بسم الله الرحمن الرحیم

# نگهداری، تعمیر و ترمیم سازه ها

مدرس: دکتر ابراهیم زمانی
دانشگاه صنعتی شاهرود

# مشخصات درس

- تعداد واحد: ۲
- نوع واحد: نظری و اختیاری
- پیش نیازها: سازه های بتن آرمه ۲، سازه های فولادی ۲

- پیش نیاز ترجیحی: کاربرد نرم افزار

- ساعت کلاس:

# سرفصل ها

- هدف: آشنایی با روش های ارزیابی آسیب دیدگی و مصالح و روشهای تعمیر و تقویت سازه ها

- **سر فصل درس:**
- ۱ – آشنایی با مفاهیم تعمیر، تقویت و عمر مفید ساز ها
- ۲ – ارزیابی سازه های موجود(بتنی و فولادی) در مقابل زلزله:
- الف) روش های ارزیابی نامنظم بودن ساختمان در ارتفاع و پلان و تعیین طبقه نرم، شناخت انواع سیستم های مقاوم در مقابل زلزله از قبیل دیوار برشی، بادبند، قاب خمشی و ...
- ب) روش های ارزیابی سیستم های موجود در سازه ها
- ۳ –تقویت ساختمان های موجود)بتنی و فولادی( در مقابل زلزله:
- روش ها و استراتژی تقویت سازه ها، اصلاح نامنظمی در پلان و ارتفاع و طبقه نرم، تقویت قاب خمشی، بادبندها، دیافراگم ها، دیوار های برشی، پی ها و ...
- ٤ – ارزیابی سازه های آسیب دیده بتنی ناشی از عوامل شیمیایی:
- آشنایی با روش ها و آزمایش های غیر مخرب از قبیل مغزه گیری، پتانسیل خوردگی، پروفیل یون کلر، عمق نفوذ کربناسیون، مقاومت فشاری و چگونگی تعیین علل خرابی از قبیل خوردگی آرماتور، سولفاته شدن بتن، واکنش قلیایی، سنگدانه هاو...

# سرفصل ها

- ۵- انواع مصالح تعمیر اعضای بتنی: سیستم های پلیمری، رزین ها از قبیل اپوکسی و پلی استر، مواد چسبنده پلیمری برای اتصال بتن موجود به بتن یا ملات تعمیری، انواع مواد تعمیر ترک ها از قبیل دوغاب سیمان و پلیمر های تزریقی
- ٦ - روش های اعمال مصالح تعمیری برای سازه های بتنی: روش های تزریق مواد به داخل ترک ها، روش های آماده سازی سطح تعمیر، روش های بتن پاشی(خشک و تر)، روش قالب بندی و روش دستی(ماله کشی)
- ۷ - تعمیر سازه ها در زیر آب: انواع روش های جداکردن بتن های آسیب دیده و آماده سازی سطح تعمیر، انواع روش ها و مصالح تعمیر در زیر آب
- ۸ - روش های مختلف حفاظت در مقابل خوردگی سازه های بتنی مسلح و فولادی
- ۹ - برنامه ریزی و مدیریت نگهداری سازه های مختلف
- ۱۰ - بررسی مدل های مختلف پیش بینی عمر مفید ساز ها

# مراجع


- ۱- تعمیر و نگهداری ساختمان  دکتر حسین زمرشیدی
- ۲- تعمیر سازه های بتنی  دکتر قدوسی
- ۳- بهسازی لرزه ای ساختمان های موجود- ترجمه مهندس احسان عسگری
- ٤- ارزیابی مقاومت و روش های ایمن سازی سازه های بتنی  دکتر رهایی و مهندس سعید نعمتی
- ٥- آئین نامه های:
  - ٥-١- دستورالعمل بهسازی لرزه ای ساختمان های موجود (نشریه ٣٦٠)
- **5-2-NEHRP GUIDELINES FOR THE SEISMIC REHABILITATION OF BUILDINGS (FEMA Publication 273)**
- **5-3- PRESTANDARD AND COMMENTARY FOR THE SEISMIC REHABILITATION OF BUILDINGS (FEMA Publication 356)**

# فصل اول

## مقدمه

# مقدمه

- برخی تجربیات بهسازی لرزه ای در کشور های دیگر

- **کانادا:** بار های لرزه ای در آیین نامه کانادا از دهه ۱۹۷۹ به حدود ۲ برابر افزایش یافته است. در سال ۲۰۰٤ ایالت لرزه خیز بریتیش کلمبیا اعلام کرد یک برنامه ۱۰ – ۱۵ ساله با بودجه ۱/۵ میلیارد دلاری برای بهسازی لرزه ای ۷۵۰ مدرسه دولتی آسیب پذیر این ایالت اجرا خواهد کرد. در این برنامه ۱۷ نوع سیستم باربر جانبی و ٦ نوع دیافراگم در ساختمان های کوتاه مرتبه موجود مدارس شناسایی شد. این سیستم ها در شرایط مختلف از نظر جنس خاک و پهنه بندی خطر درون ایالت مذکور مورد تحلیل اولیه قرار گرفتند.

- **آمریکا (ایالت کالیفرنیا):** طبق قانون ایالتی مصوب ۱۹۹۰ و برنامه کاهش خطرات لرزه ای برای ساختمان های بنایی غیر مسلح، مالکین هر ساختمانی که در لیست بازدید اولیه آسیب پذیر شناخته شده، موظفند، طی حداکثر ۲ سال از تاریخی که شورای شهر تعیین خواهد کرد طبق یکی از موارد زیر اقدام کنند:
- الف) به افسران کنترل ساختمان نشان دهند که ساختمان ملزومات تجویزی استاندارد لرزه ای را ارضا می کند.
- ب) گزارشی در مورد آسیب پذیری و طرح بهسازی ساختمان خود را که توسط مهندس مجاز در ایالت کالیفرنیا تهیه شده، ارائه نمایند.

