خارجی باید آنالیز تنش در سازه مقاوم‌سازی شده به دقت مورد بررسی قرار گیرد.

جدا از مسئله مهارها، به هنگام استفاده از کابل‌های پیش‌تنیدگی یک سری المانهای اضافی که اکثرا شامل انواع مختلفی از سخت کننده‌هاست، مورد نیاز است. این امر به ویژه در پیش‌تنیدگی موضعی دیده می‌شود زیرا پیش‌تنیدگی، نیروهای متمرکز جدیدی شامل نیروهای محوری اضافی در اعضا بوجود می‌آورد، از این رو اعضا باید بصورت موضعی برای حفظ پایداریشان تقویت شوند.


پیش نویس - غیر قابل استناد

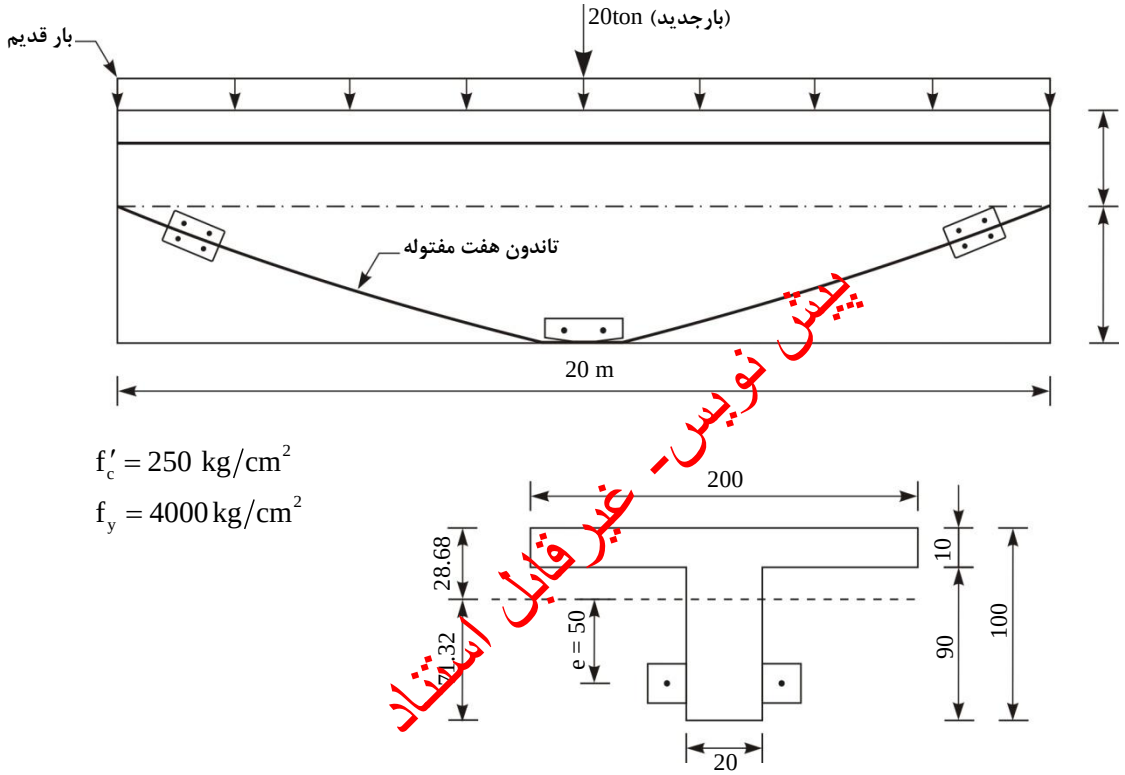
شکل ۲- ۴-۱۹- روش استفاده از پیش‌تنیدگی کلی در مقاوم‌سازی تیرها



شکل ۲-۴-۲۰- روش استفاده از پیش‌تنیدگی موضعی در مقاوم‌سازی تیرهای بتنی

مثال ۲-۴-۷

تیر بتن مسلح مطابق شکل برای بارگذاری مفروضی طراحی شده است. اکنون قرار است نیروی متمرکز ۲۰ تن در وسط آن اضافه شود. مطلوبست تقویت تیر با استفاده از سیستم پیش‌تنیدگی خارجی:



پیش نویس - غیر قابل استناد

شکل مثال ۲-۴-۷

حل:

فرض می‌نماییم تیر برای بارهای قبلی بطور کامل طراحی شده است.

تعیین مشخصات هندسی مقطع:

قطعه	A	y	Ay	Ay^2	$Bh^3/12$
90×20	1800	45	81000	3645000	1215000
10×200	2000	95	190000	18050000	16670
$\sum$	3800		271000	22926670	

$y_b = 271000/3800 = 71.32\,cm$

$I = 22926670 - \frac{271000^2}{3800} = 3600000\,cm^4$

$S_b = 50476\,cm^3$

$S_t = 125523\,cm^3$

ناشی از بار خارجی $\Delta M = \frac{PL}{4} = \frac{20\times 20}{4} = 100\,ton.m$

$e = 50\,cm$

$T_P = \frac{100}{0.50} = 200\,ton$

T_u نیروی نهایی کابل ۰/۶ اینچ = $24.8\,ton$

T_e نیروی موثر پیش‌تنیدگی = $0.55\times 24.8 = 13.64\,ton$

تعداد کابل = $200/13.64 = 14.66$

از دو تاندون ۷ کابل در طرفین استفاده می‌شود:

$T_e = 2\times 7\times 13.64 = 191\,ton$

$f_b = +\frac{\Delta M}{S_b} - \frac{T_e}{A} - \frac{T_e e}{S_b}$

$= \frac{100\times 10^5}{50476} - \frac{191\times 10^3}{3800} - \frac{191\times 0.50\times 10^5}{50476}$

$= 198.11 - 50.26 - 189.2 = -41.35\,kg/cm^2$

$f_t = -\frac{\Delta M}{S_t} - \frac{T_e}{A} + \frac{T_e e}{S_t}$

$= -\frac{100\times 10^5}{125523} - \frac{191\times 10^3}{3800} + \frac{191\times 0.50\times 10^5}{125523}$

$= -79.67 - 50.26 + 76.08 = -53.85\,kg/cm^2$

پیش نویس - غیر قابل استناد

بتن قادر به تحمل تنش‌های فوق می‌باشد.

۲-۴-۲- تیرهای فولادی

عمده خرابی موجود در تیرهای فلزی شامل کمانش کلی و موضعی بال و جان و گسیختگی در محل درزها و وصله‌ها می‌باشد. از آنجایی که قسمتی از مقطع تحت فشار است، خطر کمانش در این ناحیه وجود دارد. این کمانش به دو صورت ممکن است رخ دهد:

۱- کمانش موضعی: بدین ترتیب که بال و یا جان نیمرخ به طور موضعی در مقابل تنش‌های فشاری کمانش کند.

۲- کمانش کلی: بدین ترتیب که ناحیه فشاری مقطع، همانند ستون تحت فشار به صورت کلی دچار کمانش شود.

دلایل اصلی این خرابی‌ها عبارتند از:

۱- سطح مقطع کم تیر،

۲- لاغری بیشتر از حدود مجاز،

۳- عدم فشردگی مقطع،

۴- ضعف درجوش‌ها،

۵- زنگ زدگی و خوردگی تیر،

۶- ایجاد ناحیه متأثر از حرارت بر اثر جوشکاری زیاد،

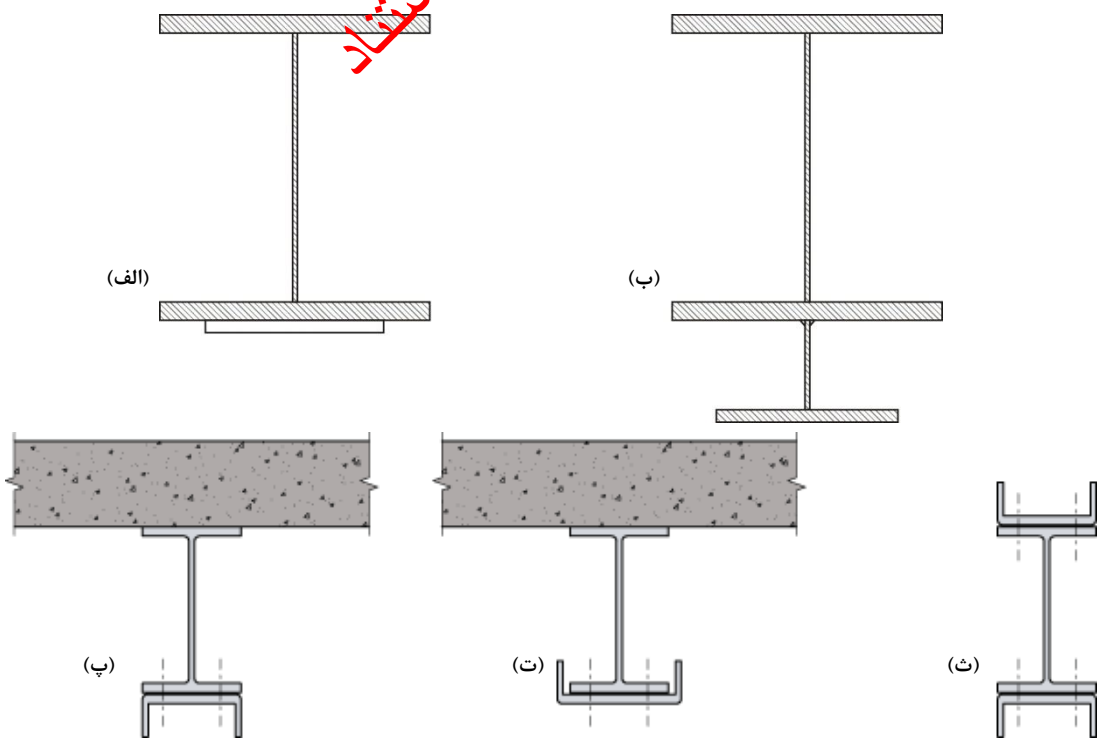
۷- خستگی.

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

پیش نویس غیر قابل استناد

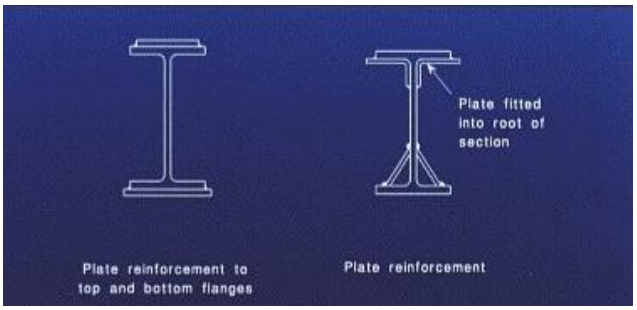
۲-۴-۲-۱- تقویت خمش با روکش فولادی یا FRP

از جمله راه‌های افزایش ظرفیت خمشی و محوری تیرهای فولادی، تقویت با روکش فولادی می‌باشد. این روش در شکل ۲-۴-۲۱ نشان داده شده است. با افزایش ضخامت بال از طریق موضعی بال تیر نیز جلوگیری شده است. در شکل ۲-۴-۲۱- چ تقویت خمشی تیر فولادی با ورق FRP نشان داده شده است.

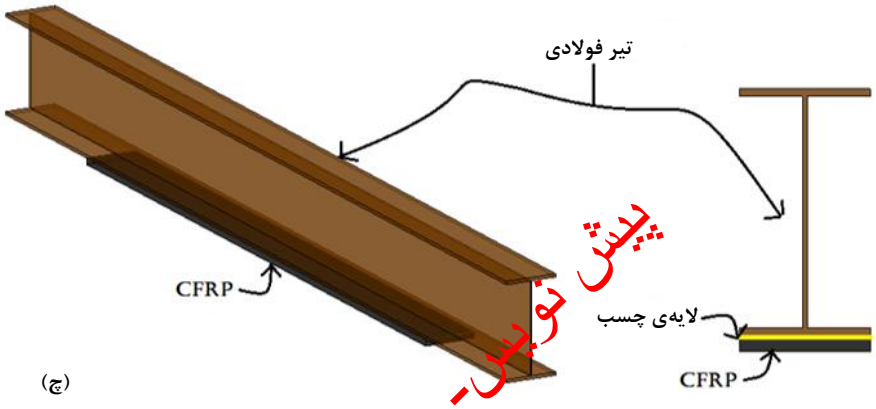


شکل ۲-۴-۲۱- تقویت با روکش فولادی

(ج)



(چ)



شکل ۲-۴-۲۱- ادامه- تقویت با روکش فولادی

پیش نویس- غیر قابل استناد

تقویت برشی

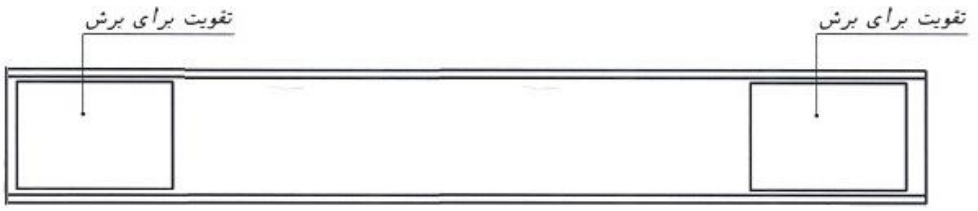
برای تقویت برشی جان تیر می‌توان از دو روش استفاده نمود:

۱- اضافه نمودن ورق‌های موازی با جان تیر

۲- اضافه نمودن سخت‌کننده‌های جان

۲-۴-۲-۲- اضافه نمودن ورق‌های موازی با جان تیر

۱- اضافه نمودن ورق‌های موازی با جان تیر که منجر به افزایش مقاومت برشی می‌شود. این روش در شکل ۲-۴-۲۲ نشان داده شده است.

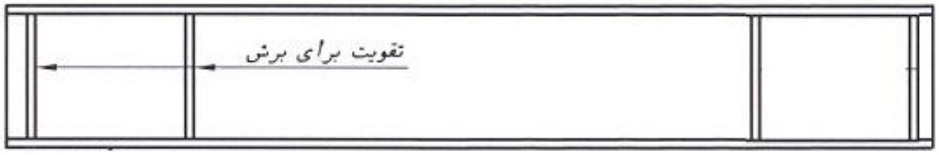


شکل ۲-۴-۲۲- اضافه نمودن ورق به صورت موازی با جان تیر

۲-۴-۲-۳- اضافه نمودن سخت‌کننده‌های جان

۲- استفاده از ورق‌های سخت‌کننده جان که این روش در شکل ۲-۴-۲۳ نشان داده شده است.

استفاده از سخت‌کننده‌های جان یکی از مؤثرین روش‌های افزایش مقاومت برشی تیر می‌باشد. سخت‌کننده‌های عرضی ورق‌هایی هستند که به صورت تیغه‌های قائم و در فواصل معینی از یکدیگر قرار داده می‌شوند و به جان و بال فشاری جوش می‌شوند.

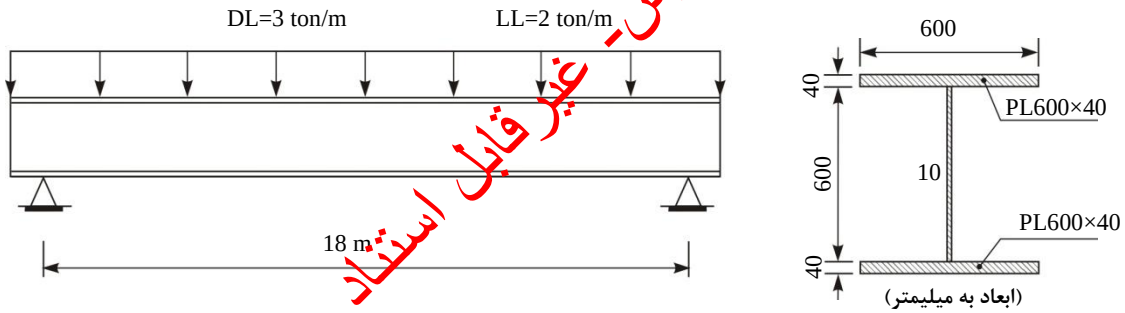


شکل ۲-۴-۲۳- اضافه نمودن ورق‌های سخت کننده عرضی

مثال ۲-۴-۸

تیر فولادی نشان داده شده در شکل را برای بار مرده ۳ تن برمتر و بار زنده ۲ تن بر متر کنترل نمایید و سپس آنرا برای افزایش بار زنده به مقدار ۱ تن بر متر کنترل و تقویت نمایید. طبق محدودیت‌های معماری، حداکثر ارتفاع جان ۶۰ سانتیمتر می‌باشد. تیر در تمام طول خود دارای مهار بال فشاری می‌باشد.

پیش نویس - غیر قابل استناد



شکل مثال ۲-۴-۸- الف

$$q = 3 + 2 = 5\ ton/m$$

$$V = q\ell / 2 = 5 \times 18 / 2 = 45\,ton$$

$$M_{max} = q\ell^2 / 8 = 5 \times 18^2 / 8 = 202.5\,ton.m$$

$$C_t = C_b = 34\,cm$$

$$A = 540\,cm^2$$

$$I = 510160\,cm^4$$

$$r = 30.74\,cm$$

$$S_t = S_b = 15004 cm^3 \Rightarrow f_b = f_t = \frac{M}{S} = 1349.6\,kg/cm^2 < F_b = 0.6F_y = 1440\ kg/cm^2$$

$$\Delta_T = \frac{5}{384} \times \frac{qL^4}{EI}$$

$$= \frac{5}{384} \times \frac{50 \times 1800^4}{2.1 \times 10^6 \times 510160} = 6.4\,cm$$

$$\frac{\Delta_T}{L}=\frac{6.4}{1800}=\frac{1}{281}<\frac{1}{240}\ \text{O.K}$$

$$\Delta_L=\frac{20}{50}\times\frac{1}{281}=\frac{1}{700}<\frac{1}{360}\ \text{O.K}$$

$$q=6\ t/m$$

$$f_b=f_t=\frac{6}{5}\times1349.6=1620\,kg/cm^2>F_b=0.6F_y=1440\,kg/cm^2$$

$$\Delta_T=\frac{6}{5}\times6.4=7.68cm$$

$$\frac{\Delta_T}{L}=\frac{7.68}{1800}=\frac{1}{234}<\frac{1}{240}\ \text{OK}$$

بنابراین تیر باید تقویت شود به نحوی که تنش در محدوده مجاز قرار گیرد.

تقویت با ورق:

برای تقویت با ورق سعی می‌کنیم ارتفاع تیر را به $\frac{1}{20}$ دهانه برسانیم تا کنترل ارتعاش تیر نیز انجام شود.

پیش نویس - غیر قابل استناد

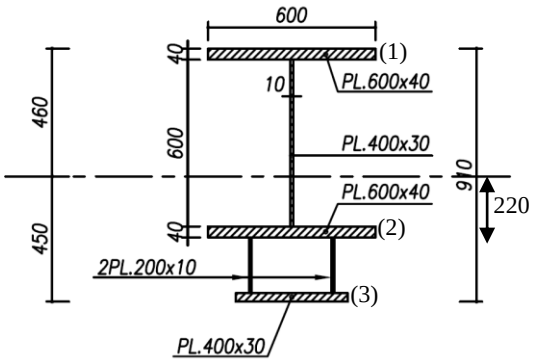
$$A=700\,cm^2$$

$$I=857373\,cm^4$$

$$C_b=44.97\,cm\rightarrow S_3=19066\,cm^3$$

$$C_t=46.03cm\rightarrow S_1=18627cm^3$$

$$\rightarrow S_2=\frac{857373}{21.97}=39025\,cm^3$$





شکل مثال ۲-۴-۸- ب

بار مرده را به مقطع قبلی و بار زنده را به مقطع کل می‌دهیم.

$W_d = 3\text{ton/m} \rightarrow M = 3\times 18^2/8 = 121.5\text{ton.m}$

$W_L = \Delta W = 2+1 = 3\text{ton/m} \rightarrow M = 3\times 18^2/8 = 121.5\text{ton.m}$

بار مرده:

$f_1' = f_2' = 121.5\times 10^5/15004 = 810\ \text{kg/cm}^2$

بار زنده + بار جدید:

$f_1'' = 121.5\times 10^5/18627 = 652\,\text{kg/cm}^2$

$f_2'' = 121.5\times 10^5/39025 = 311\,\text{kg/cm}^2$

$f_3'' = 121.5\times 10^5/19066 = 637\,\text{kg/cm}^2$

تنش کل:

$f_1 = 810+652 = 1462\,\text{kg/cm}^2$ قدری زیاد است

$f_2 = 810+311 = 1121\text{kg/cm}^2$ O.K.

$f_3 = 637\,\text{kg/cm}^2$ O.K.

$\Delta_T = \Delta_d + \Delta_\ell + \Delta$ اضافه بار

$\Delta_d = \frac{3}{5}\times 6.4 = 3.84\text{cm}$

$\Delta_L + \Delta$ اضافه بار $= \frac{5}{384}\times\frac{30\times 1800^4}{2.1\times 10^6\times 857373} = 2.28\text{cm}$

$\Delta_T = 3.84+2.28 = 6.12\text{cm}$

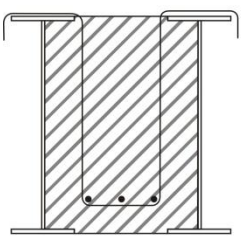
$\frac{6.12}{1800} = \frac{1}{294} \approx \frac{1}{240}$ خوبست

پیش نویس- غیر قابل استناد

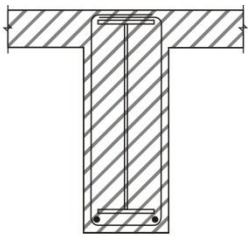
اگر بتوانیم با جک زدن تمام بار را برداریم، از مقطع کل می‌توانیم برای محاسبه تنش و تغییرشکل بارهای مرده + زنده استفاده کنیم. همواره توصیه می‌شود این روش مورد استفاده قرار گیرد تا تمام مقطع مورد استفاده قرار گیرد.

۲-۴-۲-۴- استفاده از روکش بتنی برای افزایش مقاومت تیرهای فولادی

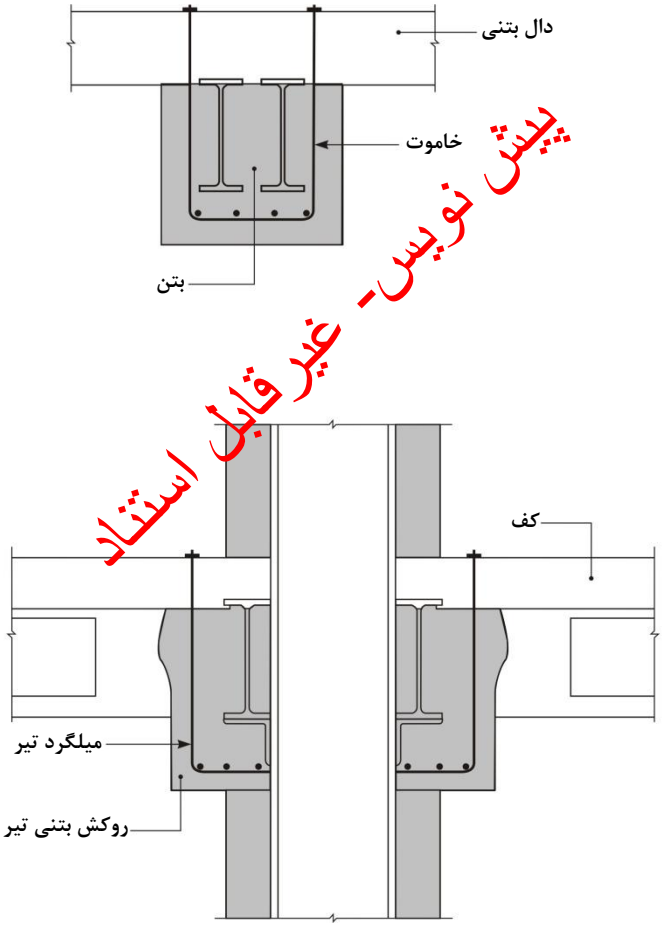
با محصور نمودن تیر فلزی، سختی آن افزایش یافته که این امر موجب بالا رفتن سختی برشی و خمشی می‌گردد. در صورتی که تیر فلزی دچار خوردگی شدید شده باشد، استفاده از روکش بتنی به عنوان راه حلی مؤثر توصیه می‌گردد. تیرهای فلزی پس از مقاوم‌سازی با روکش بتنی در برابر آتش‌سوزی نیز مقاومت خوبی دارند.



مقطع کامپوزیت با پر کردن بین دو تیر



مقطع کامپوزیت با محیط کردن بتن



پیش نویس- غیر قابل استناد

شکل ۲-۴-۲۴- اجرای روکش بتنی برای افزایش مقاومت تیرهای فلزی

مقاومت خمشی مقاطع مختلط محاط در بتن

مقاومت خمشی موجود مقاطع مختلط محاط در بتن، مساوی $\phi_b M_n$ در روش LRFD و مساوی $\frac{M_n}{\Omega_b}$ در روش ASD است که در آن:

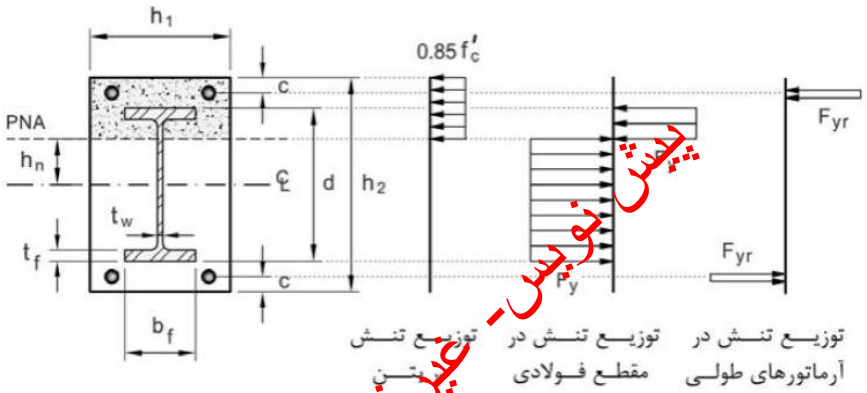
$\phi_b = 0.9\ (\text{LRFD})$ و $\Omega_b = 1.67\ (\text{ASD})$

و مقاومت خمشی اسمی (M_n)، باید براساس یکی از روش‌های زیر تعیین شود:

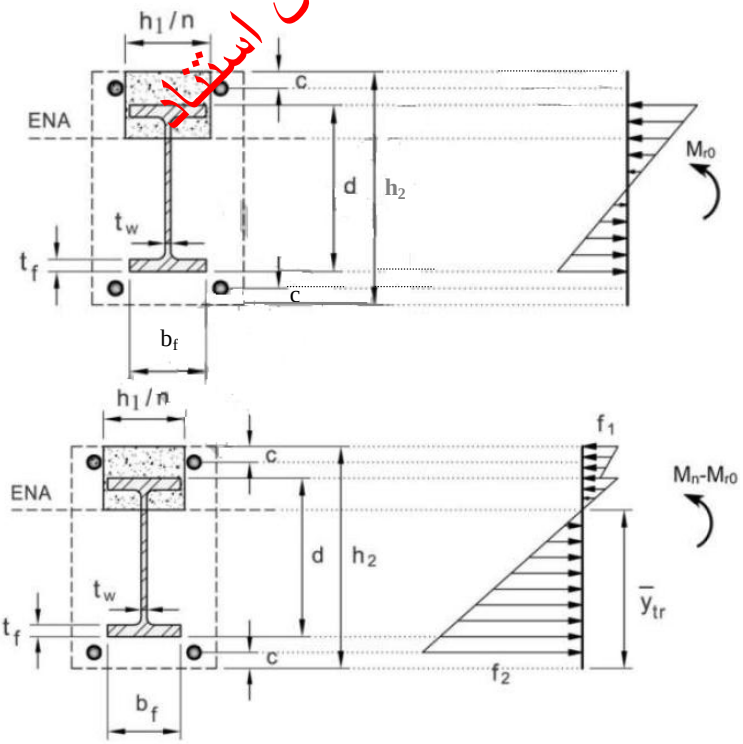
۱- در صورت تعبیه‌ی برشگیرهای کافی در سرتاسر طول عضو مختلط، براساس یکی از روش‌های توزیع تنش پلاستیک (شکل ۲-۴-۲۵) یا سازگاری کرنش‌ها برروی مقطع مختلط.

۲- براساس روی هم‌گذاری تنش‌های الاستیک با فرض مقطع تبدیل یافته برای حالت حدی اولین نقطه‌ی تسلیم در مقطع مختلط (مطابق شکل ۲-۴-۲۶ در حالت بدون استفاده از پایه‌های موقت و مطابق شکل ۲-۴-۲۷ در حالت استفاده از پایه‌های موقت).

۳- براساس توزیع تنش پلاستیک برروی مقطع فولادی تنها (M_p).

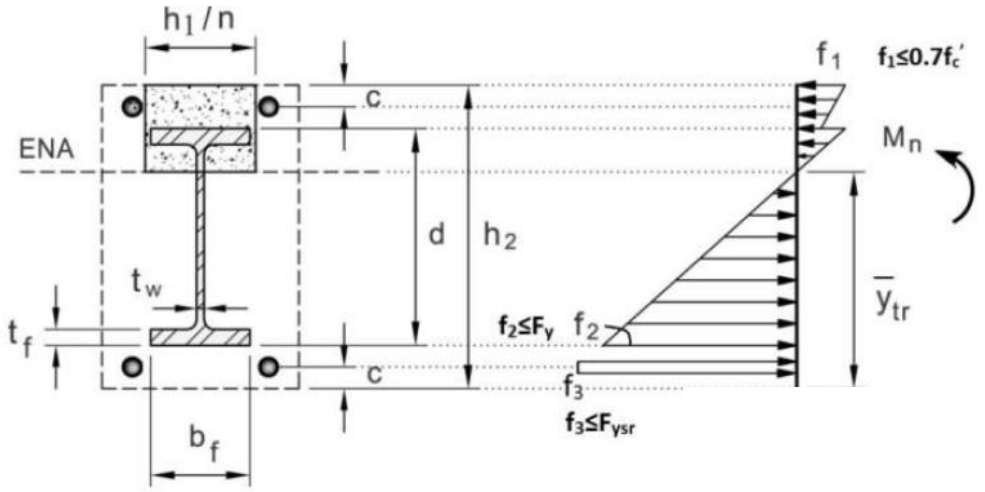


شکل ۲-۴-۲۵- مقاومت خمشی مقاطع مختلط محاط در بتن براساس روش توزیع تنش پلاستیک



شکل ۲-۴-۲۶- مقاومت خمشی مقاطع مختلط محاط در بتن براساس روی هم‌گذاشتن تنش‌های الاستیک با فرض مقطع تبدیل یافته در حالت بدون استفاده از پایه‌های موقت

پیش نویس - غیر قابل استناد



شکل ۲-۴-۲۷- مقاومت خمشی مقاطع مختلط محاط در بتن براساس روی هم‌گذاری تنش‌های الاستیک با فرض مقطع تبدیل یافته در حالت استفاده از پایه‌های موقت

پیش نویس - غیرقابل استناد

مقاومت خمشی موجود مقاطع مختلط پرشده با بتن

مقاومت خمشی موجود مقاطع مختلط پرشده با بتن در روش LRFD برابر $\phi_b M_n$ و در روش ASD برابر (M_n/Ω_b) است که در آن ϕb برابر 0.9 و Ω_b برابر 1.67 بوده و M_n مقاومت خمشی اسمی مقطع مختلط است که باید با توجه به شرایط اجزای مقطع از منظر کمانش موضعی، به شرح زیر تعیین شود:

۱- برای مقاطع فشرده

در این مقاطع مقاومت خمشی اسمی (M_n)، از رابطه‌ی زیر تعیین می‌شود:

$$M_n = M_p \qquad (۴۷-۴-۲)$$

که در آن:

M_p = لنگر خمشی پلاستیک مقطع مختلط، مطابق شکل ۲-۴-۲۸ لنگر خمشی متناظر با توزیع تنشی که در آن مقطع فولادی در کشش و فشار به تسلیم کامل رسیده و تنش در ناحیه‌ی فشاری بتن برابر با $0.85f'_c$ است.

۲- برای مقاطع غیرفشرده

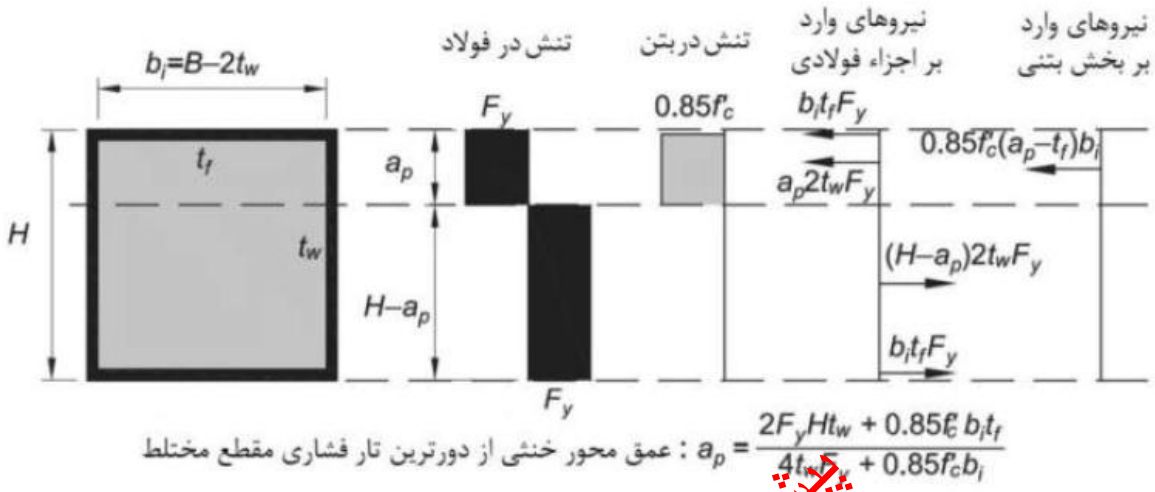
در این مقاطع مقاومت خمشی اسمی (M_n)، از رابطه‌ی زیر تعیین می‌شود:

(۴۸-۴-۲)

$$M_n = M_p - \left(M_p - M_y\right)\left(\frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p}\right)$$

که در آن:

λ = نسبت پهنا به ضخامت اجزای مقطع فولادی (هر کدام شرایط بحرانی‌تری ایجاد نماید).



شکل ۲-۴-۲۸- محاسبه‌ی لنگر خمشی پلاستیک مقطع مختلط پرشده با بتن برای مقاطع فشرده

پیش نویس - غیر قابل استناد

λ_p = حد لاغری برای بال و جان فشرده.

λ_r = حد لاغری برای بال و جان غیرفشرده.

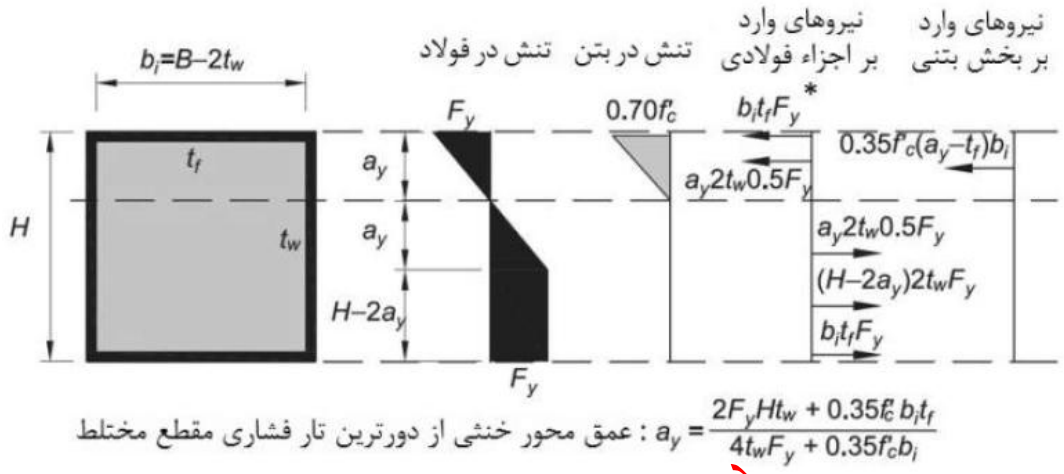
M_p = لنگر پلاستیک مقطع مختلط.

M_y = لنگر تسلیم مقطع مختلط. مطابق شکل ۲-۴-۲۹ لنگر متناظر با تسلیم کامل بال کششی و بخشی از جان کششی و شروع تسلیم در تار فشاری بخش فولادی و همچنین توزیع خطی تنش با حداکثر مقدار $0.7f'_c$ در دورترین تار فشاری، در ناحیه‌ی فشاری بخش بتنی است.

۳- برای مقاطع با اجزای لاغر

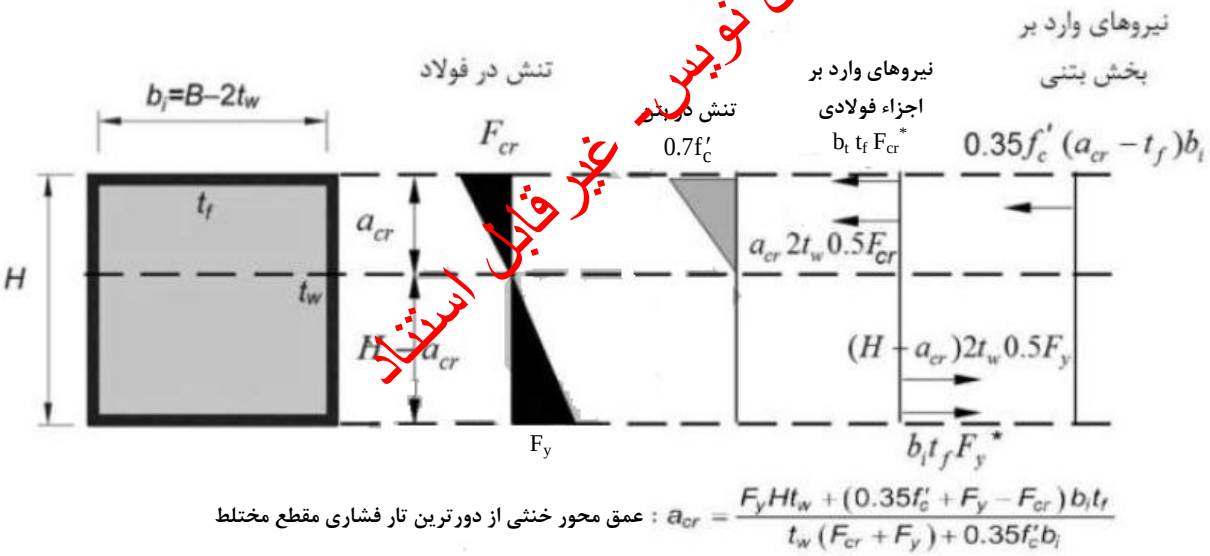
مطابق شکل ۲-۴-۳۰ در این‌گونه مقاطع M_n باید براساس توزیع خطی تنش برروی مقطع مختلط با حداکثر مقادیر تنش F_{cr} در دورترین تار فشاری بخش فولادی و تنش F_y در دورترین تار کششی بخش فولادی (با توزیع خطی تنش) و همچنین توزیع خطی تنش با حداکثر مقدار $0.7f'_c$ در دورترین تار فشاری بخش بتنی و مقدار صفر در محل محور خنثی، تعیین گردد.

$$F_{cr} = \begin{cases} \dfrac{9E_s}{\left(\frac{b}{t}\right)^2} & \text{مقاطع قوطی} \\ \dfrac{0.72F_y}{\left[\left(\frac{D}{t}\right)\left(\frac{F_y}{E_s}\right)\right]^{0.2}} & \text{مقاطع دایره} \end{cases} \qquad (۴۹-۴-۲)$$



شکل ۲-۴-۲۹- محاسبه‌ی لنگر خمشی تسلیم مقطع مختلط پرشده با بتن برای مقاطع غیرفشرده

پیش نویس - غیر قابل استناد



شکل ۲-۴-۳۰- محاسبه‌ی لنگر خمشی مقطع مختلط در صورتی که مقطع فولادی دارای اجزای لاغر باشد

مقاومت برشی موجود اعضای با مقطع مختلط

مقاومت برشی موجود اعضای با مقطع مختلط به شرح زیر تعیین می‌گردد:

الف) اعضای مختلط با مقطع فولادی و دال بتنی متکی بر آن

در اعضای مختلط با مقطع فولادی و دال بتنی متکی بر آن، با و بدون عرشه‌های فولادی، مقاومت برشی موجود برابر ϕ_vV_n در روش LRFD و برابر V_n/Ω_v در روش ASD است که در آن مقاومت برشی اسمی (V_n) باید براساس مقطع فولادی تنها تعیین شود.

ب) اعضای مختلط محاط در بتن

در اعضای مختلط محاط در بتن، مقاومت برشی موجود برابر $\phi_v V_n$ در روش LRFD و برابر V_n/Ω_v در روش ASD است و می‌تواند براساس یکی از روش‌های زیر محاسبه شود:

۱- براساس مقاومت برشی موجود مقطع فولادی تنها.

۲- براساس مقاومت برشی موجود بخش بتنی مقطع مختلط (بتن و میلگردهای عرضی) مطابق الزامات مبحث نهم مقررات ملی ساختمان با منظور نمودن $\phi_v = 0.75$ و $\Omega_v = 2$.

۳- براساس مقاومت برشی اسمی مقطع فولادی تنها بعلاوه مقاومت برشی اسمی میلگردهای عرضی مطابق الزامات مبحث نهم مقررات ملی ساختمان با منظور نمودن $\phi_v = 0.75$ و $\Omega_v = 2$ برای هر دو بخش مقطع فولادی و میلگردهای عرضی.

پ) اعضای مختلط پرشده با بتن

در اعضای با مقطع مختلط پرشده با بتن، مقاومت برشی موجود برابر $\phi_v V_n$ در روش LRFD و برابر V_n/Ω_v در روش ASD است که در آن ϕ_v برابر 0.9 و Ω_v برابر 1.67 بوده و V_n از رابطه‌ی زیر محاسبه می‌شود:

$$V_n = 0.6A_vF_y + 0.06K_cA_c\sqrt{f'_c} \qquad (۵۰-۴-۲)$$

که در آن:

A_v = سطح مقطع موثر برشی بخش فولادی مقطع مختلط پرشسده با بتن که مقدار آن برای مقاطع قوطی‌شکل (HSS) و جعبه‌ای ساخته شده از ورق باید برابر مجموع مساحت دو جان و برای مقاطع دایره‌ای شکل باید برابر $2A_s/\pi$ در نظر گرفته شود.

A_c = مساحت بخش بتنی مقطع مختلط.

A_s = مساحت بخش فولادی مقطع مختلط.

K_c = برای کلیه‌ی مقاطع چنانچه $M_r/V_rd \le 0.7$ باشد باید برابر یک، برای مقاطع مختلط قوطی‌شکل (HSS) و جعبه‌ای ساخته شده از ورق با مقطع فشرده چنانچه $M_r/V_rd < 0.5$ باشد باید برابر 10، برای مقاطع مختلط دایره‌ای شکل با مقطع فشرده چنانچه $M_r/V_rd < 0.5$ باشد باید برابر 9 و برای مقاطع غیرفشرده و لاغر باید برابر یک در نظر گرفته شود. برای مقاطع فشرده با شرایط $0.5 \le M_r/V_rd < 0.7$ می‌توان از درون‌یابی خطی استفاده نمود.

d = ارتفاع کلی مقطع در راستای برش.

M_r = مقاومت خمشی مورد نیاز.

V_r = مقاومت برشی مورد نیاز.

f'_c = مقاومت فشاری مشخصه بتن.

پیش نویس - غیر قابل استناد

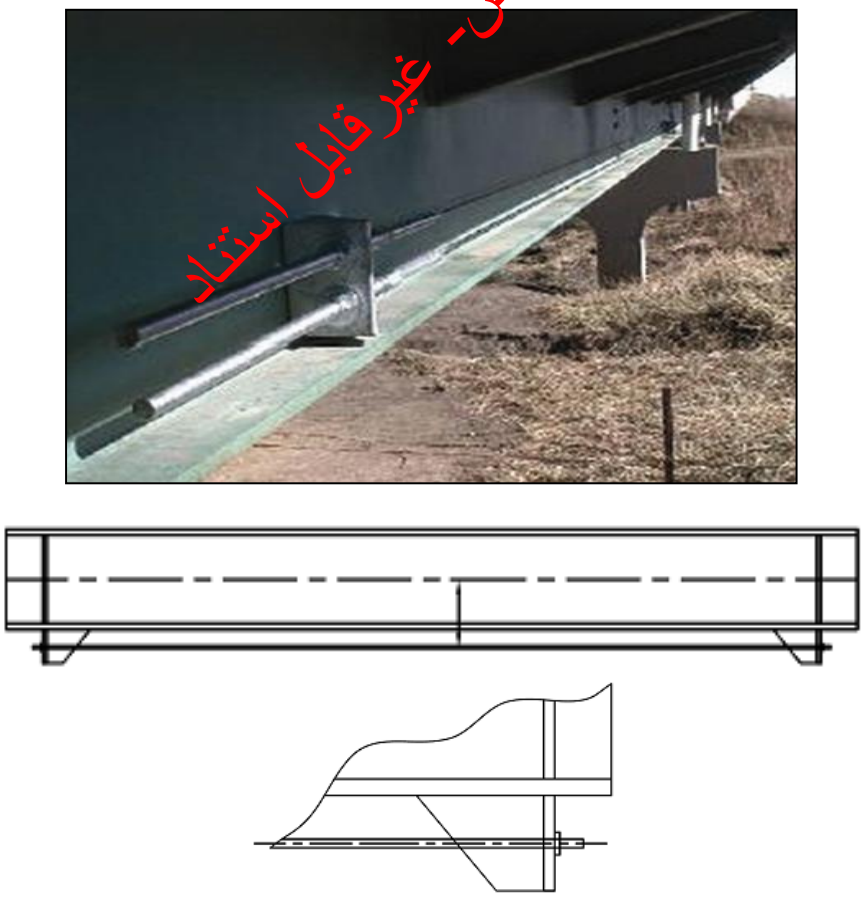
۲-۴-۲-۵- استفاده از پیش‌تنیدگی خارجی برای مقاوم‌سازی تیر فولادی

پیش‌تنیدگی خارجی از روش‌های نوین مقاوم‌سازی می‌باشد. کابل‌های پیش‌تنیدگی بکار گرفته شده برای این کار از همان نوع کابل‌ها و مفتول‌های متداول در کارهای پیش‌تنیدگی هستند.

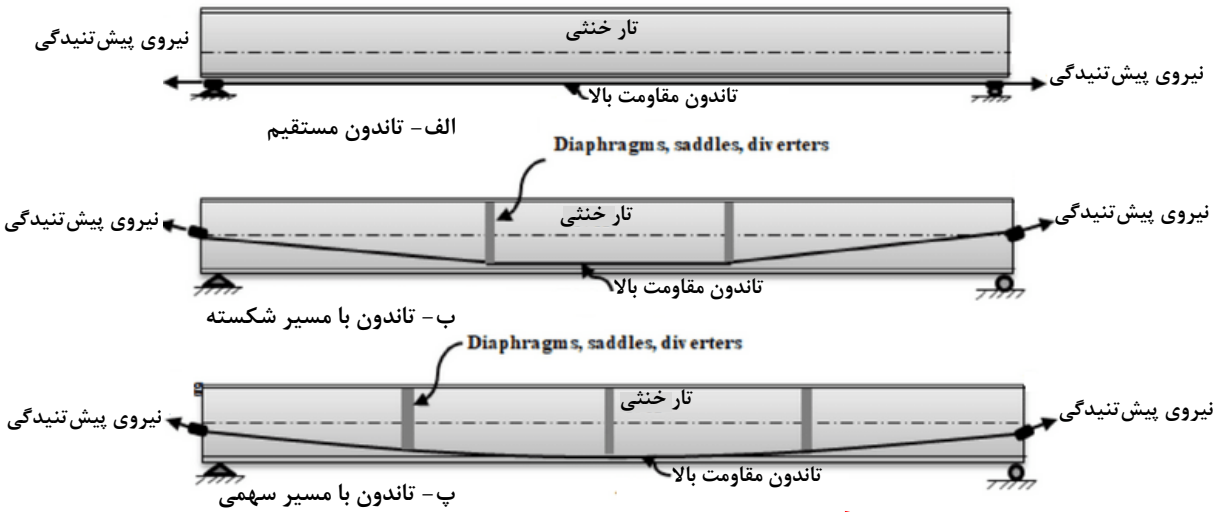
مقاوم‌سازی بدین روش می‌تواند موضعی و یا کلی باشد. در حالت کلی نیروهای پیش‌تنیدگی که به سازه مقاوم شده القا می‌گردند، منجر به باز توزیع نیروهای داخلی گشته و باعث کاهش تنش‌ها در اعضا نسبت به حالت اولیه آنها می‌شوند. با این حال ممکن است در برخی دیگر از اعضای سازه، پیش‌تنیدگی موجب افزایش تنش گردد. به همین دلیل در استفاده از پیش‌تنیدگی خارجی باید تحلیل تنش در سازه مقاوم‌سازی شده به دقت مورد بررسی قرار گیرد.

جدا از مسئله مهارها، به هنگام استفاده از کابل‌های پیش‌تنیدگی یک سری المان‌های اضافی که اکثرا شامل انواع مختلفی از سخت کننده‌هاست، مورد نیاز است. این امر بویژه در پیش‌تنیدگی موضعی دیده می‌شود زیرا پیش‌تنیدگی، نیروهای متمرکز جدیدی شامل نیروهای محوری اضافی در اعضا بوجود می‌آورد، بنابراین اعضا باید بصورت موضعی برای حفظ پایداریشان تقویت شوند. نمونه‌ای از روش‌های مقاوم‌سازی تیر فولادی در شکل ۲-۴-۳۱ نشان داده شده است.

پیش نویس - غیر قابل استناد



شکل ۲-۴-۳۱- استفاده از پیش‌تنیدگی خارجی برای مقاوم‌سازی تیر فولادی



شکل ۲-۴-۱۰- ادامه- استفاده از پیش‌تنیدگی خارجی برای مقاوم‌سازی تیر فولادی

پیش نویس- غیر قابل استناد

مثال ۲-۴-۹

مطلوب است تقویت تیر مثال ۲-۴-۸ به روش تقویت با پیش‌تنیدگی خارجی:

حل:

با پیش‌تنیدگی خارجی می‌توان تنش‌ها را به مقدار مجاز کاهش داد و تغییرشکل را بهبود بخشید:

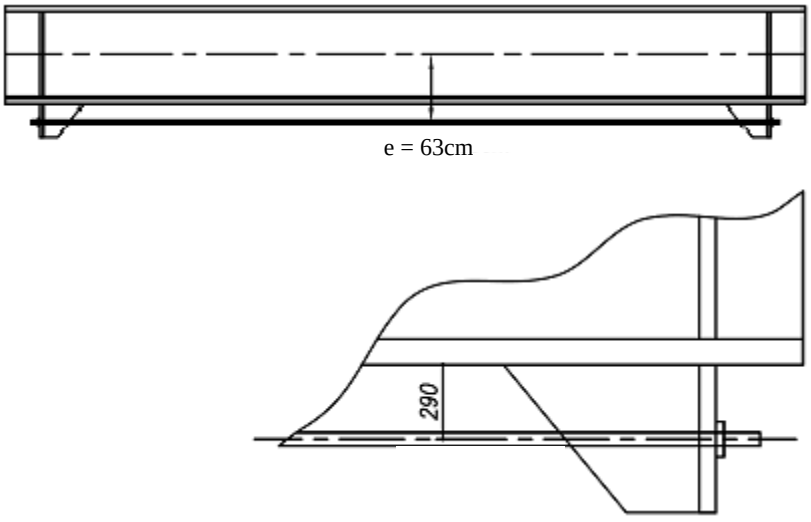
M موجود $= 202.5\,\text{ton.m}$

$\Delta M_L = 1\times 18^2/8 = 40.5\,\text{ton.m}$

$e = 30+4+29 = 63\,\text{cm}$

نیروی نهایی تک کابل 0.6 اینچ دیویداگ $= 24.8$ ton

نیروی کابل پس از اتلاف $= 0.6P_u = 0.6\times 24.8 = 14.88\,\text{ton}$



شکل مثال ۲-۴-۹- الف

لازم $P = 40.5 / 0.63 = 64.29\,\text{ton}$

$P_P = 5 \times 14.88 = 74.4\,\text{ton} > 64.29\text{ton}$

پیش‌تنیدگی $M_P = 74.4 \times 0.63 = 46.87\,\text{ton.m}$

$$f_{bot} = \frac{(202.5 + 40.5) \times 10^5}{15004} - \frac{74.4 \times 10^3}{540} - \frac{64.87 \times 10^5}{15004}$$

$$= 1620 - 138 - 312 = 1170\ \text{kg/cm}^2$$

$$f_{top} = -1620 - 138 + 312 = -1446\,\text{kg/cm}^2$$

قابل قبول است.

کنترل تغییرشکل

پیش نویس - غیر قابل استناد

$\Delta = \Delta_T - \Delta$ پیش‌تنیدگی

پیش‌تنیدگی $\Delta = \frac{L^2}{8EI}(M_1) \uparrow$

پیش‌تنیدگی $\Delta = \frac{1800^2}{8 \times 2.1 \times 10^6 \times 510160} \times 46.87 \times 10^5 = 1.77\text{cm} \uparrow$

$$\Delta_T = \frac{5}{384} \times \frac{60 \times 1800^4}{2.1 \times 10^6 \times 510160} = 7.66\text{cm} \downarrow$$

$$\Delta = 7.66 - 1.77 = 5.90\text{cm}$$

$$\frac{\Delta}{L} = \frac{5.9}{1800} = \frac{1}{305}$$

هر چند که بار افزایش داده شده است و تغییرشکل از مقدار اولیه کمتر است، ولی هنوز به مقدار مجاز نرسیده است.

۲-۵- 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 معیار ستون قوی- تیر ضعیف از اصول طراحی است و در طراحی همواره سعی بر آن است که تشکیل مفصل خمیری به تیرها و یا مهاربندها منتقل گردد تا معیار ستون قوی- تیر ضعیف رعایت گردد.

معایب ستون‌ها بر اثر طراحی نادرست، جزییات ناقص، ساخت نامناسب و کیفیت پایین مصالح می‌باشد. در طراحی لرزه‌ای، ستون‌ها در رده اعضای کنترل شونده توسط نیرو قرار می‌گیرند و در اکثر حالات باید برای زلزله تشدید یافته کنترل گردند. بر اساس نوع ستون (بتنی یا فولادی) و معایب موجود در آن روش‌های متعددی برای بهسازی ستون‌ها وجود دارد که در ادامه به آنها پرداخته شده است.

پیش نویس- غیر قابل استناد

۲-۵-۱- بهسازی ستون‌های بتن مسلح

در آیین‌نامه‌های طراحی، برای ستون‌ها مقادیر حداقلی برای بعد کوچکتر ستون و نسبت بعد کوچکتر به بعد بزرگ‌تر مقطع آن الزام می‌گردد. زمانی که نسبت طول به عرض مقطع ستون بزرگ باشد، ستون نسبت به خرابی تحت خمش‌های دومحوره آسیب‌پذیر می‌شود.

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.

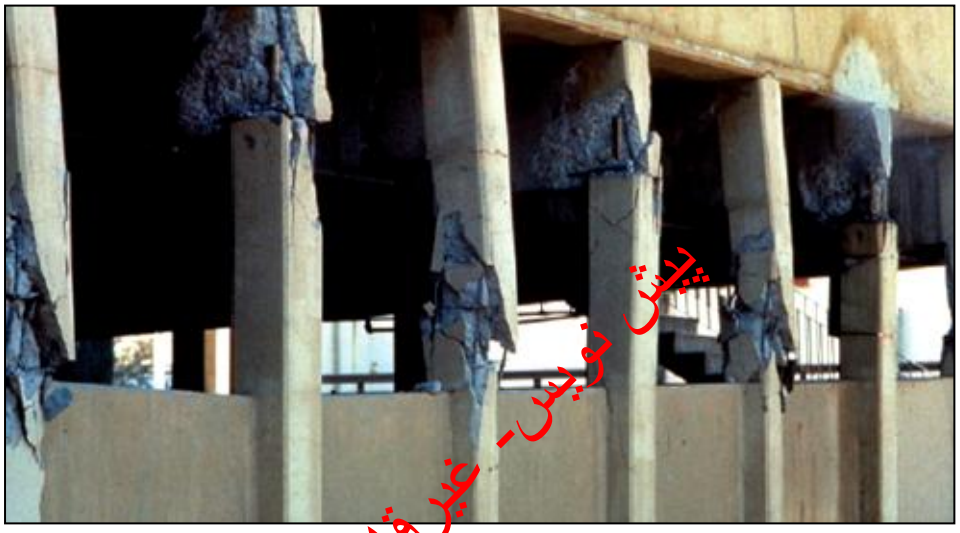
در ستون‌های بتن مسلح خرابی‌های ناشی از زلزله مربوط به شکست‌های ناشی از طول وصله‌ی ناکافی، شکست‌های ناشی از برش، خمش و اندرکنش برش و خمش، شکست ستون کوتاه و گسیختگی‌های ناشی از کمانش میلگردهای طولی می‌باشد.



شکل ۲-۵-۱- نمونه‌ای از شکست برشی ستون

شکست تُرد و برشی ستون‌های بتنی به دلیل ماهیت ناگهانی آن بدترین نوع شکست است. ستون نباید به عنوان عضوی ضعیف در قاب سازه‌ای عمل نماید، به همین دلیل همواره سعی بر آن است که مکانیسم کنترل کننده خرابی ستون بصورت خمشی باشد 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

پیش نویس - غیر قابل استناد

از دیگر خرابی‌های ستون می‌توان به کمانش آرماتورهای طولی، عدم دورگیری مناسب و طول ناکافی وصله‌ها اشاره نمود که به ترتیب در شکل‌های ۲-۵-۳-الف، ب و پ 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 بتن مسلح

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)

پیش نویس- غیر قابل استناد

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

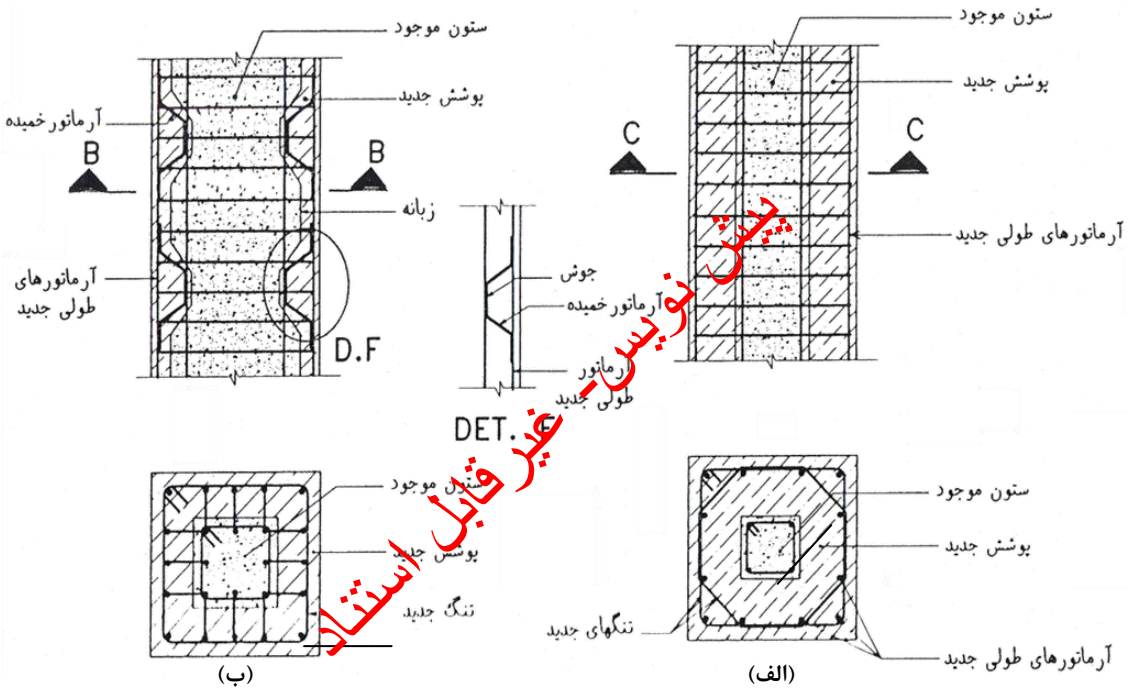
۲-۵-۱-۲- روکش بتنی

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.

این نوع بهسازی در مواردی به کار گرفته می‌شود که میزان شدت آسیب‌های وارده به ستون زیاد باشد و یا ستون از ظرفیت کافی در برابر نیروهای جانبی برخوردار نباشد، 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 وابسته است. اگر ضخامت روکش بتنی کم باشد، افزایش سختی در ستون مقاومسازی شده محسوس نیست. باید توجه داشت که روکش بتنی باعث افزایش ابعاد ستون می‌گردد که علاوه بر مسائل معماری، وزن ساختمان را نیز افزایش می‌دهد.

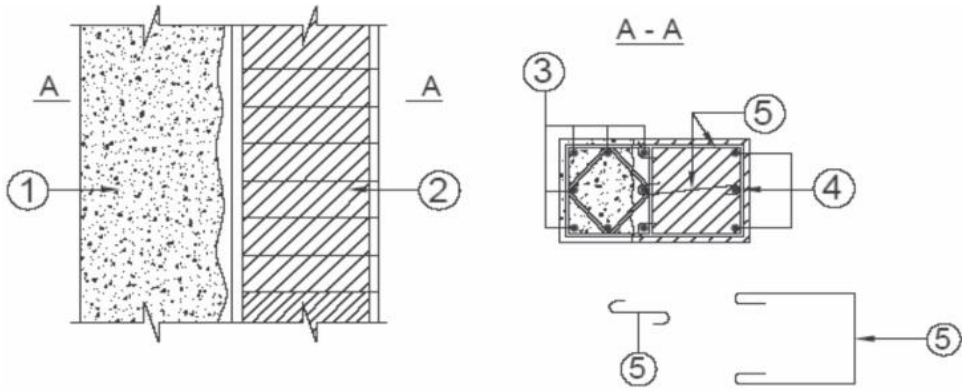
گاهی عملکرد مرکب بتن قدیم و روکش، فقط از طریق چسبندگی بین آنها (با توجه به زبر بودن سطح بتن قدیمی) تأمین می‌گردد که می‌توان برای ایجاد اتصال قوی‌تر بین قفس‌قدیم و جدید از آرماتور Ω که به میلگردهای قدیمی و جدید جوش شده‌اند، استفاده نمود. البته درشرایطی که ابعاد ستون مقاوم‌سازی شده بزرگ باشد و دورگیری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



پیش نویس - غیر قابل استناد

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

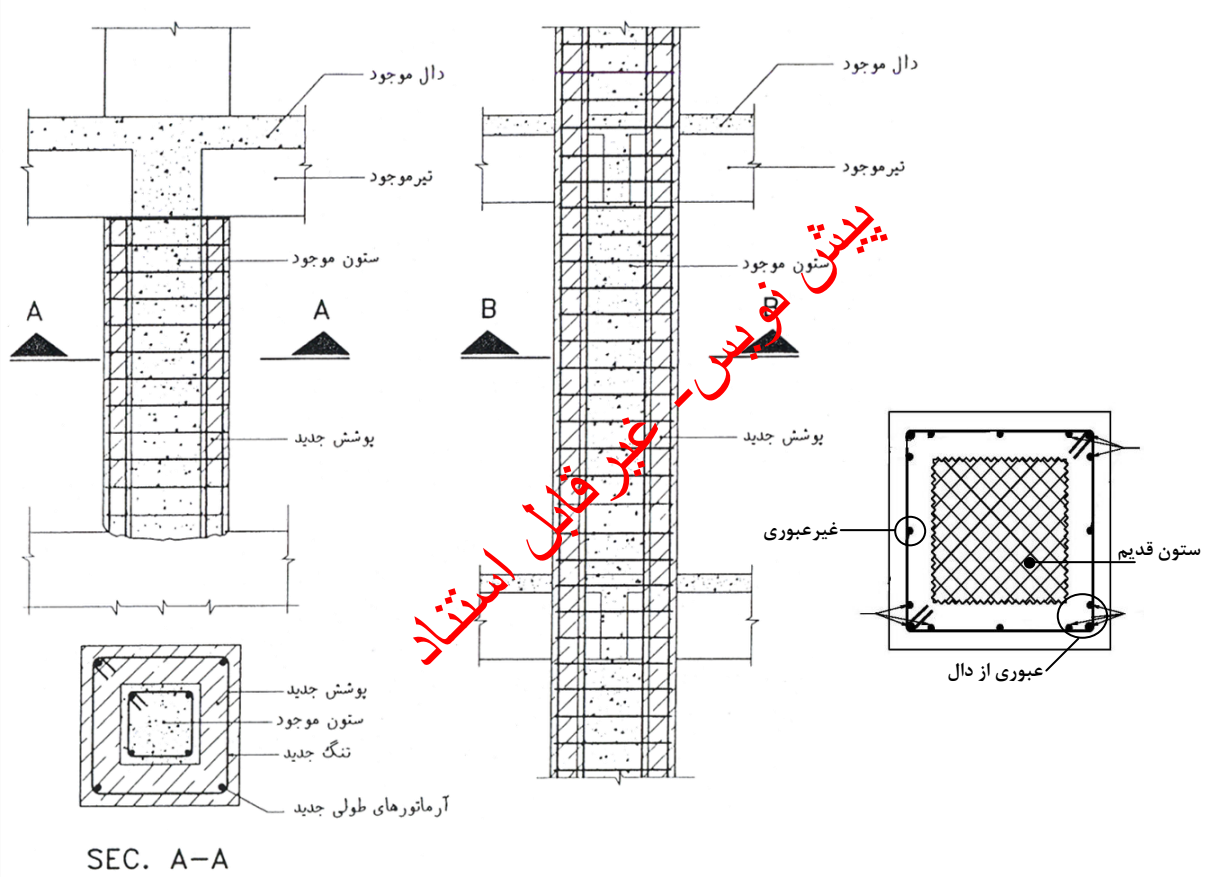
شکل ۲-۵-۴- نحوه ایجاد اتصال مناسب بین بتن جدید و قدیم



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

در صورتی 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. در صورتی که افزایش ظرفیت خمشی ستون نیز مدنظر باشد پوشش بکار گرفته شده باید از سقف عبور نماید (شکل ۲-۵-۶ و ۲-۵-۷).

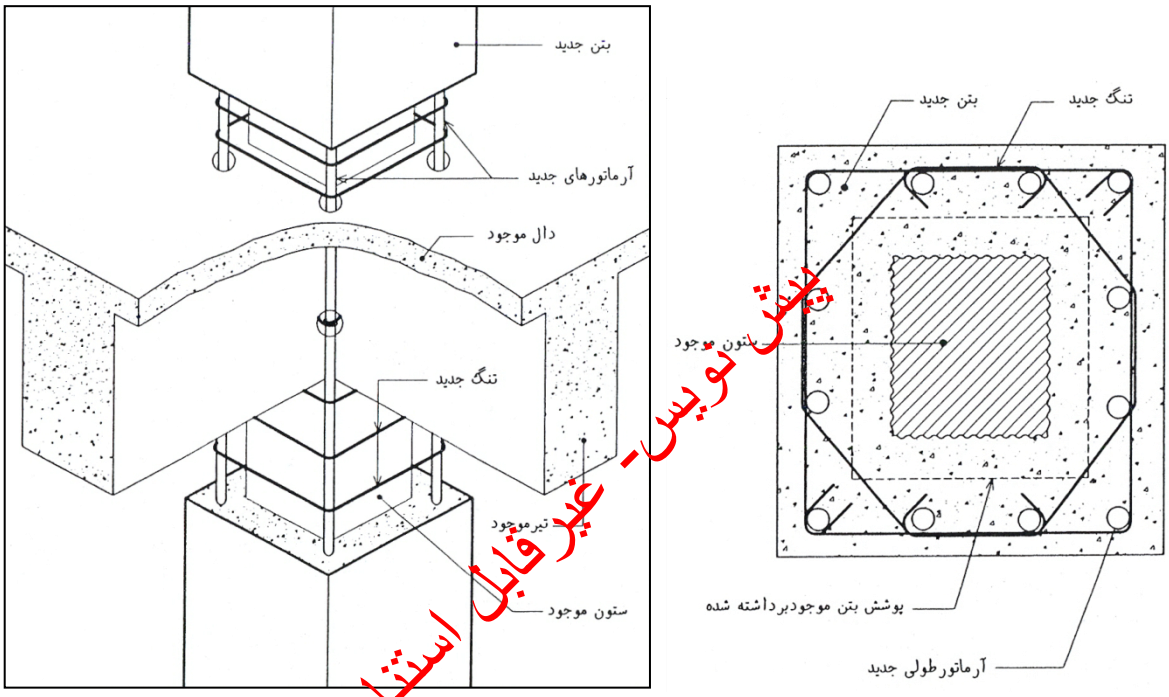


الف- بهسازی مقاومت خمشی و برشی ستون، ب- بهسازی مقاومت برشی ستون

شکل ۲-۵-۶- استفاده از روکش بتنی

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 سقف‌ها نیز عبور نمایند. نمونه‌ای از این موضوع 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.



پیش نویس - غیر قابل استناد

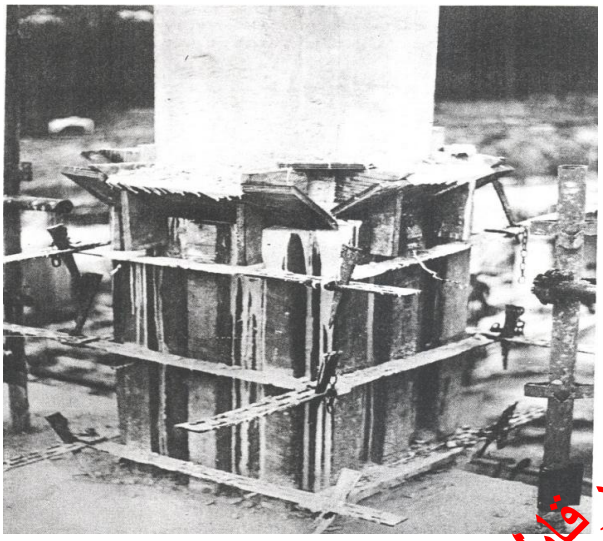
شکل ۲-۵-۷- جزئیات بهسازی ستون‌ها بوسیله روکش بتنی به هنگام عبور از سقف

- اجرای روکش بتنی

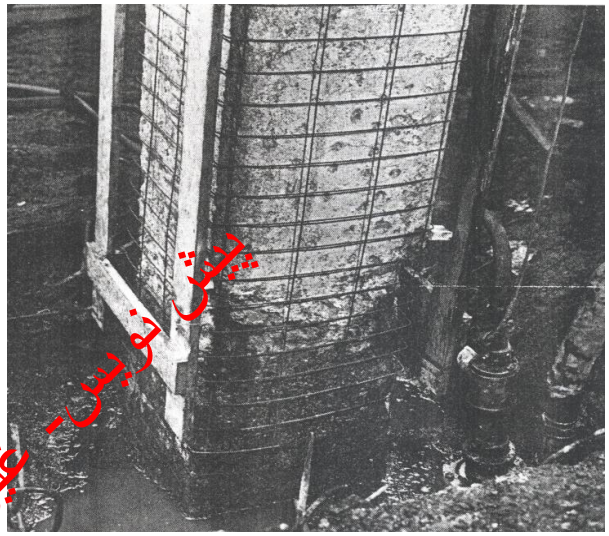
اجرای روکش بتنی بهتر است با قالب و بتن خود تراکم[1] اجرا گردد ولی اگر روکش بتنی ضخامت کمی داشته باشد، استفاده از روش بتن‌پاشی[2] بهتر از بتن‌ریزی می‌باشد. در شکل ۲-۵-۸- الف اجرای روکش بتنی با قالب نشان داده شده است. در این روش پس از بستن آرماتورها به دور ستون، قالب‌بندی و بتن‌ریزی به صورت مرحله‌ای انجام 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.

1- Self Compacted Concrete
2- Shotcerete

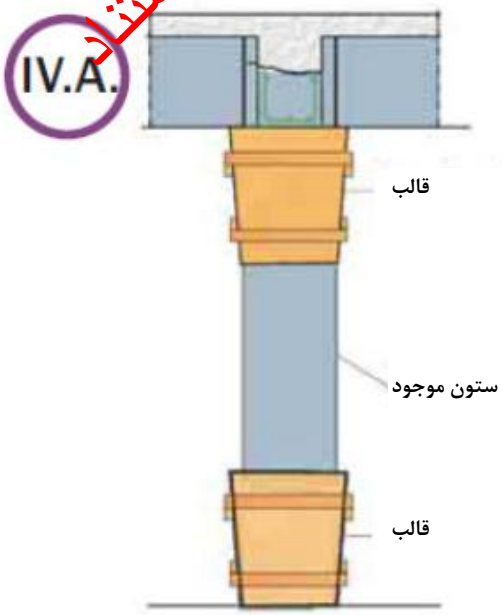
برای اطمینان از عمل مرکب بتن قدیم و جدید باید سطح بتن قدیم را مضرس نمود و یا سطح آنها را با چسب‌های شیمیایی پوشاند. آزمایشات و تجارب گذشته نشان می‌دهد که زبر نمودن سطح بتن برای پیوستگی بتن قدیم و جدید کافی می‌باشد، ولی با کاشت میخچه (شاخک) در فاصله ۳۰۰ تا ۵۰۰ میلیمتر عمل مرکب بین بتن قدیم و جدید به میزان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



الف- اجرای روکش بتنی با قالب



ب- اجرای روکش بتنی با بتن‌پاشی



پ- قالب‌بندی برای تعمیر موضعی

شکل ۲-۵-۸- اجرای روکش بتنی

پیش نویس- غیر قابل استناد
IV.A.

اگر روکش بتنی ستون را محصور نماید، انقباض بتن جدید منجر به ایجاد اصطکاک بین بتن قدیم و جدید می‌گردد و احتیاجی به کاشت شاخک 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 در نظر گرفته شود.

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.


پیش نویس - غیر قابل استناد

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 تنگ‌ها نباید از ۲۰۰ میلیمتر و ضخامت روکش بیشتر شود. در فاصله $\frac{1}{4}$ ارتفاع ستون از بر تکیه‌گاه، فاصله تنگ‌ها نباید از ۱۰۰ میلیمتر بیشتر شود.

۶- فاصله تنگ‌های ستون نباید از هیچیک از مقادیر زیر بیشتر شود:

الف: ۱۲برابر قطرکوچکترین میلگرد طولی اعم ازاینکه منفرد باشد یا عضوی از گروه میلگردهای در تماس بشمار آید.

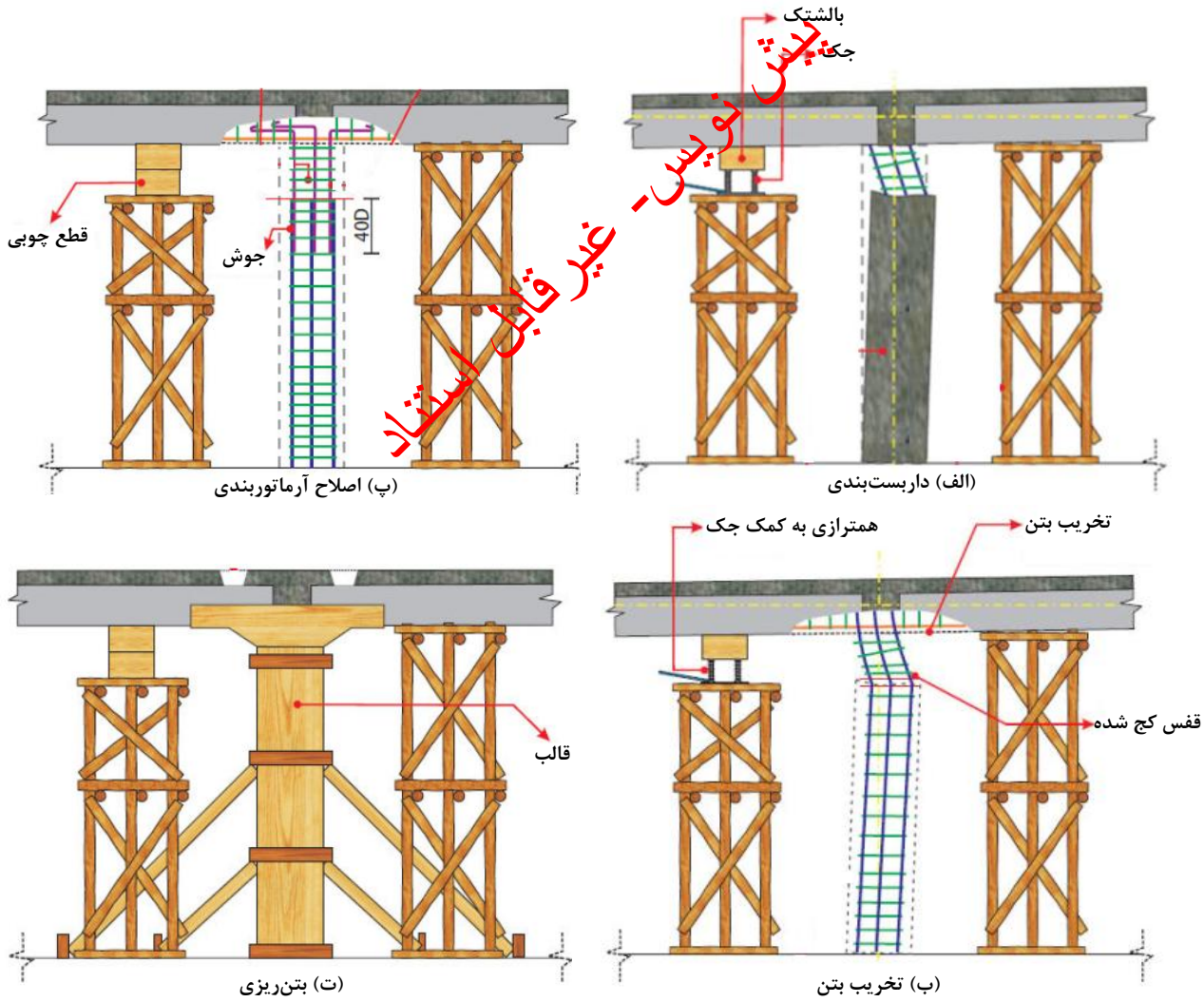
ب: ۴۸ برابر قطر میلگرد خاموت‌ها

پ: کوچکترین بعد عضو فشاری

ت: ۲۰۰ 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 محافظ‌کارانه، می‌توان ظرفیت خمشی تسلیم و نهایی ستون را ۹۰٪ مقادیر محاسبه شده در نظر گرفت. افزایش ظرفیت برشی را می‌توان بر اساس مقدار تنگ‌های اضافه شده محاسبه نمود. برای محاسبه مقدار دورگیری نیز تنها تنگ‌های اضافه شده در نظر گرفته می‌شود.

در اشکال زیر مراحل ترمیم خرابی ستون از نوع ۵ ارائه شده است.



پیش نویس - غیر قابل استناد

مثال ۲-۵-۱

مثال روکش بتنی- ستون قاب خمشی تنها تحت بارهای ثقلی طراحی و ساخته شده است.

$P_D = 1450\,kN$

$P_L = 860\ kN$

طول آزاد ستون ۲/۶ متر و مقطع آن ۴۵×۴۵ سانتیمتر می‌باشد.

مشخصات مصالح آن نیز به شرح زیر می‌باشد.

$f'_c = 25\,MPa$

$f_y = 400\,MPa$

از آنجا که ستون بر اساس آیین‌نامه‌های قدیمی تنها برای نیروهای ثقلی طرح شده بود، تصمیم گرفته شد که سازه برای نیروهای جانبی زلزله، تحلیل و تقویت گردد. با توجه به افزایش بار مرده طراحی به هنگام تقویت نتایج تحلیل برای ستون فوق بصورت زیر بدست آمد.

$P_D = 1700\ kN$

$P_L = 860\ kN$

$P_E = 250\ kN$

$M_E = 240\ kN.m$

مطلوب است طراحی اولیه ستون و سپس طراحی و تقویت آن در شرایطی که $k = 1.2$ می‌باشد.

طراحی اولیه ستون:

۱- محاسبه بار ضریب‌دار:

$$P_u = 1.2P_D + 1.6P_L = 1.2\times 1450 + 1.6\times 860 = 3116\ kN$$

۲- کنترل لاغری:

$$K = 1.2 \quad , \quad r = 0.3\times 450 = 135mm$$

$$\frac{KL}{r} = \frac{1.2\times 2600}{135} = 23.1$$

تقریباً می‌توان گفت که ستون لاغر نیست.

۳- طراحی آرماتور:

از آنجا که ستون تنها تحت بار محوریست:

$$\phi = 0.65$$

$$\phi P_n = 0.8\phi\left[0.85f'_c\left(A_g - A_{st}\right) + A_{st}f_y\right] = 0.8\times 0.65\times\left[0.85\times 25\times\left(450\times 450 - A_{st}\right) + 400A_{st}\right]$$

$$\geq 3116\times 10^3\ N$$

$$A_{st} = 4460\,mm^2$$

استفاده می‌شود: $8\Phi 28$, $A_s = 8\times 616 = 4928\,mm^2 \Rightarrow \phi P_n = 3208.2\,kN$

پیش نویس - غیر قابل استناد

۴- انتخاب قطر و فواصل تنگ‌ها:

$$\text{حداقل قطر آرماتور} = \frac{1}{3}\times 28 = 9.33$$

از تنگ نمره ۱۰ استفاده می‌شود.

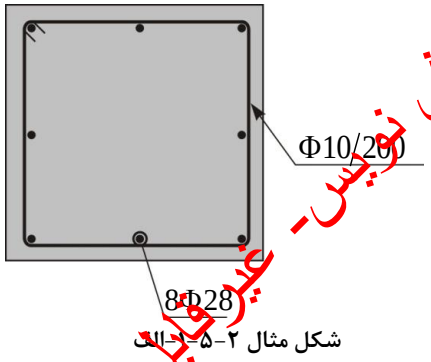
حداکثر فاصله تنگ‌ها: $12\times 28 = 336\ \text{mm}$

$$48\times 10 = 480\ \text{mm}$$

$$\text{بعد ستون} = 450\ \text{mm}$$

$$\text{حداکثر} = 200\ \text{mm}$$

فاصله تنگ‌ها 200 میلیمتر انتخاب می‌شود. آرایش میلگردها به صورت زیر خواهد بود.



شکل مثال ۲-۵-۱-الف

پیش نویس - غیرقابل استناد

تقویت ستون برای نیروهای جانبی زلزله:

استفاده از روکش بتنی

مقاومت روکش بتنی باید حداقل 5MPa بیشتر از بتن موجود باشد.

$$\text{بتن روکش} = f'_c = 25+5 = 30\,\text{MPa}$$

۱- بار محوری و لنگر خمشی ضریبدار:

$$P_u = 1.2D + L + E = 1.2\times 1700 + 860 + 250 = 3150\ \text{kN}$$

$$M_u = 0 + 0 + 240 = 240\,\text{kN.m}$$

مقطع اولیه ستون هنوز جوابگوی نیروی محوری فوق می‌باشد.

$$P_u = 3150 \le \phi P_n = 3208.2\ \text{kN}$$

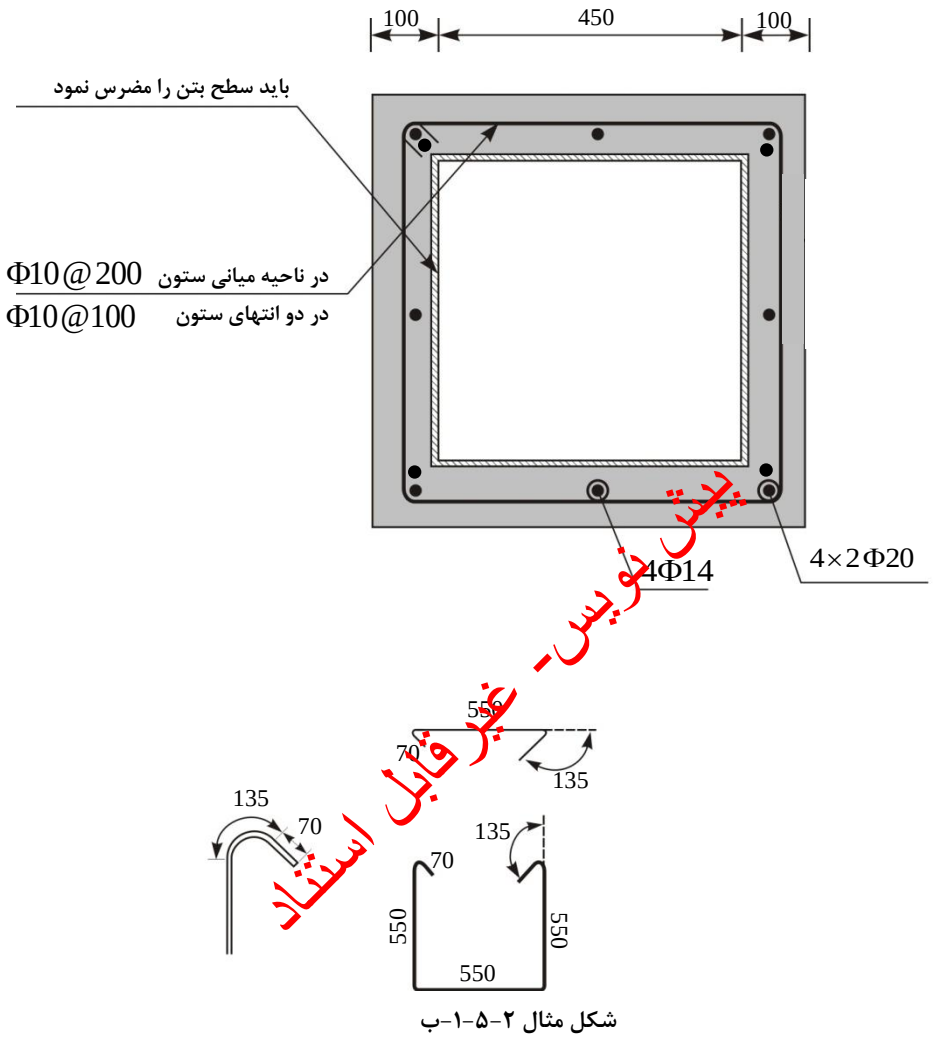
ضخامت روکش بتنی را 100 mm در نظر می‌گیریم.

سطح مقطع میلگردها به علت خمش با رابطه اهرم بدست می‌آید.

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y (d-d')} = \frac{240\times 10^6}{0.9\times 400\times 550} = 1212\,\text{mm}^2$$

$$4\Phi 20\ ,\ A_s = 4\times 314 = 1256\,\text{mm}^2$$

آرایش میلگردها مطابق شکل انتخاب می‌گردد.



پیش نویس - غیر قابل استناد

شکل مثال ۲-۵-۱-ب

قطر تنگ‌ها:

حداقل قطر آرماتور: $\frac{1}{3}\times 28 = 9.32$

از تنگ نمره ۱۰ استفاده می‌شود.

انتخاب فواصل تنگ‌ها:

حداکثر فاصله خاموت‌ها : $12\times 28 = 336$ mm

$48\times 10 = 480$ mm

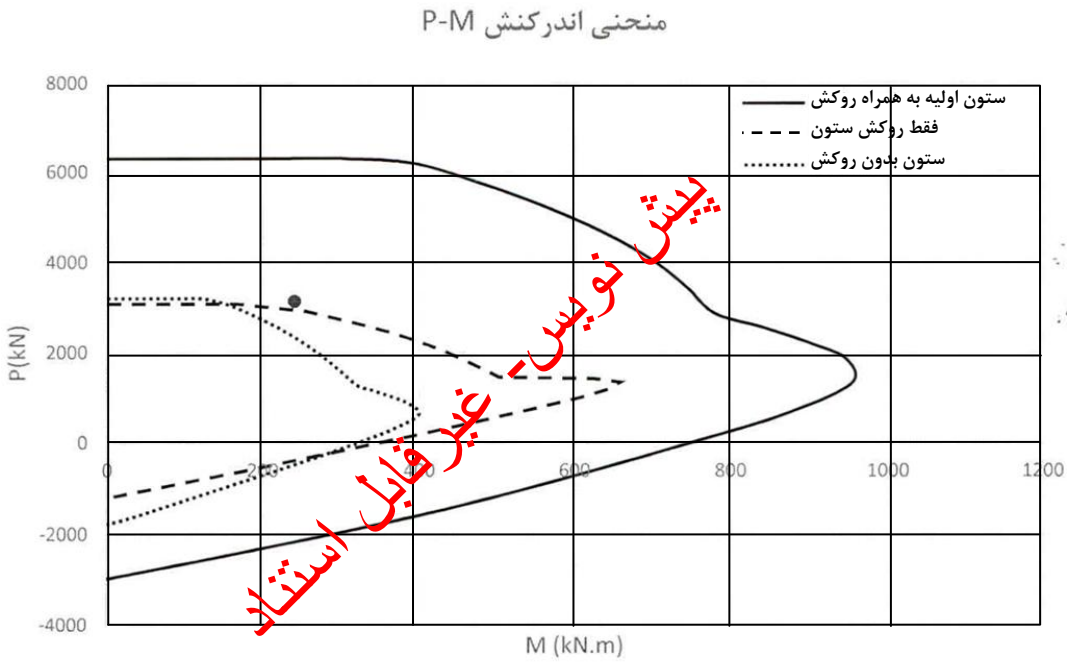
بعد ستون = 650 mm

مطابق ضوابط راهنمای روش‌ها و شیوه‌های بهسازی = 200 mm

S = 200 mm

در فاصله $\frac{1}{4}$ 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

۲-۵-۱-۳- 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 است. 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 تزریق می‌گردد. برای بهبود عملکرد مجموعه می‌توان از کاشت میلگرد برای انتقال برش بین ورق و بتن استفاده نمود.

از روکش فولادی می‌توان برای بهسازی ستون‌هایی که پس از زلزله دچار آسیب شده‌اند، استفاده نمود.

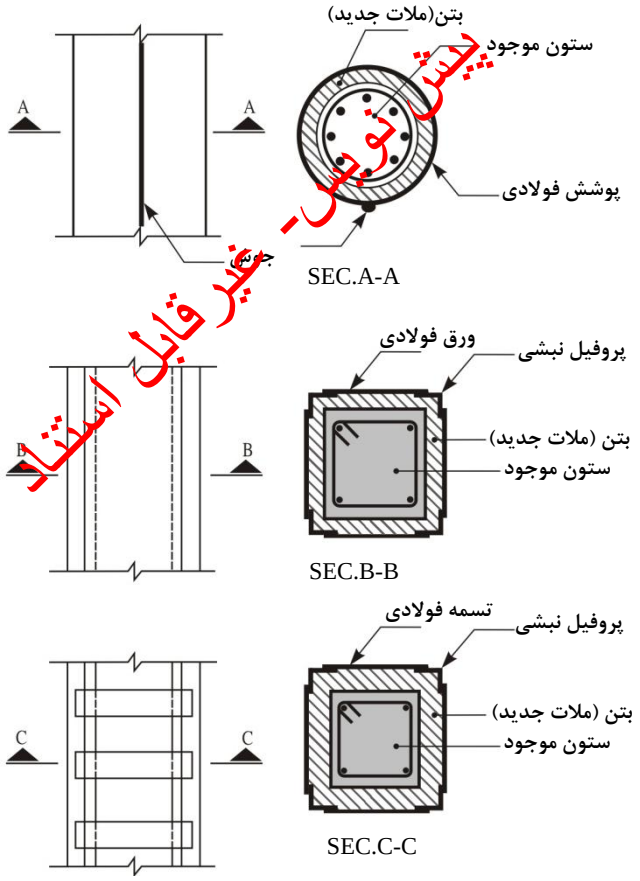
در تقویت دائم ستون‌های بتنی با روکش فولادی رویکردهای مختلفی می‌تواند مدنظر باشد.

۱- افزایش مقاومت محوری و خمشی ستون به واسطه عملکرد محصورکننده روکش فولادی.

۲- افزایش ظرفیت دوران پلاستیک و کاهش مودهای خرابی ترد به واسطه فشار محصورکننده روکش فولادی.

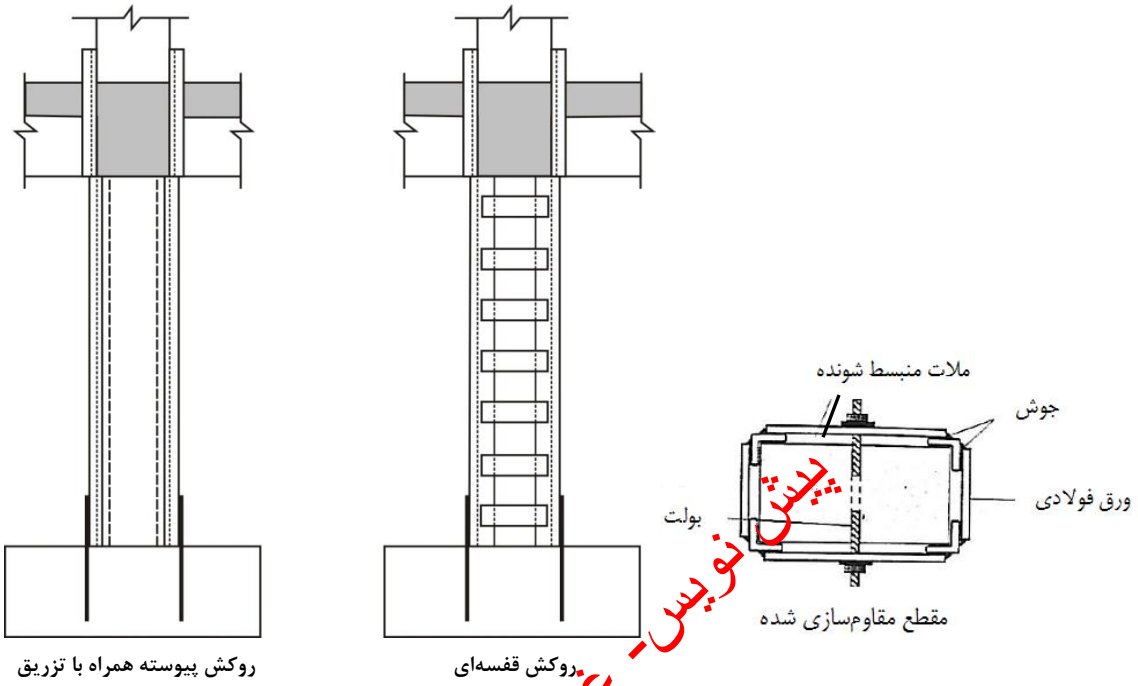
۳- افزایش مقاومت محوری و خمشی ستون و نیز افزایش سختی آن به واسطه عملکرد مرکب روکش فولادی و بتن.

۴- افزایش ظرفیت برشی مقطع.



پیش نویس - غیر قابل استناد

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



پیش نویس- غیر قابل استناد

شکل ۲-۵-۱۱- انواع روکش فولادی جهت افزایش ظرفیت محوری و خمشی و برشی

افزایش مقاومت با استفاده از عملکرد مرکب فولاد و بتن

در صورت عدم پیوستگی بین روکش‌های فولادی ستون در طبقات مختلف، ظرفیت خمشی 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 شکل‌های 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 با انتقال نیرو از میان دال

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.

کامل‌ترین شکل روکش فولادی، استفاده از روکش پیوسته همراه با تزریق فضای خالی بتن روکش فولادی و ستون بتنی می‌باشد (شکل ۲-۵-۱۳).



شکل ۲-۵-۱۳- بهسازی ستون‌های بتنی بوسیله روکش فولادی همراه با تزریق

افزایش ظرفیت محوری و شکل‌پذیری با استفاده از اثر محصورکنندگی

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 ظرفیت 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:

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

در هر صورت طول وصله موجود نباید از مقدار به دست آمده از رابطه زیر کمتر باشد:

$$\ell_s \geq \frac{0.25 d_b f_y}{\sqrt{f'_c}}$$

که در آن:

d_b: قطر میلگرد طولی وصله شده بر حسب میلیمتر

پیش نویس - غیر قابل استناد

A_b: مساحت میلگرد طولی وصله شده بر حسب میلیمتر مربع

f_y: تنش تسلیم میلگرد طولی وصله شده بر حسب نیوتن بر میلیمتر مربع

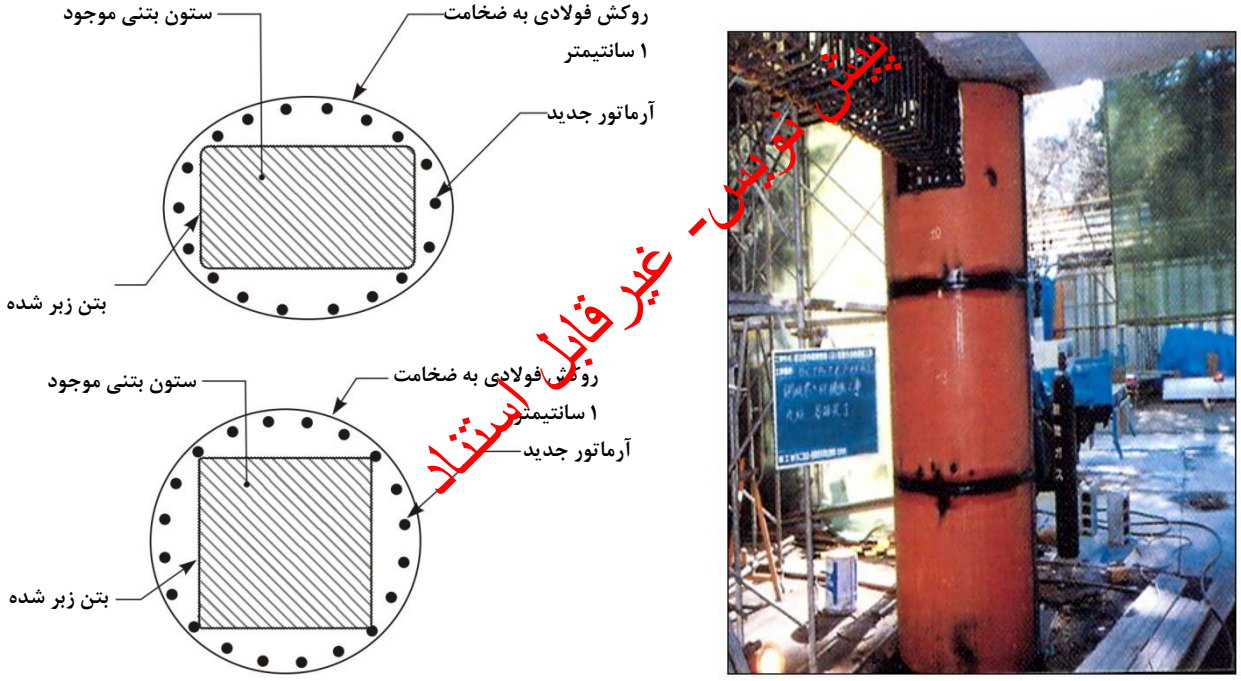
D': قطر دایره دورپیچ آرماتور طولی بر حسب میلیمتر

n: تعداد میلگردهای طولی

c: پوشش میلگرد طولی بر حسب میلیمتر

ℓ_s: طول وصله بر حسب میلیمتر

f_ℓ: فشار محصورکننده بر حسب نیوتن بر میلیمتر مربع می‌باشد.



نسخه نویس - غیر قابل استناد

شکل ۲-۵-۱۴- استفاده از روکش فولادی مدور در بهسازی ستون‌های مستطیلی

ضخامت پوشش‌های فولادی برای ایجاد فشار محصورکننده مورد نیاز از رابطه ۲-۵-۲ محاسبه می‌شود:

$$t > \frac{f_\ell D}{400} \qquad (۲-۵-۲)$$

که در آن:

t: ضخامت پوشش فولادی برحسب میلیمتر

D: قطر ستون برحسب میلیمتر

f_ℓ: فشار محدودکننده برحسب نیوتن بر میلیمترمربع (مگاپاسکال) می‌باشد.

روکش فولادی حداقل باید به اندازه طولی که وصله پوششی وجود دارد، روی ستون اجرا گردد.

برای سادگی، در رابطه (۲-۵-۲) می‌توان f_ℓ را برابر 2.07 MPa فرض کرد. در شرایطی که نسبت میلگردهای طولی ستون کمتر از ۲/۵٪ و بار محوری آن کمتر از $0.15 f'_c A_g$ باشد، استفاده از این فرض ساده کننده مجاز است. ستون‌هایی که با روکش فولادی محصور شده باشند، شکل‌پذیری لازم برای سیستمی با R_u کوچکتر یا مساوی شش را خواهند داشت. کفایت استفاده از چنین ستون‌هایی در قاب‌هایی با R_u بالاتر را می‌توان با بهره‌گیری از تحلیل‌های غیرخطی یا نتایج آزمایشگاهی بررسی نمود.

افزایش مقاومت با استفاده از اثر محصورکنندگی روکش فولادی

در ستون‌های دایره‌ای شکل تنش محصورکننده روکش فولادی (f_ℓ) باعث افزایش مقاومت و کرنش نهایی بتن می‌شود. تنش محصورکننده بتن با استفاده از رابطه ۲-۵-۳ محاسبه می‌شود.

$$f_\ell = \frac{2t E_s \varepsilon_s}{D} \qquad (۲-۵-۳)$$

که در رابطه فوق:

t: ضخامت روکش فولادی

E_s: مدول الاستیسیته فولاد $(2 \times 10^5 \ N/mm^2)$

ε_s: کرنش روکش فولادی

مقدار ε_s در رابطه ۲-۵-۳ را در غیاب تحلیل‌های دقیق می‌توان برابر با ۰/۰۰۱ فرض نمود. تنش نهایی بتن محصور شده (f'_{cc}) با استفاده از رابطه ۲-۵-۴ محاسبه می‌شود.

$$f'_{cc} = f'_c \left[-1.254 + 2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94 f_\ell}{f'_c}} - \frac{2 f_\ell}{f'_c} \right] \qquad (۲-۵-۴)$$

اثر محصورکننده روکش فولادی کرنش حد نهایی بتن را نیز افزایش می‌دهد. این کرنش را می‌توان با رابطه زیر تخمین زد.

$$\varepsilon_{cu} = 0.004 + \frac{5.6 t f_{ys} \varepsilon_{su}}{D f'_{cc}} \qquad (۲-۵-۵)$$

در این رابطه f_{ys} تنش تسلیم روکش فولادی و ε_{su} کرنش نهایی آن است که برای فولاد ST-37 مقدار ۰/۱ قابل توصیه می‌باشد. با در دست داشتن مقادیر ε_{cu} و f'_{cc} و استفاده از فرضیات سازگاری کرنش‌ها با استفاده از روابط تنش و کرنش می‌توان ظرفیت نهایی مقطع و منحنی لنگر خمشی- انحنا را برای آن محاسبه نمود.

پیش نویس- غیر قابل استناد

تقویت برشی ستون بتنی

در صورت استفاده از عملکرد مختلط بتن و فولاد، میزان افزایش مقاومت برشی ستون را می‌توان از روش‌های مرسوم برای این نوع مقاطع محاسبه نمود. در صورت استفاده از روکش فولادی به عنوان عاملی محصورکننده در ستون‌های دایره‌ای شکل، می‌توان با فلسفه‌ای مشابه آرماتورهای دورپیچی، افزایش مقاومت برشی مقطع را محاسبه کرد. بدین صورت که روکش فولادی را مانند آرماتوری دورپیچ با مساحت A_v در فاصله S برابر با $\frac{A_v}{t}$ در نظر گرفت. میزان مقاومت برشی اسمی افزوده روکش $\left(V_{sj}\right)$ توسط رابطه‌ی زیر محاسبه می‌شود.

$$V_{sj} = \frac{\pi}{2} t f_{ys} D \cot\theta \qquad (۶-۵-۲)$$

که در این رابطه:

t = ضخامت روکش فولادی

f_{ys} = تنش تسلیم فولاد روکش

D = قطر ستون دایره

θ = زاویه ترک برشی نسبت به امتداد قائم می‌باشد.

زاویه ترک برشی براساس شرایط مرزی ستون از روابط ۲-۵-۷ و ۲-۵-۸ قابل محاسبه است.

$$\theta = \tan^{-1}\left[\frac{\rho_v n + 1.26\frac{\rho_v}{\rho_L}}{i + \rho_v n}\right]^{\frac{1}{4}} > \alpha \qquad \text{برای ستون گیردار- مفصلی} \qquad (۷-۵-۲)$$

$$\theta = \tan^{-1}\left[\frac{\rho_v n + 0.46\frac{\rho_v}{\rho_L}}{i + \rho_v n}\right]^{\frac{1}{4}} > \alpha \qquad \text{برای ستون گیردار- گیردار} \qquad (۸-۵-۲)$$

پیش نویس- غیر قابل استناد

که در این روابط:

ρ_v = نسبت حجمی فولاد روکش برابر با $\frac{2t}{r}$

ρ_L = نسبت آرماتورهای طولی برابر با $\frac{A_s}{A_g}$

n = نسبت مدول الاستیسیته فولاد به بتن برابر با $\frac{E_s}{E_c}$

α = نسبت هندسی ستون برابر با $\frac{D'}{L}$

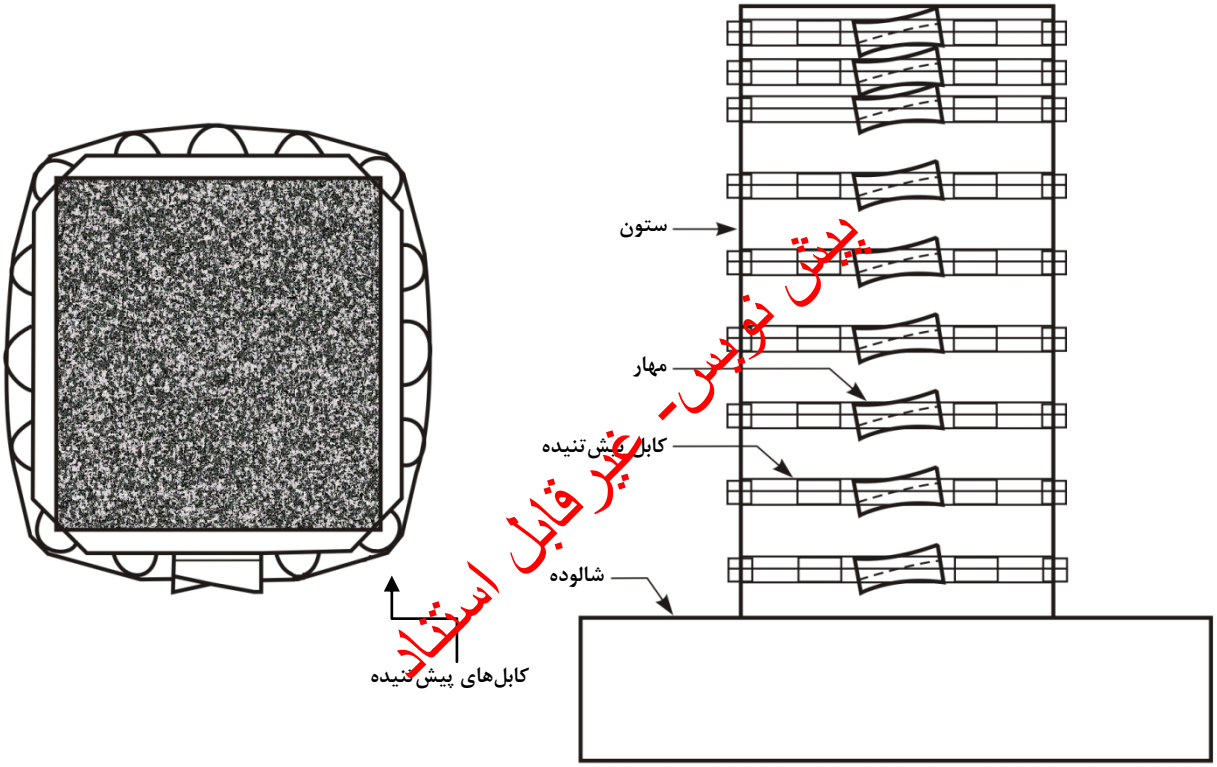
r = شعاع ستون بتنی

D' = فاصله پشت تا پشت دورترین آرماتورهای مقطع از هم

L = دو برابر فاصله نقطه گیرداری تا نقطه لنگر صفر در ستون

افزایش محصورشدگی با استفاده از پیش‌تنیدگی عرضی

در موارد خاص می‌توان از سیستم‌های پیش‌تنیدگی عرضی استفاده نمود. در این روش جهت محصور کردن و فشردن روکش فولادی به ستون با استفاده از سیستم‌های پیش تنیدگی، نیروی فشاری به مجموعه اعمال می‌شود. لازم بذکر است این روش نسبت به سایر روش‌های بهسازی ستون، کمتر متداول می‌باشد.



پیش نویس - غیر قابل استناد

شکل ۲-۵-۱۵- استفاده از پیش‌تنیدگی عرضی در بهسازی ستون‌ها

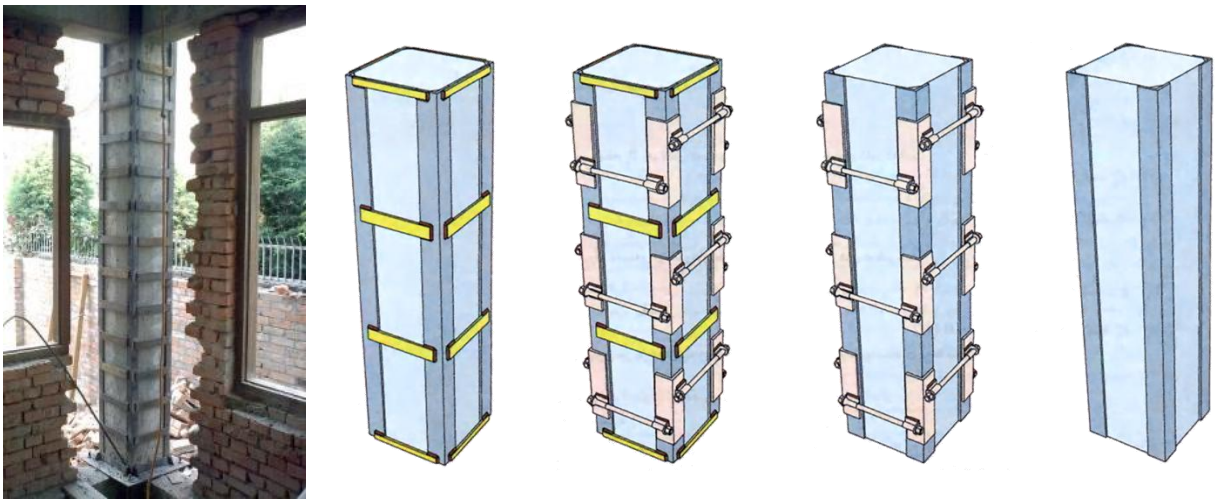
با انجام تدابیری خاص می‌توان در روکش قفسه‌ای، پیش فشردگی اولیه‌ای ایجاد نمود و بدین ترتیب ظرفیت باربری نهایی ستون را افزایش داد. در این روش برای پیش فشرده کردنِ نبشی‌ها، از گیره‌های موقتی استفاده می‌شود و مراحل کار آن به ترتیب زیر می‌باشد:

۱- قرار دادن نبشی‌ها در گوشه ستون.

۲- قرار دادن گیره‌هایی به فواصل مناسب روی نبشی‌ها و اعمال نیروی فشاری.

۳- جوش دادن تسمه‌های اتصال روی نبشی‌های گوشه ستون در فواصل تعیین شده.

۴- باز کردن گیره‌ها.



مرحله (۱) مرحله (۲) مرحله (۳) مرحله (۴)

شکل ۲-۵-۱۶- مراحل اجرای روکش قفسه‌ای به روش پیش فشردن

پیش نویس - غیر قابل استناد

مثال ۲-۵-۲

ستون مثال ۲-۵-۱ را با روکش فولادی مقاوم‌سازی نمایید.

حل:

مطابق مثال ۲-۵-۱ حمل نیروی محوری توسط ستون نبشی و حمل لنگر ناشی از بار زلزله به روکش واگذار می‌شود.

برای روکش از گزینه روکش قفسه‌ای استفاده شود.

با استفاده از رابطه اهرم، سطح مقطع بدست می‌آید:

$$f_y = 240\,MPa$$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y d} = \frac{240\times10^6}{0.9\times240\times450} = 2469.1 mm^2$$

مساحت هر نبشی باید $0.5\times2469.1 = 1229.6\,mm^2$ باشد.

$$USE \quad L120\times120\times12\ ,\quad A_s = 2750\,mm^2 > 1229.6$$

مشخصات مقطع فولادی:

$$A_{steel} = 4\times A_{L120\times120\times12} = 4\times27.5 = 110\,cm^2$$

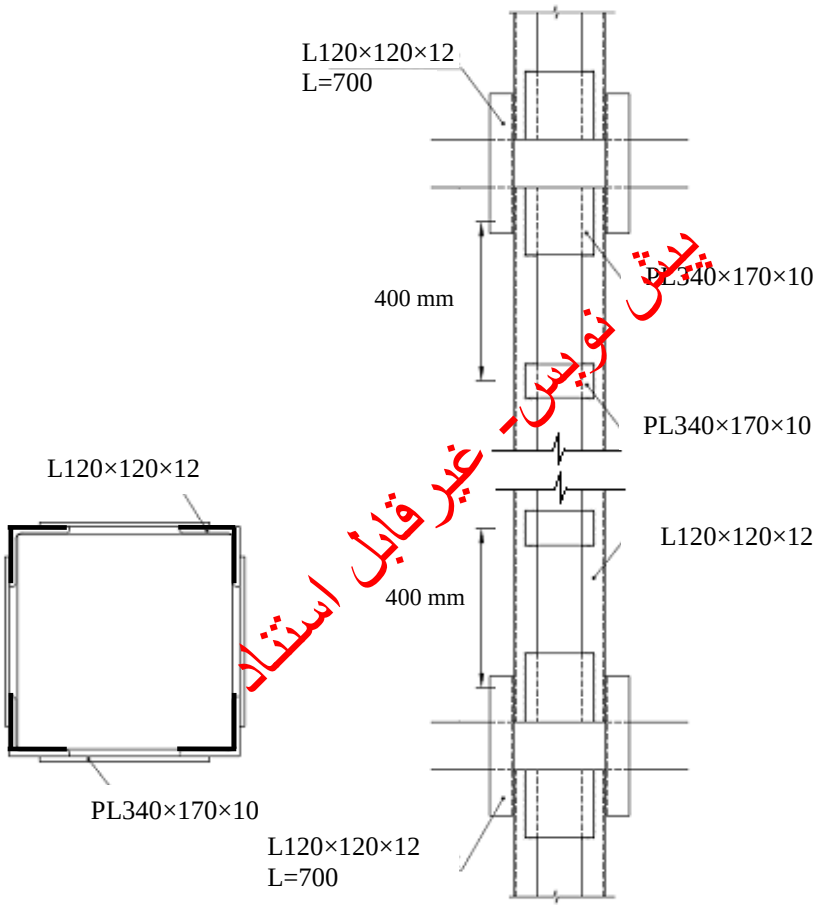
$$I_{steel} = 4\times I_{L120\times120\times12} = 4\times(368 + 27.5\times(\frac{45}{2} - (3.4-1.2))^2)$$

$$I_{steel} = 46802\,cm^4$$

$$S_{steel} = \frac{I}{c} = \frac{46802}{\frac{45}{2}+1.2} = 1975\,cm^3$$

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{46802}{110}} = 20.63\,cm$$

$$Z = 2250.6\,cm^3$$



پیش نویس - غیر قابل استناد

شکل مثال ۲-۵-۲-الف

طراحی بست‌های موازی:

فاصله بست‌ها از یکدیگر باید به اندازه‌ای باشد که ضریب لاغری تک نیمرخ عضو فشاری کمتر از 40 باشد.

$$r_1 = 36.5\,mm$$

$$\frac{L_1}{r_1} \le 40 \Rightarrow L_1 \le 1460\,mm$$

از آنجا که بست‌های میانی باید به تعدادی باشند که طول عضو فشاری را حداقل به سه قسمت تقسیم نمایند در نتیجه فاصله بست‌ها ۴۰۰ میلیمتر در نظر گرفته می‌شود.

با توجه به هندسه ستون طول ورق ۳۴ و عرض آن ۱۷ سانتیمتر درنظرگرفته می‌شود.

$$\text{ضخامت بست فولادی} = \frac{34}{40} = 0.85\,\text{cm} \Rightarrow t = 10\,\text{mm}$$

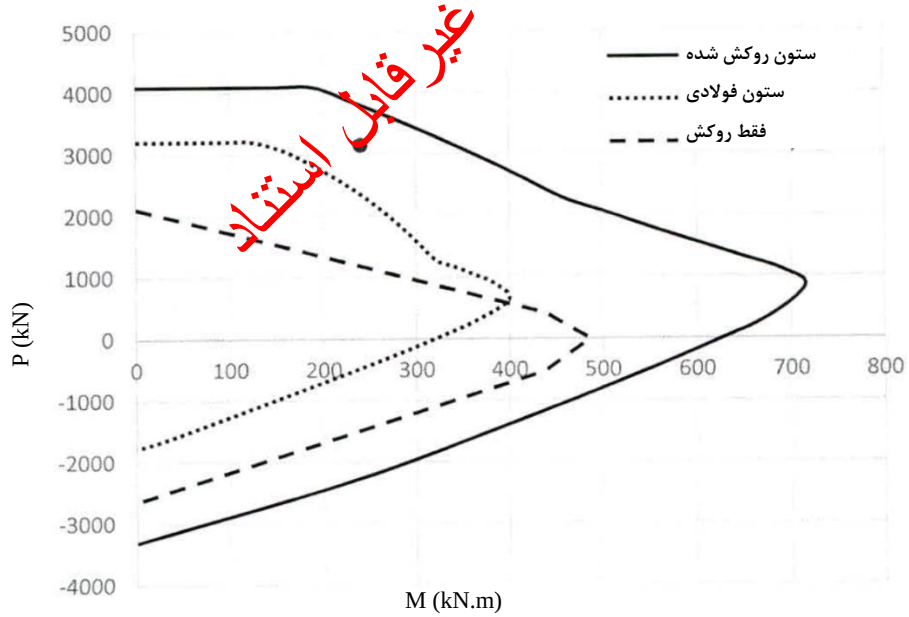
کنترل بست‌های افقی مطابق ضوابط آیین‌نامه مبحث دهم برعهده خواننده می‌باشد.

مطابق محاسبات فوق روکش فولادی ستون به تنهایی پاسخگوی نیروی محوری وارد بر آن نیست، ولی پاسخگوی خمش وارد بر ستون می‌باشد. طبق فرض مسأله نیروی محوری را باید ستون بتنی تحمل نماید و لنگر خمشی را روکش فولادی و با توجه به این فرضیات ستون تقویت شده پاسخگوی نیروهای وارده می‌باشد.

درشکل زیرمنحنی اندرکنش P-M ستون، قبل از مقاوم‌سازی، 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 منحنی اندرکنش ستون تقویت شده (ستون با روکش فولادی) را در نظر بگیریم، ستون پاسخگوی بارهای وارده می‌باشد.

پیش نویس- غیر قابل استناد

منحنی اندرکنش P-M

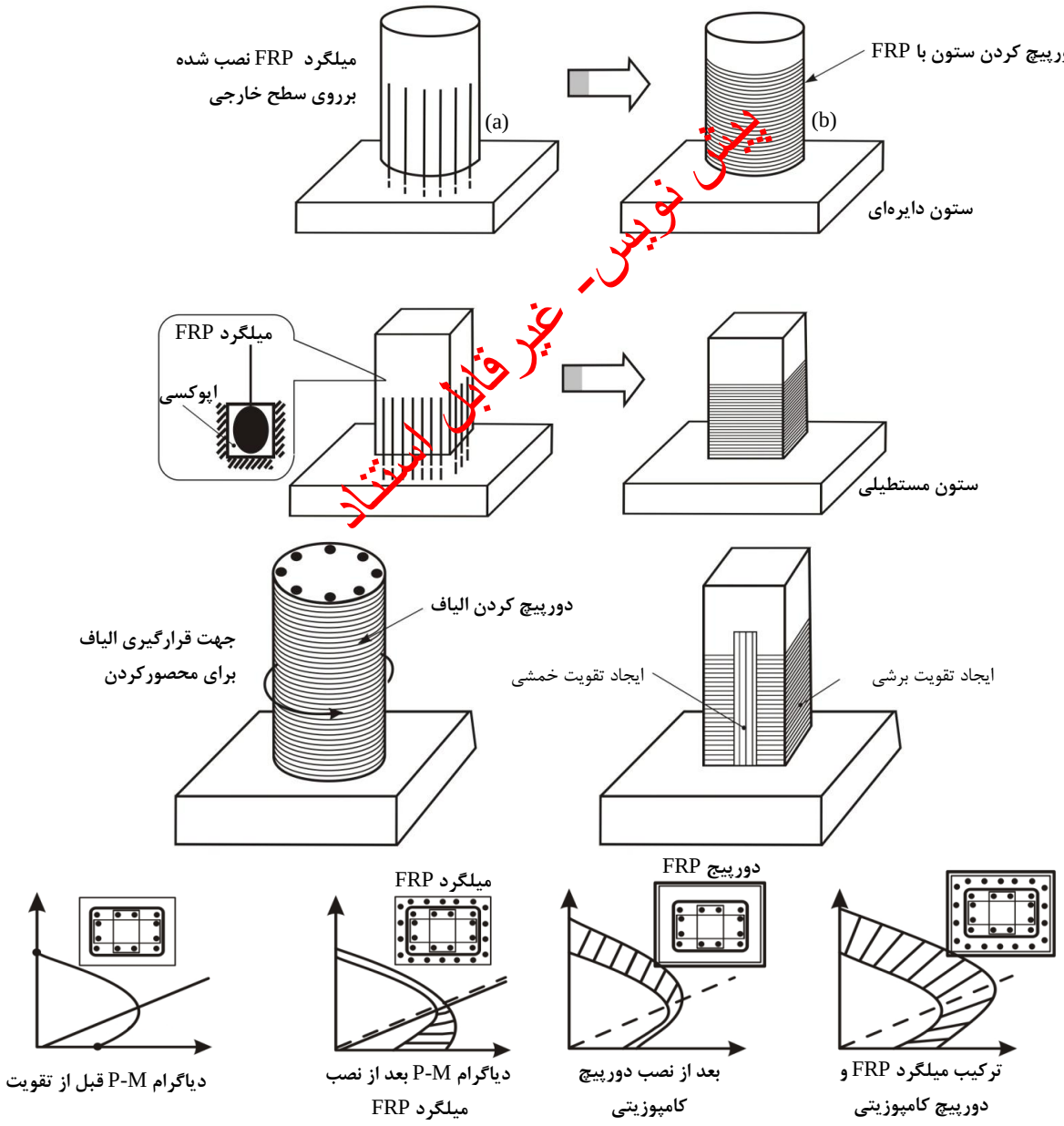


شکل مثال ۲-۵-۲-ب

۲-۵-۱-۴- استفاده از الیاف مسلح پلیمری FRP

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

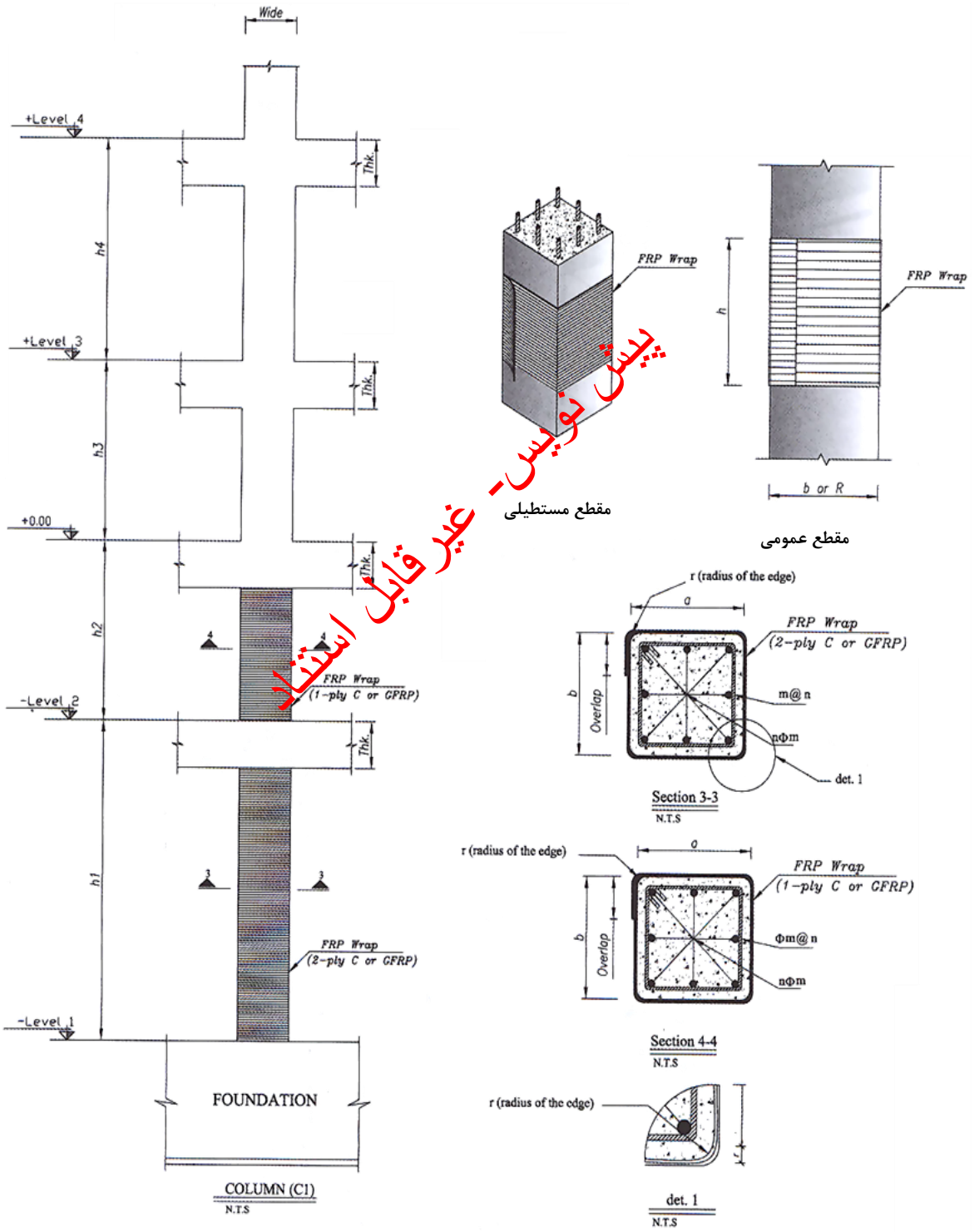
قابل توجهی افزایش می‌دهد. مقاوم‌سازی ستون‌های بتنی می‌تواند با استفاده از کاشت میلگردهای FRP یا دورپیچی با الیاف FRP باشد. کاشت میلگردهای FRP می‌تواند با یا بدون افزودن به ابعاد مقطع اصلی با روکش بتنی جدید باشد. میلگردهای FRP عمدتاً باعث افزایش ظرفیت خمشی مقطع می‌شوند، زیرا باربری محوری چندانی ندارند. استفاده از دورپیچی FRP برای ستون‌ها مرسوم‌تر از میلگردهای FRP است. از FRP برای دورپیچ کردن ستون‌های بتن مسلح به منظور افزایش مقاومت محوری و شکل‌پذیری استفاده می‌شود. دورپیچی ستون مسلح با FRP باعث افزایش مقاومت فشاری و افزایش ظرفیت دورانی و تغییرشکل جانبی بدون کاهش قابل توجه در مقاومت فشاری می‌شود (شکل ۲-۵-۱۷).



پیش نویس- غیر قابل استناد

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

در شکل ۲-۵-۱۸ جزییات بهسازی ستون‌های بتن مسلح با نوارهای FRP نشان داده شده است.



پیش نویس - غیر قابل استناد

شکل ۲-۵-۱۸- جزئیات بهسازی ستون‌های بتنی با نوارهای 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.

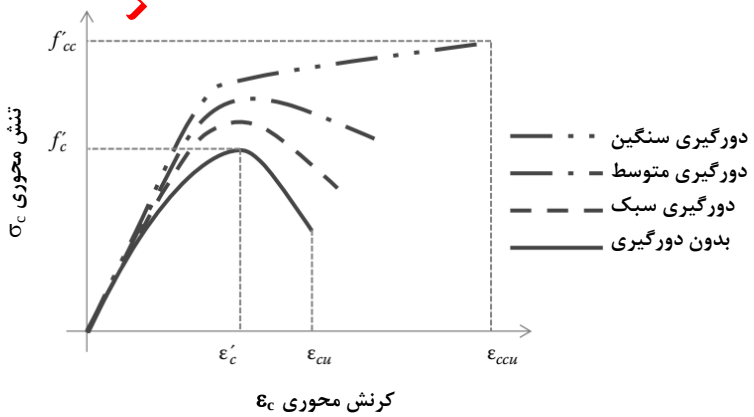
هنگامی که ستون یا عضو فشاری تحت بارهای لرزه‌ای قرار می‌گیرد، ظرفیت جذب انرژی و شکل‌پذیری آن اهمیت می‌یابد. در این ارتباط مقاوم‌سازی یا بهسازی آن عضو با افزایش شکل‌پذیری به کمک دورپیچ FRP مورد توجه قرار می‌گیرد.

ضروری است بعد از مقاومسازی با روکش FRP جزییات مقاوم‌سازی در مقابل آتش تعبیه شود.

افزایش مقاومت فشاری

با دورپیچی ستون توسط روکش FRP، حالت سه‌بعدی تنش در ستون تحت فشار محوری بوجود می‌آید که باعث افزایش مقاومت فشاری در امتداد ستون می‌شود. دورگیری باعث فشار شعاعی پاسیو[1] در ستون شده که از گسترش ترک‌های گسیختگی طولی در اثر فشار محوری جلوگیری می‌کند. عملکرد دورپیچ FRP در محیط خارجی ستون، مشابه عملکرد خاموت‌های دورپیچ در ستونهاست. در شکل ۲-۵-۱۹ افزایش مقاومت و کرنش نظیر خرابی در ستون‌های دورپیچ شده با FRP نشان داده شده است. این شکل نشان می‌دهد که با افزایش مقدار دورپیچی، افزایش مقاومت فشاری نیز بیشتر می‌شود.

پیش نویس- غیر قابل استناد



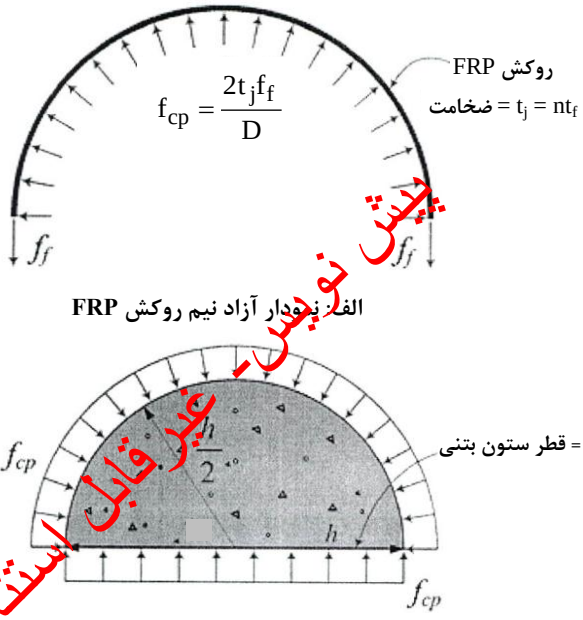
شکل ۲-۵-۱۹- منحنی‌های تنش کرنش برای ستون‌های بتن مسلح، بدون و با دورگیر FRP

1- Passive

نظریه دورگیری در مقاطع دایره

مطابق شکل ۲-۵-۲۰ نمودار آزاد مقطع دایره‌ای را در نظر بگیرید که توسط FRP با ضخامت $t_j = nt_f$ دورپیچ شده است با استفاده از اصول مقاومت مصالح تنش دورگیری f_{cp} ستون را می‌توان برحسب کشش حلقوی ناشی از دورپیچ FRP تعیین نمود. با استفاده از تعادل نیروها در امتداد قائم می‌توان نوشت:

$$f_{cp} = \frac{2t_j f_f}{D} \qquad (۹-۵-۲)$$



الف: نمودار آزاد نیم روکش FRP

(ب) نمودار آزاد نیم مقطع ستون

پیش نویس - غیر قابل استناد

شکل ۲-۵-۲۰- نمودار آزاد نیروهای موثر خارجی و نیروهای داخلی در ستون دورپیچ توسط FRP

در رابطه فوق D قطر ستون و f_f نیروی کششی تولید شده توسط FRP است. اگر E_f مدول الاستیسیته‌ی FRP و t_j ضخامت FRP و ε_f کرنش کششی FRP و n_f تعداد لایه‌های FRP باشد، خواهیم داشت:

$$f_f = n_f t_f E_f \varepsilon_f \qquad (۱۰-۵-۲)$$

بنابراین:

$$f_{cp} = \frac{2n_f t_f E_f \varepsilon_f}{D} \qquad (۱۱-۵-۲)$$

با تعریف نسبت دورپیچی ρ_f طبق رابطه‌ی زیر:

$$\rho_f = \frac{4n_f t_f}{D} \qquad (۱۲-۵-۲)$$

خواهیم داشت:

$$f_{cp} = \frac{\rho_f E_f \varepsilon_f}{2} \qquad (۱۳-۵-۲)$$

در هنگام شکست بتن، در آن کرنش شعاعی بوجود می‌آید که این کرنش به روکش FRP منتقل شده و در آن کرنش محیطی ε_f ایجاد می‌شود. لذا قبل از شکست بتن، لازم است گسیختگی FRP رخ دهند.

به علت وجود کرنش‌های برشی همراه با فشار، کرنش ε_{fe} مصالح FRP در هنگام شکست بصورت زیر محدود می‌شود.

$$\varepsilon_{fe} = 0.004 \le 0.75\varepsilon_{fu} \qquad (۱۴-۵-۲)$$

بنابراین در لحظه‌ی گسیختگی، فشار محصورکننده برابر خواهد بود با:

$$f_{cp} = \frac{E_f \varepsilon_{fe} \rho_f}{2} \qquad (۱۵-۵-۲)$$

آیین‌نامه ACI 440-2 در چاپ‌های قدیمی خود، مقاومت فشاری ارتقا یافته‌ی بتن را به علت محصورشدگی طبق رابطه‌ی زیر معرفی می‌نمود:

$$f'_{cc} = f'_c \left[2.25\sqrt{1+7.9\frac{f_{cp}}{f'_c}} - 2\frac{f_{cp}}{f'_c} - 1.25 \right] \qquad (۱۶-۵-۲)$$

کرنش ارتقایافته‌ی بتن نیز از رابطه‌ی زیر بدست می‌آید:

$$\varepsilon'_{cc} = \varepsilon'_c \left[\frac{6f'_{cc}}{f'_c} - 5 \right] \qquad (۱۷-۵-۲)$$

در روابط فوق:

f'_{cc} = مقاومت بتن ارتقایافته‌ی بتن به علت دورپیچی

ε'_{cc} = کرنش ارتقایافته‌ی بتن در هنگام گسیختگی

اگر ε'_c معلوم نباشد، آنرا می‌توان از رابطه‌ی زیر تعیین نمود:

$$\varepsilon'_c = 1.71 \times \frac{f'_c}{E_c} \qquad (۱۸-۵-۲)$$

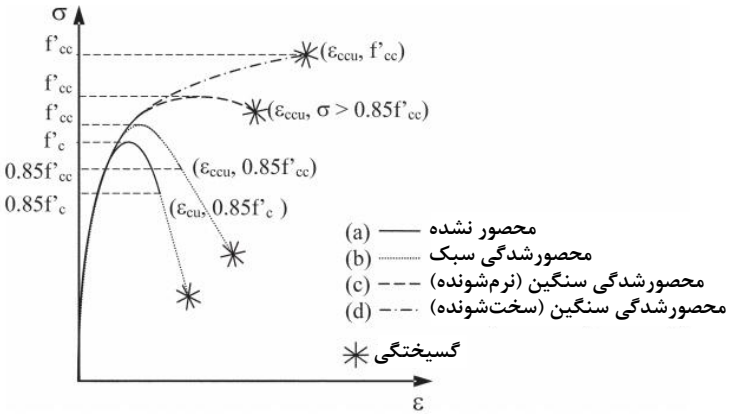
پیش نویس- غیر قابل استناد

مدل لم و تنگ[1]

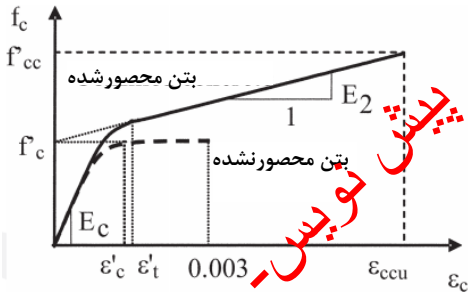
آیین‌نامه‌ی ACI440.2 برای بیان مقاومت f'_{cc} از نظریه لم و تنگ که فقط اثر دورپیچی FRP را در افزایش مقاومت در نظر می‌گیرد، استفاده می‌نماید (شکل ۲-۵-۲۱). عبدالفتاح (۲۰۱۲) نظریه‌ای ارائه داد که در آن برای محاسبه‌ی f'_{cc}، اثر افزایش مقاومت هسته را با منظور کردن دورپیچی خاموت و FRP و اثر افزایش مقاومت خارج از هسته را با دورپیچی FRP منظور می‌کند. سیاست جاری ACI 440.2 استفاده از نظریه لم و تنگ می‌باشد.

1- Lem and Teng

(الف)



(ب)



(الف) رفتار شکلی تنش کرنش بتن محصور نشده و شده، (ب) مدل لم و تنگ برای بیان افزایش تنش و کرنش مقاوم فشاری بتن

شکل ۲-۵-۲۱

پیش نویس - غیرقابل استناد

مطابق شکل ۲-۵-۲۱- ب، روابط حاکم بر مدل لم و تنگ به شرح زیر می‌باشد:

$$f_c = \begin{cases} E_c\varepsilon_c - \dfrac{(E_c - E_2)^2}{4f'_c} & 0 \le \varepsilon_c \le \varepsilon'_t \\ f'_c + E_2\varepsilon_c & \varepsilon'_t \le \varepsilon_c \le \varepsilon_{c,max} \end{cases} \qquad (۱۹\text{-}۵\text{-}۲)$$

$$\varepsilon_{c,max} \le \varepsilon_{ccu} \le 0.01 \qquad (۲۰\text{-}۵\text{-}۲)$$

$$E_2 = \frac{f'_{cc} - f'_c}{\varepsilon_{ccu}} \qquad (۲۱\text{-}۵\text{-}۲)$$

$$\varepsilon'_t = \frac{2f'_c}{E_c - E_2} \qquad (۲۲\text{-}۵\text{-}۲)$$

$$f'_{cc} = f'_c + \psi_f\, 3.3\kappa_a f_\ell \qquad \text{(رابطه لم و تنگ)} \qquad (۲۳\text{-}۵\text{-}۲)$$

$$f_\ell = \frac{2E_f n t_f \varepsilon_{fe}}{D} \qquad (۲۴\text{-}۵\text{-}۲)$$

که در آن:

ψ_f = ضریب کاهش مساوی ۰/۹۵

f'_c = مقاومت فشاری نمونه‌ی استوانه‌ای محصور نشده

f'_{cc} = مقاومت فشاری ارتقایافته به علت دورپیچی

κ_a = ضریب بهره‌وری مقطع مساوی ۱ برای مقطع دایره

$$\varepsilon_{fe} = \kappa_\varepsilon \varepsilon_{fu} = 0.586\varepsilon_{fu} \qquad (۲۵-۵-۲)$$

$(\kappa_\varepsilon = 0.57 \text{ تا } 0.61 \approx 0.586)$

D = قطر مقطع دایره = (قطر معادل برای مقاطع غیردایره)

f_ℓ = تنش محصورکننده

$$\varepsilon_{ccu} = \varepsilon'_c \left[1.50 + 12\kappa_b \frac{f_\ell}{f'_c} \left(\frac{\varepsilon_{fe}}{\varepsilon_c} \right)^{0.45} \right] \qquad (۲۶-۵-۲)$$

$$\varepsilon_{ccu} \le 0.01 \qquad (۲۷-۵-۲)$$

κ_b = ضریب بهره‌وری مقطع. در محاسبه‌ی کرنش محوری نهایی برای مقطع دایره مساوی ۱ می‌باشد.

محدود کردن ε_{ccu} به ۰/۰۱ مطابق رابطه‌ی ۲-۵-۲۷ به منظور جلوگیری از ترک‌های بیش از اندازه و از بین رفتن یکپارچگی بتن می‌باشد.

به علت عدم وجود اطلاعات آزمایشگاهی کافی، افزایش مقاومت بتن به علت دورگیری محدود به بتن‌های رده‌ی C70 $\left(f'_c \le 700\,kg/cm^2\right)$ می‌باشد.

در صورتیکه ε_{ccu} طبق رابطه‌ی ۲-۵-۲۷ محدود شود، شیب خط سخت‌شدگی مجدد (E2) در رابطه‌ی ۲-۵-۲۱ ثابت شده و f'_{cc} کاهش خواهد یافت.

پیش نویس - غیر قابل استناد

مثال ۲-۵-۳

مطلوبست تعیین مقاومت فشاری ستون دایره شکل که با روکش FRP کربن دورپیچ شده است:

$D = 400\,mm$

$A_{st} = 10\Phi 22 = 3800\,mm^2$

$n_f = 3$

$t_f = 0.165\,mm$

$f'_c = 350\,kg/cm^2 = 35\,MPa$

$f_y = 4200\,kg/cm^2 = 420\,MPa$

$\varepsilon_{fu} = 0.0167$

$E_f = 33\times10^6\,psi = 2.31\times10^6\,kg/cm^2$

نسبت دورپیچی:

$$\rho_f = \frac{4n_f t_f}{D} = \frac{4\times 3\times 0.165}{400} = 0.005$$

کرنش گسیختگی موثر FRP:

$$\varepsilon_{fe} = 0.004 \le 0.7\times 0.0167 = 0.0117$$

فشار محصورکنندگی:

$$f_{cp} = \frac{\rho_F E_f \varepsilon_f}{2} = \frac{0.005\times 2.31\times 10^6 \times 0.004}{2} = 23.1\ kg/cm^2$$

$$f'_{cc} = f'_c\left[2.25\sqrt{1+7.9\frac{f_{cp}}{f'_c}} - 2\frac{f_{cp}}{f'_c} - 1.25\right]$$

$$= 350\left[2.25\sqrt{1+\frac{7.9\times 23.1}{350}} - \frac{2\times 23.1}{350} - 1.25\right] = 350\times 1.39 = 487\ kg/cm^2$$

روش جدید ACI

$$f'_{cc} = f'_c + \psi_f \times 3.3\times \kappa_a f_\ell \qquad \text{(رابطه ۲-۵-۲۳)}$$

$$f_\ell = \frac{2nt_f}{D} E_f \varepsilon_{fe}$$

$$\varepsilon_{fe} = \kappa_\varepsilon \varepsilon_{fu} = 0.586\times 0.0167 = 0.0098$$

$$f_\ell = \frac{2\times 3\times 0.165}{400}\times 2.31\times 10^6 \times 0.0098 = 56\ kg/cm^2$$

$$f'_{cc} = 350 + 0.95\times 3.3\times 1\times 56 = 525.6\ kg/cm^2$$

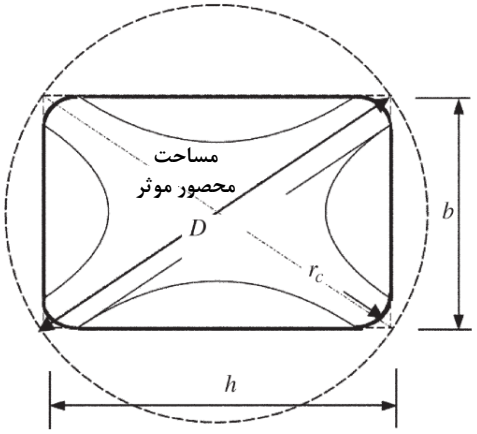
پیش نویس - غیر قابل استناد

مقاطع غیردایره

آزمایش‌ها نشان می‌دهد که در مقاطع مستطیلی افزایش تنش f'_{cc} خیلی محسوس نیست. همچنین آیین‌نامه‌ی ACI440.2 حداکثر نسبت h/b را به ۲ و حداکثر مقادیر h و b را به ۹۲۰ میلیمتر محدود می‌کند. برای محاسبه‌ی t_f در رابطه‌ی ۲-۵-۲۴، قطر معادل D بصورت زیر تعریف می‌شود (شکل ۲-۵-۲۲):

$$D = \sqrt{b^2 + h^2} \qquad \text{(۲-۵-۲۸- الف)}$$

مطابق شکل ۲-۵-۲۲، مساحت موثر محصور شدگی در داخل مقطع مستطیلی که توسط چهار سهمی محدود می‌شود، بستگی به ابعاد b و h، شعاع گوشه‌ی ستون‌ها (r_c) و سطح مقطع آرماتورهای طولی دارد. وجود گرد شدگی در گوشه‌های ستون ضروری است.



شکل ۲-۵-۲۲- مقطع دایره‌ی معادل ستون مربع مستطیل

نسبت سطح مقطع موثر A_e به سطح مقطع کل از رابطه‌ی زیر بدست می‌آید:

$$\frac{A_e}{A_c}=\frac{1-\frac{\frac{b}{h}(h-2r_c)^2+\frac{h}{b}(b-2r_c)^2}{3Ag}-\rho_s}{1-\rho_s} \qquad (۲-۵-۲۸- ب)$$

ضرایب کارایی مقاومت و کرنش (κ_b,κ_a) بستگی به نسبت فوق و نسبت اضلاع دارند که از روابط زیر به دست می‌آید:

$$\kappa_a=\frac{A_e}{A_c}\left(\frac{b}{h}\right)^2 \qquad (۲-۵-۲۹- الف)$$

$$\kappa_b=\frac{A_e}{A_c}\left(\frac{h}{b}\right)^{0.5} \qquad (۲-۵-۲۹- ب)$$

پیش نویس - غیرقابل استناد

ظرفیت محوری ستون‌های تقویت شده با FRP

طبق ACI440.2، ظرفیت محوری ستون‌های دورپیچ شده با FRP از روابط زیر به دست می‌آید:

الف: ظرفیت محوری اسمی (نقطه‌ی A در نمودار اندرکنش)

$$P_{no}=\left[0.85f'_{cc}\left(A_g-A_{st}\right)+A_{st}f_y\right] \qquad (۲-۵-۳۰- الف)$$

ب: برای ستون‌ها با خاموت‌های دورپیچ

$$\phi P_n=0.85\phi P_{no}=0.85\phi\left[0.85f'_{cc}\left(A_g-A_{st}\right)+A_{st}f_y\right] \qquad (۲-۵-۳۰- ب)$$
$$\phi=0.75$$

پ: برای ستون‌ها با خاموت‌های تک

$$\phi P_n=0.8\phi P_{no}=0.8\phi\left[0.85f'_{cc}\left(A_g-A_{st}\right)+A_{st}f_y\right] \qquad (۲-۵-۳۰- پ)$$
$$\phi=0.7$$

در روابط فوق:

A_g = سطح مقطع کلی ستون

A_{st} = سطح مقطع آرماتورهای طولی

f_y = تنش تسلیم فولاد

f'_{cc} = مقاومت فشاری ارتقایافته بتن دورپیچ شده با FRP

مثال ۲-۵-۴

ستون بتن مسلحی با مشخصات زیر مفروض است، مطلوبست محاسبه ظرفیت برشی جدید ستون مقاوم‌سازی شده با مصالح FRP.

ابعاد هندسی ستون:

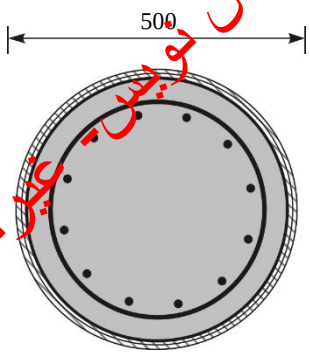
$\ell_u = 3000\,mm$

$D_g = 500\,mm$

$A_g = 196350\,mm^3$

$D_c = 395\,mm$

$A_c = 122540\,mm^2$



شکل مثال ۲-۵-۴

پیش نویس - غیل قابل استناد

فولاد :

$f_y = 400\,MPa$

$A_{st} = 2500\,mm^2$

خاموت $\Phi 16@200mm \Rightarrow A_h = 200\ mm^2$

بتن:

$f'_c = 25\,MPa$

FRP :

$f_{fu} = 2400\,MPa$

$t_{frp} = 0.36\,mm$

الیاف GFRP (شیشه- اپوکسی) و شرایط محیطی ملایم و تعداد لایه‌های تقویت FRP برابر ۲ می‌باشد.

$E_f = 70\ GPa$

$n = 2$

۱- محاسبه مقاومت برشی مصالح

$$V_c = 0.17\sqrt{f'_c}\,A_c$$

$$V_c = 0.17\sqrt{25}\times 122540\times 10^{-3} = 104.2\ \text{kN}$$

$$V_s = \frac{\pi}{4}\frac{f_y A_h D_c}{s}$$

$$V_s = \frac{\pi}{4}\frac{400\times 2\times 200\times 395}{200}\times 10^{-3} = 248.2\ \text{kN}$$

$$\varepsilon_{fu} = \frac{f_f}{E_f} = 0.034$$

$$\varepsilon_{fu} = 0.004 \le 0.75\,\varepsilon_{fu} = 0.026$$

$$f_{fe} = E_f \varepsilon_{fu} = 70\times 10^3 \times 0.004 = 280\ \text{MPa}$$

$$d_{fv} = 0.8 D_g = 400\ \text{mm}$$

$$A_{fv} = \left(\frac{\pi}{2}\right) n\, t_f\, w_f = \frac{\pi}{2}\times 2\times 0.36\times w_f = 1.131 w_f\ \text{mm}^2$$

$$V_f = \frac{A_{fv} f_{fe}\left(\sin\alpha + \cos\alpha\right) d_{fv}}{s_f} = \frac{1.131 w_f \times 280\times (1+0)\,400}{s_f}\times 10^{-3} = 126.7\ \text{kN}$$

چون دورپیچ پیوسته است، عرض FRP یعنی w_f مساوی s_f می‌باشد.

پیش نویس- غیر قابل استناد

۲- محاسبه مقاومت برشی

$$\psi_f = 0.95 \quad \text{و} \quad \phi = 0.75$$

$$\phi V_n = \phi\left(V_c + V_s\right) = 0.75\left(104.2 + 248.2\right) = 264.3\ \text{kN} \qquad \text{(بدون تقویت FRP)}$$

$$\phi V_n = \phi\left(V_c + V_s + \psi_f V_f\right) = 0.75\left(104.2 + 248.2 + 0.95\times 126.7\right) = 354.6\ \text{kN} \qquad \text{(با تقویت FRP)}$$

۳- کنترل ظرفیت برشی حداکثر

$$V_s + \psi_f V_f = 248.2 + 0.95\times 126.7 = 368.6\ \text{kN} \le 0.66\sqrt{f'_c}\,A_c = 404.4\ \text{kN}$$

نتیجه: ظرفیت برشی از 264.3 kN به 354.6 kN افزایش یافته است که حدود ۳۴٪ افزایش را نشان می‌دهد.

مثال ۲-۵-۵

ستون بتن مسلحی با مشخصات زیر مفروض است در صورت تقویت برشی ستون با الیاف FRP مطلوبست محاسبه ظرفیت جدید ستون.

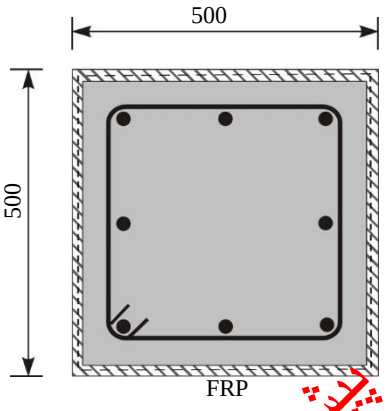
مشخصات ابعاد هندسی:

$\ell_u = 3000\,mm$

$b = 500\,mm$

$h = 500\,mm$

$A_g = 250000\,mm^2$



شکل مثال ۲-۵-۵

فولاد:

$f_y = 400\,MPa$

$A_{st} = 2500\,mm^2$

$d = 450mm$

$A_h = \Phi 16@200mm$

بتن :

$f'_c = 25\,MPa$

بارگذاری :

$V_u = 500\,kN$

پیش نویس - غیر قابل استناد

FRP:

الیاف شیشه GFRP (شیشه- اپوکسی) و شرایط محیطی ملایم

$f_{fu} = 2400\,MPa$

$t_{frp} = 0.36\,mm$

$E_f = 70\,GPa$

۱- محاسبه مقاومت برشی مصالح

$$V_c = 0.17\sqrt{f'_c}\,b_w d$$

$$V_c = 0.17\sqrt{25}\times 500\times 450 = 191.25\ kN$$

$$V_s = \frac{f_y A_v d}{s}$$

$$V_s = \frac{400\times 2\times 200\times 395}{200} = 360\ \text{kN}$$
$$\phi\left(V_c + V_s\right) = 0.75\left(191.25+360\right) = 413.4\,\text{kN} < V_u = 500\ \text{kN}$$

۲- محاسبه تعداد لایه مورد نیاز

$$n \geq \frac{\left(V_u/\phi - V_c - V_s\right)}{\psi_f\left(0.008\, t_f d_{fv} E_f\right)}$$
$$n = \frac{\left(500/0.75 - 191.25 - 360\right)\times 10^3}{0.95\left(0.008\times 0.36\times 450\times 70000\right)} = 1.34 \Rightarrow$$ از ۲ لایه استفاده می‌گردد.

۳- محاسبه V_f و ϕV_n

$$\varepsilon_{fu} = \frac{f_{fu}}{E_f} = 0.034$$
$$\varepsilon_{fe} = 0.004 \leq 0.75\,\varepsilon_{fu} = 0.0255$$
$$f_{fe} = E_f \varepsilon_{fu} = 70\times 10^3 \times 0.004 = 280\ \text{MPa}$$
$$A_{fv} = \left(\frac{\pi}{2}\right) n\, t_f\, w_f = \frac{\pi}{2}\times 2\times 0.36\times w_f = 1.131 w_f\ \text{mm}^2$$
$$V_f = \frac{A_{fv} f_{fe}\left(\sin\alpha + \cos\alpha\right) d_{fv}}{s_f} = \frac{1.131 w_f \times 280\left(1+0\right)\times 450}{s_f} = 142.5\ \text{kN} \qquad (\text{با فرض } w_f = s_f)$$
$$\phi V_n = \phi\left(V_c + V_s + \psi_f V_f\right) = 0.75\left(191.25+360+0.95\times 1425\right) = 514.97\ \text{kN}$$

پیش نویس- غیر قابل استناد

۴- کنترل ظرفیت برشی حداکثر

$$V_s + \psi_f V_f = 360 + 0.95\times 142.5 = 495.4\ \text{kN} < 0.66\sqrt{f'_c}\, b_w d = 0.66\times\sqrt{25}\times 500\times 450\times 10^{-3}$$
$$= 742.5\ \text{kN}$$

نتیجه: ظرفیت برشی مقطع از 413.4 kN به 514.9 kN افزایش پیدا کرد که معادل افزایشی ۲۵٪ است.

مثال ۲-۵-۶

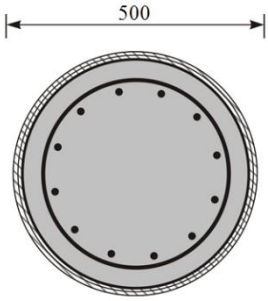
مطلوبست تقویت فشاری ستون بتن مسلح دایره‌ای شکل با مشخصات زیر با الیاف FRP.

مشخصات ابعاد هندسی:

$\ell_u = 2500\,mm$

$D_g = 500\,mm$

$A_g = 196350\,mm^2$



شکل مثال ۲-۵-۶

فولاد:

$f_y = 400\,MPa$

$A_{st} = 2500\,mm^2$

بتن:

$f'_c = 25\,MPa$

بارگذاری:

$P_D = 1500\,kN \quad , \quad P_L = 1300\,kN$

$P_u = 1.2P_D + 1.6P_L = 3880\,kN$

قبل‌ازمحصورشدگی‌بتن : $\phi P_{no} = 0.8\phi\left[0.85f'_c\left(A_g - A_{st}\right) + f_y\ A_{st}\right] = 0.8\times0.65\left[0.85\times25\left(196350-2500\right)\right.$

$\left.+400\times2500\right]10^{-3} = 2662$

$: \phi P_{no} = 2662\,kN < 3880\,kN$

پس تقویت ستون برای افزایش مقاومت محوری لازم است.

FRP:

الیاف CFRP (کربن- اپوکسی) و شرایط محیطی ملایم

$f_{fu} = 3600\,MPa$

$t_{frp} = 0.36\,mm$

$E_f = 230\,GPa$

۱- بررسی لاغری ستون

$r = \frac{D}{4} = 125\,mm$

$\frac{Kl_u}{r} = \frac{1\times2500}{125} = 20 < 22$ (ستون لاغر نیست)

پیش نویس- غیر قابل استناد

۲- محاسبه مقاومت مورد نیاز در بتن محصور شده

$$f'_{cc}=\frac{\left(\frac{P_u}{0.8\phi}-F_yA_{st}\right)}{0.85\left(A_g-A_{st}\right)}$$

$$f'_{cc}=\frac{\frac{3880\times10^3}{0.8\times0.65}-400\times2500}{0.85\left(196350-2500\right)}=39.21\ \text{MPa}$$

۳- محاسبه فشار محصورکننده مورد نیاز

$$F_L=\frac{f'_{cc}-f'_c}{\psi_f 3.3k_a}=\frac{39.21-25}{0.95\times3.3\times1.0}=4.53\ \text{MPa}$$

۴- محاسبه تعداد لایه‌های FRP مورد نیاز

$$\varepsilon_{fu}=\frac{f_{fu}}{E_f}=0.0156$$

$$\kappa_\varepsilon=0.55$$

$$\varepsilon_{fc}=\kappa_a\varepsilon_{fu}=0.00858$$

$$n=\frac{f_LD}{2E_f\,t_f\,\varepsilon_{fe}}=\frac{4.53\times500}{2\times230\times10^3\times0.36\times0.00858}=1.59$$

از ۲ لایه FRP استفاده می‌کنیم.

۵- کنترل الزامات محصورشدگی

$$n=2$$

$$f_\ell=\frac{2E_f\,n\,t_f\,\varepsilon_{fe}}{D}=\frac{2\times230\times10^3\times2\times0.36\times0.00858}{500}=5.68\ \text{MPa}$$

$$\frac{f_\ell}{f'_c}=\frac{5.68}{25}=0.23>0.08\quad\text{O.K.}$$

۶- کنترل حداکثر کرنش بتن محصور شده

$$k_b=1.0$$

$$\varepsilon'_c=0.002$$

$$\varepsilon_{ccu}=\varepsilon'_c\left(1.5+12k_b\frac{f_\ell}{f'_c}\left(\frac{\varepsilon_{fe}}{\varepsilon'_c}\right)^{0.45}\right)$$

$$\varepsilon_{ccu}=0.002\left(1.5+12\times\frac{5.68}{25}\times\left(\frac{0.00858}{0.002}\right)^{0.45}\right)=0.0135>0.01$$

پیش نویس- غیر قابل استناد

با توجه به تجاوز مقدار ε_{ccu} از 0.01، در محاسبات باید از f_c به دست آمده از روابط تنش- کرنش بتن محصور شده به جای f'_{cc} استفاده شود.

$$f'_{cc} = f'_c + \psi_f 3.3 k_a f_\ell = 25 + 0.95 \times 3.3 \times 5.68 = 42.81 \text{ MPa}$$

$$E_2 = \frac{f'_{cc} - f'_c}{\varepsilon_{ccu}} = \frac{42.81 - 25}{0.0135} = 1319.3 \text{ MPa}$$

$$f_c = f'_c + E_2 \varepsilon_{cmax} = 25 + 1319.3 \times 0.01 = 38.19 \text{ MPa} < 39.21 \text{MPa}$$

با تکرار محاسبات و استفاده از ۴ لایه FRP خواهیم داشت:

$$f_c = 39.84 \text{ MPa}$$

۷- کنترل ظرفیت محوری ستون

$$\phi P_n = 0.8\phi \left[0.85 f_c \left(A_g - A_{st} \right) + f_y A_{st} \right]$$

$$\phi P_n = 0.8 \times 0.65 \left[0.85 \times 39.84 \times (196350 - 2500) + 400 \times 2500 \right] \times 10^{-3} = 3934 \text{ kN}$$

نتیجه: با استفاده از FRP ظرفیت ستون از 2662 kN به 3934 kN افزایش یافته است که افزایشی ۴۸ درصد نشان می‌دهد.

پیش نویس - غیر قابل استناد

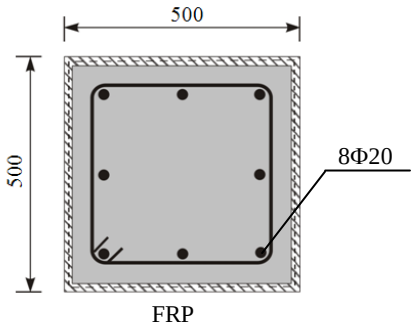
مثال ۲-۵-۷

مطلوبست تقویت فشاری ستون بتن مسلح با مقطع مربع و مشخصات زیر با الیاف FRP.

مشخصات مقطع:

$\ell_u = 3000 \text{ mm}$ ، $b = 500 \text{ mm}$ ، $h = 500 \text{ mm}$

$A_g = 250000 \text{ mm}^2$



شکل مثال ۲-۵-۷

فولاد:

$f_y = 400 \text{ MPa}$

$A_{st} = 2500 \text{ mm}^2 \rightarrow \rho_g = 0.01$

بتن:

$f'_c = 30 \text{ MPa}$

بارگذاری:

$P_D = 1300\,kN$

$P_L = 1800\,kN$

$P_u = 1.2P_D + 1.6P_L = 3800\,kN$

قبل از محصورشدگی بتن: $\phi P_n = 0.8\phi\left[0.85f'_c\left(A_g - A_{st}\right) + f_y\ A_{st}\right] = 0.8\times 0.65$

$$\left[0.85\times 30\left(250000 - 2500\right) + 400\times 2500\right]10^{-3}$$

$N_{r\,max} = 3800\,kN < 4440\,kN$

پس تقویت ستون برای افزایش مقاومت محوری لازم است.

FRP:

الیاف GFRP (شیشه- اپوکسی) و شرایط محیطی ملایم

$f_{fu} = 2400\,MPa \quad , \quad t_{frp} = 0.36\,mm$

$E_f = 70\,GPa$

۱- بررسی لاغری ستون

$r = 0.3b = 150\,mm$

$\frac{Kl_u}{r} = \frac{1.0\times 3000}{150} = 20 < 22$ (ستون لاغر نیست)

۲- محاسبه مقاومت مورد نیاز در بتن محصور شده

$$f'_{cc} = \frac{\left(\frac{P_u}{0.8\phi} - F_y A_{st}\right)}{0.85\left(A_g - A_{st}\right)}$$

$$f'_{cc} = \frac{\left(\frac{4440\times 10^3}{0.8\times 0.65} - 400\times 2500\right)}{0.85\left(500^2 - 2500\right)} = 35.83\ MPa$$

۳- محاسبه فشار محصورکننده مورد نیاز

$$\frac{A_e}{A_c} = \frac{1 - \frac{\left[\left(\frac{h}{b}\right)\left(b-2r_c\right)^2 + \left(\frac{b}{h}\right)\left(h-2r_c\right)^2\right]}{3A_c} - \rho_g}{1-\rho_g}$$

پیش نویس- غیر قابل استناد

$$\frac{A_e}{A_c}=\frac{1-\frac{\left[\left(\frac{500}{500}\right)(b-2\times25)^2+\left(\frac{500}{500}\right)(500-2\times25)^2\right]}{3\times500^2}-0.01}{1-0.01}=0.4545$$

شعاع گردی گوشه مقطع 25mm فرض شده است.

$$\kappa_a=\frac{A_e}{A_c}\left(\frac{b}{h}\right)^2=0.4545$$

$$f_\ell=\frac{f'_{cc}-f'_c}{\psi_f 3.3\kappa_a}=\frac{35.83-30}{0.95\times3.3\times0.4545}=4.092\ \text{MPa}$$

۴- محاسبه تعداد لایه‌های FRP مورد نیاز

$$\varepsilon_{fu}=\frac{f_{fu}}{E_f}=0.038$$

$$\kappa_\varepsilon=0.55$$

$$\varepsilon_{fe}=\kappa_\varepsilon\varepsilon_{fu}=0.0187$$

$$n=\frac{f_\ell\sqrt{b^2+h^2}}{2E_f\ t_f\ \varepsilon_{fe}}=\frac{4.92\sqrt{500^2+500^2}}{2\times70\times10^3\times0.36\times0.0187}=5.07$$

از ۴ لایه FRP استفاده می‌کنیم.

۵- کنترل الزامات محصورشدگی

$$n=4$$

$$f_\ell=\frac{2n\ E_f\ t_f\ \varepsilon_{fe}}{\sqrt{b^2+h^2}}=\frac{2\times4\times70\times10^3\times0.36\times0.0187}{\sqrt{500^2+500^2}}=5.33\ \text{MPa}$$

$$\frac{f_\ell}{f'_c}=\frac{5.34}{30}=0.178>0.08\quad \text{O.K.}$$

۶- کنترل حداکثر کرنش بتن محصور شده

$$\kappa_b=\frac{A_e}{A_c}\left(\frac{h}{b}\right)^{0.5}=0.4545$$

$$\varepsilon'_c=0.002$$

$$\varepsilon_{ccu}=\varepsilon'_c\left(1.5+12\kappa_b\frac{f_\ell}{f'_c}\left(\frac{\varepsilon_{fe}}{\varepsilon'_c}\right)^{0.45}\right)$$

$$\varepsilon_{ccu}=0.002\left(1.5+12\times0.4545\times\frac{5.33}{30}\times\left(\frac{0.0187}{0.002}\right)^{0.45}\right)=0.0083<0.01$$

پیش نویس - غیر قابل استناد

۷- کنترل ظرفیت محوری ستون

$$f'_{cc} = f'_c + \psi_f \times 3.3 k_a f_\ell = 30 + 0.95 \times 3.3 \times 0.4545 \times 5.33 = 37.594 \text{ MPa}$$

$$\phi P_n = 0.8\phi\left[0.85 f'_{cc}\left(A_g - A_{st}\right) + f_y A_{st}\right]$$

$$\phi P_n = 0.8 \times 0.65\left[0.85 \times 37.594 \times \left(500^2 - 2500\right) + 400 \times 2500\right] \times 10^{-3} = 4633 \text{ kN}$$

نتیجه: با استفاده از FRP ظرفیت ستون از 3800 kN به 4633 kN افزایش می‌یابد که نشان‌دهنده افزایشی به میزان ۲۲٪ است.

افزایش باربری ستون‌ها تحت بار محوری و لنگر خمشی

آزمایش‌ها و تجربه نشان می‌دهد که با دورپیچی ستون‌ها، ظرفیت آنها تحت اثر توام نیروی محوری و لنگر خمشی در ناحیه‌ی فشار کنترل افزایش می‌یابد. برای ساخت نمودار اندرکنش P-M آیین‌نامه ACI440.2R ملاحظات زیر را مورد توجه قرار می‌دهد.

۱- ظرفیت محوری اسمی P_{no} (رابطه‌ی ۲-۵-۳۰-الف) برای فشار محوری خالص برای نقطه A در نمودار اندرکنش شکل ۲-۵-۲۳ قابل استفاده می‌باشد.

۲- نقطه‌ی B در نمودار اندرکنش شکل ۲-۵-۲۳- الف با توزیع خطی کرنش از ε'_{ccu} در تار خارجی فشاری تا صفر در محور آرماتور کششی.

۳- نقطه‌ی C با توزیع کرنش ε'_{ccu} در تار خارجی فشاری تا کرنش تسلیم ε_{sy} در آرماتور کششی.

۴- نقطه‌ی D (خمش خالص)، بدون هرگونه افزایش مقاومت خمشی.

۵- با اتصال نقاط A، B، C و D با خط مستقیم، نمودار ظرفیت اندرکنش اسمی ABCD بدست می‌آید.

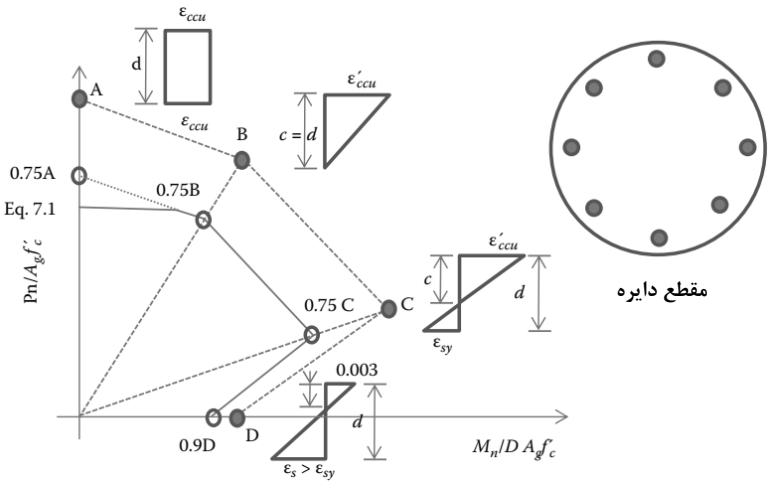
۶- با اعمال ضریب ϕ، نمودار نهایی ϕD، ϕC، ϕB و ϕA بدست می‌آید.

۷- خط افقی نمودار نیز از روابط ۲-۵-۳۰- ب و پ قابل حصول می‌باشد.

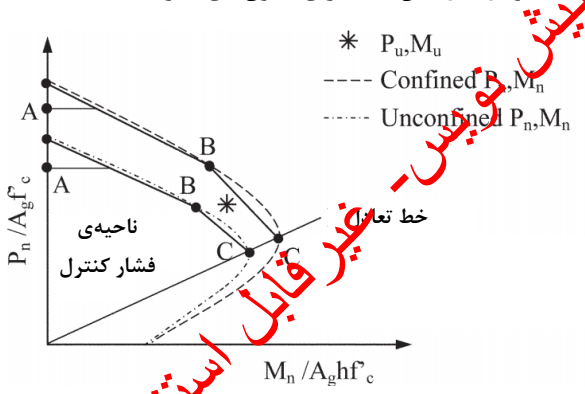
۸- در این حالت کرنش موثر در روکش FRP به منظور تامین یکپارچگی برشی در بتن محصور شده باید در رابطه‌ی زیر صدق کند.

$$\varepsilon_{fe} = 0.004 \le \kappa_\varepsilon \varepsilon_{fu} \qquad (۲-۵-۳۱)$$

پیش نویس - غیر قابل استناد



(الف) نمودار اندرکنش ساده برای ستون‌های دایره



(ب) نمودار اندرکنش عمومی بدون ضریب ϕ

پیش نویس - غیر قابل استناد

شکل ۲-۵-۲۳- نمودار اندرکنش ستون‌های دورپیچ شده با FRP

روابط لازم برای محاسبه‌ی نقاط نمودار اندرکنش

برای نقطه‌ی A، مقدار P_{no} از رابطه ۲-۵-۳۰ بدست می‌آید. برای نقاط B و C داریم:

$$\phi P_{n(B,C)} = \phi\left[A(y_t)^3 + B(y_t)^2 + C(y_t) + D + \sum A_{si} f_{si}\right] \qquad (۳۲-۵-۲)$$

$$\phi M_{n(B,C)} = \phi\begin{bmatrix} E(y_t)^4 + F(y_t)^3 + G(y_t)^2 \\ +H(y_t) + I + \sum A_{si} f_{si} d_i \end{bmatrix} \qquad (۳۳-۵-۲)$$

$$A = \frac{-b(E_c - E_2)^2}{12 f'_c}\left(\frac{\varepsilon_{ccu}}{c}\right)^2 \qquad (۳۴-۵-۲)$$

$$B = \frac{b(E_c - E_2)}{2}\left(\frac{\varepsilon_{ccu}}{c}\right) \qquad (۳۵-۵-۲)$$

$$C = -b f'_c \qquad (۳۶-۵-۲)$$

$$D = bcf'_c + \frac{bcE_2}{2}(\varepsilon_{ccu}) \qquad (۳۷-۵-۲)$$

$$E = \frac{-b(E_c - E_2)^2}{16f'_c}\left(\frac{\varepsilon_{ccu}}{c}\right)^2 \qquad (۳۸-۵-۲)$$

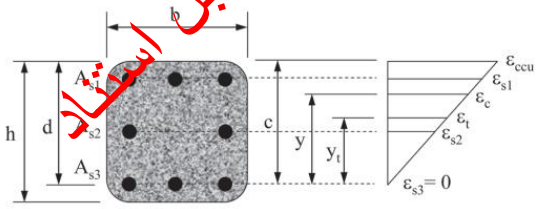
$$F = \begin{bmatrix} b\left(c - \frac{h}{2}\right)\frac{(E_c - E_2)^2}{12f'_c}\left(\frac{\varepsilon_{ccu}}{c}\right)^2 \\ +\frac{b(E_c - E_2)}{3}\left(\frac{\varepsilon_{ccu}}{c}\right) \end{bmatrix} \qquad (۳۹-۵-۲)$$

$$G = \left(\frac{b}{2}f'_c + b\left(c - \frac{h}{2}\right)\frac{(E_c - E_2)}{2}\left(\frac{\varepsilon_{ccu}}{c}\right)\right) \qquad (۴۰-۵-۲)$$

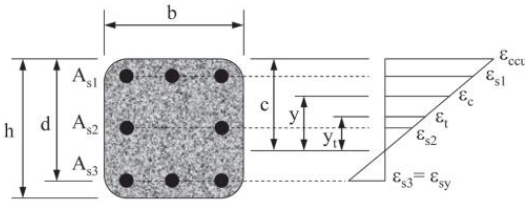
$$H = bf'_c\left(c - \frac{h}{2}\right) \qquad (۴۱-۵-۲)$$

$$I = \begin{bmatrix} \frac{bc^2}{2}f'_c - bcf'_c\left(c - \frac{h}{2}\right) + \frac{bc^2E_2}{3}(\varepsilon_{ccu}) \\ -\frac{bcE_2}{2}\left(c - \frac{h}{2}\right)(\varepsilon_{ccu}) \end{bmatrix} \qquad (۴۲-۵-۲)$$

پیش نویس- غیر قابل استناد



(الف) نقطه‌ی B

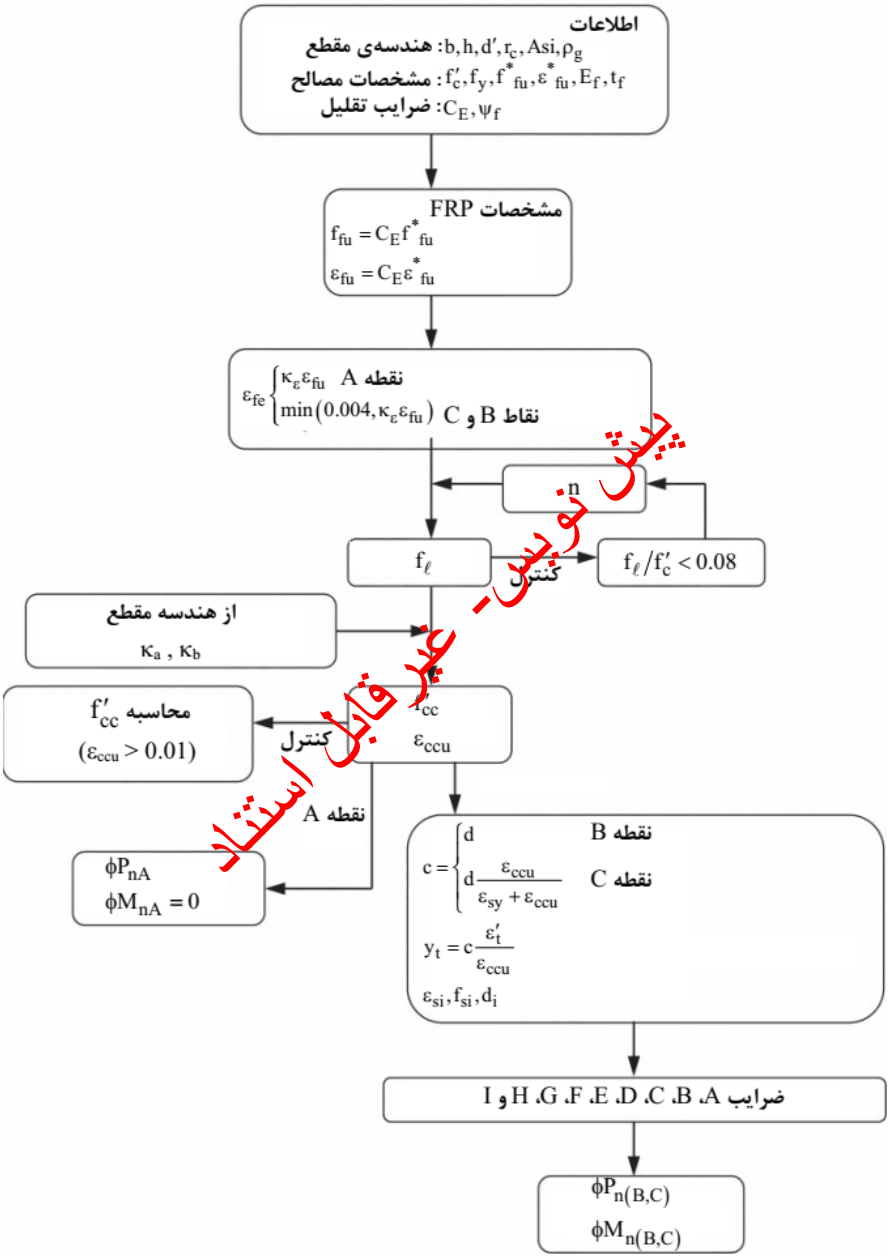


(ب) نقطه‌ی C

شکل ۲-۵-۲۴

$$c = \begin{cases} d & \text{برای نقطه B} \\ d\dfrac{\varepsilon_{ccu}}{\varepsilon_{sy} + \varepsilon_{ccu}} & \text{برای نقطه C} \end{cases} \qquad (۴۳-۵-۲)$$

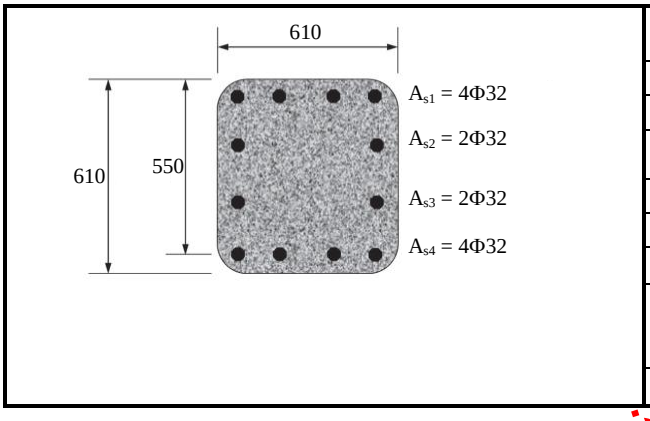
$$y_t = c\frac{\varepsilon'_t}{\varepsilon_{ccu}} \qquad (۴۴-۵-۲)$$



شکل ۲-۵-۲۵- روند نمای تعیین ضرایب A، B، C، D، E، F، G، H و I از روابط ۲-۵-۳۴ تا ۲-۵-۴۴ و مختصات نقاط B و C از روابط ۲-۵-۳۲ و ۲-۵-۳۳

مثال ۲-۵-۸- تقویت ستون مربع با مصالح FRP

ستونی با مقطع مربع و آرماتورهای طولی مطابق شکل مفروض می‌باشد. ظرفیت محوری این ستون ϕP_n بدون تقویت FRP مساوی 9281kN می‌باشد و مطلوبست تقویت آن با FRP در صورتیکه ظرفیت محوری لازم ϕP_{nreq} مساوی 11138kN باشد.



f'_c	45 MPa
f_y	400 MPa
r_c	25 mm
میلگرد	12ϕ32
A_g	3716 cm^2
A_{st}	98 cm^2
ρ_g,%	2.65
ϕP_n بدون FRP	9281 kN
$\phi P_{n(req)}$	11,138 kN

ضخامت لایه t_f	0.33 mm
مقاومت کششی نهایی f^*_{fu}	3792 MPa
کرنش گسیختگی ε^*_{fu}	0.0167 mm/mm
ضرب الاستیسیته E_f	227,527 MPa

پیش نویس - غیر قابل استناد

شکل مربوط به مثال ۲-۵-۸

روش	محاسبات
گام ۱- مشخصات فنی FRP با توجه به شرایط ملایم داریم: $f_{fu} = C_E f_{fu}^*$ $\varepsilon_{fu} = C_E \varepsilon_{fu}^*$	$f_{fu} = (0.95)(3792\ \text{MPa}) = 3603\ \text{MPa}$ $\varepsilon_{fu} = (0.95)(0.0167) = 0.0159\ \text{mm/mm}$
گام ۲- محاسبه‌ی مقاومت بتن افزایش یافته‌ی لازم $f'_{cc} = \frac{1}{0.85(A_g - A_{st})}\left(\frac{\phi P_{n,req}}{0.80\phi} - f_y A_{st}\right)$	$f'_{cc} = \frac{1}{0.85\times(371{,}612\ \text{mm}^2 - 9832\ \text{mm}^2)} \times\left(\frac{11{,}138\ \text{kN}}{0.80\times 0.65} - 414\ \text{MPa}\times 9832\ \text{mm}^2\right)$ $f'_{cc} = 56.4\,\text{MPa}$
گام ۳- محاسبه‌ی فشار محصورشدگی (دورگیری) f_ℓ $f_\ell = \frac{f'_{cc} - f'_c}{3.3\kappa_a}$ که در آن $\kappa_a = \frac{A_e}{A_c}\left(\frac{b}{h}\right)^2$ $\frac{A_e}{A_c} = \frac{1 - \frac{\left[\left(\frac{b}{h}\right)(h-2r_c)^2 + \left(\frac{h}{b}\right)(b-2r_c)^2\right]}{3A_g} - \rho_g}{1-\rho_g}$	$f_\ell = \frac{56.4\text{MPa} - 44.8\text{MPa}}{0.95\times 3.3\times 0.425} = 8.7\,\text{MPa}$ $\kappa_a = 0.425(1)^2 = 0.425$ $\frac{A_e}{A_c} = \frac{1 - \frac{\left[2\times(1)(610\ \text{mm} - 2\times 25\ \text{mm})^2\right]}{3\times 371{,}612\ \text{mm}^2} - 0.0265}{1 - 0.0265}$ $\frac{A_e}{A_c} = 0.425$
گام ۴- تعیین تعداد لایه‌های FRP $n = \frac{f_\ell\sqrt{b^2+h^2}}{2E_f t_f \varepsilon_{fe}}$ $\varepsilon_{fe} = \kappa_e \varepsilon_{fu}$ کنترل نسبت حداقل محصورشدگی (دورگیری) $\frac{f_\ell}{f'_c} \geq 0.08$	$n = \frac{8.7\ \text{MPa}\sqrt{(610\ \text{mm})^2 + (610\ \text{mm})^2}}{2(227{,}527\ \text{MPa})(0.33\ \text{mm})(8.8\times 10^{-3}\ \text{mm/mm})}$ $n = 5.7 \approx 6\ \text{plies}$ $\varepsilon_{fe} = 0.55 \times 0.0159\ \text{mm/mm} = 8.8 \times 10^{-3}\ \text{mm/mm}$ $\frac{f_\ell}{f'_c} = \frac{8.7\text{MPa}}{44.8\text{MPa}} = 0.19 > 0.08$ OK
گام ۵- کنترل کرنش نهایی بتن دورگیر شده $\varepsilon_{ccu} \leq 0.01$ $\varepsilon_{ccu} = \varepsilon'_c\left(1.5 + 12\kappa_b \frac{f_\ell}{f'_c}\left(\frac{\varepsilon_{fe}}{\varepsilon'_c}\right)^{0.45}\right)$ که در آن $\kappa_b = \frac{A_e}{A_c}\left(\frac{h}{b}\right)^{0.5}$	$\varepsilon_{cc} = (0.002\ \text{mm/mm}) \times\left(1.5 + 12\times 0.425\times\frac{8.3\ \text{MPa}}{44.8\ \text{MPa}}\left(\frac{8.8\times 10^{-3}\ \text{mm/mm}}{0.002\ \text{mm/mm}}\right)^{0.45}\right)$ $\varepsilon_{cc} = 0.0067\ \text{mm/mm} < 0.01$ OK $\kappa_b = 0.425(1)^{0.5} = 0.425$

پیش نویس - غیر قابل استناد

مثال ۲-۵-۹- تقویت ستون غیردایره برای افزایش مقاومت محوری و خمشی

ستون مثال ۱۶-۱۰ تحت نیروی فشاری نهایی $P_u = 8451$ kN و لنگر خمشی نهایی $M_u = 515$ kN.m با $e = 0.1\ h$ قرار دارد، در نظر بگیرید. اگر نیروهای آن ۳۰ درصد افزایش یافته و به مقدار زیر برسد:

$$P_u = 8451 \times 1.3 = 10986\,kN$$
$$M_u = 515 \times 1.3 = 670\,kN.m$$

محاسبات لازم برای رسم نمودار اندرکنش در جدول زیر ارائه شده است.

محاسبات	روش
$\phi P_{n(A)} = 9283$ kN; $\phi M_{n(A)} = 0$ kN-m $\phi P_{n(B)} = 8265$ kN; $\phi M_{n(B)} = 873$ kN-m $\phi P_{n(C)} = 4128$ kN; $\phi M_{n(C)} = 1199$ kN-m	**گام ۱**- تعیین منحنی اندرکنش ستون تقویت شده نقاط A، B و C را می‌توان با روش‌های شناخته شده‌ی بتن مسلح و یاروابط (۲-۵-۳۲) تا (۲-۵-۴۴) با $\psi_f = 1$ ، $f'_{cc} = f'_c$ و E2 = 0 و $\varepsilon_{ccu} = \varepsilon_{cu} = 0.003$ تعیین نمود.
نقطه A: $\phi P_{n(A)} = 0.65 \times 0.8(0.85 \times 56.96\ MPa \times (371{,}612\ mm^2 - 9832\ mm^2) + 414\ MPa + 9232\ mm^2$ $\phi P_{n(A)} = 11{,}223$ kN $f_{cc}' = 44.8\ MPa + 3.3(0.425)(8.7\ MPa)$ $f_{cc}' = 56.96\ MPa$ $f_\ell = \frac{0.95 \times 2 \times 227{,}500 MPa \times 6 \times 0.33mm \times \left(0.55 \times 0.0159 \frac{mm}{mm}\right)}{\sqrt{(610mm)^2 + (610mm)^2}}$ $f_\ell = 8.67\,MPa$ نقطه B: $\phi P_{n(B)} = 0.65\left[-6.003 \times 10^{-5}\,kN/mm^3 (389mm)^3 + 70.14 \times 10^{-3}\,kN/mm^3 (389mm)^2 - 27.32\,kN/mm(389mm) + 16{,}215kN\right] + 3277mm^2(414MPa) + 1639mm^2(414 MPa) + 1639mm^2$ $\phi P_{n(B)} = 9892\,kN$	**گام ۲**- تعیین نمودار اندرکنش ساده شده برای ستون مربع با استفاده از ۶ لایه روکش FRP برای ساخت منحنی اندرکنش از نمودار چندخطی A-B-C استفاده می‌شود و نتایج برای مقدار Pu و M_u مورد نیاز مقایسه می‌شود. برای تعیین مختصات نقاط A، B و C از روابط ۲-۵-۴۱ تا ۲-۵-۴۴ استفاده می‌گردد. $\phi P_{n(A)} = \phi 0.8(0.85 f_{cc}'(A_g - A_{st}) + f_y A_{st})$ $\phi P_{n(B,C)} = \phi\left(A(y_t)^3 + B(y_t)^2 + C(y_t) + D\right) + \Sigma A_{si} f_{si}]$ $\phi M_{n(B,C)} = \phi\left(E(y_t)^4 + F(y_t)^2 + G(y_t)^2 + H(y_t) + I\right) + \Sigma A_{si} f_{si} d_i$

پیش نویس - غیر قابل استناد

روش	محاسبات
ضرایب A تا H از روابط ۲-۵-۳۲ تا ۲-۵-۴۴ حاصل می‌شوند:	که در آن
$A=\frac{-b(E_c-E_2)^2}{12f'_c}\left(\frac{\varepsilon_{ccu}}{c}\right)^2$	$A=\frac{-610\text{ mm}(31{,}685\text{ MPa}-1315\text{ MPa})^2}{12\times 44.8\text{ MPa}}\left(\frac{0.0042\text{ mm/mm}}{559\text{ mm}}\right)^2$ $=-6.003\times10^{-5}\text{ kN/mm}^3$
$B=\frac{b(E_c-E_2)}{2}\left(\frac{\varepsilon_{ccu}}{c}\right)$	$B=\frac{600\text{ mm}(31{,}685\text{ MPa}-1315\text{ MPa})}{2}\left(\frac{0.0042\text{ mm/mm}}{559\text{ mm}}\right)$ $=70.14\times10^{-3}\text{ kN/mm}^2$
$C=bf'_c$	$C=-610\text{ mm}\times 44.84\text{ MPa}=-27.32\text{ kN/mm}$
$D=bf'_c+\frac{bcE_2}{2}(\varepsilon_{ccu})$	$D=610\text{ mm}\times 559\text{ mm}\times 44.8\text{ MPa}$ $+\frac{610\text{ mm}\times 559\text{ mm}\times 1315\text{ MPa}}{2}$ $\times(0.0042\text{ mm/mm})=16{,}215\text{ kN}$
$E=\frac{-b(E_c-E_2)^2}{16f'_c}\left(\frac{\varepsilon_{ccu}}{c}\right)^2$	
$F=b\left(c-\frac{h}{2}\right)\frac{(E_c-E_2)^2}{12f'_c}\left(\frac{\varepsilon_{ccu}}{c}\right)^2+\frac{b(E_c-E_2)}{3}\left(\frac{\varepsilon_{ccu}}{c}\right)$	
$G=-\left(\frac{b}{2}f'_c+b\left(c-\frac{h}{2}\right)\frac{(E_c-E_2)}{2}\left(\frac{\varepsilon_{ccu}}{c}\right)\right)$	
$H=bf'_c\left(c-\frac{h}{2}\right)$	
$I=\frac{bc^2}{2}f'_c-bcf'_c\left(c-\frac{h}{2}\right)+\frac{bc^2E_2}{3}(\varepsilon_{ccu})$ $-\frac{bcE_2}{2}\left(c-\frac{h}{2}\right)(\varepsilon_{ccu})$	
$y_t=c\frac{\varepsilon'_t}{\varepsilon_{ccu}}$	$y_t=559\text{ mm}\times\frac{0.003\text{ mm/mm}}{0.0042\text{ mm/mm}}=389\text{ mm}$
$c=\begin{cases}d & \text{for Point B}\\ d\frac{\varepsilon_{ccu}}{\varepsilon_{sy}+\varepsilon_{ccu}} & \text{for Point C}\end{cases}$	$c=559\text{ mm}$
$\varepsilon'_t=\frac{2f'_c}{E_c-E_2}$	$\varepsilon'_t=\frac{2\times 44.8\text{ MPa}}{31{,}685\text{ MPa}-1315\text{ MPa}}=0.003\text{ mm/mm}$
$E_2=\frac{f'_{cc}-f'_c}{\varepsilon_{ccu}}$	$E_2=\frac{50.4\text{ MPa}-44.8\text{ MPa}}{0.0042\text{ mm/mm}}=1315\text{ MPa}$
$f'_{cc}=f'_c+3.3\kappa_a f_l$	$f'_{cc}=44.8\text{ MPa}+3.3(0.425)(3.97\text{ MPa})=50.4\text{ MPa}$
$\varepsilon_{ccu}=\varepsilon'_c\left(1.5+12\kappa_b\frac{f_l}{f'_c}\left(\frac{\varepsilon_{fe}}{\varepsilon'_c}\right)^{0.45}\right)$	$\varepsilon_{ccu}=0.002\text{ mm/mm}$ $\times\left(1.5+12\times0.425\left(\frac{3.97\text{ MPa}}{44.8\text{ MPa}}\right)\left(\frac{0.004\text{ mm/mm}}{0.002\text{ mm/mm}}\right)^{0.45}\right)$
$\varepsilon_{fe}=\min(0.004,\kappa_\varepsilon\varepsilon_{fu})$	$\varepsilon_{ccu}=0.0042\text{ mm/mm}$
	$\kappa_a=\kappa_b=0.425$

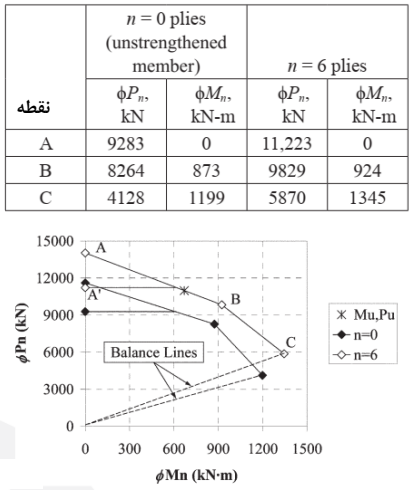
پیش نویس - غیر قابل استناد

محاسبات	روش
$f_t = \frac{0.95 \times 2 \times 227{,}527\text{MPa} \times 6 \times 0.33\text{mm} \times (0.004\,\text{mm/mm})}{\sqrt{(610\text{mm})^2 + (610\text{mm})^2}}$ $f_\ell / f'_c = 3.97\text{MPa} / 44.8\text{MPa} = 0.09 \geq 0.08 \quad \text{OK}$ $f_{s1} = \varepsilon_{s1} E_s = 0.0038\ \text{mm/mm} \times 200{,}000\ \text{MPa} \rightarrow 414\ \text{MPa}$ $f_{s2} = \varepsilon_{s2} E_s = 0.0026\ \text{mm/mm} \times 200{,}000\ \text{MPa} \rightarrow 414\ \text{MPa}$ $f_{s3} = \varepsilon_{s3} E_s = 0.0013\ \text{mm/mm} \times 200{,}000\ \text{MPa} = 257\ \text{MPa}$ $f_{s4} = \varepsilon_{s4} E_s = 0\ \text{mm/mm} \times 200{,}000\ \text{MPa} = 0\ \text{MPa}$ $\phi M_{n(B)} = 0.65[-4.502 \times 10^{-5}\ \text{kN/mm}^3(389\ \text{mm})^4 + 62.01 \times 10^{-3}\ \text{kN/mm}^3(389\ \text{mm})^3 - 31.48\ \text{kN/mm}(389\ \text{mm})^2 + 6939\ \text{kN}(389\ \text{mm}) + 500{,}162\ \text{kN-mm}] + 3277\ \text{mm}^2(414\ \text{MPa})(254\ \text{mm}) + 1639\ \text{mm}^2(414\ \text{MPa})(85\ \text{mm}) - 1639\ \text{mm}^2(257\ \text{MPa})(85\ \text{mm})$ $\phi M_{n(B)} = 924\ \text{kN-m}$ که در آن: $E = \frac{-610\ \text{mm}(31{,}685\ \text{MPa} - 1315\ \text{MPa})^2}{16 \times 44.8\ \text{MPa}} \times \left(\frac{0.0042\ \text{mm/mm}}{559\ \text{mm}}\right)^2 = -0.452 \times 10^{-5}\ \text{kN/mm}^3$ $F = 610\ \text{mm}(559\ \text{mm} - 305\ \text{mm}) \times \frac{(31{,}685\ \text{MPa} - 1315\ \text{MPa})^2}{12 \times 44.8\ \text{MPa}} \times \left(\frac{0.0042\ \text{mm/mm}}{559\ \text{mm}}\right)^2 + \frac{610\ \text{mm}(31{,}685\ \text{MPa} - 1315\ \text{MPa})}{3} \times \left(\frac{0.0042\ \text{mm/mm}}{559\ \text{mm}}\right) = 62.01 \times 10^{-3}\ \text{kN/mm}^2$ $G = 44.8\ \text{MPa} \times 305\ \text{mm} + 610\ \text{mm}(559\ \text{mm} - 305\ \text{mm}) \times \left(\frac{31{,}685\ \text{MPa} - 1315\ \text{MPa}}{2}\right)\left(\frac{0.0042\ \text{mm/mm}}{559\ \text{mm}}\right) = -31.48\ \text{kN/mm}$ $H = 44.8\ \text{MPa} \times 610\ \text{mm}(559\ \text{mm} - 305\ \text{mm}) = 6939\ \text{kN}$ $I = 44.8\ \text{MPa} \times 610\ \text{mm} \times ([559\ \text{mm}]^2/2) - 44.8\ \text{MPa}(559\ \text{mm} - 305\ \text{mm}) \times (559\ \text{mm})(610\ \text{mm}) + 1315\ \text{MPa} \times 610\ \text{mm} \times ([559\ \text{mm}]^2/3)(0.0042\ \text{mm/mm}) - 1315\ \text{MPa} \times 610\ \text{mm} \times (559\ \text{mm}/3)(559\ \text{mm} - 305\ \text{mm})(0.0042\ \text{mm/mm}) = 500{,}162\ \text{kN-mm}$	$\kappa_a = \frac{A_e}{A_c}\left(\frac{b}{h}\right)$ $\kappa_b = \frac{A_e}{A_c}\left(\frac{h}{b}\right)$ $\frac{\psi_f E_f n t_f}{\sqrt{b^2 h}}$ **توجه:** برای حالت فشار خالص، کرنش موثر FRP یعنی ε_{fe} به $k_\varepsilon \varepsilon_{fu}$ و در حالت ترکیب نیروی محوری و خمش به $k_\varepsilon \varepsilon_{pu}$) و $\varepsilon_{fe} = \min(0.004$ محدود می‌شود.

پیش نویس - غیر قابل استناد

محاسبات	روش
$d_1 = 254\ \text{mm}$ $d_2 = d_3 = 85\ \text{mm}$ **نقطه C:** $\phi P_{n(C)} = 0.65\left[-1.33\times10^{-4}\ \text{kN/mm}^3(262\ \text{mm})^3 + 104.41\times10^{-3}\ \text{kN/mm}^2\times(262\ \text{mm})^2 - 27.32\ \text{kN/mm}(262\text{mm}) + 10{,}892\ \text{kN}\right] + 3277\text{mm}^2(414\text{MPa}) + 1315\text{mm}^2(350\text{MPa}) + 1315\text{mm}^2(-31.8\text{MPa}) + 3277\text{mm}^2(-414\text{MPa})$ $\phi P_{n(C)} = 5870\text{kN}$ که در آن: $A = \frac{-610\ \text{mm}(31{,}681\ \text{MPa} - 1315\ \text{MPa})^2}{12\times44.8\ \text{MPa}} \times\left(\frac{0.0042\ \text{mm/mm}}{375\ \text{mm}}\right)^2 = 1.33\times10^{-4}\ \text{kN/mm}^2$ $B = \frac{-610\ \text{mm}(31{,}681\ \text{MPa} - 1315\ \text{MPa})}{2} \times\left(\frac{0.0042\ \text{mm/mm}}{375\ \text{mm}}\right) = -104.41\times10^{-3}\ \text{kN/mm}^2$ $C = -610\ \text{mm}\times44.8\ \text{MPa} = -27.32\ \text{kN/mm}$ $D = 610\ \text{mm}\times375\ \text{mm}\times44.8\ \text{MPa} + \frac{610\ \text{mm}\times375\ \text{mm}\times1315\ \text{MPa}}{2} \times(0.0042\ \text{mm/mm}) = 10{,}892\ \text{kN}$ $c = 560\ \text{mm}\times\left(\frac{0.0042\ \text{mm/mm}}{0.0021\ \text{mm/mm} + 0.0042\ \text{mm/mm}}\right) = 373\ \text{mm}$ $y_t = 373\ \text{mm}\frac{0.003\ \text{in./in.}}{0.0042\ \text{in./in.}} = 266\ \text{mm}$ $f_{s1} = \varepsilon_{s1}E_s = 0.0037\ \text{mm/mm}\times200{,}000\ \text{MPa} \rightarrow 414\ \text{MPa}$ $f_{s2} = \varepsilon_{s2}E_s = 0.0018\ \text{mm/mm}\times200{,}000\ \text{MPa} = 350\ \text{MPa}$ $f_{s3} = \varepsilon_{s3}E_s = -1.59\times10^{-4}\ \text{mm/mm}\times200{,}000\ \text{MPa} = -31.8\ \text{MPa}$ $f_{s4} = \varepsilon_{s4}E_s = -0.0021\ \text{mm/mm}\times200{,}000\ \text{MPa} = -414\ \text{MPa}$ لنگر خمشی اسمی: $\phi M_{n(C)} = 0.65[-9.98\times10^{-5}\ \text{kN/mm}^3(262\ \text{mm})^4 + 79\times10^{-3}\ \text{kN/mm}^2(262\ \text{mm})^3 - 21.03\ \text{kN/mm}(262\ \text{mm})^2 + 1928\ \text{kN}(262\ \text{mm}) + 1{,}315{,}453\ \text{kN-mm}] + 3277\ \text{mm}^2(414\ \text{MPa})(254\ \text{mm}) + 1639\ \text{mm}^2(-31.8\ \text{MPa})(85\ \text{mm}) - 3277\ \text{mm}^2(-414\ \text{MPa})(254\ \text{mm})$	

پیش نویس - غیر قابل استناد

روش	محاسبات
	$\phi M_{n(C)} = 1345$ kN-m که در آن: $E = \frac{-610\text{mm}(31{,}681\text{MPa} - 1315\text{MPa})^2}{16 \times 44.8\text{MPa}} \left(\frac{0.0042\,\text{mm/mm}}{375\text{mm}}\right)^2$ $= -9.98 \times 10^{-5}\ \text{kN/mm}^2$ $F = 610\text{mm}(375\text{mm} - 305\text{mm}) \times \frac{(31{,}681\ \text{MPa} - 1315\ \text{MPa})^2}{12 \times 44.8\ \text{MPa}} \left(\frac{0.0042\ \text{mm/mm}}{375\ \text{mm}}\right)^2 + \frac{610\ \text{mm}(31{,}681\ \text{MPa} - 1315\ \text{MPa})}{2} \times \left(\frac{0.0042\ \text{mm/mm}}{375\ \text{mm}}\right) = 79 \times 10^{-3}\ \text{kN/mm}^2$ $G = 44.8\ \text{MPa} \times 305\ \text{mm} + 610\ \text{mm}(375\ \text{mm} - 305\ \text{mm}) \times \left(\frac{31{,}681\ \text{MPa} - 1315\ \text{MPa}}{2}\right)\left(\frac{0.0042\ \text{mm/mm}}{375\ \text{mm}}\right)$ $= -21.03$ kN/mm $H = 44.8\ \text{MPa} \times 610\ \text{mm}(375\ \text{mm} - 305\ \text{mm}) = 1928$ kN $I = 44.8\ \text{MPa} \times 610\ \text{mm} \times ([375\ \text{mm}]^2/2) - 44.8\ \text{MPa}\ (375\ \text{mm} - 305\ \text{mm}) \times (375\ \text{mm})(610\ \text{mm}) + 1315\ \text{MPa} \times 610\ \text{mm} \times ([375\ \text{mm}]^2/3)(0.0042\ \text{mm/mm}) - 1315\ \text{MPa} \times 610\ \text{mm} \times (375\ \text{mm}/2)(375\ \text{mm} - 305\ \text{mm})(0.0042\ \text{mm/mm}) = 1{,}315{,}453$ kN-mm
گام ۳- رسم دیاگرام اندرکنش	 نقطه | $n = 0$ plies (unstrengthened member) ϕP_n, kN | ϕM_n, kN-m | $n = 6$ plies ϕP_n, kN | ϕM_n, kN-m A | 9283 | 0 | 11,223 | 0 B | 8264 | 873 | 9829 | 924 C | 4128 | 1199 | 5870 | 1345

پیش نویس - غیر قابل استناد

افزایش شکل‌پذیری

شکل‌پذیری مقطع به معنای افزایش کرنش نهایی فشاری بتن قبل از گسیختگی است (شکل ۲-۵-۱۹). با این تعریف دورگیری ستون توسط نوارهای FRP دارای فواید و مزایای زیر است:

الف- افزایش شکل‌پذیری ستون بواسطه‌ی دورگیری.

ب- افزایش مقاومت فشاری ستون بواسطه‌ی دورگیری.

پ- بهبود رفتار وصله‌های پوششی بواسطه‌ی تنش‌های فشاری دورگیری و مکانیسم کلامپ.

ت- افزایش مقاومت برشی.

با افزایش فشار دورگیری تمام مزایای الف تا ت افزایش می‌یابند. در طراحی لرزه‌ای فشار دورگیری باید کافی برای افزایش کرنش نظیر گسیختگی متناسب با نیاز تغییرمکانی باشد.

ستون با مقطع دایره

حداکثر کرنش فشاری برای عضو دورگیر شده توسط FRP با مقطع دایره را می‌توان از رابطه ۲-۵-۲۶ و f'_{cc} را از رابطه‌ی ۲-۵-۲۳ با استفاده از $\kappa_b = 1$ تعیین نمود.

ستون با مقطع غیردایره

حداکثر کرنش فشاری برای عضو دورگیر شده توسط FRP با مقطع غیردایره را می‌توان از رابطه‌ی ۲-۵-۲۶ و f'_{cc} را از رابطه‌ی ۲-۵-۲۳ با κ_b حاصل از رابطه‌ی ۲-۵-۳۰- ب تعیین نمود. همچنین فرض می‌شود FRP تاثیر ناچیزی برای مقطع مستطیل با h/b>2 یا b و یا h بزرگتر از ۹۰۰ میلیمتر ندارد.

کشش محوری خالص

در صورت استفاده از FRP در طول عضو، می‌توان از مقاومت کششی اضافی FRP برای عضو بتنی استفاده نمود. با توجه به خطی بودن رفتار FRP، کرنش کششی آن با استفاده از قانون هوک قابل محاسبه است.

ظرفیت کششی اضافی تامین شده توسط FRP به مقاومت کششی FRP و قابلیت انتقال تنش به عضو به واسطه‌ی چسبندگی بستگی دارد. کرنش موثر FRP را می‌توان از معیارهای داده شده برای تقویت برشی استفاده نمود. مقدار k_2 در روابط را می‌توان مساوی واحد فرض کرد. حداقل طول گیرایی ℓ_{df} باید تامین شود.

دورگیری دو انتهای عضو روی FRPهای طولی قویاً توصیه می‌شود.

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 (۲-۵-۲۶) نمونه‌هایی از خرابی ستون‌های فولادی نشان داده شده است.

دلایل اصلی این خرابی‌ها عبارتند از:

۱- سطح مقطع کم ستون

پیش نویس - غیرقابل استناد

۲- لاغری بیشتر از حدود مجاز

۳- عدم فشردگی مقطع

۴- ضعف درجوش‌ها

۵- عدم رعایت معیار تیر ضعیف و ستون قوی

۶- زنگ‌زدگی 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.

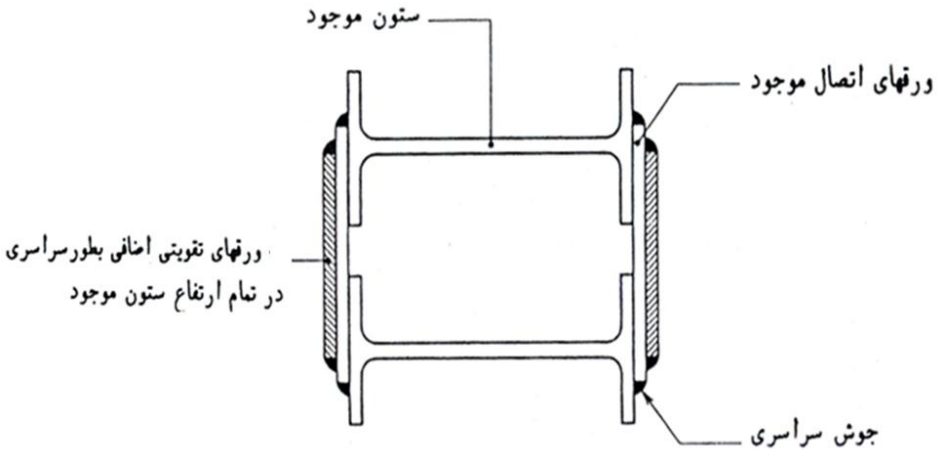
پیش نویس- غیر قابل استناد

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 ۲-۵-۲۷ نشان داده شده است. در این روش با افزایش ضخامت بال از کمانش موضعی بال ستون نیز جلوگیری می‌گردد.



شکل ۲-۵-۲۶- نمونه‌ای از خرابی ستون‌های فولادی

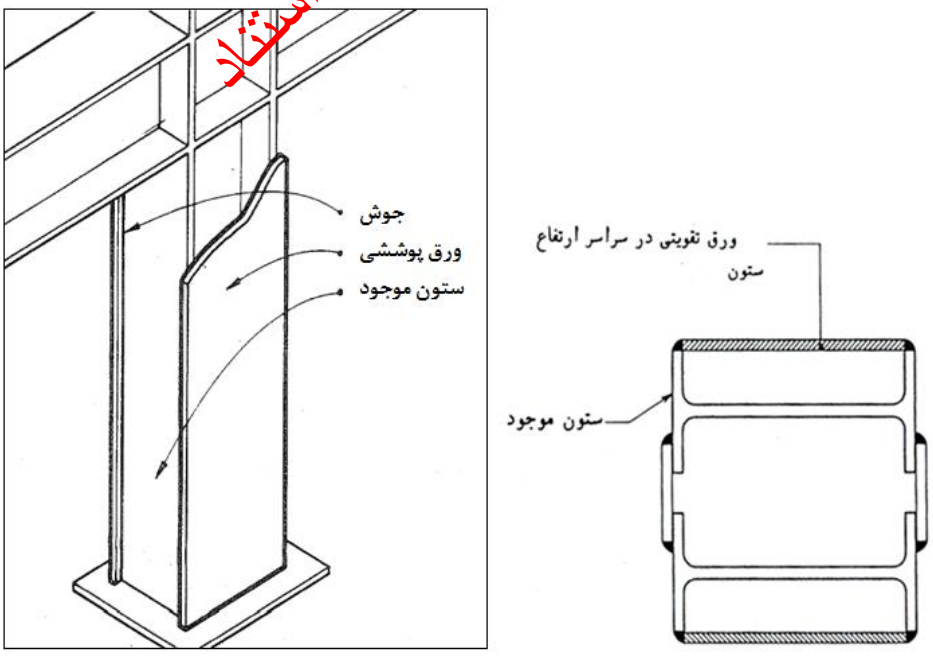


شکل ۲-۵-۲۷- اضافه نمودن ورق‌های پوششی به بال ستون

پیش نویس - غیر قابل استناد

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 افـزایش مقاومـت خمشـی و محـوری ستون می‌شود. این روش در شکل ۲-۵-۲۸ نشان داده شده است. اضافه نمودن ورق‌های موازی با جـان سـتون، افـزایش ممان اینرسی در امتداد موازی با جان را در پی دارد.



شکل ۲-۵-۲۸- اضافه نمودن ورق‌های پوششی موازی با جان ستون

مثال ۲-۵-۱۰

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

$P_d = 45 \text{ ton}$

$P_\ell = 36 \text{ ton}$

بنا به عللی نیروی محوری ناشی از بار زنده مقدار ۱۰ تن افزایش می‌یابد. مطلوب است تعیین سطح مقطع تقویتی لازم.

۱- ابتدا وضعیت ستون موجود کنترل می‌شود:

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

$$f_{a\ell} = \frac{36\times10^3}{65} = 554 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{تنش کل} = f_a = 1246 \text{kg/cm}^2 \le 1260 \text{kg/cm}^2 \quad \text{O.K}$$

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 = $F_a = 1260 - 692 = 568 \text{ kg/cm}^2$

سطح مقطع ورق تقویتی $= 10\times10^3 / 568 = 17.6 \text{ cm}^2$

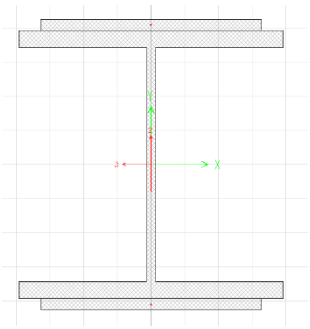
سطح مقطع ورق تقویتی معادل $2P100\times10mm$ انتخاب می‌شود:

تقویت $A = 2\times10\times1 = 20 \text{ cm}^2$

کلی $A = 65 + 20 = 85 \text{ cm}^2$

پیش نویس غیر قابل استناد

کنترل تنش‌ها :



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

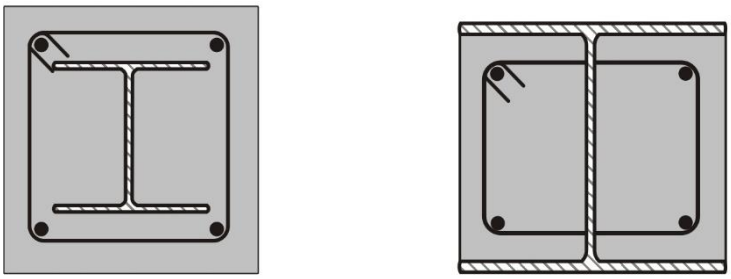
$$f_{al} = \frac{46\times10^3}{85} = 541 \text{ kg/cm}^2$$

$$1233 \text{ kg/cm}^2 \le 1260 \text{ kg/cm}^2$$

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.

1- Open Section



شکل ۲-۵-۲۹- استفاده از روکش بتنی برای مقاومسازی ستون فولادی

در صورتی که ستون فولادی دچار خوردگی شدید شده باشد، استفاده از روکش بتنی بـه عنـوان راه حلـی مـوثر توصـیه می‌گردد (شکل ۲-۵-۳۰). این ستون‌ها پس از مقاوم‌سازی در برابر آتش‌سوزی نیز مقاومت خوبی خواهند داشت.



شکل ۲-۵-۳۰- بهسازی ستون‌های با خوردگی شدید با روکش بتنی

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:

$$\rho_{sr} = \frac{A_{sr}}{A_g}$$

در رابطه فوق:

A_{sr}: مساحت مقطع آرماتورهای طولی پیوسته

A_g: مساحت کلی مقطع مختلط

مقاومت فشاری

مقاومت فشاری ستون‌های فولادی مقاومسازی شده با روکش بتنی با بارگذاری محوری، برابر $\phi_C P_n$ می‌باشد که ϕ_C ضریب تقلیل ظرفیت مساوی ۰/۷۵ و P_n مقاومت فشاری اسمی می‌باشد که باید بر اساس حالت حدی کمانش خمشی با توجه به لاغری ستون مطابق روابط زیر تعیین شود:

۱. در صورتی که $\frac{P_{no}}{P_e} \le 2.25$ باشد:

$$P_n = P_{no}\left[0.658^{\left(\frac{P_{no}}{P_e}\right)}\right] \qquad (۴۵-۵-۲)$$

۲. در صورتی که $\frac{P_{no}}{P_e} > 2.25$ باشد:

$$P_n = 0.877\,P_e \qquad (۴۶-۵-۲)$$

در روابط مذکور:

$$P_{no} = A_S F_Y + A_{sr} F_{yr} + 0.85 A_c f'_c \qquad (۴۷-۵-۲)$$

$$P_e = \pi^2 \frac{EI_{eff}}{(KL)^2} \qquad (۴۸-۵-۲)$$

که در آن:

A_S = مساحت مقطع نیمرخ فولادی

پیش نویس- غیر قابل استناد

A_C = مساحت مقطع بتن

A_{sr} = مساحت مقطع آرماتورهای طولی

E_C = مدول الاستیسیته بتن

$E_C = 3300\sqrt{f'_c} + 6900$ (برای بتن با وزن مخصوص معمولی)

در رابطه فوق E_C و f'_c برحسب MPa می‌باشد. در سیستم MKS، E_C مساوی $15000\sqrt{f'_c}$ می‌باشد که E_C و f'_c برحسب kg/cm^2 می‌باشد.

E_s = مدول الاستیسیته فولاد

f'_c = مقاومت فشاری مشخصه نمونه استوانه‌ای بتن

F_y = تنش تسلیم نیمرخ فولادی

F_{yr} = تنش تسلیم آرماتورهای طولی

I_C = ممان اینرسی مقطع بتنی

I_S = ممان اینرسی مقطع نیمرخ فولادی

I_{sr} = ممان اینرسی میلگردهای طولی

K = ضریب طول موثر

L = طول مهار نشده ستون

P_n = مقاومت فشاری اسمی مقطع

P_{no} = مقاومت فشاری اسمی مقطع بدون توجه به آثار کمانشی

P_e = نیروی محوری کمانشی اولر

EI_{eff} = سختی موثر مقطع مختلط که با استفاده از رابطه زیر تعیین می‌شود.

$$EI_{eff} = E_S I_S + 0.5E_S I_{sr} + C_1 E_C I_C \qquad (۴۹-۵-۲)$$

$$C_1 = 0.1 + 2\left(\frac{A_S}{A_C + A_S}\right) \le 0.3 \qquad (۵۰-۵-۲)$$

مقاومت کششی

مقاومت کششی ستون‌های فولادی مقاومسازی شده با روکش بتنی با بارگذاری محوری، مساوی $\phi_t P_n$ می‌باشد که ϕ_t ضریب تقلیل مقاومت مساوی ۰/۹ و P_n ظرفیت کششی اسمی می‌باشد که باید بر اساس حالت حدی تسلیم مطابق رابطه زیر تعیین شود.

$$P_n = A_S F_y + A_{Sr} F_{yr} \qquad (۵۱-۵-۲)$$

که در آن A_S، F_y، A_{sr} و F_{yr} مطابق تعاریف قبل می‌باشند.

پیش نویس - غیر قابل استناد

مقاومت برشی

مقاومت برشی ستون‌های فولادی مقاومسازی شده با روکش بتنی برابر با بزرگترین مقدار به دست آمده از حالات زیر می‌باشد.

۱. مقاومت برشی مقطع فولادی تنها مطابق بخش ۱۰-۵-۶ مبحث دهم مقررات ملی ساختمان (طراحی به روش حدی) به علاوه مقاومت برشی تنگ‌ها
۲. مقاومت برشی بخش بتن مسلح به تنهایی

تبصره: مقاومت برشی اسمی خاموت‌ها را می‌توان به کمک رابطه $V_{sn} = A_{st} f_{yt} \frac{d}{s}$ محاسبه نمود که در آن A_{st} سطح مقطع مجموع ساق خاموت‌ها، F_{yt} تنش تسلیم خاموت، d ارتفاع موثر مقطع بتنی و s فاصله خاموت‌ها می‌باشد.

جزییات آرماتوربندی اعضای محوری محاط در بتن

الف. حداقل باید ۴ عدد آرماتور طولی وجود داشته باشد.

ب. فاصله تنگ‌ها برابر با کوچکترین مقدار بدست آمده از روابط زیر می‌باشد:

- ۱۲ برابر قطر آرماتور طولی
- ۴۸ برابر قطر آرماتور تنگ
- $\frac{۱}{۲}$ برابر کوچکترین بعد مقطع ستون مختلط

پ. مقاطع فولادی باید حداقل دارای ۴۰ میلیمتر پوشش بتن باشند. رعایت شرایط محیطی مختلف برای پوشش مطابق مبحث نهم الزامی است.

ت. حداکثر فاصله برشگیرها ۲/۵ برابر بعد کوچکتر مقطع ستون مقاومسازی شده و یا ۴۰۰ میلیمتر (هر کدام که کوچکترند) می‌باشد.

ث. برشگیرها باید حداقل در دو وجه قرینه مقطع فولادی تعبیه شده باشد.

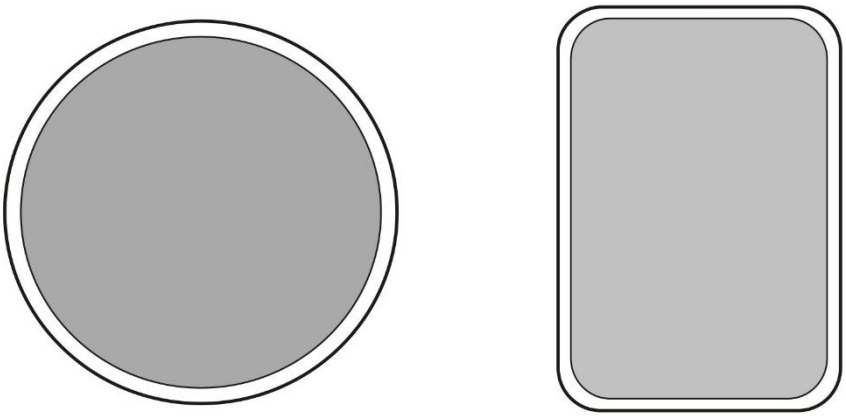
ج. در صورتی که مقطع فولادی محاط در بتن از دو یا چند مقطع فولادی تشکیل شده باشد، باید ضوابط مربوط به ستون‌های مرکب در آنها رعایت شود.

۲-۵-۲-۴- پر نمودن ستون فولادی با بتن

این روش برای مقاطع فولادی بسته[1] بکار می‌رود. نمونه‌ای از ستون فولادی پر شده با بتن در شکل ۲-۵-۳۱ نشان داده شده است.

1- Close Section

پیش نویس - غیر قابل استناد



شکل ۲-۵-۳۱- پر نمودن ستون فولادی با بتن

پیش نویس - غیر قابل استناد

محدودیت‌ها

۱- مساحت مقطع فولادی باید حداقل یک درصد مساحت کلی مقطع مختلط باشد.

۲- حداکثر نسبت $\frac{b}{t}$ در مقطع تو خالی مستطیلی شکل پرشده با بتن برابر با $2.26\sqrt{\frac{E}{F_Y}}$ می باشد.

۳- حداکثر نسبت $\frac{D}{t}$ در مقطع تو خالی لوله ای شکل پرشده با بتن برابر با $0.15\left(\frac{E}{F_Y}\right)$ می باشد.

مقاومت فشاری

مقاومت فشاری محوری ستون‌های فولادی پرشده با بتن مساوی $\phi_c P_n$ می‌باشد که در آن ϕ_c ضریب تقلیل ظرفیت مساوی ۰/۷۵ و P_n مقاومت فشاری اسمی می‌باشد که باید بر اساس حالت حدی کمانش خمشی مطابق روابط بند (۲-۵-۲-۳-۲) و با اصلاحات زیر تعیین شود.

$$P_{no} = A_S F_Y + A_{sr} F_{yr} + C_2 A_C F_C \qquad (۲-۵-۵۲)$$

برای مقاطع توخالی مستطیلی شکل $C_2 = 0.85$

برای مقاطع تو خالی لوله‌ای شکل $C_2 = 0.95$

$$EI_{eff} = E_S I_S + E_S I_{sr} + C_3 E_C I_C \qquad (۲-۵-۵۳)$$

$$C_3 = 0.6 + 2\left(\frac{A_S}{A_C + A_S}\right) \le 0.9 \qquad (۲-۵-۵۴)$$

مقاومت کششی

مقاومت کششی محوری ستون‌های فولادی پرشده با بتن مساوی $\phi_t P_n$ می‌باشد که در آن ϕ_t ضریب تقلیل ظرفیت مساوی ۰/۹ و P_n مقاومت کششی اسمی می‌باشد که باید بر اساس حالت حدی مطابق رابطه زیر تعیین شود.

$$P_n = A_s F_y + A_{sr} F_{yr} \qquad (۵۵-۵-۲)$$

مقاومت برشی

مقاومت برشی ستون‌های فولادی پرشده با بتن برابر با بزرگترین مقدار به دست آمده از حالات زیر می‌باشد.

۱- مقاومت برشی مقطع فولادی تنها

۲- مقاومت برشی بخش بتن آرمه تنها

انتقال بار

بار وارد به ستون‌های فولادی پرشده یا محاط در بتن به صورت نیروی برشی بین قسمت فولادی و بتنی منتقل می‌شود. این نیرو بسته به نحوه اعمال بار به بتن به یکی از حالات زیر محاسبه می‌شود:

۱. چنانچه بارهای خارجی مستقیماً به مقطع فولادی اعمال شود، برشگیرها باید بتوانند نیروی برشی مورد نیاز زیر را تحمل نمایند.

$$V'_r = P_r\left(1-\frac{A_S F_y}{P_{no}}\right) \qquad (۵۶-۵-۲)$$

که در آن:

V' = نیروی برشی که برشگیرها باید بتوانند آن را تحمل نمایند

P_r = نیروی برشی اعمال شده به ستون

A_S = مساحت کلی مقطع فولادی

F_y = تنش تسلیم فولاد

P_{no} = مقاومت فشاری اسمی ستون بدون توجه به آثار کمانشی

۲. در صورتی که بارهای خارجی مستقیماً به مقطع بتن اعمال شود، برشگیرها باید بتوانند برش مورد نیاز زیر را تحمل نمایند.

$$V'_r = P_r\left(\frac{A_S F_y}{P_{no}}\right) \qquad (۵۷-۵-۲)$$

مقاومت مورد نیاز V'_r به کمک سازگارهای زیر قابل انتقال است:

۱- چسبندگی مستقیم بین بتن و فولاد

۲- اتکای مستقیم

۳- برشگیر

پیش نویس - غیر قابل استناد

در صورت وجود چند مکانیزم، مکانیزمی که بزرگترین مقدار مقاومت اسمی را به دست می‌دهد، ملاک خواهد بود و جمع کردن آثار مکانیسم‌های مختلف مجاز نمی‌باشد.

مقاومت اتکایی

وقتی که بار به صورت اتکایی به قسمت بتنی مقطع فولادی پرشده با بتن وارد می‌شود، مقاومت طرح اتکایی، $\phi_B P_p$ از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$\phi_B = 0.65$$
$$P_p = 1.7 f'_c A_B \qquad (۵۸-۵-۲)$$

A_B= مساحت ناحیه بارگذاری شده

f'_c = مقاومت فشاری مشخصه نمونه استوانه‌ای بتن

نمونه‌ای از انتقال بار به صورت مکانیکی، صفحات فولادی است که داخل یک مقطع پرشده با بتن قرار گرفته‌اند.

چسبندگی مستقیم بین بتن و فولاد

در مقاطع فولادی پرشده با بتن، مقاومت چسبندگی مستقیم ϕR_n از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$\phi = 0.5$$
$$R_n = P_b L_{in} F_{in} \qquad (۵۹-۵-۲)$$

که در این رابطه:

F_{in} = تنش چسبندگی اسمی برابر با $2100\frac{t}{H^2} \le 0.7\,MPa$ برای مقاطع مستطیلی و $5300\frac{t}{D^2} \le 1.4\,MPa$ برای مقاطع دایره‌ای (t و H و D برحسب میلیمتر و F_{in} برحسب MPa).

D = قطر بیرونی مقطع دایره‌ای فولادی

H = بزرگترین بعد مقطع مستطیلی

L_{in} = طول مسیر انتقال بار

P_b = محیط در تماس فولاد و بتن در مقطع مرکب

t = ضخامت مقطع فولادی

مقاومت برشگیرها

برشگیرهای مورد استفاده در مقطع پرشده یا محاط شده در بتن می‌توانند از نوع گل‌میخ یا ناودانی باشند. برای بتن‌های معمولی طول گل‌میخی که به ترتیب تحت برش، کشش و برش و کشش همزمان باشند، نباید از ۵، ۸ و ۸ برابر قطر

پیش نویس - غیرقابل استناد

کمتر باشد. قطر سر گل‌میخ‌هایی که تحت نیروی کششی یا اندرکنش کشش و برش قرار دارند نباید کمتر از ۱/۶ برابر قطر ساق آن‌ها باشد.

مقاومت برشی گل‌میخ

مقاومت برشی اسمی گل‌میخ در صورتی که حالت حدی گسیختگی بتن حاکم نشود، از رابطه زیر قابل محاسبه است:

$$\phi_v = 0.65$$
$$Q_{nv} = F_u A_{sa} \qquad (۶۰-۵-۲)$$

که در آن:

A_{sa} = مساحت سطح مقطع گل‌میخ

F_u = مقاومت مشخصه نهایی گل‌میخ

در شرایطی که حالت حدی گسیختگی بتن حاکم باشد، مقاومت برشی گل‌میخ از روش‌های معتبر مانند روش مبحث نهم مقررات ملی ساختمان قابل محاسبه است.

مقاومت کششی گل‌میخ

در صورتی که فاصله از مرکز گل‌میخ تا لبه‌های آزاد بتن بزرگتر یا مساوی ۱/۵ برابر ارتفاع آن و فاصله مرکز تا مرکز گل‌میخ‌ها بیش از سه برابر ارتفاع آن‌ها باشد، مقاومت کششی گل‌میخ را می‌توان از ضابطه زیر محاسبه نمود:

$$\phi_t = 0.75$$
$$Q_{nt} = F_u A_{sa} \qquad (۶۱-۵-۲)$$

در صورت عدم تحقق هر یک از شرایط فوق، مقاومت کششی گل‌میخ از روش‌های معتبر مانند روش ارائه شده در مبحث نهم مقررات ملی ساختمان قابل استحصال است.

اندرکنش کش و برش در گل‌میخ

در صورتی که مقاومت برشی گل‌میخ از رابطه ۲-۵-۶۰ و مقاومت کششی آن از رابطه ۲-۵-۶۱ محاسبه شده باشد، می‌توان با استفاده از معیار زیر، اندرکنش کشش و برش را بررسی کرد.

$$\left(\frac{Q_{rt}}{\phi_t Q_{nt}}\right)^{5/3} + \left(\frac{Q_{rv}}{\phi_v Q_{nv}}\right)^{5/3} \le 1.0 \qquad (۶۲-۵-۲)$$

که در رابطه فوق:

Q_{rt} = نیروی کششی نهایی گل‌میخ

Q_{rv} = نیروی برشی نهایی گل‌میخ

پیش نویس - غیر قابل استناد

در صورتی که ظرفیت کششی یا برشی گل‌میخ از روابطی جز روابط این دستورالعمل محاسبه شده باشد، معیار انـدرکنش نیز باید از همان مرجع برداشت شود.

مقاومت برشی ناودانی

مقاومت برشی ناودانی از رابطه زیر قابل محاسبه است:

$$\phi = 0.75$$
$$Q_n = 0.3\left(t_f + 0.5t_w\right)\ell_a\sqrt{f'_c E_c} \qquad (۶۳-۵-۲)$$

که در رابطه فوق:

t_f = ضخامت بال ناودانی

t_w = ضخامت جان ناودانی

ℓ_a = طول برشگیر

در طراحی جوش ناودانی به عضو، نیروی Q_n و برون‌محوری بار باید مدنظر قرار گیرد. اگر جوش‌های اتصال ناودانی دارای بعدی بیش از 5mm باشند و شرایط زیر برقرار باشد، می‌توان از اثر برون‌محوری در طراحی جوش ناودانی صرف‌نظر کرد:

1) $1.0 \le \frac{t_f}{t_w} \le 5.5$

2) $\frac{H}{t_w} \ge 8.0$

3) $\frac{L_c}{t_f} \ge 6.0$

4) $0.5 \le \frac{R}{t_w} \le 1.6$

پیش نویس- غیر قابل استناد

که در روابط فوق:

H = ارتفاع برشگیر

L_c = طول برشگیر

R = شعاع گردی گوشه

الزامات جزئیات مهارهای فولادی

مهارهای فولادی برای اتصال بتن و فولاد باید شرایط زیر را داشته باشند:

۱) حداقل پوشش بتن روی مهارهای فولادی باید مطابق با الزامات مبحث نهم مقررات ملی ساختمان یا آیین‌نامه آبا باشد.

۲) حداقل فاصله مرکز به مرکز گل‌میخ‌ها در هر راستا باید چهار برابر قطر آن‌ها باشد.

۳) حداکثر فاصله مرکز به مرکز گل‌میخ‌ها نباید از ۳۲ برابر قطر ساق آن‌ها بیشتر باشد.

۴) حداکثر فاصله مرکز به مرکز ناودانی‌ها نباید بیش از ۶۰۰ میلی‌متر باشد.

۲-۵-۲-۵- ترکیب فشار و خمش در اعضای مختلط محاط در بتن و اعضای پر شده با بتن

اثر توام فشار محوری و خمش حول یک یا هر دو محور x و y در اعضای با مقطع دارای دو محور تقارن و یا یک محور تقارن بر اساس روابط (۲-۵-۶۴) و (۲-۵-۶۵) تعیین می‌گردد.

الف) در صورتی که $\frac{P_r}{\phi_c P_n} \geq 0.2$ باشد:

$$\frac{P_r}{\phi_c P_n} + \frac{8}{9}\left(\frac{M_{rx}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{ry}}{\phi_b M_{ny}}\right) \leq 1.0 \qquad (۲-۵-۶۴)$$

ب) در صورتی که $\frac{P_r}{\phi_c P_n} < 0.2$ باشد:

$$\frac{P_r}{2\phi_c P_n} + \left(\frac{M_{rx}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{ry}}{\phi_b M_{ny}}\right) \leq 1.0 \qquad (۲-۵-۶۵)$$

پیش نویس- غیر قابل استناد

که در آن:

P_r = مقاومت فشاری مورد نیاز

P_n = مقاومت فشاری اسمی مقطع روابط (۲-۵-۴۵) و (۲-۵-۴۶)

ϕ_c = ضریب مقاومت در فشار، مساوی ۰/۷۵

M_{rx} = مقاومت خمشی مورد نیاز (تشدید یافته) حول محور x (محور قوی)

M_{ry} = مقاومت خمشی مورد نیاز (تشدید یافته) حول محور y (محور ضعیف)

M_{nx} = مقاومت خمشی اسمی حول محور x (محور قوی)

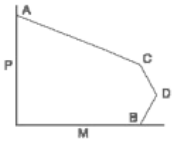
M_{ny} = مقاومت خمشی اسمی حول محور y (محور ضعیف)

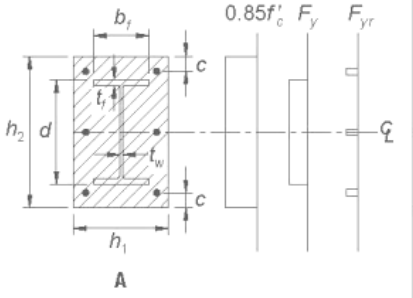
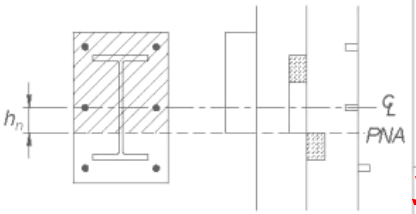
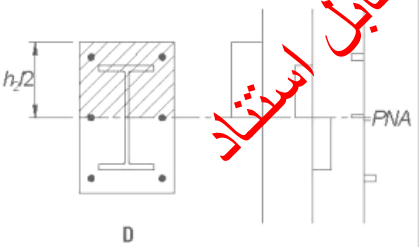
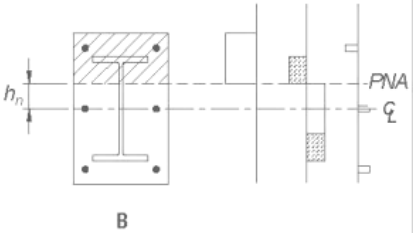
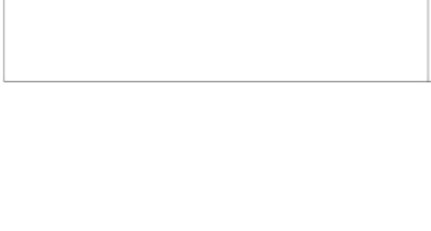
ϕ_b = ضریب مقاومت برای خمش، مساوی ۰/۹

مقاومت خمشی

مقاومت خمشی مقاطع مختلط محاط در بتن و اعضای پرشده با بتن براساس فرضیات توزیع پلاستیک تنش‌ها یا سازگاری کرنش‌ها محاسبه می‌شود. برای مقاطع ساده می‌توان از روابط جدول (۲-۵-۱) تا (۲-۵-۴) برای تخمین ظرفیت خمشی مقاطع مختلط بهره برد.

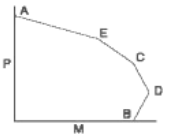
جدول ۲-۵-۱- روابط اندرکنش نیروی محوری و لنگر خمشی نهایی ستون‌های مختلط با روکش بتنی برای خمش حول محور قوی

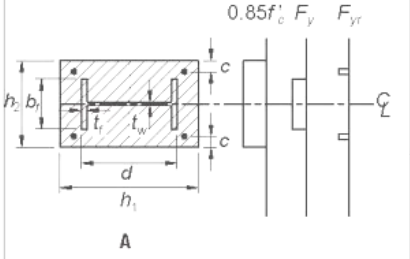
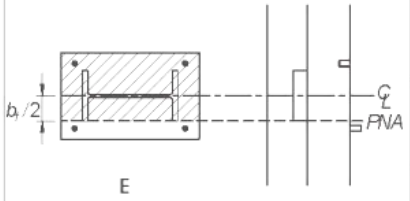
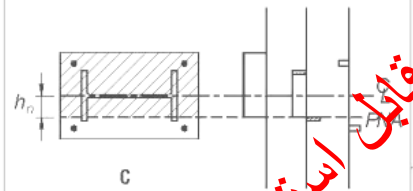
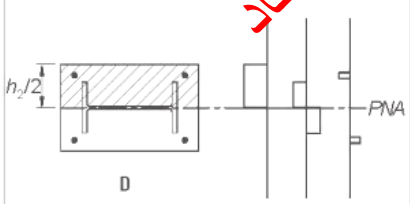


مقطع	توزیع تنش	Pt.	روابط
		A	$P_A = A_s F_y + A_{sr} F_{yr} + 0.85 f'_c A_c$ $M_A = 0$ A_s = area of steel shape A_{sr} = area of all continuous reinforcing bars $A_c = h_1 h_2 - A_s - A_{sr}$
		C	$P_C = 0.85 f'_c A_c$ $M_C = M_B$
		D	$P_D = \frac{0.85 f'_c A_c}{2}$ $M_D = Z_s F_y + Z_r F_{yr} + \frac{Z_c}{2}(0.85 f'_c)$ Z_s = full x-axis plastic section modulus of steel shape A_{srs} = area of continuous reinforcing bars at the centerline $Z_r = (A_{sr} - A_{srs})\left(\frac{h_2}{2} - c\right)$ $Z_c = h_1 h_2^2 - Z_s - Z_r$
		B	$P_B = 0$ $M_B = M_D - Z_{sn} F_y - \frac{Z_{cn}}{2}(0.85 f'_c)$ $Z_{cn} = h_1 h_n^2 - Z_{sn}$ For h_n below the flange $\left(h_n \le \frac{d}{2} - t_f\right)$ $h_n = \frac{0.85 f'_c (A_c + A_{srs}) - 2 F_{yr} A_{srs}}{2\left[0.85 f'_c (h_1 - t_w) + 2 F_y t_w\right]}$ $Z_{sn} = t_w h_n^2$
			For h_n within the flange $\left(\frac{d}{2} - t_f < h_n \le \frac{d}{2}\right)$ $h_n = \frac{0.85 f'_c (A_c + A_s - d b_f + A_{srs}) - 2 F_y (A_s - d b_f) - 2 F_{yr} A_{srs}}{2\left[0.85 f'_c (h_1 - b_f) + 2 F_y b_f\right]}$ $Z_{sn} = Z_s - b_f \left(\frac{d}{2} - h_n\right)\left(\frac{d}{2} + h_n\right)$
			For h_n above the flange $\left(h_n > \frac{d}{2}\right)$ $h_n = \frac{0.85 f'_c (A_c + A_s + A_{srs}) - 2 F_y A_s - 2 F_{yr} A_{srs}}{2(0.85 f'_c h_1)}$ $Z_{sn} = Z_s$

پیش نویس - غیر قابل استناد

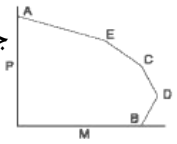
جدول ۲-۵-۲- روابط اندکنش نیروی محوری و لنگر خمشی نهایی ستون‌های مختلط با روکش بتنی برای خمش حول محور ضعیف

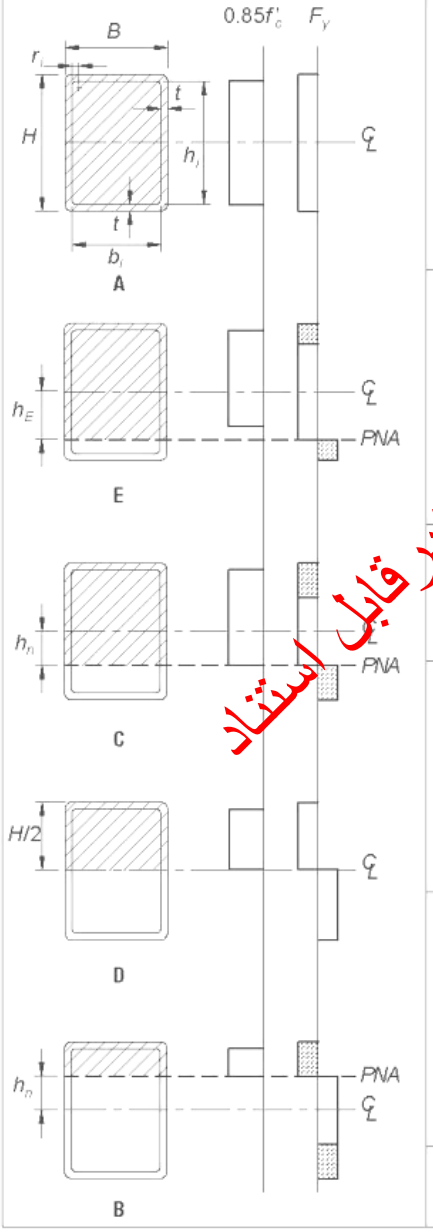


مقطع	توزیع تنش	Pt.	روابط
		A	$P_A = A_s F_y + A_{sr} F_{yr} + 0.85 f'_c A_c$ $M_A = 0$ A_s = area of steel shape A_{sr} = area of continuous reinforcing bars $A_c = h_1 h_2 - A_s - A_{sr}$
		E	$P_E = A_s F_y + (0.85 f'_c)\left[A_c - \frac{h_1}{2}(h_2 - b_f) + \frac{A_{sr}}{2}\right]$ $M_E = M_D - Z_{sE} F_y - \frac{Z_{cE}}{2}(0.85 f'_c)$ $Z_{sE} = Z_s$ = full y-axis plastic section modulus of steel shape $Z_{cE} = \frac{h_1 b_f^2}{4} - Z_{sE}$
		C	$P_C = 0.85 f'_c A_c$ $M_C = M_B$
		D	$P_D = \frac{0.85 f'_c A_c}{2}$ $M_D = Z_s F_y + Z_r F_{sr} + \frac{Z_c}{2}(0.85 f'_c)$ $Z_r = A_{sr}\left(\frac{h_2}{2} - c\right)$ $Z_c = \frac{h_1 h_2^2}{4} - Z_s - Z_r$
		B	$P_B = 0$ $M_B = M_D - Z_{sn} F_y - \frac{Z_{cn}}{2}(0.85 f'_c)$ $Z_{cn} = h_1 h_n^2 - Z_{sn}$ For h_n below the flange $\left(\frac{t_w}{2} < h_n \le \frac{b_f}{2}\right)$ $h_n = \frac{0.85 f'_c (A_c + A_s - 2t_f b_f) - 2F_y (A_s - 2t_f b_f)}{2\left[4t_f F_y + (h_1 - 2t_f) 0.85 f'_c\right]}$ $Z_{sn} = Z_s - 2t_f\left(\frac{b_f}{2} + h_n\right)\left(\frac{b_f}{2} - h_n\right)$ For h_n above the flange $\left(h_n > \frac{b_f}{2}\right)$ $h_n = \frac{0.85 f'_c (A_c + A_s) - 2F_y A_s}{2\left[0.85 f'_c h_1\right]}$ $Z_{sn} = Z_s$

پیش نویس- غیر قابل استناد

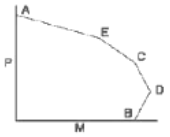
جدول ۲-۵-۳- اندرکنش نیروی محوری ولنگرخمشی درنیمرخ قوطی پرشده با بتن

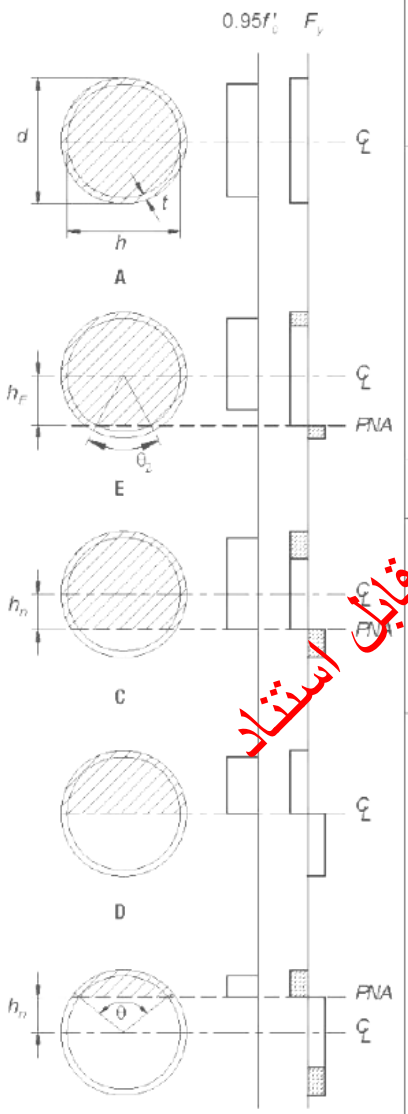


مقطع	توزیع تنش	Pt.	روابط
		A	$P_A = F_y A_s + 0.85 f'_c A_c$ $M_A = 0$ A_s = area of steel shape $A_c = b_i h_i - 0.858 r_i^2$ $b_i = B - 2t$ $h_i = H - 2t$ $r_i = t$
		E	$P_E = \frac{0.85 f'_c A_c}{2} + 0.85 f'_c b_i h_E + 4 F_y t h_E$ $M_E = M_D - F_y Z_{sE} - \frac{0.85 f'_c Z_{cE}}{2}$ $Z_{cE} = b_i h_E^2$ $Z_{sE} = 2t h_E^2$ $h_E = \frac{h_n}{2} + \frac{H}{4}$
		C	$P_C = 0.85 f'_c A_c$ $M_C = M_B$
		D	$P_D = \frac{0.85 f'_c A_c}{2}$ $M_D = F_y Z_s + \frac{0.85 f'_c Z_c}{2}$ Z_s = full x-axis plastic section modulus of HSS $Z_c = \frac{b_i h_i^2}{4} - 0.192 r_i^3$
		B	$P_B = 0$ $M_B = M_D - F_y Z_{sn} - \frac{0.85 f'_c Z_{cn}}{2}$ $Z_{sn} = 2t h_n^2$ $Z_{cn} = b_i h_n^2$ $h_n = \frac{0.85 f'_c A_c}{2\left[0.85 f'_c b_i + 4 t F_y\right]} \le \frac{h_i}{2}$
			Note: Equations in this table are equally applicable to bending about the shape's X-X axis (when $H \ge B$) and to bending about the shape's Y-Y axis (when $B > H$).

پیش نویس - غیر قابل استناد

جدول ۲-۵-۴- اندرکنش نیروی محوری و لنگر خمشی در نیمرخ دایره‌ی پرشده با بتن



مقطع	توزیع تنش	Pt.	روابط
		A	$P_A = F_y A_s + 0.95 f'_c A_c$ $M_A = 0$ $A_s = \pi(dt - t^2)$ $A_c = \frac{\pi h^2}{4}$
		E	$P_E = P_A - \gamma_A\left[F_y\left(d^2 - h^2\right) + \frac{0.95 f'_c}{2} h^2\right](\theta_2 - \sin\theta_2)$ $M_E = F_y Z_{sE} + \frac{0.95 f'_c Z_{cE}}{2}$ $Z_{cE} = \frac{h^3}{6}\sin^3\left(\frac{\theta_2}{2}\right)$ $Z_{sE} = \frac{\left(d^3 - h^3\right)}{6}\sin\left(\frac{\theta_2}{2}\right)$ $h_E = \frac{h_n}{2} + \frac{h}{4}$ $\theta_2 = \pi - 2\arcsin\left(\frac{2h_E}{h}\right)$
		C	$P_C = 0.95 f'_c A_c$ $M_C = M_E$
		D	$P_D = \frac{0.95 f'_c A_c}{2}$ $M_D = F_y Z_s - \frac{0.95 f'_c Z_c}{2}$ Z_s = plastic section modulus of steel shape $= \frac{d^3}{6} - Z_c$ $Z_c = \frac{h^3}{6}$
		B	$P_B = 0$ $M_B = F_y Z_{sB} + \frac{0.95 f'_c Z_{cB}}{2}$ $Z_{sB} = \frac{\left(d^3 - h^3\right)}{6}\sin\left(\frac{\theta}{2}\right)$ $Z_{cB} = \frac{h^3 \sin^3\left(\frac{\theta}{2}\right)}{6}$ $\theta = \frac{0.0260K_c - 2K_s}{0.0848K_c} + \frac{\sqrt{(0.0260K_c + 2K_s)^2 + 0.857K_c K_s}}{0.0848K_c}$ (rad) $K_c = f'_c h^2$ $K_s = F_y\left(\frac{d-t}{2}\right)t$ ("thin" HSS wall assumed) $h_n = \frac{h}{2}\sin\left(\frac{\pi - \theta}{2}\right) \le \frac{h}{2}$

پیش نویس- غیر قابل استناد

در روابط فوق:

A_c= سطح مقطع خالص بتن (mm^2)

A_s= مساحت مقطع فولادی (mm^2)

در جداول ۲-۵-۱ تا ۲-۵-۴ داریم:

A_{sr}= مساحت میلگردهای طولی

A_{srs}= مساحت میلگردهای طولی که روی میان‌تار مقطع قرار دارند

Z_s= اساس مقطع پلاستیک مقطع فولادی

F_y= تنش تسلیم مقطع فولادی

F_{yr}= تنش تسلیم میلگردهای طولی

M_n= ظرفیت خمشی اسمی

مثال ۲-۵-۱۱

ستون H شکلی در ساختمان مفروض است. مشخصات آن به صورت زیر می‌باشد.

IPB 300

$L = 4.5\,m$ $A = 14900\,mm^2$

$I_y = 8.56\times10^7\ mm^4$ $I_x = 2.517\times10^8\ mm^4$

$S_y = 5.71\times10^5\ mm^3$ $S_x = 1.68\times10^6\ mm^3$

$r_y = 75.8\,mm$ $r_x = 130\,mm$

به علت تغییر کاربری ساختمان ستون تحت نیروی محوری P_D = 800 kN و P_L = 1300 kN قرار گرفته است. مطلوبست بررسی ظرفیت ستون و در صورت نیاز مقاوم‌سازی آن.

$$P_r = 1.2\,P_D + 1.6\,P_L$$
$$P_r = 1.2\times800 + 1.6\times1300 = 3040\,kN$$

- محاسبه ظرفیت اولیه عضو

$$\lambda = \frac{KL}{r} = \frac{1\times4500}{75.8} = 59.4$$
$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} = \frac{\pi^2\times2\times10^5}{59.4^2} = 559.4\ MPa$$
$$F_{cr} = \left[0.658^{\frac{F_y}{F_e}}\right]F_y = \left[0.658^{\frac{240}{559.4}}\right]240 = 200.6\ MPa$$
$$P_n = F_{cr}.A_g$$
$$P_n = 200.6\times14900\times10^{-3} = 2988.9\ kN$$
$$\phi_c = 0.9\times2988.9 = 2690kN < P_r = 3040\ kN$$ مناسب نیست

پیش نویس - غیر قابل استناد

- مقاوم سازی ستون

$A_g = 450 \times 450 = 202500 \text{ mm}^2$

$A_s / A_g = 14900/202500 = 0.074 > 0.01$

$f'_c = 30 \text{ MPa}$

سطح مقطع نیمرخ فولادی بیشتر از ۱ درصد مساحت کل مقطع مقاوم‌سازی شده می‌باشد.

USE 8ϕ20

$F_{yr} = 400 \text{ MPa}$

$F_y = 240 \text{ MPa}$

$f'_c = 30 \text{ MPa}$

$E_c = 3300\sqrt{f'_c} + 6900 = 2.5 \times 10^4 \text{ MPa}$

$A_s = 14900 \text{ mm}^2$

$A_{sr} = 2500 \text{ mm}^2$

$A_c = 450 \times 450 - 14900 - 2500 = 185100 \text{ mm}^2$

$EI_{eff} = E_s I_s + 0.5 E_s I_{sr} + C_1 E_c I_c$

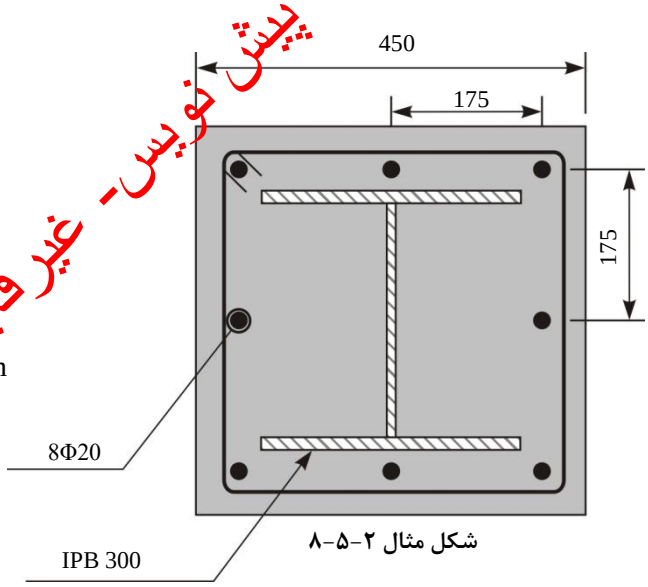
$C_1 = 0.1 + 2\left(\frac{A_s}{A_s + A_c}\right) \le 0.3$

$I_{sr} = 8 \times \frac{\pi}{4} \times (1)^4 + 314 \times 6 \times 175^2 = 5.779 \times 10^7 \text{ mm}$

$I_s = 8.56 \times 10^7$

$I_c = \frac{1}{12} \times 450 \times 450^3 = 3.417 \times 10^9 \text{ mm}^4$

پیش نویس - غیر قابل استناد



شکل مثال ۲-۵-۸

$C_1 = 0.1 + 2\left(\frac{14900}{185100 + 14900}\right) = 0.25$

$EI_{eff} = 2 \times 10^5 \times 8.56 \times 10^7 + 0.5 \times 2 \times 10^5 \times 5.779 \times 10^7 + 0.25 \times 2.5 \times 10^4 \times 3.417 \times 10^9$

$EI_{eff} = 4.43 \times 10^{13} \text{ N.mm}^2$

$P_e = \pi^2 \frac{EI_{eff}}{(KL)^2} = \pi^2 \frac{4.43 \times 10^{13}}{4500^2} = 21591 \text{ kN}$

$P_{no} = A_s F_y + A_{sr} F_{yr} + 0.85 A_c f'_c$

$P_{no} = 14900 \times 240 + 2500 \times 400 + 185100 \times 30 = 9296 \text{ kN}$

$P_e \ge 0.44 P_{no}$

$P_n = P_{no}\left[0.658^{\left(\frac{P_{no}}{P_e}\right)}\right] = 9296\left[0.658^{\left(\frac{9296}{21591}\right)}\right]$

$$P_n = 7763\,kN \Longrightarrow \text{مقاومت فشاری} = \phi_c P_n = 0.75 \times 7763 = 5822\ kN$$

$$\frac{\text{مقاومت فشاری عضو مقاوم‌سازی شده}}{\text{مقاومت فشاری اولیه عضو}} = \frac{5822}{2690} = 2.16$$

$$\text{(بدون ضرایب کاهش)}\quad \frac{\text{مقاومت فشاری عضو مقاومسازی شده}}{\text{مقاومت فشاری اولیه عضو}} = \frac{7763}{2989} = 2.60$$

مثال ۲-۵-۱۲

اگر ستون IPB 300 به طول ۴/۵ متر بر اثر تغییر کاربری ساختمان تحت نیروی محوری P_D = 300 kN و P_L = 350 kN و لنگر خمشی M_x = 170 kN.m و M_y = 100 kN.m قرار گیرد، مطلوب است بررسی ستون مذکور تحت اثر نیروهای وارده و در صورت نیاز مقاوم‌سازی آن.

پیش نویس- غیر قابل استناد

(ستون فولادی از مثال قبل) $\phi_c.P_n = 0.9 \times 2989 = 2690\ kN$

$$P_r = 1.2P_D + 1.6P_L$$

$$P_r = 1.2 \times 300 + 1.6 \times 350 = 920\ kN$$

$$\frac{P_r}{\phi_c.P_n} = \frac{920}{2690} = 0.34$$

$$M_{nx} = Z_x.F_y = 1.869 \times 10^6 \times 240 \times 10^{-6} = 448.6\ kN.m$$

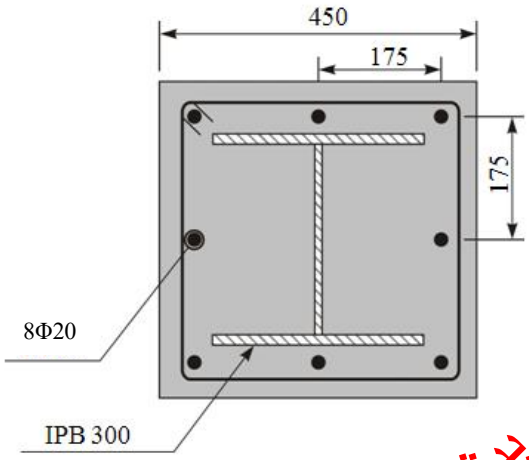
$$M_{ny} = Z_y.F_y = 8.70 \times 10^5 \times 240 \times 10^{-6} = 208.8\ kN.m$$

$\frac{P_r}{\phi_c P_n} \geq 0.2$ می‌باشد:

$$\frac{P_r}{\phi_c P_n} + \frac{8}{9}\left(\frac{M_{rx}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{ry}}{\phi_b M_{ny}}\right) \leq 1.0$$

$$\frac{920}{2690} + \frac{8}{9}\left(\frac{170}{0.9 \times 448.6} + \frac{100}{0.9 \times 208.8}\right) = 1.19 > 1$$ مناسب نیست

مقاوم‌سازی ستون



شکل مثال ۲-۵-۱۲

- برای مقاوم‌سازی از روکش بتنی مانند مثال قبل استفاده می‌گردد.

مقاومت محوری فشاری

$P_n = 7763\,kN$ مقاومت فشاری $\phi_c P_n = 0.75\times 7763 = 5822\,kN$

$$\frac{P_r}{\phi_c P_n} = \frac{920}{5822} = 0.16$$

مقاومت خمشی حول محور قوی

$C = 50\ mm$

$A_s = 14900\ mm^2$

$A_{sr} = 2500\ mm^2$

$A_{srs} = 628\ mm^2$

$A_c = A_g - A_s - A_{sr} = 185100\ mm^2$

$t_w = 11\ mm$

$t_f = 19\ mm$

فرض کنیم $h_n \le \frac{d}{2} - t_f$، داریم:

$$h_n = \frac{0.85 f'_c \left(A_c + A_{srs}\right) - 2F_{yr}A_{srs}}{2\left[0.85 f'_c \left(h_1 - t_w\right) + 2F_y t_w\right]}$$

$$h_n = \frac{0.85\times 30\times(185100+628) - 2\times 400\times 628}{2\left[0.85\times 30(450-11) + 2\times 240\times 11\right]} = 128.49\,mm < \frac{d}{2} - t_f = \frac{350}{2} - 19 = 156\,mm$$

پیش نویس- غیر قابل استناد

فرض اولیه صحیح بود.

$$Z_{sn} = t_w h_n^2 = 11\times 128.49^2 = 181606\,mm^3$$

$$Z_{cn} = h_1 h_n^2 - Z_{sn} = 450\times 128.49^2 - 181606 = 7247750\ mm^3$$

$$Z_r = (A_{sr} - A_{srs})\left(\frac{h_2}{2} - C\right)$$

$$= (2500 - 628)\left(\frac{450}{2} - 50\right)$$

$$= 327600\ mm^3$$

$$Z_c = \frac{h_1 h_2^2}{4} - Z_s - Z_r = \frac{450\times 450^2}{4} - 1.869\times 10^6 - 327600$$

$$= 20584650\ mm^3$$

$$M_D = Z_s F_y + Z_r F_{yr} + \frac{Z_c}{2}(0.85 f_c') = 1.869\times 10^6 \times 240 + 327600\times 400 + \frac{20584650}{2}\times(0.85\times 30)$$

$$= 842.05\ kN.m$$

$$M_n = M_D - Z_{sn} F_y - \frac{Z_{cn}}{2}(0.85 f_c') = 842.05 - \left[181606\times 240 + \frac{7247750}{2}(0.85\times 30)\right]\times 10^{-6}$$

$$= 706.06\ kN.m$$

پیش نویس - غیر قابل استناد

مقاومت خمشی حول محور ضعیف

فرض کنیم $h_n > \frac{b_f}{2}$، داریم:

$$h_n = \frac{0.85 f_c'(A_c + A_s) - 2F_y A_s}{2[0.85 f_c' h_1]} = \frac{0.85\times 30(185100 + 14900) - 2\times 240\times 14900}{2(0.85\times 30\times 450)} = 221.55\,mm$$

$$h_n = 221.55\,mm > \frac{b_f}{2} = \frac{300}{2} - 150\,mm$$

فرض صحیح بود.

$$Z_{sn} = Z_s = 1.869\times 10^6\ mm^3$$

$$Z_r = (A_{sr} - A_{srs})\left(\frac{h_2}{2} - C\right) = 327600\ mm^3$$

$$Z_c = \frac{h_1 h_2^2}{4} - Z_s - Z_r = \frac{450\times 450^2}{4} - 1.869\times 10^6 - 327600 = 20584650\ mm^3$$

$$Z_{cn} = h_1 h_n^2 - Z_{sn} = 450\times 221.55^2 - 1.869\times 10^6 = 20218981\ mm^3$$

$$M_D = F_y Z_s + \frac{0.85 f_c' Z_c}{2} = \left[240\times 1.869\times 10^6 + \frac{0.85\times 30\times 20584650}{2}\right]\times 10^{-6} = 711.01\ kN.m$$

$$M_n = M_D - F_y Z_{sn} - \frac{0.85 f'_c Z_{cn}}{2} = 711.01 - \left[240 \times 1.869 \times 10^6 - \frac{0.85 \times 30 \times 20218981}{2} \right] \times 10^{-6}$$
$$= 520.24 \text{ kN.m}$$

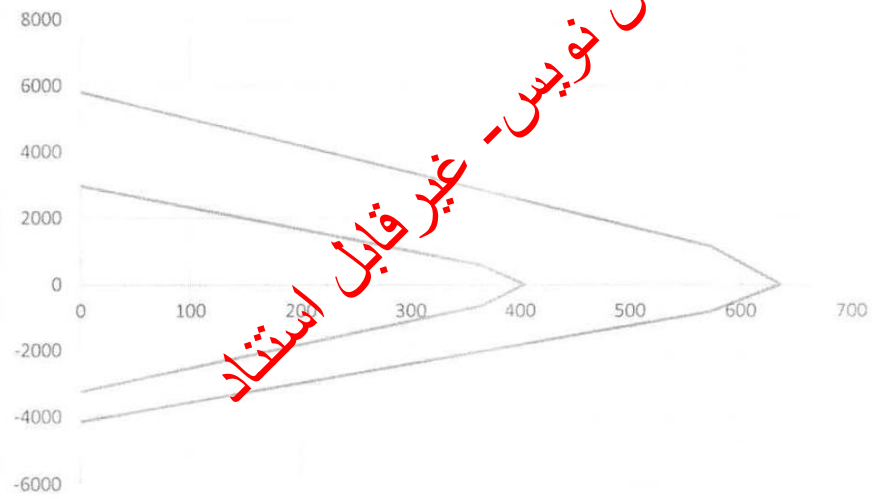
کنترل اندرکنش محوری- خمشی

$$\frac{P_r}{\phi_c P_n} = \frac{920}{5822} = 0.16 < 0.2$$

$$\frac{P_r}{\phi_c P_n} = \left(\frac{M_{rx}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{ry}}{\phi_b M_{ny}} \right) = \frac{920}{2 \times 5822} + \left(\frac{170}{0.9 \times 706.06} + \frac{100}{0.9 \times 520.24} \right) = 0.56 < 1.0$$

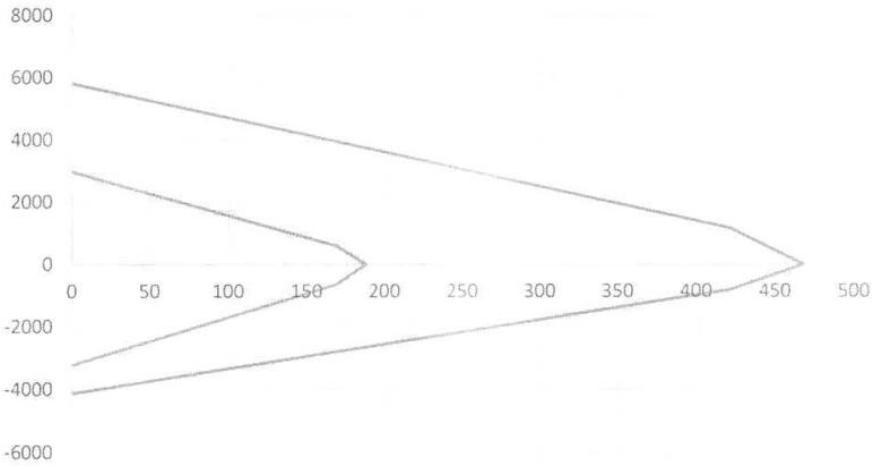
منحنی‌های اندرکنش ستون قبل و بعد از مقاوم‌سازی حول محور قوی و ضعیف در شکل‌های زیر نمایش داده شده است.

منحنی اندرکنش حول محور قوی



پیش نویس- غیر قابل استناد

منحنی اندرکنش حول محور ضعیف



۲-۶- بهسازی اتصال

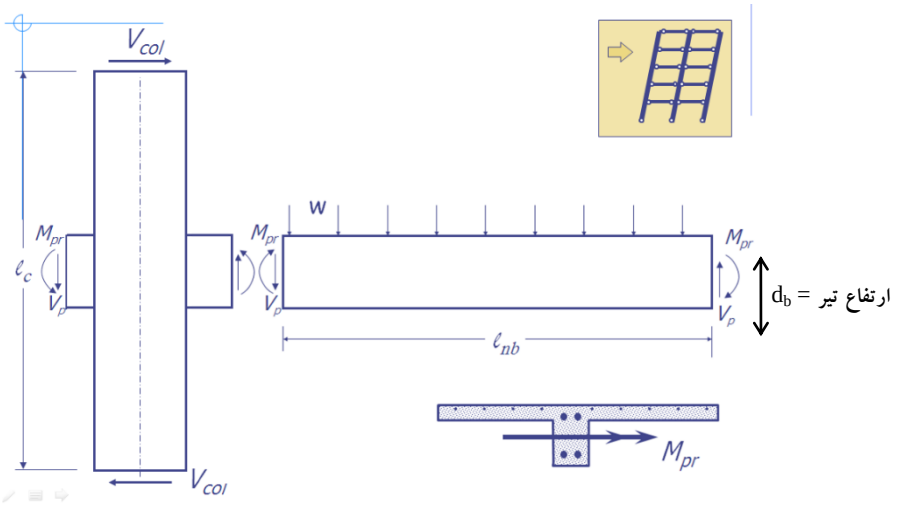
اتصالات و رفتار آنها نقش بسیار مهمی در رفتار کلی قاب‌های خمشی ایفا می‌کنند. به عبارت دیگر بحرانی‌ترین ناحیه در قاب‌های خمشی برای مقاومت در برابر بارهای لرزه‌ای، اتصال تیر به ستون می‌باشد. بطور کلی بدلیل عدم شناخت کافی از رفتار اتصالات خمشی، آسیب‌های ایجاد شده در سازه‌های خمشی از ضعف در طراحی یا اجرای اتصالات آنها ناشی می‌شود.

شکست‌های ترد پیش‌بینی نشده اتصالات خمشی تیر و ستون در اثر زلزله، بطور جدی روش‌های طراحی گذشته را زیر سوال برده و این خود نشان‌دهنده اهمیت مقاوم‌سازی اتصالات، به ویژه مقاوم‌سازی لرزه‌ای آنها می‌باشد.

در سیستم‌های باربر جانبی، اتصالات و اجزای آن باید به گونه‌ای مقاوم‌سازی شوند که پس از مقاوم‌سازی دارای سختی، مقاومت و هندسه متناسبی باشند و با عملکرد ارتجاعی اجزای خود، شرایط لازم برای رفتار غیر ارتجاعی چرخه‌ای سایر اعضا را فراهم و پیوستگی مسیر انتقال بار را نیز تأمین نمایند به گونه‌ای که ناحیه شکل‌پذیر (مفصل پلاستیک) در دو سر تیر و خارج از محدوده اتصال تیر به ستون واقع شود. حداقل فاصله محل تشکیل مفصل پلاستیک از بر ستون $0.5d_b$ و حداکثر $1.5d_b$ می‌باشد (شکل ۲-۶-۱).

در حال حاضر در آیین‌نامه‌های طراحی، اتصالات کنترل شونده توسط نیرو در نظر گرفته شده و مقاومت آنها طبق مکانیسم شکل ۲-۶-۱ طوری در نظر گرفته می‌شود که شرایط وقوع مفصل پلاستیک را در فاصله‌ای از بر ستون فراهم نماید. در آیین‌نامه‌های بهسازی، بعضی از اتصالات و یا اجزای آنها چه در مرحله کنترل و چه در مرحله بعد از بهسازی می‌توانند کنترل شونده توسط تغییرشکل باشند.

پیش نویس - غیر قابل استناد



شکل ۲-۶-۱- نمایش محل تشکیل مفصل پلاستیک در تیر و فاصله آن از بر ستون

بدون شک مقاوم‌سازی اتصالات از مراحل پیچیده روش‌های مقاوم‌سازی می‌باشد، چرا که محل تلاقی تعدادی از عناصر سازه‌ای است و در زلزله دارای تنش‌های موضعی زیاد می‌باشد. از این رو بهتر است بجای تقویت اتصال در برابر بارهای جانبی از راهکارهای تقویت سیستم باربر جانبی ساختمان مانند اضافه نمودن مهاربند، دیوار برشی و... استفاده نمود. این راهکارها منجر به کاهش لنگرهای موجود در اتصال می‌گردد. این موضوع به طور خاص، در ساختمان‌های بتن مسلح قابل توصیه می‌باشد.

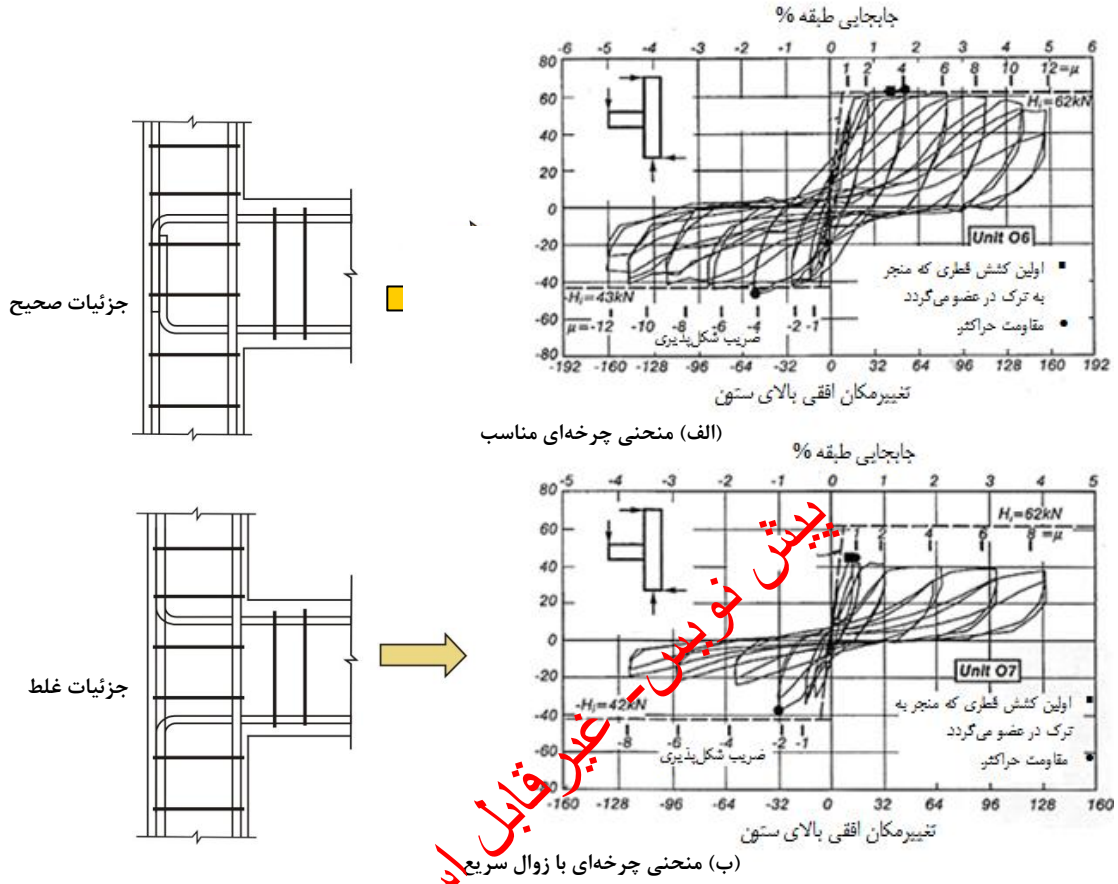
در طی سال‌های گذشته تحقیقات فراوانی روی اتصالات صورت گرفته که شامل کارهای آزمایشگاهی و همچنین ساخت مدل‌های مختلف و بارگذاری دینامیکی تا حصول منحنی‌های چرخه‌ای (شکل ۲-۶-۲) و همچنین ساخت مدل‌های تحلیلی و استفاده از روش‌های عددی گوناگون برای تعیین معیارهای مقاومت، پایداری و شکل‌پذیری اتصالات می‌باشد. بر اساس نوع سازه (بتنی یا فولادی) و معایب اتصال‌های آن، روش‌های متعددی برای بهسازی اتصال وجود دارد که در ادامه به آنها پرداخته شده است.

پیش نویس- غیر قابل استناد

۲-۶-۱- اتصالات بتنی

۲-۶-۱-۱- معرفی

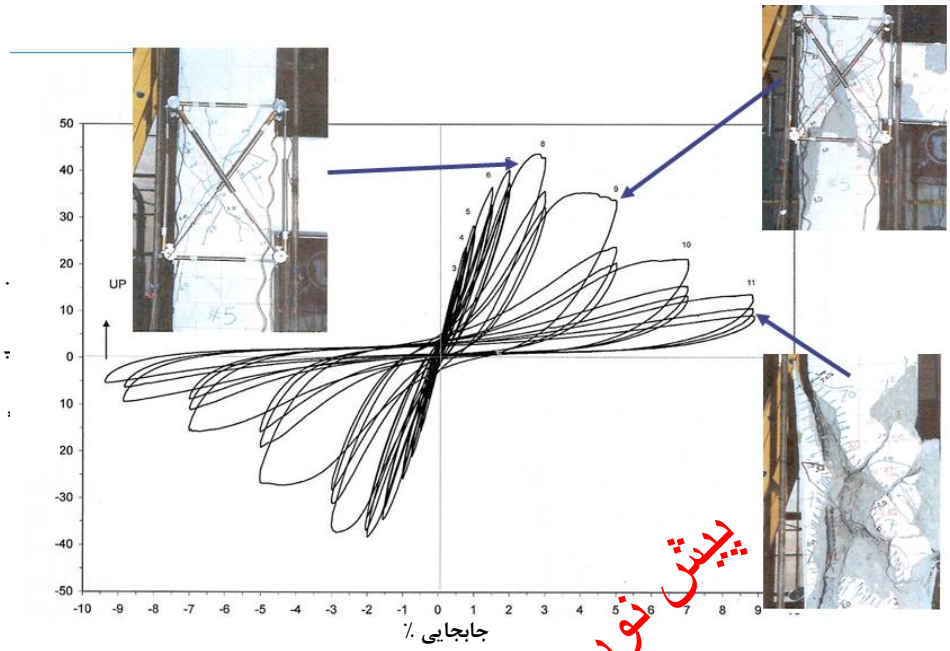
در ساختمان‌های با قاب خمشی، اتصال صلب تیر به ستون عامل اصلی باربری جانبی سازه می‌باشد. خسارات وارده به این نوع قاب‌ها در ناحیه اتصال تیر به ستون رخ می‌دهد. در گذشته تحقیقات و در نتیجه دستورالعمل‌های آیین‌نامه‌ای در اتصالات بتنی بسیار محدود بود و در نتیجه مهندسین کمتر به جزئیات این ناحیه توجه می‌کردند و تنها خود را ملزم به رعایت تأمین طول مهاری کششی برای میلگردهای منفی تیر می‌دانستند. همچنین جزئیات سخت در آرماتوربندی ناحیه اتصال و اجرای ضعیف آن منجر به نامناسبی رفتار این جزء سازه‌ای شده است. نمونه‌ای از مقایسه جزئیات آرماتوربندی صحیح و غیرصحیح اتصال بتنی تحت بارهای رفت و برگشتی در شکل ۲-۶-۲ نشان داده شده است.



پیش نویس - غیر قابل استناد

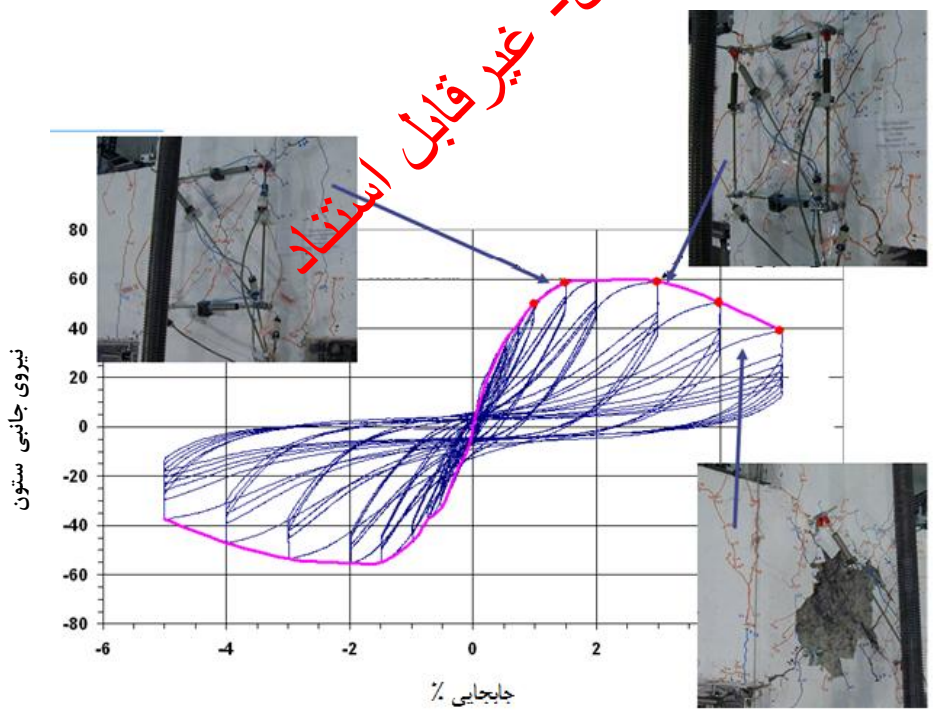
شکل ۲-۶-۲- مقایسه تأثیر جزئیات آرماتوربندی صحیح و غیرصحیح در رفتار اتصال بتنی

به منظور شناخت بهتر از رفتار لرزه‌ای اتصالات بتنی در شکل‌های ۲-۶-۳ و ۲-۶-۴ نمونه‌ای از آزمایش انجام شده بر روی اتصال بتنی کناری و میانی تحت بار دینامیکی رفت و برگشتی به همراه منحنی نیرو- تغییرمکان و شکل خرابی آنها تحت تغییرمکان‌های مختلف نشان داده شده است. مقایسه دو شکل بیانگر رفتار ترد نمونه شکل ۲-۶-۳ نسبت به نمونه شکل ۲-۶-۴ است.



شکل ۲-۶-۳- نمودار نیرو – تغییرمکان اتصال بتنی کناری

پیش نویس- غیر قابل استناد



شکل ۲-۶-۴- نمودار نیرو – تغییرمکان اتصال بتنی میانی

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.

همان‌گونه که در شکل ۲-۶-۵ نیز مشاهده می‌شود، خرابی اتصال منجر به خرابی کلی سازه می‌شود و این خود نشان‌دهنده اهمیت مقاوم‌سازی اتصالات، به ویژه 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

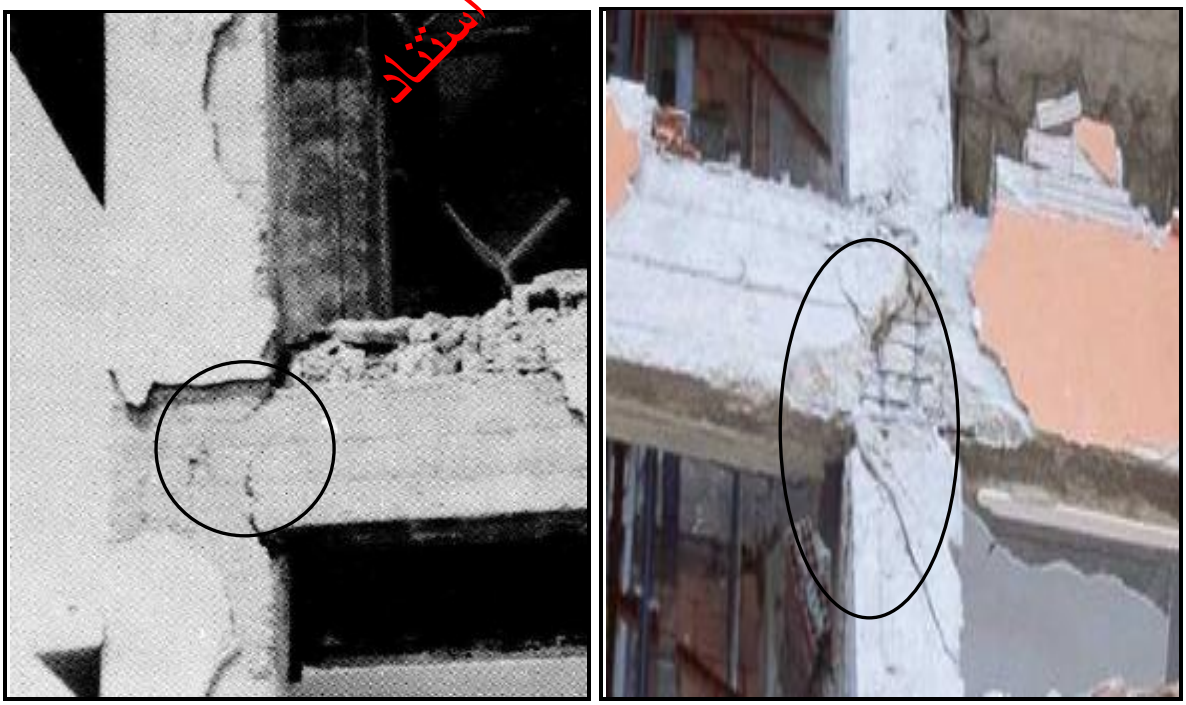
۷- لغزش آرماتورهای کششی به علت عرض کم اتصال

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.

پیش نویس- غیر قابل استناد

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.

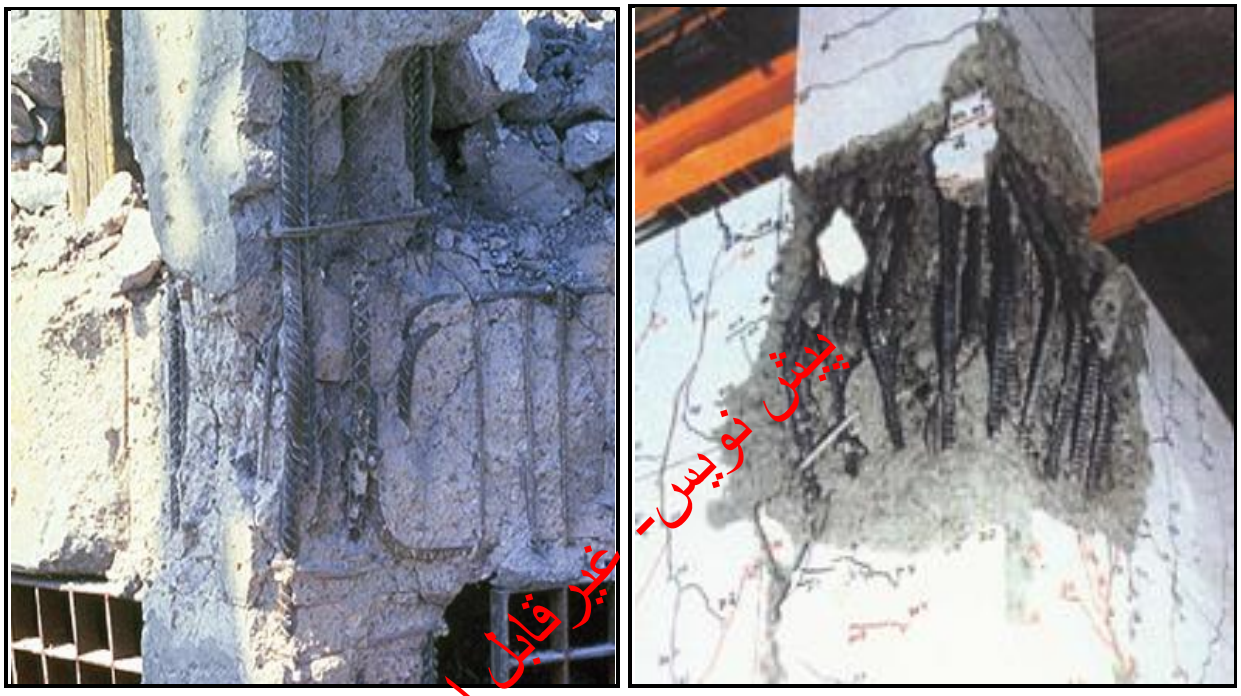


گسیختگی برشی در ناحیه ستون در بر اتصال — گسیختگی برشی در ناحیه تیر در بر اتصال

شکل ۲-۶-۶- گسیختگی برشی در ناحیه اتصال

کمانش میلگردهای طولی ستون در ناحیه اتصال

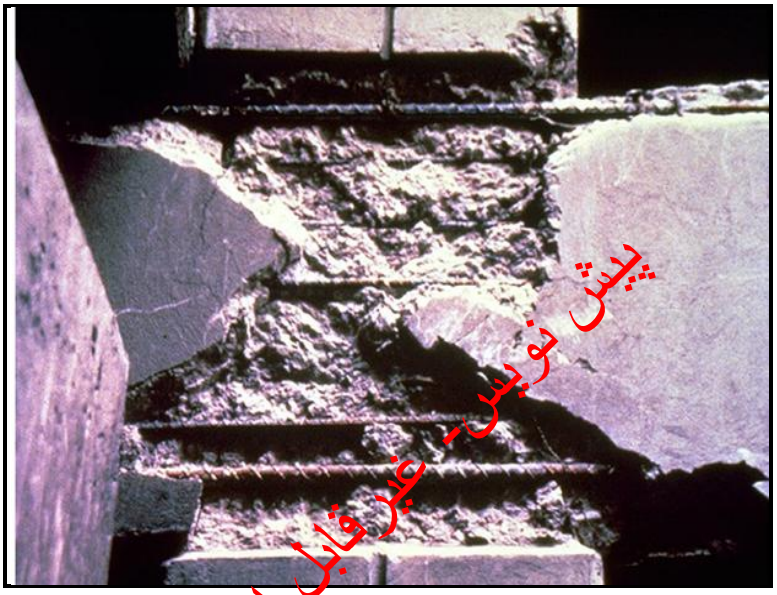
عدم استفاده از تنگ‌های مناسب و کافی در اتصال، منجر به کمانش میلگردهای طولی ستون در ناحیه اتصال می‌گردد. نمونه‌ای از کمانش میلگردهای طولی ستون در ناحیه اتصال در شکل ۲-۶-۷ نشان داده شده است.



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

کمانش میلگردهای طولی تیر در ناحیه اتصال

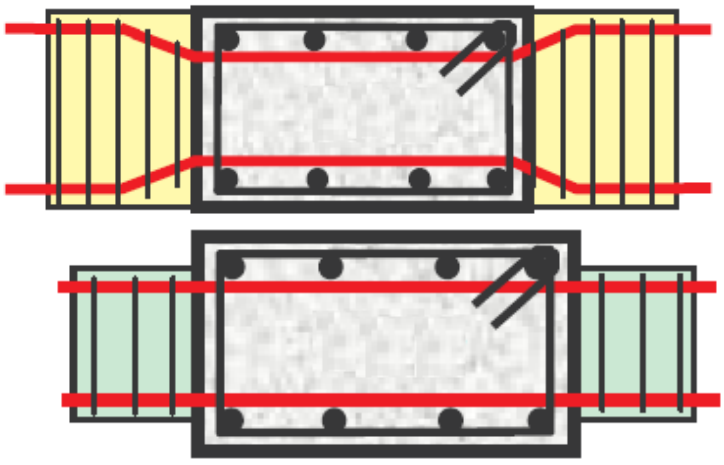
در اتصالی میانی که میلگردهای طولی تیر با میلگردهای طولی ستون و یا تنگ‌های مناسب دورگیری نشده باشند، میلگردهای طولی تیر نیز کمانش خواهند نمود. نمونه‌ای از کمانش میلگردهای طولی تیر در ناحیه اتصال در شکل ۲-۶-۸ نشان داده شده است.



پیش نویس - غیر قابل استناد

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.



جزئیات نامناسب میلگردهای طولی تیر

جزئیات مناسب میلگردهای طولی تیر

شکل ۲-۶-۹- جزئیات میگردهای طولی در اتصال

وجود درز سرد در محل اتصال

وجود درز سرد (به دلیل نحوه اجرا) در نزدیکی محل اتصال، منجر به خرابی اتصال و به دنبال آن خرابی سازه می‌گردد. در تراز فوقانی ساختمان که احتمال وجود درز سرد 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 سرد در محل اتصال در تراز فوقانی ساختمان در شکل ۲-۶-۱۰ نشان داده شده است.


پیش نویس - غیر قابل استناد

شکل ۲-۶-۱۰- وجود درز سرد در محل اتصال

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 دنبال آن خرابی اتصال در اثر زلزله می‌گردد. نمونه‌ای از این نوع خرابی در شکل ۲-۶-۱۱ نشان داده شده است.

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. کمبود میلگردهای طولی منفی می‌تواند منجر به آسیب اتصال تحت بارهای ثقلی گردد. با توجه به موارد عنوان شده، 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 است، در شکل ۲-۶-۱۲ 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 ۲-۶-۱۱- برون محوری امتداد تیر نسبت به امتداد ستون

پیش نویس- غیر قابل استناد



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

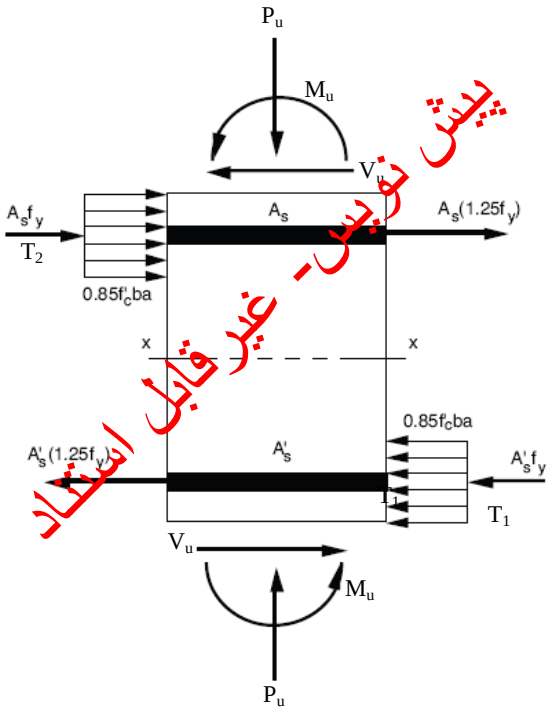
۲-۶-۱-۳- مبانی نظری رفتار اتصالات بتنی

نیروها و لنگرهای وارد بر قطعه اتصال را می‌توان به نیروهای متقارن مربوط به بار قائم و نیروهای متقارن معکوس مربوط به بار افقی دسته‌بندی نمود. برش اتصال از نیروهای متقارن معکوس بدست می‌آید. در شکل ۲-۶-۱۳، نمودار آزاد اتصال وقتی که قاب تحت تأثیر نیروی جانبی قرار می‌گیرد، نشان داده شده است. در این نمودار لنگر انتهایی تیر سمت راست،

منفی و لنگر انتهایی تیر سمت چپ, مثبت است. در این شکل لنگر منفی M_1 به زوج نیروی کششی T_1 و فشاری C_1 و لنگر مثبت M_2 به زوج نیروی کششی T_2 و فشاری C_2 تجزیه شده است، V_u نیز نیروی برشی ستون در بر اتصال می‌باشد. اگر مطابق شکل ۲-۶-۱۳، مقطعی از میانتار تیر عبور داده شده و تعادل نیروها در امتداد افق نوشته شود، نیروی برشی موجود در اتصال به صورت زیر بدست می‌آید:

$$V_{u\,(\text{اتصال})} = T_1 + T_2 - V_{u\,(\text{ستون})} \qquad (۱-۶-۲)$$

$$V_{u\,(\text{اتصال})} = A_s\left(1.25f_y\right) + A'_s\left(1.25f_y\right) - V_{u\,(\text{ستون})} \qquad (۲-۶-۲)$$

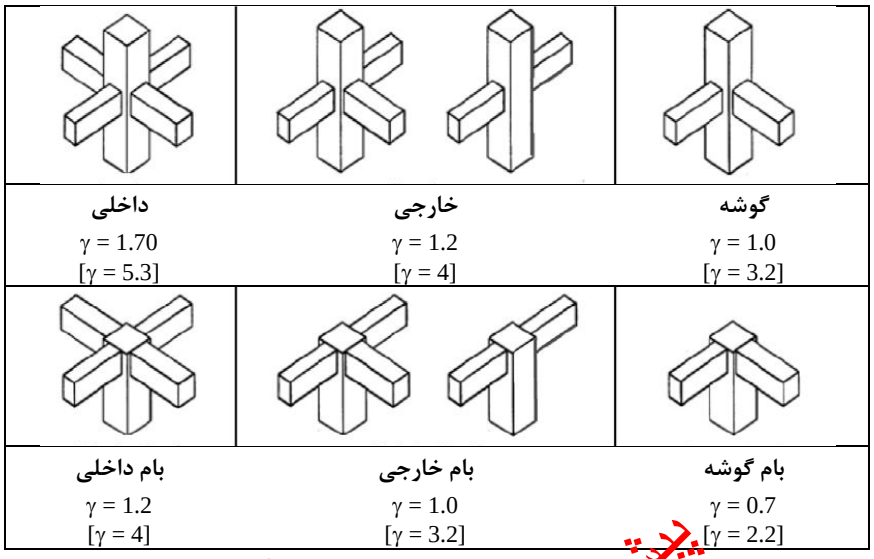


پیش نویس - غیر قابل استناد

شکل ۲-۶-۱۳- نیروهای موجود در هسته‌ی اتصال

ظرفیت برشی اتصال

عضو منتهی به اتصال، وقتی به عنوان محصور کننده اتصال شناخته می‌شود که حداقل $\frac{3}{4}$ وجه اتصال توسط عضو پوشش داده شود. اتصال وقتی محصور شده تلقی می‌شود که اعضای محصور کننده از تمام جوانب به آن وصل شده باشند (شکل ۲-۶-۱۴).



گوشه	خارجی	داخلی
γ = 1.0 [γ = 3.2]	γ = 1.2 [γ = 4]	γ = 1.70 [γ = 5.3]
بام گوشه	**بام خارجی**	**بام داخلی**
γ = 0.7 [γ = 2.2]	γ = 1.0 [γ = 3.2]	γ = 1.2 [γ = 4]

* γ ضریب روابط جدول ۲-۶-۵ می‌باشد و اعداد داخل کروشه در سیستم MKS می‌باشند.

شکل ۲-۶-۱۴- انواع مختلف اتصال محصورشده و نشده

پیش نویس - غیر قابل استناد

برای بتن با وزن معمولی ظرفیت برشی اسمی اتصال $V_n = V_u/\phi$ از روابط زیر حاصل می‌شود:

برای اتصال محصور شده $V_n = 1.7\sqrt{f'_c}A_j$

برای اتصال محصور شده از سه طرف یا دو وجه $V_n = 1.2\sqrt{f'_c}A_j$ (۲-۶-۵)

برای سایر حالات $V_n = 1.0\sqrt{f'_c}A_j$

حالت کامل‌تر روابط فوق در جدول ۲-۶-۵ ارائه شده است.

جدول روابط ۲-۶-۵- مقاومت اسمی برشی اتصال تیر به ستون در بارهای لرزه‌ای

ستون	تیردر امتدادی که V_u حساب شده است	محصورشدگی با تیرهای عرضی	V_n (N)
پیوسته	پیوسته	محصور شده	$1.70\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
		محصور نشده	$1.20\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
	سایر موارد	محصور شده	$1.20\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
		محصور نشده	$1.00\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
سایر موارد	پیوسته	محصور شده	$1.20\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
		محصور نشده	$1.00\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
	سایر موارد	محصور شده	$1.00\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
		محصور نشده	$0.70\lambda\sqrt{f'_c}A_j$

در روابط فوق، λ برای انواع بتن‌های ساخته شده با دانه‌های سبک برابر ۰/۷۵ و برای بتن با وزن معمولی برابر ۱/۰ می‌باشد.

که در روابط فوق:

ϕ = ضریب کاهش مقاومت مساوی ۰/۸۵

V_n = مقاومت برشی اسمی

f'_c = مقاومت مشخصه (۲۸ روزه‌ی استوانه‌ای) برحسب مگاپاسکال

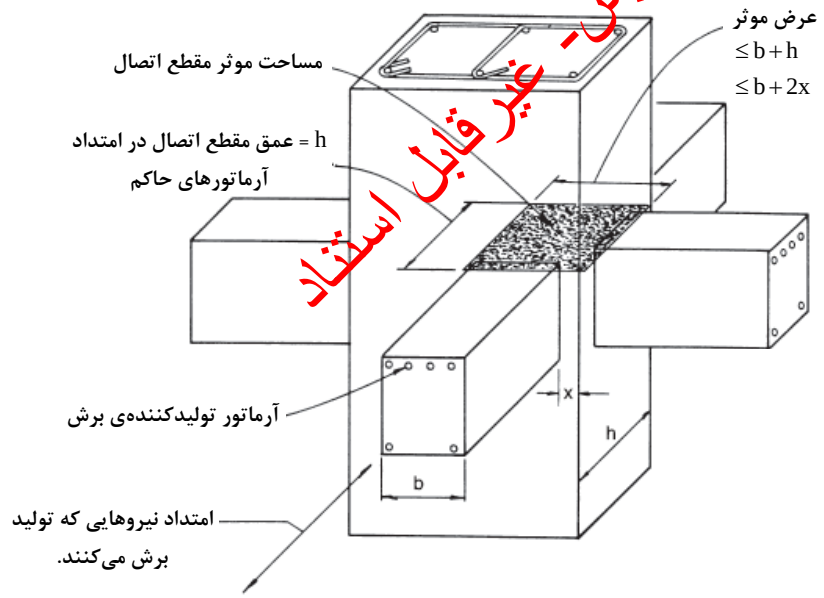
A_j = سطح مقطع موثر ناحیه‌ی اتصال تیر به ستون. (A_j) برابر با حاصل‌ضرب عمق در عرض موثر ناحیه‌ی اتصال است. عمق ناحیه‌ی اتصال برابر با ارتفاع کل مقطع ستون (h) است (شکل ۲-۶-۱۵).

عرض موثر ناحیه‌ی اتصال، به جز در مواردی که عرض تیر از عرض ستون متصل به آن کمتر است، برابر با عرض کل مقطع ستون بوده و نباید از کمترین دو مقدار زیر بیشتر در نظر گرفته شود:

الف- عرض تیر به علاوه‌ی عمق ناحیه‌ی اتصال.

ب- دو برابر کوچک‌ترین فاصله‌ی محور طولی تیر تا وجوه موازی ستون با محور تیر.

پیش نویس - غیر قابل استناد

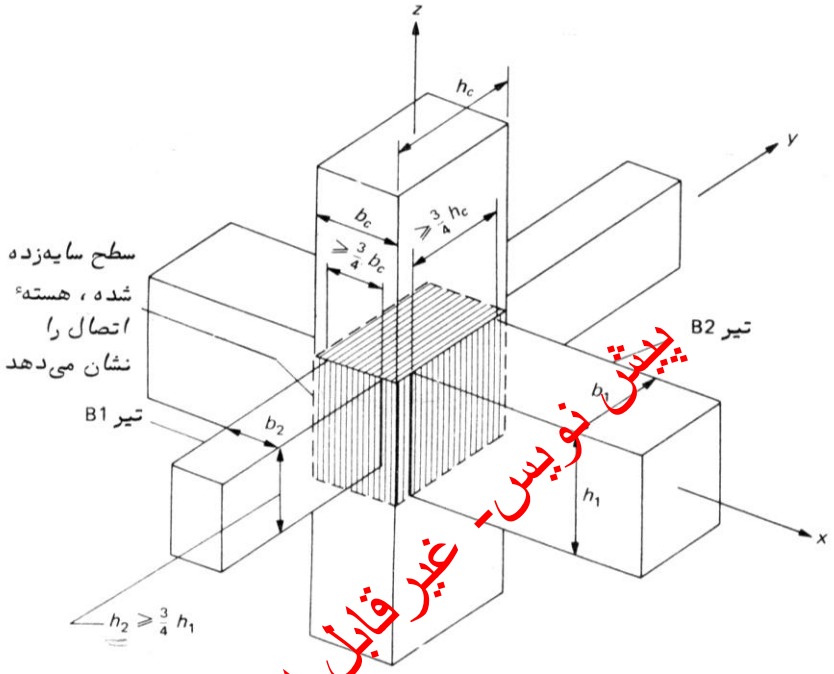


شکل ۲-۶-۱۵- تعریف مساحت Aj

در شکل ۲-۶-۱۶، هسته اتصال، حجمی سه بعدی است که ابعاد آن، ابعاد مقطع ستون و ارتفاع آن، ارتفاع عمیق‌ترین عضو وارد بر اتصال است. میزان محصور شدن جانبی اتصال بستگی به نسبت ابعاد هسته و ابعاد مقطع تیر محصور کننده دارد.

تنگ‌های دورگیر کننده حلقه‌ای که برای ستون‌ها مقرر گردیده است، باید در داخل اتصال در اطراف میلگردهای ستون ادامه یابند. در صورتی که از هر چهار طرف، تیر به ستون متصل گردد و عرض تیرها کمتر از $\frac{3}{4}$ عرض ستون در نقطه

اتصال نباشد، نصف تنگ‌های دورگیر کننده ستون را می‌توان در ناحیه اتصال ادامه داد. این کاهش بـه علـت اثـر دورگیـر کننده تیرها می باشد که از چهار طرف اتصال را احاطه کرده‌اند (شکل ۲-۶-۱۷).



پیش نویس - غیر قابل استناد

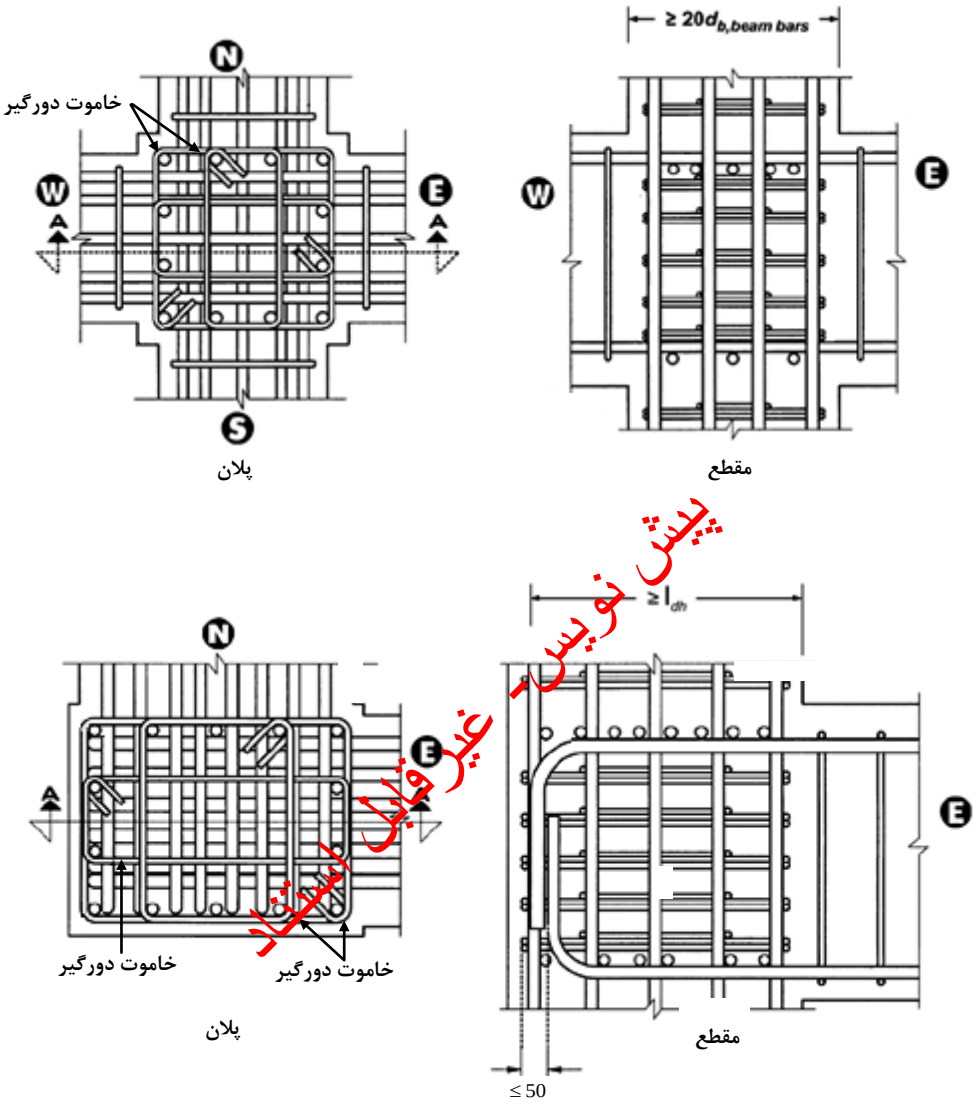
شکل ۲-۶-۱۶- هسته اتصال

در حالتی که نیروی محوری ضریبدار P_u از $0.3A_g f'_c$ مربوط به ستون تجاور می‌کند و جایی که اتصال توسط یک جفت تیر عرضی در دو وجه مخالف محصور نمی‌شود، لازم است تنگ‌های دورگیر کننده، طبق روابط زیر در اتصال قرار داده شود:

۱- در صورتی که از تنگ‌های مارپیچ (اسپیرال) استفاده شود (شکل ۲-۶-۱۸-ب):

$$\rho_s = 0.45\left(\frac{A_g}{A_c} - 1\right)\frac{f'_c}{f_y} \qquad (۱۱-۶-۲)$$

$$\text{(ستون با تنگ مارپیچ) حداقل } \rho_s \geq \begin{cases} 0.12 f'_c / f_{yh} \\ 0.45\left(\dfrac{A_g}{A_{ch}} - 1\right)\dfrac{f'_c}{f_{yh}} \end{cases} \qquad (۱۲-۶-۲)$$



پیش نویس - غیر قابل استناد

شکل ۲-۶-۱۷

۲- در صورتی که از تنگ‌های معمولی یا قلاب استفاده شود (شکل ۲-۶-۱۸-الف):

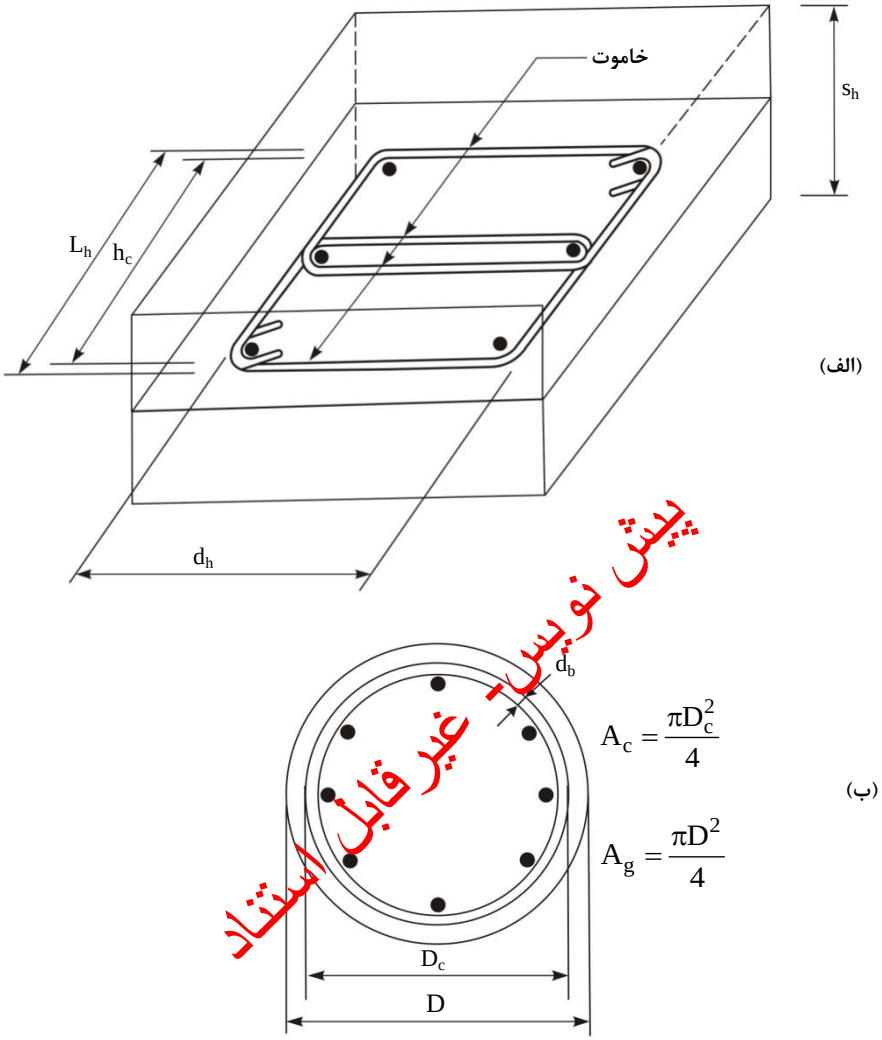
$$\frac{A_{sh}}{L_h s_h} = 0.3\left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1\right)\frac{f'_c}{f_y} \qquad (۱۳-۶-۲)$$

$$\frac{A_{sh}}{L_h s_h} \geq 0.12\frac{f'_c}{f_y} \quad \text{حداقل (ستون با تنگ معمولی)} \qquad (۱۴-۶-۲)$$

که در دو رابطه فوق:

f'_c = مقاومت مشخصه بتن ستون برای نمونه استوانه‌ای.

f_y = تنش جاری شدن فولاد تنگ یا مارپیچ.



پیش نویس - غیر قابل استناد

شکل ۲-۶-۱۸- شکل تنگ مستطیلی و مارپیچ برای ارتفاع sh از هسته ستون

A_{sh} = سطح مقطع کلیه ساق‌های تنگ و قلاب‌هایی که توسط مقطعی عمود بر صفحه بررسی، که در وسط اتصال عبور داده شده، قطع می‌گردد (شکل ۲-۶-۱۸-الف).

L_h = اندازه بیرون به بیرون تنگ در امتداد عمود بر صفحه بررسی (شکل ۲-۶-۱۸-الف).

d_h = اندازه بیرون به بیرون تنگ موازی با صفحه بررسی (شکل ۲-۶-۱۸-الف).

s_h = فاصله تنگ در امتداد قائم (در امتداد میلگردهای ستون).

A_g = سطح مقطع کل ستون.

A_c = سطح مقطع هسته ستون، محاط در فاصله پشت به پشت تنگ مارپیچ.

A_{ch} = سطح مقطع هسته ستون، محاط در فاصله پشت به پشت تنگ‌ها (شکل ۲-۶-۱۸- الف)

$$\rho_s = \frac{A_{sp}}{A_c} = \frac{\text{حجم مارپیچ در یک حلقه}}{\text{حجم هسته در ارتفاع s}} = \frac{a_s\,\pi(D_c - d_b)}{(\pi D_c^2/4)s} \approx \frac{4a_s}{D_c s}$$

a_s = سطح مقطع میلگرد مارپیچ (شکل ۲-۶-۱۸- ب)

D = قطر ستون

D_c = قطر پشت به پشت تنگ مارپیچ (شکل ۲-۶-۱۸- ب)

d_b = قطر میلگرد مارپیچ (شکل ۲-۶-۱۸- ب)

s = گام مارپیچ (شکل ۲-۶-۱۸- ب)

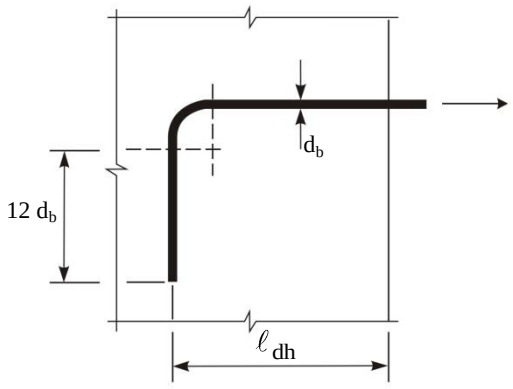
مهار میلگرد کششی تیر در محدوده اتصال

از آنجا که در گذشته اتصالات تنها برای بارهای ثقلی طراحی می‌شدند و بدین دلیل طول مهاری میلگردها در جزئیات اتصال رعایت نمی‌شد یا طول مهاری اجرا شده کمتر از مقادیر مجاز بود، لذا به هنگام ارزیابی اتصالات موجود باید طول مهاری میلگرد کششی تیر در محدوده اتصال را مطابق ملاحظات زیر کنترل نمود.

- در صورتی که در هر دو وجه مقابل اتصال، تیر وجود داشته باشد، میلگردهای کششی یک تیر از اتصال عبور کرده و وارد تیر دیگر شده و میلگرد کششی آن تیر را به وجود می‌آورد و هیچگونه وصله‌ای نباید در روی اتصال انجام بگیرد.
- درصورتی که تیر فقط در یک طرف موجود باشد، میلگرد کششی آن توسط قلاب استاندارد مطابق شکل ۲-۶-۱۹ در ناحیه اتصال مهار می‌گردد. طول مهاری ℓ_{dh} برای میلگردهای آجدار ۱۰ تا ۳۶ میلیمتر برابر است با:

$$\ell_{dh} = \text{حداکثر} \begin{cases} f_y d_b / (5.4\sqrt{f'_c}) \\ 8\,d_b \\ 150\,\text{mm} \end{cases} \qquad (۲-۶-۱۵)$$

پیش نویس- غیر قابل استناد



شکل ۲-۶-۱۹- قلاب استاندارد میلگرد کششی

- 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 ۲-۶-۱۵ چنانچه ارتفاع بتن زیر میلگرد از ۳۰ سانتیمتر تجاوز نمی‌کند و ۳/۲۵ برابر طول لازم براساس رابطه ۲-۶-۱۵ 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.

۲-۶-۱-۴- جزییات اتصال تیر به ستون در قاب‌های ویژه

۱- نیروهای آرماتورهای طولی تیرها در بر ناحیه‌ی اتصال باید با فرض تنش کششی $1.25f_y$ محاسبه شوند.

۲- آرماتورهای طولی تیرها که در ناحیه‌ی اتصال تیر به ستون ختم می‌شوند، باید تا وجه مقابل هسته‌ی محصور شده در این ناحیه ادامه یابند. و به صورت کششی و یا فشاری مهار شوند (رابطه‌ی ۲-۶-۱۵).

۳- در مواردی که آرماتورهای طولی تیر از ناحیه‌ی اتصال تیر به ستون عبور می‌کنند، بعد گره، h، به موازات آرماتورهای طولی تیر باید بیشترین مقدار به دست آمده از (الف) تا (پ) باشد.

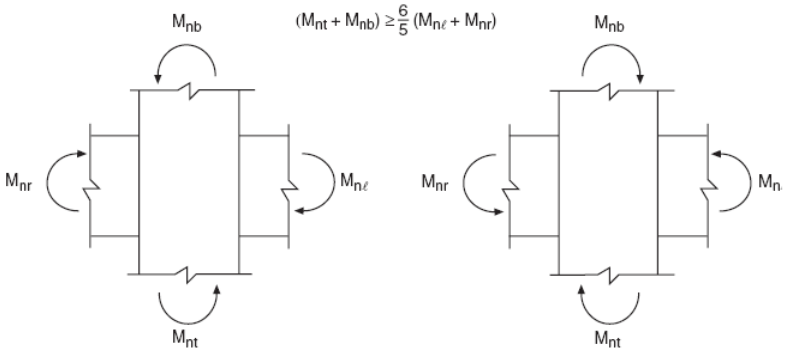
الف- برای میلگردهای با مقاومت تسلیم ۴۲۰ مگاپاسکال و کمتر برابر با $20d_b$، که d_b قطر بزرگ‌ترین میلگرد است.

ب- برای میلگردهای با مقاومت تسلیم ۵۲۰ مگاپاسکال برابر با $26d_b$ براساس قطر بزرگ‌ترین میلگرد.

پ- نصف ارتفاع هر تیری که در امتداد موردنظر به اتصال تیر به ستون وصل بوده و با عملکرد خود به صورت بخشی از سیستم مقاوم در برابر زلزله، در اتصال ایجاد می‌کند.

ضابطه‌ی ستون قوی- تیر ضعیف

در محل اتصال باید ضابطه‌ی ستون قوی- تیر ضعیف مطابق زیر برقرار شود:

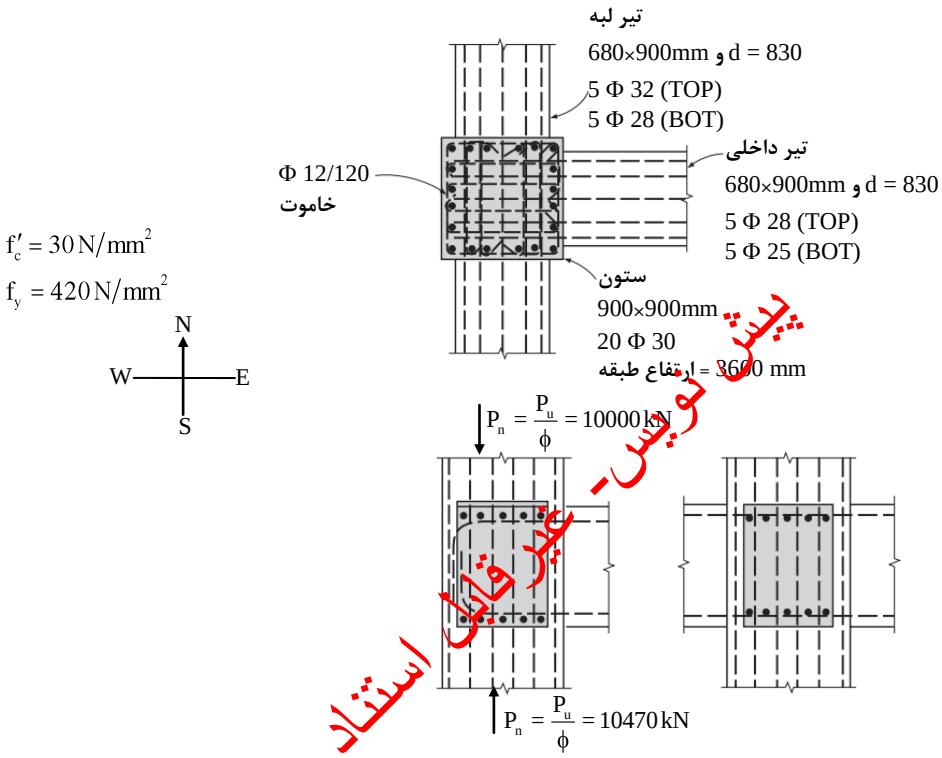


شکل ۲-۶-۲۰- ضابطه‌ی ستون قوی- تیر ضعیف در قاب خمشی

پیش نویس- غیر قابل استناد

مثال ۲-۶-۱

برای تیر و ستون منتهی به اتصال نشان داده شده در شکل، نسبت ستون قوی به تیر ضعیف را کنترل کرده و جزئیات تنگ‌گذاری ستون را تهیه نمایید. ارتفاع آزاد ستون ۳/۶ متر می‌باشد.



پیش نویس - غیر قابل استناد

شکل مثال ۲-۶-۱

(الف) کنترل شرط ستون قوی- تیر ضعیف

ظرفیت اسمی لنگر منفی تیر

$$A_{s(Top)} = 5\Phi 32 = 5\times 804 = 4020\,mm^2$$

$$M_{nb}^{-} = A_s f_y\left(d-\frac{a}{2}\right) = 4020\times 420\times(0.9\times 830)10^{-6} = 1261\ kN.m$$

ظرفیت اسمی لنگر مثبت تیر

$$A_{s(Bot)} = 5\Phi 28 = 5\times 615 = 3075\,mm^2$$

$$M_{nb}^{+} = A_s f_y\left(d-\frac{a}{2}\right) = 3075\times 420\times(0.9\times 830)10^{-6} = 965\ kN.m$$

ظرفیت اسمی خمشی ستون

$$\rho=\frac{20\Phi 30}{A_g}=\frac{20\times 707}{900^2}=0.017\ ,\ \gamma=0.83$$

ستون بالای اتصال

$$\frac{P_n}{f'_c A_g}=\frac{10000\times 10^3}{30\times 900^2}=0.412 \xrightarrow[\text{فصل ستون}]{\text{نمودار طراحی}} \frac{M_{nc}}{f'_c A_g h}=0.169$$

$$M_{nc}=30\times 900^2\times 900\times 0.169\times 10^{-6}=3696\ \text{kN.m}$$

ستون پایین اتصال

$$\rho=0.017\ \ ,\ \ \gamma=0.83$$

$$\frac{P_n}{f'_c A_g}=\frac{10470\times 10^3}{30\times 900^2}=0.431\rightarrow \frac{M_{nc}}{f'_c A_g h}=0.165$$

$$M_{nc}=30\times 900^2\times 900\times 0.165\times 10^{-6}=3608\ \text{kN.m}$$

$$\frac{\sum M_{nc}}{\sum M_{nb}}=\frac{3696+3608}{1261+965}=3.28>1.2$$

(ب) تنگ‌گذاری ویژه‌ی ستون

طول بحرانی ℓ_o در دو انتهای ستون مساوی حداکثر سه مقدار زیر است:

بعد بزرگتر ستون = 900 mm

ارتفاع آزاد ستون $\frac{۱}{۶}$ $=\frac{1}{6}\times 3600=600\text{mm}$

450 mm

مقدار $\ell_o=900\text{mm}$ به دست می‌آید.

$$0.3f'_c A_g=0.3\times 30\times 900^2\times 10^{-3}=7290<P_u$$

بنابراین تمام آرماتورهای طولی ستون باید در گوشه‌ی تنگ یا قلاب دو سر ۱۳۵ درجه قرار گیرد. در شکل (الف) که مقطع ستون در آن نشان داده شده، یک خاموت تمام مقطع را احاطه کرده و سایر میلگردها در گوشه‌ی قلاب ۱۳۵ قرار می‌گیرند. فاصله‌ی مرکز به مرکز S میلگرد طولی ستون نیز کمتر از ۲۰۰ میلیمتر است.

فاصله حداکثر خاموت‌ها نباید از کمترین مقادیر زیر تجاوز کند:

بعد ستون $\frac{۱}{۴}$ $=\frac{1}{4}\times 900=225\text{mm}$

۶ = $6\times 30=180\text{mm}$ برابر قطر میلگردهای طولی

$$s_o=100+\left(\frac{350-h_x}{3}\right)\le 150\text{mm},\ge 100\text{mm}$$

پیش نویس- غیر قابل استناد

h_x = فاصله مرکز به مرکز میلگردهای طولی ستون که در گوشه‌های خاموت و قلاب قرار می‌گیرند که حداکثر آن ۲۰۰ میلیمتر است. با فرض این مقدار برای s_o داریم:

$$s_o = 100 + \left(\frac{350-200}{3}\right) = 150\text{mm}$$

عدد ۱۵۰ میلیمتر برای فواصل خاموت‌ها انتخاب می‌شود.

برای ادامه کار، قطر تنگ‌ها ۱۴ میلیمتر انتخاب می‌شود و چون مقطع ستون مربع است، A_{sh} برای هردو وجه یکسان خواهد شد.

با فرض پوشش بتن ۴۰ میلیمتر $\Rightarrow b_c = 900 - 80 = 820\text{mm}$

$$A_{ch} = 820^2 = 672400 \Rightarrow \frac{A_g}{A_{ch}} = 1.2$$

$$\frac{A_{sh}}{sb_c} = 0.3\left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1\right)\frac{f'_c}{f_{yt}} = 0.3(1.2-1)\frac{30}{420} = 0.0043$$

$$\frac{A_{sh}}{sb_c} = 0.09\frac{f'_c}{f_{yt}} = 0.09 \times \frac{30}{420} = 0.0064 \quad \text{(حاکم است)}$$

چون $P_u > 0.3f'_cA_g$ است، رابطه‌ی سوم به کار گرفته می‌شود:

$$\frac{A_{sh}}{sb_c} = 0.2k_f k_n \frac{P_u}{f_y A_{ch}}$$

$$k_f = \frac{f'_c}{175} + 0.6 = \frac{30}{175} + 0.6 = 0.77 \Rightarrow k_f = 1$$

$$k_n = \frac{n_\ell}{n_\ell - 2} = \frac{20}{20-2} = 1.11 \quad (n_\ell = \text{تعداد میلگردهای پیرامونی ستون} = 20)$$

$$\frac{A_{sh}}{sb_c} = 0.2 \times 1 \times 1.11 \times \frac{10470 \times 0.7 \times 10^3}{420 \times 672400} = 0.0058$$

در هر امتداد ۶ ساق نمره ۱۴ وجود دارد.

$$A_{sh} = 6 \times \frac{\pi \times 14^2}{4} = 924\text{mm}^2$$

$$s = \frac{A_{sh}}{0.0058 b_c} = \frac{924}{0.0058 \times 820} = 195\text{mm}$$

عدد 150 میلیمتر کنترل کننده است. اگر از تنگ ۱۲ میلیمتر استفاده شود مقدار s مساوی ۱۳۰ میلیمتر به دست می‌آید که احتمالاً اقتصادی‌تر است.

توجه شود که آرماتورهای محصورکننده ستون باید در ناحیه‌ی اتصال ادامه یابند.

پیش نویس - غیر قابل استناد

مثال ۲-۶-۲- طراحی اتصال لبه (ستون و تیر پیوسته و اتصال محصور نشده)

اتصال مثال ۲-۶-۱ را برای امتداد شمالی- جنوبی کنترل نمایید.

$f'_c = 30$ و $f_y = 420\ N/mm^2$

طراحی و جزییات‌بندی اتصال تیر به ستون باید طوری انجام شود که آرماتورهای تیر از فضای میانی آرماتورهای ستون عبور کرده و در سمت جانبی و ارتفاعی تداخلی با هم نداشته باشند. جزئیات اتصال در شکل مثال ۲-۶-۱ نشان داده شده است. برای این منظور باید عرض تیر بین ۵۰ تا ۱۰۰ میلیمتر کوچکتر از عرض ستون منظور شده و ارتفاع تیرهای دو وجه حداقل ۵۰ میلیمتر با هم اختلاف داشته باشند.

برای مهار میلگرد تیر لبه (امتداد شمالی- جنوبی) ابعاد مقطع ستون حداقل باید ۲۰ برابر بزرگترین قطر میلگرد (آرماتور) تیر باشد.

بعد ستون $= 900 > 20 \times 32 = 640\,mm$

پیش نویس- غیرقابل استناد

محاسبه طول مهاری کششی میلگرد تیر غیرممتد شرقی- غربی

برای میلگرد نمره ۲۸ فوقانی داریم.

$$\ell_{dh} = \left(\frac{\psi_e \psi_r \psi_o \psi_c}{\lambda}\right)\frac{0.043 f_y}{\sqrt{f'_c}} d_b^{1.5} > 8d_b \text{ و } 150\,mm$$

$$\ell_{dh} = \left(\frac{1\times1\times1\times0.867}{1}\right)\frac{0.043\times420}{\sqrt{30}}\times 28^{1.5} = 424\,mm$$

$$8d_b = 8\times28 = 224$$

همچنین داریم:

$$\ell_{dh} = \frac{f_y}{5.4\lambda\sqrt{f'_c}} d_b > 8d_b \text{ و } 150\,mm$$

$$\ell_{dh} = \frac{420}{5.4\sqrt{30}} d_b = 14.2 d_b = 397\,mm$$

کنترل طول مهاری میلگرد در فشار

$$d_b = 28\,mm$$

$$\ell_{dc} = \frac{\psi_r}{\lambda}\frac{0.24 f_y}{\sqrt{f'_c}} d_b = \frac{1}{1}\times\frac{0.24\times420}{\sqrt{30}} d_b = 18.4 d_b = 515\,mm$$

$$\ell_{dc} = 0.043 f_y \psi_r d_b = 0.043\times420\times1\times d_b = 18.06 d_b = 505\,mm$$

از میان ۴ عدد، عدد سوم یعنی ۵۱۵ میلیمتر کنترل کننده است.

توجه شود که در اتصالات لرزه‌بر، طول گیرایی باید در دو حالت فشاری و کششی کنترل شود.

اگر پوشش آرماتور ۴۰ میلیمتر، قطر تنگ ۱۴ میلیمتر و شعاع خم ۴ برابر قطر میلگرد منظور شود، حداقل عرض لازم برای ستون برابر است با:

$515+40+12+30$ (یعنی قطر آرماتور ستون) $+4\times 28$ (شعاع خم) $=709<900\,\text{mm}$

کنترل مقاومت برشی (امتداد شمالی جنوبی)

نمودار آزاد اتصال در شکل مثال ۲-۶-۲ نشان داده شده است.

$$T_1=1.25\times 420(5\times 804)\times 10^{-3}=2110\ \text{kN}$$

$$M^-=T_1\times 0.9d=2110\times 0.9\times 830\times 10^{-3}=1576\ \text{kN.m}$$

$$T_2=1.25\times 420(5\times 615)\times 10^{-3}=1614\ \text{kN}$$

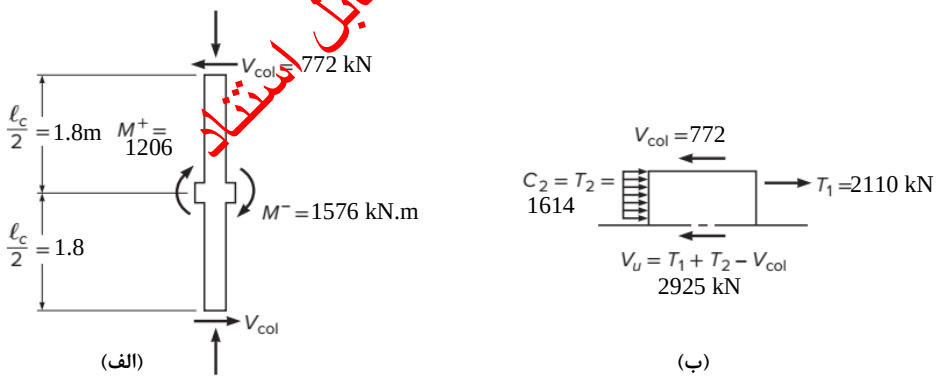
$$M^+=T_2\times 0.9d=1614\times 0.9\times 830\times 10^{-3}=1206\ \text{kN.m}$$

مجموع لنگر تیرهای اتصال $=1576+1206=2782\ \text{kN.m}$

ستون $V_{col}=(2782)/3.6=772\ \text{kN}$

$$V_u=T_1+T_2-V_{col}=2110+1614-772=2952\,\text{kN}$$

پیش نویس - غیر قابل استناد



شکل مثال ۲-۶-۲

کنترل مقاومت برشی اتصال

ستون و تیر پیوسته بوده و اتصال محصور نشده است.

$$V_n=1.2\lambda\sqrt{f'_c}A_j$$

$$V_n=1.2\sqrt{30}(900)^2\times 10^{-3}=6.57\times 900^2\times 10^{-3}=5324\,\text{kN}$$

$$\phi V_n=0.85\times 5324=4525>2952\,\text{kN}$$

اتصال از نظر برشی رضایت‌بخش است.

چون از چهار طرف تیر به اتصال وارد نشده است، تنگ‌های ستون باید در ارتفاع اتصال ادامه یابند.

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

چنانچه اتصال توانایی تحمل لنگرها و نیروهای طراحی را نداشته باشد با یکی از روش‌های زیر می‌توان اتصال را 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 (به بند ۲-۷ مراجعه شود).

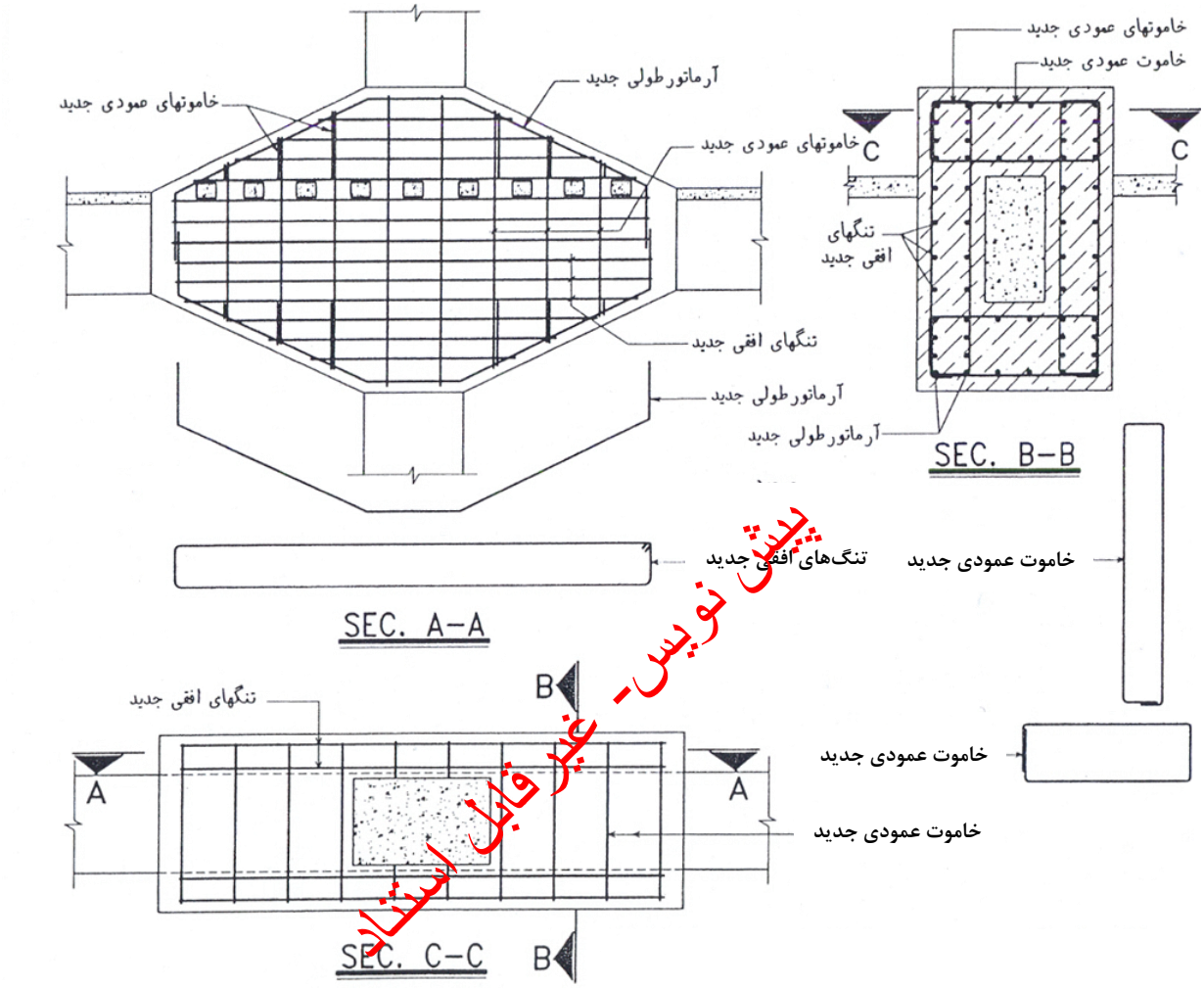
۲-۶-۱-۵-۲- روکش بتنی

روکش بتنی باید به گونه‌ای اجرا گردد که کلیه اعضای اتصال به صورت یکپارچه عمل نماید. به طور معمول، 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، 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 تنگ‌های دورگیر در ناحیه‌ی اتصال با فاصله مناسب بسیار مهم می‌باشد.

میلگردهای قائم و افقی و تنگ‌های دورگیر باید به گونه‌ای تعبیه شوند که محدوده‌ی 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.

روکش بتنی باید تمام وجه تیرها و ستون‌های منتهی به اتصال را در برگیرد. تنگ‌های افقی مقاومت برشی مورد نیاز را تامین می‌نماید. میلگردهای قائم عرضی توسط تنگهای عرضی به یکدیگر متصل می‌شوند. در استفاده از این روش، روکش بتنی همواره باید سطح رویی دال را نیز بپوشاند (شکل ۲-۶-۲۱).

پیش نویس غیر قابل استناد

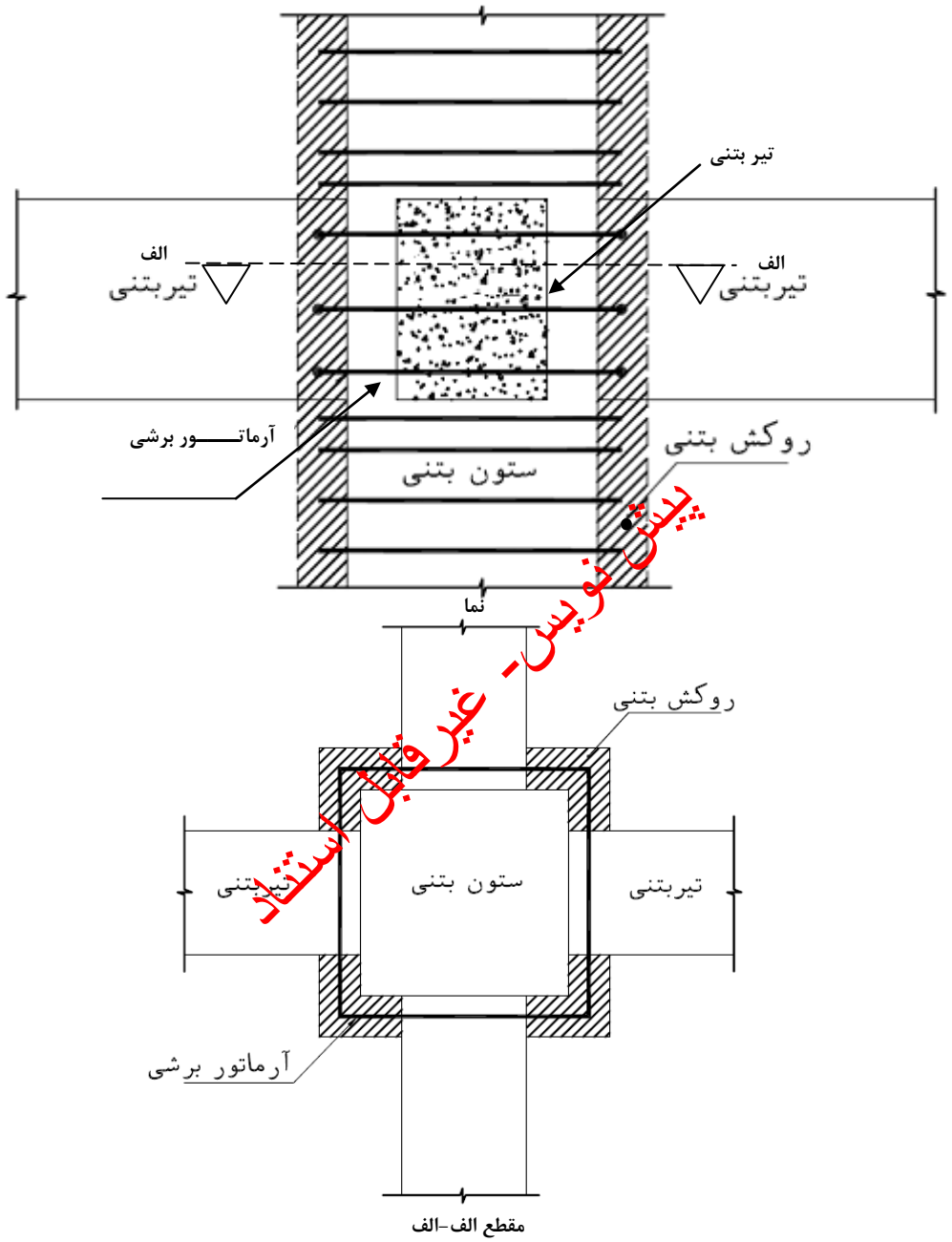


پیش نویس - غیر قابل استناد

شکل ۲-۶-۲۱- اجرای روکش بتنی تنها در ناحیه اتصال

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 بتنی و امتداد آن تا روی اتصال مانند شکل ۲-۶-۲۲ ستون و اتصال را تقویت نمود. در این روش با سوراخ نمودن تیرهای منتهی به اتصال میلگردهای برشی از داخل تیرها عبور داده می‌شوند.

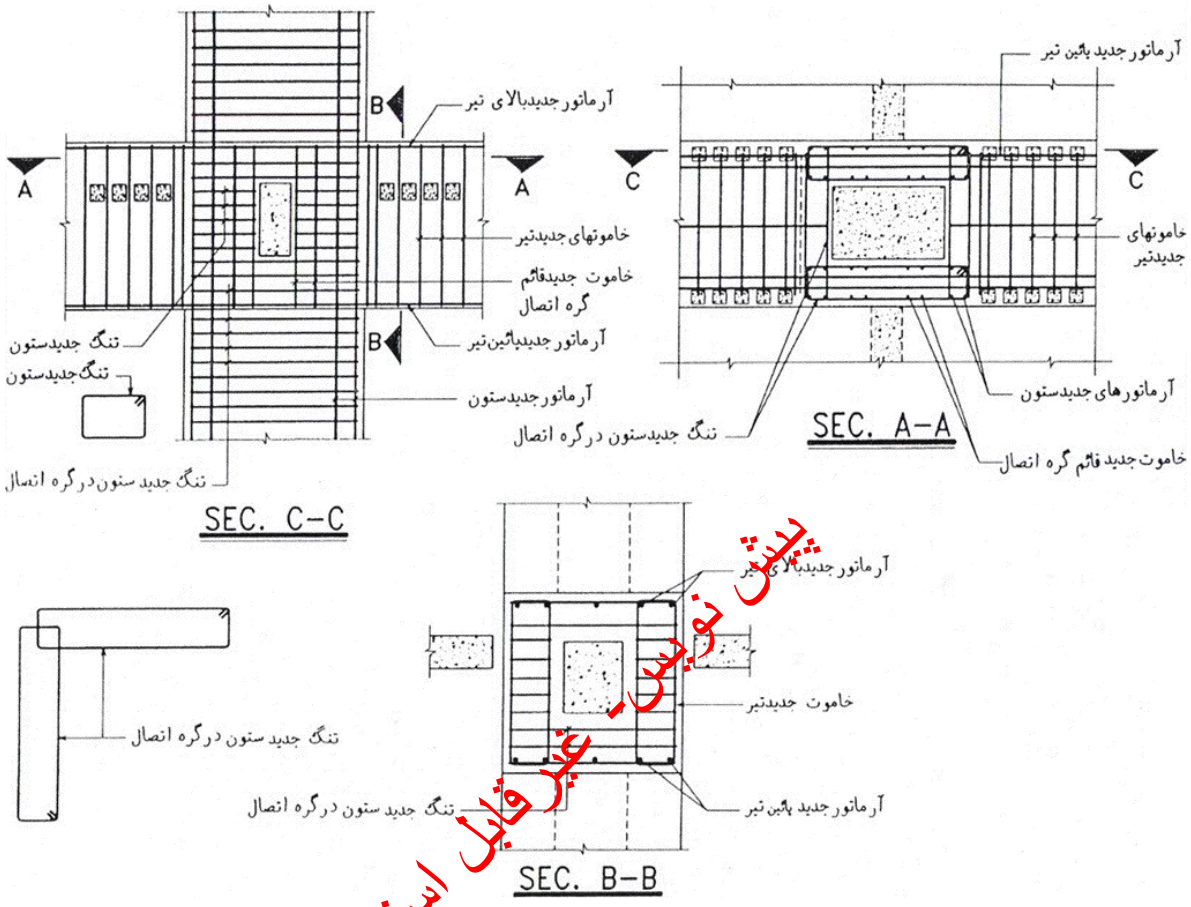
در مواردی که جزئیات اتصال و اعضای منتهی به آن بسیار ضعیف بوده و یا اینکه ترک‌های عمیقی در اتصال دیده شود، بهتر است روکش بتنی در اطراف تیر و ستون منتهی به اتصال و نیز خود اتصال اجرا گردد (شکل ۲-۶-۲۳). در این روش میلگردهای اضافی از اتصال عبور داده می‌شوند. از خاموت‌های افقی و قائم نیز برای تامین مقاومت برشی استفاده می‌شود. در قسمت فوقانی و تحتانی مقطع تیر، خاموت‌های افقی ستون در ناحیه اتصال باید با فاصله‌های مناسب و نزدیک به یکدیگر قرار گیرند.



پیش نویس - غیر قابل استناد

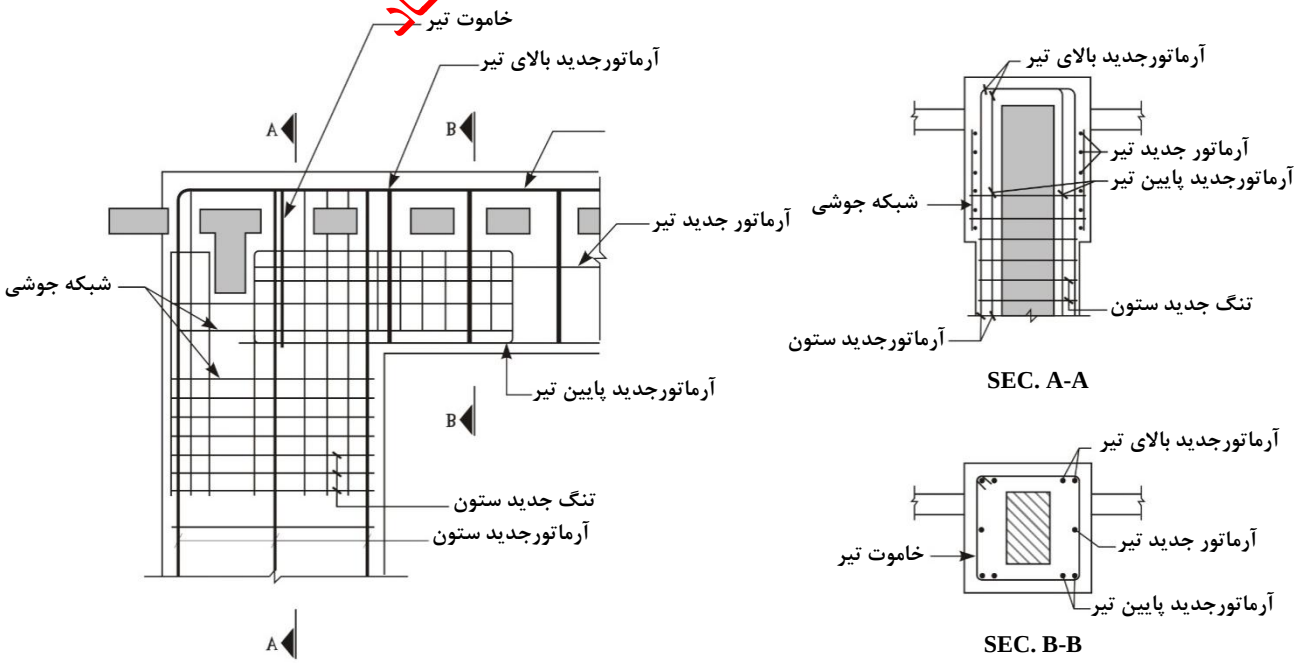
شکل ۲-۶-۲۲- اجرای روکش بتنی در ستون در ناحیه‌ی اتصال

در اتصالات خارجی بسته به عملکرد نیروها در ناحیه اتصال باید میلگردهای مناسبی در اتصال تعبیه شود (شکل ۲-۶-۲۳). میلگردهای افقی و عمودی اضافی تیر و ستون باید در داخل اتصال نفوذ نمایند. شبکه جوش شده باید مانند شکل ۲-۶-۲۳ در دو سمت اتصال تعبیه شود. شبکه جوشی را باید با جوش به میلگردهای اصلی متصل نمود. در غیر این صورت می‌توان آنها را با میخچه به بتن متصل نمود. خاموت‌های تیر به ستون نزدیک به اتصال منجر به اصلاح رفتار اتصال می‌گردد.



پیش نویس - غیر قابل استناد

شکل ۲-۶-۲۳- الف- اجرای روکش بتنی در اطراف تیر و ستون منتهی به اتصال و خود اتصال



شکل ۲-۶-۲۳- ب- اجرای روکش بتنی در اطراف اتصال خارجی



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

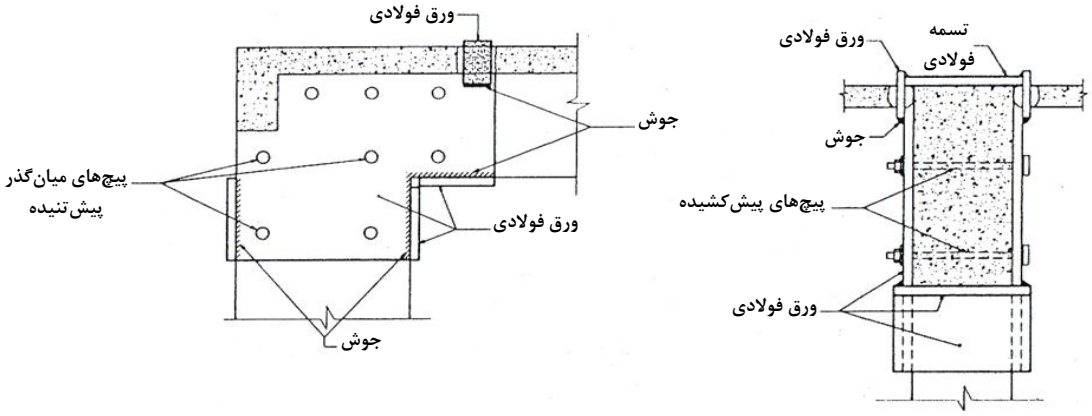
پیش نویس- غیر قابل استناد

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 تاثیر 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 ۶ میلیمتر می‌باشد. قبل از انجام عملیات فوق ضروریست که اتصال به طور موضعی مرمت شود. ورق‌های فولادی مسلح‌کننده ضعف‌های عمده‌ی 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 کلیه‌ی وجوه تیر و ستون بکار برد و آنها را مستقیماً و یا از طریق نبشی به یکدیگر جوش نمود (شکل ۲-۶-۲۵).



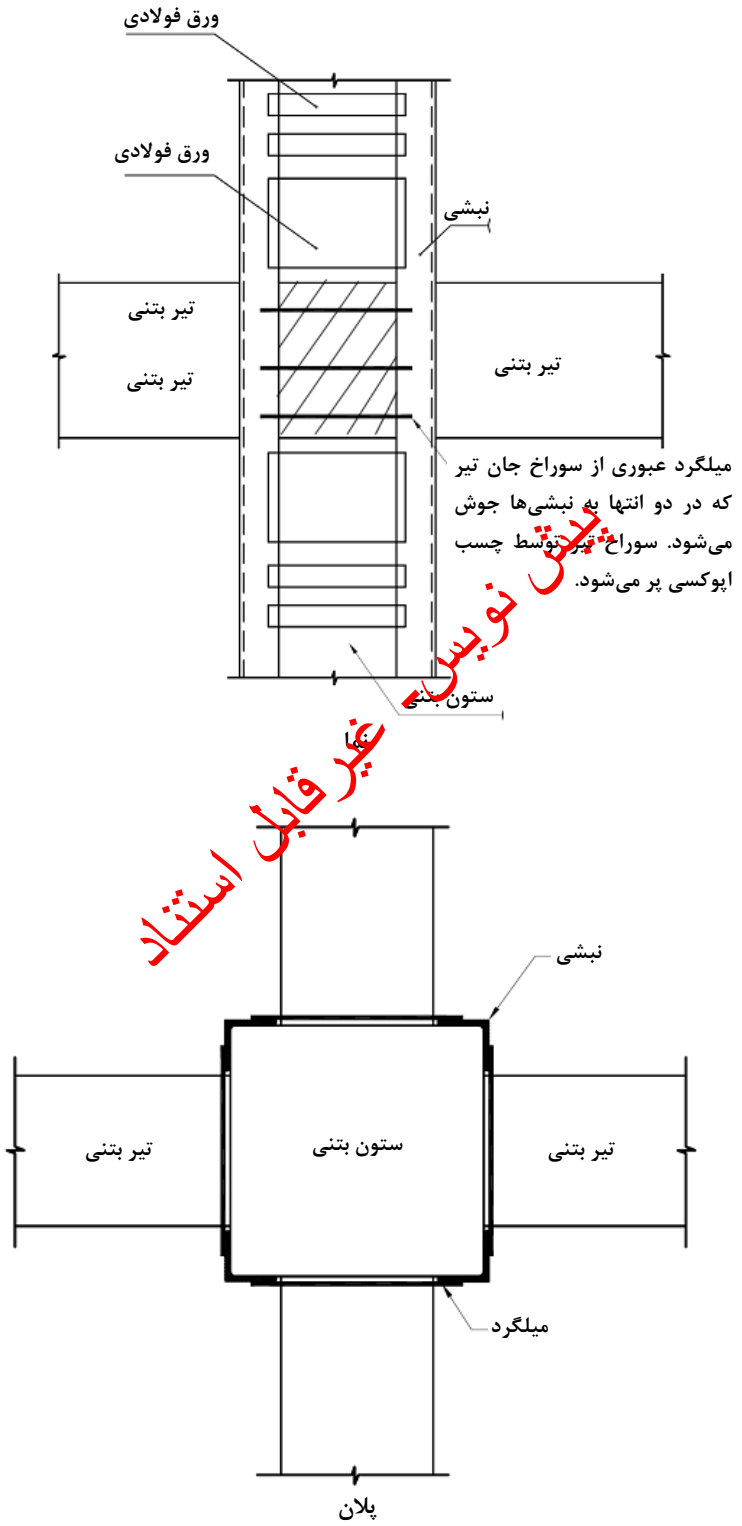
شکل ۲-۶-۲۴- روش‌های بهسازی اتصالات کناری با استفاده از روکش فولادی



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.

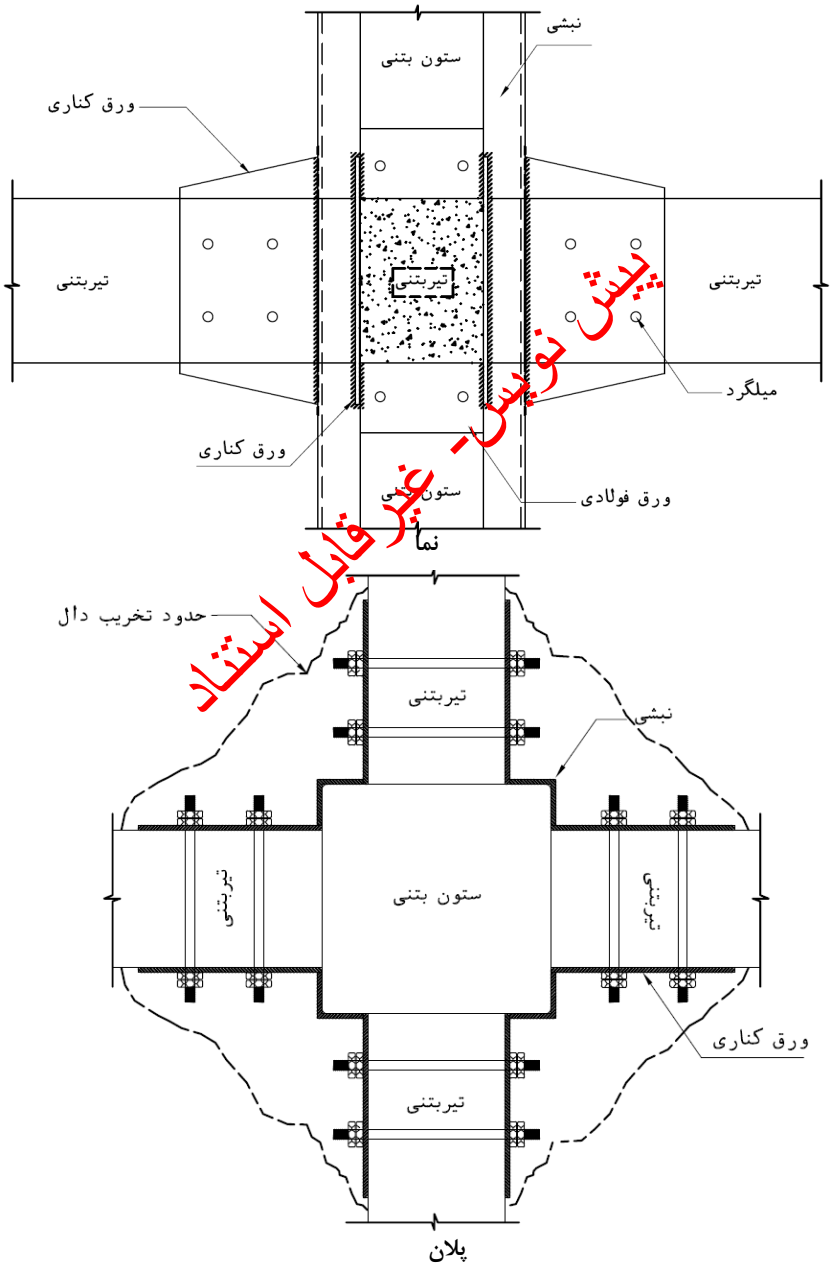
برای مکان‌هایی که در آنها خوردگی شیمیایی زیاد است، در صورتی می‌توان از روکش فولادی استفاده نمود که ابتدا با انجام آزمایش‌هایی خاص میزان خوردگی فولاد را اندازه‌گیری نموده و در صورت کمتر بودن میزان خوردگی از رواداری‌های مجاز، این روش را بکار برد. به هر حال ورق فولادی بعد از نصب باید با رنگ‌آمیزی مناسب محافظت گردد.



غیر قابل استناد
پیش نویس

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.



پیش نویس - غیر قابل استناد

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- روکش FRP

با محصور نمودن اعضای اتصال با روکش 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 ورقه‌های FRP و نگهداری از آنها بعد از نصب، آسان‌تر از ورق‌های 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 (اشکال ۲-۶-۲۸ تا ۲-۶-۳۰).

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، بکارگیری مهارهای الیافی در داخل سوراخ‌های 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 آزمایش‌های انجام یافته، روی

پیش نویس- غیر قابل استناد

مدل‌هایی متمرکز شده 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 روابط پیشنهادی استفاده می‌شود.

گام ۱: محاسبه زوج نیروی کششی و فشاری وارد بر اتصال

$$T_{f1} + T_1 = C_1 \qquad (۱۶-۶-۲)$$

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

گام ۲: محاسبه نیروی برشی وارد بر اتصال

ستون $V_u = (T_{f1} + T_1) + (T_{f2} + T_2) - V_u$ اتصال (۱۸-۶-۲)

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

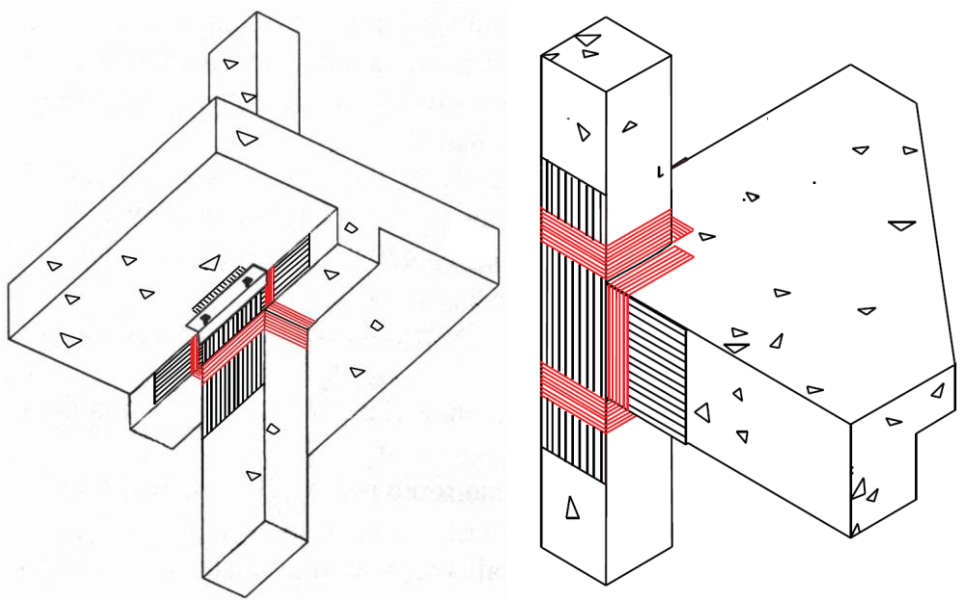
گام ۳: محاسبه نیروی برشی نهایی اتصال

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

(۲۱-۶-۲)

$$V_n = v_c.b.j_c + \frac{0.5 f_y A_v j_c}{S} + \frac{0.5 E_{frp} \varepsilon_{frp} f_{frp} A_{frp} j_c}{S'}$$

پیش نویس - غیر قابل استناد



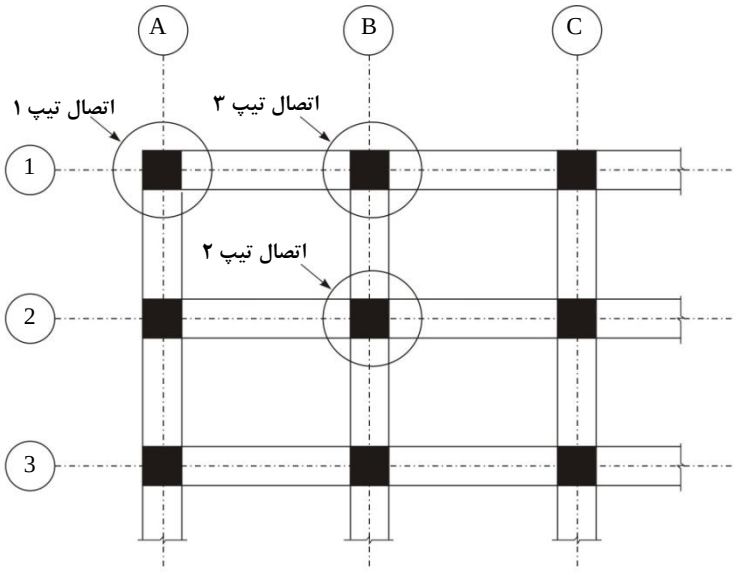
شکل ۲-۶-۲۸- نمونه‌ای از اتصال مقاوم‌سازی شده با ورق FRP





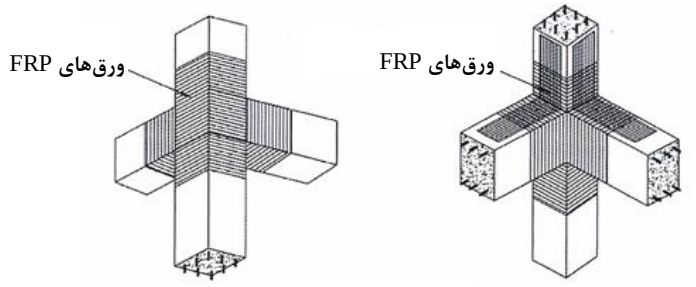
پیش نویس- غیر قابل استناد

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

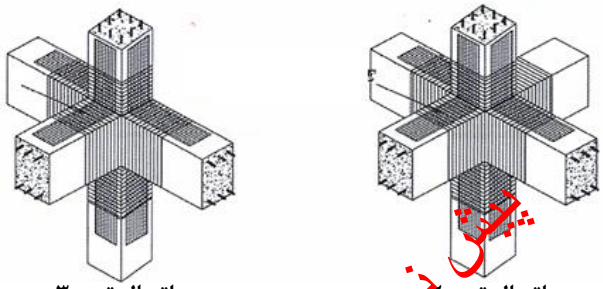


اتصالات تیر به ستون

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

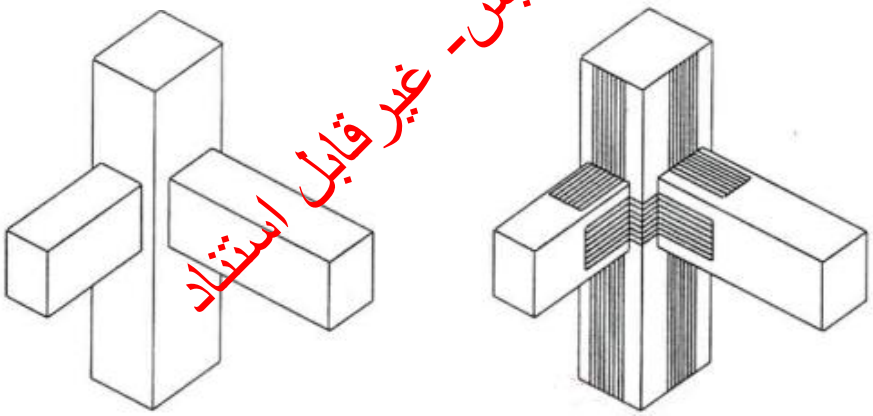


اتصال تیپ ۱

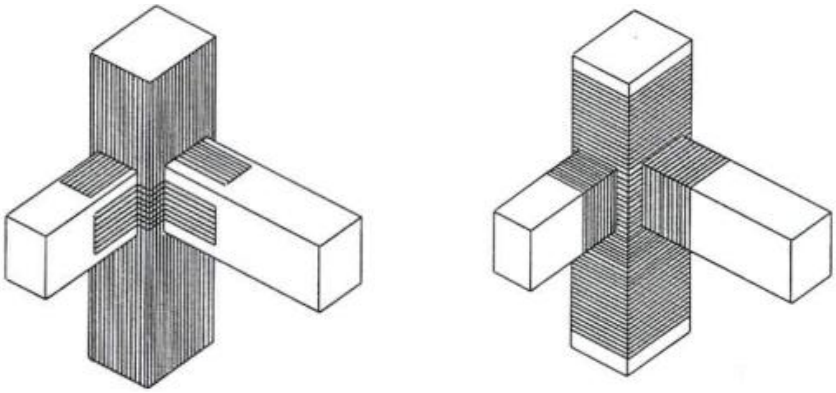


اتصال تیپ ۳ اتصال تیپ ۲

پیش نویس- غیر قابل استناد



(الف) اتصال قبل از مقاوم‌سازی (ب) اجرای نوارهای تقویت‌کننده خمشی تیر و ستون و محصورکنندگی اتصال



(پ) اجرای نوارهای طولی ستون در محل گوشه‌ها (ت) دورپیچی اتصال

مراحل اجرای نوار FRP در اتصال

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

گام ۴: کنترل نیروی برشی وارد بر اتصال

$$\phi V_n \geq V_u \qquad (۲۲-۶-۲)$$

که در روابط فوق:

E_{frp}: مدول الاستیسیته مصالح FRP بر حسب مگاپاسکال،

ε_{frp}: کرنش موجود در مصالح FRP

f_{frp}: تنش کششی مصالح FRP بر حسب مگاپاسکال،

S': فاصله رکابی‌های FRP از یکدیگر،

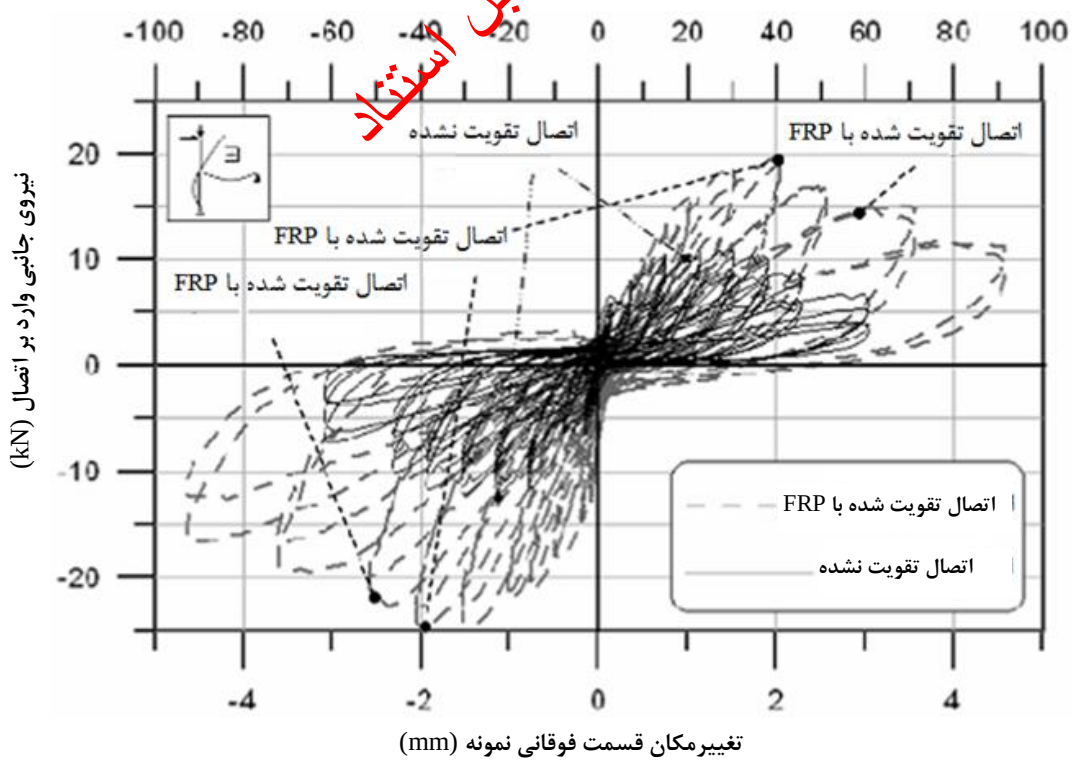
V_c: مقاومت برشی نهایی تامین شده توسط بتن بر حسب نیوتن،

V_s: مقاومت برشی نهایی تامین شده توسط میلگرد برشی بر حسب نیوتن،

V_f: مقاومت برشی نهایی تامین شده توسط مصالح FRP بر حسب نیوتن می‌باشد.

نمونه‌ای از اتصالات بهسازی شده با مصالح FRP در اشکال ۲-۶-۲۸ تا ۲-۶-۳۰ نشان داده شده است. شکل ۲-۶-۳۱ نیز تأثیر FRP بر رفتار چرخه‌ای اتصال را نشان می‌دهد که مبین افزایش مقاومت و حفظ سختی در ۴ تا ۵ چرخه شده است.

پیش نویس غیر قابل استناد

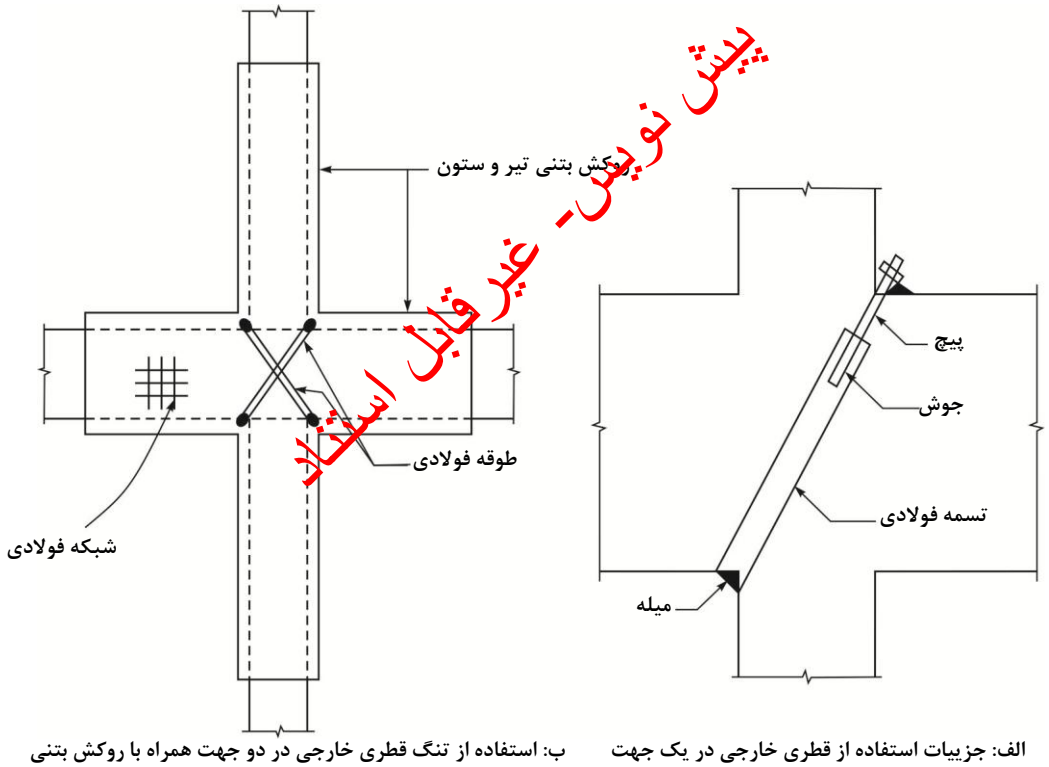


شکل ۲-۶-۳۱- تأثیر FRP بر رفتار چرخه‌ای اتصال

۲-۶-۱-۵-۵- استفاده از تنگ خارجی برای افزایش ظرفیت برشی اتصالات

پس از آنکه ایرادات ترک‌های سطحی با تزریق چسب اپوکسی بر طرف و سطح بتن تمیز شد، اتصال با استفاده از تنگ‌های قطری خارجی که پیش‌تنیده شده‌اند، تقویت می‌شود. پس از این مرحله اتصال با شبکه‌ای از مفتول‌های به هم جوش شده پوشانده شده و بتن‌پاشی می‌شود. وقتی که چهار تیر به اتصال وارد می‌شود استفاده از تنگ در دو طرف ممکن نیست زیرا قادر به عبور از اتصال نیستند. لازم به ذکر است استفاده از تنگ خارجی در یک جهت به هیچ عنوان برای بارهای لرزه‌ای مناسب نمی‌باشد زیرا این 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.

پیش نویس - غیر قابل استناد



الف: جزییات استفاده از قطری خارجی در یک جهت ب: استفاده از تنگ قطری خارجی در دو جهت همراه با روکش بتنی

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

همان‌گونه 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 طبقه‌بندی می‌شوند:

(الف) خرابی در تیرها (G)

(ب) خرابی در بال ستون‌ها (C)

(پ) خرابی در جوش (W)

(ت) خرابی در ورق برشی جان (S)

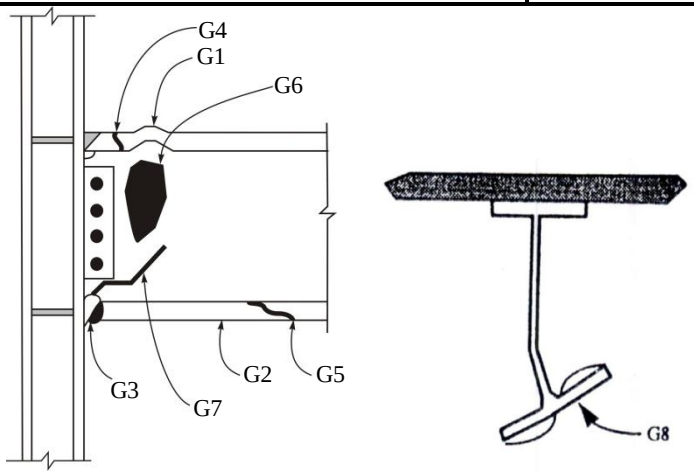
(ث) خرابی در چشمه اتصال

پیش نویس- غیر قابل استناد

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 تقویت شده (بال فوقانی یا تحتانی)
G4	گسیختگی بال در خارج از ناحیه تقویت شده (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 امکان‌پذیر است، در نتیجه کیفیت پذیرش آن نیز افزایش می‌یابد.

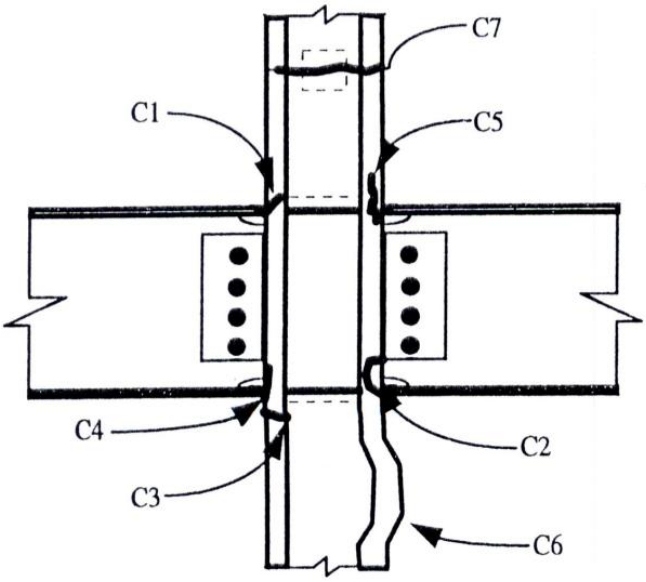
۴- تسمه پشت بند جوش در بال پایینی در تار تنش حداکثر قراردارد، در حالی که در بال فوقانی در تار تنش حداکثر نیست. وجود تسمه پشت بند عامل تمرکز تنش می‌باشد.

ب- خرابی در بال ستون

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

پیش نویس - غیرقابل استناد

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

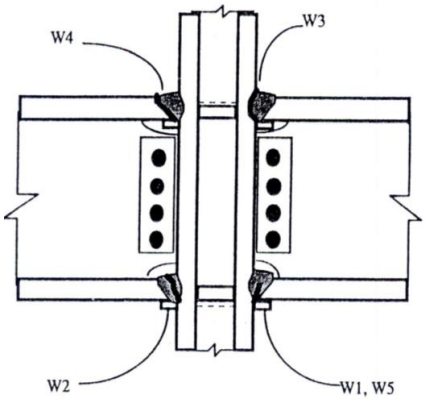


شکل ۲-۶-۳۴- خرابی در ستون

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	ترک‌هایی 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



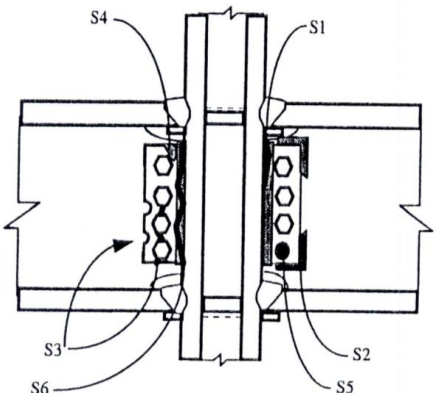
شکل ۲-۶-۳۵- خرابی‌ها و نقایص جوش

پیش نویس- غیر قابل استناد

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	بال‌های تیر سالم
S1b	بال‌های تیر ترک خورده
S2	گسیختگی جوش‌های تکمیلی
S2a	بال‌های تیر سالم
S2b	بال‌های تیر ترک خورده
S3	ترک از ناحیه پیچ‌ها
S4	تسلیم یا کمانش ورق اتصالی برشی
S5	پیچ‌های شل، صدمه دیده و یا فراموش شده
S6	گسیختگی کامل جوش ورق برشی به ستون

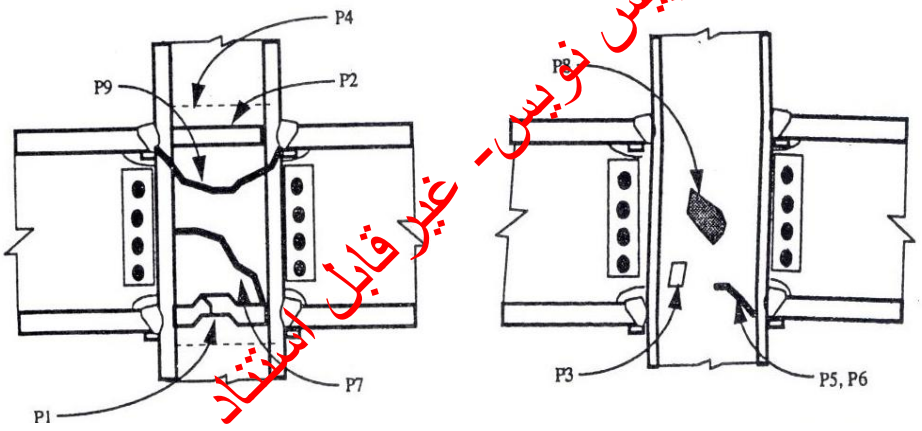


شکل ۲-۶-۳۶- خرابی در ورق اتصال برشی جان تیر

ث- خرابی در چشمه اتصال

نُه 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



پیش نویس - غیر قابل استناد

شکل ۲-۶-۳۷- خرابی در چشمه اتصال

۲-۶-۲-۳- نارسایی‌های اتصال

با توجه به آسیب‌های به وجود آمده در اتصال در اثر زلزله‌های قبلی می‌توان نارسایی‌های اتصال را به شرح زیر طبقه‌بندی نمود:

الف) عدم انتخاب جزئیات مناسب (ساختار غلط اتصال).

ب) عدم تناسب در ورق‌های اتصال.

پ) عدم توجه به لبه‌های آزاد و لاغری ورق‌های اتصال.

ت) فاصله‌بندی غلط وسایل اتصال.

ث) عدم توجه به دسترسی به نقاط کور اتصال.

ج) عدم دقت در اجرای جوش‌ها با طول و بعد صحیح.

۲-۶-۲-۴- ورق‌های پیوستگی

ورق‌های پیوستگی باید در مقابل بال‌های تیر یا ورق‌های پوششی اتصال بال بالایی و پایینی تیرهای متصل شونده به ستون و به صورت متقارن نسبت به محور ستون، قرار داده شوند (شکل ۲-۶-۳۸). این ورق‌ها برای انتقال نیروهای درون صفحه‌ای حاصل از لنگر تیر به چشمه اتصال در ستون به کار برده می‌شوند و باید شرایط زیر را برآورده نمایند:

الف: طول ورق‌ها باید برابر با فاصله خالص دو بال ستون باشد.

ب: ضخامت ورق‌ها باید از ضخامت بال یا ورق پوششی اتصال بال تیرهای دوطرف کمتر نباشد.

پ: پهنای ورق‌ها باید در ستون‌های با مقطع H شکل از مجموع پهنای عرض تیر یا عرض ورق پوششی اتصال در دوطرف جان کمتر نباشد.

ت: نسبت عرض به ضخامت در ورق‌های پیوستگی ستون‌های H شکل، باید از $0.55\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$ کوچکتر باشد. در این روابط F_{ye} تنش تسلیم مورد انتظار ورق‌های پیوستگی است.

۲-۵-۲-۵- چشمه اتصال

چشمه اتصال، ناحیه‌ای از جان‌های ستون است که محصورین امتداد بال‌های بالایی و پایینی تیرهای دو وجه ستون و بال‌های ستون می‌باشد. ناحیه چشمه اتصال باید برش ناشی از نیروهای کششی و فشاری موجود در بال‌های تیرهای سمت چپ و راست ستون را تحمل نماید. این برش به شرح زیر محاسبه می‌شود:

- در روش تنش مجاز

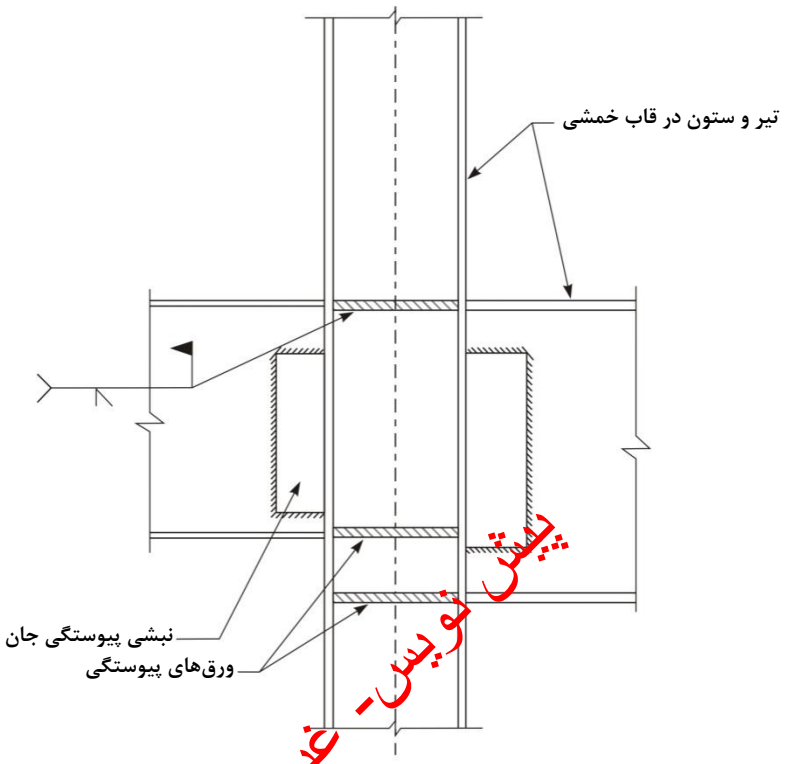
$$V_{pa,s} = \sum \frac{M_{ES}}{d_b} - V_{col.} \qquad (۲۳-۶-۲)$$

- در روش حالات حدی

$$V_{pa,u} = \sum \frac{M_{EU}}{d_b} - V_{ucol.} \qquad (۲۴-۶-۲)$$

در این روابط $V_{col.}$ و $V_{ucol.}$ برش موجود در ستون فوقانی تحت اثر بار جانبی زلزله در حالت‌های بدون ضریب و با ضریب می‌باشند.

پیش نویس - غیر قابل استناد



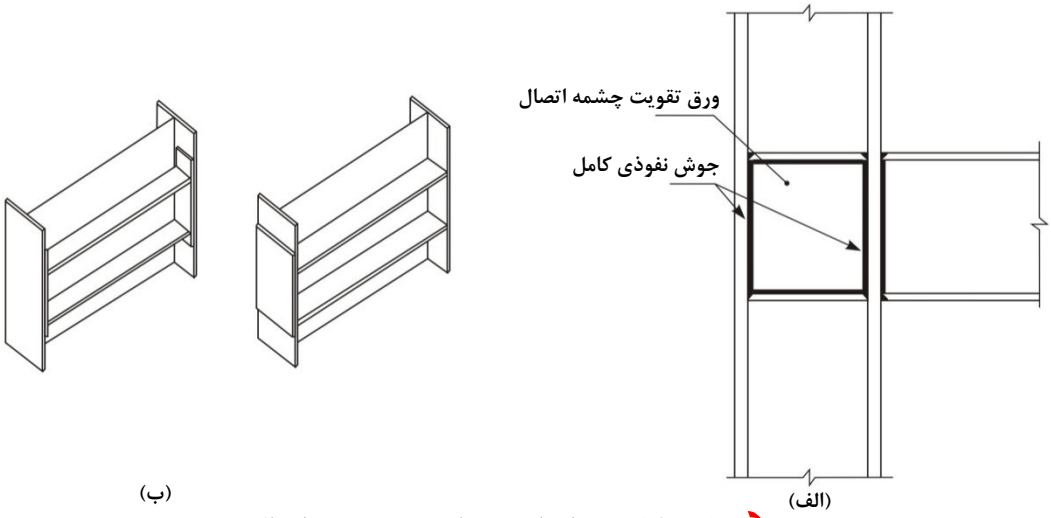
شکل ۲-۶-۳۸- نحوه اجرای ورق‌های پیوستگی

پیش نویس - غیر قابل استناد

مقاومت برشی چشمه اتصال و سایر ضوابط طراحی چشمه اتصال، در هر یک از روش‌های طراحی براساس ضوابط مبحث دهم مقررات ملی ساختمان تعیین می‌شود.

اگر چنانچه چشمه اتصال نتواند برش ناشی از نیروهای کششی و فشاری موجود در بال تیرهای متصل به ستون را تحمل نماید، باید ورق‌های تقویتی چشمه اتصال به منظور کاستن از تنش برشی در جان ستون و یا برای جلوگیری از ناپایداری آن به کار گرفته شود. این ورق‌ها را می‌توان چسبیده به جان ستون و یا با فاصله از آن، به صورت متقارن نسبت به محور تقارن مقطع ستون که موازی جهت اعمال نیروی برشی می‌باشد، به کار برد.

این ورق‌ها باید به بال‌های ستون و ورق‌های پیوستگی بالایی و پایینی متصل گردند. جوش اتصال لبه‌های بالایی و پایینی ورق‌های تقویت چشمه اتصال به ورق‌های پیوستگی و جوش اتصال لبه‌های قائم این ورق‌ها به بال‌های ستون، باید برای سهمی از برش چشمه اتصال که توسط آنها تحمل می‌گردد، طراحی شود. ورق‌های تقویت چشمه اتصال را می‌توان مانند شکل ۲-۶-۳۹- ب نیز اجرا نمود.



شکل ۲-۶-۳۹- نحوه اجرای ورق‌های تقویت چشمه اتصال

پیش نویس- غیر قابل استناد

۲-۶-۲-۶- تعیین لنگر محتمل در موقعیت مفصل پلاستیک

اتصالات با گیرداری کامل باید بگونه‌ای مقاوم‌سازی شوند که مفصل پلاستیک آنها در تیر با فاصله‌ای از وجه ستون تشکیل شود. لنگر محتمل در محل مفصل پلاستیک برابر است با:

$$M_{exp} = Z_b.F_{ye} \qquad (۲۵-۶-۲)$$

که در آن:

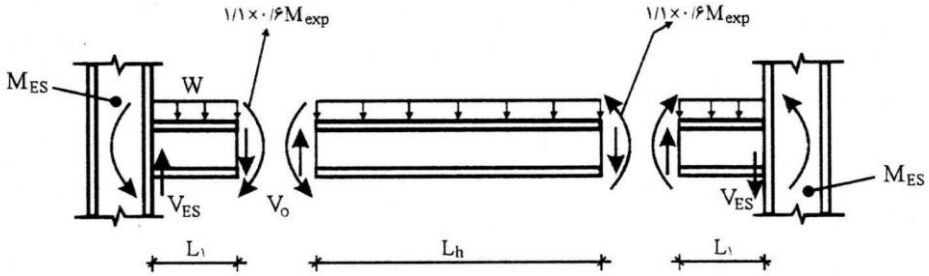
M_{exp}: لنگر پلاستیک مورد انتظار.

Z_b: مدول موثر پلاستیک مقطع در محل مفصل پلاستیک.

F_{ye}: تنش تسلیم مورد انتظار فولاد $\left(1.15F_y\right)$

۲-۶-۲-۷- محاسبه نیروهای داخلی در مفصل پلاستیک در وجه ستون

برش در مفصل پلاستیک با استفاده از قوانین استاتیک و با لحاظ کردن اثرات سخت‌شدگی کرنشی، قیدهای محلی و اثرات بارهای ثقلی محاسبه می‌گردد. برای محاسبه برش در مفاصل، دیاگرام تعادل نیرویی تیر مابین دو مفصل پلاستیک، وسیله مناسبی می‌باشد. در شکل ۲-۶-۴۰ نحوه محاسبه این برش نشان داده شده است.



شکل ۲-۶-۴۰- محاسبه برش در مفصل پلاستیک

$$V_o = \frac{2\times 0.6\times 1.1\times M_{exp}}{L_h} + \frac{W.L_h}{2} \qquad (۲۶-۶-۲)$$

$$V_{ES} = V_o + W.L_1$$

L_1: فاصله محل تئوریک تشکل مفصل پلاستیک از بر ستون است، که مقدار آن طبق مبحث ۱۰ مقررات ملی ساختمان برابر ۰/۵d تا d از بر ستون می‌باشد. (d برابر عمق تیر می‌باشد.)

در صورت وجود نیروی متمرکز باید مقدار برش ناشی از آن را در محل مفصل پلاستیک به عبارت فوق اضافه نمود.

لنگر تسلیم وجه ستون M_{ES} نیز از رابطه زیر بدست می‌آید:

$$M_{ES} = 0.6\times 1.1\times M_{exp} + V_o\, L_1 + M_W \qquad (۲۷-۶-۲)$$

M_W: لنگر ناشی از بار قائم بدون ضریب موجود در بازوی L_1.

Z_b: اساس پلاستیک مقطع در محل مفصل پلاستیک.

F_{ye}: تنش تسلیم مورد انتظار فولاد $\left(1.15F_y\right)$

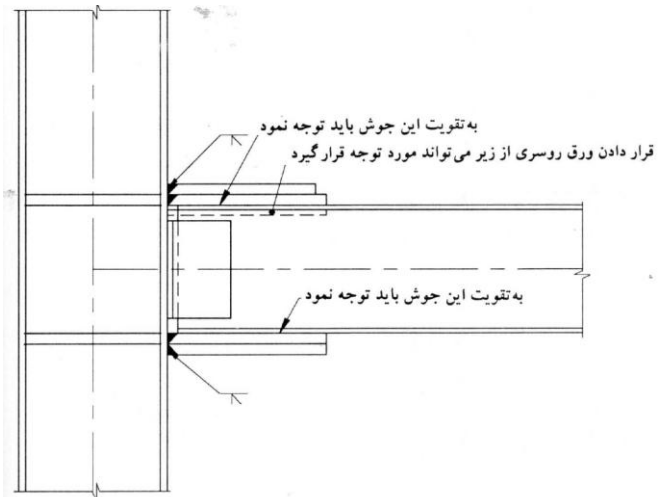
پیش نویس - غیر قابل استناد

۲-۶-۲-۸- راهکارهای تقویت اتصال فلزی جوشی

پس از بررسی آسیب‌های متداول در اتصالات جوشی و ارائه ضوابط مهم برای طراحی ورق‌های تقویت چشمه اتصال و ورق‌های پیوستگی و نحوه محاسبه نیروها در مقاطع بحرانی اتصال، در این بخش به معرفی روش‌های مقاوم‌سازی اتصالات جوشی متداول می‌پردازیم.

۲-۶-۲-۸-۱- استفاده از ورق روسری و زیر سری مضاعف

در صورتی که از جوش ورق‌های زیرسری و روسری به ستون اطمینان نداشته و یا در حین زلزله به آنها صدمه وارد آمده باشد، استفاده از ورق‌های زیرسری و روسری مضاعف (شکل ۲-۶-۴۱) می‌تواند در برنامه کار قرار گیرد.

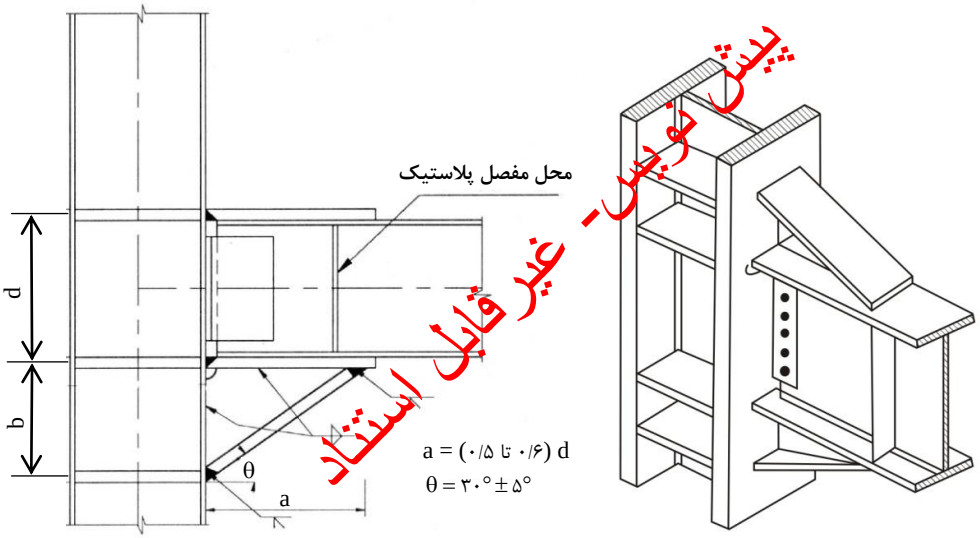


شکل ۲-۶-۴۱- تقویت اتصال با ورق زیرسری و روسری مضاعف

در صورتی که هیچ اطمینانی از جوش ورق روسری موجود به ستون نباشد و یا این جوش از بین رفته باشد، ضخامت ورق روسری و زیرسری باید برای لنگر پلاستیک تیر طراحی شود. اما اگر اضافه کردن ورق زیرسری و روسری به منظور تقویت وضعیت موجود باشد، ضخامت آن بر حسب قضاوت تعیین می‌گردد.

۲-۶-۲-۸-۲- استفاده از ماهیچه

در شکل ۲-۶-۴۲ جزئیات اضافه نمودن ماهیچه نشان داده شده است. اضافه کردن این ماهیچه باعث انتقال مفصل پلاستیک از بر ستون به داخل تیر می‌گردد. اضافه نمودن ماهیچه در صورت امکان بهتر است تنها در بال پایینی صورت گیرد زیرا تجربیات حاصل از زلزله، مبین شروع خرابی از بال تحتانی تیر است و همچنین اضافه نمودن ماهیچه در بال بالایی مستلزم خراب نمودن دال می‌باشد.



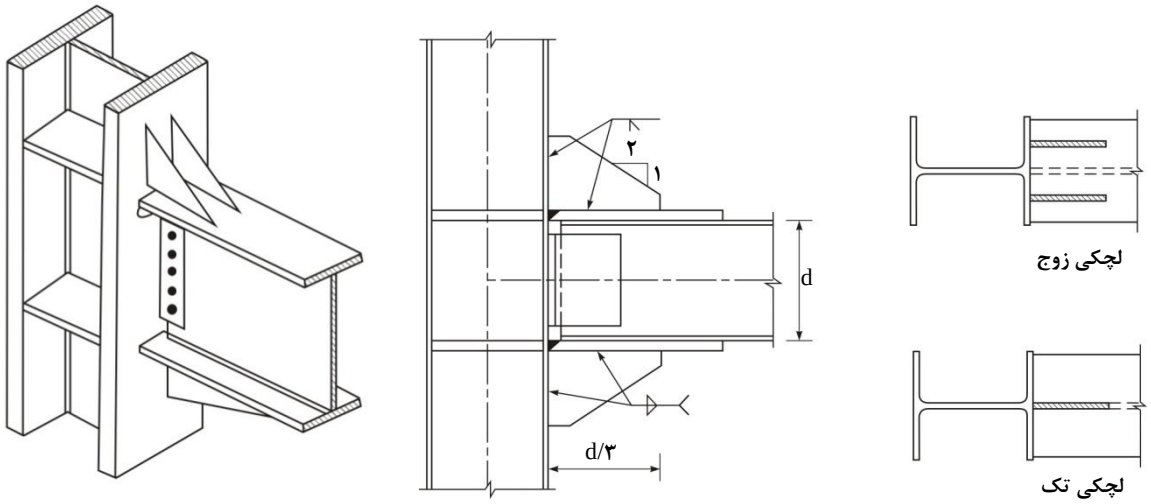
پیش نویس - غیر قابل استناد

شکل ۲-۶-۴۲- جزییات ماهیچه تحتانی برای تقویت اتصال

اضافه کردن ماهیچه در پایین در صورتی که ساختمان دارای سقف کاذب باشد، عملی می‌باشد و نیاز به تعمیر جوش ورق زیرسری به ستون را از بین می‌برد. در صورتی که از جوش ورق روسری به ستون نیز اطمینان نداشته باشیم و نخواهیم آن را سنگ زده و تعمیر نماییم، می‌توانیم ماهیچه را در بالا نیز اجرا نماییم. در این حالت احتمال تداخل ماهیچه با کفسازی وجود دارد.

۲-۶-۲-۸-۳- لچکی‌های قائم در بال فوقانی و تحتانی

شکل ۲-۶-۴۳ نشان‌دهنده نحوه تقویت اتصال صلب با لچکی‌های قائم است. تعداد لچکی‌ها می‌تواند یک و یا دو عدد باشد.