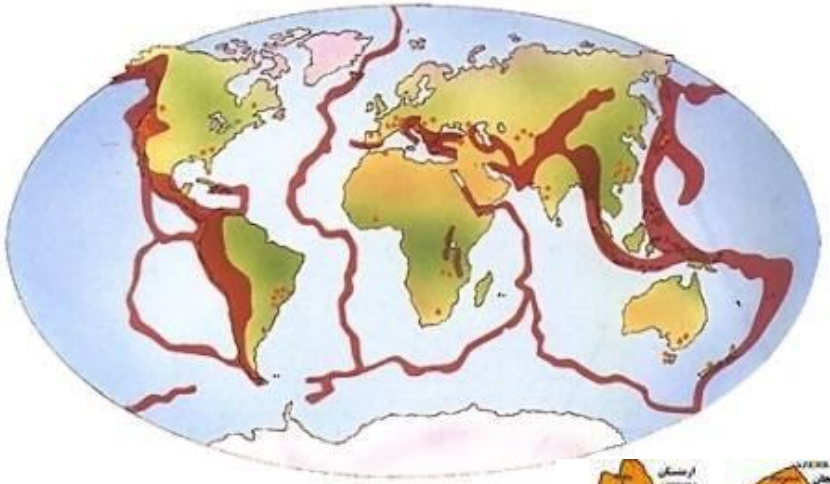
- در ایالت کالیفرنیا حدود ۱۲۰۰۰ پل در شبکه بزرگراه های ایالتی وجود دارد که این پل ها از سال ۱۹۸٦ و نیز عمدتاً بعد از زلزله لوماپریتا ۱۹۸۹ تحت برنامه بهسازی قرار گرفتند. در فاز اول ۱۰۳۹ پل آسیب پذیر شناخته شده و با بودجه حدود یک میلیارد دلار ظرف کمتر از ٤ سال بهسازی شدند. اینها عمدتاً پل های تک پایه بودند و هزینه بهسازی آنها با مالیات روی بنزین تأمین گردید. در فاز دوم ۱۱۵۵ پل که این بار چند پایه بودند تحت بهسازی با بودجه حدود ۱/۳۵ میلیارد دلار قرار گرفت که این پروژه به علت پیچیدگی حدود ۸ سال تا ۲۰۰۸ به طول انجامید.

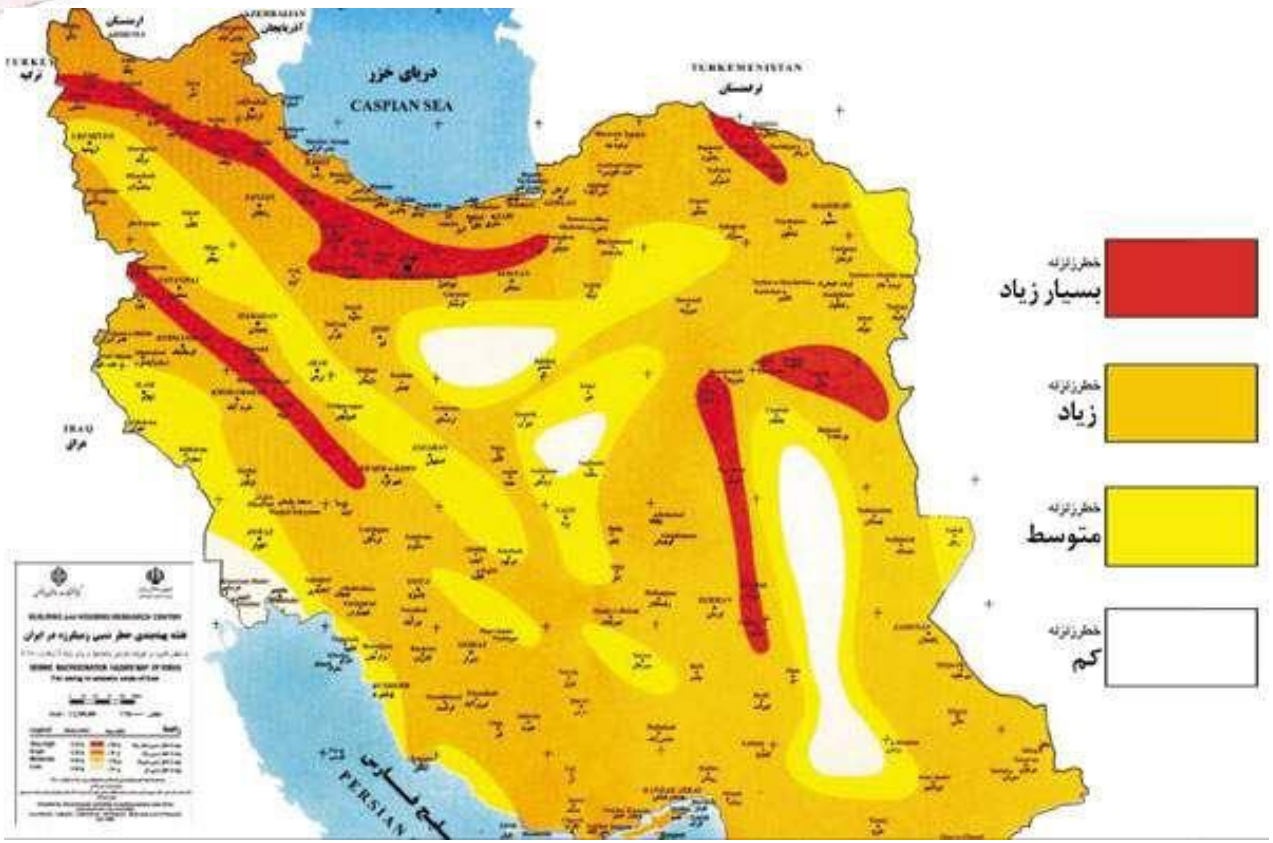
- نیوزلند: بعد از زلزله ۱۹۳۱ ناپیر، تلاش زیادی برای بهسازی لرزه ای ساختمان های سکونی کوتاه مرتبه صورت گرفت. دانشگاه های اوکلند و کانتربری در این زمینه پروژه مشترکی داشته اند.

- **ایتالیا :** در سال های اخیر راهنمای بهسازی لرزه ای ساختمان های بنایی غیر مسلح منتشر شده است. در تدوین این راهنما از تجربه قرن ها ساختمان های بنایی تاریخی که در آن از فاق و زبانه سنگی و فلزی، کلاف کششی فلزی و محیطی، پشتبند سازی و دیوار سازی ها به صورت موردی استفاده شده بهره برداری شد.

- **ژاپن:** تا سال ۱۹۹۱ حدود ۱۸۰۰ مورد از ۶۰۰۰ پل مطرح در کشور بهسازی لرزه ای شده بود. انیستیتوی کار های عمومی ژاپن ( PWRI) در سال ۱۹۹۸ برنامه مشترکی برای بهسازی لرزه ای پل ها با بنگاه بزرگراه های آمریکا ( FHWA) تعریف کرد. آیین نامه طراحی لرزه ای پل های بزرگراه های ژاپن به طور قابل ملاحظه ای پس از زلزله ۱۹۹۵ کوبه تغییر کرده است.