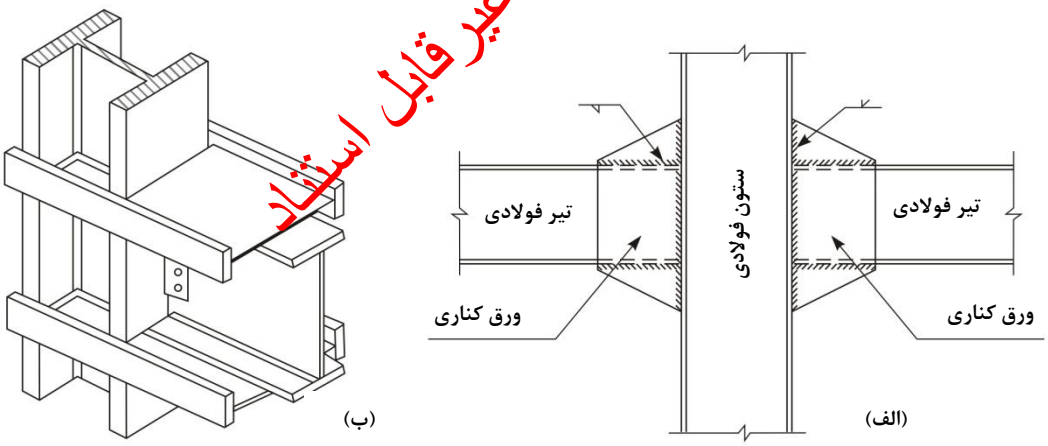


شکل ۲-۶-۴۳- تقویت اتصال با استفاده از لچکی های قائم در بال فوقانی و تحتانی

پیش نویس - غیر قابل استناد

۲-۶-۲-۸-۴- استفاده از ورق کناری (ورق گونه)

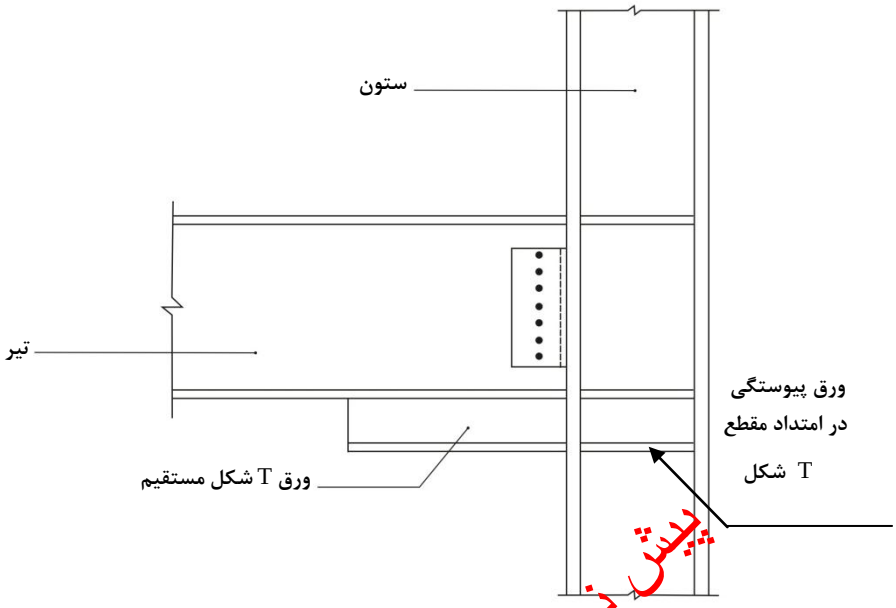
در این روش نیروهای کششی و فشاری بال‌های فوقانی و تحتانی تیر به کمک ورق‌های گونه به ستون انتقال داده می‌شود. نمونه‌هایی از جزئیات مقاوم‌سازی با ورق کناری در شکل ۲-۶-۴۴ نشان داده شده است.



شکل ۲-۶-۴۴- مقاوم‌سازی اتصال فولادی با استفاده از ورق کناری

۲-۶-۲-۸-۵- استفاده از مقطع T شکل

با استفاده از مقاطع T شکل می‌توان اتصال فولادی را مقاوم‌سازی نمود. در بعضی از موارد مقطع را تنها در بال پایینی اتصال اجرا می‌نمایند که با استفاده از این روش می‌توان بدون تخریب دال اتصال را مقاوم‌سازی نمود. ورق‌های پیوستگی را در امتداد مقاطع T شکل نیز باید اجرا نمود (شکل ۲-۶-۴۵).



شکل ۲-۶-۴۵- مقاوم‌سازی اتصال فولادی با استفاده از مقاطع T شکل

پیش نویس - غیر قابل استناد

۲-۶-۲-۸-۶- مقاوم‌سازی اتصال با پیش‌تنیدگی خارجی بوسیله کابل کششی

این روش یکی از نوین‌ترین روش‌های بهسازی لرزه‌ایست که در سال‌های اخیر توسعه یافته است. کابل با مقاومت بالا معمولاً در قسمت میانی تیر تعبیه می‌گردد. این روش را با چهارکابل نیز می‌توان اجرا نمود. حسن استفاده از چهار کابل این است که با از بین رفتن یک کابل عملکرد اتصال مختل نمی‌گردد. مقاومت برشی اتصال توسط دو نبشی که در قسمت فوقانی و تحتانی قرار دارد و نیروی اصطکاکی بین تیر و ستون که به علت پیش‌تنیدگی کابل نیز افزایش یافته، تامین می‌گردد (شکل ۲-۶-۴۶).

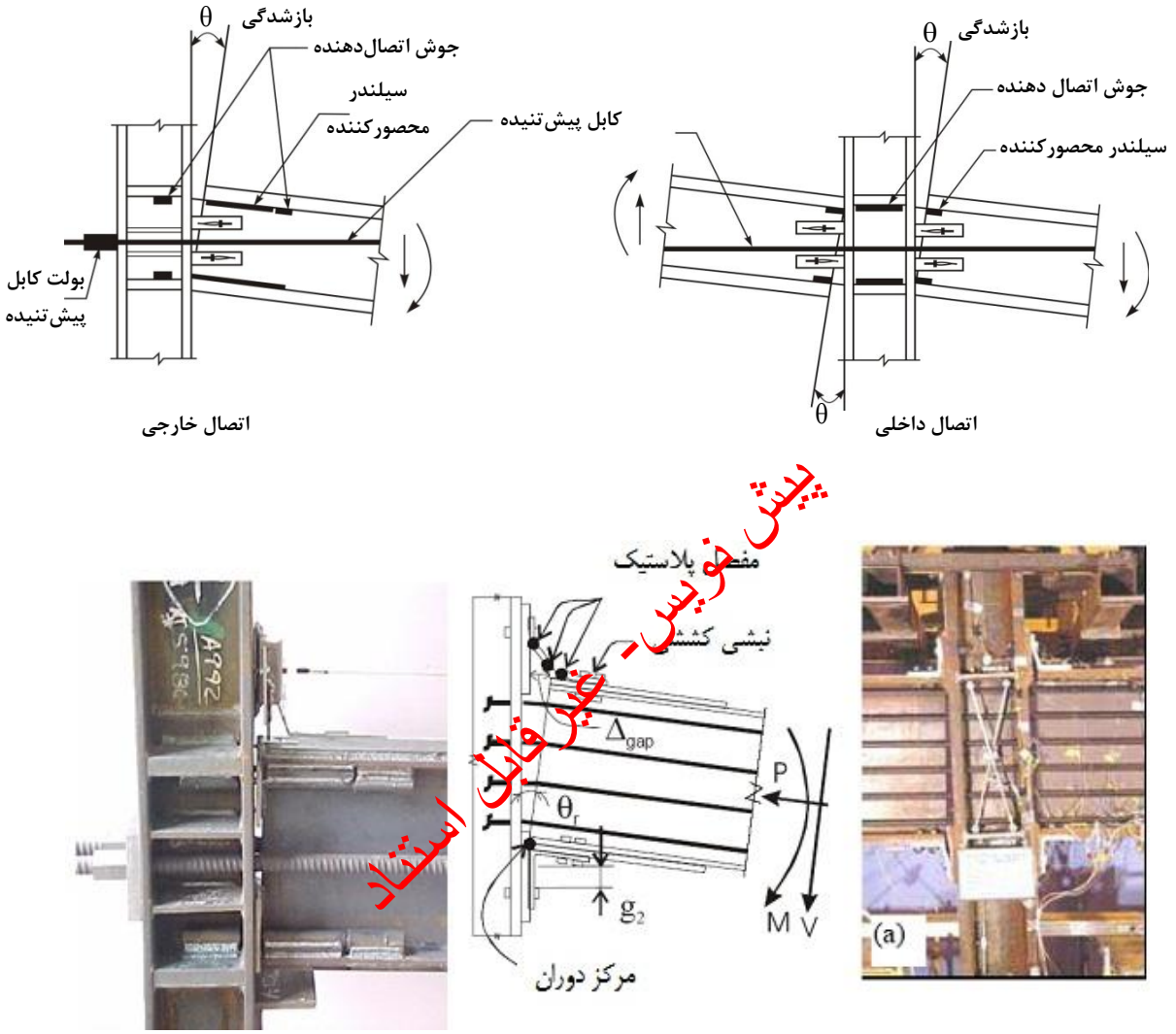
جدایی تیر از ستون منجر به جذب انرژی می‌گردد، زیرا با جداشدگی تیر از ستون کابل‌ها به کشش افتاده و عملکرد غیرخطی کابل‌ها باعث جذب انرژی می‌گردد. استفاده از این روش منجر به افزایش مقاومت، سختی و شکل‌پذیری اتصال می‌گردد.

در استفاده از این روش بعضی از مشکلات مانند تسلیم شدن کابل‌ها، کمانش موضعی تیر و... وجود دارد.

از محاسن این روش می‌توان به:

- یکسان‌سازی عملکردی غیرخطی اجزای سازه‌ای و در نتیجه محدود نمودن نیروهای لرزه‌ای به وجود آمده و فراهم نمودن میرایی اضافی برای سازه.
- برگشت سیستم به حالت اولیه بعد از ایجاد تغییرشکلهای به وجود آمده در اثر بارهای لرزه‌ای.
- کاهش و یا حذف خسارت‌های شدید به المان‌های سازه‌ای اصلی.

اشاره نمود.

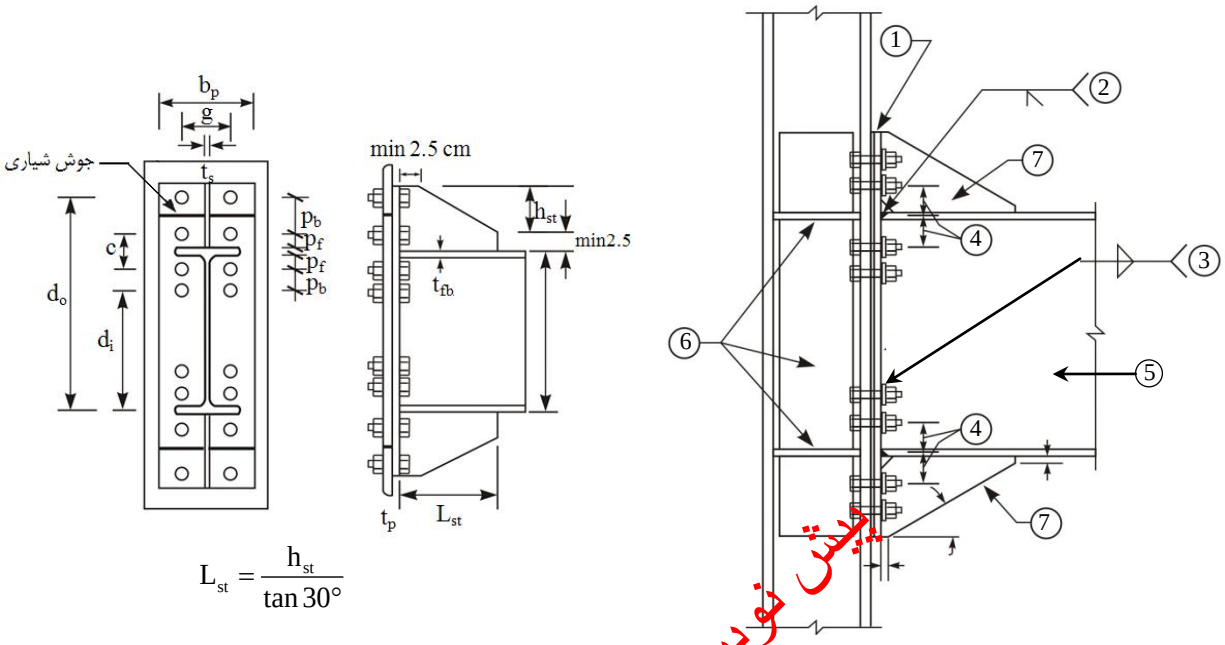


پیش نویس - غیر قابل استناد

شکل ۲-۶-۴۶- مقاوم‌سازی اتصال با پیش‌تنیدگی خارجی بوسیله کابل کششی

۲-۶-۲-۹- راهکارهای تقویت اتصال فلنجی پیچی باگیرداری کامل (اتصال با ورق انتهایی)

این بخش شامل توصیه‌های لازم برای انواع اتصالات قاب خمشی پیچی باگیرداری کامل می‌باشد.



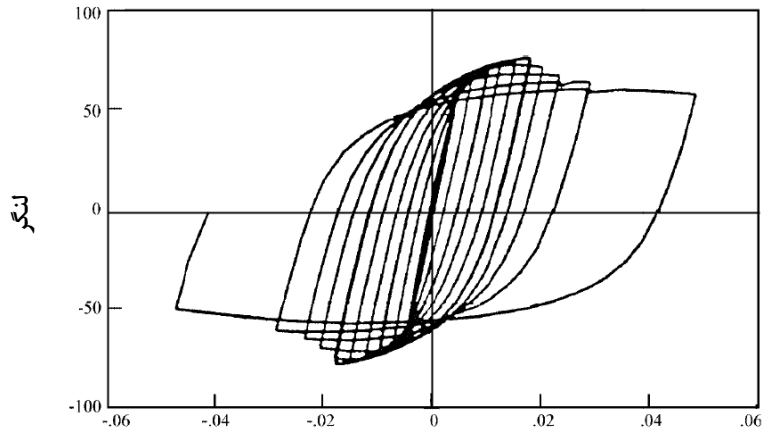
۱- ورق انتهایی
۲- جوش شیاری نفوذی، مطابق نشریه ۲۲۸.
۳- پیچ‌های پیش‌تنیده 8.8 یا 10.9
۴- کنترل موقعیت پیچ‌ها.
۵- تیر
۶- ورق پیوستگی
۷- سخت‌کننده

شکل ۲-۶-۴۷- اتصال فلنجی با ورق انتهایی سخت شده

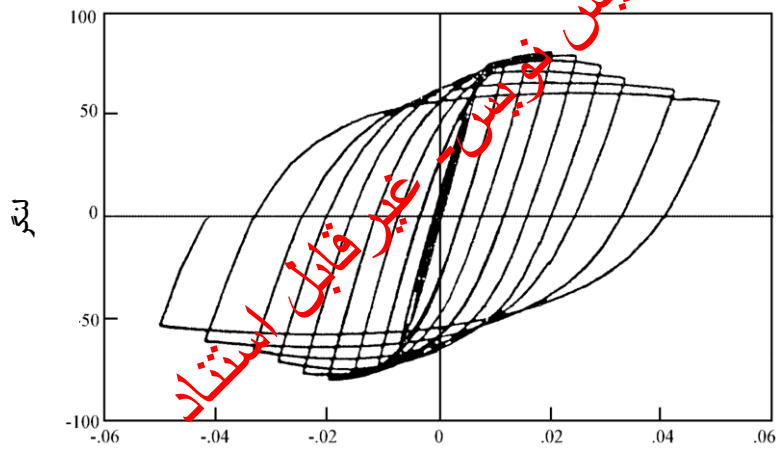
پیش نویس- غیر قابل استناد

۲-۶-۲-۹-۱- افزایش طول ورق انتهایی و استفاده از سخت کننده در اتصال فلنجی پیچی (با ورق انتهای)

در این اتصال ورق انتهایی با استفاده از جوش به تیر متصل می‌گردد به نحوی که بال‌های تیر با جوش شیاری نفوذی و جان تیر با جوش گوشه‌ی دوطرفه به ورق انتهایی متصل می‌شوند. در نهایت نیز ورق انتهایی با پیچ به ستون متصل می‌گردد. جوشکاری بال تیر به ورق انتهایی بدون سوراخ دسترسی انجام می‌شود. اتصال فلنجی می‌تواند با و یا بدون لچکی سخت‌کننده (Pos 7) باشد. سخت‌کننده‌ها با جوش شیاری نفوذی دوطرفه به بال تیر و ورق انتهایی جوش می‌شوند. این اتصال را می‌توان در قاب‌های خمشی معمولی و قاب‌های خمشی ویژه با رعایت اندازه اعضاء استفاده کرد. در این روش با افزایش طول ورق فلنج با جوش نمودن ورق اضافه شده به ورق فلنج موجود و پیچ نمودن ورق انتهایی اضافی به بال ستون می‌توان مقاومت خمشی اتصال را افزایش داد. جوش شیاری بین ورق انتهایی اضافه شده و قدیمی مطابق مبحث ۱۰ مقررات ملی ساختمان طراحی می‌شود. مقایسه منحنی لنگر- دوران اتصال پیچی با ورق انتهایی با و بدون سخت‌کننده در شکل ۲-۶-۴۸ نشان داده شده است.



(الف) منحنی لنگر- دوران اتصال پیچی فلنجی بدون لچکی سخت‌کننده



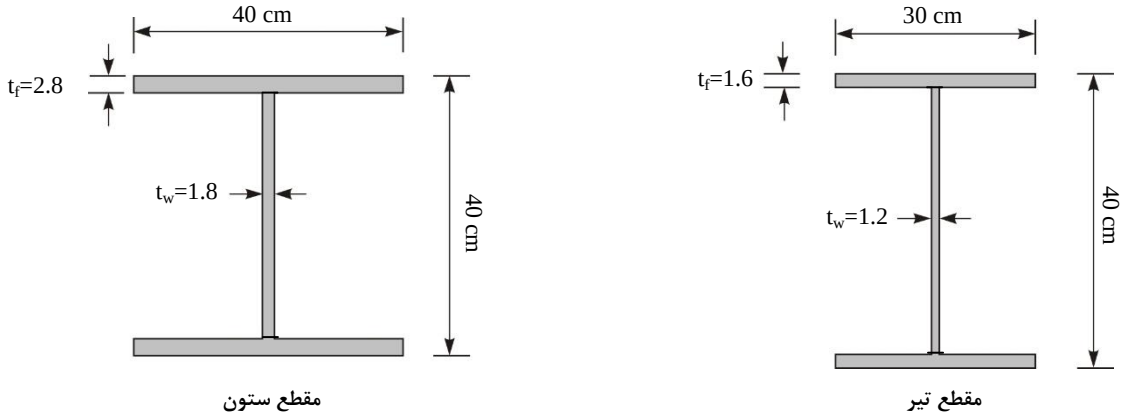
پیش نویس - غیر قابل استناد

(ب) منحنی لنگر- دوران اتصال پیچی فلنجی با لچکی سخت‌کننده

شکل ۲-۶-۴۸- مقایسه منحنی لنگر- دوران اتصال پیچی فلنجی با و بدون لچکی سخت‌کننده

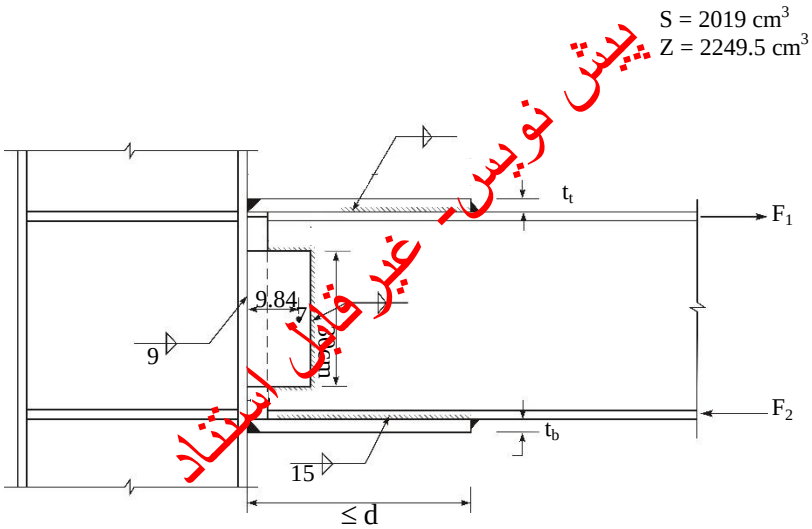
مثال ۲-۶-۳- مقاوم‌سازی اتصال فولادی

اتصالی مطابق شکل زیر مفروض است. اتصال بر اساس آیین‌نامه‌های قدیمی طراحی شده و پاسخگوی طراحی لرزه‌ای نمی‌باشد. مطلوبست بهسازی اتصال موجود. از الکترود E60 (با $F_u = 4200\ kg/cm^2$) و فولاد St37 با تنش تسلیم $F_y = 2400\ kg/cm^2$ استفاده می‌گردد. طول دهانه آزاد تیر از بر ستون تا بر ستون ۶ متر می‌باشد.



مقطع ستون

مقطع تیر



پیش نویس - غیر قابل استناد

شکل مثال ۲-۶-۳- الف

حل:

۱- طراحی سنتی بر اساس دیدگاه قدیمی

نیروهای طراحی داخلی به شرح زیر می‌باشند:

	بار	برش (تن)	لنگر (تن-متر)
	DL	10	9.0
	LL	3.8	5
1	DL + LL	13.8	14.0
	EQ	11.2	21.5
	DL + LL + EQ	25	35.5
2	0.75 (DL + LL + EQ)	18.75	26.625

ترکیب بارگذاری ۲ حاکم می‌باشد.

کنترل تنش خمشی در تیر:

$$f_b = \frac{26.625\times10^5}{2019} = 1318 < 1440\ kg/cm^2$$

طراحی ورق فوقانی:

نیروی کششی ورق = $T = \frac{26.625}{0.4} = 66.56\ ton$

تنش کششی مجاز ورق = $0.6\times2400 = 1440\ kg/cm^2$

عرض ورق فوقانی = $25\ cm$

$$t_1 = \frac{66.56\times10^3}{1440\times25} = 1.85\ cm$$

جوش شیاری اتصال‌دهنده ورق فوق به ستون در کارگاه تحت نظر بازرسی های چشمی انجام می‌شود، لذا مقدار ϕ برای آن مساوی ۰/۷۵ اختیار می‌شود.

تنش کششی مجاز جوش شیاری = $0.75\times1440 = 1080\ kg/cm^2$

عرض قسمت کله‌گاوی = $40\ cm$

$$t_2 = \frac{66.56\times10^3}{1080\times40} = 1.54\ cm$$

$$t_t = \max\{t_1, t_2\} = 1.85\ cm$$

پیش نویس - غیر قابل استناد

بنابراین برای ورق فوقانی از ورق 250×20mm کله گاوی استفاده می‌شود.

عرض ورق تحتانی = $40\ cm$

$$t_b = \frac{66.56\times10^3}{1080\times40} = 1.54\ cm$$

برای ورق تحتانی از ورق 400×20mm استفاده می‌شود.

جوش گوشه اتصال‌دهنده ورق فوقانی به تیر:

$D = 15\ mm$

ارزش جوش $= 650\ D$

طول جوش لازم = $\frac{66.56\times10^3}{650\times1.5} = 68.26\ cm$

۲۵ سانتیمتر از جوش فوق در انتها و ۲۳ سانتیمتر در دو لبه کناری انجام می‌شود.

طول کل جوش = $25 + 23\times2 = 71\ cm$

ورق فوقانی USE PL450×250×20

جوش گوشه اتصال‌دهنده ورق تحتانی به تیر:

$D = 15\ mm$

طول جوش لازم = 68.26 cm (مثل ورق فوقانی)

طول جوش لازم در هر طرف = $\frac{68}{2} + 2D = 34 + 2\times 1.5 = 37\ cm$

از دو خط جوش با D = 15 mm و طول 400 mm در دو طرف ورق استفاده می‌شود.

طراحی ورق برشی اتصال:

$V = 18.75\ T$

برای اتصال برشی جان از دو ورق PL300×120×10 در دو طرف جان استفاده می‌شود:

حداکثر ضخامت موثر جوش جان

$$2\times 650\times D_{max} = 0.4F_y = 0.4\times 2400$$
$$D_{max} = 0.74\ cm$$
$$\text{انتخابی } D = 7\ mm$$

پیش نویس- غیر قابل استناد

کنترل جوش ورق برشی اتصال به جان تیر:

$$I_p = \frac{8b^3 + 6bd^2 + d^3}{12}$$

$$\bar{x} = \frac{b^2}{2b + d}$$

$$\bar{x} = \frac{10.5^2}{2\times 10.5 + 30} = 2.16$$

$$I_p = \frac{8\times 10.5^3 + 6\times 10.5\times 30^2 + 30^3}{12} = 7747\ cm^3$$

برش مستقیم = P $\qquad e_1 = 12 - \bar{x} = 12 - 2.16 = 9.84\ cm$

لنگر = $Pe_1 = P(12 - 2.16) = 9.84P$

(برش مستقیم) $f'_y = \frac{P}{A} = \frac{P}{(2\times 10.5 + 30)2} = 0.0098P$

$$f''_y = \frac{Tx}{2I_p} = \frac{9.84P(10.5 - 2.16)}{2(7747)} = 0.0053P$$

$$f''_x = \frac{Ty}{2I_p} = \frac{9.84P(15)}{2\times(7747)} = 0.0095P$$

$$f_r = \sqrt{(f'_x + f''_x)^2 + (f''_y)^2}$$

$$f_r = P\sqrt{(0.0098 + 0.0053)^2 + 0.0095^2} = 0.0178P$$

$$650D = 00178P \rightarrow 650 \times 0.7 = 0.0178P \rightarrow P = 25.56ton > 18.75 \quad O.K$$

کنترل جوش ورق برشی اتصال به بال ستون:

با توجه به اینکه از دو ورق استفاده نمودیم، دو خط جوش برای انتقال برش و خمش را کنترل می‌نماییم:

$$f_r = \frac{P}{2L^2}\sqrt{L^2 + 20.25e_1^2}$$

$$P = 18.75T$$

$$L = 30cm$$

$$e_1 = 9.84cm$$

$$f_r = \frac{18.75 \times 10^3}{2 \times 30^2}\sqrt{30^2 + 20.25 \times 9.84^2} = 557 \ kg/cm^2$$

$$650D = 557 \rightarrow D = 0.86cm \rightarrow D = 9mm$$

۲- طرح تقویت:

اکنون با استفاده از مفاهیم جدید طرح لرزه‌ای و تشکیل مفصل خمیری به فاصله d از بر ستون، اقدام به تقویت اتصال می‌نماییم:

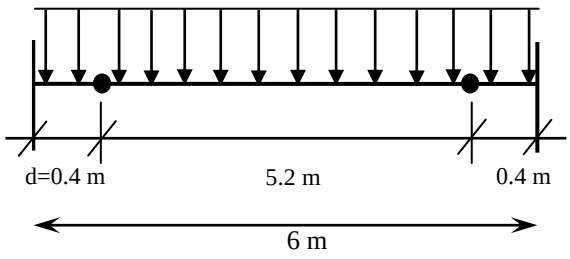
پیش نویس - غیر قابل استناد

$$M_{exp} = Z_b.F_{ye}$$

$$M_{exp} = 2249.5 \times 1.15 \times 2400 \times 10^{-5}$$

$$M_{exp} = 62.1ton.m$$

$$w = \frac{V \times 2}{L} = \frac{13.8 \times 2}{6} = 4.6 \ ton/m$$



$$V_o = \frac{2 \times 0.6 \times 1.1 \times M_{exp}}{L_h} + \frac{wL_h}{2}$$

$$V_o = \frac{2 \times 0.6 \times 1.1 \times 62.1}{5.2} + \frac{4.6 \times 5.2}{2}$$

$$V_o = 15.76 + 11.96 = 27.72 \ ton$$

$$V_{ES} = V_0 + W L_1$$

$$V_{ES} = 27.72 + 4.6 \times 0.4$$

$$V_{ES} = 29.56 \ ton$$

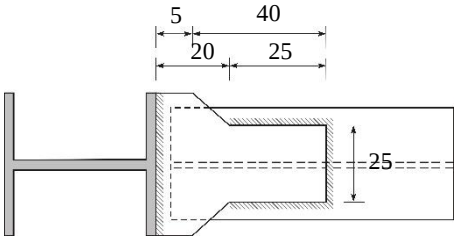
$$M_{ES} = 0.6\times1.1\times M_{exp} + V_o\, L_1 + M_W$$

$$M_{ES} = 0.6\times1.1\times62.1 + 27.72\times0.4 + 4.6\times0.4\times\frac{0.4}{2}$$

$$M_{ES} = 40.99 + 11.09 + 0.37 = 52.45\,\text{ton.m}$$

تعیین مقاومت ورق‌های اتصال:

ورق فوقانی:

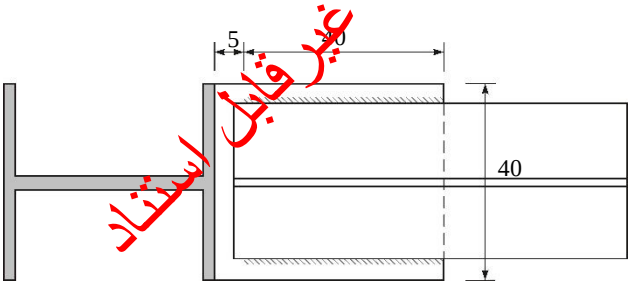


شکل مثال ۲-۶-۳- ب

$$F_{p1} = 0.6\,F_y t_t b_t$$

$$F_{p1} = 0.6\times2400\times2\times25\times10^3 = 72\ \text{ton}$$

ورق تحتانی:



شکل مثال ۲-۶-۳- پ

$$F_{p2} = 0.6\ F_y t_t b_t$$

$$F_{p2} = 0.6\times2400\times2\times40\times10^3 = 115.2\ \text{ton}$$

محاسبه لنگر مقاوم ورق‌های اتصال:

$$M_p = \min\left(F_1, F_2\right)\times d$$

$$M_p = \min\left(72, 115.2\right)\times0.4 = 28.8\ \text{ton.m}$$

تعیین مقاومت جوش ورق‌های اتصال به بال تیر:

ورق فوقانی:

$$F_{w1} = \ell_w R_W$$

$$R_W = 0.707 t_w \phi\times0.3F_u$$

$$R_W = 0.707\times t_w \times0.75\times0.3\times4200$$

پیش نویس- غیر قابل استناد

$$R_W = 650t_w = 650\times1.5 = 975\ kg/cm$$
$$\ell_W = 30+30+25 = 85cm$$
$$F_{w1} = 85\times975\times10^{-3} = 83\,ton$$

ورق تحتانی:

$$F_{w1} = \ell_W R_W$$
$$R_W = 650t_w = 650\times1.5 = 975\ kg/cm$$
$$\ell_W = 40+40 = 80$$
$$F_{w1} = 80\times975\times10^{-3} = 78\,ton$$

محاسبه لنگر مقاوم جوش‌های ورق اتصال به بال تیر:

$$M_w = \min(F_1, F_2)\times d$$
$$M_w = \min(83, 78)\times0.4 = 31.2\ ton.m$$

تعیین مقاومت جوش شیاری ورق‌های اتصال به بال ستون:

ورق فوقانی:

تنش کششی مجاز جوش شیاری = $0.75\times1440 = 1080\ kg/cm^2$

مقاومت جوش شیاری ورق‌های فوقانی = $F_{gw1} = 1080\times2\times25\times10^{-3} = 54\,ton$

ورق تحتانی:

مقاومت جوش شیاری ورق‌های تحتانی = $F_{gw2} = 1080\times2\times40\times10^{-3} = 86.4\ ton$

محاسبه لنگر مقاوم جوش شیاری ورق‌های اتصال به بال ستون:

$$M_{gw} = \min(F_1, F_2)\times d$$
$$M_{gw} = \min(54, 86.4)\times0.4 = 21.6\ ton.m$$

لنگر مقاوم اتصال:

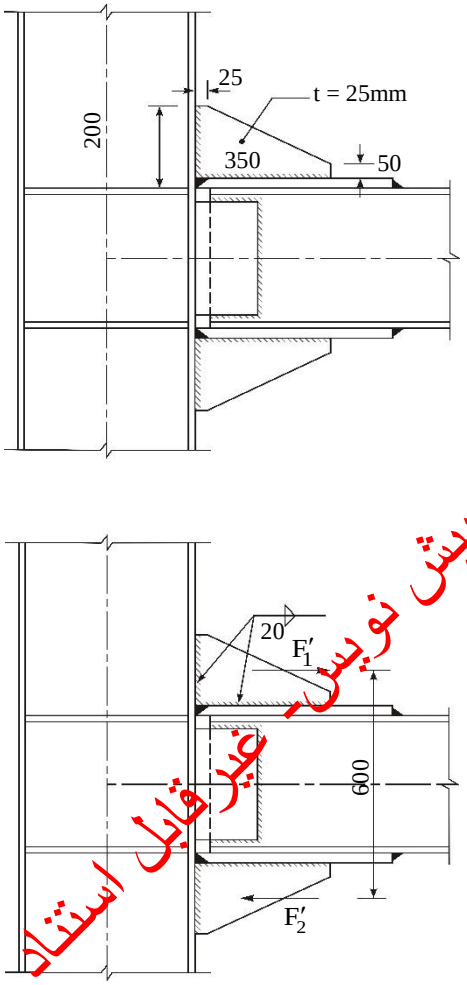
$$M = \min(M_p, M_w, M_{gw})$$
$$M = \min(28.8, 31.2, 21.6) = 21.6\ ton.m$$

از آنجا که لنگر مقاوم اتصال $M = 21.6\ ton.m$ و لنگر $M_{ES} = 52.45\ ton.m$ می‌باشد لذا باید اتصال را تقویت نمود.

برای تقویت اتصال از لچکی‌های قائم در بال فوقانی و تحتانی استفاده می‌شود.

USE ½ PL350*200*25

پیش نویس - غیر قابل استناد



پیش نویس - غیر قابل استناد

شکل مثال ۲-۶-۳-ت

تعیین مقاومت ورق‌های لچکی اتصال:

$$F_p^{'} = 0.6\, F_y\, t\, h$$

$$F_p^{'} = 0.6 \times 2400 \times 2.5 \times 20 \times 10^{-3} = 72\,\text{ton}$$

تعیین مقاومت جوش ورق‌های لچکی اتصال به بال ستون:

$$F_w^{'} = l_w R_w$$

$$R_W = 650 t_w = 650 \times 2 = 1300\ \text{kg/cm}$$

$$\ell_W = 2 \times 20 = 40$$

$$F_w^{'} = 40 \times 1300 \times 10^{-3} = 52\ \text{ton} < 72\ \text{ton}$$

بنابراین مقاومت جوش حاکم است.

تعیین لنگر مقاوم جوش ورق‌های لچکی اتصال به بال ستون:

$$M_p' = F_w' \times d'$$

$$M_p' = 52 \times 0.6 = 31.2\,\text{ton.m}$$

تعیین لنگر مقاوم اتصال:

$$M_{total} = M + M' = 21.6 + 31.2 = 52.8 ton.m$$
$$M_{total} = 52.8\, ton.m > M_{ES} = 52.45\, ton.m$$

تقویت جوش ورق فوقانی و تحتانی به بال تیر:

از آنجا که با اضافه نمودن لچکی‌ها نیروی وارد بر ورق‌های فوقانی و تحتانی افزایش می‌یابد لذا جوش گوشه اتصال دهنده ورق فوقانی و تحتانی پاسخگوی نیروی وارد بر ورق‌ها نمی‌باشند، پس باید آنها را مقاوم‌سازی نمود. بهترین روش برای تقویت این جوش‌ها استفاده از جوش انگشتانه و یا کام می‌باشد. بدین منظور مطابق اشکال زیر بر روی ورق فوقانی و بال تحتانی تیر ۸ سوراخ به قطر ۳۰ میلیمتر ایجاد نموده و سوراخ‌ها را با جوش انگشتانه پر می‌نماییم.

$$t_w = 10mm,\ d = 30mm$$

t_w = ضخامت جوش.

d = قطر سوراخ‌ها.

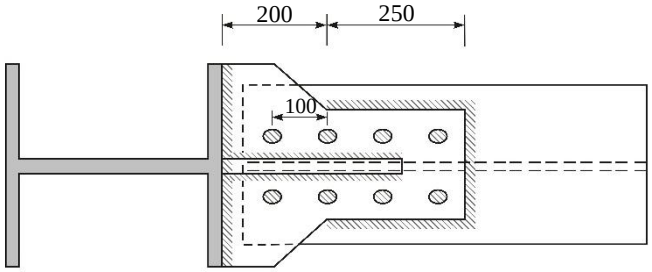
A = سطح مقطع سوراخ‌ها.

$$A = 7.06\ cm^2$$
$$F_v = 0.3\phi F_u t_w = 0.3 \times 0.75 \times 4200 \times 1 = 945\ kg/cm^2 = 0.945\ ton/cm^2$$
$$V_{plug} = 7.06 \times 0.945 \times 8 = 53.4\ ton$$

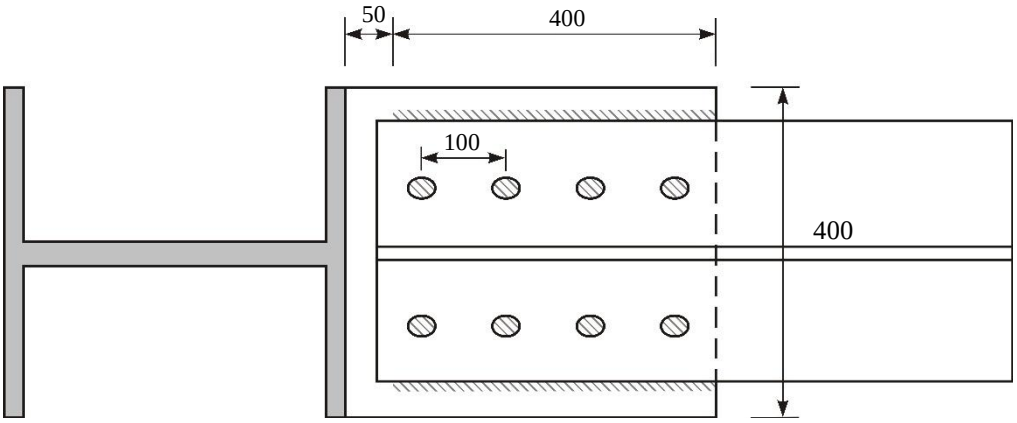
ظرفیت جوش‌های ورق‌های فوقانی و تحتانی به بال تیر برابر با مجموع ظرفیت جوش گوشه و جوش انگشتانه می‌باشد.

$$V_T = V_{plug} + V_{fillet} = 53.4 + 78 = 131.4 ton$$
$$M = 131.4 \times 0.4 = 52.56\, ton.m > 52.45\, ton \quad O.K.$$

پیش نویس - غیر قابل استناد



ورق فوقانی



ورق تحتانی

کنترل برش:

$$V_{ES} = 29.56 \text{ ton}$$

کنترل برش تیر:

$$f_v = \frac{V}{d\,t_w} = \frac{29.56\times10^3}{40\times1.2} = 616\,kg/cm^2 < 0.4\times2400 = 960\,kg/cm^2$$

پیش نویس- غیر قابل استناد

کنترل جوش ورق برشی اتصال به جان تیر:

$$f_r = P\sqrt{(0.0098+0.0053)^2+0.0095^2} = 0.0178P$$

$$650D = 0.0178P \rightarrow 650\times D = 0.0178\times29.56\times10^3 \rightarrow D = 0.81cm > 0.7cm$$

پس با توجه به محاسبات انجام شده جوش‌های ورق برشی اتصال به جان تیر نیاز به تقویت دارند. با اجرای جوش جدید بر روی جوش قدیمی می‌توان جوش‌های ورق را تقویت نمود.

کنترل جوش ورق برشی اتصال به بال ستون:

$$f_r = \frac{P}{2L^2}\sqrt{L^2+20.25e_1^2}$$

$$P = 29.56\,ton$$

$$f_r = \frac{29.56\times10^3}{2\times30^2}\sqrt{30^2+20.25\times9.84^2} = 878.4\ kg/cm$$

$$650D = 878.4 \rightarrow D = 1.35\,cm \rightarrow D = 14 > 9mm$$

پس با توجه به محاسبات انجام شده جوش‌های ورق برشی اتصال به بال ستون نیاز به تقویت دارند. با اجرای جوش جدید بر روی جوش قدیمی می‌توان جوش‌های ورق را تقویت نمود.

طراحی سخت کننده‌های ستون در ناحیه اتصال (ورق‌های پیوستگی)

نسبت عرض به ضخامت ستون باید کوچک‌تر از مقدار زیر باشد:

$$d = \frac{1}{2}(40 - 1.8) = 19.1\,cm = 191\,mm$$

$$\frac{d}{t} < 0.55\sqrt{\frac{E}{F_{ys}}} = 0.55\sqrt{\frac{2.1\times10^6}{2400}} = 16.3 \Rightarrow t > \frac{d}{16.3} = 1.17\,cm = 11.7mm$$

از آنجا که ضخامت ورق‌های پیوستگی باید از ضخامت بال‌های تیر کوچک‌تر باشد لذا:

$$USE\ 2PL\,344\times191\times16$$

پیش نویس - غیر قابل استناد

کنترل چشمه اتصال

الف: کنترل مقاومت برشی

نیروی بال در هنگام زلزله = $V_{pa,s} = \frac{52.45}{0.4} = 131.125\ ton$

$$F_v = 0.4F_y\left(1+\frac{3b_{cf}t_{cf}^2}{d_b d_c t_{cw}}\right)$$

که در آن:

t_{cw} = ضخامت جان ستون　　d_b = ارتفاع مقطع تیر

d_c = ارتفاع مقطع ستون در جهت برش　　b_{cf} = عرض بال ستون

t_{cf} = ضخامت بال ستون

$$F_v = 0.4\times2400\left(1+\frac{3\times40\times2.8^2}{40\times40\times1.8}\right) = 1274\ \ kg/cm^2$$

باید چشمه اتصال را تقویت نمود.

$$f_v = \frac{131.125\times10^3}{(40-2\times2.8)\times1.8} = 2117\,kg/cm^2 > 1274\,kg/cm^2$$ قابل قبول نیست

ب: کنترل کمانشی

d = ارتفاع جان تیر　　w = ارتفاع جان ستون

$$t_z \geq \frac{d+w}{90}$$

$$t_z \geq \frac{368+344}{90} = 7.9$$

از دو ورق مضاعف برای تقویت جان ستون استفاده می‌نماییم.

$$\text{USE } 2PL\,368\times344\times8$$

$$f_v = \frac{131.125\times10^3}{34.4\times(1.8+2\times0.8)} = 1121.1\ \text{kg/cm}^2 < 1274\ \text{kg/cm}^2$$ خوبست

ورق مضاعف در داخل چشمه قرار داده شده و دور تا دور جوش می‌گردد و در نواحی میانی به کمک دو جـوش انگشـتانه به جان ستون متصل می‌گردد.

پیش نویس- غیر قابل استناد

۲-۷- ترمیم ترک در سازه‌های بتن‌مسلح و فولادی

۲-۷-۱- ترمیم ترک در سازه‌های بتن‌مسلح

در سازه‌های بتن‌مسلح به علل زیر می‌تواند ترک ایجاد شود:

۱- ترک‌های ناشی از حملات شیمیایی در محیط‌های خورنده یا واکنش مخرب داخلی.

۲- ترک‌های مقاومتی ناشی از بارهای خارجی (ترک‌های سازه‌ای).

۳- ترک‌های حرارتی.

۴- ترک‌های ناشی از انقباض بتن.

۵- ترک‌های ناشی از نشست شالوده.

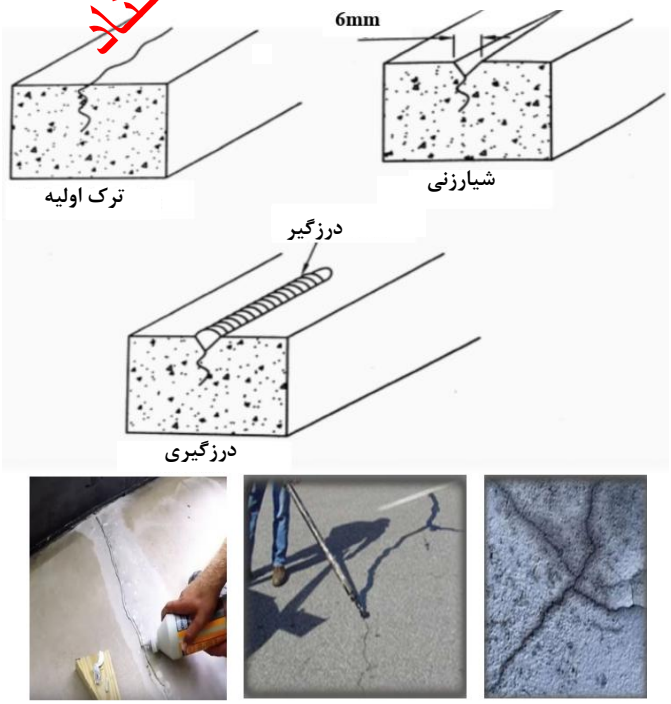
ترک‌های نوع ۱ و ۲ نیاز به ترمیم عمومی دارند و در این دو حالت باید عضو به یکی از روش‌های بخش‌های ۲-۱ تا ۲-۶ ترمیم شوند. در این بخش روش ترمیم ترک‌های حرارتی و ترک‌های ناشی از انقباض بتن مورد توجه قرار می‌گیرد.

ترک‌های ناشی از نشست شالوده در سازه، در صورتی‌که با اعمال روش‌های ژئوتکنیکی منشاء نشست مورد بهسازی قرار گرفته باشد، در این رده قرار می‌گیرد.

پیش نویس - غیر قابل استناد

۲-۷-۲- روش ترمیم ترک‌های ریز

در صورتی‌که عرض ترک کمتر از ۰/۳ میلیمتر باشد، ترک ناچیز معرفی شده و تمهیدات خاصی برای تعمیر آن به کار نمی‌رود. در اغلب موارد، درزگیری سطحی به کمک مواد اپوکسی کفایت می‌کند. ممکن است در این حالت شیارزنی سطحی نیز صورت پذیرد (شکل ۲-۷-۱).



شکل ۲-۷-۱- ترمیم سطحی ترک‌های ریز به روش اشباع

۲-۷-۳- ترمیم ترک‌های عریض‌تر از ۰/۳ میلیمتر

برای ترمیم ترک‌های عریض‌تر از ۰/۳ میلیمتر از روش تزریق استفاده می‌شود. مطابق شکل ۲-۷-۲، تزریق می‌تواند به کمک پکرهای مکانیکی و یا پکرهای[1] سطحی صورت پذیرد.



(الف) پکر مکانیکی (ب) پکر سطحی

شکل ۲-۷-۲- پکرهای تزریق

پیش نویس- غیر قابل استناد

۲-۷-۴- مراحل تزریق ترک

در شکل ۲-۷-۳ مراحل تزریق ترک به شرح زیر ارائه شده است:

مرحله اول: شناسایی ترک و عمق آنها.

مرحله دوم: سوراخکاری به کمک مته برای نصب پکر در فواصل ۱۵۰ تا ۲۰۰ میلیمتر (به طرح سوراخکاری توجه شود).

مرحله سوم: نصب پکرها و تزریق آب تحت فشار برای شستشوی ترک.

مرحله چهارم: تزریق اولین پکر تا مشاهده‌ی سرریز از پکر ۲.

مرحله پنجم: جابه‌جایی شیلنگ تزریق تا تزریق تمام پکرها.

مرحله ششم: تمیزکاری سطحی و عمل‌آوری.

مرحله هفتم: چسباندن نوار FRP روی ترک (اختیاری).

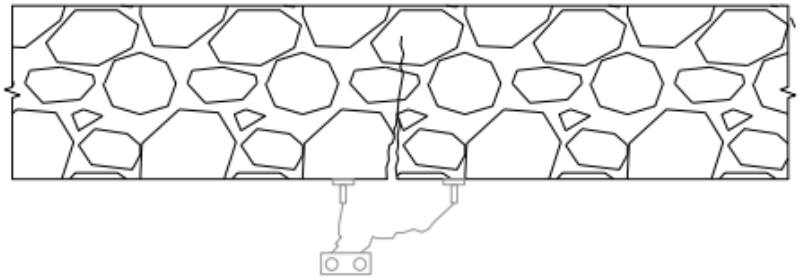
دمای حداقل تزریق ۴ درجه سلسیوس می‌باشد.

لازمست در مرحله‌ی تمیز کردن ترک هرگونه آلودگی شامل روغن، چربی و قطعات ریز بتن که از نفوذ اپوکسی و پیوستگی آن به بتن جلوگیری می‌کند، برداشته شود.

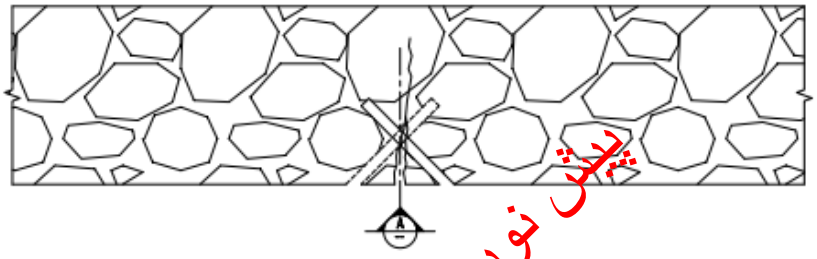
جزئیات کار در شکل‌های ۲-۷-۳ تا ۲-۷-۱۰ ارائه شده است.

1- Packer

روش تزریق

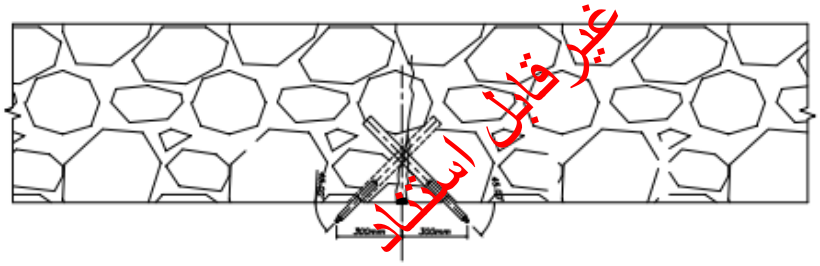


مرحله اول: شناسایی عمق ترک

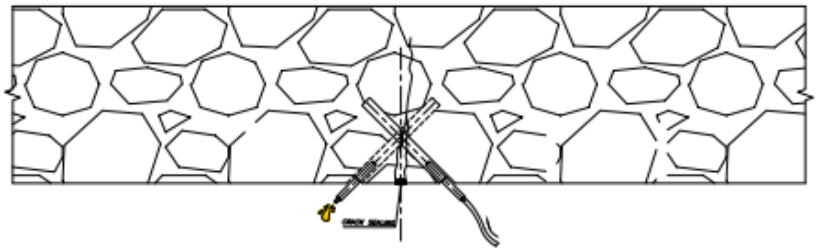


مرحله دوم: سوراخ‌کاری جهت نصب PACKERها و تمیزنمودن سطح ترک مطابق شکل

پیش نویس - غیر قابل استناد



مرحله سوم: نصب PACKERها و تنظیم



مرحله چهارم: تزریق ترک از اولین PACKER تا زمان مشاهده سرریزی اپوکسی از دومین PACKER

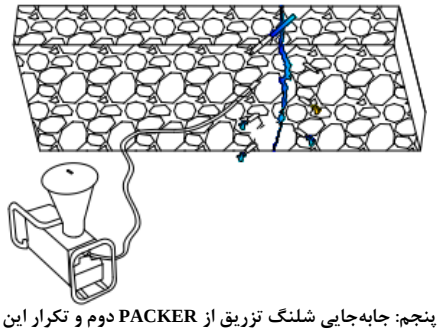


توجه:

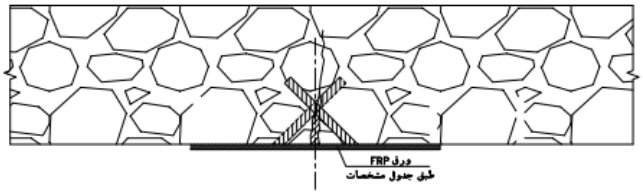
برای ترک‌های با عرض بیش از ۰/۲ میلی‌متر لازم است تزریق انجام شود.

برای ترک‌های با عرض بیش از ۱ میلی‌متر لازم است پس از تزریق روی آن FRP چسبانده شود.

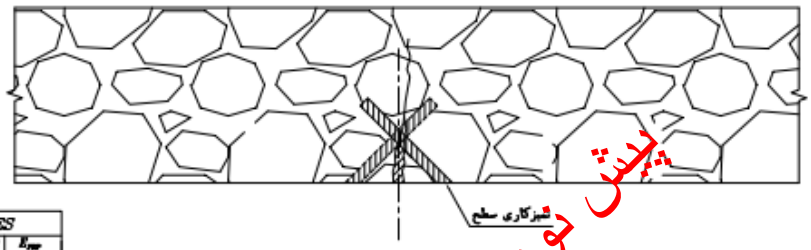
شکل ۲-۷-۳- مراحل تزریق ترک



مرحله پنجم: جابه‌جایی شلنگ تزریق از PACKER دوم و تکرار این عمل برای همه‌ی PACKERها در صورت لزوم تزریق مجدد



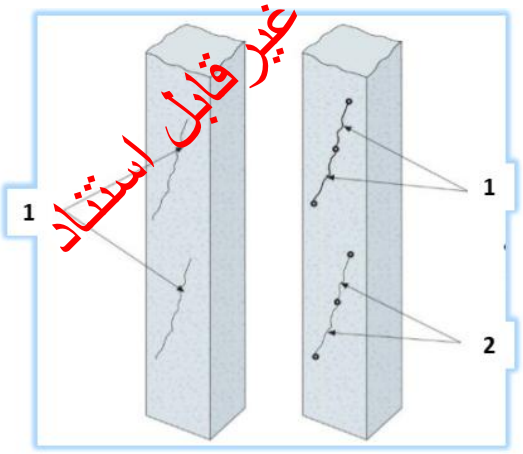
مرحله هفتم: نصب ورق‌های FRP

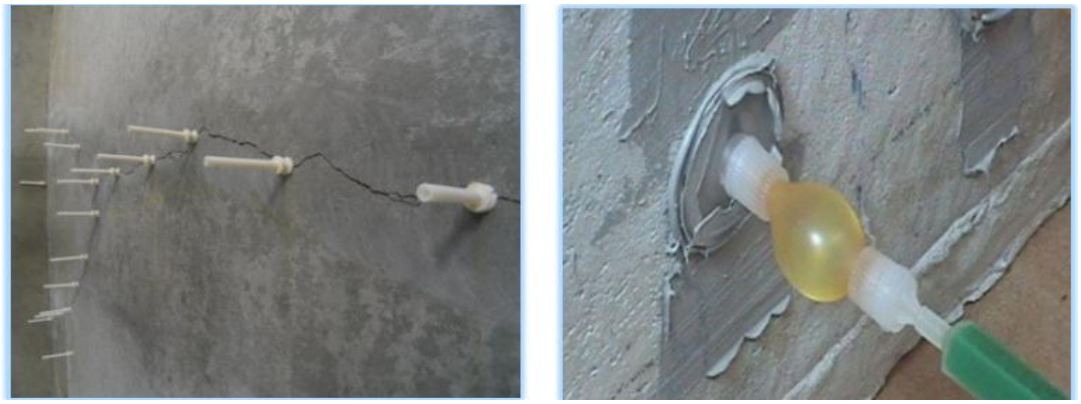


مرحله ششم: تمیزکاری سطح تزریق و عمل‌آوری آن

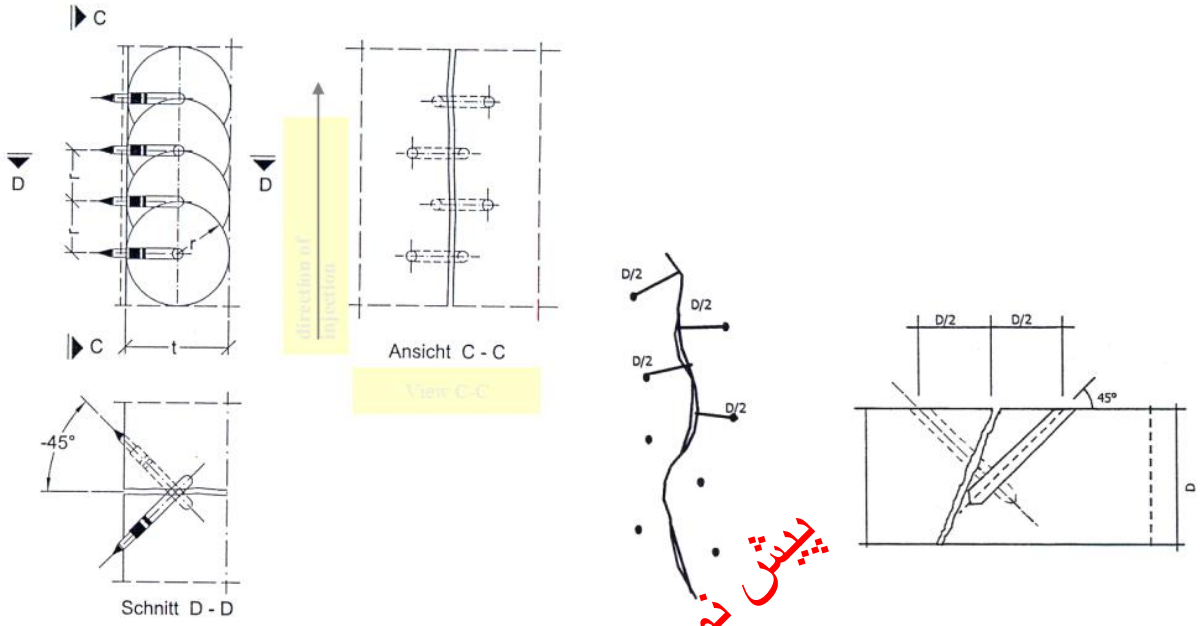
FRP LAYER PROPERTIES			
FRP TYPE	NUMBER OF LAYER	EACH LAYER THK.(mm)	E_{frp} (GPa)
CFRP-1	2	0.11	220
CFRP-2	2	0.17	220

پیش نویس - غیر قابل استناد





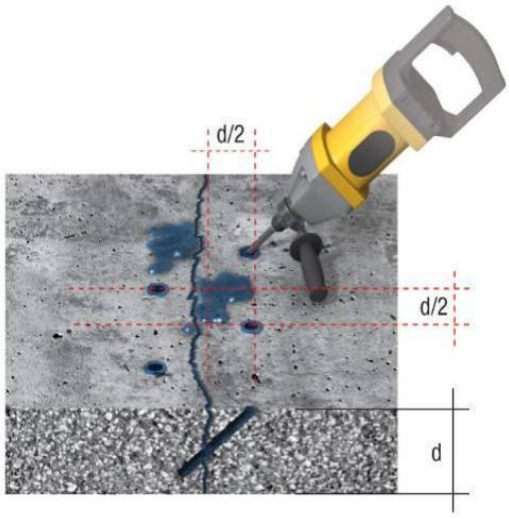
شکل ۲-۷-۳- ادامه- مراحل تزریق ترک



شکل ۲-۷-۴- جزییات سوراخکاری

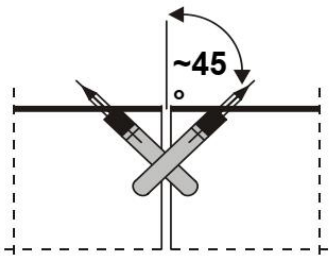
پیش نویس - غیر قابل استناد

- سوراخکاری با زاویه ۴۵° در بتن
- قطر سوراخ = قطر پکر + ۲ میلی‌متر
- d ≈ عمق سوراخ

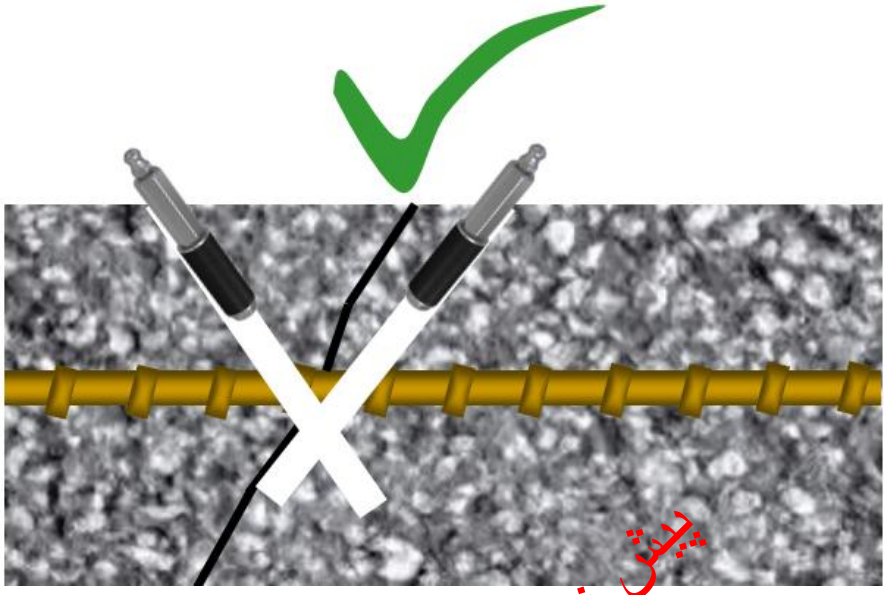


d = ضخامت جزء سازه‌ای

d/2 = فاصله‌ی مرکز به مرکز پکر و پکر تا ترک



شکل ۲-۷-۵- توضیحات سوراخکاری



شکل ۲-۷-۶- روش صحیح سوراخکاری

پیش نویس- غیر قابل استناد



شکل ۲-۷-۷- ترمیم سطحی ترک

Pmax. = [(مقاومت مشخصه بتن) +5)] × 10)/3 (فشار حداکثر تزریق برحسب بار)

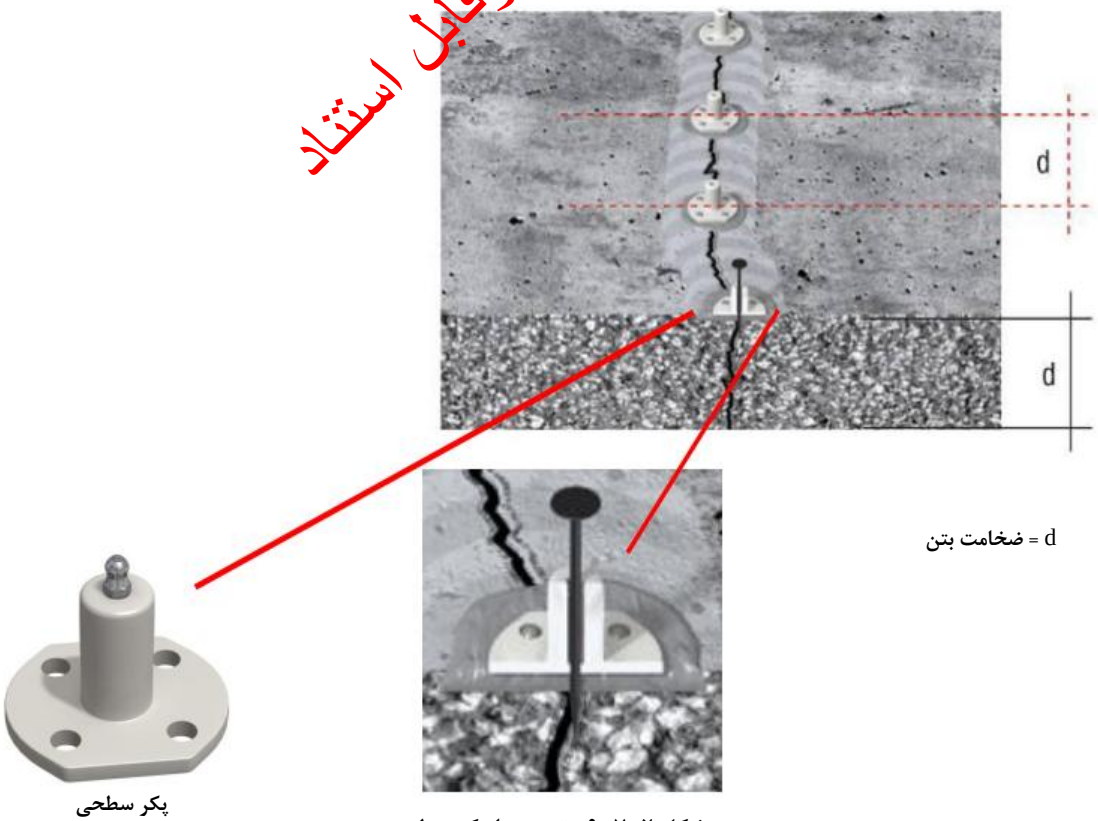
مثال: برای بتن C25 داریم:

$$P_{max.} = (25+5)/3 = 100\,bar$$

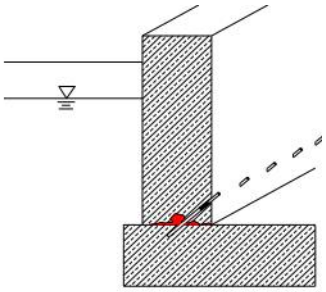


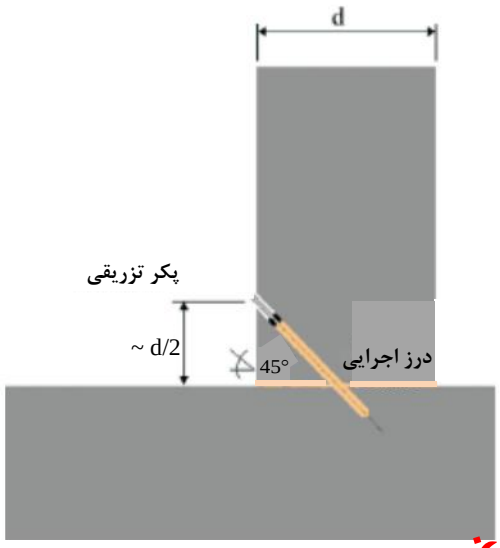
شکل ۲-۷-۸- فشار مناسب برای تزریق

پیش نویس- غیر قابل استناد



شکل ۲-۷-۹- تزریق با پکر سطحی







شکل ۲-۷-۱۰- تزریق درز اجرایی برای آب‌بندی

پیش نویس- غیر قابل استناد



خواص مواد تزریق پلی‌یورتان

- انعطاف‌پذیری زیاد (حتی در دمای زیر صفر درجه)
- چسبندگی خوب به سطوح خشک و مرطوب
- مشخصات انبساطی، الاستیسیته‌ی خوب
- مشخصات ویسکوزیته، هایدروفیلیک و هایدروفوبیک

شکل ۲-۷-۱۱- استفاده از رزین پلی‌یورتان برای تزریق

خواص مواد تزریق اپوکسی

- مشخصات مکانیکی بالا (مقاومت فشاری و کششی)
- چسبندگی خوب به سطوح خشک و مرطوب
- مقاومت شیمیایی خوب



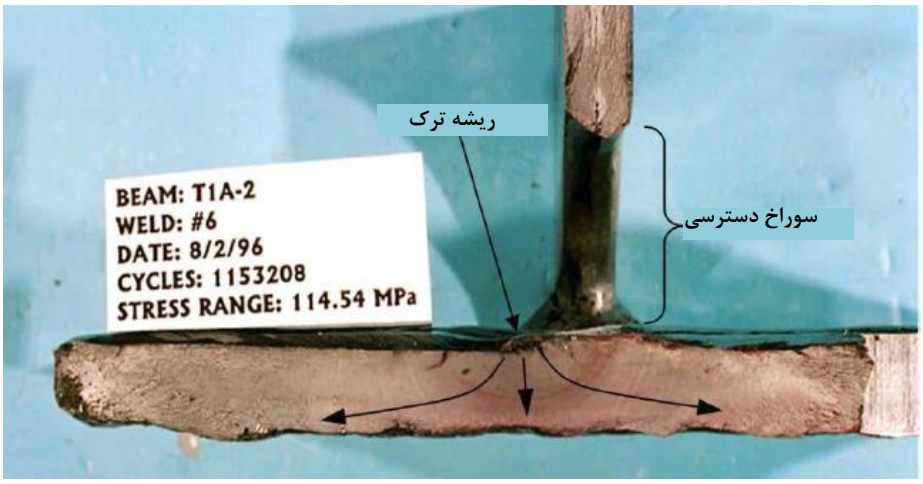
شکل ۲-۷-۱۲- استفاده از رزین اپوکسی برای تزریق

پیش نویس- غیر قابل استناد

۲-۷-۵- ترمیم ترک در سازه‌های فولادی

ترک‌خوردگی در اعضای فولادی سازه‌های فولادی نظیر پل، جرثقیل و سازه‌های تحت بارهای دینامیکی، عمدتاً به دلیل پدیده خستگی[1] است. ترک خستگی عموماً از پنجه جوش شروع شده و با ظاهری صاف و نرم به صورت دایره‌های هم‌مرکز در مقطع عضو گسترش می‌یابد.

ترک‌های خستگی می‌تواند منجر به شکست ناگهانی قطعه در اثر اعمال بار کششی، بار کششی سریع، یا تغییرشکل زیاد شود. هرچند وجود ترک خستگی لزوماً به معنی ناایمن بودن سازه نیست اما می‌توان از رشد ترک با تغییر الگوی توزیع تنش جلوگیری و ترک را اصلاح نمود.



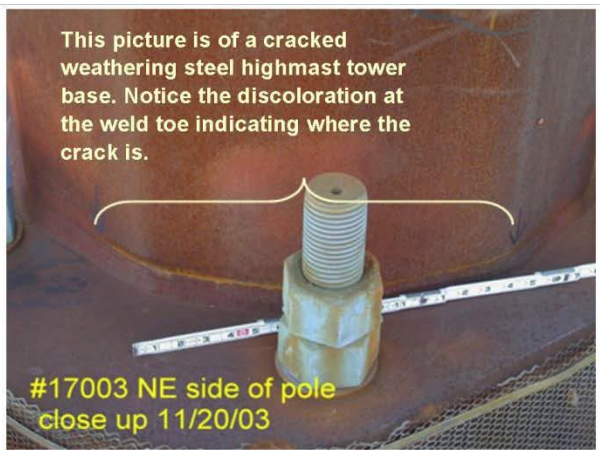
شکل ۲-۷-۱۳- نمونه‌ای از سطح مقطع ترک خستگی در تیر ورق I شکل

1- Fatigue

بازرسی

انجام بازرسی‌های دوره‌ای، روشی جهت شناسایی عیوب حین بهره‌برداری ازجمله ترک‌های ناشی از خستگی می‌باشد، که از طریق آن می‌توان از رشد ترک به حد بحرانی جلوگیری نمود. به عنوان نمونه دستورالعمل FHWA انجام بازرسی‌های دوره‌ای حداکثر ۲۴ ماهه را برای پل‌های جاده‌ای الزامی می‌داند. این بازرسی‌ها عموماً به شکل بازرسی‌های چشمی انجام می‌شود که با آزمایش‌های غیرمخرب PT، MT و سایر روش‌های آزمون‌های غیرمخرب (NDT) تکمیل می‌گردد.







شکل ۲-۷-۱۴- تصاویری از نحوه‌ی بازرسی و آشکارسازی ترک‌ها به روش‌های چشمی و غیرمخرب

روش‌های تعمیر و مقاوم‌سازی

بطور کلی روش‌های تعمیر و مقاوم‌سازی ترک‌های خستگی به سه دسته اصلی زیر تقسیم‌بندی می‌شود که دو روش اول تعمیر با توجه به ابعاد و ضخامت ترک بوده و روش سوم از نوع پیشگیرانه و در محدوده طراحی است:

الف) عملیات سطحی[1]

ب) تعمیر ترک‌ها در کل ضخامت

پ) اصلاح نحوه‌ی اتصال جهت کاهش عامل ترک

عملیات سطحی

عملیات سطحی شامل سنگ‌زنی سطحی، ذوب سطحی پنجه جوش به روش قوس تنگستن[2] و عملیات ضربه‌ای است. این عملیات‌ها فقط جهت بهبود عملکرد جوش و افزایش مقاومت نواحی ترک نخورده مناسب است و از ساده‌ترین و کم‌هزینه‌ترین آنها می‌توان به عملیات تقه‌کاری[3] اشاره کرد. چکش‌کاری جوش جهت تعمیر ترک‌های سطحی تا عمق ۳ میلیمتر نیز قابل استفاده می‌باشد.

لازم به ذکر است که عملیات سطحی فقط روی پنجه جوش تاثیر دارد و این در حالی است که ترک‌های خستگی ممکن است از ریشه جوش توسعه پیدا کند.

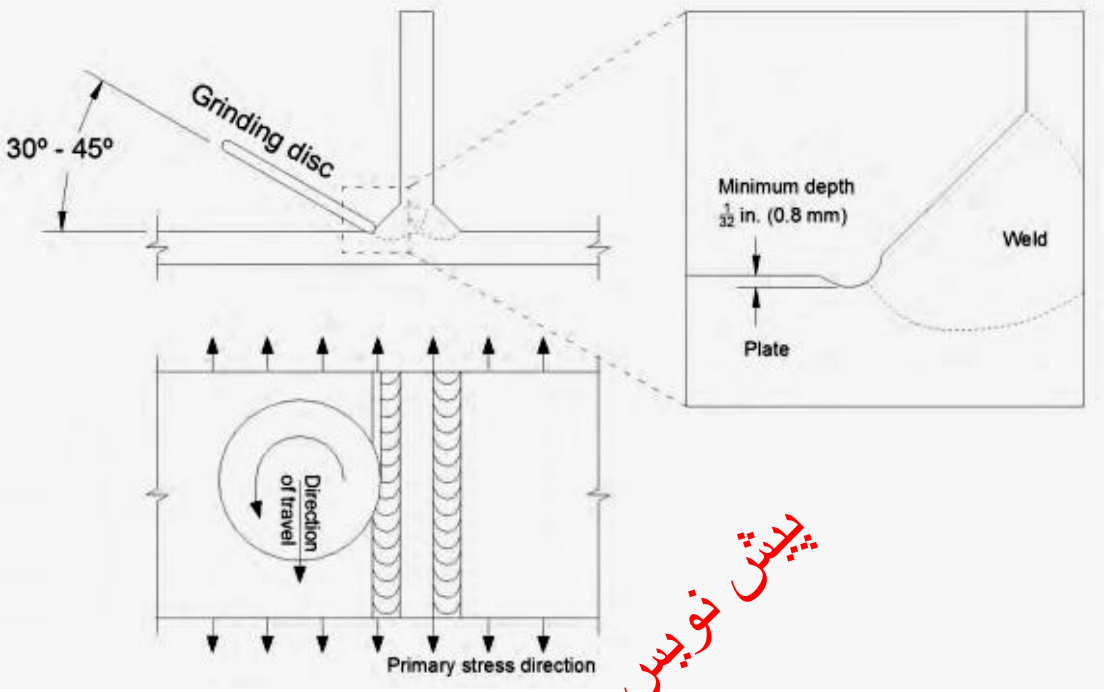
پیش نویس - غیر قابل استناد

سنگ‌زنی

سنگ‌زنی سطحی می‌تواند برای برداشتن قسمت‌هایی از قطعه که حاوی ترک‌های کوچک، به ویژه ترک‌های لبه‌ای فلنج‌ها، قابل استفاده است. شیب ناحیه شیار زده باید نسبت 1:2.5 داشته باشد. لازم به ذکر است که این روش باید با دقت بالا و کنترل شده انجام شود تا کاهش ضخامت، بیش از حدپذیرش بازرسی چشمی نشود.

دو روش عمده سنگ‌زنی عبارتند از سنگ‌زنی دیسکی[4] و سنگ‌زنی مته‌ای[5]. عمق قسمت شیار زده شده باید حداقل 0.8 میلیمتر و حداکثر 2 میلیمتر یا 5% ضخامت بوده و این شیار باید با یک پاس سنگ‌زنی تامین شود. صفحه سنگ‌ها در ابعاد ۴ تا ۹ اینچ و از جنس اکسید آلومینیوم با زبری 24 grit باشد.

1- Surface Treatment
2- GTA
3- Peening
4- Disk
5- Burr



شکل ۲-۷-۱۵- نحوه‌ی استفاده از دستگاه سنگ‌زنی دیسکی

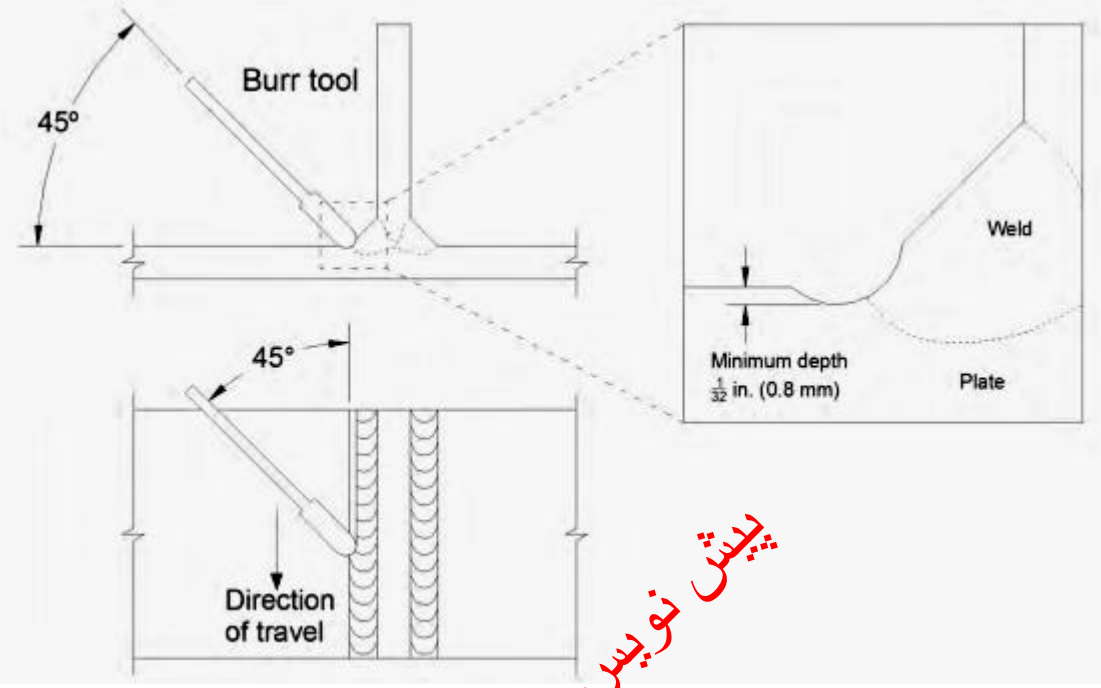
پیش نویس غیر قابل استناد



شکل ۲-۷-۱۶- دستگاه سنگ‌زنی دیسکی

سنگ‌زنی مته‌ای یا انگشتی[1] از مزایایی نسبت به روش دیسکی برخوردار است که ازجمله آن می‌توان به سهولت اجرا و قابلیت کنترل بالا، به ویژه در گوشه‌ها، اشاره کرد. از طرف دیگر سرعت برش در این روش حدود 1m/h بوده که کمتر از سرعت روش دیسکی (2m/h) است.

1- Burr Grinding



شکل ۲-۷-۱۷- نحوه‌ی استفاده از دستگاه سنگ‌زنی انگشتی

پیش نویس - غیر قابل استناد



شکل ۲-۷-۱۸- دستگاه سنگ‌زنی انگشتی

عملیات ضربه‌ای[1]

مبنای این روش ایجاد تنش پسماند فشاری در نزدیکی پنجه جوش با اعمال ضربات سطحی است. روش‌های متعددی برای ضربه‌زنی سطحی وجود دارد اما دو روش عمده زیر در رابطه با سازه‌های فولادی غالباً مورد استفاده قرار می‌گیرد:

۱) چکش بادی

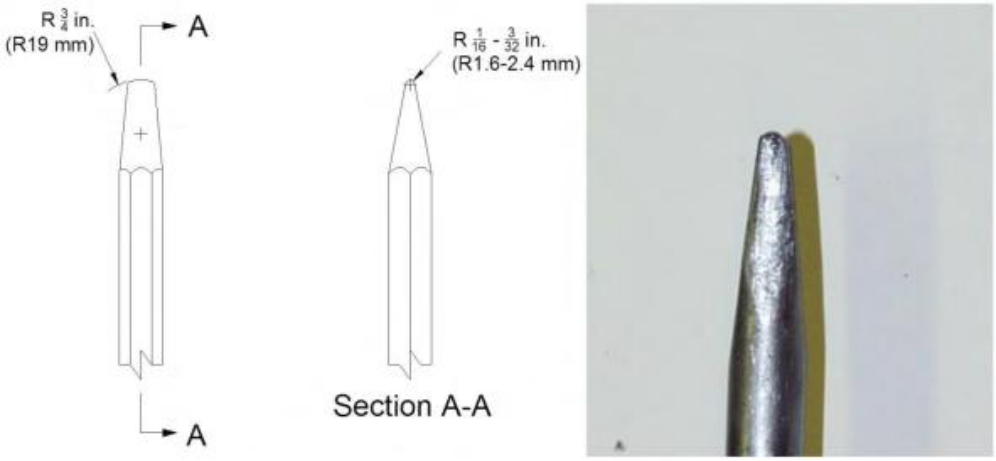
۲) چکش التراسونیک

روش التراسونیک روشی بی‌صدا بوده و تجهیزات آن قابلیت استفاده آسان‌تری دارد.



پیش نویس- غیر قابل استناد

(الف)



(ب)

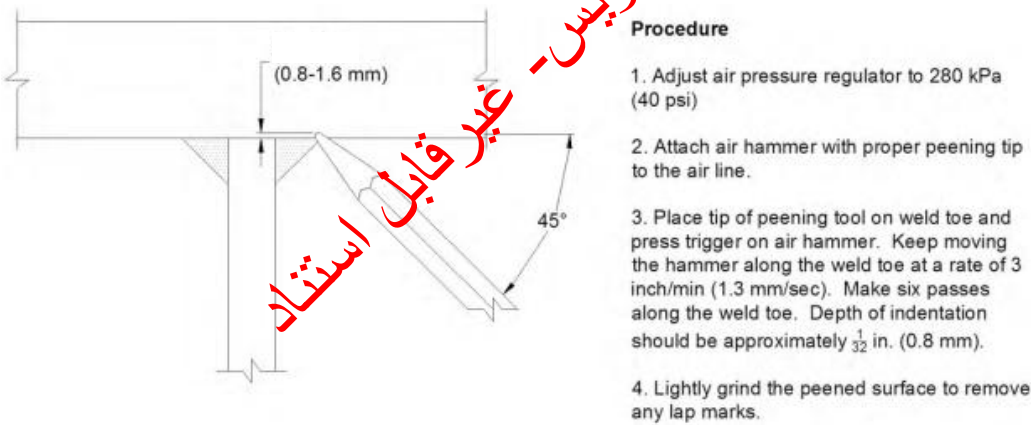
شکل ۲-۷-۱۹- انواع چکش بادی

1- Impact Treatment



شکل ۲-۷-۲۰- پنجه جوش چکش‌کاری شده

پیش نویس - غیر قابل استناد



شکل ۲-۷-۲۱- مراحل اجرای تقه‌کاری با چکش باد ی که نشان‌دهنده‌ی میزان نفوذ می‌باشد.

روش ذوب مجدد با قوس الکترود تنگستن

روش ذوب مجدد با قوس الکترود تنگستن[1] به روش جوشکاری خودزا[2] در طول پنجه جوش و فلز پایه است. در این روش الکترود تنگستن[3] با سرعت ثابت در طول پنجه جوش حرکت داده می‌شود و باعث ذوب فلز جوش و یا بدون افزودن فیلر متال جدید می‌گردد.

روش GTA روشی مناسب جهت خروج سرباره‌ی محبوس شده و همچنین کاهش تمرکز تنش در پنجه جوش است. این روش برای تعمیر ترک‌های تا عمق 5 میلیمتر استفاده می‌شود. تاثیر این روش بستگی به مهارت اپراتور جهت ایجاد نفوذ کافی دارد.

1- GTA
2- Autogenously
3- TIG

سوراخ‌کاری[1]

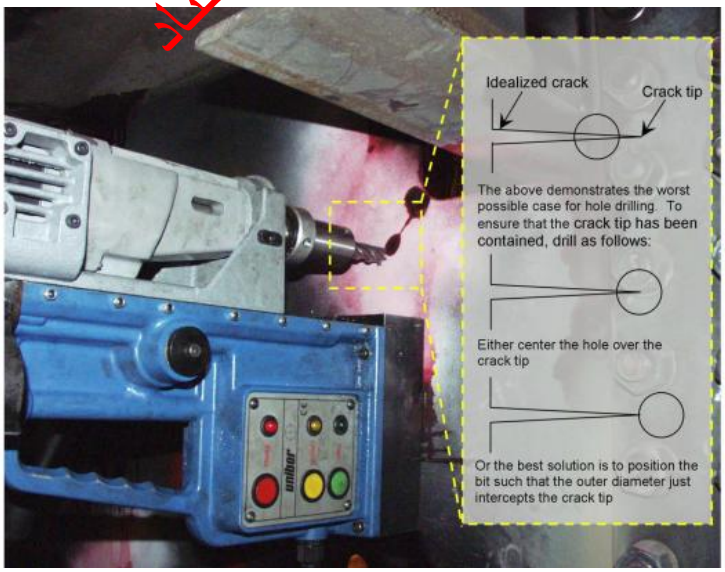
سوراخ‌کاری شاید پرکاربردترین روش جهت اصلاح ترک‌های خستگی باشد. در این روش یک سوراخ در هر دو نوک ترک[2] ایجاد شده و نوک تیز برداشته می‌شود. هرچه قطر سوراخ ایجاد شده بیشتر باشد مفیدتر خواهد بود به شرطی که تاثیر منفی در عملکرد سازه‌ای قطعه نداشته باشد.

براساس تجربه سوراخ‌های با قطر ۱ تا ۲ اینچ مناسب بوده ولی قطر یک اینچ نیز می‌تواند کافی باشد. سوراخ‌های ایجاد شده باید توسط پیچ یا لاستیک پرشود. در پل‌های جعبه‌ای این موضوع جهت جلوگیری از ورود جانوران و پرندگان به داخل قطعات مهم می‌باشد. اگر قطر سوراخ ۳۵ تا ۴۰ میلی‌متر باشد پیشنهاد می‌شود که از یک پیچ پرمقاومت (8.8 یا 10.9) جهت پرکردن سوراخ استفاده شود. استفاده از برش شعله جهت ایجاد سوراخ در انتهای ترک‌ها اکیداً ممنوع می‌باشد.



پیش نویس- غیر قابل استناد

شکل ۲-۷-۲۲- تصاویر مته‌های مختلف مورد استفاده جهت سوراخ‌کاری



شکل ۲-۷-۲۳- تشخیص نوک ترک با استفاده از PT و سوراخ‌کاری مناسب

1- Hile Drilling
2 - Tip of Crack

فرآیند کار در این روش به شرح زیر است:

۱- مشخص کردن نوک ترک با استفاده از روش مناسب مانند PT یا MT و سپس نوک ترک با استفاده از یک پانچ مشخص می‌شود.

۲- برای ترک‌های تمام ضخامت، بهتر است ابتدا یک پیش‌مته به قطر ۳ میلیمتر جهت چک کردن صحت نوک ترک از طرف مقابل انجام شود.

۳- انتخاب قطر صحیح مته که حداقل باید ۲۵ میلی‌متر باشد.

۴- پس از سوراخ‌کاری اطراف لبه سوراخ باید صاف شود.

۵- پرکردن سوراخ با استفاده از پیچ‌های پرمقاومت پیش‌تنیده و سپس رنگ‌کاری نهایی.

شیارزنی و جوشکاری[1]

روش شیارزنی و جوشکاری برای ترک‌های طویل و تمام ضخامت استفاده می‌شود. پس از تشخیص ترک با استفاده از شیارزنی به شکل V فلز ناحیه‌ی ترک تا عمق تمام ضخامت ورق برداشته می‌شود. سپس این شیار V شکل با استفاده از جوش پر می‌شود این فرایند برای جهت مقابل نیز تکرار می‌شود. روش مناسب شیارزنی روش گوج قوسی می‌باشد اما روش سنگ‌زنی نیز مناسب است.

عیب روش سنگ‌زنی اینست که ممکن است محل ترک محو شود که احتمال باقیماندن بخشی از ترک در قطعه وجود خواهد داشت.

جوشکاری در این روش باید با دقت بالاتری نسبت به جوش‌های کارگاهی انجام شود. این فرایند باید توسط جوشکاران ماهر و آموزش دیده انجام پذیرد.

روش شیارزنی و جوشکاری در تعمیر جوش‌های دارای ترک، نسبت به فلز پایه موثرتر می‌باشد. در بعضی موارد که تعمیر در قسمت‌های فاقد جوش می‌باشد ممکن است پتانسیل وقوع ترک مجدد در ناحیه اصلاح شده وجود داشته باشد که باید در این موارد از تکنیک‌های دیگر نیز جهت تکمیل کار استفاده نمود.

روش جوشکاری با توجه به امکانات موجود می‌تواند به روش الکترود دستی SMAW، تحت حفاظت گاز GMAW و یا FCAW قابل استفاده می‌باشد. مواد مصرفی جوش باید حداقل از نوع کم‌هیدروژن بوده و مقاومت به ضربه‌ای معادل ۳۴ ژول در دمای ۳۰° سلسیوس داشته باشد.

برای فولادهای با مقاومت بالای ۴۹۰ مگاپاسکال استفاده از روش شیارزنی جوش در صورتی‌که سایر روش‌ها نظیر ورق مضاعف قابل استفاده نباشد توصیه می‌شود. در این موارد باید از الکترودهای با مقاومت پایین‌تر جهت کاهش تنش‌های باقیمانده استفاده شود. حداقل پیش‌گرمایش مطابق استاندارد مربوطه و الکترود کم‌هیدروژن باید در این نوع مصالح استفاده گردد.

پیش نویس - غیر قابل استناد

1- Vee-and-Weld

همچنین در نواحی که گیرداری بالایی دارند، باید از الکترودهای با گرید مقاومتی پائین‌تر از فلز پایه استفاده شود.

فرآیند کار در این روش به شرح زیر است:

۱- تشخیص نوک ترک با استفاده از روش PT و یا MT.

۲- سنگ‌زنی یا گوج قوسی طول ترک تا عمق $\frac{۳}{۴}$ ضخامت ناحیه‌ی ترک خورده و تا ۵۰ میلی‌متر از هر طرف ترک. اطمینان از شکل مناسب V یا U شیار ایجاد شده.

۳- بازرسی قبل از جوشکاری این نواحی باید به روش مناسب مانند PT یا MT مورد بازرسی قرار گیرد تا از برداشته شدن کامل ترک اطمینان حاصل گردد.

۴- تمیزکاری سطح و پاک کردن اکسیدهای سطحی حاصل از گوج و سپس جوشکاری داخل شیار با WPS مناسب.

۵- بازرسی نهایی سطح جوشکاری شده.

۶- تکرار مرحل فوق از سمت مقابل جوش (سنگ‌زنی، بازرسی، جوشکاری، بازرسی نهایی).

۷- در صورت نیاز رنگ‌کاری سطح تعمیر شده.

پیش نویس - غیر قابل استناد



شکل ۲-۴-۲۴- نمونه از تعمیر شیارزنی و جوشکاری سوراخ دسترسی جهت ایجاد شیار کامل در جان قطعه انجام شده است.

یکی از مشکلات این روش همباد کردن لبه‌های شیارزنی شده جهت جوشکاری می‌باشد.

استفاده از ورق مضاعف (ورق وصله)

تکنیک دیگری که برای ترک‌های تمام ضخامت استفاده می‌شود استفاده از ورق مضاعف و یا وصله است. مبنای این روش افزایش سطح مقطع و یا ایجاد پیوستگی در سطح مقطع ترک‌خورده می‌باشد. محاسبات این روش مطابق محاسبات ورق وصله می‌باشد.

ورق‌های مضاعف را می‌توان هم به روش جوشکاری و هم با پیچ به هم متصل نمود.

اما با توجه به احتمال وقوع معایب ناشی از جوشکاری توصیه می‌شود از پیچ برای اتصال استفاده شود.

فرآیند کار در این روش به شرح زیر است:

۱- هم‌باد سازی لبه‌ی ترک خورده.

۲- سوراخ‌کاری نوع ترک با متهای به قطر حداقل ۲۵ میلی‌متر.

۳- محاسبه‌ی سطح مقطع ورق‌های مضاعف.

۴- محاسبه‌ی تعداد پیچ‌های مورد نیاز جهت تحمل ظرفیت ورق‌های مضاعف و همچنین تعیین الگوی چیدمان پیچ‌ها.

۵- ساخت ورق‌های مضاعف با سوراخ‌های مورد نیاز مطابق محاسبات فوق.

۶- در صورت استفاده از جوش باید لبه‌های ورق‌های مضاعف با شعاع ۵۰ میلی‌متر گرد شود.

۷- در محل نصب یکی از ورق‌ها را روی محل عیب نصب کرده و از خود ورق به عنوان شابلن جهت سوراخ‌کاری استفاده می‌شود.

۸- قراردادن ورق سمت مقابل و بستن پیچ‌ها. کلیه‌ی الزامات بستن پیچ‌های پیش‌تنیده باید در این مرحله رعایت گردد.

۹- در صورت استفاده از جوش در جوش‌های عمود بر امتداد کشش، باید از قطع جوش و شروع مجدد آن خودداری شود.

۱۰- پنجه جوش‌های عمود بر جهت نیرو تقه‌کاری[1] شود.

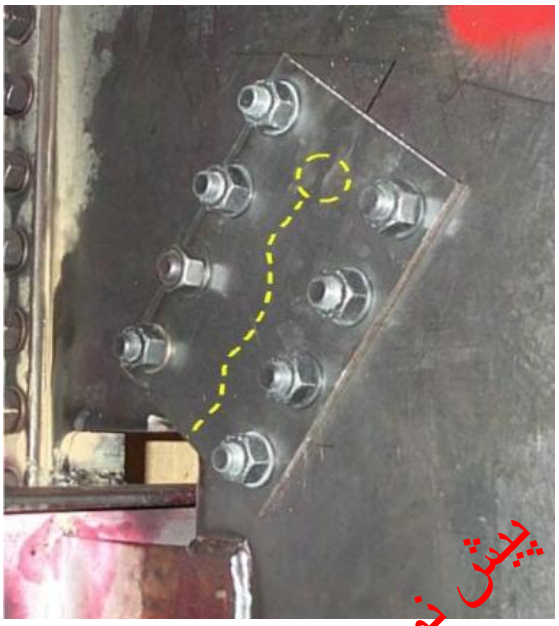
۱۱- رنگ‌کاری محل اتصال.

پیش نویس - غیر قابل استناد



شکل ۲-۷-۲۵- ترک خستگی در کل عمق جان تیر

1- Peening



شکل ۲-۷-۲۶- تعمیر به روش ورق مضاعف پیچی

پیش نویس- غیر قابل استناد

بخش سوم

بهسازی سیستم

پیش نویس- غیر قابل استناد

در بخش دوم از این مجموعه و طی مباحث مختلف فصل دوم، با روش‌ها و تکنیک‌های مختلف تقویت موضعی اعضا آشنا شدیم. هر چند که سازه‌ها مجموعه‌ای از اعضا می‌باشند ولی لزوماً رفتار آنها مجموع رفتار اعضا نیست و سیستم کلی ساختمان دارای شخصیت رفتاری متفاوت می‌باشد. در بهسازی ساختمان، هدف اول، بهسازی سیستم است که در آن مهندس مسئول به دنبال بهترین راهبرد و راهکار برای بهسازی لرزه‌ای سیستم سازه مورد مطالعه است. حال در این راهبرد یا راهکار ممکن است نیاز به تقویت اجزایی از سازه و یا اضافه کردن اجزای جدید به سازه باشد.

راهبردهای زیر به عنوان نمونه می‌تواند به صورت منفرد یا در ترکیب با یکدیگر برای تعیین و انتخاب گزینه‌های بهسازی سیستم باربر جانبی سازه مورد استفاده قرار گیرد.

الف- حذف یا کاهش نامنظمی در سازه

۱- حذف یا کاهش نامنظمی در پلان

۲- حذف یا کاهش نامنظمی در ارتفاع

۳- حذف طبقه نرم

۴- حذف یا کاهش نامنظمی پیچشی

۵- حذف مکانیسم ستون کوتاه از سازه

۶- حذف یا اصلاح کنج‌های فرورفته

ب- تامین سختی جانبی لازم برای کل سازه؛

پ- تامین مقاومت لازم برای کل سازه؛

ت- کاهش جرم ساختمان؛

ث- کامل نمودن مسیر بار؛

ج- افزایش انسجام ساختمان با کلاف‌بندی؛

چ- تغییر کاربری به منظور کاهش سطح عملکرد مورد انتظار از ساختمان؛

ح- به کارگیری سیستم‌های جاذب انرژی؛

خ- به کارگیری سیستم جداساز لرزه‌ای؛

در بیشتر اوقات برای تعیین راهبردها و راهکارهای بهسازی سیستم باربر جانبی، محدودیت‌هایی وجود دارد که تاثیر عمده‌ای بر راهبرد و راهکار انتخابی برای بهسازی می‌گذارند. مجموعه این محدودیت‌ها را می‌توان به صورت زیر طبقه‌بندی نمود:

الف- اهداف عملکردی ساختمان

ب- محدودیت هزینه‌های اجرایی

پیش نویس- غیر قابل استناد

پ- محدودیت‌های زمانی در امر بهسازی

ت- محدودیت‌های معماری (پلان و نما)

ث- ضرورت فعال بودن ساختمان حین بهسازی

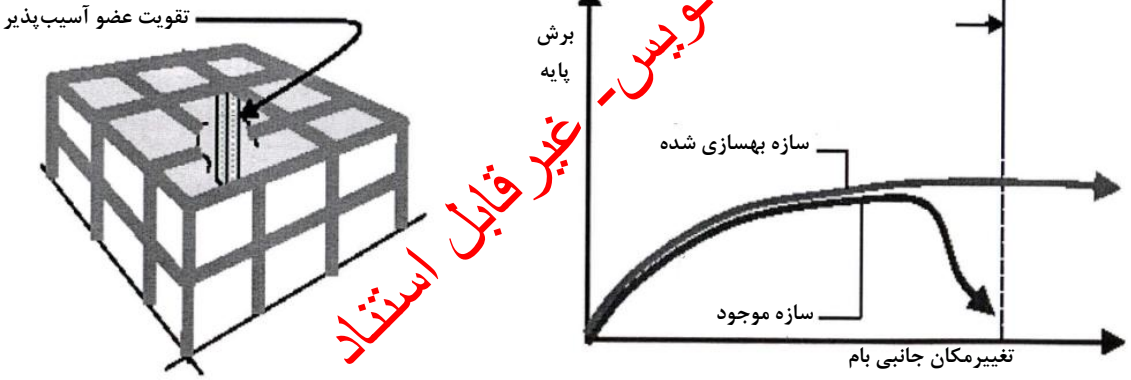
ج- پرهیز از ریسک در زمان بهسازی

چ- لزوم حفظ آثار باستانی

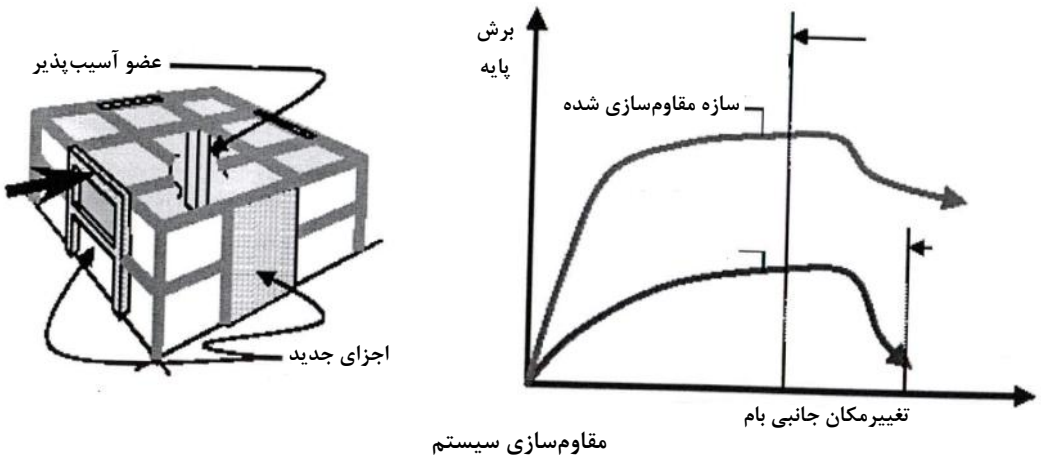
با بررسی دو منحنی بار افزون می‌توان اختلاف بین بهسازی موضعی و بهسازی سیستم را ملاحظه نمود.

در بهسازی موضعی ملاحظه می‌شود که فقط ظرفیت تغییرشکل جانبی نظیر زوال سیستم افزایش می‌یابد. در حالی‌که در بهسازی سیستم علاوه بر افزایش ظرفیت تغییرشکل جانبی، ظرفیت مقاومت جانبی نیز افزایش می‌یابد.

پیش نویس - غیر قابل استناد



مقاوم‌سازی عضو (بهسازی موضعی)



مقاوم‌سازی سیستم

فصل ۳

حذف یا کاهش نامنظمی در سازه

پیش نویس- غیر قابل استناد

۳-۱- معرفی

با توجه به عملکرد ساختمان‌ها در زلزله‌های گذشته، اهمیت پیکربندی و منظم بودن ساختمان‌ها بر کسی پوشیده نیست. به همین جهت رعایت تقارن و تناسبات هندسی در سازه و معماری، می‌تواند از بسیاری از آسیب‌های لرزه‌ای وارد بر ساختمان‌ها جلوگیری کند. مطالعه رفتار ساختمان‌ها در زلزله‌های گذشته نشان می‌دهد که عملکرد ساختمان‌ها نسبت به تغییرات کوچکی در تقارنِ شکل کلی ساختمان، بسیار حساس می‌باشد. این امر بویژه در ارتباط با دیوارهای برشی و سایر اجزای مقاوم در برابر نیروهای جانبی مطرح است.

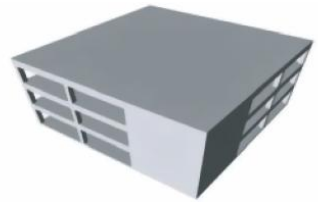
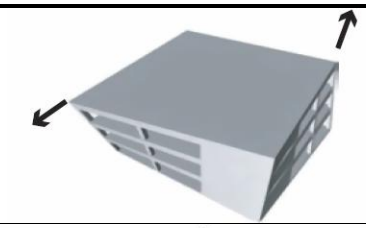
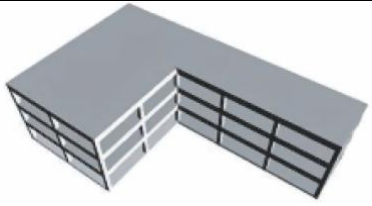
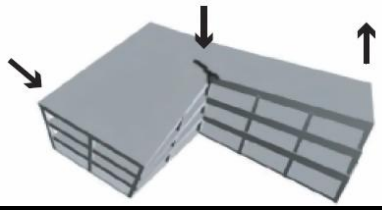
در ساختمان‌هایی که به دلیل نامنظمی در پلان و ارتفاع، فاقد عملکرد لرزه‌ای مطلوب می‌باشند، با انجام اصلاحاتی در جهت رفع و یا کاهش نامنظمی (همراه با سایر راهبردهای بهسازی) می‌توان راهکارهای مناسبی برای بهسازی آنها ارائه کرد.

نامنظمی در ساختمان، معمولاً به دلیل ناپیوستگی در اعضای باربر جانبی بوجود می‌آید. در چنین شرایطی با ایجاد تغییراتی در سیستم باربر جانبی، ممکن است بتوان نامنظمی ساختمان را کاهش داد. نامنظمی‌ها در ساختمان به دو دسته‌ی نامنظمی‌ها در پلان و نامنظمی‌ها در ارتفاع تقسیم می‌شوند.

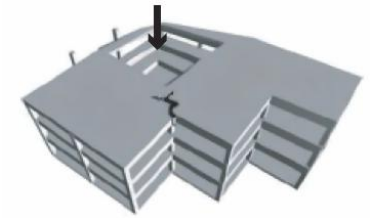
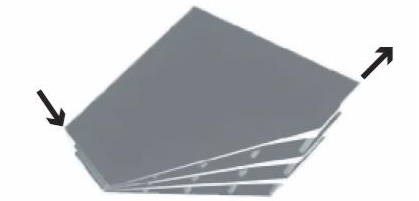
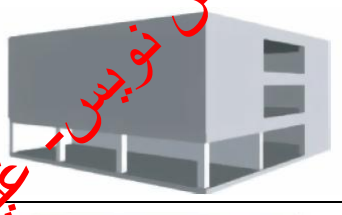
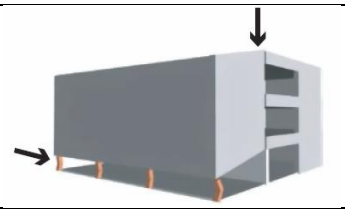
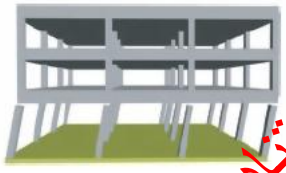
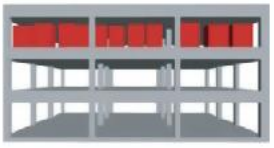
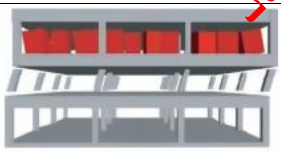
نامنظمی‌ها در پلان بطور عمده عبارتند از نامنظمی پیچشی، وجود بازشوهای بزرگ در دیافراگم‌ها، موازی و متعامد نبودن سیستم‌های باربر جانبی، وجود گوشه‌های فرورفته (پلان‌های L,U,T و یا صلیبی شکل) و جابجایی و تغییرات سازه‌ای در پلان‌ها. نامنظمی‌های موجود در ارتفاع نیز عبارتند از وجود طبقهٔ نرم، وجود طبقهٔ ضعیف، توزیع نامنظم جرم در ارتفاع، تغییر صفحه اجزای باربر جانبی و استفاده از سیستم‌های باربر جانبی متفاوت در ارتفاع. در جدول ۳-۱ انواع نامنظمی‌ها و مکانیسم‌های خرابی در آنها ارائه شده است.

پیش نویس غیر قابل استناد

جدول ۳-۱- انواع نامنظمی‌ها و مکانیسم خرابی در آنها

نوع نامنظمی	شکل و موقعیت ساختمان در پلان	مکانیسم خرابی
نامنظمی پیچشی		
وجود کنج‌های فرو رفته (L شکل)		

جدول ۳-۱- ادامه- انواع نامنظمی‌ها و مکانیسم خرابی در آنها

نوع نامنظمی	شکل و موقعیت ساختمان در پلان	مکانیسم خرابی
وجود بازشوهای بزرگ در دیافراگم‌ها		
موازی و متعامد نبودن سیستم‌های باربر جانبی		
قطع دیوارهای برشی (سیستم باربر جانبی) در ارتفاع		
وجود طبقه‌ی نرم		
توزیع نامنظم جرم در ارتفاع		
بکارگیری سیستم‌های متفاوت در ارتفاع		
نامنظمی در مسیر انتقال بار*		
وجود طبقه‌ی ضعیف		

* چون جابجایی سیستم باربر در صفحه است طبق نشریه ۳۶۰ سازه نامنظم می‌باشد.

پیش نویس- غیر قابل استناد

سیستم مقاوم در برابر بارهای جانبی که بتواند بار ناشی از زلزله را از طبقات به پی منتقل کند، باید بین پی و دیافراگم‌های طبقات وجود داشته باشد. نیروهای جانبی بوجود آمده در ساختمان از طریق سقف به دیوارها و سپس به پی منتقل می‌شود. چنانچه در مسیر انتقال بار، ناپیوستگی وجود داشته و مسیر انتقال بار کامل نباشد، علیرغم وجود اعضای جانبی مناسب در ساختمان، سازه توانایی مقاومت در برابر نیروهای لرزه‌ای را نخواهد داشت.

۳-۲- گروه‌بندی ساختمان‌ها بر حسب نظم کالبدی

ساختمان‌هایی که به لحاظ خصوصیات کالبدی شامل: شکل هندسی، توزیع جرم و توزیع سختی در پلان و در ارتفاع دارای یکی از مشخصات زیر باشند «نامنظم» و در غیر اینصورت «منظم» محسوب می‌شوند.

پیش نویس - غیر قابل استناد

۳-۲-۱- نامنظمی در پلان

الف- نامنظمی هندسی: در مواردی که پس‌رفتگی همزمان در دو جهت در یکی از گوشه‌های ساختمان بیشتر از ۲۰ درصد طول پلان در آن جهت باشد.

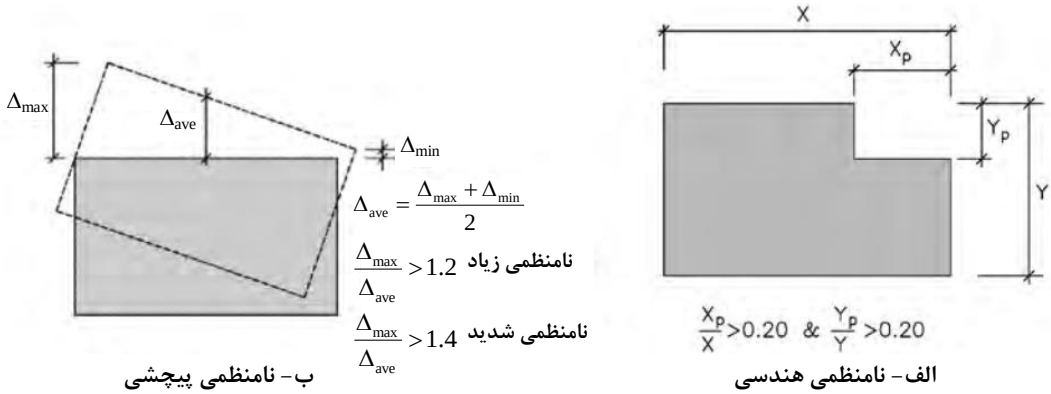
ب- نامنظمی پیچشی: در مواردی که حداکثر تغییرمکان نسبی در یک انتهای ساختمان در هر طبقه، با احتساب پیچش تصادفی و با منظور کردن $A_j = 1.0$ بیشتر از ۲۰ درصد متوسط تغییرمکان نسبی در دو انتهای ساختمان در آن طبقه باشد، نامنظمی «زیاد» و در مواردی که این اختلاف بیشتر از ۴۰ درصد باشد، نامنظمی «شدید» پیچشی توصیف می‌شود.

نامنظمی‌های پیچشی تنها در مواردی که دیافراگم‌های کف‌ها صلب و یا نیمه‌صلب هستند کاربرد پیدا می‌کند.

پ- نامنظمی در دیافراگم: در مواردی که تغییر ناگهانی در مساحت دیافراگم، به میزان مجموع سطوح بازشوی بیشتر از ۵۰ درصد سطح طبقه، و یا تغییر ناگهانی در سختی دیافراگم، به میزان بیشتر از ۵۰ درصد سختی طبقات مجاور، وجود داشته باشد.

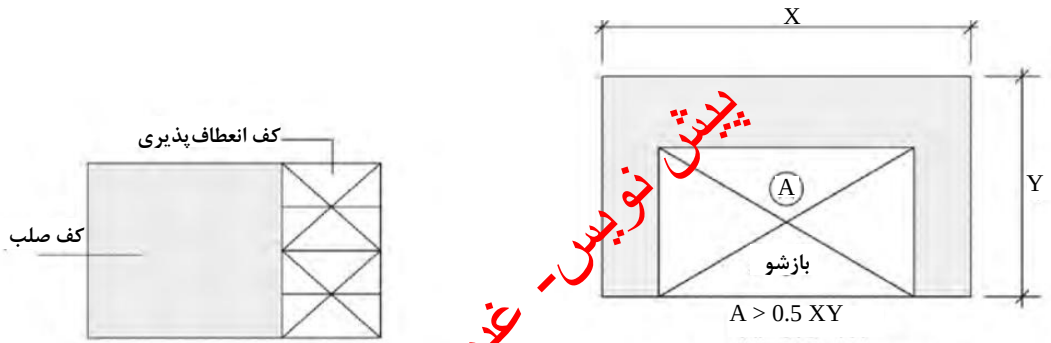
ت- نامنظمی خارج از صفحه: در مواردی که در سیستم باربر جانبی انقطاعی در مسیر انتقال نیروی جانبی، مانند تغییر صفحه، حداقل در یکی از اجزای باربر جانبی در طبقات، وجود داشته باشد.

ث- نامنظمی سیستم‌های غیرموازی: در مواردی که بعضی اجزای قائم باربر جانبی به موازات محورهای متعامد اصلی ساختمان نباشد.



الف- نامنظمی هندسی

ب- نامنظمی پیچشی



پ-۱- نامنظمی دیافراگم (در مساحت)

پ-۲- نامنظمی دیافراگم (در سختی)



ت- نامنظمی خارج از صفحه

ث- نامنظمی سیستم‌های غیرموازی

پیش نویس- غیر قابل استناد

۳-۲-۲- نامنظمی در ارتفاع

الف- نامنظمی هندسی: در مواردی که ابعاد افقی سیستم باربر جانبی در هر طبقه بیشتر از ۱۳۰ درصد آن در طبقات مجاور باشد.

ب: نامنظمی جرمی: در مواردی که جرم هر طبقه بیشتر از ۵۰ درصد با جرم‌های طبقات مجاور تفاوت داشته باشد. طبقات بام و خرپشته از این تعریف مستثنا هستند.

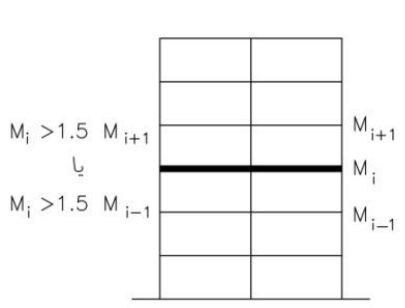
پ- نامنظمی قطع سیستم باربر جانبی: در مواردی که جزئی از سیستم باربر جانبی در ارتفاع قطع شده باشد، به طوری که آثار ناشی از واژگونی روی تیرها، دال‌ها، ستون‌ها و دیوارهای تکیه‌گاهی تغییراتی ایجاد کند.

ت- نامنظمی مقاومت جانبی: در مواردی که مقاومت جانبی طبقه از ۸۰ درصد مقاومت جانبی طبقه روی خود کمتر باشد، چنین طبقه‌ای اصطلاحاً «طبقه ضعیف» نامیده می‌شود.

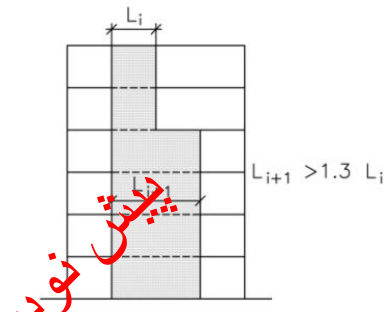
در مواردی که مقدار فوق به ۶۵ درصد کاهش یابد، طبقه اصطلاحاً «طبقه خیلی ضعیف» توصیف می‌شود.

ث- نامنظمی سختی جانبی: در مواردی که سختی جانبی هر طبقه کمتر از ۷۰ درصد سختی جانبی طبقه روی خود و یا کمتر از ۸۰ درصد متوسط سختی‌های جانبی سه طبقه روی خود باشد. چنین طبقه‌ای اصطلاحاً «طبقه نرم» نامیده می‌شود.

در مواردی که مقادیر فوق به ترتیب به ۶۰ درصد و ۷۰ درصد کاهش پیدا کنند، طبقه اصطلاحاً «طبقه خیلی نرم» توصیف می‌شود.

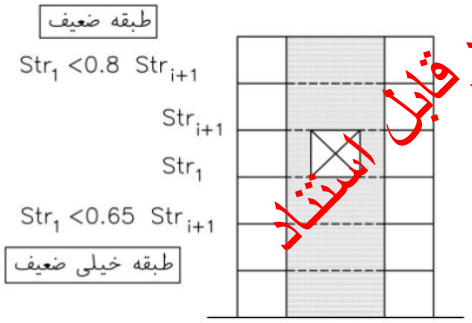


ب- نامنظمی جرمی

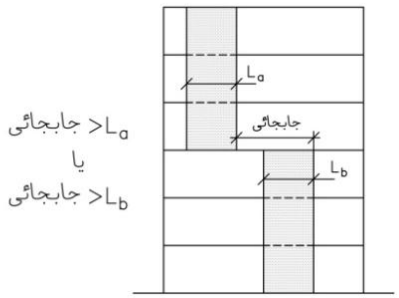


الف- نامنظمی هندسی

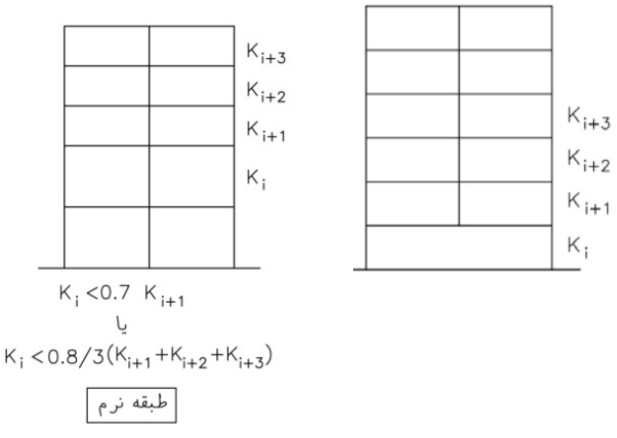
پیش نویس - غیر قابل استناد



ت- نامنظمی مقاومت جانبی



پ- نامنظمی قطع سیستم باربر جانبی



ث- نامنظمی سختی جانبی

محدودیت در احداث ساختمان‌های نامنظم

الف- احداث ساختمان‌های با نامنظمی «طبقه خیلی ضعیف» در مناطق با خطر نسبی متوسط و بالاتر مجاز نیست و در مناطق با خطر نسبی کم، ارتفاع آنها نمی‌تواند بیش از سه طبقه و یا ۱۰ متر باشد.

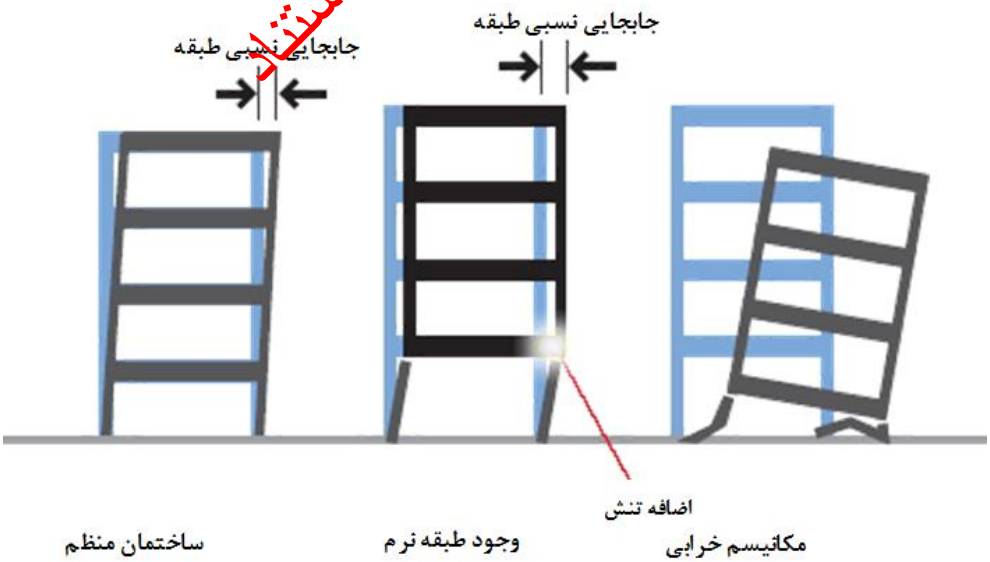
ب- احداث ساختمان‌های با نامنظمی از نوع «طبقه خیلی نرم» و «شدید پیچشی» در مناطق با خطر نسبی متوسط و بالاتر، تنها برروی زمین‌های نوع I، II و III مجاز است.

۳-۳- طبقه نرم

وجود طبقه نرم یکی از معایب بسیار متداول در ساختمان‌ها می‌باشد. مطابق آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله (استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش سوم)، طبقه‌ای که سختی جانبی آن کمتر از ۷۰ درصد سختی جانبی طبقه روی خود و یا کمتر از ۸۰ درصد متوسط سختی سه طبقه روی خود باشد، طبقه‌ی نرم نامیده می‌شود.

یکی از مشخصه‌های اصلی طبقه نرم ناپیوستگی در استحکام یا سختی است که در اتصالات ایجاد می‌شود. این ناپیوستگی بدین سبب ایجاد می‌شود که هرچه طبقه‌ی نرم ساختمان، استحکام کمتر و یا انعطاف‌پذیری بیشتری داشته باشد، تغییر شکل‌های بیشتری در آن ایجاد می‌شود که به‌نوبه‌ی خود به تمرکز نیروها در اتصالات می‌انجامد (شکل ۳-۱).

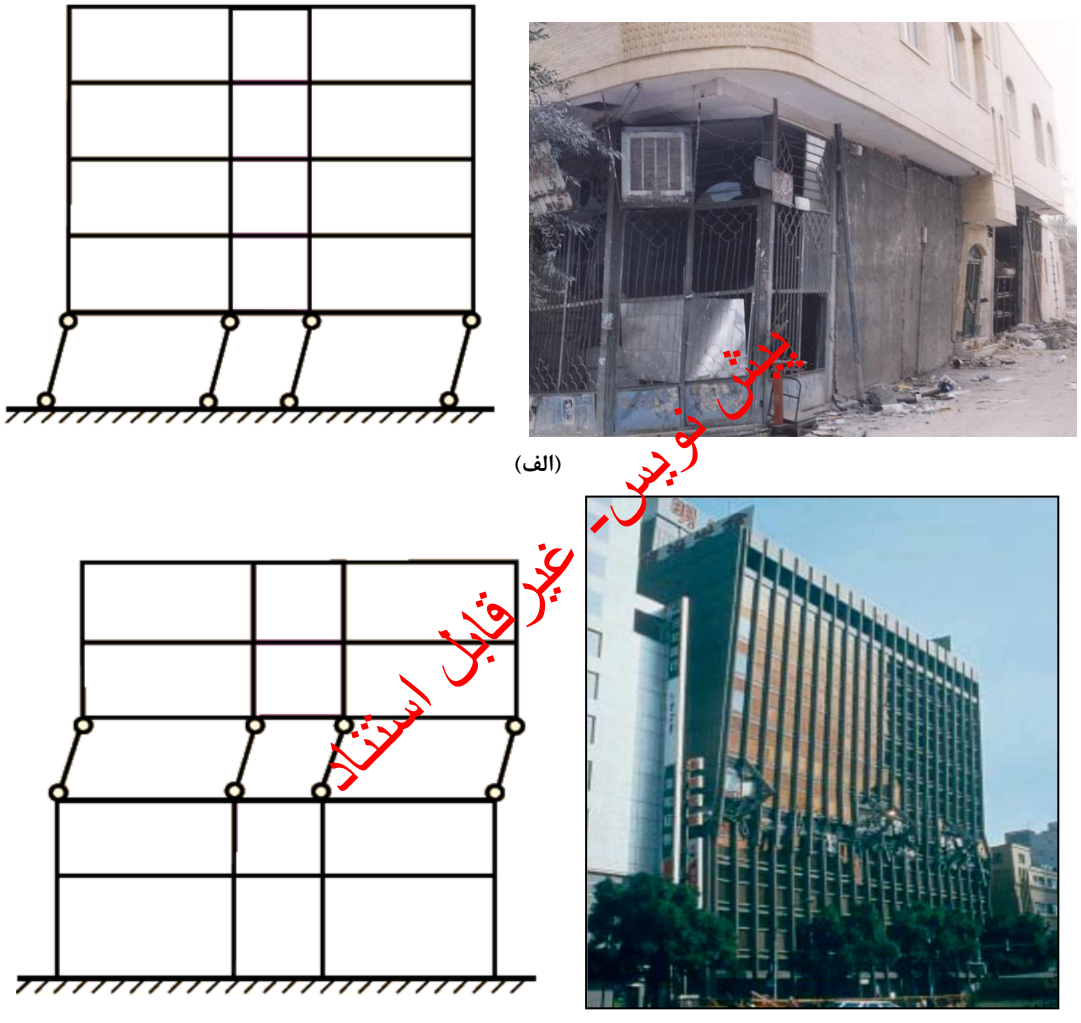
پیش نویس - غیر قابل استناد



شکل ۳-۱- مکانیسم ایجاد طبقه نرم

طبقه نرم معمولا در اولین تراز ساختمان بوجود می‌آید، ولی در موارد خاصی می‌تواند در یکی از طبقات بالایی نیز اتفاق افتد (شکل۳-۲).

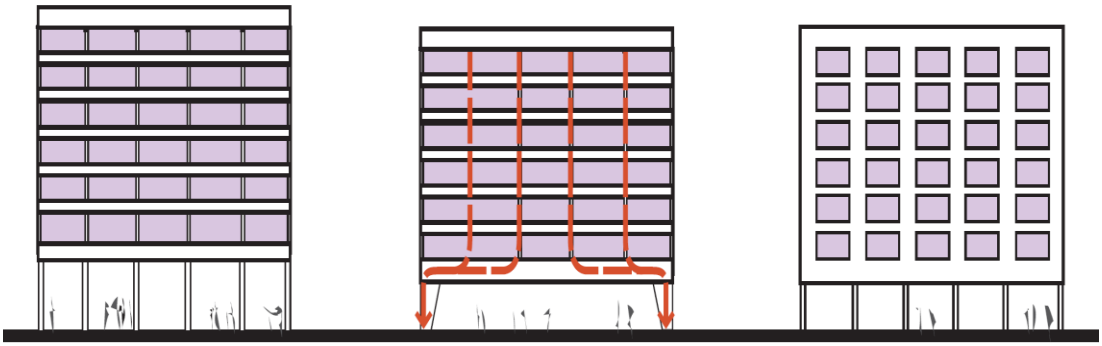
به منظور اصلاح طبقه نرم، می‌توان از راهکارهایی نظیر اضافه کردن مهاربندهای فولادی، اضافه کـردن دیوارهـای برشـی بتنی و یا فولادی، اضافه نمودن قاب‌های خمشی، ایجاد دیوارهای حائل و... استفاده نمود. در این حالت با حذف نامنظمی فوق سختی طبقه و در نتیجه‌ی آن توزیع نیروی زلزله اصلاح می‌گردد (شکل۳-۵).



پیش نویس - غیر قابل استناد

شکل ۳-۲- الف- وجود طبقه نرم در اولین تراز، ب- وجود طبقه نرم در طبقات بالایی

متداول‌ترین علت به وجود آمدن طبقه نرم اختلاف سختی جانبی طبقه فوقانی و تحتانی سازه می‌باشد به طوری کـه اگـر سختی جانبی در طبقه‌ای کمتر از ۷۰ درصد سختی جانبی طبقه روی خود و یا کمتر از ۸۰ درصد متوسـط سـختی سـه طبقه روی خود باشد طبقه نرم به وجود می‌آیـد. ولـی عـلاوه بـر انعطـاف‌پـذیری زیـاد طبقـات تحتـانی، ناپیوسـتگی در مسیرهای بارثقلی و جانبی و همچنین وجود طبقات فوقانی سنگین نیز از عوامل به وجـود آمـدن طبقـه نـرم مـی‌باشـد. بعضی از عوامل ایجاد طبقه نرم در شکل (۳-۳) نشان داده شده است.



طبقات فوقانی سنگین　　انقطاع در مسیر بارهای ثقلی و قائم　　انعطاف‌پذیری زیاد طبقه اول

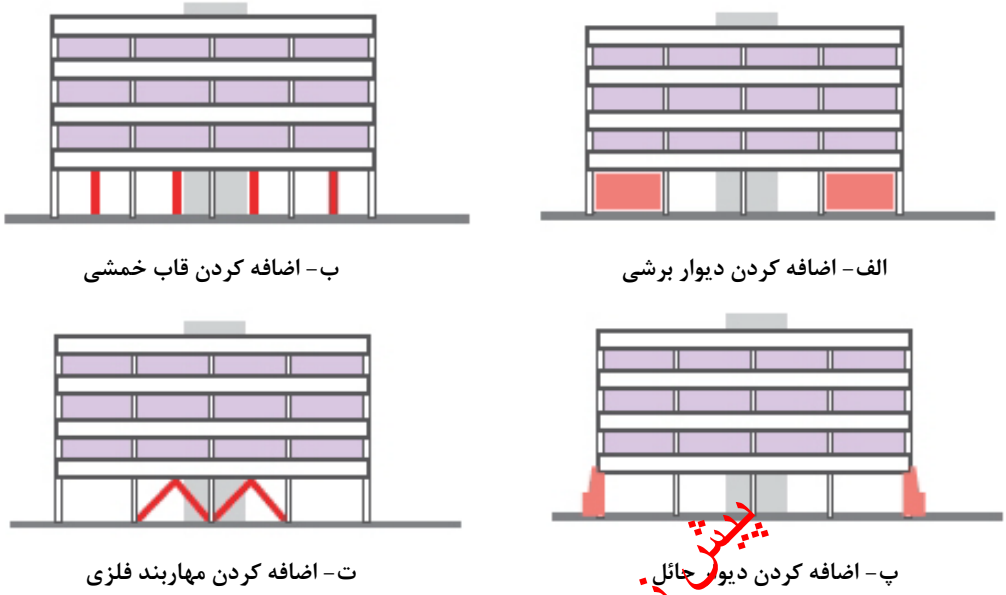
شکل ۳-۳- عوامل به وجود آمدن طبقه نرم

در شکل (۳-۴) زیر مراحل اضافه نمودن قاب خمشی برای یک ساختمان با طبقه نرم، به عنوان راهکار بکار گرفته شده در جهت حذف نامنظمی، نشان داده شده است. این مراحل شامل ایجاد فونداسیون جدید و شناژبندی، نصب ستون‌ها و تیرهای قاب خمشی جدید و اتصال آن به سیستم اولیه می‌باشد.

پیش نویس - غیر قابل استناد



شکل ۳-۴- مراحل اضافه نمودن قاب خمشی برای اصلاح طبقه نرم



الف- اضافه کردن دیوار برشی

ب- اضافه کردن قاب خمشی

پ- اضافه کردن دیوار حائل

ت- اضافه کردن مهاربند فلزی

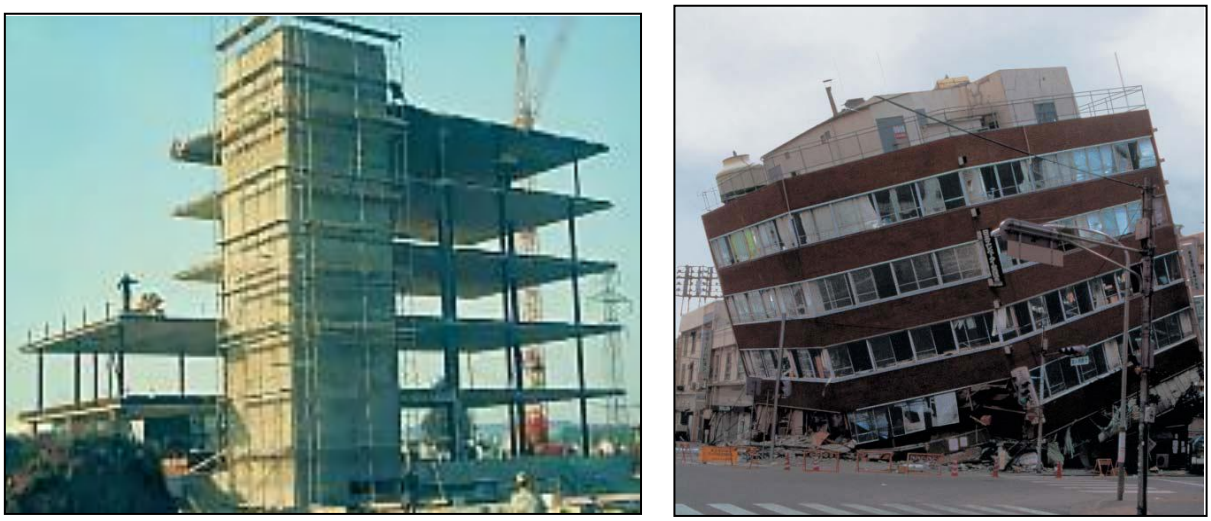
شکل ۳-۵- راهکارهای بکار گرفته شده برای حذف نامنظمی و اصلاح طبقه نرم

پیش نویس - غیر قابل استناد

۳-۴- نامنظمی پیچشی

یکی از دلایل عمده خرابی‌های شدید تحت زلزله ، ایجاد پیچش در ساختمان می‌باشد. در صورتی که فاصلهٔ بین مرکز جرم و مرکز سختی در هر کدام از امتدادهای اصلی ساختمان زیاد باشد، ساختمان دچار پیچش گردیده و نیروی پیچشی ایجاد شده می‌تواند باعث خرابی در سازه شود (شکل ۳-۶).

مطابق آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله (استاندارد ۲۸۰۰)، فاصله‌ی بین مرکز جرم و مرکز سختی در هر کدام از دو امتداد متعامد ساختمان، نباید از ۲۰ درصد بُعد ساختمان در آن امتداد بیشتر باشد.

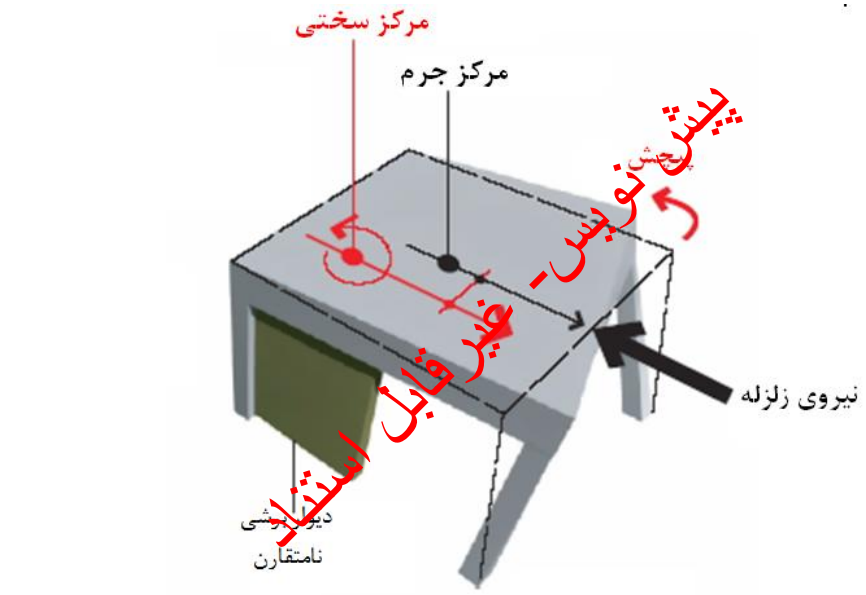


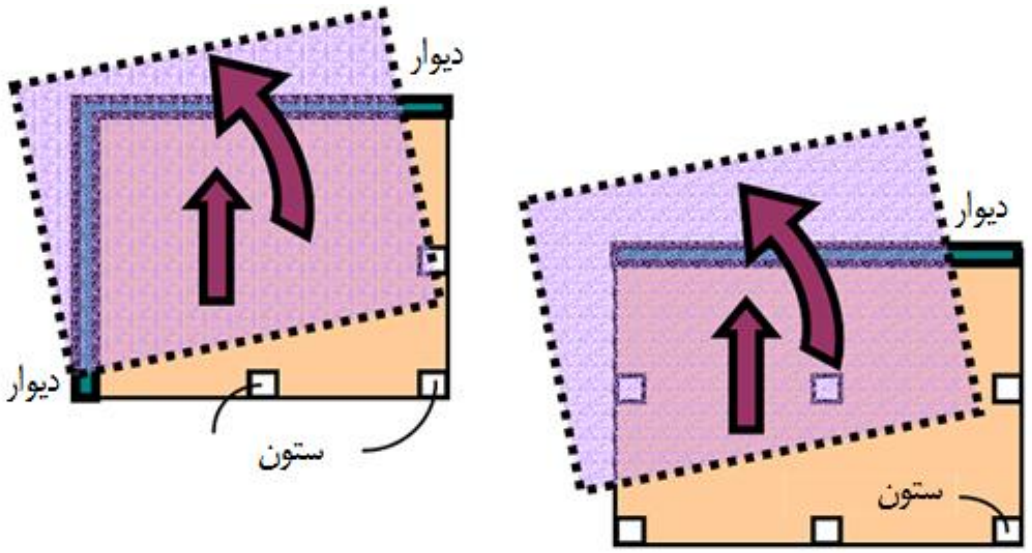
شکل ۳-۶- فاصله زیاد بین مرکز جرم و مرکز سختی و خرابی ناشی از ایجاد پیچش

برخی از دلایل وجود فاصله بین مرکز جرم و مرکز سختی عبارتند از:

- قرارگیری نامتقارن اعضای قائم
- قرارگیری جرم‌های بزرگ بصورت نامتقارن
- اثر نامتقارن میان قابها و افزایش سختی ناشی از آنها

در شکل (۳-۷) نحوه‌ی ایجاد نیروهای پیچشی در یک سازه، به دلیل وجود دیواربرشیِ نامتقارن و در نتیجه ایجاد فاصله بین مرکز جرم و مرکز سختی، نشان داده شده است. برای اصلاح نامنظمی پیچشی نیز می توان از راهکارهای اضافه کردن دیوار برشی و مهاربند بصورت متقارن در پلان استفاده کرد.

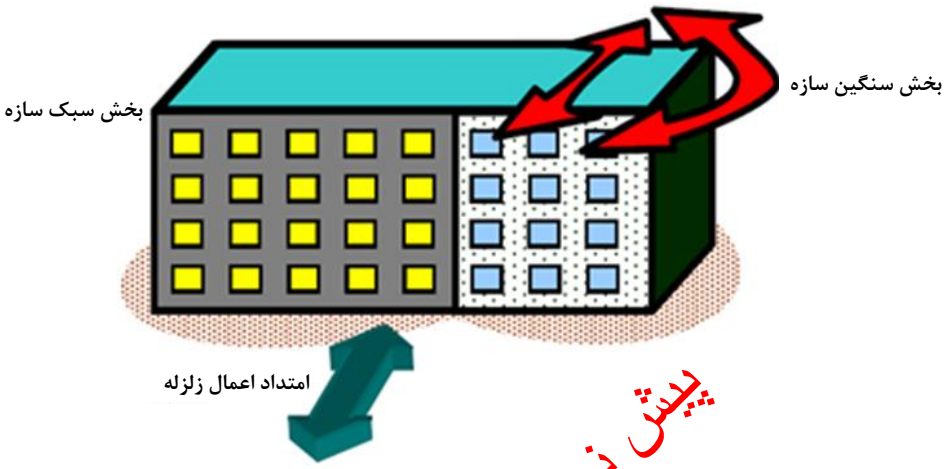




پیش نویس - غیر قابل استناد

شکل ۳-۷- نحوه ایجاد پیچش به دلیل وجود دیوار برشی نامتقارن

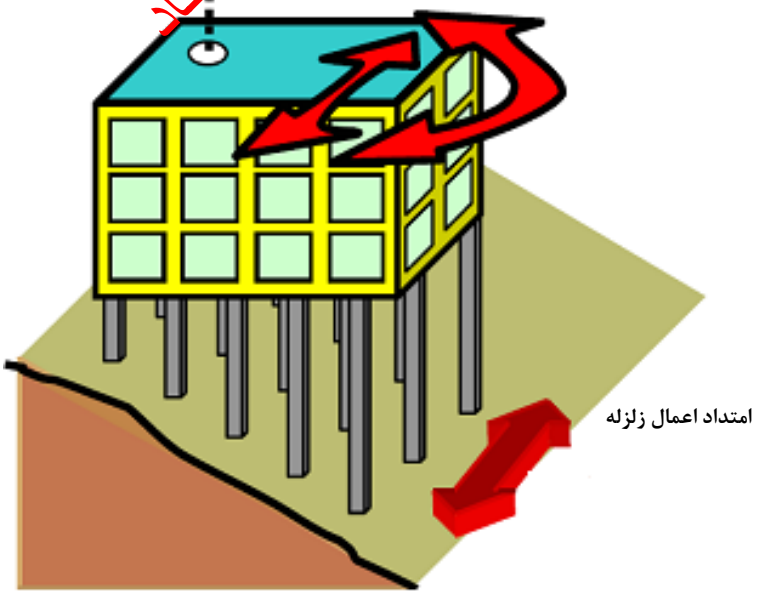
در شکل (۳-۸) سازه‌ای که در آن عناصر قائم به شکل نامنظمی در پلان قرار گرفته و منجر به افزایش وزن قسمتی از سازه شده نشان داده شده است. این شرایط موجب به وجود آمدن پیچش در سازه در اثر زلزله می‌گردد.



شکل ۳-۸- نحوه ایجاد پیچش به علت توزیع نامتقارن جرم ساختمان

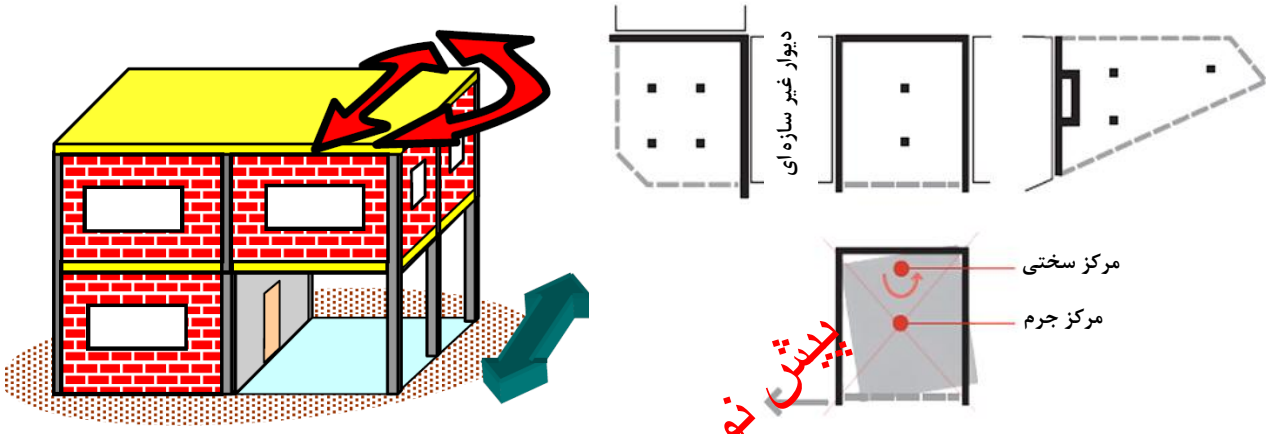
پیش نویس - غیر قابل استناد

سازه‌هایی که دارای المان‌های قائم سازه‌ای با اندازه‌های مختلف هستند شکل (۳-۹) مانند سازه‌هایی که بر روی زمین‌های شیبدار احداث می‌گردند نیز دچار پیچش می‌شوند این امر را می‌توان به کودکی که بر روی تابی با طناب‌های نامساوی نشسته تشبیه نمود. علت این امر، تغییر سختی در قاب‌های مختلف می‌باشد.



شکل ۳-۹- نحوه ایجاد پیچش به علت وجود المان‌های قائم سازه‌ای با اندازه‌های مختلف

شکل متداول‌تری از نامنظمی پیچشی مربوط به تغییرات مقاومت و سختی در محیط ساختمان‌ها می‌باشد کـه نتیجـه آن مستعد بودن سازه برای پیچش است. این تغییرات می‌تواند ناشی از بازشوهای اجتناب‌ناپذیر و یا فرم مثلثـی و گـوه‌ای در ساختمان باشد (شکل ۳-۱۰).



شکل ۳-۱۰- نامنظمی به دلیل تغییرات مقاومت و سختی در طول محیط ساختمان

پیش نویس - غیر قابل استناد

در شکل (۳-۱۱) برخی از راهکارهای متداول برای حالتی که در یک وجه ساختمان عضو باربر جانبی بـا سـختی زیـاد و در دو وجه دیگر دیوارهای غیر سازه‌ای و انعطاف‌پذیر وجود دارد، نشان داده شده است.



الف- اضافه کردن دیوارهای سازه‌ای

ب- اصلاح دیوارهای غیر سازه‌ای

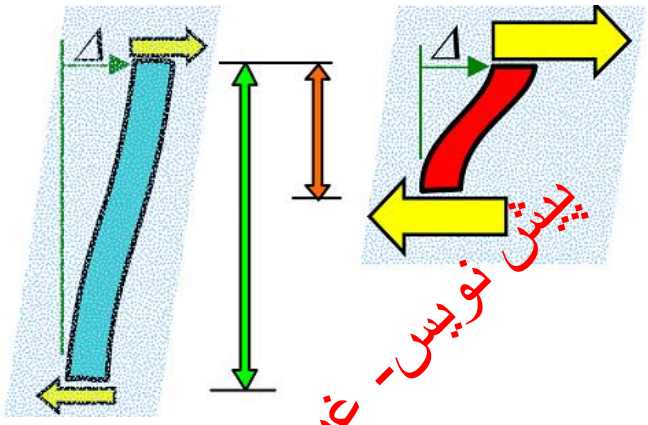
ج- اصلاح سختی دیافراگم

د- اضافه کردن قاب خمشی

شکل ۳-۱۱- راهکارهای ارائه شده برای اصلاح نامنظمی پیچشی

۳-۵- ستون کوتاه

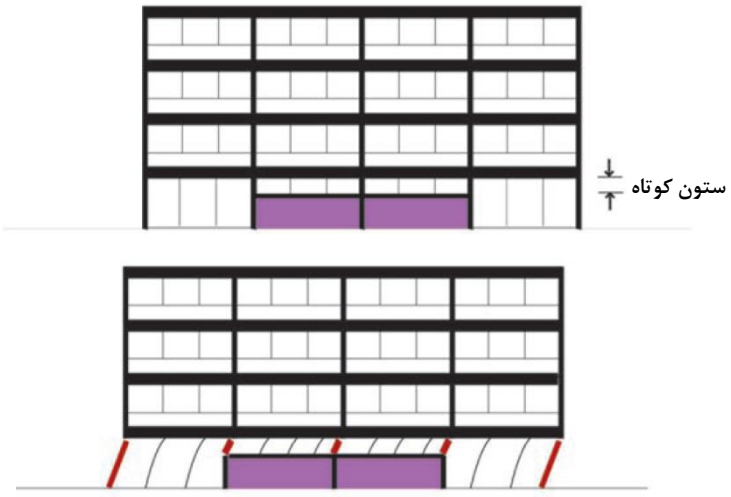
شکست تُرد و برشی ستون‌ها به دلیل ماهیت ناگهانی آن بدترین نوع شکست می‌باشد. به همین دلیل همواره سعی بر آن است که مکانیسم کنترل کننده خرابی ستون بصورت خمشی باشد و ستون نباید به عنوان عضو ضعیفی در قاب سازه‌ای عمل نماید. شکست برشی ستون را اصطلاحاً ستون کوتاه می‌گویند و باید همواره سازه به گونه‌ای طراحی و یا مقاوم‌سازی گردد که از وقوع چنین امری دوری شود (شکل ۳-۱۲).



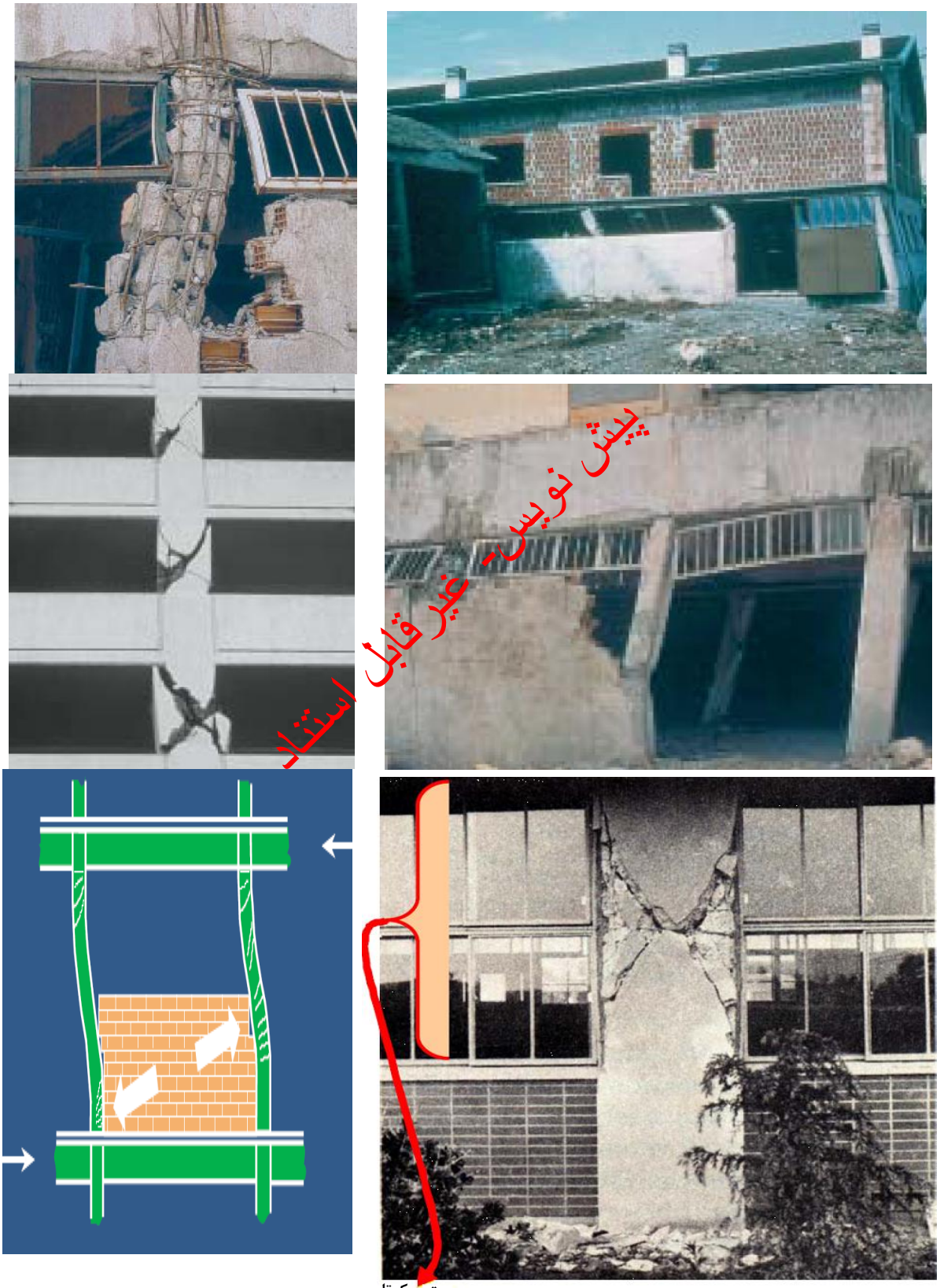
شکل ۳-۱۲- ایجاد برش و دوران‌های زیاد در ستون‌های کوتاه

پیش نویس - غیر قابل استناد

تشکیل مکانیسم ستون کوتاه معمولاً باعث انهدام سازه می‌گردد. در صورتی که دیوار مخصوصاً دیوار باربر تنها در قسمتی از ستون اجرا شود، در هنگام زلزله در ستون نیروی برشی بزرگی به وجود می‌آید که این امر منجر به مکانیسم ستون کوتاه می‌گردد. در این موارد که به علت وجود بازشو ناگزیر به اجرای دیوار در قسمتی از ستون هستیم باید ستون بر اساس نیروهای برشی بزرگ طراحی و یا مقاوم‌سازی شود (شکل‌های ۳-۱۳ و ۳-۱۴).



شکل ۳-۱۳- تشکیل مکانیسم ستون کوتاه



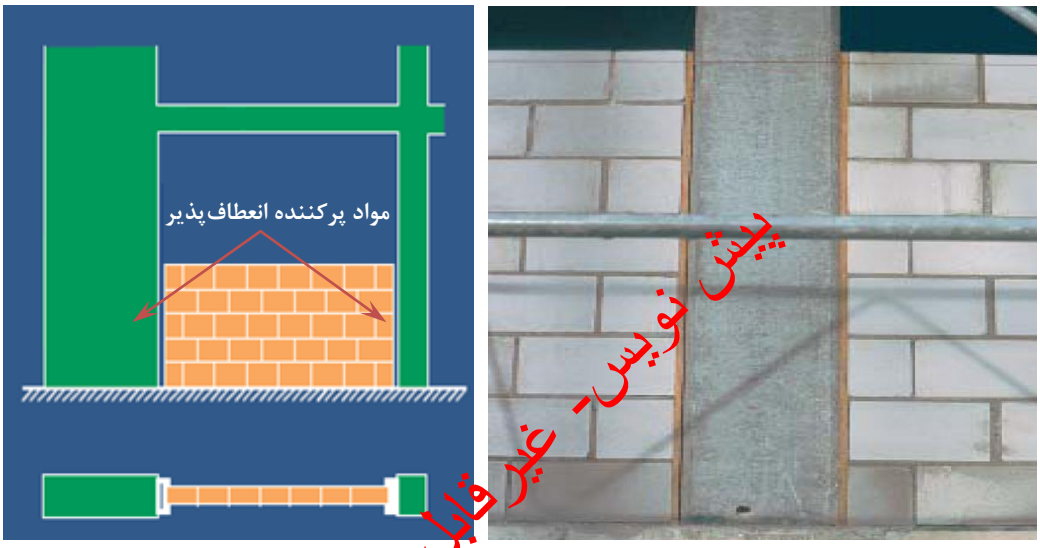
شکل ۳-۱۴- مکانیسم ستون کوتاه و در نتیجه خرابی سازه

پیش نویس - غیر قابل استناد

راهکارهای حذف ستون کوتاه شامل دو دسته کلی می‌باشد:

الف- جداسازی دیوار و ستون:

در این روش با ایجاد فاصله بین دیوار و ستون و پر نمودن آن با مواد پرکننده انعطاف‌پذیر از ایجاد نیروهای برشی در ستون و در نتیجه ایجاد مکانیسم ستون کوتاه جلوگیری می‌گردد. برای محاسبه فاصله بین دیوار و ستون باید اثر P-Δ سازه را منظور نمود (شکل ۳-۱۵).



شکل ۳-۱۵- جداسازی دیوار و ستون

پیش نویس- غیر قابل استناد

ب- اجرای جزئیات مناسب و شکل‌پذیر در ستون‌ها:

با اجرای جزئیات مناسب و شکل‌پذیر در ستون‌ها می‌توان توانایی ستون در برابر نیروهای برشی و تغییرشکل‌های بزرگ را افزایش داد (شکل ۳-۱۶).



شکل ۳-۱۶- اجرای جزئیات مناسب و شکل‌پذیر در ستون‌ها

۳-۶- گوشه‌های فرورفته

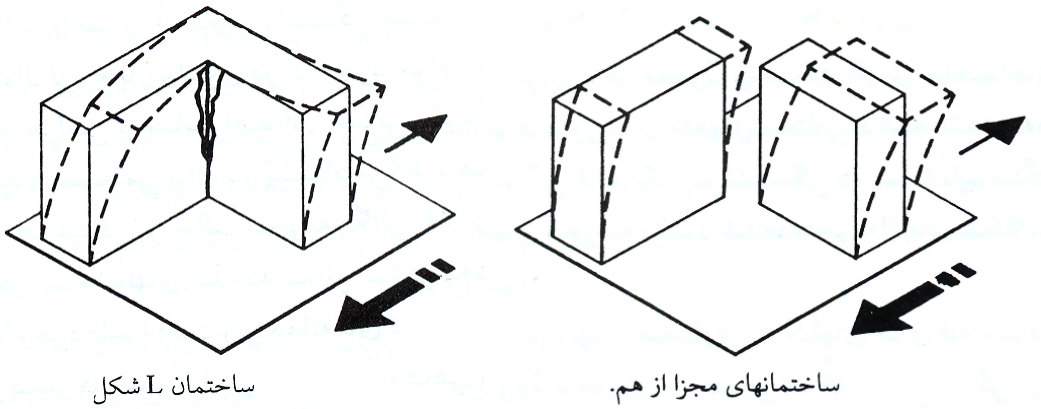
نامنظمی گوشه فرورفته، مشخصه‌ی مشترک کلیه پیکربندی‌های ساختمانی است که در پلان، شکل‌هایی به صورت T، U، L، +، □، H، صلیبی و یا ترکیبی از این شکل‌ها را دارند.



شکل ۳-۱۷- انواع پلان با گوشه‌های فرورفته

پیش نویس - غیر قابل استناد

در این نوع سازه‌ها سختی عناصر در کنج‌ها، در هر یک از جهات متفاوت بوده و در نتیجه قسمت‌های مختلف بصورت کاملاً متفاوت نوسان می‌کنند، که این امر باعث ایجاد تمرکز تنش در گوشه‌های فرورفته می‌شود (شکل ۳-۱۸).



شکل ۳-۱۸- عملکرد ساختمان‌های L شکل تحت نیروهای زلزله

مشکل دیگر این نوع سازه‌ها مربوط به پیچش ایجاد شده در آنها می‌باشد. تمرکز تنش در محل شکاف و آثار ناشی از پیچش به هم مرتبط‌اند شکل (۳-۲۰). در مجموع اندازه نیروها و تنش‌های مخرب به عوامل زیر بستگی دارد:

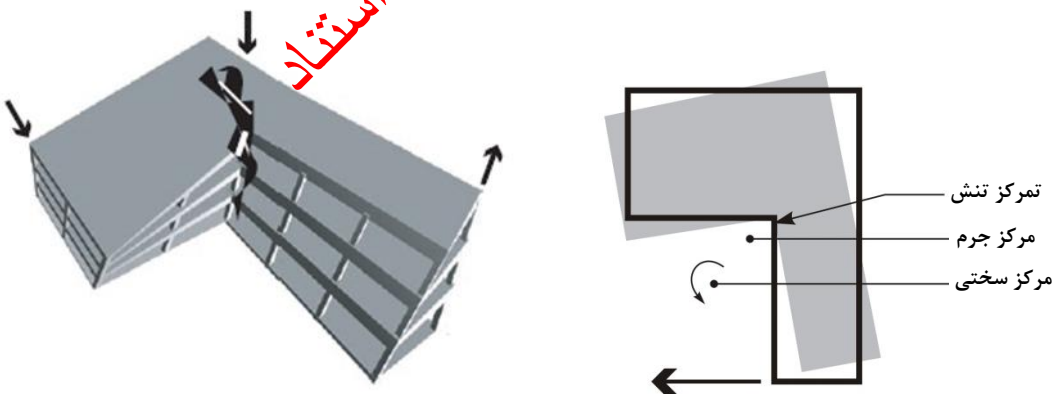
- جرم ساختمان

- سیستم سازه‌ای
- طول بال‌ها و نسبت‌های طول به عرض آنها
- ارتفاع بال‌ها و نسبت ارتفاع به عرض آنها



پیش نویس- غیر قابل استناد

شکل ۳-۱۹- تمرکز تنش در کنج ساختمان L شکل

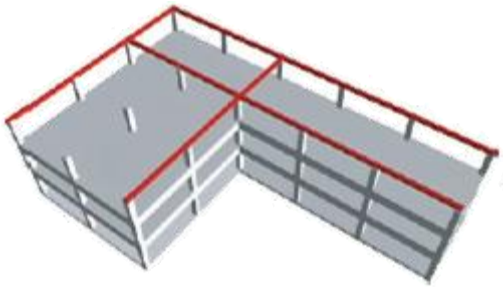


شکل ۳-۲۰- ایجاد پیچش و تمرکز تنش در ساختمانهای با نامنظمی گوشه‌های فرورفته

راهکارهایی که می‌تواند برای بهسازی این نوع از نامنظمی بکار گرفته شوند شامل جداسازی سازه ای ساختمان به دو بخش منظم، تقویت موضعی اجزا در محل خطوط تمرکز تنش، کمک به یکپارچه عمل کردن سازه با استفاده از مقاوم‌سازی عناصر محیطی، حذف کنج با استفاده از پخی‌ها و رفع نامنظمی پیچشی توسط راهکارهایی که در قبل ارائه شد می‌باشد (شکل ۳-۲۱).



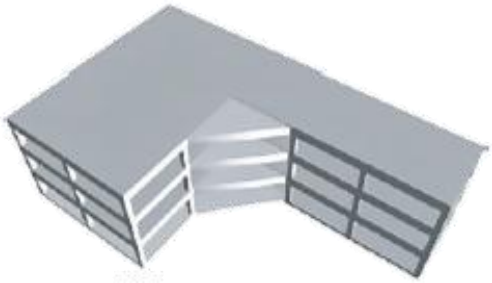
الف- جداسازی ساختمان‌ها



ب- یکپارچه‌سازی با مقاوم‌سازی عناصر محیطی



ج- تقویت موضعی اجزا درمحل خطوط تمرکز تنش



د- حذف کنج‌های فرورفته با استفاده از پخی‌ها

شکل ۳-۲۱- بعضی از راهکارهای ارائه شده برای رفع پیچش و تمرکز تنش در ساختمان‌های با نامنظمی گوشه‌های فرورفته

پیش نویس - غیر قابل استناد

فصل ۴

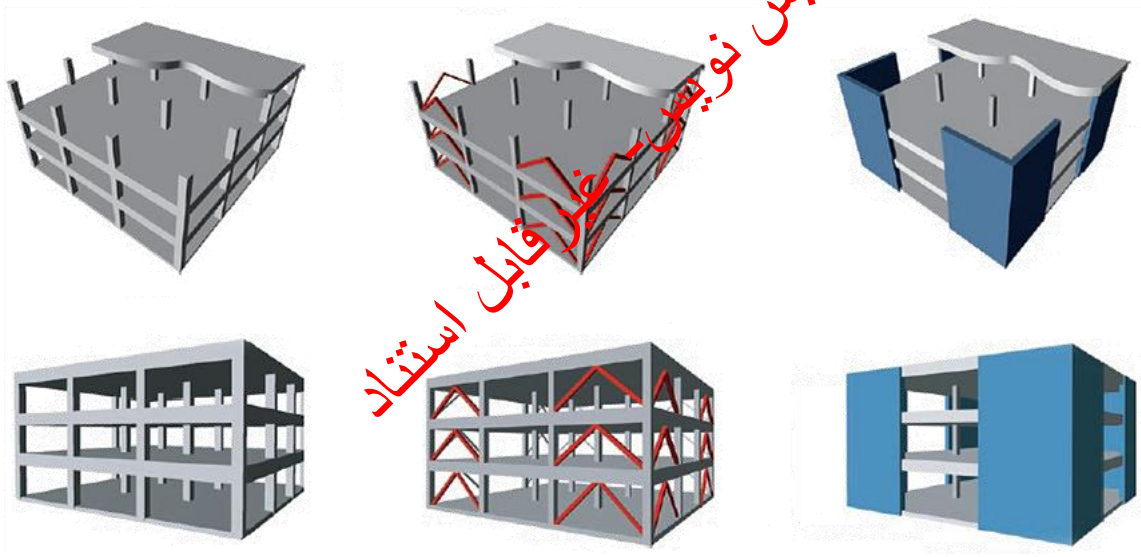
افزایش مقاومت و سختی جانبی سازه

پیش نویس- غیر قابل استناد

۴-۱- مقدمه

هنگامی که سازه‌ای دچار ضعف‌های کلی در تحمل بارهای وارده باشد، بطوری که در اغلب اعضای آن نیاز سازه‌ای بیشتر از ظرفیت موجود باشد و یا تغییرشکل‌های غیرخطی سازه بزرگ باشد، لازم است به منظور تأمین ظرفیت و مقاومت کلی و سختی سازه، سیستم باربر جانبی اصلاح و یا ایجاد گردد. برای این منظور می‌توان از راهکارهایی مانند اضافه نمودن انواع قاب‌های مهاربندی شده، قاب‌های خمشی، انواع دیوارها شامل دیوارهای برشی بتنی، فولادی و یا مرکب، دیوارهای پرکننده، میانقاب‌های بنایی و یا مسلح، دیوارهای پشت‌بند و... استفاده نمود.

همچنین چنانچه مشخص شود که ضعف عمده سازه در کمبود سختی جانبی آن و در نتیجه تغییرمکان‌های زیاد می‌باشد، می‌توان با راهکارهایی مناسب مانند افزایش مهاربند یا دیوار برشی، سختی جانبی لازم را برای سازه فراهم نمود (شکل ۴-۱).



پیش نویس - غیرقابل استناد

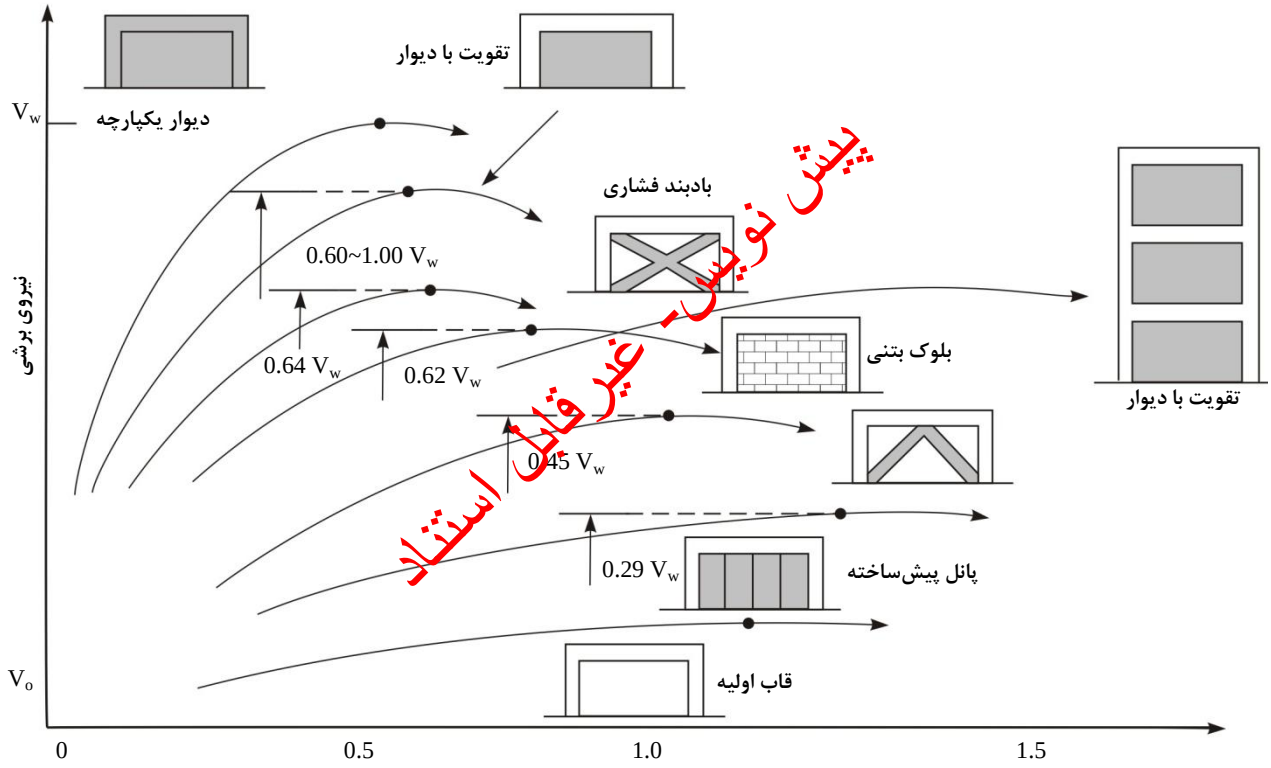
شکل ۴-۱- افزایش مقاومت و سختی سازه بوسیله اضافه نمودن قاب خمشی، مهاربند و دیوار برشی

در چنین شرایطی اندرکنش سازه موجود و سیستم باربر جانبی جدید باید به دقت مورد بررسی قرار گیرد. چنانچه قاب مهاربندی شده و یا دیوار برشی دارای سختی زیادی باشد، ممکن است بخش قابل توجهی از بارهای جانبی را به خود جذب کند. اگر افزایش ظرفیت با اضافه کردن قاب خمشی انجام گیرد به دلیل نرمی قاب، اندرکنش سازه موجود و قاب خمشی موجب توزیع بار بین هر دو سیستم می‌شود. در این حالت باید رفتار اعضای ترد سازه در اثر تغییرشکل‌های ساختمانِ بهسازی شده به دقت مورد بررسی قرار گیرد.

سختی و مقاومت جانبی و شکل‌پذیری، ضروری‌ترین اهداف تاثیر گذار بر رفتار لرزه‌ای سازه‌ها می‌باشند. از آنجا که اجزای مختلف سازه برحسب مقاومت و شکل‌پذیری ارزیابی می‌شوند، راهکارهایی که منجر به افزایش مقاومت و یا

سختی سازه می‌شوند، از کارآمدترین راهکارهای بهسازی به شمار می‌آیند. افزایش مقاومت جانبی و افزایش سختی سازه مفاهیمی بسیار نزدیک به یکدیگر دارند، ولی در عین حال از جهاتی نیز دارای اختلاف می‌باشند.

در شکل ۴-۲ منحنی‌های ظرفیت برای یک قاب آزمایشگاهی، در حالات گوناگونِ بهسازی از نظر افزایش در مقاومت و سختی نشان داده شده است. همچنین در جدول ۴-۱ رفتار کیفی سیستم‌های متداول سازه‌ای از نظر مقاومت و شکل‌پذیری مورد بررسی قرار گرفته است. در ادامه به بررسی هر کدام از سیستم‌های فوق پرداخته می‌شود.



شکل ۴-۲- منحنی‌های ظرفیت قاب درشیوه‌های مختلف بهسازی

هنگام محاسبه نیروهای وارد بر المان‌های جدید همواره این سوال وجود دارد که در هنگام اعمال نیروهای جانبی چه مقدار از این نیروها به سازه اصلی و چه مقدار به المان‌های جدید اعمال می‌گردد. در این مورد راه‌حل‌های زیر توصیه می‌گردد:

۱- در صورتی که سیستم موجود برای بارهای قائم جوابگو باشد می‌توان کلیه بارهای قائم را به سیستم سازه‌ای اصلی و بارهای جانبی را به المان‌های اضافه شده جدید (مهاربندها یا دیوارهای برشی) اعمال نمود. در بهسازی ساختمان‌های کوچک و متعارف این روش بهترین می‌باشد و اندرکنشی بین دو سیستم برقرار نمی‌گردد. در این روش اجزای مرزی المان‌های اضافه شده، به صورت موضعی بهسازی می‌شوند.

۲- ساختمان‌های موجودی که دارای سیستم سازه‌ای می‌باشند می‌توان برای آنها اندرکنشی بین سیستم قدیم و سیستم جدید در نظر گرفت. به عنوان مثال اگر سیستم قدیم به صورت قاب بود و سیستم جدید به صورت قاب دوگانه مورد نظر باشد، باید پیوستگی کافی بین سیستم باربر جانبی جدید و سیستم قاب قدیم برقرار گردد.

۳- برحسب شناختی که از اسکلت موجود بدست می‌آید، می‌توان درصدی از نیروی جانبی را به سیستم قدیم و درصدی را به سیستم جدید اعمال نمود، لذا کارشناسی دقیقی دراین خصوص باید صورت بگیرد.

جدول ۴-۱- مقایسه رفتار کیفی سیستم‌های مختلف سازه‌ای

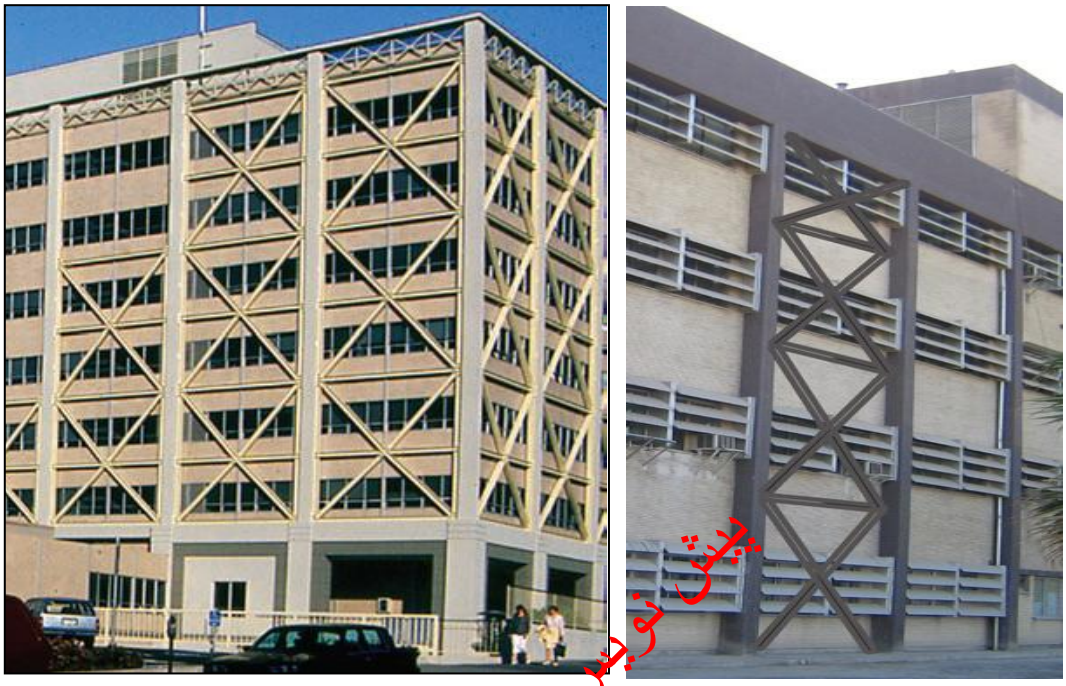
سیستم‌های سازه‌ای	مقاومت	شکل‌پذیری
مهاربند CBF	خوب	متوسط
دیواربرشی بتنی معمولی	بسیارخوب	خوب
دیواربرشی بتنی متوسط	بسیارخوب	بسیار خوب
دیواربرشی بتنی ویژه	عالی	عالی
میانقاب‌های بنایی	کم	کم
میانقاب‌های مسلح	متوسط	متوسط
مهاربند BRBF	عالی	عالی
مهاربند EBF	بسیارخوب	بسیارخوب
مهاربند ADAS	بسیارخوب	عالی
قاب خمشی معمولی فولادی یا بتنی	متوسط	متوسط
قاب خمشی متوسط فولادی یا بتنی	متوسط	خوب
قاب خمشی ویژه فولادی یا بتنی	متوسط	عالی
دیواربرشی فولادی	خوب	عالی

غیر قابل استناد - نویس

۴-۲- اضافه نمودن مهاربندها

به منظور بهسازی سازه‌ها می‌توان از انواع مهاربندهای متداول و جدید شامل مهاربندهای فولادی همگرا (CBF)، مهاربندهای فولادی واگرا (EBF)، مهاربندهای ضدکمانش (BRBF) و انواع میراگرهای مهاربندی استفاده نمود. از جمله مزایای این روش عبارتند از:

- افزایش مقاومت و شکل‌پذیری سازه
- اعمال وزن کمتر نسبت به سایر سیستم‌ها
- امکان استفاده از بازشو و پنجره در قاب مهاربندی شده
- امکان استفاده موثر در طراحی معماری در صورت اضافه شدن مهاربند در نما (شکل ۴-۳)
- اجرای بطور نسبی آسان

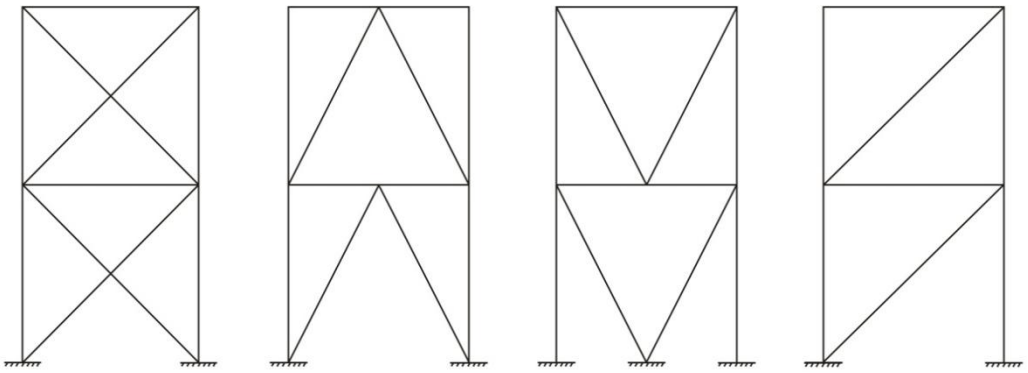


شکل ۴-۳- استفاده از مهاربندها بصورت نمایان در ساختمان‌ها

پیش نویس غیر قابل استناد

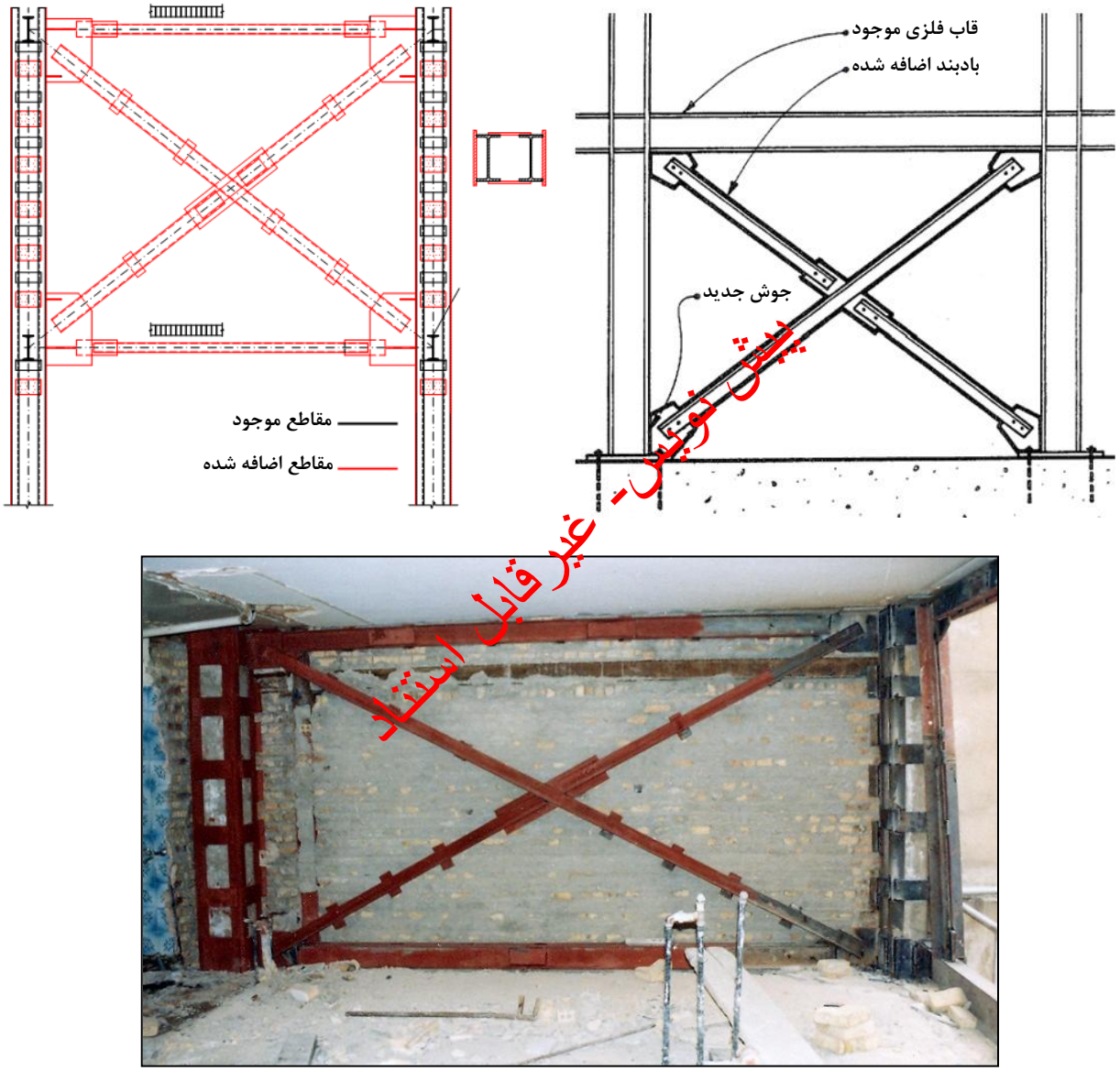
۴-۲-۱- مهاربندهای فولادی همگرا (CBF)

استفاده از مهاربندهای فولادی یکی از کاربردی‌ترین روش‌های بهسازی به ویژه در سازه‌های با اسکلت فولادی می‌باشد. این نوع از مهاربندها که جزء سیستم‌های مقاوم سخت شناخته شده‌اند، با شکل‌های متنوع خود امکان سازگاری با نیازهای متداول معماری را کم و بیش فراهم می‌سازند. این اعضا با استفاده از مقاطعی نظیر I شکل، ناودانی، نبشی و سپری بصورت جفت و یا منفرد، لوله و... ساخته شده و در اشکال ضربدری (X) ، قطری (مورب تک) و جناغی (V یا Λ) قابل استفاده هستند (اشکال ۴-۴ و ۴-۵).



شکل ۴-۴- انواع مهاربندهای همگرا CBF

بطور عمده با استفاده از مهاربندها به جای دیوار برشی، سطح کمتری از سختی و مقاومت را می‌توان به سازه اضافه نمود، ولی نباید از کم بودن وزن آنها و همچنین استفاده بهینه در فضاسازی معماری، چشم‌پوشی کرد.



پیش نویس - غیر قابل استناد

شکل ۴-۵- بهسازی قاب‌های موجود بوسیله مهاربندهای همگرا

در ساختمان‌های بتنی نحوه اتصال مهاربند فولادی به قاب بتنی، از جمله موارد مهم و اساسی به شمار می‌رود، بطوری که عملکرد خوب مهاربند به نحوه اتصال آن وابسته است. طبق تحقیقات و آزمایش‌های انجام شده استفاده از ملات تزریقی مناسب و منبسط شونده بین قاب فولادی و بتنی از اهمیت خاصی برخوردار است و در میزان مقاومت جانبی قاب موثر می‌باشد (اشکال ۴-۶ و ۴-۷).



شکل ۴-۶- استفاده از مهاربند همگرای جناغی در بهسازی قاب‌های بتنی

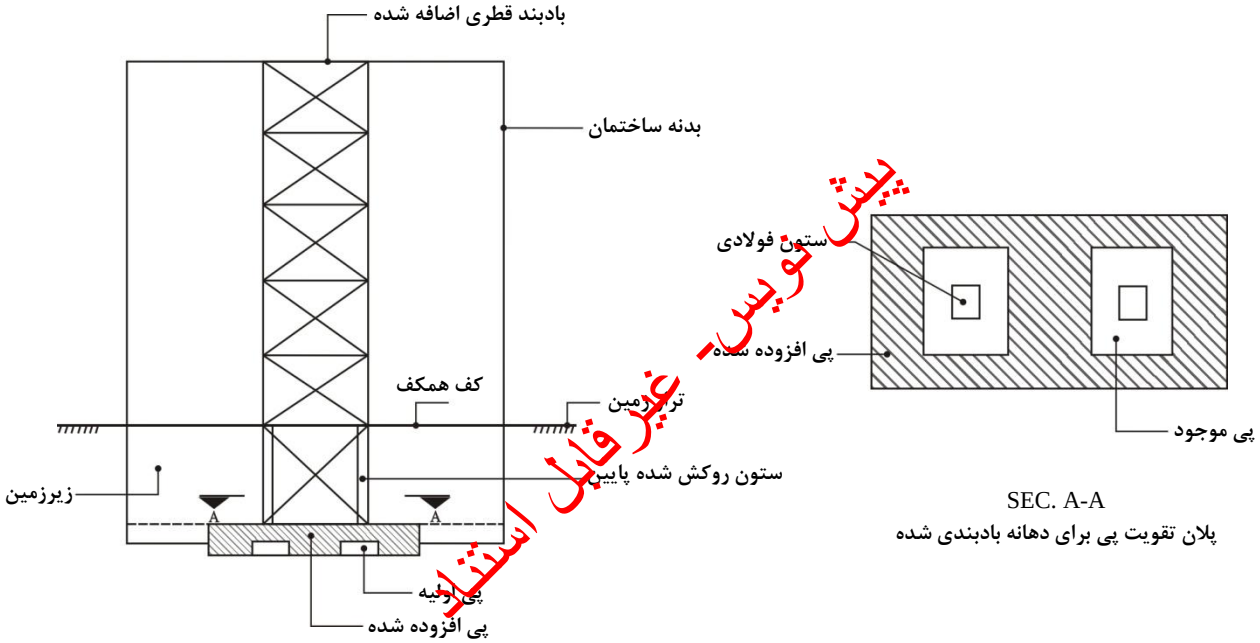


شکل ۴-۷- استفاده از مهاربند همگرای ضربدری در بهسازی قاب‌های بتنی

در استفاده از مهاربندهای فولادی برای بهسازی قاب‌های فولادی و بتنی باید به دو نکته مهم توجه داشت.

- استفاده از مهاربندها باید در دهانه‌ها و طبقات بصورتی باشد که باعث نامنظمی پیچشی نگردد.
- در طبقه اول ساختمان استفاده از مهاربند در قاب‌های موجود منجر به اضافه شدن نیروی بلند شدگی در پای ستون‌ها می‌شود و لذا باید فوندانسیون‌ها در محل اضافه شدن مهاربندها کنترل گردند (شکل ۴-۸).

لازم به ذکر است استفاده از مهاربندهای به شکل K به منظور بهسازی قاب‌ها مجاز نمی‌باشد.



پیش نویس - غیر قابل استناد

شکل ۴-۸- تقویت موضعی فونداسیون در قاب مهاربندی شده

۴-۲-۱-۱- ضوابط طراحی قاب‌های مهاربندی شده همگرای ویژه

قاب‌های مهاربندی شده همگرای ویژه به قاب‌هایی گفته می‌شود که در آنها از مهاربندها انتظار می‌رود تحت اثر بار جانبی زلزله طرح، تغییرشکل‌های فرا ارتجاعی قابل ملاحظه تحمل کنند و در آنها کاهش مقاومت چندانی رخ ندهد. رفتار فرا ارتجاعی مورد نظر ممکن است به مرحله بعد از کمانش مهاربند توسعه یابد. با این ترتیب پیکربندی و طراحی مهاربند و اتصالات آن باید چنان باشد که از عهده این تغییرشکل‌ها برآید و رفتار تیرها و ستون‌ها در قاب عملاً در مرحله ارتجاعی باقی بماند.

۴-۲-۱-۱-۱- توزیع نیروهای جانبی

در قاب های مهاربندی شده همگرا نیروی جانبی باید بین کلیه مهاربندهای کششی و فشاری توزیع شود و اعضای مهاربندها باید برای حداکثر نیروی ایجاد شده در آنها طراحی شوند.

مهاربندها در امتداد هر محور در هر طبقه باید طوری در نظر گرفته شوند که در هر جهت بارگذاری حداقل ۳۰ درصد و حداکثر ۷۰ درصد نیروی جانبی سهم آن محور در کشش تحمل شود، مگر آنکه اعضای مهاربندهای فشاری دارای مقاومتی بیشتر از آنچه تحلیل سازه برای بار زلزله از جمله ترکیب بارگذاری تشدیدیافته نشان می‌دهد، باشند.

منظور از محور مهاربندی در این ضابطه یک یا چند محور مهاربندی شده مستقیم موازی است که به فاصله‌ای کمتر از ۱۰ درصد بعد ساختمان در پلان، در جهت عمود بر محور، از یکدیگر قرار گرفته باشند.

۴-۲-۱-۱-۲- محدودیت‌های اعضای قطری

الف- اعضای قطری باید دارای مقطع فشرده لرزه‌ای مطابق ضوابط مبحث ۱۰ مقررات ملی ساختمان باشند.

ب- اعضای قطری ساخته شده از دو یا چند نیمرخ باید ضوابط مقاطع فشاری مرکب را مطابق ضوابط مبحث ۱۰ مقررات ملی ساختمان برآورده نمایند.

پ- مقطع قطری‌ها، چه به صورت تکی و چه به صورت ساخته شده از نیمرخ‌های نورد شده یا ورقی، باید به صورت متقارن نسبت به صفحه‌ای که در آن قطری ها قرار داده شده است، قرار گیرند.

ت- از به کار بردن وصله در طول عضو قطری باید حتی‌الامکان خودداری شود. در صورت لزوم وصله باید بتواند تمام ظرفیت عضو را به صورت اتصال پوششی و یا به صورت مستقیم و با جوش نفوذی کامل انتقال دهد. وصله اجزای قطری نباید در یک مقطع قرار گیرند. همچنین محل وصله عضو مهاربند نباید در ناحیه یک چهارم طول در وسط آن قرار گیرد.

ث- ناحیه یک چهارم طول قطری در وسط آن و دو ناحیه انتهایی قطری به طول حداقل ارتفاع مقطع آن باید نواحی بحرانی تلقی شده و ضوابط ویژه مبحث ۱۰ در آنها رعایت شود.*

۴-۲-۱-۱-۳- لاغری اعضای قطری

الف- لاغری عضو قطری فشاری، $\frac{KL}{r}$، نباید از $\left(4.23\sqrt{\frac{E}{F_y}}\right)$ تجاوز نماید.

ب- ضریب طول موثر عضو قطری، در مهاربندهای قطری و مهاربندهای ۷ و ۸ برابر با یک و در مهاربندهای ضربدری، چنانچه در محل تقاطع دو عضو مهاربندی اتصال کافی وجود داشته باشد، در صفحه مهاربندی برابر با ۰/۵ و در جهت عمود بر صفحه مهاربندی، برابر با ۰/۷ درنظر گرفته می‌شود.

پیش نویس- غیر قابل استناد

*- برای ملاحظه دستورات طراحی، به آخرین ویرایش مبحث دهم مراجعه شود.

۴-۲-۱-۱-۴- اتصالات اعضای قطری مهاربندها

الف- مقاومت کششی مورد نیاز

مقاومت کششی مورد نیاز اتصال‌های قطری مهاربندی، شامل اتصال تیر به ستون اگر بخشی از سیستم مهاربندی باشد، باید حداقل برابر با کمترین دو مقدار زیر باشد:

- در طراحی به روش حالات حدی برابر با $F_{ye}A_g$ و در طراحی به روش تنش‌های مجاز $0.6F_{ye}A_g$.

که در آن:

A_g: سطح مقطع کلی عضو قطری مهاربند

F_{ye}: تنش تسلیم مورد انتظار آن است.

- حداکثر اثر نیرویی که بر اساس تحلیل سازه، سیستم باربر جانبی می‌تواند به مهاربند منتقل نماید.

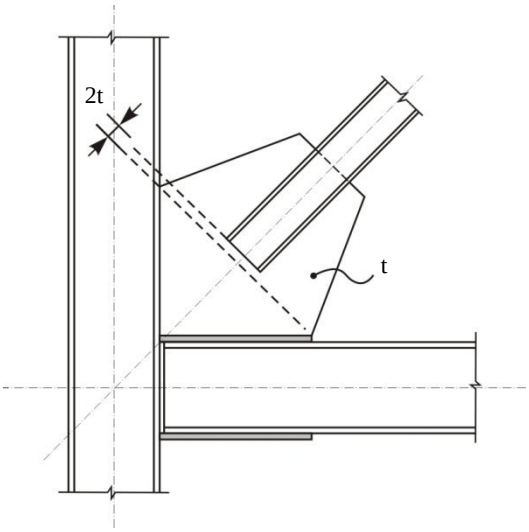
ب- مقاومت خمشی مورد نیاز

مقاومت خمشی مورد نیاز اتصال‌های قطری‌های مهاربندی باید حداقل برابر با $1.1M_{pe}$ در طراحی حالات حدی و یا $0.6\times1.1M_{pe}$ در طراحی تنش‌های مجاز باشد. M_{pe} لنگر خمشی پلاستیک مقاوم تسلیم مورد انتظار مهاربند حول محور کمانش بحرانی مقطع، $F_{ye}Z$، است.

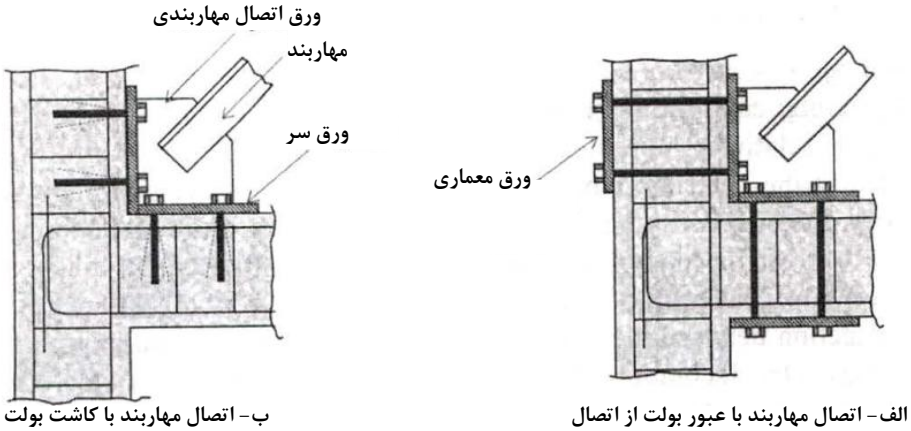
در اتصال‌های مهاربندی که ظرفیت کششی بند الف را دارا بوده و قابلیت سازگاری با دوران‌های غیرالاستیک حاصل از تغییرشکل‌های پس از کمانش در آنها تامین شده باشد، رعایت این ضابطه الزامی نیست.

سازگاری با دوران غیرالاستیک حاصل از تغییرشکل‌های پس از کمانش در خارج از صفحه مهاربندی با قطع مهاربند قبل از خط تکیه‌گاهی ورق اتصال، مطابق شکل ۴-۹ تامین می‌شود.

پیش نویس- غیر قابل استناد



شکل ۴-۹- الف- اتصال مهاربندی با ایجاد خط آزاد خمش



الف- اتصال مهاربند با عبور بولت از اتصال

ب- اتصال مهاربند با کاشت بولت

پ- اتصال مهاربند با بولت‌های بیرون از عضو

شکل ۴-۹- ب- انواع اتصال مهاربندی به قاب بتنی

پیش نویس - غیر قابل استناد

پ- مقاومت فشاری مورد نیاز

مقاومت فشاری مورد نیاز اتصال‌های مهاربندی باید براساس حالت حدی کمانش تعیین شود. این مقاومت را می‌توان حداقل برابر با $1.25P_n$ در طراحی حالات حدی و یا $1.25F_aA_g$ در طراحی تنش مجاز در نظر گرفت. P_n ظرفیت فشاری اسمی عضو قطری مهاربند و F_a تنش فشاری مجاز آن است.

۴-۲-۱-۱-۵- تیرهای قاب مهاربندی شده ۷ و ۸

تیرهای دهانه مهاربندی شده باید قادر به تحمل نیروهای قائم حاصل از ترکیب بارهای ثقلی بدون حضور مهاربندها باشد. تیرها در این قاب باید در حد فاصل دو ستون پیوسته باشند و مهار جانبی کافی برای جلوگیری از کمانش جانبی-پیچشی، در هر دو بال بالا و پائین، داشته باشند. مهارهای جانبی و فواصل آنها باید ضوابط بند ۱۰-۳-۸-۱-۲-۴ مبحث ۱۰ مقررات ملی ساختمان را رعایت نمایند و در هر صورت وجود حداقل یک جفت مهار جانبی در محل اتصال مهاربندها به تیر الزامی است.

تیر دهانه مهاربندی شده باید قادر به تحمل نیروی ناشی از اثر زلزله در ترکیب با بارهای ثقلی باشد.

برای منظور کردن اثر توزیع نامتعادل نیروهای قطری کششی و فشاری ناشی از زلزله، تیر دهانه مهاربندی شده باید برای اثر برشی و لنگر ناشی از نیروهای زیر در اعضای قطری، محاسبه گردد.

الف- در طراحی به روش تنش‌های مجاز (شکل ۴-۱۰- الف):

- نیروی قطری کششی $0.6F_{ye}A_g$.
- نیروی قطری فشاری $0.3F_aA_g$.

ب- در طراحی به روش حالات حدی (شکل ۴-۱۰- ب):

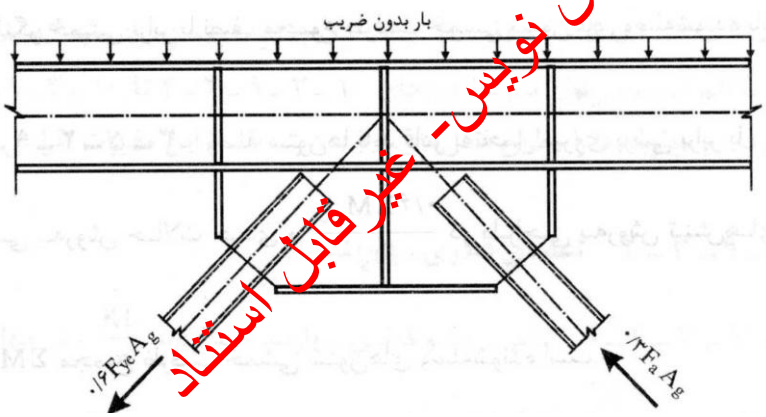
- نیروی قطری کششی A_gF_{ye} .
- نیروی قطری فشاری $0.3P_{nc}$.

در این روابط:

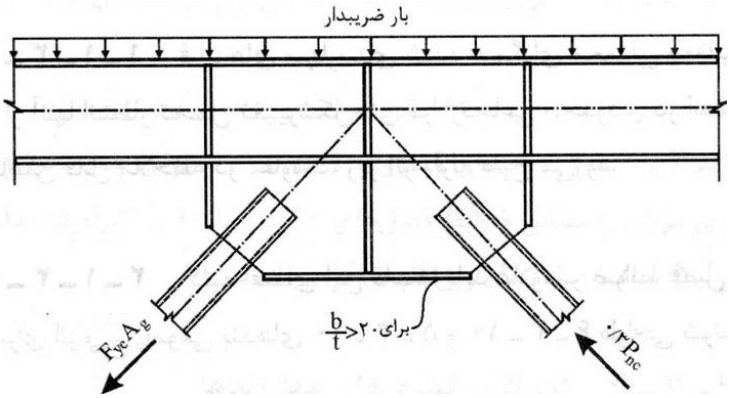
A_g = سطح مقطع کلی عضو قطری. F_a = تنش مجاز فشاری عضو قطری.

F_{ye} = مقاومت تسلیم قابل انتظار فولاد مهاربند. P_{nc} = ظرفیت فشاری اسمی عضو قطری.

پیش نویس - غیر قابل استناد



شکل ۴-۱۰- الف- نیروی غیرمتعادل مهاربندهای کششی و فشاری در طراحی به روش تنش مجاز



شکل ۴-۱۰- ب- نیروی غیرمتعادل مهاربندهای کششی و فشاری، در طراحی به روش حالات حدی

۴-۲-۱-۲- ضوابط طراحی قاب‌های مهاربندی شده همگرای معمولی

قاب‌های مهاربندی شده همگرای معمولی به قاب‌هایی گفته می‌شود که از آنها انتظار تحمل تغییرشکل‌های فـرا ارتجـاعی محدودی در اعضا و اتصالات، بدون کاهش قابل ملاحظه در مقاومت تحت اثر زلزله طرح می‌رود.

مهاربندهای قطری و ضربدری را می‌توان به صورت کششی تنها طراحی نمود. در این مهاربندها می‌توان از مقاطع تک نبشی، تسمه، میلگرد یا کابل استفاده نمود.

۴-۲-۱-۲-۱- اعضای قطری مهاربندها

لاغری عضو قطری مهاربند فشاری، $\frac{KL}{r}$، در مهاربندهای ۷ و ۸ نباید از $4.23\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ تجاوز نماید.

اعضای قطری ساخته شده از دو یا چند نیمرخ، باید ضوابط مقاطع فشاری مرکب را مطابق ضوابط مبحث ۱۰ مقررات ملی ساختمان برآورده نمایند. وجود دو بست انتهایی بلافاصله بعد از اتمام ورق اتصال الزامی است.

۴-۲-۱-۲-۲- اتصالات قطری‌های مهاربندها

اتصالات مهاربندها باید برای کمترین نیروهای زیر طراحی شوند:

الف- ظرفیت کششی مجاز یا مقاومت کششی اعضای مهاربندی:

- در طراحی به روش تنش‌های مجاز $0.6F_yA_g$.
- در طراحی به روش حالات حدی A_gF_y.

ب- حداکثر باری که می‌توان از سیستم انتظار داشت.

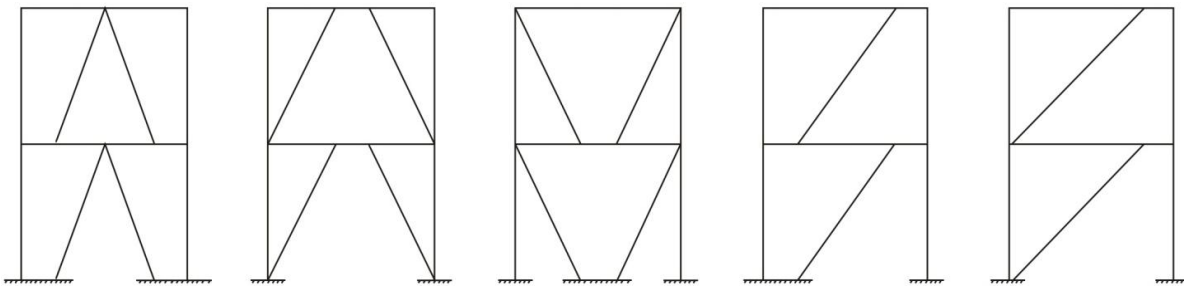
۴-۲-۱-۲-۳- تیرهای قاب‌های مهاربندی شده ۷ و ۸

تیرهای این قاب‌ها باید ضوابط بند ۴-۲-۱-۱-۵ متعلق به قاب‌های مهاربندی شده ویژه را رعایت نمایند، با این تفاوت که در روابط آن بجای F_{ye} از F_y استفاده می‌شود.