# مناطق زلزله خیز کره زمین و لرزه خیزی ایران





# مفاهیم اولیه

- ارزیابی لرزه ای (Seismic evaluation)
- فرآیند بررسی و ارزیابی نواقصی از ساختمان که مانع دستیابی به هدف بهسازی مورد نظر می شود.
- اجزا (Components)
- اجزای سازه ای اصلی که پیکر بندی ساختمان را انجام می دهند، شامل تیرها، ستون ها، دال ها، مهارها، دیوارها، تیرهای هم بند و اتصالات که به صورت اصلی و غیر اصلی در نظر گرفته می شود.
- اجزای سازه ای (Structural Components)
- اجزایی از ساختمان که با مقاومت در برابر بار های ثقلی و جانبی، نیروها را از طریق مسیری پیوسته تا شالوده منتقل می کنند.
- اجزای غیر سازه ای (Nonstructural Components)
- اجزای معماری، مکانیکی و الکتریکی که به صورت دایمی نصب شده اند یا بخشی از سیستم ساختمان محسوب می شوند.

# مفاهیم اولیه

- راهبرد بهسازی (Rehabilitation strategy)
- به طور کلی تمام رویکردهای فنی جهت بهبود عملکرد لرزه ای یا کاهش خطر لرزه ای تا سطح قابل قبول.
- راهکار بهسازی (Rehabilitation method)
- راهکار بهسازی یک یا چند روش جهت اجرای راهبرد بهسازی به منظور عملکرد لرزه ای ساختمان های موجود می باشد
- معیار های بهسازی : (Rehabilitation measures)
- اصلاحات اعضای موجود یا نصب اعضای جدید جهت تصحیح نواقص تعیین شده در ارزیابی لرزه ای به عنوان بخشی از طرح بهسازی ساختمان به منظور تأمین هدف بهسازی

# مفاهیم اولیه

- سطح خطر لرزه ای (Earthquake hazard level)
- ۱ – سطح خطر ۱ : این سطح خطر بر اساس ۱۰ ٪ احتمال رویداد در ۵۰ سال که معادل دوره بازگشت ٤٧٥ سال است، تعیین می شود. سطح خطر ۱ در استاندارد ۲۸۰۰ ایران زلزله طرح (DBE) نامیده شده است.
- ۲ – سطح خطر ۲ : این سطح خطر بر اساس ۲ ٪ احتمال رویداد در ۵۰ سال که معادل دوره ۲٤٧٥ سال است، تعیین می شود. سطح خطر ۲ به عنوان بیشینه زلزله محتمل (MPE) نامیده می شود.
- ۳ – سطح خطر انتخابی(زلزله با هر احتمال رویداد در ۵۰ سال): این سطح خطر برای موارد خاص و با ملاحضات ویژه، مناسب می باشد.
- سطح عملکرد ساختمان ( Building Performance level)
- تعریف وضعیت ساختمان با لحاظ نمودن خرابی اعضای سازه ای و غیر سازه ای پس از وقوع زلزله. از سطح عملکرد در تعریف هدف بهسازی استفاده می شود.

# مفاهیم اولیه

- هدف بهسازی (Rehabilitation objective)
- هدف بهسازی شامل یک یا چند هدف می باشد که هر یک شامل انتخاب یک سطح عملکرد مورد نظر برای ساختمان و یک سطح خطر لرزه ای می باشد.
- کلیات و فلسفه بهسازی لرزه ای:

- تعریف مقاوم سازی :
- در سازه های ترد که جذب و اتلاف انرژی زلزله فقط از طریق تغییر شکل های ارتجاعی میسر است و اجزا و عناصر سازه ای بدون خرابی قادر به احراز تغییر شکل های فرا ارتجاعی نیستند، افزایش حاشیه ایمنی در برابر زلزله مستلزم افزایش ابعاد عناصر سازه است و اصطلاحا واژه مقاوم سازی بکار برده می شود.
- تعریف بهسازی :
- در سازه های شکل پذیر و نیمه شکل پذیر، که افزایش ایمنی با افزایش ظرفیت جذب و اتلاف انرژی از طریق تأمین قابلیت احراز تغییر شکل های فرا ارتجاعی اجزا و عناصر بدون تبدیل شدن مجموعه به مکانیزم، میسر است، اصطلاح مقاوم سازی مصداق ندارد و بهتر است مفهوم فراگیر بهسازی بکار برده شود.

# مفاهیم اولیه

- **ترمیم**
- **عملیاتی کوچک و محدود جهت رفع نارسایی های غیرسازه ای (عناصر غیر باربر ساختمان)**
- **تعمیر**
- **رفع نارسایی های سازه ای که گسترش نیافته اند. (مثلا قلوه کن شدن بخشی از بتن روی ستون یا تیر یا هر عضو سازه ای دیگر)**
- **تقویت**
- **جهت ارتقای ظرفیت باربری اجزای سازه انجام می شود. تقویت سازه در موارد زیر انجام می شود:**
- **الف) در محاسبات ساختمان اشتباه شده است. (در مراحل بارگذاری، تحلیل ، طراحی)**
- **ب) تغییرکاربری به سمت افزایش بار. مثلا ساختمان مسکونی بخواهد انبار شود.**
- **ج) افزایش طبقات**
- **بازسازی**
- **عملیات گسترده که به دلیل آسیب دیدگی زیاد انجام می شود که توأم با خراب کردن عضو و ساختن عضو جدید است.**

# مفاهیم اولیه

## - آشنایی با سطوح عملکردی ...

- سطح عملکرد ساختمان بر مبنای عملکرد اجزای سازه ای و غیر سازه ای تعریف می شود.

- یک رقم برای عملکرد اجزای سازه ای 1,2,3,...

- یک حرف برای عملکرد اجزای غیر سازه ای A,B,C,...

۲-۲-۲- بررسي و انتخاب سطح عملكرد يا سطوح عملكرد ساختمان

منظور از انتخاب سطح عملكرد يا سطوح عملكرد ساختمان:

- انتخاب رفتار مورد انتظار از ساختمان در برابر زلزله اي مشخص
- محدود كردن صدمات وارد شده به اجزاي سازه اي و غير سازه اي ساختمان
- محدود كردن آسيب هاي جاني و تلفات ناشي از زلزله به حدي مشخص و معلوم است

سطوح عملكرد سازه اي:

سطوح عملكرد اجزاي ساختمان

**اجزاي سازه اي**

**سطح عملكرد اصلي**

- **سطح عملكرد ۱: قابليت استفاده بي وقفه**
- **سطح عملكرد ۳: ايمني جاني**
- **سطح عملكرد ۵: آستانه فرو ريزش**
- **سطح عملكرد۶: لحاظ نشده**

**سطح عملكرد مياني**

- **سطح عملكرد ۲: خرابي محدود**
- **سطح عملكرد ۴: ايمني جاني محدود**

**اجزاي غير سازه اي**

### ۱-۵-۱-۱- سطح عملکرد ۱- قابلیت استفاده‌ی بی‌وقفه

سطح عملکرد قابلیت استفاده‌ی بی‌وقفه به سطح عملکردی اطلاق می‌شود که پیش‌بینی شود در اثر وقوع زلزله مقاومت و سختی اجزای سازه تغییر قابل توجهی پیدا نکند و استفاده‌ی بی‌وقفه از آن ممکن باشد.

### ۱-۵-۱-۲- سطح عملکرد ۲- خرابی محدود

سطح عملکرد خرابی محدود به سطح عملکردی اطلاق می‌شود که پیش‌بینی شود در اثر وقوع زلزله خرابی در سازه به میزان محدود ایجاد شود، به‌گونه‌ای که پس از زلزله با انجام مرمت بخش‌های آسیب‌دیده ادامه‌ی بهره‌برداری از ساختمان میسر باشد.

### ۱-۵-۱-۳- سطح عملکرد ۳- ایمنی جانی

سطح عملکرد ایمنی جانی به سطح عملکردی اطلاق می‌شود که پیش‌بینی شود در اثر وقوع زلزله خرابی در سازه ایجاد شود، اما میزان خرابی‌ها به اندازه‌ای نباشد که منجر به خسارت جانی شود.

### ۱-۵-۱-۴- سطح عملکرد ۴- ایمنی جانی محدود

سطح عملکرد ایمنی جانی محدود به سطح عمکردی اطلاق می‌شود که پیش‌بینی شود در اثر وقوع زلزله خرابی در سازه ایجاد شود، اما میزان خرابی‌ها به اندازه‌ای باشد که منجر به خسارت جانی حداقل شود.

### ۱-۵-۱-۵- سطح عملکرد ۵- آستانه‌ی فروریزش

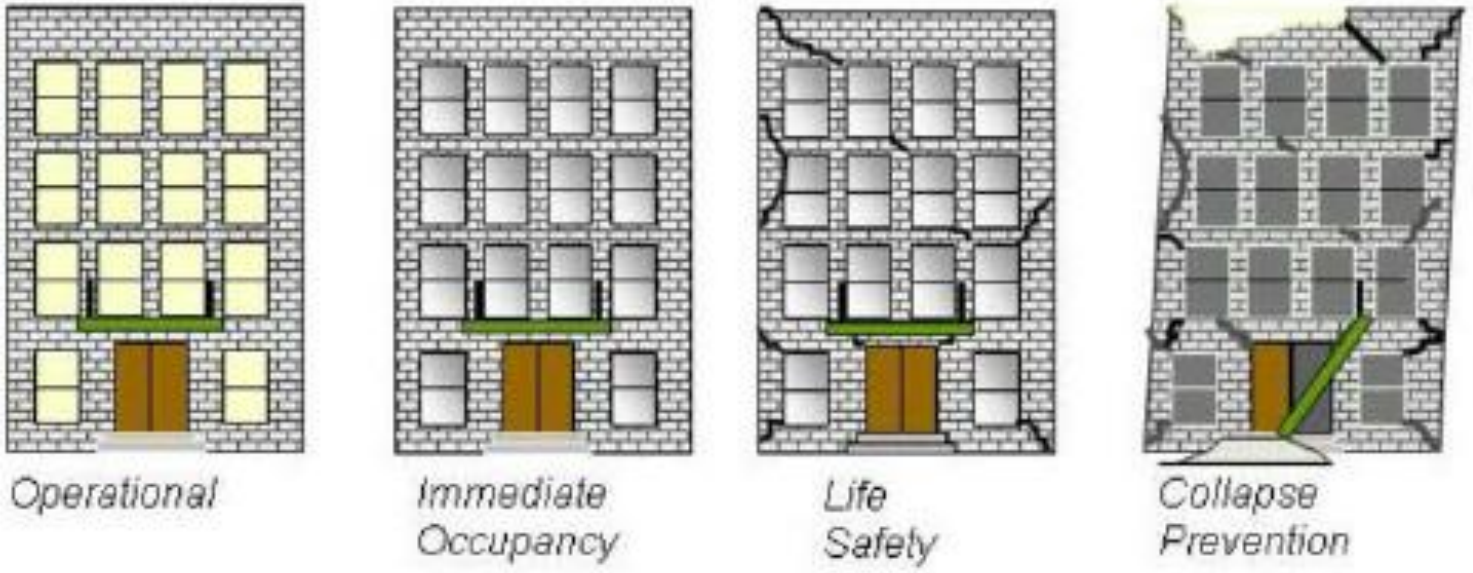
سطح عملکرد آستانه‌ی فروریزش به سطح عملکردی اطلاق می‌شود که پیش‌بینی شود در اثر وقوع زلزله خرابی گسترده در سازه ایجاد شود، اما ساختمان فروتریزد و تلفات جانی به حداقل برسد.