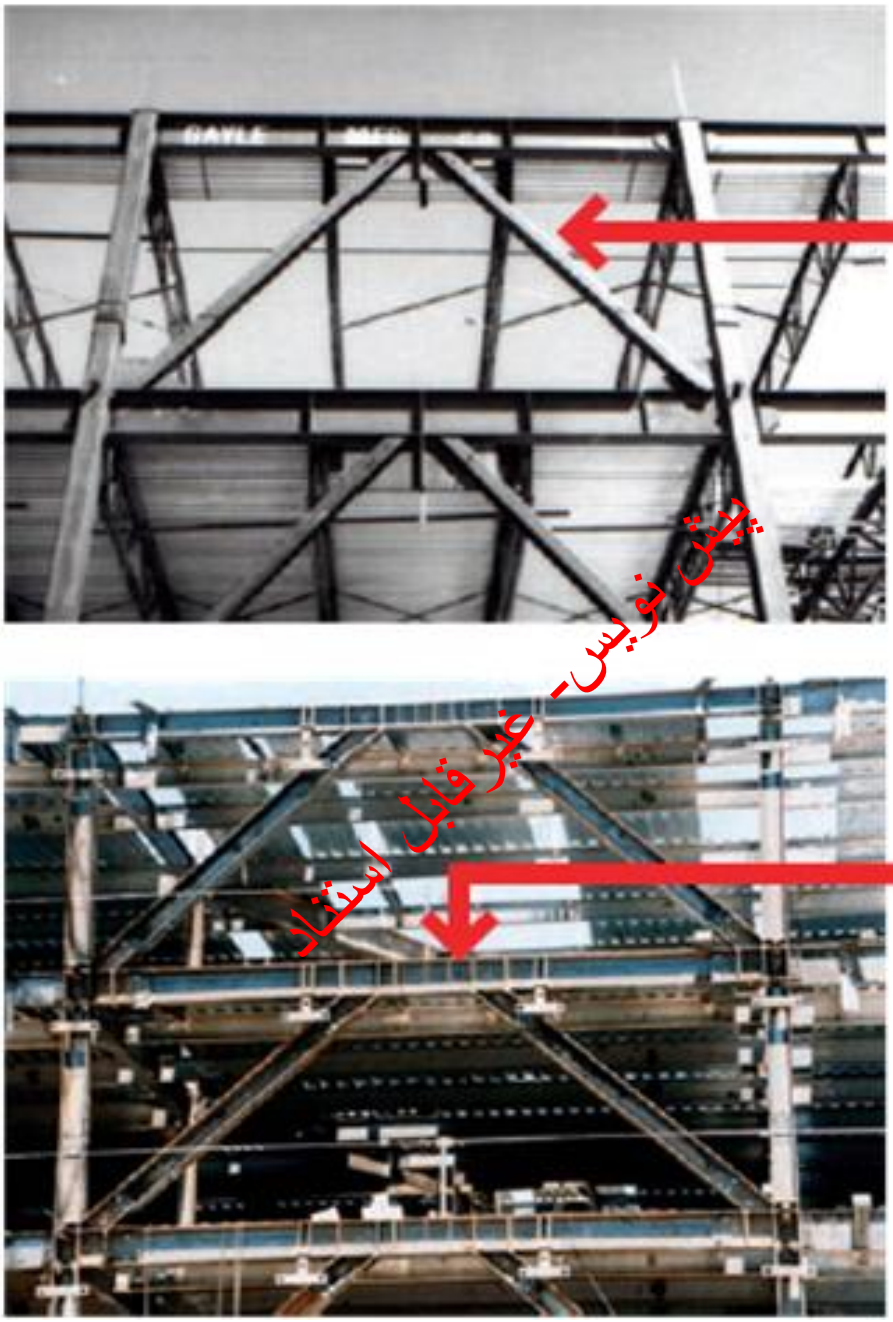
پیش نویس - غیر قابل استناد

۴-۲-۲- مهاربندهای فولادی واگرا (EBF)

مهاربندهای واگرا (EBF) اگرچه سختی کمتری نسبت به مهاربندهای همگرا (CBF) دارند، لیکن رفتار شکل‌پذیرتری از خود نشان می‌دهند. در این نوع مهاربندها رفتار خمیری در موضعی از پیش تعیین شده و تقویت شده برای این منظور بنام تیر پیوند، سبب اتلاف انرژیِ وارده می‌شود و شکل‌پذیری موثر سازه را افزایش می‌دهد. مهاربندهای واگرا بسته به محل قرارگیری تیر پیوند، در اشکال متنوعی قابل استفاده هستند. در اشکال ۴-۱۱ تا ۴-۱۶ نمونه‌هایی از انواع متداول این نوع مهاربند نمایش داده شده است.

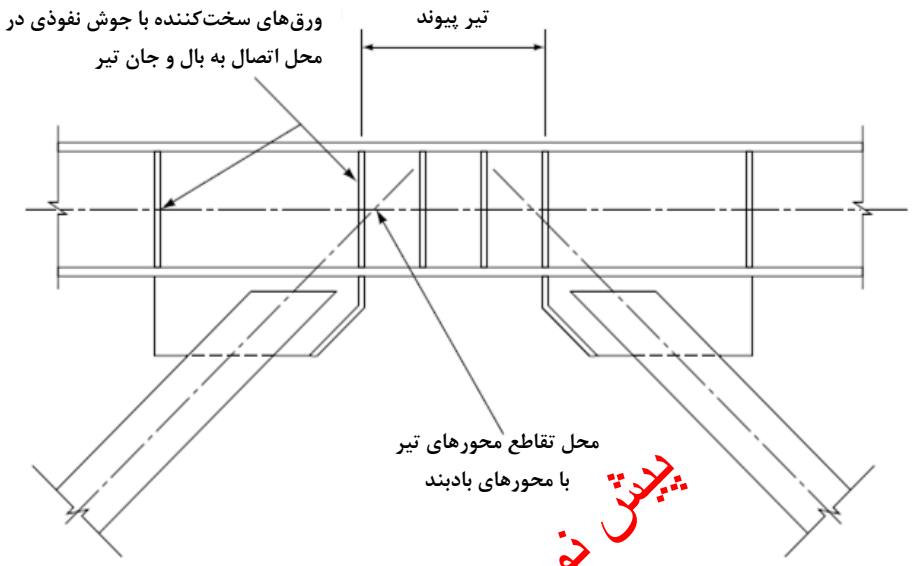


شکل ۴-۱۱- انواع متداول مهاربندهای واگرا EBF



پیش نویس - غیر قابل استناد

شکل ۴-۱۲- مهاربند واگرا و همگرای جناغی



شکل ۴-۱۳- جزئیات تیر پیوند و مکانیسم تسلیم در قاب‌های مهاربندی شده بوسیله مهاربندهای واگرا

پیش نویس - غیر قابل استناد

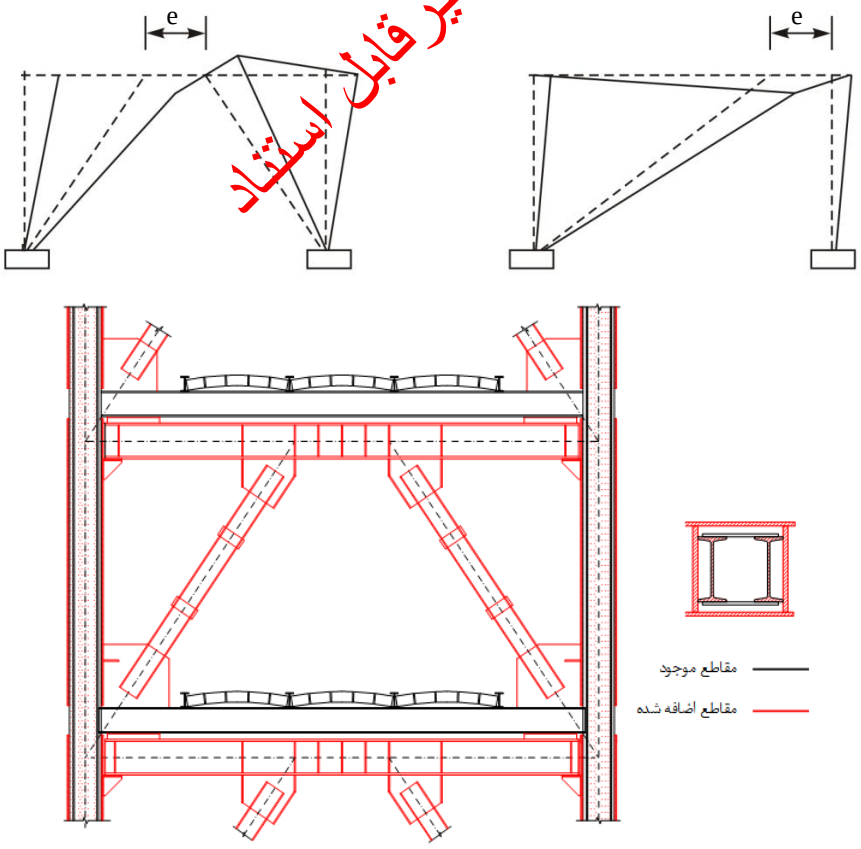


شکل ۴-۱۴- اضافه نمودن مهاربند واگرا به منظور تقویت سیستم باربر جانبی سازه



شکل ۴-۱۵- اضافه کردن مهاربند واگرا به قاب‌های موجود ساختمان

پیش نویس غیر قابل استناد



شکل ۴-۱۶- بهسازی سازه‌ها بوسیله مهاربندهای EBF

۴-۲-۲-۱- مهاربندهای فولادی واگرای ویژه

۴-۲-۲-۱-۱- طراحی اعضای قطری مهاربند و اتصالات آنها

در طراحی اعضای قطری مهاربند باید ضوابط زیر رعایت شود:

الف- لاغری اعضای قطری، نباید از $(4.23\sqrt{\frac{E}{F_y}})$ تجاوز نماید.

ب- ضریب طول موثر اعضای قطری، K، در مهاربندی واگرا برابر با یک در نظر گرفته می‌شود.

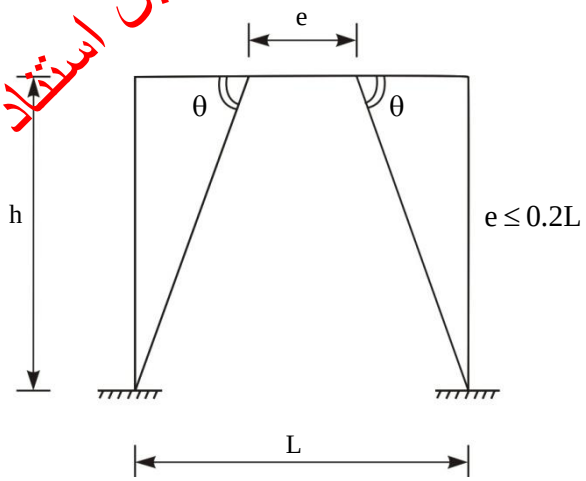
پ- اعضای قطری باید فشرده باشند.

ت- مهاربندهای ساخته شده از دو یا چند نیمرخ، باید ضوابط مقاطع ساخته شده که تحت اثر نیروی فشاری قرار می‌گیرند را برآورده نمایند.

ث- از وصله‌کاری در طول عضو مهاربندی باید حتی‌الامکان خودداری شود. در صورت لزوم، وصله باید بتواند تمام مقاومت عضو را به صورت اتصال پوششی یا به صورت مستقیم و با جوش نفوذی کامل تامین نماید. وصله اجزای مهاربندی نباید در یک مقطع پیش‌بینی شوند. همچنین وصله عضو مهاربند نباید در دو انتهای آن صورت گیرد.

ج- توصیه می‌شود پیکربندی مهاربندها طوری در نظر گرفته شود که زاویه بین عضو مهاربند و تیر، θ، بین ۳۰ تا ۶۰ درجه باشد (۴-۱۷).

پیش نویس غیر قابل استناد



شکل ۴-۱۷- زاویه بین عضو مهاربند و تیر

۴-۲-۲-۱-۲- نیروهای طراحی مهاربندها

مهاربندها باید برای ترکیب بار محوری و لنگر خمشی، درصورت وجود، براساس شرایطی که برای تیر خارج از تیر پیوند در مبحث ۱۰ مقررات ملی ساختمان عنوان شده، طراحی شوند. برای این منظور می‌توان مدل محاسباتی پیشنهاد شده در آن بند را به کار گرفت.

۴-۲-۲-۱-۳- طراحی اتصالات مهاربندها

اتصالات دو انتهای مهاربند به تیر باید دارای مقاومتی حداقل برابر با مقاومت خود مهاربند، مطابق ضوابط مبحث ۱۰ مقررات ملی ساختمان باشد.

۴-۲-۲-۲- مهاربند واگرای معمولی در داخل قاب ساده

در این مهاربندها تحلیل و طراحی عضو مهاربند، اتصالات مربوطه، تیر پیوند، تیر خارج از ناحیه پیوند و ستون‌ها باید مطابق ضوابط ارائه شده برای قاب‌های مهاربندی شده همگرای معمولی در مبحث ۱۰ مقررات ملی ساختمان و با منظور کردن ضوابط و ملاحظات زیر انجام شود.

الف- برون محوری e باید کوچکتر از یک پنجم طول دهانه مهاربند باشد.

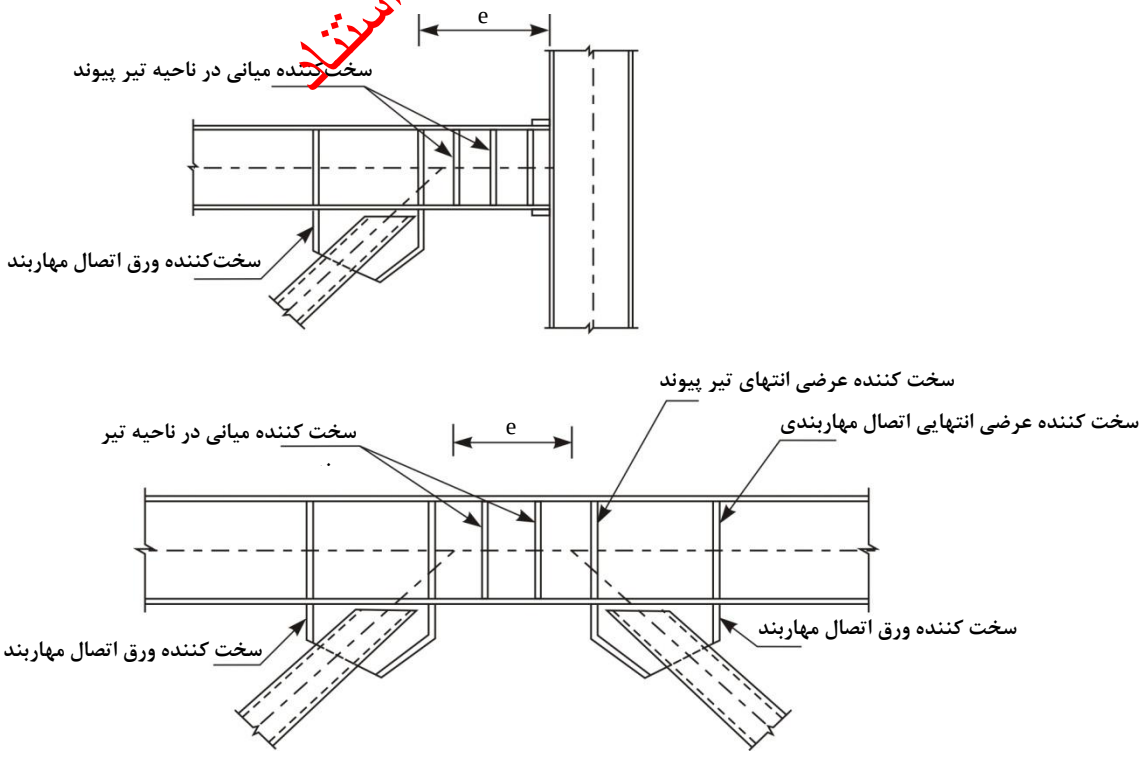
ب- تیر مهاربند، شامل تیر پیوند و تیر خارج از ناحیه پیوند، باید به صورت پیوسته با مقطع فشرده با جان پر و اتصال پیوسته سراسری جان تیر به بال‌ها باشد.

پ- تیر مهاربند باید قادر به تحمل بارهای قائم وارد بر آن بدون توجه به وجود مهاربندها باشد.

ت- در جان تیر در محل اتصال مهاربند به تیر، باید سخت‌کننده‌های زیر به عنوان حداقل در نظر گرفته شود.

- یک جفت سخت کننده در ابتدا و انتهای اتصال عضو قطری مهاربند.
- یک جفت سخت کننده در داخل تیر پیوند، مطابق شکل ۴-۱۸.

پیش نویس غیر قابل استناد

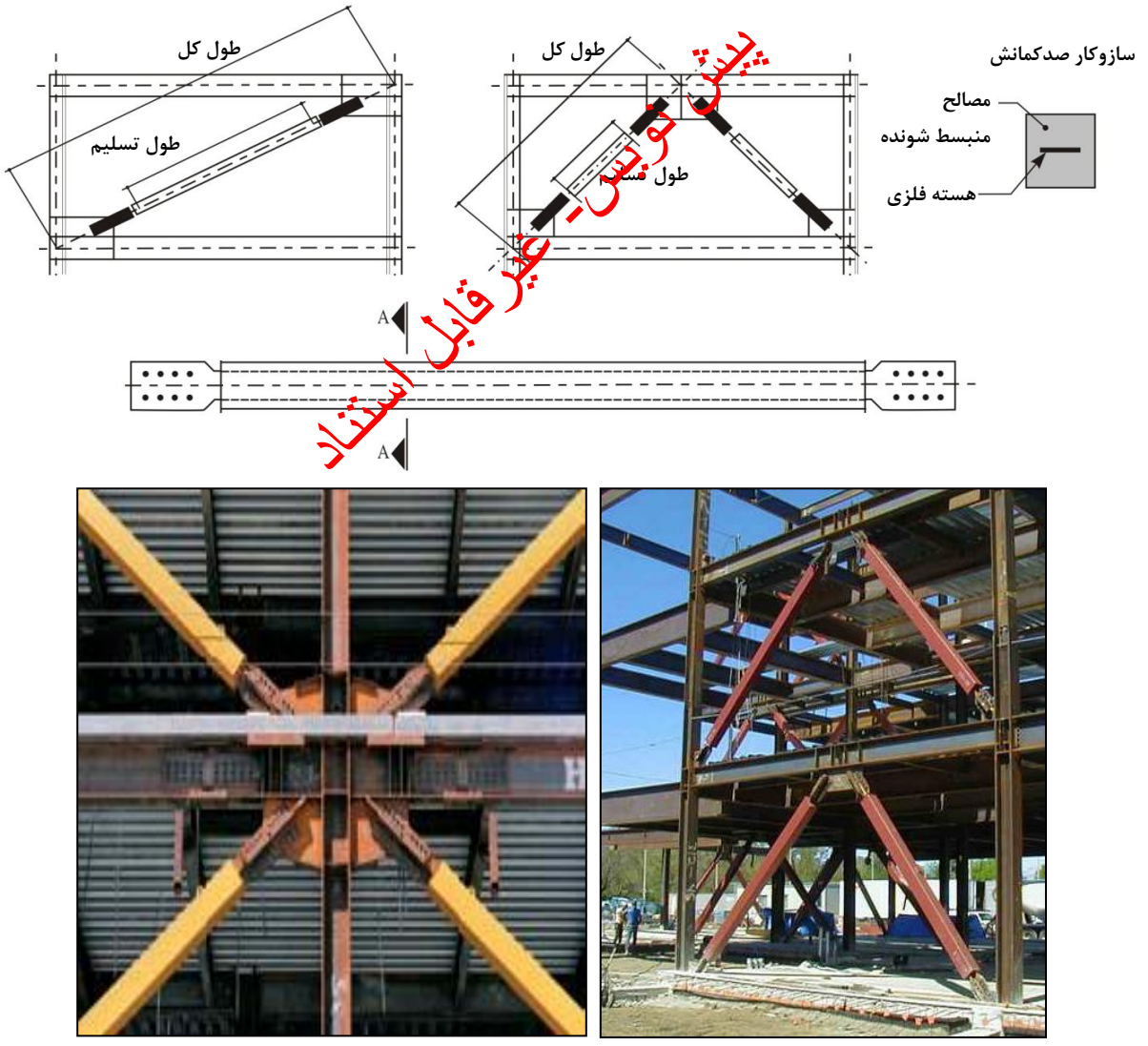


شکل ۴-۱۸- جزئیات تیر پیوند

۴-۲-۳- مهاربندهای کمانش تاب (BRBF)

سیستم مهاربندهای کمانش تاب نوع جدیدی از سیستم‌های مهاربندی همراه با اتلاف انرژی می‌باشد که با استفاده از جزئیاتی سعی در بهبود رفتار مهاربندهای همگرا (CBF) دارد (شکل۴-۱۹). در این سیستم عضو مهاربندی در غلافی قرار می‌گیرد که از کمانش این عضو جلوگیری می‌نماید. با این تجهیزات، رفتار مهاربند در فشار همانند رفتار آن در کشش با تسلیم (و نه کمانش) همراه است و در نتیجه شکل‌پذیری و اتلاف انرژی بسیار بهتری را نسبت مهاربندهای معمولی از خود نشان می‌دهد.

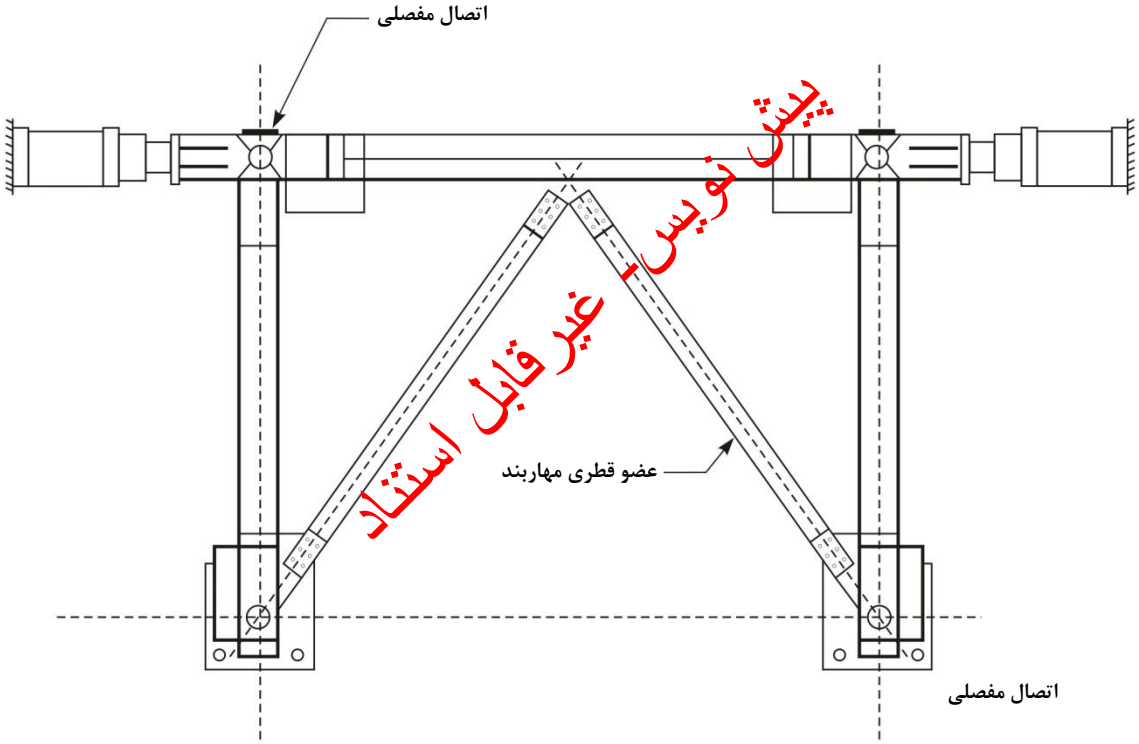
شکل‌های اجرایی مهاربندهای کمانش تاب همانند مهاربندهای همگرا شامل آرایش قطری (تک مورب) و جناغی (V و Λ) می‌باشد.



پیش نویس - غیر قابل استناد

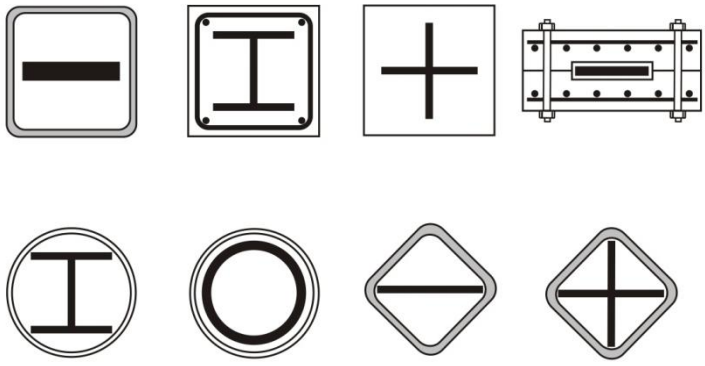
شکل ۴-۱۹- نمونه‌هایی از مهاربند ضد کمانش BRBF

سختی الاستیک قاب‌های مهاربندی (BRBF) از لحاظ مقدار با سختی قاب‌هایی که دارای مهاربندهای واگرا می‌باشند قابل مقایسه است. نتایج آزمایشات با ابعاد واقعی این اعضا نشان می‌دهد که قاب‌هایی که به خوبی با مهاربندهای (BRBF) مهاربندی شوند و جزئیات مناسب اجرایی نیز در آنها ملحوظ گردد، رفتار پایدار و متقارنی تحت فشار، کشش و حتی در تغییرشکل‌های بسیار بزرگ از خود به نمایش می‌گذارند (شکل ۴-۲۰). همچنین شکل‌پذیری و قابلیت جذب انرژی این قاب‌ها در حد قاب‌های خمشی فولادی ویژه و بیشتر از قاب‌های مهاربندی ویژه می‌باشد، که این شکل‌پذیری بالا نتیجه محصور نمودن هسته فولادی مهاربندها در مقابل کمانش می‌باشد. بعضی از مقاطع استفاده شده در مهاربندهای **BRBF** در شکل ۴-۲۱ نشان داده شده است.



پیش نویس - غیر قابل استناد

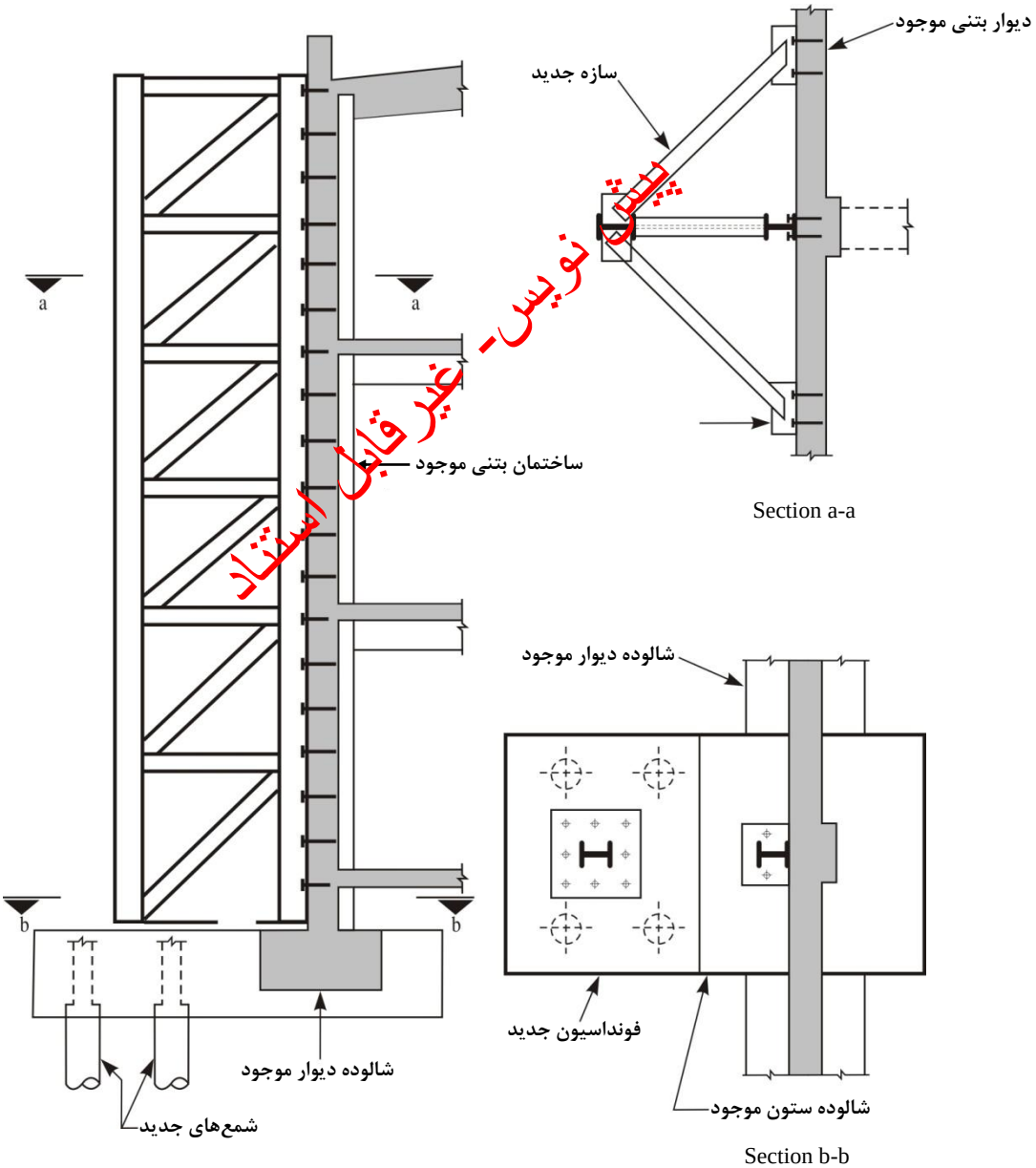
شکل ۴-۲۰- نمونه‌ای از مهاربند کمانش تاب (BRBF) و جزییات آن



شکل ۴-۲۱- بعضی از مقاطع استفاده شده در مهاربندهای BRBF

۴-۲-۴- اضافه کردن مهاربندهای خارجی

اساس این روش مانند مباحث قبلی بر اضافه نمودن مهاربند برای افزایش سختی سازه می‌باشد و تنها تفاوت آن با روش‌های قبلی در محل اضافه کردن مهاربندها می‌باشد (شکل ۴-۲۲). در این روش در صورتی که محدودیت‌های معماری در خارج ساختمان اجازه دهد، می‌توان سیستم مهاربندی را بصورت خارجی نصب و به سازه متصل نمود. لازم به ذکر است در اجرای این روش باید به اتصال مهاربند جدید به سازه‌ی قدیمی توجه ویژه‌ای نمود.

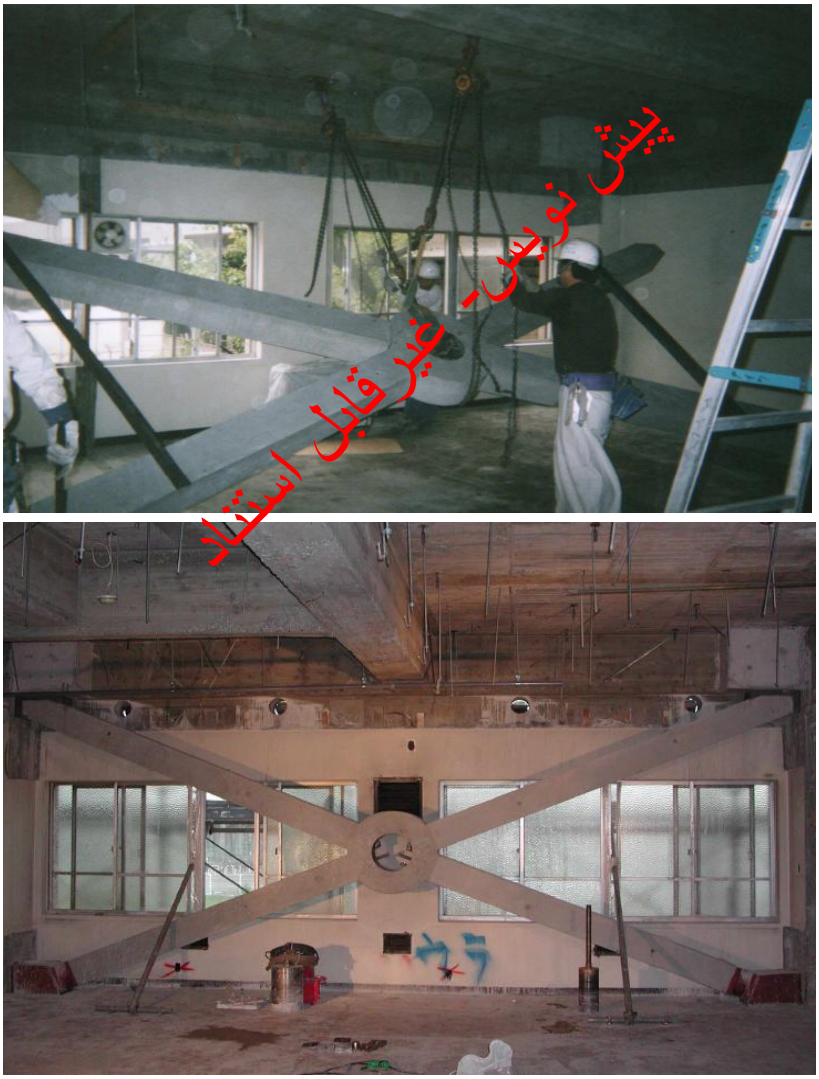


پیش نویس - غیر قابل استناد

شکل ۴-۲۲- بهسازی ساختمان با اضافه کردن مهاربند خارجی

۴-۲-۵- اضافه کردن مهاربندهای بتنی پیش‌تنیده و پیش‌ساخته

استفاده از روش‌هایی مانند اضافه نمودن دیوار برشی، افزایش مقاومت دیوار موجود، اضافه نمودن مهاربندهای فلزی، روکش کردن ستون‌ها با فولاد و FRP و.... اگرچه باعث افزایش سختی و مقاومت جانبی سازه می‌شوند ولی استفاده از این راهکارها مستلزم هزینه زیاد اجرا، وقفه طولانی مدت در بهره‌برداری از ساختمان و... می‌باشد. هدف استفاده از مهاربند پیش‌ساخته و پیش‌تنیده افزایش مقاومت و سختی جانبی سازه می‌باشد، ولی بر خلاف سایر روش‌های عنوان شده بکارگیری این روش احتیاجی به میلگرد اتصال برای متصل نمودن مهاربند جدید و قاب ندارد (شکل ۴-۲۳).

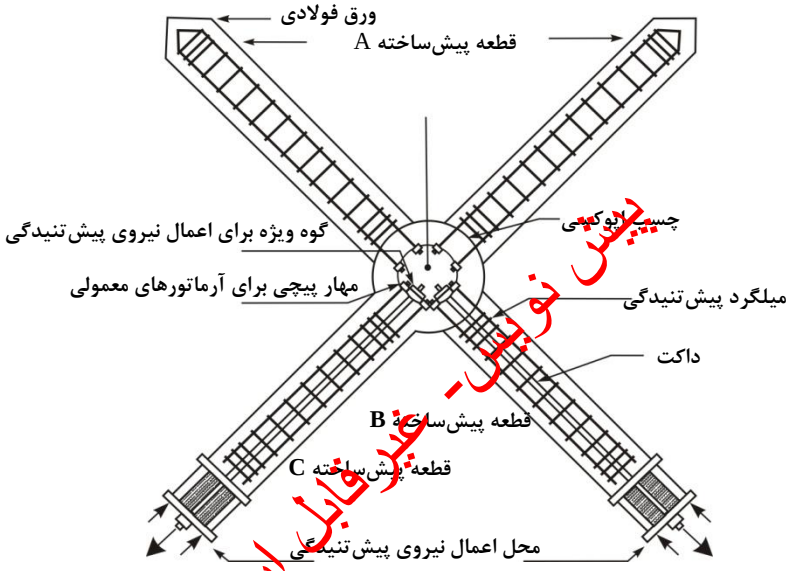

پیش نویس- غیر قابل استناد

شکل ۴-۲۳- نمونه‌ای از مهاربند بتنی پیش‌تنیده و پیش‌ساخته

مهاربند ضربدری بتنی پیش تنیده دارای ۴ عضو پیش ساخته می‌باشد. این اعضا در داخل کارگاه سرهم و مونتاژ می‌شوند و دو عضو تحتانی مهاربند مطابق شکل زیر پیش تنیده می‌شوند.

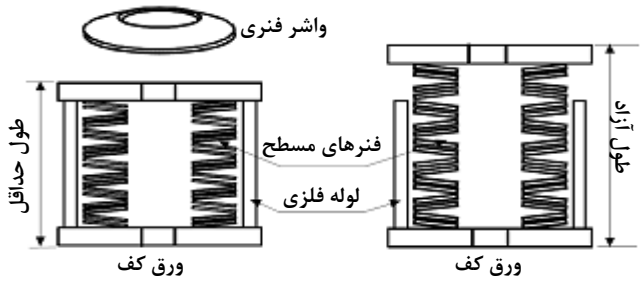
فاصله بین انتهای مهاربند و قاب با ملات منبسط شونده پر می‌گردد. پس از سخت شدن ملات نیروی پیش‌تنیدگی از روی عضو برداشته می‌شود. سپس مهاربند X شکل افزایش طول داده (به علت برداشتن بار پیش‌تنیدگی) و در جای خود کاملاً محکم می‌گردد (شکل۴-۲۴).

وقتی این نوع مهاربندها تحت نیروهای جانبی قرار می‌گیرد تنها عضو فشاری آن کار می‌کند زیرا بتن توانایی تحمل نیروهای کششی را ندارد و این امر مستلزم بکارگیری روش‌هایی برای جلوگیری از به‌وجود آمدن کشش در مهاربند می‌باشد.



شکل ۴-۲۴- مونتاژ مهاربند بتنی پیش‌تنیده و پیش‌ساخته

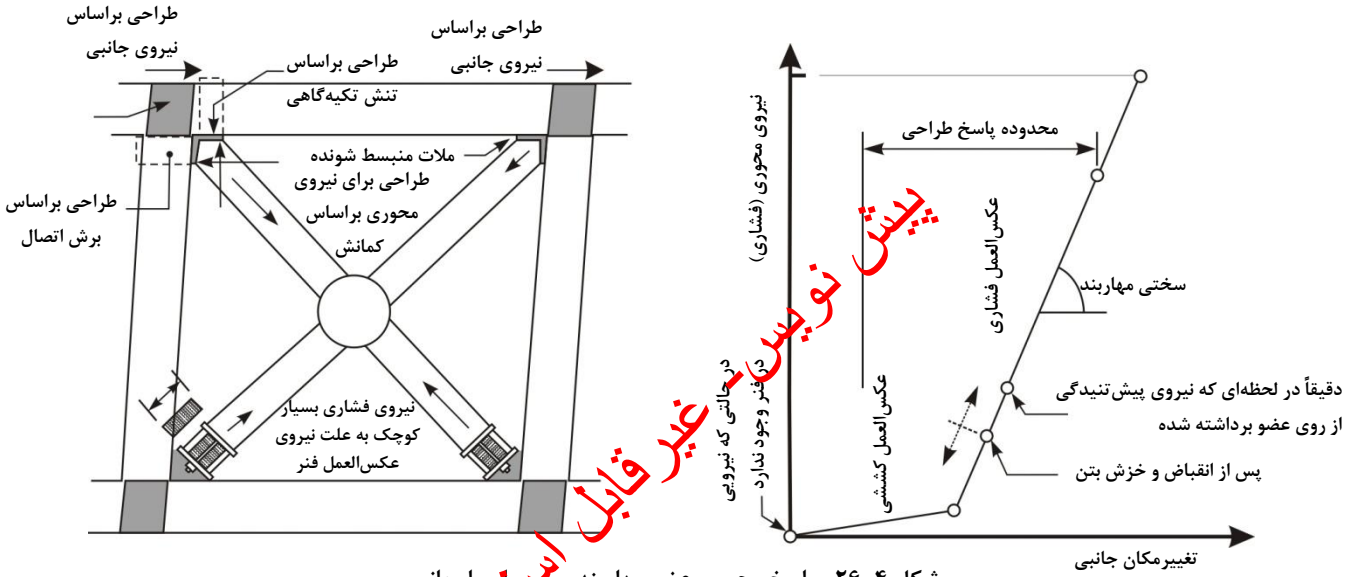
بکارگیری تجهیزاتی خاص با فنرهای مسلح و لوله‌های فلزی (مطابق شکل ۴-۲۵) که در قسمت تحتانی مهاربندها متصل شده مانع از به وجود آمدن کشش در اعضای مهاربند می‌گردد.



شکل ۴-۲۵- تجهیزات فنر مسطح و لوله فلزی

شکل ۴-۲۶ نحوه مقاومت سازه در برابر بارهای جانبی را نشان می‌دهد. فقط المانی که تحت فشار می‌باشد در برابر بار جانبی مقاومت می‌کند و عضو کششی نیرویی تحمل نمی‌نماید ولی به علت عکس‌العمل فنر مسطح همواره مقداری نیروی فشار در داخل عضو باقی می‌ماند. پاسخ محوری عضو مایل با توجه به وجود فنر مسطح و لوله فلزی در شکل زیر

نشان داده شده است. در این شکل محور افقی مقدار کاهش طول و محور قائم میزان نیروی محوری موجود در عضو را نشان می‌دهد. در لحظه‌ای که نیروی محوری پیش‌تنیدگی از روی عضو برداشته می‌شود نقطه عکس‌العمل توسط نقطه C نشان داده می‌شود. پس از انقباض و خزش بتن نقطه عملکرد از C به D منتقل می‌گردد. در هنگام زلزله نقطه عملکرد از D به B برای عضو فشاری و از D به F برای عضو کششی منتقل می‌گردد. حتی در هنگام کشش نیز نیروی موجود در عضو فشاری است زیرا فشار موجود در فنر مسطح مانع از به کشش افتادن عضو می‌گردد.



پیش نویس غیر قابل استناد

شکل ۴-۲۶- پاسخ محوری عضو مهاربندی در برابر بارجانبی

به هنگام طراحی این سیستم باید به موارد زیر توجه نمود:

۱- کاهش نیروی پیش‌تنیدگی به علت انقباض و خزش بتن باید به حداقل برسد.

۲- کمانش عناصر مهاربند همواره باید مورد توجه قرار بگیرند.

۳- باید از شکست خمشی اعضای قاب پرهیز نمود بدین صورت که مقطع اعضای مهاربند ضعیف‌تر از مقطع ستون متصل به آن باشد.

۴- از شکست برشی مستقیم انتهای تیر و ستون (محل برخورد مهاربند با این اعضا) باید پرهیز نمود.

۵- از شکست برشی اتصال باید پرهیز نمود.

۴-۳- اضافه کردن دیوارهای برشی و میانقاب

یکی از روش‌های معمول و رایج در بهسازی ساختمان‌ها در برابر زلزله، استفاده از دیوارها شامل دیوارهای برشی بتنی، دیوارهای پرکننده با مصالح بنایی، پانل‌های پیش‌ساخته بتنی، دیوارهای برشی فلزی، دیوارهای برشی مرکب و

میانقاب‌های بنایی و مسلح می‌باشد. استفاده از انواع دیوارها در افزایش ظرفیت لرزه‌ای ساختمان و کاهش تغییر مکان جانبی موثر است. با استفاده از این روش مقاومت ساختمان و همچنین شکل‌پذیری آن افزایش می‌یابد. در این روش نیز همانند سایر روش‌ها، اتصال بین قاب اولیه و دیوار جدید اهمیت زیادی دارد.

از نکات مهم در این روش، نحوه قرارگیری دیوارهای جدید و جانمایی آنها در سازه قدیمی می‌باشد. همانطور که در قبل نیز اشاره شد به دلیل پیدایش پیچش باید حتی‌المقدور دیوارها چه در ارتفاع و چه در پلان بصورت منظم و متقارن قرار گیرند.

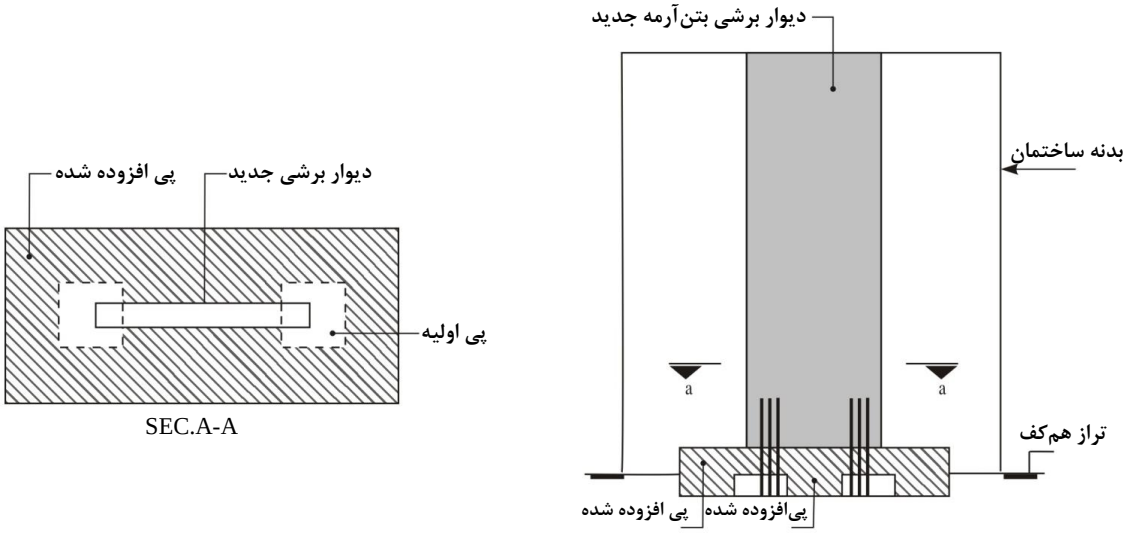
نکته مهم دیگری که باید به آن توجه داشت این است که به دلیل وزن نسبتا زیادی که دیوارها می‌توانند به سازه اولیه اعمال نمایند، باید از آنها تنها در قاب‌هایی که ظرفیت برشی ضعیفی دارند استفاده شود و از استفاده بیش از اندازه آنها جلوگیری شود. همچنین در اجرای دیوار برشی جدید در قاب‌ها باید به تقویت فونداسیون نیز توجه شود.

پیش نویس - غیر قابل استناد

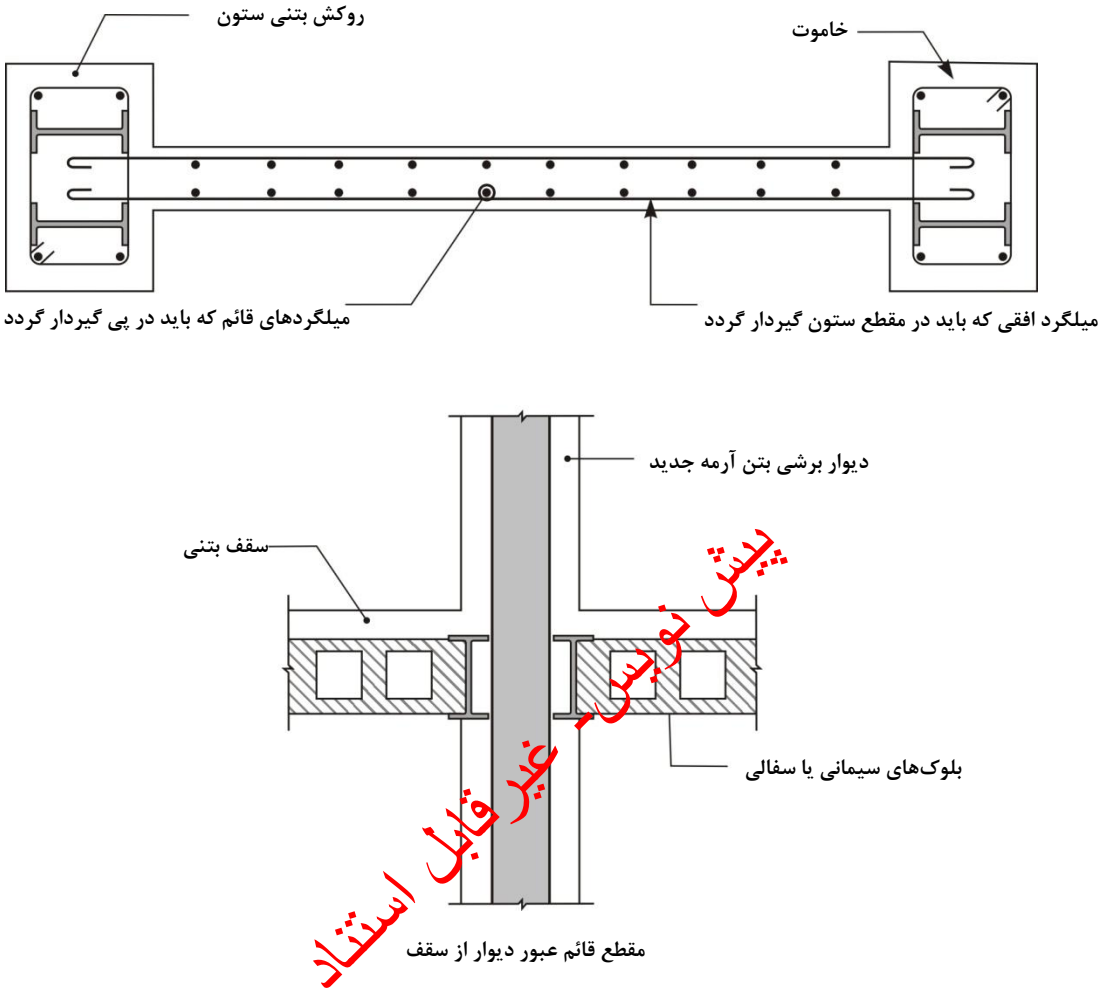
۴-۳-۱- دیوار برشی بتن مسلح

استفاده از دیوار برشی در سال‌های اخیر، در ساختمان‌های نوساز و همچنین بهسازی ساختمانهای موجود، مورد توجه قرار گرفته است. این سیستم دارای سختی مناسب برای کنترل تغییر شکل سازه بوده و همچنین با اعمال ضوابط طراحی، این دیوارها دارای مکانیسم شکست شکل‌پذیر با اتلاف انرژی بالا می‌باشند.

با توجه به مقاومت بالای این دیوارها، استفاده از آنها در ساختمان‌های بلندمرتبه بسیار اقتصادی بوده ولی در مورد ساختمان‌های با ارتفاع کم و متوسط، مسائل جانبی از قبیل تقویت اجزای سازه‌ای مجاور به آن، تاثیر زیادی بر جنبه‌های اجرایی و اقتصادی آن می‌گذارند. نمونه‌ای از جزئیات اجرایی دیوار برشی جدید در عملیات مقاوم‌سازی در شکل‌های ۴-۲۷ و ۴-۲۸ نشان داده شده است.

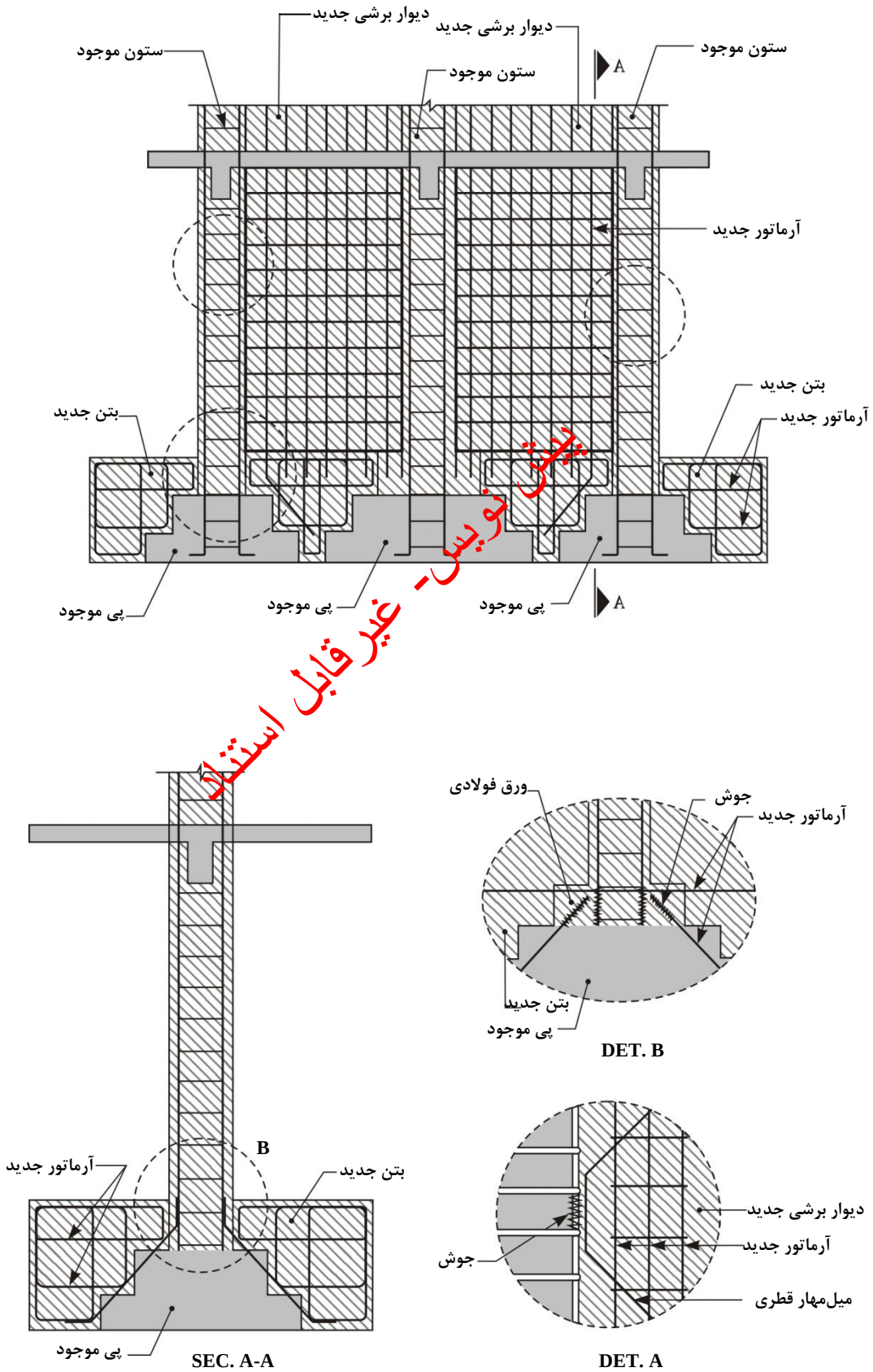


شکل ۴-۲۷- تقویت موضعی فونداسیون در دهانه‌ای که دیوار برشی اضافه گردیده است



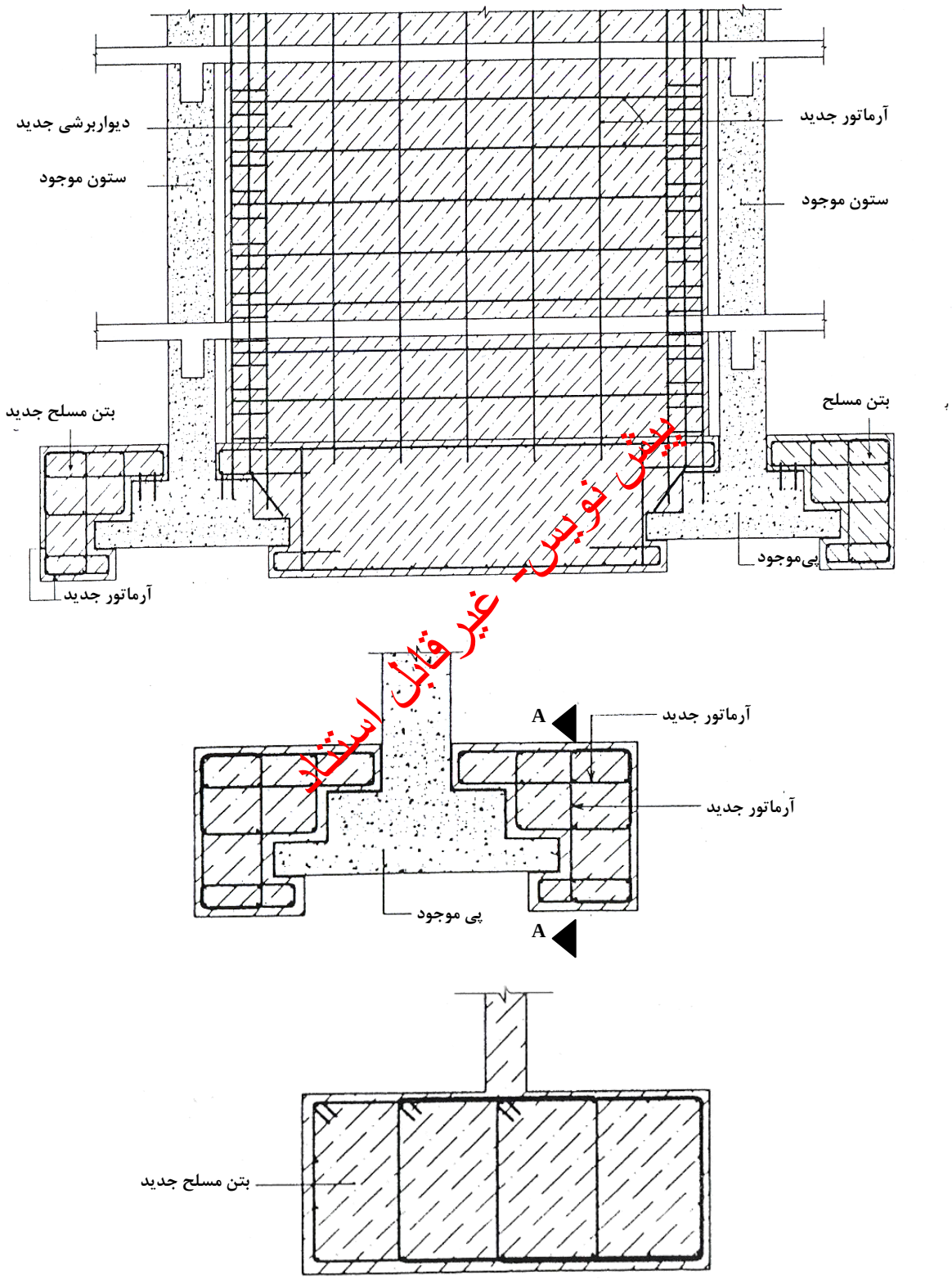
شکل ۴-۲۸- جزئیات اجرایی دیوار برشی جدید جهت بهسازی

از نکات مهمی که در مورد اجرای دیوارهای برشی باید مد نظر قرار گیرد، افزایش وزن سازه، تقارن در سیستم باربر جانبی جدید و همچنین تقویت فونداسیون به خاطر افزایش نیروهای واژگونی می‌باشد (اشکال ۴-۲۹ و ۴-۳۰).



پیش نویس- غیر قابل استناد

شکل ۴-۲۹- بهسازی پی برای دیوارهای برشی جدید



پیش نویس- غیر قابل استناد

شکل ۴-۳۰- بهسازی پی برای دیوارهای برشی جدید

۴-۳-۱-۱- عملکرد دیوار برشی بتنی

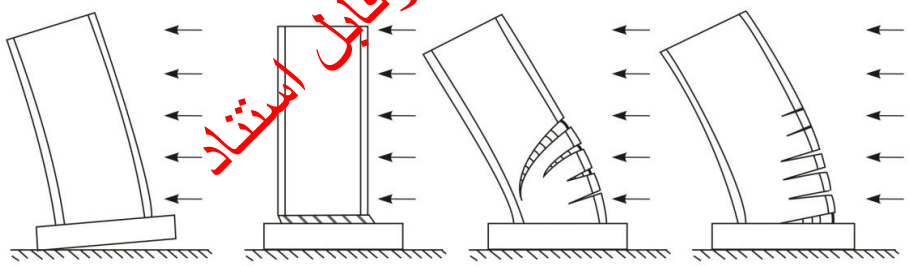
در صورتی‌که ارتفاع دیوار برشی کم باشد غالباً نیروی برشی حاکم بر طراحی آن خواهد بود اما اگر ارتفاع دیوار زیاد باشد، لنگرخمشی حاکم برطراحی آن خواهدبود به هرحال دیوار باید برای هر دو نیروی فوق کنترل و در مقابل آنها مسلح‌گردد. برخلاف عنوان برشی برای این سیستم رفتار دیوارهای برشی با نسبت بعدی بیش از ۲ (ارتفاع به طول) به صورت تیر طره می‌باشد و جابجایی‌های ناشی از خمش در آن حاکم می‌باشد.

در این حالت دیوار برشی به صورت یک تیر طره‌ای بسیار قوی که پای آن گیردار می‌باشد در مقابل نیروهای جانبی مقاومت نموده و آنها را به پی انتقال می‌دهد. بطور کلی نیروهایی که یک دیوار برشی تحت آن قرار می‌گیرند شامل:

- نیروی برشی متغیر با حداکثر مقدار در پایه
- لنگر خمشی متغیر با حداکثر مقدار در پای دیوار
- نیروی محوری فشاری ناشی از وزن طبقات می‌باشد.

برای دیواربرشی مطابق شکل ۴-۳۱ چهار حالت شکست را می‌توان در نظر گرفت، خمشی، برشی، برشی- لغزشی و واژگونی پی.

پیش نویس - غیر قابل استناد



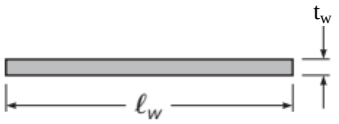
شکل ۴-۳۱- انواع حالت‌های شکست دیوار برشی

۴-۳-۱-۲- طراحی دیوار برشی

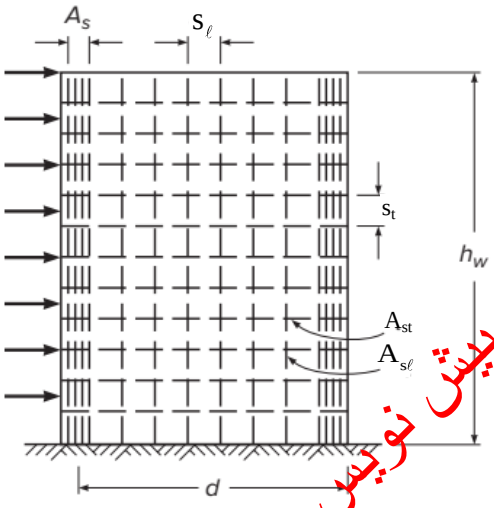
طراحی دیوار برشی در مقابل برش

در صورتی که V_u تلاش برشی نهایی در مقطع مورد طراحی باشد، طبق آیین‌نامه باید داشته باشیم:

$$V_u \le \phi V_n$$



شکل ۴-۳۲- مقطع دیوار برشی



شکل ۴-۳۳- هندسه و میلگردهای دیوار برشی و خمشی دیوار

پیش نویس- غیر قابل استناد

مقاومت برشی اسمی V_n ترکیبی از مقاومت برشی بتن و فولاد می‌باشد:

$$V_n = V_c + V_s$$

ملاحظات طراحی برای برش داخل صفحه

۱- مقاومت برشی اسمی داخل صفحه‌ی دیوارها، V_n، باید براساس ضوابط بندهای زیر محاسبه شود.

۲- در مقطع افقی از دیوار یا دیوارها، مقدار V_n نباید بیشتر از روابط زیر منظور شود:

الف: برای کل دیوارهای موازی آن امتداد:

$$V_n \le 0.66\sqrt{f'_c}\,\Sigma A_{cv} \qquad \text{(۴-۱-الف)}$$

$$\left[V_n \le 2.06\sqrt{f'_c}\,\Sigma A_{cv}\right] \quad \text{MKS}$$

ب: برای تک‌تک دیوارهای موازی آن امتداد:

$$V_n \le 0.83\sqrt{f'_c}\,A_{cv} \qquad \text{(۴-۱-ب)}$$

$$\left[V_n \le 2.65\sqrt{f'_c}\,A_{cv}\right] \quad \text{MKS}$$

A_{cv} = مساحت مقطع دیوار

ΣA_{cv} = مساحت مقطع کل دیوارهای موازی آن امتداد

۳- مقدار V_n از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$V_n = \left(\alpha_c \lambda \sqrt{f'_c} + \rho_t f_{yt}\right) A_{cv} = V_c + V_s \qquad (۲-۴)$$

$$V_c = \alpha_c \lambda \sqrt{f'_c} A_{cv} \quad \text{و} \quad \left[V_c = 3.13 \alpha_c \lambda \sqrt{f'_c} A_{cv}\right] \quad \text{MKS}$$

$$V_s = \rho_t f_{yt} A_{cv}$$

در این رابطه α_c ضریبی است که مطابق (الف) تا (پ) تعیین می‌شود:

الف- در دیوارهایی که در آن‌ها نسبت $\frac{h_w}{\ell_w}$ بزرگ‌تر یا مساوی ۲ است: $\alpha_c = 0.17$

ب- در دیوارهایی که در آن‌ها نسبت $\frac{h_w}{\ell_w}$ کوچک‌تر یا مساوی ۱/۵ است: $\alpha_c = 0.25$

پ- در دیوارهایی که در آن‌ها نسبت $\frac{h_w}{\ell_w}$ بین ۱/۵ و ۲ است، ضریب α_c با درون‌یابی خطی بین اعداد فوق تعیین می‌شود.

$$A_{cv} = t_w \ell_w$$

۴- در دیوارهای تحت اثر نیروی محوری خالص کششی N_u، ضریب α_c براساس رابطه‌ی زیر تعیین می‌شود:

$$\alpha_c = 0.17\left(1 + 0.29\frac{N_u}{A_g}\right) \geq 0 \qquad (۳-۴)$$

$$\left[\alpha_c = 0.17\left(1 + 0.029\frac{N_u}{A_g}\right)\right] \text{MKS}$$

پیش نویس - غیر قابل استناد

علامت N_u برای کشش، منفی در نظر گرفته می‌شود.

در روابط فوق:

f'_c = مقاومت مشخصه‌ی نمونه‌ی استوانه‌ای برحسب N/mm^2 [kg/cm^2]

t_w = ضخامت دیوار برشی

d = عمق موثر دیوار برشی مساوی $0.8\ell_w$

ϕ = ضریب تقلیل ظرفیت برشی مساوی ۰/۷۵ . در صورتیکه مقاومت برشی اسمی عضو کمتر از برش متناظر با توسعه‌ی مقاومت خمشی اسمی دیوار باشد، ϕ مساوی ۰/۶ منظور می‌شود.

λ = مساوی ۱ برای بتن معمولی، ۰/۸۵ برای بتن ماسه سبک و ۰/۷۵ برای بتن تمام سبک

ℓ_w = طول افقی (شکل ۴-۳۳-الف)

V_u = تلاش برشی نهایی در مقطع بحرانی

h_w و t_w و d و ℓ_w ابعاد مقطع دیوار طبق شکل ۴-۳۳ برحسب میلیمتر [سانتیمتر]

ρ_t = نسبت میلگردهای افقی که در فاصله s_t قرار دارند (شکل ۴-۳۳).

$$\rho_t = \frac{A_{st}}{t_w s_t}$$

A_t = مساحت کل میلگرد افقی که در فاصله s قرار دارند.

s_t = فاصله میلگردهای افقی، t_w = ضخامت دیوار

وقتی $V_u < \phi V_c$، میلگردهای حداقل و اگر $V_u > \phi V_c$ باشد، میلگرد محاسباتی طبق دستورالعمل زیر در دیوار تعبیه می‌گردد:

هنگامی که V_u از ϕV_c تجاوز نماید، باید میلگردهای برشی افقی A_{st} در دیوار تعبیه گردد (شکل ۴-۳۳). مقدار A_{st} که در فواصل s_t به صورت افقی در دیوار قرار دارد، طبق روابط زیر محاسبه می‌شود:

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c$$

$$\frac{A_{st}}{s_t} = \frac{V_s}{f_y d} \qquad (۴-۴)$$

$$\rho_t = A_{st} / t_w s_t \Rightarrow \rho_t = \frac{V_s}{f_y d t_w}$$

پیش نویس- غیر قابل استناد

که در آن s_t فاصله میلگردهای افقی، A_h سطح مقطع یک یا دو میلگرد افقی برحسب اینکه دیوار دارای یک یا دو سفره میلگرد باشد و d نیز مساوی $0.8\ell_w$ فرض می‌شود. نسبت ρ_t یعنی نسبت سطح میلگرد برشی افقی به سطح مقطع قائم بتنی کل، نباید کمتر از ۰/۰۰۲۵ باشد. فاصله‌ی s_t نباید از هیچ یک از سه مقدار، $3t_w$ و ۴۵۰ میلیمتر و $\ell_w / 5$ تجاوز نماید.

نسبت ρ_ℓ یعنی نسبت میلگرد برشی قائم به سطح مقطع افقی بتنی کل نباید کمتر از مقدار حداقل باشد.

در محل درزهای اجرایی افقی دیوارها، مقاومت برشی اسمی V_n باید براساس عملکرد برش اصطکاکی تعیین گردد.

طراحی برای برش خارج از صفحه

مقاومت برشی اسمی خارج از صفحه‌ی دیوارها، V_n، باید براساس ضوابط تیرها محاسبه شود.

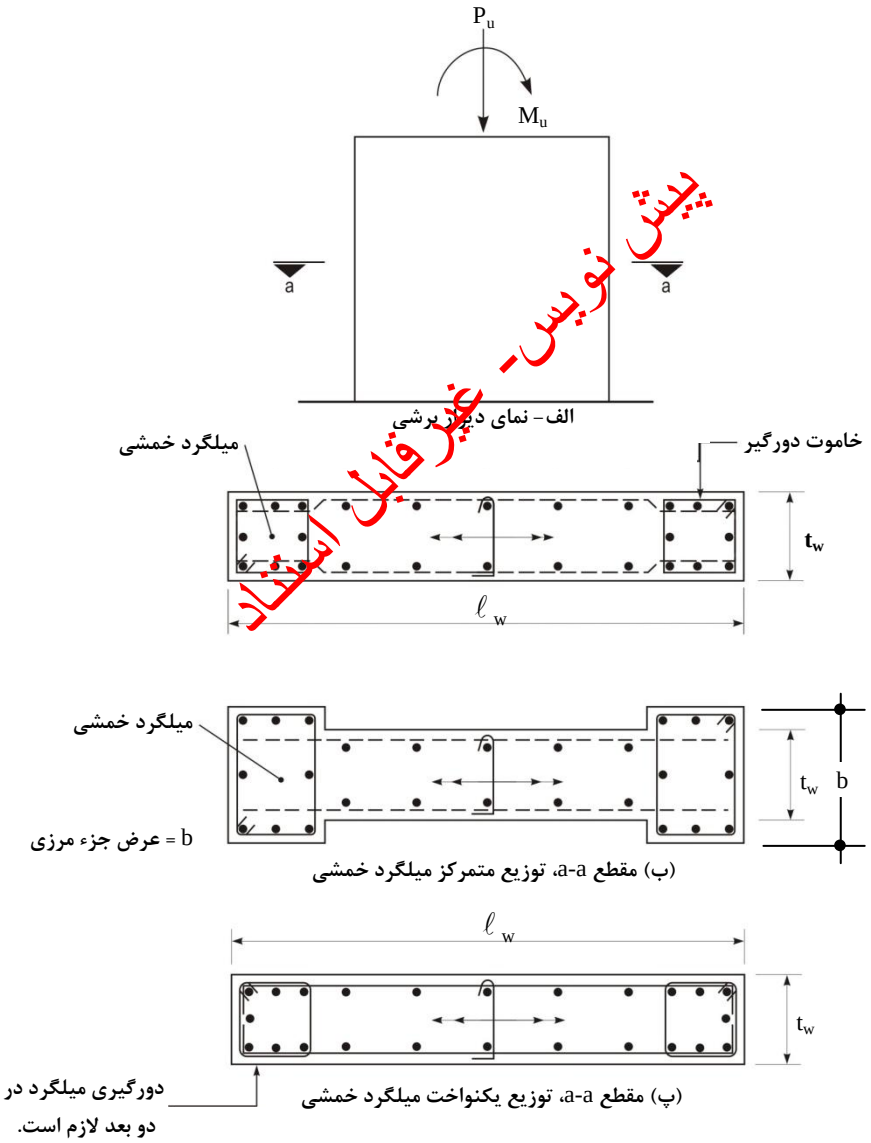
طراحی دیوارهای برشی در مقابل خمش

هر مقطع از دیوار برشی، علاوه بر نیروی برشی، تحت لنگر خمشی و نیروی محوری نیز قرار دارد (شکل ۴-۳۴- الف) که لازم است میلگردهای کافی برای مقابله با آنها در مقطع تعبیه گردد. توصیه می‌شود که ابعاد دیوار برشی طوری تنظیم گردد که نیروی محوری P_u از رابطه زیر تجاوز نکند.

$$P_u < 0.3 f'_c A_g \qquad (۴-۵)$$

A_g = مساحت کل دیوار برشی

شکل ۴-۳۳- ب شکل عمومی میلگردهای خمشی دیوارهای برشی را نشان می‌دهد که در آن میلگردهای خمشی در دو لبه‌ی خارجی دیوار متمرکز شده‌اند. به علت عوض شدن جهت لنگر ناشی از نیروهای جانبی (باد یا زلزله)، میلگردهای خمشی به صورت متقارن در دو لبه قرار داده می‌شوند. برای طراحی خمشی می‌توان از یکی از روش‌های زیر استفاده نمود:



پیش نویس - غیر قابل استناد

شکل ۴-۳۴

الف) تئوری خمش

در صورتی که مقدار نیروی محوری $P_u < 0.1f'_cA_g$ باشد، سطح مقطع میلگرد خمشی را می‌توان با استفاده از تئوری خمش محاسبه نمود. در این حالت از میلگردهای سمت دیگر می‌توان به عنوان میلگرد فشاری استفاده کرد.

(ب) استفاده از نمودارهای اندرکنش ستون‌ها

در صورت قابل ملاحظه بودن مقدار نیروی محوری P_u، سطح مقطع دیوار را می‌توان به صورت مستطیلی به عرض t_w و ارتفاع ℓ_w در نظر گرفت و سطح مقطع میلگرد خمشی را با استفاده از نمودارهای اندرکنشی فصل هشتم تعیین نمود. در صورت استفاده از نرم‌افزار، امکان رسم نمودار اندرکنش P-M برای مقطع واقعی دیوار برشی وجود دارد.

(پ) روش C-T

در صورتی که سطح مقطع میلگردهای خمشی زیاد باشد، لازم است دو انتهای دیوار را به صورت برجسته درآورد و میلگردهای خمشی را در آن متمرکز نمود. این میلگردها لازم است با خاموت دورگیری شوند. در بخش‌های بعدی همین فصل شرایط لازم برای استفاده از لبه‌های برجسته که به آنها عناصر مرزی می‌گویند و همچنین نحوه‌ی دورگیری میلگردهای خمشی با خاموت ارائه شده است.

در این حالت، میلگردهای کششی یک سمت مقطع از رابطه‌ی زیر به دست می‌آید:

$$T_u = \frac{M_u}{0.8\ell_w} - \frac{P_u}{2} \qquad (۴-۶-\text{الف})$$

$$P_u = \frac{M_u}{0.8\ell_w} + \frac{P_u}{2} \qquad (۴-۶-\text{ب})$$

پیش نویس - غیر قابل استناد

در ساختمان‌های کوتاه غالباً میلگردهای قائم که به طور یکنواخت در مقطع دیوار توزیع شده است، می‌توانند جوابگوی نیازهای خمشی هستند. در این حالت اگر s_ℓ سطح مقطع کل آرماتورهایی باشد که به طور یکنواخت در مقطع توزیع شده است، مقاومت خمشی دیوار را می‌توان از رابطه‌ی زیر محاسبه نمود:

$$M_n = 0.5A_{s\ell}f_y\ell_w\left(1+\frac{P_u}{A_{s\ell}f_y}\right)\left(1-\frac{c}{\ell_w}\right) \qquad (۴-۷)$$

$$\phi M_n \geq M_u$$

در رابطه‌ی فوق:

M_n = مقاومت خمشی اسمی دیوار

M_u = تلاش خمشی نهایی دیوار

P_u = تلاش محوری موجود در مقطع دیوار

$A_{s\ell}$ = سطح مقطع کل آرماتورهای قائم (طولی)

f_y = تنش تسلیم فولاد

ϕ = ضریب تقلیل ظرفیت خمشی

t_w = ضخامت دیوار (شکل ۴-۳۴- پ)

ℓ_w = طول افقی دیوار (شکل ۴-۳۴- پ)

مقدار c/ℓ_w از رابطه‌ی زیر به دست می‌آید:

$$\frac{c}{\ell_w} = \frac{\omega + \alpha}{2\omega + 0.85\beta_1}$$

$$\omega = \left(\frac{A_{s\ell}}{\ell_w t_w}\right)\frac{f_y}{f'_c}$$

$$\alpha = \frac{P_u}{\ell_w t_w f'_c}$$

$$\phi = 0.9$$

روش استفاده از رابطه‌ی ۴-۷ بدین قرار است که ابتدا با توجه به میلگردهای قائم مفروض، ظرفیت خمشی مقطع به دست می‌آید. اگر ظرفیت خمشی کمتر از تلاش خمشی به دست آید، باید با افزایش قطر و یا کاهش فاصله‌ی میلگردهای قائم، مقدار $A_{s\ell}$ آنقدر افزایش یابد تا مقاومت خمشی بزرگتر از لنگر خمشی مقطع گردد. مقدار کل میلگرد قائم نباید از مقادیر حداقل کمتر باشد.

پیش نویس - غیرقابل استناد

کنترل تنش فشاری در تار انتهایی- جزء مرزی

در دیوارهای برشی با شکل‌پذیری زیاد، لازم است تنش فشاری در دورترین تار فشار دیوار برشی با رابطه زیر محاسبه شود:

$$f_c = \frac{P_u}{A_g} + \frac{M_u}{S_g} \quad \text{و} \quad A_g = t_w \ell_w \quad \text{و} \quad S_g = \frac{t_w \ell_w^2}{6}$$

اگر f_c بزرگتر از $0.2f'_c$ شود، لازم است آرماتورهای خمشی واقع در لبه توسط تنگ دورگیر محیطی، محصور شود. فاصله‌ای این تنگ‌ها نباید از ۶ برابر قطر میلگرد طولی و ۱۵۰ میلیمتر بزرگتر شود. اصولاً دورگیری آرماتورهای لبه‌ی دیوار برشی در تمام موارد توصیه می‌شود.

مثال ۴-۱

مطلوب است طراحی دیوار برشی نشان داده شده در شکل داریم:

$$f'_c = 30\ \text{N/mm}^2 \quad \text{و} \quad f_y = 420\,\text{N/mm}^2 \quad h_w = 3.75\text{m}$$

حل:

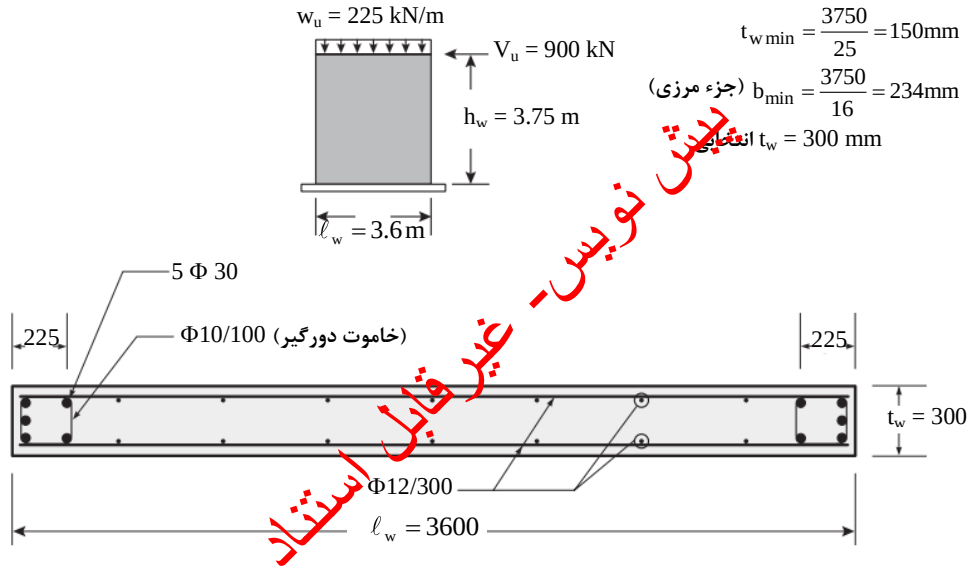
$t_w = 300mm \quad w_d = 3.75 \times 0.3 \times 25 = 28.125 kN/m$

$P_u (1.2w_d + w_u)\ell_w = (1.2 \times 28.125 + 225)3.6 = 931.5 kN$

$M_u = 900 \times 3.75 = 3375 \text{ kN.m}$

$V_u = 900 kN$

تاثیر خمش خارج از صفحه در مقابل نیروهای درون صفحه ناچیز است.



پیش نویس - غیر قابل استناد

شکل ۴-۳۵

طراحی برای خمش

$0.1 f'_c A_g = 0.1 \times 30 \times 3600 \times 300 \times 10^{-3} = 3240 kN >> 931.5 kN$

پس از روابط خمش معمولی می‌توان برای طراحی آرماتورهای خمشی استفاده نمود و نیاز به روابط اندرکنشی نیست.

اساس مقطع $S_g = 300 \times 3600^2/6 = 648 \times 10^6 \text{ mm}^3$ و $A_g = 300 \times 3600 = 1080 \times 10^3 \text{ mm}^2$

$$f_c = \frac{931.5 \times 10^3}{1080 \times 10^3} + \frac{3375 \times 10^6}{648 \times 10^6} = 0.86 + 5.21 = 6.07 > 0.2 \times 30 = 6 N/mm^2$$

نیاز به جزء مرزی است.

$d = 0.8\ell_w = 0.8 \times 3.6 = 2.88 m$

تقریبی $A_s = \frac{M_u}{\phi f_y J d} = \frac{3375 \times 10^6}{0.9 \times 420 \times 0.9 \times 2880} = 3445 mm^2$

از ۵ عدد میلگرد $\phi 30$ در هر طرف دیوار استفاده می‌شود.

$$A_s = 5\times\frac{\pi\times 30^2}{4} = 5\times 707 = 3535\,mm^2 > 3445$$

میلگردها توسط تنگ $\phi 10/150\,mm$ محصور می‌شوند. فاصله این تنگ‌ها توصیه می‌شود از ۶ برابر قطر میلگـرد یـا ۱۵۰ میلیمتر (هر کدام که بزرگترند) کمتر باشد.

طراحی برای برش

ساختمان یک طبقه نیاز به تشدید نیروی برشی ندارد و از $\phi = 0.6$ استفاده می‌شود.

$$\phi V_n = 0.83\phi\sqrt{f'_c}A_{cv} = 0.83\times 0.6\sqrt{30}\times 300\times 3600\times 10^{-3} = 2946 > 900\,kN$$

$$V_u = 900\,kN \rightarrow V_n = 900/0.6 = 1500\,kN$$

$$h_w/\ell_w = 3.75/3.6 = 1.04 \Rightarrow \alpha_c = 0.25$$

$$V_c = \alpha_c\lambda\sqrt{f'_c}A_{cv} = 0.25\sqrt{30}\times 3600\times 300\times 10^{-3} = 1479\,kN$$

$$0.5V_c = 739.5\,kN$$

$$V_n > V_c \Rightarrow V_s = 1500 - 1479 = 21\,kN$$

$$\rho_t = \frac{V_s}{f_y d\, t_w} = \frac{21\times 10^3}{420\times 2880\times 300} = 5.8\times 10^{-5} < 0.0025$$

پیش نویس - غیر قابل استناد

پس نسبت حداقل میلگرد برشی (افقی) ۰/۰۰۲۵ حاکم است.

$s = 300\,mm$ (فاصله حداکثر $350\,mm < 3t_w$)

$$\frac{A_{st}}{s_t t_w} = 0.0025 \rightarrow A_{st} = 300\times 300\times 0.0025 = 225\,mm^2$$

$$\rightarrow A_v = 2\times\frac{\pi\times 12^2}{4} = 226\,mm^2 \quad \text{با فرض میلگرد نمره ۱۲}$$

چون ضخامت دیوار از ۲۵۰ میلیمتر بزرگتر است از دو لایه میلگرد استفاده شده است.

میلگرد افقی (عرضی) $= 2\Phi 12/300$

برای میلگرد قائم نیز نسبت حداقل میلگرد قائم ۰/۰۰۲۵ اسـت و بنـابراین در امتـداد قـائم نیـز از $2\Phi 12/300$ اسـتفاده می‌شود.

مثال ۴-۲

دیوار برشی نشان داده شده در شکل ۴-۳۶ را از نظر برش و خمش طراحی نمایید.

$t_w = 200\,mm$
$f'_c = 200\,kg/cm^2$
$f_y = 4000\,kg/cm^2$

حل:

۱- ظرفیت برشی حداکثر

$$\phi V_n = 2.65\phi\sqrt{f'_c}\,A_{cv} = 2.65\times 0.6\sqrt{200}\times 25\times 240\times 10^{-3} = 135\,ton > 90$$

در کارهای ترمیمی توصیه می‌شود از ϕ برشی مساوی ۰/۶ و حتی کمتر استفاده شود.

بنابراین ضخامت $t_w = 250$ mm برای دیوار کافی می‌باشد.

۲- محاسبه‌ی مقاومت برشی بتن

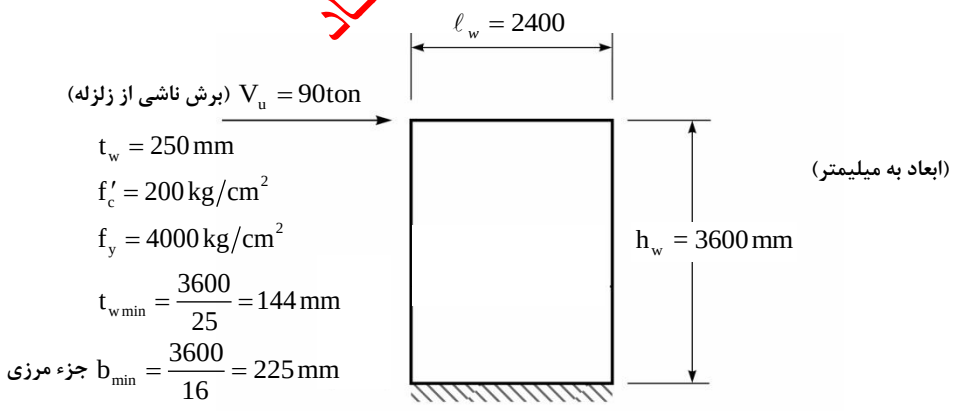
$$\frac{h_w}{\ell_w} = \frac{3600}{2400} = 1.50 \rightarrow \alpha_c = 0.25$$

مقاومت برشی بتن

$$N_u = 0$$
$$V_c = 3.13\alpha_c\sqrt{f'_c}A_{cv} = 3.13\times 0.25\sqrt{200}\times 240\times 25\times 10^{-3} = 66.4\,ton$$
$$\phi V_c = 0.6\times 66.4 = 39.8\,ton \Rightarrow V_u > \phi V_c$$

احتیاج به میلگردهای برشی محاسباتی در دیوار داریم.

پیش نویس- غیر قابل استناد



شکل ۴-۳۶

۳- محاسبه‌ی میلگردهای برشی افقی (A_t)

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{90}{0.6} - 66.4 = 83.6\ ton$$
$$d = 0.8\ell_w = 0.8\times 240 = 192\,cm$$
$$\frac{A_{st}}{s_t} = \frac{V_s}{f_y d} = \frac{83.6\times 10^3}{4000\times 192} = 0.109\,cm^2/cm$$

s_t حداکثر $= \min \ \ 3t_w = 750\,mm, 450\,mm, \ell_w / 5 = 480\,mm$

s_t مساوی ۳۰۰ میلیمتر انتخاب می‌شود.

(سطح دو ساق) $A_h = 0.109 \times 30 = 3.27\,cm^2$

از میلگرد آجدار نمره ۱۶ استفاده می‌شود.

$$A_{st} = 2 \times \frac{\pi \times 1.6^2}{4} = 4 > 3.27\,cm^2$$

محاسبه‌ی ρ_t (برای عرض یک متر)

(محاسباتی) $\rho_t = \frac{4}{30 \times 25} = 0.0053 > 0.0025$

۴- محاسبه‌ی میلگردهای قائم A_ℓ

$\rho_\ell = 0.0025$

استفاده می‌شود از:

$\Phi 12 at 300 \rightarrow \rho_\ell = 2 \times 1.13 / 30 \times 25 = 0.003 \geq 0.0025$

۵- محاسبه‌ی میلگردهای خمشی

$M_u = V_u h_w = 90 \times 3.60 = 324\,ton.m$

$d = 0.8\ell_w = 0.8 \times 240 = 192\,cm$

(اساس مقطع) $S = 25 \times \frac{240^2}{6} = 240 \times 10^3\,cm^3 \rightarrow f_b = \frac{324 \times 10^5}{240 \times 10^3} = 135\,kg/cm^2 > 0.2f'_c = 40\,kg/cm^2$

نیاز به جزء مرزی و تنگ دورگیر در دو لبه ضروری است.

اولیه $A_s = \frac{M_u}{(\phi) f_y (0.85d)} = \frac{324 \times 10^5}{0.9 \times 4000 (0.85 \times 192)} = 55.14\,cm^2$

$$a = \frac{4000 \times 55.14}{0.85 \times 200 \times 25} = 51.9cm \rightarrow d - \frac{a}{2} = 166\,cm, c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{51.9}{0.85} = 61cm$$

$$A_s = \frac{324 \times 10^5}{0.9 \times 4000 \times 166} = 54.2\,cm^2$$

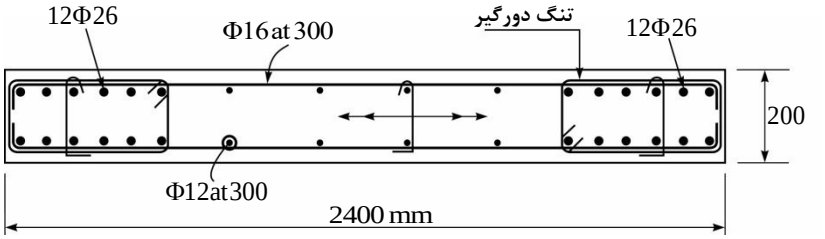
در هرطرف استفاده می‌شود از:

$12\Phi 25, A_s = 12 \times 4.91 = 58.92\,cm^2$

$$\varepsilon_t = \varepsilon_{cu} \frac{d_t - c}{c} = 0.003 \frac{230 - 61}{61} = 0.0083 > 0.005$$

پیش نویس- غیر قابل استناد

پس مقطع کشش کنترل بوده و $\phi = 0.9$ می‌باشد. مقطع دیوار به صورت زیر درمی‌آید:



مقطع دیوار برشی (وجود تنگ دورگیر در دو لبه دیوار ضروری است)

برای میلگردهای کششی که در دو لبه‌ی دیوار برشی تعبیه شده‌اند، مطابق دستورالعمل ستون‌ها خاموت‌های محصورکننده تعبیه می‌شود. جزئیات در شکل فوق نشان داده شده است.

ضوابط طرح لرزه‌ای دیوارهای برشی ویژه (با شکل‌پذیری زیاد)

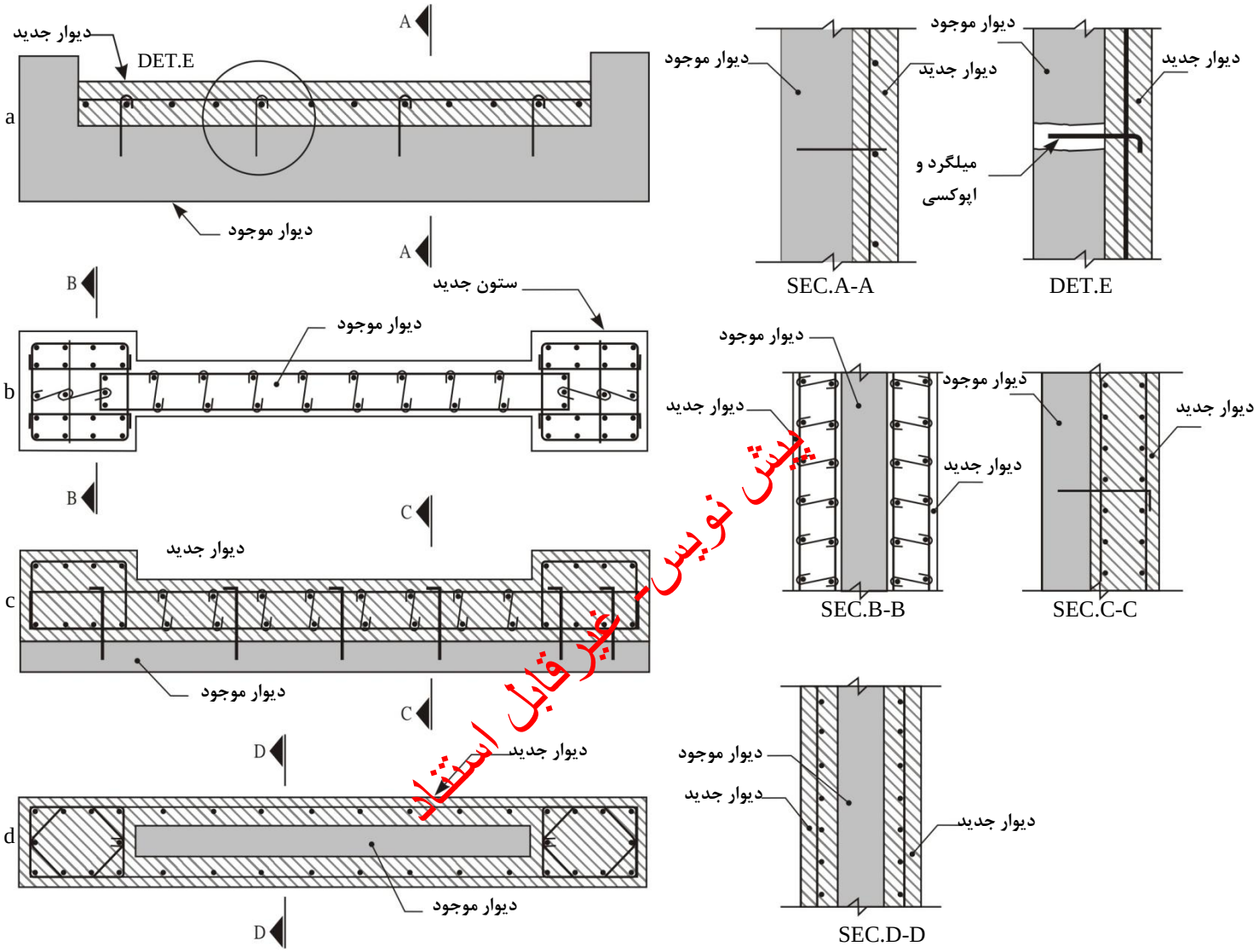
در این خصوص لازمست به آیین‌نامه آبا و یا مبحث نهم مراجعه شود. لازم به تذکر است که دستورات دیوار برشی ویژه غالباً در کارهای ترمیمی قابل اعمال نمی‌باشند و برای طرح‌های نو کاربردی می‌باشند.

پیش نویس غیر قابل استناد

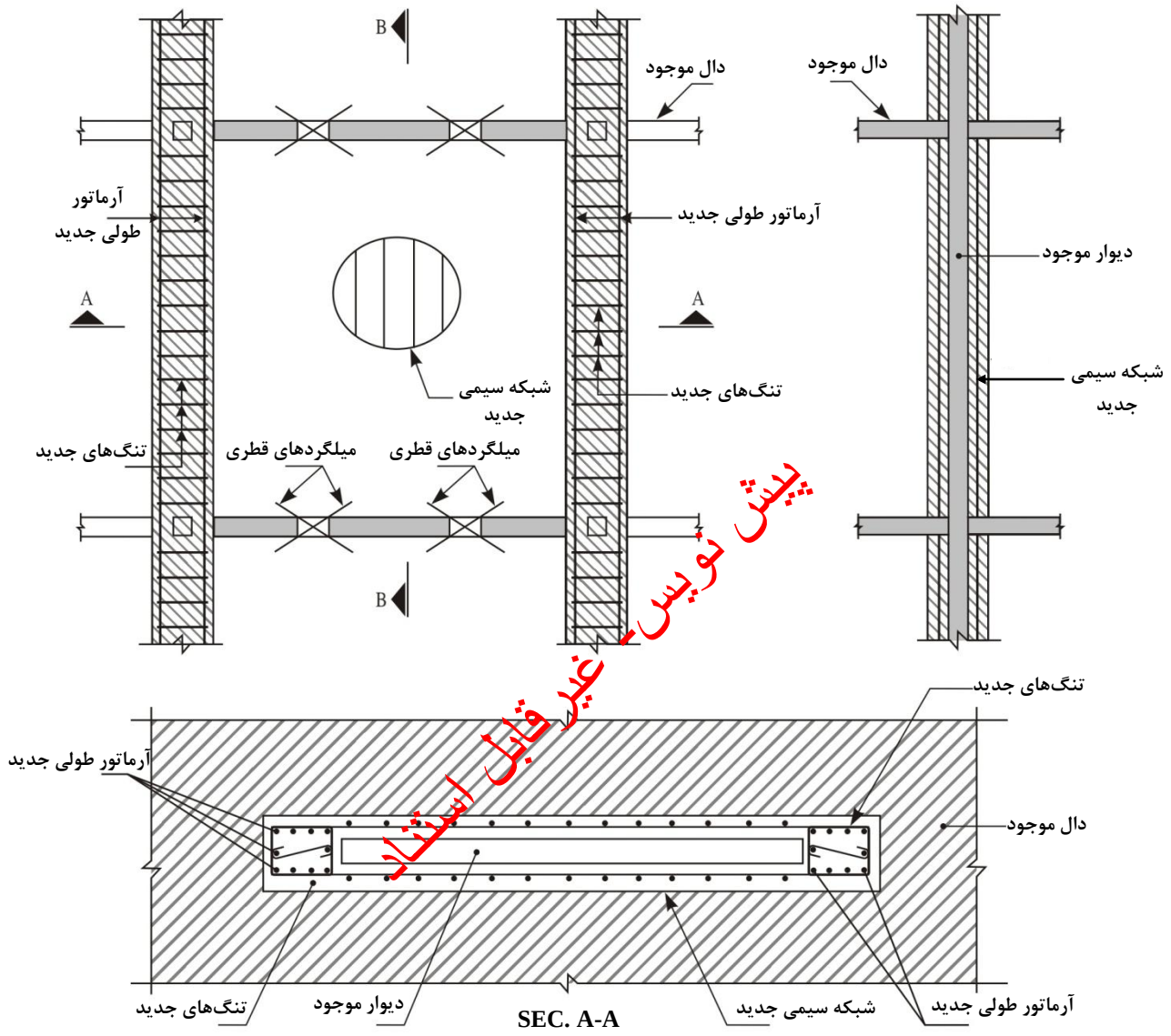
۴-۳-۱-۳- تقویت دیوار برشی

در صورتی که به هر دلیل مقاومت خمشی، برشی، شکل‌پذیری و یا سختی دیوار برشی کم باشد، دیوار را می‌توان با روش‌های روکش بتنی، استفاده از ورق‌های فولادی و یا FRP تقویت نمود. افزایش ضخامت دیوار بوسیله بتن پاشی، احداث دیوار برشی جدید در مجاورت دیوار قدیمی و پرکردن باز شوها با بتن مسلح می‌تواند سبب افزایش سختی و مقاومت جانبی دیوار گردد. در این روش اتصال بتن قدیم و جدید از طریق کاشت بولت‌ها امکان‌پذیر می‌باشد. در این روش آرماتورهای جدید داخل دیافراگم و ستون نیز کاشته می‌شوند. به هر حال باید در نظر داشت تقویت دیوارها، سبب شکست برشی ترد دیوار نگردد، بلکه باید شکست بصورت خمشی نرم ایجاد گردد (شکل‌های ۴-۳۷ و ۴-۳۸).

اتصال ورق‌های فولادی با انکربولت به دیوار بتنی در یک یا دو طرف نیز می تواند باعث افزایش مقاومت و شکل‌پذیری دیوارها گردد.



شکل ۴-۳۷- بهسازی دیوارهای برشی و ستون‌های اطراف آن از یک و یا دو طرف

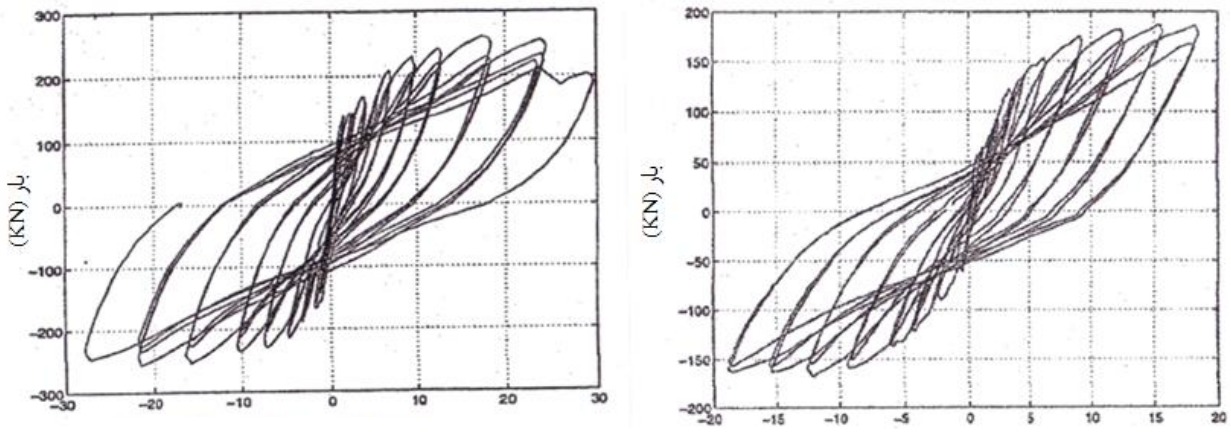


شکل ۴-۳۸- بهسازی دیوارهای برشی از دو طرف

۴-۳-۱-۳-۱- تقویت دیوار برشی با مصالح FRP

الف- تقویت برشی با مصالح FRP

برای جبران ضعف برشی دیوار، صفحات FRP در راستای طول دیوار موازی با آرماتورهای عرضی بـه صـورت افقـی در دو وجه دیوار نصب می‌گردد. نحوه عملکرد FRP بدین صورت می‌باشد که پس از ایجاد ترک برشی در بتن، کـرنش در FRP در آن منطقه افزایش یافته و نیروها به FRP منتقل می‌گردد. نتایج نشان می‌دهد که تقویت برشی دیوار با صـفحات FRP سبب افزایش مقاومت تسلیم، مقاومت نهایی و شکل‌پذیری دیوار می‌گردد. ظرفیت برشی FRP در ایـن حالـت بـر اسـاس ظرفیت برشی مقاطع مستطیل شکل دورپیچ شده با FRP مشخص می‌گردد (شکل ۴-۳۹).



تغییرمکان افقی قسمت فوقانی دیوار (mm)
دیوار تقویت نشده

تغییرمکان افقی قسمت فوقانی دیوار (mm)
دیوار تقویت شده با FRP

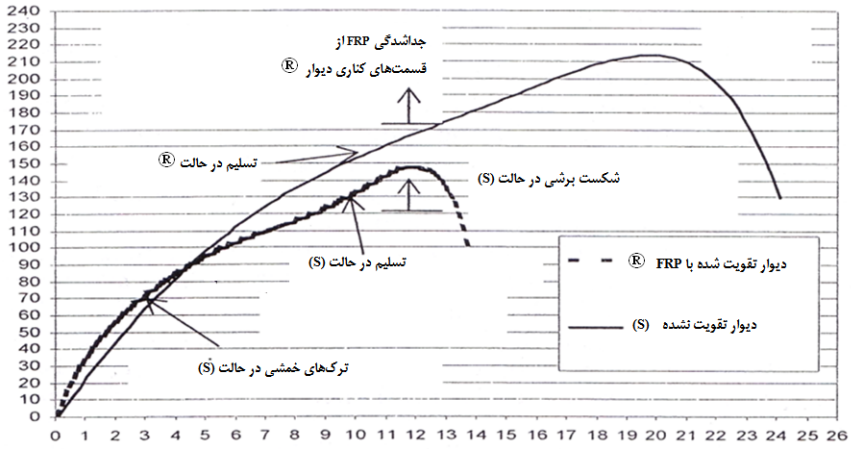
شکل ۴-۳۹- مقایسه منحنی هیسترزیس دیوار عادی و تقویت شده

پیش نویس غیر قابل استناد

ب- تقویت خمشی

برای جبران ضعف خمشی دیوار صفحات FRP در راستای ارتفاع دیوار موازی با آرماتورهای طولی بر روی آن بطـور قـائم نصب می‌گردد طریقه نصب معمولاً به این‌صورت می‌باشد که FRP در دو وجه دیوار نصب می‌گردد.

نحوه همکاری این الیاف در تحمل خمش وارد بر دیوار، همانند نقشی است که آرماتورهای اصلی (قـائم) درون دیـوار ایفـا می‌کند، در صورتیکه FRP به منظور افزایش مقاومت خمشی بر روی دیوار به صورت ارتفاعی استفاده شود، لازم است کـه انتهای آن به نحو مناسبی در پای دیوار مهار گردد تا نیروهای درون این صفحات به تکیه‌گاه پای دیوار انتقال یابـد. بـرای مهار انتهای صفحات خمشی می‌توان از یک مقطع نبشی فولادی در مجاورت تکیه‌گاه دیوار که بر آن پیچ‌می‌گردد و یـا از یک صفحه برشی FRP عمود بر لایه FRP خمشی در انتهای لایه استفاده نمود (شکل ۴-۴۰).



شکل ۴-۴۰- منحنی نیرو- تغییرمکان دیوار برشی عادی و تقویت شده

حالت شکست دیواری که دارای ضعف خمشی می‌باشد، با شروع ترک‌های کششی به صورت افقی در لبه‌های دیوار نزدیک پای دیوار ایجاد می‌گردد و پس از آن خارجی‌ترین آرماتورهای کششی تسلیم می‌گردند.

نتایج نشان می‌دهد که تقویت خمشی دیوار با صفحات FRP سبب افزایش مقاومت ترک‌خوردگی، مقاومت تسلیم، سختی ثانویه در هنگام تسلیم و افزایش مقاومت نهایی دیوار می‌گردد.

نوع شکست نیز به حالت شکل‌پذیر خمشی می‌باشد و شکست آن به صورت خرد شدن پنجه دیوار تحت فشار رخ می‌دهد. نتایج نشان می‌دهد تا پیش از ترک خوردن بتن و جاری شدن فولاد داخل دیوار، مقدار مشارکت FRP در تحمل بارهای وارد کم است، اما پس از جاری شدن فولاد خمشی و ترک خوردن بتن کششی سهم FRP در تحمل خمش وارده به عضو به نحو قابل ملاحظه‌ای افزایش می‌یابد.

حالت شکست در این نوع تقویت تا لحظه‌ای که FRP از روی سطح بتن جدا شده است شکل‌پذیر ولی پس از آن کاهش شدید در ظرفیت باربری عضو ایجاد می‌گردد.

در صورتی‌که از هر دو تقویت خمشی و برشی به صورت قرارگیری الیاف به طور افقی و عمودی بر روی دیوار به صورت توام استفاده گردد افزایش در بار تسلیم، سختی ثانویه مقاومت نهایی و شکل‌پذیری، بیشتر از حالت‌های قبل می‌باشد. در این سیستم قرارگیری الیاف به صورت افقی خود مهار کننده الیاف خمشی می‌باشند.

پیش نویس - غیر قابل استناد

پ- افزایش شکل‌پذیری

کمبود شکل‌پذیری به عنوان عمده‌ترین ضعف دیوارهای برشی موجود برای مقابله با نیروی جانبی محسوب می‌گردد. از جمله مهمترین علل این کمبود می‌توان به وصله آرماتورهای طولی در نواحی مستعد تشکیل مفصل پلاستیک، محصور شدگی ناکافی در نواحی مرزی و مهار ناکافی آرماتورهای عرضی اشاره نمود. حالت شکست در این حالات به صورت ناگهانی و ترد می‌باشد و منجر به افت شدید ظرفیت باربری می‌گردد.

بطور کلی جهت رسیدن به شکل‌پذیری مناسب لازم است که از تمام حالات شکست ترد اجتناب نمود. از طرف دیگر انرژی وارد به دیوار نیز باید از طریق ایجاد مفصل پلاستیک در ارتفاع دیوار جذب و مستهلک گردد. بنابراین در نواحی مستعد تشکیل مفصل پلاستیک، لازم می‌باشد که المان‌های مرزی به نحو مناسبی محصور گردند و از کمانش آرماتورهای طولی دیوار در این قسمت‌ها نیز جلوگیری بعمل آید. در صورتی‌که FRP برشی به صورت کامل از طریق دورپیچ دیوار (محصوریت خارجی) و یا اتصال FRP برشی در دو وجه دیوار با تسمه و پیچ که سبب محصوریت داخلی دیوار می‌گردد انجام پذیرد، FRP برشی سبب محصورشدگی آرماتورها می‌گردد. دورپیچ FRP در این حالت در واقع سبب محصورکردن و محدودکردن ترک‌های ایجاد شده در راستای آرماتورهای طولی می‌گردد. بطور کلی افزایش ظرفیت برشی دیوار با FRP باید به حدی باشد که امکان تشکیل مفصل پلاستیک در طول دیوار بدون وقوع شکست برشی انجام گیرد.

رفتار بار- تغییر مکان دیوار تقویت شده در محل وصله به کمک حلقه‌های هیسترتیک (چرخه‌ای) نشان می‌دهد که مقدار زیادی خمش غیرالاستیک در پای دیوار ایجاد می‌گردد که سبب جذب مقدار قابل توجهی انرژی می‌گردد. همچنین رفتار چرخه‌ای دیوارهای تقویت شده با FRP با استفاده از نمودار بار- تغییرمکان نشان می‌دهد که تقویت با FRP روشی موثر برای افزایش محصور شدگی اجزای مرزی و مهارشدگی آرماتورهای عرضی دیوار می‌باشد.

تحقیقات دیگر نشان می‌دهد که برای افزایش میزان تاثیر FRP می‌توان دیوار را به صورت داخلی محصور نمود. برای این عمل لازم است که دیوار از طریق اتصال بولت‌های پیوسته به چند قسمت تقسیم گردند در این حالت به صورت داخلی با بولت و به صورت خارجی با پوشش FRP محصور می‌گردند. نمونه‌ای از دیوارهای تقویت شده با مصالح FRP در شکل‌های ۴-۴۱ و ۴-۴۲ نشان داده شده است.


پیش نویس- غیر قابل استناد

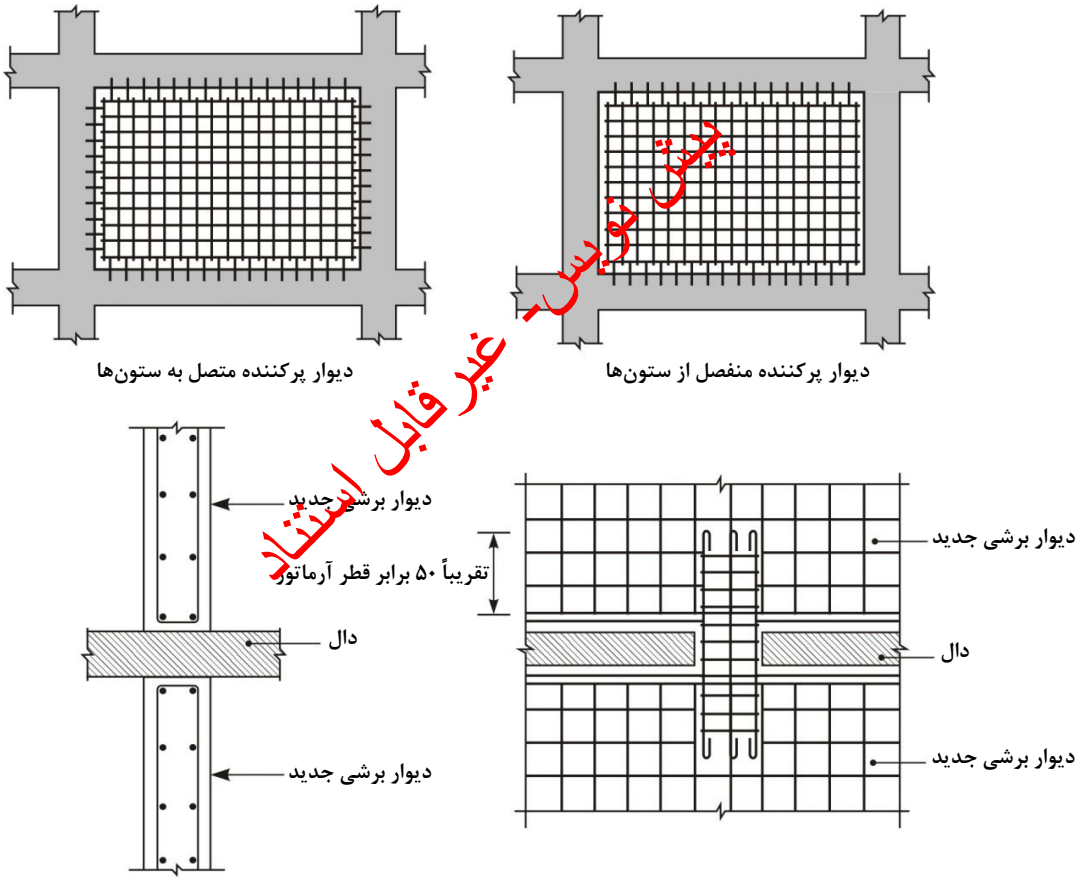
شکل ۴-۴۱- تقویت دیوار برشی با سیستم FRP



شکل ۴-۴۲- تقویت کامل دیوارهای برشی بوسیله مصالح FRP

۴-۳-۲- میان‌قاب‌ها

از روش‌های افزایش مقاومت و سختی جانبی سازه‌ها، اضافه نمودن میانقاب به سازه است. با توجه به مصالح مصرفی، میان‌قاب‌ها می‌توانند آجری، بتنی و... می‌باشند. میان‌قاب‌های بنایی به عنوان روشی برای افزایش مقاومت و سختی جانبی سازه‌ها، برای ساختمان‌های کوتاه قابل توصیه است و تحت بارهای لرزه‌ای، باید به پایداری درون صفحه‌ای و خارج از صفحه‌ای (پرتاب به بیرون) توجه خاص نمود. لذا در این بخش تنها به نحوه اجرای میان‌قاب‌های بتنی به منظور افزایش مقاومت و سختی جانبی سازه‌ها پرداخته می‌شود (شکل ۴-۴۳).

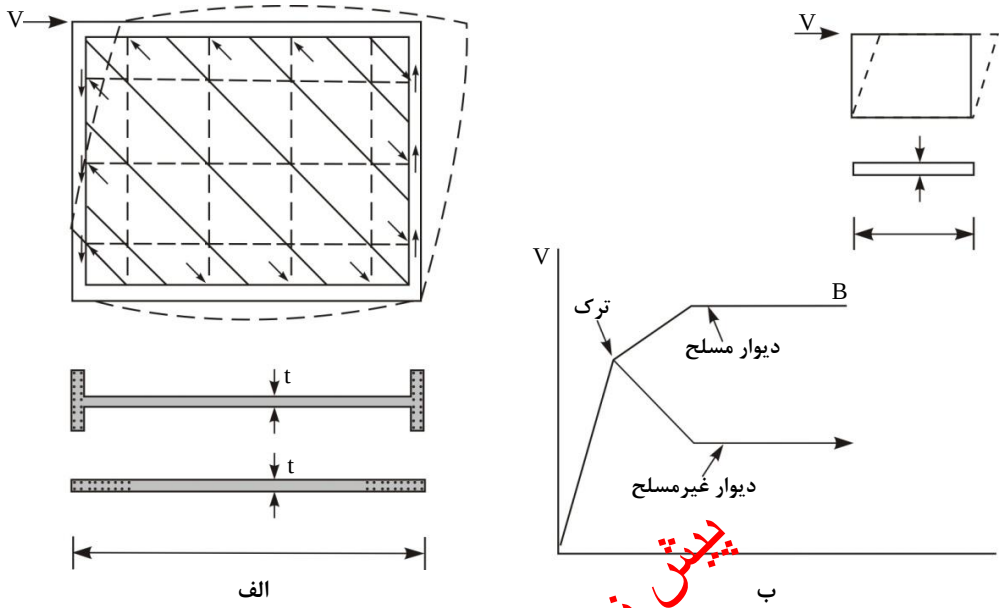


پیش نویس - غیر قابل استناد

شکل ۴-۴۳- استفاده از دیوارهای پرکننده با مصالح بنایی و یا بتن مسلح به عنوان میان‌قاب در بهسازی ساختمان

۴-۳-۲-۱- میان‌قاب‌های بتنی

دیوارهای بتنی در داخل قاب‌های ساختمان می‌توانند مسلح و یا غیرمسلح باشند. رفتار این دو نوع دیوار در نمودار شکل (۴-۴۴) مشخص گردیده است.



شکل ۴-۴۴- رفتار میانقاب بتنی تحت بار جانبی الف: ترک قطری و تأثیر میلگرد ب: نمودار نیرو

پیش نویس- غیر قابل استناد

از رابطه زیر برای محاسبه مقاومت برشی میانقاب بتنی می‌توان استفاده نمود:

$$V_c = 0.1 t \ell f'_c \qquad (۸-۴)$$

که در آن:

t: ضخامت دیوار

ℓ: طول دیوار

f'_c: مقاومت فشاری بتن می‌باشد.

چنانچه دیوار مسلح باشد، پس از شکست برشی (ترک قطری)، میلگردها تسلیم شده و دیوار به مقاومت نهایی خود می‌رسد. در این صورت فرض می‌شود که مقاومت نهایی دیوار فقط تابعی از مقدار میلگرد است و داریم:

$$V_w = \rho_w t \ell f_y \le 0.18 t \ell f'_c \qquad (۹-۴)$$

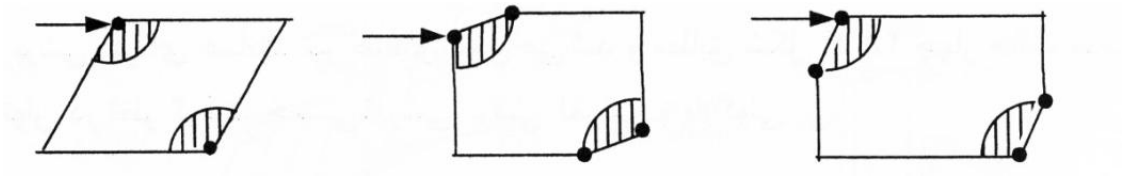
V_w: مقاومت نهایی دیوار پس از وقوع ترک قطری،

ρ_w: نسبت میلگرد افقی (که مساوی میلگردهای قائم فرض شده است)

f_y: تنش تسلیم میلگرد می‌باشد.

حد $0.18 t \ell f'_c$ به طور تجربی بدست آمده است و بیانگر شکست کنج میانقاب است. به عبارت دیگر، اگر مقدار میلگرد را آنقدر زیاد کنیم تا مقاومت برشی میانقاب از مقاومت شکست کنج بیشتر شود در این صورت شکست کنج غالب شده و مقدار تجربی فوق به عنوان حد مقاومت میانقاب در نظر گرفته می‌شود.

در حالت نهایی شکست، کنج میانقاب خرد می‌شود و بر حسب اینکه تیر قوی‌تر باشد یا ستون، لولاهای خمیری در قاب ایجاد می‌گردد (شکل ۴-۴۵).



الف- قاب ضعیف، ستون از تیر ضعیف‌تر است ب- قاب ضعیف، تیر از ستون ضعیف‌تر است پ- قاب قوی

شکل ۴-۴۵- انواع شکست میانقاب‌ها

برای این حالت‌های شکست می‌توان مقاومت میانقاب را مطابق زیر حساب کرد.

$$V = mf_c t\ell \qquad (۱۰-۴)$$

f_c مقاومت فشاری بتن که برابر $0.85f'_c$ در نظر گرفته می‌شود. t و ℓ ضخامت و طول میانقاب بوده و m کمترین مقدار حاصل از روابط زیر می‌باشد.

$$m = \frac{1}{\tan\theta}\sqrt{\frac{2(M_j + M_b)}{f_c t h^2}} \qquad (۱۱-۴)$$

$$m = \frac{4M_j}{f_c t h^2} + \frac{1}{6\tan^2\theta} \qquad (۱۲-۴)$$

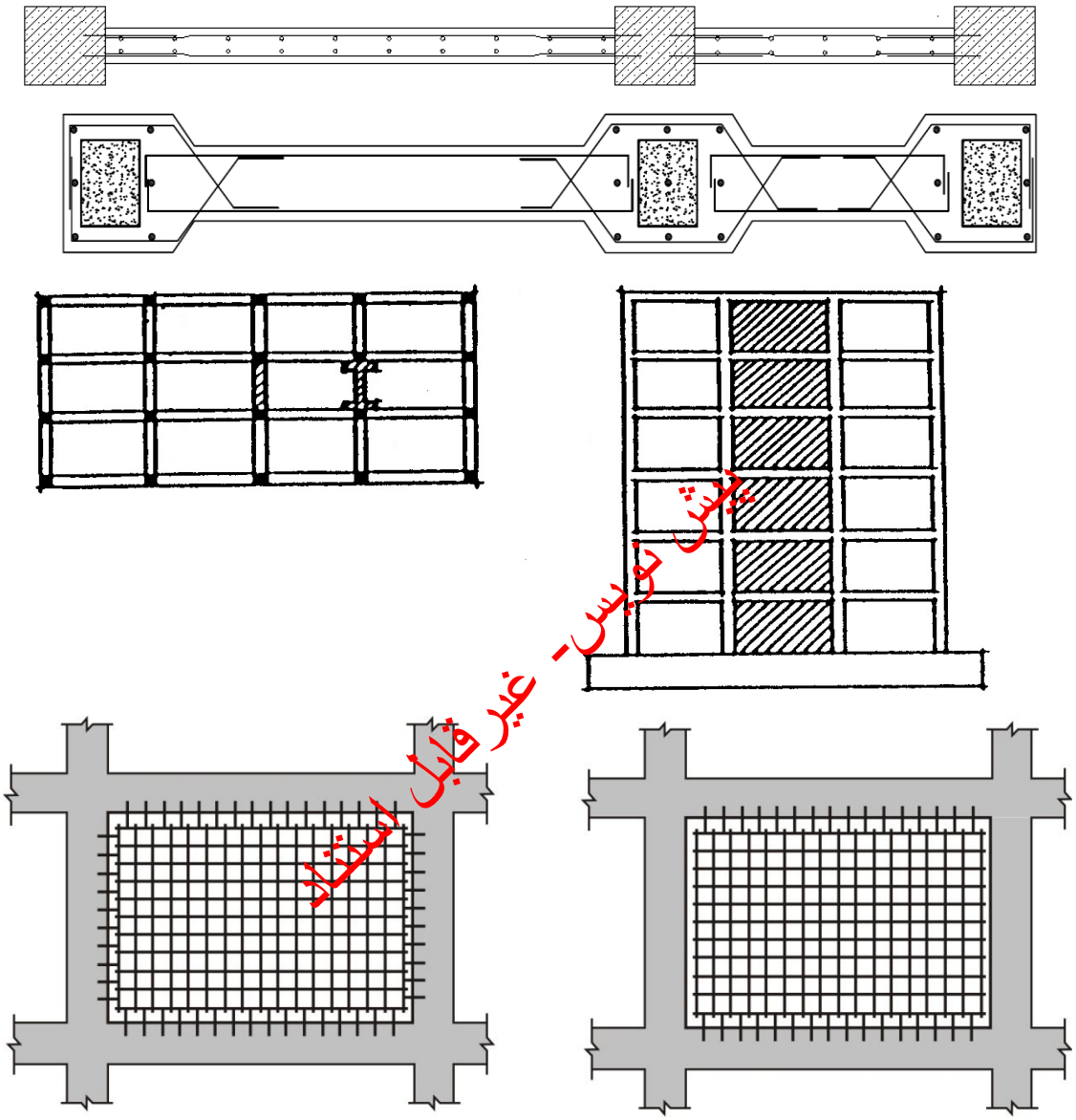
در این روابط f_c برابر $0.85f'_c$، t ضخامت میانقاب، h ارتفاع میانقاب، M_b و M_c لنگر نهایی تیر و ستون و M_j لنگر نهایی اتصال است که برای اتصالات مفصلی برابر صفر و اتصالات گیردار برابر کمترین M_b و M_c اختیار می شود و θ برابر است با:

$$\theta = \tan^{-1}\frac{h}{\ell} \qquad (۱۳-۴)$$

ملاحظه می‌شود که مقاومت میانقاب علاوه بر f'_c، به مقاومت قاب نیز بستگی دارد و هر قدر قاب قوی‌تر شود m و V افزایش می‌یابند.

نمونه‌ای از روش‌های افزودن میانقاب بتنی به ستون و قاب بتنی در اشکال ۴-۴۶ تا ۴-۴۸ نشان داده شده است.

پیش نویس- غیر قابل استناد


پیش نویس - غیر قابل استناد

شکل ۴-۴۶- روش‌های افزودن میانقاب بتنی به ستون

برای افزودن میانقاب بتنی به ستون‌های بتن مسلح موجود دو روش زیر بکار برده می‌شود:

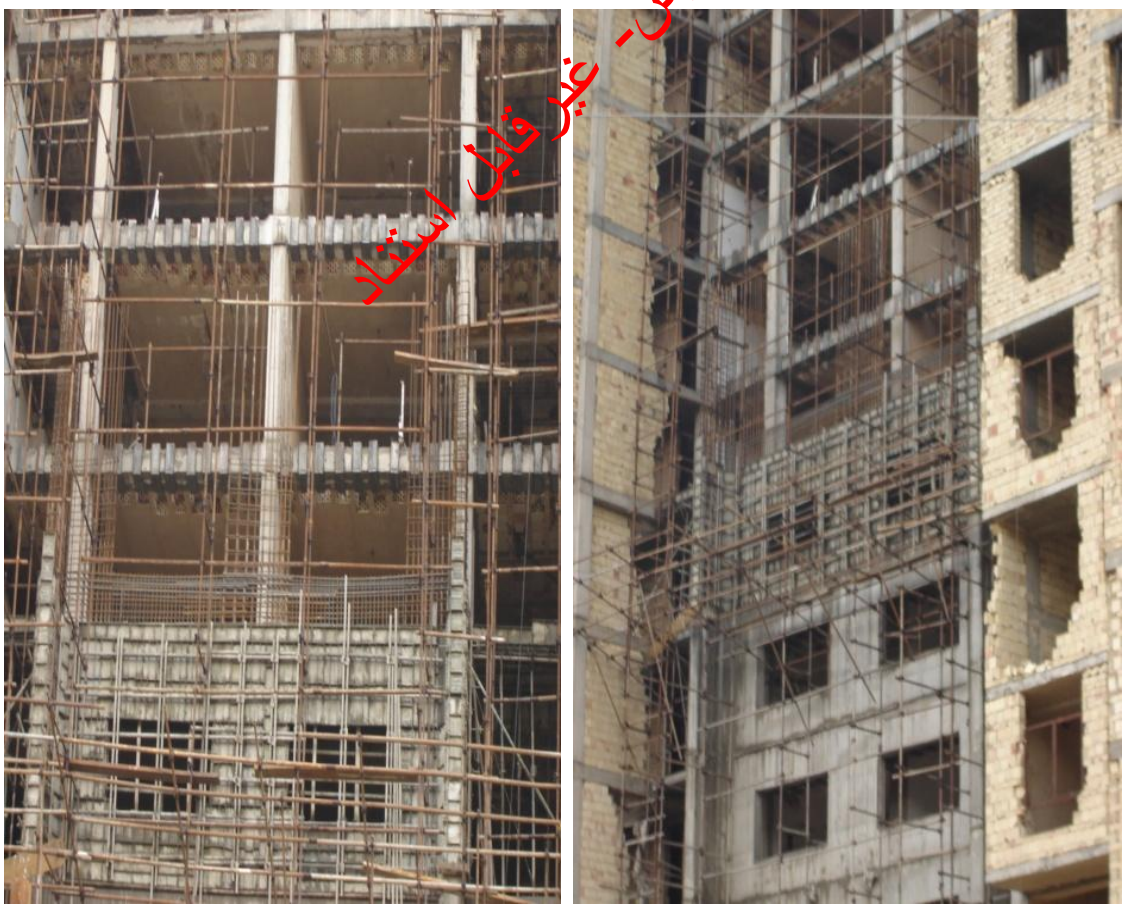
۱- در روش اول آرماتورهای انتظار در داخل ستون موجود و دیافراگم سقف کاشته می‌شود و آرماتورهای اصلی دیوار با آنها همپوشانی پیدا کرده و به عملکرد لازم می‌رسند.

۲- در روش دوم با ایجاد مقطع بزرگتر و با آرماتوربندی پیرامون ستون‌ها و تیرهای موجود آرماتورهای اصلی دیوار در بتن محصورکننده جدید جاگذاری می‌شوند.

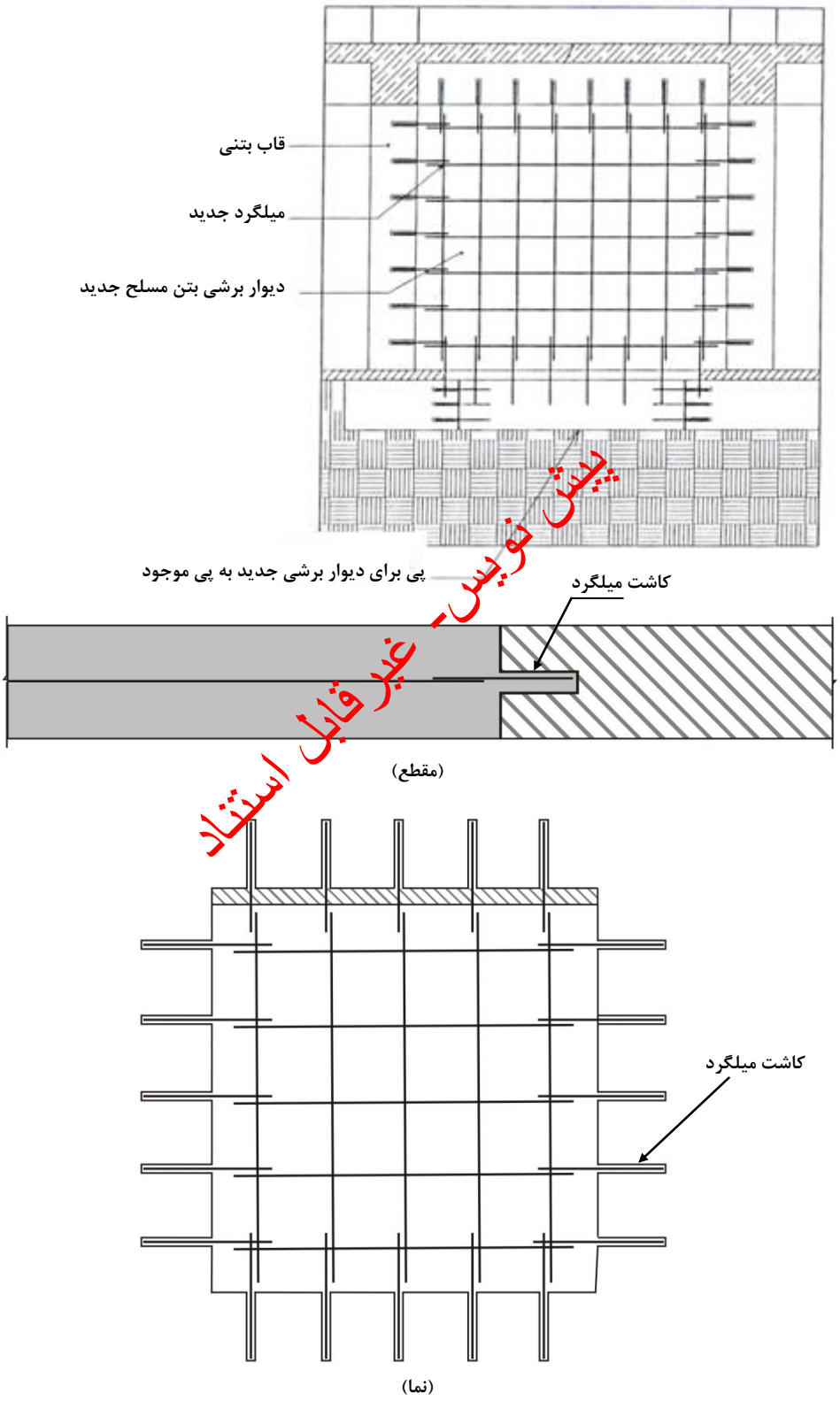
در پر کردن قاب‌های موجود بوسیله بتن مسلح می‌توان کل دهانه و یا بخشی از دهانه در هر طرف ستون را بوسیله دیوارهای سازه‌ای پر کرد. در این موارد باید جنبه‌های زیر رعایت گردند:

- آرماتورهای پانل دیوار در مقاطع تیر و ستون مقید شود تا نیروهای کششی آرماتورهای دیوار و انتقال برشی بین بتن قدیم و جدید تامین گردد.
- برای بهبود کفایت عملکرد ستون‌ها به عنوان اجزای مرزی، می‌توان آنها را روکش نمود و برای این کار آرماتورهای عمودی مرزی اضافی را از کف‌ها عبور داده و از تنگ‌های مورد نیاز نیز استفاده نمود.
- اثر پانل پر شده بر سایر قاب‌های دیگر که پر نشده است بررسی گردد.
- دیافراگم کف، تیرهای لبه و برشگیرها برای انتقال نیروهای جانبی به دیوار جدید بررسی و در صورت نیاز، تقویت گردند.
- پی زیر پانل پرشده برای وزن اضافی مصالح جدید و نیروهای واژگونی و برشی بررسی و در صورت نیاز، تقویت گردد.

پیش نویس - غیر قابل استناد



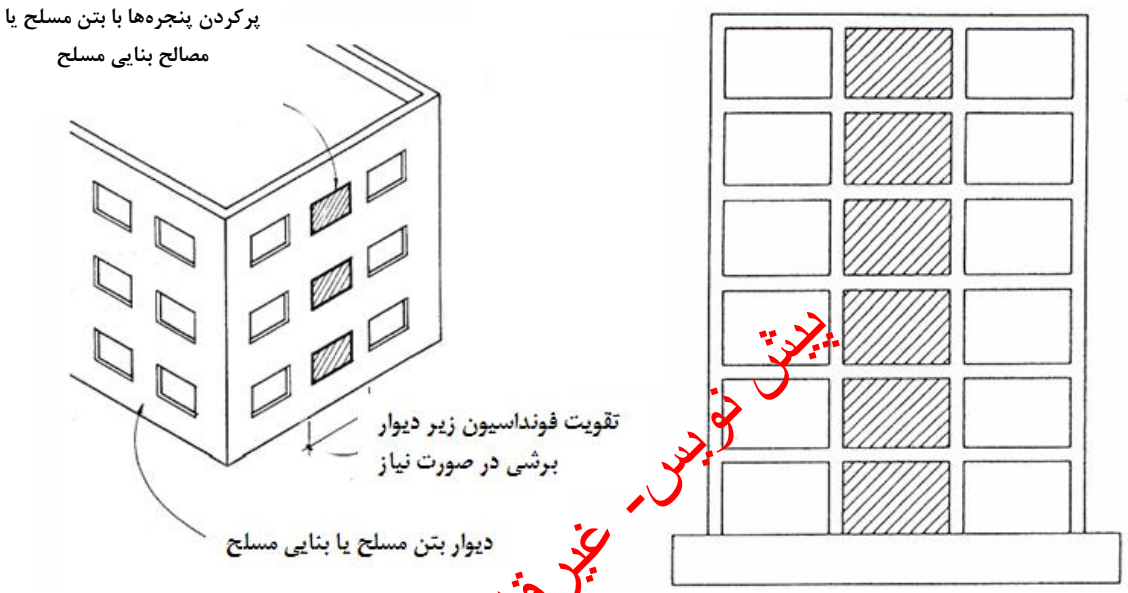
شکل ۴-۴۷- افزودن میانقاب بتنی به عنوان دیوار برشی



پیش نویس - غیر قابل استناد

شکل ۴-۴۸- اضافه کردن دیوار برشی جدید در یک قاب بتنی

در مورد پرکردن بازشوهای موجود در دیوارهای بتن مسلح باید آرماتورهای ریشه جدید را با استفاده از چسب‌های اپوکسی در سوراخ‌های ایجاد شده محکم کرد و یا در صورت وجود تیر فولادی در بالای بازشو، آرماتورهای ریشه جدید به تیر موجود جوش گردد (شکل۴-۴۹).



شکل ۴-۴۹- پرکردن بازشوی موجود در یک دیوار بتن مسلح ویا مصالح بنایی

پیش نویس - غیر قابل استناد

۴-۳-۳- دیوارهای برشی فولادی*

دیوارهای برشی فولادی به دو نوع سخت‌شده و سخت‌نشده تفکیک می‌شوند.

در صورتی دیوار برشی فولادی سخت‌شده محسوب می‌گردد که ورق دیوار محدودیت‌های نسبت لاغری زیر را برآورده نماید:

الف- اگر در دو راستای افقی و قائم سخت‌کننده استفاده گردد:

$$\frac{s}{t_w} \le 3.82\sqrt{\frac{E}{F_y}} \qquad (۱۴-۴)$$

s: فاصله سخت‌کننده‌ها؛ t_w: ضخامت ورق دیوار برشی فولادی.

ب- اگر تنها در یک راستا از سخت‌کننده استفاده گردد:

$$\frac{s}{t_w} \le 2.88\sqrt{\frac{E}{F_y}} \qquad (۱۵-۴)$$

نمونه‌ای از دیوار برشی فولادی در شکل ۴-۵۰ نشان داده شده است.

---

*- برای طراحی دیوارهای برشی فولادی در ساختمان‌های جدید به مبحث دهم می‌توانید مراجعه نمایید.



شکل ۴-۵۰- دیوار برشی فلزی

۴-۳-۳-۱- دیوار برشی فولادی سخت نشده معمولی

دیوار برشی فولادی باید در برابر تغییرشکل‌ها و نیروهای ناشی از ترکیبات بارگذاری مقاومت کند. در صورت عدم وجود ضرایب طراحی در آیین‌نامه‌های طراحی، این ضرایب باید با استفاده از جدول ۴-۲ تعیین گردد.

جدول ۴-۲- ضرایب طراحی برای بار لرزه‌ای

نوع دیوار	R_u
دیوار برشی فولادی معمولی	3

۴-۳-۳-۱-۱- ورق دیوار

الف- مقاومت برشی

مقاومت برشی طراحی پانل با استفاده از حالت حدی تسلیم برشی از رابطه ۴-۱۶ تعیین می‌گردد.

$$V_n = 0.42F_y t_w L \sin 2\alpha \qquad (۴-۱۶)$$

α زاویه تسلیم ورق نسبت به راستای قائم است که از رابطه ۴-۱۷ محاسبه می‌گردد.

$$\tan^4 \alpha = \frac{\frac{2}{t_w L} + \frac{1}{A_c}}{\frac{2}{t_w L} + \frac{2h}{A_b L} + \frac{h^4}{180 I_c L^2}} \qquad (۴-۱۷)$$

A_b: سطح مقطع تیر لبه.

A_c و I_c: سطح مقطع و لنگر اینرسی ستون‌های لبه.

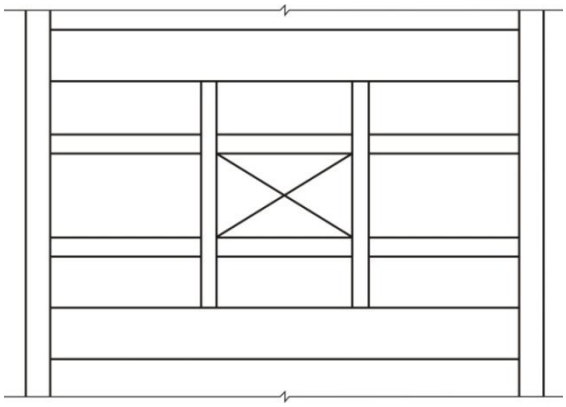
در صورت عدم تعبیه اتصال مناسب دیوار به فونداسیون، نباید میدان کشش ورق لحاظ گردد.

ب- نسبت طول به ارتفاع پانل

نسبت طول به ارتفاع بین $0.8 < \frac{L}{h} \le 2.5$ محدود گردد.

پ- بازشو در ورق

در اطراف بازشوهای ورق باید از اجزای لبه افقی و قائم استفاده گردد که این اجزای لبه اطراف بازشو باید مطابق شکل ۴-۵۱ در تمام ارتفاع یا طول ورق ادامه یابد.



شکل ۴-۵۱- اجزای لبه بازشو

این اجزا باید ضوابط زیر را برآورده نمایند:

- مقاومت مورد نیاز اجزای لبه قائم براساس نیروهای متناظر با مقاومت تسلیم مورد انتظار در کشش با زاویه α تعیین گردد.

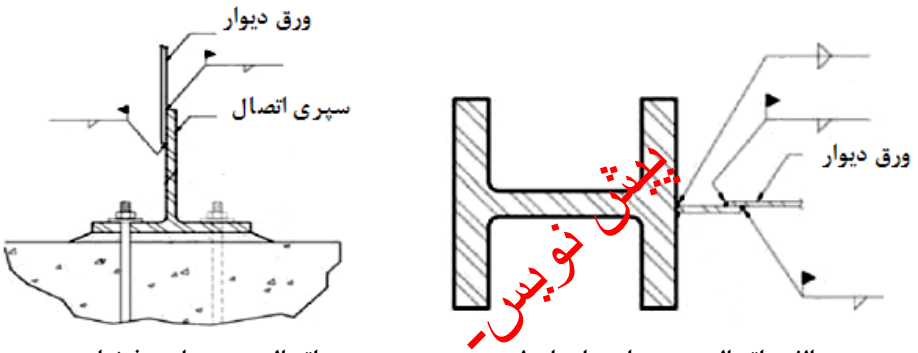
پیش نویس - غیر قابل استناد

- سختی اجزای لبه بازشو شرایط بندهای ۴-۳-۳-۱-۳-ت و ث را برآورده نمایند.

در صورت اثبات عدم نیاز به اجزای لبه بازشو با انجام آزمایش، می‌توان از اجزای لبه استفاده ننمود.

۴-۳-۳-۱-۲- اتصال ورق به اجزای لبه

مقاومت مورد نیاز اتصال ورق به اجزای لبه و به فونداسیون باید معادل مقاومت تسلیم موردانتظار در کشش با درنظر گرفتن زاویه α تعیین گردد. اتصال ورق به اجزای لبه در شکل ۴-۵۲ نشان داده شده است.



الف- اتصال ورق دیوار به اجزای لبه ب- اتصال ورق دیوار به فونداسیون

شکل ۴-۵۲- اتصال ورق به اجزای لبه

پیش نویس - غیر قابل استناد

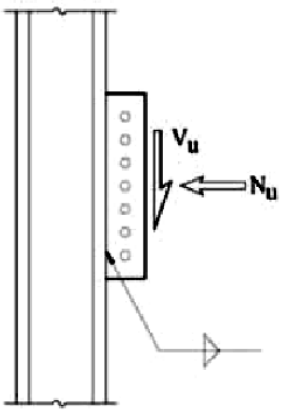
۴-۳-۳-۱-۳- اجزای لبه افقی و قائم

الف- مقاومت موردنیاز

مقاومت مورد نیاز اجزای لبه باید براساس نیروهای بدست آمده از ترکیبات بارگذاری با فرض عدم اعمال بار ثقلی به ورق دیوار با درنظر گرفتن زاویه α باشد.

ب- اتصال اجزای لبه افقی و قائم

اتصالات اجزای لبه باید الزامات مبحث دهم مقررات ملی را برآورده نمایند (شکل ۴-۵۳).



شکل ۴-۵۳- اتصال اجزای افقی و قائم

پ- وصله اجزای لبه قائم

وصله اجزای لبه قائم باید ضوابط مبحث دهم مقررات ملی را برآورده نمایند.

ت- سختی اجزای لبه قائم

لنگر اینرسی جزء لبه قائم حول محور عمود به صفحه ورق دیوار، I_c، نباید کمتر از $0.00307t_w\,h^4/L$ باشد.

ث- سختی اجزای لبه افقی

لنگر اینرسی جزء لبه افقی حول محور عمود به صفحه ورق دیوار، I_b، نباید کمتر از $0.003(\Delta t_w)h^4/L$ باشد.

Δt_w: اختلاف ضخامت ورق بالا و پایین جزء لبه افقی.

۴-۳-۳-۲- دیوار برشی فولادی سخت نشده ویژه

دیوار برشی فولادی باید در برابر تغییرشکل‌های غیرالاستیک ورق دیوار ناشی از نیروهای زلزله مقاومت کند. اجزای لبه افقی و قائم مجاور ورق دیوار نیز باید تحت نیروهای ناشی از تسلیم ورق بصورت الاستیک باقی بمانند. به استثنای اینکه تشکیل مفصل پلاستیک در انتهای اجزای لبه افقی مجاز می‌باشد. دیوارهای برشی فولادی ویژه باید الزامات این بخش را برآورده نماید. در صورت عدم وجود ضرایب طراحی در آیین‌نامه های طراحی، این ضرایب با استفاده از جدول ۴-۳ تعیین می‌گردد.

پیش نویس غیر قابل استناد

جدول ۴-۳- ضرایب طراحی برای بار لرزه‌ای

نوع دیوار	R_u	Ω
دیوار برشی فولادی ویژه	7.5	3

۴-۳-۳-۲-۱- ورق دیوار

الف- مقاومت برشی

مقاومت برشی طراحی پانل مطابق بند ۴-۳-۳-۱-۱-الف تعیین می‌گردد.

ب- نسبت طول به ارتفاع پانل

نسبت طول به ارتفاع بین $0.8 < \frac{L}{h} \le 2.5$ محدود می‌گردد.

پ- بازشو در ورق

بازشو ورق باید ضوابط بند ۴-۳-۳-۱-۱-پ را برآورده نماید.

۴-۳-۳-۲-۲- اتصال ورق به اجزای لبه

مقاومت مورد نیاز اتصال ورق به اجزای لبه و فونداسیون باید معادل مقاومت تسلیم مورد انتظار در کشش با درنظر گرفتن زاویه α تعیین گردد.

۴-۳-۳-۲-۳- اجزای لبه افقی و قائم

الف- مقاومت موردنیاز

علاوه بر رعایت الزمات مبحث دهم مقررات ملی، مقاومت موردنیاز اجزای لبه قائم باید براساس نیروهای متناظر با مقاومت تسلیم موردانتظار در کشش با زاویه α تعیین گردد.

مقاومت موردنیاز اجزای لبه افقی باید بزرگتر از نیروهای متناظر با مقاومت تسلیم موردانتظار در کشش با زاویه α یا بزرگتر از ترکیبات بارگذاری با فرض عدم اعمال بار ثقلی به ورق دیوار، باشد.

نسبت لنگر ستون به تیر باید ضوابط مبحث دهم مقررات ملی را بدون لحاظ نمودن اثر ورق دیوار در کلیه نقاط اتصال برآورده نماید.

ب- اتصال اجزای لبه افقی و قائم

اتصالات اجزای لبه باید الزامات مبحث دهم مقررات ملی را برآورده نمایند. مقاومت برشی موردنیاز اتصال نیز باید براساس مبحث دهم مقررات ملی تعیین گردد. این مقاومت برشی نباید از برش متناظر با لنگر انتهایی معادل $1.1R_yM_p$ به همراه برش معادل مقاومت تسلیم مورد انتظار در کشش با زاویه α کمتر باشد.

پیش نویس - غیر قابل استناد

پ- محدودیت پهنا به ضخامت

اجزای لبه باید محدودیت الزامات پهنا به ضخامت مبحث دهم مقررات ملی ساختمان را برآورده نمایند.

ت- مهار جانبی

اجزای لبه افقی باید در محل تقاطع با اجزای لبه قائم و در فاصله‌ای کمتر از $0.086r_yE/F_y$ مهار جانبی داشته باشند. بال‌های اجزای لبه افقی باید بصورت مستقیم یا غیرمستقیم مهار گردد. مقاومت موردنیاز مهار جانبی باید حداقل ۲ درصد مقاومت اسمی بال جزء لبه افقی، $F_yb_ft_f$ باشد. همچنین سختی موردنیاز برای کلیه مهارهای جانبی باید با استفاده از رابطه ۴-۱۸ تعیین گردد.

$$\beta_{br}=\frac{10M_r}{L_bh_0} \qquad (۱۸-۴)$$

در این رابطه M_r باید برابر R_yZF_y درنظر گرفته شود.

ث- وصله اجزای لبه قائم

وصله اجزای لبه قائم باید ضوابط مبحث دهم مقررات ملی را برآورده نمایند.

ج- سختی اجزای لبه قائم

لنگر اینرسی جزء لبه قائم حول محور عمود به صفحه ورق دیوار، I_c، نباید کمتر از $0.00307t_wh^4/L$ باشد.

چ- سختی اجزای لبه افقی

لنگر اینرسی جزء لبه قائم حول محور عمود به صفحه ورق دیوار، I_c، نباید کمتر از $0.003(\Delta t_w)h^4/L$ باشد.

Δt_w: اختلاف ضخامت ورق بالا و پایین جزء لبه افقی.

۴-۳-۳-۳- دیوار برشی فولادی سخت شده ویژه

دیوار برشی فولادی باید در برابر تغییرشکل‌های و نیروهای ناشی از ترکیبات بارگذاری مقاومت کند.در صورت عدم وجود ضرایب طراحی در آیین‌نامه‌های طراحی، این ضرایب باید با استفاده از جدول زیر تعیین گردد.

جدول ۴-۴- ضرایب طراحی برای بار لرزه‌ای

نوع دیوار	R_u	Ω
دیوار برشی فولادی ویژه	7.5	2

پیش نویس- غیر قابل استناد

۴-۳-۳-۳-۱- ورق دیوار

الف- ضخامت حداقل ورق

حداقل ضخامت ورق برای رسیدن ورق به تنش تسلیم برشی قبل از کمانش برشی با استفاده از رابطه ۴-۱۹ تعیین می‌گردد.

$$t_{min} = \sqrt{\frac{12(1-\nu)\frac{F_y}{\sqrt{3}}}{\pi^2 E\left[\frac{5.34}{s_1^2}+\frac{4.0}{s_2^2}\right]}} \qquad (۱۹-۴)$$

ν: ضریب پواسون.

s_1: کوچکترین فاصله بین سخت‌کننده‌ها.

s_2: بزرگترین فاصله بین سخت‌کننده‌ها.

ب- مقاومت برشی

مقاومت برشی طراحی پانل باید با توجه به رابطه زیر برای حالت حدی تسلیم برشی با استفاده از رابطه ۴-۲۰ تعیین گردد.

$$V_n = 0.6F_y t_W L \qquad (۲۰-۴)$$

L و t_W: طول و ضخامت پانل دیوار برشی فولادی؛

در مواردی که تنها سخت‌کننده عرضی، تیر تراز طبقات باشد، نباید اثر میدان کشش ورق لحاظ گردد. همچنین در صورت عدم تعبیه اتصال مناسب بین دیوار و فونداسیون، نباید میدان کشش ورق در چشمه انتهایی لحاظ شود.

زاویه‌ی تسلیم ورق نسبت به قائم، α، از رابطه (۴-۱۷) و (۴-۲۱) به دست می‌آید و نیروهای طراحی براساس بحرانی‌ترین حالت تعیین می‌گردد:

$$\tan\alpha = \frac{s_x}{a} \qquad (۴-۲۱)$$

α: فاصله سخت‌کننده‌های افقی.

s_x: فاصله سخت‌کننده‌های قائم.

پ- نسبت طول به ارتفاع پانل

نسبت طول به ارتفاع باید $0.8 < \frac{L}{h} \le 2.5$ محدود گردد.

ت- بازشو در ورق

بازشو ورق باید ضوابط بند ۴-۳-۳-۱-۱-پ را برآورده نماید.

ث- سخت‌کننده‌ها

سخت‌کننده‌ها باید ضوابط و محدودیت‌های مربوط به فاصله‌ی بین سخت‌کننده‌ها را برای جلوگیری از کمانش قطری دیوار طبق مبحث ۱۰ مقررات ملی برآورده نماید.

پیش نویس - غیر قابل استناد

۴-۳-۳-۲- اتصال ورق به اجزای لبه

اتصال ورق به اجزای لبه و فونداسیون مطابق بند ۴-۳-۳-۱-۲ می‌باشد.

۴-۳-۳-۳- روش تحلیل

در این بخش دو روش برای تحلیل دیوارهای برشی فولادی شامل مدل نوار کششی و غشای اورتوتروپیک ارائه شده است.

الف- مدل نوار کششی

در این روش ورق دیوار با استفاده از تعدادی نوار کششی قطری موازی مدل می‌گردد. حداقل ۱۰ نوار کششی برای مدل ورق دیوار برای تخمین اثرات بارهای توزیع شده بر اجزای لبه استفاده می‌گردد. سطح مقطع نوارها با استفاده از رابطه (۴-۲۲) قابل تعیین می‌باشد.

$$A_s = \frac{[L\cos\alpha + h\sin\alpha]t_w}{n} \qquad (۴-۲۲)$$

L و h و t_W: طول و ارتفاع و ضخامت پانل دیوار برشی فولادی.

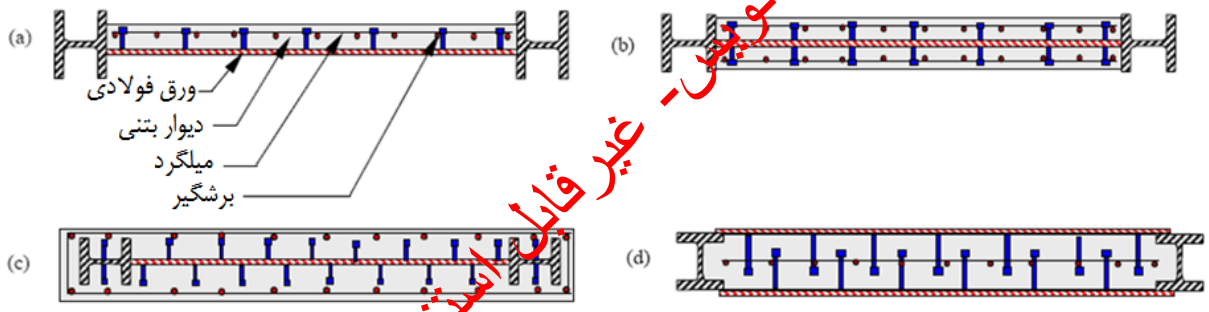
n: تعداد نوارها.

ب- مدل غشای اورتوتروپیک

در این روش از المان‌های غشایی غیرهمگن که اختلاف مقاومت فشاری و کششی ورق دیوار را مدل کند، استفاده می‌گردد. بدلیل اینکه کشش در راستای قطری می‌باشد، محورهای محلی المان‌های غشایی باید منطبق بر زاویه α گردد. خواص مصالح المان‌ها باید همان خواص مصالح دیوار درنظر گرفته شود. از سختی در راستای عمود بر صفحه دیوار باید صرفنظر گردد. علاوه بر این پیشنهاد می‌شود برش درون صفحه المان غشایی ناچیز فرض گردد.

۴-۳-۳-۴- دیوار برشی فولادی مرکب

خصوصیات دیوار برشی فولادی را می‌توان با اجرای مرکب آن با دیوارهای بتنی بهبود بخشید. در این حالت علاوه بر مشارکت دیوار بتنی در سختی و مقاومت سیستم، با تأمین برشگیرها در فواصل مناسب، از کمانش موضعی ورق جلوگیری به عمل آمده و رفتار بهتری برای ورق فولادی حاصل می‌شود. بتنِ این‌گونه دیوار برشی‌ها می‌تواند درجا و یا پیش‌ساخته باشد (شکل ۴-۵۴).



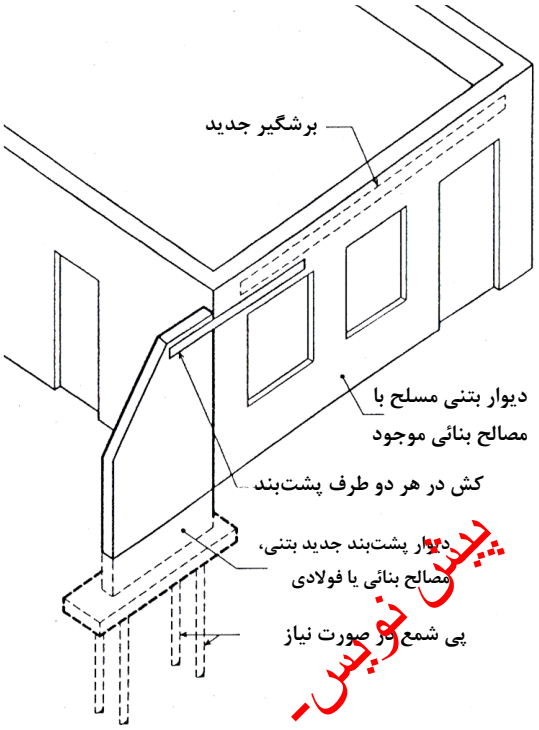
شکل ۴-۵۴- اشکال متداول در اجرای دیوارهای برشی کامپوزیت

پیش نویس- غیر قابل استناد

۴-۳-۴- دیوارهای پشت بند

در صورتی که اضافه کردن دیوار و یا پرکردن قاب‌های موجود، با توجه به ملاحظات معماری مقدور نباشد و یا تغییرات در کاربری فعلی ایجاد اخلال نماید و در کل امکان اجرای بهسازی در داخل ساختمان با مشکلاتی همراه باشد، می‌توان به عنوان یک راه حل از دیوارهای پشت بند در خارج از ساختمان استفاده نمود (شکل ۴-۵۵).

البته اجرای این نوع از دیوارها در بسیاری از موارد ممکن است دسترسی‌های موجود به ساختمان را تغییر داده و خود موجب بروز اشکالاتی شود. در مجموع در طراحی این نوع دیوارها باید به اتصال آن با سازه قدیمی و همچنین فونداسیون جدید برای آن (بررسی رفتار فونداسیون جدید در رابطه با فونداسیون موجود) دقت ویژه‌ای شود.



شکل ۴-۵۵- بهسازی با اضافه کردن دیوار پشت بند به ساختمان

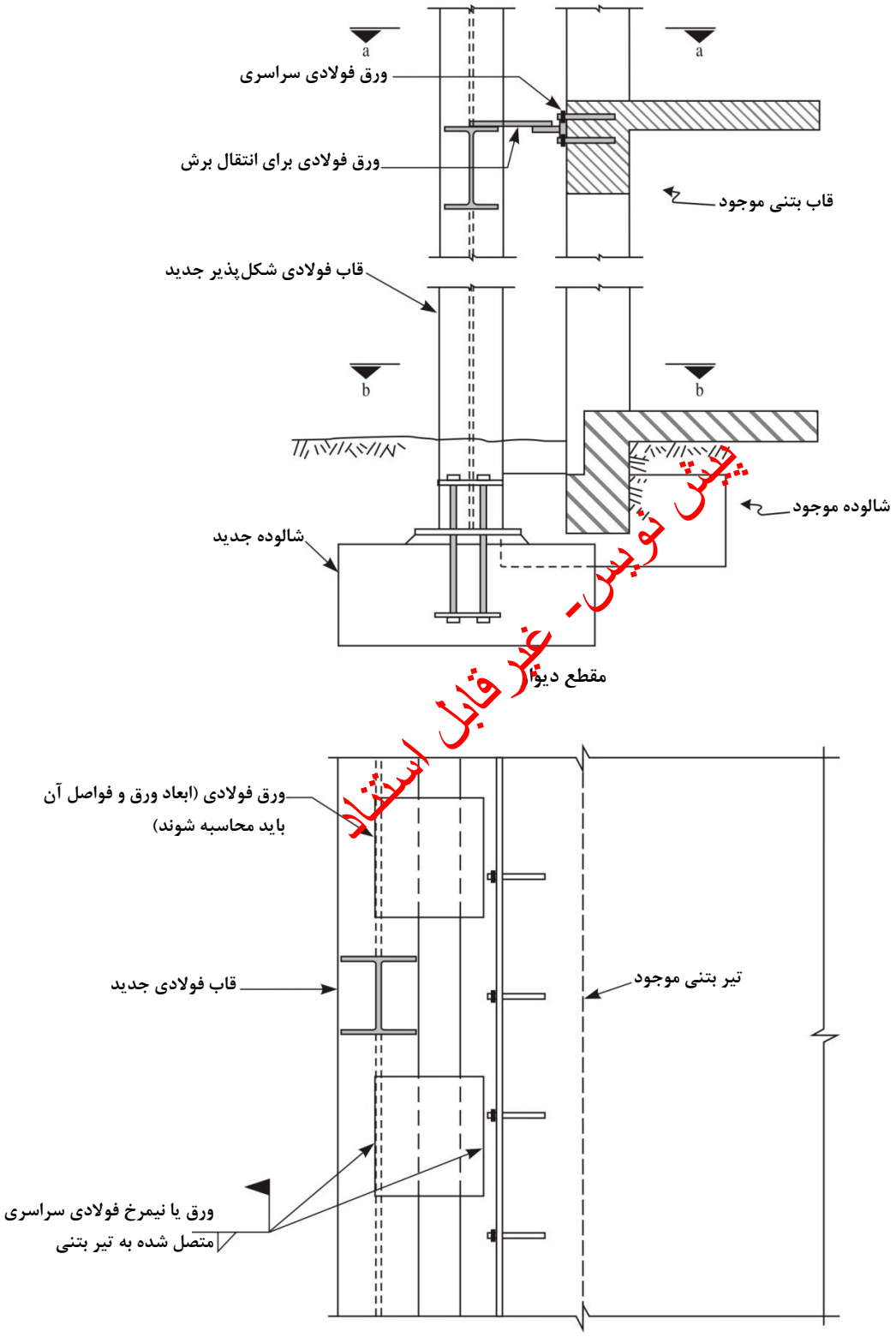
پیش نویس - غیر قابل استناد

۴-۴- اضافه کردن قاب‌های خمشی

قاب‌های خمشی در صورت برآورده کردن ضوابط شکل‌پذیری، توانایی اتلاف انرژی بسیار بالایی را دارا می‌باشند. به علت سختی کم، پاسخ این سیستم به نیروهای جانبی باتغییر شکل‌های فزاینده همراه است که برای اجزای غیرسازه‌ای مشکلاتی را بوجود می‌آورد و همچنین با افزایش تغییرشکل‌های ثانویه حتی به ناپایداری کلی سازه منجر می‌شود.

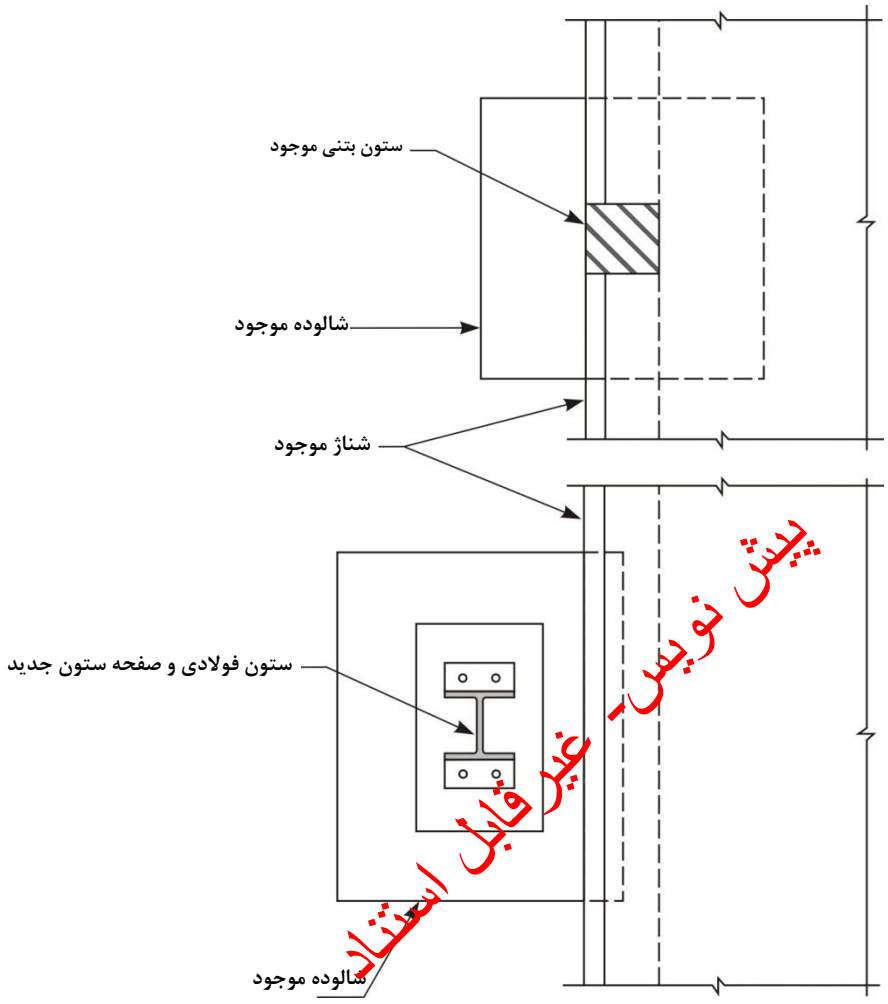
این سیستم‌ها با توجه به سختی کمتر و نرم‌بودن، پس از خرابی سیستم‌های سخت، می‌توانند نیرو جذب کنند و در صورت پاسخگو نبودن سیستم مقاوم اصلی، از خرابی سازه جلوگیری نمایند.

لازم به ذکر است قاب‌های اضافه شده می‌توانند بصورت خارجی نیز باشند (شکل ۴-۵۶).



پیش نویس - غیر قابل استناد

شکل ۴-۵۶- بهسازی با اضافه کردن قاب خمشی پیرامونی در خارج از ساختمان



پیش نویس - غیر قابل استناد

ادامه شکل ۴-۵۶- بهسازی با اضافه کردن قاب خمشی در خارج از ساختمان

مثال ۴-۳ (اضافه نمودن مهاربند)

سازه‌ای با مشخصات زیر مفروض است. مطلوبست بررسی سازه مورد نظر و در صورت لزوم بهسازی آن.

ساختمان دو طبقه و سیستم باربر آن قاب خمشی معمولی می‌باشد. اتصالات تیر به ستون جوشی و گیردار است.

قاعده‌ی ستون قوی، تیر ضعیف در این ساختمان رعایت نشده است.

ارتفاع هر طبقه ۳/۳ متر و طول هر دهانه برابر ۷/۵ متر می‌باشد.

محل احداث ساختمان در خاک از نوع III می‌باشد.

با توجه به کاربری ساختمان هدف از بهسازی ساختمان فوق، بهسازی مطلوب می‌باشد. در بهسازی مطلوب انتظار می‌رود که تحت زلزله سطح خطر ۱ (زلزله ۴۷۵ ساله) ایمنی جانی تامین C-3 شده باشد و در سطح خطر ۲ (۲۴۷۵ ساله) ساختمان فرونریزد (E-5).

منطقه مورد تحلیل خطر قرار گرفته و برای زلزله‌ی ۴۷۵ ساله مقدار $S_{DS} = 1.44$ و $S_{D1} = 0.7$ گزارش شده است.

مطلوبست کنترل سازه در حالات زیر:

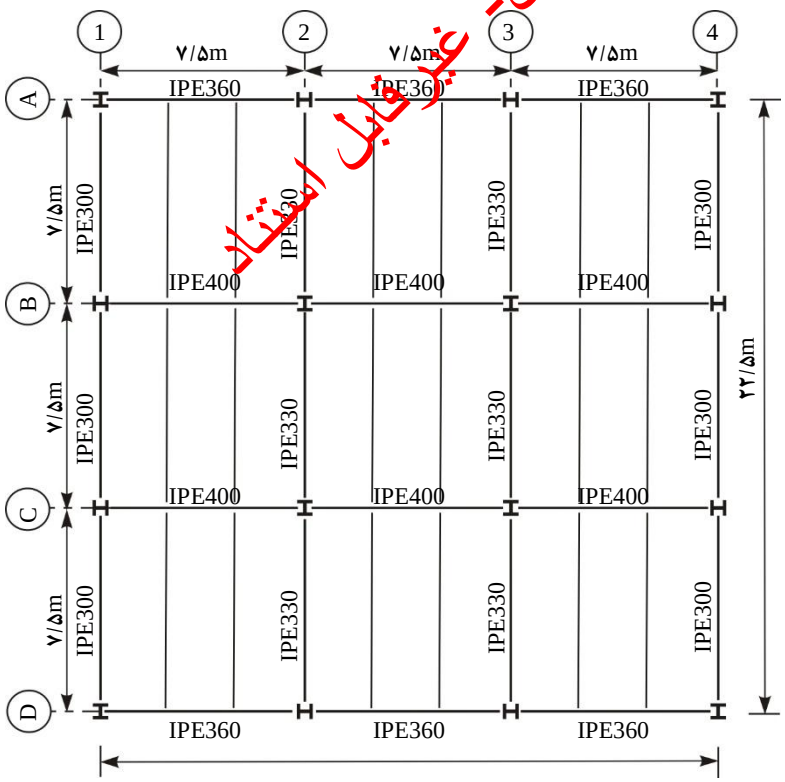
۱- ترکیب بار 1.2D + 1.6L

۲- کنترل سازه برای ترکیب بار قائم و زلزله طبق استاندارد ۲۸۰۰ با $R_u = 5$

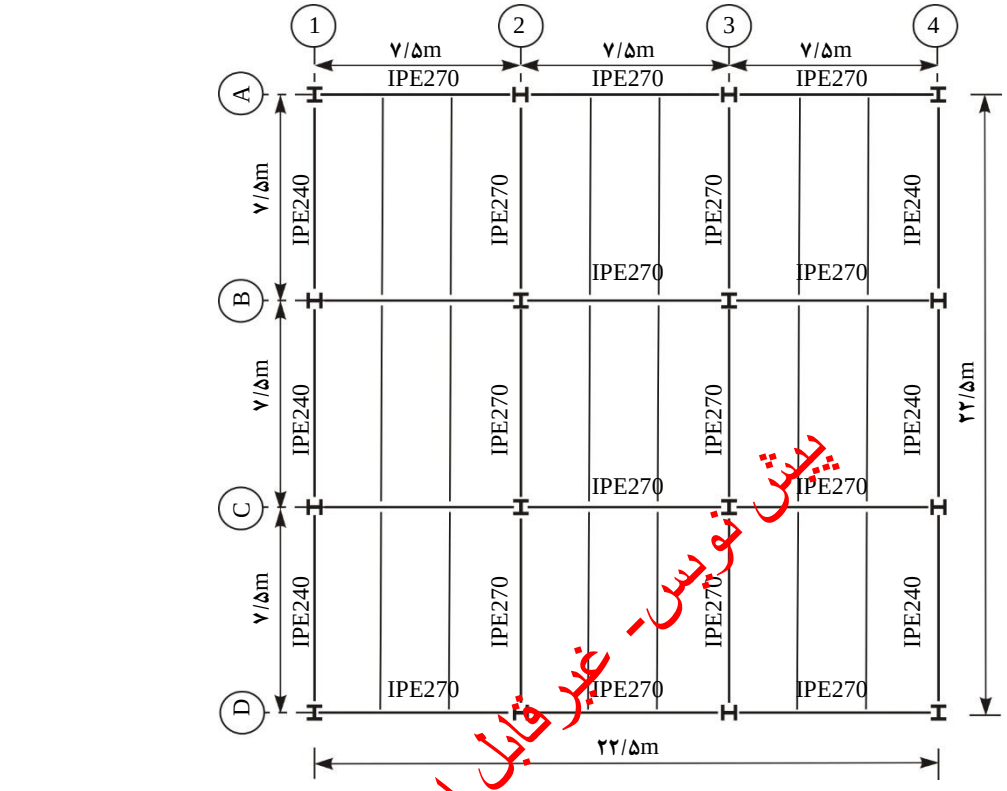
۳- کنترل سازه طبق آیین‌نامه ۳۶ با روش خطی استاتیکی

۴- ارایه طرح تقویت و انجام تحلیل غیرخطی استاتیکی (بار افزون)

پیش نویس- غیرقابل استناد

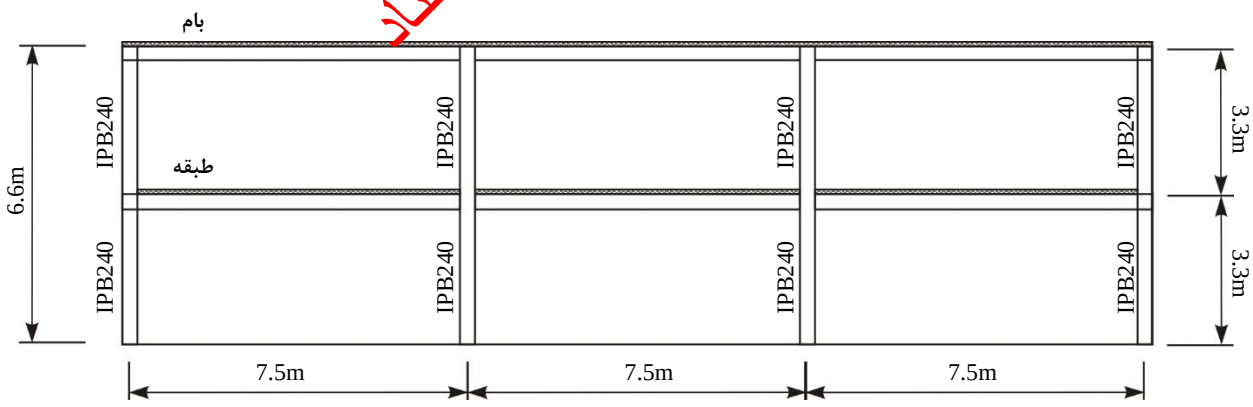


شکل مثال ۴-۳-الف- پلان طبقه اول



شکل مثال ۴-۳-ب- پلان طبقه دوم (بام)

پیش نویس - غیر قابل استناد



شکل مثال ۴-۳-پ- نمای قاب ساختمان

تعیین بارهای ثقلی

بار خطی وارد بر تیرهای بام (بار مرده شامل وزن اسکلت نیز می‌باشد.)

- تیرها در امتداد محورهای 1 و 4 :

$Q_D = 300 \ \ kg/m \ , \ Q_L = 150 \ \ kg/m$

- تیرها در امتداد محورهای 2 و 3 :

$Q_D = 320\ kg/m\ ,\ Q_L = 300\ kg/m$

- تیرها در امتداد محورهای A و D :

$Q_D = 600\ kg/m\ ,\ Q_L = 450\ kg/m$

- تیرها در امتداد محورهای B و C :

$Q_D = 950\ kg/m\ ,\ Q_L = 900\ kg/m$

بار خطی وارد بر تیرهای طبقه

- تیرها در امتداد محورهای 1 و 4 :

$Q_D = 720\ kg/m\ ,\ Q_L = 420\ kg/m$

- تیرها در امتداد محورهای 2 و 3 :

$Q_D = 1000\ \ kg/m\ ,\ Q_L = 830\ kg/m$

- تیرها در امتداد محورهای A و D :

$Q_D = 1700\ \ kg/m\ ,\ Q_L = 1250\ kg/m$

- تیرها در امتداد محورهای B و C :

$Q_D = 3000\ \ kg/m\ ,\ Q_L = 2500\ kg/m$

پیش نویس- غیر قابل استناد

بار طبقات

بام $W_D = 0.3\times22.5\times2 + 0.32\times22.5\times2 + 0.6\times22.5\times2 + 0.95\times22.5\times2 = 97.65\ ton$

بام $W_L = 0.15\times22.5\times2 + 0.3\times22.5\times2 + 0.45\times22.5\times2 + 0.9\times22.5\times2 = 81\ ton$

طبقه $W_D = 0.72\times22.5\times2 + 1\times22.5\times2 + 1.7\times22.5\times2 + 3\times22.5\times2 = 288.9\ ton$

طبقه $W_L = 0.42\times22.5\times2 + 0.83\times22.5\times2 + 1.25\times22.5\times2 + 2.5\times22.5\times2 = 225\ ton$

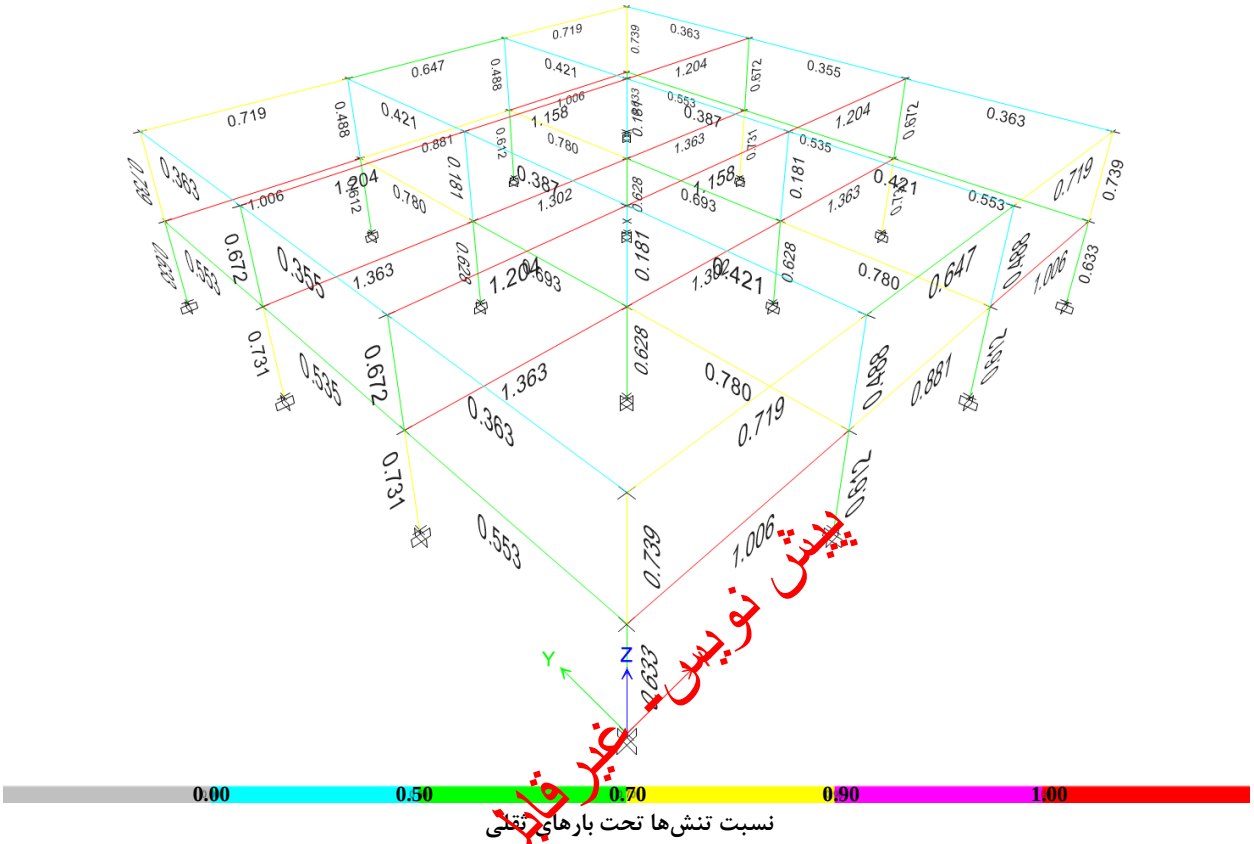
موثر بام $W = 97.65 + 0.2\times81 = 113.9\ ton$

موثر طبقه $W = 288.9 + 0.2\times225 = 333.90\ ton$

موثر کل $W = 113.90 + 333.9 = 447.8\ ton$

۱- انجام تحلیل برای ترکیب بار 1.2D + 1.6L

ابتدا سازه برای ترکیب بار 1.2D + 1.6L تحلیل و کنترل می‌شود. ملاحظه می‌گردد که تحت این ترکیب تعداد قابل توجهی از تیرها پاسخ‌گو نمی‌باشند.



نسبت تنش‌ها تحت بارهای ثقلی

پیش نویس غیر قابل استناد

۲- انجام تحلیل برای ترکیب بار شامل بار زنده طبق استاندارد ۲۸۰۰

دوره تناوب تجربی سازه طبق رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$T = 0.08\,H^{0.75}$$

$$K = 0.5T + 0.75$$

$$T = 0.33 \le T_s \Rightarrow S_a = S_{DS}$$

$$C = \frac{S_{DS} I}{R} W = \frac{1.44 \times 1}{S} W = 0.288\,W = 0.288 \times (113.9 + 333.9) = 129\ \text{ton}$$

نیروی فوق به نسبت ۰/۴۱ و ۰/۵۹ بین بام و طبقه تقسیم می‌شود (نسبت‌های جدول روش ۳۶۰- جلوتر)

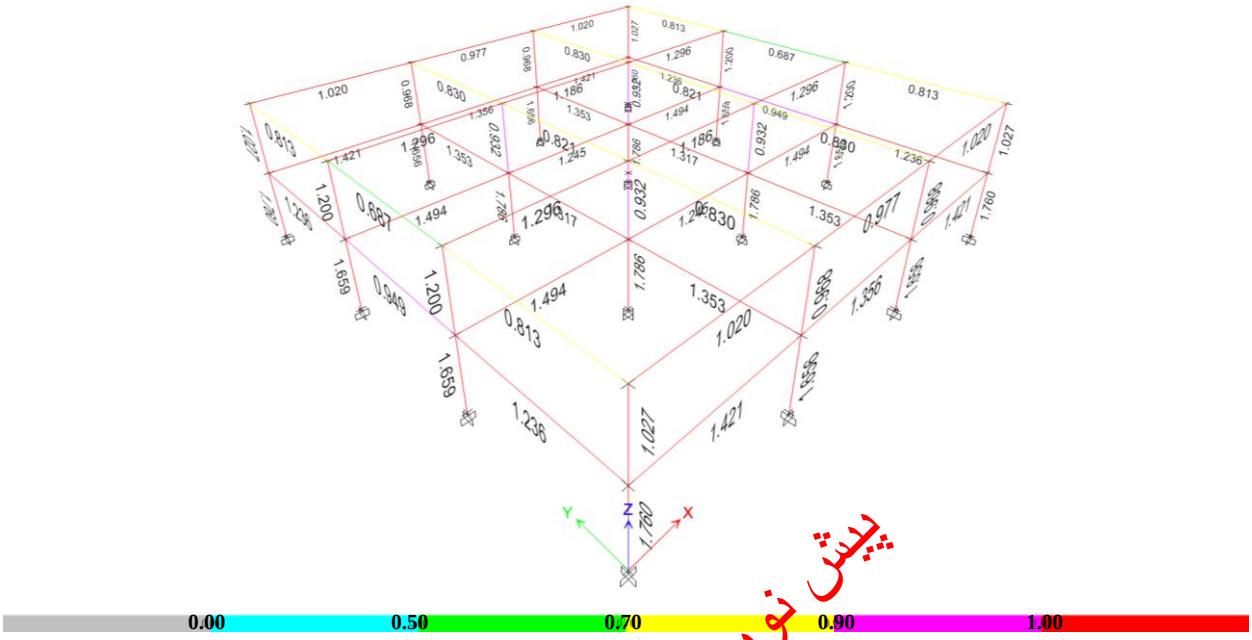
طبقه $F_1 = 0.59 \times 129 = 76.1\ \text{ton}$ بام $F_2 = 0.41 \times 129 = 52.9\ \text{ton}$

پس از تحلیل ملاحظه می‌شود که تعداد قابل توجهی از تیرها و ستون‌ها پاسخگو نیستند و نسبت تنش در آنها بیش از ۱ می‌باشد. ترکیب بار ۲۸۰۰ به شرح زیر می‌باشد:

$$1.2D + L \pm Q_{Ex} \pm 0.3Q_{Ey} \qquad 0.9D \pm Q_{Ex} \pm 0.3Q_{Ey}$$

$$1.2D + L \pm Q_{Ey} \pm 0.3Q_{Ex} \qquad 0.9D \pm Q_{Ey} \pm 0.3Q_{Ex}$$

برای زلزله ۱۰۰ درصد، برون‌محوری P و N (مثبت و منفی) در نرم‌افزار معرفی شده است.



نسبت تنش‌ها تحت ترکیب بارهای استاتیکی آیین‌نامه ۲۸۰۰

پیش نویس- غیر قابل استناد

روش استاتیکی خطی- نشریه ۳۶۰

برای محاسبه نیروی جانبی ناشی از زلزله از رابطه زیر که در فصل سوم دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ارائه شده است، استفاده می‌گردد.

$$V = C_1 \times C_2 \times C_m \times S_a \times W$$

که در آن:

W: وزن موثر ساختمان شامل وزن مرده ساختمان و درصدی از سربار زنده مطابق استاندارد ۲۸۰۰ ایران می‌باشد.

S_a: شتاب طیفی برحسب زمان تناوب اصلی T

- محاسبه S_a :

$$T = \alpha.H^{(3/4)}$$

H: ارتفاع سازه

α: ضریبی است که براساس نوع سیستم سازه‌ای ساختمان تعیین می‌گردد.

نوع سیستم سازه‌ای در دو امتداد طولی و عرضی سازه قاب خمشی فولادی می‌باشد، بنابراین:

$$\alpha = 0.08 \rightarrow T = 0.08 \times (6.6)^{(3/4)} = 0.33 \text{ sec}$$

$$T = 0.33 \Rightarrow \text{ گزارش تحلیل خطر } \Rightarrow S_a = S_{DS} = 1.44$$

$$T < T_S \rightarrow S_a = S_{DS}$$

- محاسبه C_1:

$$C_1 = 1 + \frac{T_s - T}{2T_s - 0.2}$$

(III) زمین نوع $\rightarrow T_s = 0.7$

بنابراین:

$$C_1 = 1 + \frac{0.7 - 0.33}{2 \times 0.7 - 0.2} = 1.31$$

- محاسبه C_2:

با توجه به انجام تحلیل خطی (تحلیل اولیه) مقدار آن برابر ۱ فرض می‌گردد.

- محاسبه C_m:

C_m=1 ⟵ جهت طولی و عرضی قاب خمشی فولادی

و تعداد طبقات برابر دو طبقه می‌باشد.

$$V_X = C_1 \times C_2 \times C_m \times S_a \times W_E \rightarrow V_X = 1.31 \times 1 \times 1 \times 1 \times 1.44 \times W = 1.89\,W$$
$$V_Y = C_1 \times C_2 \times C_m \times S_a \times W_E \rightarrow V_Y = 1.31 \times 1 \times 1 \times 1 \times 1.44 \times W = 1.89\,W$$

وزن مؤثر در بام = W_E = 113.9 ton

وزن مؤثر در طبقه اول = W_E = 333.90 ton

وزن مؤثر کل = W_T = 113.9+333.9 = 447.8 ton

پیش نویس، غیر قابل استناد

مقدار برش پایه

$$V_x = 1.89\,W_E$$
$$V_x = 1.89 \times 447.8 = 846.34$$
$$V_y = 846.34\,\text{ton}$$

توزیع برش پایه برای زلزله سطح خطر ۱ (۴۷۵ ساله)[1]

تراز	W_i ton	H_i m	W_iH_i	$\frac{W_iH_i^k}{\Sigma W_iH_i^k}$	$F_X = V_X \times \frac{W_iH_i^k}{\Sigma W_iH_i^k}$ ton	$F_Y = V_Y \times \frac{W_iH_i^k}{\Sigma W_iH_i^k}$ ton
بام	113.9	6.6	757.4	0.41	347	347
طبقه	333.9	3.3	1101.90	0.59	499.34	499.34
مجموع	447.8		1853.3	1.00	846.34	846.34

۱ - در زلزله ۱۰۰ درصد، برون‌محوری P و N (مثبت و منفی) در نرم‌افزار معرفی شده است.

از آنجا که زمان تناوب سازه کمتر از ۰/۵ ثانیه می‌باشد مقدار k برابر یک درنظر گرفته شده است.

ترکیبات بارگذاری بر اساس دستورالعمل بهسازی

مطابق نشریه ۳۶۰ چنانچه یکی از دو شرط زیر صادق باشند باید اثر همزمانی مولفه‌های زلزله در نظر گرفته شود.

۱. ساختمان در پلان نامنظم باشد.

۲. ساختمان دارای یک یا چند ستون مشترک بین دو یا چند سیستم بار جانبی در جهات مختلف باشد.

برای در نظر گرفتن اثر همزمانی در روش‌های تحلیل خطی باید اثر زلزله در هر جهت با ۳۰٪ اثر زلزله در امتداد عمود بر آن در نظر گرفته شود. با توجه به اینکه شرط دوم در سازه بر قرار است این موضوع در ترکیب بارهای معرفی شده به نرم‌افزار لحاظ می‌گردد.

پیش نویس غیر قابل استناد

ترکیبات بارگذاری برای اعضای کنترل شونده توسط تغییر شکل

$$Q_{uD1}=1.1(Q_D+Q_L)+Q_{EX}+0.3Q_{EY}$$
$$Q_{uD2}=1.1(Q_D+Q_L)+Q_{EX}-0.3Q_{EY}$$
$$Q_{uD3}=1.1(Q_D+Q_L)-Q_{EX}+0.3Q_{EY}$$
$$Q_{uD4}=1.1(Q_D+Q_L)-Q_{EX}-0.3Q_{EY}$$
$$Q_{uD5}=1.1(Q_D+Q_L)+Q_{EY}+0.3Q_{EX}$$
$$Q_{uD6}=1.1(Q_D+Q_L)+Q_{EY}-0.3Q_{EX}$$
$$Q_{uD7}=1.1(Q_D+Q_L)-Q_{EY}+0.3Q_{EX}$$
$$Q_{uD8}=1.1(Q_D+Q_L)-Q_{EY}-0.3Q_{EX}$$

$$Q_{uD9}=0.9Q_D+Q_{EX}+0.3Q_{EY}$$
$$Q_{uD10}=0.9Q_D+Q_{EX}-0.3Q_{EY}$$
$$Q_{uD11}=0.9Q_D-Q_{EX}+0.3Q_{EY}$$
$$Q_{uD12}=0.9Q_D-Q_{EX}-0.3Q_{EY}$$
$$Q_{uD13}=0.9Q_D+Q_{EY}+0.3Q_{EX}$$
$$Q_{uD14}=0.9Q_D+Q_{EY}-0.3Q_{EX}$$
$$Q_{uD15}=0.9Q_D-Q_{EY}+0.3Q_{EX}$$
$$Q_{uD16}=0.9Q_D-Q_{EY}-0.3Q_{EX}$$

ترکیبات بارگذاری برای اعضای کنترل شونده توسط نیرو

$$Q_{UF}=Q_G\pm\frac{Q_E}{C_1.C_2.J}$$

$$C_1=1.31$$
$$C_2=1$$

با توجه به اینکه محل احداث پروژه دارای خطر نسبی زیادی می‌باشد بطور محافظه‌کارانه J = 2 فرض می‌شود.*

بنابراین:

$$Q_{UFX}=Q_G\pm0.38Q_E$$
$$Q_{UFY}=Q_G\pm0.38Q_E$$

*- آیین‌نامه اجازه‌ی استفاده از J = 2.5 را می‌دهد.

ترکیب بارهای معرفی شده به نرم‌افزار مطابق زیر می‌باشد:

- امتداد X

$$Q_{UFX1} = 1.1(Q_D + Q_L) + 0.38Q_{EX} + 0.11Q_{EY}$$
$$Q_{UFX2} = 1.1(Q_D + Q_L) + 0.38Q_{EX} - 0.11Q_{EY}$$
$$Q_{UFX3} = 1.1(Q_D + Q_L) - 0.38Q_{EX} + 0.11Q_{EY}$$
$$Q_{UFX4} = 1.1(Q_D + Q_L) - 0.38Q_{EX} - 0.11Q_{EY}$$
$$Q_{UFX5} = 0.9Q_D + 0.38Q_{EX} + 0.11Q_{EY}$$
$$Q_{UFX6} = 0.9Q_D + 0.38Q_{EX} - 0.11Q_{EY}$$
$$Q_{UFX7} = 0.9Q_D - 0.38Q_{EX} + 0.11Q_{EY}$$
$$Q_{UFX8} = 0.9Q_D - 0.38Q_{EX} - 0.11Q_{EY}$$

- امتداد Y

$$Q_{UFY9} = 1.1(Q_D + Q_L) + 0.38Q_{EY} + 0.11Q_{EX}$$
$$Q_{UFY10} = 1.1(Q_D + Q_L) + 0.38Q_{EY} - 0.11Q_{EX}$$
$$Q_{UFY11} = 1.1(Q_D + Q_L) - 0.38Q_{EY} + 0.11Q_{EX}$$
$$Q_{UFY12} = 1.1(Q_D + Q_L) - 0.38Q_{EY} - 0.11Q_{EX}$$
$$Q_{UFY13} = 0.9Q_D + 0.38Q_{EY} + 0.11Q_{EX}$$
$$Q_{UFY14} = 0.9Q_D + 0.38Q_{EY} - 0.11Q_{EX}$$
$$Q_{UFY15} = 0.9Q_D - 0.38Q_{EY} + 0.11Q_{EX}$$
$$Q_{UFY16} = 0.9Q_D - 0.38Q_{EY} - 0.11Q_{EX}$$

پیش نویس - غیر قابل استناد

مدلسازی

طبق دستورالعمل بهسازی، سازه باید به صورت سه بعدی مدلسازی شود، در موارد ذکر شده در ذیل برای تحلیل‌های غیرخطی می‌توان از مدل دو بعدی نیز استفاده کرد. در صورتیکه سازه دارای دیافراگم صلب، مطابق دستورالعمل بهسازی باشد و اثرات پیچش در سازه ملحوظ شده باشد، می‌توان از مدلسازی دو بعدی در تحلیل های غیرخطی نیز استفاده کرد. در مدلسازی، سختی اعضای سازه‌ای باید برحسب نوع مصالح، مطابق فصل‌های ۴ تا ۷ دستورالعمل بهسازی برآورد شود. اعضای اصلی باید برای نیروها و تغییر شکل‌های ناشی از زلزله در ترکیب با بارثقلی و اعضای غیر اصلی باید برای تغییر شکل های ناشی از زلزله در ترکیب با آثار ثقلی ارزیابی شوند. در تحلیل های خطی، فقط سختی و مقاومت اعضای اصلی منظور می‌شود. چنانچه جمع سختی جانبی اعضای غیراصلی از ۲۵٪ جمع سختی جانبی اعضای اصلی ساختمان تجاوز نماید، باید تعدادی از آنها را جزء اعضای اصلی محسوب نمود تا آنجا که این نسبت کم تر از ۲۵٪ شود. هرگاه جمع

سختی جانبی اجزای غیرسازه‌ای بیش‌تر از ۱۰٪ سختی جانبی کل در هر طبقه باشد باید اثر آن ها نیز در مدل سازه در نظر گرفته شود.

چنانچه حذف برخی از اعضای غیراصلی از مدل سبب کاهش نیرو یا تغییر شکل در اعضای اصلی سازه شود، باید آن اعضا به مدل اضافه گردد. همچنین دسته‌بندی اعضای سازه به عنوان اعضای اصلی و غیراصلی نباید به گونه‌ای انجام شود که ساختمان نامنظم به منظم تبدیل شود.

تحلیل‌های غیر خطی نشریه ۳۶۰ دو روش غیر خطی کامل و غیر خطی ساده شده را به رسمیت می‌شناسد. در روش غیرخطی کامل سختی و مقاومت هر دو گروه اعضای اصلی و غیر اصلی و همچنین اثرات زوال چرخه‌ای که شامل کاهش مقاومت و مقاومت باقی‌مانده می‌باشد باید به نحوی وارد محاسبات گردد. اما در روش غیر خطی ساده شده فقط اعضای اصلی مدل شده و از اثر زوال صرف نظر می‌شود. در روش‌های غیرخطی نیز دسته‌بندی اعضای سازه به عنوان اعضای اصلی و غیراصلی نباید به گونه‌ای انجام شود که ساختمان نامنظم به منظم تبدیل شود.

پیش نویس - غیر قابل استناد

کنترل نسبت‌های عرض به ضخامت تیرها

مقطع	$\frac{b}{2t_f}$	$\frac{h}{t_w}$
IPE240	6.12	38.7
IPE270	6.62	40.9
IPE300	7	42.25
IPE330	6.96	44
IPE360	6.9	45
IPE400	6.68	46.51

$$F_{ye} = 1.1 \times 2400 = 2640\,kg/cm^2$$

$$\frac{b}{2t_f} \le 0.3\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} = 0.3\sqrt{\frac{2\times10^6}{2640}} = 8.26$$

$$\frac{h}{t_w} \le 2.45\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} = 2.45\sqrt{\frac{2\times10^6}{2640}} = 67.4$$

با توجه به اینکه $\frac{b}{2t_f} \le 0.3\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$ و $\frac{h}{t_w} \le 2.45\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$ می‌باشد طبق جدول نشریه ۳۶۰ (که در صفحه بعد آورده شده است) مقدار m برای سطح عملکرد ایمنی جانی برابر ۶ در نظر گرفته می‌شود. (فرض شده است تیر در تمام طول خود دارای مهار جانبی در لنگر مثبت و منفی می‌باشد.)

معیار پذیرش در روش‌های خطی- اجزای سازه‌ی فولادی

جزء / تلاش	ضریب m در روش‌های خطی [۱]				
	کلیه‌ی اعضا	اعضای اصلی		اعضای غیراصلی	
	IO	LS	CP	LS	CP
تیرها[۱۵] – در خمش					
الف: $\frac{h}{t_w} \le 2.45\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$, $\frac{b_f}{2t_f} \le 0.3\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$	۲	۶	۸	۱۰	۱۲
ب: $3.75\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} \le \frac{h}{t_w} \le 5.7\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$ یا $0.38\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} \le \frac{b_f}{2t_f} \le 0.76\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$	۱/۲۵	۲	۳	۳	۴
پ: مقادیر $\frac{h}{t_w}$ یا $\frac{b_f}{2t_f}$ بین مقادیر داده‌شده در ردیف الف و ب	با استفاده از درون‌یابی خطی و کوچک‌ترین مقدار حاصل				
ت: $\frac{h}{t_w} \ge 5.7\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$, $\frac{b_f}{2t_f} \ge 0.76\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$	رفتار نیروکنترل				
ستون‌ها – در خمش (حول محور با مصالح) [۱ و ۲]					
برای $P_{UF}/P_{CL} \le 0.2$					
الف: $\frac{h}{t_w} \le 1.76\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$, $\frac{b_f}{2t_f} \le 0.3\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$	۲	۶	۸	۱۰	۱۲
ب: $2.7\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} \le \frac{h}{t_w} \le 4.4\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$ یا $0.38\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} \le \frac{b_f}{2t_f} \le 0.76\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$	۱/۲۵	۱/۲۵	۲	۲	۳
پ: مقادیر $\frac{h}{t_w}$ یا $\frac{b_f}{2t_f}$ بین مقادیر داده‌شده در ردیف الف و ب	با استفاده از درون‌یابی خطی و کوچک‌ترین مقدار حاصل				
ت: $\frac{h}{t_w} \ge 4.4\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$, $\frac{b_f}{2t_f} \ge 0.76\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$	رفتار نیروکنترل				
برای $0.2 < P_{UF}/P_{CL} \le 0.5$					
الف: $\frac{h}{t_w} \le 1.52\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$, $\frac{b_f}{2t_f} \le 0.3\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$	۱/۲۵	$9(1-1.7P_{UF}/P_{CL})$	$12(1-1.7P_{UF}/P_{CL})$	$15(1-1.7P_{UF}/P_{CL})$	$18(1-1.7P_{UF}/P_{CL})$
ب: $2.34\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} \le \frac{h}{t_w} \le 3.8\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$ یا $0.38\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} \le \frac{b_f}{2t_f} \le 0.76\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$	۱/۲۵	۱/۲۵	۱/۵	۲	۲
پ: مقادیر $\frac{h}{t_w}$ یا $\frac{b_f}{2t_f}$ بین مقادیر داده‌شده در ردیف الف و ب	با استفاده از درون‌یابی خطی و کوچک‌ترین مقدار حاصل				
ت: $\frac{h}{t_w} \ge 3.8\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$, $\frac{b_f}{2t_f} \ge 0.76\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$	رفتار نیروکنترل				
برای $P_{UF}/P_{CL} > 0.5$	رفتار نیروکنترل				

پیش نویس - غیر قابل استناد

رفتار اجزای سازه با توجه به نوع تلاش داخلی آن‌ها و منحنی نیرو- تغییرشکل کنترل حاصل به صورت تغییرشکل کنترل و یا نیرو کنترل می‌باشد. نمونه‌هایی از تلاش‌های تغییرشکل کنترل و نیروکنترل در جدول زیر ارائه شده است.

نمونه‌هایی از تلاش‌های نیرو کنترل و تغییرشکل کنترل

جزء	تغییرشکل کنترل	نیرو کنترل
۱- قاب‌های خمشی		
تیرها	لنگر خمشی (M)	برش[۱] (V)
ستون‌ها	—	نیروی محوری (P) و برش (V)
اتصالات	—	برش[۱] (V)
۲- دیوارهای برشی	لنگر خمشی (M) و برش (V)	نیروی محوری (P)
۳- قاب‌های مهاربندی شده		
مهاربندها	نیروی محوری (P)	—
تیرها	—	نیروی محوری (P)
ستون‌ها	—	نیروی محوری (P)
۴- اجزای اتصالات	لنگر خمشی (M) و برش (V) و نیروی محوری (P)[۲]	لنگر خمشی (M) و برش (V) و نیروی محوری (P)
۵- دیافراگم‌ها	لنگر خمشی (M) و برش (V)[۳]	لنگر خمشی (M) و برش (V) و نیروی محوری (P)

۱- در قاب‌های خمشی فولادی، برش (V) تغییرشکل کنترل می‌باشد.
۲- در اتصالات فولادی، لنگر خمشی (M) و برش (V) و نیروی محوری (P) تغییرشکل کنترل می‌باشد.
۳- در صورتی که دیافراگم، نیروی جانبی اعضای باربر لرزه‌ای قائم موجود در تراز بالای خود را انتقال دهد، لنگر خمشی (M) و برش (V) نیرو کنترل می‌باشد.