### ۱-۵-۱-۶- سطح عملکرد ۶- لحاظ‌نشده

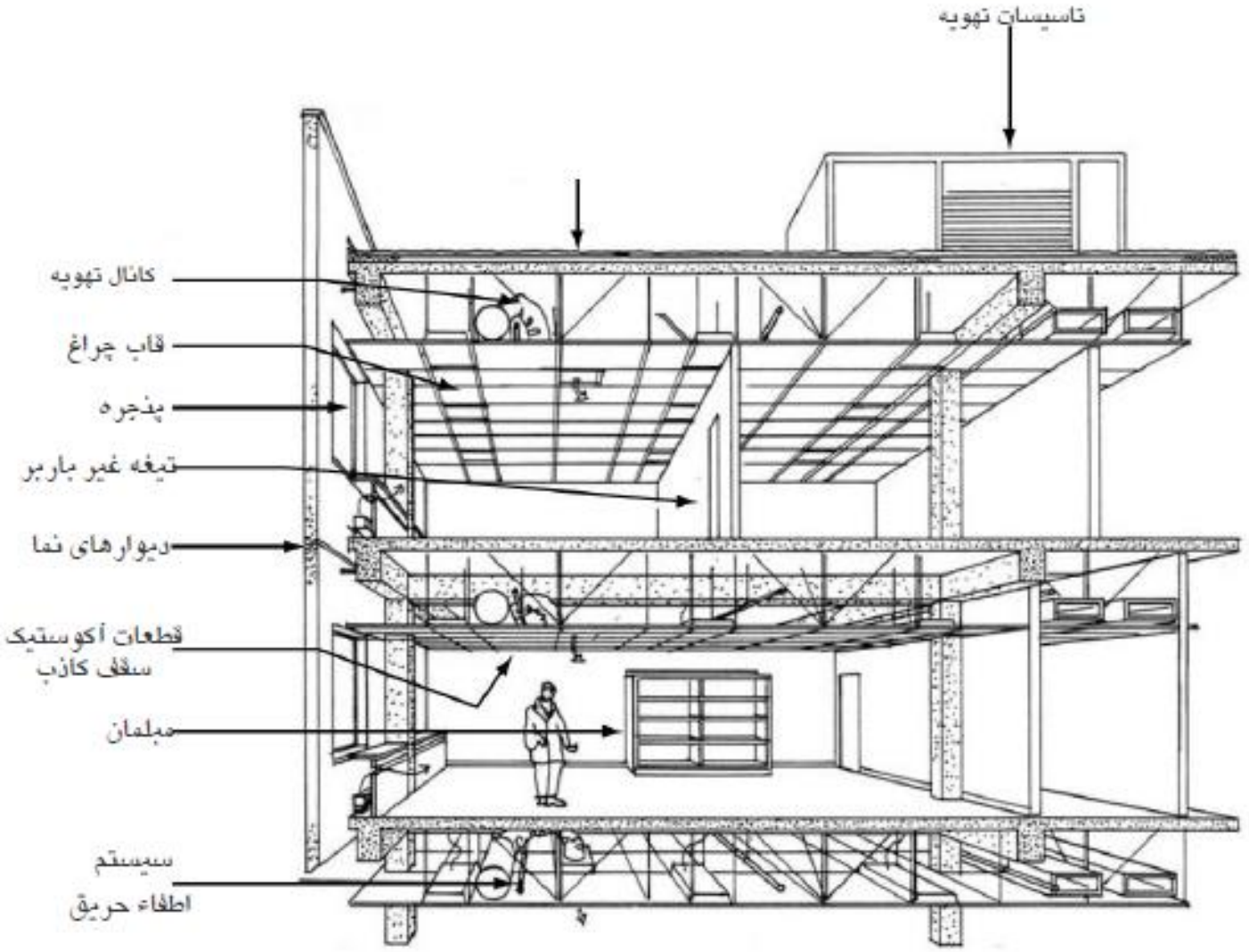
چنانچه برای عملکرد اجزای سازه‌ای سطح عملکرد خاصی انتخاب‌نشده باشد، سطح عملکرد اجزای سازه‌ای لحاظ‌نشده نامیده می‌شود.

- آشنایی با سطوح عملکردی ...

## Standard Performance Levels



# اجزای غیرسازه های ساختمان



## ۱-۵-۲- سطوح عملکرد اجزای غیرسازه‌ای

سطح عملکرد اجزای غیرسازه‌ای ساختمان شامل پنج سطح عملکرد به شرح زیر می‌باشد:

الف- سطح عملکرد A: خدمت‌رسانی بی‌وقفه؛

ب- سطح عملکرد B: قابلیت استفاده‌ی بی‌وقفه؛

پ- سطح عملکرد C: ایمنی جانی؛

ت- سطح عملکرد D: ایمنی جانی محدود؛

ث- سطح عملکرد E: لحاظ نشده.

### ۱-۵-۲-۱- سطح عملکرد A- خدمت‌رسانی بی‌وقفه

سطح عملکرد خدمت‌رسانی بی‌وقفه به سطح عملکردی اطلاق می‌شود که پیش‌بینی شود اجزای غیرسازه‌ای در اثر زلزله دچار خرابی بسیار جزیی شوند، به‌گونه‌ای که خدمت‌رسانی ساختمان به طور پیوسته انجام شود.

### ۱-۵-۲-۲- سطح عملکرد B- قابلیت استفاده‌ی بی‌وقفه

سطح عملکرد قابلیت استفاده‌ی بی‌وقفه به سطح عملکردی اطلاق می‌شود که پیش‌بینی شود اجزای غیرسازه‌ای در اثر زلزله دچار خرابی جزیی شوند، به‌گونه‌ای که پس از زلزله راه‌های دسترسی و فرار مانند درها، راهروها، پله‌ها، آسانسورها و روشنایی آن‌ها مختل نشده و استفاده از ساختمان بی‌وقفه میسر باشد.

**۱-۵-۲-۳- سطح عملکرد C- ایمنی جانی**

سطح عملکرد ایمنی جانی به سطح عملکردی اطلاق می‌شود که پیش‌بینی شود خرابی اجزای غیرسازه‌ای در اثر زلزله خطر جدی برای جان ساکنین به وجود نیاورد.

**۱-۵-۲-۴- سطح عملکرد D- ایمنی جانی محدود**

سطح عملکرد ایمنی جانی محدود به سطح عملکردی اطلاق می‌شود که پیش‌بینی شود خرابی اجزای غیرسازه‌ای در اثر زلزله به اندازه‌ای باشد که خسارت جانی حداقل شود.

**۱-۵-۲-۵- سطح عملکرد E- لحاظ نشده**

چنانچه برای عملکرد اجزای غیرسازه‌ای سطح عملکرد خاصی انتخاب نشده باشد سطح عملکرد اجزای غیرسازه‌ای لحاظ‌نشده نامیده می‌شود.

## ۱-۵-۳- سطوح عملکرد کل ساختمان

سطح عملکرد کل ساختمان برحسب سطح عملکرد اجزای سازه‌ای (۱ تا ۶ مطابق بند (۱-۵-۱)) و غیرسازه‌ای آن (A تا E مطابق بند (۱-۵-۲)) تعریف می‌شود. سطوح مختلف عملکرد ساختمان که در بهسازی مبنا، مطلوب و ویژه به‌کار می‌روند مطابق یکی از بندهای (۱-۵-۳-۱) تا (۱-۵-۳-۴) تعریف می‌شوند.