پیش نویس غیر قابل استناد

۱- کنترل تیر روی محور ۴ بین محور A و B در طبقه اول

(الف) مشخصات هندسی مقطع

IPE 300

$A = 53.8\ cm^2$

$I_{3-3} = 8356\,cm^4$ $\quad I_{2-2} = 604 cm^4$

$S_{3-3} = 557 cm^3$ $\quad S_{2-2} = 81 cm^3$

$Z_{3-3} = 628 cm^3$ $\quad Z_{2-2} = 125 cm^3$

$r_{3-3} = 12.5\,cm$ $\quad r_{2-2} = 3.35 cm$

(ب) نیروی داخلی حاصل از تحلیل تحت ترکیب بار $Q_U D_5$

$M_{UDX} = 73.1\ ton.m$

(پ) با توجه به اینکه عضو فشرده و دارای اتکای جانبی می‌باشد لذا:

$M_{CE} = Z.F_{ye}$

$F_{ye} = 1.1F_y = 1.1 \times 2400 = 2640\,kg/cm^2$

$M_{CEX} = ZF_{ye} = 628 \times 2640 \times 10^{-5} = 16.58\,ton.m$

(ت) کنترل معیار پذیرش

بنابراین معادله اندرکنش بصورت زیر کنترل می‌شود:

$$\frac{M_{UDX}}{m_x \kappa M_{CEX}} \le 1.0$$

$$M_{UDx} = 73.1 \text{ ton.m}$$

$$\frac{M_{UDX}}{m_x \kappa M_{CEX}} \le 1.0$$

$$\frac{73.1\times10^5}{6\times1.0\times16.58\times10^5} = 0.734 < 1$$

با توجه به محاسبات انجام شده تیرها از کفایت لازم در برابر تلاش‌های داخلی برای بار زلزله سطح خطر ۱ (۴۷۵ ساله) برخوردار می‌باشد. توجه شود که این تیر در ترکیب بار ثقلی مردود شده بود.

پیش نویس - غیر قابل استناد

۲- کنترل ستون C-3 در طبقه اول:

(الف) مشخصات هندسی مقطع

IPB240

$A = 106 \text{ cm}^2$

$I_{3-3} = 11260 \text{ cm}^4$ $I_{2-2} = 3923 \text{ cm}^4$

$S_{3-3} = 938 \text{ cm}^3$ $S_{2-2} = 327 \text{ cm}^3$

$Z_{3-3} = 1053 \text{ cm}^3$ $Z_{2-2} = 498 \text{ cm}^3$

$r_{3-3} = 10.3 \text{ cm}$ $r_{2-2} = 6.08 \text{ cm}$

$$F_{ye} = 1.1\times F_y = 1.1\times2400 = 2640 \text{ kg/cm}^2$$

(ب) نیروی داخلی ناشی از تحلیل:

$P_{UF} = 76.7 \text{ ton}$ (از ترکیب بار نیرو کنترل $QUFX_1$)

$M_{UDX} = 66 \text{ ton.m}$ (از ترکیب بار تغییرشکل کنترل QUD_1)

$M_{UDY} = 50.73 \text{ ton.m}$ (از ترکیب بار تغییرشکل کنترل QUD_1)

(پ) محاسبه‌ی ظرفیت محوری ستون

با توجه به آنکه از روش آنالیز مستقیم برای برآورد نیروها در اعضا استفاده شده است، مقدار K برای تمام ستون‌ها برابر **یک** می‌باشد. برای تعیین ظرفیت محوری از تنش تسلیم کرانه‌ی پایین $F_y = 2400 \text{ kg/cm}^2$ استفاده می‌شود.

$$\lambda_{22} = \frac{k\ell}{r_{22}} = \frac{1.0\times330}{6.08} = 54.3$$

$$\lambda_{33} = \frac{k\ell}{r_{33}} = \frac{1.0\times330}{10.3} = 32.0$$

$$\lambda_{max}=54.3\rightarrow F_e=\frac{\pi^2E}{\lambda_{max}^2}=\frac{3.14^2\times2\times10^6}{54.3^2}=6688\,kg/cm^2$$

$$\frac{F_y}{F_e}=\frac{2400}{6688}=0.36\le2.25$$

$$F_{cr}=\left(0.658^{\frac{F_y}{F_e}}\right)F_y=\left(0.658^{0.36}\right)\times2400=2064\ kg/cm^2$$

$$F_{cr}=2064\ kg/cm^2$$

$$P_n=F_{cr}A_g=2064\times106\times10^{-3}=218\ ton$$

$$P_n=P_{cL}=218\ ton$$

(ت) محاسبه‌ی ظرفیت خمشی

حول محور قوی (3-3):

IPB240:

$$L_p=1.76r_y\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$$

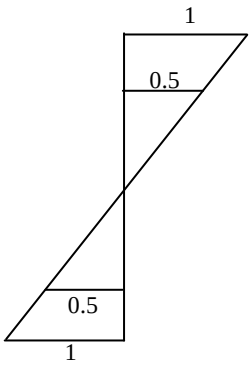
$$L_p=1.76\times6.08\times\sqrt{\frac{2\times10^6}{1.1\times2400}}=294\ cm$$

$$L_r=1608.7\ cm$$

$$L_b=330\,cm\rightarrow L_p\le L_b\le L_r$$

پیش نویس- غیر قابل استناد

از آنجا که ستون‌ها تحت زلزله در انحنای مضاعف قرار می‌گیرند، برای محاسبه‌ی C_b داریم:



$$C_b=\frac{12.5M_{max}}{2.5M_{max}+3M_A+4M_B+3M_C}\le3.0$$

$$C_b=\frac{12.5\times1.0}{2.5\times1.0+3\times0.5+4\times0.0+3\times0.5}=2.27$$

حول محور قوی $Z=1053cm^3$

$$M_{Pe}=ZF_{ye}=1053\times1.1\times2400=27.8\ ton.m$$

$$M_n=C_b\left[M_P-\left(M_P-0.7F_{ye}S_x\right)\left(\frac{L_b-L_p}{L_r-L_p}\right)\right]\le M_P$$

$$S_x = 938\,cm^3$$

$$F_{ye}S_x = 938\times1.1\times2400\times10^{-5} = 24.7\ ton.m$$

$$M_n = 2.27\left[27.8-(27.8-0.7\times24.7)\left(\frac{330-294}{1609-294}\right)\right] = 62.4\ ton.m$$

$$M_n = 62.4 \geq 27.8 \rightarrow M_n = 27.8\ ton.m$$

$$M_{CEX} = 27.8\ ton.m$$

حول محور ضعیف:

$$M_{ny} = M_{Pe} = F_{ye}Z_y \leq 1.6F_{ye}S_y$$

$$Z_y = 498\ cm^3 \quad , \quad S_y = 327\ cm^3$$

$$M_{ny} = 1.1\times2400\times498 = 13.1 ton.m \leq 1.6\times1.1\times2400\times327 = 13.8$$

$$M_{ny} = 13.1\ ton.m \rightarrow M_{CEY} = 13.1\ ton.m$$

(ث) کنترل معیار پذیرش (اندرکنش نیروی محوری و لنگر خمشی):

$$\frac{P_{UF}}{P_{CL}} = \frac{76.7}{218\,ton} = 0.29$$

$$\frac{b_f}{2t_f} = \frac{24}{2\times1.7} = 7.06 \leq 0.3\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} = 0.3\sqrt{\frac{2\times10^6}{1.1\times2400}} = 8.25$$

$$\frac{h}{t_w} = \frac{164}{10} = 16.4 \leq 1.52\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} = 1.52\sqrt{\frac{2\times10^6}{1.1\times2400}} = 41.8$$

$$m_x = m_y = 9\left(1-1.7\frac{P_{UF}}{P_{CL}}\right) = 9(1-1.7\times0.29) = 4.56$$

برای ستون‌های با $0.2 < \frac{P_{UF}}{P_{CL}} < 0.5$:

$$\frac{P_{UF}}{\kappa P_{CL}} + \frac{8}{9}\left(\frac{M_{UDx}}{m_x\,\kappa M_{CEx}} + \frac{M_{UDy}}{m_y\,\kappa M_{CEy}}\right) \leq 1.0$$

$$\frac{76.7}{1.0\times218} + \frac{8}{9}\left(\frac{66}{4.56\times1.0\times13.1} + \frac{50.73}{4.56\times1.0\times27.8}\right)$$

$$0.351 + \frac{8}{9}(1.104+0.4) = 1.68 > 1$$

ستون‌های سازه معیار پذیرش آیین‌نامه را برآورده نمی‌کنند.

بنابراین کلیه ستون‌های طبقه اول کفایت لازم را در برابر تلاش‌های حاصل از آنالیز برای زلزله سطح خطر ۲ را ندارد.

نتیجه‌گیری

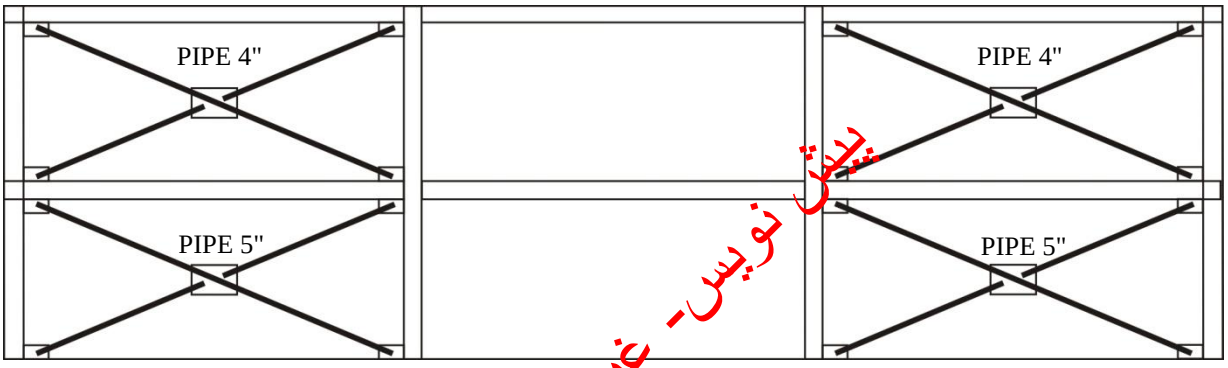
با توجه به ارزیابی‌های انجام شده بر روی سازه و با توجه به سطح عملکردهای مورد انتظار می‌توان گفت سازه مناسب نیست و نیاز به بهسازی دارد.

پیش نویس - غیر قابل استناد

روش بهسازی

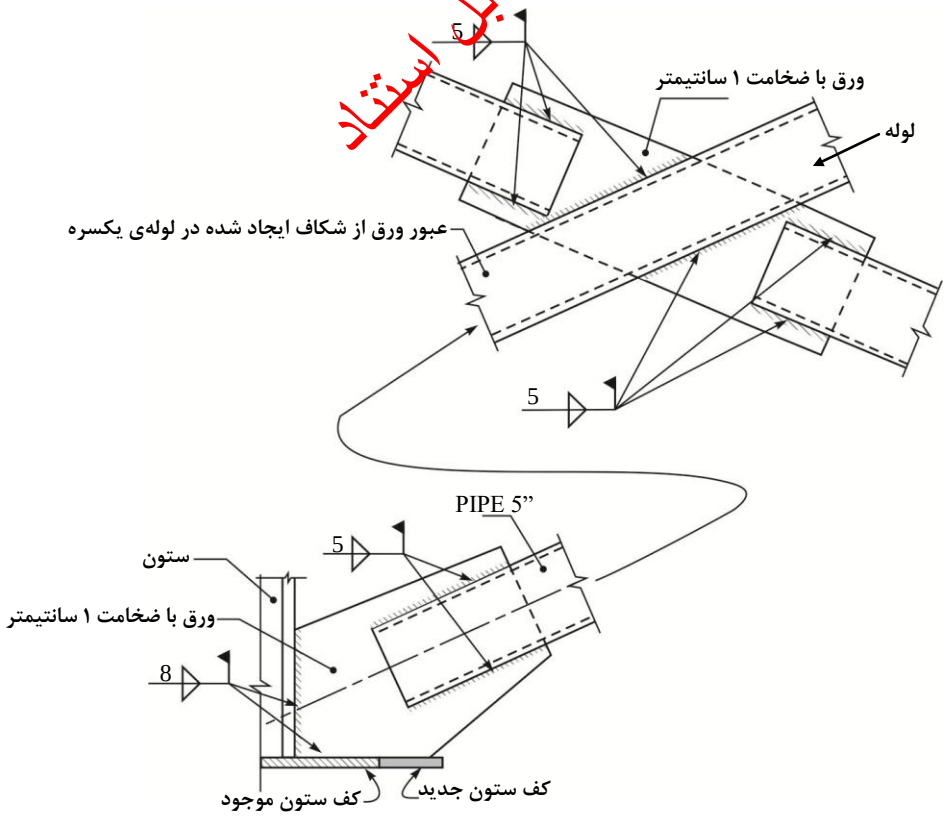
اضافه نمودن مهاربند اساساً منجر به افزایش مقاومت و سختی سازه می‌گردد. در این سازه از مهاربندهای همگرا استفاده می‌شود. مبنای طراحی مهاربند نیز مبحث ۱۰ مقررات ملی ساختمان می‌باشد به طوری که کلیه موارد طراحی لرزه‌ای بر اساس فصل ۱۰-۳ مبحث ۱۰ مقررات ملی ساختمان در طراحی مهاربندها رعایت شده است.

جزئیات اجرایی مطابق اشکال زیر می‌باشد. در طبقه فوقانی از "PIPE4 و در طبقه تحتانی از "PIPE5 در مهاربندها استفاده می‌گردد.

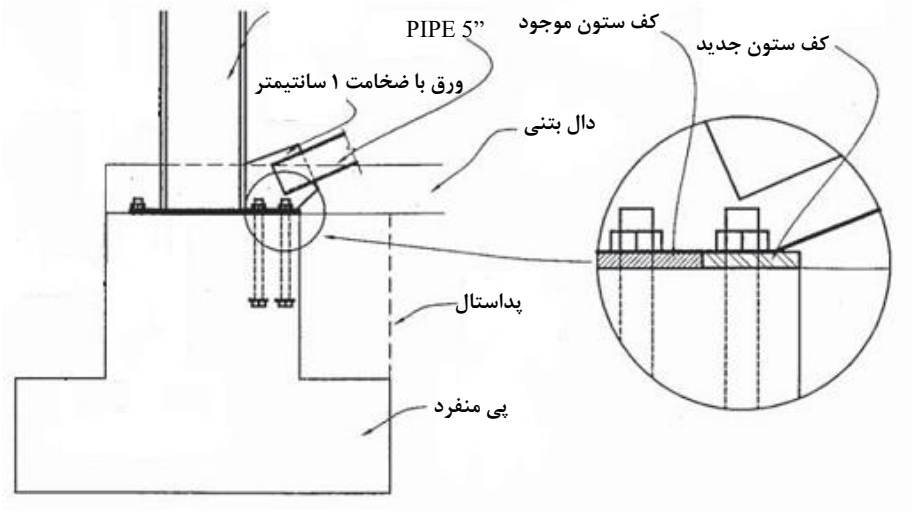


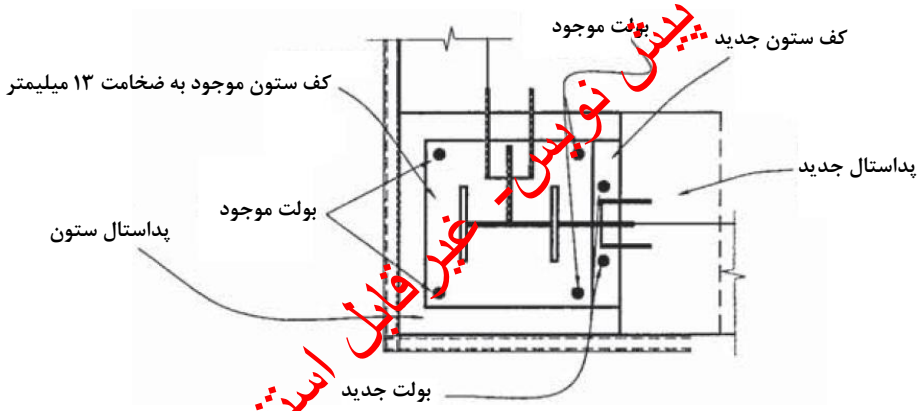
شکل مثال ۴-۳-ت- آرایش مهاربندهای نشان داده شده در هر چهار طرف سازه می‌باشد

پیش نویس - غیر قابل استناد



شکل مثال ۴-۳- ث





پیش نویس - غیر قابل استناد

شکل مثال ۴-۳- ج

کنترل سازه‌ی بهسازی شده به روش استاتیکی غیرخطی

پس از مقاوم‌سازی سازه با استفاده از مهاربندهای همگرا، سازه تحت تحلیل بار افزودن (تحلیل استاتیکی غیرخطی) مورد بررسی قرار می‌گیرد. بدین ترتیب که سازه را تا رسیدن به تغییر مکان هدف تحت تغییرمکان جانبی قرار می‌دهند.

الگوی بارگذاری ۱

در اولین الگوی بارگذاری، مقدار بار جانبی هرطبقه متناسب با وزن آن طبقه در نظر گرفته می‌شود:

وزن بام ۱۱۳/۹ تن

وزن طبقه ۳۳۳/۹ تن

وزن کل سازه برابر ۴۴۷/۸ تن می‌باشد.

نسبت نیروی جانبی در تراز بام $= \frac{113.9}{447.8} = 0.41$

نسبت نیروی جانبی در تراز طبقه $= \frac{333.9}{447.8} = 0.59$

الگوی بارگذاری۲

در دومین الگوی بارگذاری، مقدار بار هر طبقه با توجه به نسبت رابطه زیر محاسبه می‌گردد.

$$C_{VX} = \frac{w_X h_x{}^k}{\sum w_i h_i{}^k}$$

تراز	وزن (تن)	ارتفاع (متر)	$w_X h_x^k$	C_{VX}
بام	۱۱۳/۸۵	۶/۶	۷۵۱/۴۱	۰/۵۹
طبقه	۳۳۳/۹	۳/۳	۱۱۰۱/۸۷	۰/۴۱

نسبت نیروی جانبی در تراز طبقه = ۰/۴۱

نسبت نیروی جانبی در تراز بام = ۰/۵۹

برای ادامه مسئله از الگوی بارگذاری ۲ استفاده می‌شود.

پیش نویس- غیر قابل استناد

محاسبه زمان تناوب اصلی مؤثر

زمان تناوب اصلی مؤثر T_e در امتداد مورد بررسی بر اساس مدل رفتاری برابر است با:

$$T_e = T_i\sqrt{\frac{k_i}{k_e}}$$

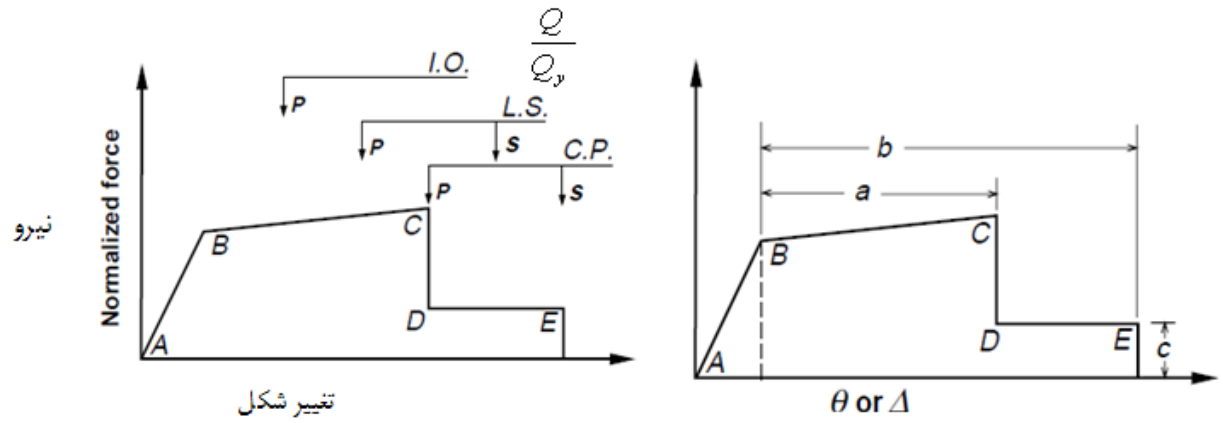
که در آن T_i زمان تناوب ساختمان با فرض رفتار خطی است و k_i سختی جانبی ارتجاعی می‌باشد.

بار ثقلی مؤثر

$$Q_G = 1.1(Q_D + Q_L)$$

مدلسازی

از نرم‌افزار Sap2000 به منظور تحلیل استاتیکی غیرخطی بار افزودن استفاده شده است. با تعریف مفاصل پلاستیک عملکرد غیرخطی سازه مدل می‌گردد. خصوصیات مفاصل با توجه به نشریه ۳۶۰ دستورالعمل بهسازی تعریف می‌شود.



شکل مثال ۴-۳- چ

پارامتر Q_y در شکل مثال ۴-۳- ج متناظر با مقاومت مورد انتظار عضو می‌باشد. در تیرها و ستون‌ها θ عبارت است از کل چرخش ارتجاعی و خمیری تیر یا ستون، θ_y چرخش حد تسلیم، Δ کل تغییرمکان ارتجاعی و خمیری و Δ_y تغییرمکان حد تسلیم می‌باشد. a، b و c پارامترهای مورد استفاده برای اندازه‌گیری تغییرشکل در منحنی نیرو- تغییرشکل اجزا می‌باشد که از جداول نشریه ۳۶۰ محاسبه می‌شوند.

معیارهای پذیرش روش استاتیکی خطی مطابق ضوابط نشریه ۳۶۰ می‌باشد.

مفصل محوری مهاربند "PIPE5"

برای فشاری

$$F_{ye} = 1.1F_y = 1.1\times 2400 = 2640\ \text{kg/cm}^2$$

PIPE 5″

$$A = 27\,\text{cm}^2$$

$$r = 4.7\,\text{cm}$$

قطر خارجی لوله = 13.9 cm

ضخامت جداره لوله = 0.65 cm

$$\frac{d}{t} = \frac{13.9}{0.65} = 21.4$$

$$\frac{d}{t} \le 0.053\frac{E}{F_{ye}} = 0.053\times\frac{2.1\times10^6}{2640} = 42 \Rightarrow 21.4 \le 42 \quad \text{OK}$$

$$\begin{cases} \dfrac{k\ell}{r} = \dfrac{0.5\times820}{4.7} = 87.2 \\ 2.1\sqrt{\dfrac{E}{F_{ye}}} = 2.1\sqrt{\dfrac{2.1\times10^6}{2640}} = 59.22 \\ 4.2\sqrt{\dfrac{E}{F_{ye}}} = 4.2\sqrt{\dfrac{2.1\times10^6}{2640}} = 118.4 \end{cases}$$

$$59.22 \le 87.2 \le 118.4$$

به صورت محافظه‌کارانه در فشار داریم:

$$a = 0.5\Delta c \quad , \quad b = 9\Delta c \quad , \quad c = 0.3$$

$$IO = 0.25\Delta c \ , \quad LS = 4\Delta c \quad , \quad CP = 6\Delta c$$

$$P_{CE} = A_g F_{cre}$$

$$\lambda = \frac{KL}{r} \ , \ K = 0.7 \ , \ L = 820\,\text{cm} \ , \ r = 4.7\,\text{cm}$$

پیش نویس - غیر قابل استناد

پارامترهای مدل‌سازی و معیارهای پذیرش در روش‌های غیرخطی- اجزای سازه‌ی فولادی

جزء/ تلاش	پارامترهای مدل‌سازی [۱ و ۲]			معیارهای پذیرش			
	تغییرشکل خمیری		نسبت تنش پس‌ماند	تغییرشکل خمیری			
				کلیه‌ی اعضا	اعضای اصلی [۶]		اعضای غیراصلی	
	a	b	c	IO	LS	CP	LS	CP
تیرها و ستون‌ها در کشش (به استثنای تیروستون‌های قاب با مهاربندی واگرا)	۵ Δ_T	۷ Δ_T	۱/۰	۰/۲۵ Δ_T	۳ Δ_T	۵ Δ_T	۶ Δ_T	۷ Δ_T
مهاربند فشاری (به استثنای مهاربندهای واگرا) [۵]								
برای $\frac{Kl}{r} \geq 4.2\sqrt{E/F_{ye}}$								
الف : زوج نبشی و زوج ناودانی کمانش داخل صفحه [۳]	۰/۵ Δ_C	۱۰ Δ_C	۰/۳	۰/۲۵ Δ_C	۶/۰ Δ_C	۸/۰ Δ_C	۸/۰ Δ_C	۱۰/۰ Δ_C
ب : زوج نبشی و زوج ناودانی کمانش خارج صفحه [۳]	۰/۵ Δ_C	۹ Δ_C	۰/۳	۰/۲۵ Δ_C	۵/۰ Δ_C	۷/۰ Δ_C	۷/۰ Δ_C	۹/۰ Δ_C
پ : مقطع Z یا I	۰/۵ Δ_C	۱۰ Δ_C	۰/۳	۰/۲۵ Δ_C	۶/۰ Δ_C	۸/۰ Δ_C	۸/۰ Δ_C	۱۰/۰ Δ_C
ت : مقطع قوطی و مقاطع لوله‌ای شکل	۰/۵ Δ_C	۹ Δ_C	۰/۳	۰/۲۵ Δ_C	۵/۰ Δ_C	۷/۰ Δ_C	۷/۰ Δ_C	۹/۰ Δ_C
برای $\frac{Kl}{r} \leq 2.1\sqrt{E/F_{ye}}$ [۴]								
الف : زوج نبشی و زوج ناودانی کمانش داخل صفحه [۳]	۱/۰ Δ_C	۸ Δ_C	۰/۵	۰/۲۵ Δ_C	۵ Δ_C	۷ Δ_C	۷ Δ_C	۸ Δ_C
ب : زوج نبشی و زوج ناودانی کمانش خارج صفحه [۳]	۱/۰ Δ_C	۷ Δ_C	۰/۵	۰/۲۵ Δ_C	۴ Δ_C	۶ Δ_C	۶ Δ_C	۷ Δ_C
پ : مقطع Z یا I	۱/۰ Δ_C	۸ Δ_C	۰/۵	۰/۲۵ Δ_C	۵ Δ_C	۷ Δ_C	۷ Δ_C	۸ Δ_C
ج : مقطع قوطی و مقاطع لوله‌ای شکل	۱/۰ Δ_C	۷ Δ_C	۰/۵	۰/۲۵ Δ_C	۴ Δ_C	۶ Δ_C	۶ Δ_C	۷ Δ_C
برای $2.1\sqrt{E/F_{ye}} < \frac{Kl}{r} < 4.2\sqrt{E/F_{ye}}$	با استفاده از درون‌یابی خطی بین مقادیر داده‌شده برای مهاربندهای لاغر و قوی محاسبه می‌شود.							
مهاربند کششی (به استثنای مهاربندهای واگرا) [۷]	۱۱ Δ_T	۱۴ Δ_T	۰/۸	۰/۲۵ Δ_T	۷ Δ_T	۹ Δ_T	۱۱ Δ_T	۱۳ Δ_T

پیش نویس - غیر قابل استناد

۱- Δ_C تغییرشکل محوری در بار کمانشی مورد انتظار می‌باشد.

۲- Δ_T تغییرشکل محوری در بار نظیر کششی حد تسلیم (بار لهیدگی مورد انتظار) می‌باشد.

۳- در صورتی‌که لقمه‌ها در مقاطع مرکب ضوابط مبحث دهم مقررات ملی ساختمان(روش حدی) را برآورده ننماید، باید معیارهای پذیرش با ضریب ۰/۵ کاهش یابد.

۴- مقادیر معیارهای پذیرش جدول برای مقاطع پر شده با بتن و یا مقاطعی که شرایط مقطع فشرده لرزه‌ای را برآورده می‌نمایند، ارائه شده است. برای مقاطع غیرفشرده مقادیر معیارهای پذیرش باید نصف گردد و برای مقاطع فشرده غیرلرزه‌ای – از میان‌یابی خطی استفاده گردد.

۵- در مواردی‌که اتصال مهاربند ضوابط کنترل مقاومت فشاری مورد نیاز مبحث دهم مقررات ملی ساختمان(بخش طرح لرزه‌ای) را برآورده ننماید، باید معیارهای پذیرش در ۰/۸ ضرب گردد.

۶- اعداد این دو ستون برای حالتی است که از روش استاتیکی غیرخطی ساده‌شده مطابق بند (۳-۴-۳-۱) برای تحلیل سازه استفاده شود. در غیر این صورت معیار پذیرش اعضای اصلی مشابه اعضای غیراصلی خواهد بود.

۷- برای مهاربندهایی که فقط برای کشش طراحی شده‌اند، مقادیر معیارهای پذیرش در ۰/۵ ضرب می‌شود، ولی نیاز به انتخاب کمتر از ۰/۲۵ نمی‌باشد.

$$\lambda_{max}=\frac{0.7\times 820}{4.7}=122$$

$$F_e=\frac{\pi^2 E}{\lambda^2}=\frac{3.14^2\times 2\times 10^6}{122^2}=1325\ kg/cm^2$$

$$\frac{F_{ye}}{F_e}=\frac{2400\times 1.1}{1325}=2.0\le 2.25$$

$$F_{cre}=\left(0.658^{\frac{F_{ye}}{F_e}}\right)F_{ye}$$

$$F_{cre}=\left(0.658^{2.0}\right)1.1\times 2400=1143 kg/cm^2$$

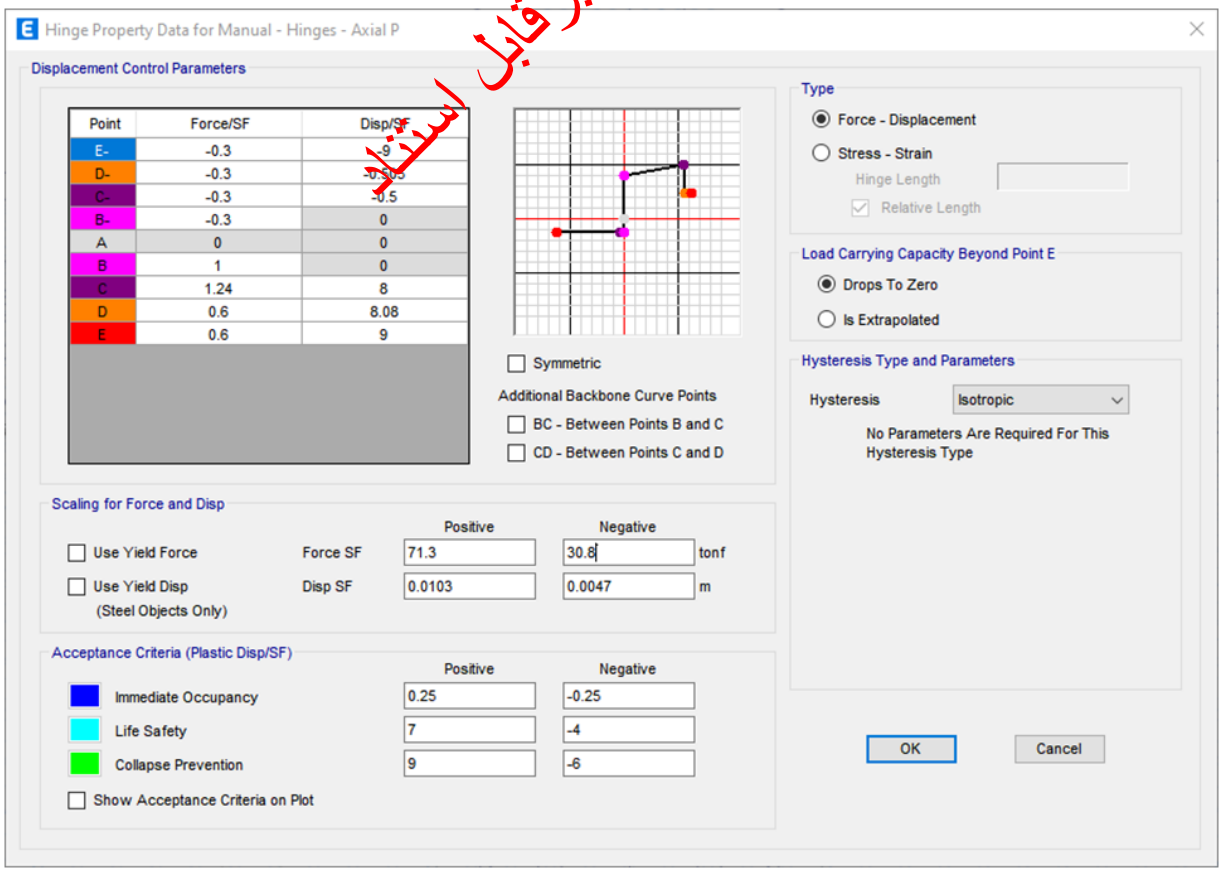
$$P_{CE}=A_g F_{cre}$$

$$P_{CE}=1143\times 27\times 10^{-3}=30.8\ ton$$

$$\Delta_C=\frac{P_{CE}.L}{EA}$$

$$\Delta_C=\frac{30.8\times 10^3\times 820}{2\times 10^6\times 27}=0.47 cm=4.7 mm$$

پیش نویس - غیر قابل استناد



شکل مثال ۴-۳-ح

در کشش داریم:

$$a = 11\Delta_T \quad , \quad b = 14\Delta_T \quad , \quad C = 0.8$$
$$IO = 0.25\Delta_T \quad , \quad LS = 7\Delta_T \quad , \quad CP = 9\Delta_T$$
$$T_E = A_g \times F_{ye} = 27 \times 2640 = 71280 \text{ kg}$$
$$T_E = 71.30 \text{ ton}$$
$$\Delta_T = \frac{T_E L}{A_E} = \frac{71280 \times 820}{27 \times 2.1 \times 10^6} = 1.03 \text{cm}$$

مفصل پلاستیک تیر

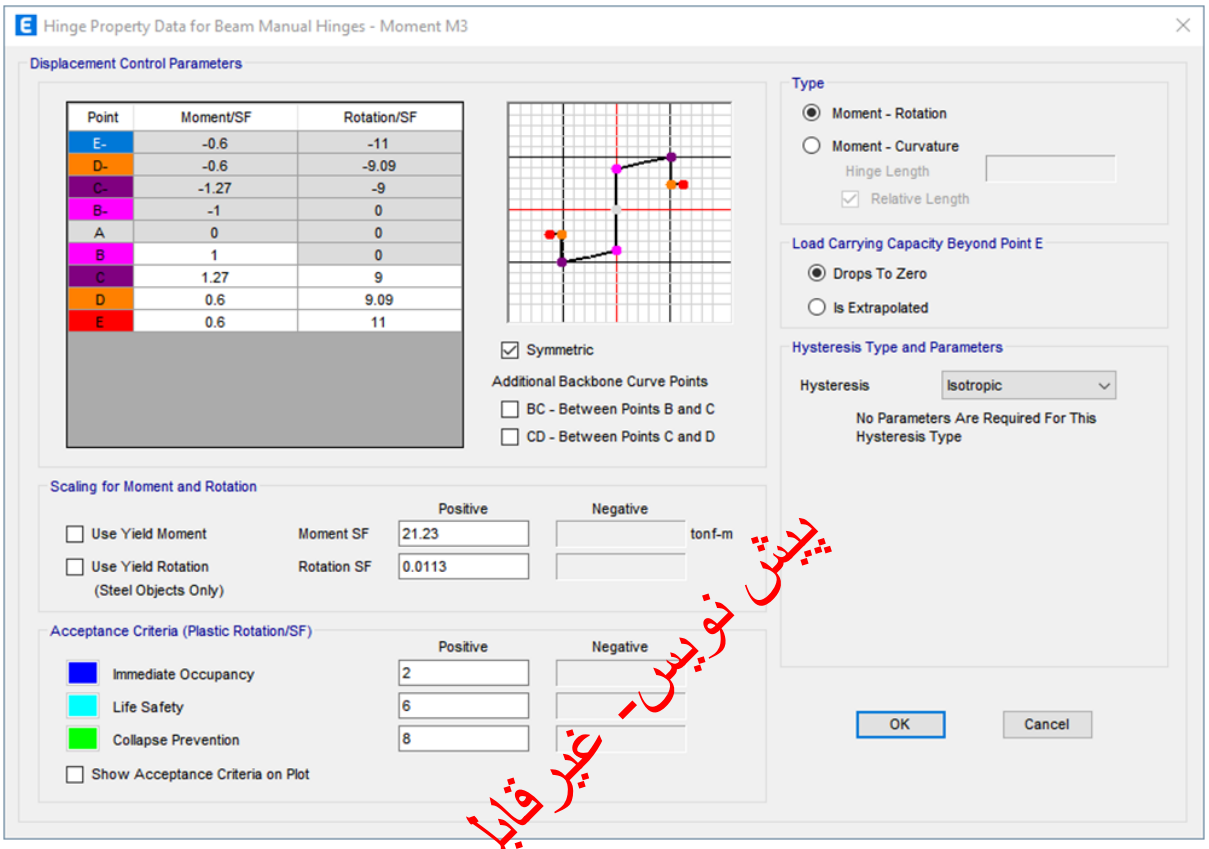
محاسبات مفصل پلاستیک برای یکی از تیرها نشان داده شده است:

$$F_{ye} = 1.1 \times F_y = 1.1 \times 2400 = 2640 \text{ kg/cm}^2$$

پیش نویس- غیر قابل استناد

برای تیر IPE330

$$Z = 804 \text{cm}^3 \ , \ \ell_b = 7.5\text{m}, I_b = 11770 \text{cm}^4$$
$$Q_{CE} = ZF_{ye}$$
$$Q_{CE} = 804 \times 2640 = 21.23 \text{ton.m}$$
$$\frac{b}{2t_f} = 6.96 \le 0.3\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} = 8.25$$
$$\frac{h}{t_w} = 44 \le 2.45\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} = 67.4$$
$$a = 9\theta_y \ , \ b = 11\theta_y \ , \ c = 0.6$$
$$IO = \theta_y$$
$$LS = 6\theta_y$$
$$CP = 8\theta_y$$
$$\theta_y = \frac{ZF_{ye}\ell_b}{6EI_b} = \frac{804 \times 2640 \times 840}{6 \times 2.1 \times 10^6 \times 11770} = 0.0113 \text{Rad}$$



پیش نویس - غیر قابل استناد

شکل مثال ۴-۳-خ

محاسبه مفصل پلاستیک ستون

IPB 240

$Z_{3-3}=1053cm^3$ ، $Z_{2-2}=498cm^3$ ، $A=106cm^2$

$$Q_{CE}=M_{CE}=1.18ZF_{ye}(1-\frac{p}{P_{ye}})\le ZF_{ye}$$

$$F_{ye}=1.1F_y=2640\ kg/cm^2$$

$$P_{ye}=A_gF_{ye}=106\times2640\times10^{-3}=279.8\,ton$$

$P=41ton$ (نیروی محوری می‌بایست در تحلیل استاتیکی غیرخطی محاسبه شود.)

درجهت قـــوی : $ZF_{ye}=1053\times2640\times10^{-5}=27.8\ ton.m$

درجهت ضعیف : $ZF_{ye}=498\times2640\times10^{-5}=13.15\ ton.m$

$$\frac{P}{P_{ye}} = \frac{41}{279.8} = 0.147 \le 0.15$$

$$\theta_y = \frac{ZF_{ye}\ell_c}{6EI_c}(1-\frac{P}{P_{ye}})$$

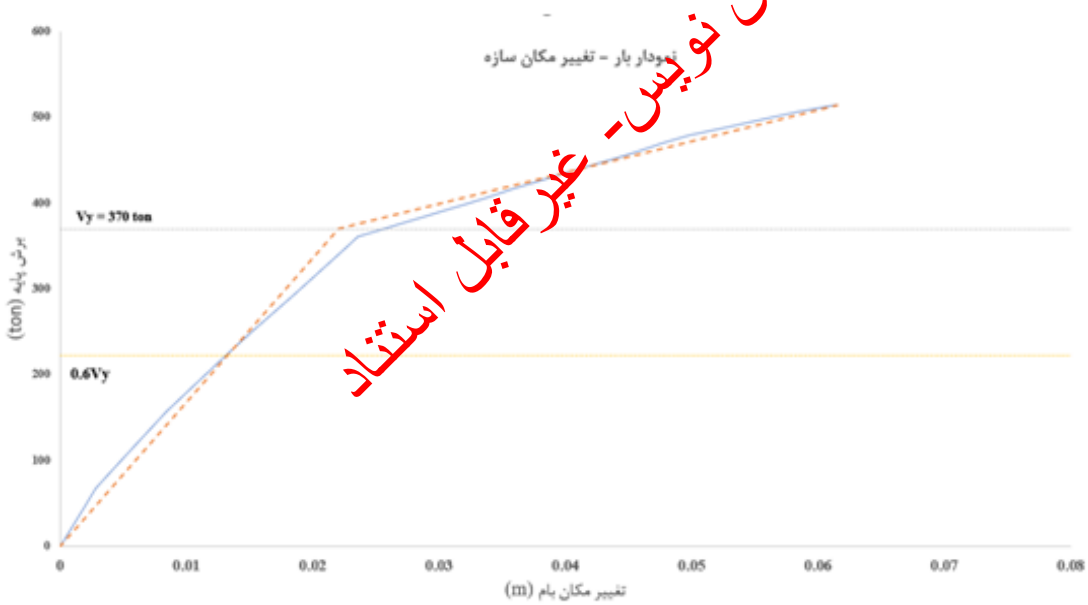
$$\theta_y = \frac{27.8\times10^5\times330}{6\times2.1\times10^6\times11260}(1-\frac{41\times10^3}{279.8\times10^3}) = 0.0055\ \text{Rad}$$ محور قوی

$$\theta_y = \frac{13.15\times10^5\times330}{6\times2.1\times10^6\times3923}(1-\frac{41\times10^3}{279.8\times10^3}) = 0.0075\ \text{Rad}$$ محور ضعیف

تحلیل بار افزون

در هنگام تحلیل بار افزودن ۱۰۰٪ تغییر مکان هدف جهت مورد نظر با ۳۰٪ تغییر مکان جهت دیگر به طور همزمان بر سازه اعمال می‌گردد.

پیش نویس- غیر قابل استناد



شکل مثال ۴-۳-د

تعیین تغییرمکان هدف

$$\delta = C_0C_1C_2\,S_a\,\frac{T_e^2}{4\pi^2}g$$

$$T_e = T_i\sqrt{\frac{k_i}{k_e}}$$

مقدار T_i از تحلیل کامپیوتری مساوی ۰/۲۳ به دست می‌آید و با توجه به نمودار بار تغییرمکان سازه مقدار k_i برابر با k_e می‌باشد.

$$T_e = T_i = 0.23\text{sec}$$

محاسبه‌ی C_o:

با توجه به الگوی بارگذاری انتخابی مقدار C_o برابر است با:

$$C_o = 1.2$$

مقدار تقریبی ضریب C_o[1]

تعداد طبقات ساختمان	ساختمان‌های برشی[2]		سایر ساختمان‌ها
	توزیع نوع اول	توزیع نوع دوم	هر نوع توزیع بار
۱	۱/۰	۱/۰	۱/۰
۲	۱/۲	۱/۱۵	۱/۲
۳	۱/۲	۱/۲	۱/۳
۵	۱/۳	۱/۲	۱/۴
۱۰ و بیشتر	۱/۳	۱/۲	۱/۵

۱- برای مقادیر مابین حدود داده شده در جدول باید از درون‌یابی خطی استفاده کرد.

۲- منظور از ساختمان برشی، ساختمانی است که تغییرمکان جانبی نسبی هر طبقه، از طبقه زیر آن کوچکتر باشد.

محاسبه‌ی C_1:

$$0.2 < T_e < 1 \rightarrow C_1 = 1 + \frac{R_u - 1}{aT_e^2}$$

$$R_u = \frac{S_a}{V_y/W} C_m = \frac{1.44}{370/447.75} \times 1 = 1.74$$

a براساس جدول نشریه ۳۶۰ برابر 60 در نظر گرفته شده است.

$$C_1 = 1 + \frac{1.74 - 1}{60 \times 0.23} = 1.053$$

محاسبه‌ی ضریب C_2:

$$T < 0.7$$

$$C_2 = 1 + \frac{1}{800}\left(\frac{R_u - 1}{T_e}\right)^2$$

$$C_2 = 1 + \frac{1}{800}\left(\frac{1.74 - 1}{0.23}\right)^2 = 1.012$$

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g$$

$$\delta_t = 1.2 \times 1.053 \times 1.012 \times 1.44 \times \frac{0.23^2}{4\pi^2} \times 981$$

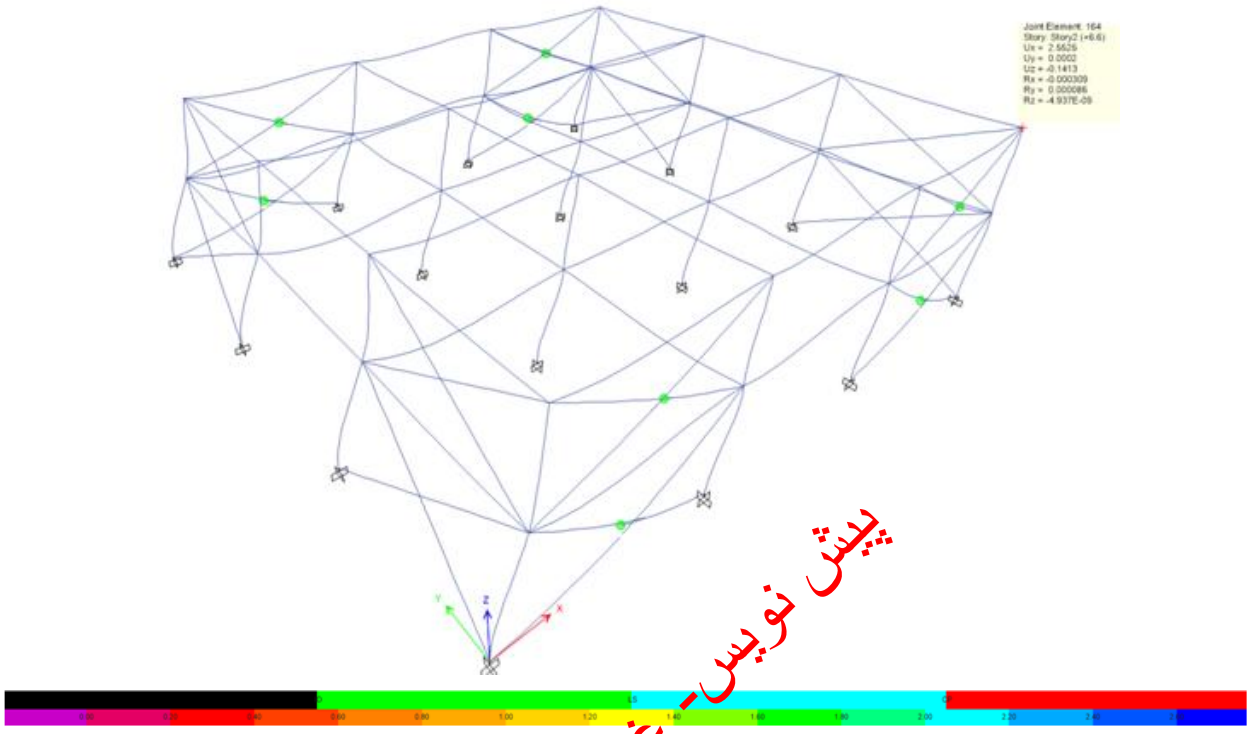
$$\boxed{\delta_t = 2.42\,cm}$$

از آنجا که ساختمان تحت تحلیل ۳ بعدی قرار گرفته است، ابتدا تغییرمکانی برابر ۳۰ درصد تغییرمکان هدف در راستای عمود بر راستای مورد بررسی به آن اعمال شده است و سپس تغییرمکان هدف در راستای دیگر به آن اعمال می‌گردد.

معیار پذیرش تیرها و ستون‌ها در خمش

همانطور که در شکل ۴-۳- ذ قابل مشاهده می‌باشد، المان‌های تشکیل‌دهنده قاب‌های خمشی (تیرها و ستون‌ها) در محدوده الاستیک بوده و وارد ناحیه غیرخطی نشده‌اند.

پیش نویس - غیر قابل استناد

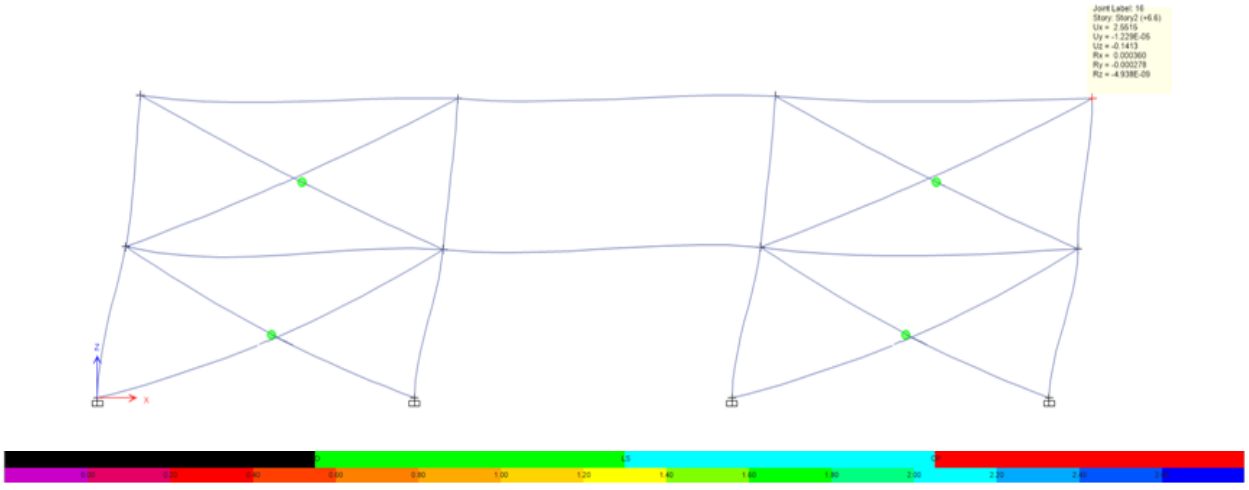


شکل ۴-۳-ذ- بررسی معیار پذیرش در تیرها و ستون‌ها

پیش نویس - غیر قابل استناد

بررسی معیار پذیرش مهاربندها در تغییرمکان هدف:

همانطور که در شکل مثال ۴-۳- ر نمایش داده شده است، ابتدا مهاربندهای فشاری دچار کمانش شده‌اند، تغییرشکل‌ها در مهاربندهای فشاری طبقه اول در محدوده ایمنی جانی، و مهاربندهای فشاری طبقه دوم در محدوده استفاده بی‌وقفه قرار دارند، که نشان از کفایت مهاربندهای اضافه شده برای مقاوم‌سازی سازه دارد.



شکل مثال ۴-۳-ر- بررسی معیار پذیرش مهاربندها

بررسی معیار پذیرش تیرها در برش

از آنجا که طول تیرها برابر 750cm بوده و عمق، عمیق‌ترین تیر موجود در پروژه 40cm می‌باشد و $\frac{L}{d}=18.75$ بوده، رفتار این تیر هیچ‌گاه با برش کنترل نمی‌گردد و نیازی به در نظر گرفتن مفاصل برشی در تیر نمی‌باشد.

به عنوان مثال برای تیر با مقطع IPE400 در صورت تشکیل مفاصل پلاستیک خمشی در دو سمت تیر مقدار برش ایجاد شده در تیر برابر است با:

$$Z=1307\ cm^3$$

$$M_{PE}=R_yZF_y=1.1\times1307\times2400\times10^{-5}=34.5\ ton.m$$

$$V_u=\frac{2\times M_{PE}}{L}+\frac{qL}{2}=\frac{2\times34.5}{7.5}+\frac{1.1(3+2.5)7.5}{2}=31.9\,ton$$

مقاومت برشی کرانه پایین $V_{CL}=0.6F_yht_w=0.6\times2400\times40\times0.86\times10^{-3}=49.5ton$

$$V_{CL}=49.5ton\geq V_{UE}=31.9\,ton \qquad OK$$

بررسی معیار پذیرش ستون‌ها در برش

برای ستون‌ها نیز به مانند تیرها با فرض تشکیل مفاصل پلاستیک در دو انتهای آن‌ها با فرض بار محوری صفر داریم:

$$Z=1053cm^3$$

$$M_{PE}=R_yZF_y=1.1\times1053\times2400\times10^{-5}=27.8\ ton.m$$

$$V_U=\frac{2M_{PE}}{L}=\frac{2\times27.8}{3.3}=16.8\ ton$$

$$V_{CL}=0.6F_yht_w=0.6\times2400\times24\times1\times10^{-3}=34.6\ ton$$

$$V_{CL}=34.6ton\geq V_u=16.8\ ton \qquad OK$$

پیش نویس - غیر قابل استناد

مثال ۴-۴ (بررسی آسیب‌پذیری ساختمان آتش‌نشانی با قاب‌های خمشی بتنی میان‌پر)

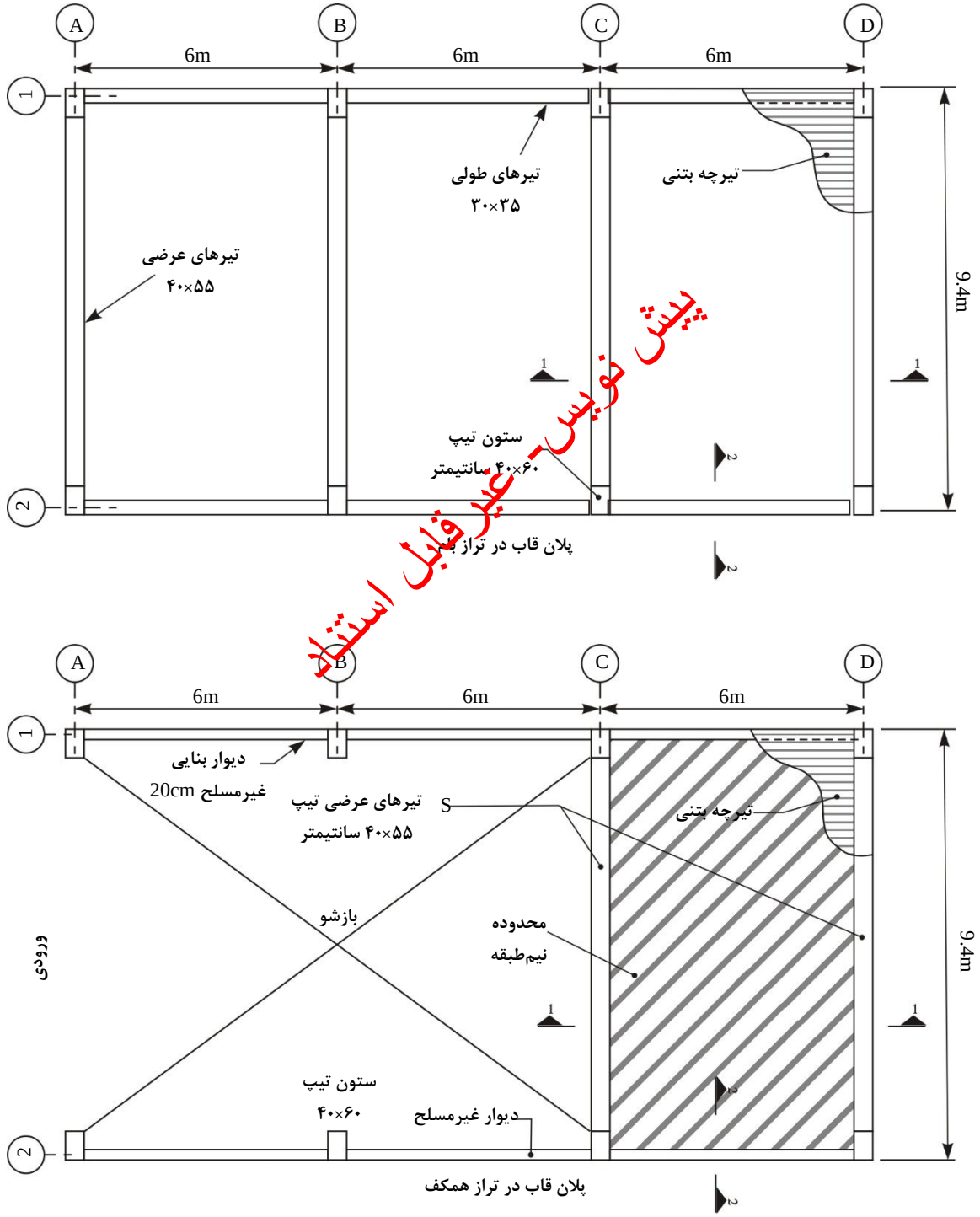
- **ساختمان با قاب خمشی بتنی میان‌پر**

ساختمان دو طبقه مرکز آتش‌نشانی را مطابق شکل مثال ۴-۴-الف در نظر بگیرید. کاربری طبقه دوم این ساختمان خوابگاه و طبقه اول آن دارای دو بخش دفتر مرکزی و پارکینگ ماشین‌ها و تجهیزات آتش‌نشانی می‌باشد.

سیستم باربر سازه؛ قاب خمشی بتنی معمولی می‌باشد. قاب‌های راستای طولی و عرضی به وسیله میانقاب‌های بنایی غیرمسلح پر شده‌اند. سیستم سقف ساختمان از نوع تیرچه بلوک است.

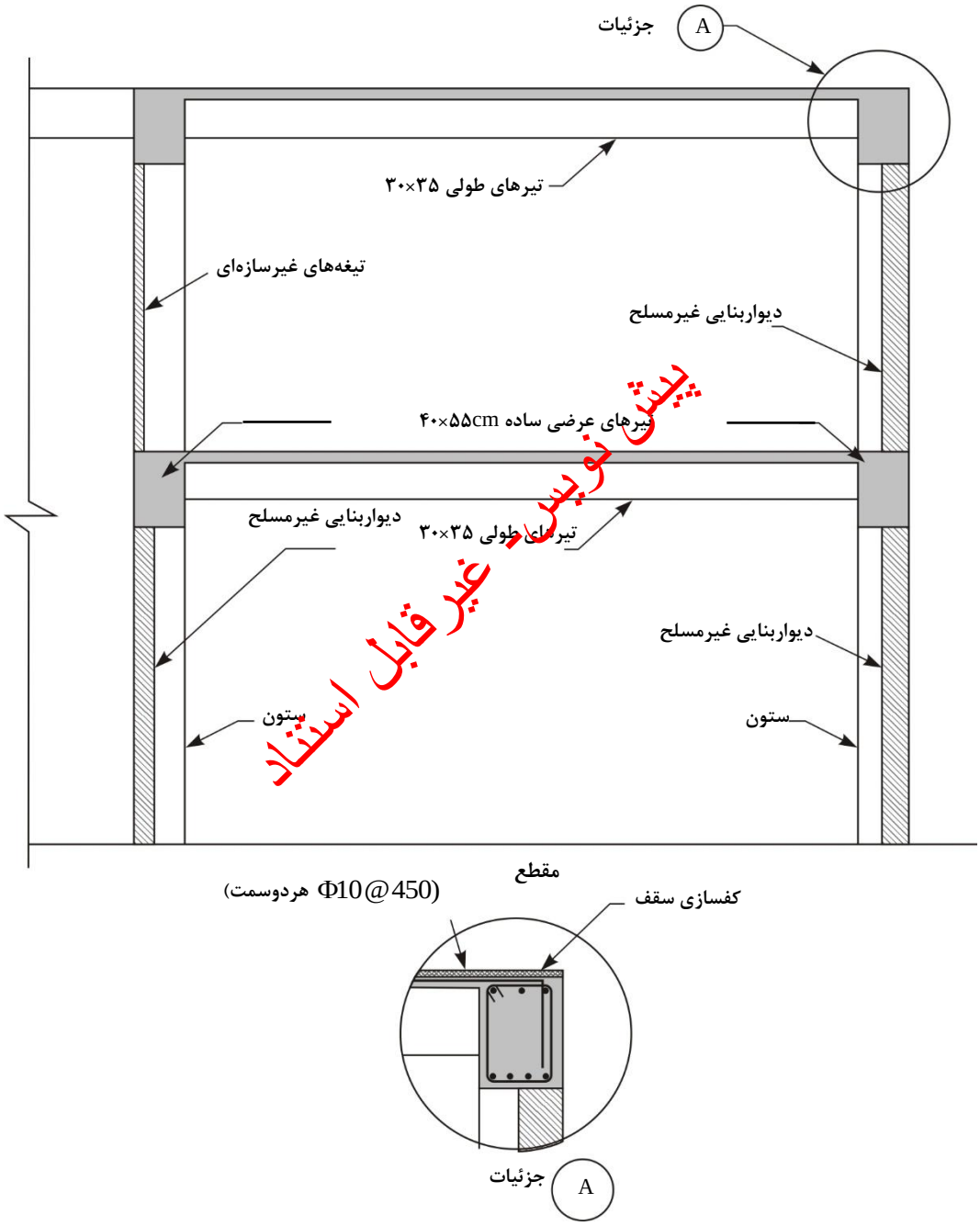
ساختمان مرکز آتش‌نشانی از نظر سطح خطر زلزله، براساس ساختمان‌های موجود در منطقه لرزه‌خیزی شدید طراحی شده است و باید سطح عملکرد آن از نوع استفاده بی وقفه باشد. مطلوبست بررسی سازه موردنظر و در صورت لزوم بهسازی آن.

تحلیل ساختمان از نوع خطی بوده و فرض بر آن است که در طراحی برای بارهای ثقلی، از وجود میانقاب‌ها صرفنظر می‌گردد و تنها در طراحی برای بارهای جانبی اثر میانقاب‌ها در نظر گرفته می‌شود.



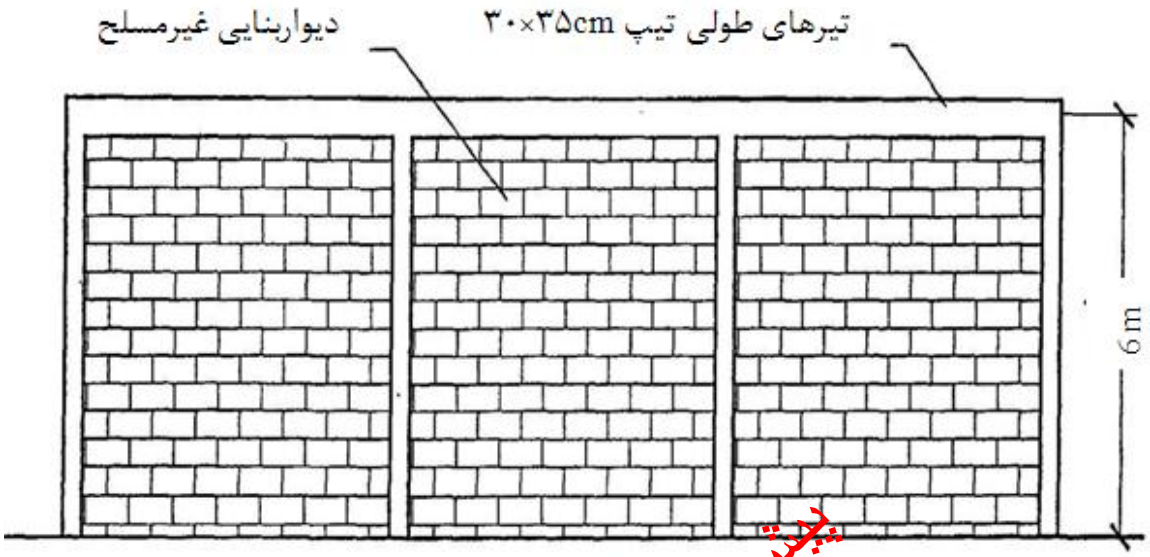
پیش نویس- غیر قابل استناد

شکل مثال ۴-۴-الف



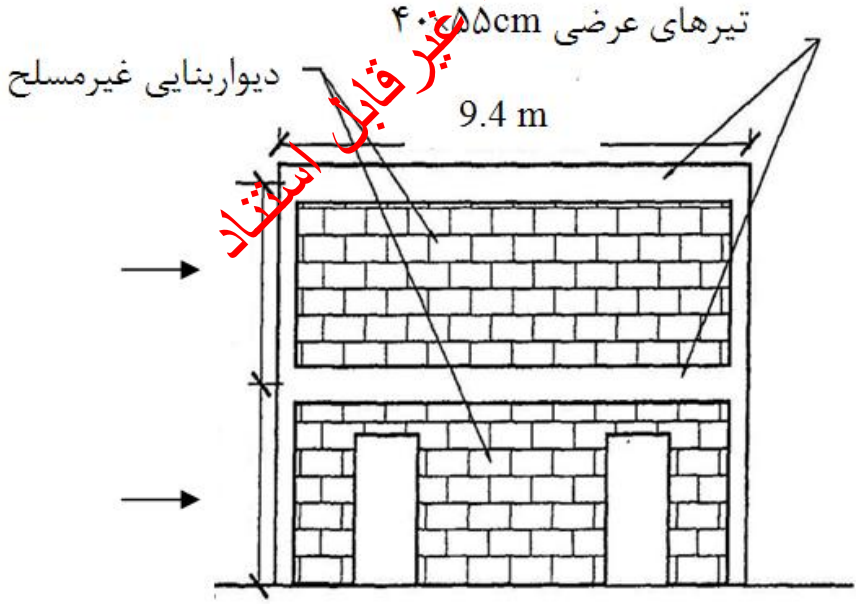
پیش نویس غیر قابل استناد

شکل مثال ۴-۴-ب



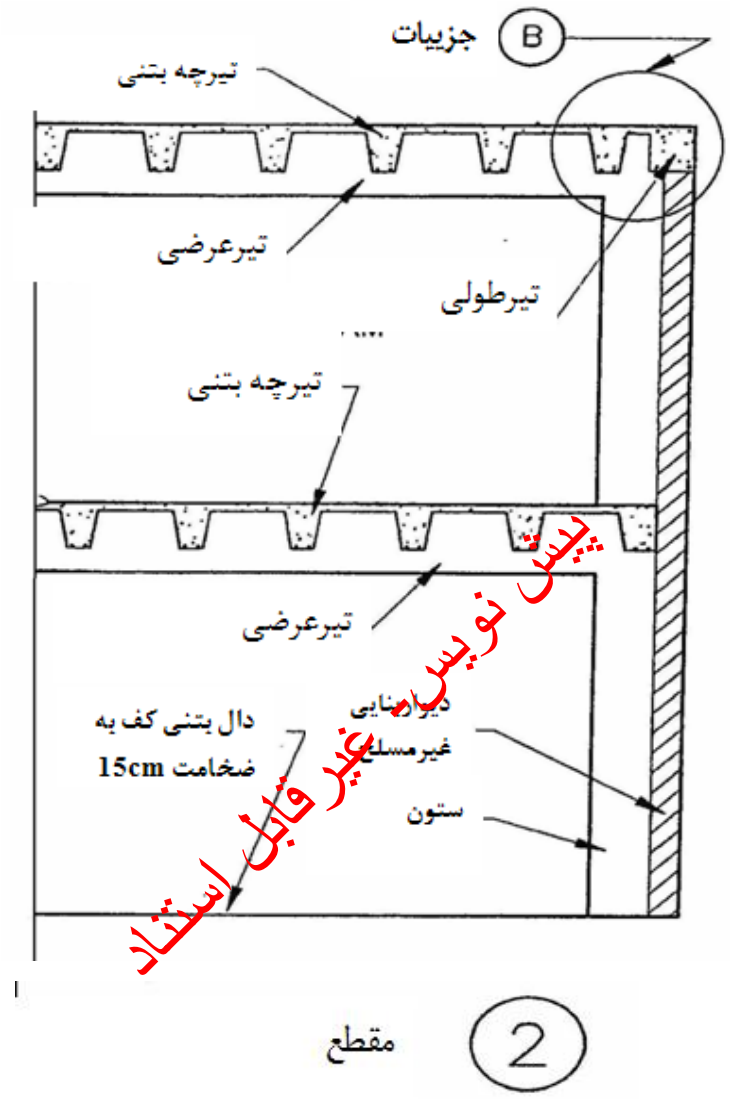
نمای طولی

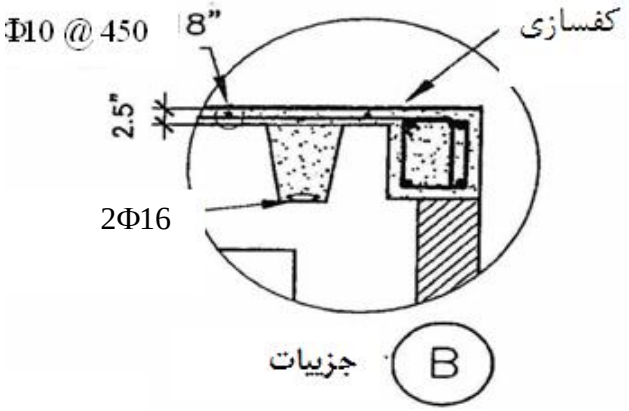
پیش نویس- غیر قابل استناد



نمای دیوار روی محور D

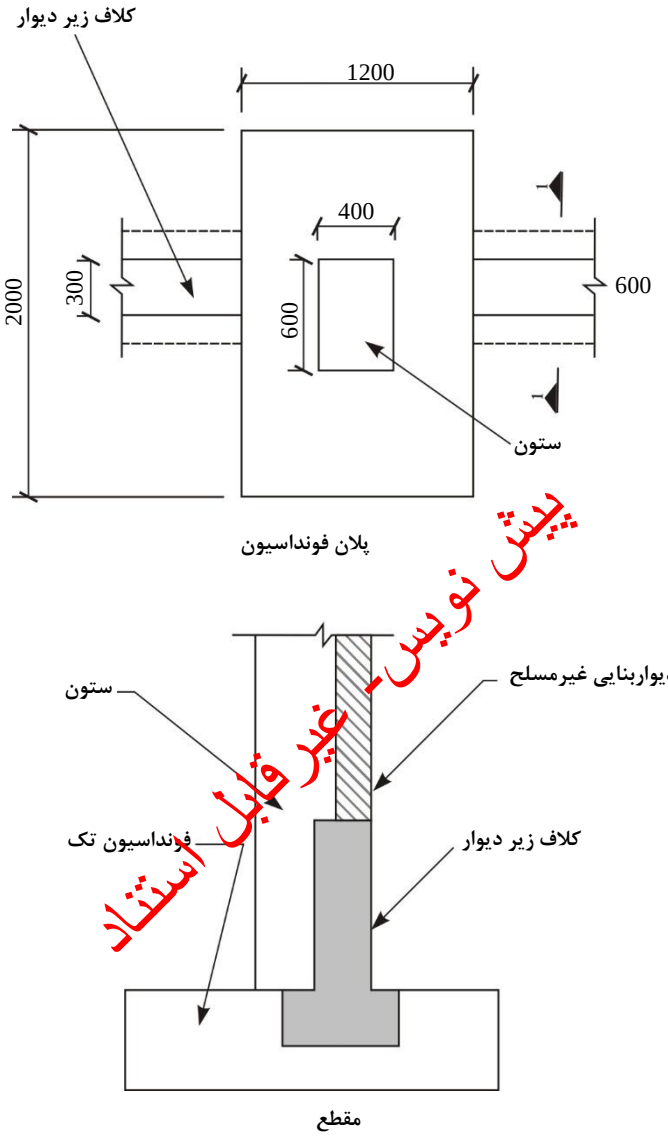
شکل مثال ۴-۴- پ





شکل مثال ۴-۴- ت

پیش نویس غیر قابل استناد



پیش نویس - غیر قابل استناد

شکل مثال ۴-۴- ث

گام ۱: محاسبه بارگذاری زلزله

$V = CW$

$C = C_1C_2S_a = 1.0222$

وزن بام $= 1325$ kN

وزن طبقه اول $= 350$ kN

مجموع وزن $= 1675$ kN

$V = CW = 1.022 \times 1675 = 1712$ kN

توزیع بار جانبی بین طبقات

تراز	W_i (kN)	h_i (m)	F (kN)
بام	1325	6.0	1512
طبقه	350	3.0	200
جمع	—	—	1712

پیش نویس - غیر قابل استناد

سقف بام و طبقه همکف از نوع دیافراگم صلب می باشد.

براساس دستورالعمل ۳۶۰، سختی موثر اعضای قاب بتنی خمشی (صلبیت خمشی) برابر با 0.35EI برای تیرها و 0.7EI برای ستون‌ها می‌باشد.

$E = 5000\sqrt{f_c} = 5000\sqrt{20} = 22360\,\text{MPa} = 223600\ \text{kg/cm}^2$

I تیرهای عرضی $\frac{1}{12} \times 40 \times 55^3 = 554583\,\text{cm}^4, 0.35 \times I = 0.35 \times 554583 = 166375\,\text{cm}^4$

I تیـــرهای طولی $= \frac{1}{12} \times 30 \times 35^3 = 107188\,\text{cm}^4, 0.35 \times I = 0.35 \times 107188 = 32156\,\text{cm}^4$

I ستون‌ها $= \frac{1}{12} \times 40 \times 60^3 = 720000\text{cm}^4, 0.7 \times I = 0.7 \times 720000 = 504000\text{cm}^4$

مشخصات مکانیکی مصالح بنایی

مشخصات مکانیکی مصالح بنایی میانقاب همان مقادیر پیش فرض FEMA 273 انتخاب شده است.

حداکثرمقاومت فشاری مصالح بنایی میانقاب با شرایط خوب: $f_m = 6200\ \text{kN/m}^2 = 6.2\ \text{N/mm}^2$

(مقاومت قابل انتظار فشاری مصالح بنایی) $f_{me} = 1.2 \times 6200\ \text{kN/m}^2 = 7440\ \text{kN/m}^2$

مدول الاستیک مصالح بنایی میانقاب با شرایط خوب: $E_{me} = 550f_{me} = 550 \times 7440 = 4092000\ \text{kN/m}^2 = 4092\,\text{N/mm}^2$

حداکثر مقاومت کششی مصالح بنایی میانقاب با شرایط خوب : $f_t = 140\ \text{kN/m}^2 = 0.14\ \text{N/mm}^2$

(مقاومت قابل انتظار کششی مصالح بنایی) $f_{te} = 1.25f_t = 175\ \text{kN/m}^2 = 0.175\ \text{N/mm}^2$

مقاومت برشی : $V_t = 190\ kN/m^2 = 0.19\ N/mm^2$

$V_{me} = 1.25V_m = 238\ kN/m^2$ (مقاومت قابل انتظار برشی مصالح بنایی) $= 0.238\ N/mm^2$

t_{inf} = ضخامت دیوار = 200 mm : ضخامت پانل مصالح بنایی غیرمسلح

گام ۲: بررسی اثر میانقاب‌ها

براساس روش ارائه شده در دستورالعمل ۳۶۰ دیوارهای میانقابی خارجی و دیوار نیم طبقه امتداد C در طبقه همکف به صورت دستک فشاری مدل می گردد.

سختی الاستیک داخل صفحه برای پانل میانقابی مصالح بنایی غیرمسلح براساس عرض دستک فشاری معادل a تعیین می گردد.

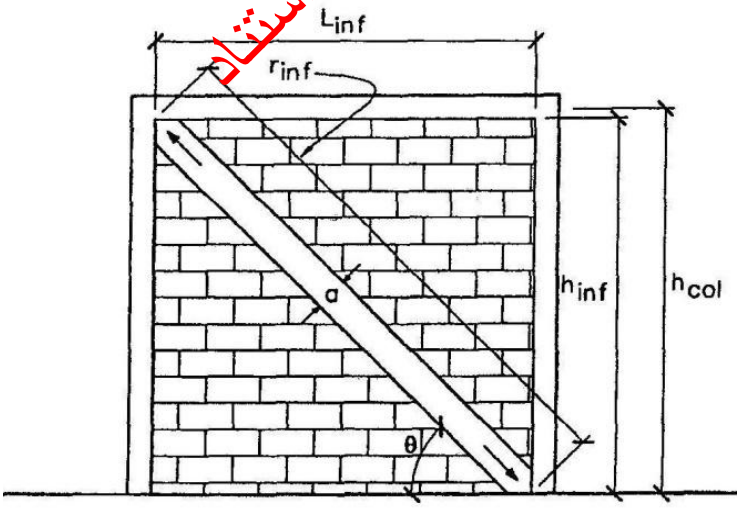
دستک معادل دارای ضخامت و مدول الاستیک مشابه با پانل میانقابی می باشد و عرض آن a با استفاده از روابط زیر بدست می آید.

$$a = 0.254(\lambda_1 h_{col})^{-0.4} r_{inf}$$

$$\lambda_1 = \left[\frac{10E_{me}\, t_{inf} \sin 2\theta}{E_{fe} I_{col} h_{inf}}\right]^{0.25}$$

دیوار طبقه همکف دارای بازشو است و رابطه فوق مربوط به دیوارهایی است که بازشو ندارند.

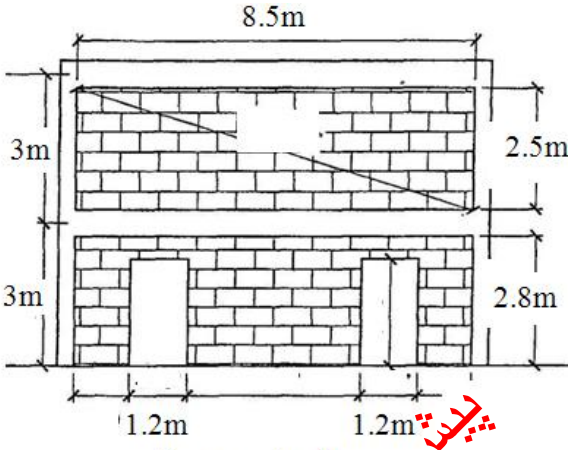
پیش نویس- غیر قابل استناد



شکل مثال ۴-۴-ج- تعریف پارامترهای دستک فشاری

دستورالعمل ۳۶۰ استفاده از برنامه‌های اجزای محدود را برای محاسبه مشخصات دستک معادل در دیوارهای دارای بازشو پیشنهاد می‌کند. این کار می‌تواند بسیار وقتگیر بوده و ممکن است منجر به استنتاج پاسخ‌های متناقض با مقادیر بدست آمده از روش دستک معادل گردد. در این مثال از یک روش ساده استفاده شده است. سختی دستک فشاری برای

یک میانقاب کامل با استفاده از روابط فوق محاسبه می‌شود و سختی دستک فشاری برای میانقاب بنایی دارای بازشو کسری از میانقاب کامل می باشد.



شکل مثال ۴-۴-چ

سختی خمشی- برشی دیوارها با فرض آنکه دو انتهای المان دیوار گیردار است محاسبه می شود. تغییرمکان دیوار با دو انتهای گیردار به صورت زیر محاسبه شده و سختی آن از رابطه $\frac{1}{\Delta_f}$ قابل دسترسی است.

$$\Delta_f = \frac{Ph^3}{12EI} + \frac{1.2Ph}{AG}$$

h = ارتفاع دیوار

E = مدول الاستیک مصالح بنایی

I = ممان اینرسی مقطع دیوار (توجه: برای در نظرگرفتن اثر ترک خوردگی از مقدار 0.5I استفاده می شود)

A = سطح مقطع دیوار

G = مدول برشی = 0.4E برای بتن و مصالح بنایی

محاسبه سختی خمشی- برشی دیوار طبقه بالا:

$$P = 1kN$$

$$\Delta_f\left(h_w, L_w, t_w\right) = \frac{\left(P.h_w{}^3\right)}{12.E_m.I} + \frac{\left(1.2\times P.h_w\right)}{AG}$$

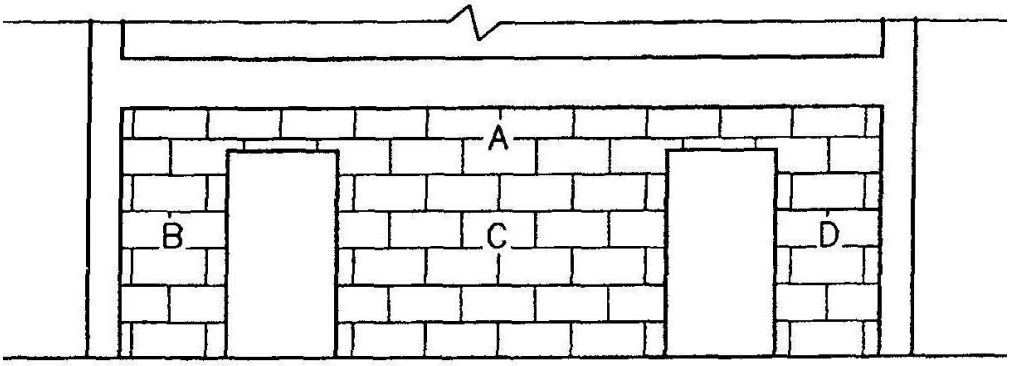
تغییرمکان دیوار $\Delta_{solid} = \Delta_f\left(h_w = 2.5m, L_w = 8.5m, t_w = 20cm\right)$ $\Delta_{solid} = 0.0011mm$

$$R_{wall} = \frac{1(kN)}{\Delta_{wall}(cm)} \qquad R_{wall} = 10000\ kN/cm$$

سختی خمشی- برشی دیوار طبقه بالا = 10000 kN/cm

پیش نویس - غیرقابل استناد

محاسبه سختی خمشی- برشی دیوار طبقه پایین:



شکل مثال ۴-۴-ح

پیش نویس- غیرقابل استناد

تغییرمکان دیوار بدون درنظر گرفتن بازشوها $\Delta_{solid} = \Delta_f\,(2.8m, 8.5m, 20cm)$ $\Delta_{solid} = 0.0013mm$

تغییرمکان نوار پائین (BوCوD) بدون درنظرگرفتن بازشوها $\Delta_{strip} = \Delta_f\,(2.3m, 8.5m, 20cm)$ $\Delta_{solid} = 0.001mm$

تغییرمکان نوار بالا(A) $\Delta_A = \Delta_{solid} - \Delta_{strip}$ $\Delta_A = 0.0013 - 0.001 = 0.0003$

تغییرمکان بخش‌های مختلف نوار پایین

$$\begin{cases} \Delta_B = \Delta_f\,(2.3m, 1.2m, 20cm) & \Delta_B = 0.015 \ \ mm \\ \Delta_C = \Delta_f\,(2.3m, 3.6m, 20cm) & \Delta_C = 0.0027\ mm \\ \Delta_D = \Delta_f\,(2.3m, 1.2m, 20cm) & \Delta_D = 0.015 \ \ mm \end{cases}$$

$$R_{BCD} = \frac{1}{\Delta_B} + \frac{1}{\Delta_C} + \frac{1}{\Delta_D} \qquad R_{BCD} = 5037\ kN/cm$$

$$\Delta_{BCD} = \frac{1}{R_{BCD}} \qquad \Delta_{BCD} = 0.002\ mm$$

$$\Delta_{wall} = \Delta_A + \Delta_{BCD}$$

$$\Delta_{wall} = 0.002 + 0.0003 = 0.0023$$

$$\Delta_{wall} = \frac{1\ (kN)}{\Delta_{wall}\ (cm)} \qquad R_{wall} = 4347.83\ kN/cm$$

سختی خمشی- برشی دیوار طبقه پایین $= 4350\ kN/cm$

نسبت سختی خمشی- برشی دیوار پایین به دیوار طبقه بالا = α

$$\alpha = 4350/10000 = 0.435$$

محاسبه مشخصات دستک فشاری دیوار بالا براساس دستورالعمل ۳۶۰:

$$\lambda_1 = \left[\frac{10E_{me}\,t_{inf}\sin 2\theta}{E_{fe}I_{col}h_{inf}}\right]^{0.25} \quad و \quad \lambda_1 = \left[\frac{10\times 4092000\times 0.2\times \sin(2\times 17)}{22360000\times (5.04\times 10^{-3}m^4)\times 2.5}\right]^{0.25} = 2.0$$

$$a = 0.254(\lambda_1 h_{col})^{-0.4} \times r_{inf}, a = (0.254)\left[(2.0)(3.0)\right]^{-0.4} \times 8.9 = 1.1m(110cm)$$

بنابراین پهنای دستک فشاری معادل دیوار طبقه پایین برابر است با:

$$a_{bottom} = \alpha \times a_{top} = 0.435 \times 110 = 47.85\,cm$$

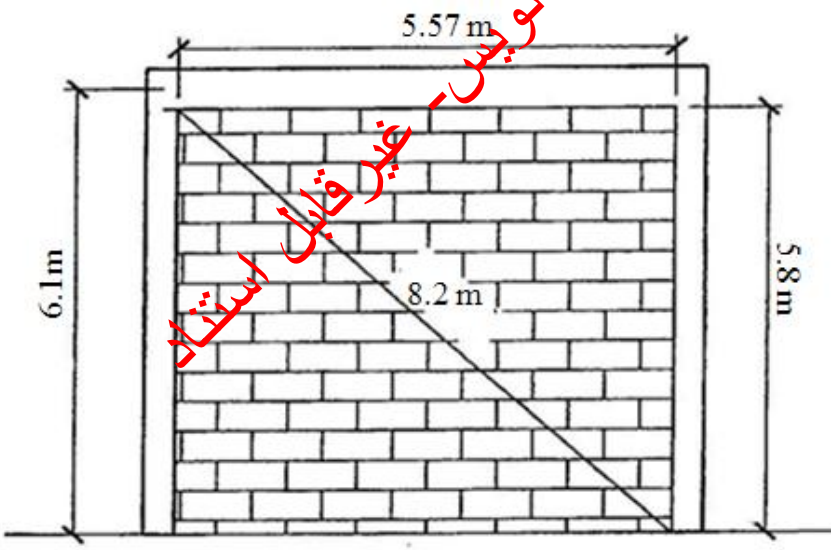
توجه: این دستک معادل فشاری که برای دیوار طبقه پایین امتداد D بدست آمد برای مدل کردن دیوار امتداد C نیز کـه شبیه به آن است بکار می رود.

محاسبه مشخصات دستک فشاری برای دیوار میانقابی امتداد طولی:

$$\lambda_1 = \left[\frac{10E_{me}\, t_{inf} \sin 2\theta}{E_{fe} I_{col} h_{inf}}\right]^{0.25} \quad \text{و} \quad \lambda_1 = \left[\frac{10 \times 4092000(0.2)\sin(2 \times 45 \times 0.38°)}{(22360000)(5.04 \times 10^{-3} m^4)(5.8)}\right]^{1/4} = 1.84$$

$$a = 0.254(\lambda_1 h_{col})^{-0.4} \times r_{inf}, a = (0.254)\left[(1.4)(6.1)\right]^{-0.4} \times 8.2 = 0.78cm = 78cm$$

پیش نویس - غیر قابل استناد



شکل مثال ۴-۴-خ- میانقاب راستای طولی

پیچش افقی: در پیچش ساختمان‌های نامنظم، اثر پیچش تصادفی باید در ضریب A ضرب گردد. یک ساختمان هنگامی نامنظم نامیده می‌شود که در دیافراگم صلب نسبت ناشی از $\frac{\delta_{max}}{\delta_{ave}}$ ممان پیچشی از 1.2 بیشتر شود (آیین‌نامه ۲۸۰۰).

پیچش واقعی: بطور مستقیم از یک مدل ۳ بعدی بدست می‌آید.

پیچش تصادفی: با استفاده از نیروی افقی طبقه و ۵ درصد بعد افقی ساختمان در جهت عمـود بـر امتـداد زلزلـه بدسـت می‌آید. (توجه: ۵٪ بعد افقی همان بعد دیافراگم بام و یا دیافراگم طبقه همکف ساختمان در جهت عمود بر امتـداد زلزلـه می‌باشد.)

محاسبه نیروی پیچشی تصادفی

الف) تراز بام:

نیروی زلزله راستای عرضی =

$$e_x = 5\%(18.4) = 0.92m\ ,\ V = 1512kN\ ,\ Tx = (1512)(0.92) = 1391kN.m$$

نیروی زلزله راستای طولی =

$$e_y = 5\%(9.4) = 0.47m\ ,\ V = 1512\ ,\ Ty = (1512)(0.47) = 711kN.m$$

ب) تراز طبقه

نیروی زلزله راستای عرضی =

$$e_x = 5\%(6.4) = 0.32m\ ,\ V = 200kN\ ,Tx = (200)(0.32) = 64\,kN.m$$

نیروی زلزله راستای طولی =

$$e_y = 5\%(9.4) = 0.47\ ,\ V = 200\ ,\ Ty = (200)(0.47) = 94\ kN.m$$

پیش نویس- غیر قابل استناد

محاسبه جابجایی‌ها جهت تعیین ضریب افزایش پیچش: در این مثال از برنامه SAP2000 برای محاسبه جابجایی نقاط گرهی استفاده شده است. نیروهای برشی و ممان‌های پیچشی تصادفی به طور جداگانه بر سازه وارد می‌گردد. جابجایی‌های گرهی تراز بام از نرم‌افزار بدست آمده و به وسیله آن متوسط جابجایی دیافراگم بدست می‌آید سپس نسبت آن به ماکزیمم جابجایی گرهی دیافراگم محاسبه می‌گردد.

برای نیروی زلزله راستای عرضی:

$$\delta_{ave} = 42mm, \delta_{max} = 55mm \qquad \delta_{max} / \delta_{ave} = 55/42 = 1.31 > 1.2$$

بنابراین پیچش تصادفی برای زلزله راستای عرضی باید با ضریب A_x افزایش یابد.

$$A_x = \left[\frac{\delta_{max}}{1.2\delta_{ave}}\right]^2 = \left[\frac{55}{(1.2)(42)}\right]^2 = 1.2$$

پیچش تصادفی برای نیروی زلزله عرضی بدست می‌آید:

تراز بام : $T = 1.2(1391) = 1670\ kN.m$

تراز طبقه : $T = 1.2(64) = 77\ kN.m$

برای نیروی زلزله راستای طولی:

$$\delta_{ave} = 18.4mm, \delta_{max} = 19.4mm \qquad \delta_{max} / \delta_{ave} = 19.4/18.4 = 1.05 < 1.2$$

بنابراین، احتیاج به افزایش پیچش تصادفی برای زلزله راستای طولی نمی‌باشد.

گام ۳: ترکیبات بار

ترکیبات بارگذاری برای اعضای کنترل شونده توسط تغییر شکل

$$Q_{uD1}=1.1(Q_D+Q_L)+Q_{EX}+0.3Q_{EY}$$
$$Q_{uD2}=1.1(Q_D+Q_L)+Q_{EX}-0.3Q_{EY}$$
$$Q_{uD3}=1.1(Q_D+Q_L)-Q_{EX}+0.3Q_{EY}$$
$$Q_{uD4}=1.1(Q_D+Q_L)-Q_{EX}-0.3Q_{EY}$$
$$Q_{uD5}=1.1(Q_D+Q_L)+Q_{EY}+0.3Q_{EX}$$
$$Q_{uD6}=1.1(Q_D+Q_L)+Q_{EY}-0.3Q_{EX}$$
$$Q_{uD7}=1.1(Q_D+Q_L)-Q_{EY}+0.3Q_{EX}$$
$$Q_{uD8}=1.1(Q_D+Q_L)-Q_{EY}-0.3Q_{EX}$$

$$Q_{uD9}=0.9Q_D+Q_{EX}+0.3Q_{EY}$$
$$Q_{uD10}=0.9Q_D+Q_{EX}-0.3Q_{EY}$$
$$Q_{uD11}=0.9Q_D-Q_{EX}+0.3Q_{EY}$$
$$Q_{uD12}=0.9Q_D-Q_{EX}-0.3Q_{EY}$$
$$Q_{uD13}=0.9Q_D+Q_{EY}+0.3Q_{EX}$$
$$Q_{uD14}=0.9Q_D+Q_{EY}-0.3Q_{EX}$$
$$Q_{uD15}=0.9Q_D-Q_{EY}+0.3Q_{EX}$$
$$Q_{uD16}=0.9Q_D-Q_{EY}-0.3Q_{EX}$$

ترکیبات بارگذاری برای اعضای کنترل شونده توسط نیرو

$$Q_{UF}=Q_G\pm\frac{Q_E}{C_1.C_2.C_3.J}$$
$$C_1=1.31$$
$$C_2=1$$
$$C_3=1$$

پیش نویس- غیر قابل استناد

با توجه به اینکه محل احداث پروژه دارای خطر نسبی زیادی می‌باشد مقدار J=2 در نظر گرفته می شود.

بنابراین:

$$Q_{UFX}=Q_G\pm0.38Q_E$$
$$Q_{UFY}=Q_G\pm0.38Q_E$$

ترکیب بارهای معرفی شده به نرم افزار مطابق زیر می‌باشد:

- امتداد X

$$Q_{UFX1} = 1.1(Q_D + Q_L) + 0.38Q_{EX} + 0.11Q_{EY}$$
$$Q_{UFX2} = 1.1(Q_D + Q_L) + 0.38Q_{EX} - 0.11Q_{EY}$$
$$Q_{UFX3} = 1.1(Q_D + Q_L) - 0.38Q_{EX} + 0.11Q_{EY}$$
$$Q_{UFX4} = 1.1(Q_D + Q_L) - 0.38Q_{EX} - 0.11Q_{EY}$$
$$Q_{UFX5} = 0.9Q_D + 0.38Q_{EX} + 0.11Q_{EY}$$
$$Q_{UFX6} = 0.9Q_D + 0.38Q_{EX} - 0.11Q_{EY}$$
$$Q_{UFX7} = 0.9Q_D - 0.38Q_{EX} + 0.11Q_{EY}$$
$$Q_{UFX8} = 0.9Q_D - 0.38Q_{EX} - 0.11Q_{EY}$$

- امتداد Y

$$Q_{UFX9} = 1.1(Q_D + Q_L) + 0.38Q_{EY} + 0.11Q_{EX}$$
$$Q_{UFX10} = 1.1(Q_D + Q_L) + 0.38Q_{EY} - 0.11Q_{EX}$$
$$Q_{UFX11} = 1.1(Q_D + Q_L) - 0.38Q_{EY} + 0.11Q_{EX}$$
$$Q_{UFX12} = 1.1(Q_D + Q_L) - 0.38Q_{EY} - 0.11Q_{EX}$$
$$Q_{UFX13} = 0.9Q_D + 0.38Q_{EY} + 0.11Q_{EX}$$
$$Q_{UFX14} = 0.9Q_D + 0.38Q_{EY} - 0.11Q_{EX}$$
$$Q_{UFX15} = 0.9Q_D - 0.38Q_{EY} + 0.11Q_{EX}$$
$$Q_{UFX16} = 0.9Q_D - 0.38Q_{EY} - 0.11Q_{EX}$$

پیش نویس- غیر قابل استناد

گام ۴: ضوابط پذیرش

روش استاتیکی خطی

تلاش‌های کنترل تغییرشکلی: تلاش‌های کنترل شونده توسط تغییرشکل برای این ساختمان شامل خمش در تیر و ستون و نیز برش در پانل‌های میانقابی است. تلاش‌های کنترل شونده تغییرشکلی در اعضا و اجزای سازه‌ای اصلی و غیراصلی باید رضایت‌بخش باشد:

$$mQ_{CE} \geq Q_{UD}$$

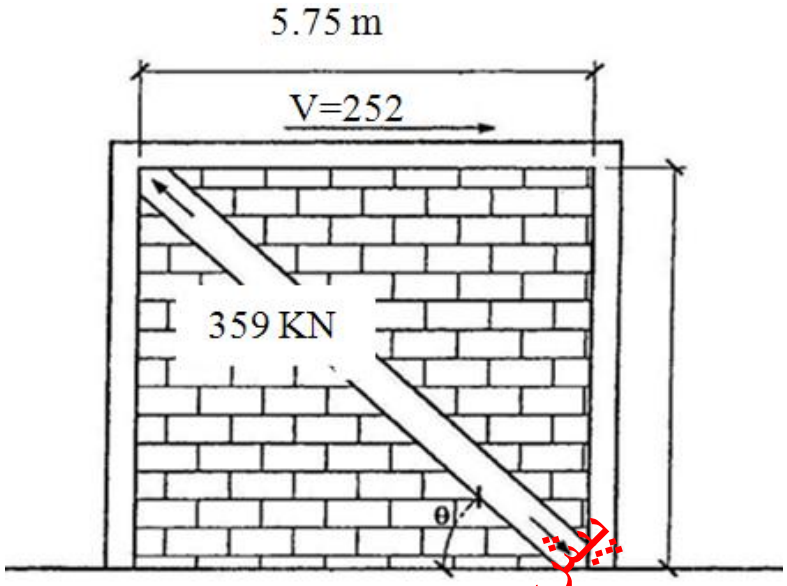
تنش برشی پانل‌های میانقابی: پانل‌های میانقابی فقط در مقاومت در مقابل بارهای لرزه‌ای شرکت می‌کنند و در مقاومت مقابل بارهای ثقلی شرکت نمی‌کند.

پانل‌های میانقابی راستای طولی

ماکزیمم نیروی محوری در دستک فشاری = 359 kN

زاویه دستک = Arc tan (ارتفاع/طول) = 0.79 Rad

مولفه افقی برش = (359 kN) cos (0.79) = 252 kN



شکل مثال ۴-۴- د

پیش نویس - غیر قابل استناد

$$Q_{UD} = V_{ine} = A_{ni} f_{vie}$$

$$f_{vie} = V_{me} = 238\ \text{kN/m}^2$$

A_{ni} = طول پانل × ضخامت پانل میانقابی

$$A_{ni} = 0.2 \times 5.75 = 1.15\ \text{m}^2$$

$$Q_{CE} = 1.15 \times 238 = 274\ \text{kN}$$

$$m = 1.0$$

$$mQ_{CE} = (1.0)(274\,\text{kN}) = (274\,\text{kN}) > (252\,\text{kN})\ ,\ \text{ok}$$

پانل‌های میانقابی راستای عرضی: دیوار امتداد D بالای تیر طبقه همکف

(419 kN) = ماکزیمم نیروی محوری در دستک فشاری

زاویه دستک = arc tan (ارتفاع/طول) = 0.29 rad

مولفه برشی افقی = (419 kN) × cos(0.29) = 401 kN

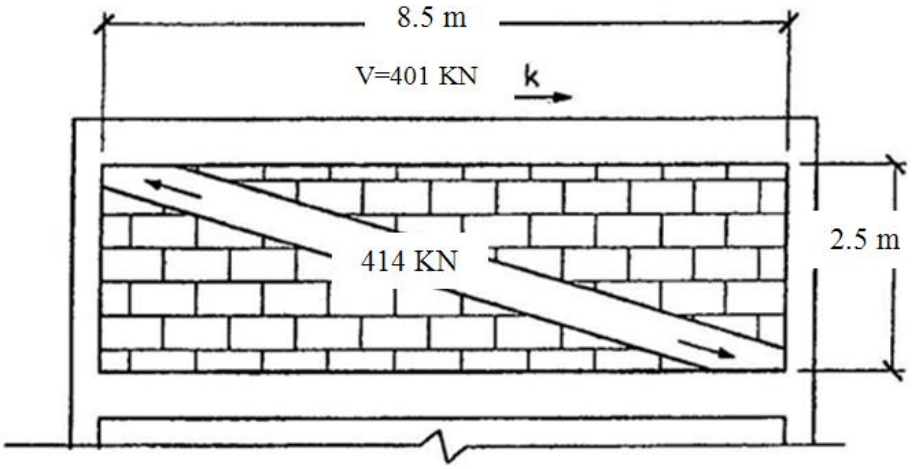
$$Q_{UD} = 401\ \text{kN}$$

$$A_{ni} = 0.2 \times 8.5 = 1.7\ \text{m}^2$$

$$Q_{CE} = 1.7 \times 238 = 405\ \text{kN}$$

$$m = 1.0$$

$$mQ_{CE} = (1.0)(405\,\text{kN}) = 405\,\text{kN} > 401\,\text{kN}\ ,\ \text{ok}$$



شکل مثال ۴-۴-ذ- دیوار طولی طبقه دوم محور D

پیش نویس- غیر قابل استناد

پانل‌های میانقابی راستای عرضی:

دیوار امتداد D، طبقه همکف: دیوار میانقابی تراز طبقه همف دارای بازشوهای درب می‌باشد. نیروی برشی پانل های دیوار به نسبت سختی بین پانل‌های بین بازشوها توزیع می شود.

زاویه دستک طبقه = arctan (ارتفاع / طول) = 0.32 rad

سختی $R_A = R_C = 66666\ kN/m$

$R_B = 370370\ kN/m$

$\sum R = 503762\ kN/m$

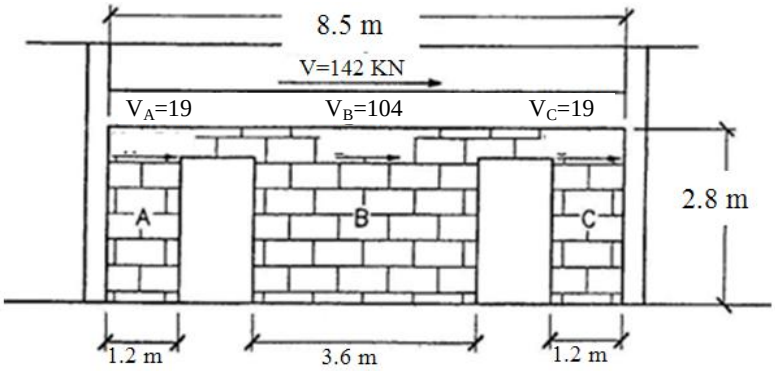
دیوار امتداد C

ماکزیمم نیروی محوری در دستک فشاری = 150 kN

مولفه برشی افقی = (150 kN) × cos(0.32) = 142 kN

$V_A = V_C = V(R/\sum R) = 142kN\,(66666/503702) = 19\,kN$

$V_B = 142kN\,(370370/503702) = 104\,kN$



شکل مثال ۴-۴-ر- دیوار طولی طبقه همکف محور C

پایه A و C :

$Q_{UD} = 19\ kN$

$A_{ni} = 0.2 \times 1.2 = 0.24\ m^2$

$Q_{CE} = 0.24 \times 238\,kN/m^2 = 57.1\ kN$

$m = 1.0$

$mQ_{CE} = (1.0)(57.1\,kN) = 57.1\,kN > Q_{UD} = 19\,kN$, ok

پایه B :

$Q_{UD} = 104\ kN$

$A_{ni} = 0.2 \times 3.6 = 0.72\ m^2$

$Q_{CE} = 0.72 m^2 \times 238 = 171.4\ kN$

$m = 1.0$

$mQ_{CE} = (1.0)(171.4\,kN) = (171.4\,kN) > 104\,kN$, ok

نیروی برشی کل امتداد دیوار = 57.1kN + 57.1kN + 171.4kN = 285.6 kN

دیوار امتداد D

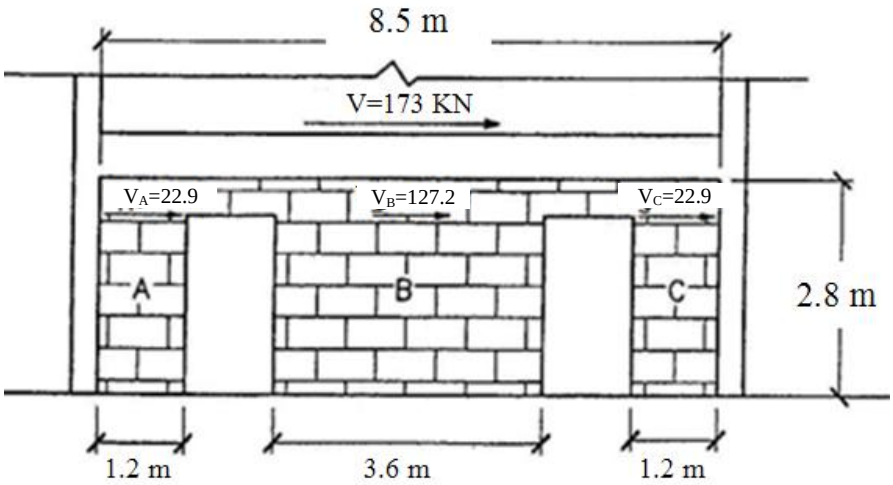
ماکزیمم نیروی محوری در دستک فشاری معادل = 181 kN

مولفه برشی افقی = (181 kN) × cos(0.32) = 173 kN

$V_A = V_C = V(R / \sum R) = 173kN\,(69666 / 503702) = 22.9\,kN$

$V_B = 173kN\,(370370 / 503702) = 127.2\,kN$

پیش نویس - غیر قابل استناد



شکل مثال ۴-۴-ز- دیوار طولی طبقه همکف محور D

پایه A و C :

$Q_{UD} = 22.9\ kN$

$A_{ni} = 0.2 \times 1.2 = 0.24\ m^2$

$Q_{CE} = 0.24 m^2 \times 238 kN/m^2 = 57.1\ kN$

$m = 1.0$

$mQ_{CE} = (1.0)(57.1kN) = 57.1kN > Q_{UD} = 22.9kN$, ok

پایه B :

$Q_{UD} = 127.2\,kN$

$A_{ni} = 0.2 \times 3.6 = 0.72 m^2$

$Q_{CE} = 0.72 m^2 \times 238 = 171.4\,kN$

$m = 1.0$

$mQ_{CE} = (1.0)(171.4kN) = (171.4kN) > 127.2\,kN$, OK

نیروی برشی کل امتداد دیوار = 57.1kN + 57.1kN + 171.4kN = 285.6 kN

پانل‌های میانقاب عرضی : دیوار امتداد C طبقه همکف

تحلیل این دیوار همانند دیوار راستای D در طبقه همکف است

ماکزیمم نیروی محوری در دستک فشاری = 250.6 kN

زاویه دستک طبقه = arctan (ارتفاع / طول) = 0.32 rad

مولفه افقی برشی = $(250.6kN) \times \cos(0.32) = 238kN$

سختی $R_A = 66666\ kN/m = R_C$

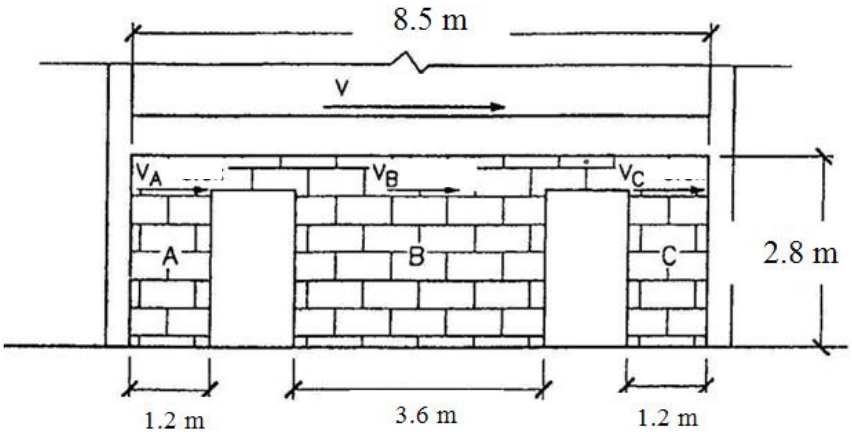
$R_B = 370370\ kN/m$

$\sum_R = 503702\ kN/m$

$V_A = V_C = V(R/\sum R) = 238kN\,(66666/503702) = 31.5\ kN$

$V_B = 238kN\,(370370/503702) = 175kN$

پیش نویس - غیر قابل استناد



شکل مثال ۴-۴-س

پایه A و C :

$Q_{UD} = 31.5\ kN$

$A_{ni} = 0.2 \times 1.2 = 0.24\ m^2$

$Q_{CE} = 0.24 m^2 \times 238\, kN/m^2 = 57.1\ kN$

$m = 1.0$

$mQ_{CE} = (1.0)(57.1 kN) = 57.1 kN > 31.5 kN$

پایه B :

$Q_{UD} = 175\ kN$

$A_{ni} = 0.2 \times 3.6 = 0.72\ m^2$

$Q_{CE} = 0.72 m^2 \times 238 = 171.4\ kN$

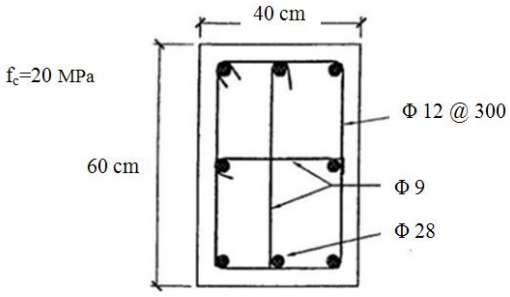
$m = 1.0$

$mQ_{CE} = (1.0)(171.4 kN) = (171.4 kN) < 175 kN$, N.G

نیروی برشی کل امتداد دیوار = 57.1kN +57.1kN +171.4kN = 285.6 kN

گام ۵:

کنترل خمش در ستون‌ها:



شکل مثال ۴-۴-ش- تیپ ستون

پیش نویس- غیر قابل استناد

ستون‌ها حول هر دو محور قوی و ضعیف خود مقاومت خمشی دارند. ستون‌های مستطیلی دارای منحنی پیچیده اندرکنش دومحوری نیرو- خمش هستند که مقدار دقیق آن با استفاده از برنامه‌های کامپیوتری بدست می‌آید.

روشی که در این مثال استفاده شده است، برای محاسبات دستی مناسب است. اندرکنش دو محوری با رابطه زیر کنترل می‌شود: $\frac{M_x}{mM_{CEX}}+\frac{M_y}{mM_{CEY}}\le 1.0$ که M_x و M_y ممان‌های طراحی هستند که هم زمان رخ می‌دهند. M_{CEX} و M_{CEY}، مقاومت خمشی قابل انتظار تک محوری برای خمش حول محورهای y,x می‌باشند. ضریب m بکاررفته در رابطه بالا با توجه به شکل‌پذیری عضو محاسبه می‌گردد. کنترل ستونه در محل ورودی گاراژ در شکل زیر نشان داده می‌شود.

کنترل ستون‌ها در امتداد A:

ترکیب بار = $Q_E = 100\%.E_{QY} + 30\%.E_{QX}$, $Q_G = 0.9D$

$M_x = Q_{EX} = 732$ kN.m

$M_y = Q_{EY} = 62.3$ kN.m

نیروی محوری ≈ 0

پیش نویس- غیر قابل استناد

مقاومت خمشی قابل انتظار ستون M_{CE} براساس تنش کششی تسلیم قابل انتظار آرماتورهای طولی محاسبه می‌گردد.

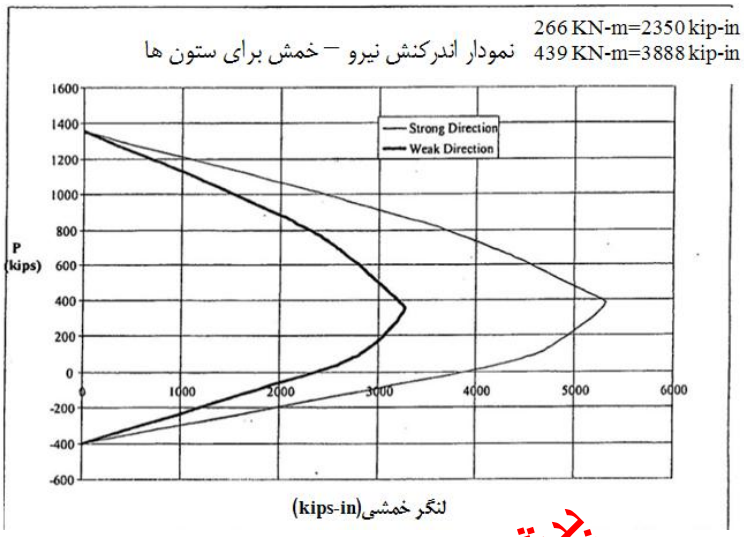
تنش تسلیم اسمی = $1.25(300MPa) = 375MPa$

ظرفیت ستون براساس برنامه کامپیوتری محاسبه می‌گردد.

$M_{CEX} = 439kN.m$, $M_{CEY} = 266kN.m$

ضریب m برای ساختمان مزبور با سطح عملکرد استفاده بی‌وقفه برابر 1.5 خواهد بود:

$$\frac{M_x}{mM_{CEX}}+\frac{M_y}{mM_{CEY}}\le 1.0 = \frac{732}{1.5\times 439}+\frac{62.3}{1.5\times 266} = 1.3 > 1.0$$

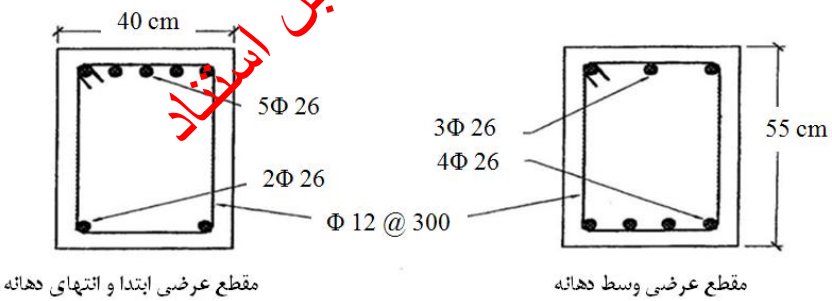


شکل مثال ۴-۴- ص

پیش نویس - غیر قابل استناد

گام ۶: کنترل خمش در تیرها

خمش وارده بر تیر باید در طول تیر کنترل شود. مقاومت قابل انتظار تیر، باید M_{CE} برای تنش تسلیم قابل انتظار آرماتورهای طولی محاسبه گردد: $1.25(300)=375$ = تنش تسلیم اسمی، ظرفیت خمشی تیر با استفاده از برنامه کامپیوتری محاسبه شده است.



شکل مثال ۴-۴- ض

تیرها در تراز بام

در انتهای تیر:

لنگر خمشی مثبت = $M^{+}_{UD}=220\ kN.m$

لنگر خمشی منفی = $M^{-}_{UD}=408\ kN.m$

مقاومت قابل انتظار انتهای تیر = $M^{+}_{CE}=164\ kN.m$, $M^{-}_{CE}=389\ kN.m$

$$D/C=\begin{cases}M^{+}D/C=220/164=1.3<2.0\\ M^{-}D/C=408/389=1.05<2.0\end{cases}$$

(طبق دستورالعمل ۳۶۰ نیاز شکل‌پذیری کم می‌باشد.)

توجه: به نسبت D/C نیازمندیم تا با توجه به آن مقاومت برشی تیرها تحت تلاش‌های کنترل شونده نیرویی تعیین گردد. ضریب m برای تیرهای بتن مسلح براساس دستورالعمل برابر با ۱/۵ در سطح عملکرد استفاده بی‌وقفه با نیاز شکل پذیری کم می‌باشد.

$$mM_{CE}^{+} = (1.5)(164\,kN.m) = 247\,kN.m > 220\ kN.m, OK$$
$$mM_{CE}^{-} = (1.5)(389\,kN.m) = 584\,kN.m > 408\ kN.m, OK$$

وسط تیر:

لنگر خمشی مثبت موجود = $M_{UD}^{+} = 155\ kN.m$

مقدار لنگر منفی وسط دهانه ناچیز است = لنگر خمشی منفی موجود M_{UD}^{-}

مقاومت قابل انتظار وسط تیر $= M_{CE}^{+} = 316\ kN.m$

$$D/C = M^{+}\ D/C = 155/316 = 0.5 < 2$$

(طبق دستورالعمل ۳۶۰ نیاز شکل پذیری کم می‌باشد.)

$$mM_{CE}^{+} = (1.5)(316\,kN.m) = 474\,kN.M > Q_{UD} = 155\,kN.m, OK$$

پیش نویس - غیر قابل استناد

تیرهای تراز طبقه همکف

انتهای تیر

بزرگترین لنگر خمشی مثبت = $M_{UD}^{+} = 119\ kN.m$

بزرگترین لنگر خمشی منفی = $M_{UD}^{-} = 399\ kN.m$

مقاومت قابل انتظار در انتهای تیر = $M_{CE}^{+} = 164\ kN.m$, $M_{CE}^{-} = 389\ kN.m$

$$D/C = \begin{cases} M^{+}D/C = 119/164 = 0.7 < 2.0 \\ M^{-}D/C = 399/389 = 0.9 < 2.0 \end{cases}$$

(طبق دستورالعمل ۳۶۰ نیاز شکل‌پذیری کم می‌باشد.)

$$mM_{CE}^{+} = (1.5)(164\,kN.m) = 246\,kN.m > 119\,kN.m\ ,\ OK$$
$$mM_{CE}^{-} = (1.5)(389\,kN.m) = 584\,kN.m > 399\,kN.m\ ,\ OK$$

وسط تیر:

بزرگترین لنگر خمشی مثبت = $M_{UD}^{+} = 184\ kN.m$

بزرگترین لنگر خمشی منفی = M_{UD}^{-} از لنگر خمشی منفی در وسط دهانه صرفنظر می‌شود

مقاومت قابل انتظار در وسط تیر = $M_{CE}^{+} = 316\ kN.m$

$D/C = M^{+}\ D/C = 184/316 = 0.6 < 2.0$

$mM^{+}_{CE} = (1.5)(316) = 474\,kN.m > 184\,kN.m$, ok

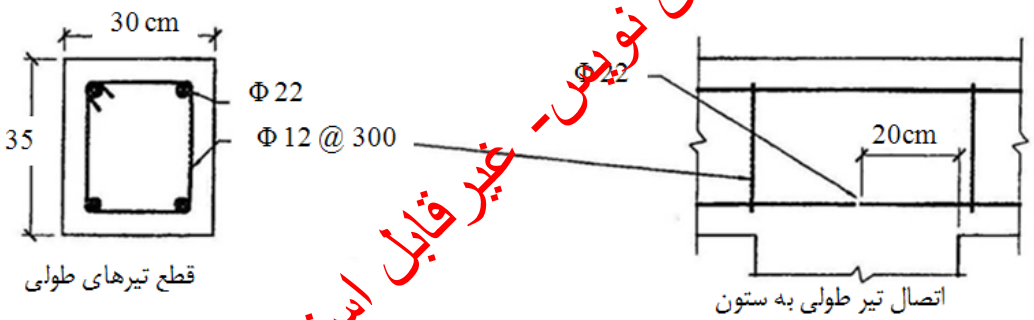
تیرهای راستای طولی

میلگرد طولی پایین تیر از محل اتصال تیر به ستون به صورت ممتد عبور نکرده است. این میلگرد وسط عرض ستون در محل اتصال قطع شده است. بر اساس دستورالعمل ۳۶۰ مقاوت کششی میلگردهای قرار گرفته در مقطع بتنی که دارای حداقل پوشش خالص $3d_b$ باشد به صورت زیر محاسبه می گردد (نحوه در نظر گرفتن اثر وجود طول مهار ناکافی):

$$f_s = \frac{17.2}{d_b} 1_e \le f_{yL}$$

در این معادله f_s حداکثر تنشی است که در میلگرد مهارشده با طول گیرداری L_e قابل ایجاد است.

d_b = قطر میلگرد و f_y تنش تسلیم میلگرد می‌باشد.



پیش نویس - غیر قابل استناد

شکل مثال ۴-۴- ط

مقاومت برای میلگردهای طولی در ناحیه اتصال تیربه ستون

$$f_s = \frac{17.2}{22} \times 200mm = 158MPa < 300MPa \Rightarrow\ f_s = 158MPa$$

میلگردهای بالایی تیرهای طولی در نقطه میانی تیر دچار لغزش می شود اگر طول لغزش یا مهاری میلگرد کمتر از مقدار مقابل باشد $20d_b = 20(2.2) = 44cm$، مقاومت تیرهایی که طول مهاری کوتاهی دارند و در وسط آنها خمش منفی موجود باشد براساس روش موجود در دستورالعمل ۳۶۰ تعیین می گردد. در این مثال تیرهای راستای طولی عملاً در وسط دهانه لنگر خمشی منفی ناچیزی دارند و کنترل شرایط طول مهاری لزومی ندارد.

در انتهای تیر

بزرگترین لنگر مثبت وارده = $M^{+}_{UD} = 24.8\ kN.m$

بزرگترین لنگر منفی وارده = $M^{-}_{UD} = 46.2\ kN.m$

مقاومت قابل انتظار در انتهای تیر = $M^{+}_{CE} = 36.6\ kN.m$, $M^{-}_{CE} = 70.5\ kN.m$

$$D/C\ \text{ratios}: \begin{cases} M^{+}D/C = 24.8/36.6 = 0.7 < 2.0 \\ M^{-}D/C = 46.2/70.5 = 0.9 < 2.0 \end{cases}$$ (نیاز شکل‌پذیری کم است)

$$mM^{+}_{CE} = (1.5)(36.6\,kN.m) = (55\,kN.m) > (119\,kN.m)\ ,\ \text{OK}$$

$$mM^{-}_{CE} = (1.5)(70.5\,kN.m) = (106\,kN.m) > (46.2\,kN.m)\ ,\ \text{OK}$$

تلاش‌های کنترل شونده نیرویی: برش در اعضای سازه نظیر تیر، ستون و دیافراگم جزو تلاش‌های کنترل شونده نیرویی است. تلاش‌های کنترل شونده نیرویی در اعضای اصلی و ثانوی به شرط زیر رضایت بخش است:

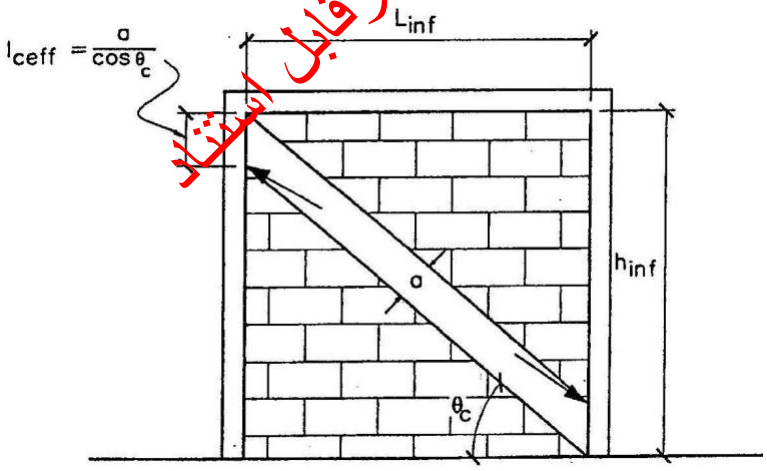
$$Q_{CL} \geq Q_{UF}$$

گام ۷:

برش در ستون

دستورالعمل ۳۶۰ دو روش را برای محاسبه مقاومت مورد نیاز ستون‌هایی که به پانل میانقابی متصل هستند بیان می کند. در این مثال از روش دوم استفاده شده است که در آن مقاومت قابل انتظار برشی ستون‌هایی که به پانل میانقابی چسبیده است باید از نیروی ناشی از مجموع مقاومت‌های خمشی ستون در بالا و پایین آن تقسیم بر ارتفاع موثر بیشتر باشد.

پیش نویس - غیر قابل استناد



شکل مثال ۴-۴-ظ- نیروی برشی وارد به ستون از طرف پانل میانقابی

تخمین نیروهای وارده بر ستون‌ها

$$L_{ceff} = \frac{a}{COS\theta_c}$$

$$\tan\theta_c = \frac{h_{inf} - \frac{a}{COS\theta_c}}{L_{inf}}$$

معادله فوق با استفاده از روش تکراری با دادن مقادیر θ_c قابل حل است. پس از آن L_{ceff} با توجه به مقادیر تعیین شده برای a و θ_c قابل محاسبه می باشد.

برش در راستای ضعیف ستون

پانل‌های میانقابی طولی در راستای ضعیف ستون‌ها ایجاد خمش می نماید. ظرفیت خمشی ستون‌ها در امتداد ضعیف برابر است با $M_{CEY} = 266\ kN.m$.

محاسبه L_{ceff} برای پانل‌های میانقابی طولی هم تیپ:

$$a = 70cm\ ,\ h_{inf} = 580cm\ ,\ L_{inf} = 575cm$$

تکرار تا محاسبه کامل:

$$\theta_C = 0.7$$
$$L_{ceff} = 100cm$$

محاسبه برش در ستون در امتداد ضعیف:

$$V_{col} = 2M_{col} / L_{ceff} = 2(267KN.m) / (1.0m) = 534KN$$
$$Q_{UF} = V_{col} = 534KN$$

پیش نویس - غیر قابل استناد

محاسبه مقاومت برشی ستون براساس دستورالعمل ۳۶۰

کنترل ظرفیت خمشی ستون‌ها نشان می دهد که نیاز شکل‌پذیری کمی دارند.

دستورالعمل ۳۶۰ تصریح می‌نماید که مقاومت برشی در اعضای با نیاز شکل پذیری کم در داخل نواحی جاری شده و یا در خارج از آن براساس ضوابط آبا محاسبه می‌شود. با توجه به این موضوع از روش آبا برای محاسبه مقاومت برشی خاموت‌ها و بتن استفاده می گردد.

$$V_n = V_c + V_s$$

در ستون‌ها از آرماتور نمره $\Phi 12$ به عنوان خاموت با فواصل 30cm و از آرماتور نمره $\Phi 10$ به عنوان سنجاق با فواصل 30cm استفاده شده است.

بنابراین مساحت فولاد برشی در هردو راستای قوی و ضعیف ستون برابر است با:

$$2(115mm^2) + 79mm^2 = 309mm^2$$

$$V_s = \frac{A_v F_y d}{S}$$

$$V_s = \frac{309 \times 300 \times 50 \times 10^{-3}}{300} = 15.45\,kN$$

$$V_c = 0.17\lambda\sqrt{f'_c}\left[1 + \frac{N_u}{6A_g}\right] b_w d$$

N_u به صورت محافظه‌کارانه صفر در نظر گرفته می‌شود.

$$V_c = 0.17(1.0)\sqrt{20}\times 600\times 350\times 10^{-3} = 159.7\ kN$$

$$V_n = Q_{CL} = 159.7\,kN + 15.45\,kN = 175.15\,kN < Q_{UF} = 534\,kN$$ غیرقابل قبول

همه ستون‌هایی که به دیوار تکیه دارند در راستای محور ضعیفشان (راستای طولی) برای برش ناکافی هستند. برش در راستای محور قوی (راستای عرضی) کنترل نمی شود. زیرا ستون‌های موجود نشان می دهد که دارای ظرفیت برشی ناکافی می باشند.

گام۸:

- برش در تیر

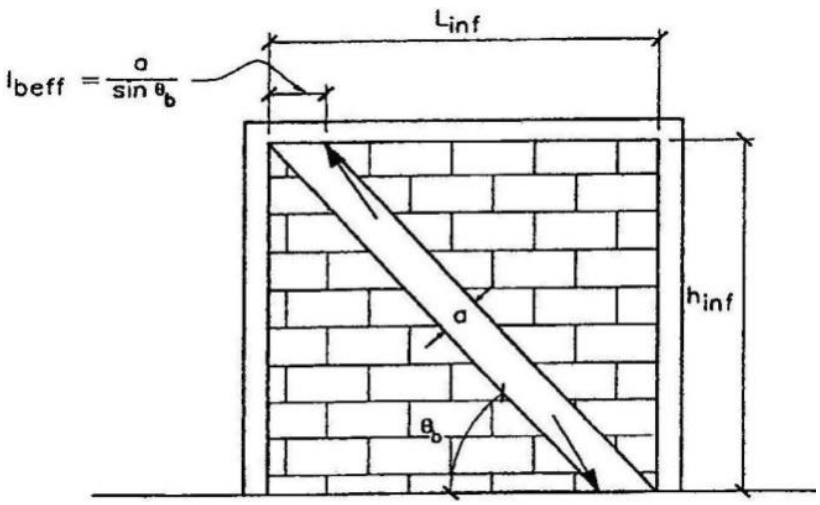
دستورالعمل ۳۶۰ دو روش را برای محاسبه مقاومت تیرهایی که به پانل میانقابی چسبیده‌اند، معرفی می‌نماید. در این مثال از روش دوم استفاده می‌شود که بیان می‌دارد، مقاومت برشی قابل انتظار تیری که به پانل میانقابی چسبیده است باید از نیروی حاصل از مجموع مقاومت خمشی در انتهای تیر تقسیم به طول معادل L_{beff} بیشتر باشد.

$$L_{beff} = \frac{a}{\sin\theta_b}$$

$$\tan\theta_b = \frac{h_{inf}}{L_{inf} - \frac{a}{\sin\theta_b}}$$

در رابطه‌ی فوق با استفاده از روش تکراری مقادیر θ_b قابل حل است پس از آن L_{beff} با توجه به مقادیر تعیین شده برای a و θ_b قابل محاسبه است.

پیش نویس- غیر قابل استناد



شکل مثال ۴-۴-ع- نیروی برشی وارد به تیر از طرف پانل میانقابی

- تیرهای راستای طولی

مقاومت خمشی در نواحی انتهایی تیرهای طولی برابر است با: $M_{CE}^{-}=70.5\,kN.m$ و $M_{CE}^{+}=36.5\,kN.m$ محاسبه L_{beff} برای پانل‌های میانقابی طولی:

$$a=75cm\ ,\ h_{inf}=580cm\ ,\ L_{inf}=575cm$$

تکرار تا محاسبه کامل:

$$\theta_b=0.9$$
$$L_{beff}=100cm$$

محاسبه برش تیر:

$$V_{beam}=(M_{CE}^{+}+M_{CE}^{-})/L_{beff}=(36.6+70.5)\times10^3/1000=109kN$$

محاسبه مقاومت برشی تیرها براساس دستورالعمل ۳۶۰ و کنترل ظرفیت خمشی تیرها نشان می دهد که نیاز شکل پذیری در آنها کم است. دستورالعمل ۳۶۰ تصریح می‌کند که مقاومت برشی در اعضای با نیاز شکل پذیری کم در نواحی جاری شده و یا در خارج از این نواحی براساس ضوابط آبا محاسبه می شود.

$$V_n=V_c+V_s$$

در تیرها از آرماتور Φ12 به عنوان خاموت با فواصل 30cm استفاده شده است. بنابراین سطح مقطع فولاد برشی موجود برابر است با: $2(115mm^2)=230mm^2$

$$V_s=\frac{A_vF_yd}{S}$$

$$V_s=\frac{230\times300\times300}{300}\times10^{-3}=69\,kN$$
$$V_c=0.17\sqrt{f_c}b_wd$$
$$V_c=0.17\sqrt{20}\times(300)(300)=68.4\,kN$$
$$V_n=67.4\,kN+69\,kN=137.4\,kN>Q_{UF}=109\,kN$$

- تیرهای راستای عرضی:

تیرهای راستای عرضی نیم طبقه در امتداد محور C و D و تیرهای عرضی بالایی در امتداد محور D به پانل های میانقابی متصل می‌باشند. تیرهای عرضی همگی دارای ابعاد و میلگردهای طولی یکسانی هستند.

$$M_{CE}^{+}=164\,kN.m\ ,\ M_{CE}^{-}=389\,kN.m$$

تیرهای نیم طبقه:

پیش نویس - غیر قابل استناد

محاسبه L_{beff} برای پانل میانقابی عرضی در امتداد خطهای C و D زیر نیم طبقه:

$a = 45cm \qquad h_{inf} = 275cm \qquad L_{inf} = 845cm$

پس از محاسبات تکراری:

$\theta_b = 0.37$

$L_{beff} = 130cm$

محاسبه برش تیر:

$V_{beam} = (M_{CE}^{+} + M_{CE}^{-}) / L_{beff} = (164 + 389) \times 10^3 / (1300) = 425kN$

$Q_{UF} = V_{beam} = 425kN$

کنترل ظرفیت خمشی تیرها نشان می‌دهد که نیاز شکل‌پذیری در آنها کم است.

$V_n = V_c + V_s$

در تیرها از آرماتور Φ12 به عنوان خاموت با فواصل 30cm استفاده شده است. بنابراین سطح مقطع فولاد برشی موجود برابر است با: $2(115mm^2) = 230mm^2$

$$V_s = \frac{A_v F_y d}{S}$$

$$V_s = \frac{230 \times 300 \times 300}{300} \times 10^{-3} = 69kN$$

$V_c = 0.17\sqrt{f'_c} b_w d$

$V_c = 0.17\sqrt{20} \times 400 \times 500 \times 10^{-3} = 152kN$

$V_n = 152kN + 69kN = 221kN > Q_{UF} = 109kN$

پیش نویس - غیر قابل استناد

تیرهای عرضی در امتداد محور D در تراز بام:

محاسبه L_{beff} برای پانل میانقابی عرضی در امتداد محورD بالای نیم طبقه:

$a = 105cm \qquad h_{inf} = 270cm \qquad L_{inf} = 850cm$

پس از محاسبات تکراری:

$\theta_b = 0.43$

$L_{beff} = 250cm$

محاسبه برش تیر:

$V_{beam} = (M_{CE}^{+} + M_{CE}^{-}) / L_{beff} = (164 + 389) \times 10^3 / (2500) = 222kN$

$Q_{UF} = V_{beam} = 222kN$

مقاومت برشی این قسمت نیز شبیه تیرهای نیم طبقه است:

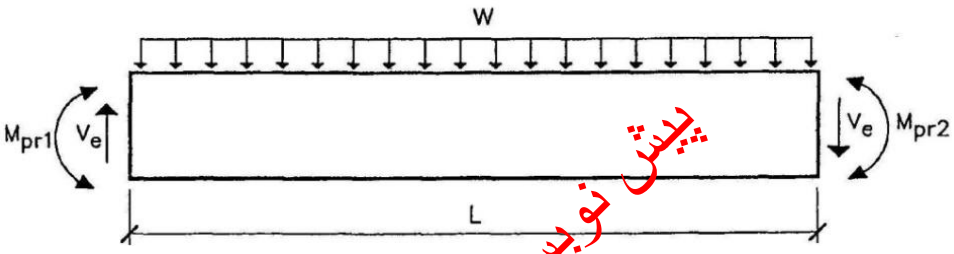
$V_n = 221kN \approx Q_{UF} = 222kN$

تیرهای عرضی در امتداد محور های A , B , C در تراز بام:

در تیرهای عرضی، مفاصل خمشی در دو انتها در اثر ترکیب بارهای لرزه‌ای مختلف ایجاد می شود. نیاز برشی تیر براساس فصل بیستم آیین‌نامه بتن ایران به ظرفیت خمشی تیرها وابسته است. نیروی برشی طراحی V_e، با توجه به بارهای استاتیکی وارده بر بخشی از عضو که مابین دو اتصال است بدست می آید.

ظرفیت‌های خمشی تیر (از برنامه کامپیوتری):

نیروهای برشی تیر



شکل مثال ۴-۴-غ

پیش نویس - غیر قابل استناد

$M^{+}_{pr1} = 164kN.m$ $M^{-}_{pr1} = 389kN.mm$ $M^{+}_{pr2} = 164kN.m$ $M^{-}_{pr2} = 389kN.m$

q = بارهای ثقلی $= 1.1D + 1.1L = 1.1(30) + 1.1(6) = 39.6\ kN/m$

$L = 8.5\ m$ (طول خالص دهانه تیر)

$V_e = (Mpr\overset{+}{1} + Mpr\overset{-}{2}) / L + qL/2 = (164 + 389)/8.5 + (39.6) \times 8.5/2 = 233kN$

$Q_{UF} = V_e = 233kN$

$V_n = 221kN$ (در بخش قبل محاسبه شده است)

$V_n = 221kN < 233kN$

گام ۹: ارزیابی پانل‌های میانقابی درجهت عمود بر صفحه

براساس دستورالعمل ۳۶۰، حداقل نیروی خارج از صفحه که دیوار برای آن کنترل می‌شود از رابطه مقابل محاسبه می‌گردد.

$F_p = \beta \times S_s \times W$

که در آن F_p نیروی طراحی در جهت خارج از صفحه وارد بر واحد سطح دیوار بین تکیه‌گاه‌های جانبی است و w وزن دیوار در واحد سطح می‌باشد.

$w = 440\ kg/m^2$

$S_s = 0.875$

$\beta = 0.6$ (دستورالعمل ۳۶۰)

$F_p = 0.6 \times 0.875 \times 440 = 230\ kg/m^2$

مقاومت پانل میانقاب در جهت عمود بر صفحه

براساس دستورالعمل ۳۶۰، پانل‌های مورد استفاده در این ساختمان شرایط کنش قوسی را دارا نمی‌باشد لذا مقاومت آنها با توجه به دستورالعمل به صورت زیر بدست می‌آید.

هنگامی که کنش قوسی در نظر گرفته نمی‌شود، کرانه پایین مقاومت یک پانل میانقاب مصالح بنایی غیرمسلح توسط کرانه پایین مقاومت کششی مصالح بنایی در خمش f_t'، کنترل می‌شود. f_t' باید مساوی با ۰/۷ برابر مقاومت کششی مورد انتظار مصالح بنایی در خمش که طبق روش آزمایشی معتبری تعیین می‌شود در نظر گرفته می‌شود.

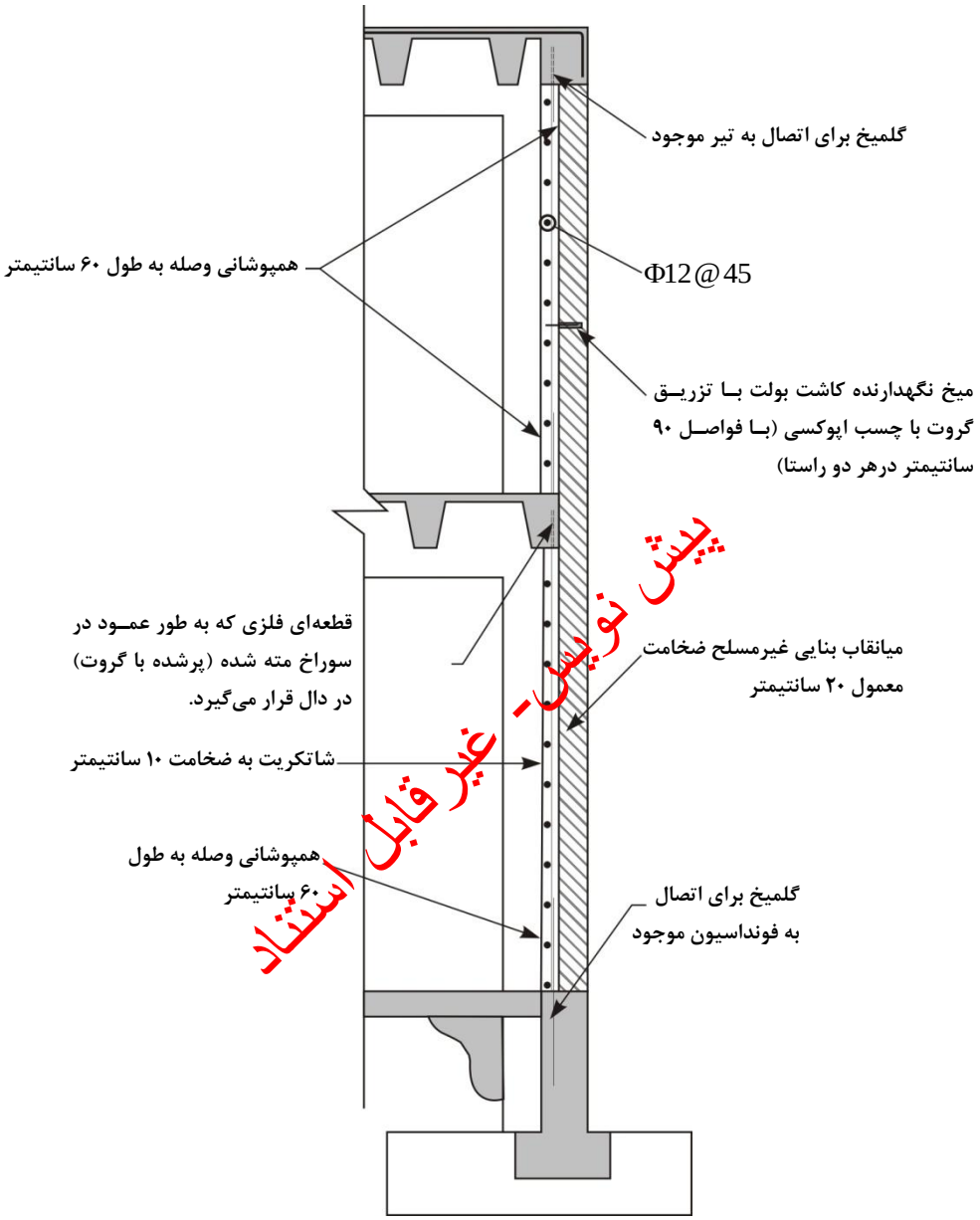
$F_{te} = 140\ kN/m^2$

$m = 1$

$m \times 0.7 \times F_{te} = 1.0 \times 0.7 \times 14000 = 9800\,kg/m^2 > 230\,kg/m^2$

بنابراین دیوارهای ساختمان در هنگام زلزله از صفحه خود خارج نمی‌شوند.

پیش نویس - غیر قابل استناد



شکل مثال ۴-۴-ف- نمونه‌ای از روش بهسازی مقطع دیوار موجود در راستای محور ۲

فصل ۵

کاهش جرم

پیش نویس- غیر قابل استناد

۵-۱- معرفی

همان‌گونه که در فصل چهارم بدان اشاره شد با روش‌هایی مانند اضافه نمودن مهاربند، دیوار برشی، میان‌قاب و... می‌توان ظرفیت و سختی جانبی سازه را افزایش داد. ولی می‌توان به منظور بهسازی سازه‌ها از راهبردهای کاهش نیاز، بجای افزایش ظرفیت سازه استفاده نمود. در این راهبرد توسط راهکارهایی، پاسخ سازه در برابر نیروهای وارد بر آن اصلاح می‌گردد. در واقع بجای تغییرات در طیف ظرفیت سازه، تغییرات در طیف نیاز صورت می‌گیرد. در کارهای عملی استفاده از این راهبرد باید همراه با افزایش نسبی مقاومت و سختی سازه باشد. از راهکارهای شناخته شده برای دستیابی به این راهبرد می‌توان به کاهش جرم ساختمان، نصب سیستم‌های جداساز لرزه‌ای و یا سیستم‌های غیر فعال اتلاف انرژی (میراگرها) اشاره کرد. در این فصل موضوع کاهش جرم مورد توجه قرار می‌گیرد و سایر موضوعات در فصول بعدی مورد توجه قرار می‌گیرد.

پیش نویس غیر قابل استناد

۵-۲- کاهش جرم ساختمان

در ساختمان‌هایی که دارای ضعف عمومی از نظر سختی جانبی یا ظرفیت باربری هستند یکی از راهکارهای مفید برای بهسازی، کاهش جرم ساختمان می‌باشد. چرا که با کاهش جرم، می‌توان میزان تغییرشکل‌ها و نیروهای داخلی ناشی از زلزله را در اعضا کاهش داد. برای این منظور می‌توان با:

۱- تخریب طبقات فوقانی.

۲- تغییر کاربری ساختمان.

۳- تغییر مصالح استفاده شده در نمای ساختمان.

۴- تغییر مشخصات دیوارهای داخلی.

۵- نصب لوله‌های تأسیسات به صورت رو کار به طوری که منجر به کاهش جرم کف ساختمان گردد.

۶- انتقال تجهیزات و انبارهای سنگین به نقاط دیگر.

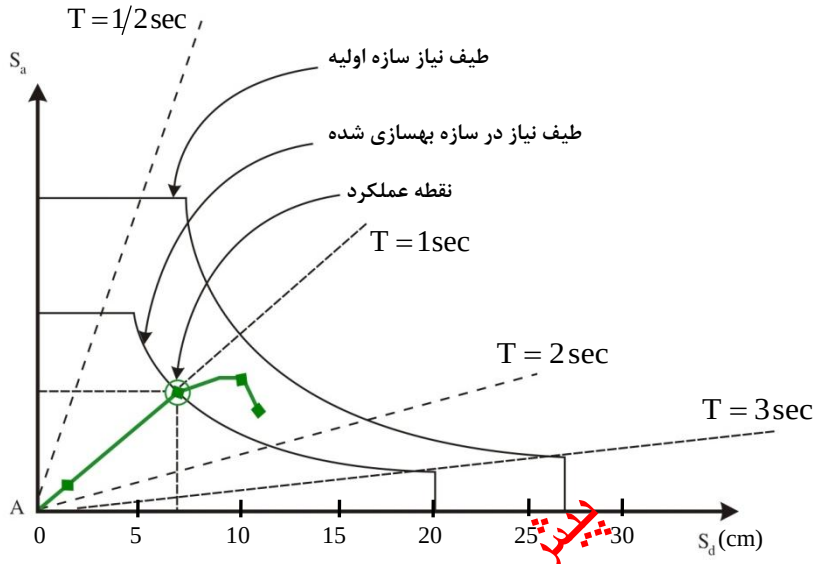
۷- برداشتن مخازن مختلف از روی بام (و یا سایر طبقات).

جرم ساختمان را کاهش داد.

اگر چه کاهش جرم ساختمان روشی برای بهبود عملکرد لرزه‌ای می‌باشد و این راهبرد، برخوردی بطور نسبی ریشه‌ای با مسئله آسیب‌پذیری سازه می‌باشد ولی در عمل بدلیل وزن ناچیز اعضای قابل حذف در ساختمان و مشکلاتی که در برابر حذف یک طبقه وجود دارد، استفاده از این راهبرد مشکل می‌باشد.

در شکل ۵-۱ تاثیر کاهش جرم ساختمان بر منحنی نیاز سازه نشان داده شده است.

همان‌گونه که در شکل ۵-۱ مشاهده می‌شود با کاهش جرم سازه تغییری در طیف ظرفیت سازه به وجود نمی‌آید و تنها این امر موجب کاهش طیف نیاز سازه می‌گردد.

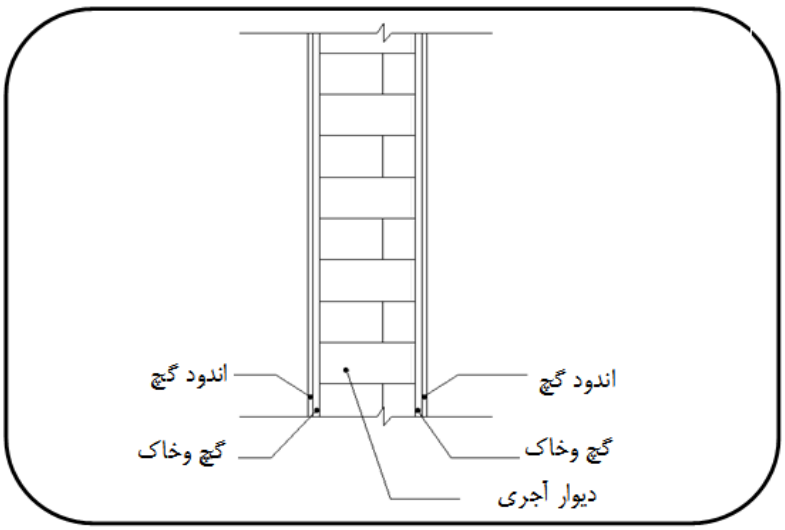


شکل ۵-۱- تاثیر کاهش جرم ساختمان بر طیف نیاز سازه

پیش نویس - غیر قابل استناد

مثال ۵-۱

مطلوبست مقایسه نیروی زلزله وارد بر ساختمانی که در آن از تیغه‌های سنتی استفاده شده با همان ساختمان در صورتی که از تیغه‌های سبک گچ برگ (طرح کناف) استفاده شده باشد. زیربنای هر طبقه ۲۰۰ مترمربع و تعداد طبقات ساختمان ۵ می‌باشد.ساختمان در شهر تهران می‌باشد و دارای کاربری مسکونی است. سیستم باربر جانبی ساختمان نیز مهاربند هم محور فولادیست. زمین نیز نوع II می‌باشد. ارتفاع تیغه‌ها ۳/۲۰ متر و طول تیغه‌ها در هر طبقه از این ساختمان ۴۵ متر می‌باشد.



تیغه‌های سنتی

شکل مثال ۵-۱-الف

دیوار آجری	$0.10\times1850=185$	kg/m^2
گل و گچ	$2\times0.015\times1600=48$	kg/m^2
گچ	$2\times0.010\times1300=26$	kg/m^2
مجموع (ضخامت ۱۰ سانتیمتر) :	259	kg/m^2

با توجه به ارتفاع و طول دیوارها وزن حاصل از تیغه‌ها برابر:

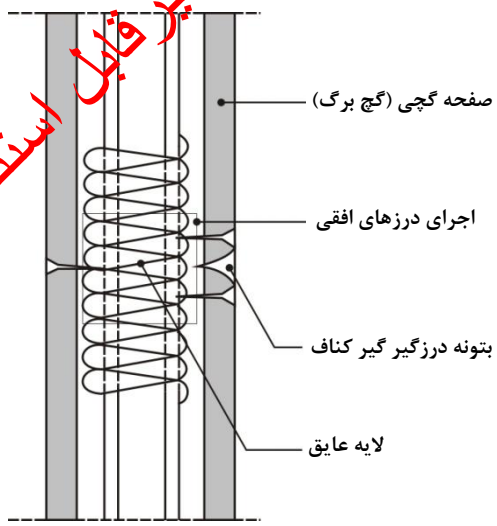
$$259\times45\times3.20=37296\ kg$$

می‌باشد که با توجه به اینکه وزن هر متر مربع دیوار کمتر از ۲۷۵ کیلوگرم بر متر مربع است پس بار معادل گسترده نظیر تیغه‌ها برابر:

$$\frac{37296}{200}=186.5\ kg/m^2$$

حال بجای جزئیات فوق، از جزئیات تیغه سبک مطابق شکل زیر استفاده شود، خواهیم داشت:

پیش نویس- غیر قابل استناد



شکل مثال ۵-۱- ب

وزن یک متر مربع تیغه سبک = $40\ kg/m^2$

$$40\times45\times3.20=5760\ kg$$

بار معادل سطحی = $\frac{5760}{200}=28.8<<186.5$

بار معادل سطحی حداقل طبق مبحث ششم مقررات ملی ساختمان = $50\ kg/m^2$

محاسبه ضریب برش پایه ساختمان:

$$C = \frac{ABI}{R}$$

$$C = \frac{0.35 \times 2.5 \times 1}{6} = 0.146$$

	تیغه‌های سنتی	تیغه‌های سیک
وزن واحد سطح تیغه‌ها kg/m^2	۲۵۹	۴۰
بار معادل گسترده نظیر تیغه‌ها kg/m^2	۱۸۶/۵	۵۰
وزن حاصل از تیغه‌ها در ساختمان kg	۳۷۲۹۶	۱۰۰۰۰
نیروی زلزله حاصل از وزن تیغه‌ها در ساختمان kg	۵۴۴۵	۱۴۶۰

با مقایسه اعداد فوق به صراحت می‌توان عنوان نمود که با استفاده از تیغه‌های گچ برگ بجای تیغه‌های سنتی می‌توان برش پایه حاصل از زلزله را در حدود ۴ تن کاهش داد.

پیش نویس - غیر قابل استناد

فصل ۶

جداسازی لرزه‌ای در بهسازی سازه‌ها

پیش نویس- غیر قابل استناد

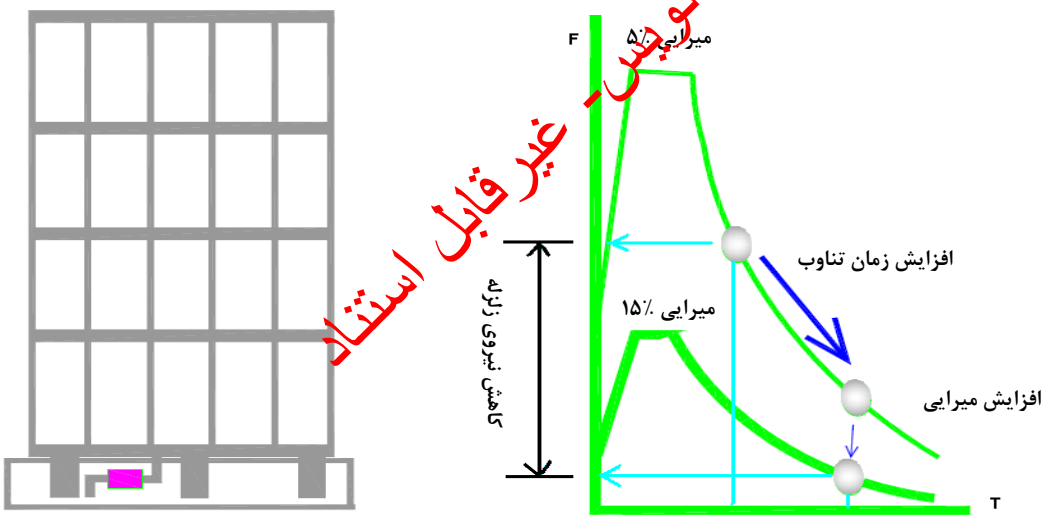
۶-۱- معرفی

در بهسازی لرزه‌ای سازه‌ها، به جای افزایش ظرفیت باربری سازه تحت نیروهای جانبی می‌توان نیروهای وارد بر آنها را کاهش داد. در روش جداسازی لرزه‌ای، سازه بر روی تکیه گاه‌هایی که قابلیت تغییرشکل جانبی زیادی دارند قرار می‌گیرد. در صورت وقوع زلزله، عمده‌ی تغییرشکل‌ها در تکیه‌گاه رخ داده و سازه مانند جسمی صلب با تغییرشکل‌های کوچکی ارتعاش می‌کند.

در سال‌های اخیر، تکنولوژی جداسازی لرزه‌ای پیشرفت قابل ملاحظه‌ای داشته است. نصب سیستم‌های جداساز لرزه‌ای منجر به افزایش زمان تناوب اصلی سازه و کاهش نیروهای وارد بر آن می‌گردد. این روش برای ساختمان‌های کوتاه و متوسط بدلیل پائین بودن زمان تناوب آنها، موثرتر از ساختمان‌های بلند می‌باشد. نصب جداگر باعث افزایش زمان تناوب و میرایی سازه می‌گردد.

همانطور که شکل ۶-۱ نشان می‌دهد هرکدام از دو اثر فوق می‌توانند باعث کاهش نیروی جانبی ناشی از زلزله شوند.

پیش نویس- غیر قابل استناد



شکل ۶-۱- آثار ناشی از جداسازهای لرزه ای بر طیف پاسخ سازه‌ها

جداگرها باید به اندازه کافی سخت باشند تا تحت بارهای سرویس، بارهای باد یا زلزله‌های کوچک، برای ساکنین ارتعاش‌های آزار دهنده ایجاد نکند.

در استفاده از جداسازهای لرزه‌ای موارد زیر باید مورد توجه قرار گیرد:

الف- جداسازی از پایه برای ساختمان‌های سخت‌تر نتایج بهتری بدست می‌دهد (در ساختمانهای با زمان تناوب کمتر از ۱ ثانیه، با نصب جداگر لرزه‌ای زمان تناوب اصلی سازه به بیش از ۲ ثانیه افزایش می‌یابد).

ب- امواج زلزله در حین عبور از لایه‌های خاک فیلتر می‌شوند. شتاب حرکت زمین در خاک‌های سخت از مولفه‌های فرکانس بالا و در خاک‌های نرم از مولفه‌های فرکانس پائین تشکیل می‌شود. از این رو در خاک‌های سخت جداگر لرزه‌ای

بسیار کاربردی بوده و درخاک‌های نرم ازکارایی آن کاسته می‌شود. درخاک‌های خیلی نـرم بعلـت نزدیکـی زمـان تنـاوب سازه جداشده به زمان تناوب حداکثر پاسخ سازه، جداسازی نتیجه مطلوبی نداشته و در مواردی باعـث افـزایش نیروهـای وارد بر سازه نیز می‌گردد.

جداگرها به دلایل زیر باعث کاهش نیروی زلزله وارد برسازه می‌گردند:

۱- افزایش زمان تناوب مود اول (مود جداشده).

۲- کاهش شتاب طیفی (شبه شتاب) به علت افزایش زمان تناوب (برای اکثر طیف‌های طراحی در زمین‌های سخت این موضوع صادق است).

۳- عدم تحریک مودهای بالاتر توسط حرکت زمین. هر چند که ممکن است شتاب طیفی آنها بزرگ باشد، لیکن به علت کوچک بودن پاسخ استاتیکی مودی(مشارکت جرمی)، برش پایه مودهای بالاتر خیلی کوچک می‌باشد.

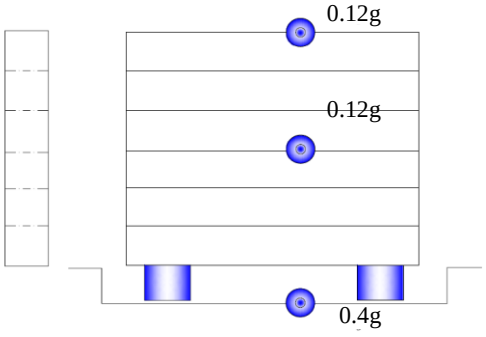
۴- بالا بودن میرایی سیستم جداگر و خاصیت جذب انرژی که به عنوان عامل ثانویه در نظر گرفته می‌شود.

پیش نویس غیر قابل استناد

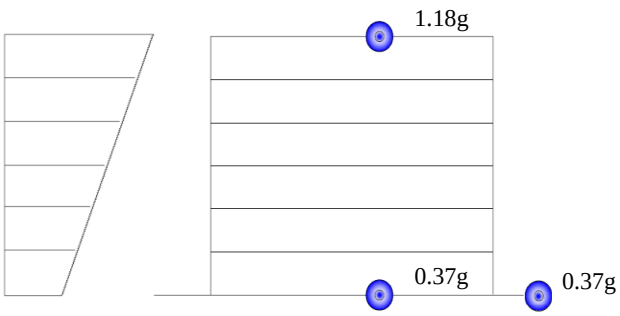
۶-۱-۱- مقایسه ساختمان با و بدون جدا سازی لرزه‌ای در زلزله‌های گذشته

در ساختمان ۷ طبقه مرکز کامپیوتر غرب ژاپن شتاب زلزله وارد به ساختمان در تراز پایه ۰/۴g بود که در این وضعیت بـا توجه به استفاده از سیستم جدا ساز لرزه‌ای، شتاب وارد به طبقات و بام ۰/۱۲g اندازه گیری شد که نشان دهنـده کـاهش مقدار شتاب وارد به سازه به میزان ۷۰ درصد می‌باشد (شکل۶-۲). در ساختمان مشابهی که از سیستم جداسـاز اسـتفاده نشده، میزان شتاب زلزله در تراز پایه ۰/۳۷g اندازه‌گیری شد لیکن مقدار شتاب اندازه گیـری شـده در تـراز بـام ۱/۱۸g می‌باشد (شکل۶-۳) که نشان دهنده افزایش شتاب در طبقه بام به میزان ۳۰۰ درصد می‌باشد.

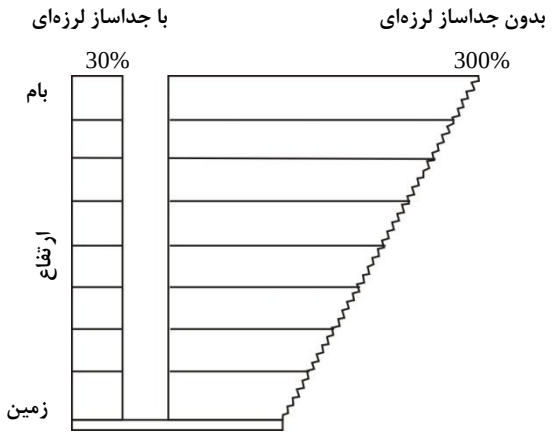
در شکل ۶-۴ شتاب افقی ساختمان‌های مذکور مقایسه شده است.



شکل ۶-۲- ساختمان مرکز کامپیوتر غرب ژاپن(جداشده از پایه)، زلزله کوبه ۱۹۹۵



شکل ۶-۳- ساختمان سنتی(جدانشده)، زلزله کوبه ۱۹۹۵



شکل ۶-۴- مقایسه درصد شتاب افقی دو ساختمان مزبور در زلزله کوبه ۱۹۹۵

پیش نویس غیر قابل استناد

۶-۲-۱- معیارهای طراحی جداگرها

در طراحی جداگرها معیارهای زیر باید مورد توجه قرار گیرد:

۱- جداگرها در حداکثر تغییرمکان‌های ناشی از زلزله پایدار باقی بمانند.

۲- با افزایش تغییرمکان، مقاومت جداگر نیز افزایش یابد.

۳- تحت سیکلهای ناشی از بارگذاری زلزله، جداگر زوال محدود شونده داشته باشد.

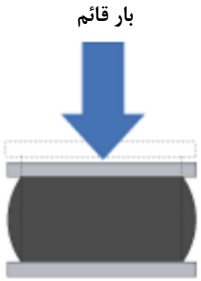
۴- مشخصات مکانیکی(سختی موثر و میرایی) تکرار شونده و در عین حال پایدار داشته باشد.

۶-۲- انواع سیستم‌های جداسازی

سیستم‌های جداسازی لرزه‌ای از تنوع بسیار زیادی برخوردار می‌باشند. این سیستم‌ها از لحاظ نوع مواد و عملکرد به شرح زیر تقسیم می‌شوند.

۶-۲-۱- سیستم‌های الاستومر (لاستیک طبیعی)

نشیمن لاستیک طبیعی، نخستین بار در سال ۱۹۶۹ برای حفاظت لرزه‌ای ساختمان مدرسه پستالوزی شهر اسکوپیه مقدونیه به کار رفت. این نشیمن‌ها، بلوک‌های لاستیکی بزرگی می‌باشند که برخلاف نمونه‌های امروزی، فاقد صفحات فولادی تقویت کننده بوده و در اثر وزن ساختمان، حدود ۲۵٪ فشرده می‌شوند. (شکل ۶-۵) سختی قائم نشیمن‌ها فقط چند برابر سختی افقی بوده و لاستیک مورد استفاده تقریباً فاقد میرایی است. در هر دو سمت نشیمنهای لاستیکی بلوک‌هائی از جنس شیشه اسفنجی (فوم) قرار داده می‌شود که جهت جلوگیری از حرکت ساختمان در اثر باد، تردد‌های داخلی ساختمان یا زمین لرزه‌های با شدت کم می‌باشد.



شکل ۶-۵- تغییر شکل قائم جداگر لاستیکی خالص

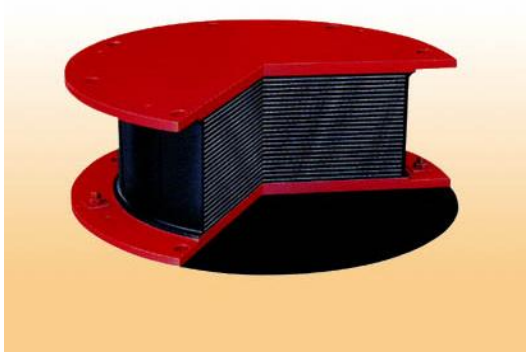
۶-۲-۲- سیستم‌های لاستیکی طبیعی و مصنوعی با میرایی کم به همراه صفحات فولادی

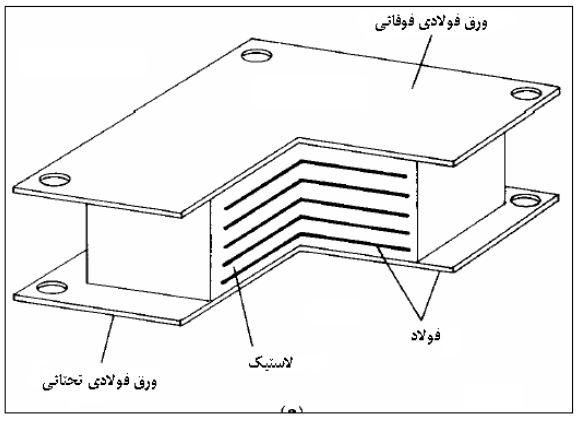
نشیمن‌های لاستیک طبیعی و مصنوعی با میرایی کم بطور گسترده‌ای به همراه میراگر اضافی مانند میراگرهای لزج (ویسکوز)، میله‌های فولادی، میله‌های سربی و وسایل اصطکاکی بکار می‌روند. همانطور که در شکل ۶-۶ نشان داده شده است، این جداگرها شامل دو ورق ضخیم فولادی در بالا و پائین و ورق‌های نازک فولادی متعددی می‌باشند. ورق‌های فولادی مسلح کننده از انبساط جانبی لاستیک جلوگیری کرده و سختی قائم را به مقدار زیادی افزایش می دهند اما هیچ تاثیری بر سختی افقی سیستم که بوسیله مدول برشی الاستومر کنترل می‌شود، ندارند. رفتار ماده در برش تا کرنش‌های بیش از ۱۰۰٪ کاملاً خطی بوده و میرایی آن در حدود ۲ تا ۳ درصد مقدار بحرانی می‌باشد.

از مزایای این نوع نشیمن به موارد زیر می‌توان اشاره کرد:

- ساخت آسان نشیمن‌ها (فرآیند ترکیب مصالح و پیوند آن با فولاد).
- مدل‌سازی آسان و عدم وابستگی پاسخ دینامیکی آنها به دما و سن نمونه‌ها.

این نشیمن‌ها معمولاً به سیستم میراگر مکمل نیاز دارند که دارای اتصالات دقیق و پیچیده‌ای بوده و نوع فلزی آنها در سیکل‌های پایین دستخوش پدیده خستگی می‌گردد. اجزای مستهلک کننده انرژی شامل مجموعه‌ای از تجهیزات فولادی تسلیم شونده می‌باشند.



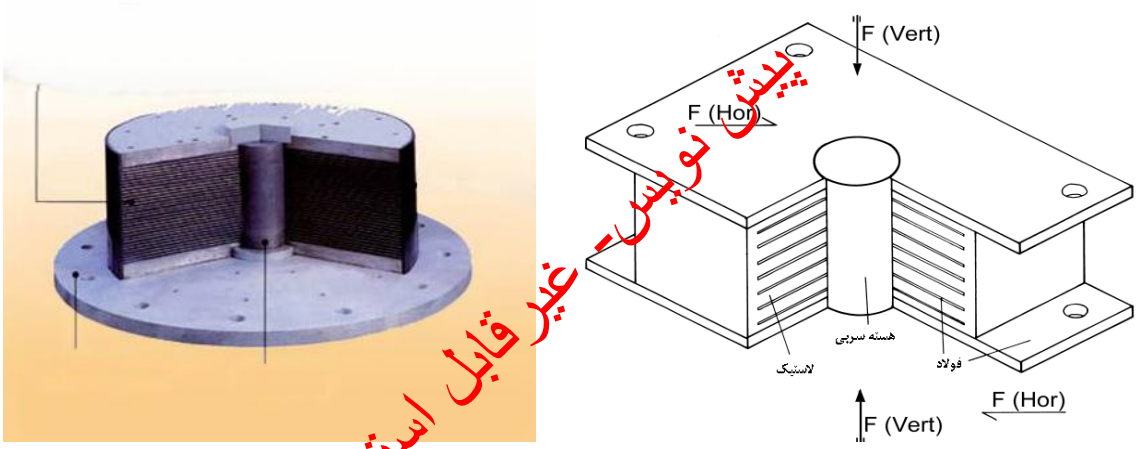


شکل ۶-۶- جداگر لاستیکی طبیعی و مصنوعی با میرایی کم

پیش نویس - غیر قابل استناد

۶-۲-۳- سیستم جداگر لاستیکی با هسته سربی (LRB)

این نوع از نشیمن‌ها دارای یک یا چند هسته سربی بوده به همین دلیل از میرایی بالایی برخوردار می‌باشند (شکل۶-۷). صفحات فولادی به کار رفته در این سیستم سبب تغییرشکل هسته سربی در برش می‌شوند. هسته‌های سربی در برابر نیروهای برشی تغییرشکل داده و سبب ایجاد پاسخ دوخطی در نشیمن می‌شوند. سختی و میرایی موثر نشیمن‌های با هسته سربی، وابسته به مقدار جابجایی آن می‌باشد. محاسبه تغییرمکان متناظر با مقدار میرایی لازم از ضروری‌ترین سنجش‌های کار با این نوع جداگر می‌باشد. ساختمان‌هایی که به وسیله این نشیمنها تقویت شده‌اند، در زلزله‌های ۱۹۹۴ نورث‌ریج و ۱۹۹۵ کوبه، عملکرد خوبی داشته‌اند.

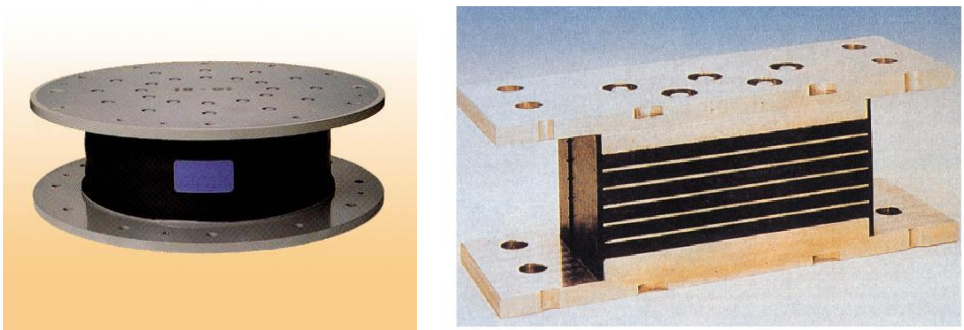


پیش نویس- غیر قابل استناد

شکل ۶-۷- جداگر لاستیکی با هسته سربی (LRB)

۶-۲-۴- سیستم‌های لاستیک طبیعی با میرایی زیاد (HDNR)

میرایی این سیستم از افزودن بلوک‌های کربنی بسیار ریز، روغن‌ها و سایر پرکننده‌های ویژه به لاستیک حاصل می‌شود. حد پائین میرائی (۱۰٪) مربوط به سختی معادل ۵۰ تا ۵۵ دورومتر و مدول برشی در حدود ۰/۳۴MPa و حد بالای میرائی (۲۰٪) مربوط به سیستم‌های با سختی ۷۵-۷۰ دورومتر و مدول برشی ۱/۴۰ MPa می‌باشد (شکل ۶-۸).



شکل ۶-۸- جداگر لاستیک طبیعی با میرایی زیاد (HDNR)

۶-۲-۵- سیستم ترکیبی EERC

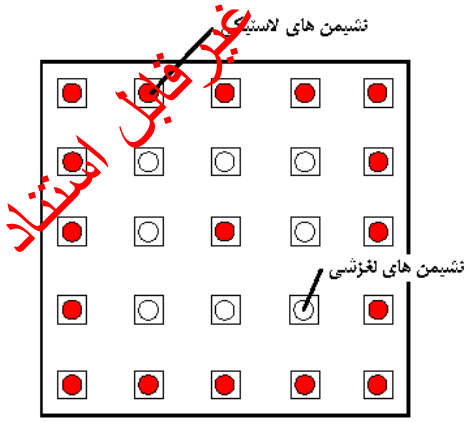
این سیستم متشکل از دو سیستم الاستومری و لغزنده بوده و در موسسه تحقیقاتی EERC ابداع شده است. در این سیستم، ستون‌های داخلی ساختمان برروی المان‌های لغزنده‌ای که از جنس فولاد ضدزنگ می‌باشند قرارمی‌گیرند و ستون‌های خارجی برروی نشیمن‌های لاستیک طبیعی با میرایی کم واقع می‌شوند. نشیمن‌های الاستومری سبب بازگشت سیستم به حالت اولیه و کنترل پیچش ساختمان می‌گردند و اجزای لغزنده، میرایی مورد نیاز سیستم را فراهم می‌آورند.

۶-۲-۶- سیستم ترکیبی TASS

این سیستم توسط گروه TAISEI توسعه داده شده است. در این سیستم، تمام بارهای قائم سنگین بوسیله لغزنده تفلونی ضدزنگ حمل می‌شود و نشیمن‌های لاستیکی توپرنی که باری به آنها وارد نمی‌شود به منظور ایجاد نیروی جانبی بازگرداننده مورد استفاده قرار می‌گیرند (شکل ۶-۹).

ضریب اصطکاک سطح تفلون بین ۰/۰۵ تا ۰/۱۵ برای سرعت‌های کم تا زیاد متغیر می‌باشد.

پیش نویس- غیر قابل استناد



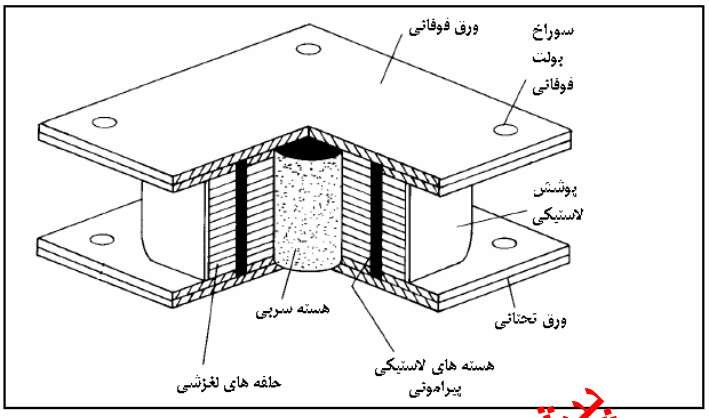
شکل ۶-۹- جداگر ترکیبی TASS

در این سیستم بدلیل کمی باربری عمودی نشیمن‌های الاستومری، نشیمن‌ها تحت کشش واقع می‌شوند. از سوی دیگر حساسیت سطح لغزنده به سرعت، مدلسازی این سیستم را دشوار کرده است.

۶-۲-۷- سیستم جداگر اصطکاکی پس جهنده (R-FBI)

در این نشیمن با استفاده از سطوح متعدد لغزنده مشترک مشکل ضریب اصطکاک زیاد تفلون روی فولاد ضد زنگ در سرعت‌های بالا رفع شده است. سرعت بین لایه‌های مختلف تقسیم شده و با کاهش سرعت هر لایه، ضریب اصطکاک کاهش می‌یابد. علاوه بر المان‌های لغزنده، هسته مرکزی که از جنس لاستیک می‌باشد، نیرویی بازگرداننده‌ای در سیستم ایجاد می‌کند. آزمایش‌های صورت گرفته برروی این سیستم نشان می‌دهند که هسته لاستیکی توانایی توزیع مناسب

تغییرمکان‌ها را ندارد، برای رفع این مشکل میله فولادی در داخل هسته لاستیکی قرار گرفته تا توزیع تغییرمکان بین لایه‌های لغزنده را بهبود بخشد (شکل۶-۱۰).

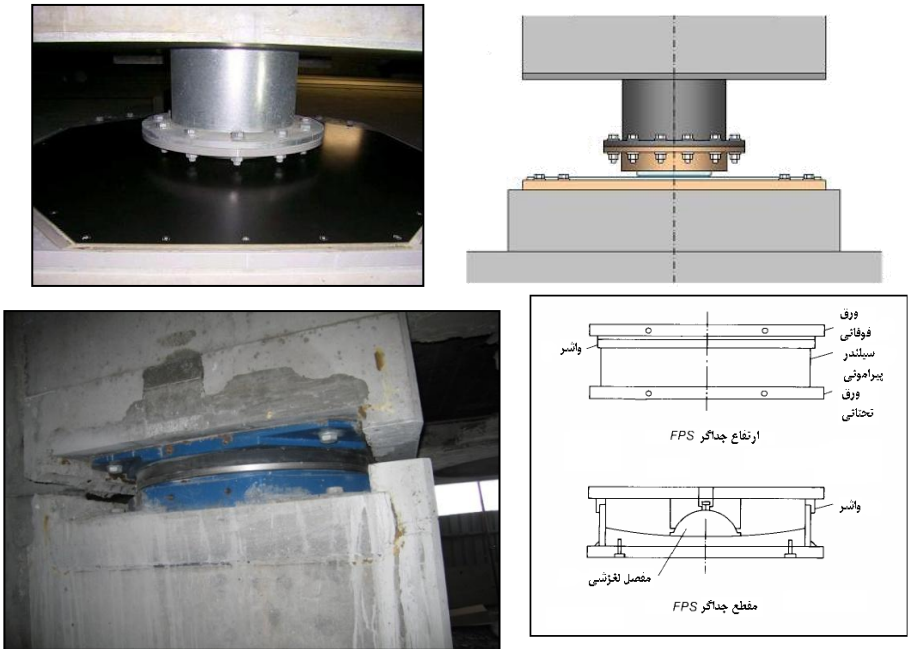


شکل ۶-۱۰- جداگر R-FBI

پیش نویس- عدم قابل استناد

۶-۲-۸- سیستم آونگ اصطکاکی FPS

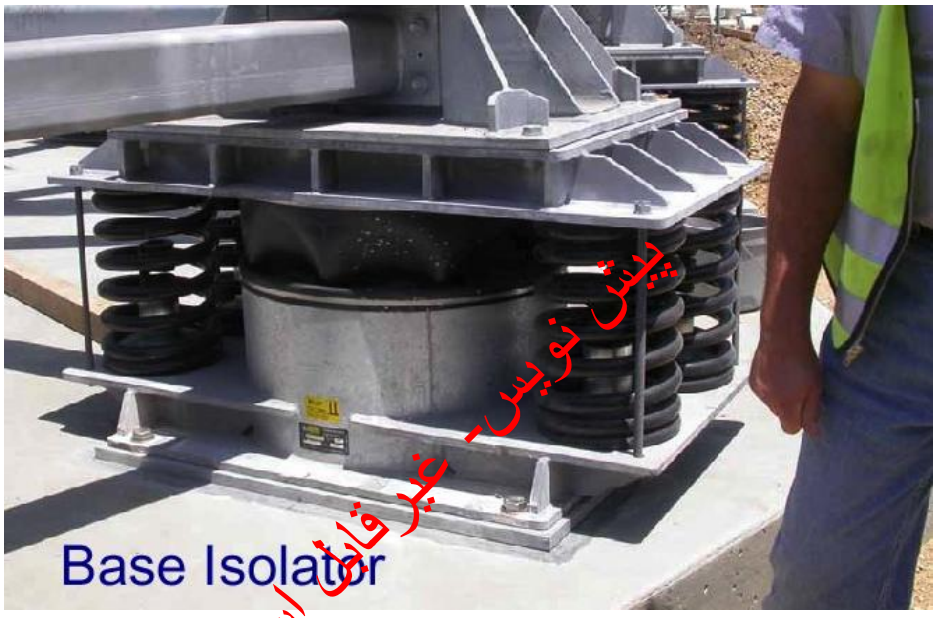
این سیستم بوسیله هندسه خاص خود، عمل لغزش و نیروی بازگرداننده را فراهم می‌کند. جداساز FPS که در شکل ۶-۱۱ نشان داده شده است دارای قسمت لغزنده مفصلی است که بر روی سطح کروی از جنس فولاد ضدزنگ می‌لغزد. سطح دیگر این لغزنده نیز کروی بوده و با لایه‌ای از فولاد ضد زنگ پوشیده شده است. حرکت قسمت لغزنده مفصلی و سطح کروی باعث ایجاد میرایی در جداساز می‌شود. سختی موثر جداساز و میرائی آن به وسیله شعاع انحنای سطح محدب کنترل می‌گردد.



شکل ۶-۱۱- جداگرهای اصطکاکی FPS

۶-۲-۹- سیستم‌های فنری

سیستم‌های جداسازی الاستومری و لغزنده برای فراهم کردن جداسازی افقی مورد استفاده قرار می‌گیرند. هنگامی که جداسازی کامل (سه بعدی) مد نظر باشد می‌توان از سیستم‌های فنری استفاده شود. در شکل ۶-۱۲ سیستم فنری GERB نشان داده شده است. این سیستم برای جداسازی تجهیزات توربین نیروگاه‌ها طراحی می‌شود.



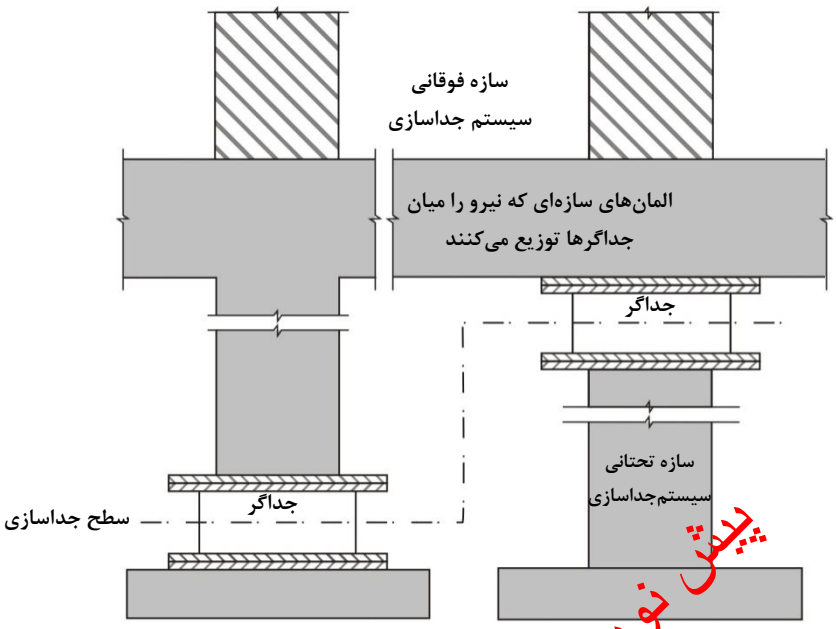
پیش نویس - غیر قابل استناد

شکل ۶-۱۲- جداگر GERB

دراین سیستم از فنرهای حلقوی فولادی که در دو راستای افقی و قائم انعطاف پذیرند استفاده می‌شود. فنرهای فولادی فاقد میرایی بوده و این سیستم همواره با میراگر لزج GERB بکار می‌رود.

۶-۳- تعریف المان‌های سازه جداشده

سطح جداسازی، سطح فرضی بین بخش فوقانی سازه و بخش تحتانی آن می‌باشد که بخش تحتانی بصورت صلب با زمین حرکت می‌کند. این سطح جداسازی شده صفحه افقی است که می‌تواند در تراز پروژه جابجا شود (شکل۶-۱۳). سیستم‌های الکتریکی و تاسیسات که از عرض سطح جداسازی عبور می‌کنند باید با حداکثر تغییرمکان نسبی سازگاری داشته باشند. واحدهای جداگر الاستومری- سربی در کرنش‌های کوچک سخت بوده و معمولاً معیارهای تغییرمکان در برابر بارهای باد را تامین می‌نمایند. نیروی اصطکاک ایستایی جداگر لغزشی معمولاً بزرگتر از نیروی باد است.

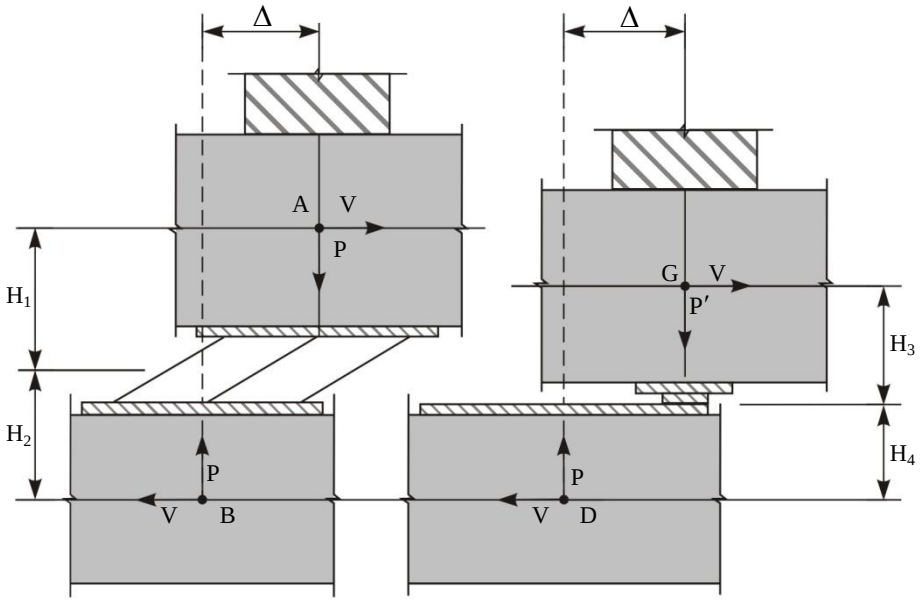


شکل ۶-۱۳- اجزای سیستم جداگر

پیش نویس- غیر قابل استناد

۶-۴- اثرات بارهای $P-\Delta$ بر سیستم جداسازی

بدلیل وجود تغییرشکل‌های بزرگ در سیستم‌های جداسازی شده لحاظ نمودن اثرات $P-\Delta$ در جداسازها و المان‌های سازه مجاور، امری ضروریست (شکل۶-۱۴).



جداگر الاستومری جداگر لغزشی

شکل ۶-۱۴- لنگرهای حاصل از برش افقی و اثرات P-Δ

۶-۵- مراحل نصب جداگر لرزه‌ای

پس از تعیین ابعاد جداگر که با توجه به سطح خطر لرزه‌ای و سطح عملکرد ساختمان تعیین می‌گردد باید تراز برش ستون‌ها و دیوارهای برشی نیز تعیین شوند. تراز برش در طبقه جداسازی شده باید براساس به حداقل‌رسانی اثرات خمشی روی ستون‌های جدا شده و فونداسیون تعیین شود.

مراحل نصب جداگر برای بهسازی ساختمان کتابخانه دانشگاه ویکتوریای نیوزلند توضیح داده شده است. لازم به ذکر است که سازه این ساختمان از نوع قاب خمشی بتن مسلح بوده که برای جداسازی آن به برش ستون‌ها اکتفا شده و عملیات نصب جداگر برای هر ستون بطور کامل انجام گرفته و سپس عملیات نصب بر روی ستون بعدی آغاز می‌گردد.

ابتدا جک‌های هیدرولیکی در اطراف ستون جدا شونده به منظور باربردای ثقلی از روی ستون در تراز نصب جداگر تعبیه می‌گردند (شکل۶-۱۵).



پیش نویس - غیر قابل استناد

شکل ۶-۱۵- نصب جک های هیدرولیکی اطراف ستون جداشده

سپس تجهیزات فیلتر کننده برای انتقال گرد و خاک ناشی از برش ستون به خارج از ساختمان اجرا می‌گردد (شکل ۶-۱۶).



شکل ۶-۱۶- مکش گرد و خاک با استفاده از اجرای سیستم تهویه

برای شروع برش ستون ابتدا حلقه شاقول شده در محل برش ستون و به دور آن ایجاد می‌گردد تا سطح برش بصورت کاملاً افقی باشد. سپس برش ستون به کمک دستگاه‌های برش با کابل‌های تیغه الماسه شروع می‌گردد (شکل ۶-۱۷).



شکل ۶-۱۷- برش ستون

پس از بریدن ستون در دو تراز بالا و پائین محل نصب جداگر سازه خرپایی نگهدارنده برای قراردادن جرثقیل در اطراف ستون ایجاد گردیده و سپس بلوک جدا شده با کمک جرثقیل ریلی به بیرون هدایت می‌گردد (اشکال ۶-۱۸ و ۶-۱۹).

پیش نویس- غیر قابل استناد

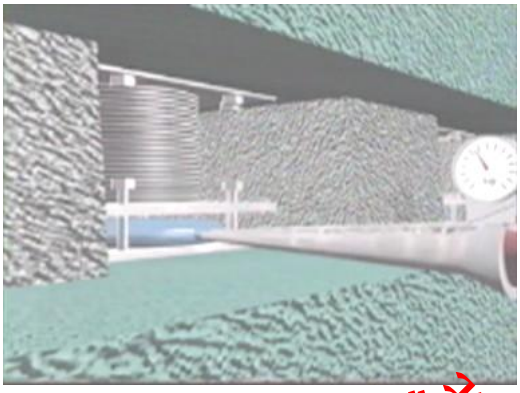


شکل ۶-۱۸- نصب سازه خرپایی نگهدارنده



شکل ۶-۱۹- خروج بلوک بریده شده

پس از خارج کردن بلوک بتنی، جداگر ما بین ستون قرار گرفته و سپس فضای بین جداگر و ستون توسط گروت انبساطی پرشده و پیرامون سطح برش خورده رینگ فولادی اجرا می‌گردد.



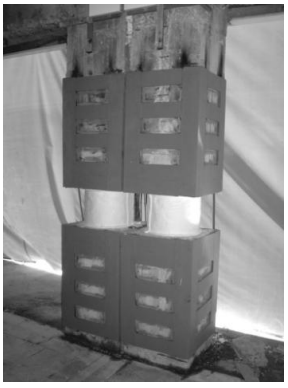
شکل ۶-۲۰- تزریق گروت انبساطی

با اطمینان از برقراری اتصال مناسب، فشار از روی جک‌های هیدرولیکی برداشته شده و بار ستون به سیستم جداگر منتقل می‌گردد (شکل۶-۲۰).

پیش نویس - غیر قابل استناد

۶-۶- درز انبساط

درصورتیکه ساختمان از بلوک‌های نزدیک به هم تشکیل شده و بین بلوک‌ها درز انبساط پیش‌بینی شده باشد، در اثر تغییرشکل افقی جداگر در هنگام زلزله، امکان برخورد این بلوک‌ها به یکدیگر وجود دارد. برای رفع این مشکل میتوان از قفل لرزه‌ای (Seismic lock) در عرض درز انبساطی استفاده نمود. این سیستم از مواد با ویسکوزیته بالا ساخته شده که در برابر حرکات آزاد و طولانی مدت حرارتی ساختمان وارد عمل نمی‌شود ولی در هنگام بروز شوک‌های شدید ناشی از زلزله قفل شده و مانع از حرکت نسبی دو بلوک مجاور نسبت به هم می‌شود. راه حل دیگر دوختن ستون‌های بالای سطح جدا شده با استفاده از پیوندهای دائمی مانند اتصال با ورق‌های فولادی همانند شکل ۶-۲۱ می‌باشد. با توجه به تغییرشکل نسبی کم در طبقات بالاتر نیاز به دوختن درز انبساط در طبقات بالاتر نمی‌باشد.



شکل ۶-۲۱- اتصال ستون‌های درز انبساطی در بالا و پایین سطح جدا شده

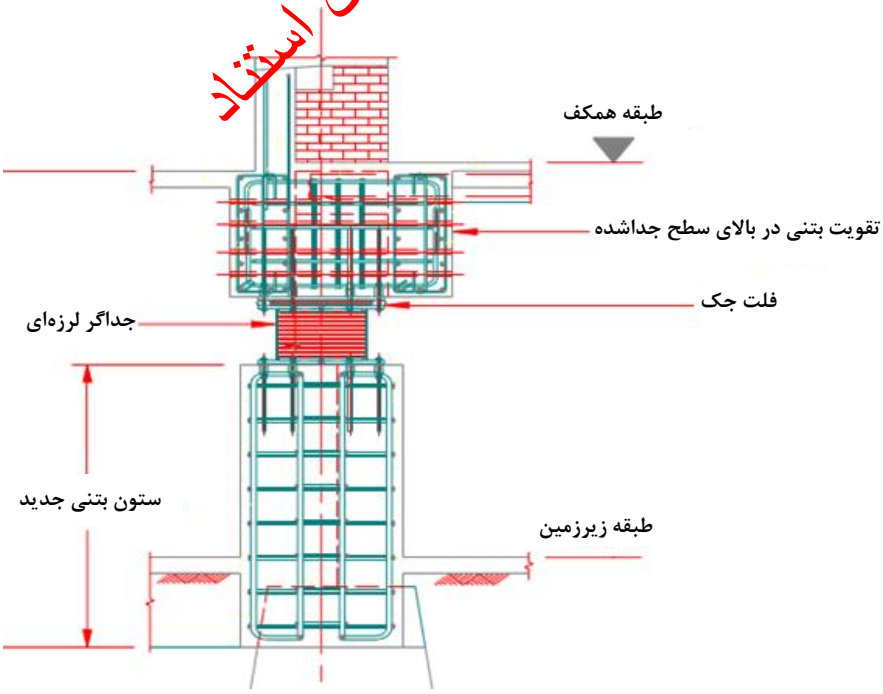
۶-۷- اجزای غیر سازه‌ای

اجزای معماری، مکانیکی و برقی در سطوح جداسازی شده مانند نما، پله برقی، قابهای پنجره، مجاری آب پشت بام، کابل‌ها، لوله‌های آتش‌نشانی و دیوارها باید در برابر حرکات جداگرها در سطح جدا شده طراحی شوند تا پس از زلزله سریعتر قابل استفاده باشند. در شکل۶-۲۲ برخی از این اجزا نشان داده شده‌اند.



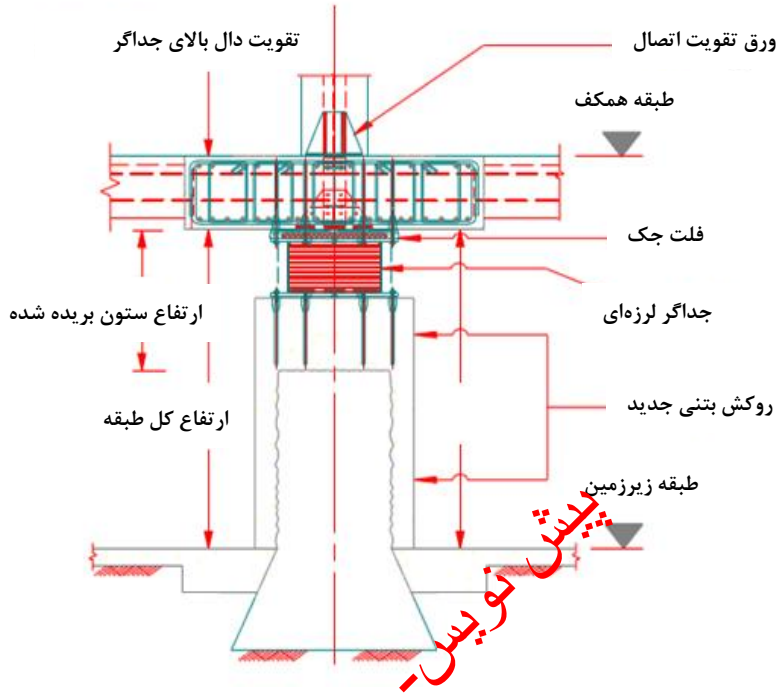
شکل ۶-۲۲- استفاده از اتصالات مناسب برای تاسیسات مکانیکی و برقی در تراز جداشده

در اشکال ۶-۲۳ تا ۶-۲۶ چند مورد از جزئیات تیپ جداسازی برای بهسازی ساختمانها ارائه شده است.



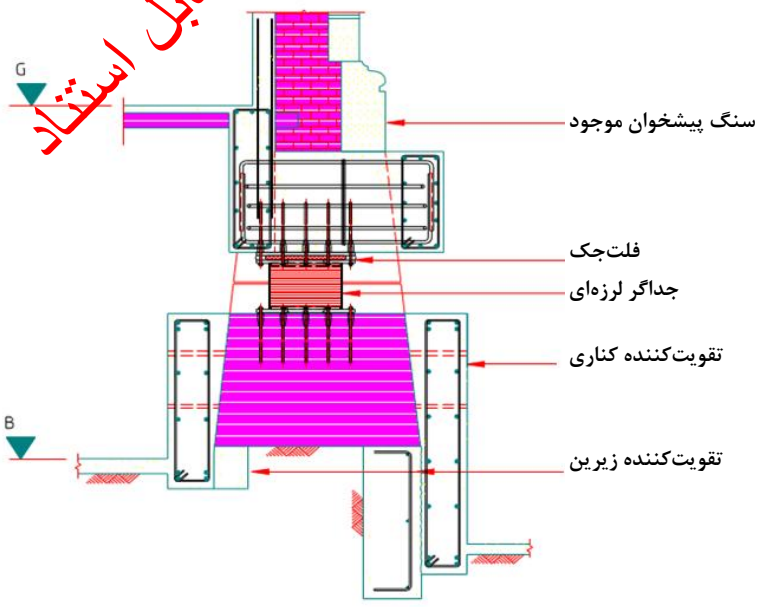
شکل ۶-۲۳- جزئیات تیپ نصب جداگر در زیر دیوار برشی باربر

پیش نویس- غیر قابل استناد

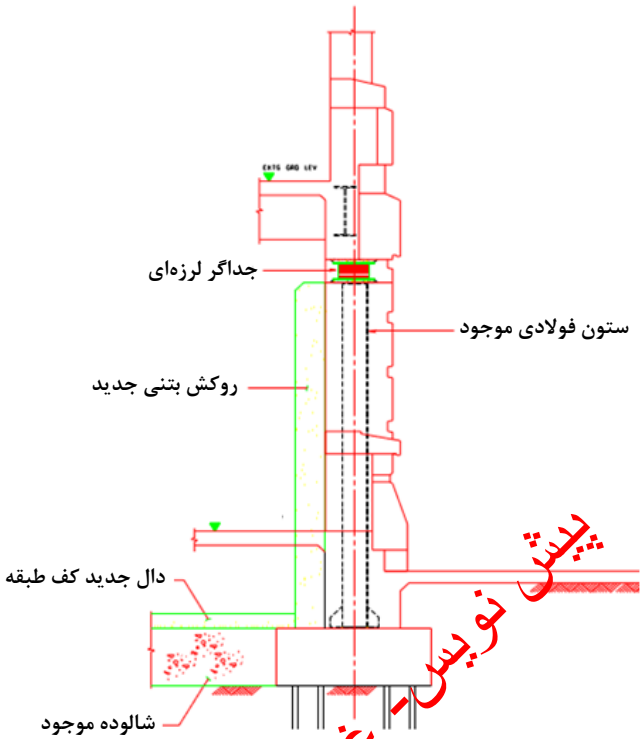


شکل ۶-۲۴- جزئیات تیپ نصب جداگر در ستون بتنی موجود

پیش نویس - غیر قابل استناد



شکل ۶-۲۵- جزئیات تیپ نصب جداگر در ساختمان بنایی موجود



شکل ۶-۲۶- جزئیات تیپ نصب جداگر در ستون‌های فولادی

پیش نویس - غیر قابل استناد

۶-۸- مراحل طراحی جداگر لرزه‌ای لاستیکی با میرایی بالا(HDR):

برای طراحی جداگر لاستیکی با میرایی بالا می‌توان به ترتیب زیر عمل نمود:

۱- تعیین وزن کل سازه (W_{DL+LL},$W_{DL+0.2\times LL}$) و بارمحوری سنگین‌ترین ستون ($P_{(DL+LL)max}$)

۲- تعیین زمان تناوب اصلی سازه (T_F) و انتخاب زمان تناوب سازه جداسازی شده (T_D)

درصورتی‌که $T_D \geq 3\times T_F$ باشد جداسازی کارایی بهتری خواهد داشت.

چنانچه $T_D \geq 3.0_{(SEC)}$ باشد نیاز به طیف طرح ویژه ساختگاه می‌باشد.

مناسب‌ترین بازه زمان تناوب هدف (T_D) بین ۲ تا ۲/۵ ثانیه می‌باشد.

۳- محاسبه سختی جانبی موثرکل جداگرها (K_{eff}):

$$K_{eff} = \frac{W_{DL+0.2\times LL}}{g}\left(\frac{2\pi}{T_D}\right)^2 \qquad (۱-۶)$$

۴- محاسبه تغییرمکان طرح(D_D):

$$D_D = \left(\frac{g}{4\pi^2}\right)\frac{S_{1D}.T_D}{B_1} \qquad (۲-۶)$$

S_{1D} = شتاب طیفی در زمان تناوب یک ثانیه ($S_{1D}=A\times B_{1D}$) برای زلزله طرح.

A = نسبت شتاب مبنای طرح منطقه

B_{1D} = ضریب بازتاب سازه در زمان تناوب یک ثانیه

B1 = ضریب میرایی که برای جداگر با نسبت میرایی β_D = 20% برابر ۱/۵ می‌باشد (نشریه ۳۶۰).