### ۱-۵-۳-۱- سطح عملکرد خدمت‌رسانی بی‌وقفه (۱- A)

ساختمانی دارای سطح عملکرد خدمت‌رسانی بی‌وقفه است که اجزای سازه‌ای آن دارای سطح عملکرد ۱ (قابلیت استفاده‌ی بی‌وقفه) و اجزای غیرسازه‌ای آن دارای سطح عملکرد A (خدمت‌رسانی بی‌وقفه) باشند.

### ۱-۵-۳-۲- سطح عملکرد قابلیت استفاده‌ی بی‌وقفه (۱-B)

ساختمانی دارای سطح عملکرد قابلیت استفاده‌ی بی‌وقفه است که اجزای سازه‌ای آن دارای سطح عملکرد ۱ (قابلیت استفاده‌ی بی‌وقفه) و اجزای غیرسازه‌ای آن دارای سطح عملکرد B (قابلیت استفاده‌ی بی‌وقفه) باشند.

### ۱-۵-۳-۳- سطح عملکرد ایمنی جانی (۳-C)

ساختمانی دارای سطح عملکرد ایمنی جانی است که اجزای سازه‌ای آن دارای سطح عملکرد ۳ (ایمنی جانی) و اجزای غیرسازه‌ای آن دارای سطح عملکرد C (ایمنی جانی) باشند.

### ۱-۵-۳-۴- سطح عملکرد آستانه‌ی فروریزش (۵-E)

ساختمانی دارای سطح عملکرد آستانه‌ی فروریزش است که اجزای سازه‌ای آن دارای سطح عملکرد ۵ (آستانه‌ی فروریزش) باشند. در این حالت محدودیتی برای سطح عملکرد اجزای غیرسازه‌ای وجود ندارد (سطح عملکرد لحاظنشده E).

- **تعیین هدف بهسازی یا اهداف بهسازی لرزه ای**
- **منظور از تعیین هدف یا اهداف بهسازی لرزه ای، عبارت است از مشخص کردن سطح عملکرد ساختمان در برابر زلزله ای باسطح خطر معین.**
- **هدف بهسازی بر اساس یکی از اهداف زیر تعیین می شود:**

- **بهسازی مبنا: در بهسازی مبنا انتظار می رود که تحت زلزله سطح خطر ۱ ایمنی جانی ساکنین تأمین گردد (C-3)**
- **بهسازی مطلوب: هدف بهسازی مبنا تأمین شده و علاوه بر آن تحت زلزله سطح خطر ۲ ساختمان فرو نریزد (C-3 و E-5 توام)**
- **بهسازی ویژه: به عنوان مثال تحت زلزله سطح خطر ۱ قابلیت استفاده بی وقفه فراهم و تحت زلزله سطح خطر ۲ ایمنی جانی ساکنین تأمین گردد.**
- **بهسازی محدود(نسبی): در بهسازی محدود عملکرد پایین تری از بهسازی مبنا در نظر گرفته می شود به گونه ای که حداقل یکی از اهداف زیر برآورده شود:**
  - **۱- تحت زلزله خفیف تر از زلزله سطح خطر ۱ ایمنی جانی ساکنین تأمین گردد (C-3)**
  - **۲ - تحت زلزله ای برابر از زلزله سطح خطر ۱ سطوح عملکرد C-4,D-4,E-4,C-5,D-5,E-5,D-6 تأمین گردد.**
- **بهسازی موضعی**

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

| ردیف | نوع ساختمان | شرح | هدف بهسازی | سطوح عملکردی تحت زلزله [۲۱] | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | سطح خطر۱ | سطح خطر۲ | با دوره بازگشت ۷۲ ساله |
| ۱ | استراتژیک | ساختمان‌های اصلی از هریک از مجموعه‌های نهاد رهبری، نهاد ریاست جمهوری، هیات دولت، ستاد فرماندهی کل نیروهای مسلح و انتظامی، وزارت کشور | ویژه | A-1 | A-2 | ___ |
| ۲ | سیاسی- فرماندهی | ساختمان‌های اصلی هریک از مجموعه‌های مجلس، قوه‌ی قضاییه، استانداری‌ها و فرمانداری‌ها، بانک مرکزی- خزانه | ویژه | B-1 | C-3 | ___ |
| ۳ | امدادی | الف- ساختمان‌های بیمارستانی شامل قسمت‌های اورژانس، جراحی و خدمات حیاتی وابسته به آن‌ها، مراکز اورژانس پزشکی و مراکز مخابراتی اصلی | ویژه | B-1 | C-2 | A-1 |
| | | ب- مراکز امداد و نجات، آتش‌نشانی، مراکز هلال- احمر، مراکز اصلی نیروهای انتظامی (پلیس)، تاسیسات ناوبری فرودگاهی و مراکز مخابراتی | ویژه | B-1 | C-3 | ___ |
| ۴ | ستادی | بخشداری‌ها، مراکز فرماندهی نیروهای مسلح و انتظامی در استان‌ها | ویژه | B-2 | C-4 | ___ |

| ردیف | نوع ساختمان | شرح | هدف بهسازی | سطوح عملکردی تحت زلزله [1] | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | سطح خطر۱ | سطح خطر۲ | با دوره بازگشت ۷۲ ساله |
| ۵ | مهم | الف– دانشگاه‌ها، حوزه‌های علمیه، مدارس، ساختمان‌های اصلی وزارتخانه‌ها، سازمان‌های مهم و موسسات تحقیقاتی [2] | مطلوب | C-3 | E-5 | ـــــ |
| | | ب– ادارات کل وزارتخانه‌ها، ادارات مرکزی سازمان‌های مهم در استان‌ها | مطلوب | B-2 | E-5 | ـــــ |
| ۶ | عمومی | مساجد و مصلی‌ها، ساختمان‌های تجمعی فرهنگی شهرداری‌ها، استادیوم‌های ورزشی، کتابخانه‌ها، پایانه‌های مسافربری، سالن‌های فرودگاه‌ها و مراکز تجمعی بیش از ۳۰۰ نفر | مطلوب | C-3 | E-5 | ـــــ |
| ۷ | ساختمان‌های تراز اول میراث فرهنگی | موزه‌ها، بناهای تاریخی، کتابخانه‌های نفیس نظیر ملی، مجلس، و مراکز اسناد ملی | ویژه | B-2 | C-3 | ـــــ |

* سطوح عملکردی پیشنهادی صرفا جهت راهنمای کارفرمایان می‌باشد که می‌تواند براساس نظر کارفرما و با توجه به شرایط ساختمان تغییر یابد.