۵- محاسبه مجموع مساحت جداگرها A_{total} براساس حداکثر سطح مقطع بدست آمده از سه معیار محدودیت تنش مجاز قائم A_1، محدودیت کرنش برشی A_2 و محدودیت سختی برشی A_3.

$$A_1 = \frac{N.P_{(DL+LL)\max}}{\sigma_{all}} \qquad (۳-۶)$$

$$A_2 = \frac{6S.W_{DL+LL}}{E_C.\gamma} \qquad (۴-۶)$$

$$t = \frac{D_D}{\gamma} \qquad (۵-۶)$$

$$A_3 = \frac{K_{eff}.t}{G} \qquad (۶-۶)$$

$$A_{total} = \max\{A_1, A_2, A_3\} \qquad (۷-۶)$$

γ = کرنش برشی حداکثر لاستیک (150%)

G = مدول برشی لاستیک (0.4~1.0MPa)

σ_{all} = تنش فشاری مجاز (10MPa)

t = ضخامت مجموع لایه‌های لاستیکی بین ورق‌های فولادی

E_C = مدول فشاری قائم لاستیک و فولاد ($E_C = E\,(1+2kS^2)$)

E = مدول قائم لاستیک (3.3G~4.0G)

S = ضریب شکل جداگر ($10 \le S \le 20$)

k = ضریب اصلاح مدول ($0.5 \le k \le 1.0$)

A_{total} = مجموع مساحت تمام جداگرها

A_n = سطح مقطع یک جداگر

N = تعداد جداگرها

$$A_n = \frac{A_{total}}{N} \qquad (۸-۶)$$

۶- تعیین ضخامت لایه‌های لاستیک

برای جداگر استوانه‌ای

$$t_r = \frac{d}{4S} \qquad (۹-۶)$$

پیش نویس - غیر قابل استناد

$$t_r = \frac{a}{4S}$$ (۱۰-۶) برای جداگر مکعب مستطیلی

$$n = \frac{t}{t_r}$$ تعداد لایه‌های لاستیک بین ورق‌های فولادی

d = قطر جداگر استوانه‌ای

a = ضلع سطح جداگر مکعب مستطیلی

۷- تعیین ضخامت ورق‌های فولادی بین لایه‌های لاستیکی:

$$3mm \geq t_s \geq \frac{4t_r \times P_{(DLL+LL)max}}{A_r.F_s} \geq 2mm$$ (۱۱-۶)

A_r= مساحت همپوشانی سطوح بالا و پائین جداگر تحت تغییرمکان طرح D_D

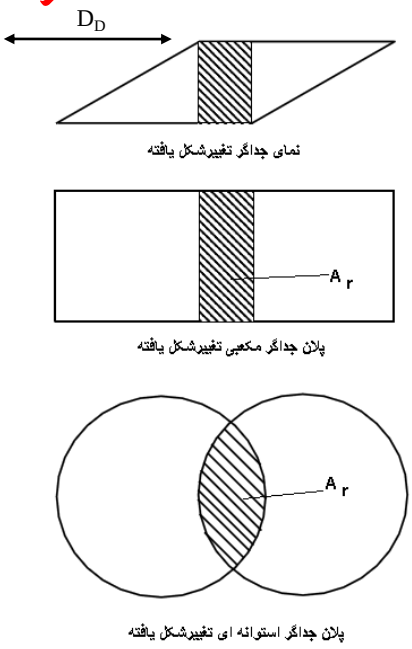
$$A_r = A\left(1-\frac{D_D}{a}\right)$$ (۱۲-۶) برای نشیمن با سطح مربعی

$$A_r = 0.5\left(d^2 \sin^{-1}\left(\frac{\varsigma}{d}\right) - D_D\varsigma\right)$$ (۱۳-۶) برای نشیمن استوانه‌ای

$$\varsigma = \sqrt{(d^2 - D_D^2)}$$ (۱۴-۶)

$F_s = 0.6F_y$: تنش مجاز ورق‌های فولادی

پیش نویس- غیر قابل استناد



شکل ۶-۲۷- مساحت همپوشانی تحت تغییرمکان طرح

۸- کنترل بار کمانش

تعیین بار بحرانی کمانش:

$$P_{crit} = \sqrt{P_S.P_E}$$

$$P_S = GA_s \quad , \quad P_E = \frac{\pi^2 (EI)_{eff}}{t^2} \quad , \quad (EI)_{eff} = E_C(\frac{1}{3})I \qquad (۱۵-۶)$$

$$SF = \frac{P_{crit}}{P_{DL+LL+EQ}} \geq 1.0$$

As = سطح ورق فولادی جداگر

I = ممان اینرسی سطح جداگر

$P_{DL+LL+EQ}$ = نیروی محوری وارد بر جداگر ناشی از بارهای ثقلی و زلزله

۹- کنترل روابط آیین‌نامه آشتو

$$\varepsilon_c = \frac{P_{DL+LL}}{K_v.t_r} \qquad \text{کرنش قائم} \qquad (۱۶-۶)$$

$$\varepsilon_{sc} = 6S.\varepsilon_c \qquad \text{کرنش برشی حاصل از بار قائم} \qquad (۱۷-۶)$$

$$K_v = \frac{E_c.A}{t_r} \qquad \text{سختی قائم یک لایه لاستیک} \qquad (۱۸-۶)$$

$$\varepsilon_{sr} = \frac{d^2.\theta}{2t_r.t} \qquad \text{کرنش برشی حاصل از چرخش جداگر}(\theta) \qquad (۱۹-۶)$$

$$\varepsilon_{sh} = \frac{D_D}{t} \qquad \text{کرنش برشی حاصل از تغییر شکل جانبی} \qquad (۲۰-۶)$$

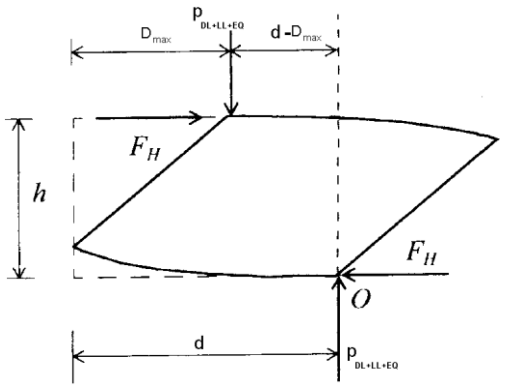
ε_u کرنش نهایی پارگی لاستیک که از آزمایش بدست می‌آید.

$$\varepsilon_{sc} \leq \frac{\varepsilon_u}{3} \qquad (۲۱-۶)$$

$$(\varepsilon_{sc} + \varepsilon_{sh} + \varepsilon_{sr}) \leq 0.75\varepsilon_u \qquad (۲۲-۶)$$

پیش نویس - غیرقابل استناد

۱۰- جلوگیری از غلتش جداگر



شکل ۶-۲۸- دیاگرام نیروهای وارد بر جداگر

$$K_H = \frac{K_{eff}}{N} \qquad (۲۳-۶)$$

$$D_{max} \le \frac{d.P_{DL+LL+EQ}}{P_{DL+LL+EQ} + K_H.h} \qquad (۲۴-۶)$$

K_H = سختی جانبی یک جداگر

D_{max} = تغییرمکان حداکثر

h = ارتفاع جداگر

۱۱- برش پایه طرح V (وارد برسازه جداسازی شده)

$$V = K_{eff}.D_D \qquad (۲۵-۶)$$

پیش نویس- غیر قابل استناد

۶-۹- مراحل طراحی جداگر لرزه‌ای لاستیکی با هسته سربی (LRB)

برای طراحی جداگر لاستیکی با هسته سربی می‌توان به ترتیب زیر عمل نمود.

۱- تعیین وزن کل سازه ($W_{DL+LL}, W_{DL+0.2\times LL}$) و بارمحوری سنگین‌ترین ستون ($P_{(DL+LL)max}$)

۲- تعیین زمان تناوب اصلی سازه (T_F) و انتخاب زمان تناوب سازه جداسازی شده (T_D)

درصورتیکه $T_D \ge 3\times T_F$ باشد جداسازی کارایی بهتری خواهد داشت.

چنانچه $T_D \ge 3.0_{(SEC)}$ باشد نیاز به طیف طرح ویژه ساختگاه می‌باشد.

مناسب‌ترین بازه زمان تناوب هدف (T_D) بین ۲ تا ۲/۵ ثانیه می‌باشد.

۳- محاسبه سختی جانبی موثر کل جداگرها (K_{eff}):

$$K_{eff} = \frac{W_{DL+0.2\times LL}}{g}\left(\frac{2\pi}{T_D}\right)^2 \qquad (۲۶-۶)$$

۴- محاسبه تغییرمکان طرح(D_D):

$$D_D = \left(\frac{g}{4\pi^2}\right)\frac{S_{1D}.T_D}{B_1} \qquad (۲۷-۶)$$

S_{1D} = شتاب طیفی طرح درزمان تناوب یک ثانیه ($S_{1D}=A\times B_{1D}$) برای زلزله طرح

A = نسبت شتاب مبنای طرح منطقه

B_{1D} = ضریب بازتاب سازه در زمان تناوب یک ثانیه

B_1 = ضریب میرایی که برای جداگر با نسبت میرایی β_D = 25% برابر ۱/۶ می‌باشد (نشریه ۳۶۰).

۵- محاسبه مساحت هسته سربی براساس درصد میرایی بحرانی (β_{eff} =25%)

۵-۱- میزان استهلاک انرژی در هر سیکل:

$$W_D = 2\pi k_{eff}.D_D{}^2.\beta_{eff} \qquad (۲۸-۶)$$

۵-۲- مقاومت تسلیم سرب:

$$Q_d \cong \frac{W_D}{4D_D} \qquad (۲۹-۶)$$

۵-۳- سختی ثانویه جداگر:

$$k_d = k_{eff} - \frac{Q_d}{D_D} \qquad (۳۰-۶)$$

۵-۴- تغییرمکان تسلیم جداگر:

$$D_y = \frac{Q_d}{k_u - k_d}, \qquad k_u \approx 10k_d \qquad (۳۱-۶)$$

۵-۵- سطح مقطع کل هسته‌های سربی:

$$A_{pb}^{total} = \frac{Q_d}{F_y^{pb}} \qquad (۳۲-۶)$$

F_y^{pb} = تنش تسلیم سرب

۵-۶- سختی مورد نیاز لاستیک‌ها:

$$k_{rubber} = k_{eff} - \frac{Q_d}{D_D} \qquad (۳۳-۶)$$

۶- محاسبه مساحت لاستیک جداگرها (A_{rub}) براساس حداکثر سطح مقطع بدست آمده از سه معیار محدودیت تنش مجاز قائم A_1، محدودیت کرنش برشی A_2 و محدودیت سختی برشی A_3.

$$A_1 = \frac{N.P_{(DL+LL)max}}{\sigma_{all}} \qquad (۳۴-۶)$$

$$A_2 = \frac{6S.W_{DL+LL}}{E_C.\gamma} \qquad (۳۵-۶)$$

پیش نویس- غیر قابل استناد

$$t = \frac{D_D}{\gamma} \qquad (۳۶-۶)$$

$$A_3 = \frac{K_{rubber} \cdot t}{G} \qquad (۳۷-۶)$$

γ = کرنش برشی حداکثر لاستیک (150%)

G = مدول برشی لاستیک (0.4~1.0MPa)

σ_{all} = تنش فشاری مجاز(10MPa)

t = ضخامت مجموع لایه‌های لاستیکی بین ورق‌های فولادی

E_C = مدول فشاری قائم لاستیک و فولاد ($E_C = E\,(1+2kS^2)$)

E = مدول قائم لاستیک (3.3G~4.0G)

S = ضریب شکل جداگر ($10 \le S \le 20$)

k = ضریب اصلاح مدول ($0.5 \le k \le 1.0$)

A_{rub} = مجموع مساحت لاستیک جداگرها

A_{total} = مساحت مجموع جداگرها (لاستیک+هسته سربی)

$$A_{total} = A_{rub} + A^{total}_{pb} \qquad (۳۸-۶)$$

A_n = سطح مقطع یک جداگر

N = تعداد جداگرها

$$A_n = \frac{A_{total}}{N} \qquad (۳۹-۶)$$

۷- تعیین ضخامت لایه‌های لاستیک

$$t_r = \frac{d}{4S} \qquad \text{برای جداگر استوانه‌ای} \qquad (۴۰-۶)$$

$$t_r = \frac{a}{4S} \qquad \text{برای جداگر مکعبی مستطیلی} \qquad (۴۱-۶)$$

تعداد لایه‌های لاستیک بین ورق‌های فولادی: $n = \frac{t}{t_r}$

d = قطر جداگر استوانه‌ای

a = ضلع سطح نشیمن

۸- تعیین ضخامت ورق‌های فولادی مابین لایه‌های لاستیک:

$$3mm \ge t_s \ge \frac{4t_r \times P_{(DL+LL)\max}}{A_r . F_s} \ge 2mm \qquad (۴۲-۶)$$

A_r = مساحت همپوشانی سطوح بالا و پائین جداگر تحت تغییر مکان طرح D_D (شکل۶-۲۷)

پیش نویس - غیر قابل استناد

$$A_r = A\left(1-\frac{D_D}{a}\right)$$ برای نشیمن با سطح مربعی (۴۳-۶)

$$A_r = 0.5\left(d^2\sin^{-1}\left(\frac{\varsigma}{d}\right)-D_D\varsigma\right)$$ برای نشیمن استوانه‌ای (۴۴-۶)

$$\xi = \sqrt{(d^2 - D_D^2)}$$ (۴۵-۶)

$F_s = 0.6F_y$:تنش مجاز ورق‌های فولادی

۹- کنترل بار کمانش

تعیین بار بحرانی کمانش:

$$P_{crit} = \sqrt{P_S.P_E}$$

$$P_S = GA_s \quad , \quad P_E = \frac{\pi^2(EI)_{eff}}{t^2} \quad , \quad (EI)_{eff} = E_C(\frac{1}{3})I$$ (۴۶-۶)

$$SF = \frac{P_{crit}}{P_{DL+LL+EQ}} \geq 1.0$$

As = سطح ورق فولادی یک جداگر

I = ممان اینرسی سطح یک جداگر

۱۰- کنترل روابط آئین‌نامه آشتو

$$\varepsilon_c = \frac{P_{(DL+LL)\max}}{K_v.t_r}$$ کرنش قائم: (۴۷-۶)

$$\varepsilon_{sc} = 6S.\varepsilon_c$$ کرنش برشی حاصل از بار قائم: (۴۸-۶)

$$K_v = \frac{E_c.A}{t_r}$$ سختی قائم یک لایه لاستیک: (۴۹-۶)

$$\varepsilon_{sr} = \frac{d^2.\theta}{2t_r.t}$$ کرنش برشی حاصل از چرخش جداگر(θ): (۵۰-۶)

$$\varepsilon_{sh} = \frac{D_D}{t}$$ کرنش برشی حاصل از تغییر شکل جانبی: (۵۱-۶)

ε_u = کرنش نهایی پارگی لاستیک که از آزمایش بدست می‌آید.

$$\varepsilon_{sc} \leq \frac{\varepsilon_u}{3}$$ (۵۲-۶)

$$(\varepsilon_{sc} + \varepsilon_{sh} + \varepsilon_{sr}) \leq 0.75\varepsilon_u$$ (۵۳-۶)

۱۱- جلوگیری از غلتش جداگر (شکل۶-۲۸)

پیش نویس - غیر قابل استناد

$$D_{max} \le \frac{d.P_{DL+LL+EQ}}{P_{DL+LL+EQ} + K_H.h} \qquad (۵۴-۶)$$

$$K_H = \frac{K_{eff}}{N} \qquad (۵۵-۶)$$

K_H = سختی جانبی یک جداگر

D_{max} = تغییرمکان حداکثر

h = ارتفاع جداگر

۱۲- برش پایه طرح V (وارد برسازه جداسازی شده)

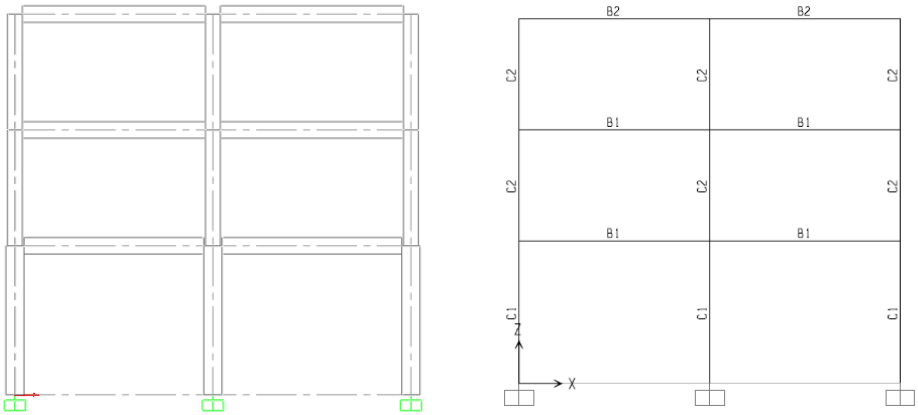
$$V = K_{eff}.D_D \qquad (۵۶-۶)$$

پیش نویس، غیر قابل استناد

۶-۱۰- مثال

۶-۱۰-۱- توصیف

مثال حاضر قاب خمشی بتنی دو بعدی (دو دهانه در سه طبقه) می‌باشد. محل احداث این سازه ناحیه‌ای با خطر نسبی زلزله بسیار زیاد فرض شده است. نوع خاک نیز براساس دسته‌بندی آیین‌نامه ۲۸۰۰ از نوع دو (II) می‌باشد. این سازه پیش از بهسازی براساس آیین‌نامه ۲۸۰۰ ویرایش ۳ و مفروضات فوق طراحی شد. سپس جهت ارتقای سطح عملکرد این سازه از روش جداگر لرزه‌ای برای بهسازی آن استفاده می‌شود. در این مثال از جداگر LRB (لاستیکی- هسته سربی) با توجه به کاربرد فراوان آن برای بهسازی لرزه‌ای استفاده شده است. در ادامه نحوه طراحی و کنترل آن ارائه شده است. در شکل ۶-۲۹ نمای دو بعدی سازه پیش از جداسازی ملاحظه می‌شود.



شکل ۶-۲۹- مدل دوبعدی قاب بتنی

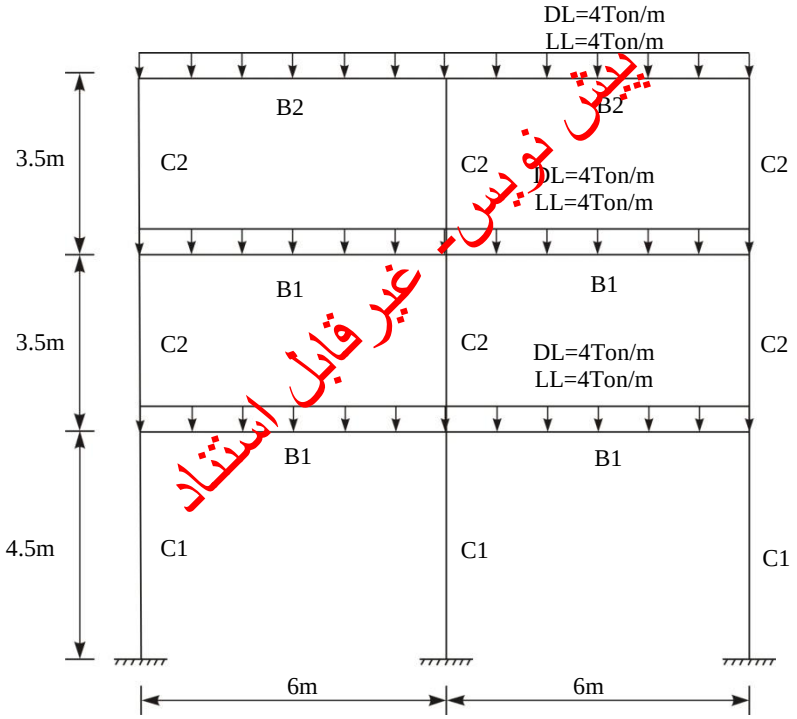
۶-۱۰-۲- طراحی قاب خمشی بتنی بر اساس آیین‌نامه۲۸۰۰

با طراحی قاب خمشی بتنی بر اساس آیین نامه ۲۸۰۰ انتظار می‌رود:

الف: با حفظ ایستایی ساختمان در زلزله‌های شدید (زلزله طرح که احتمال وقوع آن و یا زلزله‌های بزرگتر از آن در ۵۰ سال عمر مفید ساختمان کمتر از ۱۰٪ می‌باشد. زلزله با دوره‌ی بازگشت ۴۷۵ ساله)، تلفات جانی به حداقل برسد و نیز ساختمان در برابر زلزله‌های خفیف و متوسط(زلزله سطح بهره‌برداری که احتمال وقوع آن یا زلزله‌های بزرگتر از آن در ۵۰ سال عمر مفید ساختمان بیشتر از ۹۹/۵٪ می‌باشد) بدون وارد شدن آسیب عمده سازه‌ای قادر به مقاومت باشد.

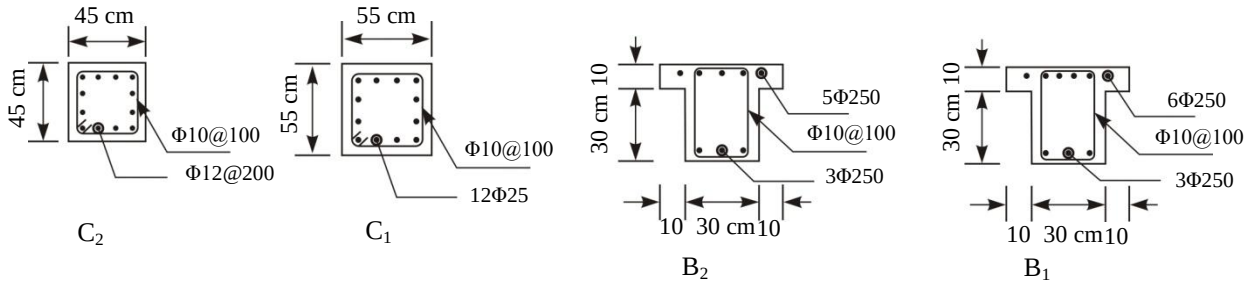
ب: با توجه به اهمیت ساختمان مورد بررسی (ساختمان با اهمیت متوسط، گروه ۳) خسارات سازه‌ای و غیر سازه‌ای در آن به حداقل برسد.

پیکربندی و بارگذاری ثقلی قاب خمشی بتنی در شکل (۶-۳۰) و مشخصات مقاطع آن در شکل (۶-۳۱) نشان داده شده است(وزن اسکلت ۲۸/۸ تن می‌باشد).



پیش نویس
غیر قابل استناد

شکل ۶-۳۰- پیکربندی و بارگذاری ثقلی قاب خمشی بتنی



شکل ۶-۳۱- مشخصات اعضای سازه‌ای قاب خمشی بتنی

مقاومت فشاری نمونه استوانه‌ای ۲۸ روزه بتن $f'_c = 250\ kg/cm^2$ و مقاومت تسلیم فولاد $f_y = 4000\ kg/cm^2$ می‌باشد.

جهت بارگذاری لرزه‌ای، برش پایه‌ی زلزله بر اساس آیین نامه ۲۸۰۰ تعیین می‌گردد.

$$V = \frac{ABI}{R}W = S_a\frac{I}{R}W$$

مشخصات لرزه‌ای سازه جهت تعیین برش پایه در جدول ۶-۱ داده شده است.

جدول ۶-۱- مشخصات لرزه‌ای سازه

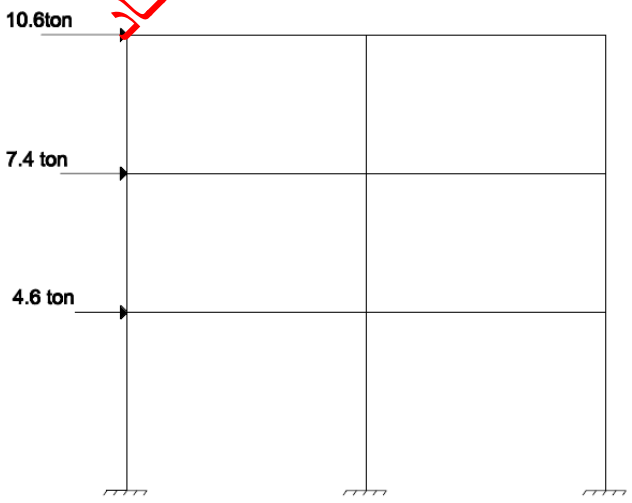
مشخصه لرزه‌ای	مقدار عددی	توضیحات
زمان تناوب اصلی سازه	$T = 0.44Sec$	$T = 0.07(H)^{3/4}$
شتاب مبنای طرح	$A = 0.35g$	محل سازه: تهران با خطر نسبی بسیار زیاد
ضریب بازتاب	$B = 2.5$	بر اساس طیف طرح استاندارد آیین‌نامه ۲۸۰۰
ضریب اهمیت	$I = 1$	ساختمان با اهمیت متوسط (گروه ۳)
ضریب رفتار	$R = 7$	قاب خمشی بتنی با شکل‌پذیری متوسط
وزن موثر سازه در زلزله	$W = 180\ ton$	$W = W_D + 20\%W_L$

پیش نویس - غیر قابل استناد

با توجه به جدول ۶-۱ برش پایه قابل محاسبه است:

$$V = \frac{ABI}{R}W = \frac{0.35\times 2.5\times 1}{7}\times 180 = 0.125\times 180 = 22.5\ ton$$

توزیع نیروی زلزله در ارتفاع در شکل ۶-۳۲ نشان داده شده است:



شکل ۶-۳۲- توزیع نیروی زلزله در ارتفاع

با توجه به بارگذاری ثقلی و لرزه‌ای، تحلیل و طراحی سازه به روش حالت حدی بر اساس ترکیب‌های بارگذاری زیر انجام می‌شود (ACI-318-99).

1) $Dcon1 = 1.4D$

2) $Dcon2 = 1.4D + 1.7L$

3) $Dcon3 = 0.75(1.4D + 1.7L + 1.87E)$

4) $Dcon4 = 0.75(1.4D + 1.7L - 1.87E)$

5) $Dcon5 = 0.9D + 1.43E$

6) $Dcon6 = 0.9D - 1.43E$

نسبت اندرکنش نیروی محوری و لنگر خمشی در ستون‌ها در شکل ۶-۳۳ نشان داده شده است. همانطور که ملاحظه می‌شود اعضای سازه طوری طراحی شده است که از حداکثر ظرفیت آنها استفاده و نسبت تنش به عدد ۱ نزدیک شود.



شکل ۶-۳۳- نسبت اندرکنش نیروی محوری و لنگر خمشی در ستون‌های قاب خمشی بتنی

تغییرمکان جانبی نسبی طبقات نیز بر اساس آیین‌نامه ۲۸۰۰ کنترل و نتایج در جدول ۶-۲ ارائه شده است. در این جدول Δ_w تغییرمکان جانبی نسبی طرح در طبقه، Δ_M تغییرمکان جانبی نسبی واقعی طرح در طبقه، Δ_{all} مقدار مجاز تغییرمکان جانبی نسبی طرح و h_i ارتفاع طبقه می‌باشد.

جدول ۶-۲- کنترل تغییرمکان جانبی نسبی طبقات

طبقه	Δ_{wi} (cm)	$\Delta_M = 0.7R\Delta_{wi}$ (cm)	$\Delta_{all} = 0.025h_i$ (cm)	$\Delta_M \le 0.025h_i$
1	1.36	6.66	11.3	Ok
2	1.77	8.67	8.8	Ok
3	1.35	6.62	8.8	Ok

ضوابط طرح لرزه‌ای برای قاب‌های خمشی بتنی با شکل‌پذیری متوسط نیز بر اساس مبحث نهم مقررات ملی ساختمان کنترل شده است. پس از طراحی سازه بر اساس آیین‌نامه ۲۸۰۰، ارزیابی لرزه‌ای آن طبق نشریه‌ی ۳۶۰ انجام می‌شود.

۶-۱۰-۳- ارزیابی لرزه‌ای سازه بر اساس نشریه‌ی ۳۶۰

مبانی وملزومات

- **سطح عملکرد ساختمان**

سطح عملکرد ساختمان ایمنی جانی می‌باشد، به طوریکه اجزای سازه‌ای آن دارای سطح عملکرد ۳ (ایمنی جانی) و اجزای غیرسازه‌ای آن دارای سطح عملکردC (ایمنی جانی) باشد.

- **سطح خطر لرزه‌ای**

سطح خطر لرزه‌ای ساختمان، سطح خطر-۱ می‌باشد. این سطح خطر معادل زلزله طرح (DBE) بر اساس آیین‌نامه ۲۸۰۰ می‌باشد.

- **هدف بهسازی**

با توجه به سطح عملکرد و سطح خطر انتخابی، هدف بهسازی مبنا برای این سازه در نظر گرفته می‌شود که در آن انتظار می‌رود تحت زلزله‌ی سطح خطر-۱، ایمنی جانی ساکنین تأمین گردد.

- **سطح اطلاعات**

سطح اطلاعات به صورت سطح اطلاعات متعارف فرض می‌شود. با توجه به جدول (۲-۱) نشریه‌ی ۳۶۰ ضریب آگاهی K برابر ۱ می‌باشد.

- **مقاومت مصالح**

کرانه‌ی پایین مقاومت فشاری بتن برابر مقاومت اسمی آن و مقاومت فشاری مورد انتظار بتن با توجه به جدول ۶-۱ نشریه‌ی ۳۶۰، ۱/۲۵ برابر کرانه‌ی پایین مقاومت فشاری بتن در نظر گرفته می‌شود. کرانه پایین مقاومت تسلیم میلگردها برابر مقاومت اسمی و مقاومت تسلیم موردانتظار میلگردها ۱/۱۵ برابر مقاومت کرانه پایین منظور می‌شود.

مقاومت فشاری کرانه پایین بتن	$f'_{CL} = 250 \quad kg/cm^2$
مقاومت فشاری مورد انتظار بتن	$f'_{CE} = 1.25 \times 250 = 312.5 \quad kg/cm^2$
مقاومت تسلیم کرانه پایین فولاد	$f_{yLB} = 4000 \quad kg/cm^2$
مقاومت تسلیم مورد انتظار فولاد	$f_{ye} = 1.15 \times 4000 = 4600 \quad kg/cm^2$

- **روش تحلیل استاتیکی خطی**
- **برآورد نیروها وتغییرشکل‌ها**

در روش تحلیل استاتیکی خطی، نیروی جانبی ناشی از زلزله (V) به صورت ضریبی از وزن کل سازه طبق رابطه‌ی زیر محاسبه می‌شود:

$$V = C_1 C_2 C_m S_a W$$

پیش نویس - غیر قابل استناد

ضرایب این رابطه طبق نشریه‌ی ۳۶۰ تعیین می‌شود:

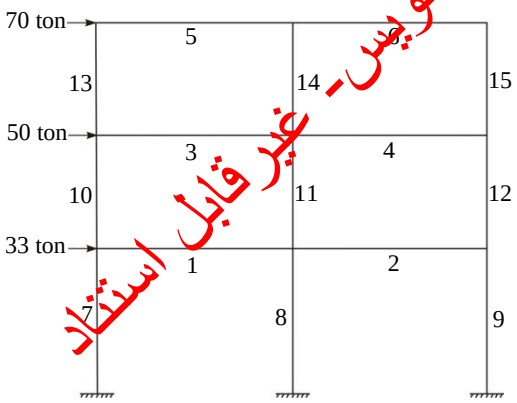
جدول ۶-۳- ضرایب برش پایه در روش تحلیل استاتیکی خطی

توضیحات	مقدار ضریب
بر اساس رابطه تجربی	$T=0.44\ \ Sec$
ضریب تصحیح برای اعمال تغییرمکان‌های غیرارتجاعی سیستم	$C_1=1.075$
ضریبی برای اعمال اثرات کاهش سختی و مقاومت اعضای سازه‌ای بر تغییرمکان‌ها به دلیل رفتار چرخشی آنها	$C_2=1$
جهت اعمال اثر مودهای بالاتر	$C_m=0.9$
شتاب طیفی $(S_a=A\times B=0.35\times 2.5=0.875)$	S_a
وزن مؤثر $W_D+20\%W_L$	$W=180\ \ ton$

$$V=C_1C_2C_mS_aW=1.075\times 1\times 0.9\times 0.875W=0.85\times 180=153\ \ ton$$

در شکل زیر توزیع نیروی زلزله در ارتفاع نشان داده شده است.

پیش نویس - غیر قابل استناد



شکل ۶-۳۴- توزیع نیروی زلزله در ارتفاع

- **کنترل ضوابط محدوده‌ی کاربرد روش استاتیکی خطی**

طبق نشریه ۳۶۰ استفاده از روش استاتیکی خطی هنگامی مجاز است که شرایط زیر برقرار باشد:

۱- نسبت نیرو به ظرفیت ($DCR=Q_{UD}/Q_{CE}$) برای هر تلاش (نظیر نیروی محوری، لنگر خمشی و نیروی برشی، بدون لحاظ اثرات اندرکنشی) درهر عضو اصلی که بزرگترین این نسبت، تلاش بحرانی را مشخص می‌کند، کمتر از ۲ باشد.

۲- اگر نسبت نیرو به ظرفیت حتی در یکی از اعضای اصلی بیش از ۲ باشد باید هر سه شرط زیر برقرار باشد:

۲-۱- انقطاع درسیستم باربر جانبی درصفحه و خارج از صفحه وجود نداشته باشد.

۲-۲- متوسط نسبت نیروی برشی به ظرفیت برشی اعضای هر طبقه بیش از ۲۵٪ با متوسط نسبت نیروی برشی به ظرفیت برشی یک طبقه بالاتر یا پایین‌تر اختلاف نداشته باشد. متوسط نسبت نیروی برشی به ظرفیت برشی با استفاده از نسبت وزنی مطابق رابطه زیر محاسبه می‌شود.

$$\overline{DCR} = \frac{\sum_{i=1}^{n} DCR_i V_i}{\sum_{i=1}^{n} V_i}$$

در این رابطه V_i نیروی برشی در عضو i از طبقه مورد نظر با فرض رفتار ارتجاعی سازه و DCR_i نسبت نیرو به ظرفیت برای تلاش بحرانی در عضو i و n تعداد کل اعضای طبقه مورد نظر می‌باشد.

۲-۳- نسبت نیرو به ظرفیت برای تلاش بحرانی دراثر پیچش در هر عضو از طبقه بیش از ۵۰٪ با عضو واقع شده در سمت مقابل آن نسبت به مرکز پیچش اختلاف نداشته باشد.

۳- زمان تناوب اصلی ساختمان کوچکتر از T_s ۳/۵ باشد، مشروط بر آن که تعداد طبقات ساختمان از ۲۰ طبقه تجاوز نکند.

۴- تغییر ابعاد پلان در طبقات متوالی به استثنای خرپشته کمتر از ۴۰ درصد باشد.

۵- حداکثر تغییر مکان جانبی در هر طبقه و در هر راستا کمتر از ۱/۵ برابر تغییر مکان متوسط آن طبقه باشد.

۶- تغییر مکان متوسط جانبی در هر طبقه، به استثنای خرپشته کمتر از ۵۰ درصد با طبقه بالا یا پایین آن اختلاف داشته باشد.

۷- سازه دارای سیستم باربر جانبی متعامد باشد.

پیش نویس - غیر قابل استناد

پس از بیان شرایط مربوط به محدوده‌ی کاربرد روش استاتیکی خطی، این شرایط برای قاب خمشی بتنی مورد بررسی در این گزارش کنترل می‌گردد:

۱- مقدار نسبت نیرو به ظرفیت ($DCR=Q_{UD}/Q_{CE}$) برای تلاش‌های ایجاد شده در تیرها و ستون‌ها به ترتیب در جداول ۶-۴ و ۶-۵ تعیین شده است. ملاحظه می‌شود مقدار نسبت نیرو به ظرفیت برای تمام تلاش‌ها کمتر از ۲ نمی باشد. بنابراین شرط ۲ باید بررسی گردد.

جدول ۶-۴- مقادیر DCR در تیرها

شماره تیر	V_{UD} (ton)	V_{CE} (ton)	DCR_V	M_{UD} (ton.m)	M_{CE} (ton.m)	DCR_M
1	42.3	47.6	0.89	64	18.8	3.4
2	42.3	47.6	0.89	64	18.8	3.4
3	40.6	47.6	0.87	59.2	18.8	3.1
4	406	47.6	0.87	59.2	18.8	3.1
5	31.64	47.6	0.66	34.5	18.8	1.8
6	31.64	47.6	0.66	34.5	18.8	1.8

جدول ۶-۵- مقادیر DCR در ستون‌ها

شماره ستون	P_{UD} (ton)	P_{CE} (ton)	DCR_R	V_{UD} (ton)	V_{CE} (ton)	DCR_V	M_{UD} (ton.m)	M_{CE} (ton.m)	DCR_M
7	123.8	847.0	0.1	50.0	67.0	0.7	191.0	57.0	3.3
8	115.8	847.0	0.1	59.6	67.0	0.9	206.0	57.0	3.6
9	123.7	847.0	0.1	49.6	67.0	0.7	191.0	57.0	3.3
10	76.7	561.0	0.1	37.8	49.0	0.8	59.2	31.0	1.9
11	76.3	561.0	0.1	53.0	49.0	1.1	81.7	31.0	2.6
12	76.7	561.0	0.1	37.9	49.0	0.8	59.2	31.0	1.9
13	33.2	561.0	0.1	23.7	49.0	0.5	54.5	31.0	1.7
14	38.7	561.0	0.1	37.4	49.0	0.8	74.4	31.0	2.4
15	33.2	561.0	0.1	23.6	49.0	0.5	54.4	31.0	1.7

۲- چون نسبت نیرو به ظرفیت در برخی موارد بیشتر از ۲ شده است، هر سه شرط زیر باید برقرار باشد:

۲-۱- انقطاع درسیستم باربر جانبی در صفحه و خارج از صفحه وجود ندارد.

۲-۲- متوسط نسبت نیروی برشی به ظرفیت برشی اعضای هر طبقه در جدول ۶-۶ محاسبه شده است. ملاحظه می‌شود این شرط با تقریب خوبی کنترل شده است.

پیش نویس - غیر قابل استناد

جدول ۶-۶- محاسبه DCR متوسط طبقات

FLOOR1				FLOOR2				FLOOR3			
ID	$DCR_{i,cr}$	V_i	$DCR_{i,cr}*V_i$	ID	$DCR_{i,cr}$	V_i	$DCR_{i,cr}*V_i$	ID	$DCR_{i,cr}$	V_i	$DCR_{i,cr}*V_i$
7	3.3	49.98	164.93	10	1.9	37.79	71.80	13	1.73	23.69	41.00
8	3.6	59.58	214.50	11	2.6	52.97	137.72	14	2.36	37.38	88.30
9	3.3	49.58	163.60	12	1.09	37.89	72.00	15	1.73	23.59	40.81
1	3.40	42.34	143.96	3	3.10	40.63	125.95	5	1.80	31.64	57.00
2	3.40	42.27	143.72	4	3.10	40.60	125.86	6	1.80	31.64	56.95
∑		243.75	830.71	∑		209.88	533.33	∑		147.94	284.06
$DCR_{avg,1}$=		3.40		$DCR_{avg,2}$=		2.54		$DCR_{avg,3}$=		1.92	

$$\frac{\overline{DCR_1}-\overline{DCR_2}}{\overline{DCR_1}}\times 100=\frac{3.4-2.54}{3.4}\times 100=25\%$$

$$\frac{\overline{DCR_2}-\overline{DCR_3}}{\overline{DCR_2}}\times 100=\frac{2.54-1.92}{2.54}\times 100=24\%$$

۲-۳- با توجه به اینکه قاب بتنی مورد بررسی دوبعدی و متقارن است، در آن پیچش اتفاق نمی‌افتد و این شرط کنترل می‌گردد.

۳- با توجه به مقادیر زمان تناوب و تعداد طبقات شرط سوم نیز کنترل می‌شود.

$T = 0.44 < 3.5T_s$

تعدادطبقات : $n = 3 < 20$

۴- تغییر ابعاد در پلان وجود ندارد.

۵- با توجه به دو بعدی بودن مسئله حداکثر تغییرمکان جانبی هر طبقه با مقدار متوسط آن برابر است و در نتیجه این شرط نیز کنترل می‌گردد.

مقدار تغییرمکان متوسط جانبی در هر طبقه در جدول۶-۷ مشخص شده است.

جدول ۶-۷- کنترل تغییرمکان متوسط جانبی

طبقه	تغییرمکان متوسط جانبی (cm)
۱	۸/۸
۲	۱۹/۸
۳	۲۸

$$\frac{\Delta_2-\Delta_1}{\Delta_2}\times 100=\frac{19.8-8.8}{19.8}\times 100=55\%$$

$$\frac{\Delta_3-\Delta_2}{\Delta_3}\times 100=\frac{28-19.8}{28}\times 100=29\%$$

بنابراین شرط ۷ به طور تقریبی کنترل می‌گردد.

۶- این شرط نیز با توجه به دو بعدی بودن مسئله کنترل می‌شود.

بنابراین با توجه به کنترل تمام شرایط محدوده‌ی کاربرد روش استاتیکی خطی، استفاده از این روش مجاز می‌باشد.

پیش نویس - غیر قابل استناد

- **کنترل معیارهای پذیرش**

در این قسمت پس از تشریح نحوه کنترل معیارهای پذیرش، به منظور مقایسه نتایج عددی، نسبت تنش موجود به تنش مجاز در طراحی براساس آیین‌نامه ۲۸۰۰ با نسبت معیارهای پذیرش مقایسه می‌گردد.

- **تلاش‌های کنترل شونده توسط تغییرشکل**

تلاش‌های کنترل شونده توسط تغییرشکل توسط ترکیبات بارگذاری زیر برآورد می‌گردد:

$$Q_{UD}=Q_G\pm Q_E$$

$$1)Q_{UD1}=1.1Q_D+1.1Q_L+Q_E$$

$$2)Q_{UD2}=1.1Q_D+1.1Q_L-Q_E$$

$$3)Q_{UD3}=0.9Q_D+Q_E$$

$$4)Q_{UD4}=0.9Q_D-Q_E$$

پس از تعیین تلاش‌ها، معیارهای پذیرش بر اساس رابطه‌ی زیر کنترل می‌گردد.

$$Q_{UD}<m\kappa Q_{CE}$$

در این رابطه Q_{CE} ظرفیت مورد انتظار و m ضریب اصلاح برمبنای رفتار غیرخطی عضو می‌باشد.

خمش در تیرها به عنوان تلاش کنترل شونده توسط تغییرشکل تلقی می‌گردد. ضریب m برای خمش در تیرها طبق نشریه‌ی ۳۶۰ تعیین می‌شود. ضریب آگاهی K نیز برابر ۱ در نظر گرفته شده است. نتایج کنترل معیار پذیرش خمش در تیرها بر اساس ترکیب بار بحرانی در جدول۶-۸ ارائه شده است.

جدول ۶-۸- کنترل معیار پذیرش خمش در تیرها

شماره عضو	M_{UD} (ton.m)	$m\kappa M_{CE}$ (ton.m)	$\frac{M_{UD}}{m\kappa M_{CE}}$	طراحی براساس آیین‌نامه ۲۸۰۰ $\frac{M_u}{\phi M_n}$
1	64.0	56.4	1.13	0.97
2	64.0	56.4	1.13	0.97
3	59.2	56.4	1.05	0.97
4	59.2	56.4	1.05	0.97
5	34.5	84.6	0.41	0.90
6	34.5	84.6	0.41	0.90

پیش نویس - غیر قابل استناد

- **تلاش‌های کنترل شونده توسط نیرو**

تلاش‌های کنترل شونده توسط نیرو با ترکیبات بارگذاری زیر بررسی می‌شود:

$$Q_{UF} = Q_G \pm \frac{Q_E}{C_1 C_2 J}$$

ضرایب C_1 و C_2 و C_3 در جدول ۶-۳ مشخص گردید. ضریب J نیز طبق نشریه‌ی ۳۶۰ برای منطقه با خطر نسبی زیاد و بسیار زیاد برابر ۲ در نظر گرفته می‌شود.

$$C_1 = 1.075 \quad , \quad C_2 = 1$$

$$J = 2$$

1) $Q_{UF1} = 1.1Q_D + 1.1Q_L + 0.47Q_E$
2) $Q_{UF2} = 1.1Q_D + 1.1Q_L - 0.47Q_E$
3) $Q_{UF3} = 0.9Q_D + 0.47Q_E$
4) $Q_{UF4} = 0.9Q_D - 0.47Q_E$

پس از تعیین تلاش‌ها، معیارهای پذیرش بر اساس رابطه‌ی زیر کنترل می‌گردد.

$$Q_{UF} < \kappa Q_{CL}$$

در این رابطه Q_{CL} ظرفیت کرانه‌ی پایین و κ ضریب آگاهی می باشد. برش در تیرها وستون‌ها به عنوان تلاش کنترل شونده توسط نیرو تلقی می‌گردد. نتایج کنترل معیار پذیرش برش در تیرها و ستون‌ها بر اساس ترکیب بار بحرانی در جداول ۶- ۹ و ۶-۱۰ ارائه شده است.

جدول ۶-۹- کنترل معیار پذیرش برش در تیرها

شماره عضو	V_{UF} (ton)	κV_{CL} (ton)	$\frac{V_{UF}}{\kappa V_{CL}}$	طراحی بر اساس آیین نامه ۲۸۰۰ $\frac{V_u}{\varphi V_n}$
1	28.6	41.8	0.68	0.97
2	28.5	41.8	0.68	0.97
3	27.9	41.8	0.67	0.97
4	27.8	41.8	0.67	0.97
5	24.0	41.8	0.57	0.83
6	23.9	41.8	0.57	0.83

جدول ۶-۱۰- کنترل معیار پذیرش برش در ستون‌ها

شماره عضو	V_{UF} ton	κV_{CL} ton	ارزیابی به روش استاتیکی خطی $\frac{V_{UF}}{kV_{CL}}$	طراحی بر اساس آیین نامه ۲۸۰۰ $\frac{V_u}{\varphi V_n}$
7	25.1	58.9	0.43	0.94
8	28.0	58.9	0.48	0.94
9	24.9	58.9	0.43	0.94
10	20.0	43.1	0.46	0.93
11	24.9	43.1	0.58	0.93
12	20.0	43.1	0.46	0.93
13	-15.0	43.1	0.35	0.93
14	17.6	43.1	0.41	0.93
15	14.9	43.1	0.35	0.93

ویرایش نویس - غیرقابل استناد

- **کنترل اندرکنش نیروی محوری و لنگر خمشی در ستون‌ها**

برای ستون‌های بتنی که تحت اثر توأم نیروی محوری و خمش دو محوره قرار دارند، مقاومت باید با درنظر گرفتن اثر خمش دو محوره به دست آید. در صورتی که روش‌های خطی استفاده شود، نیروی محوری طراحی، P_{UF}، باید براساس ترکیب بارهای کنترل شونده توسط نیرو مطابق نشریه ۳۶۰ به دست آید. لنگرهای طراحی، M_{UD}، باید حول هر محور اصلی براساس ترکیب بارهای کنترل شونده توسط تغییرشکل بدست آید. ملاک پذیرش براساس معادله زیر است:

$$\left[\frac{M_{UD_x}}{m_x \kappa M_{CE_x}}\right]^2 + \left[\frac{M_{UD_Y}}{m_y \kappa M_{CE_y}}\right]^2 \le 1$$

که در آن:

M_{UD_x} = لنگر خمشی طراحی حول محور x برای نیروی محوری P_{UF}

M_{UD_y} = لنگر خمشی طراحی حول محور y برای نیروی محوری P_{UF}

M_{CE_x} = مقاومت خمشی مورد انتظار حول محور x با حضور نیروی محوری P_{UF}

M_{CE_y} = مقاومت خمشی مورد انتظار حول محور y با حضور نیروی محوری P_{UF}

κ = ضریب آگاهی

m_x= ضریب m ستون برای خمش حول محور x

m_y= ضریب m ستون برای خمش حول محور y

با توجه به اینکه قاب خمشی بتنی در این مثال دو بعدی در نظر گرفته شده است نیاز به کنترل خمش دو محوره نبوده و رابطه فوق به صورت زیر ساده می‌شود:

$$\left[\frac{M_{UD}}{m\ \kappa M_{CE}}\right] \le 1$$

نتایج کنترل معیار پذیرش ستون‌ها در جدول ۶-۱۱ خلاصه شده است.

پیش نویس - غیر قابل استناد

جدول ۶-۱۱- کنترل معیار پذیرش در ستون‌ها

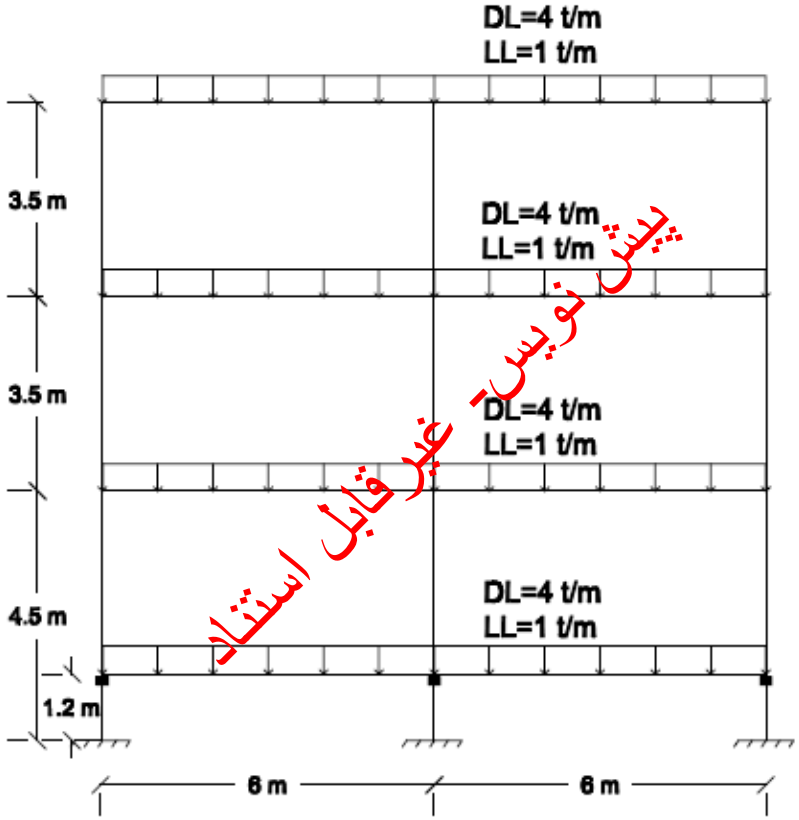
شماره عضو	P_{UF} (ton)	P_{CL} (ton)	$\frac{P_{UF}}{P_{CL}}$	$\left[\frac{M_{UD}}{m\ \kappa M_{CE}}\right]$	طراحی بر اساس آیین نامه ۲۸۰۰
7	90	700	0.13	1.05	0.87
8	116	700	0.17	1	0.85
9	90	700	0.13	1.05	0.87
10	56	460	0.12	0.52	0.78
11	76	460	0.17	0.73	0.78
12	56	460	0.12	0.52	0.78
13	25	460	0.05	0.53	1.01
14	39	460	0.08	0.72	0.71
15	25	460	0.05	0.53	1.01

۶-۱۰-۴- بهسازی به روش جداسازی لرزه‌ای

با توجه به مسائل اجرایی، نصب جداگر در پائین‌ترین تراز ستون هم از نظر برش ستون و هم از نظر نصب جداگر راحت‌تر می‌باشد. ولی به دلیل افزایش ضریب کمانش ستون بریده شده نسبت به ستون بریده نشده لازم است کـه اتکـای جـانبی

ستون بریده شده در تراز بالای سطح برش بوسیله کلاف‌بندی افقی تامین گردد. البته این کلاف به همراه کف صلب برای سرویس‌دهی طبقه همکف ایجاد می‌شود. لازم به ذکر است که تراز کف افقی ایجاد شده باید حداقل ۱/۲ متر بالاتر از کف موجود باشد تا بازرسی جداگرها امکان‌پذیر باشد.

با توجه به ایجاد کف جدید بارهای مرده و زنده که بر روی کف طبقه همکف (روی زمین) قرار گرفته بودند. اکنون برروی این کف قرار میگیرند. بنابراین بارگذاری جدید در شکل ۶-۳۵ نشان داده شده است



شکل ۶-۳۵- بارگذاری ثقلی قاب خمشی جدید

همانطور که در بالا ملاحظه می‌شود با ایجاد کف جدید، بارگذاری ثقلی تغییر پیداکرده و بارگذاری جانبی سیستم جداسازی شده بصورت زیر انجام می‌شود:

- **روش استاتیکی خطی**

روش استاتیکی خطی(LSP) درجداسازی لرزه‌ای مبتنی بر تغییرمکان است که از معادلات ساده برای تعیین پاسخ سازه جدا شده استفاده می‌شود. اگر چه این روش خطی می‌باشد، لیکن روابط سختی موثر و میرایی موثر از خصوصیات غیرخطی جداگر حاصل شده است. در این روش فرض می‌شود روسازه صلب است وتغییرمکانهای جانبی ابتدا در سیستم جداسازی اتفاق می‌افتد.

- **طراحی جداگر لرزه‌ای:**

۱- تعیین وزن کل سازه (W_{DL+LL}, $W_{DL+0.2\times LL}$) و بار محوری سنگین‌ترین ستون($P_{(DL+LL)max}$)

W_{DL+LL} = 272.4 ton

$P_{(DL+LL)max}$ =136.2 ton

$W_{DL+0.2\times LL}$ = 234 ton

۲- تعیین زمان تناوب اصلی سازه T_F و زمان تناوب سازه جداسازی شده T_D

زمان تناوب هدف برابر ۲ ثانیه انتخاب می‌گردد.

$$T_{fix} = 0.07H^{3/4} = 0.07\times(10.3)^{0.75} = 0.40(\sec)$$
$$T_D = 2\sec \geq 3T_{fix} = 3\times 0.40 = 1.2(\sec)$$

۳- محاسبه سختی جانبی موثرکل جداگرها (K_{eff}):

$$K_{effD} = \left(\frac{4\pi^2}{T_D{}^2}\right)\frac{W_{DL+0.2LL}}{g} = \left(\frac{4\pi^2}{2^2}\right)\times\frac{234}{9.81} = 235.4\ (\text{ton.m})$$

۴- محاسبه تغییرمکان طرح (D_D):

با فرض نسبت میرایی بحرانی برابر ۲۵ درصد برای جداگر لاستیکی- سربی داریم (نشریه ۳۶۰):

$$\beta_1 = 25\% \rightarrow B_1 = 1.6$$

$$T_1 = 1(\sec) \rightarrow T_1 > T_s \rightarrow B_{1D} = (S+1)\left(\frac{T_s}{T_1}\right)^{2/3} = (1.5+1)\left(\frac{0.5}{1}\right)^{2/3} = 1.57$$

$$S_{1D} = A\times B_{1D} = 0.35\times 1.57 = 0.55$$

$$D_D = \left[\frac{g}{4\pi^2}\right].\frac{S_{1D}\,T_D}{B_1} = \left[\frac{9.81}{4\pi^2}\right]\frac{0.55\times 2}{1.6} = 0.17\ \text{m}$$

۵- محاسبه مساحت هسته سربی براساس درصد میرایی بحرانی (β_{eff} = 25%)

۵-۱- میزان استهلاک انرژی در هر سیکل:

$$W_D = 2\pi k_{eff}.D_D{}^2.\beta_{eff} = 2\times\pi\times 235.4\times 0.17^2\times 0.25 = 10.69\ \text{tom.m}$$

۵-۲- مقاومت تسلیم سرب:

$$Q_d \cong \frac{W_D}{4D_D} = \frac{10.69}{4\times 0.17} = 15.72\ \text{ton}$$

۵-۳- سختی ثانویه جداگرها:

$$k_d = k_{eff} - \frac{Q_d}{D_D} = 235.4 - \frac{15.72}{0.17} = 143\ \text{ton/m}$$

$$k_u \approx 10k_d$$

۵-۴- تغییرمکان تسلیم جداگرها:

$$D_y = \frac{Q_d}{k_u - k_d} = \frac{15.72}{9\times 143} = 0.012\ \text{m}$$

پیش نویس- غیر قابل استناد

۵-۵- سطح مقطع کل هسته‌های سرب:

$$A_{pb}^{total}=\frac{Q_d}{F_y^{pb}}=\frac{15.72}{1200}=0.013\ \ m^2$$

شعاع هسته‌ها:

$$A_{pb}^{N}=\frac{A_{pb}^{total}}{N}=\frac{0.013}{3}=0.0043\ \ m^2 \qquad R_{lead}=4\ \ cm$$

$$Q_d=18\ \ ton$$

۵-۶- سختی مورد نیاز لاستیک‌ها:

$$k_{rubber}=k_{eff}-\frac{Q_d}{D_D}=235.4-\frac{18}{0.17}=129.5\ \ ton.m$$

۶- محاسبه مساحت لاستیک جداگرها (A_{rub}) براساس حداکثر سطح مقطع بدست آمده از سه معیار محدودیت تنش مجاز قائم A_1، محدودیت کرنش برشی A_2 و محدودیت سختی برشی A_3.

$$A_1=\frac{N.P_{(DL+LL)max}}{\sigma_{all}}=\frac{3\times136.2}{1000}=0.408\ \ m^2$$

$$A_2=\frac{6S.W_{DL+LL}}{E_C.\gamma}=\frac{6\times12\times272.4}{50000\times1.5}=0.2615\ \ m^2$$

$$t=\frac{D_D}{\gamma}=\frac{0.17}{1.5}=0.12\ \ m$$

$$A_3=\frac{K_{rubber}.t}{G}=\frac{129.5\times0.12}{50}=0.31\ \ m^2$$

$$A_{total}=A_{rub}+A^{total}_{pb}=0.408+0.013=0.421\ \ m^2$$

$$A_n=\frac{A_{total}}{N}=\frac{0.421}{3}=0.14\ \ m^2\ ,\ d=0.50\ \ m$$

پیش نویس- غیر قابل استناد

۷- تعیین ضخامت لایه‌های لاستیک

$$t_r=\frac{d}{4S}=\frac{50}{4\times12.5}=1\ \ cm$$

$$n=\frac{t}{t_r}=\frac{12}{1}=12$$

۸- تعیین ضخامت ورق‌های فولادی مابین لایه‌های لاستیک: (جنس ورق از فولاد ST52 می‌باشد)

$$t_S=\frac{4t_r.P_{(DL+LL)max}}{A_r.F_S}=\frac{4\times1\times136.2\times10^3}{0.1128\times10^4\times(0.6\times3600))}=0.22cm\geq2mm \qquad t_S=2.5mm$$

$$A_r=0.5\left(0.5^2\sin^{-1}\left(\frac{0.47}{0.50}\right)-0.17\times0.47\right)=0.1128m^2$$

$$\xi=\sqrt{(d^2-D_D^2)}=\sqrt{\left(0.50^2-0.17^2\right)}=0.47$$

۹- کنترل بار کمانش

$$P_{crit} = \sqrt{P_S.P_E}$$

$$I = \frac{\pi d^4}{64} = \frac{\pi \times 0.5^4}{64} = 0.00307 \ \ m^4$$

$$P_S = GA_s = 50 \times \pi(0.24^2 - 0.04^2) = 8.8 \ \ ton$$

$$P_E = \frac{\pi^2 (EI)_{eff}}{t^2} = \frac{\pi^2 (51)}{0.12^2} = 34955 ton$$

$$(EI)_{eff} = E_C(\frac{1}{3})I = 50000 \times \frac{0.00307}{3} = 51 \ \ ton.m^2$$

$$P_{crit} = \sqrt{P_S.P_E} = \sqrt{8.8 \times 34955} = 554.6 ton$$

$$SF = \frac{P_{crit}}{P_{DL+LL+EQ}} = \frac{554.6}{166} = 3.34 \geq 1.0$$

۱۰-کنترل روابط آشتو

کرنش بزشی حاصل از بار قائم از روابط زیر به دست می آید:

$$K_v = \frac{E_C.A}{t_r} = \frac{50000 \times \pi \times 0.25^2}{0.01} = 9.8 \times 10^5 \ ton/m$$

$$\varepsilon_C = \frac{P_{(DL+LL)max}}{K_V.t_r} = \frac{136.2}{9.8 \times 10^5 \times 0.01} = 0.0139$$

$$\varepsilon_{SC} = 6S.\varepsilon_C = 6 \times \frac{50}{4} \times 0.0139 = 1.043$$

کرنش نهایی پارگی الاستیک (ε_u) حاصل از آزمایش معمولا در حدود ۵۰۰ درصد به دست می‌آید.

$$\varepsilon_{SC} \leq \frac{\varepsilon_u}{3} = \frac{5}{3} = 1.66 \Rightarrow 1.043 \leq 1.66 \ O.K$$

۱۱-جلوگیری از غلتش جداگر

$$K_H = \frac{K_{eff}}{N} = \frac{185.6}{3} = 61.87 \ \ ton/m$$

h=12×1+11×0.25+2×2.5=19.75cm

$$D_{max} \leq \frac{d.P_{DL+LL+EQ}}{P_{DL+LL+EQ} + K_H \times h} = \frac{0.5 \times 166}{166 + 61.8 \times 0.198} = 0.46m$$

۱۲- برش پایه طرح V:

$$k_{eff} = k_{rubber} + \frac{Q_d}{D_D} = \frac{G.A_{rubber}}{t} + \frac{Q_d}{D_D} = \frac{50 \times \pi(0.25^2 - 0.04^2)}{0.12} + \frac{18}{0.17} = 185.6 \ \ ton/m$$

$$V = K_{eff}.D_D = 185.6 \times 0.17 = 31.55 \ \ ton$$

- **توزیع نیرو در ارتفاع ساختمان: (تحلیل استاتیکی)**

پیش نویس - غیر قابل استناد

تمام برش پایه V در ارتفاع سازه فوقانی سیستم جداساز طبق رابطه زیر باید توزیع شود:

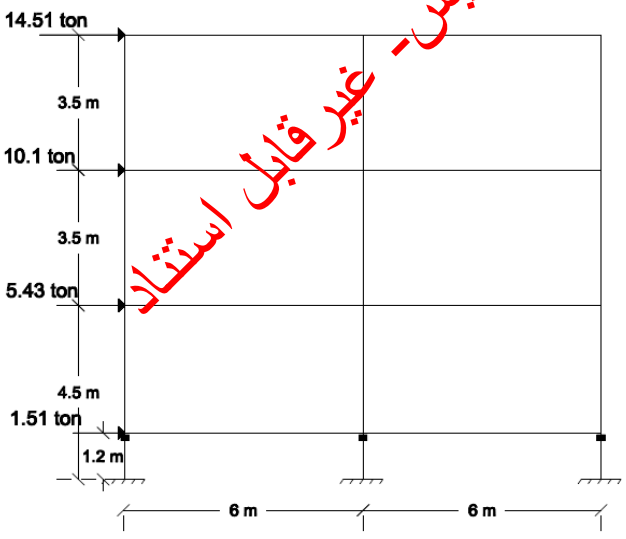
$$F_i = \frac{w_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} w_j h_j} V_s$$

جدول ۶-۱۲- جدول توزیع بار جانبی در ارتفاع سازه

طبقه	وزن طبقه W_i (ton)	ارتفاع طبقه H_i (m)	ارتفاع از پایه h_i (m)	$w_i h_i$ (ton.m)	F_i (ton)	V_i (ton)	M_i (t.m)
2	68.1	3.5	11.5	783.2	14.51	14.51	50.78
1	68.1	3.5	8	544.8	10.1	24.61	136.92
همکف	68.1	3.3	4.3	292.8	5.43	30.04	263.05
جدید	68.1	1.2	1.2	81.7	1.51	31.55	273.9
جمع	180	11.5	—	1702.5	31.55	—	

پیش نویس - غیر قابل استناد

در شکل ۶-۳۶ توزیع بار زلزله سطح خطر یک برای مدل جدید نشان داده شده است.



شکل ۶-۳۶- نمای بارگذاری استاتیکی برروی قاب جداسازی شده با کف جدید

- **کنترل معیار پذیرش [۷]**

در این قسمت پس از تشریح نحوه کنترل معیارهای پذیرش، به منظور مقایسه نتایج عددی، نسبت تنش موجود با معیارهای پذیرش کنترل می‌گردد.

در روش خطی اجزای ساختمان جداسازی شده باید برای نیروها و تغییرشکل‌ها طبق روابط زیر با ضریب $m=1$ کنترل شوند:

کنترل شونده توسط تغییرشکل $\qquad mκQ_{CE} \geq Q_{UD}$

کنترل شونده توسط نیرو $\kappa Q_{CL} \geq Q_{UF}$

- **تلاش‌های کنترل شونده توسط تغییرشکل [۷]**

تلاش‌های کنترل شونده توسط تغییرشکل توسط ترکیبات بارگذاری زیر بدست می‌آید:

$$1) Q_{UD1} = 1.1Q_D + 1.1Q_L + Q_E$$
$$2) Q_{UD2} = 1.1Q_D + 1.1Q_L - Q_E$$
$$3) Q_{UD3} = 0.9Q_D + Q_E$$
$$4) Q_{UD4} = 0.9Q_D - Q_E$$

پس از تعیین تلاش‌ها، معیارهای پذیرش براساس رابطه زیر کنترل می‌شود:

$$mk Q_{CE} \geq Q_{UD}$$

در رابطه فوق Q_{CE} ظرفیت مورد انتظار و m ضریب اصلاح بر مبنای رفتار غیر خطی عضو می‌باشد.

خمش در تیرها بعنوان تلاش کنترل شونده توسط تغییرشکل تلقی می‌شود. و ضریب m در سازه جداشده برای تیرها ۱ در نظرگرفته می‌شود. یعنی عملاً سطح عملکرد مدنظر برای ارزیابی سازه سطح عملکرد استفاده‌ی بدون وقفه (IO) می‌باشد. ضریب آگاهی κ در اینجا برابر یک در نظر گرفته شده است.

نتایج کنترل معیار پذیرش خمش در تیرها براساس ترکیب بارگذاری در مدل بهسازی شده به شرح جدول ۶-۱۳ می‌باشد.

پیش نویس - غیر قابل استناد

جدول ۶-۱۳- کنترل معیار پذیرش خمش در تیرها در سطح خطر-۱

شماره عضو	M_{UD} (ton.m)	M_{CE} (ton.m)	$m\kappa M_{CE}$ (ton.m)	بهسازی شده $\frac{M_{UD}}{m\kappa M_{CE}}$	بهسازی نشده $\frac{M_{UD}}{m\kappa M_{CE}}$	طراحی براساس آئین‌نامه ۲۸۰۰ $\frac{M_u}{\phi M_n}$
6	-30.83	34.3	34.3	0.9	1.13	0.97
5	-30.83	34.3	34.3	0.9	1.13	0.97
4	-38.01	42.8	42.8	0.9	1.05	0.97
3	-38.01	42.8	42.8	0.9	1.05	0.97
2	-42.85	42.8	42.8	1	0.41	0.9
1	-42.85	42.8	42. 8	1	0.41	0.9
Added beam-1	-41.59	42.8	42.8	1	-	-
Added beam-2	-41.59	42.8	42.8	1	-	-

- **تلاش‌های کنترل شونده توسط نیرو [۷]**

تلاش‌های کنترل شونده توسط نیرو توسط ترکیبات بارگذاری زیر بدست می‌آید:

$$Q_{UF} = Q_G \pm \frac{Q_E}{C_1 C_2 J}$$

C_1=1, C_2=1, J=1

مطابق نشریه شماره ۳۶۰، در مورد سازه‌های جداسازی شده ضرائب C_0، C_1، C_2 و J باید مساوی یک اختیار شوند:

$C_1=1$, $C_2=1$, $J=1$

همانطور که در بالا ملاحظه می‌شود نیروی زلزله بدون کاهش اعمال می‌شود.

$$1)Q_{UD1}=1.1Q_D+1.1Q_L+1.0Q_E$$
$$2)Q_{UD2}=1.1Q_D+1.1Q_L-1.0Q_E$$
$$3)Q_{UD3}=0.9Q_D+1.0Q_E$$
$$4)Q_{UD4}=0.9Q_D-1.0Q_E$$

پس از تعیین تلاش‌ها، معیارهای پذیرش براساس رابطه زیر کنترل می‌شود:

$$\kappa Q_{CL} \geq Q_{UF}$$

در این رابطه Q_{CL} ظرفیت کرانه پائین و κ ضریب آگاهی می‌باشد. برش در تیرها و ستون‌ها بعنوان تلاش کنترل شونده توسط نیرو تلقی می‌گردد. نتایج کنترل معیار پذیرش برش در تیرها و ستون‌ها براساس ترکیب بار بحرانی در ادامه ارائه شده است.

نتایج کنترل معیار پذیرش برای نیروی برشی در تیرها و ستون‌ها براساس ترکیب بار بحرانی در مدل بهسازی شده به شرح جداول ۶-۱۴ و ۶-۱۵ می‌باشد.

پیش نویس- غیر قابل استناد

جدول ۶-۱۴- کنترل معیار پذیرش برش در تیرها

شماره عضو	V_{UF} (ton)	κV_{CL} (ton)	بهسازی شده $\frac{V_{UF}}{\kappa V_{CL}}$
6	22.34	41.8	0.53
5	22.34	41. 8	0.53
4	24.5	41.8	0.59
3	24.5	41.8	0.59
2	26.04	41.8	0.62
1	26.04	41.8	0.62
Added beam-1	26	41.8	0.62
Added beam-2	26	41.8	0.62

جدول ۶-۱۵- کنترل معیار پذیرش برش در ستون‌ها

شماره عضو	V_{UF} (ton)	κV_{CL} (ton)	بهسازی شده $\frac{V_{UF}}{\kappa V_{CL}}$
7	18.3	58.9	0.31
10	12.11	43.1	0.28
13	11.75	43.1	0.27
8	20.16	58.9	0.34
11	13.53	43.1	0.31
14	10.1	43.1	0.23
9	18.3	58.9	0.31
12	12.1	43.1	0.28
15	11.76	43.1	0.27
Sub column-1	13.9	58.9	0.24
Sub column-2	13.9	58.9	0.24
Sub column-3	13.9	58.9	0.24

پیش نویس- غیر قابل استناد

- **کنترل اندرکنش نیروی محوری و لنگر خمشی در ستون‌ها[۷]**

برای ستون‌های بتنی که تحت اثر توام نیروی محوری و لنگر خمشی دو محوره قرار دارند، مقاومت باید با در نظر گرفتن اثر خمش دو محوره به دست آید. در صورتی که از روش‌های خطی استفاده شود، نیروی محوری طراحی، P_{UF}، باید براساس ترکیب بارهای کنترل شونده توسط نیرو بدست آید. لنگرهای طراحی، M_{UD}، باید حول هر محور اصلی براساس ترکیب بارهای کنترل شونده توسط تغییرشکل بدست آید. ملاک پذیرش براساس معادله زیر است:

$$\left[\frac{M_{UD_X}}{m_x \kappa M_{CE_X}}\right]^2 + \left[\frac{M_{UD_y}}{m_y \kappa M_{CE_y}}\right]^2 \le 1.0$$

عبارات بالا عبارتند از:

M_{UD_x} = لنگر خمشی طراحی حول محور x برای نیروی محوری P_{UF}

M_{UD_y} = لنگر خمشی طراحی حول محور y برای نیروی محوری P_{UF}

M_{CE_y} = مقاومت خمشی مورد انتظار حول محور x برای نیروی محوری P_{UF}

M_{CE_y} = مقاومت خمشی مورد انتظار حول حول محور y برای نیروی محوری P_{UF}

κ = ضریب آگاهی

m_x = ضریب m ستون برای خمش حول محور x

m_y = ضریب m ستون برای خمش حول محور y

لازم به ذکر است که ضریب m در سازه جداشده برای ستون‌ها برابر ۱ در نظرگرفته می‌شود. یعنی عملاً سطح عملکردمدنظر برای ارزیابی سازه بدون وقفه (Operational) می‌باشد.

با توجه به اینکه قاب مورد نظر دوبعدی می‌باشد. لذا رابطه کنترل خمش به رابطه زیر تبدیل می‌شود:

$$\left[\frac{M_{UD_y}}{m_y \kappa M_{CE_y}}\right] \leq 1.0$$

نتایج کنترل معیار پذیرش اندرکنش نیروی محوری و خمش در ستون‌ها به شرح جدول ۶-۱۶ می‌باشد.

جدول ۶-۱۶- کنترل معیار پذیرش اندرکنش نیروی محوری و خمش در ستون‌ها

شماره عضو	P_{UF} (ton)	M_{UD} (ton.m)	$\delta_S M_{UD}$	mkM_{CE} (ton.m)	بهسازی شده $\frac{\delta_S M_{UD}}{mkM_{CE}}$
7	81.34	36.2	47.06	67.8	0.69
10	48.83	23.96	28.4	55.18	0.51
13	22.38	27.45	26.28	50.53	0.52
8	116.48	38.44	50	68.8	0.73
11	76.14	26.56	34.97	56.23	0.62
14	38.81	22.75	20.55	51.69	0.40
9	81.34	36.2	47.02	67.8	0.69
12	48.83	23.96	28.39	40.41	0.70
15	22.38	27.45	26.28	48.07	0.55
Sub column-1	101.91	16.7	25.05	68	0.37
Sub column-2	151.44	16.7	25.05	73.5	0.34
Sub column-3	101.91	16.7	25.05	68	0.37

پیش نویس غیر قابل استناد

- **نتیجه‌گیری ارزیابی سازه بهسازی شده با جداگر لرزه‌ای**

با توجه به اینکه نیروی زلزله برای کنترل اعضای کنترل شونده توسط نیرو بدون کاهش بوده و همچنین ضریب m=1 درنظر گرفته می‌شود لذا عملاً عملکرد سازه بهسازی شده با جداگر لرزه‌ای در سطح قابلیت استفاده بدون وقفه کنترل می‌شود. باتوجه به نتایج بالا، سازه بهسازی شده مزبور برای زلزله سطح خطر یک به سطح عملکرد سازه‌ای استفاده بدون وقفه دست یافته است.

فصل ۷

میراگر در بهسازی سازه‌ها

پیش نویس- غیر قابل استناد

۷-۱- مقدمه

در بهسازی لرزه‌ای سازه‌ها یکی از روش‌های کاهش نیروی جانبی ناشی از زلزله استفاده از میراگرها می‌باشد.

در حین زلزله انرژی زیادی به سازه اعمال می‌گردد. این انرژی به دو صورت جنبشی و پتانسیل (کرنشی) بر سازه اعمال می‌گردد که به طریقی جذب یا مستهلک می‌گردد. اگر سازه فاقد میرایی باشد ارتعاش آن پیوسته خواهد بود اما بدلیل وجود میرایی در مصالح، ارتعاش کاهش می‌یابد. انرژی وارد بر سازه در اثر زلزله مطابق رابطه (۷-۱) محاسبه می‌شود:

$$E = E_K + E_S + E_h + E_d \qquad (۷-۱)$$

در رابطه فوق E انرژی ورودی زلزله، E_K انرژی جنبشی E_S انرژی کرنشی قابل بازگشت در محدوده الاستیک، E_h مقدار انرژی اتلاف شده به واسطه تغییر شکل غیرالاستیک و E_d مقدار انرژی مستهلک شده به وسیله میراگر الحاقی می‌باشد.

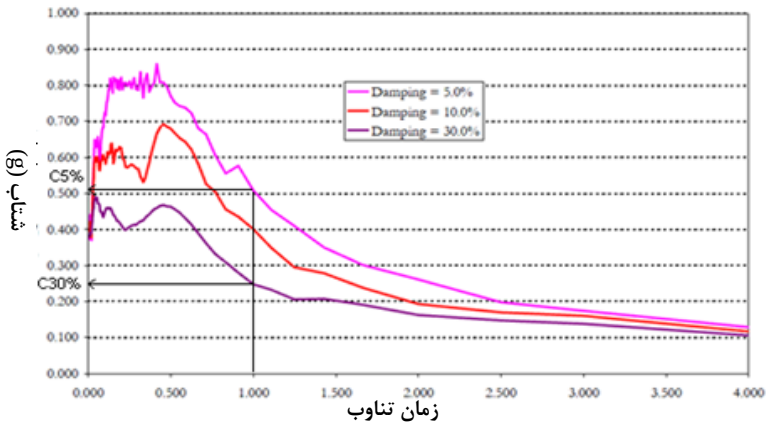
در سیستم‌های جداسازی لرزه‌ای، استفاده از سیستم‌های مستهلک کننده انرژی، جایگاه ویژه‌ای را به خود اختصاص داده‌اند. افزایش میرائی با استفاده از روشهای مختلفی نظیر تسلیم واسطه‌ی فلزی نرم، اصطکاک دو فلز بر روی هم، حرکت یک پیستون درون یک ماده لزج و یا رفتار ویسکوالاستیک در موادی از جنس شبیه لاستیک امکان‌پذیر می‌باشد.

از دیدگاه تحلیلی، میراگرها به دو نوع وابسته به تغییرمکان و وابسته به سرعت تقسیم می‌شوند. از دیدگاه رفتاری انواع میراگرها عبارتند از: ۱. اصطکاکی ۲. تسلیمی ۳. آلیاژی ۴. ویسکوز ۵. جرمی ۶. ویسکو الاستیک (ترکیب ویسکوز و تسلیمی) از نظر رفتاری این میراگرها می‌توانند وابسته به تغییرمکان و وابسته به سرعت باشند که در بندهای مربوطه توضیح داده می‌شود.

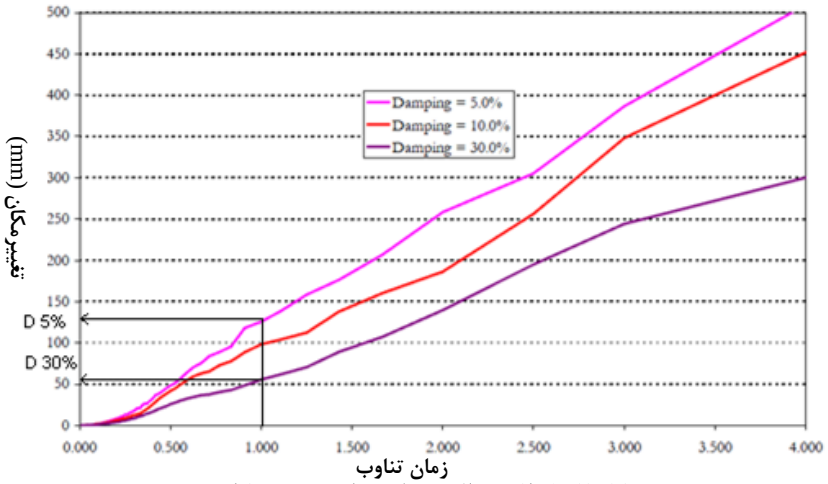
پیش نویس - غیر قابل استناد

۷-۲- اثر میرایی بر پاسخ سازه

افزایش میرایی باعث کاهش پاسخ سازه (شتاب و تغییرمکان) می‌شود. افزایش میرایی در زمان تناوب‌های پائین (نزدیک به صفر) بر مقدار طیف اثری ندارد و در زمان تناوب‌های بالا نیز اثر کمی بر روی شتاب پاسخ دارد. شکل‌های ۷-۱ و ۷-۲ بیشترین اثر افزایش میرایی را در زمان تناوب‌های ۰/۳ تا ۲/۵ ثانیه نشان می‌دهد.



شکل ۷-۱- اثر میرائی بر طیف پاسخ شتاب



شکل ۷-۲- اثر میرائی بر طیف پاسخ تغییرمکان

در آئین‌نامه‌های طراحی و بهسازی لرزه‌ای اثر میرایی با تعریف ضریب میرایی (B) که تابعی از درصد میرایی بحرانی (β) است مشخص می‌شود. این ضریب برای دو حالت زمان تناوب‌های کوتاه (B_S) و زمان تناوب یک ثانیه (B_1) تعریف شده است. دامنه عمل (B_S) بر روی منحنی طیف پاسخ بین زمان تناوب $0.2T_o$ تا T_o است. T_o زمان تناوب انتقال از محدوده شتاب ثابت به سرعت ثابت طیف می‌باشد(شکل ۷-۳). از ضریب (B_1) نیز برای کاهش طیف در زمان تناوب‌های بالاتر از T_o استفاده می‌شود. مقادیر ضریب میرایی براساس درصد میرایی بحرانی در جدول ۷-۱ ارائه شده است. در روش استاتیکی خطی با میراگر وابسته به تغییرمکان، درصد میرایی بحرانی موثر (β_{eff}) سازه توسط رابطه (۷-۲) محاسبه می‌شود:

$$\beta_{eff} = \beta + \frac{\sum_j W_j}{4\pi W_K} \qquad (۷-۲)$$

پارامترهای روابط فوق به شرح زیر می‌باشد:

β = میرایی سیستم قاب‌بندی ساختمان که باید مساوی ۵ درصد فرض شود مگر اینکه میرایی دیگری موردنظر باشد.

W_j= در میراگر وابسته به تغییرمکان، عبارتست از کار انجام شده توسط میراگر j ام در یک چرخه کامل تحت تغییرمکان‌های δ_i کف‌های طبقات.

W_K= حداکثر انرژی کرنشی قاب است که از رابطه (۷-۳) به دست می‌آید.

$$W_K = \frac{1}{2}\sum_i F_i \delta_i \qquad (۷-۳)$$

F_i = نیروی اینرسی در کف طبقه i ام بوده و عمل جمع روی کلیه کف‌های i انجام می‌گیرد.

در روش استاتیکی خطی با میراگر وابسته به سرعت، درصد میرایی بحرانی موثر (β_{eff}) سازه توسط رابطه (۷-۴) محاسبه می‌شود:

پیش نویس غیر قابل استناد

$$\beta_{eff} = \beta + \frac{\sum_j W_j}{4\pi W_K} \qquad (۴-۷)$$

که برای میراگر ویسکوز خطی از رابطه (۷-۵) محاسبه می‌شود:

$$\beta_{eff} = \beta + \frac{T\sum_j C_j \cos^2\theta_j \phi_{rj}^2}{4\pi \sum_i \left[\frac{W_i}{g}\right]\phi_i^2} \qquad (۵-۷)$$

پارامترهای روابط فوق به شرح زیر می‌باشند:

β = میرایی سیستم قاب‌بندی ساختمان که باید مساوی ۵ درصد فرض شود مگر اینکه میرایی دیگری موردنظر باشد.

T= زمان تناوب اصلی سازه بهسازی شده که در محاسبه آن سختی وسایل وابسته به سرعت نیز محسوب شده است.

C_j= ثابت میرایی وسیله j ام

δ_{rj}= تغییرمکان نسبی بین دو انتهای وسیله j ام در امتداد محور این وسیله

θ_j= زاویه شیب وسیله نقلیه j ام با افق

ϕ_{rj}= تغییرمکان نسبی بین دو انتهای وسیله j ام در مود اول در جهت افقی

W_i= وزن موجود طبقه i ام

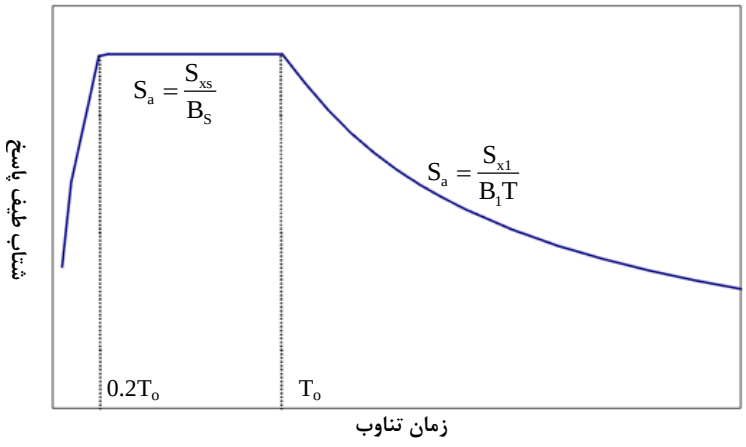
ϕ_i= تغییرمکان طبقه i ام در مود اول

W_j = در وسایل وابسته به سرعت کار انجام شده توسط میراگر ویسکوز خطی j ام در یک چرخه کامل بارگذاری است که توسط رابطه (۷-۶) حساب می‌شود:

$$W_j = \frac{2\pi^2}{T} C_j \delta_{rj}^2 \qquad (۶-۷)$$

W_K= حداکثر انرژی کرنشی قاب است که از رابطه (۷-۳) به دست می‌آید.

پیش نویس غیر قابل استناد



شکل ۷-۳- طیف پاسخ طرح براساس ضریب میرائی

جدول ۷-۱- ضرایب B_1 و B_S برحسب درصد میرایی موردنظر (β)

B_1	B_S	β
۰/۸	۰/۸	≤۲
۱/۰	۱/۰	۵
۱/۲	۱/۳	۱۰
۱/۵	۱/۸	۲۰
۱/۷	۲/۳	۳۰
۱/۹	۲/۷	۴۰
۲/۰	۳/۰	≥۵۰

پیش نویس - غیر قابل استناد

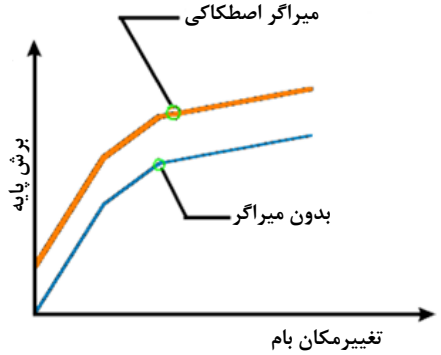
۷-۳- انواع میراگرها

همانطور که گفته شد، میراگرها براساس عملکرد آنها به انواع اصطکاکی، تسلیمی، ویسکوز، ویسکوالاستیک، آلیاژی جرمی دسته‌بندی می‌گردند.

از مزایای استفاده از میراگرها می‌توان به جذب انرژی زیاد، سادگی در نصب و تعویض آنها و همچنین هماهنگی با سایر اعضای سازه اشاره نمود.

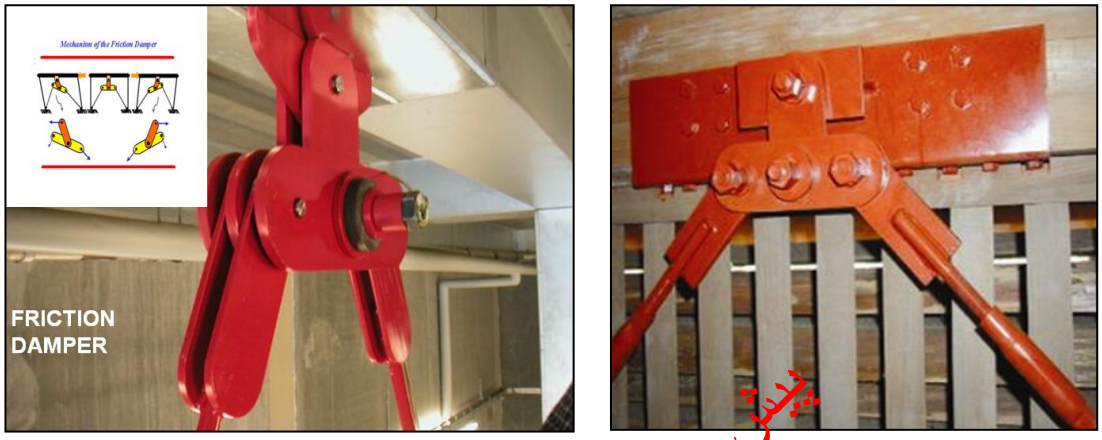
۷-۳-۱- میراگرهای اصطکاکی

در این نوع میراگر که از نظر تحلیلی وابسته به تغییرمکان هستند، انرژی زلزله صرف غلبه بر اصطکاک موجود در سطح تماس قطعات می‌شود. از ویژگی‌های دیگر این میراگرها می‌توان به عدم ایجاد خستگی در بارهای بهره‌برداری (به دلیل فعال نشدنِ میراگرها تحت این بارها) و وابسته نبودن عملکرد آنها به سرعت بارگذاری و دمای محیط اشاره نمود. این میراگرها به موازات مهاربندها نصب می‌شوند.



شکل ۷-۴- تأثیر استفاده از میراگرهای اصطکاکی بر منحنی ظرفیت سازه

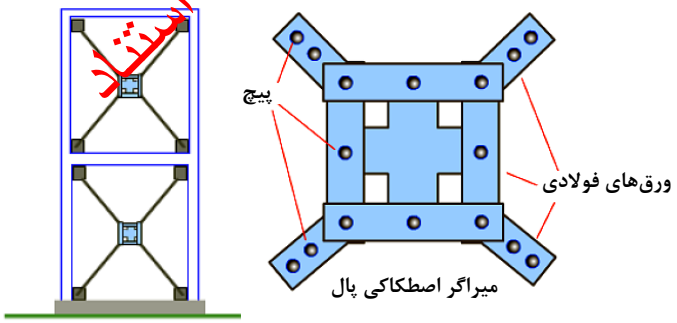
در شکل ۷-۵، میراگرهای اصطکاکی چرخشی نشان داده شده است. به علت رفتار بسیار ساده و سهولت در نصب و ساخت، این نوع میراگر به یکی از متداول‌ترین میراگرهای اصطکاکی تبدیل شده است.



شکل ۷-۵- استفاده از میراگرهای اصطکاکی چرخشی در مقاوم سازی

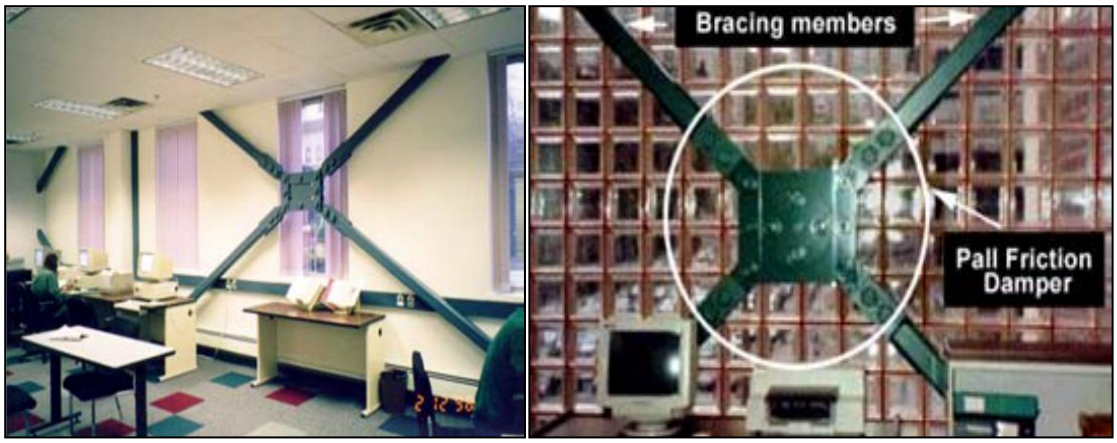
پیش نویس - غیر قابل استناد

نوع دیگر میراگرهای اصطکاکی، میراگر اصطکاکی پال (Pall) می‌باشد (شکل ۷-۶). این میراگر شامل یک مهار و چند سری ورق فولادی به همراه پیچ‌های اصطکاکی می‌باشد که در بخش میانی بادبند نصب می‌شوند. ورق‌های فولادی توسط پیچ‌های پُرمقاومت به یکدیگر متصل شده که نسبت به یکدیگر تحت نیروی مشخصی لغزش می‌کنند.





شکل ۷-۶- استفاده از میراگرهای اصطکاکی پال (Pall) در مقاوم سازی



شکل ۷-۶ (ادامه)- استفاده از میراگرهای اصطکاکی پال (Pall) در مقاوم سازی

۷-۳-۲- میراگرهای تسلیمی

پیش نویس- غیر قابل استناد

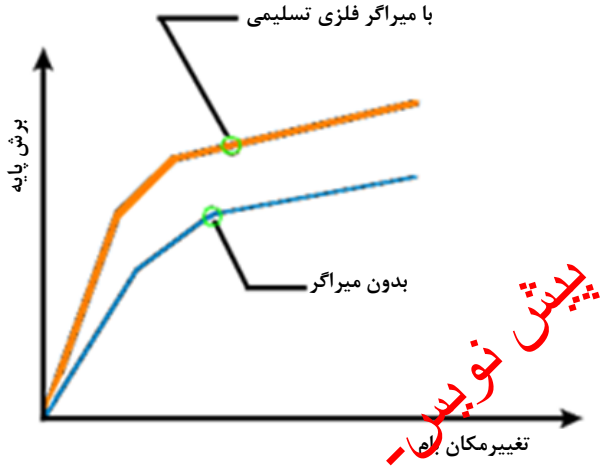
این میراگر که از لحاظ تحلیلی، وابسته به تغییرمکان است، انرژی منتقل شده به سازه صرف تسلیم و رفتار غیر خطی در قطعات بکار رفته می‌شود. در این میراگرها از تغییرشکل فرا الاستیک فلزاتِ شکل‌پذیری مانند فولاد و سرب به منظور اتلاف انرژی استفاده می‌شود.

در تمام سازه‌های معمولی اتلاف انرژی بر شکل‌پذیریِ اعضای فولادی پس از تسلیم متکی است.



شکل ۷-۷- نمونه‌هایی از انواع میراگرهای فلزی تسلیمی

در مهاربندها استفاده از میراگرهای فلزی تسلیمی متداول‌تر می‌باشد. این نوع میراگرها اغلب از چند ورق فولادی موازی تشکیل می‌شوند و در ترکیب با سیستم بادبندی، نقش جذب و اتلاف انرژی را بر عهده می‌گیرند. این قسمت از مهاربند به عنوان فیوز در سازه عمل نموده و با تمرکز رفتار غیر خطی در خود، مانع از بروز رفتار غیر خطی و آسیب در سایر اجزای اصلی و فرعی سازه می‌گردد.

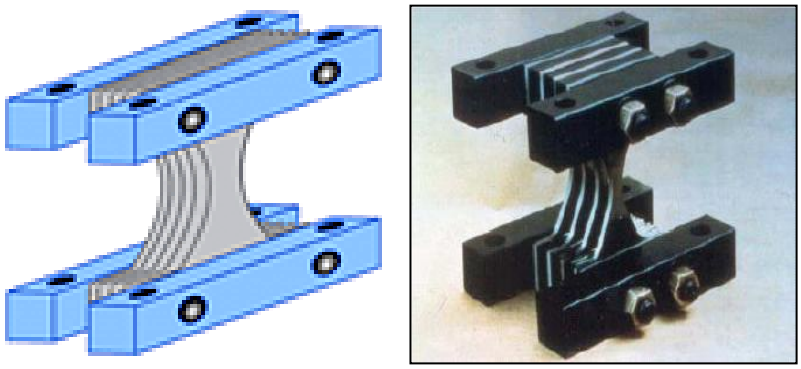


شکل ۷-۸- تأثیر استفاده از میراگرهای فلزی تسلیمی بر منحنی ظرفیت سازه

پیش نویس - غیر قابل استناد

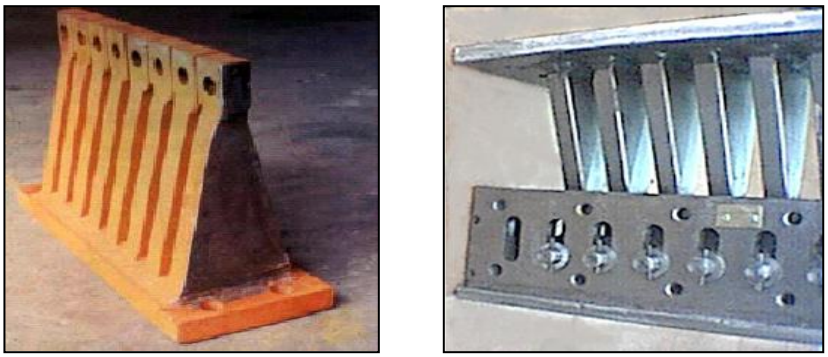
میراگرهای فلزی X شکل، از کارایی قابل توجهی برخوردار می‌باشند. تسلیم گسترده در تمام حجم فولاد، تأمین میرایی هیسترتیک و اتلاف انرژی فوق‌العاده از خصوصیات منحصر به فرد این نوع میراگر می‌باشد.

این میراگرها ضمن تأمین میرایی از سختی جانبی بالایی برخوردار بوده و به همین جهت با عنوان میرایی و سختی افزوده(ADAS[1])، نامگذاری شده است.



شکل ۷-۹- میراگر X-ADAS

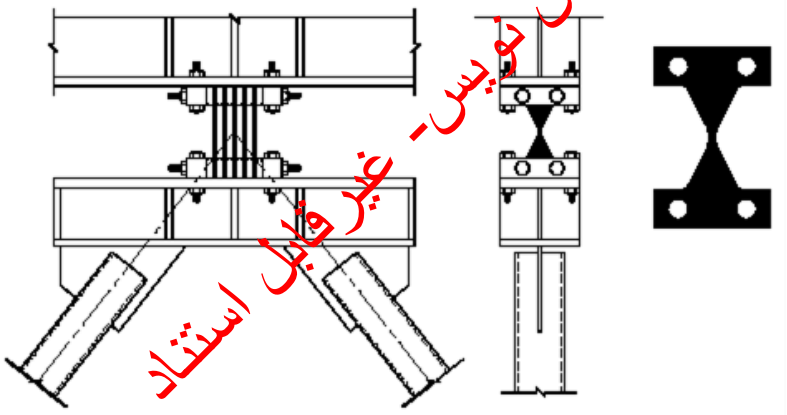
1- Added Damping And Stiffness



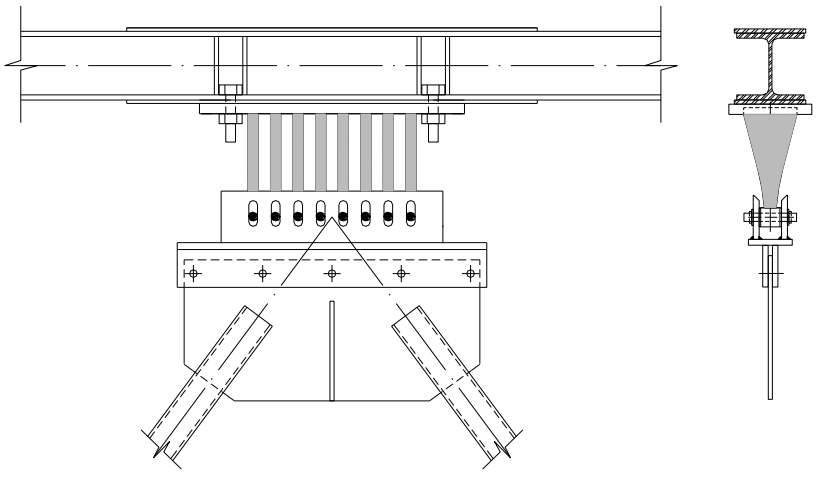
شکل ۷-۱۰- میراگر T-ADAS

این میراگرها معمولاً بین راس مهاربندهای جناقی و تیر طبقه نصب می‌شوند. با پیش‌بینی اتصالات مناسب، این میراگرها در قابهای بتنی نیز قابل نصب می‌باشند.

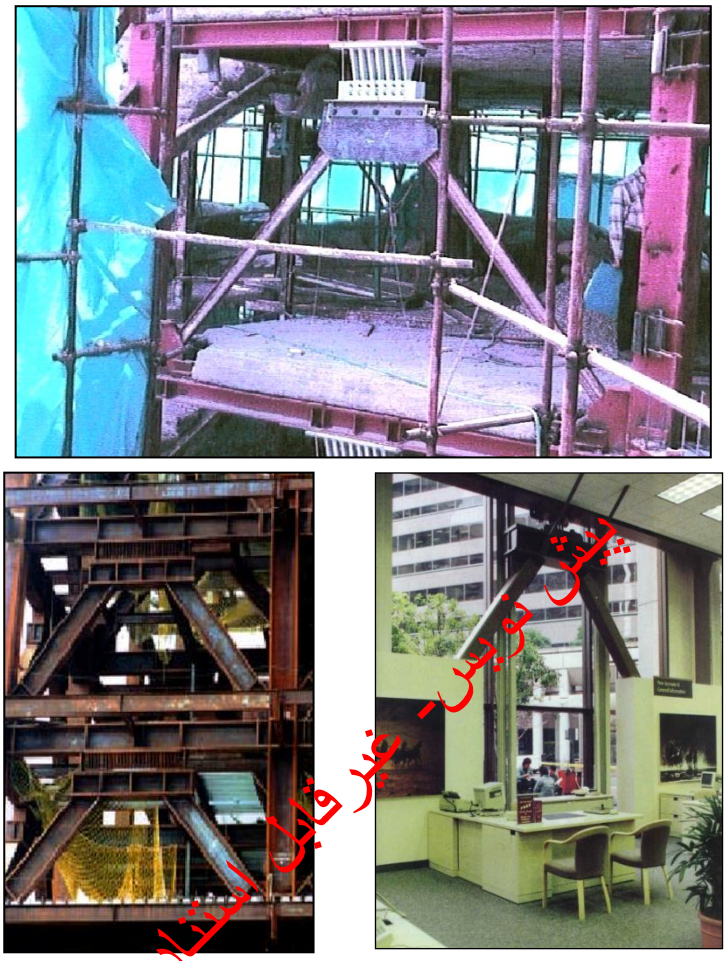
پیش نویس - غیر قابل استناد



شکل ۷-۱۱- نحوه استقرار میراگر X-ADAS در قاب

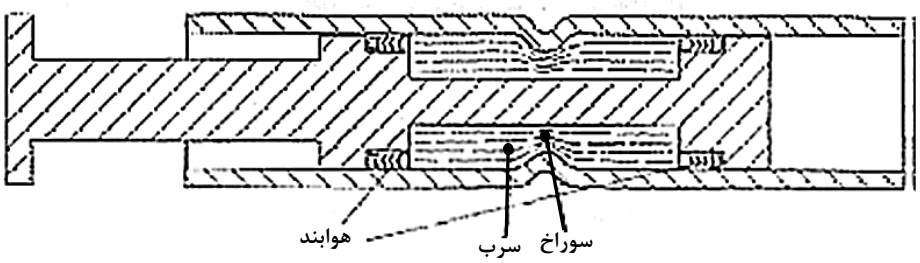


شکل ۷-۱۲- نحوه استقرار میراگر T-ADAS در قاب


پیش نویس- غیر قابل استناد

شکل ۷-۱۳- نمونه‌هایی از بکارگیری میراگر T-ADAS

از انواع دیگر میراگرهای تسلیمی، میراگر سربی تزریقی(LED) می‌باشد. این میراگر از یک سیلندر دومحفظه‌ای، پیستون و سرب داخل پیستون تشکیل شده است که با حرکت پیستون به هنگام زلزله سرب از محفظه بزرگتر به محفظه کوچکتر حرکت می‌کند که با تغییرشکل خمیری، انرژی جنبشی بصورت حرارتی تلف می‌شود. در شکل ۷-۱۴ مقطع طولی میراگر سربی تزریقی نشان داده شده است.



شکل ۷-۱۴- مقطع طولی میراگر سربی- تزریقی(LED)

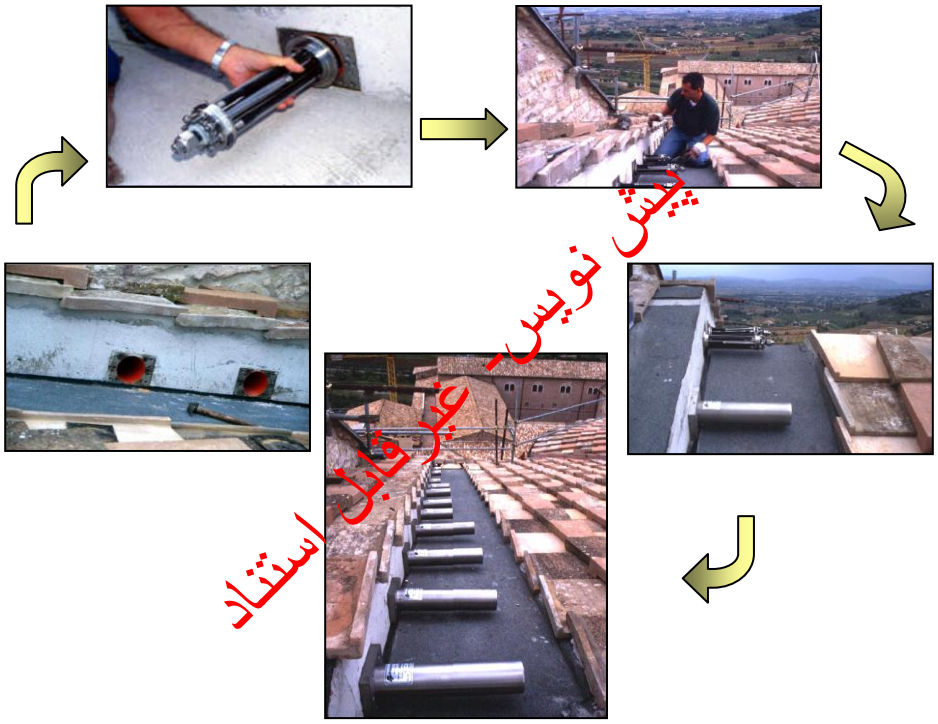
۷-۳-۳- میراگرهای آلیاژی (SMA)

میراگرهای آلیاژی SMA[1]، از فلزاتی ساخته می‌شوند که دو خاصیت زیر را دارا باشند:

۱- انعطاف‌پذیری آنها مشابه با انعطاف‌پذیری قطعه لاستیکی باشد.

۲- پس از اعمال تغییرشکل‌های زیاد در آنها، در اثر حرارت به حالت اولیه خود باز گردند.

آلیاژ نیکل و تیتانیوم ضمن دارا بودن این خواص از مقاومت خوبی در برابر خوردگی نیز برخوردار است.

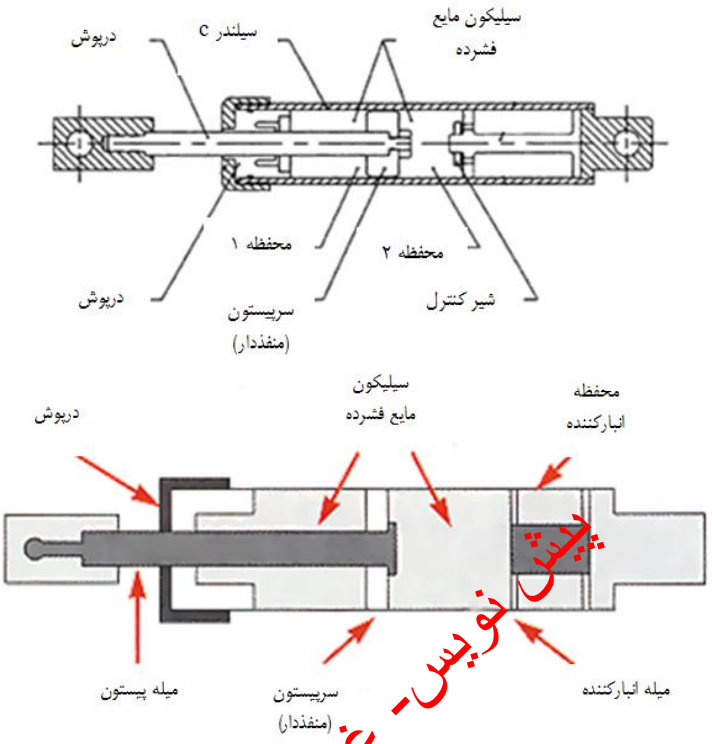


شکل ۷-۱۵- ترمیم سقف کلیسای سن فرانسیس (ایتالیا) با میراگرهای SMA

۷-۳-۴- میراگرهای ویسکوز

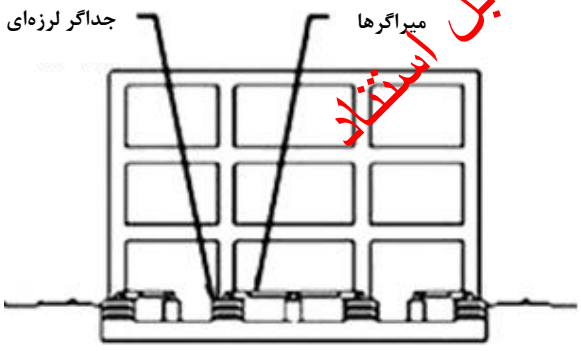
در این میراگرها با استفاده از حرکت مایع لزج درون سیلندر انرژی مستهلک می‌شود. میراگرهای ویسکوز به دلیل سادگی در نصب، قابلیت انطباق و هماهنگی با سایر اعضا و همچنین تنوع در ابعاد و اندازه‌های آنها، کاربرد بسیاری در طراحی و مقاوم سازی پیدا کرده‌اند.

1- Shape Memory Alloy



شکل ۷-۱۶- جزئیات تیپ سیستم میراگر ویسکوز

پیش نویس- غیر قابل استناد



ترکیب میراگر و جداگر لرزه‌ای



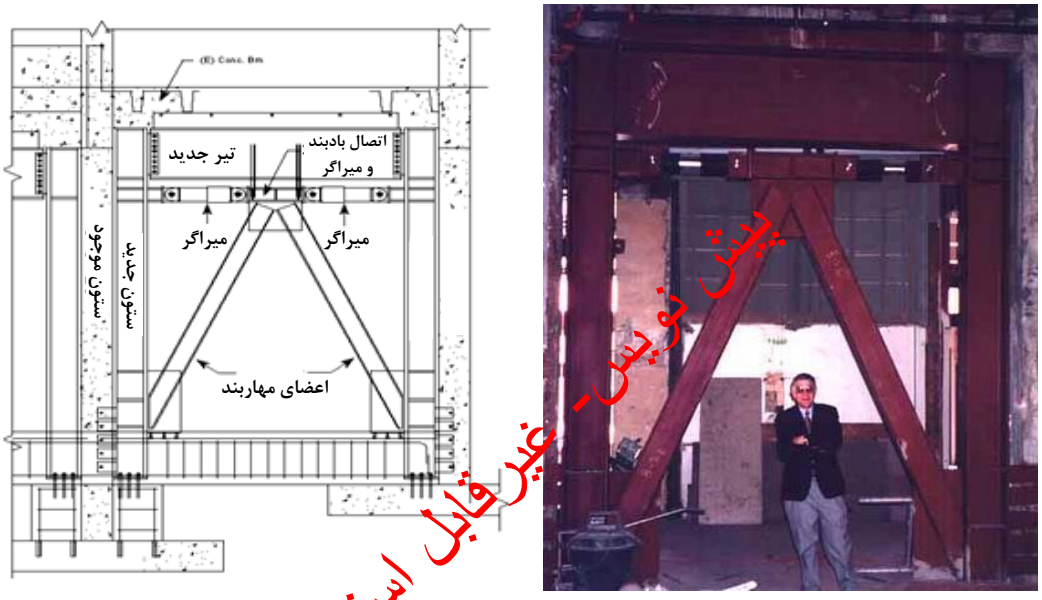


شکل ۷-۱۷- اتصال میراگرهای ویسکوز در کف و فونداسیون سازه‌ها

این نوع میراگرها به سه روش زیر به سازه متصل می‌گردند:

- نصب میراگرها به کف و یا فونداسیون‌ها (در روش جداسازی لرزه‌ای).
- اتصال میراگرها در مهاربندهای جناغی (شکل ۷-۱۸).
- نصب میراگرها در مهاربندهای قطری (شکل ۷-۱۹).

در اتصال میراگرها در کف و یا فونداسیون سازه‌ها می‌توان از ترکیب میراگرها با جداسازها استفاده کرد.



پیش نویس - غیر قابل استناد

شکل ۷-۱۸- استفاده از میراگرهای ویسکوز در مهاربندهای جناغی

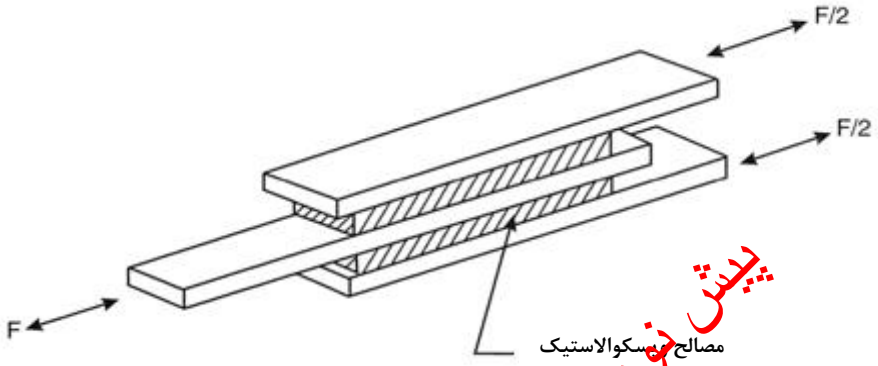


شکل ۷-۱۹- استفاده از میراگرهای ویسکوز در مهاربندهای قطری

۷-۳-۵- میراگر ویسکوالاستیک

مصالح ویسکوالاستیک از مواد با پایه الاستومری و پلیمری می‌باشند که درهنگام زلزله با انجام تغییرشکل‌های برشی، انرژی را مستهلک می‌کنند. میراگر ویسکوالاستیک از یک یا چند لایه از مواد ویسکوالاستیک محصور شده در میان

ورق‌های فولادی تشکیل می‌شود. در شکل ۷-۲۰ ساده ترین نوع آن نشان داده شده است. این میراگرها به نحوی در سازه قرار می‌گیرند که تغییر مکان نسبی طبقات باعث تغییرشکل برشی آنها شود. خصوصیات مکانیکی این میراگر به حرارت و فرکانس بارگذاری بستگی دارد. فرکانس‌های حرکت مورد انتظار این میراگر را باید تخمین زد. دمای این میراگر با تبدیل انرژی جنبشی به حرارتی بالاتر می‌رود که این تغییرات حرارت باید در طراحی این نوع میراگر مدنظر قرارگیرد.

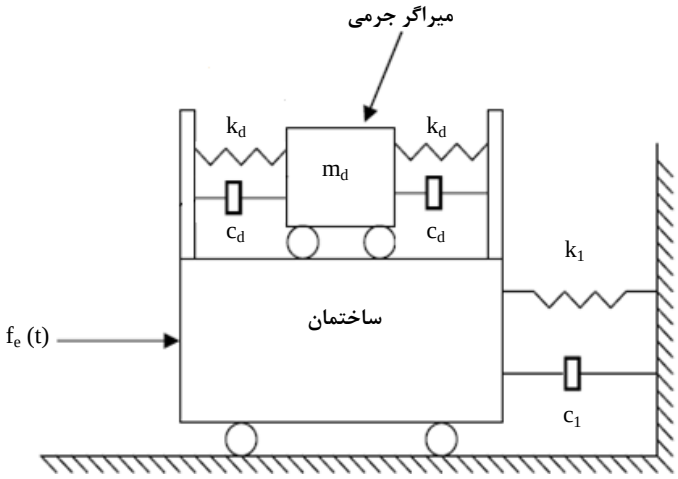


شکل ۷-۲۰- میراگر ویسکوالاستیک جامد

پیش نویس- غیر قابل استناد

۷-۳-۶- میراگر جرمی

شکل ۷-۲۱ ساختار عمومی میراگر جرمی را نشان می‌دهد. جرم و یک تکیه‌گاهی که به عنوان غلتک عمل می‌نماید، قرار گرفته و به جرم اجازه حرکت به صورت انتقالی- جانبی نسبت به کف را می‌دهد. فنرها و میراگرها بین جرم و اعضای تکیه‌گاهی عمودی قرار گرفته و نیروی جانبی «در فاز مخالف» به سطح کف و درپس به قاب سازه‌ای انتقال می‌دهند. میراگرهای انتقالی دو جهته به صورت فنر- میراگر در دو جهت عمودی ساخته می‌شوند و امکان کنترل حرکت سازه در دو صفحه عمودی را فراهم می‌آورند.



شکل ۷-۲۱- مدل میراگر جرمی در ساختمان

جدول ۷-۲- کاربرد و رفتار انواع میراگرها

ردیف	نوع میراگر	مدل رفتاری	کاربرد
۱	**تسلیمی**	وابسته به تغییرمکان	سازه‌های کوتاه و متوسط در مقابل زلزله
۲	**اصطکاکی**	وابسته به تغییرمکان	سازه‌های کوتاه و متوسط در مقابل زلزله
۳	**آلیاژی**	سایر وسایل (نه وابسته به سرعت و نه وابسته به تغییرمکان)	کنترل لرزه‌ای موضعی
۴	**ویسکوز**	وابسته به سرعت	اکثرسازه‌ها در مقابل باد و زلزله
۵	**ویسکوالاستیک**	وابسته به سرعت و تغییرمکان	سازه‌های کوتاه و متوسط در مقابل باد و زلزله
۶	**جرمی**	سایر وسایل (نه وابسته به سرعت و نه وابسته به تغییرمکان)	سازه‌های بلند در مقابل باد و زلزله

۷-۴- روش‌های تحلیل سازه با میراگر

هدف از این فصل ارائه روش‌های تحلیل سازه میراشده با استفاده از وسایل جاذب انرژی می‌باشد. چهار روش تحلیل، در ادامه بحث شده‌اند.

۱- روش تحلیل سازه غیرخطی و میراگر غیرخطی (NS/ND)

۲- روش تحلیل سازه خطی و میراگر غیرخطی (LS/ND)

۳- روش تحلیل سازه غیرخطی و میراگر خطی (NS/LD)

۴- روش تحلیل سازه خطی و میراگر خطی (LS/LD)

پیش نویس غیر قابل استناد

۷-۴-۱- روش تحلیل سازه غیرخطی و میراگر غیرخطی (NS/ND)

تحلیل دینامیکی غیرخطی (تاریخچه زمانی) با در نظر گرفتن رفتار غیرخطی اعضای سازه‌ای همانند میراگرها، تحلیل دقیق و کامل سازه را امکان‌پذیر می‌سازد. برخی از نرم‌افزارهای طراحی مانند ETABS و SAP2000 می‌توانند رفتار هیسترزیس دوخطی میراگرهای هیسترزیس را با کمک المان پلاستیک مدل کنند. در این نرم‌افزارها المان‌های غیرخطی (شامل میراگرها) در تعداد محدودی از نقاط تعریف شده و نیروهای المان‌های غیرخطی در هرگام زمانی یا بارگذاری محاسبه می‌شوند.

علاوه بر این روش‌های تقریبی متعددی برای سازه‌های میراشده غیر خطی وجود دارد. برای مثال به روش‌های استاتیکی غیرخطی (NSP) ارائه شده در نشریه ۳۶۰ می‌توان اشاره نمود. در این روش، سیستم چند درجه آزادی غیرالاستیک به سیستم یک درجه آزادی خطی معادل تبدیل می‌شود و پاسخ غیرخطی سیستم یک درجه آزادی براساس طیف ساخته شده از پاسخ طیفی زلزله با میرایی ۵ درصد تقسیم بر ضرایب میرایی B_S و B_1 محاسبه می‌شود.

۷-۴-۲- روش تحلیل سازه غیرخطی و میراگر خطی (NS/LD)

در روش (NS/LD) با درنظرگرفتن رفتار خطی برای میراگر بطور قابل ملاحظه‌ای ساده می‌شود. در این روش میرایی و سختی خطی معادلی برای میراگر تعریف می‌شود. این کار به سازه میراشده این امکان را می‌دهد که تحلیل غیرخطی آن همانند روش‌های بکار رفته برای سازه معمولی با تصحیح سختی و میرایی المان‌ها صورت پذیرد.

۷-۴-۳- روش تحلیل سازه خطی و میراگر غیرخطی (LS/ND)

در این روش برای ساده‌سازی تحلیل، رفتار المان‌های سازه میراشده بصورت خطی و رفتار میراگرها بصورت غیرخطی مدل می‌شوند و این تحلیل با استفاده از برنامه‌های کامپیوتری موجود به سادگی انجام می‌شود.

۷-۴-۴- روش تحلیل سازه خطی و میراگر خطی (LS/LD)

این روش برای سازه‌های با میراگر الحاقی که امکان مدلسازی خطی داشته باشند، بکار می‌رود. در این وضعیت آنالیز مودال و پاسخ طیفی این نوع سازه‌ها بسیار کاربردی می‌باشد.

پیش نویس - غیر قابل استناد

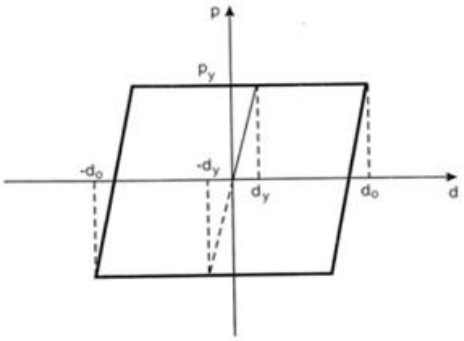
۷-۵- مشخصات کاربردی میراگرها

۷-۵-۱- میراگرهای وابسته به تغییرمکان (شامل انواع اصطکاکی و تسلیمی)

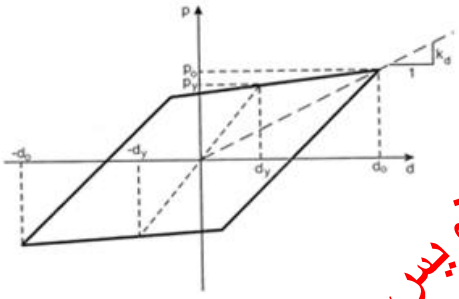
این میراگرها انرژی زلزله را از طریق تسلیم فلز و یا اصطکاک سطوح تماسی مستهلک می‌کنند. استهلاک انرژی در هردو این وسایل به نیرو و تغییرمکان نسبی داخلی آنها بستگی دارد. بنابراین، هر دو با روابط هیسترزیس نیرو- تغییرشکل مدل می‌شوند.

رفتار نیرو- تغییرشکل این میراگرها به سه روش الاستوپلاستیک، دو خطی و چند خطی که در شکل ۷-۲۲ نشان داده شده‌اند، مدل می‌شوند. مشخصه‌های پسماند این مدل‌ها از روی منحنی نیرو-تغییرشکل مشخص می‌شوند. سطح داخل این منحنی‌ها معرف میزان انرژی مستهلک شده در هر سیکل می‌باشند. در شکل ۷-۲۲ سیکل کامل چرخه‌ای این میراگرها تا بازگشت به نقطه آغاز نشان داده شده است.

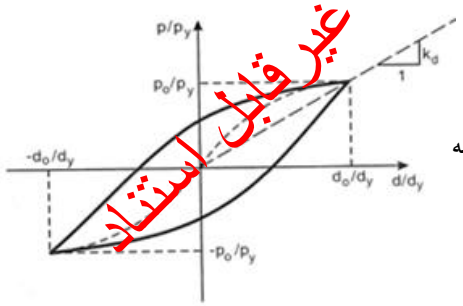
میرایی ویسکوز معادل با برابر قراردادن سطح داخل حلقه پسماند با سطح داخل سیکل میراگر ویسکوز تعیین می‌گردد.



الف: مدل الاستوپلاستیک مناسب برای میراگرهای اصطکاکی



ب: مـد دوخطـی مناسب بـرای میراگرهای فولادی تسلیم شونده



پ: مـدل غیرخطـی پیوسـته بـه عنوان جایگزین مدل ب

پیش نویس - غیر قابل استناد

شکل ۷-۲۲- رفتار چرخه‌ای مدل‌های غیرخطی نیرو-تغییرمکان

انواع منحنی چرخه‌ای به شرح زیر می‌باشد:

۱- مدل الاستوپلاستیک (۷-۲۲- الف):

سختی الاستیک اولیه (میراگر) از تقسیم نیروی تسلیم تجربی بر تغییرمکان نظیر آن حاصل می‌شود:

$$k_e = \frac{P_y}{d_y} \qquad (۷-۷)$$

P_y و d_y به ترتیب نیرو و تغییرمکان تسلیم می‌باشند. استهلاک انرژی در هر سیکل (E) معادل با سطح داخل حلقه پسماند میان نقاط (d_o , P_y) و $(-d_o , -P_y)$ می‌باشد و از رابطه (۷-۸) تعیین می‌گردد.

$$E = 4P_y\left(d_o - d_y\right) \quad , \quad d_o \geq d_y \qquad (۷-۸)$$

۲- مدل دوخطی (شکل ۷-۲۲- ب):

سختی الاستیک اولیه این مدل همانند مدل الاستوپلاستیک می‌باشد. شیب ثانویه که به شیب کرنش سخت‌شدگی معروف است با پارامتر k_h تعریف می‌شود. کرنش سخت‌شدگی هم بر انرژی مستهلک شده و هم بر نیروی بازگرداننده تاثیر می‌گذارد. رابطه استهلاک انرژی دوخطی براساس شکل منحنی آن برابر است با:

$$E = 4(k_e - k_h)d_y\left(d_o - d_y\right) \quad , \quad d_o \geq d_y \qquad (۹-۷)$$

معادله بالا نشان می‌دهد که با افزایش تغییرمکان تسلیم (d_y)، نیروی بازگرداننده افزایش می‌یابد و با افزایش سختی ثانویه از میزان استهلاک انرژی در هر سیکل کاسته می‌شود.

۳- مدل پیوسته (شکل ۷-۲۲- پ):

در این مدل رابطه نیرو- تغییرمکان برابر است با:

$$\frac{d}{d_y} = \frac{P}{P_y} + \alpha\left(\frac{P}{P_y}\right)^r \qquad (۱۰-۷)$$

d= تغییرمکان میراگر

d_y= تغییرمکان تسلیم میراگر

P= نیروی وارده به میراگر

P_y= نیروی تسلیم میراگر

α= ضریب ثابت مثبت

r= عدد صحیح مثبت فرد بزرگتر از یک

در این مدل سطح زیر حلقه پسماند در حد فاصل (d_o , P_y) و ($-d_o$, $-P_y$) از رابطه (۷-۱۱) تعیین می‌گردد.

$$E = 4d_yP_y\left[\frac{(r-1)}{(r+1)}\right]\left(\frac{P_o}{P_y}\right)^{r+1} \qquad (۱۱-۷)$$

مقادیر ضرایب P_y , α , r , d_y از آزمایشات تجربی بر روی میراگرها بدست می‌آید.

پیش نویس- غیر قابل استناد

۷-۵-۲- میراگر وابسته به سرعت شامل انواع میراگرهای ویسکوز

میراگرهای ویسکوز متنوعی برای کاربردهای ساختمانی توسعه یافته‌اند. به عنوان مثال میراگرهای ویسکوز دیواری شکل درساختمان‌های ژاپن نصب شده‌اند. این دیوارها از طریق عملکرد برشی، مواد مایع داخل محفظه دیواره‌ای شکل انرژی را مستهلک می‌کنند. نوع دیگری از میراگرهای مایع، براساس عبور مایع از منفذها شکل گرفته‌اند. در ایالات متحده آمریکا بیشتر از این نوع میراگر استفاده شده است. میراگرهای ویسکوز منفذی با مکانیزم شبیه به میله و پیستون برای مصارف

صنعتی و نظامی توسعه یافته‌اند که در شکل ۷-۱۶ نشان داده شده است. در محفظه داخل سیلندر ماده سیلیکون غیرقابل فشرده شدن با اعمال نیرو توسط پیستون به حرکت درمی‌آید. سرپیستون از منافذی با ترموستات فلزی غیرفعال برای خنثی نمودن تغییرات حرارتی تشکیل شده است و برای محصور نگهداشتن محتویات داخل آن از درپوش‌های با مقاومت بالا استفاده شده است. نیروی ایجاد شده در میراگر ویسکوز براساس شکل منفذ برابر با رابطه ۷-۱۲ می‌باشد:

$$P(t) = c_v(\omega)\left|\dot{d}\right|^{\alpha} \operatorname{sgn}(\dot{d}) \qquad (۱۲-۷)$$

در رابطه‌ی فوق:

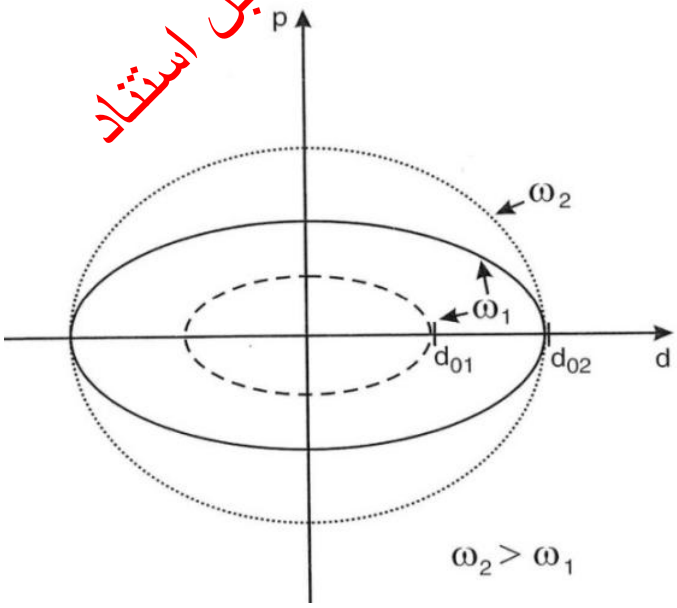
$\dot{d}$ = سرعت دستگاه

$\operatorname{Sgn}(\dot{d})$ = مساوی (+۱) هنگامی که $\dot{d}$ مثبت است و (-۱) هنگامی که $\dot{d}$ منفی است.

ضریب میرایی برای فرکانس تقریباً ۴ هرتز بوده و محدوده α از ۰/۳ تا۲ متغیر است. در صورتیکه α برابر با یک باشد رفتار میراگر خطی است و در سایر حالات رفتار میراگر غیرخطی خواهد بود. مقادیر کوچک α (برای مثال۰/۵) در کاهش شوکهای با سرعت بالا موثر هستند. در مقابل مقدار $\alpha \cong 1$ برای استفاده در سازه در مقابل باد و زلزله مطلوب هستند.

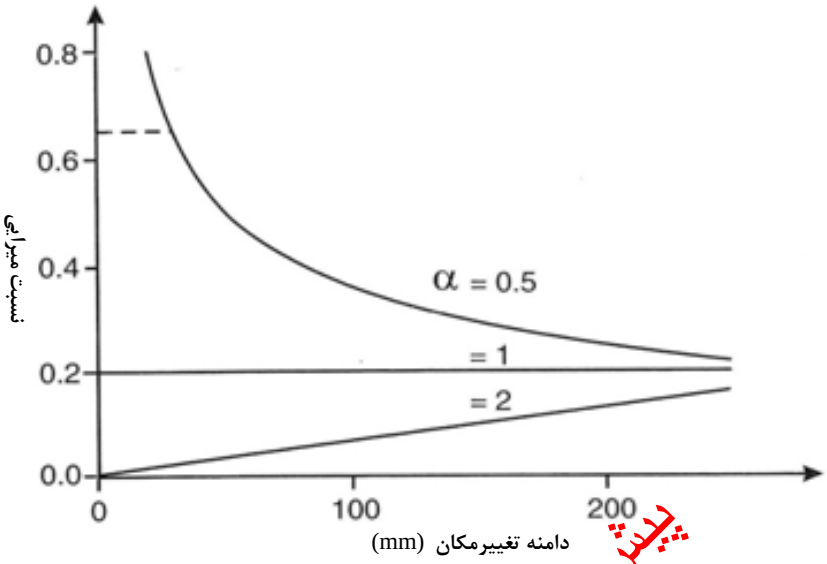
در شکل ۷-۲۳ حلقه‌های نیرو- تغییرشکل وابستگی آنها را به دامنه و فرکانس ارتعاش نشان می‌دهد.

پیش نویس- غیر قابل استناد



شکل ۷-۲۳- رابطه نیرو- تغییرمکان میراگر ویسکوز

برای $\alpha < 1$ ضریب میرایی با افزایش دامنه حرکت کاهش می‌یابد. درمقابل برای $\alpha > 1$ با افزایش دامنه حرکت، میرایی افزایش می‌یابد و برای $\alpha = 1$ ضریب میرایی مستقل از دامنه حرکت خواهد بود (شکل ۷-۲۴).



شکل ۷-۲۴- نسبت میرایی میراگرهای ویسکوز بعنوان تابعی از دامنه حرکت

پیش نویس- عدم قابل استناد

۷-۵-۳- میراگرهای ویسکوالاستیک جامد (وابسته به سرعت و تغییرمکان)

خاصیت اصلی در طراحی میراگر ویسکوالاستیک مدول برشی ذخیره 'G و مدول برشی از دست رفته "G می‌باشد. مدول برشی ذخیره نشان‌دهنده سختی برشی و مدول برشی از دست رفته نشان‌دهنده سختی ویسکوز یا سختی وابسته به سرعت می‌باشد. روابط تنش-کرنش مواد ویسکوالاستیک به شرح زیر می‌باشد:

$$\tau(t) = G'\gamma(t) \pm \frac{G''\dot{\gamma}(t)}{\omega} \qquad (۱۳-۷)$$

پارامترهای بالا به شرح زیرند:

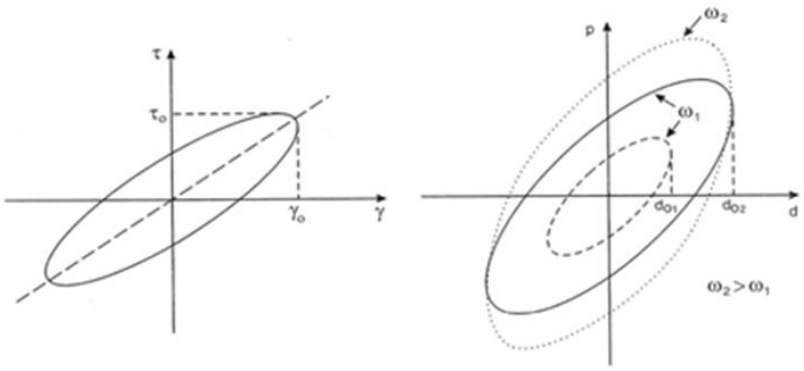
$\tau(t)$ = تنش برشی وابسته به زمان t

$\gamma(t)$ = کرنش برشی وابسته به زمان t

$\dot{\gamma}(t)$ = نرخ تغییرکرنش برشی (سرعت برشی) وابسته به زمان t

ω = فرکانس دورانی برحسب رادیان برثانیه

در شکل ۷-۲۵ مشاهده می‌شود که رابطه تنش- کرنش، بیضی با شیب غیر صفر است. شیب به پارامتر 'G و سطح بیضی به"G بستگی دارد. بنابراین رابطه‌ای ساده میان انرژی مستهلک شده توسط میراگر ویسکوالاستیک و میراگرهای ویسکوز برقرار می‌باشد. شکل ۷-۲۵ وابستگی این میراگر را به سرعت و دامنه ارتعاش نشان می‌دهد.



شکل ۷-۲۵- اشکال منحنی هیسترزیس میراگر ویسکوالاستیک جامد

سختی موثر صفحه‌ای از مواد ویسکوالاستیک با ضخامت h و سطح A برابر است با:

$$k_d = \frac{AG'(\omega)}{h} \qquad (۱۴-۷)$$

ضریب میرایی ویسکوز معادل یا موثر از رابطه (۷-۱۵) تعیین می‌شود.

$$c_d = \frac{AG''(\omega)}{\omega h} \qquad (۱۵-۷)$$

نسبت مدول برشی از دست رفته به مدول برشی ذخیره، ضریب از دست رفتگی η نامیده می‌شود.

$$\eta = \frac{G''(\omega)}{G'(\omega)} \qquad (۱۶-۷)$$

پیش نویس- غیر قابل استناد

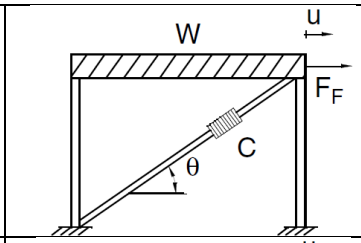
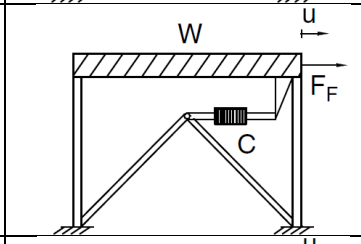
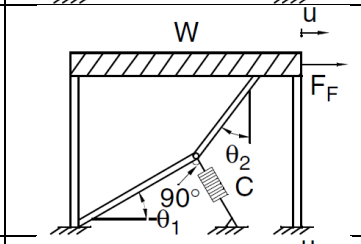
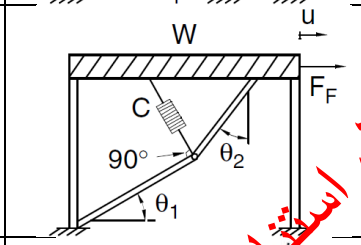
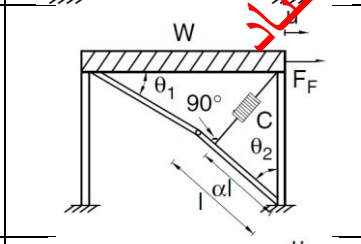
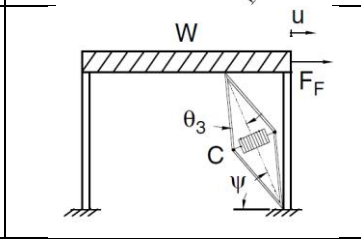
نتایج تجربی نشان می‌دهند که اگرچه G' و"G توابعی از فرکانس ارتعاش هستند اما ضریب از دست رفتگی η نسبت به تغییر فرکانس حساس نمی‌باشد. زمانی که از ضریب ازدست رفتگی استفاده شود میرایی ویسکوز موثر برابر خواهد بود با:

$$c_d = \frac{k_d \eta}{\omega} \qquad (۱۷-۷)$$

پس با فرکانس مشخص ضریب میرایی متناسب با سختی می‌باشد.

۷-۵-۴- اشکال مختلف نصب میراگر

در شکل ۷-۲۶ اشکال قرارگیری میراگرها در قاب یک دهانه و یک طبقه نشان داده شده است. نسبت‌های میرایی برای اشکال بادبندی قطری و جناغی کمتر از ۵ درصد می‌باشد و برای سایر اشکال ترکیبی، بیش از ۲۳ درصد است. این اشکال، بکارگیری میراگر در سازه‌های با سختی زیاد را ممکن می‌سازد و هزینه کمتری نسبت به اشکال قطری و جناغی دارند. در ایالات متحده سه ساختمان ۳۷ طبقه با این شکل ترکیبی میراگر ساخته شده‌اند (شکل ۷-۲۷).

قطری		$f = \cos\theta$	$\theta = 37^o$ $f = 0.799$ $\beta = 0.032$
جناغی		$f = 1.00$	$f = 1.00$ $\beta = 0.05$
اتصال میراگر از پایین به بادبند		$f = \dfrac{\sin\theta_2}{\cos(\theta_1+\theta_2)}$	$\theta_1 = 31.9^o\ ,\ \theta_2 = 43.2^o$ $f = 2.662$ $\beta = 0.344$
اتصال میراگر از بالا به بادبند		$f = \dfrac{\sin\theta_2}{\cos(\theta_1+\theta_2)} + \sin\theta_1$	$\theta_1 = 31.9^o\ ,\ \theta_2 = 43.2^o$ $f = 3.191$ $\beta = 0.509$
معکوس میراگر از بالا به بادبند		$f = \dfrac{\sin\theta_2}{\cos(\theta_1+\theta_2)} - \cos\theta_2$	$\theta_1 = 30^o, \theta_2 = 49^o, \alpha = 0.7$ $f = 2.521$ $\beta = 0.318$
اتصال تقسیمی میراگر		$f = \dfrac{\cos\psi}{\tan(\theta_3)}$	$\theta_3 = 9^o\ ,\ \psi = 70^o$ $f = 2.159$ $\beta = 0.233$

پیش نویس - غیر قابل استناد

شکل ۷-۲۶- اشکال مختلف قرارگیری میراگر در قاب سازه‌ای



شکل ۷-۲۷- اشکال ترکیبی از نصب میراگر در ساختمان‌های بلند

پیش نویس - غیر قابل استناد

۷-۶- سطوح عملکرد

در جدول ۷-۳ کیفیت سطوح عملکردی سازه‌های مقاوم‌سازی شده با روش‌های جداگر لرزه‌ای و میراگرها براساس FEMA274 ارائه شده است. در این جدول میراگرها بعنوان گزینه مناسب برای اهداف عملکردی ایمنی جانی و خرابی محدود معرفی شده‌اند. در سطح ایمنی جانی، این گزینه مقاوم‌سازی اقتصادی می‌باشد. تجربه‌های بهسازی نشان می‌دهد که میراگرها به سطح عملکرد بی‌وقفه نیز دست خواهند یافت.

جدول ۷-۳- قابلیت جداگر لرزه‌ای و میراگرها در تامین سطوح عملکرد سازه

میراگر	جداسازی لرزه‌ای	عملکرد	
		محدوده	سطح
توصیه نمی‌شود	بسیار مناسب	کنترل خسارت	قابلیت استفاده بی وقفه
مناسب	مناسب	کنترل خسارت	خرابی محدود
مناسب	توصیه نمی‌شود	ایمنی محدود	ایمنی جانی
توصیه نمی‌شود	غیرعملی	ایمنی محدود	آستانه فروریزش

۷-۷- گام‌های بهسازی سازه با استفاده از میراگر

گام ۱- تعیین میزان کاهش در برش پایه نیروی زلزله و ضریب کاهش میرایی $B=\frac{V}{V_r}>1$

گام ۲- تعیین درصد میرایی بحرانی هدف (β) براساس ضریب کاهش میرایی B و جدول ۷-۱.

گام ۳- انتخاب شکل مهاربند و جانمائی میراگر در دهانه‌های مجاز با توجه به ضوابط فصل ۸ نشریه ۳۶۰ و شکل ۷-۲۶.

گام ۴- تعیین سختی موثر میراگر با در نظرگرفتن نیروی نهایی میراگر F_{max}، معادل درصدی از نیروی جانبی زلزله در طبقه (حداکثر ۳۰ درصد) و تغییر مکان نسبی آن طبقه از سازه اولیه (بدون میراگر).

$$K_{eff} = \frac{\Delta_{max}}{F_{max}} \qquad (۱۸-۷)$$

K_{eff} = سختی موثر میراگر

Δ_{max} = تغییرشکل میراگر

F_{max} = نیروی محوری نهایی میراگر

گام ۵- انجام تحلیل خطی و مقایسه سختی موثر میراگرها با استفاده از نیروها و تغییرمکان‌های میراگرها (بدست آمده از تحلیل) با مقادیر متناظر فرض شده که در صورت تطابق مقادیر، عضو بادبندی طراحی اولیه می‌گردد و در غیر این صورت سختی موثر جدید در مدل تعریف شده و تحلیل مجدد انجام می‌گردد. پس از همگرایی سختی موثر نهایی K_{eff} بدست می‌آید.

گام ۶- محاسبه درصد میرایی نسبی موثر سازه (روابط ۷-۲ تا ۷-۶) و کاهش طیف نیاز (برش پایه) در تحلیل خطی و ارزیابی اعضای سازه براساس نشریه ۳۶۰ انجام گردد. در صورت عدم ارضای معیارهای پذیرش به گام ۲ برگردید.

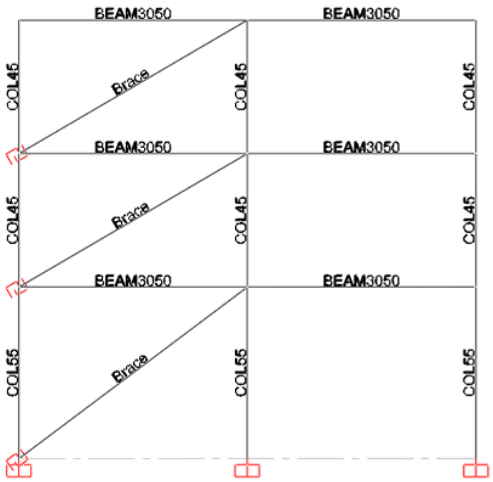
گام ۷- درصورت اقتصادی نبودن طرح، تعداد و یا اندازه میراگرها را کاهش داده و مجدداً تحلیل را انجام دهید.

پیش نویس- غیر قابل استناد

۷-۸- مثال ۷-۱

مثال حاضر قاب خمشی بتنی دو بعدی (دو دهانه، سه طبقه) با مشخصات تعریف شده در فصل ۶ می‌باشد. در این مثال از میراگر فلزی (وابسته به تغییرمکان) برای بهسازی لرزه‌ای استفاده شده است. در ادامه نحوه طراحی و کنترل آن ارائه شده است.

در هر طبقه از ساختمان بادبند و میراگر به شکل قطری اضافه شده است. میراگرها در محل اتصال بادبند به تیر و ستون با طول ناچیز و با درجه آزادی محوری مدل شده‌اند (شکل ۷-۲۸).



شکل ۷-۲۸- مدل نرم افزاری بادبند و میراگر در سازه

۷-۸-۱- روش استاتیکی خطی در طراحی میراگر

در این مثال سعی شده است براساس گام‌های معرفی شده دربخش قبلی میراگر طراحی شوند.

۱) **تعیین درصدمیرایی بحرانی هدف** براساس کاهش نیروی زلزله.

در این مثال هدف اینست که با اضافه نمودن میراگر، در هر سه طبقه، برش پایه را تا حد ممکن کاهش دهیم.

۲) **شکل بادبند و جانمائی میراگر** در دهانه‌های مجاز با توجه به ضوابط فصل ۸ نشریه ۳۶۰.

شکل بادبند قطری در نظر گفته شده و با توجه به دوبعدی بودن سازه، گزینه‌های جانمایی میراگر محدود بوده و مطابق شکل ۷-۲۸ انتخاب شده است.

۳) **تعیین سختی موثر میراگر**، با درنظرگرفتن نیروی نهایی میراگر در هر طبقه برابر با درصدی از نیروی جانبی زلزله در آن طبقه (حداکثر ۳۰ درصد) و تغییر مکان نسبی آن طبقه در سازه اولیه(بدون میراگر).

پیش نویس - غیر قابل استناد



شکل ۷-۲۹- توزیع اولیه نیروی جانبی کاهش نیافته در ارتفاع سازه

با توجه به نرمی نسبی سازه قاب خمشی فرض می‌شود ۳۰ درصد نیروی جانبی در هر طبقه بر میراگر آن طبقه وارد می‌شود. نیروی محوری وارد بر میراگرها در جدول ۷-۴ آورده شده است.

جدول ۷-۴- نیروی محوری وارد بر میراگر

طبقه	برش طبقه (ton)	۳۰٪ برش طبقه (ton)	نیروی محوری میراگر (ton)
3	70.1	21.03	24.28
2	120.3	36.1	41.68
1	153	45.9	57.47

با توجه به تفاوت نیروهای میراگرها در طبقات از سه سایز میراگر با نیروهای محوری متفاوت استفاده می‌نماییم.

پارامتر مدلسازی سه سایز میراگر فوق در تحلیل خطی از تبدیل رفتار دوخطی میراگرهای فلزی به رفتارخطی با فرمول زیر بدست می‌آید:

$$F_{max} = K_{eff} \times D_{max}$$

F_{max} = نیروی حداکثر

K_{eff} = سختی موثر

D_{max} = تغییرمکان حداکثر

۴) معرفی میراگر در نرم افزار SAP و انجام تحلیل

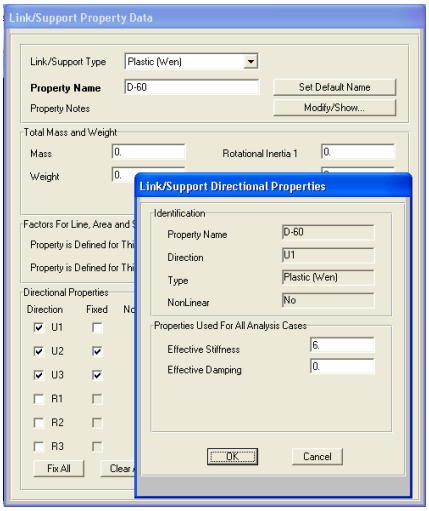
در این نرم‌افزار ۱۰ نوع المان الحاقی، اعم از یک خطی، دو خطی تا چند خطی در منوی Link/Support Properties ارائه شده است. این المانها با توجه به نوع رفتاری که از میراگر انتظار می‌رود انتخاب و مقادیر پارامترهای آن با فرض اولیه معرفی و سپس با تحلیل سعی و خطا دامنه بهینه آنها برای کنترل نهایی سازه بدست می‌آید. در این مثال از المان Plastic(Wen) برای تعریف میراگر استفاده شده است (شکل ۷-۳۰).

در جدول ۷-۵ مقادیر پارامتر سختی موثر میراگرها با فرض اولیه محاسبه شده است.

پیش نویس - غیر قابل استناد

جدول ۷-۵- سختی موثر میراگرها در فرض اولیه

طبقه	حداکثر نیروی محوری میراگر (Ton)	تغییرمکان (cm)	سختی موثر (ton/cm)
3	24.28	9.71	2.5
2	41.68	10.42	4
1	57.47	9.58	6



شکل ۷-۳۰- معرفی سختی موثر میراگر در برنامه SAP2000

تغییرمکان کلی و نسبی طبقات و نیروی محوری در میراگرها پس از معرفی مقادیر فوق در مدلسازی و تحلیل خطی میراگر توسط نرم افزار در جدول ۷-۶ و جدول ۷-۷ ارائه شده است.

جدول ۷-۶- تغییرمکان طبقات تحت نیروی زلزله

طبقه	جابجایی کل	تغییرمکان نسبی طبقات
Text	cm	cm
3	25.01	7.17
2	17.84	9.81
1	8.03	8.03

نیروهای موجود در میراگرها:

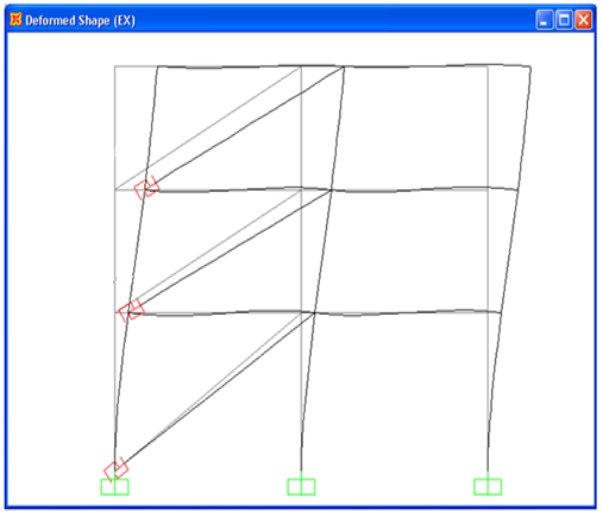
جدول ۷-۷- نیروی محوری در میراگرها تحت نیروی زلزله

میراگر	P (ton)
طبقه ۳	13.97
طبقه ۲	29.27
طبقه ۱	32.8

پیش نویس - غیر قابل استناد

حال نیروی محوری میراگر در جدول ۷-۷ را با ستون دوم جدول ۷-۵ مقایسه می‌کنیم، در صورت عدم انطباق مقادیر متناظر آنها سختی موثر جدید حاصل از جداول ۷-۶ و ۷-۷ را برای المان میراگر معرفی می‌نمائیم و این عمل را تا همگرا شدن مقادیر نیروی محوری و تغییرمکان میراگر با مقادیر گام قبلی ادامه می‌دهیم.

نتایج تحلیل مجدد در شکل ۷-۳۱ و جدول ۷-۸ ارائه شده است.



شکل ۷-۳۱- تغییرشکل جانبی سازه میراشده

جدول ۷-۸- تغییرشکل محوری میراگرها

میراگر	تغییرشکل محوری (cm)
طبقه ۳	5.35
طبقه ۲	7.32
طبقه ۱	5.59

۵) محاسبه درصد میرایی نسبی کل سازه

همانطور که گفته شد سعی و خطا باید تا آنجا ادامه یابد که نیروهای ایجاد شده در میراگر با نیروهای مدنظر قرارگرفته برای معرفی سختی تطابق خوبی پیدا کنند. در جدول ۷-۹ تا جدول ۷-۱۱ نتایج نهایی سازه میراشده بدست آمده است.

جدول ۷-۹- سختی و میرایی موثر میراگرها

طبقه	حداکثر نیروی محوری میراگر (Ton)	تغییرمکان نسبی طبقه (cm)	سختی موثر (K_{eff}) (ton/cm)
3	15	5	3
2	30	7	4.28
1	35	5	7

پیش نویس - غیر قابل استناد

نیروهای موجود در میراگرها:

جدول ۷-۱۰- نیروهای محوری وارد برمیراگرها در اثر زلزله طرح تحت تحلیل استاتیکی خطی

میراگر	P (ton)
طبقه ۳	17.24
طبقه ۲	33.6
طبقه ۱	42.16

جدول ۷-۱۱- تغییرشکل محوری میراگرها در اثر زلزله طرح تحت تحلیل استاتیکی خطی

میراگر	تغییرشکل محوری (cm)
طبقه ۳	5.75
طبقه ۲	7.85
طبقه ۱	6.02

حال مقدار میرایی اضافه شده به سازه توسط میراگرها را حساب می‌کنیم. درصد میرایی نسبی بحرانی اضافه شده به سازه با استفاده از معادله زیر محاسبه می‌شود:

$$\beta_{eff} = \beta + \frac{\sum_j W_j}{4\pi W_K}$$

$$\beta = 5\%$$

پارامترهای روابط فوق به شرح زیر می‌باشد:

β = میرایی سیستم قاب‌بندی ساختمان که باید مساوی ۵ درصد فرض شود مگراینکه میرایی دیگری مورد نظر باشد.

W_j = عبارتست از کار انجام شده توسط وسیله j ام در چرخه کامل تحت تغییرمکان‌های δ_i کف‌های طبقات، (عمل جمع زدن روی کلیه وسایل j انجام می‌گیرد.)

W_K = حداکثر انرژی کرنشی قاب است که از معادله زیر به دست می‌آید:

$$W_K = \frac{1}{2}\sum_i F_i \delta_i$$

پیش نویس- غیر قابل استناد

F_i = نیروی اینرسی در کف طبقه i ام بوده و عمل جمع روی کلیه کف‌های i انجام می‌گیرد.

با توجه به روابط فوق، میزان میرایی اضافه شده به سازه در جدول ۷-۱۲ محاسبه شده است.

جدول ۷-۱۲- میرایی محاسبه شده برای میراگرها

میرایی کل سازه							
طبقه	F_i	δ_i	W_K	F_j	δ_j	W_j	میرایی
	ton	cm	ton.cm	ton	cm	ton.cm	%
3	70.1	22.34	783.017	17.24	5.75	396.52	
2	50.2	15.78	396.078	33.60	7.85	1055.04	
1	32.7	7.04	115.104	42.16	6.02	1015.2	
جمع	153	--	1294.199	93.00	17.73	2466.76	15.17

- **طراحی مهاربند:**

بنابر توصیه نشریه ۳۶۰ اجزا و اتصالاتی که نیروها را بین وسایل اتلاف انرژی انتقال می‌دهند باید طوری طراحی شوند که به ازای نیروهای وارده بر میراگر در حالت ارتجاعی خطی باقی بمانند. بنابراین موضوع طراحی مهاربند براساس حداکثر ظرفیت میراگرها صورت می‌پذیرد.

حداکثر نیروهای ایجاد شده در مهاربند براساس ظرفیت میراگر در جدول ۷-۱۳ ارائه شده است.

جدول ۷-۱۳- نیروی وارد بر مهاربند تحت اثر زلزله طرح

بادبند	P_u (ton)
طبقه ۳	17.24
طبقه ۲	33.60
طبقه ۱	42.16

با در نظر گرفتن مقطع لوله (شکل ۷-۳۲) با مشخصات زیر کنترل‌ها را انجام می‌دهیم:



مقطع بادبند طبقات ۱ و ۲ مقطع بادبند در طبقه ۳

شکل ۷-۳۲- مقطع بادبندهای قطری در نظر گرفته شده

پیش نویس- غیر قابل استناد

خصوصیات فیزیکی بادبند طبقه سوم:

$A = 33.63\ (cm^2)$

$I_{22} = I_{33} = 1928\ (cm^4)$

$r_{22} = r_{33} = 7.57\ (cm)$

$L_u = 550\ (cm)$

$K = 1.00$

$\lambda = kL/r = 1 \times 550/7.57 = 72.65 \qquad F_a = 1093\ (kg/cm^2)$

$P = F_a \times A = 1093 \times 33.63 = 36.7\ ton > 17.24\ (ton) \qquad O.K$

خصوصیات فیزیکی مقطع بادبند طبقات اول و دوم:

$A = 54.23(cm^2)$

$I_{22} = I_{33} = 5806\ (cm^4)$

$r_{22} = r_{33} = 10.34\ (cm)$

$L_u = 600(cm)$

$K = 1.00$

$\lambda = kL/r = 1 \times 600/10.34 = 58 \qquad F_a = 1189\ (kg/cm^2)$

$P = F_a \times A = 1189 \times 54.23 = 64.5\ ton > 42.16\ (ton)$

۷-۸-۲- ارزیابی سازه با میراگر

حال برای ارزیابی سازه، بار جانبی استاتیکی معادل حاصل از نشریه ۳۶۰ باید توسط ضریب اصلاح میرایی موجود در جدول (۸-۱) کاهش داده شود تا اتلاف انرژی (میرایی) تامین شده توسط وسایل اتلاف انرژی (میراگرها) به حساب آید. اثر میرایی محاسبه شده برابراست با:

$$\beta = 5\%$$

$$\frac{\sum_j W_j}{4\pi W_K} = 15.17\%$$

$$\beta_{eff} = \beta + \frac{\sum_j W_j}{4\pi W_K} = 5 + 15.17 = 20.17\% \qquad T = 0.44 < T_S = 0.5 \qquad B_1 = 1.5, B_S = 1.8$$

$$V = C_1 C_2 C_m S_a W = 0.85 \times 180 = 153 \ \text{ton}$$

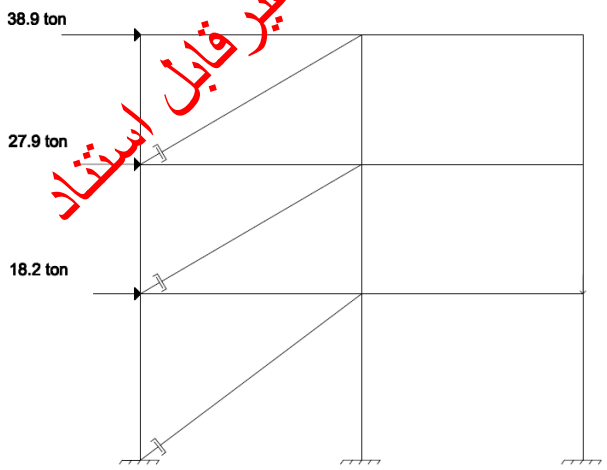
$$V_{Damped} = \frac{V}{B_S} = \frac{153}{1.8} = 85 \ \ \text{ton}$$

نیروهای داخلی ساختمان بهسازی شده برای طراحی میراگرهای وابسته به تغییرمکان باید براساس نیروی جانبی درهر تراز ساختمان که از رابطه (۳-۱۰) نشریه ۳۶۰ با برش پایه اصلاح شده معادل بدست می‌آید، محاسبه شوند.

$$F_i = \frac{W_i h_i^k}{\sum_{j=1}^{n} W_j h_j^k} V$$

$$T = 0.44 \rightarrow k = 1.0$$

پیش نویس - غیر قابل استناد



شکل ۷-۳۳- توزیع نیرو جانبی در سازه میراشده

- **کنترل معیار پذیرش**

در این قسمت پس از تشریح نحوه کنترل معیارهای پذیرش، نسبت تنش موجود در سازه بهسازی شده با نسبت معیارهای پذیرش مقایسه می‌گردد.

در روش خطی اجزای ساختمان بهسازی شده با میراگر باید برای نیروها و تغییرشکل‌ها طبق روابط زیر با ضریب m = 1.0 کنترل شوند:

کنترل شونده توسط تغییرشکل $m\kappa Q_{CE} \geq Q_{UD}$

کنترل شونده توسط نیرو $\kappa Q_{CL} \geq Q_{UF}$

- **تلاش‌های کنترل‌شونده توسط تغییرشکل**

تلاش‌های کنترل‌شونده توسط تغییرشکل توسط ترکیبات بارگذاری زیر بدست می‌آید:

$$1)\ Q_{UD1} = 1.1Q_D + 1.1Q_L + Q_E$$
$$2)\ Q_{UD2} = 1.1Q_D + 1.1Q_L - Q_E$$
$$3)\ Q_{UD3} = 0.9Q_D + Q_E$$
$$4)\ Q_{UD4} = 0.9Q_D - Q_E$$

پس از تعیین تلاش‌ها، معیارهای پذیرش براساس رابطه زیر کنترل می‌شود:

$$m\kappa Q_{CE} \geq Q_{UD}$$

در رابطه فوق Q_{CE} ظرفیت مورد انتظار و m ضریب اصلاح بر مبنای رفتار غیرخطی عضو می‌باشد.

خمش در تیرها بعنوان تلاش کنترل شونده توسط تغییرشکل تلقی می‌شود و ضریب m در سازه میرا شده برای تیرها یک در نظرگرفته می‌شود. ضریب آگاهی κ در اینجا برابر یک می‌باشد.

نتایج کنترل معیار پذیرش خمش در تیرها براساس ترکیب بار بحرانی در مدل به شرح جدول ۷-۱۴ می‌باشد.

پیش نویس - غیر قابل استناد

جدول ۷-۱۴- کنترل معیار پذیرش خمش در تیرها در سطح خطر-۱

شماره عضو	M_{UD} (ton.m)	M_{CE} (ton.m)	$m\kappa M_{CE}$ (ton.m)	بهسازی شده $\frac{M_{UD}}{m\kappa M_{CE}}$
6	-34.9	34.3	34.3	1.02
5	-34.9	34.3	34.3	1.02
4	-49.46	42.8	42.8	1.16
3	-49.46	42.8	42.8	1.16
2	-52.36	42.8	42.8	1.22
1	-52.36	42. 8	42. 8	1.22

- **تلاش‌های کنترل شونده توسط نیرو**

تلاش‌های کنترل شونده توسط نیرو توسط ترکیبات بارگذاری زیر بدست می‌آید:

$$Q_{UF} = Q_G \pm \frac{Q_E}{C_1 C_2 J}$$

ضرایب C_1 و C_2 و ضریب J برابرند با:

$$C_1 = 1.0 \quad , \quad C_2 = 1.0 \quad , \quad J = 1.0$$

$$1)\ Q_{UD1} = 1.1Q_D + 1.1Q_L + 1.0Q_E$$
$$2)\ Q_{UD2} = 1.1Q_D + 1.1Q_L - 1.0Q_E$$
$$3)\ Q_{UD3} = 0.9Q_D + 1.0Q_E$$
$$4)\ Q_{UD4} = 0.9Q_D - 1.0Q_E$$

پس از تعیین تلاش‌ها، معیارهای پذیرش براساس رابطه زیر کنترل می‌شود:

$$\kappa Q_{CL} \geq Q_{UF}$$

دراین رابطه Q_{CL} ظرفیت کرانه پائین و κ ضریب آگاهی می‌باشد. برش در تیرها و ستون‌ها بعنوان تلاش کنترل شونده توسط نیرو تلقی می‌گردد. در ادامه نتایج کنترل معیار پذیرش برش در تیرها و ستون‌ها براساس ترکیب بار بحرانی ارائه شده است.

نتایج کنترل معیار پذیرش برای نیروی برشی در تیرها و ستون‌ها براساس ترکیب بار بحرانی در مدل با میراگر به شرح جداول ۷-۱۵ و ۷-۱۶ می‌باشد.

پیش نویس - غیر قابل استناد

جدول ۷-۱۵- کنترل معیار پذیرش برش در تیرها

شماره عضو	V_{UF} (ton)	κV_{CL} (ton)	بهسازی شده $\frac{V_{UF}}{\kappa V_{CL}}$
6	24.78	41.8	0.59
5	24.87	41. 8	0.59
4	23.33	41.8	0.56
3	28	41.8	0.67
2	28.42	41.8	0.68
1	29.4	41.8	0.7

جدول ۷-۱۶- کنترل معیار پذیرش برش در ستون‌ها

شماره عضو	V_{UF} (ton)	κV_{CL} (ton)	بهسازی شده $\frac{V_{UF}}{\kappa V_{CL}}$
7	23.94	58.9	0.41
10	18.54	43.1	0.43
13	14.58	43.1	0.34
8	26.65	58.9	0.45
11	22.97	43.1	0.53
14	16.58	43.1	0.38
9	24	58.9	0.41
12	18.61	43.1	0.43
15	14.72	43.1	0.34

- **کنترل اندرکنش نیروی محوری و لنگر خمشی در ستون‌ها**

برای ستون‌های بتنی که تحت اثر توام نیروی محوری و لنگر خمشی دو محوره قرار دارند، مقاومت باید با در نظر گرفتن اثر خمش دومحوره به دست آید. در صورتی که روش‌های خطی استفاده شود، نیروی محوری طراحی P_{UF}،

باید براساس ترکیب بارهای کنترل شونده توسط نیرو محاسبه شوند. لنگرهای طراحی M_{UD} نیز باید حول هر محور اصلی براساس ترکیب بارهای کنترل شونده توسط تغییرشکل بدست آید. ملاک پذیرش براساس رابطه‌ی زیر است:

$$\left[\frac{M_{UD_X}}{m_x \kappa M_{CE_X}}\right]^2 + \left[\frac{M_{UD_y}}{m_y \kappa M_{CE_y}}\right]^2 \le 1.0$$

که در رابطه‌ی بالا:

M_{UD_x}: لنگر خمشی طراحی حول محور x برای نیروی محوری P_{UF}

M_{UD_y}: لنگر خمشی طراحی حول محور y برای نیروی محوری P_{UF}

M_{CE_x}: مقاومت خمشی مورد انتظار حول محور x برای نیروی محوری P_{UF}

M_{CE_y}: مقاومت خمشی مورد انتظار حول محور y برای نیروی محوری P_{UF}

κ: ضریب آگاهی

m_x: ضریب m ستون برای خمش حول محور x

m_y: ضریب m ستون برای خمش حول محور y

از آنجا که قاب مورد نظر دو بعدی می‌باشد، رابطه کنترل خمش به رابطه زیر تبدیل می‌شود:

$$\left[\frac{M_{UD_y}}{m_y \kappa M_{CE_y}}\right] \le 1.0$$

پیش نویس- غیر قابل استناد

که در نتایج کنترل معیار پذیرش اندرکنش نیروی محوری و خمش در ستون‌ها براساس ترکیب بار بحرانی در مدل با میراگر به شرح جدول ۷-۱۷ می‌باشد.

جدول ۷-۱۷- کنترل معیار پذیرش اندرکنش نیروی محوری و خمش در ستون‌ها

شماره عضو	P_{UF} (ton)	M_{UD} (ton.m)	$m\kappa M_{CE}$ (ton.m)	بهسازی شده $\frac{M_{UD}}{m\kappa M_{CE}}$
7	101	87.55	67.8	1.29
10	59.76	33.37	55.18	0.60
13	25.18	35	50.53	0.69
8	141.6	91.7	67.8	1.35
11	89.54	41.25	56.23	0.73
14	43.2	37	51.69	0.72
9	87.74	87.83	67.8	1.30
12	55.3	33.51	40.41	0.83
15	25.28	35.23	48.07	0.73

۷-۸-۳- نتیجه‌گیری

همانطور که ملاحظه شد، تحلیل خطی برای سازه بهسازی شده با میراگر نتایج کنترل سازه در سطح عملکرد بدون وقفه برای برخی اعضا مطلوب نبوده و در نتیجه بهسازی با کمک میراگر با درنظرگرفتن سطح عملکرد پائین‌تر (خرابی محدود، DC) مناسب می‌باشد.

پیش نویس- غیر قابل استناد

فصل ۸

بهسازی ساختمان‌های بنایی

پیش نویس- غیر قابل استناد

۸-۱- معرفی

بخش قابل توجهی از ساختمان‌های موجود کشور از نوع مصالح بنایی می‌باشند که در ساخت اکثر آنها ضوابط آیین‌نامه‌ای رعایت نشده است. آسیب‌پذیری بسیار شدید این ساختمان‌ها در زلزله‌های گذشته اهمیت توجه به بهسازی لرزه‌ای این ساختمان‌ها را بیش از پیش مطرح می‌نماید. در این فصل سعی بر آن است که با توجه به تجربیات موجود در خصوص عملکرد لرزه‌ای ساختمان‌های بنایی و همچنین مراجع و دستورالعمل‌های موجود، رفتار لرزه‌ای اجزای باربر سازه‌ای در این ساختمان‌ها مورد بررسی قرار گرفته و روش‌های مختلف ارزیابی و بهسازی آنها ارائه گردد.

۸-۲- انواع خسارات بوجود آمده ناشی از زلزله‌های گذشته

وقوع زمین‌لرزه‌های گذشته، آسیب‌دیدگی بسیاری از سازه‌های بنایی را به همراه داشته است. اما عموماً ساختمان‌هایی که ضوابط آیین‌نامه‌های طراحی در اجرای آنها رعایت شده، پس از وقوع زلزله پایداری خود را که لازمه ایمنی جانی ساکنان است حفظ نموده‌اند و حتی در بسیاری موارد پس از زلزله قابلیت سکونت و استفاده داشته‌اند.

به طور کلی آسیب‌های وارد بر سازه‌های بنایی پس از وقوع زلزله شامل:

الف) عدم انسجام سقف

ب) فروریختگی دیوارها

ب-۱) شکست خارج صفحه

ب-۲) شکست داخل صفحه

- لغزش درز ملات افقی[1]
- کشش قطری[2]
- حرکت گهواره‌ای[3]
- خرابی فشاری پنجه[4]

پ) خرابی کلاف‌های قائم و افقی به علت استفاده از مصالح نامناسب

ت) خرابی کلی سازه به علت نامنظمی در پلان یا ارتفاع می‌باشد.

عدم وجود اتصال مناسب دیوارها با یکدیگر و عدم وجود مهار بین سقف‌ها و دیوارها در ساختمان‌های آجری باعث ایجاد جداشدگی و گسترش ترک در محل تقاطع دیوارها، دیوار با سقف و حتی فروریختگی خارج از صفحه آنها می شود. گاهی اوقات هم حتی اگر فرم سازه‌ای مناسب باشد عدم کیفیت مناسب مصالح دیوار باعث ایجاد ترکهای قطری، از هم پاشیده شدن دیوار و فروریختگی نهایی می‌گردد.

پیش نویس - غیر قابل استناد

1- Bed-joint sliding
2- Diagonal tension
3- Rocking
4- Toe crushing

عدم پیکربندی مناسب پلان، بازشوهای بزرگ در دیوار، کمبود مسیر بار در هر دو امتداد اغلب باعث خسارت شدید یا حتی فروریختگی بسیاری از ساختمان‌ها می‌گردد. در کل می‌توان خرابی دیوار و سقف را به دو دسته خرابی‌های داخل صفحه (تحت اثر نیروهای داخل صفحه) و خرابی‌های خارج صفحه (تحت اثر نیروهای خارج صفحه) تقسیم‌بندی نمود.

در هنگام وقوع زلزله در دیوارهای موازی با امتداد زلزله، نیروهای داخل صفحه و در دیوارهای عمود بر آن نیروهای خارج صفحه به وجود می‌آید. البته در واقعیت جهت ارتعاش ناشی از زلزله دقیقاً موازی با یکی از امتدادهای اصلی سازه نمی‌باشد و در نتیجه در اکثر مواقع دیوارها به طور همزمان تحت اثر نیروهای داخل و خارج صفحه قرار می‌گیرند.

خرابی‌های داخل صفحه خرابی‌هایی هستند که در صفحه دیوار به وقوع پیوسته و باعث ایجاد ترک و یا حرکت جانبی در امتداد صفحه دیوار می‌شوند. خرابی‌های خارج صفحه نیز خرابی‌هایی هستند که باعث وقوع خرابی، واژگونی و یا حرکت دیوار در امتداد عمود بر صفحه آن می‌شوند. هر یک از انواع این خرابی‌ها، خود ممکن است به دلایل متفاوت و تحت حالت‌های گوناگون رخ دهد که در ادامه به بررسی مفصل‌تر آن پرداخته می‌شود.

اجزای سازه‌ای ساختمان‌های بنایی که تا قبل از وقوع زمین‌لرزه، اساساً بارهای قائم را تحمل می‌کردند، حال باید بتوانند بارهای افقی را که به صورت لنگر خمشی و نیروی برشی اضافی به سازه وارد می‌شوند را نیز تحمل نمایند. عمده ضعف ساختمان‌های بنایی عدم صلبیت سقف و تغییرمکان دیوارها بعلت انفصال دیوارهای متقاطع و شکم دادن آنها می‌باشد که باعث فروریزش سقف می‌گردد. همچنین بازشوها نقش زیادی در مقاومت دیوار دارند. در ادامه انواع مکانیسم‌های شکست در ساختمان‌های بنایی آجری معرفی شده‌اند.

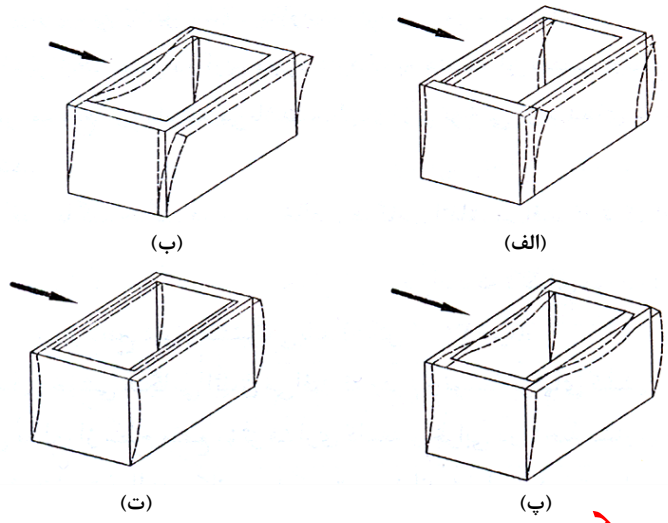
پیش نویس غیر قابل استناد

۸-۲-۱- شکست خارج صفحه

هنگامی که مقاومت کششی دیوار به علت اتصال نامناسب دیوارها با هم کمتر از نیروی وارد به آن باشد ترکهای قائمی در گوشه دیوارهایی که دچار خمش خارج از صفحه شده‌اند بوجود می‌آید. در این شرایط ارتعاش دیوارها یکنواخت نبوده و دیوارهای خارجی دچار فروریختگی می‌شوند (شکل ۸-۱- الف و ب).

وجود اتصال مناسب بین کلاف‌های بتنی مسلح در تراز کف و سقف باعث ارتعاش دیوارها به طور همزمان می‌شود (شکل ۸-۱-پ). با این وجود خمش خارج از صفحه دیوارها، باعث کاهش مقاومت ساختمان می‌گردد.

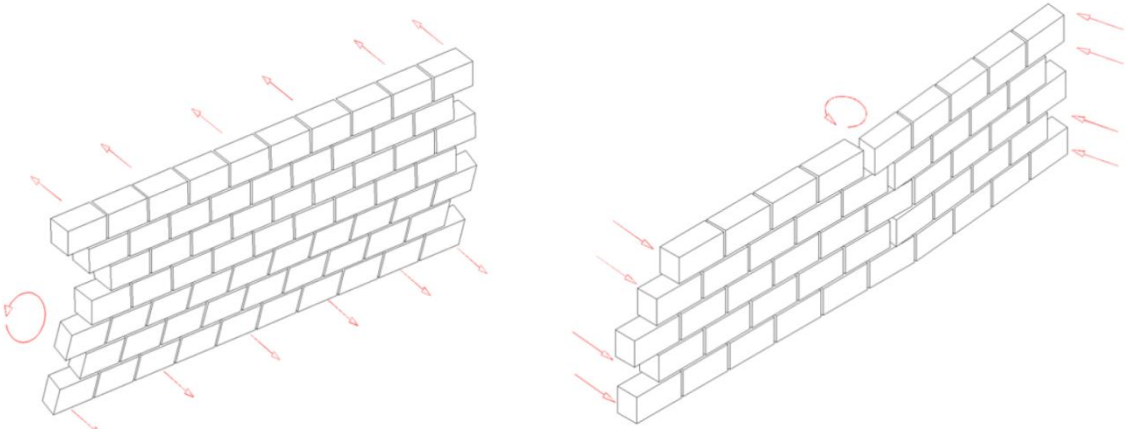
بدیهی است، هنگامی که دیوارها به وسیله دال‌های بتنی مسلح صلب و کلاف در تراز سقف به یکدیگر متصل هستند، رفتار بهتری خواهند داشت. در این صورت ارتعاش دیوارها به صورت همزمان انجام می‌گیرد (شکل ۸-۱-ت) و خمش خارج از صفحه دیوارها محدودتر می‌شود. در این حالت هر دیوار از چهار طرف توسط تکیه‌گاه‌های صلب محصور شده و به مقاومت ساختمان در برابر بارهای جانبی کمک می‌نمایند.



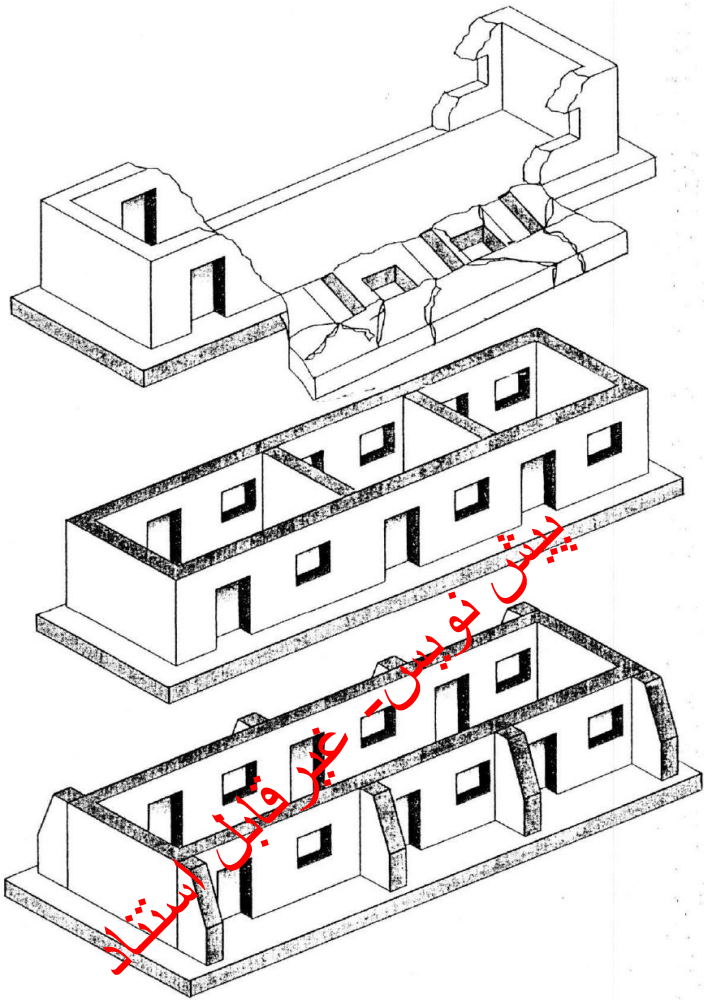
شکل ۸-۱- ارتعاش ساختمان بنایی در حین حرکات زمین لرزه
(الف و ب) اتصال نامناسب دیوارهای سازه‌ای با یکدیگر (بدون کلاف)
(پ) اتصال مناسب دیوارهای سازه‌ای با یکدیگر (با کلاف)
(ت) اتصال مناسب دیوارها با سقف توسط دال بتنی صلب

پیش نویس - غیر قابل استناد

نیروهای زلزله وارد بر دیوارهایی که در راستای عمودی بر روی زلزله واقع هستند (دیوار عرضی) باعث ایجاد ترک‌هایی مشابه دال تختی که بر چهار تکیه‌گاه زمین، سقف و دو دیوار برشی عمود بر دیوار واقع است، می‌گردد. هرگاه فاصله بین دو تکیه‌گاه بالا و پایین زیاد باشد ترک‌های خمشی در راستای افقی به وجود می‌آیند (شکل ۸-۲). علاوه بر این چنانچه اتصال دیوار خمشی و دیوارهای متعامد خوب نباشد، در حین زلزله دیوارهای متعامد از هم جدا می‌شوند.



شکل ۸-۲- حالت‌های شکست خارج صفحه دیوار (الف) شکست عرضی (ب) شکست طولی


پیش نویس - غیر قابل استناد

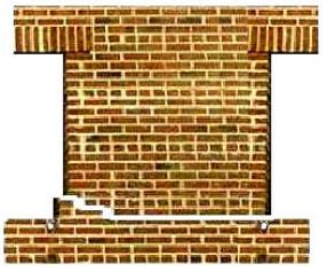
شکل ۸-۳- کاهش خرابی خارج از صفحه در دیوارهای پشت‌بنددار

۸-۲-۲- شکست داخل صفحه

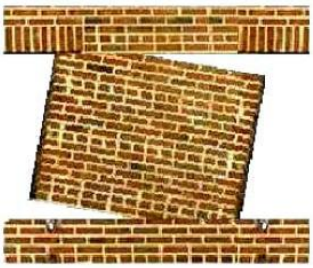
نیروهای درون صفحه‌ای که در اثر وقوع زلزله به دیوارهای بنایی وارد می‌شوند، بسته به هندسه آنها (نسبت ارتفاع به طول)، مشخصات مصالح، میزان نیروی محوری و عوامل دیگر ممکن است باعث وقوع انواع متفاوتی از گسیختگی‌های داخل صفحه دیوار شوند. از مهمترین این خرابی‌ها که مورد توجه آیین‌نامه‌های ارزیابی لرزه‌ای هم می‌باشند می‌توان به لغزش افقی درز ملات، ترک‌خوردگی کششی، حرکت گهواره‌ای و خرابی فشاری پنجه اشاره نمود (شکل ۸-۴).

الف) لغزش درز ملات افقی (شکل ۸-۴- الف)

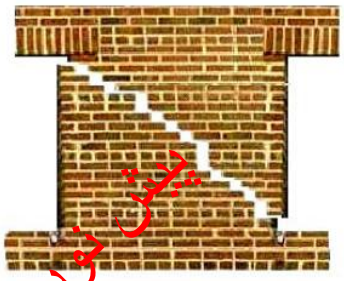
این مود خرابی بر اثر پیشرفت ترک افقی در راستای ملات بین آجرها به وجود می‌آید (شکل ۸-۴- الف). در این حالت دیوار در امتداد ملات افقی دچار لغزش می‌شود. این مود خرابی ممکن است به دو صورت اتفاق بیفتد: ۱- لغزش روی صفحه افقی (شکل ۸-۴- الف). ۲- لغزش روی صفحه پله‌ای (شکل ۸-۵).



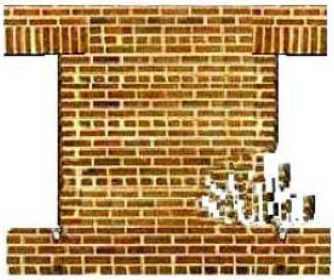
الف) مود شکست بر اثر لغزش درز ملات



ب) مود شکست بر اثر حرکت گهواره‌ای



پ) مود شکست بر اثر کشش قطری



ت) مود شکست بر اثر فلشار در پنچه

شکل ۸-۴- مکانیزم‌های شکست در یک دیوار بنایی

نسخه پیش نویس غیر قابل استناد

پس از وقوع ترک قطری (شکل ۸-۵) لغزش درز ملات نوعی مود خرابی شکل‌پذیر و با اتلاف انرژی بسیار زیاد در چرخه هیسترزیس می‌باشد. در صورتیکه لغزش درز ملات ادامه پیدا کند و هیچ مود خرابی غیر شکل‌پذیر دیگری رخ ندهد، در محلهای ترک خورده افت مقاومت رخ داده و تا زمانیکه ناپایداری رخ دهد ادامه خواهد یافت. حالت لغزش پله‌ای به طور تئوریک قابل وقوع است ولی در نمونه‌های واقعی به ندرت گزارشاتی از وقوع آن وجود دارد.



شکل ۸-۵- لغزش درز ملات پس از ترک خوردگی قطری

ب) کشش قطری (شکل ۸-۴- پ)

در این حالت ترک قطری کششی بدون شکل‌پذیری زیاد در دیوار رخ می‌دهد. به طور معمول این حالت در دیوارهای با ملات قوی و آجر ضعیف با نیروی فشاری زیاد ایجاد می‌شود. ترک‌ها در این مود خرابی به صورت ضربدری بوده و از داخل آجرها عبور می‌کنند. در بیشتر اوقات ترک خوردگی به سرعت و به صورت شکست ترد رخ می‌دهد و پس از آن باربری قائم دیوار به سرعت کاهش می‌یابد. حالت دیگر ترک‌خوردگی قطری، ترک‌خوردگی پله‌ای است که در شرایط ملات ضعیف، آجر قوی رخ می‌دهد که در بخش لغزش درز در مورد آن توضیح داده شد.

ج) حرکت گهواره‌ای (شکل ۸-۴- ب)

در این حالت زمانی‌که پاشنه دیوار در اثر خمش زیاد ترک می‌خورد، دیوار مانند جسمی صلب حول پنجه می‌چرخد. این مود خرابی عموماً زمانی رخ می‌دهد که ظرفیت برشی دیوار زیاد، پایه آن لاغر و نیروی فشاری کم باشد. تغییرشکل‌های دیوار در این حالت پس از ترک‌خوردگی زیاد بوده و می‌تواند برای سیکل‌های زیادی، پایدار باشد. این مود خرابی می‌تواند باعث واژگونی داخل صفحه، افت مقاومت و نرم‌شدگی و تغییرمکان‌های خارج صفحه شود.

د) خرابی فشاری پنجه (شکل ۸-۴- ت)

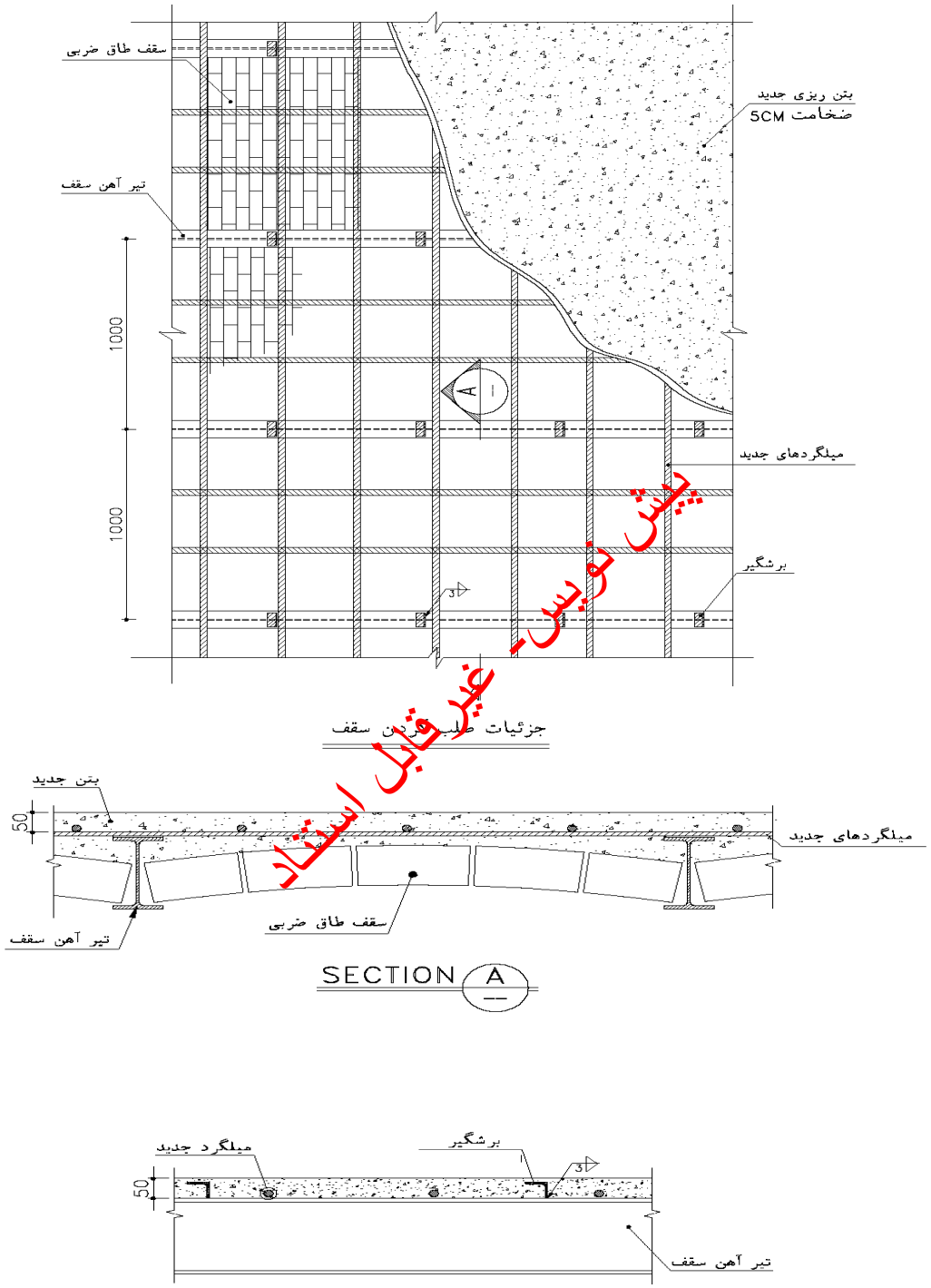
در این حالت در اثر فشار زیاد، پنجه دیوار دچار خردشدگی می‌شود که شکل‌پذیری زیادی برای دیوار به همراه نمی‌آورد و از مودهای غیرشکل‌پذیر محسوب می‌شود. این حالت از خرابی عموماً پس از وقوع حرکت گهواره‌ای و به دلیل چرخش دیوار روی پنجه آن رخ می‌دهد. به همین دلیل بعضی از روش‌های ارزیابی لرزه‌ای سازه‌های بنایی مود خرابی حرکت گهواره‌ای و خرابی پنجه را به طور مشترک مورد بررسی قرار می‌دهند.

پیش نویس - غیر قابل استناد

۸-۳- روش‌های بهسازی سقف (یکپارچه نمودن سقف طاق ضربی)

در کلیه روش‌های تقویت، فرض اساسی این است که سقف به طور یکپارچه عمل می‌کند در غیر اینصورت نمی‌توان از المان‌های لرزه‌ای که در بخشی از ساختمان قرار گرفته برای جذب نیروهای زلزله در بخش‌های دیگر استفاده کرد. سقف‌های دال بتنی درجا، بتنی پیش‌ساخته با اتصالات مناسب، سقف تیرچه بلوک و تیرچه‌های فلزی از صلبیت برشی کافی برخوردارند. سقف طاق ضربی، جزء سقفهای ذکر شده نیست و باید منسجم و در صورت نیاز صلب گردد. در سقف‌های طاق ضربی برای ایجاد انسجام و یکپارچگی می‌توان از یکی از روش‌های زیر استفاده می‌شود:

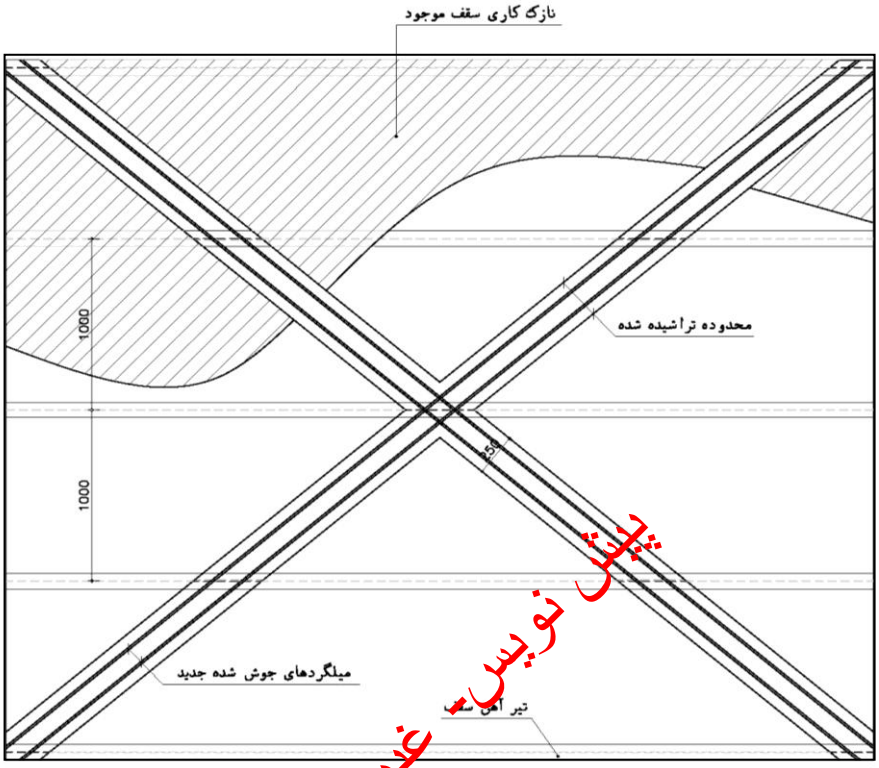
۱. ابتدا خاک، سنگ و نخاله روی آجرها را برداشته و مطابق شکل میلگردهایی را به تیرها جوش می‌دهند. سپس روی سقف بتن می‌ریزیم تا پوششی به ضخامت حداقل 5cm روی تیرها ایجاد شود (شکل ۸-۶).



پیش نویس - غیر قابل استناد

شکل ۸-۶- بهسازی سقف با بتن رویه

۲. اندود سقف را از داخل هر اتاق به صورت ضربدری می‌تراشیم و یک جفت میلگرد نمره ۸ یا تسمه را مطابق شکل (۸-۷)، به زیر تیر آهن جوش می‌دهیم.



شکل ۸-۷- بهسازی سقف با تسمه فولادی از زیر سقف

پیش نویس غیر قابل استناد

شرایط انسجام و یکپارچگی برای سقف‌های طاق ضربی به صورت زیر بیان شده‌اند:

الف- فاصله بین تیرآهن‌ها از یک متر تجاوز نکند.

ب- تیرآهن باید به گونه‌ای مناسب به کلاف افقی متصل گردد.

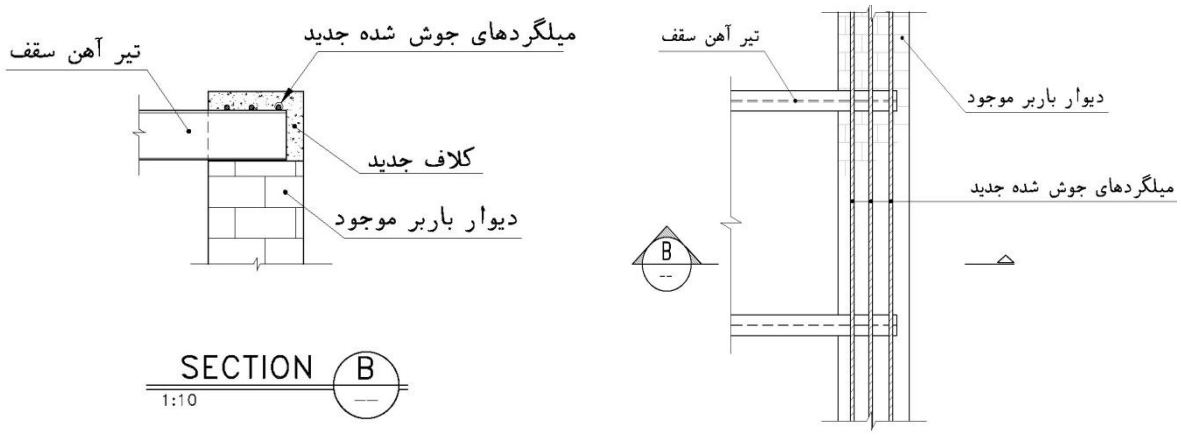
پ- تیرآهن باید بوسیله میلگرد و یا تسمه فولادی به صورت ضربدری به یکدیگر بسته شوند به طوری که در وهله‌ی اول طول مستطیل ضربدری شده بیش از ۱/۵ برابر عرض آن نباشد و در وهله‌ی دوم مساحت تحت پوشش هر ضربدری از ۲۵ مترمربع تجاوز ننماید.

ت- تکیه‌گاه مناسبی برای پاطاق آخرین دهانه طاق ضربی تعبیه گردد.

ث- حداقل سطح مقطع میلگرد و یا تسمه که برای مهاربندی ضربدری تیرآهن‌های سقف و یا استوارکردن آخرین دهانه بکار می‌رود، میلگرد ۱۴ میلیمتری و یا تسمه معادل آن باشد.

در این روش سقف به صورت کامل صلب نمی‌شود ولی انسجام و یکپارچگی مناسبی در آن بوجود می‌آید.

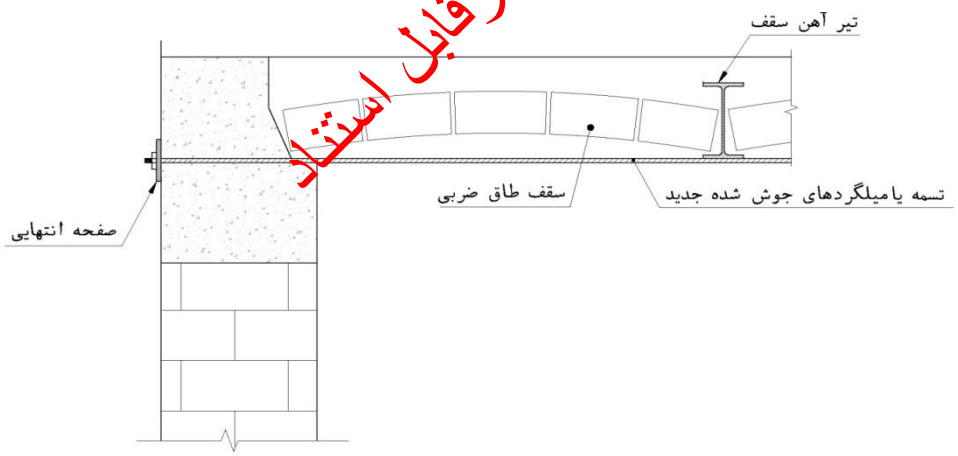
۳. روی دیوارهای باربر، فاصله بین تیرها را تمیز کرده پس از جوش دادن سه میلگرد نمره ۱۸ به تیرها روی آنها بتن‌ریزی به گونه‌ای انجام می‌شود که کلاف افقی به ارتفاع حداقل ۲۵ cm ایجاد شود (شکل ۸-۸).



شکل ۸-۸- بهسازی سقف با ایجاد کلاف جدید

۴. یکی دیگر از راهکارهای بهسازی سقف و منسجم نمودن آن (سقف‌های مسطح با طاق ضربی) استفاده از بست‌های افقی است. این بست‌ها باید حداقل در انتهای چشمه‌ها و در یک چهارم دهانه‌ها مطابق شکل قرار گیرند تا برش قوس‌ها توسط این بست‌ها متعادل شود. لازم است که بست‌ها به صورت پیوسته در زیر تمامی دهانه‌ها ادامه یابد (شکل ۸-۹).

پیش نویس- غیر قابل استناد



شکل ۸-۹- بهسازی سقف با مهار پاطاق

در بعضی نقاط ایران، سقف‌ها با تیرهای چوبی و کاهگل ساخته می‌شوند. توصیه می‌گردد در صورت امکان، این سقف‌ها برچیده شده و با نوع مناسب‌تری جایگزین گردد. در غیر اینصورت حداقل به روش‌های فوق با تعبیه میلگردهای ضربدری از رو یا زیر و ایجاد کلاف‌های افقی روی دیوارهای باربر اطراف، اندکی به صلبیت آنها افزوده گردد. لازم به ذکر است که این نوع سقف‌ها یا انواع نظیر آنها مانند سقف‌های شیروانی یا ساخته شده از صفحات موجدار فلزی، ماهیتاً از نوع انعطاف‌پذیر هستند.

۸-۴- تقویت ساختمان‌های بنایی در مقابل بارهای جانبی

روش‌های مختلفی برای افزایش سختی و مقاومت سازه‌های بنایی در مقابل بارهای جانبی وجود دارد که انتخاب هرکدام از این روش‌ها بسته به شرایط ساختمان و تصمیم مهندس طراح انجام می‌شود، البته انتخاب روش مناسب برای تقویت معمولاً تا حد زیادی تابع مسائل اقتصادی می‌باشد. با توجه به اینکه در ساختمان‌های بنایی سیستم مقاوم در برابر بارهای جانبی، دیوارهای باربر سازه می‌باشند، برای تقویت ساختمان در مقابل بارهای لرزه‌ای بیشتر طرح‌های ارائه شده در رابطه با دیوارها می‌باشند.

در زیر به معرفی تعدادی از روش‌های موجود برای تقویت ساختمان‌های بنایی در مقابل بارهای جانبی می‌پردازیم.

۱- سیستم کامپوزیت FRP
۲- روکش بتنی[1]
۳- تعبیه دیوار برشی
۴- استقرار دیوارهای جدید
۵- استفاده از پشت‌بند
۶- تزریق صمغ اپوکسی یا ملات
۷- تعبیه کلاف‌های قائم

پیش نویس- غیر قابل استناد

۸-۴-۱- سیستم کامپوزیت FRP

۸-۴-۱-۱- معرفی سیستم

استفاده از سیستم‌های FRP برای مقاوم‌سازی سازه‌های بتنی از حدود اواسط سال ۱۹۸۰ میلادی رواج یافت. در سال‌های اخیر استفاده از این سیستم در سراسر جهان به طور چشمگیری رشد نموده است.

سیستم‌های FRP با جایگزینی آن به جای تقویت کننده‌های دیگر مانند صفحات فولادی و پوشش‌های بتنی شکل گرفته است. اعضای سازه‌ای که توسط این سیستم‌ها مقاوم‌سازی می‌شوند عبارتند از تیرها، دال‌ها، ستون‌ها، دیوارها، اتصالات و سازه‌هایی همانند کوره‌ها، دوکش‌ها، طاق‌ها، گنبدها، تونل‌ها، سیلوها، لوله‌ها و خرپاها.

۸-۴-۱-۲- مزایا

مزیت اصلی مصالح FRP، نسبت بالای مقاومت به وزن و مقاومت زیاد آن در مقابل خوردگی می‌باشد. مقاومت بالای آنها در عین حال که وزن کمی دارند سبب می‌گردد که جابجایی و حمل و نقل آنها راحت‌تر بوده و هزینه استفاده از آنها کاهش یابد. همچنین مقاوم بودن آنها در برابر خوردگی سبب دوام و پایا بودن عملکرد آنها می‌گردد.

1- Shotcrete

صفحات FRP حداقل دو برابر مقاومت صفحات فولادی را دارا هستند که این مقدار می‌تواند تا ۱۰ برابر مقاومت صفحات فولادی نیز افزایش یابد در حالی‌که وزن آنها فقط ۲۰٪ وزن فولاد است.

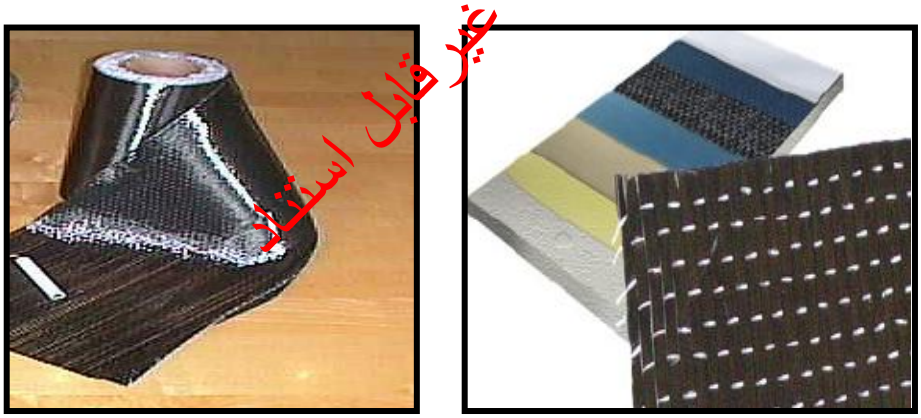
محدودیت استفاده و کاربرد آنها در مهندسی ساختمان به قیمت بالای آنها برمی‌گردد. البته هزینه و قیمت آنها رو به کاهش است و به این ترتیب استفاده از آنها بیشتر و بیشتر خواهد شد. استفاده از آنها در زمینه مقاوم‌سازی سازه‌ها، هر چند که هزینه بالایی دارد، اما با توجه به هزینه اجرایی کم و نیز سایر مزایای FRP، در کل به عنوان یکی از موثرترین راه‌های مقاوم‌سازی به شمار می‌رود.

۸-۴-۱-۳- روش‌های ساخت مواد مرکب FRP

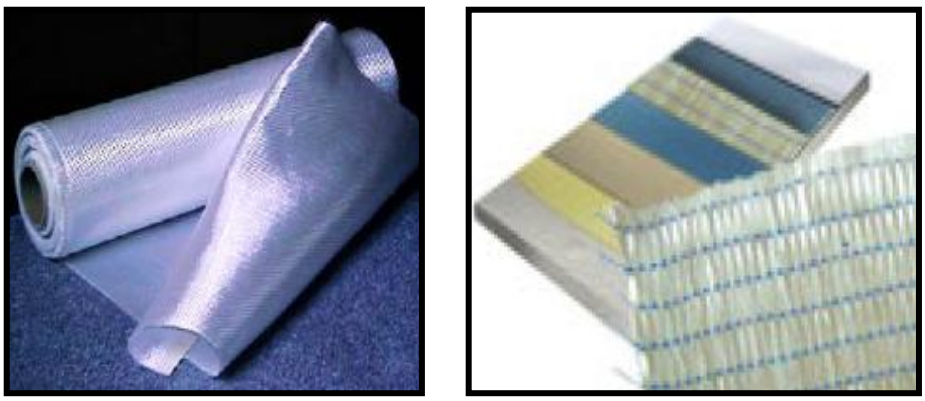
FRP مجموعه‌ای از الیاف می‌باشد که توسط رزین به یکدیگر متصل شده‌اند.

بسته به نوع الیاف مصرفی، FRP به سه نوع الیاف شیشه GFRP، الیاف کربن CFRP و الیاف آرامید AFRP دسته‌بندی می‌شود. رزین‌های مورد استفاده هم عبارتند از پلی‌استر، وینیل‌استر و اپوکسی. در اشکال ۸-۱۰ تا ۸-۱۲ انواع مختلف FRP نشان داده شده است.

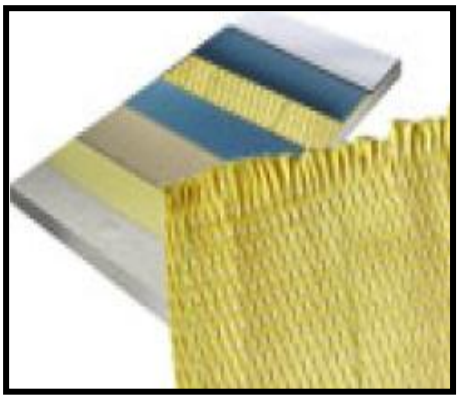
پیش نویس- غیر قابل استناد



شکل ۸-۱۰- الیاف کربن



شکل ۸-۱۱- الیاف شیشه




شکل ۸-۱۲- الیاف آرامید

دو روش متداول برای استفاده از FRP در مقاوم‌سازی سازه وجود دارد:

روش اول چسباندن تر می‌باشد. در این روش در محل اجرا، از رزین برای آغشته‌سازی الیاف به هم بافته نشده استفاده می‌گردد. روش دوم استفاده ازمصالح FRP پیش‌ساخته می‌باشد. مصالح پیش‌ساخته FRP می‌تواند به اشکال متفاوتی تولید شود که هم مناسب برای مقاوم‌سازی تیرها درمقابر خمش باشد و هم به شکل صفحاتی که بتوان از آنها برای دور پیچ کردن ستون‌ها استفاده کرد.

روش چسباندن تر این مزیت را دارد که استفاده از آن در نقاط غیرمسطح و دارای انحنا و نیز لبه‌های مقطع راحت‌تر است. به همین دلیل به نظر می‌رسد که تقویت دیوارهای آجری که معمولاً دارای سطوح غیرمسطح هستند با روش چسباندن تر، مناسب‌تر خواهد بود.

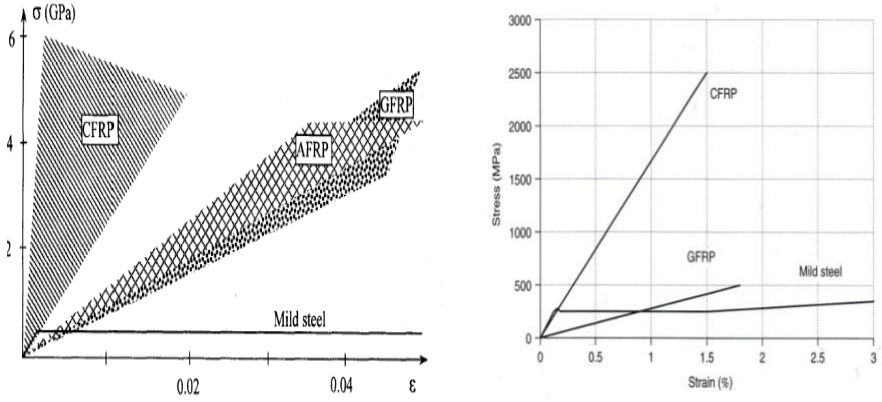
پیش نویس - غیر قابل استناد

۸-۴-۱-۴- مشخصات مکانیکی مواد مرکب FRP

تاکنون ازهر سه نوع FRP یعنی CFRP، GFRP، AFRP برای مقاوم‌سازی استفاده شده است. جدول ۸-۱ مشخصات مصالح FRP با الیاف یک جهته یا خطی را نشان می‌دهد. باید خاطر نشان کرد که این ارقام و محدوده‌ها برای مصالح معمول و متداول FRP تهیه شده است و ممکن است محصولی خاص در شرایطی خاص، مشخصات دیگر از خود بروز دهد. نمودار تنش- کرنش تک‌محوری انواع الیاف FRP و فولاد در شکل ۸-۱۳ نشان داده شده است.

جدول ۸-۱- مشخصات مکانیکی انواع الیاف

جنس	مشخصات	مدول الاستیسیته (Gpa)	مقاومت کششی (Mpa)	حدنهایی کرنش کششی (%)
کربن	با مقاومت بالا	۲۱۵-۲۳۵	۳۵۰۰-۴۸۰۰	۱/۴-۲
	با مقاومت بسیار بالا	۲۱۵-۲۳۵	۳۵۰۰-۶۰۰۰	۱/۵-۲/۳
	با مدول بالا	۳۵۰-۵۰۰	۲۵۰۰-۳۱۰۰	۰/۵-۰/۹
	با مدول بسیار بالا	۵۰۰-۷۰۰	۲۱۰۰-۲۴۰۰	۰/۲-۰/۴
شیشه	E	۷۰	۱۹۰۰-۳۰۰۰	۵
	S	۸۵-۹۰	۳۵۰۰-۴۸۰۰	۴/۵-۵/۵
آرامید	با مدول متوسط	۷۰-۸۰	۳۵۰۰-۴۱۰۰	۴/۳-۵
	با مدول الاستیسیته بالا	۱۱۵-۱۳۰	۳۵۰۰-۴۰۰۰	۲/۵-۳/۵



شکل ۸-۱۳- نمودار تنش- کرنش تک محوری انواع الیاف (کربن، شیشه و آرامید) و فولاد

۸-۴-۱-۵- رزین‌ها

رزین‌های پلیمری هم به عنوان ماده نگهدارنده الیاف در ساخت لایه FRP و هم برای چسباندن این لایه‌ها بر روی بتن، آجر و غیره استفاده می‌گردد. کاربرد آنها به عنوان متصل کننده FRP بسیار حیاتی است زیرا چسبندگی ضعیف می‌تواند سبب شکست ناگهانی و غیره منتظره سیستم مرکب شود.

امروزه رزین‌های اپوکسی بسیارقوی تولید می‌شوند، به گونه‌ای که خیلی ازشکست‌های چسبندگی به‌صورت کنده شدن لایه‌ای از بتن یا آجر (یعنی در اثر ضعف بتن یا آجر) رخ می‌دهد. بنابراین مقاومت تعیین‌کننده، مربوط به‌مقاومت ماده‌ای است که چسب قراراست FRP را به آن بچسباند نه مقاومت چسب، درنتیجه شکست یا در داخل بتن و یا در بتن مجاور سطح تماس چسب و بتن، رخ می‌دهد.

پیش نویس- غیر قابل استناد

۸-۴-۱-۶- ضریب کاهش محیطی برای سیستم‌های FRP با شرایط گوناگون

بجز حالت‌های خاص، خصوصیات مواد FRP که به وسیله سازندگان آنها ارائه می‌شود، عموما به صورت خصوصیات اولیه بوده و اثر شرایط در معرض قرارگیری محیطی تحت زمان‌های طولانی بر روی این خصوصیات در نظر گرفته نمی‌شود. به این دلیل خصوصیات مواد FRP مانند خصوصیات کششی، گسیختگی خزشی و پایداری در برابر خستگی، بعد از قرار گرفتن در شرایط محیطی کاهش می‌یابد و لذا این کاهش باید در روابط طراحی لحاظ شود.

همانطور که در جدول ۸-۲ دیده می‌شود، اگر سیستم FRP در مکانی تقریباً کنترل شده و آزمایشگاهی قرار گیرد، ضریب کاهش اعمال شده به مقدار یک نزدیک خواهد بود. اگر FRP در محیطی به شدت نامناسب قرار گیرد، مثلاً جایی که به طور طولانی در معرض رطوبت زیاد، آب شور یا مواد قلیایی باشد، کمترین ضریب کاهش باید استفاده شود.

جدول ۸-۲- ضریب کاهش محیطی برای سیستم‌های FRP با شرایط گوناگون

شرایط در معرض قرارگیری	نوع الیاف- رزین	ضریب کاهش محیطی، C_E
شرایط داخلی	کربن- اپوکسی	۰/۹۵
	شیشه- اپوکسی	۰/۷۵
	آرامید- اپوکسی	۰/۸۵
شرایط خارجی (پل‌ها، اسکله‌ها و پارکینگ‌های غیربسته)	کربن- اپوکسی	۰/۸۵
	شیشه- اپوکسی	۰/۶۵
	آرامید- اپوکسی	۰/۷۵
محیط‌های ناهنجار (کارگاه‌های شیمیایی و کارخانه‌های تصفیه فاضلاب)	کربن- اپوکسی	۰/۸
	شیشه- اپوکسی	۰/۵
	آرامید- اپوکسی	۰/۷

پیش نویس غیر قابل استناد

۸-۴-۱-۷- مقایسه عملکرد انواع کامپوزیت‌ها در سازه

بطور کلی کامپوزیت‌های CFRP دارای خصوصیات کیفی بهتری نسبت به GFRP می‌باشند. اما در عوض کامپوزیت‌های GFRP ارزانتر می‌باشند. جدول ۸-۳ مقایسه کیفی انواع کامپوزیت‌های FRP برای مقاوم‌سازی ساختمان‌ها را نشان می‌دهد.

جدول ۸-۳- مقایسه کیفی بین الیاف‌های کربن با مقاومت بالا، شیشه و آرامید

خصوصیات مصالح	کامپوزیت شیشه	کامپوزیت آرامید	کامپوزیت کربن
مقاومت کششی	خیلی خوب	عالی	خیلی خوب
مقاومت فشاری	ناکافی	خیلی خوب	خوب
مدول الاستیسیته	خوب	خیلی خوب	کافی
رفتار دراز مدت	خوب	خیلی خوب	کافی
رفتار خستگی	خوب	عالی	کافی
ظرفیت کمانش	عالی	کافی	کافی
مقاومت قلیایی	خوب	خیلی خوب	ناکافی

آنچه مسلم است انتخاب نوع مصالح بسته به نوع سازه مورد مقاوم‌سازی و پارامترهای تعیین کننده دیگری از جمله شرایط کاری و هزینه برآورد شده، می‌تواند توسط مهندس طراح مورد بررسی قرار گیرد. جدول ۸-۴ مقایسه کاربردی انواع کامپوزیت‌های FRP برای مقاوم‌سازی ساختمان‌ها را نشان می‌دهد.

جدول ۸-۴- مقایسه کاربردی انواع الیاف

اعضا	کاربرد	کامپوزیت آرامید	کامپوزیت شیشه	کامپوزیت کربن
تیر	خمش	خوب	کافی	خیلی خوب
	برش	خوب	کافی	خیلی خوب
	خدمت‌پذیری	ناکافی	ناکافی	خیلی خوب
دال	خمش	خوب	کافی	خیلی خوب
	برش	خوب	کافی	خیلی خوب
	خدمت‌پذیری	ناکافی	ناکافی	خیلی خوب
ستون	خمش	خوب	کافی	خیلی خوب
	برش	خوب	کافی	خیلی خوب
	خدمت‌پذیری	ناکافی	ناکافی	خیلی خوب
	ضربه	خیلی خوب	خیلی خوب	خوب
	لرزه	خیلی خوب	خیلی خوب	خوب
دیوار	خمش	خوب	کافی	خیلی خوب
	برش	خوب	کافی	خیلی خوب
	خدمت‌پذیری	ناکافی	ناکافی	خیلی خوب
	ضربه	خیلی خوب	خیلی خوب	خوب
	لرزه	خیلی خوب	خیلی خوب	خوب

پیش نویس- غیر قابل استناد

۸-۴-۱-۸- روش و تکنیک مقاوم‌سازی با FRP

تکنیک پایه مقاوم‌سازی با FRP که در طیف گسترده‌ای به کار می‌رود، شامل روش چسباندن نوارهای تولید شده پیش‌ساخته است. نکته‌ای که در اینجا وجود دارد این است که در راستای نوارهای FRP و یا الیافی که به کمک رزین در محل به کامپوزیت FRP تبدیل می‌شوند باید تا حدی که امکان اجرایی وجود دارد، در جهت محور اصلی تنش‌های کششی عضو باشد.

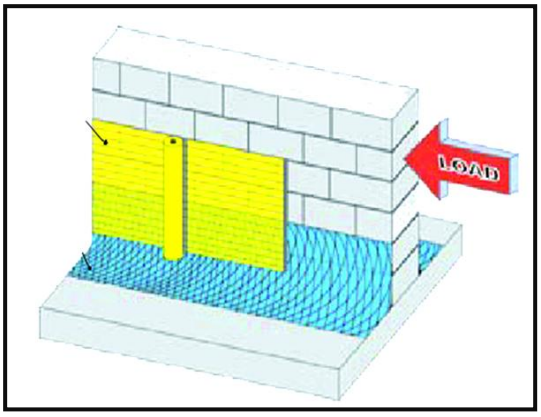
در ادامه به بررسی رفتار و نحوه صحیح قرارگیری FRP در دیوارهای آجری می‌پردازیم.

۸-۴-۱-۸-۱- تقویت دیوارهای آجری بدون اعضای بتنی یا فولادی محیطی

الف: تقویت برشی

دیوارهایی که نسبت ارتفاع به طول کمی دارند دچار شکست برشی شده و ترک‌های قطری در آنها ظاهر می‌شوند. مود شکست در این حالت به صورت ترد در دیوار رخ می‌دهد.

برای جبران ضعف برشی دیوار، صفحات FRP در راستای طول دیوار و به صورت افقی در دو وجه دیوار نصب می‌گردد. نحوه عملکرد FRP بدین صورت می‌باشد که پس از ایجاد ترک‌های برشی در دیوار، کرنش در FRP در آن منطقه افزایش یافته و نیروها به FRP منتقل می‌گردد. نتایج نشان می‌دهد که تقویت برشی دیوار با صفحات FRP سبب افزایش مقاومت و شکل‌پذیری دیوار می‌گردد (شکل ۸-۱۴).

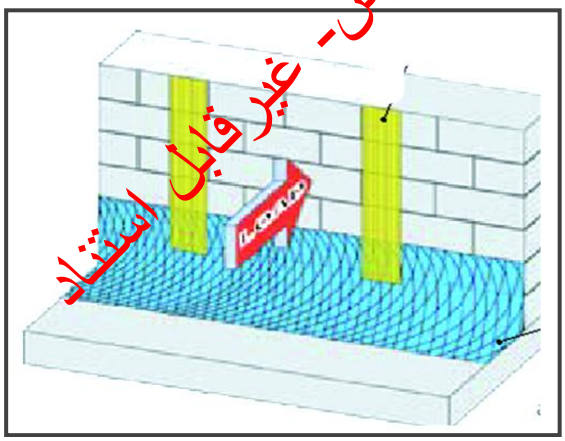


شکل ۸-۱۴- تقویت برشی دیوار با FRP

ب: تقویت خمشی

برای جبران ضعف خمشی دیوار، صفحات FRP در راستای ارتفاع و به صورت قائم در دو طرف نصب می‌گردد (شکل ۸-۱۵).

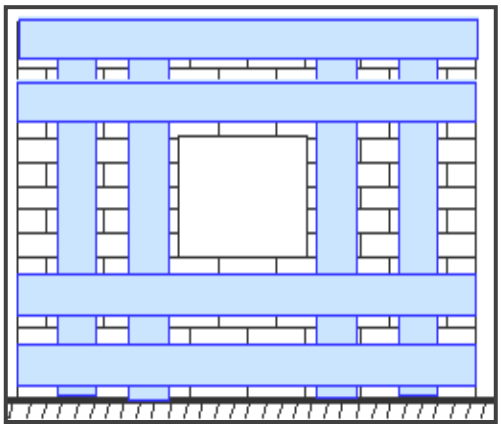
پیش نویس - غیر قابل استناد



شکل ۸-۱۵- تقویت خمشی دیوار با FRP

در صورتی‌که FRP به منظور افزایش مقاومت خمشی بر روی دیوار به صورت ارتفاعی استفاده شود، لازم است که انتهای آن به نحو مناسبی در پای دیوار مهار گردد تا نیروهای درون این صفحات به تکیه‌گاه پای دیوار انتقال یابد. برای مهار انتهای صفحات خمشی می‌توان از مقطع نبشی فولادی در مجاورت تکیه‌گاه دیوار که بر آن پیچ می‌گردد و یا از صفحه برشی FRP عمود بر لایه FRP خمشی در انتهای لایه استفاده نمود.

در صورتی‌که از هر دو تقویت خمشی و برشی به صورت قرارگیری الیاف به طور افقی و عمودی بر روی دیوار به صورت توام استفاده گردد افزایش سختی، مقاومت و شکل‌پذیری بیشتر از حالت‌های قبل است. در این سیستم قرارگیری الیاف به صورت افقی خود مهار کننده الیاف خمشی می‌باشند (شکل ۸-۱۶).

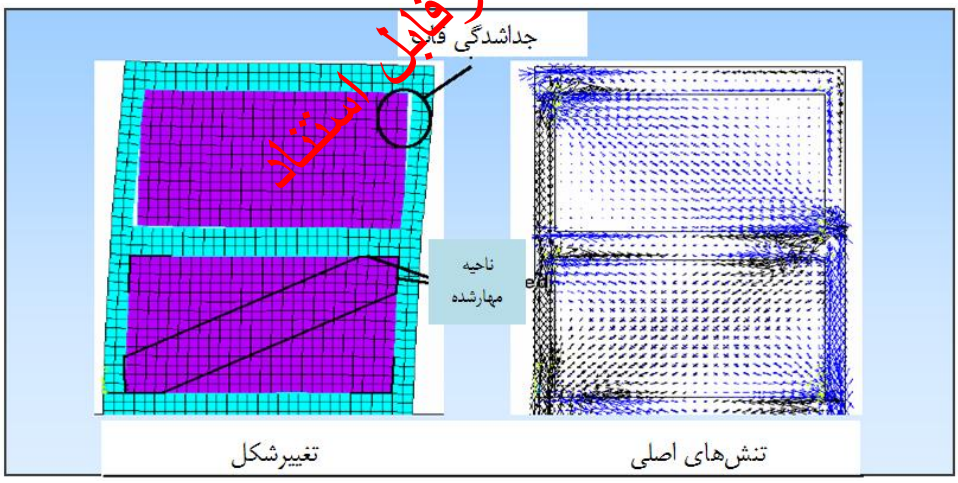


شکل ۸-۱۶- تقویت برشی و خمشی همزمان با استفاده FRP

۸-۴-۱-۸-۲- تقویت دیوارهای آجری با اعضای بتنی یا فولادی محیطی

این‌گونه از دیوارها رفتاری کاملاً متفاوت با دیوارهای آزاد بدون عناصر محیطی دارند و در هنگام اعمال بارهای جانبی در امتداد صفحه دیوار، بین آنها و عناصر احاطه کننده‌شان اندرکنش بوجود می‌آید و راستای تنشهای کششی از حالت افقی به حالت قطری عوض می‌گردد (شکل ۸-۱۷).

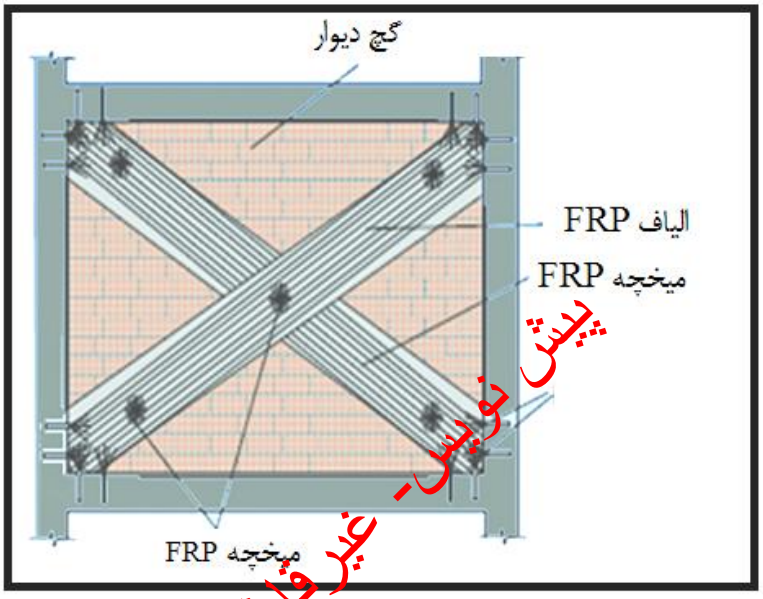
پیش نویس - غیر قابل استناد



شکل ۸-۱۷- رفتار دیوارهای آجری با اعضای بتنی یا فولادی محیطی

همچنین در حالتی که بارهای جانبی در امتداد عمود بر صفحه دیوار، بر آن اعمال می‌گردد رفتار دیوار شبیه به دال تخت می‌باشد و بر اثر لنگرهای خمشی ایجاد شده ترک‌هایی پدیدار می‌شود که مشابه خطوط سیلان در دال‌های تخت است.

قطرهای دیوار در حالتی که توسط اعضای بتنی یا فولادی احاطه شده است احتیاج به تقویت داشته و ترک‌خوردگی و شکست در این ناحیه اتفاق می‌افتد. لذا برای تقویت دیوارهای آجری با اعضای بتنی یا فولادی محیطی، الیاف FRP به صورت قطری روی دیوار چسبانده می‌شود (شکل ۸-۱۸).



شکل ۸-۱۸- تقویت برشی و خمشی دیوارهای آجری با اعضای محیطی

پیش نویس - غیر قابل استناد

در شکل ۸-۱۹ چند نمونه از تقویت‌های اجرا شده و نحوه نصب الیاف‌ها روی این نوع دیوارها ملاحظه می‌گردد.



شکل ۸-۱۹- نحوه اجرا و نصب نوارهای FRP

۸-۴-۲- روکش بتنی

یکی از روش‌های موثر تقویت ساختمان‌های موجود ایجاد روکش بتنی روی دیوارهاست. در این روش شبکه‌ای از میلگردهای افقی و قائم روی دیوار نصب می‌شود و سپس بر روی آن بتن می‌پاشند.

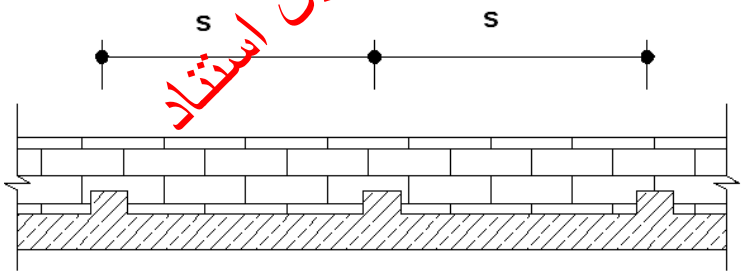
استفاده از روکش بتنی برای سازه‌های بتنی و آجری نتایج مفیدی دربرداشته و تجربه نشان می‌دهد که بتن پاشیده شده به خوبی درزها را پر کرده، اتصال و چسبندگی مناسبی را فراهم می‌آورد. در این روش سطوح آجری کاملاً تمیز می‌شوند و برای ایجاد چسبندگی بیشتر سطوح صاف زخمی می‌گردند. قبل از پاشیدن بتن، زیرکار را کمی تر می‌کنند اما نه به گونه‌ای که بتن فرو ریزد.

همچنین قبل از شروع، قسمت‌هایی از زیرکار را که خرد شده یا سست است تراشیده و عمل پاشش در چند لایه صورت می‌گیرد تا گودشدگی به حداقل برسد و در نقاطی که پاشش خوب انجام نشده و به عوارضی همچون گودشدگی، برآمدگی و یا پوسته شدن، انجامیده است بتن تراشیده، دوباره پاشیده می‌شود.

با ایجاد روکش بتنی در سطوح بیرونی یا درونی دیوارهای آجری می‌توان مقاومت لرزه‌ای ساختمان را به طور چشمگیری افزایش داد، آنگاه این دیوارهای آجری- بتنی می‌توانند مانند دیوارهای برشی بتنی نیروی جانبی زلزله را تحمل نمایید.

برای ایجاد روکش بتنی باید در دیوار شیارهای قائم ایجاد کرد تا پس از پاشیدن بتن این شیارها همچون کلاف قائم عمل کرده و علاوه بر تقویت مقاومت خمشی دیوار، روکش بتنی و دیوار آجری را به طور مناسبی با هم یکپارچه کنند (شکل ۸-۲۰).

پیش نویس غیر قابل استناد



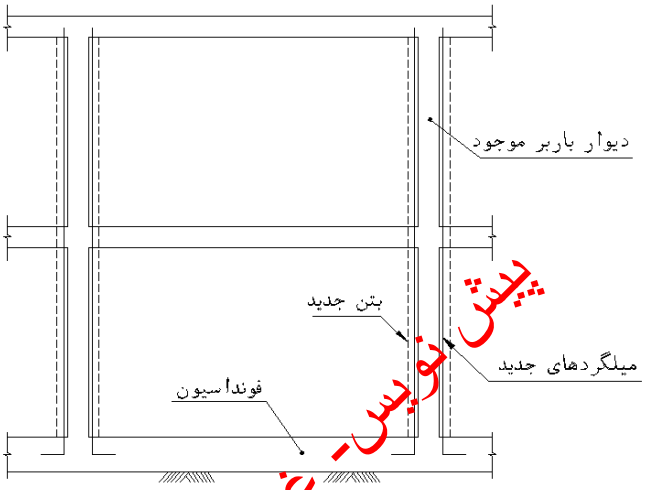
شکل ۸-۲۰- اجرای کلاف با روکش بتنی

فاصله کلاف‌های قائم S می‌تواند بین ۲ تا ۲/۵ متر باشد. در کنار بازشوها حتماً باید کلاف قائم قرار گیرد. ایجاد کلاف افقی گرچه می‌تواند عملکرد روکش را بهبود بخشد اما به سبب آنکه بارهای قائم به دیوار آجری وارد می‌شوند، کندن شیار افقی می‌تواند خطرناک باشد و لذا استفاده از کلاف‌های افقی ایجاد شده با روکش بتنی توصیه نمی‌شود.

برای اتصال بتن پاششی با دیوار، به جای شیارهای قائم می‌توان از کاشت میلگرد (میخچه‌گذاری) استفاده کرد (شکل ۸-۲۳).

در موردی که ایجاد روکش در سطوح بیرونی ممکن نباشد باید سطوح داخلی را روکش کرد. باید توجه داشت که در محل اتصال دیوار به سقف، روکش قطع می‌شود و در نتیجه نیروهای خمشی وارد به روکش در طبقه بالا به طبقه پایین منتقل نمی‌شوند.

برای رفع این نقص می‌باید در نقاطی غیر از تکیه‌گاه تیرها، آجرهای سقف برداشته و میلگردها را از آن عبور داد تا دیوار برشی به صورت شکل ۸-۲۱ درآید. همچنین می‌توان از نبشی‌های زیر و روی سقف استفاده نمود این نبشی‌ها توسط بولت به یکدیگر متصل شده و میلگرهای روکش بتنی به آنها جوش می‌شوند.



شکل ۸-۲۱- اجرای روکش بتنی برای طبقات

پیش نویس - غیرقابل استناد

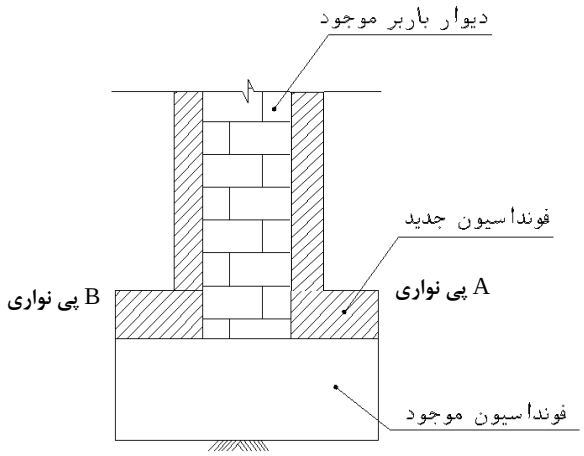
باید توجه داشت که میلگردهای قائم نیز باید به پی متصل شوند.

نکته: چنانچه هر دو سطح دیوار آجری روکش شود، مقاومت جانبی بسیار بهتری حاصل می‌شود، به ویژه اگر این دو روکش با سوراخ کردن دیوار و قراردادن میلگرد رابط به هم وصل شوند.

۸-۴-۲-۱- تقویت پی دیوارهای روکش شده

نیروی افقی حاصل از زلزله که به دیوارهای روکش شده وارد می‌شود باید به زمین منتقل گردد. بدین منظور می‌توانیم از ایجاد پی نواری بتنی روی فونداسیون دیوار موجود استفاده نماییم.

در دیوارهایی که دو طرفشان روکش شده، در دو سمت دیوار پی نواری بتنی A و B را قرار داده و به منظور حفظ انسجام مجموعه، در فواصل معینی دیوار را سوراخ کرده و دو قسمت را به هم متصل می‌کنیم (شکل ۸-۲۲).

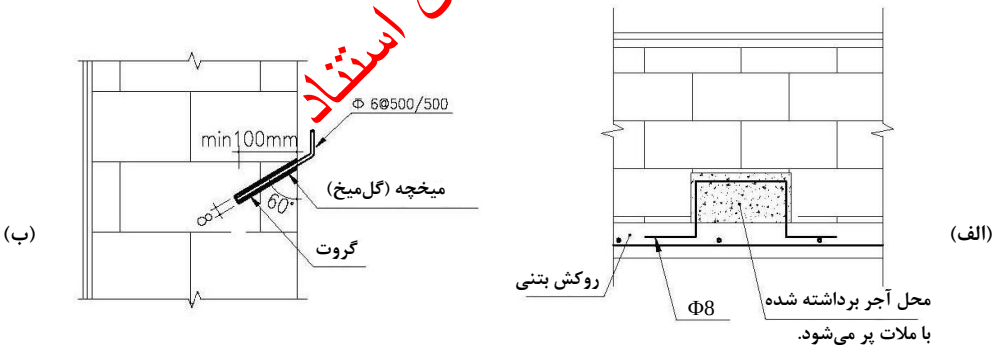


شکل ۸-۲۲- فونداسیون روکش بتنی

پیش نویس- غیر قابل استناد

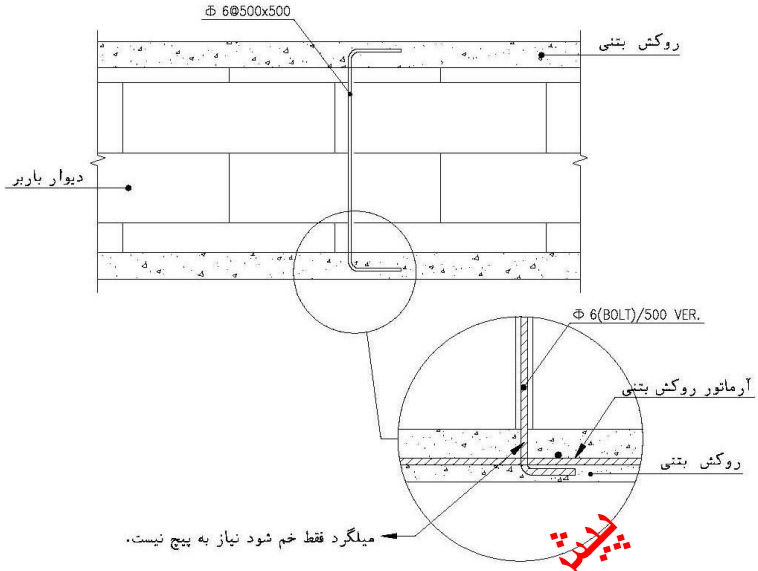
۸-۴-۲-۲- اتصال میلگردهای روکش بتنی به دیوار بنایی

برای اتصال شبکه آرماتورها به دیوار از برشگیرهایی که به دیوار متصل می‌شوند استفاده می‌گردد. این برشگیرها با زاویه‌ای به دیوار متصل شده و اطراف آنها با گروت پر می‌شود. جهت اتصال بهتر شبکه آرماتور بهتر است برشگیرها به صورت عصایی شکل خم شوند (شکل ۸-۲۳).



شکل ۸-۲۳- نمونه‌ای از اتصال شبکه آرماتورهای روکش بتنی به دیوار(برشگیرها)

در روکش‌های دورو برای اتصال میلگردهای روکش بتنی از میلگردهایی که از داخل دیوار عبور می‌کنند، مطابق شکل ۸-۲۴، استفاده می‌کنند.



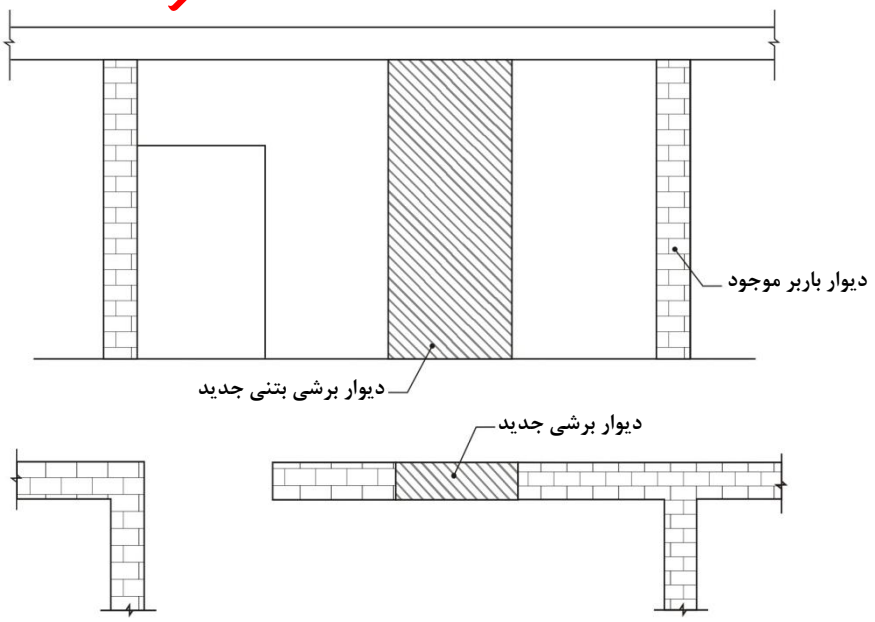
شکل ۸-۲۴- نمونه‌ای از اتصال روکش دورو

پیش نویس - غیر قابل استناد

۸-۴-۳- تعبیه دیوار برشی

پس از اینکه سقف را یکپارچه (صلب) ساختیم، می‌توانیم با استفاده از دیوارهای برشی ساختمان را در یک یا هر دو امتداد مقاوم کنیم. برای مقاوم‌سازی به این روش ابتدا باید بخشی از دیوار موجود را برداشته و بجای آن دیوار برشی بتنی مسلح ساخته شود (شکل ۸-۲۵).

مقاومت این دیوار برشی با استفاده از روش‌های محاسباتی موجود برای دیوار بتنی مسلح محاسبه می‌شود.



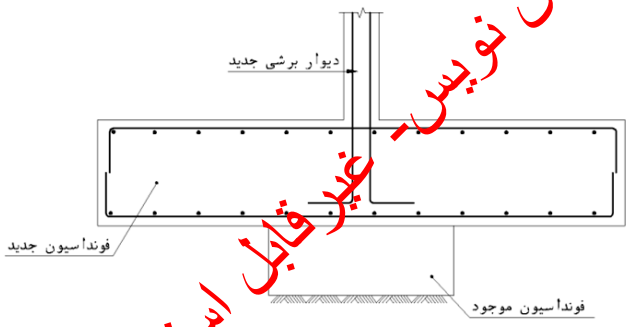
شکل ۸-۲۵- جایگزین کردن دیوار برشی جدید به جای دیوار بنایی

۸-۴-۳-۱- اتصال دیوارهای برشی در طبقات

چنانچه دیوار برشی در بیش از یک طبقه از ساختمان امتداد داشته باشد باید حتماً از سقف عبور نماید و با طبقه بعدی به طور یکپارچه عمل کند. بدین منظور باید سقف را تراشید و میلگردها را عبور داد؛ در صورت وجود تیرآهن در سرراه، آن را درون بتن غرق می‌کنیم (به طور کامل اطراف آنرا بتن فرا می‌گیرد).

۸-۴-۳-۲- پی دیوارهای برشی

دیوارهای برشی به دلیل مقاومت فوق‌العاده‌شان، برای تحمل نیروی زلزله بخش بزرگی از ساختمان کافی هستند. به همین سبب مسئله مهم در مورد آنها طراحی پی است که باید این نیروی بزرگ را به زمین منتقل کند. توصیه می‌شود بجای تعریض پی دیوارهای موجود، بخشی از کف اتاق را مطابق شکل ۸-۲۶ بتن‌ریزی کرد و آن را به عنوان پی دیوار برشی مورد استفاده قرارداد.



شکل ۸-۲۶- پی جدید دیوار برشی

پیش نویس - غیر قابل استناد

۸-۴-۳-۳- مقایسه روش تقویت روکش بتنی با روش تعبیه دیوار برشی

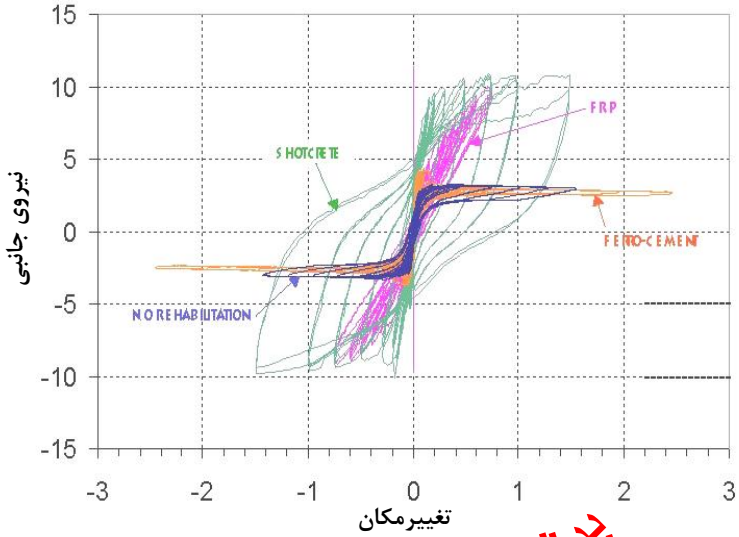
اگر از روش تقویت روکش بتنی استفاده نماییم، اولاً دیوارهای موجود تخریب نمی‌گردند و ثانیاً از دیوار آجری قدیمی به عنوان قالب استفاده می‌شود.

استفاده از روکش بتنی و دیوارهای برشی باعث افزایش وزن ساختمان می‌گردد برای اینکه دیوارهای برشی بتوانند نیروی جانبی ساختمان را به طور کامل تحمل کنند باید سقف سازه صلب باشد ولی در روکش بتنی نیاز به صلب بودن سقف نمی‌باشد.

اگر از روش دیوار برشی استفاده شود برای دیوارهای آجری باقیمانده با طول بیش از ۵ متر نیاز به تعبیه کلاف قائم داریم ولی در روش روکش بتنی کلاف قائم نیز به‌وجود می‌آید.

در روش اجرای دیوار بتنی از فضای اطاق‌ها کاسته نمی شود ولی در روش روکش بتنی از فضای اطاق‌ها به علت افزایش ضخامت دیوار کاسته می‌شود.

در شکل ۸-۲۷ ظرفیت شکل‌پذیری روش‌های فوق با یکدیگر مقایسه شده است.



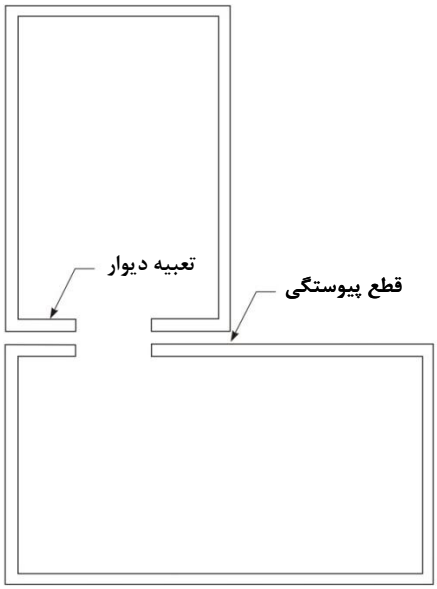
شکل ۸-۲۷- مقایسه رفتار روکش بتنی، FRP و دیوار برشی

۸-۴-۴- استقرار دیوارهای جدید

در حین زلزله، ساختمان‌های نامتقارن در معرض اثرات پیچش واقع می‌شوند. با جداسازی قسمت‌هایی از ساختمان می‌توان مرکز جرم را بر مرکز سختی منطبق نمود که در این صورت پیچش در ساختمان اتفاق نمی‌افتد. همچنین با ایجاد دیوارهای جدید (مصالح بنایی) مانند شکل ۸-۲۸ می‌توان واحدهایی را به طور اختصاصی قرینه نمود.

ضمناً استقرار دیوارهای متقاطع، قدرت باربری بیشتری برای دیوارهای طویل ساختمان‌هایی نظیرخوابگاه‌ها، مدارس و غیره فراهم می‌نماید. تنها باید دقت شود که تغییرات معماری بوجود آمده باعث ازبین رفتن کاربری‌های مدنظر نگردد.

پیش نویس، غیرقابل استناد



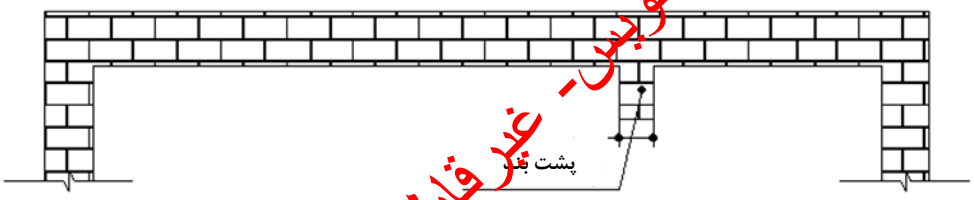
شکل ۸-۲۸- ایجاد دیوار جدید و رفع نامنظمی در پلان

مساله اصلی در این چنین اصلاحاتی، ایجاد گیرداری بین دیوارهای جدید و قدیم می‌باشد. عموماً با استفاده از کلیدهای فولادی و بتنی تعبیه شده در دیوارهای قدیمی این گیرداری تامین می‌شود.

در استقرار دیوارهای جدید باید به یک نکته توجه داشت که دیوار جدید باید در طول مدت بهره‌برداری ساختمان مستقر بوده و هیچگاه برداشته نشود. بنابراین در مقاوم‌سازی ساختمانهایی که امکان تغییر کاربری دارند باید همواره به این نکته توجه نمود که پس از تغییرات کاربری دیوارهای جدید از معماری ساختمان حذف نشود.

۸-۴-۵- استفاده از پشت‌بند

دیوارهای عمود بر دیوار سازه‌ای، پشت‌بند نامیده می‌شود که از شکست و جداشدن دیوارهای طویل جلوگیری می‌کنند. براساس آیین‌نامه ۲۸۰۰ ایران، دیواری به عنوان پشت‌بند تلقی می‌شود که ضخامت آن حداقل ۲۰ سانتیمتر و طول آن با احتساب ضخامت دیوار سازه‌ای حداقل برابر $\frac{1}{6}$ بزرگترین دهانه طرفین پشت‌بند باشد.



شکل ۸-۲۹- ایجاد پشت بند

پیش نویس - غیر قابل استناد

آیین نامه ۲۸۰۰ ایران حداکثر طول مجاز دیوار سازه‌ای بین دو پشت‌بند را ۳۰ برابر ضخامت آن معرفی می‌نماید مشروط برآنکه این مقدار از ۸ متر تجاوز نکند. در حالتی که دیوار سازه‌ای، شرایط ذکر شده را برآورده نکند و یا از نظر مقاومت خمشی (پرتاب خارج از صفحه دیوار) ضعیف باشد می‌توانیم با ایجاد پشت‌بندهای جدید و مهار آن به نحو مناسبی با دیوار سازه‌ای، طول دیوار سازه‌ای را کاهش داده و ساختمان را تقویت نماییم.

برای اتصال پشت‌بند به دیوار، بهتر است از میلگردهای مهاری به عنوان گیره استفاده شود. گیره‌ها هر چند رج در میان، دو دیوار را به یکدیگر متصل می‌نمایند و در مقایسه با رفتار اتصال آجر به آجر (هشت‌گیر) در زلزله، از نرمی بیشتری برخوردارند و در تمام مدت زلزله پایدار باقی می‌ماند.

۸-۴-۶- تزریق صمغ اپوکسی یا ملات

تکنیک تزریق صمغ اپوکسی برای مقاوم‌سازی سازه‌های بتنی و بنایی بکار گرفته می‌شود. هدف این تکنیک پرنمودن ترک‌ها و در نتیجه رفع نواقص پیوستگی بین قسمت‌های مختلف ناشی از ترک‌هاست.

متاسفانه در کشور ما، به هنگام آجرچینی دیوارهای بنایی، درزهای قائم بین آجرها توسط ملات کاملاً پر نمی‌شوند. روش‌های تزریق صمغ یا ملات علاوه بر پرکردن ترک‌ها، باعث پرشدن این درزها نیز می‌گردد. به نظر می‌رسد این عمل مقاومت دیوار در مقابل گسیختگی خارج از صفحه را تا چندین برابر افزایش دهد.

ملات‌ها ترکیبی از سیمان پرتلند، آهک و آب، با اسلامپ بالا هستند. ملات‌ها را در درزها و ترک‌های با عرض بزرگتر از ۳ میلیمتر و اکثراً در مواقعی که مسائل اقتصادی مهم است، بجای اپوکسی به کار می‌برند. ترک‌های ریزتر با ژل اپوکسی یا به صورت خشک پر می‌شوند. سپس ملات بنایی با فشار پایین، درون حفره‌های سازه پمپاژ می‌شوند. در این عملیات مقدار قابل توجهی از مواد، درون درزها و حفره‌های بین واحدهای آجری جریان می‌یابد. اسلامپ بالا برای جریان انداختن ملات درون ترک‌ها و همچنین آب کافی در ملات برای هیدراسیون سیمان پس از جذب آب آن توسط آجرها یا بلوک‌های مورد نیاز می‌باشد.

تزریق اپوکسی چسبناک در ترک‌های با عرض ۰/۱۲ میلیمتر امکان‌پذیر می‌باشد. اما مصالح اپوکسی برای ترمیم سازه‌های بنایی بسیار گران تمام می‌شود. زیرا اپوکسی درون تمام حفره‌ها، سوراخ‌ها و درزها به همان خوبی ترک‌ها جریان می‌یابد و مصرف را بالا می‌برد. این نوع جریان نیازمند مقدار زیادی اپوکسی است که هزینه بالایی دارد. مقاومت کششی صمغ‌های اپوکسی تا ۳۵ مگاپاسکال (۳۵۰ کیلوگرم برسانتیمترمربع) نیز می‌باشد.

پیش نویس غیر قابل استناد

۸-۴-۷- تعبیه کلاف‌های قائم

پس از تسلیح و بتن‌پاشی، موثرترین روش مقاوم‌سازی دیوارهای بنایی ایجاد کلاف پیرامون آنها می‌باشد. در این صورت دیوار کلاف‌بندی شده عملاً مانند قاب مرکب رفتار کرده و عضو لرزه‌ای تلقی می‌گردد، از آن گذشته ایجاد کلاف‌بندی به انسجام و یکپارچگی ساختمان نیز کمک می‌نماید.

چنانچه در ساختمان، کلاف افقی در بالا و پایین دیوارها موجود باشد، اجرای کلاف قائم بسیار راحت خواهد بود. در این صورت در فواصل ۳ متری شیارهای قائمی در دیوارها ایجاد شده، آنگاه سوراخهای قائمی نیز داخل کلافهای افقی جهت عبور میلگردها در محل اتصال با کلاف قائم تعبیه می‌گردد.

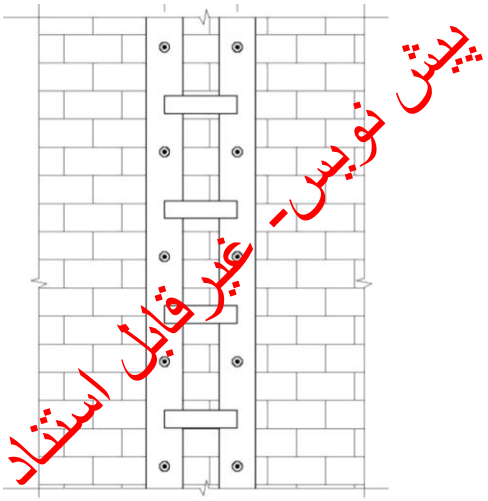
میلگردهای طولی در کلاف قائم از سوراخ‌های تعبیه شده در کلاف‌های افقی عبور و اطراف آنها با دوغاب سیمان، گروت و یا انواع ملات‌های منبسط شونده پر می‌گردد. از شیارهای ایجاد شده در دیوار نیز به عنوان قالب بتن استفاده می‌شود. مجموعه ایجاد شده قاب بتنی را تشکیل می‌دهند که دیوار بنایی را در برمی‌گیرد. ابعاد و سایر مشخصات کلاف‌ها باید با ضوابط مندرج در آیین‌نامه ۲۸۰۰ ایران تطبیق داشته باشد.

برای اجرای کلاف قائم در وسط دیوارها می‌توان از دو ورق به عرض ۱۰ سانتیمتر و ضخامت ۵ میلیمتر در دو طرف دیوار استفاده کرد. این ورق‌ها در فواصل ۵۰ سانتیمتری باید توسط میلگرد به دیوار متصل شوند. این دو ورق با بست‌هایی با ابعاد متناسب در هر ۵۰ سانتیمتر به یکدیگر متصل می‌شوند.

مراحل اجرا به صورت زیر می‌باشد:

- نازک‌کاری در محل اجرا برداشته می‌شود.
- سوراخ‌های سرتاسری به قطر ۸ میلیمتر در فواصل ۵۰ سانتیمتری از یکدیگر ایجاد می‌شوند.
- سوراخ‌های مناسب در ورق برای اتصال ورقهای کلاف به دیوار ایجاد می‌شوند.
- ورق‌های دو طرف دیوار بوسیله آرماتورهای رابط (میانگذر) به فواصل ۵۰ سانتیمتر به دیوار و یکدیگر محکم می‌شوند.
- فضای خالی آرماتورهای میانگذر با ملات مناسب منبسط شونده یا گروت پر می‌شوند.

نحوه نصب پروفیل در دو طرف دیوار به یکدیگر به گونه‌ای باشد که در صورت جابجایی المان بنایی انسجام کلاف تعبیه شده حفظ شود.


پیش نویس - غیر قابل استناد

شکل ۸-۳۰- ایجاد کلاف قائم توسط ورقهای فولادی

۸-۵- بهسازی سیستم سازه‌ای ساختمان از طریق کامل نمودن مسیر بار، رفع نامنظمی‌ها در پلان یا ارتفاع

مطالعه رفتار ساختمان‌ها در زلزله‌های گذشته نشان می‌دهد که عملکرد ساختمان‌ها نسبت به تغییرات کوچکی در تقارنِ شکل کلی ساختمان، بسیار حساس می‌باشد و انقطاع در مسیر انتقال بار و همچنین نامنظمی در پلان و ارتفاع منجر به خرابی سازه می‌گردد. برای رفع نامنظمی و کامل نمودن مسیر انتقال بار مطابق فصل سوم عمل می‌گردد و در اینجا تنها به موارد نامنظمی ساختمان اشاره می‌گردد.

۸-۵-۱- نامنظمی در پلان

نامنظمی در پلان ساختمان، باعث تولید نیروهای پیچشی در ساختمان تحت اثرنیروهای جانبی می‌گردد. این نیروهای پیچشی به همراه نیروهای افقی ناشی از انتقال جانبی ساختمان، باعث وارد آمدن نیروهای اضافی قابل ملاحظه‌ای

برعناصر باربر سازه‌ای گشته و می‌تواند منجر به خرابی گردد. مطابق با آیین‌نامه ۲۸۰۰، ساختمان‌هایی با مشخصات ذیل در گروه ساختمان‌های منظم در پلان قرار می‌گیرند:

۱- پلان ساختمان دارای شکل متقارن و یا تقریباً متقارن نسبت به محورهای اصلی ساختمان، که معمولاً عناصر مقاوم در برابر زلزله، در امتداد آن‌ها قرار دارند، باشد و در صورت وجود فرورفتگی یا پیشامدگی در پلان، اندازه آن در هر امتداد از ۲۵ درصد بعد خارجی ساختمان در آن امتداد تجاوز ننماید.

۲- در هر طبقه فاصله بین مرکز جرم و مرکز سختی در هر یک از دو امتداد متعامد ساختمان از ۲۰ درصد بعد ساختمان در آن امتداد بیشتر نباشد.

۳- تغییرات ناگهانی در سختی دیافراگم هر طبقه نسبت به طبقات مجاور از ۵۰ درصد بیشتر نبوده و مجموع سطوح بازشو از ۵۰ درصد سطح کل دیافراگم تجاوز ننماید.

۴- در مسیر انتقال نیروی جانبی به زمین انقطاعی مانند تغییر صفحه اجزای باربر جانبی در طبقات وجود نداشته باشد.

۵- در هر طبقه حداکثر تغییرمکان نسبی در انتهای ساختمان، با احتساب پیچش تصادفی، بیشتر از ۲۰ درصد با متوسط تغییر مکان نسبی دو انتهای ساختمان در آن طبقه اختلاف نداشته باشد.

پیش نویس غیر قابل استناد

۸-۵-۲- نامنظمی در ارتفاع

نامنظمی قائم در ساختمان‌ها شامل طبقه ضعیف، نامنظمی هندسی و نامنظمی در وزن طبقات می باشد که سبب اعمال نیروی قابل ملاحظه اضافی به برخی از اعضا در این طبقات می‌گردد.

مطابق با آیین نامه ۲۸۰۰، ساختمان‌های با مشخصات زیر در گروه ساختمان‌های منظم در ارتفاع قرار می‌گیرند:

۱- توزیع جرم در ارتفاع ساختمان، تقریباً یکنواخت باشد بطوریکه جرم هیچ طبقه‌ای، به استثنای بام و خرپشته بام نسبت به جرم طبقه زیر خود بیشتر از ۵۰ درصد تغییر نداشته باشد.

۲- سختی جانبی در هیچ طبقه‌ای کمتر از ۷۰ درصد سختی جانبی طبقه روی خود و یا کمتر از ۸۰ درصد متوسط سختی ۳ طبقه روی خود نباشد، به عبارت دیگر هیچ طبقه‌ای نرم نباشد.

۳- مقاومت جانبی هیچ طبقه‌ای کم‌تر از ۸۰ درصد مقاومت جانبی طبقه روی خود نباشد (هیچ طبقه‌ای ضعیف نباشد) مقاومت هر طبقه برابر با مجموع مقاومت جانبی کلیه اجزای مقاومی است که برش طبقه را در جهت موردنظر تحمل می‌نمایند.

مثال ۸-۱- مقاوم‌سازی ساختمان بنایی

ساختمان یک طبقه مصالح بنایی با کاربری آموزشی مفروض است. موقعیت این ساختمان در شهرستان کازرون استان فارس و خاک محل مطابق استاندارد ۲۸۰۰ از نوع II می‌باشد. ابعاد کلی پلان ۱۶×۳۱ متر و سیستم مقاوم در برابر بارهای موجود ساختمان دیوارهای بنایی است و با توجه به بازدیدهای عینی انجام شده، این مدرسه در برابر زلزله سطح خطر ۱ آسیب‌پذیر می‌باشد. مطابق با آزمایشات انجام شده مقاومت برشی ملات برابر با ۰/۲۵ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع در نظر گرفته می‌شود. ساختمان از آغاز ساخت دارای کاربری آموزشی بوده و با تعداد حدوداً ۲۰۰ نفر دانش‌آموز در مقطع راهنمایی در یک شیفت به سرویس‌دهی خود ادامه می‌دهد. زیربنای این سازه یک طبقه در حدود ۴۸۰ مترمربع است ومساحت بام آن به علت وجود طره ها در طرفین ۵۲۱ مترمربع می باشد.

پیش نویس- غیر قابل استناد

ارزیابی کیفی

گروه‌بندی ساختمان

ساختمان در سال ۱۳۴۹ به بهره‌برداری رسیده است. با توجه به آیین‌نامه ۲۸۰۰، مدارس جزء ساختمان‌های با اهمیت زیاد، یعنی گروه ۲ و دارای ضریب اهمیتی برابر ۱/۲ هستند.

توزیع نسبی فضاها

ساختمان دارای فضاهای مختلف با کاربری‌های ذیل می‌باشد:

ردیف	کاربری	تعداد	مساحت (m^2)	درصد از کل
۱	کلاس	۷	۲۵۶	۵۳/۳
۲	فضاهای اداری	۱	۳۵	۷/۳
۳	آبدارخانه و سرویس بهداشتی	۱	۱۰	۲/۱
۴	راهرو	ـــ	۹۹	۲۰/۶
۵	تیغه‌بندی	ـــ	۸۰	۱۶/۷
مجموع			۴۸۰	۱۰۰

مشخصات معماری

خلاصه‌ای از مشخصات معماری ساختمان در جدول زیر آورده شده است:

ردیف	نوع مشخصات		شـــــــــــرح
۱	تعداد	طبقات	۱
		زیرزمین	ندارد
۲	ارتفاع		۳/۹۶ متر
۳	زیربنا		۴۸۰ مترمربع
۴	ابعاد	پنجره‌ها	۲/۳×۲ و ۲/۳×۰/۸ و ۲/۵×۲
		درب‌ها	۰/۹×۳
۵	درز انقطاع		ندارد
۶	اجزای طره‌ای		طره‌های سرتاسری به عرض ۰/۵ متر
۷	تیغه‌بندی ساختمان		۴۵ سانتی‌متری
۸	ارتفاع جان‌پناه		۳۰ سانتی‌متری
۹	سقف کاذب		ندارد
۱۰	کف‌سازی		موزائیک
۱۱	عایق‌کاری بام		ایزوگام
۱۲	دیوارهای پیرامونی		۴۵ سانتی‌متری
۱۳	موقعیت ساختمان در محوطه		شمال محوطه
۱۴	راه‌پله‌ها		ندارد
۱۵	ابعاد کلی ساختمان		۳۱×۱۶
۱۶	راهروها		۳ متری
۱۷	نما		سنگی

پیش نویس - غیر قابل استناد

مواردی که در مشخصات فنی به آن‌ها پرداخته شده است به طور اجمالی در زیر آورده شده‌اند. اطلاعات مندرج در جدول با توجه به بازدیدهای انجام یافته، به‌دست آمده‌اند. لازم به ذکر است که توضیحات بیشتر راجع به مشخصات فنی در بخش پیکربندی آورده شده است.

مشخصات فنی ساختمان

ردیف	نوع مشخصات	شرح
۱	نوع اسکلت	دیوار بنایی با کلافبندی افقی و قائم
۲	سیستم سقف	طاق‌ضربی
۳	سیستم مقاوم لرزه‌ای (جهت x)	دیوار بنایی
۴	سیستم مقاوم لرزه‌ای (جهت y)	دیوار بنایی
۵	درجه اهمیت	زیاد
۶	نوع زمین	II
۷	شتاب مبنای طرح	۰/۳
۸	سیستم پی	نواری
۹	مصالح سفتکاری	آجرفشاری و ملات ماسه سیمان

ارزیابی وضعیت اعضای سازه‌ای

سیستم باربر ثقلی

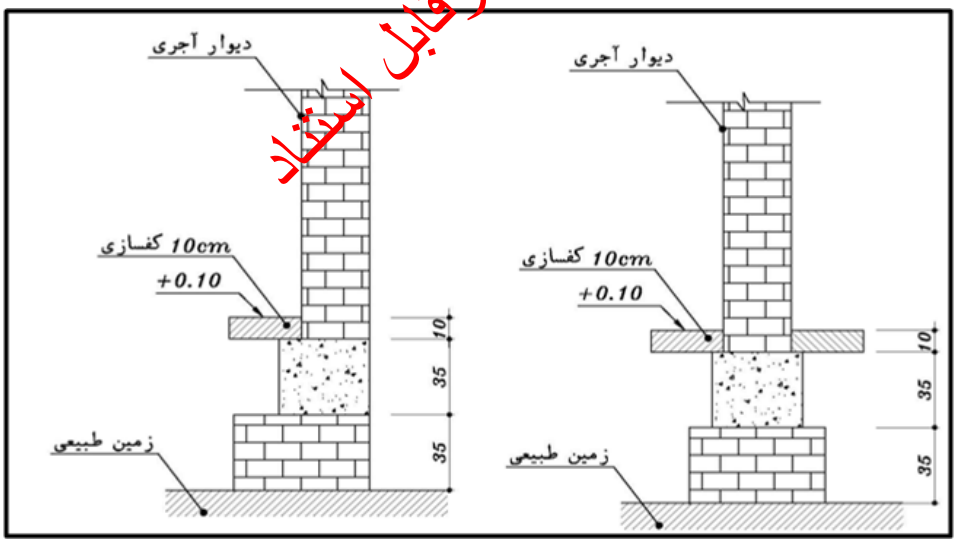
در این ساختمان جهت انتقال بارهای ثقلی از سیستم دیوارهای باربر بنایی استفاده شده است. دیوارهای موجود در ساختمان دارای ضخامت و وضعیت ظاهری تقریباً مناسبی هستند. در برخی دیوارها ترک‌خوردگی‌هایی دیده شده است که ظاهراً مربوط به نازک‌کاری می‌باشد. به خصوص در اطراف بازشوها این ترک‌ها مشهودتر است. در بعضی دیوارها بازشوهای بزرگ و غیر اصولی اجرا شده است.

سیستم مقاوم لرزه‌ای

دیوارهای آجری

در این ساختمان برای اجرای کرسی‌چینی و دیوارهای اصلی از آجر فشاری و ملات ماسه و سیمان استفاده شده است. با توجه به عملکرد این دیوارها، نوع مصالح بکارفته و مقاومت برشی آنها از اهمیت خاصی برخوردار است. ضخامت دیوارهای اجرا شده در حدود ۴۰ سانتیمتر می‌باشد. با توجه به شناسایی انجام گرفته سیستم سازه‌ای ساختمان، دیوارهای بنایی با کلاف بتنی است.

پیش نویس- غیر قابل استناد



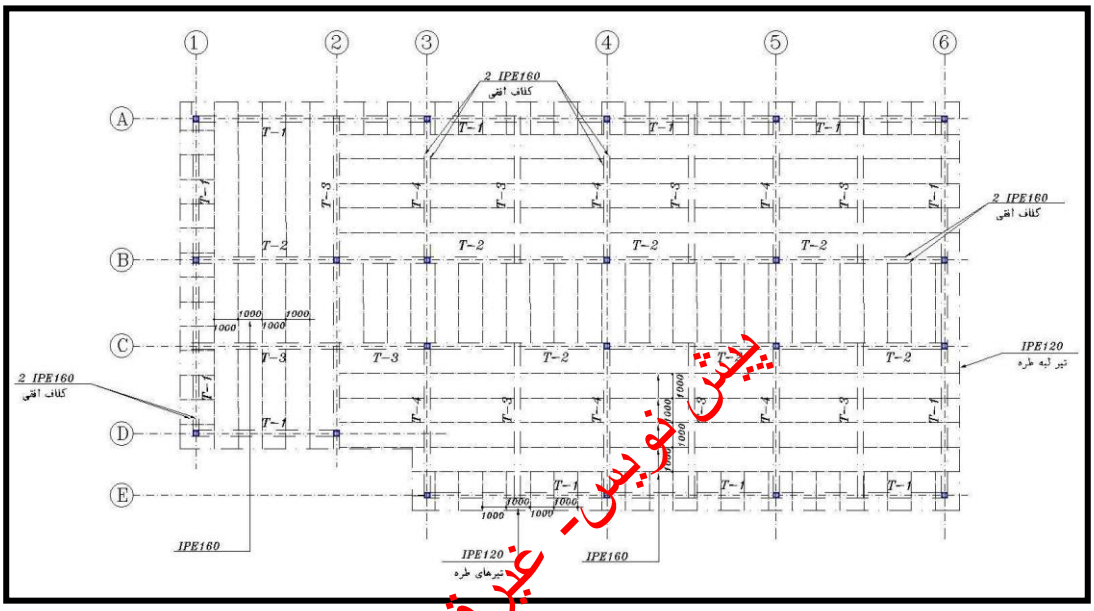
شکل مثال ۸- ۱- الف- نمایش مقطع کلاف بتنی موجود زیر دیوار

پی‌ها

زیر فونداسیون کرسی چینی با عرض ۶۰ و ارتفاع ۳۵ سانتیمتر اجرا شده است. عرض فونداسیون ۴۰ سانتیمتر و ارتفاع آن ۳۵ سانتیمتر می‌باشد آرماتورهای طولی $4\Phi12$ در بالا و پایین و خاموت‌ها $\Phi8@\geq300mm$ می‌باشند.

سیستم سقف

سیستم سقف از نوع طاق‌ضربی است و تیرچه‌ها بدون هیچ تمهیدی بر روی دیوارهای ساختمان قرار گرفته‌اند.



شکل مثال ۸-۱-ب- پلان تیربندی سقف طبقه

پیش نویس - غیر قابل استناد

وضعیت پیکربندی

در این بخش موارد زیر مورد بررسی قرار گرفته است:

گروه‌بندی ساختمان از نظر سیستم سازه‌ای

گروه‌بندی ساختمان از نظر شکل

پیوستگی انتقال بار قائم

پیوستگی انتقال بار جانبی

وضعیت ساختمان از لحاظ پیچش

انسجام سقف

۱- گروه‌بندی ساختمان از نظر سیستم سازه‌ای

مطابق با آیین‌نامه ۲۸۰۰، ساختمان را از نظر سیستم سازه‌ای می‌توان از گروه ساختمان‌های با سیستم دیوارهای باربر دانست.

۲- گروه‌بندی ساختمان از نظر شکل

- پلان: مطابق با آیین‌نامه ۲۸۰۰ ، می‌توان ساختمان را در پلان منظم دانست.

- ارتفاع: مطابق با آیین‌نامه ۲۸۰۰، می‌توان ساختمان را در ارتفاع منظم دانست.

۳- پیوستگی مسیر انتقال بار قائم

طبق آیین‌نامه ۲۸۰۰، عناصری که بارهای قائم را منتقل می‌کنند، باید در طبقات مختلف تا حد امکان بر روی هم قرار داده شوند تا انتقال بار این عناصر به یکدیگر با واسطه عناصر افقی صورت نگیرد. در این ساختمان هیچ‌گونه انقطاعی در مسیر انتقال بار قائم وجود ندارد.

۴- پیوستگی مسیر انتقال بار جانبی

در این ساختمان‌ها انفصال در اعضای باربر جانبی مشاهده نشده است، در نتیجه مسیر انتقال بارهای جانبی دارای پیوستگی لازم خواهد بود.

۵- وضعیت ساختمان از نظر پیچش

با توجه به نحوه توزیع تقریباً یکنواخت و متقارن دیوارها، در ساختمان پیچش چندانی ایجاد نخواهد گردید.

۶- انسجام ساختمان

انسجام در سازه و رفتار یکپارچه آن بستگی به اعضا، ترتیب انتقال بار از عضوی به عضو دیگر و توالی و نحوه آن، جزئیات اتصال بین اعضا و کیفیت اجرای ساختمان دارد. سیستم سقف از نوع طاق‌ضربی انتخاب شده است که دارای صلبیت و رفتار مناسب در هنگام وقوع زلزله نمی‌باشد، لذا بهسازی و مقاوم‌سازی سقف امری ضروری می‌باشد. همچنین اتصال نامناسب تیرچه‌های سقف و دیوارها قادر به تامین انسجام بین اجزای باربر جانبی نمی‌باشد.

پیش نویس - غیر قابل استناد

ارزیابی سیستم سازه ای ساختمان

۱- محاسبه نیروی برشی

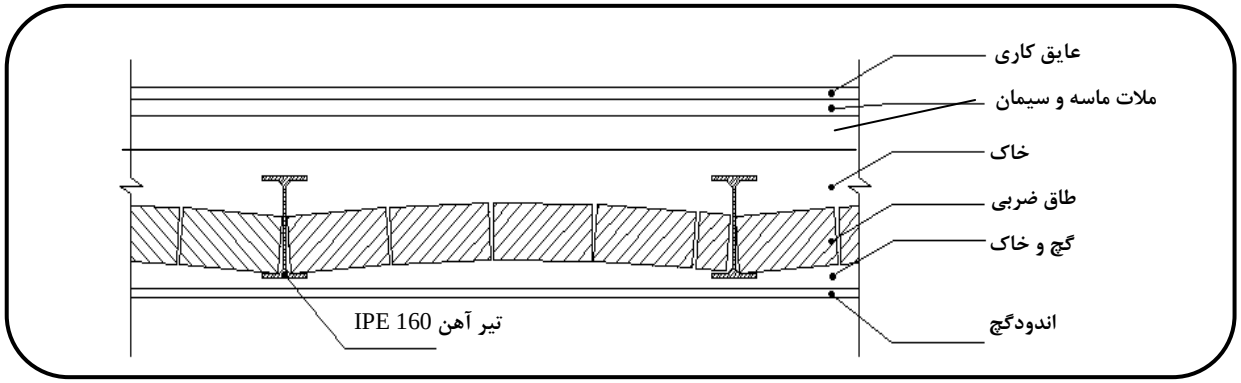
جهت محاسبه نیروی برشی، ابتدا بارهای ثقلی و جانبی ساختمان تعیین می‌گردند، سپس براساس مقادیر بدست آمده نیروی برشی نیز محاسبه می‌گردد.

بارگذاری:

الف- بارهای ثقلی:

الف-۱- بار مرده:

بار مرده سقف: جزئیات سقف موجود ساختمان به شکل زیر می‌باشد:

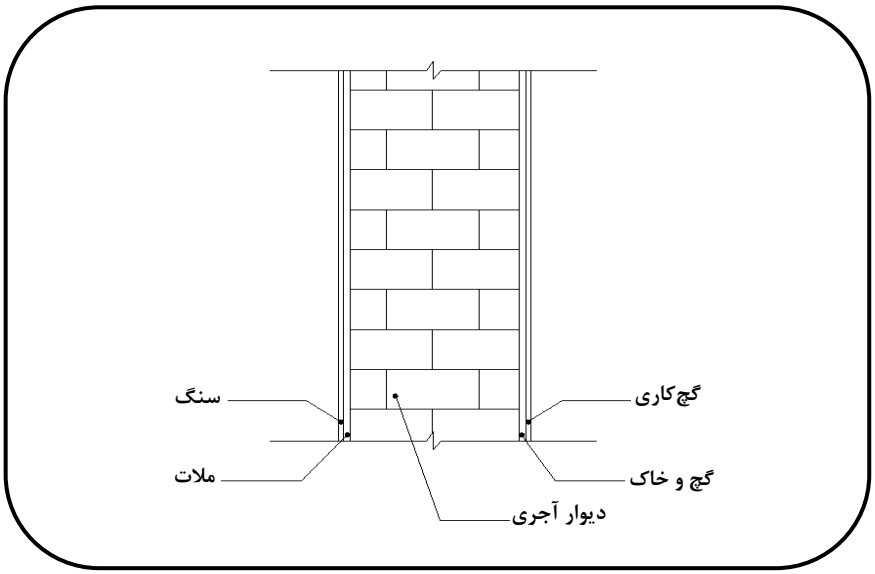


عایق کاری	$15 \quad kg/m^2$
ملات ماسه و سیمان	$0.1\times 2400 = 240 \quad kg/m^2$
خاک	$\frac{1}{2}(0.06+0.03)\times 1700 = 76.5 \quad kg/m^2$
سقف طاق ضربی	$213 \quad kg/m^2$
گچ و خاک	$0.035\times 1600 = 56 \quad kg/m^2$
اندود گچ	$0.015\times 1300 = 19.5 \quad kg/m^2$
مجموع	$620 \ kg/m^2$

پیش نویس- غیر قابل استناد

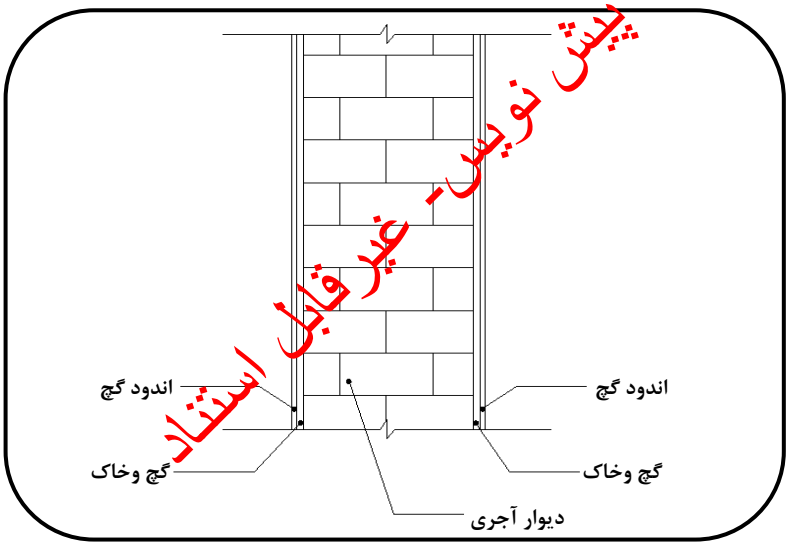
- بار مرده دیوارها:

الف) دیوارهای پیرامونی با ضخامت ۴۵ سانتیمتر مطابق جزئیات زیر:



گچ و خاک	$0.03\times1600=48$	kg/m^2
گچ‌کاری	$0.02\times1300=26$	kg/m^2
دیوار آجری	$0.35\times1850=647.5$	kg/m^2
سنگ	$0.02\times2700=54$	kg/m^2
ملات	$0.03\times2100=63$	kg/m^2
مجموع	838.5	kg/m^2

ب) دیوارهای داخلی با ضخامت ۴۵ سانتی متر



پیش نویس - غیر قابل استناد

دیوار آجری	$0.35\times1850=647.5$	kg/m^2
گل و گچ	$0.06\times1600=96$	kg/m^2
گچ	$0.04\times1300=52$	kg/m^2
مجموع (ضخامت ۴۵ سانتیمتر)	795.5	kg/m^2

الف-۲- بارهای زنده:

- بار زنده بام:

با توجه به قرارگیری منطقه در مراکز با بار برف مبنای متوسط، طبق مبحث ششم حداقل بار برف برای این ساختمان برابر با $100kg/m^2$ در نظر گرفته می‌شود و همچنین مطابق با مبحث فوق حداقل بار زنده بام‌های تخت که به عنوان محل تجمع مورد استفاده قرار نمی‌گیرند برابربا $150\ kg/m^2$ می‌باشد.

ب- بارهای جانبی

ب-۱- بار باد:

با توجه به ارتفاع کم ساختمان صرفاً بار زلزله به عنوان بار جانبی در نظر گرفته می‌شود و از محاسبه بار باد صرف‌نظر می‌شود.

ب-۲- بار زلزله:

برای ارزیابی کفایت مقاومت برشی ساختمان، حداقل نیروی برش پایه ساختمان در هر یک از امتدادهای اصلی ساختمان در تراز تنش‌های مجاز با استفاده از رابطه زیر محاسبه می‌گردد.*

$$V = 0.33IAW$$

که در آن:

V = نیروی برش پایه

A = شتاب مبنای طرح

I = ضریب اهمیت ساختمان

W = وزن ساختمان شامل بارهای مرده و درصدی از بار زنده

نیروی برش پایه براساس رابطه زیر در طبقات ساختمان توزیع می‌گردد.

$$f_i = \frac{w_i h_i}{\sum_1^n w_i h_i} V$$

پیش نویس - غیر قابل استناد

که در آن:

f_i = نیروی جانبی در تراز طبقه

w_i = وزن طبقه i (وزن سقف و سربارزنده و نصف وزن دیوارهایی که در بالا و پایین سقف قرار دارند)

h_i = ارتفاع سقف طبقه i از تراز پایه

n = تعداد طبقات ساختمان

---

* - در ویرایش جدید دستورالعمل نیروی برشی پایه برای ساختمان‌های آجری از رابطه‌ی عمومی برش پایه مطابق زیر استفاده می‌شود.

$$V = C_1 C_2 C_m S_a W$$

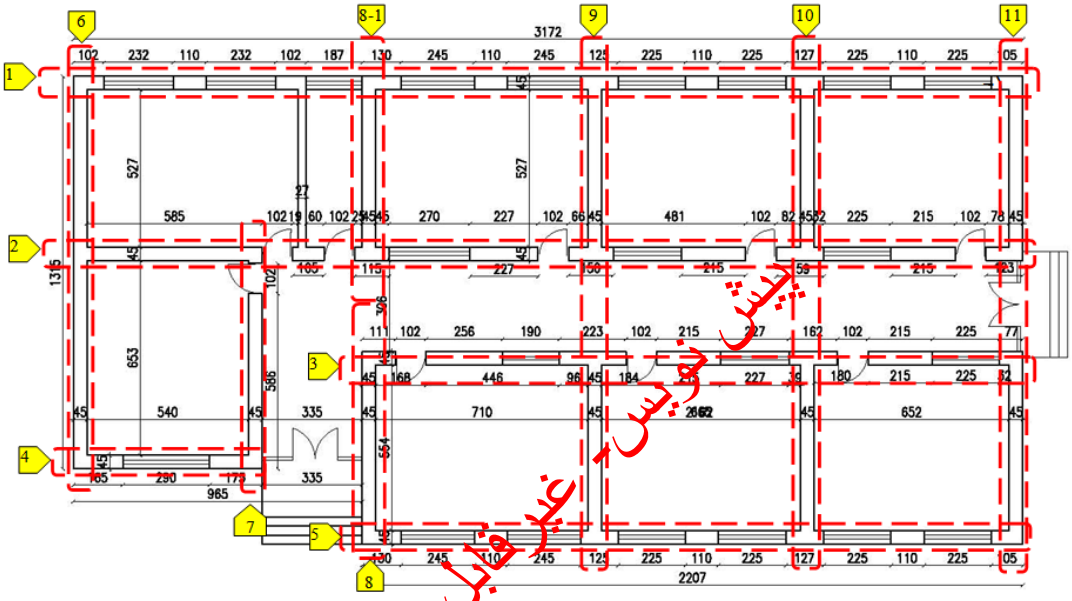
$$C_1 = 1 + \frac{T_s - T}{2T_s - 0.2} \qquad C_2 = 1 \qquad C_m = 1 \qquad S_a = A.B$$

برش پایه فوق در تراز نهایی است و چند برابر برش پایه در تراز تنش مجاز است. در مقابل در ویرایش جدید نیروی برشی مقاوم دیوار نیز افزایش ۳/۷۵ برابری دارد و ضریب m (بین ۲ تا ۶) بدان اعمال می‌شود. نتیجه نهایی بطور تقریب تفاوتی ندارد.

محاسبه وزن ساختمان

الف: وزن دیوارها

با توجه به مقادیر بدست آمده از بارگذاری فوق برای دیوارهای ساختمان وزن دیوارها به صورت زیر محاسبه می‌گردند.



شکل مثال ۸-۱-پ- نامگذاری دیوارهای ساختمان

پیش نویس غیر قابل استناد

وزن دیوارهای ساختمان

محل دیوارها	شماره دیوار	مساحت بازشوها (m^2)	مساحت کل دیوار (m^2)	مساحت خالص‌دیوار (m^2)	وزن واحد سطح دیوار kg/m^2	وزن کل دیوار kg
پیرامونی	1	38.78	104.68	65.90	838.50	55253.80
داخلی	2	21.38	104.68	83.30	795.50	66261.97
داخلی	3	14.49	72.83	58.34	795.50	46410.27
داخلی	4	5.51	20.79	15.28	795.50	12155.24
پیرامونی	5	26.41	72.83	46.42	838.50	38924.01
پیرامونی	6	0.00	43.40	43.40	838.50	36386.71
داخلی	7	3.12	24.68	21.56	795.50	17153.21
داخلی	8	10.10	51.71	41.61	795.50	33103.14
داخلی	9	10.10	51.71	41.61	795.50	33101.55
داخلی	10	10.10	51.71	41.61	795.50	33101.55
پیرامونی	11	10.10	51.71	41.61	838.50	34890.82
داخلی	12	تیغه های موجود ساختمان				8686.00
مجموع وزن دیوارها (ton)						415.43

ب- محاسبه وزن لرزه‌ای ساختمان

وزن از رابطه روبرو بدست می‌آید:

$$W = A \times (DL + \lambda LL) + W_{wall}$$

DL = بار مرده

LL = بار زنده

λ = درصد مشارکت بار زنده طبق آیین‌نامه ۲۸۰۰

W_{wall} = وزن دیوارها متشکل از نیمی از وزن دیوارهایی که در بالا و پایین سقف طبقه قرار دارند.

$$A_{roof} = 521 m^2 \qquad DL = 620 kg/m^2 \qquad LL = 150 kg/m^2 \qquad \lambda = 0.2$$

(دیوار) $W = 0.5 \times 415.43 = 207.715$ ton

(جان‌پناه) $W = 89.13 \times 0.30 \times 0.30 \times 1850 = 14.84$ ton

(کل) $W = 14.84 + 207.715 + 521 \times [0.620 + (0.2 \times 0.150)] = 561.205$ ton

نیروی برش پایه در تراز تنش مجاز برابر است با:

$$V_i = 0.33 \times 0.30 \times 1.2 \times 561.205 = 66.671 \text{ ton}$$

به علت یک طبقه بودن نیروی برشی در ترازهای مختلف ارتفاعی تقسیم نمی شود.

پیش نویس - غیر قابل استناد

۲- کفایت دیوارهای ساختمان موجود

طبق دستورالعمل بهسازی ساختمان‌های موجود مجموع سطح مقطع دیوار درهر طبقه از مقداری که از رابطه زیر محاسبه می‌گردد نباید کمتر باشد در غیراینصورت ساختمان به لحاظ کافی نبودن مقاومت برشی آسیب‌پذیر می‌باشد.

$$A_i = \frac{V_i}{V_a}$$

A_i = مجموع سطح مقطع دیوارهای طبقه iام.

V_i = نیروی برشی طبقه iام.

V_a = تنش مجاز برشی دیوارکه از رابطه زیر محاسبه می‌شود.*

$$V_a = 0.1V_t + 0.15\sigma_c \le 6 \text{ kg/cm}^2$$

---

*- در ویرایش جدید نشریه ۳۶۰ تنش مقاوم دیوار آجری در تراز نهایی از رابطه‌ی زیر حاصل می‌شود:

$$V_{me} = 3.75(0.1V_{te} + 0.135\sigma_c)$$

$$V_{te} \le 7 kg/cm^2$$

تنش ناشی از وزن دیوار به طور میانگین برابر است با:

$$\sigma_c = 0.33\ kg/cm^2$$

تنش برشی مجاز دیوارهای مصالح بنایی $0.25\ kg/cm^2$ محسوب می‌گردد. در نتیجه:

$$V_a = 0.1\times 0.25 + 0.15\times 0.33 = 0.0745\ \ kg/cm^2$$

$$A_{req1} = \frac{66671}{0.0745} = 894912.8\,cm^2 = 90\,m^2$$

سطح مقطع دیوارهای موجود در ساختمان در هر راستا نباید از ۷۵٪ مقادیر مجاز دیوار نسبی مطابق استاندارد ۲۸۰۰ و مقدار محاسبه شده فوق کمتر باشد. مطابق دستورالعمل بهسازی دیوارهایی که مقاومت برشی ملات آنها کمتر از ۲ کیلوگرم بر سانتیمترمربع است شرایط حداقل کیفیت ملات را دارا نیستند و به لحاظ مقاومت برشی آسیب‌پذیرند، دیوارهای ساختمان مورد مطالعه، مقاومت برشی ملات کمتر از ۲ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع دارند و از این لحاظ آسیب پذیرند.

پیش نویس - غیر قابل استناد

بررسی دیوار نسبی:

حداقل دیوار نسبی درهر امتداد ساختمان برای ساختمان‌های آجری ۱ طبقه نباید از ۷۵٪ مقادیر جدول زیر کمتر باشد:

حداقل دیوار نسبی در هر امتداد ساختمان‌های آجری

طبقه	زیرزمین	همکف	اول
دیوار نسبی	٪۶	٪۴	--

دیوارهای بالاو پایین بازشوها در محاسبه دیوارنسبی منظور نمی شود. همچنین دیوارهایی‌که شروط کنترل کننده بازشوها را نیز اقناع نمی‌کنند (کنترل‌های انجام شده در بند ۶ ارزیابی دیوارهای باربر) جز بازشو محاسبه می‌گردند.

دیوارهای نسبی در راستای طولی

دیوارهای امتداد طولی	طول بازشو (m)	طول آسیب‌پذیردیوار (m)	طول کل دیوار (m)	طول خالص (m)	ضخامت موثر دیوار (m)	مساحت دیوار (m^2)
1.624	0.35	4.64	31.72	6.67	20.41	1
6.422	0.35	18.35	31.72	1.05	12.32	2
4.406	0.35	12.59	22.07	0.00	9.48	3
1.19	0.35	3.40	6.30	0.00	2.90	4
1.267	0.35	3.62	22.07	4.55	13.90	5
14.909	مجموع مساحت افقی در راستای طولی (x)					
480	مساحت طبقه					
3.1	درصد دیوار نسبی در راستای طولی (x)					

دیوارهای نسبی در راستای عرضی

دیوارهای امتداد عرضی	طول بازشو (m)	طول آسیب‌پذیر دیوار (m)	طول کل دیوار (m)	طول خالص (m)	ضخامت موثر دیوار (m)	مساحت دیوار (m^2)
6	0.00	0.00	13.15	13.15	0.35	4.60
7	1.02	0.00	7.48	6.46	0.35	2.26
8	3.06	0.00	15.67	12.61	0.35	4.41
9	3.06	0.00	15.67	12.61	0.35	4.41
10	3.06	0.00	15.67	12.61	0.35	4.41
11	3.06	0.00	15.67	12.61	0.35	4.41
مجموع مساحت افقی در راستای عرضی (y)						24.50
مساحت طبقه						480
درصد دیوار نسبی در راستای عرضی (y)						5.1

پیش نویس غیر قابل استناد

مقدار مساحت افقی دیوارهای ساختمان در هر دو راستا ضوابط دیوار نسبی را رعایت می کنند ولی مقدار مساحت دیوار مورد نیاز طبقه محاسبه شده براساس مقاومت برشی ملات در هر دو راستا بیشتر از مقادیر دیوارهای موجود است و ساختمان در برابر بارهای جانبی ناشی از زلزله، آسیب‌پذیر می‌باشد.

$$90m^2 > (14.9 + 24.5)m^2$$

انسجام ساختمان

کلیه عناصر ساختمان باید توسط کلاف‌های افقی و قائم مطابق ضوابط استاندارد ۲۸۰۰ به یکدیگر پیوسته باشند. سیستم سقف در ساختمان از نوع طاق ضربی انتخاب شده است که دارای صلبیت و رفتار مناسب در هنگام وقوع زلزله نمی‌باشد. همچنین اتصال مناسبی بین تیرچه‌های سقف وجود ندارد.

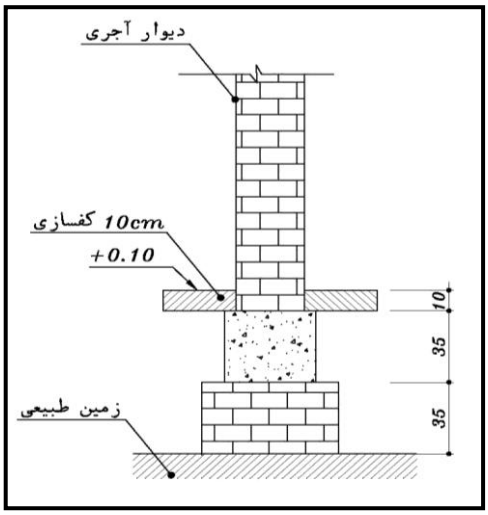
- کلاف‌ها

- کلاف افقی

کنترل بندهای زیر مطابق با آیین نامه ۲۸۰۰، الزامی می‌باشد.

الف- در تراز زیر دیوارها:

در تراز زیر دیوار، باید کلاف با بتن مسلح وجود داشته باشد و عرض آن از ۲۵ سانتی‌متر و یا ضخامت دیوار و ارتفاع آن نیز از ۲/۳ عرض دیوار یا ۲۵ سانتی‌متر کمتر نباشد. در زیر دیوارهای ساختمان فونداسیون بتن مسلح وجود دارد وعرض آن ۴۰ سانتی‌متر و ارتفاع آن نیز ۳۵ سانتیمتر می‌باشد و از این لحاظ آسیب‌پذیر نمی‌باشد.

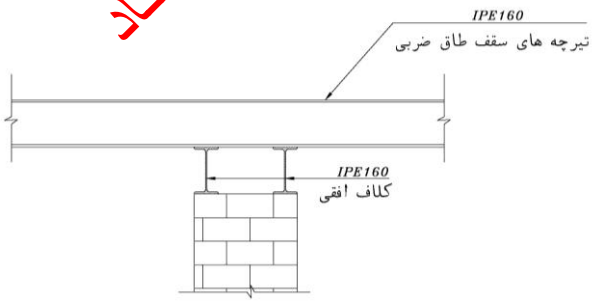


شکل مثال ۸-۱- ت- وجود شناژهای زیر دیوار

ب- در زیر سقف:

۱- در زیر تراز سقف باید کلاف افقی وجود داشته باشد، با توجه به اینکه ضخامت دیوار خارجی بیش از ۲۰ سانتی‌متر است، ارتفاع کلاف نباید از ۲۰ سانتیمتر کمتر باشد و چنانچه از پروفیل‌های فولادی استفاده شده باشد، سطح مقطع آنها معادل تیرآهن نمره ۱۰ باشد و این کلاف به نحو مناسبی به سقف، دیوار و کلاف قائم متصل شده باشد. مطابق با نقشه‌های اجرایی در تراز سقف ساختمان کلاف افقی با مقطع پروفیل تیرآهن 2IPE 160 موجود است و آسیب‌پذیر نمی‌باشد.

پیش نویس غیر قابل استناد



شکل مثال ۸-۱- ث- وضعیت کلاف افقی روی دیوارها

۲- در هر تراز اضلاع مختلف کلاف باید به یکدیگر متصل شوند تا کلاف‌بندی یکپارچه و شبکه‌مانند به گونه‌ای بهم پیوسته تشکیل گردد. کلاف سقف نباید درهیچ‌جا منقطع باشد و در صورت عبور دودکش و کانال کولر و غیره، باید میلگردهای کلاف از دو طرف این مجاری عبور کند و قطر این مجاری نباید از نصف عرض کلاف بیشتر باشد. کلاف‌های افقی در این ساختمان به یکدیگر متصل هستند و از داخل آنها دودکش و کانال عبور نکرده است ولی اتصال آنها مناسب نبوده و منسجم نمی‌باشند.

۳- در صورتی که ساختمان دارای ستون‌های فولادی باشد این ستون‌ها باید به نحو مناسب به عناصر سقف و یا کلاف روی دیوار و در پایین به کلاف زیر دیوار متصل شوند. این ساختمان فاقد هر گونه ستون فولادی می‌باشد.

۴- میلگردهای طولی کلاف‌ها حداقل باید قطری برابر ۱۰ میلی‌متر برای میلگرد آجدار و ۱۲ میلی‌متر برای میلگرد ساده داشته باشند و تعداد آنها باید حداقل ۴ عدد باشد و فاصله دو میلگرد مجاور نباید از ۲۵ سانتیمتر تجاوز نماید. میلگردهای طولی باید با تنگ‌هایی به قطر ۶ میلیمتر با فاصله ۲۵ سانتیمتر یا عرض مقطع کلاف (هرکدام که کمتر باشد)، به یکدیگر بسته شوند. حداکثر فاصله تنگ‌ها در فاصله ۷۵ سانتیمتری از بر کلاف قائم باید به ۱۵ سانتیمتر کاهش یابد. ضمناً پوشش میلگردها برای کلاف‌های سقف نباید از ۲/۵ سانتیمتر و برای کلاف‌های پی نباید از ۵ سانتیمتر کمتر باشد. میلگردهای کلاف‌های پی ۴ عدد میلگرد ۱۲ آجدار می‌باشند و فاصله خاموت‌های آنها ۳۰ سانتیمتر و با قطر ۶ میلیمتر و ساده می باشند. در ساختمان مورد نظرکلاف‌های سقف فلزی بوده و نیاز به کنترل ندارد.

- کلاف قائم

در تمامی ساختمان‌های بنایی اجرای کلاف قائم با مشخصات زیرالزامی می‌باشد.

کلاف‌ها در گوشه‌های اصلی ساختمان و در طول دیوار با فاصله محور به محور ۵ متر از یکدیگر وجود داشته باشند. در گوشه‌های اطاق‌های ساختمان مورد مطالعه کلاف قائم وجود دارد و فاصله آنها در حدود ۷/۲۵ متر می‌باشد.

پیش نویس - غیر قابل استناد



شکل مثال ۸-۱-ج- وجود کلاف‌های قائم

۱- ابعاد مقطع کلاف‌های بتن مسلح نباید از ۲۰×۲۰ سانتیمترکمتر باشد و قطر میلگردهای طولی در کلاف‌های قائم بتنی باید حداقل ۱۰میلیمتر برای میلگردهای آجدار و ۱۲ میلیمتر برای میلگردهای ساده باشد ضمناً تعداد آنها باید حداقل ۴ عدد باشد. میلگردهای طولی باید با تنگ‌هایی به قطر ۶ میلیمتر با فاصله حداکثر ۲۰ سانتیمتر به یکدیگر بسته شوند. حداکثر فاصله تنگ‌ها در فاصله ۷۵ سانتیمتری از بر کلاف افقی باید به ۱۵ سانتیمتر کاهش یابد. ضمناً پوشش میلگردها برای کلاف‌های قائم نباید از ۲/۵ سانتیمترکمتر باشد. در ساختمان مورد مطالعه ابعاد کلاف‌های قائم ساختمان ۲۵×۲۵ سانتیمتر بوده و میلگردهای کلاف‌های قائم ۴ عدد ۱۴ آجدار می‌باشند و فاصله خاموت‌های آنها حدود ۳۰ سانتیمتر و با قطر ۸ میلیمتر و آجدار می‌باشند، حداکثر فاصله افقی تنگ‌ها در بر تکیه‌گاه کاهش نیافته است و پوشش میلگردها در کلاف قائم از ۲/۵ سانتیمتر کمتر نمی‌باشد.

۲- کلاف‌ها باید به نحو مناسب به کلاف‌های افقی متصل شوند. میلگردهای کلاف قائم باید حداقل به اندازه ۳۰ سانتیمتر در کلاف افقی مهارگردند. در ساختمان مورد مطالعه کلاف‌های قائم و افقی به نحو مناسبی به یکدیگر متصل نشده‌اند.

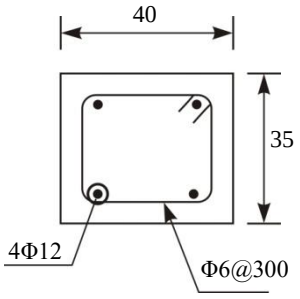
پیش نویس - غیر قابل استناد

- نامنظمی در پلان و ارتفاع، کنترل پیچش

ساختمان در پلان و ارتفاع منظم بوده و با توجه به توزیع یکنواخت جرم آن، ابعاد کلی ساختمان، نحوه قرارگیری دیوارها و همچنین نوع سقف (عدم صلبیت کافی) در این سازه پیچش اتفاق نمی‌افتد.

- پی

در صورتی که پی دیوار باربر از بتن غیر مسلح و یا لاشه سنگ باشد، عمق و عرض پی باید هر کدام حداقل دو برابر ضخامت دیوار باشد و پی بصورت یک شبکه گسترده در زیر دیوار باربر قرار داشته باشد.



شکل مثال ۸-۱-چ- پی موجود در ساختمان و آرماتورهای آن

همانطور که ملاحظه می‌گردد پی موجود در ساختمان مسلح بوده ولی لازم است که ظرفیت باربری پی به لحاظ توان انتقال نیروهای دیوار به خاک بررسی گردد و در صورت نیاز با افزودن ابعاد پی این نقص برطرف شود. تنش ایجاد شده در خاک زیر پی در دو حالت زیر ناشی از بارهای وارده محاسبه می‌شود.

الف) بار ثقلی

این بار ناشی از بار مرده و زنده طبقات، وزن دیوارهای روی پی، کرسی‌چینی و وزن خود پی می‌باشد. بار مرده و زنده طبقات بر حسب سهم بارگیر هر دیوار به پی منتقل می‌گردد.

ب) بارهای ثقلی به همراه زلزله

عناصر باربر جانبی سازه نیروی ناشی از زلزله را به پی ساختمان منتقل می‌کنند این نیرو باعث افزایش تنش‌های خاک زیر پی می‌گردد. تنش‌های مجاز مربوط به این ترکیبات بارگذاری را می‌توان به میزان یک سوم افزایش داد.

در ساختمان با توجه به وزن زیاد سازه جهت کنترل تنش خاک زیر فونداسیون از ترکیب بارهای ثقلی استفاده می‌کنیم.

بدین منظور تنش خاک زیر فونداسیون برای یک متر از دیوار کنار راهرو به صورت زیر محاسبه می‌شود.

$$W_{wall} = 1 \times 838.5 \times 3.35 = 2809 \text{ kg}$$

$$W_{roof} = 620 \times (\frac{5.7}{2} + 0.80) = 2263 \text{ kg}$$

$$W_{\ell\ell} = (\frac{5.7}{2} + 0.80) \times 1 \times 150 = 547.5 \text{ kg}$$

$$W_{found} = 0.35 \times 0.40 \times 1.00 \times 2500 = 350 \text{ kg}$$

$$W_{basewall} = 0.35 \times 0.60 \times 1.00 \times 1850 = 388.5 \text{ kg}$$

$$W_{\text{جلو پنا ه}} = 1 \times 0.30 \times 0.30 \times 1850 = 166.5$$

$$W_{total} = 6524.5 \text{kg}$$

$$A_{s\,foundation} = 40 \times 100 = 4000 \text{cm}^2$$

$$\text{تنش موجود} = 1.63 \text{ kg/cm}^2 \le 2 \text{kg/cm}^2 \quad \text{OK}$$

پیش نویس - غیر قابل استناد

- ساختمان‌های مجاور

ساختمان موردنظر از چهار طرف آزاد بوده و از این لحاظ آسیب‌پذیر نمی‌باشد.

- ارزیابی دیوار باربر

در ارزیابی آسیب‌پذیری دیوارهای باربر موارد زیر باید کنترل گردد:

۱- کنترل اجرای واحدهای بنایی

دیوارهای بنایی باید طوری چیده شوند که همپوشانی افقی بین واحدها برقرار باشد درزهای قائم روی هم قرار نگیرد. حداقل ۱۰٪ دیوار شامل واحدهای بنایی باشد که رج داخلی را به رج خارجی متصل نماید. فاصله بین واحدها از ۶۰ سانتیمتر تجاوز ننماید. عرض ترک‌های مورب از نشست ناهمگون دیوار از ۳ میلیمتر تجاوز ننماید، دیوار فاقد شکم‌دادگی و کج‌شدگی باشد و واحدهای بنایی یک سطح پیوسته و صاف ایجاد کرده باشند با توجه به بازدیدهای انجام شده از ساختمان همپوشانی افقی بین واحدهای بنایی برقرار بوده درزهای افقی در یک تراز می‌باشند و درزهای قائم روی هم قرار نگرفته‌اند. عرض ترک‌های موجود در حدود ۰/۵ میلیمتر است و دیوارها فاقد شکم‌دادگی و کج‌شدگی می‌باشند.

۲- کنترل درزهای قائم بین واحدهای بنایی

درزهای قائم بین واحدهای بنایی در ساختمان به طور کامل پر شده‌اند.

۳- کنترل ارتفاع دیوارها و جلوگیری از پرتاب خارج از صفحه

در این ساختمان نسبت ارتفاع به ضخامت دیوار بیش از ۱۰ نبوده و ساختمان از این نظر آسیب‌پذیر نمی‌باشد. همچنین مطابق دستورالعمل بهسازی، لازمست لنگر خمشی خارج از صفحه ناشی از اینرسی دیوار محاسبه شده و تنش خمشی ایجاد شده با مقادیر مجاز کنترل شود. نیروی اینرسی عمود بر دیوار از رابطه زیر محاسبه می‌شود.

$$F_P = 0.7AIW_P$$

F_P = نیروی عمود بر صفحه دیوار

W_P = وزن دیوار و ملحقات آن

مقاومت کششی دیوار براساس استاندارد ۲۸۰۰ به صورت زیر منظور می‌شود.

برای قطعات الحاقی که با مصالح بنایی و ملات ماسه سیمان ساخته می‌شوند می‌توان مقاومت کششی مجاز مصالح و ملات را حداکثر تا ۱۵ درصد مقاومت فشاری آنها (مطابق آیین‌نامه ۵۱۹) در محاسبات منظور نمود. نیروی F_P محاسبه شده از رابطه فوق به صورت گسترده و عمود بر سطح دیوار به آن وارد می‌شود.

مطابق با نشریه ۵۱۹ :

$$f_{c.b} = m' f'_{c.b}$$

در این رابطه $f'_{c.b}$ حداقل مقاومت آجر مصرفی در آزمایش استاندارد فشاری و $f_{c.b}$ تنش مجاز بر آجرچینی و m' ضریبی است که طبق جدول زیر محاسبه می‌گردد.

پیش نویس غیر قابل استناد

ضریب مقاومت فشاری مصالح بنایی

حداقل مقاومت آجر مصرفی	تا ۱۰۰ کیلوگرم برسانتیمترمربع			۱۰۰ تا ۱۵۰ کیلوگرم برسانتیمترمربع			۱۵۰ تا ۲۵۰ کیلوگرم بر سانتیمترمربع		
نوع ملات	ملات ماسه آهک	ملات باتارد	ملات ماسه سیمان	ملات ماسه آهک	ملات باتارد	ملات ماسه سیمان	ملات ماسه آهک	ملات باتارد	ملات ماسه سیمان
ضریب m'	۰/۰۶	۰/۰۹	۰/۱۲	۰/۰۵۳	۰/۰۸	۰/۱۰۶	۰/۰۴	۰/۰۶۳	۰/۰۸۸

در این حالت در صورت نداشتن ترک‌های سازه‌ای دیوار به صورت یک دال یکپارچه تحت اثر بار گسترده یکنواخت عمل می‌کند، به علت آنکه دیوارهای هر راستا تنها از یک سمت به دیوارهای راستای دیگر متصل می‌باشند تکیه‌گاه‌های آن به صورت مفصلی فرض می‌شوند. طبق جداول تعیین لنگر دال‌ها لنگر مثبت در این حالت (تکیه‌گاه مفصلی) از رابطه زیر محاسبه می‌شود. برای بحرانی‌ترین حالت دیوار با طول ۷/۳۰ متر و ارتفاع ۳/۳۰ متر کنترل می‌گردد:

پیش نویس - غیرقابل استناد

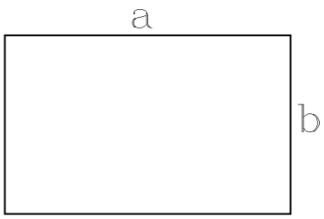
$$F_p = 0.7\times0.3\times1.2\times W_p = 0.252\ W_p$$

$$M = \alpha \times w \times \ell^2\ ,\ a > b$$

$$\frac{a}{b} = \frac{7.30}{3.30} = 2.21 \Rightarrow \alpha = 0.095\ ,\ \beta = 0.006$$

$$\ell = b \Rightarrow \alpha = 0.095$$

$$\ell = a \Rightarrow \alpha = 0.006$$



که در آن w مقدار نیروی گسترده وارد به دیوار در واحد سطح است و L طول ضلع موردنظر می‌باشد. با توجه به رابطه فوق مشاهده می‌گردد که لنگر حداکثر در امتداد طول کوچکتر ایجاد می‌شود. در این ساختمان طول افقی تمامی دیوارها از ارتفاع دیوار بیشتر می‌باشد که این موضوع باعث استفاده از ارتفاع دیوار در رابطه فوق می شود.

$$F_p = 0.8385\times0.252 = 0.2113\ ton/m^2$$

$$M = 0.095\times0.2113\times3.30^2 = 0.218\ ton.m$$

$$S = \frac{I}{C} \quad و \quad I = \frac{bh^3}{12} \quad و \quad C = \frac{h}{2}$$

در واحد طول $S = \frac{bh^2}{6} = 100\times\frac{40^2}{6} = 26666\ cm^3$

$$\sigma = \frac{M}{S} = \frac{0.2186\times10^5}{26666} = 0.819 < \left\{0.15\times0.12\times100 = 1.8\ kg/cm^2\right\}$$

طبق نشریه ۵۱۹ برای واحد بنایی با مقاومت فشاری تا ۱۰۰ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع این ضریب برای ملات ماسه سیمان برابر با ۰/۱۲ می‌گردد. با توجه به محاسبات بالا مشاهده می‌شود که دیوار ساختمان ظرفیت خمشی کافی در

برابر بارهای وارده را داشته و احتمال ترک‌خوردگی ندارد، لیکن برای جلوگیری از پرتاب لازمست دیوار به کلاف قائم اتصال لازم را داشته باشد.

۴- کنترل ارتفاع دیوار

- حداکثر تعداد طبقات بدون احتساب زیرزمین ۲ طبقه می‌باشد و تراز روی بام نسبت به متوسط تراز زمین مجاور نباید از ۸ متر تجاوز نماید. با توجه به یک طبقه بودن ساختمان و ارتفاع آن (۳/۹۵ متر) این بند برآورده می‌گردد.
- حداکثر ارتفاع طبقه (از روی کلاف افقی زیرین تا زیر سقف) ۴ متر می‌باشد با توجه به ارتفاع ساختمان این بند برآورده می‌گردد.

۵- کنترل طول آزاد دیوار

در صورتی که طول آزاد دیوار از ۵ متر بیشتر باشد، دیوار آسیب‌پذیر تلقی می‌شود. باتوجه به پلان ساختمان دیوارهای با طول آزاد بیش از ۵ متر در ساختمان وجود داشته وساختمان از این لحاظ آسیب‌پذیر می‌باشد.

پیش نویس- غیر قابل استناد

۶- کنترل تراکم دیوار

۶-۱- کنترل بازشوهای دیوار

اندازه و موقعیت بازشوها باید ضوابط استاندارد ۲۸۰۰ را رعایت کنند.

۱- ضخامت هیچ دیواری کمتر از ۲۰ سانتیمتر نباشد.

۲- مجموع سطح بازشوها در هر دیوار از یک سوم سطح دیوار بیشتر نباشد.

۳- مجموع طول بازشوها در هر دیوار از نصف طول دیوار بیشتر نباشد.

۴- فاصله افقی دو بازشو نباید از $\frac{۲}{۳}$ ارتفاع کوچکترین بازشو طرفین خود کمتر بوده و از $\frac{۱}{۶}$ مجموع طول آن دو بازشو نیز کمتر نباشد.

۵- ابعاد بازشو از ۲/۵ متر بیشتر نباشد.

۶- فاصله اولین باز شو از بر خارجی ساختمان کمتر از $\frac{۲}{۳}$ ارتفاع بازشو نباشد.

در ادامه جداولی جهت کنترل ضوابط فوق آورده شده است. در این جداول نام‌گذاری دیوارها مطابق با نقشه‌های نشان‌داده شده می‌باشد. ۵ شرط به شرح زیر کنترل شده است:

Cond.1: ضخامت هیچ دیواری از ۲۰ سانتی‌متر کمتر نباشد.

Cond.2: فاصله افقی دو بازشو از $\frac{۱}{۶}$ مجموع طول آن دو بازشو کمتر نباشد.

Cond.3: فاصله افقی دو بازشو از $\frac{۲}{۳}$ ارتفاع کوچک‌ترین بازشوی طرفین خود کمتر نباشد.

Cond.4: ابعاد باز شو بیش از ۲/۵ متر نباشد.

Cond.5: مجموع سطح بازشوها در هر دیوار باربر از $\frac{۱}{۳}$ سطح آن دیوار بیشتر نباشد.

Cond.6: مجموع طول بازشوها در هر دیوار باربر از $\frac{۱}{۲}$ طول دیوار بیشتر نباشد.

Cond.7: فاصله اولین بازشو از بر خارجی ساختمان کمتر از $\frac{۲}{۳}$ ارتفاع بازشو نباشد.

الف- کنترل شرط ۱ (Cond. 1)

تمامی دیوارهای باربر ضخامتی بیش از ۲۰ سانتی‌متر دارند و دیوارهای با ضخامت کمتر از ۲۰ سانتی‌متر در صورت وجود جزء تیغه‌های ساختمان به حساب آورده شده‌اند.

ب- کنترل شروط ۲، ۳ و ۴ (Cond. 2, Cond. 3,Cond.4)

پیش نویس- غیر قابل استناد

کنترل شروط ۲ و ۳ و ۴

Wall.NO.1							
Wl_i / OP_i	طول (m)	ارتفاع (m)	1/6 x (Li-1+Li+1)	2/3 x Min (Hi-1,Hi+1)	Cond.2	Cond.3	Cond.4
WL	1.02	3.30					
OP	2.32	1.90					G
WL	1.10	3.30	0.77	1.27	G	NG	
OP	2.32	1.90					G
WL	1.02	3.30	0.70	1.27	G	NG	
OP	1.87	1.90					G
WL	1.30	3.30	0.72	1.27	G	G	
OP	2.45	1.90					G
WL	1.10	3.30	0.82	1.27	G	NG	
OP	2.45	1.90					G
WL	1.25	3.30	0.78	1.27	G	NG	
OP	2.25	1.90					G
WL	1.10	3.30	0.75	1.27	G	NG	
OP	2.25	1.90					G
WL	1.27	3.30	0.75	1.27	G	G	
OP	2.25	1.90					G
WL	1.10	3.30	0.75	1.27	G	NG	
OP	2.25	1.90					G
WL	1.10	3.30					

پیش نویس- غیر قابل استناد

Wall.NO.2							
Wl_i / OP_i	طول (m)	ارتفاع (m)	1/6 x(Li-1+Li+1)	2/3 x Min(Hi-1,Hi+1)	Cond.2	Cond.3	Cond.4
WL	6.30	3.30					
OP	1.02	3.06					NG
WL	1.05	3.30	0.34	2.04	G	NG	
OP	1.02	3.06					NG
WL	1.15	3.30	0.62	0.53	G	G	
OP	2.70	3.06					NG
WL	2.27	3.30	0.62	0.53	G	G	
OP	1.02	3.06					NG
WL	1.50	3.30	0.55	0.53	G	G	
OP	2.27	3.06					G
WL	2.15	3.30	0.55	0.53	G	G	
OP	1.02	3.06					NG
WL	1.59	3.30	0.55	0.53	G	G	
OP	2.25	3.06					G
WL	2.15	3.30	0.55	0.53	G	G	
OP	1.02	3.06					NG
WL	1.23	3.30					

WL = دیوار

OP = بازشوی موجود در دیوار

Wall.NO.3							
Wl_i / OP_i	طول (m)	ارتفاع (m)	1/6 x(Li-1+Li+1)	2/3 x Min(Hi-1,Hi+1)	Cond.2	Cond.3	Cond.4
WL	1.11	3.30					
OP	1.02	3.06					NG
WL	2.56	3.30	0.49	0.53	G	G	
OP	1.90	0.80					G
WL	2.23	3.30	0.49	0.53	G	G	
OP	1.02	3.06					NG
WL	2.15	3.30	0.55	0.53	G	G	
OP	2.27	0.80					G
WL	1.62	3.30	0.55	0.53	G	G	
OP	1.02	3.06					NG
WL	2.15	3.30	0.55	0.53	G	G	
OP	2.25	0.80					G
WL	0.77	3.30					

* توجه شود که کنترل شروط ۲ و ۳ مربوط به دیوارهائی است که در طول آنها حداقل دو بازشو وجود دارد، لذا در دیوارهائی که فقط دارای یک بازشو هستند کنترل این شروط مفهومی نداشته و فقط ابعاد بازشو (شرط ۴) برای این دیوارها در جداول زیر کنترل می‌گردد.

پیش نویس - غیر قابل استناد

Wall.NO.4							
Wl_i / OP_i	طول (m)	ارتفاع (m)	1/6 x(Li-1+Li+1)	2/3 x Min(Hi-1,Hi+1)	Cond.2	Cond.3	Cond.4
WL	1.65	3.30					
OP	2.90	1.90					NG
WL	1.75	3.30					

Wall.NO.5							
Wl_i / OP_i	طول (m)	ارتفاع (m)	1/6 x(Li-1+Li+1)	2/3 x Min(Hi-1,Hi+1)	Cond.2	Cond.3	Cond.4
WL	1.30	3.30					
OP	2.45	1.90					G
WL	1.10	3.30	0.82	1.27	G	NG	
OP	2.45	1.90					G
WL	1.25	3.30	0.78	1.27	G	NG	
OP	2.25	1.90					G
WL	1.10	3.30	0.75	1.27	G	NG	
OP	2.25	1.90					G
WL	1.27	3.30	0.75	1.27	G	G	
OP	2.25	1.90					G
WL	1.10	3.30	0.75	1.27	G	NG	
OP	2.25	1.90					G
WL	1.05	3.30					

Wall.NO.6							
Wl_i / OP_i	طول (m)	ارتفاع (m)	1/6 x(Li-1+Li+1)	2/3 x Min(Hi-1,Hi+1)	Cond.2	Cond.3	Cond.4
WL	13.15	3.30					

Wall.NO.7							
Wl_i / OP_i	طول (m)	ارتفاع (m)	1/6 x(Li-1+Li+1)	2/3 x Min(Hi-1,Hi+1)	Cond.2	Cond.3	Cond.4
WL	5.86	3.30					
OP	1.02	3.06					NG
WL	0.55	3.30					

Wall.NO.8							
Wl_i / OP_i	طول (m)	ارتفاع (m)	1/6 x(Li-1+Li+1)	2/3 x Min(Hi-1,Hi+1)	Cond.2	Cond.3	Cond.4
WL	6.12	3.30					
OP	3.06	3.30					NG
WL	6.44	3.30					

پیش نویس- غیر قابل استناد

Wall.NO.9							
Wl_i / OP_i	طول (m)	ارتفاع (m)	1/6 x(Li-1+Li+1)	2/3 x Min(Hi-1,Hi+1)	Cond.2	Cond.3	Cond.4
WL	6.12	3.30					
OP	3.06	3.30					NG
WL	6.44	3.30					

Wall.NO.10							
Wl_i / OP_i	طول (m)	ارتفاع (m)	1/6 x(Li-1+Li+1)	2/3 x Min(Hi-1,Hi+1)	Cond.2	Cond.3	Cond.4
WL	6.12	3.30					
OP	3.06	3.30					NG
WL	6.44	3.30					

Wall.NO.11							
Wl_i / OP_i	طول (m)	ارتفاع (m)	1/6 x(Li-1+Li+1)	2/3 x Min(Hi-1,Hi+1)	Cond.2	Cond.3	Cond.4
WL	6.12	3.30					
OP	3.06	3.30					NG
WL	6.44	3.30					

پ- کنترل شروط ۵ و۶ (Cond. 5, Cond. 6)

کنترل شروط ۵ و ۶

نام دیوار	طول بازشو (m)	مساحت بازشو (m^2)	طول کل دیوار (m)	مساحت (m^2)	cond4.	cond5.
1	20.41	38.78	31.72	104.68	NG	NG
2	12.32	21.38	31.72	104.68	G	G
3	9.48	14.49	22.07	72.83	G	G
4	2.90	5.51	6.30	20.79	G	G
5	13.90	26.41	22.07	72.83	NG	NG
6	0.00	0.00	13.15	43.40	G	G
7	1.02	3.12	7.48	24.68	G	G
8	3.06	10.10	15.67	51.71	G	G
9	3.06	10.10	15.67	51.71	G	G
10	3.06	10.10	15.67	51.71	NG	NG
11	3.06	10.10	15.67	51.71	NG	NG

ت- کنترل فاصله بازشو از بر خارجی دیوار (Cond. 7)

کنترل فاصله بازشوها مطابق با دستورالعمل

نام دیوار	طول دیوار (ابتدا)	طول دیوار (انتها)	(2/3 h_{op1})	(2/3 h_{op2})	L_1> (0.66h_1)	L_2> (0.66h_2)
1	1.02	1.10	1.25	1.25	NG	NG
2	6.30	1.23	2.02	2.02	G	NG
3	1.11	0.77	2.02	0.53	G	G
4	1.65	1.75	1.25	1.25	G	G
5	1.30	1.05	1.25	1.25	G	NG
6	0.00	0.00	0.00	0.00	G	G
7	5.86	0.55	2.02	2.02	G	NG
8	6.12	6.44	2.18	2.18	G	G
9	6.12	6.44	2.18	2.18	G	G
10	6.12	6.44	2.18	2.18	G	G
11	6.12	6.44	2.18	2.18	G	G

پیش نویس غیر قابل استناد

۷- کنترل وجود هشت گیر

اگر در اجرای قسمت‌های مختلف یک دیوار باربر و یا گوشه دو دیوار متقاطع باربر، از روش هشت گیر استفاده شده باشد، محل اجرای هشت‌گیر به عنوان نقطه انفصال در دیوار تلقی می‌گردد و دیوار آسیب‌پذیر می‌باشد. با توجه به نقشه‌های اجرایی موجود در محل تقاطع دیوارها در این ساختمان از کلاف استفاده شده و هشت‌گیر اجرا نشده است. لذا از این لحاظ آسیب‌پذیر نمی‌باشد.

۸- کنترل قرارداشتن تیرهای باربر سقف برروی دیوار

در صورتی‌که تیرهای باربر سقف بار خود را به صورت مستقیم به بالای دیوار مصالح بنایی منتقل نماید و برای این منظور از کلاف یا زیرسری چوبی، فلزی، بتنی و یا صفحه تکیه‌گاه استفاده نشده باشد، ناحیه

بالای دیوار و اتصال دال به دیوار آسیب‌پذیر تلقی می‌گردد. ساختمان مورد مطالعه دارای کلاف افقی است و تیرآهن‌ها مستقیماً روی دیوار قرار نگرفته‌اند ولی نحوه اتصالشان به کلاف بدون تمهید خاصی است و از این لحاظ آسیب‌پذیر تلقی می‌گردند.

۹- کنترل نیروی رانش و سقفهای قوسی

در این ساختمان سقف قوسی وجود ندارد.

۱۰- لوله و دودکش درون دیوار باربر

با توجه به بازدیدها و سونداژهای انجام شده دودکش از داخل دیوارها عبور نکرده است.

- ارزیابی سقف

۱- زیادبودن وزن سقف

طبق بازدیدها و سونداژهای انجام شده در سقف هیچگونه افزایش ضخامت غیرمتعارفی در جهت افزایش سختی دال و همچنین عایق نمودن مضاعف بام و غیره انجام نشده است و سقف از این نظر آسیب‌پذیر نمی‌باشد.

۲- انسجام و یکنواختی سقف

سیستم سقف در این ساختمان از نوع طاق‌ضربی است که دارای صلبیت و رفتار مناسب در هنگام وقوع زلزله نمی‌باشد. همچنین اتصال مناسبی بین تیرچه‌های سقف وجود ندارد.

۳- طول تکیه گاهی تیرهای سقف

در سقف‌های طاق ضربی و چوبی طول تکیه گاهی نباید از ۲۰ سانتیمتر یا ارتفاع تیر کمتر باشد، سیستم سقف ساختمان از نوع طاق ضربی است و طول تکیه‌گاهی تیرهای آن برای دیوارهای میانی کمتر از ۲۰ سانتیمتر می‌باشد.

۴- کنترل بازشوها دردال

مطابق دستورالعمل مجموع سطوح بازشو باید از ۵۰٪ سطح کل دیافراگم کمتر باشد و طول بازشو در مجاورت دیوار باربر باید کمتر از ۰/۲۵ طول دیوار باشد و حداکثر طول بازشو در مجاورت دیوارهای باربر ۲ متر می‌باشد. سقف ساختمان فاقد بازشو می‌باشد و از این لحاظ آسیب‌پذیر نیست.

۵- نسبت طول دهانه به عرض دال

چنانچه نسبت طول دهانه به عرض دیافراگم در سقف‌های انعطاف‌پذیر بیش از ۳ باشد، دال به لحاظ تغییرشکل زیاد آسیب‌پذیر می‌باشد. در این ساختمان نسبت طول به عرض کمتر از ۳ است و از لحاظ تغییرشکل زیاد آسیب‌پذیر نمی‌باشد.

پیش نویس غیر قابل استناد

- ارزیابی اتصالات اعضای ساختمان

۱- اتصال بین دیوارهای باربر متقاطع

واحدهای بنایی در تمام دیوارهای باربر متقاطع باید در یک تراز چیده و در یک سطح بالا آورده شده باشد. در صورتی‌که دیوارهای متقاطع مطابق استاندارد ۲۸۰۰ ایران اجرا نگردیده باشد و یا در اجرای آنها از کلاف‌های بتنی، فلزی و چوبی گوشه استفاده نشده باشد، دیوارهای متقاطع به لحاظ اتصال نامناسب آسیب‌پذیر می‌باشد. واحدهای بنایی دیوارهای باربر در این ساختمان در یک تراز چیده شده و در اجرای دیوارهای ساختمان از کلاف قائم استفاده شده است در نتیجه دیوارهای متقاطع به لحاظ اتصال نامناسب در این قسمت آسیب‌پذیر نمی‌باشد.

۲- اتصال دیوارهای باربر و دال

دیوارهای باربر مصالح بنایی باید در تراز طبقات مطابق استاندارد ۲۸۰۰ ایران به دال متصل شده باشد تا نیروهای زلزله بدون جابجا شدن دال به دیوار باربر انتقال یابد. انتظار می‌رود باتوجه به نحوه اتصال سقف و تکیه‌گاهها و نوع مصالح آن (طاق ضربی) سازه در زلزله منسجم عمل ننماید.

۳- اتصال بین دیوارها و دال در جهت عمود برصفحه دیوار

برای اینکه نیروهای عمود بر صفحه دیوار بتواند به دال منتقل گردد، اتصال دیوار و دال باید بتواند نیروی عمود بر صفحه‌ی دیوار را تحمل نماید. بین دیوارها و دال اتصال مناسبی وجود ندارد و در نتیجه اتصال دیوار و دال در جهت عمود بر صفحه دیوار نیز آسیب‌پذیر تلقی می‌گردد.

۴- اتصال بین تیغه‌ها و دیوارهای باربر

تیغه‌های متصل به دیوار باربر در ساختمان دارای اتصال کافی می‌باشد و دیوار وتیغه متکی به آن به طور همزمان چیده شده‌اند، اتصال تیغه‌ها آسیب‌پذیر نمی‌باشد.

- اجزای غیرسازه‌ای

۱- دیوارهای غیرباربر و تیغه‌ها

در ساختمان برای ایجاد فضاها از پارتیشن‌های غیر آجری استفاده نشده است دیوارهایی که ضخامت آنها کمتر از ۲۰ سانتیمتر است را می‌توان جز دیوارهای غیرسازه‌ای (تیغه) محسوب نمود.

مطابق ضوابط استاندارد ۲۸۰۰ تیغه‌ها باید ضوابط زیر را رعایت کنند:

۱- حداکثر طول مجاز دیوار غیر سازه ای (بین دو پشت‌بند) نباید از ۶ متر یا ۴۰ برابر ضخامت دیوار هر کدام که کمترند، بیشتر باشد. طول تیغه‌های موجودبین دو پشت‌بند نهایتاً ۵/۲۷ متر است که با توجه به ضخامت آنها حدود ۲۷ سانتیمتر این شرط اقناع می‌گردد.

پیش نویس - غیر قابل استناد

۲- حداکثر ارتفاع مجاز تیغه‌ها از کف مجاور بیش از ۳/۵ متر نباشد. ارتفاع تیغه‌های ساختمان تا زیرسقف ۳/۳۰ متر می‌باشد. این بند استاندارد ۲۸۰۰ نیز برآورده می‌گردد.

۳- لبه فوقانی تیغه‌هایی که در تمام ارتفاع ساختمان ادامه ندارد باید با کلاف فولادی، بتنی یا چوبی که به سازه ساختمان و یا کلاف‌های احاطه کننده متصل می‌باشند، کلاف‌بندی شود. در لبه فوقانی تیغه‌ها کلاف وجود نداشته ولی ارتفاع تیغه‌ها تا زیر سقف ساختمان می‌باشد و تیغه‌ها ضوابط این بند را برآورده نموده و آسیب‌پذیر نمی‌باشند.

۴- لبه قائم تیغه‌ها نباید آزاد باشد. این لبه باید به یک تیغه دیگر یا یک دیوار سازه‌ای و یا یکی از اجزای سازه ویا عنصر قائم متکی باشد. تیغه‌های این ساختمان با دیوارهای سازه‌ای متقاطع بوده ولبه قائم آنها به یک تیغه دیگر و یا یک دیوار سازه‌ای متصل گردیده است.

۵- در صورتی که دیوار و یا تیغه متکی برآن به صورت لاریز یا هشتگیر چیده شده باشد اتصال آنها کافی تلقی گردد. تیغه‌های ساختمان و دیوارهای متصل به آنها به صورت همزمان و هشتگیر ایجاد گردیده‌اند و اتصال آنها با یکدیگر کافی می‌باشد و از این لحاظ نیز آسیب‌پذیر نمی‌باشند.

پیش نویس غیر قابل استناد

۲- نمای ساختمان

در نماسازی با آجر ارجح است که آجر به طور همزمان با دیوار اجرا شود و ابعاد آن با مصالح دیوار یکسان باشد تا هر دو در هر رگ روی یک لایه ملات چیده شوند. نمای ساختمان با سنگ پلاک اجرا شده و فاقد ترک عمیقی است لذا به نظر آسیب‌پذیر نمی‌باشد.

۳- جان پناه و دودکش‌ها

جانپناه ساختمان دارای ارتفاع و ضخامت ۳۰سانتیمتر است و مطابق دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود، جان‌پناه‌های بنایی غیرمسلح با نسبت ارتفاع به ضخامت بزرگتر از ۱/۵ نیاز به کنترل برای بهسازی دارند، این نسبت برای جانپناه مدرسه برابر با ۱ است که از این لحاظ آسیب‌پذیر نمی‌باشد.

- ارزیابی سیستم کلاف

در ارزیابی سیستم کلاف باید کلیه ضوابط استاندارد ۲۸۰۰ رعایت گردد این ضوابط در بند انسجام کنترل گردیده‌اند. همچنین کنترل موارد زیر نیز الزامی است:

۱- ارزیابی کیفیت مصالح کلاف

چنانچه در بررسی‌های عینی کلاف، تخلخل یا نواقص دیگری در بتن مشاهده گردد، کلاف به لحاظ کیفیت نامناسب مصالح آسیب‌پذیر می‌باشد. همچنین استفاده از روش‌های مناسب آزمایشگاهی جهت تعیین مقاومت

فشاری بتن توصیه می‌گردد. چنانچه مقاومت فشاری بتن کمتر از ۱۵۰ کیلوگرم برسانتیمترمربع باشد، کلاف آسیب‌پذیر تلقی می‌گردد. در ساختمان مورد مطالعه مقاومت بتن کلاف‌ها کمتر از میزان فوق بوده و آسیب‌پذیر می‌باشند.

نتایج چکش اشمیت

ردیف	مشخصات محل آزمایش	قرائت‌ها ۱	۲	۳	۴	۵	۶	۷	۸	۹	۱۰	زاویه چکش نسبت به افق (degree)	عدد میانگین	حدودمقاومت فشاری kg/cm²	توضیحات
۱	کلاف قائم و C-3	14	16	15	14	17	17	16				0	16	<100	کد: HT-5,6
۲	کلاف قائم و D-4	18	18	16	15	16	16	18	15	16	17	0	17	<100	کد: HT-2,3
۳	فونداسیون و F-4	23	22	21	20	23	20	23				0	22	119	کد: F-1

نتایج کر گیری

پیش نویس غیر قابل استناد

ردیف	شماره نمونه	امتداد افقی:۰ عمودی:۱	قطر (D) (cm)	ارتفاع (L) (cm)	نسبت ارتفاع به قطر (L/D)	وزن (gr)	وزن مخصوص (gr/cm³)	نیروی گسیختگی (kg)	مقاومت فشاری (kg/cm²)	وجود میلگرد عمود بر محور مغزه: قطر (mm)	کمترین فاصله (cm)	ϕ.d	if	ضرایب تصحیح: قطر نمونه	L/D	وجود میلگرد	مقاومت فشاری‌نهایی (kg/cm²)
۱	F1	0	9.30	10.50	1.13	1.518	2.13	6.350	93	—	—	—	—	1.00	0.87	1.00	82
										—	—	—	—				
										—	—	—	—				
محل نمونه‌برداری: فونداسیون- طبقه همکف : (F-4)																	
۲	F2	0	9.30	18.70	2.01	2.766	2.18	8.750	129	—	—	—	—	1.00	1.00	1.00	129
										—	—	—	—				
										—	—	—	—				
محل نمونه‌برداری: فونداسیون- طبقه همکف : (F-4)																	

۲- ارزیابی اتصالات اجزای کلاف

چنانچه در بررسی‌های انجام شده مشخص گردد که میلگردهای کلاف بتنی در اتصالات همپوشانی لازم را نداشته و یا اتصالات کلاف‌های فولادی مناسب نباشند، سیستم کلاف به لحاظ وضعیت نامناسب اتصالات آسیب‌پذیر می‌باشد. در این ساختمان کلاف‌های افقی فلزی وکلاف‌های قائم بتنی می‌باشند و اتصال مناسبی بین آنها برقرار نیست و از این لحاظ آسیب‌پذیر می‌باشند.

۳- ارزیابی سیستم کلاف بواسطه وجود انفصال

چنانچه کلاف افقی و یا قائم در هر تراز از ساختمان بواسطه وجود بازشو و یا نیم طبقه ادامه نیافته و به کلاف قائم و یا افقی مجاور متصل نباشد، سیستم کلاف به لحاظ وجود انفصال آسیب‌پذیر می‌باشد. در کلاف‌های افقی و قائم ساختمان بازشو وجود نداشته در نتیجه از این لحاظ آسیب‌پذیر نمی‌باشند.

۴- ارزیابی کلاف بواسطه عبور لوله

در صورتیکه لوله آب، فاضلاب و یا دودکش از کلاف افقی و یا قائم عبور نماید و قطر انفصال ایجاد شده بیش از یک هشتم عرض کلاف باشد، کلاف به لحاظ وجود انفصال آسیب‌پذیر می‌باشد. ساختمان از این لحاظ آسیب‌پذیر نمی‌باشد.

۵- ارزیابی اتصال دیوار و کلاف

در صورتیکه بین دیوار و کلاف اتصال مناسبی وجود نداشته باشد این اتصال آسیب‌پذیر است. در این ساختمان اتصال کلاف‌های قائم به دیوارها مناسب ارزیابی می‌گردد.

۶- ارزیابی وجود کلاف افقی پی

در صورتیکه در تراز پی از کلاف افقی استفاده نشده باشد و خود پی نیز به واسطه ناپیوستگی، قابلیت ایفای نقش کلاف افقی را نداشته باشد، سیستم کلاف‌بندی آسیب‌پذیر می‌باشد. مطابق با بررسی‌های انجام شده پی ساختمان از این لحاظ آسیب‌پذیر نمی‌باشد.

پیش نویس - غیر قابل استناد

-کنترل واژگونی

جهت کنترل ساختمان در برابر واژگونی از روابط فصل۳ دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای استفاده می‌شود در این روشها، لنگر مقاوم واژگونی در هر طبقه برابر لنگر مقاوم بارهای مرده در طبقه موردنظر می باشد. در هنگام وجود برکنش در طبقه موردنظر، لنگر مقاوم واژگونی از حاصل جمع لنگر مقاوم بارهای مرده بعلاوه لنگر ناشی از ظرفیت انتقال کشش در ستون‌های کششی بدست می‌آید.

۱- محاسبه نیروی برشی جهت کنترل واژگونی ساختمان

جهت محاسبه نیروی جانبی از ضوابط بند ۳-۳-۱-۲ دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای استفاده می‌کنیم.

در روش تحلیل استاتیکی خطی، نیروی جانبی ناشی از زلزله (V) به صورت ضریبی از وزن کل ساختمان (W) محاسبه می‌شود:

$$V = C_1 C_2 C_m S_a W$$

W = وزن کل ساختمان، شامل وزن مرده ساختمان و درصدی از سربار زنده

S_a = شتاب طیفی به ازای زمان تناوب اصلی T است.

C_1 = ضریب تصحیح برای اعمال تغییرمکان‌های غیرارتجاعی سیستم است، که از رابطه زیر بدست می‌آید.

$$C_1 = 1 + \frac{T_S - T}{2T_S - 0.2}$$

در ایـن رابطـه T زمـان تنـاوب اصـلی سـازه اسـت و T_S زمـان تنـاوب مشـترک بـین دو ناحیـه شـتاب ثابـت و سرعت ثابت در طیف بازتاب طرح و مقدار آن براساس استاندارد ۲۸۰۰ به دست می‌آید.

در هر صورت مقدار C_1 نباید از ۱ کمتر و از ۱/۵ بیشتر انتخاب شود.

C_2 = اثرات کاهش سـختی و مقاومـت اعضـای سـازه‌ای را بـر تغییرمکـان‌هـا بـه دلیـل رفتـار چرخشـی آنهـا وارد می‌کند و مقدار آن برای تحلیل خطی یک فرض می‌شود.

C_m = برای اعمال اثر مودهای بالاتر

جدول ۱۸- مشخصات خاک منطقه

نوع زمین	T_o	T_S	S
II	0.1	0.5	1.5

پیش نویس- غیر قابل استناد

$$T = 0.05 \times (H)^{3/4}$$

$H = 3.9\,m$ (ارتفاع ساختمان)

$$H = 0.05 \times 3.9^{(0.75)} = 0.138$$

$$T_0 \le T \le T_S \Rightarrow S = 1.5 \,\&\, B = 2.5$$

$$S_a = BA = 0.75$$

$$C_1 = 1 + \frac{T_S - T}{2T_S - 0.2} \le 1.5$$

$$C_1 = 1 + \frac{0.50 - 0.138}{2 \times 0.5 - 0.2} = 1.452 \le 1.5$$

$C_2 = 1$ در تحلیل خطی

و براساس دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای در ساختمان‌های یک طبقه $C_m = 1$ در نظر گرفته می شود. در نتیجه:

$$V = 1.452 \times 1 \times 1 \times 1 \times 0.75 \times W$$

$$V = 1.089 \times 561.205 = 611.15$$

۲- توزیع نیروی جانبی در ارتفاع

ساختمان یک طبقه بوده و نیاز به توزیع نیرو در ارتفاع ندارد.

۳- کنترل لنگر واژگونی ساختمان

کنترل لنگر وژاگونی

طبقه	h(m)	f_x(ton)	f_y(ton)	W_D	x درامتداد $M_o = f_x \times h$ (ton.m)	y درامتداد $M_o = f_y \times h$ (ton.m)	X(m)	Y(m)	x درامتداد $M_R = W_D \times x/2$ (ton.m)	y درامتداد $M_R = W_D \times y/2$ (ton.m)
1	3.90	611	611	545.57	2382.9	2382.9	31.72	15.67	8652.74	4274.54
مجموع					2382.9	2382.9			8652.74	4274.54

W_D وزن طبقه ناشی از بار مرده

طبق دستورالعمل بهسازی، جهت کنترل واژگونی از رابطه زیر استفاده می‌شود:

$$M_{ST} > \frac{M_{OT}}{C_1 C_2 J}$$

در رابطه فوق:

M_{ST} = لنگر مقاوم ناشی از بارهای مرده

M_{OT} = لنگر واژگونی در طبقه موردنظر

J = ضریب کاهش بار است که براساس دستورالعمل بهسازی برای مناطق زلزله خیز با خطر نسبی بسیار زیاد و زیاد برابر ۲ در نظر گرفته می‌شود.

در امتداد x $8652.74 > \frac{2382.9}{1\times1.452\times2} = 820.56$ خوبست

در امتداد y $4274.54 > \frac{2382.9}{1\times1.452\times2} = 820.56$ خوبست

بنابراین ساختمان ازنظر واژگونی مشکلی ندارد.

پیش نویس- غیر قابل استناد

- کنترل تیرهای فلزی سقف و نعل درگاه

۱- تیرهای سقف

الف) مطابق با توضیحات ارایه شده نوع سقف از طاق ضربی و تیرهای IPE160 در فواصل ۱ متری می‌باشند.

برای کنترل آنها از ضوابط فصل پنجم دستورالعمل استفاده می‌کنیم.

برای بلندترین دهانه (بحرانی ترین حالت) کنترل می‌گردد:

$L_{(m)} = 5.52\,m$

عرض بارگیر $= 100\,cm$

بارمرده $= 620\,kg/m^2$

بارزنده $= 150\ kg/m^2$

$$q=(0.620+0.150)\times 1.00=0.77\ \text{ton/m}$$

$\text{comb1}=1.1(Q_{DL}+Q_{LL})$ طبق دستورالعمل بهسازی

$\Rightarrow Q=1.1\times 0.77=0.847\ \text{ton/m}$ بارورد بر واحد طول تیر

کنترل خمشی طبق دستورالعمل بهسازی:

$$M_{max}=\frac{QL^2}{8}$$

$$M_{max_1}=\frac{0.847\times 5.52^2}{8}=3.23\ \text{ton.m}$$

تیرها در خمش با عملکرد رفتاری کنترل شونده توسط تغییرشکل در نظر گرفته می‌شوند. تـلاش‌هـا در اعضـای اصـلی و غیراصلی که توسط تغییرشکل کنترل می‌شوند از رابطه زیر بدست می‌آید:

$$m\kappa Q_{CE}\geq Q_{UD}$$
$$Q_{CE}=M_{CE}=M_{PCE}=ZF_{ye}$$

Z = اساس مقطع خمیری

F_{ye} = تنش تسلیم مورد انتظار مصالح

$$F_{ye}=1.1\times F_y\Rightarrow F_{ye}=1.1\times 2400=2640\ \text{kg/cm}^2$$
$$Z=123\text{cm}^3$$
$$M_{PCE}=123\times 2640\times 10^{-5}=3.25\ \text{ton.m}$$

κ= ضریب آگاهی طبق دستورالعمل بهسازی

طبـق جـدول دسـتورالعمل چنانچـه شـرایط زیـر برقـرار باشـد و سـطح عملکـرد مـورد انتظـار LS (ایمنـی جـانی) موردنظر باشد "m=6" انتخاب می شود.

الف) $\frac{h}{t_m}\leq 2.45\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$

ب) $\frac{b_f}{2t_f}\leq 0.3\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$

برای نیمرخ IPE160

الف) $\frac{h}{t_w}=\frac{12.7}{0.50}=25.4\leq 2.45\sqrt{\frac{2\times 10^6}{2640}}=67.43$ OK✓

ب) $\frac{b_f}{2t_f}=\frac{8.2}{2\times 0.74}=5.54\leq 0.3\sqrt{\frac{2\times 10^6}{2640}}=8.256$ OK✓

پیش نویس - غیر قابل استناد

$\Rightarrow m\kappa Q_{CE} = 6\times1\times3.25 = 19.5\ ton.m$

$M_{UD1} = 3.23\ ton.m$

$M_{UD1} < m\kappa Q_{CE}$

۲- تیرهای نعل درگاه

مطابق با برداشت‌های انجام شده پنجره‌ها به تراز زیر سقف متصل شده‌اند و ساختمان فاقد نعل درگاه است در نتیجه آسیب‌پذیر نمی‌باشند.

موارد آسیب‌پذیر و روش‌های بهسازی آن

ردیف	مواردی که نیاز به بهسازی دارند	طرح پیشنهادی
۱	افزایش مقاومت جانبی دیوارهای باربر	استفاده از روکش بتنی
۲	انسجام سقف و افزودن یکپارچگی آن	اجرای تسمه ضربدری
۳	انسجام سقف و دیوار باربر	استفاده از نبشی‌های سرتاسری
۴	پرتاب خارج از صفحه دیوارها	روکش بتنی و استفاده از کلاف‌های فولادی
۵	بهسازی بازشوها	روکش بتنی
۶	بهسازی طول آزاد دیوارها	تعبیه کلاف قائم با روکش بتنی یا ورق فولادی
۷	افزایش ضخامت دیوار	استفاده از روکش بتنی
۸	بهسازی جانپناه بام	آسیب‌پذیر نمی‌باشد.
۹	طول تکیه‌گاهی تیرهای سقف	به وسیله نبشی‌های سرتاسری
۱۰	مقاومت برشی حداقل ملات	استفاده از روکش بتنی
۱۱	کنترل رفتار المان‌های مقاوم در برابر بارهای جانبی با توجه به انعطاف‌پذیری سقف	استفاده از روکش بتنی

پیش نویس - غیر قابل استناد

معرفی طرح نهایی بهسازی

۱- بهسازی سقف

جهت ایجاد انسجام و یکپارچگی در سقف طاق ضربی ساختمان از روش زیر برای بهسازی استفاده می‌شود:

اندود سقف را از داخل هر اتاق به صورت ضربدری تراشیده می شود تا تیر آهن‌های سقف موجود مشخص شوند. نبشی‌های پیرامونی که مربوط به اتصال روکش بتنی به سقف می‌باشند در محل خود نصب می‌گردند. یک جفت تسمه مطابق شکل ۸-۱- ح، به زیر تیر آهن‌های سقف موجود و انتهای نبشی‌های پیرامونی جوش می‌شوند.

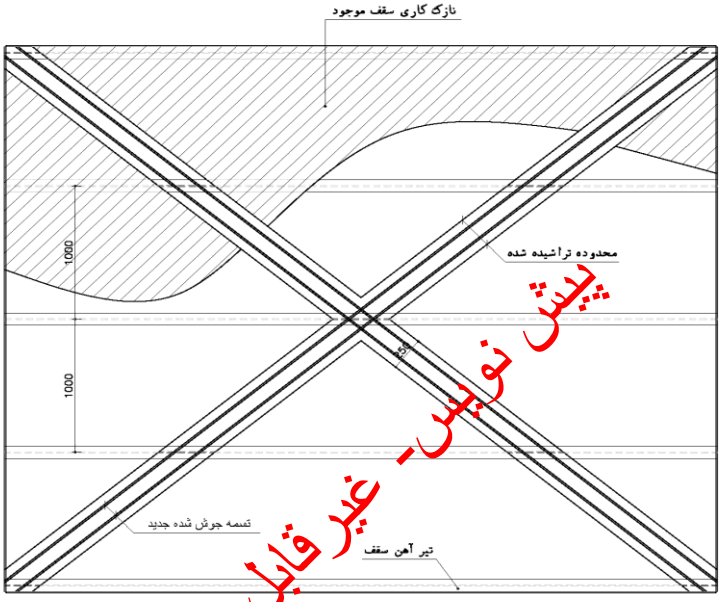
دراین روش سقف به صورت کامل صلب نمی‌شود ولی انسجام و یکپارچگی مناسبی در آن به وجود می‌آید.

مهاربندی‌های ضربدری برای تیرآهن‌های سقف طاق ضربی یکی از شرایط لازم جهت ایجاد انسجام و یکپارچگی سقف می‌باشد.

مزایای استفاده از این روش:

- آسیب نرسیدن به کفسازی و عدم نیاز به کفسازی مجدد.

- حجم پایین تخریب.
- آسیب کمتر به تاسیسات مکانیکی و برقی موجود در کف.
- اقتصادی‌تر بودن این روش نسبت به سایر روش‌ها.
- سهولت اجرا.



شکل مثال ۸-۱- ح- بهسازی سقف با تسمه فولادی

پیش نویس - غیر قابل استناد

۲- روکش بتنی

در این روش شبکه‌ای از میلگردهای افقی و قائم روی دیوار نصب و سپس روی آن بتن‌پاشی می‌شود، برای اینکار ابتدا نازک‌کاری موجود دیوار تراشیده شده، سطوح آجری کاملاً تمیز می‌شوند و برای ایجاد چسبندگی بیشتر سطوح صاف زخمی می‌گردند. قبل از پاشیدن بتن، زیرکار را مرطوب می‌کنند، اما نه چندان که بتن فرو ریزد. همچنین قبل از شروع، قسمت‌هایی از زیر کار را که خرد شده یا سست می‌باشند از دیوار جدا می‌گردند. پس از تراشیدن نازک‌کاری، برشگیرها مطابق با جزئیات اجرائی ارائه شده در محل خود نصب شده و اطراف آنها با گروت پر می‌شود.* بعد از نصب برشگیرها شبکه فولادی در محل خود نصب می‌شود. تمامی آرماتورها به نبشی‌های فوقانی و تحتانی جوش شده و برشگیرها نیز به شبکه متصل می‌شوند. عمل پاشش بایستی توسط بتن پاش انجام شده و در چند لایه صورت گیرد تا میزان گودشدگی به حداقل برسد. در نقاطی که پاشش خوب انجام نشده و به عوارضی همچون گودشدگی، برآمدگی و یا پوسته شدن، انجامیده است بتن تراشیده و دوباره پاشیده می شود.

*- عمل کاشت بهتر است با گروت اپوکسی صورت پذیرد.

با ایجاد روکش بتنی در سطوح بیرونی یا درونی دیوارهای آجری می توان مقاومت لرزه‌ای ساختمان را به طور چشمگیری افزایش داد، آنگاه این دیوارهای آجری- بتنی می‌توانند مانند دیوارهای برشی بتنی نیروی جانبی زلزله را بگیرند.

باید توجه داشت که در محل اتصال دیوار به سقف، روکش قطع می‌شود و در نتیجه نیروهای وارد به ساختمان در تراز سقف به روکش منتقل نمی‌شوند. برای رفع این نقص از نبشی‌های محیطی افقی در زیر سقف‌ها استفاده می‌شود.

۳- تقویت پی دیوارهای روکش شده

نیروی افقی حاصل از زلزله که به دیوارهای روکش شده وارد می‌شود باید به زمین منتقل شود. در محل اتصال روکش بتنی با فونداسیون برای روکش بتنی ، پی جدیدی احداث می‌گردد این پی جدید روی فونداسیون اجرا می‌شود. ابعاد این فونداسیون باید به صورتی انتخاب شود که نیروهای وارد بر روکش را تحمل نماید. با توجه به اینکه در روکش بتنی اجرا شده در اثر بارهای جانبی علاوه بر برش، خمش هم ایجاد می‌گردد، باید در بالا و پائین مقطع پی آرماتور به کار برده شود و با توجه به اینکه رفتار این دیوارها به صورت کلی برشی بوده و به علت گستردگی و یکپارچه عمل کردن دیوارهای تقویت شده مقدار خمش ایجاد شده در پی کم است، این پی‌ها نیاز به ارتفاع زیادی ندارند.

پیش نویس - غیر قابل استناد

۴- انسجام سقف و دیوار

با توجه به ارزیابی‌های انجام شده تیرهای سقف بدون هیچ مهار و یا تمهیدی روی کلاف افقی قرار گرفته‌اند. جهت انسجام سقف و دیوار راهکار زیر پیشنهاد می گردد.

در زیر سقف جهت ایجاد اتصال بین سقف طاق ضربی و دیوار، از نبشی سرتاسری که توسط پیچ‌هایی در فواصل معین به کلاف‌ها متصل شده است و تیرچه‌های سقف نیز به این نبشی‌ها جوش می‌شوند، استفاده می‌شود. این نبشی‌ها در روکش بتنی نیز مورد استفاده قرار می‌گیرند و میلگردهای روکش به این نبشی‌ها متصل می‌شوند.

مزایای استفاده از راهکارهای فوق:

۱- تخریب کم

۲- سهولت اجرا

۳- ایجاد انسجام کافی به طور همزمان برای سقف

۴- بستن پا طاق سقف طاق ضربی

۵- تامین طول نشیمن کافی برای تیرچه‌ها

۶- جوش میلگردهای روکش بتنی به نبشی‌ها

۷- تامین انسجام سقف و دیوارها و کلاف‌ها

۸- تامین اتصالات لازم جهت تامین مقاومت پرتاب خارج از صفحه

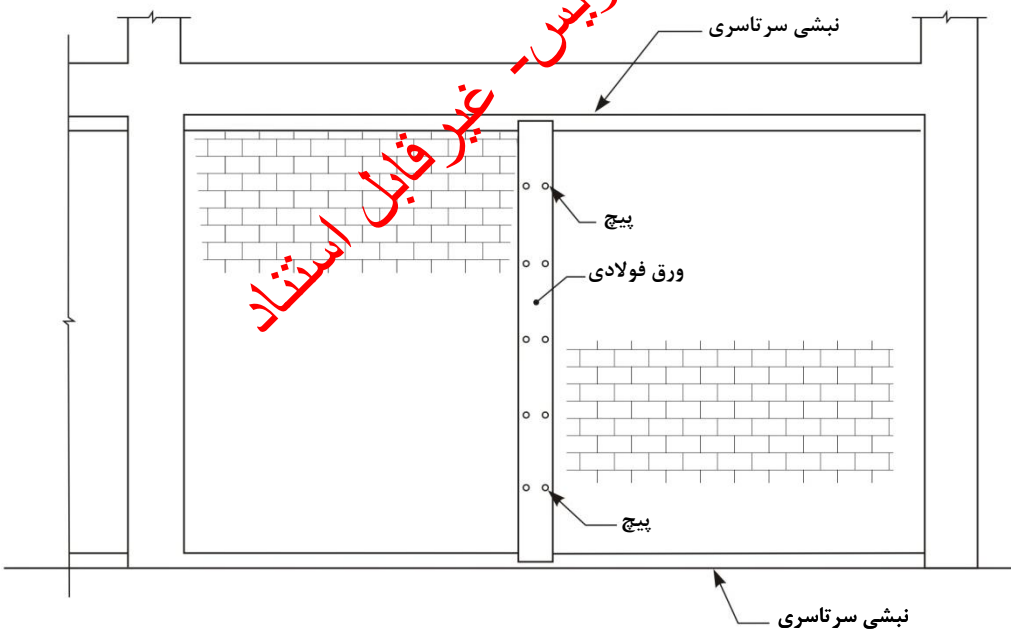
۵- تامین مقاومت لازم به منظور ممانعت از پرتاب خارج از صفحه

طبق ارزیابی‌های انجام شده بعلت عدم وجود اتصال مناسب بین دیوار و کلافهای قائم وافقی، امکان پرتاب خارج از صفحه دیوار در اثر نیروی زلزله وجود دارد در صورت عدم استفاده از روکش بتنی به منظور مقاوم‌سازی دیوار، برای کنترل پرتاب خارج از صفحه آنها از تسمه‌هایی که به دو طرف دیوار متصل می‌گردند و با پیچ به یکدیگر متصل می‌شوند، استفاده می‌گردد. در دیوارهایی که طول آزاد بیشتر از ۵ متر دارند این کلافها آسیب‌پذیری ناشی از طول زیاد دیوارها را نیز مرتفع می‌سازند.

۶- بهسازی دیوارهای با بازشو

دیوارهایی که به علت وجود بازشو آسیب‌پذیر می‌باشند با ایجاد روکش بتنی بهسازی می‌گردند این روکش بتنی هم مقاومت دیوار در برابر بارهای جانبی را افزایش می دهد و هم موارد دیگر آسیب‌پذیری موجود را از بین می برد.

پیش نویس - غیر قابل استناد



شکل مثال ۸-۱- خ- کنترل پرتاب خارج از صفحه

۷- بهسازی دیوارهایی که شرایط حداقل کیفیت ملات را ندارند.

طبق دستورالعمل بهسازی چنانچه مقاومت برشی ملات دیوارها کمتر از ۲ کیلوگرم بر سانتیمترمربع باشد آن دیوارها شرایط حداقل کیفیت ملات را دارا نمی‌باشند و به لحاظ مقاومت برشی آسیب‌پذیر هستند. با استفاده از روکش بتنی این نقص برطرف می‌گردد. با توجه به این ضعف میزان روکش بتنی و ضخامت آن طوری باید محاسبه گردد که چنانچه بار

وارد بر دیوار برحسب سختی بین دیوار و روکش تقسیم گردد نیروی وارد به دیوار بیش از مقاومت برشی آن نگردد (دیوار پایدار بماند) و همچنین روکش و میلگردهای آن توانایی تحمل بار وارده بر حسب سختی روکش را دارا باشند.

۸- بهسازی رفتار دیوارهادر برابربارهای جانبی با در نظر گرفتن انعطاف پذیری سقف.

سقف ساختمان بوسیله نبشی‌های پیرامونی و تسمه‌های ضربدری منسجم می‌شود، بعلت ساختار سقف و اجرای آن با طاق ضربی، پس از انسجام نیز نمی‌توان سقف را کاملا صلب فرض نمود. بنابراین نیروی وارد شده به هر دیوار با فرض سقف منعطف و بر حسب سطح بارگیر آن، محاسبه می شود.

ارزیابی تفصیلی فنی طرح نهایی بهسازی

۱- مقدار روکش بتنی مورد نیاز

با توجه به اینکه بتن با ضخامت کم و همچنین کیفیت نامناسب به روی دیوار پاشیده می‌شود و همچنین با توجه به سوابق و تجربیات اجرای روکش بتنی، در محاسبه ظرفیت دیوارها از مقاومت برشی بتن صرف‌نظر شده و صرفاً مقاومت برشی آرماتورهای مورد استفاده منظور می گردد. برای محاسبه روکش بتنی به آیین نامه های معتبر مراجعه شود[۱].

۲- محاسبه ابعاد چشمه‌های آرماتور مورد نیاز

بهسازی سقف منجر به منسجم شدن آن می‌گردد و دیوارها برحسب سختی خود بار تحمل نمی‌کنند و تنها نسبت سطح بار گیر آنها معین کننده نیروی برشی وارده به هر دیوار می‌باشد.با این فرض و توضیحات بند فوق نیروی برشی سهم هر دیوار را تنها مقاومت برشی ملات و میلگردهای روکش بتنی اجرا شده روی آن تحمل می‌کند و آرماتورهای آن به صورت زیر محاسبه می‌گردد:

ابتدا نیروی برشی دیوار بر حسب سطح بارگیر آن معین می‌شود و سپس با فرض اینکه این نیرو به نسبت سختی بین روکش و دیوار تقسیم می‌گردد، آرماتورهای روکش بتنی طراحی می‌شود.

میزان افزایش وزن ساختمان بدلیل اجرای روکش بتنی برابر است با:

$$L_{total} = 260 \text{ cm}$$

$$t_{shot} = 6 \text{ cm}$$

$$W_{shot} = 0.06 \times 260 \times 3.60 \times 2.5 = 140.4 \text{ ton}$$

$$V = 0.33AIW$$

$$V = 0.33 \times 0.3 \times 1.2 \times \frac{1}{2} \times 140.4 = 8.33 \text{ton}$$

$$V_{total} = 66.67 + 8.33 = 75 \text{ton}$$

۱- به عنوان نمونه ACI 530

پیش نویس غیر قابل استناد

محاسبه روکش بتنی برای دیوار شماره ۱ در راستای طولی ساختمان

سطح بارگیر دیوار: $A_1 = 31.72 \times \frac{5.95}{2} = 94.37\ m^2$

نسبت سطح بارگیر به مساحت کل: $\frac{A_1}{A_{total}} = \frac{94.37}{521} = 0.1811$

نیروی برشی وارد به دیوار (روکش و دیوار بنایی):

$$V_1 = 0.1811 \times V_{total}$$
$$V_1 = 0.1811 \times 75 = 13.582\ ton$$

با توجه به مقاومت برشی ملات دیوارها، مقدار نیروی برشی قابل تحمل دیوار مطابق زیر محاسبه می‌گردد:

طول خالص دیوار بدون بازشو $L_{net} = 11.31 m$

ضخامت مؤثر $t_{eff} = 0.35\ m$

تنش مجاز برشی ملات $v_a = 0.0745 kg/cm^2$

مقاومت برشی دیوار $\Rightarrow V_{wall} = 11.31 \times 0.35 \times 0.0745 \times \frac{10^{-3}}{10^{-4}} = 2.95 ton$

با توجه به توزیع نیرو بر حسب سختی نباید نیروی وارد به دیوار از مقدار فوق تجاوز کند.

محاسبه نسبت سختی روکش و دیوار:

سختی روکش بتنی از رابطه زیر بدست می آید:

$$k = \frac{1}{\frac{h^3}{12E_c I_{gc}} + \frac{h}{A_v G_c}}$$
$$E_c = 15100\sqrt{f'_c}$$
$$G_c = \frac{E_c}{2(1+\nu)}$$

سختی دیوار از رابطه زیر بدست می‌آید:

$$k = \frac{1}{\frac{h^3}{12E_{me} I_{gme}} + \frac{h}{A_v G_{me}}}$$
$$E_{me} = 550 f_{me}$$
$$G_{me} = 0.40 E_{me}$$

با توجه به رابطه‌های فوق نسبت سختی روکش بتنی به سختی دیوار بنایی برابر است با:

پیش نویس - غیر قابل استناد

$$\frac{k_{shot}}{k_{wall}}=\frac{E_c t_c}{E_{me} t_{me}}\times\left[\frac{(\frac{h}{\ell})^2+2.5}{(\frac{h}{\ell})^2+2.5}\right]$$

برای دیوار شماره ۱ و با فرضیات زیر این نسبت محاسبه می‌گردد:

$f'_c=150\ kg/cm^2$

$E_c=15100\sqrt{150}=184936\ kg/cm^2$

$t_c=6\ cm$

$f'_{me}=15\ kg/cm^2$

$E_{me}=550\times15=8250\ kg/cm^2$

$t_{me}=35\ cm$

$h=360\ cm$

$L_{net}=1131cm$

$$\frac{k_{shot}}{k_{wall}}=\left[\frac{184936\times6}{8250\times35}\right]=3.84$$

مقدار نیروی برشی وارده به روکش بتنی برابر است با:

$$\begin{cases}\dfrac{V_{shot}}{V_{wall}}=3.84\\ V_{shot}+V_{wall}=13.582\ ton\end{cases}\Rightarrow\begin{cases}V_{shot}=10.776\ ton\\ V_{wall}=2.806\ ton\ \le V_{max(wall)}=2.95\ ton\ \ ok\end{cases}$$

پیش نویس- غیر قابل استناد

با توجه به اینکه بتن با ضخامت کم و کیفیت نامناسب به روی دیوار پاشیده می‌شود و همچنین با توجه به سوابق و تجربیات اجرای روکش بتنی، در محاسبه از مقاومت برشی بتن صرف‌نظر شده و صرفاً مقاومت برشی آرماتورهای مورد استفاده منظور می‌شود.

محاسبه ابعاد چشمه‌های میلگرد روکش بتنی:

فواصل میلگردهای افقی با توجه به نیروی برشی وارد بر دیوار:

$$s=\frac{A_s f_s d}{V}$$

$f_s=0.55\times F_y=0.55\times3000=1650\,kg/cm^2$

$d=0.8L_{net}$

$$\Phi4\Rightarrow s=\frac{0.125\times0.55\times3000\times(1131\times80\%)}{10.776\times1000}\Rightarrow s=17.31\ cm$$

فواصل میلگردهای قائم:

مساحت مقطع میلگرد قائم برای مقابله با شکست خمشی از رابطه زیر محاسبه می‌گردد:

$$A_s = \frac{\left[\frac{h}{\ell}\times 1.4\times V - \frac{1}{2}\times(W_1+W_2)\right]}{0.35\times f_y}$$

با توجه به اینکه روکش بار ثقلی را تحمل نمی‌کند، از این بار صرف‌نظر می‌شود.

W_1 = وزن دیوار برابر با وزن روکش می‌باشد.

W_2 = وزن سربار دیواربرابر با صفر در نظر گرفته می‌شود.

$$W_1 = 11.31\times 3.60\times\left[(0.06\times 2.5)\right] = 6.107 \ \text{ton}$$

$$W_2 = 0 \ \text{ton}$$

$$V = 10.776 \ \text{ton}$$

$$A_s = \frac{\left[\frac{360}{1131}\times 1.4\times 10776 - (0.5\times 6107)\right]}{0.35\times 3000} = 1.66\,\text{cm}^2 \Rightarrow \text{use } A_s \text{ min}$$

با توجه به محاسبات فوق از همان قطر و فواصل میلگرد افقی برای آرماتورهای قائم استفاده می‌گردد.

در ادامه ابعاد چشمه‌های آرماتور برای تمامی دیوارهای ساختمان در قالب جدول محاسبه گردیده است:

پیش نویس- غیر قابل استناد

ابعاد شبکه‌های آرماتور

نام دیوار	سطح بارگیر	نسبت مساحت به کل طبقه	مقدار نیروی برشی وارده	طول دیوار	طول موثر	ضخامت موثر	مقاومت نهایی برشی دیوار	نسبت سختی روکش به دیوار	نیروی وارد به دیوار	پایداری دیوار تحت اثر بار جانبی	نیروی وارد به روکش بتنی	$S=\{A_s f_y d/V\}$ $\emptyset= 4_{mm}$
1	94.37	0.18	13.58	31.72	11.31	0.35	2.949	3.84	2.805	ok	10.779	17.31
2	155.43	0.30	22.37	31.72	19.40	0.35	5.059	3.84	4.620	ok	17.754	18.03
3	110.35	0.21	15.89	22.07	12.59	0.35	3.283	3.84	3.280	ok	12.605	16.48
4	22.37	0.04	3.22	6.30	3.40	0.35	0.887	3.84	0.665	ok	2.555	21.96
5	66.21	0.13	9.53	22.07	8.17	0.35	2.130	3.84	1.968	ok	7.563	17.82
6	51.29	0.10	7.38	13.15	13.15	0.35	3.429	3.84	1.524	ok	5.858	37.04
7	37.40	0.07	5.38	7.48	6.46	0.35	1.684	3.84	1.112	ok	4.272	24.95
8	47.22	0.09	6.80	6.44	6.44	0.35	1.679	3.84	1.404	ok	5.394	19.70
8-1	64.42	0.12	9.27	6.17	6.17	0.35	1.609	3.84	1.915	Nok	7.359	13.83
9	112.82	0.22	16.24	15.67	12.61	0.35	3.288	3.84	3.354	Nok	12.888	16.14
10	112.04	0.22	16.13	15.67	12.61	0.35	3.288	3.84	3.330	Nok	12.798	16.26
11	58.76	0.11	8.46	15.67	12.61	0.35	3.288	3.84	1.747	ok	6.712	31.00

نسخه قابل استفاده
تنها جهت تعیین

مطابق جدول فوق با توجه به اجرای روکش به ضخامت ۶ سانتیمتر و همچنین تقسیم نیروی برشی بر حسب سختی، نیروهای وارد بر دیوارهای مشخص شده، بیش از مقاومت برشی دیوار بوده و پس از اعمال نیروی جانبی دیوار پایدار نخواهد ماند، برای رفع این نقیصه لازم است که نسبت سختی روکش به دیوار افزایش یابد و در نتیجه باید ضخامت روکش افزایش یابد با توجه به نحوه اجرا روکش بتنی و محدودیت‌های آن، از روکش دورو استفاده می‌گردد.

- محاسبه روکش بتنی برای دیوار شماره ۱-۸ در راستای عرضی ساختمان

محاسبه سختی روکش بتنی دورو

$$\frac{k_{shot}}{k_{wall}}=\frac{E_c t_c}{E_{me} t_{me}}$$

$$f'_c=150\ kg/cm^2$$

$$E_c=15100\sqrt{150}=184936\ kg/cm^2$$

$$t_c=2\times 6\ cm$$

$$f'_{me}=15\ kg/cm^2$$

$$E_{me}=550\times 15=8250\ kg/cm^2$$

$$t_{me}=35\ cm$$

$$h=360\ cm$$

$$l_{net}=617\,cm$$

$$\frac{k_{shot}}{k_{wall}}=\left[\frac{184936\times 2\times 6}{8250\times 35}\right]=7.69$$

پیش نویس- غیر قابل استناد

مقدار نیروی برشی وارده به روکش بتنی برابر است با:

$$\begin{cases}\dfrac{V_{shot}}{V_{wall}}=7.69\\ V_{shot}+V_{wall}=9.27\ ton\end{cases}\Rightarrow\begin{cases}V_{shot}=8.203\ ton\\ V_{wall}=1.067\ ton\ \le V_{max(wall)}=1.592\,ton\ \ ok\end{cases}$$

$$s=\frac{A_s f_s d}{V}$$

$$f_s=0.55\times F_y=0.55\times 3000=1650\ kg/cm^2$$

$$d=0.8L_{net}$$

$$\phi 4\Rightarrow s=\frac{0.125\times 0.55\times 3000\times(617\times 80\%)}{8.203/2\times 1000}\Rightarrow s=24.82\ \ cm\quad\text{(در هر طرف)}$$

نوع و آرماتور روکش بتنی

نام دیوار	سطح بارگیر	نسبت مساحت به کل طبقه	مقدار نیروی برشی وارده	طول دیوار	طول موثر	ضخامت موثر	مقاومت نهایی برشی دیوار	نسبت سختی روکش به دیوار	نیروی وارد به دیوار	پایداری دیوار تحت اثر بار جانبی	نیروی وارد به روکش بتنی	$S=(A_s f_s d/V)$ $\varnothing=$ ۴mm	نوع روکش
1	94.37	0.18	13.58	31.72	11.31	0.35	2.949	3.84	2.805	ok	10.779	17.31	یک رو t=6 cm
2	155.43	0.30	22.37	31.72	19.40	0.35	5.059	3.84	4.620	ok	17.754	18.03	یک رو t=6 cm
3	110.35	0.21	15.89	22.07	12.59	0.35	3.283	3.84	3.280	ok	12.605	16.48	یک رو t=6 cm
4	22.37	0.04	3.22	6.30	3.40	0.35	0.887	3.84	0.665	ok	2.555	21.96	یک رو t=6 cm
5	66.21	0.13	9.53	22.07	8.17	0.35	2.130	3.84	1.968	ok	7.563	17.82	یک رو t=6 cm
6	51.29	0.10	7.38	13.15	13.15	0.35	3.429	3.84	1.524	ok	5.858	37.04	یک رو t=6 cm
7	37.40	0.07	5.38	7.48	6.46	0.35	1.684	3.84	1.112	ok	4.272	24.95	یک رو t=6 cm
8	47.22	0.09	6.80	6.44	6.44	0.35	1.679	3.84	1.404	ok	5.394	19.70	یک رو t=6 cm
8-1	64.42	0.12	9.27	6.17	6.17	0.35	1.609	7.69	1.768	ok	8.206	24.81	دو رو t=2x6 cm
9	112.82	0.22	16.24	15.67	12.61	0.35	3.288	7.69	1.870	ok	14.372	28.96	دو رو t=2x6 cm
10	112.04	0.22	16.13	15.67	12.61	0.35	3.288	7.69	1.857	ok	14.272	29.16	دو رو t=2x6 cm
11	58.76	0.11	8.46	15.67	12.61	0.35	3.288	3.84	1.747	ok	6.712	31.00	یک رو t=6 cm

نمونه غیر قابل استفاده
تایپ و تنظیم

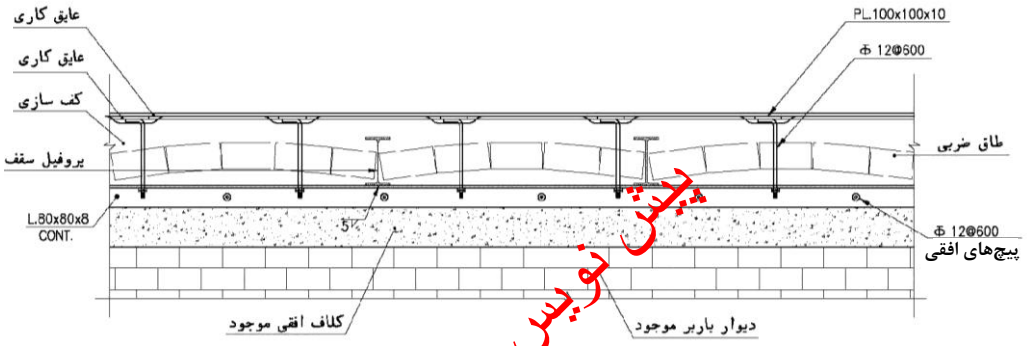
حداقل مقدار آرماتورهای مصرفی در روکش بتنی و با توجه به استفاده از شبکه‌های جوش شده برابر با ۰/۲٪ می‌باشد بنابراین با فرض استفاده از روکش بتنی با ضخامت ۶ سانتیمتر آرماتور مورد نیاز برابر است با:

$$\rho_{min} = 0.002$$

$$A_{smin} = 0.002 \times 6 \times 100 = 1.2 \Rightarrow$$

$$\phi 4@10\,cm \Rightarrow 10 \times 0.125 = 1.25 \geq 1.2 \text{ ok}$$

محاسبه اتصالات روکش بتنی به سقف:



شکل مثال ۸-۱- د- اتصال روکش بتنی به سقف

پیش نویس - غیر قابل استناد

برای اتصال روکش بتنی به سقف از اتصالات مطابق شکل فوق استفاده می‌نماییم. برای این اتصال از نبشی 80×80×8 در زیر سقف استفاده می‌گردد این نبشی توسط بولت‌های افقی و قائم به سقف متصل شده است، این اعضا به صورت زیر کنترل می‌شوند:

۱- کنترل پیچ‌ها

حداکثر نیروی برشی وارد به دیوار مطابق محاسبات انجام شده برابر با 13.58 ton.m برای دیوار شماره ۱ می‌باشد (از تقسیم نیرو بر طول موثر دیوار و مقایسه نتایج) و بدلیل اینکه پیچ‌ها متصل کننده دیوار و روکش می‌باشند برای نیروی کل وارد به دیوار برحسب سطح بارگیر، محاسبه می‌گردند:

تنش مجاز برشی پیچ‌ها مطابق با مبحث دهم مقررات ملی، برای قطعات دندانه شده و در حالتی که سطح برش از قسمت دندانه شده نمی گذرد برابر است با:

$$F_v = 0.22F_u$$

وقتی که فاصله اولین و آخرین پیچ در امتداد نیرو از ۱۲۵۰ میلیمتر تجاوز کند این تنش مجاز را باید ۲۰٪ کاهش داد و در نتیجه:

$$F_v = 0.8 \times 0.22 \times F_u$$

$$F_v = 0.8 \times 0.22 \times 5000 = 880\ kg/cm^2$$

$\Phi 12 \Rightarrow A_s = 1.13 cm^2$

مقاومت برشی یک میلگرد ۱۲ $1\Phi 12 = 1.13 \times 880 = 995\ kg$

برای طبقه همکف $V_{max} = 13.580\ ton \Rightarrow n = 13.580 \times 1000/995 = 13.648$

$$L_{net} = 11.31m \Rightarrow \frac{11.31}{13.648} = 0.82\ m$$

$\Phi 12 @\ 60\ cm$

۲- کنترل نبشی های محیطی زیر سقف

این نبشی به صورت زیر محاسبه می‌گردد:

- برش داخلی (برای نیروی وارد بر روکش کنترل می‌گردد)

$V_{max} = 10.79\ \ ton\ in\ 11.31m$

$F_v = 0.4F_y$

$F_v = 0.4 \times 2400 = 960\ kg/cm^2$

ظرفیت برشی نبشی ۸ $L80 \times 80 \times 8 = 0.8 \times 960 = 768 kg/cm$

$$\Rightarrow \frac{10790}{1131} = 9.54 < 768$$ خوبست

پیش نویس، غیر قابل استناد

- نیروی محوری (برای نیروی وارد بر روکش کنترل می‌گردد)

با توجه به فواصل بولت‌ها طول آزاد عضو فشاری برابر با ۶۰ سانتیمتر می‌باشد بولت‌ها به صورت یکی در میان و فواصل ۶۰ سانتیمتری به دیوار و سقف متصل می‌گردند در نتیجه ماکزیمم طول آزاد نبشی بین بولت‌ها ۶۰ سانتیمتر می‌باشد:

$L80 \times 80 \times 8$

$$\lambda = \frac{KL}{r} = \frac{1 \times 60}{2.42} = 24.8 \Rightarrow F_a = 1354\ kg/cm^2$$

$$f_a = \frac{P}{A} = \frac{10790}{12.3} = 877.23\ kg/cm^2$$

$\Rightarrow 877.23 < 1354$ خوبست

- کنترل جوش آرماتور روکش بتنی به نبشی

ساق جوش ۲ میلیمتر در نظر گرفته می‌شود. (برای نیروی وارد بر روکش کنترل می‌گردد)

$$L = \frac{V}{650D} \Rightarrow \text{If } D = 2\text{mm} \Rightarrow \frac{\frac{10790}{1131} \times 100}{650 \times 0.2} = 7.338\,\text{cm}$$

$$\Phi 4@100\,\text{mm} \Rightarrow 10\,\text{in}1\text{m}$$

$$7.338/10 = 0.75\ \text{cm}$$

با توجه به خم کردن آرماتورها جهت اتصال به نبشی و ناصاف بودن انتهای میلگرد و سهولت در اجرا در جهت اطمینان طول جوش برای هر میلگرد برابر با ۵ سانتیمتر در نظر گرفته می‌شود.

- کنترل محل سوراخ بولت‌ها در بال نبشی

برای کنترل محل سوراخ‌ها باید شرایط زیر رعایت شوند.

- حداقل فواصل سوراخ‌ها

فاصله مرکز به مرکز سوراخ‌های استاندارد نباید از ۳ برابر قطر وسیله اتصال کمتر باشد.

- حداقل فاصله تا لبه

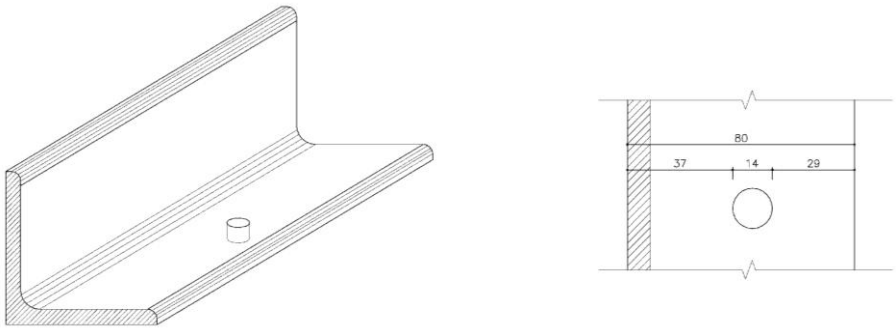
فاصله مرکز سوراخ‌های استاندارد تا لبه قطعه اتصال شونده (لبه نورد شده ورق) نباید از ۲ برابر قطر بولت کمتر باشد.

- حداکثر فاصله تا لبه

حداکثر فاصله از مرکز هر پیچ تا نزدیکترین لبه قطعه برای قطعات رنگ نشده که تحت اثر خوردگی و زنگ زدگی ناشی از عوامل جوی قرار داشته باشند نباید از ۸ برابر ضخامت نازکترین قسمت متصل شونده و همچنین از ۱۲/۵ سانتیمتر بیشتر شود.

پیش نویس - غیر قابل استناد

با توجه به اندازه بولت‌های مورد نیاز و همچنین محل سوراخ‌های آنها این شرایط به صورت زیر کنترل می‌شوند:



شکل مثال ۸-۱- ذ- محل سوراخ‌های نبشی

$1)\ 3d < 300\,mm \Rightarrow 3\times12 < 300\,mm$ ok

$2)\ 2d \le 29\,mm \Rightarrow 2\times12 < 29\ mm$ ok

$3)\ 29 < 8t \text{ or } 125\,mm \Rightarrow 29 < 8\times8 \text{ or } 125\ mm$ ok

محاسبه اتصالات روکش بتنی به دیوار (برشگیرها):

این اتصالات باید به نحوی اجرا شوند که نیروی برشی وارد بر دیوار نسبت سختی کاملا به روکش بتنی منتقل گردد، جهت کنترل این برشگیرها از نیروی برشی حداکثر وارد بر دیوار استفاده می‌نماییم.

$V_{max} = 13.58 \text{ ton in } 11.31 m$

$F_v = 0.8\times0.22\times F_u$

$F_v = 0.8\times0.22\times5000 = 880\ kg/cm^2$

$1\Phi4 = A_s \times F_v = 0.125\times880 = 110\ kg$

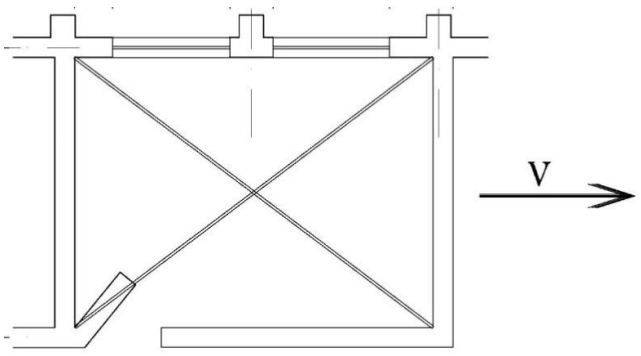
$n = \dfrac{13580}{110} = 123.454 \qquad (11.31\times3.60\,m^2 \text{ برای})$

$\Rightarrow \dfrac{11.31\times3.60}{123.454} = 0.3298 \text{ پیچ} \ / \ 1m^2 \Rightarrow \sqrt{0.3298} = 0.56\ m$

$\Rightarrow \Phi4\ @500\times500\ mm$

محاسبه تسمه‌های ضربدری منسجم کننده سقف:

چون این تسمه‌ها جهت انسجام سقف به کار می‌روند باید توانایی تحمل نیروی برشی وارد بر سقف را داشته باشند. نهایتاً مساحت این تسمه‌ها مطابق توصیه آیین‌نامه ۲۸۰۰ جهت اجرای سقف طاق ضربی نباید از مساحت یک میلگرد ۱۴ کمتر شود. نباید مساحت محصور بین تسمه‌ها از ۲۵ مترمربع بیشتر گردد:



شکل مثال۸-۱-ر- تسمه‌های ضربدری

$V_i = 0.33\times A\,I\,W_i$

$W_i = A_i \times (DL + \lambda\,LL)$

$W_i = 25\times680 = 17\ \ ton$

$V_i = 0.33\times0.3\times1.2\times17 = 2.02\ ton$

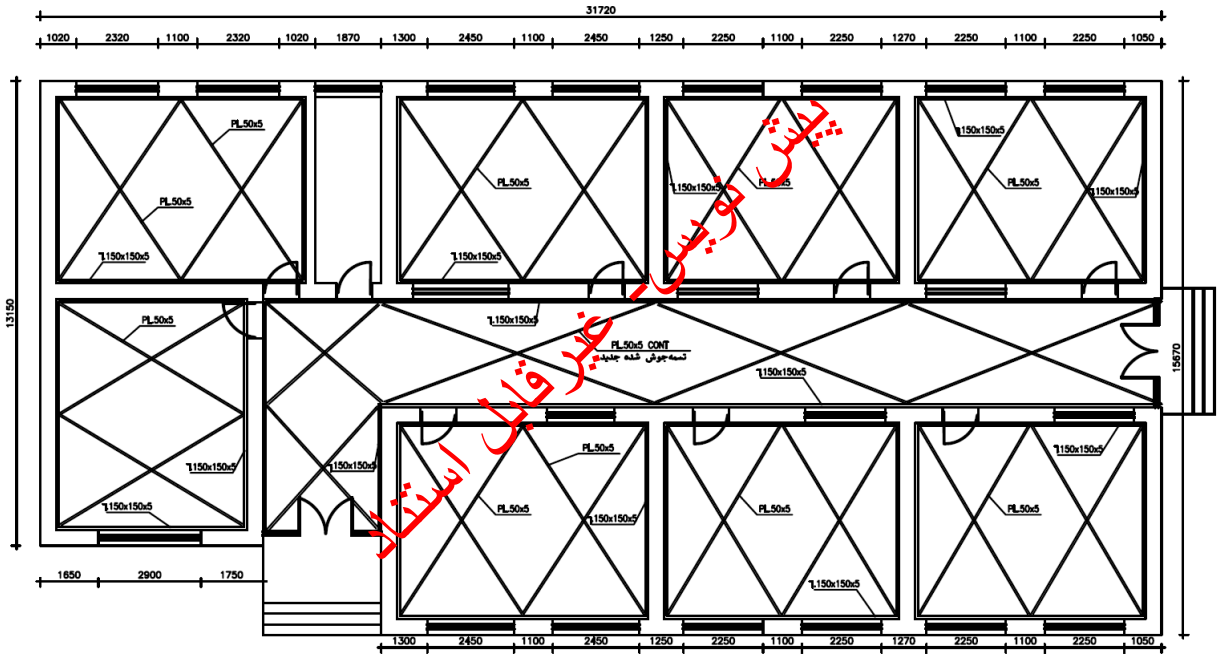
پیش نویس- غیر قابل استناد

$$T = \max\left[\frac{2.02}{2\cos 40} = 1.32\,\text{ton}\ \text{ورق}\ \frac{2.02}{2\sin 40} = 1.57\,\text{ton}\right]\quad \text{(برای هر ورق)}$$

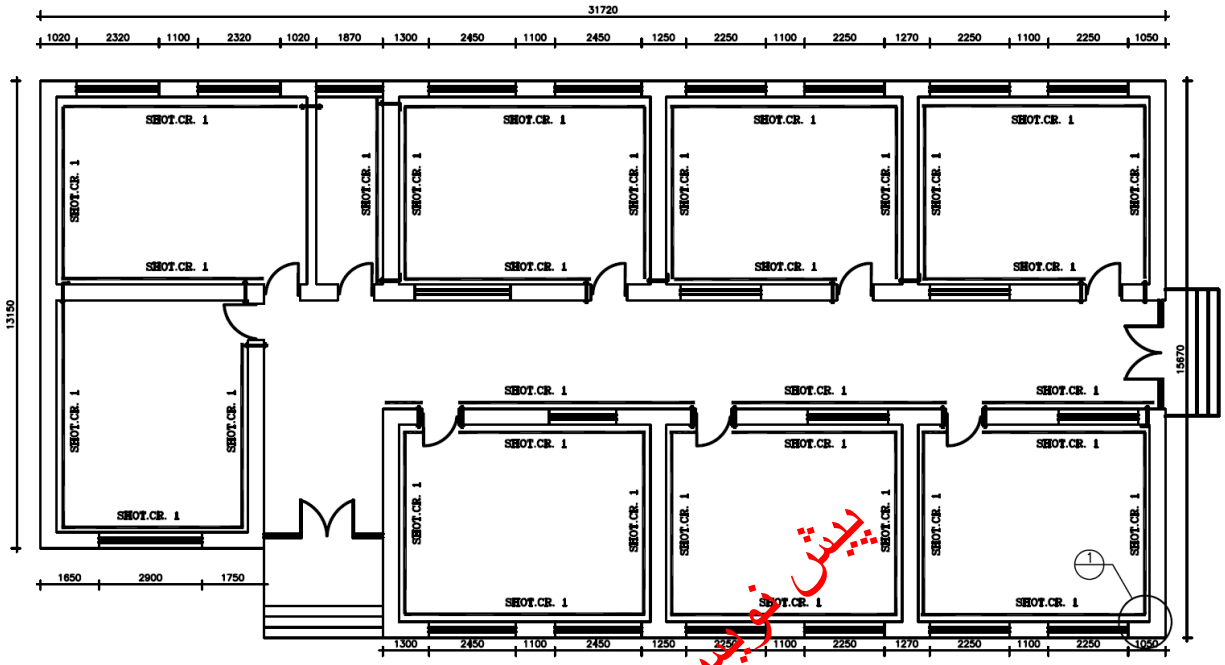
$$F_t = \min(0.6F_y\ \text{or}\ 0.5F_u) = 1440\ \text{kg/cm}^2$$

$$\frac{1570}{1440} = 1.09\ \text{cm}^2$$

استفاده می‌شود: $50\times 5\text{mm}$

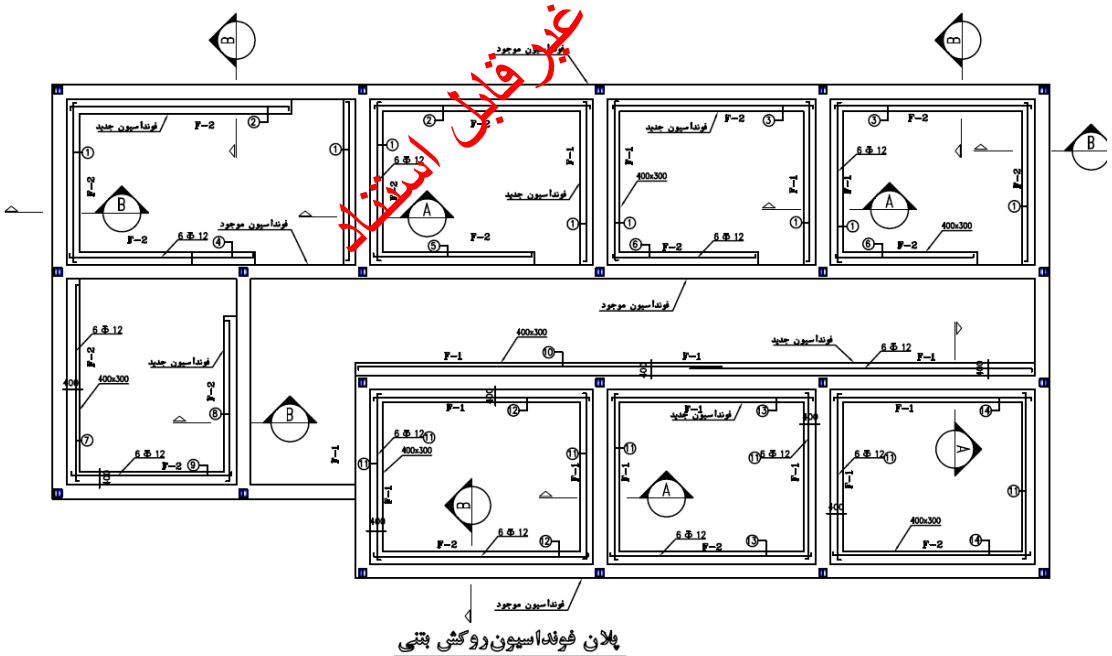


شکل مثال۸-۱- ز- تسمه‌ها و نبشی‌های زیر سقف

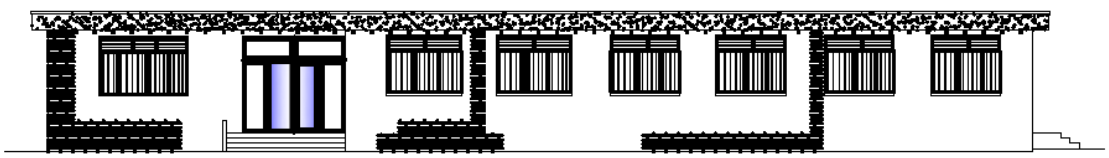


شکل مثال ۸-۱- ژ- پلان روکش بتنی

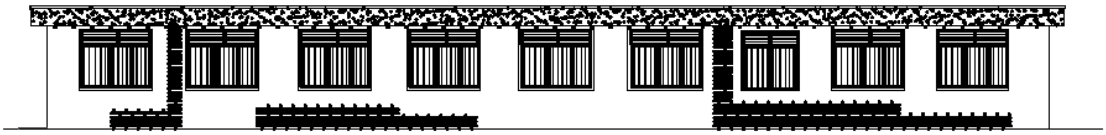
پیش نویس غیر قابل استناد



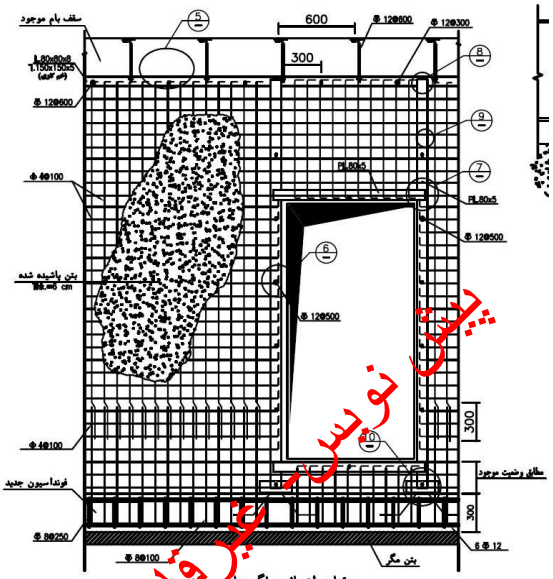
پلان فونداسیون روکش بتنی



تغییرات نمای جنوبی

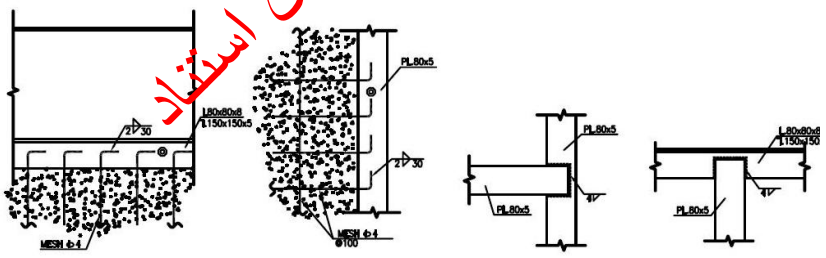


تغییرات نمای شمالی

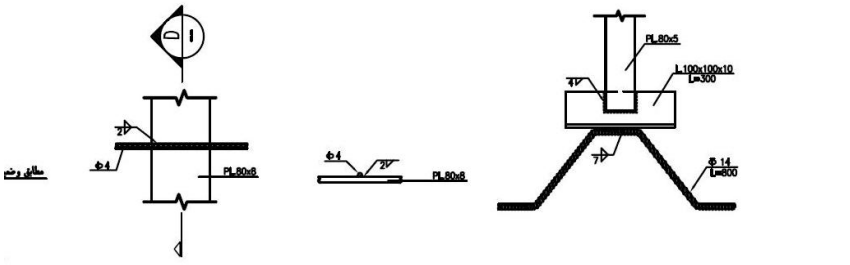


جزئیات اتصال میلگردهای

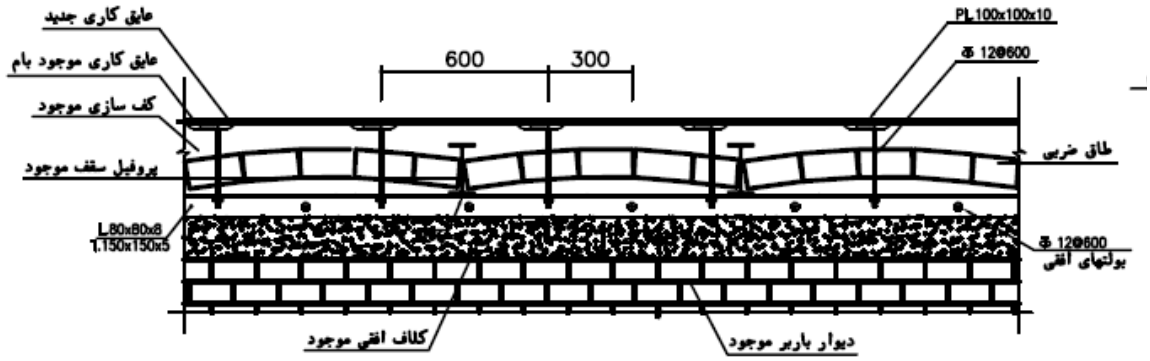
پیش نویس غیر قابل استناد



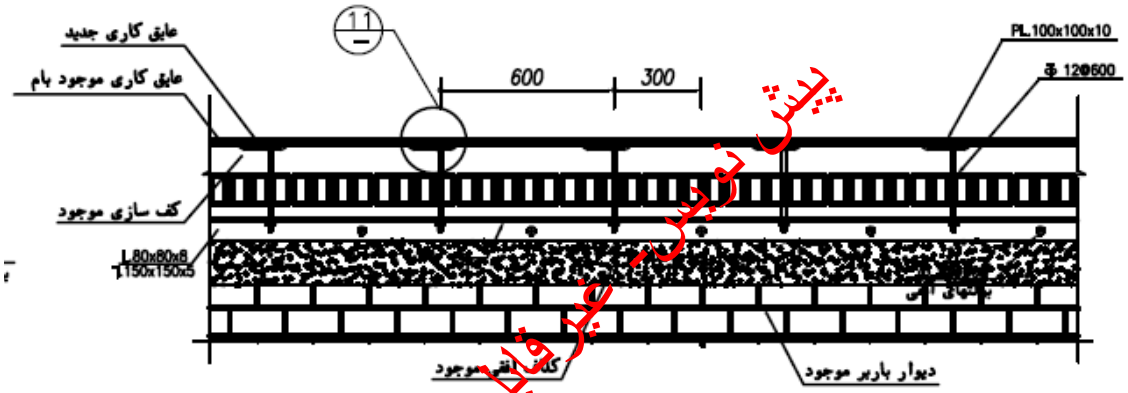
DETAIL 5 DETAIL 6 DETAIL 7 DETAIL 8



DETAIL 9 SECTION D DETAIL 10

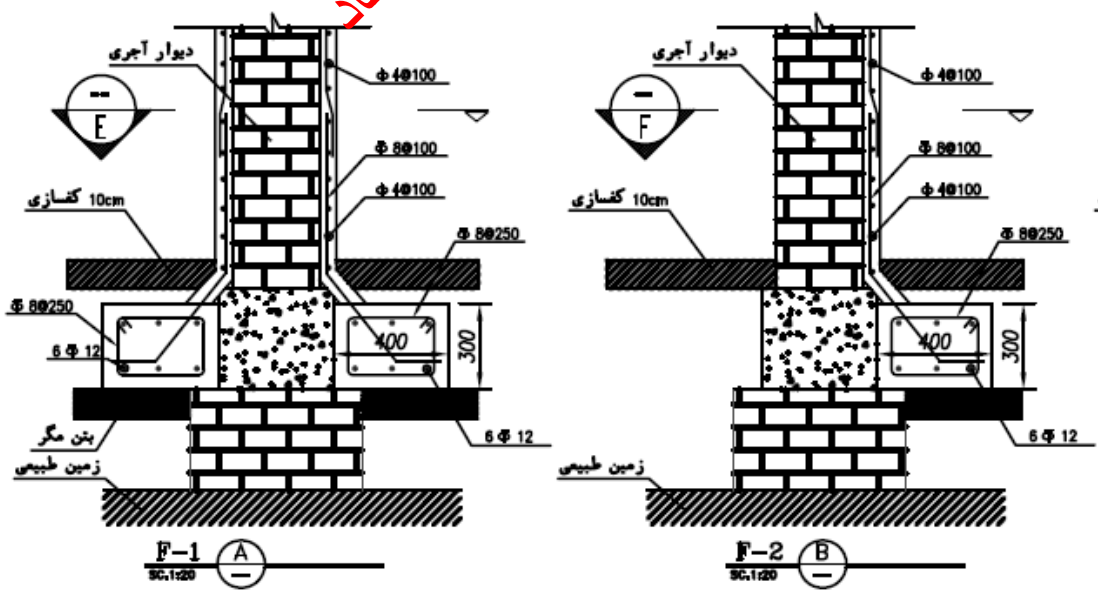


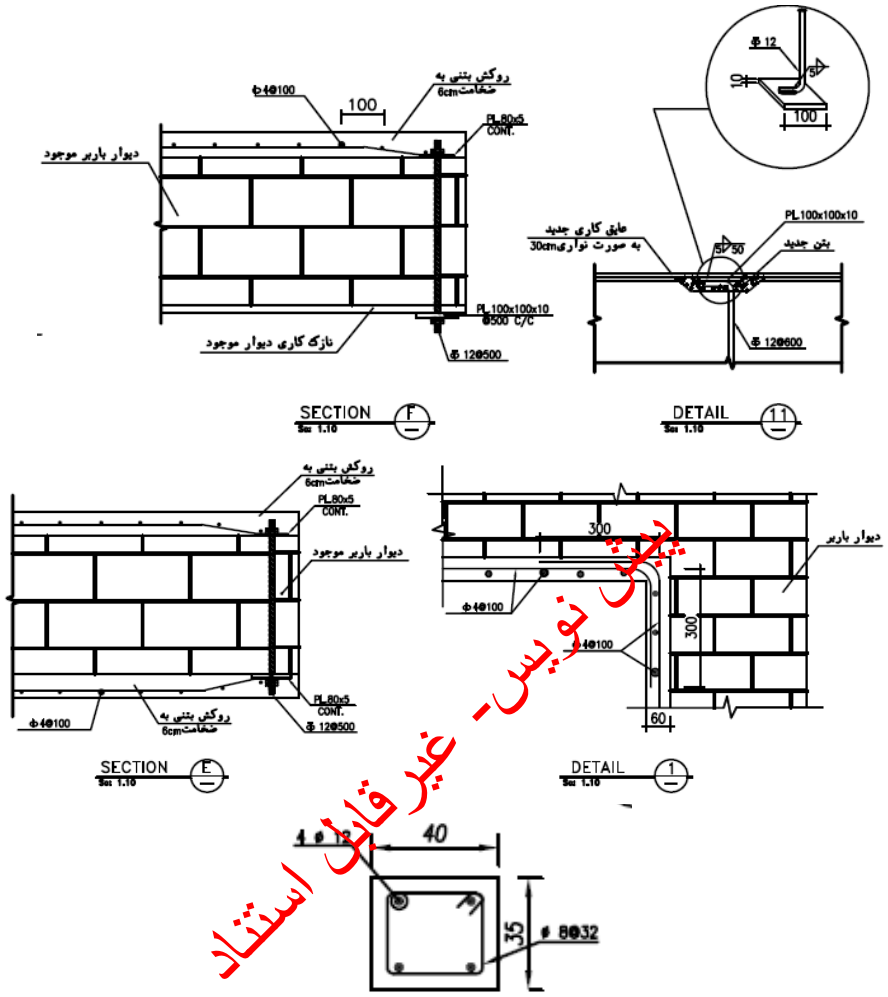
جزئیات اتصال نبشی های زیر بام در جهت عمود بر تیرچه ریزی



جزئیات اتصال نبشی های زیر بام در جهت تیرچه ریزی

پیش نویس - غیر قابل استناد





پیش نویس - غیر قابل استناد

آرماتور گذاری فونداسیون موجود

فصل ۹

بهسازی ساختمان‌های روستایی

پیش نویس- غیر قابل استناد

۹-۱- مقدمه

دو دسته ساختمان‌های روستایی در ایران وجود دارد. دسته اول ساختمان‌هایی هستند که در آنها ضوابط مربوط به ساختمان‌های بنایی غیر مسلح رعایت شده و برای مقاوم‌سازی این گونه ساختمان‌ها می‌توان مطابق فصل مقاوم‌سازی ساختمان‌های بنایی این راهنما عمل نمود. دسته دوم ساختمان‌های روستایی هستند که عمدتاً توسط افراد محلی بدون توجه به اصول اولیه مهندسی ساخته شده‌اند. مصالح اصلی این ساختمان‌ها به شرایط محیطی روستا و اقلیم آن منطقه بستگی دارد، از این رو مشخصات مصالح مصرفی در این نوع ساختمان‌ها عمدتاً بر هیچ یک از استانداردها و نشریات معتبر، منطبق نمی‌باشد. در نتیجه ارائه این فصل به هیچ عنوان به معنای تأیید این گونه ساختمان‌ها نیست، بلکه با توجه به تعداد زیاد این گونه ساختمان‌ها و آمار مرگ و میر بالای افراد حتی در زلزله‌های ضعیف می‌باشد. بهسازی این ساختمان‌ها به معنی رفع عیوب سازه و مقاومت آن در برابر زلزله‌های بزرگ نمی‌باشد، بلکه احتمال فروریزش کلی سازه و بروز فاجعه را تا حدودی کاهش می‌دهد.