# فصل دوم

# ارزیابی سازه های موجود

# ارزیابی سازه های موجود (بتنی و فولادی) در مقابل زلزله

- تعیین مشخصه های ساختمان در وضع موجود

۱ – بازدید و جمع آوری اطلاعات

۲ – جمع اوری و مطالعه آنچه از مدارک قابل دستیابی باشد

- ارزیابی:

۱ – ارزیابی لرزه ای سریع(نشریه ۳٦٤)

ارزیابی چشمی ⟸ به کمک برگه های پیوست یک نشریه ۳٦٤

ارزیابی کیفی سریع ⟸ به کمک برگه های پیوست دو نشریه۳٦٤

۲ –ارزیابی لرزه ای تفصیلی

۱– بهسازی به روش ساده شده

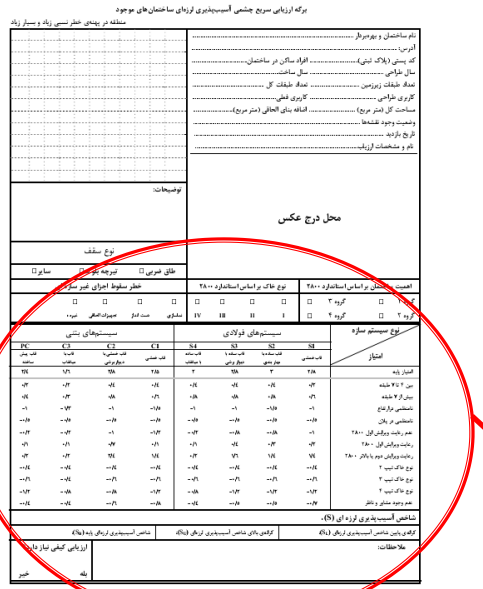
۲– بهسازی تفصیلی(روش سیستماتیک و کامل)

- **بهسازی به روش ساده شده:** این روش فقط ساختمان های کوچک و نسبتاً منظم با اهمیت کم و متوسط است. فقط می توان به اهداف محدود بهسازی دست یافت و معمولا رسیدن به یک سطح عملکرد مشخص از این روش امکان پذیر نیست. در این روش می توان درصدی از نیرو های بدست آمده از روش استاتیکی معادل در ساختمان را ملاک قضاوت قرار داد و در این نوع بهسازی بهتر است سیستم باربر قائم و جانبی مستقل از یکدیگر در نظر گرفته شوند.

- **– بهسازی تفصیلی(روش سیستماتیک و کامل) ⟸ طی دو مرحله انجام می شود:**

**مرحله اول – تحلیل آسیب پذیری ساختمان های موجود**
**مرحله دوم– تهیه طرح بهسازی ساختمان های موجود**

# پیوست یک نشریه ۳۶۴: ارزیابی چشمی



برگه ارزیابی سریع چشمی آسیب‌پذیری لرزه‌ای ساختمان‌های موجود

منطقه در پهنه‌ی خطر نسبی زیاد و بسیار زیاد

نام ساختمان و بهره‌بردار .....
آدرس: .....
کد پستی (بلاک ثبتی)..... افراد ساکن در ساختمان.....
سال طراحی ..... سال ساخت.....
تعداد طبقات زیرزمین ..... تعداد طبقات کل .....
کاربری طراحی ..... کاربری فعلی .....
مساحت کل (متر مربع): ..... اشغاله بنای اصلی (متر مربع)=.....
وضعیت وجود نقشه‌ها .....
تاریخ بازدید .....
نام و مشخصات ارزیاب.....

محل درج عکس

توضیحات:

نوع سقف

طاق ضربی □ تیرچه بلوک □ سایر □

اهمیت ساختمان بر اساس استاندارد ۲۸۰۰: گروه ۱ □ گروه ۳ □ گروه ۲ □ گروه ۴ □

نوع خاک بر اساس استاندارد ۲۸۰۰: I □ II □ III □ IV □

خطر سقوط اجزای غیر سازه‌ای: سایر □ تیرچه بلوک □ طاق ضربی □

| نوع سیستم سازه / امتیاز | سیستم‌های فولادی | | | | سیستم‌های بتنی | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | S1 قاب خمشی | S2 قاب ساده با مهار بندی | S3 قاب ساده با دیوار برشی | S4 قاب ساده با جان پر | C1 قاب خمشی | C2 قاب خمشی با دیوار برشی | C3 قاب با جان پر | PC قاب پیش ساخته |
| امتیاز پایه | ۲٫۸ | ۳ | ۲٫۸ | ۲ | ۲٫۵ | ۲٫۸ | ۱٫۶ | ۲٫۱ |
| بین ۴ تا ۷ طبقه | ۰٫۲ | ۰٫۱ | ۰٫۱ | ۰٫۱ | ۰٫۱ | ۰٫۱ | ۰٫۳ | ۰٫۲ |
| بیش از ۷ طبقه | ۰٫۲ | ۰٫۱ | ۰٫۱ | ۰٫۱ | ۰٫۱ | ۰٫۱ | ۰٫۳ | ۰٫۱ |
| نامنظمی درارتفاع | -۱ | -۱٫۵ | -۱ | -۱ | -۱٫۵ | -۱ | -۰٫۳ | -۱ |
| نامنظمی در پلان | -۰٫۵ | -۰٫۵ | -۰٫۱۵ | -۰٫۱ | -۰٫۵ | -۰٫۵ | -۰٫۵ | -۰٫۵ |
| عدم رعایت ویرایش اول ۲۸۰۰ | -۱ | -۰٫۵ | -۰٫۱۵ | -۰٫۲ | -۱٫۵ | -۱ | -۰٫۲ | -۰٫۲ |
| رعایت ویرایش اول ۲۸۰۰ | ۰٫۲ | ۰٫۲ | ۰٫۱ | ۰٫۱ | ۰٫۱ | ۰٫۲۴ | ۰٫۱ | ۰٫۱ |
| رعایت ویرایش دوم یا بالاتر ۲۸۰۰ | ۰٫۴ | ۰٫۲ | ۰٫۱ | ۰٫۲ | ۰٫۱ | ۰٫۲۴ | ۰٫۲ | ۰٫۲ |
| نوع خاک نیب ۲ | -۰٫۲ | -۰٫۱ | -۰٫۱۴ | -۰٫۱ | -۰٫۱۴ | -۰٫۱۴ | -۰٫۴ | -۰٫۲ |
| نوع خاک نیب ۳ | -۰٫۶ | -۰٫۳ | -۰٫۲۶ | -۰٫۲ | -۰٫۲۶ | -۰٫۲۶ | -۰٫۴ | -۰٫۲۶ |
| نوع خاک نیب ۴ | -۱٫۴ | -۰٫۶ | -۰٫۴۳ | -۰٫۴ | -۱٫۴ | -۰٫۸۸ | -۰٫۸ | -۱٫۴ |
| عدم وجود مشاور و ناظر | -۰٫۷ | -۰٫۵ | -۰٫۱۵ | -۰٫۱ | -۰٫۸ | -۰٫۲۶ | -۰٫۴ | -۰٫۲۶ |