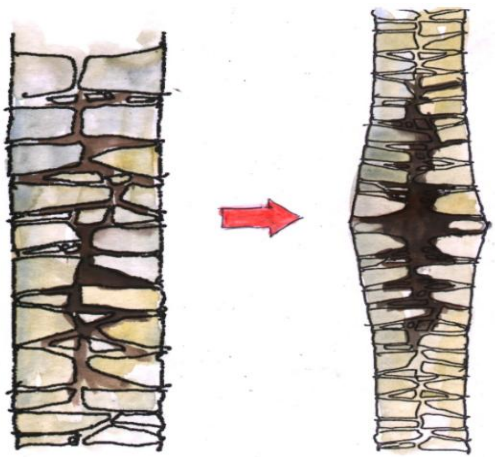
پیش نویس - غیر قابل استناد

۹-۲- مقاوم‌سازی دیوارها

در ساختمان‌های روستایی، دیوارها علاوه بر جداسازی فضاها، وظیفه تحمل بارهای قائم و جانبی را دارا می‌باشند. این دیوارها باید یکپارچگی مناسب برای انتقال نیروهای جانبی به فونداسیون را دارا باشند. روش‌های مختلفی به منظور بهسازی دیوارهای ساختمان‌های روستایی وجود دارد که این روش‌ها متناسب با نوع ضعف و خرابی موجود در دیوار است.

۹-۲-۱- عناصر همبند در دیوارهای سنگی

از خرابی‌های خارج از صفحه این‌گونه دیوارها شکم دادن و جداشدگی لایه‌های دیوار می‌باشد. نمونه‌ای از این نوع خرابی در شکل ۹-۱ نشان داده شده است. علت اصلی این نوع خرابی حرکت یا لرزش خارج از صفحه دیوار می‌باشد.



شکل ۹-۱- شکم دادن و جداشدگی جداره دیوار

بهترین روش مقاوم‌سازی این دیوارها نصب عناصر همبند می‌باشد که با استفاده از آنها می‌توان از شکم دادن و تورق دیوار جلوگیری نمود. این المان‌ها بتن مسلح درجا می‌باشند. از محاسن استفاده از المان‌های همبند مقید نمودن دو سمت دیوار و در نتیجه کاهش احتمال جداشدگی و شکم دادن آن و تا حدودی کاهش آسیب‌های وارد بر دیوار می‌باشد.

۹-۲-۱-۱- نحوه اجرای عناصر همبند

ابتدا موقعیت عناصر همبند را مشخص نموده سپس سنگی را که در موقعیت المان همبند می‌باشد از داخل دیوار خارج می‌نماییم تا سوراخی در موقعیت مورد نظر به وجود بیاید. سوراخ ایجاد شده در دیوار باید بگونه‌ای باشد که قسمت میانی سوراخ قطر کمتری نسبت به دو سر سوراخ داشته باشد. سوراخ ایجاد شده از دو طرف با بتنی با طرح اختلاط مناسب (بتن مورد استفاده با نسبت ۵۰ کیلوگرم سیمان، ۰/۰۷ متر مکعب ماسه و ۰/۱۴ مترمکعب شن می‌باشد) پر می‌گردد. سپس میلگرد سنجاقی با قطر ۸ میلیمتر که از دو طرف خم شده، در داخل سوراخ رانده می‌شود (شکل ۹-۲). همواره باید از وجود پوشش بتنی مناسب در دو انتهای المان همبند اطمینان حاصل گردد. طول میلگرد پس از خم همواره باید ۵ سانتیمتر کمتر از ضخامت دیوار باشد. عمل‌آوری و محافظت از بتن با پاشیدن آب بر روی بتن باید حداقل ۱۰ روز ادامه یابد.

پیش نویس- غیر قابل استناد



شکل ۹-۲- طول میلگرد همبند پس از خم همواره باید ۵ سانتیمتر کمتر از ضخامت دیوار باشد

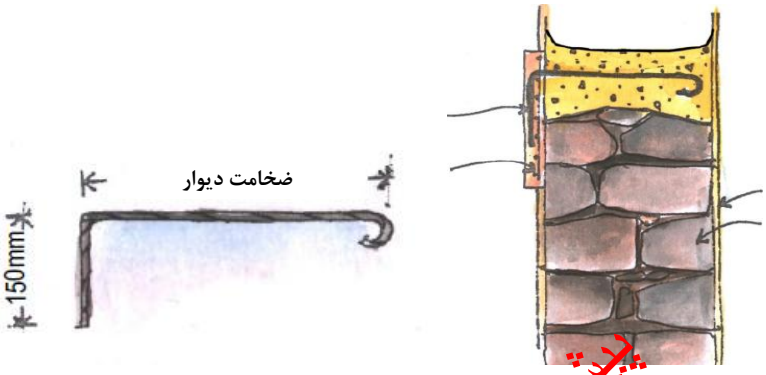
۹-۲-۱-۲- جزئیات مناسب میلگرد المان همبند

الف- دو طرف میلگرد داخل عضو همبند باید بصورت قلاب بوده و طول آن پس از خم باید ۵ سانتیمتر کمتر از ضخامت دیوار باشد. (شکل ۹-۳).



شکل ۹-۳- دو طرف میلگرد داخل عضو همبند باید بصورت قلاب باشد

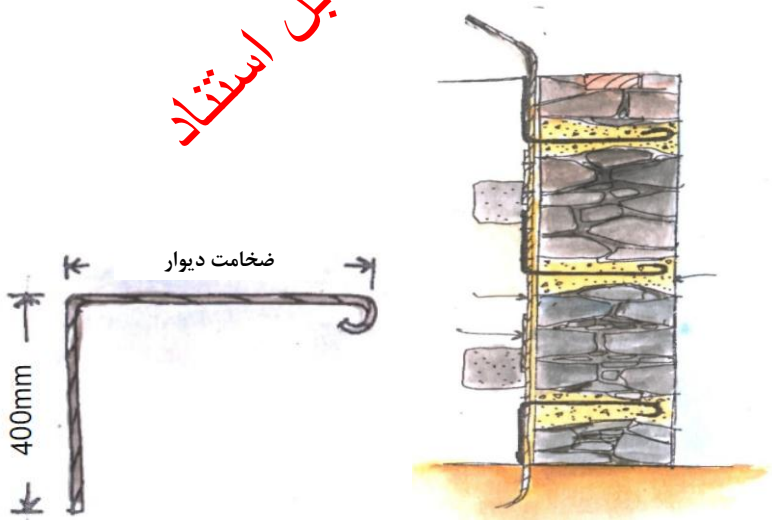
ب- یک طرف میلگرد سنجاقی به صورت قلاب در داخل عضو همبند قرار می‌گیرد و طرف دیگر به صورت L شکل به شبکه سیمی متصل می‌گردد. طول قسمت خم شده باید حداقل ۱۵ سانتیمتر باشد. طول میلگرد پس از خم‌شدگی باید معادل ضخامت دیوار باشد (شکل ۹-۴).



شکل ۹-۴- یک طرف میلگرد به صورت قلاب و طرف دیگر به صورت L شکل به شبکه سیمی جوش می‌شود

پیش نویس- غیر قابل استناد

پ- یک طرف میلگرد به صورت قلاب در سوراخ قرار می‌گیرد و طرف دیگر به صورت L شکل مانند میله‌ای عمودی بر روی دیوار قرار می‌گیرد. طول قسمت خم شده باید حداقل ۴۰ سانتیمتر باشد. طول میلگرد پس از خم‌شدگی باید معادل ضخامت دیوار باشد (شکل ۹-۵).



شکل ۹-۵- یک طرف میلگرد به صورت قلاب و طرف دیگر به صورت L شکل مانند میله‌ای عمودی بر روی دیوار قرار می‌گیرد

۹-۲-۲- عناصر همبند در دیوارهای آجری

نمونه‌ای از این نوع خرابی در شکل ۹-۶ نشان داده شده است. علت اصلی این نوع خرابی حرکت یا لرزش خارج از صفحه دیوار می‌باشد.



شکل ۹-۶- نمونه‌ای از خرابی خارج از صفحه دیوارهای بنایی

پیش نویس غیر قابل استناد

همانند دیوارهای سنگی، برای مقاوم‌سازی دیوارهای آجری در مقابل تورق، می‌توان از اجزای همبند استفاده نمود. برای اجرای آن ابتدا موقعیت عناصر همبند را مشخص نموده سپس آجری را که در موقعیت المان همبند می‌باشد از داخل دیوار خارج می‌نماییم تا سوراخی در موقعیت مورد نظر به وجود بیاید. سوراخ ایجاد شده تا قسمت میانی آن و از دو طرف با بتنی با طرح اختلاط مناسب (بتن مورد استفاده با نسبت ۵۰ کیلوگرم سیمان، ۰/۰۵۲۵ متر مکعب ماسه و ۰/۱۰۵ مترمکعب شن می‌باشد) پر می‌گردد. سپس میلگرد با قطر ۸ میلیمتر که از دو طرف خم شده را در داخل سوراخ قرار داده و سوراخ کاملاً با بتن پر می‌گردد. همواره باید از وجود پوشش بتنی مناسب در دو انتهای عناصر همبند اطمینان حاصل گردد. طول میلگرد پس از خم همواره باید ۵ سانتیمتر کمتر از ضخامت دیوار باشد. عمل‌آوری و محافظت از بتن با پاشیدن آب بر روی بتن باید حداقل ۱۰ روز ادامه یابد.

۹-۲-۳- تسمه‌های افقی- کمربند لرزه‌ای

اتصال ضعیف دیوارها به یکدیگر، مقاومت کششی داخل صفحه کم، آسیب‌پذیری دیوارهای بلند و طولانی که منجر به ایجاد ترک‌های زیادی در سازه می‌گردد و... همگی از جمله ضعف‌های قابل مشاهده در ساختمان‌های روستایی می‌باشد. استفاده از تسمه‌های افقی که مانند کمربندی دورپیچ در محیط ساختمان اجرا می‌گردد از جمله روش‌هاییست که می‌تواند از ایجاد چنین مشکلاتی جلوگیری نماید.

این تسمه‌ها باعث یکپارچگی دیوارها، کاهش خمش خارج از صفحه و افزایش مقاومت برشی داخل صفحه دیوارها با ایجاد مکانیزم دورگیری می‌گردد که این عمل از ایجاد ترک‌های قطری مخصوصاً ترک‌هایی که در گوشه‌های بازشوها به وجود می‌آیند جلوگیری می‌نماید.

۹-۲-۳-۱- موقعیت تسمه‌های افقی (کمربند لرزه‌ای)

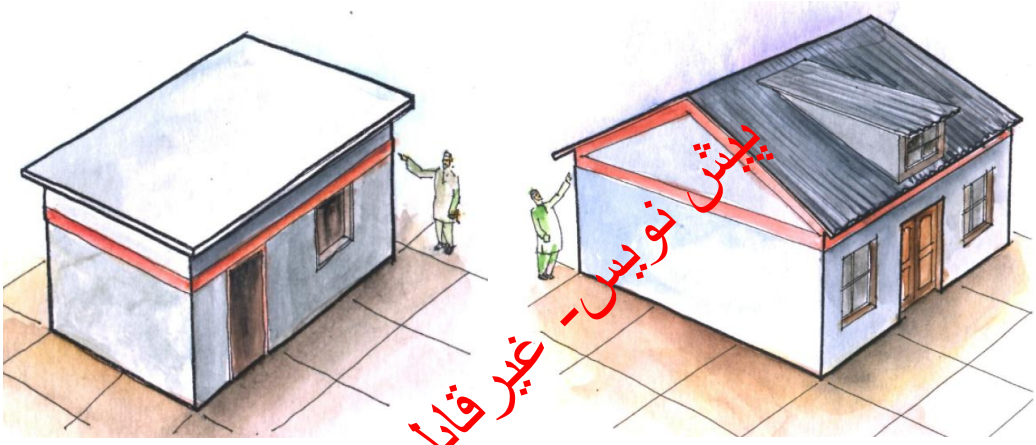
تسمه‌های لرزه‌ای باید به صورت پیوست بر روی دیوار اجرا شوند (شکل ۹-۷).

۱- در قسمت زیرین تراز طبقه

۲- در قسمت فوقانی بازشوها (در شرایطی که فاصله تراز طبقه از قسمت فوقانی بازشوها کمتر از ۹۰ سانتیمتر باشد به تسمه لرزه‌ای قسمت فوقانی بازشوها احتیاجی نیست).

۳- در قسمت زیرین سطح شیبدار بر روی دیوار.

نکته: در سقف‌ها و کف‌هایی که بتن مسلح می‌باشند، بکاربردن تسمه لرزه‌ای افقی در تراز طبقه و کف احتیاج نمی‌باشد.



شکل ۹-۷- موقعیت تسمه‌های افقی (کمربند لرزه‌ای)

پیش نویس- غیر قابل استناد

۹-۲-۳-۲- مشخصات تسمه افقی (کمربند لرزه‌ای)

مطابق شکل ۹-۹، تسمه افقی لرزه‌ای از آرماتورهای شبکه سیمی جوش‌شده گالوانیزه و میلگردهای طولی ساخته می‌شوند که پس از پیچ شدن به دیوار کاملاً با اندود سیمان پوشانده می‌شوند. پهنای سیمانکاری شده باید ۳ سانتیمتر بیشتر از شبکه سیمی جوش شده باشد. معمولاً تسمه افقی لرزه‌ای از ۲ میلگرد طولی نمره ۱۰ تشکیل شده که بوسیله شبکه جوشی و یا خرپایی به یکدیگر وصل می‌شوند (شکل ۹-۹).

۹-۲-۳-۳- نحوه‌ی کارگذاری تسمه افقی (کمربند لرزه‌ای)

مراحل اجرای تسمه افقی لرزه‌ای به شرح زیر است:

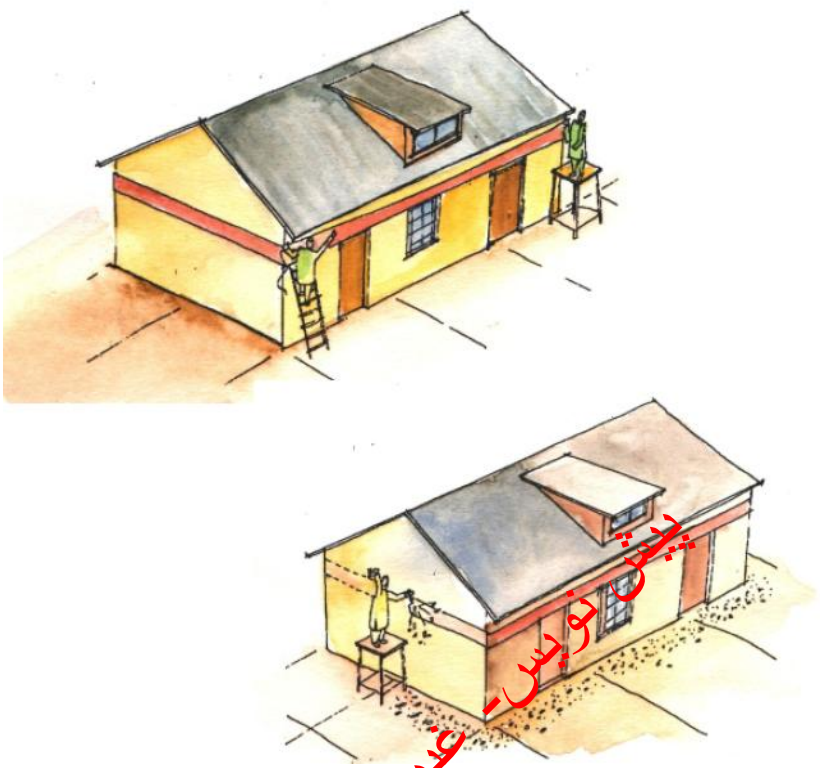
گام ۱. مشخص نمودن لبه‌ی فوقانی و تحتانی تسمه‌ی افقی لرزه‌ای بر روی دیوار.

گام ۲. کندن نما و پوشش دیوار بین لبهٔ فوقانی و تحتانی تسمهٔ افقی لرزه‌ای (شکل ۹-۸).

گام ۳. تراشیدن و کندن ملات موجود بر روی بندها تا عمق حدوداً ۱/۲ سانتیمتر و تمیز نمودن آنها.

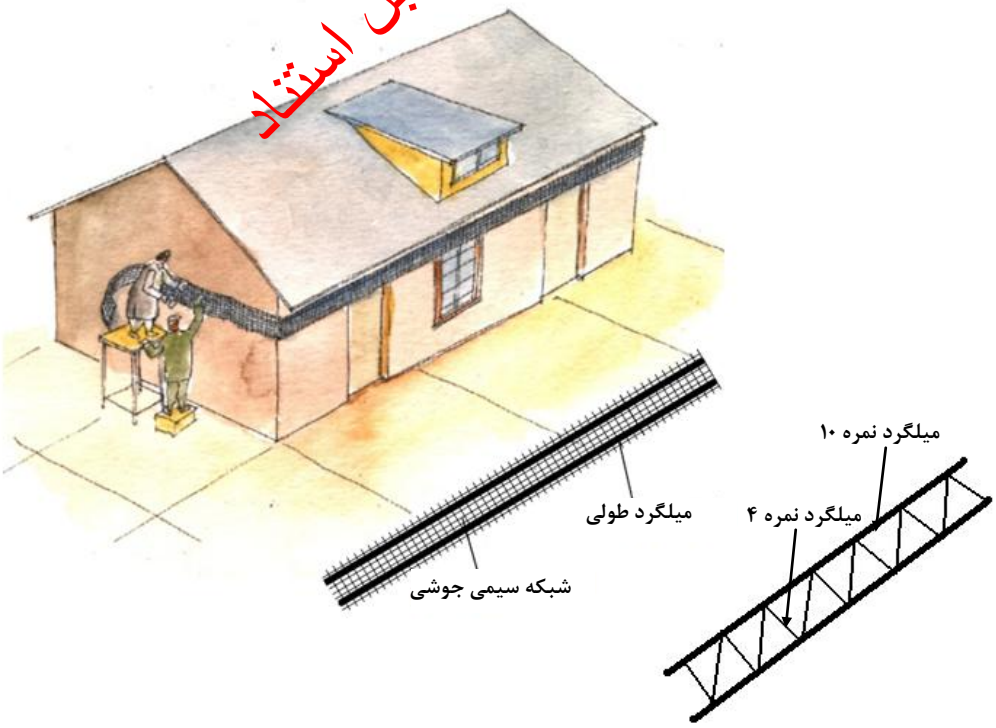
گام ۴. تهیه شبکه سیمی جوشی به طول مورد نیاز با بریدن آرماتور و جوش نمودن آنها.

گام ۵. نصب شبکه سیمی جوشی توسط دو ردیف میخ با طول ۱۰ تا ۱۵ سانتیمتر که به فاصله ۳۰ سانتیمتر از یکدیگر قرار گرفته‌اند بر روی دیوار آجری یا بلوک بتنی. میخ‌ها باید بر روی بندها که با ملات پر شده‌اند کوبیده شوند. بین شبکه و دیوار نیز باید حدود ۱/۵ سانتیمتر فاصله باشد تا فاصله آن را بتوان با ملات پر نمود. (شکل ۹-۹)



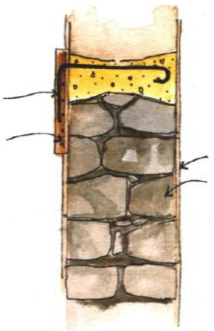
شکل ۹-۸- آماده‌سازی دیوار برای نصب تسمه لرزه‌ای

پیش نویس - غیر قابل استناد



شکل ۹-۹- نصب تسمه لرزه‌ای

در دیوارهای لاشه سنگی، مطابق شکل ۹-۱۰ باید گل میخ‌های L شکل توسط بتن درجا به فاصله ۱/۲۵ تا ۱/۵ متر اجرا گردد و بعد از اینکه بتن خود را گرفت می‌توان شبکه سیمی جوشی را به گل میخ‌ها متصل نمود. به عنوان قیدهای اضافی نیز از میخ‌هایی به طول ۱۰ سانتیمتر به فاصله ۱۰ تا ۱۵ سانتیمتر استفاده می‌گردد.



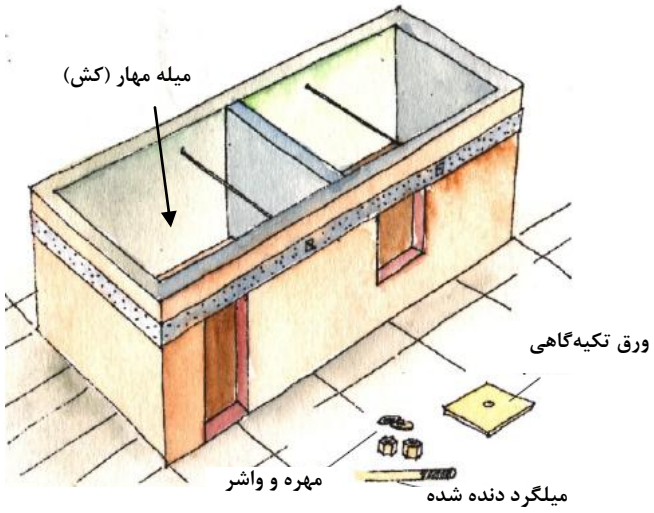
شکل ۹-۱۰- گل میخ‌های برشی برای نصب تسمه لرزه‌ای

پیش نویس - غیر قابل استناد

با هم‌پوشانی میلگردهای شبکه سیمی جوشی باید از یکپارچه بودن آن اطمینان حاصل گردد. هم‌پوشانی میلگردها باید حداقل ۳۰ سانتیمتر باشد.

گام ۶. نصب میله‌مهار (شکل ۹-۱۱)

میله مهار باید دارای قطر ۱۲ میلیمتر باشد و هر دو طرف آن به خوبی رزوه شده و به کمک مهره و صفحه فلزی به ابعاد ۱۰×۱۰ سانتیمتر مطابق شکل ۹-۱۱ به تسمه کششی متصل شود. میله مهار در ارتفاعی مناسب نصب شده و تسمه روی دیوار را به تسمه دیوار روبه‌رویی متصل می‌نماید. میله باید درون غلاف مناسبی قرار گیرد تا از آسیب و خوردگی در امان باشد. میله مهار توسط مهره‌های دو انتها کاملاً در جای خود محکم می‌گردد. میله‌مهار از ناپایداری خارج از صفحه دیوار جلوگیری می‌نماید.

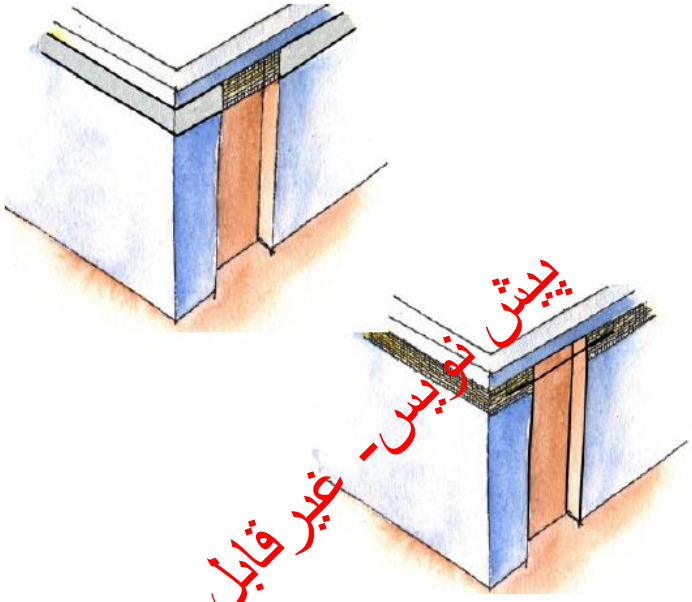


شکل ۹-۱۱- نحوه نصب میله‌مهار

گام ۷. جایی که تسمه کششی با بازشو برخورد می‌نماید می‌توان به یکی از دو شکل زیر رفتار نمود (شکل ۹-۱۲):

الف- امتداد دادن شبکه سیمی و سایر آرماتورها بدون پوشش روی آن.

ب- استفاده از میلگردی با قطر ۱۲ میلیمتر بجای شبکه آرماتورها به طوری که میلگرد اتصال هم‌پوشانی مناسبی با تسمه کششی داشته باشد.



شکل ۹-۱۲- نحوه عبور تسمه کششی از روی بازشوها

پیش نویس - غیر قابل استناد

گام ۸. اجرای اندود ملات روی تسمه

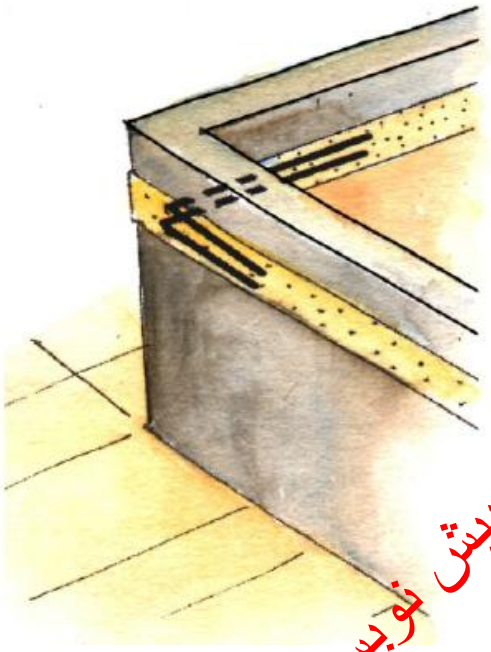
با ریختن آب بر روی سطح دیوار در ناحیه تسمه، باید غبار را از روی دیوار پاک و آن را مرطوب نمود. در شرایطی که هنوز دیوار مرطوب است، ملاتی از سیمان را با نسبت ماسه به سیمان، ۳ به ۱ و ضخامت حدود ۱۲ میلیمتر به عنوان لایه اول اندود بر روی دیوار در ناحیه‌ی تسمه اجرا نموده و بعد از ۱ و یا ۲ ساعت لایه دوم اندود را مشابه لایه اول با ضخامتی مناسب بر روی لایه‌ی اول اجرا نموده به طوری که پوشش مناسبی حداقل به اندازه ۱۶ میلیمتر بر روی میلگردها ایجاد گردد.

اگر ضخامت پوشش اجرا شده بر روی آرماتورها زیاد باشد، اندود اجرا شده بر روی میلگردها شروع به ریزش می‌نماید به همین دلیل اجرای اندود با ضخامت ۱۶ میلیمتر بر روی میلگردها امری مهم و ضروری است.

گام ۹. مراقبت از اندود روی میلگردها حداقل به مدت ۱۵ روز.

۹-۲-۳-۴- جزئیات تسمه افقی در گوشه‌ها

مطابق شکل ۹-۱۳، تسمه‌های افقی در محل گوشه به کمک ۲ میلگرد نمره ۱۰ L شکل به یکدیگر وصل می‌شوند. بهتر است این میلگردها، به میلگردهای طولی تسمه‌ها جوش شوند.



شکل ۹-۱۳- نحوه اتصال انتهای تسمه کششی یک وجه از دیوار به انتهای تسمه وجه دیگر

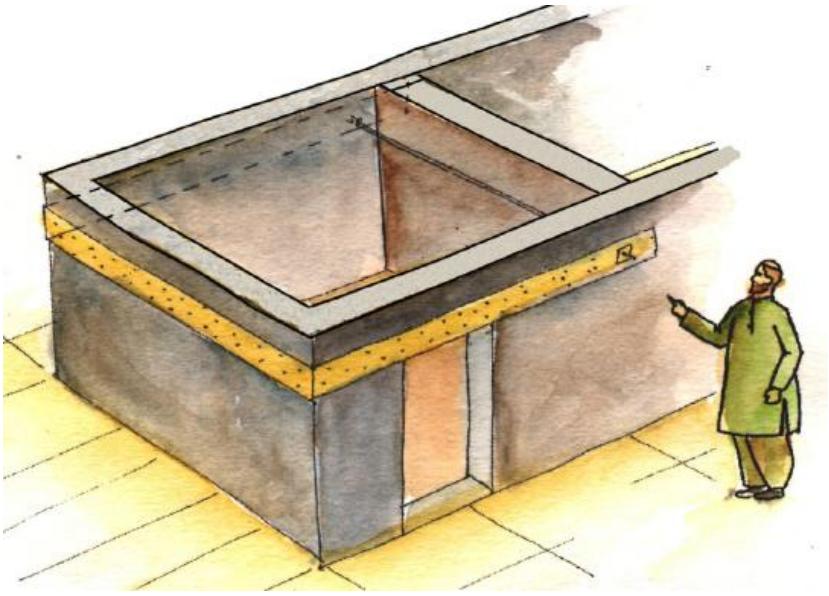
پیش نویس- غیر قابل استناد

۹-۲-۳-۵- پیوستگی تسمه در شرایطی که بصورت محیطی کامل اجرا نشده باشد

۱- اجرای تسمه کششی بر روی دیوار و تا حد امکان در امتداد آرماتورهای تسمه بر روی دیوار چهارم.

۲- ایجاد سوراخ بر روی دو دیوار مقابل و تسمه روی آنها.

۳- قرار دادن میله مهار درون سوراخ به منظور بستن دو انتهای کمربندی لرزه‌ای (شکل ۹-۱۴).



شکل ۹-۱۴- اطمینان از پیوستگی تسمه در شرایطی که تسمه تنها در سر وجه اجرا شده باشد

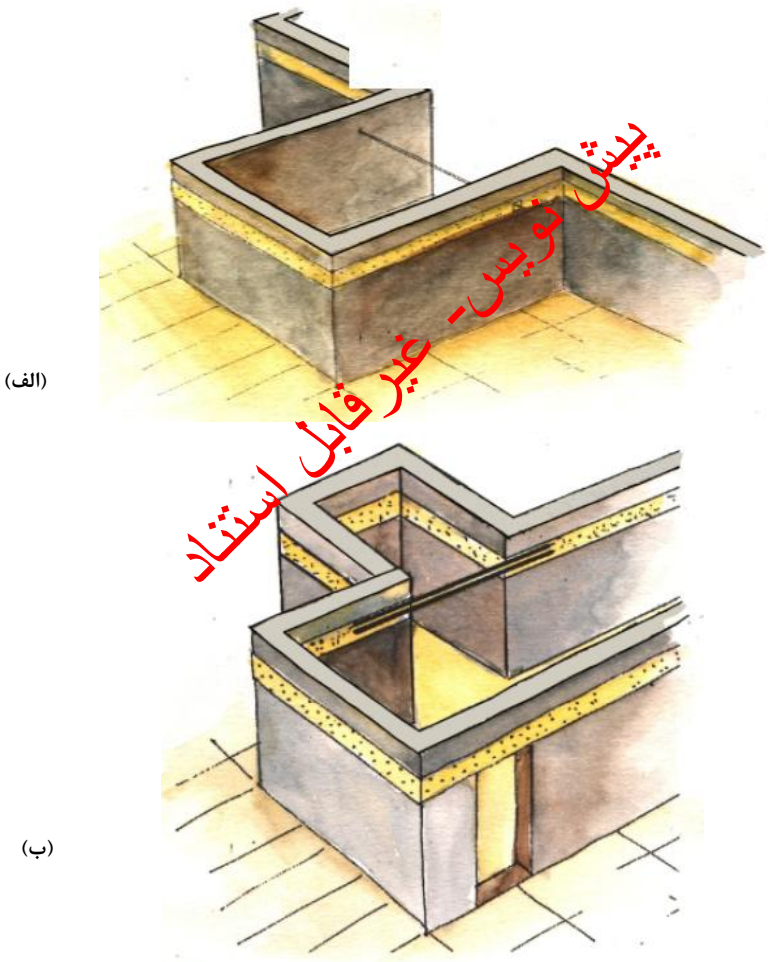
۹-۲-۳-۶- پیوستگی تسمه لرزه‌ای اجرا شده بر روی سازه الحاقی متصل به دیوار اصلی

۱- تسمه به صورت پیوسته در تمام اطراف سازه اجرا می‌گردد.

۲- میلگرد اتصال بر روی سازه الحاقی به دو صورت زیر اجرا می‌گردد (شکل ۹-۱۵):

الف- میلگرد اتصال بر روی دو دیوار متقابل به هم بر روی سازه الحاقی اجرا می‌گردد.

ب- اگر تسمه لرزه‌ای بر روی وجه داخلی دیوار سازه اصلی اجرا شده باشد، میلگرد اتصال را می‌توان بر روی انتهای تسمه لرزه‌ای سازه اصلی با طول مهاری مناسب اجرا نمود.



پیش نویس - غیر قابل استناد

شکل ۹-۱۵- اطمینان از پیوستگی تسمه لرزه‌ای اجرا شده بر روی سازه الحاقی متصل به دیوار اصلی

۹-۲-۴- تسمه‌های قائم

دیوارهایی که در محل اتصال دیوار به دیوار فوقانی و یا دیوار به سقف ضعیف می‌باشند دچار ترک‌های افقی شده و حتی در بعضی موارد دچار فروریزش می‌شوند. تعبیه تسمه‌های قائم از ایجاد چنین شکست‌هایی جلوگیری می‌نماید (شکل ۹-۱۶).



خرابی به علت ضعف در مقاومت خمشی دیوارهای بنایی

پیش نویس - غیر قابل استناد



خرابی به علت ضعف در محل اتصال دیوار به دیوار فوقانی



خرابی به علت ضعف در محل اتصال دیوار به سقف ضعیف

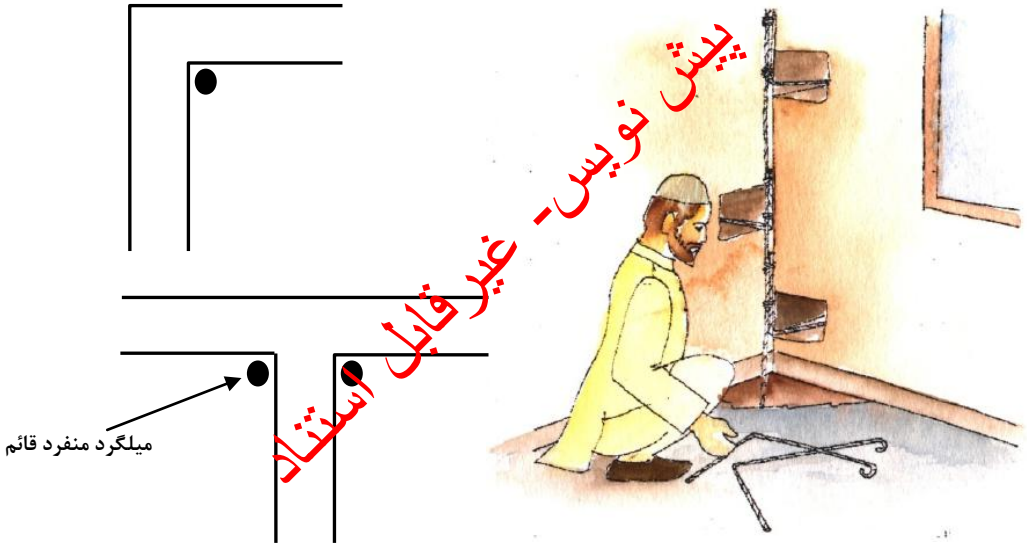
شکل ۹-۱۶- انواع خرابی به علت ضعف در مقاومت خمشی دیوارهای بنایی

تعبیه تسمه قائم منجر به افزایش مقاومت کششی دیوار، کاهش ترک‌های افقی، کاهش احتمال شکم دادن دیوار و فروریزش آن می‌شود. میلگردهای قائم همچنین پیوستگی بین سقف و دیوار را افزایش داده و تکیه‌گاه‌های اضافی برای دیوار به وجود می‌آورد که این امر از لرزش دیوارها بر اثر زلزله جلوگیری می‌نماید. استفاده از تسمه‌های قائم، پیوستگی دیوارهای فوقانی و تحتانی را نیز افزایش می‌دهد.

تسمه‌های قائم را می‌توان به شکل میلگرد تک یا شبکه جوشی (شکل ۹-۹) اجرا نمود. میلگرد منفرد در محل گوشه‌ها، در سمت داخل اتصال و در تقاطع‌ها (T) در هر دو سمت داخل اتصال اجرا می‌گردد (شکل ۹-۱۷). قطر میلگردهای قائم منفرد مورد نیاز برای تقویت ساختمانهای بنایی در جدول ۹-۱ ارائه شده است.

جدول ۹-۱- میلگردهای قائم منفرد مورد نیاز برای تقویت خمشی ساختمان‌های بنایی

تعداد طبقه	طبقه	قطر میلگرد مورد نیاز
۱	همکف	۱۲
۲	طبقه اول	۱۲
	همکف	۱۶

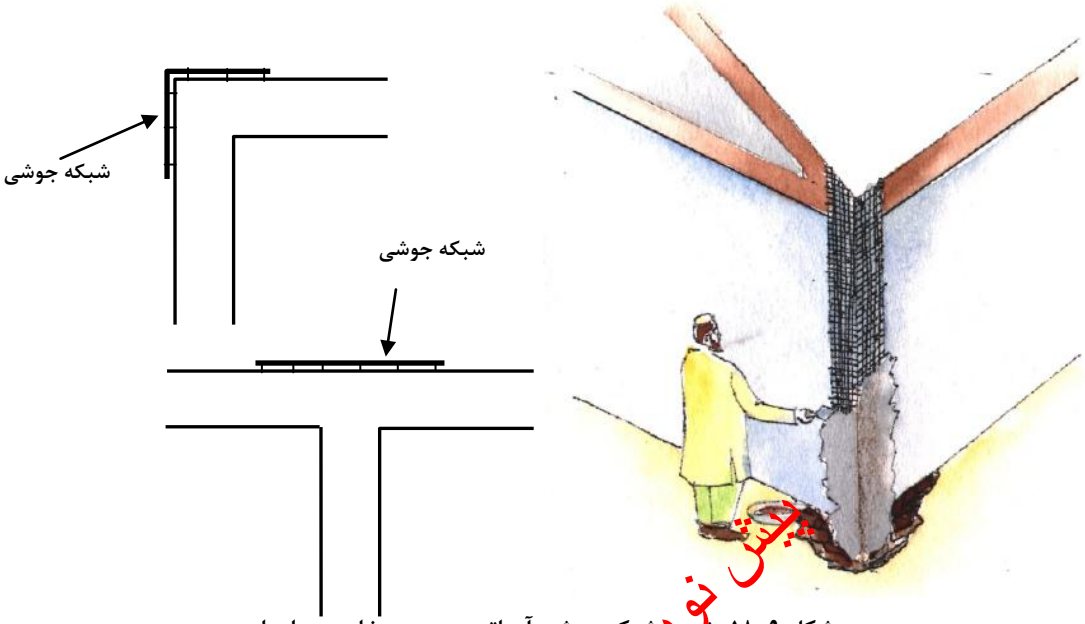


شکل ۹-۱۷- تعبیه میلگرد منفرد قائم در وجه داخلی دیوار

شبکه جوشی، در محل اتصال گوشه‌ها در سمت خارج دیوار به شکل L و در محل تقاطع‌ها در سمت خارج به صورت مسطح نصب می‌گردد (شکل ۹-۱۸). عرض تسمه کششی برای تقویت ساختمان‌های بنایی در جدول ۹-۲ ارائه شده است.

جدول ۹-۲- شبکه جوشی آرماتور مورد نیاز برای تقویت خمشی ساختمان‌های بنایی

تعداد طبقه	طبقه	عرض تسمه کششی به سانتیمتر
۱	همکف	۳۰
۲	طبقه اول	۳۰
	همکف	۴۰



شکل ۹-۱۸- تعبیه شبکه جوشی آرماتور در سمت خارج دیوارها

پیش نویس - غیر قابل استناد

۹-۲-۴-۱- نحوه اجرای میلگردهای قائم منفرد

گام ۱. علامت‌گذاری مکان‌هایی که در آن میلگردهای عمودی باید جایگذاری شوند.

گام ۲. کندن اندود روی دیوار تا فاصله ۱۰ سانتیمتر از کنج دیوار به طوری که اندود سایر قسمت‌ها آسیب نبیند.

گام ۳. کندن ملات روی بندها تا عمق حدود ۱۲ میلیمتر.

گام ۴. کندن سوراخی به عمق ۴۵ سانتیمتر و به اندازه ۳۰×۳۰ سانتیمتر در گوشه کف اتاق.

گام ۵. ایجاد سوراخ‌هایی به صورت متوالی بر روی دیوار به منظور ایجاد بستهای برشی. سوراخ اول به فاصله ۱۵ سانتیمتری از کف و بر روی یکی از دیوارها ایجاد می‌شود و سوراخ بعدی بر روی دیوار مجاور و به فاصله ۶۰ سانتیمتر بالاتر از سوراخ اول کنده می‌شود. البته همواره سوراخ آخر باید ۱۵ سانتیمتر با سقف فاصله داشته باشد. تمام سوراخ‌ها باید با دقت تمیز شوند.

گام ۶: تعبیه میلگرد منفرد قائم به شکلی که قسمت تحتانی درون سوراخ قرار گرفته و حداقل دارای ۱۵ سانتیمتر خم L شکل باشد. میلگرد منفرد از تمام طبقات میانی باید عبور نماید و به یکی از المان‌های سازه‌ای سقف مهار شود.

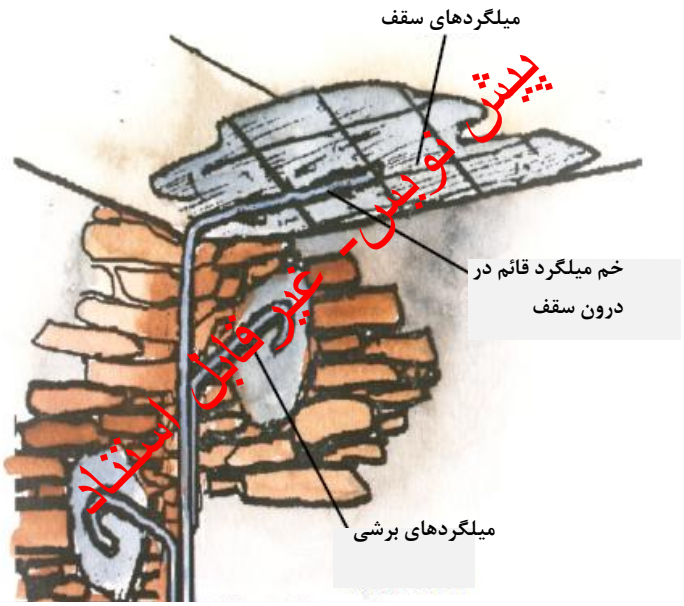
گام ۷: تعبیه میلگردهای آجدار با قطر ۸ میلیمتر درون سوراخ‌های داخل دیوار که به منظور اتصال برشی ساخته شده‌اند (شکل ۹-۱۹). میلگردهای آجدار برشی باید به میلگرد اصلی متصل شوند. میلگردهای قائم اصلی نیز باید حداقل ۳/۵ تا ۵ سانتیمتر از دیوار فاصله داشته باشد (شکل ۹-۲۰).

گام ۸. پرنمودن سوراخ ایجاد شده در کف با بتن مناسب.

گام ۹. تمیز نمودن سوراخ‌های اتصال دهنده‌های برشی و پرنمودن آن با ملات مناسب منبسط شونده. به هنگام پر نمودن سوراخ همواره باید از پوشش روی میلگردها اطمینان حاصل گردد.

گام ۱۰. تمیز نمودن سطح دیوار با فرچه و آب.

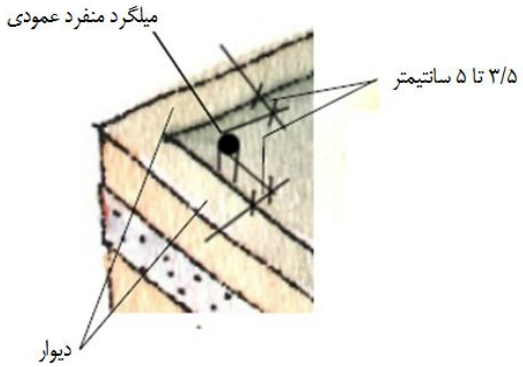
گام ۱۱. بتن‌ریزی در اطراف میلگرد منفرد. بتن‌ریزی به کمک ورق فولادی گالوانیزه و تخته چوبی به صورت مرحله‌ای انجام می‌شود و ارتفاع هر مرحله از بتن‌ریزی نباید بیشتر از ۹۰ سانتیمتر باشد. حداقل پوشش روی میلگرد باید ۱/۵ سانتیمتر باشد. آرماتور قائم باید کاملاً در سقف مهار شوند. لازم به ذکر است بتن مورد استفاده با نسبت ۵۰ کیلوگرم سیمان در ۰/۰۵۲۵ متر مکعب ماسه و ۰/۱۰۵ متر مکعب شن می‌باشد.



شکل ۹-۱۹- آرماتور قائم باید کاملاً در سقف مهار شوند

گام ۱۲. باز نمودن قالبها پس از سخت شدن بتن.

گام ۱۳. مراقبت از بتن حداقل به مدت ۱۵ روز.



شکل ۹-۲۰- میلگردهای قائم اصلی باید حداقل ۳/۵ تا ۵ سانتیمتر از دیوار فاصله داشته باشد

۹-۲-۴-۲- نحوه اجرای تسمه قائم در گوشه‌ها

گام ۱. مشخص نمودن گوشه‌هایی از سازه که باید تسمه قائم در آن اجرا گردد.

گام ۲. علامت‌گذاری امتداد تسمه قائم بر روی دیوار (شکل ۹-۲۱)



شکل ۹-۲۱- علامت‌گذاری امتداد تسمه قائم

پیش نویس- غیر قابل استناد

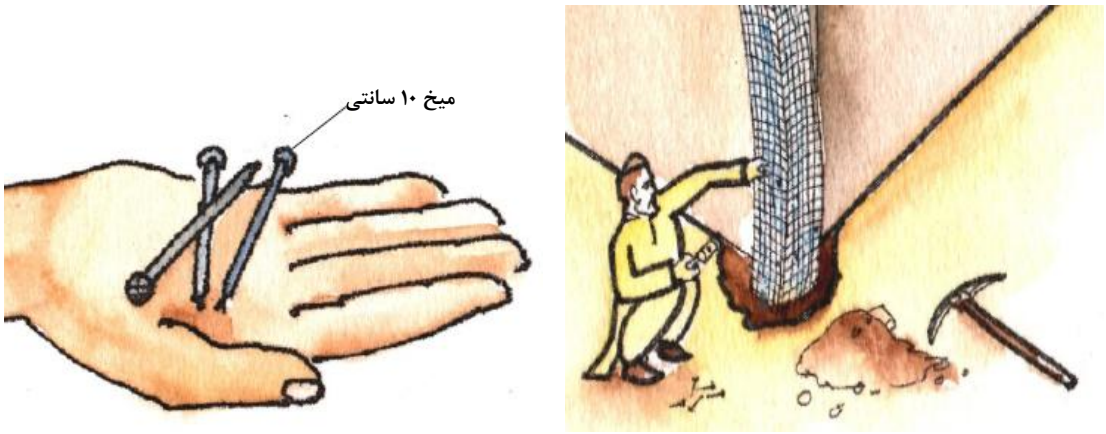
گام ۳. کندن اندود روی دیوار در قسمت‌های علامت‌گذاری شده به طوری که سایر قسمت‌ها آسیب نبینند. تسمه از روی شالوده شروع و به سقف ختم می‌شود.

گام ۴. تراشیدن ملات موجود بر روی بندها تا عمقی حدود ۱/۲ سانتیمتر.

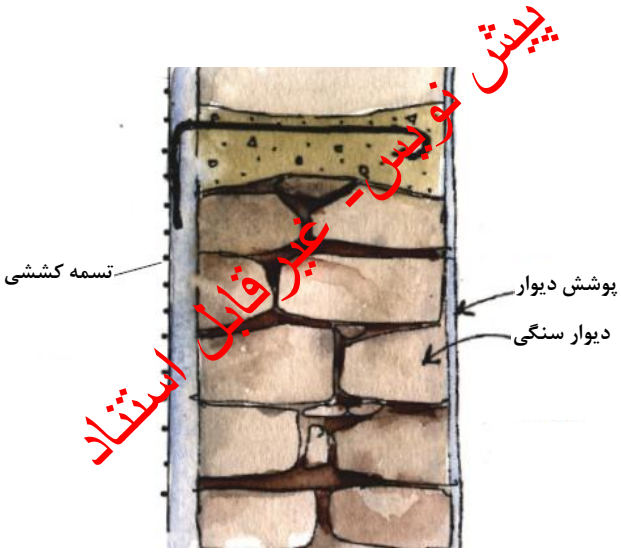
گام ۵. آماده نمودن شبکه جوشی به طول مورد نیاز و متصل نمودن آن به به آرماتورهای طولی.

گام ۶. نصب شبکه بر روی دیوار توسط میخ‌هایی به طول ۱۰ یا ۱۵ سانتیمتر و به فاصله حدوداً ۳۰ سانتیمتر از یکدیگر بصورت شطرنجی به طوری که میخ‌ها درون ملات (بر روی بندها) کوبیده شوند (شکل ۹-۲۲). در دیوارهایی که از سنگ ساخته شده‌اند تسمه‌های کششی توسط گل‌میخ‌هایی که درون دیوار تعبیه شده‌اند اجرا می‌گردند (شکل ۹-۲۳). این گل‌میخ‌ها به شکل L بوده و اطمینان بیشتری برای عملکرد بهتر تسمه ایجاد می‌نماید. گل‌میخ اول باید ۱۵ سانتیمتر بالاتر از کف زمین اجرا گردد و فاصله آنها از یکدیگر نباید بیشتر از ۶۰ سانتیمتر باشد. سپس شبکه سیمی جوشی اجرا می‌گردد. برای اطمینان از پیوستگی شبکه در محل‌های اتصال، میلگردها باید حداقل دارای ۳۰ سانتیمتر همپوشانی باشند.

گام ۷. تعبیه فاصله‌دهنده‌هایی برای ایجاد فاصله‌ای حدود ۱/۵ سانتیمتر بین شبکه و دیوار تا ملات به طور کامل بین آنها قرار گیرد.



شکل ۹-۲۲- نصب شبکه بر روی دیوار توسط میخ‌هایی به طول ۱۰ یا ۱۵ سانتیمتر



پیش نویس - غیر قابل استناد

شکل ۹-۲۳- در دیوارهایی که از سنگ ساخته شده‌اند تسمه کششی توسط گل‌میخ اجرا می‌گردند

گام ۸. پاک نمودن گرد غبار را از روی دیوار با ریختن آب برروی آن و مرطوب نمودن ناحیه‌ی تسمه‌ی قائم.

گام ۹. اجرای ملاتی با نسبت ماسه به سیمان، ۳ به ۱ و ضخامت حدود ۱۲ میلیمتر به عنوان لایه اول اندود بر روی دیوار در شرایطی که هنوز دیوار مرطوب است و سپس اجرای لایه دوم اندود مشابه لایه اول با ضخامتی مناسب بر روی دیوار به طوری که پوشش مناسبی حداقل به ضخامت ۱۶ میلیمتر بر روی تسمه ایجاد گردد. اگر ضخامت پوشش اجرا شده بر روی آرماتورها زیاد باشد، اندود اجرا شده بر روی میلگردها شروع به ریزش می‌نماید، به همین دلیل اجرای اندود با ضخامت ۱۶ میلیمتر بر روی میلگردها امری مهم و ضروری است.

گام ۱۰. محافظت از اندود روی میلگردها حداقل به مدت ۱۵ روز.

۹-۳- ساختمان‌های خشتی و گلی

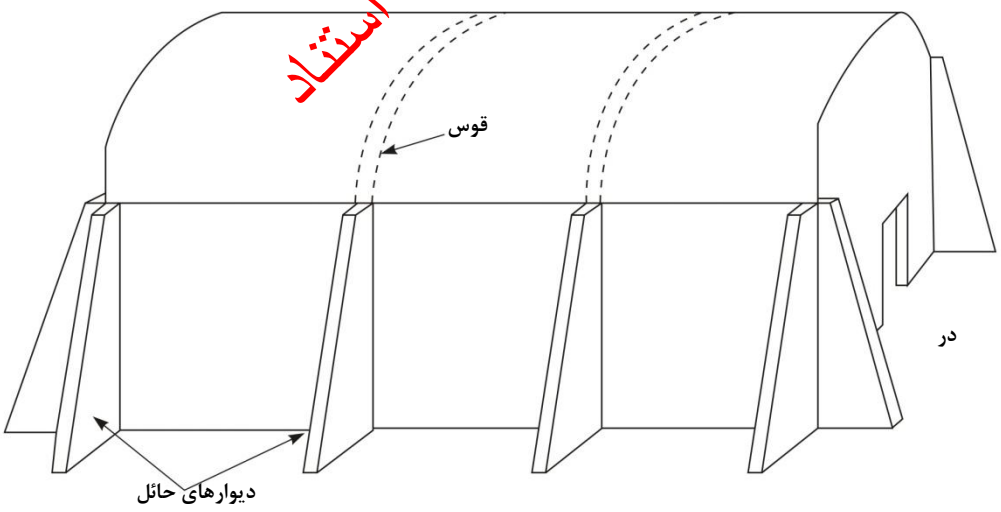
۹-۳-۱- دیوارهای خشتی و گلی

استفاده از خشت‌های گلی خام که در زیر آفتاب خشک می‌شوند، برای ساختن ساختمان‌ها در بسیاری از نقاط خشک ایران رایج است. زیرا مصالح این گونه ساختمان‌ها در محل موجود است و در ماه‌هایی که کار کشاورزی وجود ندارد روستائیان می‌توانند آنها را بسازند. دیوارهایی که با خشت‌های گلی ساخته می‌شوند ضخیم و سنگین هستند و در نتیجه عایق خوبی در مقابل سرما و گرما می‌باشند. ولی از لحاظ سازه‌ای ضعیف بوده و احتمال فروریختن آنها در زلزله‌های متوسط و بزرگ بسیار زیاد است. این دیوارها بدون تقویت یا مسلح شدن نباید بکار روند.

دیوارهای خشتی و گلی را می‌توان با استفاده از دیوارهای حائل ذوزنقه‌ای مطابق شکل ۹-۲۴ در مقابل زلزله تقویت نمود. این دیوارهای حائل باید در همان زمانی که دیوارهای اصلی ساخته می‌شوند ساخته و به آنها متصل گردند. اگر دیوارهای حائل بعداً اضافه شوند احتمالاً در موقع خشک شدن منقبض شده و از دیوارهای اصلی فاصله می‌گیرند. پس اگر سازه خشتی فاقد دیوار حائل ذوزنقه‌ای باشد نشان‌دهنده ضعف سازه می‌باشد و باید آن را تقویت نمود.

در هر یک از گوشه‌های ساختمان دو دیوار حائل (یکی در امتداد طول و دیگری در امتداد عرض ساختمان) باید ساخته شود. این دیوارهای حائل در جایی که دیوار عرضی با دیوار طولی برخورد می‌کند و یا دیوار سقف قوسی سنگینی را تحمل می‌کند باید ساخته شوند.

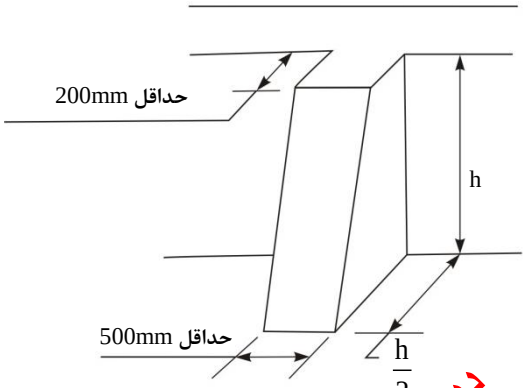
پیش نویس غیر قابل استناد



شکل ۹-۲۴- تقویت دیوارهای خشتی و گلی با استفاده از دیوارهای حائل ذوزنقه‌ای

اندازه و شکل دیوارهای حائل باید مطابق شکل ۹-۲۵ باشد. ضخامت این دیوارها باید حداقل ۵۰ سانتیمتر باشد و طول آنها در بالای دیوار باید حداقل ۲۰ سانتیمتر و در پای دیوار باید $\frac{h}{2}$ (h ارتفاع دیوار) باشد. پی دیوار حائل باید در همان

تراز پی دیوار اصلی قرار داده شود. ساختمان‌های خشتی گنبدی شکل را نیز می‌توان به وسیله دیوارهای حائل تقویت نمود.



شکل ۹-۲۵- اندازه و شکل دیوارهای حائل

پیش نویس - عدم قابل استناد

طی تجربیاتی که از زلزله‌های اخیر بدست آمده علت اصلی فرو ریختن این ساختمان‌ها جدا شدن دیوارها در محل اتصال با سقف و ریختن دیوارها می‌باشد. در اثر ارتعاشات افقی ناشی از زلزله دیوارها به طور افقی حرکت کرده و از سقف جدا می‌شوند و معمولاً خرابی ساختمان از گوشه‌ها (محل برخورد دیوارها) آغاز می‌گردد.

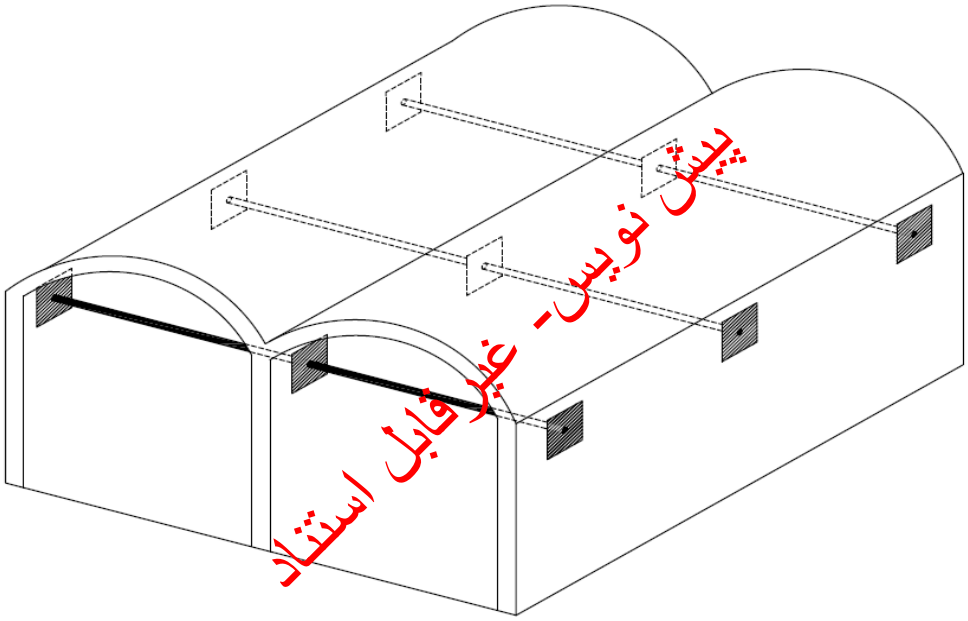
در بسیاری از روستاهای ایران با خشت‌های خام ساختمان‌های دو طبقه نیز می‌سازند. پس از زلزله قائنات تقریباً تمام ساختمان‌های دو طبقه خشتی فرو ریختند ولی اکثر ساختمان‌های یک طبقه با وجود اینکه ترک‌های زیادی دیدند و غیرقابل استفاده گشتند به طور کامل فرو نریختند. از ساختن ساختمان‌های خشتی بیش از یک طبقه مطلقاً باید خوداری نمود.

زلزله‌های اخیر ایران نشان داده‌اند که ساختمان‌های مخروطی شکل، ساختمان‌های با سقف گنبدی و همچنین برج‌های استوانه‌ای نسبت به ساختمان‌های با سقف مسطح مقاوم‌تر می‌باشند. به نظر می‌رسد که فرم‌های مزبور در موقع وقوع زلزله رفتار سه بعدی داشته و در حین زلزله بصورت یکپارچه عمل می‌کنند.

با افزودن بعضی از مواد می‌توان خصوصیات مکانیکی خشت را اصلاح کرد. مثلاً هرگاه به خشت کاه افزوده شود از مقاومت فشاری آن مقداری کاسته می‌شود ولی مقاومت کششی، شکل‌پذیری و خاصیت جذب انرژی آن بهتر می‌گردد و از ترک‌های ناشی از انقباض جلوگیری به عمل می‌آید. از این جهت به نظر می‌رسد که با افزودن کاه به خاک رس مصالح بهتری برای مقاومت در مقابل زلزله حاصل می‌شود، البته لازم است در این مورد تحقیقات آزمایشگاهی بیشتری صورت گیرد.

۹-۳-۲- مقاوم‌سازی طاق‌های قوسی

طاق‌های قوسی از جمله سقف‌های سنگین مورد استفاده در ساختمان‌های سنتی می‌باشند. این سقف‌ها به علت شکل هندسی خود مقاومت مناسبی در برابر بارهای قائم دارند. بهترین روش برای مقاوم‌سازی این نوع سقف‌ها استفاده کش‌های فولادیست. این پروفیل‌ها از اعمال نیروهای افقی به دیوار جلوگیری می‌نماید. پروفیل‌ها باید مطابق شکل ۹-۲۶ توسط صفحات فلزی ۵۰×۵۰ سانتیمتر به دیوار متصل شوند. نمونه‌ای از طاق قوسی مقاوم‌سازی شده با این روش در شکل ۹-۲۶ نشان داده شده است.

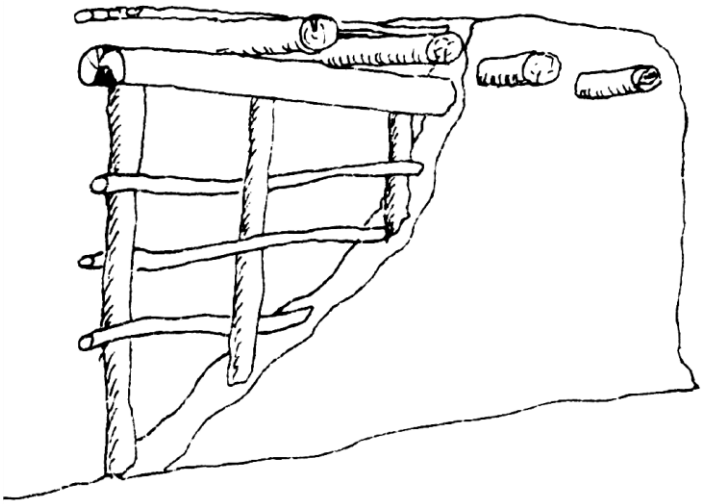


پیش نویس- غیر قابل استناد

شکل ۹-۲۶- نمونه‌ای از طاق قوسی مقاوم‌سازی شده با کش‌های فولادی

۹-۳-۳- ساختمان‌های کاه‌گلی توام با چوب

این نوع ساختمان‌ها بیشتر در شمال ایران ساخته می‌شوند. نحوه ساختن این ساختمان‌ها بدین ترتیب است که ستون‌های چوبی در فواصل تقریباً ۷۵ سانتیمتر از یکدیگر قرار داده می‌شوند و آنها را به وسیله چوب‌های باریک، چپر و غیره به طور افقی و مورب به یکدیگر وصل می‌کنند. سپس یک رو یا هر دو روی دیوار را با گل یا کاه‌گل می‌پوشانند (شکل ۹-۲۷). چوب پس از چند سال می‌پوسد یا به وسیله موریانه خورده می‌شود. ساختمان در چنین شرایطی حتی در زلزله‌ای با شدت متوسط فرو می‌ریزد، بخصوص اگر سقف ساختمان سنگین باشد. توجه کنید سقف کاه‌گلی در حالت مرطوب خیلی سنگین می‌گردد، بنابراین خطر فرو ریختن آنها در هنگام زلزله در فصل بارندگی بیشتر از سایر فصول سال است.



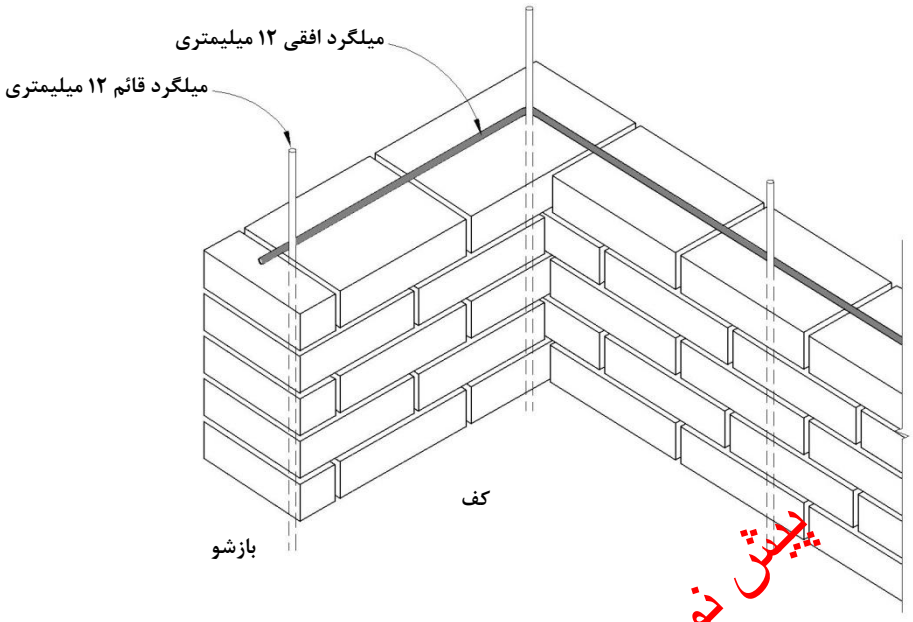
شکل ۹-۲۷- ساختمان‌های کاه‌گلی توام با چوب

پیش نویس - غیر قابل استناد

اگر نتوان از ساختن این نوع ساختمان‌ها اجتناب نمود تمام ساختمان باید مطابق بخش ۹-۳-۴ به یکدیگر بسته شود یا باید از سقف‌های سبک مانند ورق‌های کنگره‌ای فولادی یا آلومینیومی استفاده نمود.

۹-۳-۴- مسلح نمودن دیوارهای گلی

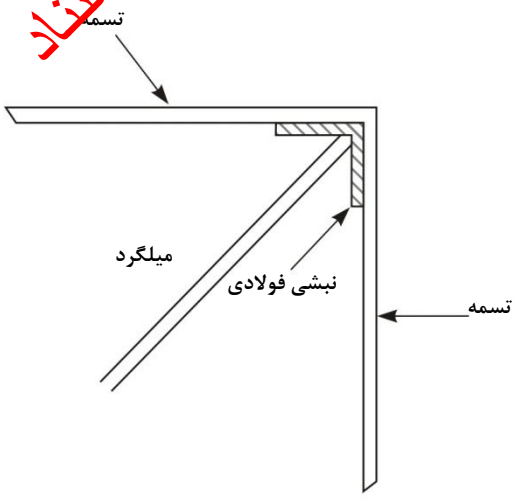
وقتی که به دلایل اقتصادی استفاده از دیوارهای گلی و یا خشت خام اجتناب‌ناپذیر باشد با مسلح نمودن دیوارها می‌توان جان افراد زیادی را در زلزله احتمالی آینده نجات داد. استفاده از سه میلگرد قائم ۱۲ میلیمتری در هر یک از گوشه‌های ساختمان مطابق شکل ۹-۲۸ روشی برای مسلح کردن خشت‌های با کیفیت خوب می‌باشد. برای این کار خشت‌ها را باید به وسیله مته سوراخ نمود و میلگردها را از داخل آنها عبور داد. در جایی که دو قطعه میلگرد به یکدیگر متصل می‌شوند باید یکدیگر را در طول ۳۰ سانتیمتر بپوشانند و به وسیله سیم‌های فولادی به یکدیگر بسته شوند. این میلگردهای قائم از پائین باید داخل پی دیوارها قرار داده شوند. در گوشه‌ها باید علاوه بر میلگردهای قائم از میلگردهای افقی فولادی ۱۲ میلیمتری در هر یک متر ارتفاع دیوارها مطابق شکل ۹-۲۸ استفاده نمود. این روش شبیه روشی است که برای ساختمان‌های آجری بکار می‌رود و اجرای آن برای ساختمان‌های خشتی پرزحمت است و ممکن است اقتصادی نباشد.



شکل ۹-۲۸- مسلح نمودن دیوارهای گلی

پیش نویس- غیر قابل استناد

اما روش مناسب و ساده برای مسلح کردن این دیوارها استفاده از نیمرخ نبشی به طور قائم در گوشه‌های ساختمان و در محل برخورد دیوارها می‌باشد (شکل ۹-۲۹). نبشی‌ها باید حداقل ۷۵ سانتیمتر در داخل زمین ادامه داده شوند و اندازه آنها نباید از ۶×۷۵×۷۵ میلیمتر کمتر باشد.



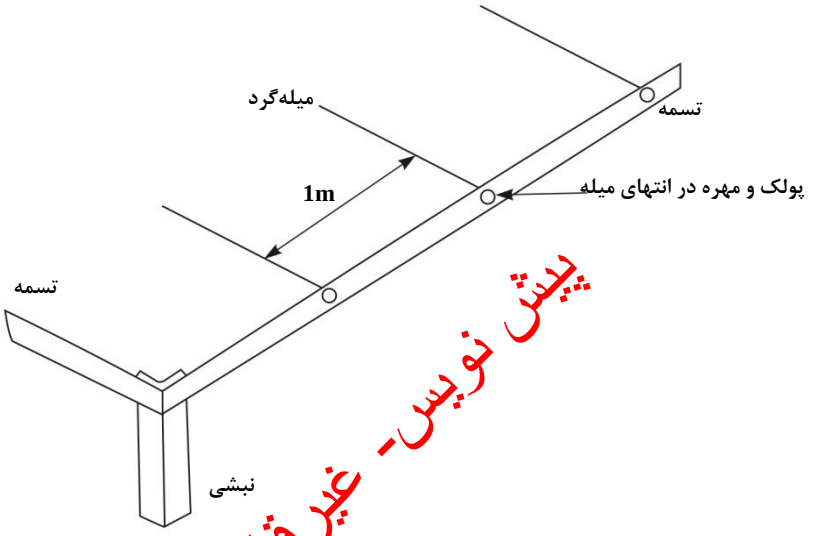
شکل ۹-۲۹- مسلح کردن این دیوارهای خشتی با استفاده از فولادهای نبشی

قسمت فوقانی نبشی‌ها باید به صورت‌های زیر به یکدیگر متصل شود:

۱- تسمه‌های فولادی با ابعاد حداقل ۶×۷۵ میلیمتر به نبشی‌ها جوش شوند.

۲- میلگردهای فولادی ۱۲ میلیمتری در امتداد قطر اتاق‌ها و در زیر سقف‌ها قرار گیرند و به نبشی‌ها جوش شوند.

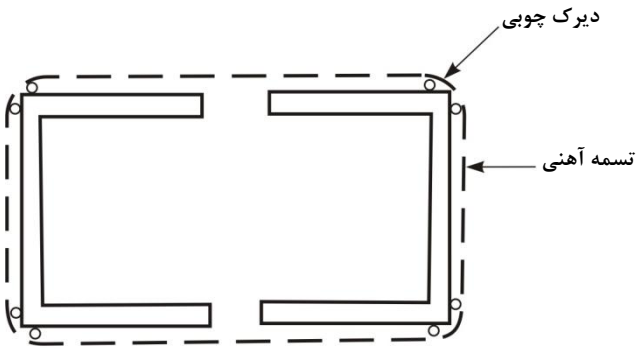
۳- در مناطقی از ایران که به طور سنتی اتاق‌ها دراز و با سقف‌های قوس نیم دایره‌ای ساخته می‌شوند استفاده از مهارهای قطری چندان فایده‌ای ندارد. در این حالت بهترین روش مسلح کردن استفاده از نبشی‌های فولادی و تسمه‌های فولادی مطابق فوق و بستن نبشی‌ها به یکدیگر بوسیله میلگردها در فواصل یک متری می‌باشد (شکل ۹-۳۰).



شکل ۹-۳۰- بستن نبشی‌ها به یکدیگر بوسیله میلگردها در فواصل یک متر

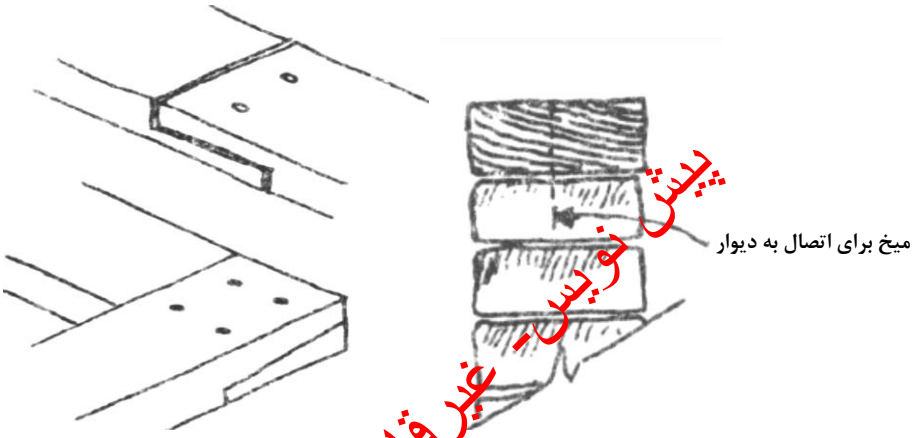
پیش نویس - غیر قابل استناد

در جایی که مسلح کردن دیوارها به صورت فوق اقتصادی نباشد حداقل با استفاده از دیرک‌های چوبی بزرگ در گوشه‌ها به طور قائم به جای نبشی‌های فولادی و بستن آنها به یکدیگر به وسیله تسمه آهنی می‌توان تا حدودی بر مقاومت ساختمان در مقابل نیروهای زلزله اضافه نمود (شکل ۹-۳۱). این روش تقویت ساختمان نه تنها خیلی ضعیف‌تر از روش‌های مورد بحث در بالا می‌باشد بلکه چوب ممکن است پوسیده و یا توسط حشرات خورده شود، بنابراین ممکن است عمر نسبتاً کمی داشته باشد.



شکل ۹-۳۱- تقویت دیوار با استفاده از دیرک‌های چوبی بزرگ در گوشه‌ها به طور قائم و بستن آنها با تسمه آهنی

برای تقویت ساختمان‌های خشتی می‌توان از تیر کلاف سراسری در بالای دیوارها استفاده نمود. کلاف‌های بتنی سنگین در روی ساختمان های خشتی با مقاومت کم ممکن است اثر معکوس داشته باشد و باعث فروریختن دیوارها در اثر ارتعاشات زلزله گردد. برای بستن دیوارهای خشتی به یکدیگر می‌توان از تیرهای کلاف چوبی (شکل ۹-۳۲) استفاده نمود، هر چند که اثر آن از تیر کلاف بتنی کمتر است. ضخامت این تیرها باید حداقل برابر ۱۰ سانتیمتر و عرض آنها باید برابر با عرض دیوار باشد. در گوشه‌های دیوار تیرهای چوبی را باید به طور محکم به یکدیگر متصل نمود. این تیرها همچنین باید به وسیله میخ‌هایی به دیوار زیر متصل گردند.



شکل ۹-۳۲- تقویت ساختمان‌های خشتی با استفاده از تیر کلاف سراسری در بالای دیوارها

پیش نویس- غیر قابل استناد

۹-۴- ساختمان‌های چوبی

به علت نسبت مقاومت به وزن بالا، رفتار ساختمان‌های چوبی در زلزله می‌تواند خیلی خوب باشد. همچنین مقاومت نهائی چوب تحت بارگذاری دینامیکی حدود ۲۵ درصد بیشتر از مقاومت آن در شرایط استاتیکی می‌باشد. چوب بر خلاف فولاد مزیت رفتار ارتجاعی را ندارد بنابراین باید بصورت ماده شکننده طرح گردد. مقاومت یا سختی چوب تحت بارگذاری دوره‌ای به مقدار جزئی تنزل پیدا می‌کند و ساختمان‌های چوبی دارای میرایی زیادی می‌باشند.

۹-۴-۱- علل اصلی خسارات وارد بر ساختمان‌های چوبی بر اثر زلزله

علل اصلی خسارات وارد بر ساختمان‌های چوبی بر اثر زلزله عبارتند از:

۱- کافی نبودن مقاومت اتصالات.

۲- استفاده از سقف‌های سنگین بدون اینکه قاب نگدارنده مقاومت کافی داشته باشد.

۳- فقدان یکپارچگی زیربنا.

۴- تشدید واکنش لرزه‌ای در روی زمین‌های نرم. (بطور کلی هر چقدر ساختمان چوبی در روی زمین نرم‌تری قرار گرفته باشد خسارات وارد برآن نیز بیشتر است.)

۵- نامتقارن بودن فرم سازه.

۶- وجود طبقه نرم در ساختمان‌های چوبی دو طبقه بطوریکه طبقه تحتانی کاملاً فروریخته در حالیکه طبقه فوقانی بدون صدمه به زمین نشسته است.

۷- عدم پیوستگی بین سازه چوبی و شالوده به طوری که لغزش تمام ساختمان قابل مشاهده است.

۸- از بین رفتن مقاومت چوب در اثر پوسیدگی یا حمله حشرات.

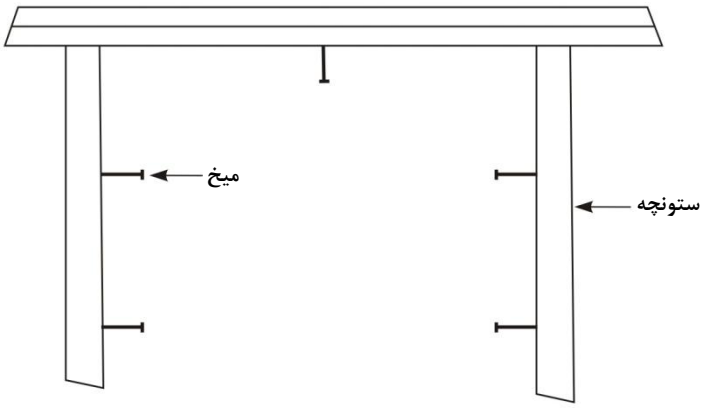
۹- عدم مقاومت کافی در مقابل آتش سوزی پس از زلزله.

۹-۴-۲- مقاوم‌سازی ساختمان‌های چوبی با پر کننده‌های سنگی

۹-۴-۲-۱- مقاوم‌سازی دیوار ساختمان‌های چوبی با پر کننده‌های سنگی در برابر تغییرشکل‌های خارج از صفحه

در بعضی از روستاهای ایران (مثلاً کناره جنوبی دریای مازندران) که خانه‌های چوبی ساخته می‌شود بین قاب چوبی را با آجر یا سنگ و ملات پر می‌کنند. این پرکننده‌های سنگین داخل ساختمان را در برابر هوای سرد و گرم حفظ می‌کنند. برای ازدیاد مقاومت اینگونه ساختمانها در مقابل زلزله باید دقت نمود که از ملات مرغوب استفاده شود و آجرها یا سنگ‌ها کاملاً فواصل خالی درون قاب چوبی را بپوشانند. برای اینکه از جدا شدن و پرتاب این پرکننده‌ها در هنگام وقوع زلزله جلوگیری شود باید آنها را با میخ‌های بلند به قاب چوبی متصل نمود (شکل ۹-۳۳). طول این میخ‌ها باید حداقل ۱۰ سانتیمتر باشد و آنها را باید در فواصل ۶۰ سانتیمتر به اندازه حداقل ۲ سانتیمتر در داخل ستونچه‌ها، ورق تحتانی و ورق فوقانی فرو کرد. بقیه طول میخ‌ها در داخل ملات پرکننده‌ها جاگذاشته می‌شود (شکل ۹-۳۳)

پیش نویس - غیر قابل استناد



شکل ۹-۳۳- میخ‌های بلند برای اتصال آجرها یا سنگ‌ها به قاب چوبی

خرابی متداول این ساختمان‌ها بیشتر به علت تغییرشکل‌های خارج از صفحه دیوارها و در نتیجه ریزش تکه‌های بزرگ نما، ایجاد ترک‌های عمیق و یا جداشدگی مواد پرکننده و در بعضی از موارد ریزش مواد پرکننده دیوارها می‌باشد، که علت اصلی این خرابی‌ها عدم دورگیری مناسب پرکننده‌های دیوار است (شکل ۹-۳۴).



الف: ریزش تکه‌های بزرگ نما



ب: ایجاد ترک بر روی مواد پر کننده دیوار





پ: ریزش تکه‌هایی از مواد پرکننده

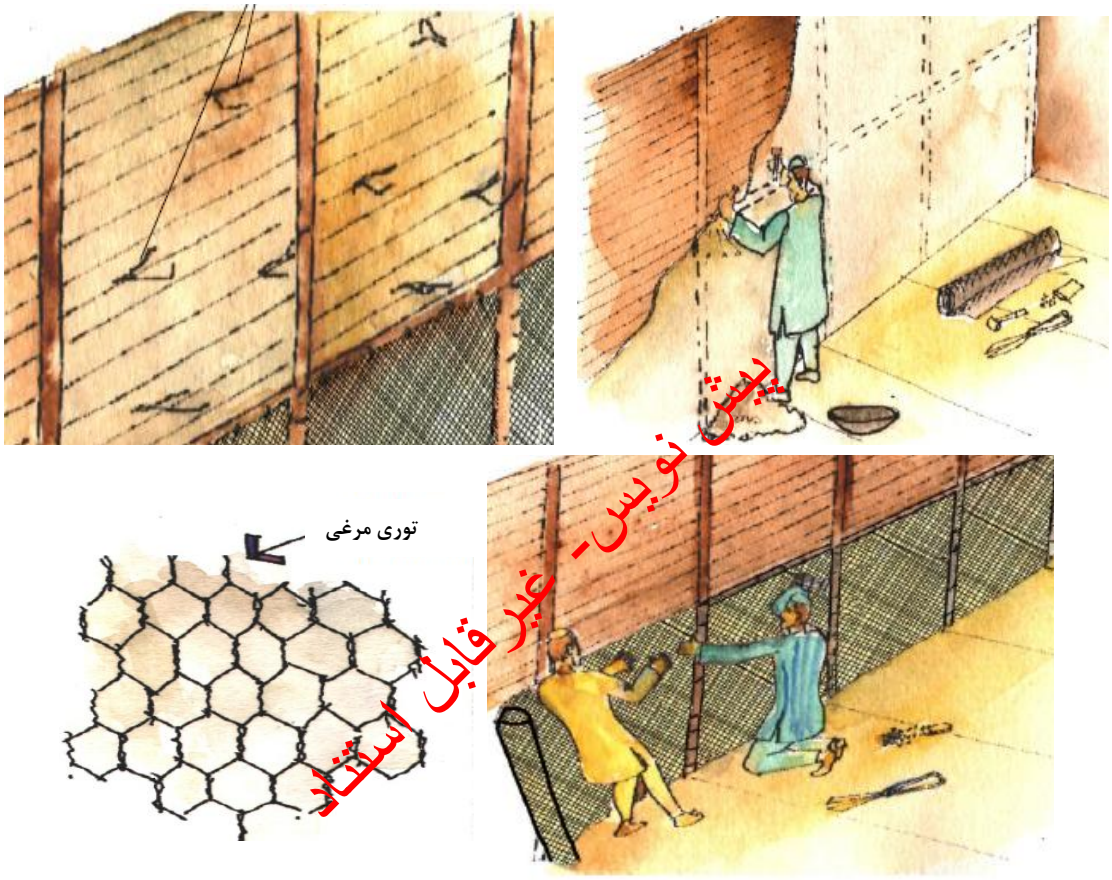
پیش نویس - غیر قابل استناد

شکل ۹-۳۴- انواع خرابی‌های متداول در ساختمان‌های چوبی با پر کننده‌های سنگی

بهترین روش برای مقاوم‌سازی دیوار ساختمان‌های چوبی با پر کننده‌های سنگی تحت تغییرشکل‌های خارج از صفحه استفاده از توری مرغی می‌باشد. با اجرا نمودن توری مرغی در دو سمت دیوار می‌توان از تغییرشکل‌های جانبی دیوار و در نتیجه خرابی آن جلوگیری نمود. در مناطقی که به علت رطوبت زیاد احتمال خوردگی بالاست بهتر است بجای توری مرغی از تورهای با ضخامت بالا استفاده شود.

برای نصب توری مرغی ابتدا باید تمام اندودکاری سطح دیوار را کنده به طوری که سنگ‌ها و کلیه المان‌های چوبی نمایان شوند. سپس ۲ میلگرد با قطر ۶ میلیمتر و به طول ۱۰ سانتیمتر از میان پرکننده دیوار تعبیه می‌گردند. این میلگردها در نقاط مختلف دیوار و با فاصله از عناصر چوبی اجرا می‌گردند. سپس توری مرغی از یک گوشه دیوار در

امتداد طولی و عرضی اجرا می‌گردد. توری مرغی باید با میخ‌های مناسب به طول ۵ یا ۶ سانتیمتر به عناصر دیوار متصل می‌گردند. در آخر روی دیوار اندود می‌شود (شکل ۹-۳۵).



شکل ۹-۳۵- نحوه اجرای توری مرغی برای مقاوم‌سازی دیوار در برابر تغییرشکل‌های خارج از صفحه

۹-۴-۲-۲- مقاوم‌سازی ساختمان‌های چوبی در برابر تغییرشکل‌های داخل صفحه

تغییرشکل‌های داخل صفحه این ساختمان‌ها باعث ریزش تکه‌های بزرگ نما، ایجاد ترک‌های قطری و یا تغییرشکل جانبی دائم سازه می‌گردد، که علت اصلی این خرابی‌ها عدم وجود مهاربندهای مناسب و یا اتصالات ضعیف مهاربندها می‌باشد (شکل ۹-۳۶).



شکل ۹-۳۶- تغییرشکل جانبی دائم سازه به علت عدم وجود مهاربندهای مناسب و یا اتصالات ضعیف بادبندها

پیش نویس - غیر قابل استناد

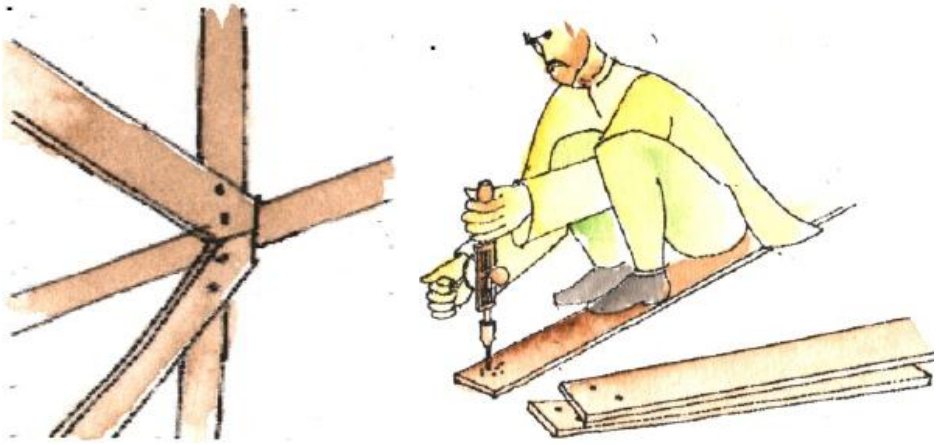
استفاده از مهاربندها با اتصال مناسب به تیرو ستون منجر به افزایش سختی جانبی سازه شده و تغییرشکل‌های داخل صفحه ساختمان را کاهش می‌دهد.

برای نصب مهاربندهای قطری در این ساختمان‌ها به صورت زیر عمل می‌گردد:

۱- کندن تمام اندودکاری روی دیوار تا کلیه المانهای چوبی نمایان گردند.

۲- نصب تخته‌هایی با مقطع ۱۰×۲ سانتیمتر بر روی سطح دیوار به صورت قطری.

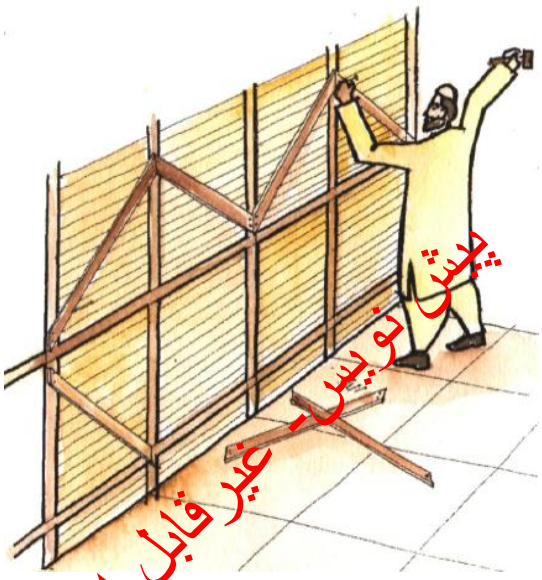
۳- استفاده از حداقل دو میخ مناسب به طول‌های ۶ تا ۷/۵ سانتیمتر در هر انتهای عضو قطری برای متصل نمودن آن به اعضای اصلی. برای جلوگیری از ایجاد ترک در عضوهای قطری (به علت زدن میخ) باید عضو را از پیش سوراخ نمود. این عمل را در تیرها و ستون‌های چوبی نیز می‌توان انجام داد (شکل ۹-۳۷).



شکل ۹-۳۷- پیش سوراخ نمودن عضو و استفاده از حداقل دو میخ برای اتصال عضو قطری به اعضای اصلی

۴- در مکان‌هایی که اعضای قطری به صورت نمایان می‌باشند، چوب‌های بادبند باید از جنس مناسب بوده و برای محافظت بیشتر رنگ شوند.

۵- از هرگونه ناپیوستگی اعضای قطری باید جلوگیری شود و برای پیوستگی بیشتر باید بین دهانه‌های مجاور جهت مهاربندها مخالف یکدیگر باشند (شکل ۹-۳۸).



پیش نویس - غیر قابل استناد

شکل ۹-۳۸- پیوستگی اعضای قطری

فصل ۱۰

بهسازی لرزه‌ای عناصر غیرسازه‌ای

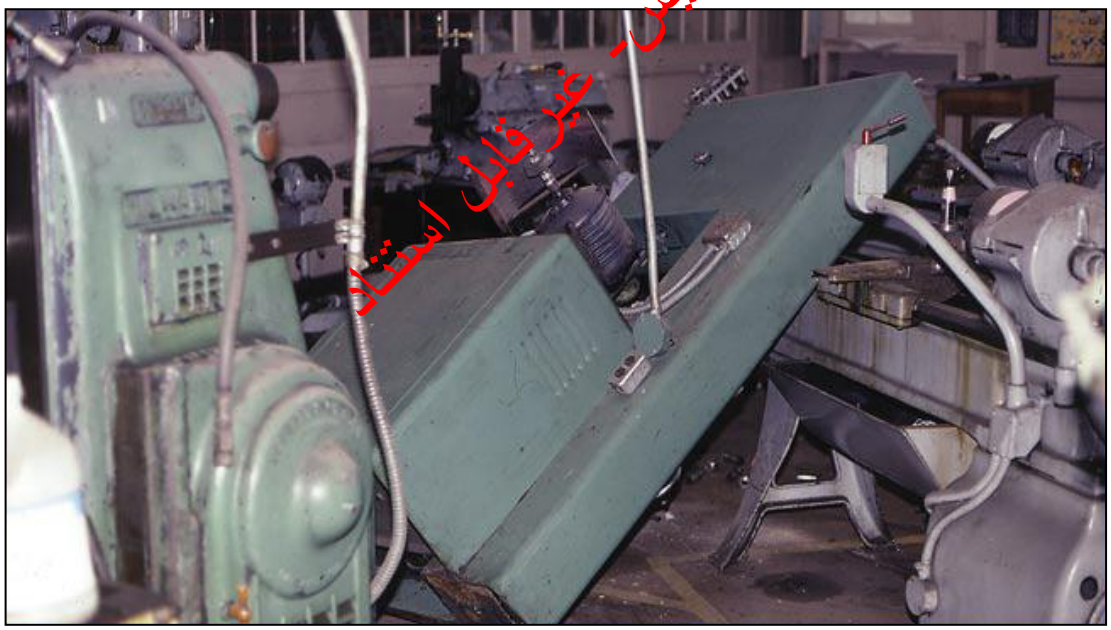
پیش نویس- غیر قابل استناد

۱۰-۱- مقدمه

در گذشته اکثر تلاش طراحان به کم کردن آسیب وارد شده به سیستم مقاوم در برابر نیروی جانبی معطوف بوده است، در حالی که نگهداری سیستم‌های مکانیکی، الکتریکی، لوله‌کشی و معماری معمولاً به سازندگان و یا پیمانکاران مسئول نصب آنها واگذار می‌شد. زلزله ۱۹۶۴ آلاسکا و زلزله‌های متعاقب آن باعث شد که کنترل لرزه‌ای اجزای غیرسازه‌ای مورد توجه قرار گیرد و زیان‌های مالی و خطرات جانی ناشی از آسیب دیدن این‌گونه سیستم‌ها کاهش داده شود. براساس ارزیابی‌های انجام شده بعضاً، خسارات مالی ناشی از آسیب به اجزای غیرسازه‌ای از مقدار آسیب وارد بر اجزای سازه‌ای تجاوز می‌نماید.

از آسیب‌های متداول تجهیزات مکانیکی سنگین در اثر زلزله‌های گذشته می‌توان به واژگونی آنها اشاره نمود. نمونه‌ای از این آسیب‌ها در شکل ۱۰-۱ نشان داده شده است. آسیب‌دیدگی وسایل معمولی مانند وسایل روشنایی در اثر زلزله‌های گذشته نیز کاملاً مشهود است (شکل ۱۰-۲).

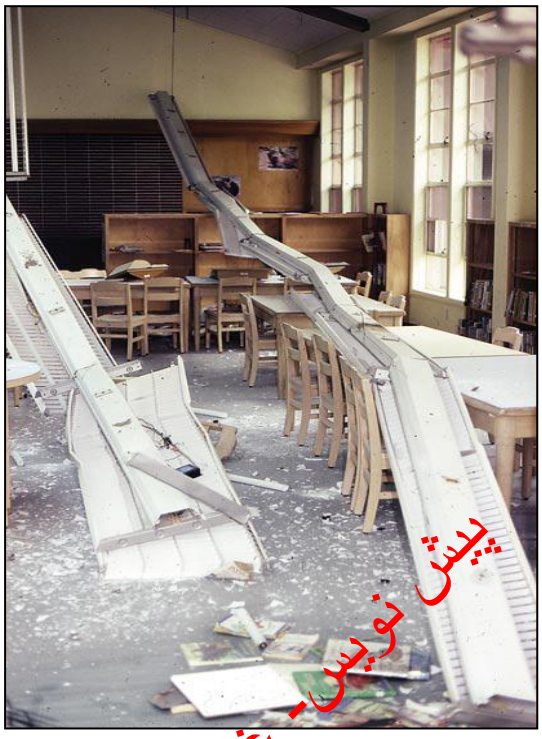
پیش نویس - غیر قابل استناد



شکل ۱۰-۱- واژگونی تجهیزات سنگین هنگام زلزله

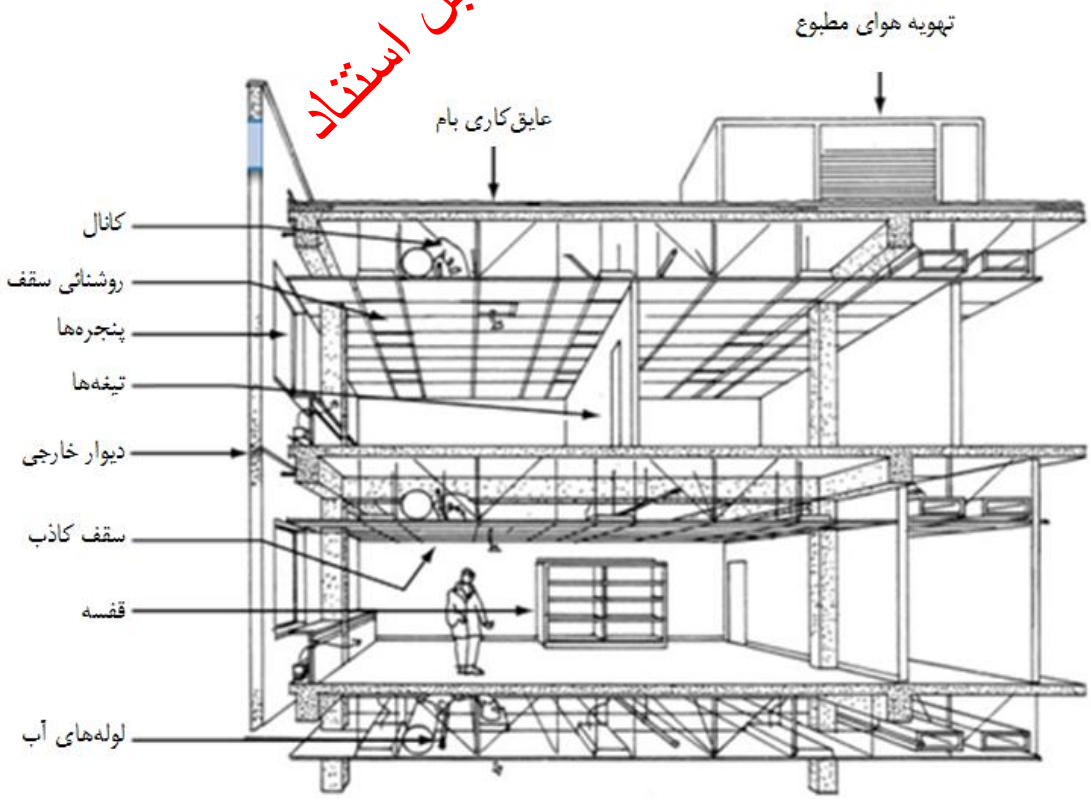
با توجه به موارد ذکر شده و ابعاد وسیع خسارت‌هایی که در اثر آسیب‌های اجزای غیرسازه‌ای، بر ساختمان وارد می‌شود، ایمن‌سازی لرزه‌ای این سیستم‌ها در سال‌های اخیر مورد توجه طراحان و مسئولین بهره‌بردار قرار گرفته است.

سیستم‌های غیرسازه‌ای شامل اجزای معماری، مکانیکی و الکتریکی می‌باشد. این اجزا عناصری از قبیل دیوارهای غیرباربر، پانلهای دیوار خارجی، سقف‌های کاذب، تجهیزات تهویه هوا، دیگ‌های بخار، آسانسورها، وسایل قطع و وصل الکتریکی، دستگاه‌های روشنایی و... را در بر می‌گیرند.



پیش نویس - غیر قابل استناد

شکل ۱۰-۲- آسیب به سیستم روشنایی در هنگام زلزله



شکل ۱۰-۳- عناصر غیر سازه‌ای تیپ در ساختمان معمولی

طبقه‌بندی عناصر غیرسازه‌ای

عناصر غیرسازه‌ای به عناصر غیرسازه‌ای معماری، تاسیساتی و مبلمان طبقه‌بندی می‌شوند:

(الف) عناصر غیرسازه‌ای معماری

- تیغه‌بندی
- سقف کاذب
- ویترین‌ها
- شیشه‌ها
- نما
- جزییات معماری
- دودکش‌ها

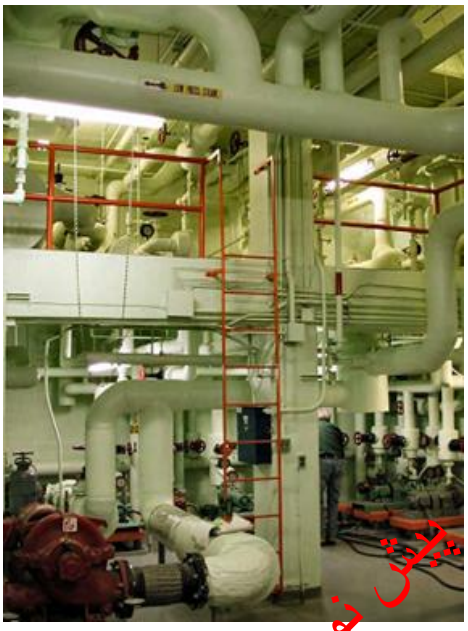
پیش نویس - غیر قابل استناد



شکل ۱۰-۴- عناصر غیرسازه‌ای معماری

(ب) عناصر غیرسازه‌ای تاسیساتی

- پمپ‌ها
- چیلرها
- هواکش‌ها
- واحدهای هواساز
- ترانس‌ها
- کانال‌ها
- لوله‌کشی



شکل ۱۰-۵- عناصر غیرسازه‌ای تاسیساتی

پیش نویس - غیر قابل استناد

(پ) عناصر غیرسازه‌ای مبلمان

- قفسه‌های کتاب
- قفسه‌های انبار
- کشوهای بایگانی
- بایگانی‌های پزشکی و غیره
- کامپیوترها و مانیتورها
- مصالح شیمیایی

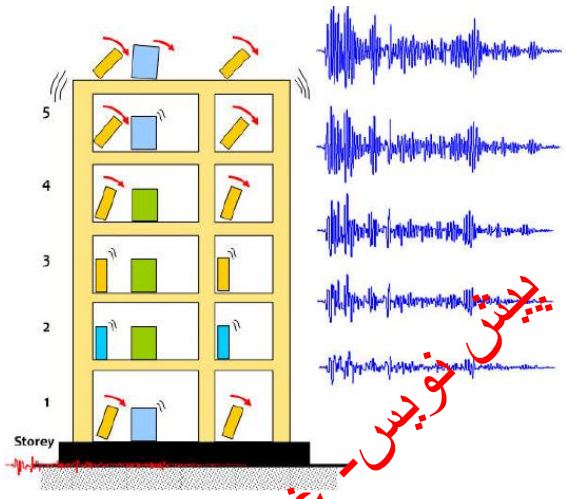


شکل ۱۰-۶- عناصر غیرسازه‌ای مبلمان

تاثیر زلزله بر عناصر غیرسازه‌ای

۱. اثر شتاب

اثر شتاب بر عناصر غیرسازه‌ای پرتاب و واژگونی است. و با افزایش طبقات شتاب طبقه افزایش یافته و آثار واژگونی و پرتاب بزرگتر می‌شود. (شکل ۱۰-۷)

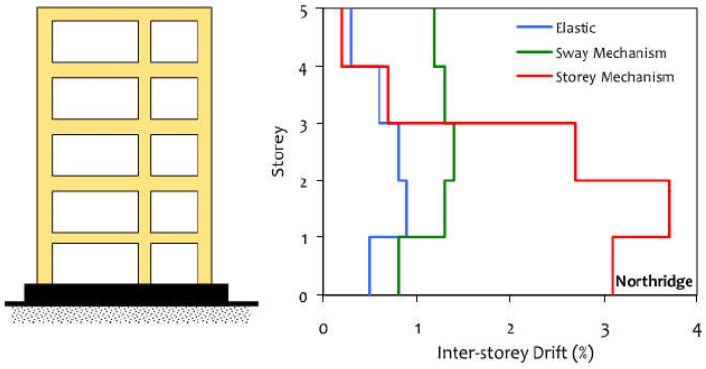


شکل ۱۰-۷- شتاب در طبقات مختلف یک ساختمان ۵ طبقه

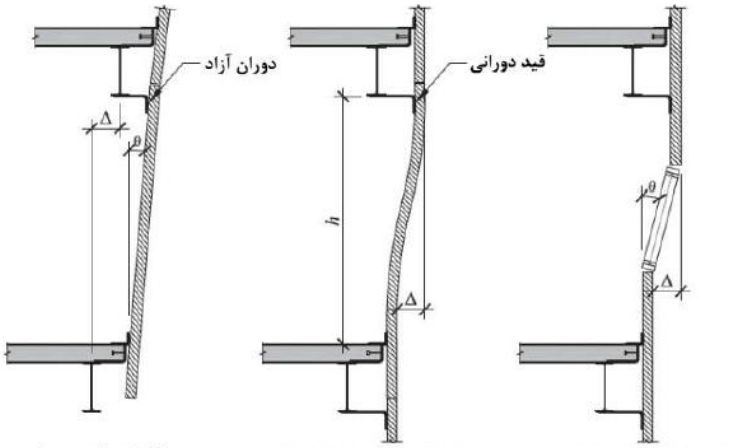
پیش نویس - غیر قابل استناد

۲. اثر دریفت در خرابی عناصر غیرسازه‌ای (شکل ۱۰-۸ و ۹).

مطابق شکل ۱۰-۸ تغییر شکل سازه می‌تواند درون صفحه‌ای و مطابق شکل ۱۰-۹ خارج از صفحه باشد.



شکل ۱۰-۸- تغییرمکان نسبی در یک ساختمان ۵ طبقه



شکل ۱۰-۹- تاثیر تغییرشکل نسبی طبقه در تغییرشکل خارج از صفحه نما

پیش نویس - غیر قابل استناد

صدمات ساختمان‌ها بعلت تاثیرات عناصر غیرسازه‌ای

در هنگام زلزله خرابی‌های زیر در عناصر غیر سازه‌ای و یا به علت عناصر غیر سازه‌ای در سازه‌ی اصلی رخ می‌دهد:

۱- تخریب عناصر غیرسازه‌ای به صورت پرتاب به بیرون یا شکست درون صفحه‌ای (شکل ۱۰-۱۰ و ۱۱).

۲- ایجاد طبقه نرم و شکست یک طبقه از سازه (شکل ۱۰-۱۲ و ۱۰-۱۳).

۳- ایجاد ستون کوتاه و شکست ستون سازه (شکل ۱۰-۱۴ تا ۱۰-۱۵).

۴- افزایش سختی ساختمان و کاهش زمان تناوب که نتیجه آن افزایش نیروی جانبی است.

۵- ایجاد عدم تقارن در سختی.



شکل ۱۰-۱۰- پرتاپ دیوارهای خارج ساختمان به علت شتاب طبقه



شکل ۱۰-۱۱- شکست درون صفحه‌ای

پیش نویس- غیر قابل استناد

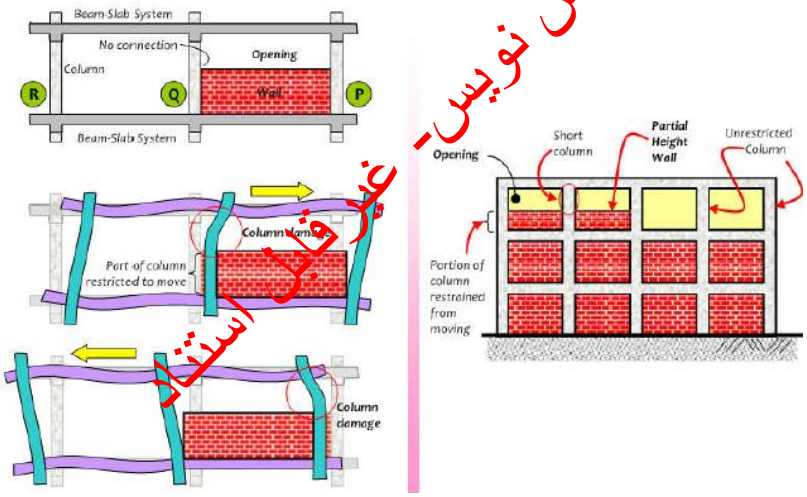




شکل ۱۰-۱۲- ایجاد طبقه نرم



شکل ۱۰-۱۳- ایجاد طبقه نرم



شکل ۱۰-۱۴- پدیده ستون کوتاه



شکل ۱۰-۱۵- پدیده‌ی ستون کوتاه



شکل ۱۰-۱۶- پدیده‌ی ستون کوتاه



شکل ۱۰-۱۷- مجموعه‌ای از خرابی‌های ناشی از زلزله شامل ستون کوتاه، ضعف در چشمه اتصال، تیرقوی- ستون ضعیف و...

۱۰-۲- مقاوم‌سازی عناصر غیرسازه‌ای معماری

۱۰-۲-۱- معرفی

عناصر غیرسازه‌ای معماری ساختمان شامل موارد زیر است:

۱- عناصر نما

۲- دیوارهای داخلی و خارجی

۳- جان‌پناه

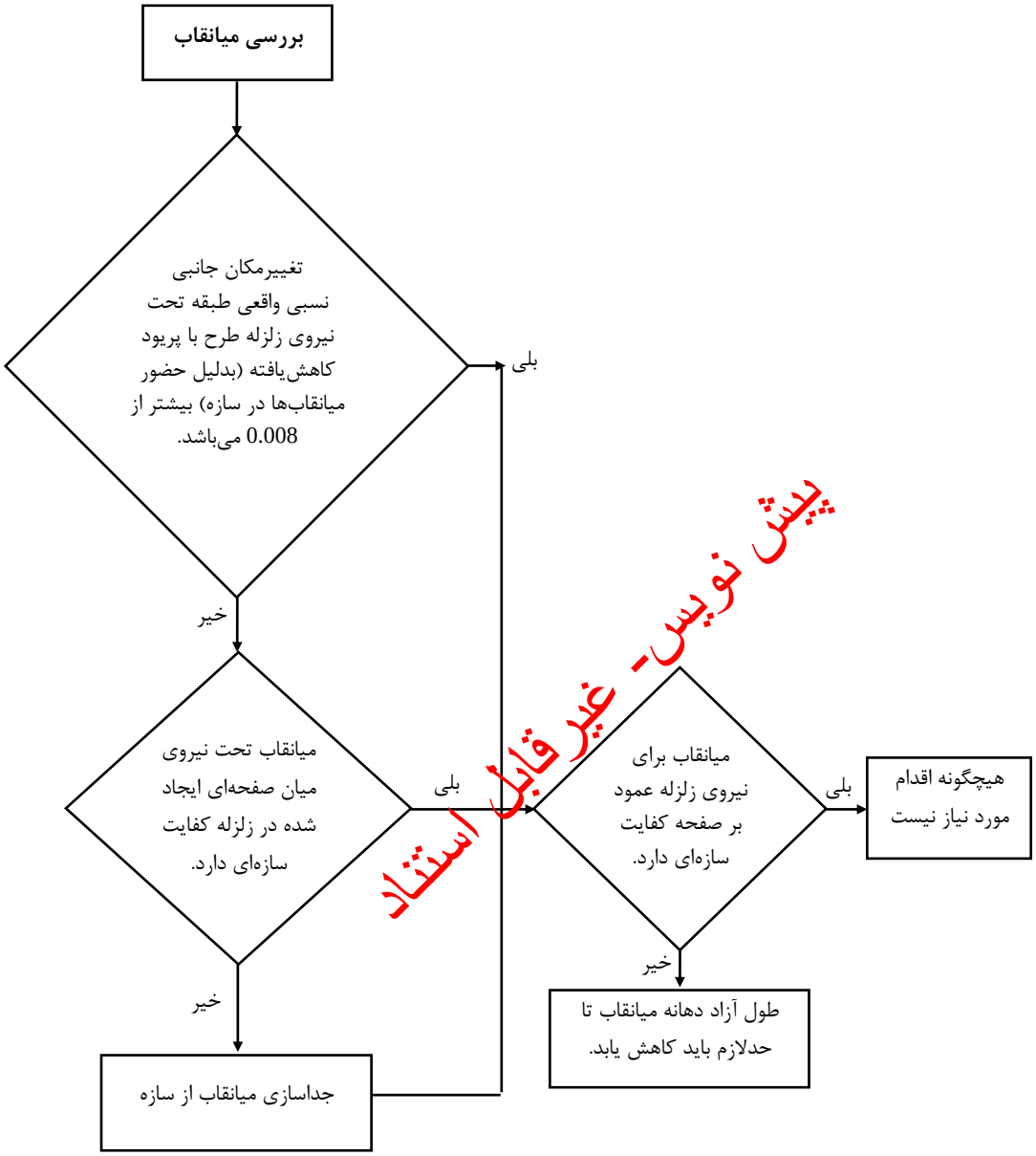
۴- سقف کاذب

عناصر غیر سازه‌ای می‌توانند صلب باشند و یا انعطاف‌پذیر. سازه‌هایی که عناصر غیر سازه‌ای در داخل آن‌ها قرار می‌گیرند، می‌توانند صلب و یا انعطاف‌پذیر باشند. لذا قبل از وارد شدن به بحث اصلی بهتر است در این خصوص شفاف‌سازی شود.

پیش نویس - غیر قابل استناد

۱۰-۲-۲- طبقه‌بندی سازه‌ها از نظر انعطاف‌پذیری و صلبیت

- از نظر تغییرشکل جانبی، قاب‌های سازه‌ای را می‌توان به صورت صلب و انعطاف‌پذیر تقسیم‌بندی نمود.
- قاب‌های مهاربندی شده یا دارای دیوار برشی، با توجه به اینکه سختی جانبی قابل توجهی دارند، در رده‌ی قاب‌های صلب قرار می‌گیرند. در صورتی‌که تغییرمکان جانبی نسبی واقعی طبقه در زلزله طرح، مساوی و یا کمتر از 0.008 باشد، قاب را می‌توان صلب فرض نمود.
- در این قاب‌ها معمولاً نیازی به جداسازی میان‌قاب از سازه نیست و صرفاً کفایت میان‌قاب‌ها برای نیروهای خارج از صفحه کنترل می‌شود.



شکل ۱۰-۱۸- روند نمای کنترل سختی ساختمان

۱۰-۲-۳- اندرکنش سازه با اجزای غیرسازه‌ای معماری

اندرکنش عناصر غیرسازه‌ای معماری را با سازه‌ی اصلی می‌توان بصورت زیر طبقه‌بندی نمود.

- سازه صلب — غیرسازه صلب
- سازه صلب — غیرسازه انعطاف‌پذیر
- سازه انعطاف‌پذیر — غیرسازه انعطاف‌پذیر
- سازه انعطاف‌پذیر — غیرسازه صلب

در ترکیب‌های ۱ تا ۳، عناصر غیرسازه‌ای اندرکنش قابل توجهی با سازه ندارند، لیکن مشکل اصلی ترکیب نوع ۴ می‌باشد که در آن سازه و غیرسازه می‌توانند اندرکنش مخرب داشته باشند.

بنابراین در سازه‌های انعطاف‌پذیر طبق معیار روند نما (مثلاً قاب‌های خمشی) باید از استفاده از عناصر غیر سازه‌ای صلب اجتناب شود.

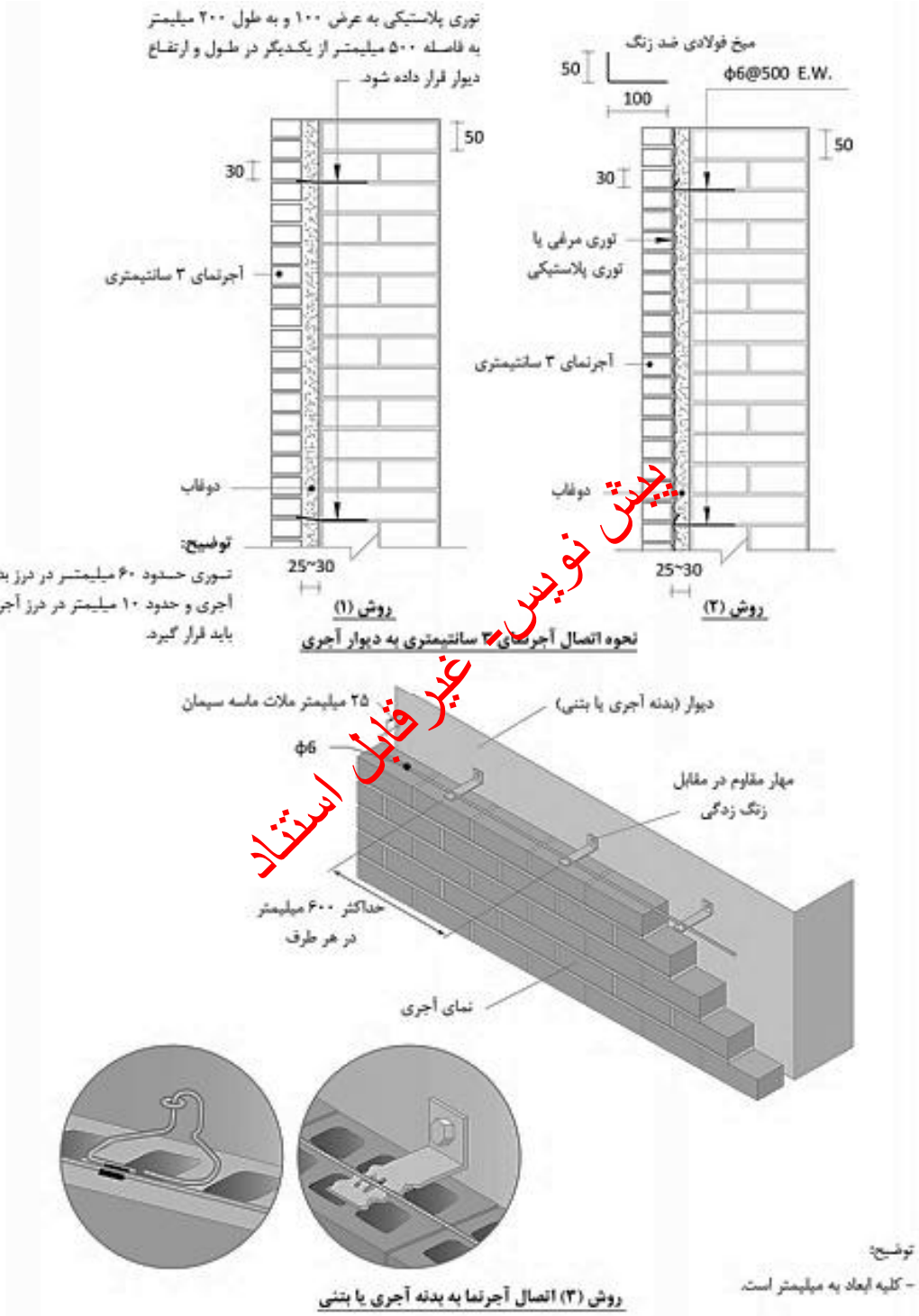
۱۰-۲-۴- عناصر نما

- نمای ساختمان می‌تواند با استفاده از مصالح مختلف نظیر آجر، سنگ و یا سیمانکاری با اجرای خشک و یا اجرای تر (با ملات) و همچنین شیشه و یا قطعات پیش‌ساخته اجرا شود.
- در حالت کلی نمای ساختمان به نماهای صلب و انعطاف پذیر طبقه‌بندی می‌شوند.
- نکته‌ی مهم در طراحی نما، لحاظ نمودن جابجایی نسبی تکیه‌گاه‌ها که ناشی از جابجایی نسبی طبقات ساختمان است می‌باشد که به آن تغییر شکل‌های خارج از صفحه می‌گویند. (شکل ۱۰-۹) و تغییر شکل اعمالی دیگر به نما دریفت درون صفحه‌ای سازه می‌باشد. (شکل ۱۰-۸)

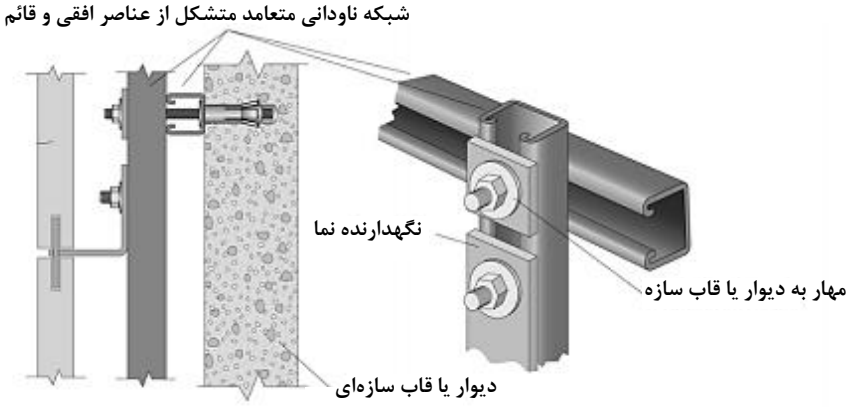
نماهای صلب غالباً قادر به تحمل تغییر شکل‌های فوق نیستند و بهتر است از آن‌ها در ساختمان‌های صلب با ارتفاع کوتاه و متوسط استفاده نمود.

در شکل ۱۰-۱۹ نحوه اتصال نمای صلب (با اجرای تر) به دیوار پیرامونی ساختمان، و در شکل ۱۰-۲۰ شاسی‌کشی برای اجرای نمای خشک ارائه شده است.

پیش نویس - غیر قابل استناد



شکل ۱۰-۱۹- جزئیات اتصال نمای صلب به دیوار



شکل ۱۰-۲۰- جزئیات اجرایی زیرسازی نمای خشک

۱۰-۲-۵- دیوارها جداساز داخلی و محیطی صلب

اینگونه دیوارها از مصالح بنایی و ملات با استفاده از واحدهای بنایی زیر ساخته می‌شوند.

- آجری
- سفالی
- بلوکی
  - نرمال (بلوک سیمانی)
  - سبک (بلوک لیکا، بلوک هبلکس، سیپورکس)

این‌چنین دیوارها به منظور جلوگیری از شکست در هنگام زلزله، لازمست مقاوم‌سازی شوند که در قسمت‌های بعد بدان پرداخته می‌شود (شکل‌های ۱۰-۲۱ و ۱۰-۲۲).

پیش نویس- غیر قابل استناد



(الف) دیوار آجری (ب) دیوار سفالی

شکل ۱۰-۲۱- دیواری آجری و سفالی با اجرای ملات



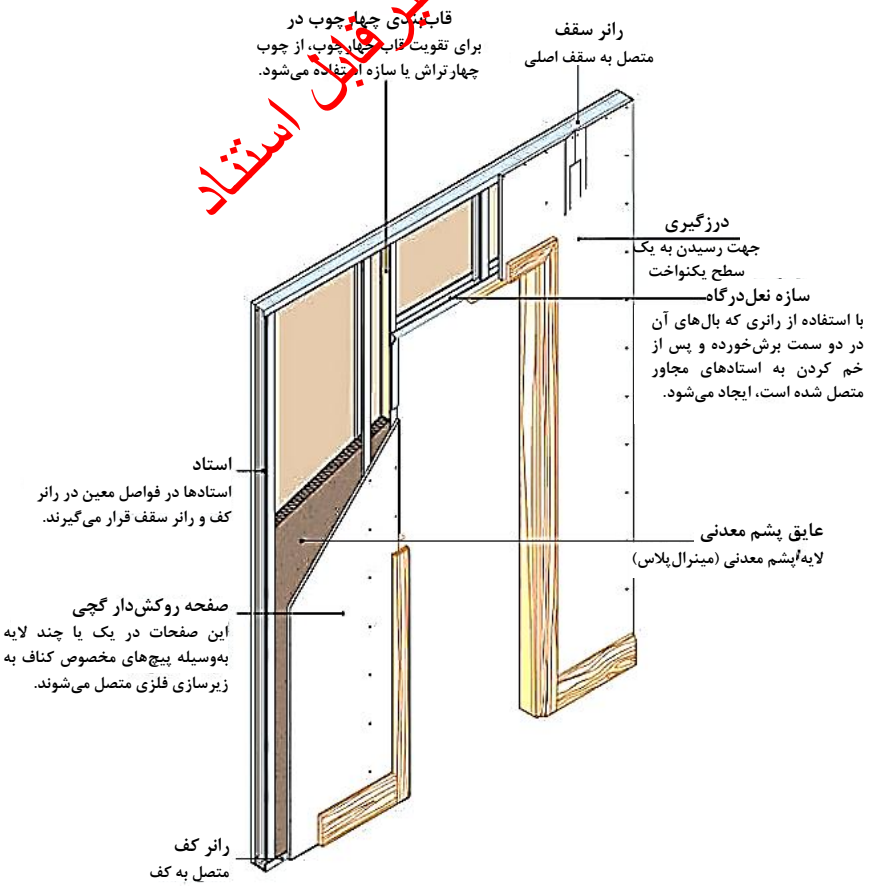
شکل ۱۰-۲۲- دیوار بلوکی همراه با میلگرد مقاوم‌سازی با اجرای ملاتی

۱۰-۲-۶- تیغه‌های جداساز داخلی و محیطی انعطاف‌پذیر

این دیوارها که به صورت صفحات بزرگ گچی (برای داخل ساختمان) و سیمانی (برای دیوار محیطی ساختمان) می‌باشند، مطابق جزئیات خاص در ساختمان اجرا می‌شوند (شکل ۱۰-۲۳)، در محاورات این سیستم را طرح کناف می‌نمایند.

دیوار باید با استفاده از ناودانی‌های سبک سرد خم (رانر و استاد) در جهت خارج از صفحه در تراز سقف و کف مهار شود (شکل‌های ۱۰-۲۳ تا ۱۰-۲۵).

پیش نویس - غیر قابل استناد



شکل ۱۰-۲۳

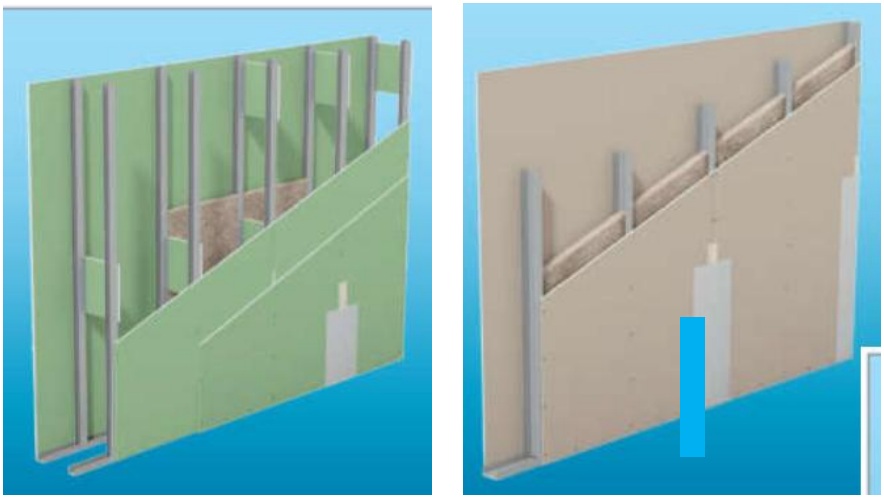
در شکل ۱۰-۲۴ اجزای سیستم دیوارهای طرح کناف نشان داده شده است که متشکل از ناودانی‌های سرد تا شده، پیچ و صفحات گچی یا سیمانی می‌باشد.

مطابق شکل ۱۰-۲۵ ابتدا در امتداد دیوار یک ناودانی در کف ساختمان و یک ناودانی در سقف پیچ می‌شود که به آن‌ها رانر می‌گویند. سپس در فواصل یک متر ناودانی قائم بین رانرها نصب می‌شود که به آن‌ها استاد می‌گویند. سپس صفحات کچی از دو طرف به شبکه رانر و استاد پیچ شده و بین آن‌ها عایق پشم شیشه یا پشم سنگ قرار داده می‌شود. درز بین صفحات گچی با بتانه و نوار درزگیری می‌شود و رنگ‌آمیزی روی آن‌ها انجام می‌شود (شکل ۱۰-۲۵).



پیش نویس - غیر قابل استناد

شکل ۱۰-۲۴- اجزای تشکیل‌دهنده دیوارهای ساخته شده از صفحات گچی و سیمانی



دیوار جداکننده ساده دیوار جداکننده تاسیساتی (صفحات گچی واترپروف- اکواپنل)

شکل ۱۰-۲۵- دیوار طرح کناف

پیش نویس- غیر قابل استناد

۱۰-۲-۷- مقاوم‌سازی دیوارهای جداساز صلب

در دیوارهای بنایی، دیوار مشابه با یک پوسته و دوطرفه عمل می‌نماید. در این حالت جداسازی در جهت داخل صفحه و مهار در جهت خارج از صفحه می‌تواند توسط وادار (وال پست) بست U شکل متصل به سقف و ستون‌های مجاور و میلگرد بستر مطابق جزئیات شکل ۱۰-۲۶، ۱۰-۲۷، ۱۰-۲۸ الف و ب انجام شود تصاویر کار در شکل ۱۰-۲۹ نشان داده شده است.

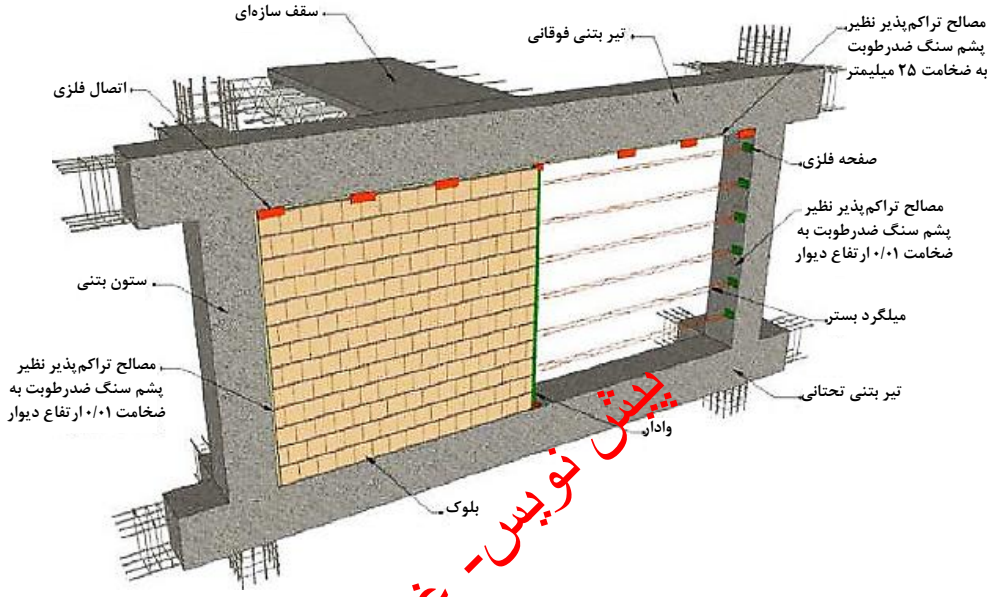
خرابی تیغه‌ها (دیوارهای جداساز داخلی) در زلزله یکی از عوامل آسیب‌رسان است. به علاوه در حالاتی که از تیغه‌ها به عنوان مهار جانبی برای لوله‌کشی، اتاقک‌های الکتریکی، قفسه‌ها یا دیگر اعضای غیرسازه‌ای استفاده می‌شود خرابی تیغه‌ها ممکن است باعث آسیب‌رساندن به این تاسیسات شود. تیغه‌های داخلی باید مانند دیوارهای خارجی از سقف و ستون‌ها جداسازی شوند.

فواصل جداسازی دیوارها از قاب باید توسط مواد تراکم‌پذیر مناسب از قبیل پشم‌سنگ ضدرطوبت پر شود.

برای جلوگیری از ایجاد ترک‌خوردگی در نازک‌کاری دیوارهای داخلی، باید از یک لایه شبکه الیاف یا رابیتس روی مواد تراکم‌پذیر استفاده شود. در بیمارستان‌ها نیز برای جلوگیری از ایجاد ترک‌خوردگی در نازک‌کاری، در گوشه‌های دیوار در هنگام زلزله لازم است از اتصالات کشویی سرتاسری در کناره‌ها و تراز سقف استفاده شود.

- در صورتی‌که از تیغه به عنوان مهار جانبی دیگر اعضای غیرسازه‌ای استفاده شود، تیغه و مهارهای لازم باید برای بارهای وارده کنترل شوند.
- تیغه‌هایی که تمام ارتفاع طبقه را پوشش نمی‌دهند (دیوار کوتاه) مانند دیوارهای خارجی خصوصاً در ساختمان‌های بتنی، همواره باید از قاب سازه‌ای جدا شوند.

- فاصله جداسازی دیوارهای داخلی از ستون‌ها به اندازه ۰/۰۱ ارتفاع کف تا کف طبقه و فاصله جداسازی از سقف برابر با بیشترین دو مقدار ۲۵ میلیمتر و حداکثر افتادگی درازمدت تیر می‌باشد.



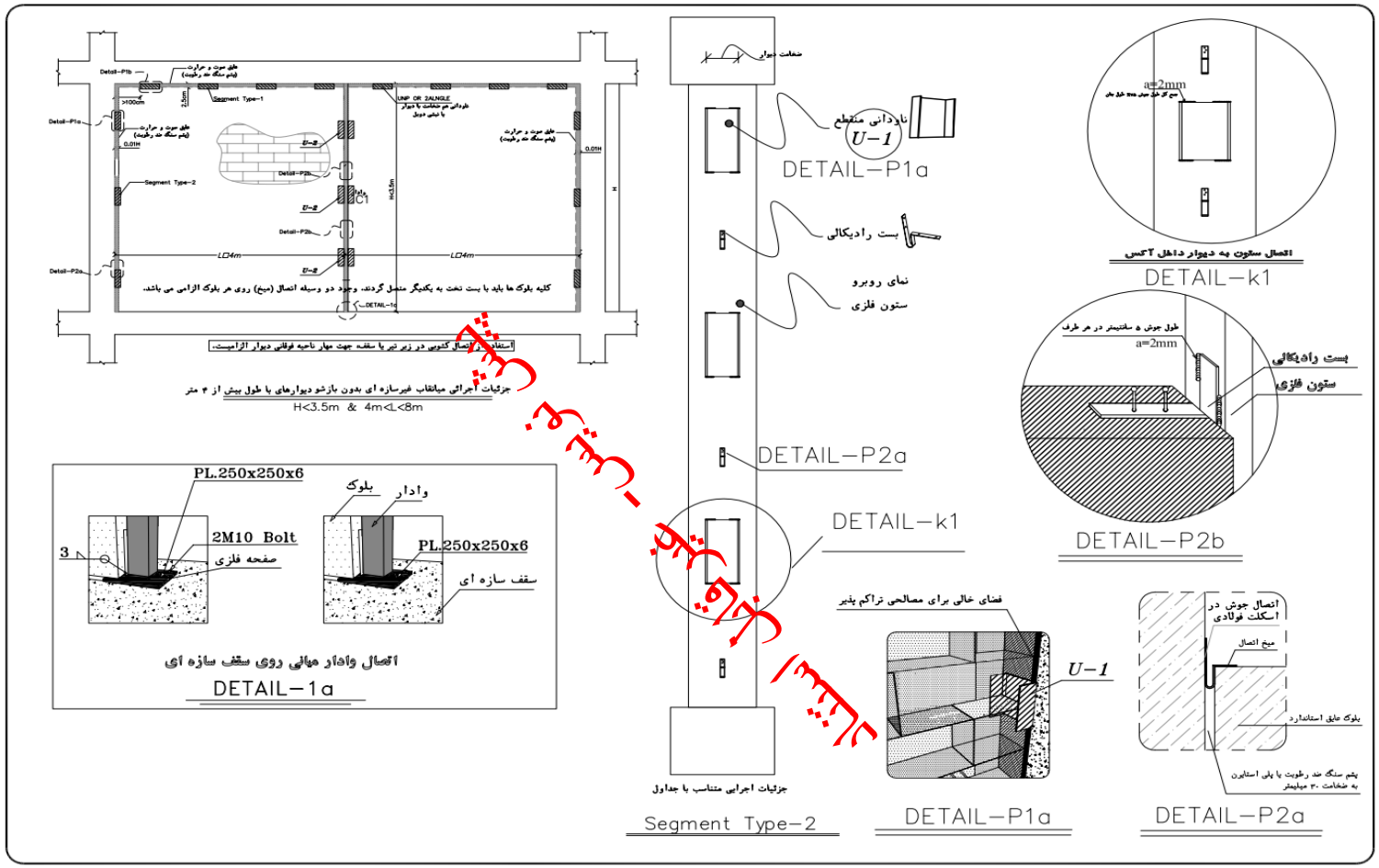
شکل ۱۰-۲۶- دیوارهای خارجی بلوکی باملات سیمانی و مسلح شده به کمک وادار، میلگرد بستر و عناصر U

پیش نویس - غیر قابل استناد

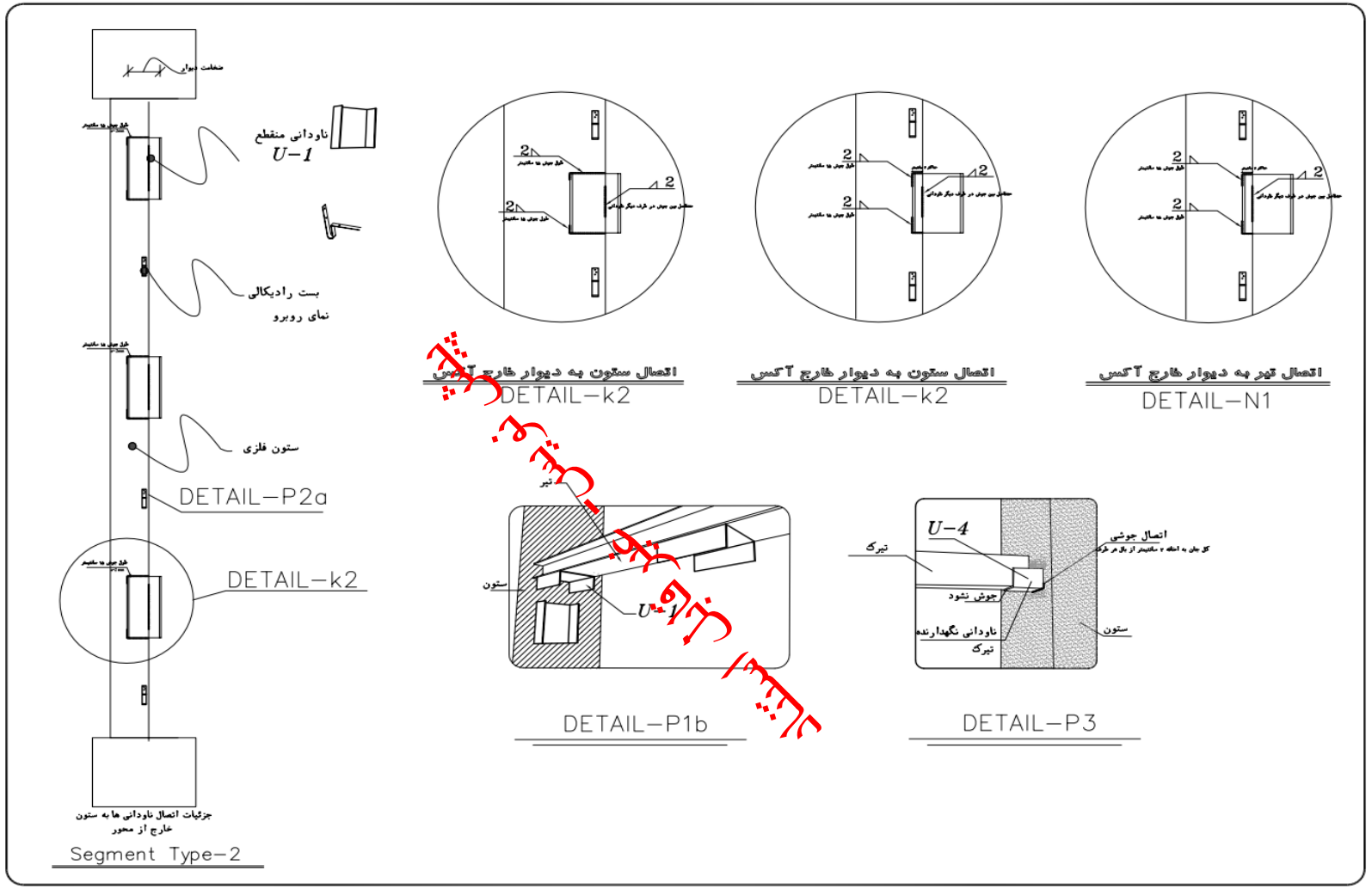




شکل ۱۰-۲۷- تسلیح دیوارهای بنایی با روش فولاد بستر (Bed Joint Reinforcement)



شکل ۱۰-۲۸- الف- جزئیات مقاوم‌سازی دیوارهای اجرایی



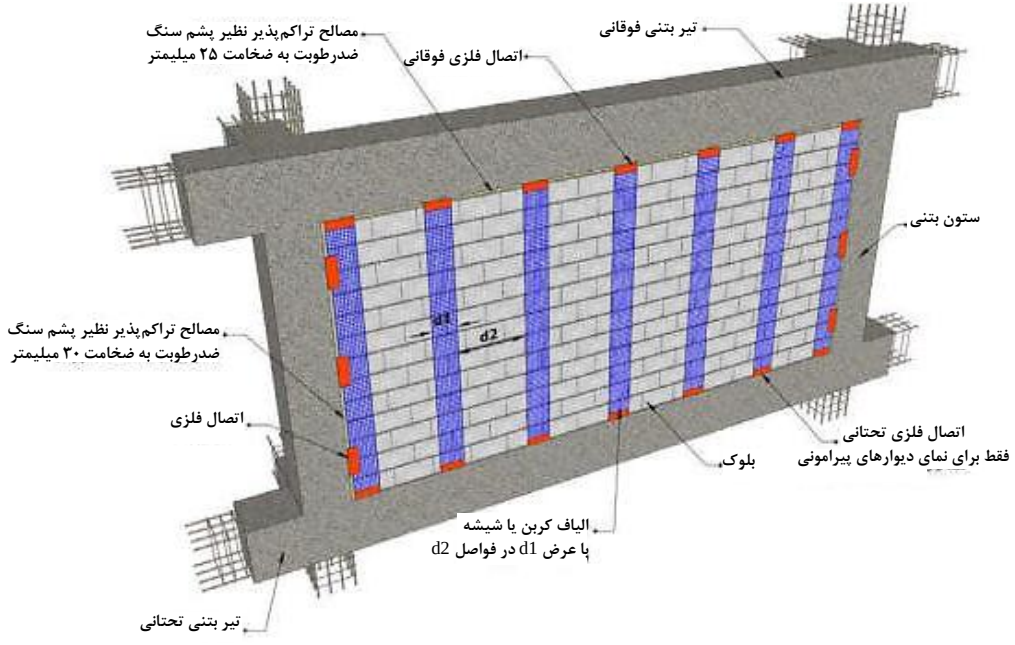
شکل ۱۰-۲۸- ب- جزئیات مقاوم‌سازی دیوارهای آجری





پیش نویس - غیر قابل استناد

شکل ۱۰-۲۹- اجرای وال‌استاد در ساختمان



شکل ۱۰-۳۰- مسلح کردن دیوارها با استفاده از نوارهای شبکه الیاف شیشه یا کربن و FRP

۱۰-۲-۸- مقاوم‌سازی تیغه‌های انعطاف‌پذیر کناف متشکل از صفحات گچی و سیمانی

در شکل ۱۰-۳۱ مراحل اجرای رانر در کف و در سقف، استاد بصورت عمودی در حد فاصل دو رانر کف و دیوار و بالاخره نصب صفحات گچی (گچبرگ) و پیچ کردن آن به رانرها و وال‌استاد نشان داده شده است.

شکل ۱۰-۳۲ نیز نشان دهنده آسیب جزیی دیوارهای انعطاف طرح کناف در زلزله نشان داده شده است.


پیش نویس - غیر قابل استناد

شکل ۱۰-۳۱



شکل ۱۰-۳۲- آسیب جزیی به سیستم کناف در زلزله

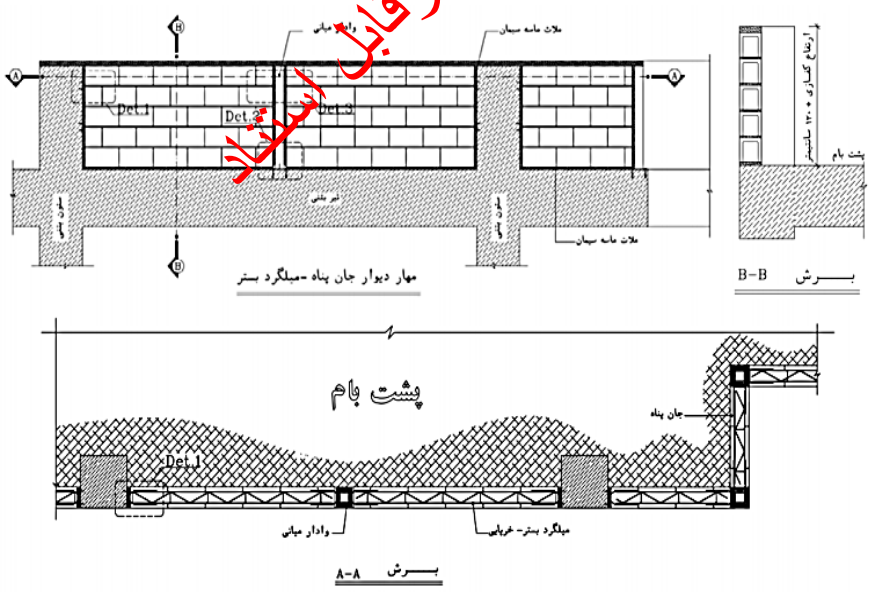
۱۰-۲-۹- جان‌پناه

جان پناه دیوار محیطی می‌باشد که در لبه‌ی بام چیده می‌شود (شکل ۱۰-۳۳).

جان پناه نیز همانند دیوارها باید مقاوم‌سازی شود (شکل ۱۰-۳۴).



شکل ۱۰-۳۳- جان پناه

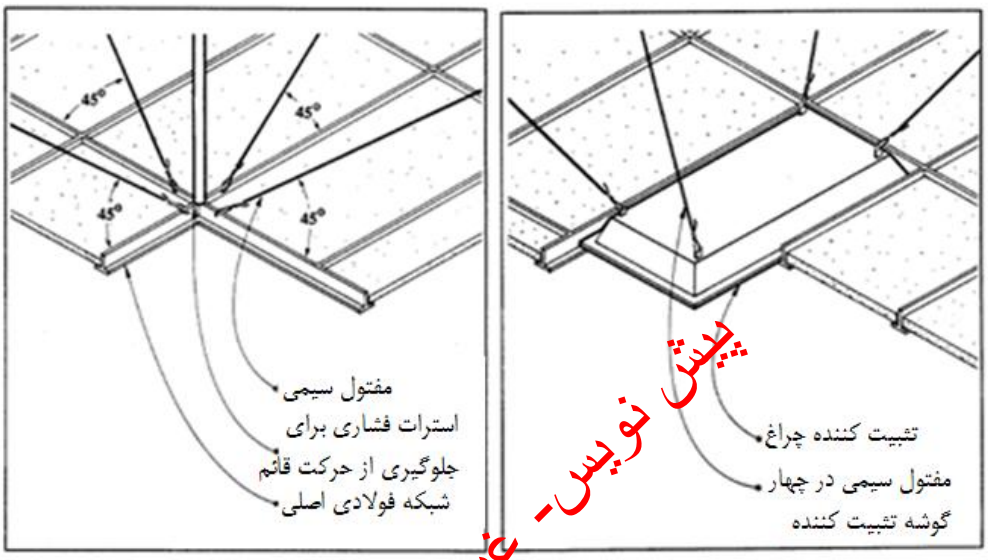


شکل ۱۰-۳۴- مقاوم‌سازی جان‌پناه

۱۰-۲-۱۰- سقف‌های کاذب

شبکه‌های سقف‌های کاذب باید بطور مناسبی از چهار گوشه مهاربندی شوند. سقف‌های پیش‌ساخته گچی نیز باید با استفاده از ابزارهایی مهار و میخکوبی شوند. همچنین در سقف‌هایی که شکل نامنظم دارند، اتصالات نوارهای فولادی

زیرسازی باید با استفاده از پرچ، پیچ یا جوش تقویت شود. سطوح بزرگی از سقف کـه توسـط ردیـف‌هـایی از چـراغ‌هـای خطی یا وسایل روشنایی از هم جدا شده‌اند با بست‌های صلب به یکدیگر بسته و وسایل روشنایی به سیستم سقف محکـم متصل شوند.



شکل ۱۰-۳۵- مهاربندی جانبی سقف کاذب و چراغ روشنایی

پیش نویس - غیرقابل استناد

۱۰-۳- مقاوم‌سازی اجزای مکانیکی و الکتریکی

تجهیزات مکانیکی و الکتریکی همانند اجزای معماری که در بخش قبلی در مورد آنها بحث شد، در معرض آسیب‌های ناشی از زلزله قرار دارند. از آنجا که روش‌های نصب این گونه سیستم‌ها محدود است، امکان بروز آسیب در این اجزا زیاد می‌باشد. از طرف دیگر اغلب تجهیزات مکانیکی و الکتریکی مخصوص پروژه ساخته نمی‌شوند و اغلب بصورت پیش ساخته می‌باشند و مشخصات آنها را سازندگان تعیین می‌کنند. آشنا نبودن این سازندگان به مباحث طراحی و ایمن‌سازی لرزه‌ای، موجب بروز آسیب‌های متعددی به این سیستم‌ها در خلال زلزله‌های گذشته شده است.

۱۰-۳-۱- بررسی آسیب‌های وارد شده به سیستم‌های مکانیکی و برقی در زلزله‌های اخیر

تجهیزات مکانیکی و الکتریکی معمولاً به دو صورت زیر نصب می‌شوند:

۱- تجهیزاتی که به صورت صلب به سازه ساختمان یا زمین مهاربندی می‌شوند.

۲- تجهیزاتی که بر روی جداسازهای لرزه‌ای نصب می‌شوند.

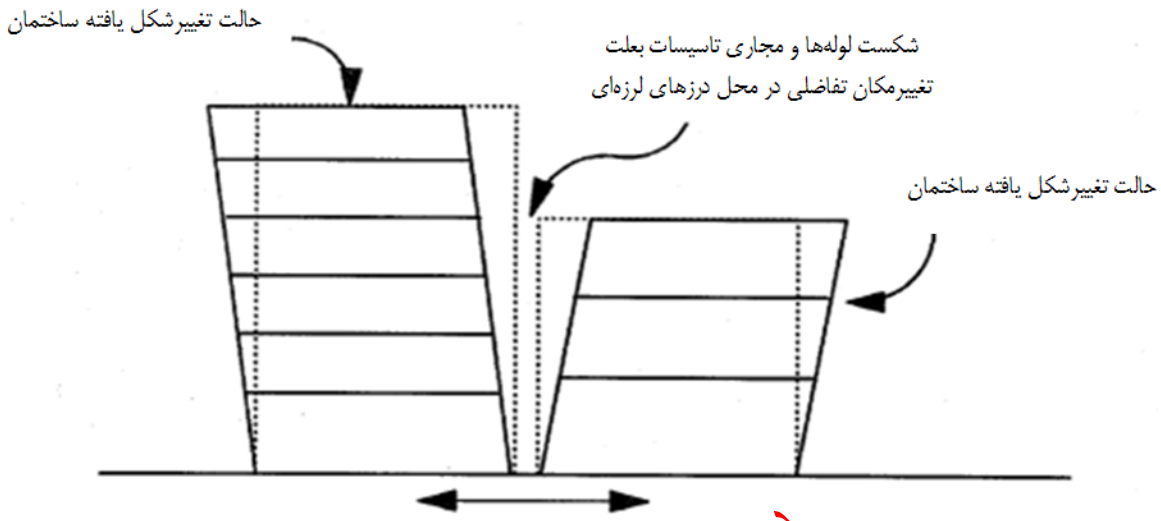
گسیختگی تجهیزاتی که به صورت صلب به زمین یا سازه متصل شده‌اند، عموماً ناشی از کمبود استحکام مهارها یا عدم توانایی اجزای متصل به این تجهیزات به علت جابجایی‌های نسبی و نیروی زلزله ناشی از وزن تجهیزات می‌باشد.

تجهیزاتی که بر روی جداسازهای ارتعاشی نصب می‌شوند نیز می‌توانند دچار آسیب‌های متعددی شوند. هر یک از این جداسازها و پایه‌های ارتجاعی آنها باید بتواند در برابر نیروهای وارد شده مقاومت کنند. اغلب گسیختگی‌ها در این نوع از سیستم‌ها مربوط به عدم مهار کافی پایه‌های ارتجاعی و جداسازها می‌باشد (شکل ۱۰-۳۶).

پیش نویس - غیر قابل استناد



شکل ۱۰-۳۶- آسیب وارده به جداگر فنری در زلزله

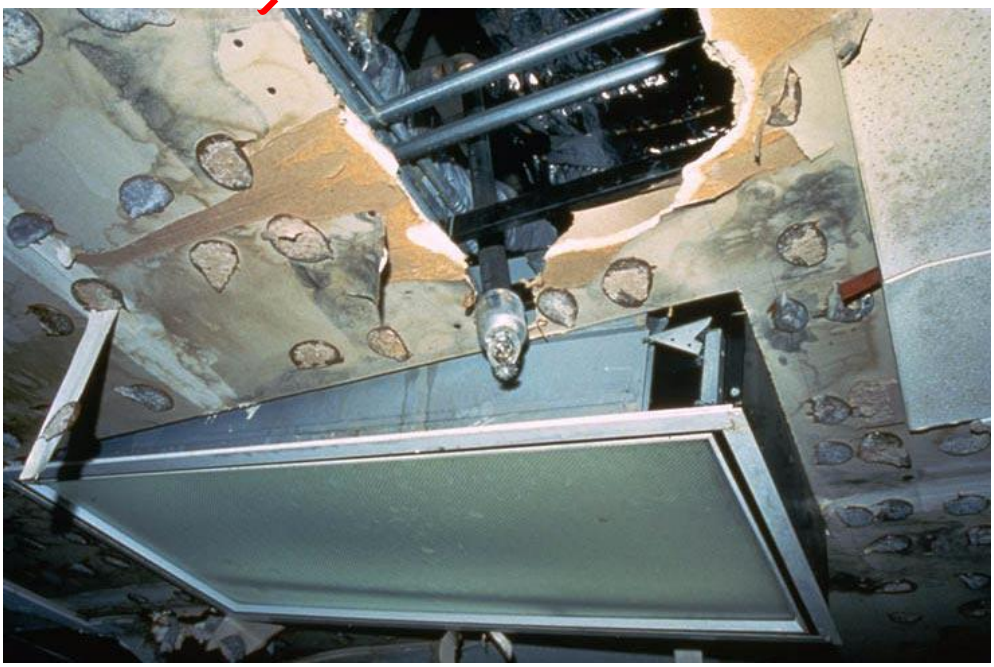


شکل ۱۰-۳۷- تغییرمکان نسبی دو سمت سازه که باعث شکست لوله‌ها و داکت‌های صلب می‌شوند

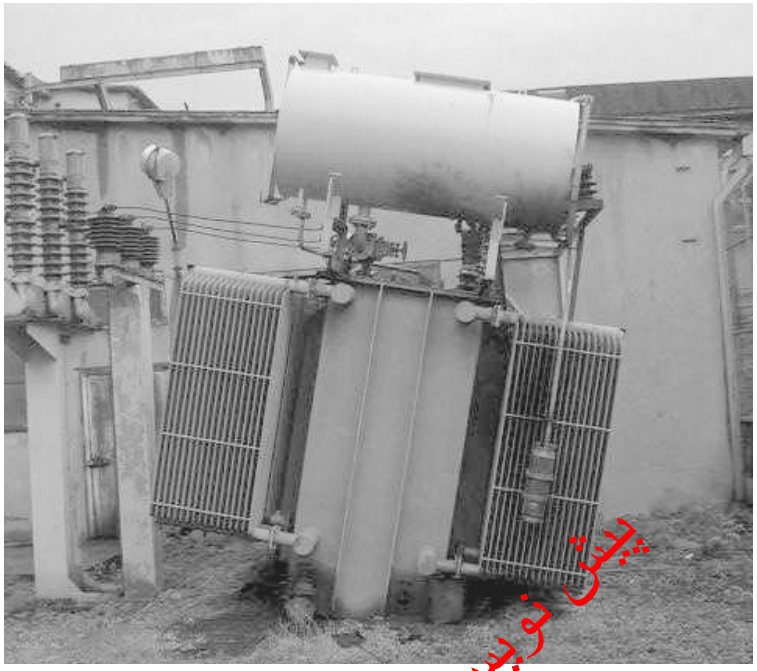
پیش نویس غیر قابل استناد

لوله‌ها و کانال‌هایی که درزهای لرزه‌ای ساختمان را قطع می‌کنند به سبب ایجاد جابجایی نسبی سازه در دو طرف درزها، دچار آسیب می‌شوند (شکل ۱۰-۳۷). تیغه‌هایی که شامل لوله‌کشی یا مجرای صلب مدفون می‌باشند نیز به سبب برهم‌کنش بین شبکه‌ی لوله‌کشی و بدنه‌ی تیغه، دچار آسیب‌دیدگی می‌شوند.

در شکل ۱۰-۳۸، ۱۰-۳۹ و ۱۰-۴۰ مثال‌های متعددی از آسیب‌های وارد شده به انواع سیستم‌های مکانیکی و الکتریکی نشان داده شده است.



شکل ۱۰-۳۸- آسیب وارده به تاسیسات مکانیکی بالای سقف کاذب



شکل ۱۰-۳۹- آسیب وارده به مبدل برق

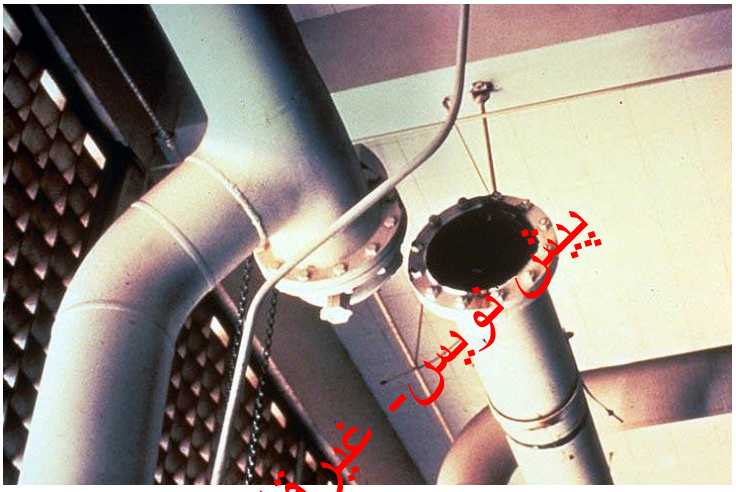
پیش نویس- غیرقابل استناد

در طی زلزله‌های اخیر، وسایل روشنایی سبک و تاسیسات لوله‌کشی نیز دستخوش آسیب‌های چشمگیری شده‌اند. انواع وسایل روشنایی که بیشترین آسیب را متحمل شده‌اند وسایل روشنایی آویخته از زنجیرند که مستقیماً توسط سازه نگه‌داشته نشده اند. وسایل روشنایی که در ردیف‌های طولانی و نوک به نوک هم قرار می‌گیرند غالبا بیشتر از وسایل روشنایی که بطور جداگانه نصب می‌شوند آسیب دیده‌اند، زیرا این وسایل بر اثر برخورد با یکدیگر در حین وقوع زلزله آسیب می‌بینند.



شکل ۱۰-۴۰- نمونه‌ای از آسیب وارده به وسایل روشنایی در زلزله

آسیب‌پذیری لوله‌کشی‌ها در هنگام زلزله از چند جنبه حائز اهمیت است. برای مثال قطع جریان در لوله‌های اصلی آب به واسطه شکستگی‌ها می‌تواند جان بازماندگان زلزله را به خطر بیاندازد. همچنین شکست و انفجار در لوله های گاز طبیعی می‌تواند باعث آتش‌سوزی‌های وسیع گردد. در صورت آسیب دیدن لوله‌ها و شبکه‌های جمع‌آوری فاضلاب احتمال شیوع بیماری پس از زلزله افزایش پیدا می‌کند. در شکل ۱۰-۴۱ نمونه‌ای از آسیب‌های وارد شده به تاسیسات لوله‌کشی در زلزله نشان داده شده است.



شکل ۱۰-۴۱- نمونه‌ای از آسیب وارده به تاسیسات لوله‌کشی در زلزله‌های گذشته

پیش نویس - غیر قابل استناد

راهکارهای کاهش آسیب‌پذیری در سیستم‌های مکانیکی و الکتریکی

در ادامه بعضی از راهکارهایی که تا به حال در مورد کاهش آسیب‌پذیری لرزه‌ای سیستم‌های مکانیکی و الکتریکی بکار گرفته شده‌اند، شرح داده خواهد شد.

الف) تجهیزات نصب شده بر روی جداسازهای لرزه‌ای:

بطور کلی تجهیزات سنگین نباید در طبقات بالای ساختمان نصب شوند. در صورت نصب این تجهیزات در ارتفاع، تمامی پایه‌های جداساز آنها می‌باید از لحاظ مقاومت در برابر زلزله به دقت مورد بررسی قرار گیرند. وسایل جداساز لرزه‌ای که بر روی کف‌ها نصب می‌شوند باید به دال و کف تجهیزات متصل شوند. تا جایی که ممکن است باید از بکار بردن پایه‌ها و پداستال‌های سنگین در زیر تجهیزاتی که بر روی جداسازهای لرزه‌ای نصب می‌شوند خودداری نمود تا نیروهای وارد بر آنها کاهش یابد.

در اطراف پایه می‌توان از وسایل و مهارهای مقید کننده‌ای برای جلوگیری از حرکات جانبی و قائم استفاده نمود تا این جابجایی‌ها را محدود کنند (شکل ۱۰-۴۲).



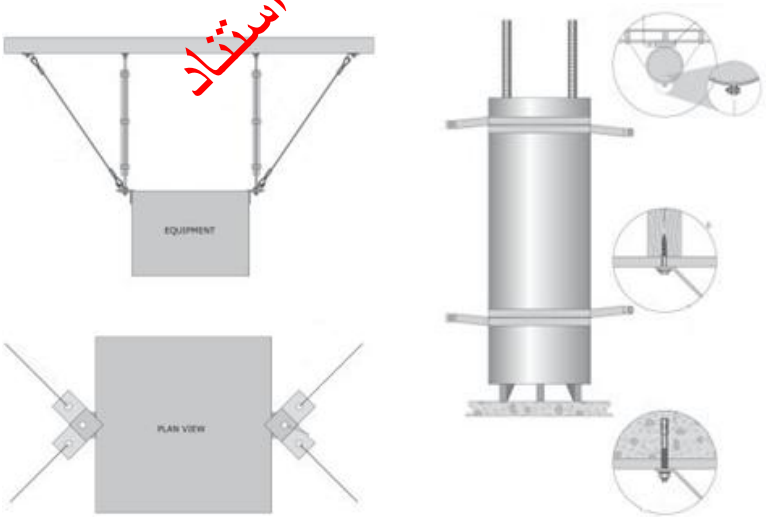
شکل ۱۰-۴۲- جداسازی لرزه‌ای با مهار جانبی

ب) مخازن و تجهیزات سنگین بدون استفاده از جداسازها:

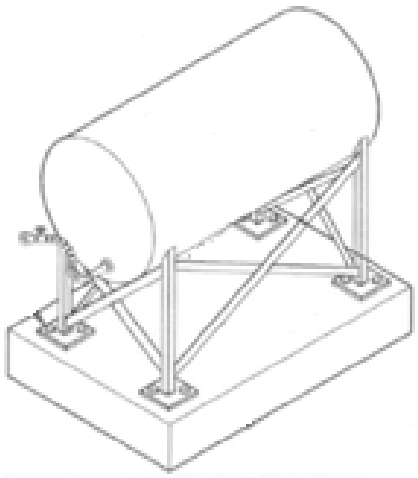
تکیه‌گاه‌های مربوط به مخازن و تجهیزات سنگین باید در مقابل نیروهای زلزله طراحی و تکیه‌گاه‌ها به کف‌ها مهارشوند. مخازن آویزان نیز باید به سیستم‌های آویز نگهدارنده خود تسمه‌بندی شده وبه مهار جانبی مجهز شوند (شکل ۱۰-۴۳). از لوله‌های حدیده نباید برای ساخت پایه مخازن یا سایر تجهیزات استفاده نمود. چرا که تجربه نشان داده که گسیختگی‌های متعددی در صفحه تضعیف شده توسط رزوه، در این تکیه‌گاه‌ها ایجاد می‌شود.

مخازن افقی باید به نشمین خود مهار شده و نشیمن آنها به کف‌های سازه‌ای پیچ و متصل شوند. هر قاب نگه دارنده منابع یا تجهیزات هوایی باید به مهاربندی کافی مجهز و به دال سازه‌ای و دیوارها مهار شود (شکل ۱۰-۴۴ و ۱۰-۴۵).

پیش نویس غیر قابل استناد

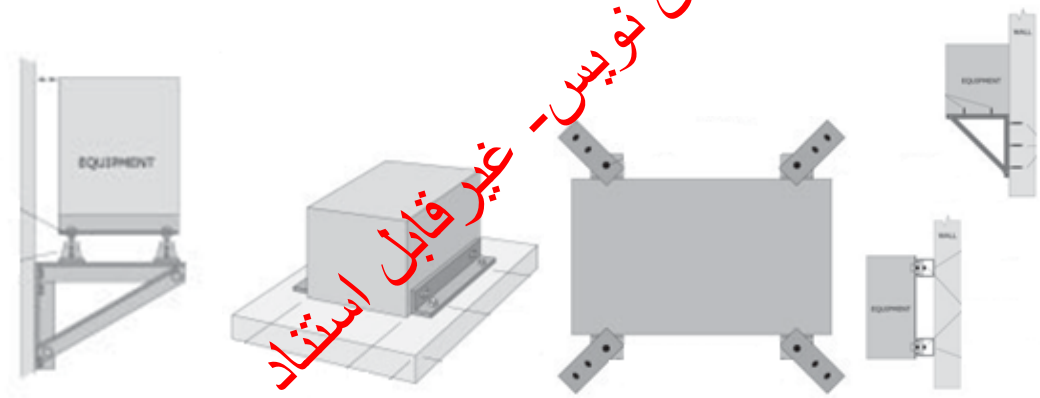


شکل ۱۰-۴۳- دورگیری و مهار منابع تولید حرارت آب



شکل ۱۰-۴۴- مهاربندی مخازن افقی

پیش نویس- غیر قابل استناد



شکل ۱۰-۴۵- اشکال مختلف برای مهار تجهیزات

پ) تاسیسات لوله‌کشی:

خطوط لوله باید حتی‌المقدور به سیستم سازه‌ای متصل شوند و اتصالات آن باید در مکان‌هایی پیش‌بینی شود که سیستم‌های سازه‌ای تغییرشکل‌های زیادی نداشته باشند. در شبکه لوله‌کشی باید درزهای متحرکی تعبیه شود تا امکان انجام حرکات منطبق با سازه فراهم شود و همچنین باید در برابر نیروهای افقی در امتداد طولی و امتداد جانبی مهار شود (شکل ۱۰-۴۶ و ۱۰-۴۸).

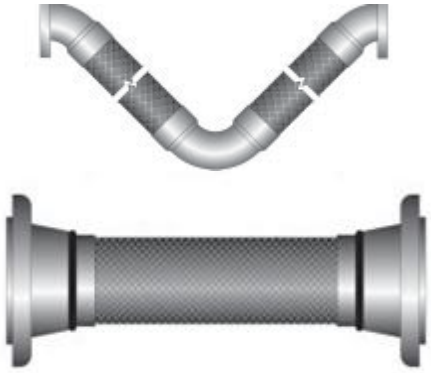
سیستم‌های لوله‌کشی آویخته باید در سراسر طول خود، سازگاری با سایر اجزای متصل شده را داشته باشند. برای مثال، اگر لوله اصلی امکان تغییرمکان جانبی دارد، خطوط لوله انشعابی نباید به اجزای سازه‌ای مهاربندی شوند و همچنین در اتصالات تجهیزات باید درزهای متحرک تعبیه شود.

لوله‌ها نباید درزهای لرزه‌ای در سازه‌ها را قطع کنند. اگر چنین کاری اجتناب ناپذیر باشد، قطع شدگی باید در پایین‌ترین طبقه ممکن انجام شود و تمامی تغییرشکل‌ها و تنش‌های ایجاد شده در آنها مورد ارزیابی قرار گیرد. در جایی که لوله‌ها

از محل درزهای لرزه‌ای یا انبساطی عبور می‌کنند و یا در قسمت‌هایی که لوله‌های دارای تکیه‌گاه‌های صلب به تجهیزاتی که جداساز لرزه‌ای دارند، متصل می‌شوند، باید از درزهای انعطاف‌پذیر استفاده نمود. در شکل ۱۰-۴۷ جزئیاتی در مورد شبکه‌های لوله‌کشی که درزهای لرزه‌ای را قطع می‌کنند، ارائه شده است.



شکل ۱۰-۴۶- مهارهای طولی لوله



شکل ۱۰-۴۷- درز انبساطی در لوله

پیش نویس- غیر قابل استناد



شکل ۱۰-۴۸- مهارهای جانبی برای لوله‌ها

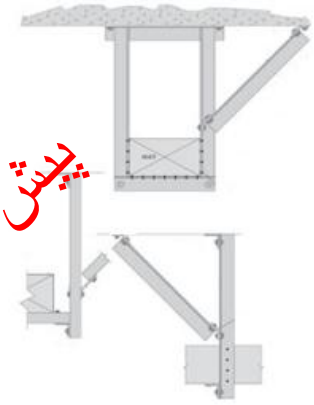
در دو قسمت غیر مشابه از ساختمان‌ها که ممکن است در اثر زلزله حرکات متفاوتی داشته باشند (از قبیل دیوار، سقف یا دو دیوار متعامد با سختی‌های مختلف) نباید سیستم لوله‌کشی بصورت صلب به آنها متصل شود.

وزن لوله‌ها باید در یک نقطه یا نقاطی واقع در بالای مرکز ثقل لوله نگه‌داشته شود و در فواصل منظم از مهارهای جانبی استفاده شود.

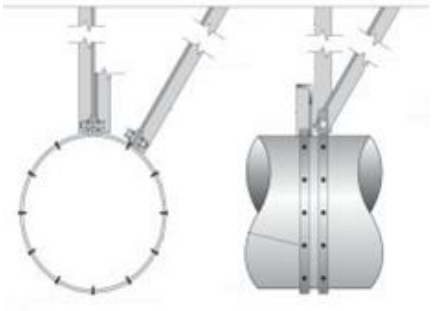
ت) سیستم‌های توزیع هوا:

آویزه‌ها و تکیه‌گاه‌هایی که برای نگه‌داری مجاری هوا از آنها استفاده می‌شود باید به مهارهای جانبی مجهز شوند (شکل ۱۰-۴۹ و ۱۰-۵۰). اتصالات مجاری انعطاف‌پذیر هوا باید در وضعیت نیمه تا شده و به صورتی نصب شوند تا امکان انجام حرکات نسبی بین آنها فراهم شود.

بازشدگی‌های مربوط به عبور مجاری هوا در میان دیوارها یا سقف‌ها باید به اندازه کافی بزرگ باشند تا انجام حرکات پیش‌بینی شده لوله‌ها و مجاری هوا ممکن شود.



شکل ۱۰-۴۹- مهارهای طولی و جانبی برای داکت‌های مستطیلی



شکل ۱۰-۵۰- مهارهای طولی و جانبی برای داکت‌های با قطر زیاد

پیش نویس- غیر قابل استناد

ث) آسانسورها:

تمام اجزای الکتریکی درون پانل‌های آسانسور باید به قاب پانلی محکم شوند و تمامی درها و پانل‌های مفصلی به قفل‌های مناسبی مجهز شوند.

تکیه‌گاه‌های ریل‌های هدایت کننده وزنه تعادل که در بعضی از آسانسورها موجود می‌باشد باید برای مقاومت در برابر نیروهای زلزله طراحی شوند. دستک ریل‌های هادی وزنه تعادل باید بوسیله زیرسری تقویت شوند. از این زیر سری‌های ایمنی می‌توان برای محافظت مجموعه‌های غلتکی، در برابر آسیب‌های ناشی از سقوط وزنه تعادل استفاده نمود. دستک‌ها را می‌توان با استفاده از صفحات لچکی یا بست‌هایی که در فواصل متوالی قرار داده می‌شوند تقویت نمود.

چاله آسانسور و سیستم سازه‌ای اطراف آن باید به مقدار کافی تقویت و مهار شوند تا از تابیدگی درها و سقوط آویزها به درون چاله آسانسور جلوگیری به عمل آید.

ج) شبکه‌های روشنایی:

شبکه‌های روشنایی که در تورفتگی سقف کار گذاشته می‌شوند باید به سیستم آویز سقف که برای تحمل وزن تجهیزات واقعی بر سقف طراحی می‌شود، محکم شده و به آن مهار شوند. تمام قلاب‌هایی که برای آویزان کردن شبکه‌های روشنایی از آنها استفاده می‌شود باید مجهز به بست‌های ایمنی باشند. در حالتی که از سقف‌های کاذب پیش ساخته

استفاده شده است، شبکه‌های روشنایی نباید به اعضای زیرسازی سقف‌های کاذب متصل و حتی‌الامکان مستقیماً به اعضای سازه‌ای متصل شوند.

تاسیسات روشنایی بهتر است مستقیماً به اعضای سازه‌ای متصل شوند. اما در صورت استفاده از تاسیسات الکتریکی آویخته باید آنها را بوسیله وسایل مناسبی مهار نمود.

چ) سایر سیستم‌های الکتریکی ساختمان:

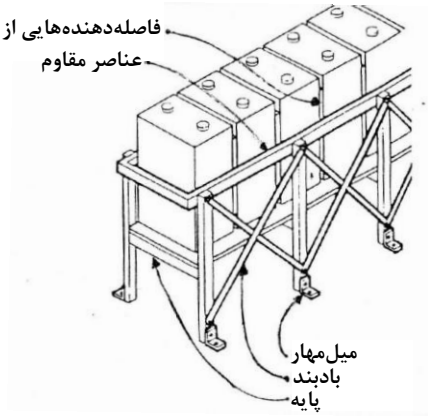
تمامی تجهیزات الکتریکی از قبیل مبدل‌ها، وسایل قطع و وصل و تابلوهای کنترل باید به اعضای سازه‌ای مهاربندی شوند (شکل ۱۰-۵۱). هرگاه احتمال حرکت بین اجزای تابلو برق وجود داشته باشد، به جای سیم‌های صلب مسی باید از سیم‌های به هم تابیده انعطاف‌پذیر استفاده کرد. برای جلوگیری از کشیدگی سیم‌های برق در مجراهای طولانی، می‌توان از جعبه تقسیم اضافی با سیم‌های مسی استفاده نمود.

تا حدامکان باید از قطع درزهای لرزه‌ای توسط مجراها و لوله‌های محافظ سیم‌های برق اجتناب نمود و در صورت قطع درزهای لرزه‌ای از آرایش‌هایی که تغییرشکل‌های مورد نیاز را فراهم می‌سازند استفاده نمود. در تمامی مجاری که درزهای لرزه‌ای را قطع می‌کنند سیم زمین باید جداگانه نصب شود. همچنین در هر جای دیگری از شبکه برق که احتمال گسیختگی سیستم اتصال به زمین وجود دارد، باید از سیم زمین جداگانه استفاده نمود.

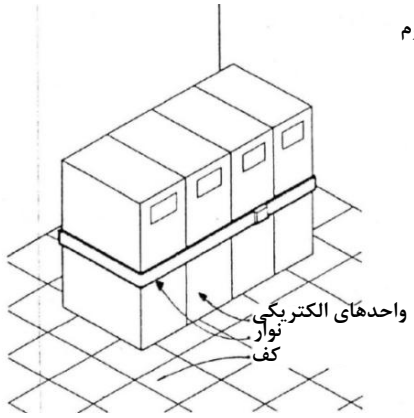
پیش نویس- غیر قابل استناد

ه) سیستم‌های اضطراری:

مولدهای برق اضطراری که در ساختمان تعبیه می‌شوند باید بر روی جداسازهای لرزه‌ای نصب شوند و مباحث پیشین در مورد آنها رعایت شود. پایه‌های باتری استارت کننده باید به سازه متصل شوند و هر کدام از باتری‌ها برای جلوگیری از حرکت بطور مناسبی به پایه‌ها متصل شوند (شکل ۱۰-۵۲). واحدهای روشنایی اضطراری که با باتری کار می‌کنند نیز باید به سازه ساختمان مهارشده و نکات قبلی در مورد آنها رعایت گردد.



شکل ۱۰-۵۲- مهاربندی سیستم باتری و برق اضطراری



شکل ۱۰-۵۱- دورگیری واحدهای الکتریکی با نوار

مثال ۱۰-۱

این مثال نمونه‌ایی از مقاوم‌سازی تجهیزات سرمایش- گرمایش (HVAC) قرارگرفته در طبقه بام یک ساختمان ۵ طبقه در مقابل اثرات زلزله می‌باشد. ابعاد و وزن تجهیزات مکانیکی به شرح زیر می‌باشد:

ارتفاع: h = 1.2m

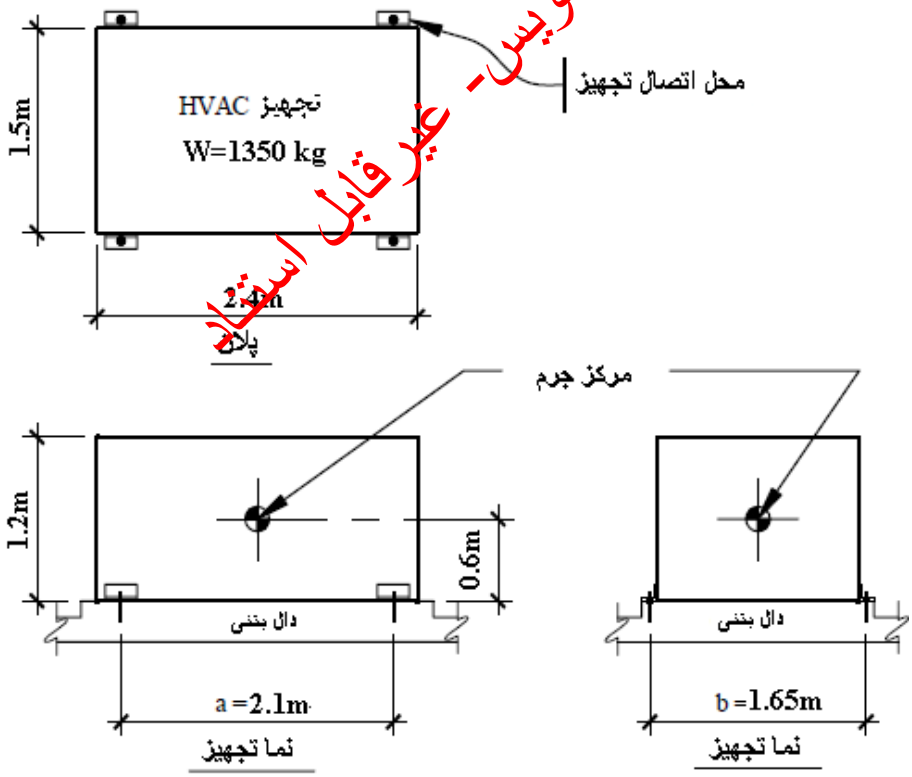
عرض: w = 1.5m

طول: L = 2.4m

وزن در حال انجام کار: Wp = 1350 kg

تجهیز بر روی دو شاسی طولی قرار گرفته که در چارگوشه به پایه متصل شده است (شکل ۱۰-۵۳). محل استقرار تجهیز در طبقه پنجم (بام) یک ساختمان اداری می‌باشد. جهت اتصال به کف بتنی اتصال مستقیم با کمک بولت‌های مهاری طراحی شده است.

پیش نویس - غیر قابل استناد



شکل ۱۰-۵۳- پلان و نماهای جانبی تجهیز سرمایش-گرمایش (HVAC)

پارامترهای طراحی

نیروی افقی لرزه‌ای وارد بر تجهیز براساس نشریه ۳۶۰ به شرح زیر می‌باشد:

$$F_P = \frac{0.4 a_P S_S I_P W_P \left[1 + \frac{2x}{h}\right]}{R_P}$$

$$F_{P\max} = 1.6 S_S I_P W_P$$

$$F_{P\min} = 0.3 S_S I_P W_P$$

نیروی قائم لرزه‌ای وارد بر تجهیز براساس نشریه ۳۶۰ به شرح زیر می‌باشد:

$$F_{PV} = \frac{0.27 a_P S_S I_P W_P}{R_P}$$

$$F_{PV\max} = \frac{2}{3} F_{P\max}$$

$$F_{PV\min} = 0.2 S_S I_P W_P$$

پارامترهای فوق عبارتند از:

F_P = نیروی طراحی لرزه‌ای که در راستای افقی در مرکز جرم جزء مورد نظر اعمال یا براساس توزیع جرم جزء توزیع می‌شود.

F_{PV} = نیروی طراحی لرزه‌ای که در راستای قائم در مرکز جرم جزء مورد نظر اعمال یا براساس توزیع جرم جزء توزیع می‌شود.

S_S = مقدار شتاب طیفی در زمان تناوب کوتاه برای سطح خطر مورد نظر.

I_P = ضریب عملکرد جزء مربوطه که برای سطح ایمنی جانی، برابر یک و برای سطح قابلیت استفاده بدون وقفه برابر با ۱/۵ می‌باشد.

W_P = وزن جزء مورد نظر در حالت بهره‌برداری.

a_p = ضریب بزرگنمایی پاسخ جزء غیرسازه‌ای.

x = ارتفاع مرکز جرم جزء نسبت به تراز پایه ساختمان.

h= ارتفاع متوسط بام سازه نسبت به تراز پایه.

R_p= ضریب اصلاح پاسخ جزء.

ضریب بزرگنمایی پاسخ a_p:

برای اتصال مستقیم: $a_p = 1.0$

ضریب اصلاح پاسخ R_p:

برای اتصال مستقیم: $R_p = 3.0$

شتاب طیفی: $S_S = 1.487$

ضریب عملکرد تجهیز I_p (استفاده بدون وقفه): $I_p = 1.5$

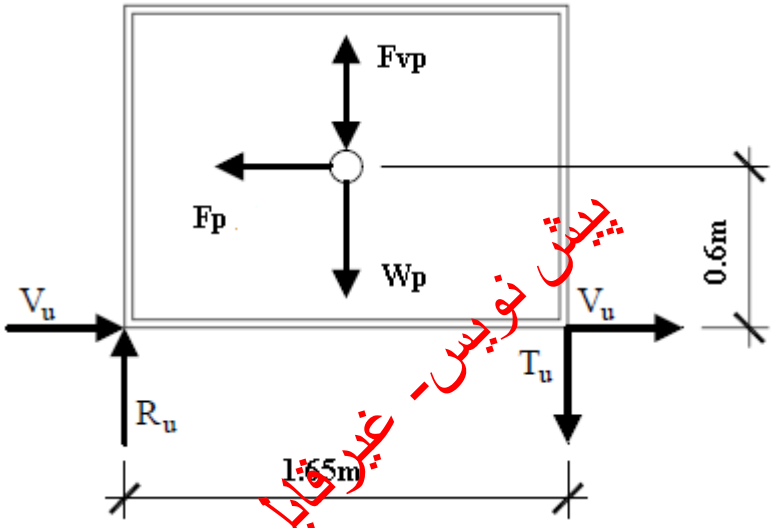
پیش نویس - غیر قابل استناد

تراز نصب تجهیز، x، نسبت به ارتفاع کل ساختمان، h:

$$\frac{x}{h}=1$$

برآورد نیروهای لرزه‌ای وارد بر تجهیز:

در شکل ۱۰-۵۴ نمودار آزاد نیروهای وارد بر تجهیز برای تحلیل نشان داده شده است:



شکل ۱۰-۵۴- دیاگرام آزاد نیروهای وارد بر تجهیز

پیش نویس - غیرقابل استناد

نیروی افقی لرزه‌ای وارد بر تجهیز برابر است با:

$$F_P=\frac{0.4a_pS_SI_pW_P\left[1+\frac{2x}{h}\right]}{R_P}=\frac{0.4(1)(1.487)(1.5)(1350)\left[1+2(1)\right]}{3}=1204.5\,kg$$

$$F_{P\,max}=1.6S_SI_PW_P=1.6\times1.487\times1.5\times1350=4818\ \ kg$$

$$F_{P\,min}=0.3S_SI_PW_P=0.3\times1.487\times1.5\times1350=903\ \ kg$$

$$F_{P\,min}=903\le F_P=1204.5\le F_{P\,max}=4818 \qquad \text{O.K.}$$

نیروی قائم لرزه‌ای وارد بر تجهیز:

$$F_{PV}=\frac{0.27a_pS_SI_pW_p}{R_P}=\frac{0.27(1)(1.487)(1.5)(1350)}{3}=271\ \ kg$$

$$F_{PV\,max}=\frac{2}{3}F_{P\,max}=\frac{2}{3}\times4818=3212\ \ kg$$

$$F_{PV\,min}=0.2S_SI_PW_P=0.2\times1.487\times1.5\times1350=602\ \ kg$$

$$F_{PV\,min}=602\le F_{PV}=271\ \ \text{NOT.G.}\ \ F_{PV}=602\ \ kg$$

نیروهای وارد بر تکیه‌گاه‌ها در اتصال مستقیم با کمک بولت مهاری به شرح زیر می‌باشد:

ترکیب بار U=1.2DL+1.0E :

$$V_u = \frac{F_p}{4bolts} = \frac{1204.5}{4} = 301.12 \ \ kg/bolt$$

$$T_u = \frac{-1.2\times1350\times0.825+1.0\times1204.5\times0.6+1.0\times602\times0.825}{1.65\times2} = -35.5 \ \ kg/bolt$$

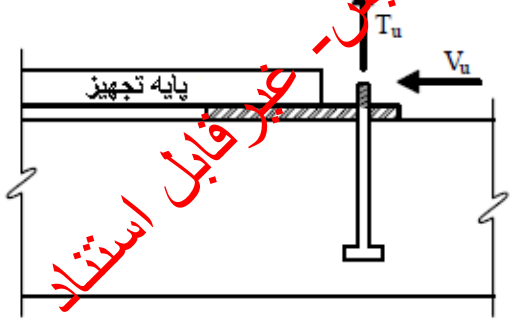
ترکیب بار U=0.9DL-1.0E :

$$V_u = \frac{F_p}{4bolts} = \frac{1204.5}{4} = 301.12 \ \ kg/bolt$$

$$T_u = \frac{-0.9\times1350\times0.825+1204.5\times0.6+602\times0.825}{1.65\times2} = 65.75 \ \ kg/bolt$$ کشش

همانطور که ملاحظه می‌شود بولت‌ها به کشش می‌افتند. در ادامه طراحی و کنترل بولت‌ها به شرح زیر صورت می‌پذیرد.

پیش نویس - غیر قابل استناد



شکل ۱۰-۵۵- اتصال مستقیم تجهیز بوسیله بولت مهاری به سازه

طراحی میله مهار برای نیروی کششی

$$f'_c = 280 \quad kg/cm^2$$

$$\begin{cases} f_y = 3500 \ \ kg/cm^2 \\ f_{ut} = 4200 \ kg/cm^2 \end{cases}$$

تعیین قطر میله مهار

$$A_s = \frac{T_u}{f_{ds}}$$

روش حالت حدی:

$$f_{ds} = (min)\begin{cases} \phi f_y \ = 0.9\times3500 = 3150 \ kg/cm^2 \\ 0.8f_{ut} = 0.8\times4200 = 3360 \ kg/cm^2 \end{cases}$$

$$A_s = \frac{65.75}{3150} = 0.021\,cm^2$$

محاسبه سطح مقطع مورد نیاز بولت مهاری برای نیروی برشی:

$$A_{vf} = \frac{V_u}{\mu\phi f_y} = \frac{1204.5/4}{0.9\times 0.85\times 3500} = 0.112\,cm^2$$

μ= ضریب اصطکاک مساوی ۰/۹

ϕ = مساوی ۰/۸۵

از گلمیخ $\phi 10$ استفاده می‌شود.

کنترل تنش لهیدگی در کلاهک:

مساحت کل کلاهک بولت مهاری (گلمیخ) حداقل باید ۲/۵ برابر سطح مقطع تنه بولت مهاری (گلمیخ) باشد.

قطر کلاهک گلمیخ:

$$d_h = 25mm$$

$$A_h = \pi\times\frac{2.5^2}{4} = 4.91cm^2$$

$$\frac{A_h}{A_s} = \frac{4.91}{0.79} = 6.2 > 2.5 \qquad O.K.$$

پیش نویس - غیر قابل استناد

کنترل ضخامت کلاهک

$$t_h \geq \frac{d_h - d_s}{2} = \frac{2.5-1}{2} = 0.75cm$$

ضخامت کلاهک ۱۰ میلیمتر انتخاب می‌گردد. ضمناً کلاهک گلمیخ باید هم محور تنه‌ی گلمیخ باشد.

تعیین طول مهاری لازم برای جلوگیری از قلوه کن شدن بتن:

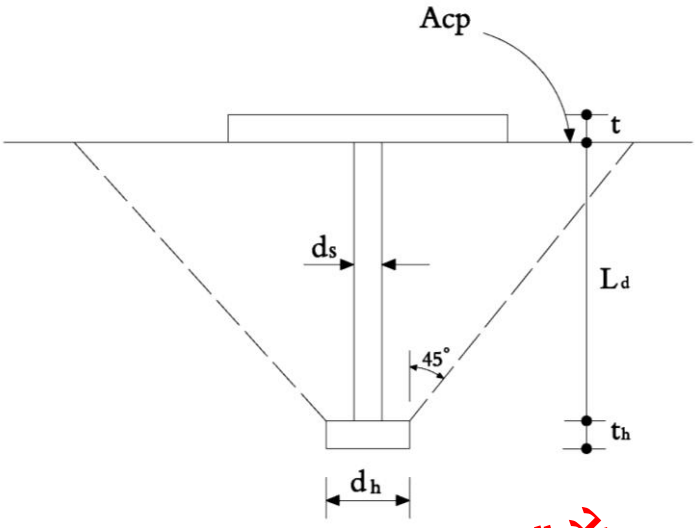
$$P_{dc} \geq A_s f_{ut}$$

P_{dc} = مقاومت کشش مخروطی بتن

$$P_{dc} = 1.06\phi\sqrt{f'_c}A_{cp}$$

$$A_{cp} = \pi\left[\left(L_d + d_h/2\right)^2 - \left(d_h/2\right)^2\right]$$

A_{cp} = مساحت تصویرشده مخروط ۴۵ درجه براساس شکل ۱۰-۵۶



شکل ۱۰-۵۶- شکست مخروطی بتن (قلوه کن شدن بتن)

پیش نویس - غیر قابل استناد

طول گلمیخ (L_d) از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$\pi\left[\left(L_d + d_h/2\right)^2 - \left(d_h/2\right)^2\right] 1.06\phi\sqrt{f'_c} \geq A_s f_{ut}$$

$$A_s f_{ut} = 0.79 \times 4200 = 3318 kg$$

$$1.06\phi\sqrt{f'_c} = 1.06 \times 0.65 \times \sqrt{280} = 11.53\ kg/cm^2$$

$$\pi\left[\left(L_d + d_h/2\right)^2 - \left(d_h/2\right)^2\right] = \frac{3318}{11.53} = 288$$

$$\left[\left(L_d + 1.25\right)^2 - \left(1.25\right)^2\right] = 91.6$$

$$L_d = 8.4\ cm$$

L_d مساوی ۹۰ میلی‌متر انتخاب می‌شود.

کنترل ضخامت ورق سطحی:

$$\frac{d_s}{t} \leq 2.7 \longrightarrow t = \frac{d_s}{2.7}$$

$$t = \frac{1}{2.7} = 0.37cm \longrightarrow t = 1cm$$

مراجع:

[1]. [ATC40, 1996] – Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, completed by Applied Technology Council under project ATC 40, California Seismic Safety Commission, Report No. SSC 96-01, November 1996 (also available from ATC).

[2]. Jack P. Moehle, " State of Research on Seismic Retrofit of Concrete Building Structures in the US". Pacific Earthquake Engineering Research Center University of California, Berkeley

[3]. Hugo Bachmann, Seismic Conceptual Design of Buildings – Basic principles for engineers, architects, building owners, and authorities

[4] Building Construction Under Seismic Condition in the Balkan Region, vol 5, *Repair and* Strengthening of reinforced concrete, stone and brick masonry building, UNDP/UNIDO industrial Development Organization, 1983.

[5] Amarnath Chakrabarti, Devdas Menon, Amlan K.Sengupta, "Handbook on Seismic retrofit of Building"

[6] ACI 440.3R-04, Guide Test Methods for Fiber-Reinforced Polymers (FRPs) for Reinforcing or Strengthening Concrete Structures.

[7] Chen, Handbook of Seismic Retrofit, chapter 11.

[8] SEISMIC RETROFITTING OF HIGHWAY BRIDGES, Federal Highway Administration (FHWA) publication Seismic Retrofitting Manual for Highway Bridges

[9] FEMA172, NEHRP Handbook of Techniques for the Seismic Rehabilitation of Existing Buildings

[10] Terry J. Wipf, P.E. Professor of Civil Engineering, EVALUATION OF POST-TENSION STRENGTHENED STEEL GIRDER BRIDGE USING FRP BARS Sponsored by the Iowa Department of Transportation and the Federal Highway Administration (FHWA), Iowa State University Manager of Bridge Engineering Center for Transportation Research and Education.

[11] Jack Moehle, Beam-Column Connections, University of California, Berkeley with contributions from Dawn Lehman and Laura Lowes University of Washington, Seattle

[12] EARTHQUAKE ENGINEERING RESEARCH INSTITUTE CONTINUING EDUCATION COMMITTEE (EERI)

[13] FEMA-451 (2006) "NEHRP Recommended Provisions: Design Examples",Chapter13.

[14] Earthquake Tip, Learning Earthquake Design and Construction.

[15] ACI 318-08 (American Concrete Institute), Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary

[16] FEMA 351, Recommended Seismic Evaluation and Upgrade Criteria for Existing Welded Steel Moment-Frame Buildings

[17] Rakesh Sharma, Harsh Gupta, Md.Moqutada, Seismic Resistance of Steel Structure.

[18] FEMA 353, Recommended Specifications and Quality Assurance Guidelines for Steel Moment-Frame Construction for Seismic Applications.

[19] Michel Bruneau, Canadian Conference on Effective Design of Structures McMaster University Hamilton, Ontario, Canada July 10 – 13, 2005

[20] Mark Fintel, Performance of Buildings with Shear Wall in earthquakes of Last 30 years.

[21] FEMA 454, Designing for Earthquakes, a Manual for Architects, December 2006.

پیش نویس- عدم قبل استناد

[22] Hugo Bachmann, Seismic Conceptual Design of Buildings – Basic principles for engineers, architects, building owners, and authorities.
[23] Earthquake Tip, Learning Earthquake Design and Construction (Eq.Tip).
[24] FEMA 454, Designing for Earthquakes, a Manual for Architects, December 2006.
[26] Building Construction Under Seismic Condition in the Balkan Region, vol 5, Repair and Strengthening of reinforced concrete, stone and brick masonry building, UNDP/UNIDO industrial Development Organization, 1983.
[27] Fumio WATANABE, Satoru MIYAZAKI, Masanori TANI, Susumu KONO, SEISMIC STRENGTHENING USING PRECAST PRESTRESSE DCONCRETE BRACES, 13th World Conference on Earthquake Engineering Vancouver, B.C., Canada August 1-6, 2004 Paper No. 3406
[28] ACI 318-08 (American Concrete Institute), Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary
[29] ACI 440.3R-04, Guide Test Methods for Fiber-Reinforced Polymers (FRPs) for Reinforcing or Strengthening Concrete Structures.
[30] FEMA 306, Evaluation of Earthquake Damaged Concrete and Masonry Wall Buildings: Basic Procedures Manual. Applied Technology Council. Redwood City, CA, 1999.
[31] FEMA 307, Evaluation of Earthquake Damaged Concrete and Masonry Wall Buildings: Technical Resources. Applied Technology Council. Redwood City, CA, 1999.
[32] Zhao Q. and Astaneh-Asl, A. (2007) “Seismic Behavior of Composite Shear Wall Systems and Application of Smart Structures Technology," International J. of Steel Structures, KSSC, Vol.7 No.1 (2007-03), pp. 69-76.
[33] US Army Corps of Engineering, Seismic Evaluation and Rehabilitation for Building.
[34]. [ATC, 1996] – Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, completed by Applied Technology Council under project ATC 40, California Seismic Safety Commission, Report No. SSC 96-01, November 1996 (also available from ATC).
[35] Yeong-Bin Yang, Kuo-Chun Chang, Jong-Dar Yau; “Earthquake Engineering Seismology to Performance-Base Handbook”
[36] FEMA451(2006), “NEHRP Recommended Provisions: Design Examples”,Chapter13.
[37] Kelly, James, Naeim, Farzad; Design of Seismic Isolated Structures: From Theory to Practice.
[38] C.Yilmaz, E.Booth and C.Sketchley"RETROFIT OF ANTALYA AIRPORT INTERNATIONAL TERMINAL BUILDING, TURKEY USING SEISMIC ISOLATION” First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology, Geneva, Switzerland, 3-8 September 2006
[39] Trevor E Kelly (2001); “Base Isolation Design Guidelines” Holmes Consulting Group.
[40] Robert. D. Hanson, TSU T. Soong; “Seismic design with supplemental energy dissipation devices” published by Earthquake Engineering Research Institute
[41] Trevor E Kelly Holmes Consulting Group (2001), Damper Design Guidelines.
[42].I. H. Mualla, L.O. Nielsen, B. Belev, W. I. Liao, C. H. Loh, A. Agrawal. “PERFORMANCE OF FRICTION-DAMPED FRAME STRUCTURE: SHAKING TABLE TESTING AND NUMERICAL SIMULATIONS”.
[43] C. PasquinA, N. Leboeuf, T. Pall(2002) “FRICTION DAMPERS FOR SEISMIC REHABILITATION OF EATON BUILDING, MONTREAL” 4th Structural Specialty Conference of the Canadian Society for Civil Engineering Montréal, Québec, Canada,June 5-8

[44] Yeong-Bin Yang, Kuo-Chun Chang, Jong-Dar Yau; “Earthquake Engineering Seismology to Performance-Base” Handbook
[45] A. Whittaker, M. Constantinou; “Earthquake Engineering Seismology to Performance-Base” Handbook (Chapter 12: Seismic Energy Dissipation Systems for Buildings).
[46] FEMA274; “GLOBAL TOPICS REPORT ON THE PRESTANDARD AND COMMENTARY FOR THE SEISMIC REHABILITATION OF BUILDINGS”
[47] FEMA356, PRESTANDARD AND COMMENTARY FOR THE SEISMIC REHABILITATION OF BUILDINGS.
[48] Manual for Restoration and Retrofitting of Rural Structures in Kashmir, For Reducing Vulnerability of Existing Structures of Earthquake Affected Areas of Jammu and Kashmir, UNESCO New Delhi.
[49] John D.Gillengerten, “THE SEISMIC DESIGN HANDBOOK,Farzad Naeim”, Chapter13،2nd Edition.
[50] Fema-172 (1992) “NEHRP Handbook of Techniques for the Seismic Rehabilitation of Existing Buildings”
[51] Fema-74 (1994) “Reducing the Risks of Nonstructural Earthquake Damage” .
[52] Chen .Wai-Fah, Scawthorn.Ch,(2002) “Earthquake Engineering Handbook,Chen”, Chapter20.
[53] FEMA-413 (2004) “INSTALLING SEISMIC RESTRAINTS FOR ELECTRICAL EQUIPMENT”
[54] FEMA-412 (2002) “INSTALLING SEISMIC RESTRAINTS FOR MECHANICAL EQUIPMENT”
[55] FEMA-414 (2004) “INSTALLING SEISMIC RESTRAINTS FOR DUCT AND PIPE”

[۵۶] براجا. ام. داس "اصول مهندسی ژئوتکنیک" جلد دوم. ترجمه مهندس شاپور طاحونی.
[۵۷] مهندس شاپور طاحونی "طراحی ساختمان‌های بتن مسلح بر مبنای آیین‌نامه بتن ایران" انتشارات دانشگاه تهران.
[۵۸] نشریه شماره ۳۴۵ راهنمای طراحی و ضوابط اجرایی بهسازی ساختمانهای بتنی موجود با استفاده از مصالح تقویتی FRP.
[۶۰] مبحث ۱۰ مقررات ملی ساختمان، طرح و اجرای ساختمان‌های فولادی، ۱۳۸۷.
[۶۱] مهندس شاپور طاحونی "طراحی ساختمان‌های فولادی بر مبنای آیین‌نامه فولاد ایران " انتشارات علم و ادب.
[۶۲] مهندس شاپور طاحونی "طراحی سازه‌های بتن مسلح بر مبنای ACI" جلد دوم.
[۶۳] دکتر علیرضا رهایی و مهندس سعید نعمتی "ارزیابی عملکرد و روش‌های مقاوم‌سازی سازه‌های بتنی".
[۶۴] مهندس شاپور طاحونی "راهنمای جوش و اتصالات جوشی" ساختمان‌های فولادی ۱۳۸۶
[۶۵] پایان‌نامه دکترا، دکتر مهدی شریفی. استاد راهنما دکتر مرتضی زاهدی "بررسی ضوابط پیشنهادی کمیته SAC در مورد اتصالات جوشی" زمستان ۱۳۸۳.
[۶۶] نشریه ۲۶۴ "آیین‌نامه اتصالات در سازه‌های فولادی" ساختمان‌های فولادی ۱۳۸۶
[۶۷] آیین‌نامه زلزله ایران، ۲۸۰۰. ویرایش ۱۳۸۴

پیش نویس - غیر قابل استناد

[۶۸] جزئیات اجرایی بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود، دفتر امور فنی و تدوین معیارهای سازمان مدیریت، پژوهشگاه بین‌المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله

[۶۹] نشریه ۱۲۰، آیین‌نامه بتن ایران (آبا)، سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی، دفتر امور فنی.

[۷۰] نشریه ۳۶۰، (۱۳۸۵)، "دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود" معاونت امور فنی سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی.

[۷۱] نشریه ۳۷۶، دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان های بنایی غیرمسلح موجود.

[۷۲] نشریه ۳۴۵، راهنمای طراحی و ضوابط اجرایی بهسازی ساختمان های بتنی موجود با استفاده از مصالح تقویتی FRP.

[۷۳] ساختمان‌های کوچک در مناطق لرزه‌خیز، تألیف دکتر حجت الله عادلی، آذر ۱۳۶۲

[۷۴] شاپور طاحونی، امیرپیمان زندی(۱۳۸۳)"اتصالات در سازه‌های فولادی"چاپ ششم.

پیش نویس- غیر قابل استناد