شاخص آسیب‌پذیری لرزه‌ای (S)،

| کرانه‌ی پایین شاخص آسیب‌پذیری لرزه‌ای ($S_L$) | کرانه‌ی بالای شاخص آسیب‌پذیری لرزه‌ای ($S_U$) | شاخص آسیب‌پذیری لرزه‌ای پایه ($S_B$) |
|---|---|---|
| | | |

ملاحظات:

ارزیابی کیفی نیاز دارد؟ بله □ خیر □

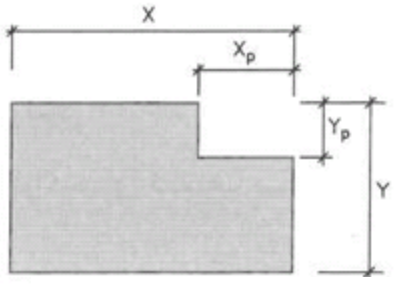
# بررسی راهکارهای بهسازی:

راهکارهای زیر به عنوان نمونه می تواند به صورت منفرد یا در ترکیب با یکدیگر برای تعیین و انتخاب گزینه های بهسازی ساختمان ها مورد استفاده قرار بگیرد:

- اصلاح موضعی اجزای سازه که دارای عملکرد نامناسبی در اثر زلزله می باشند
- رفع یا کاهش نامنظمی در ساختمان
- تأمین سختی جانبی لازم برای کل سازه
- تأمین مقاومت لازم برای کل سازه
- کاهش جرم ساختمان
- کامل نمودن مسیر بار
- افزایش انسجام ساختمان با کلاف بندی
- تغییر کاربری به منظور کاهش سطح عملکرد مورد انتظار از ساختمان
- بکارگیری سیستم های جاذب انرژی
- بکارگیری سیستم جداساز لرزه ای
- راهکار های مناسب دیگر

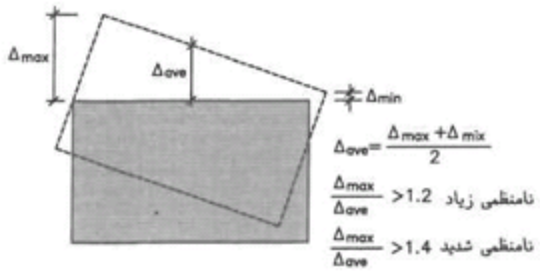
- **گروه بندی ساختمان ها برحسب نظم کالبدی**
  - **الف- ساختمان های منظم**
    - منظم بودن در پلان
    - منظم بودن در ارتفاع
  - **ب- ساختمان های نامنظم**

- **نامنظمی در پلان**
- **الف) نامنظمی هندسی: در مواردی که پس رفتگی همزمان در هردوجهت در یکی از گوشه های ساختمان بیش از ۲۰٪ 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 حداقل، بیش از ۲۰٪ متوسط تغییرمکان نسبی در دو انتهای ساختمان در آن طبقه باشد. این موارد را "نامنظمی زیاد" و در مواردی که این اختلاف بیش از ٤۰٪ باشد آنرا "نامنظمی شدید" توصیف می کنند.**
- **ج) نامنظمی در دیافراگم**
- **د) نامنظمی خارج از صفحه**
- **ه) نامنظمی سیستم های غیر موازی**



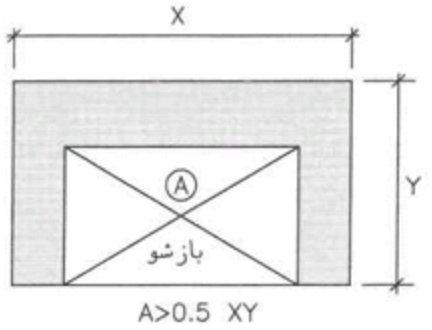

$$\frac{X_p}{X} > 0.2 \quad \& \quad \frac{Y_p}{Y} > 0.2$$

الف – نامنظمی هندسی

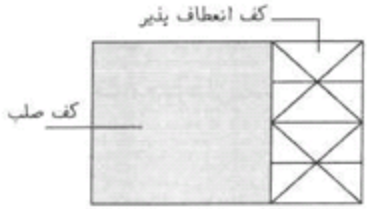



ب- نامنظمی پیچشی

زمانی که تغییر در مساحت یا سختی دیافراگم بیش از ۵۰٪ سطح طبقه یا بیش از ۵۰٪ سختی طبقات مجاور باشد

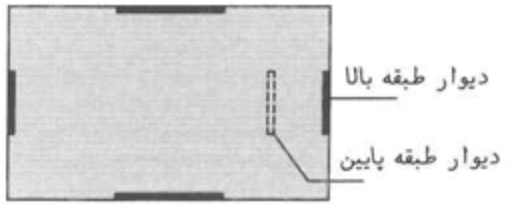



پ-۱ نامنظمی دیافراگم (درمساحت)




پ-۲ نامنظمی دیافراگم (در سختی)

زمانی که انقطاعی در سیستم باربر جانبی در مسیر انتقال بار وجود داشته باشد مانند تقییر صفحه در دیوارها




ت – نامنظمی خارج از صفحه

ث – نامنظمی سیستم‌های غیرموازی

**۱-۷-۲ 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 ۵۰درصد با جرم‌های طبقات مجاور تفاوت داشته باشد.

طبقات بام و خرپشته از این تعریف مستثنا هستند.

**پ – نامنظمی قطع سیستم باربرجانبی:** در مواردی که جزئی از سیستم بار بر جانبی در ارتفاع قطع شده باشد، به‌طوری‌که 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 کمترباشد، چنین طبقه‌ای اصطلاحاً "طبقه ضعیف" نامیده می‌شود.

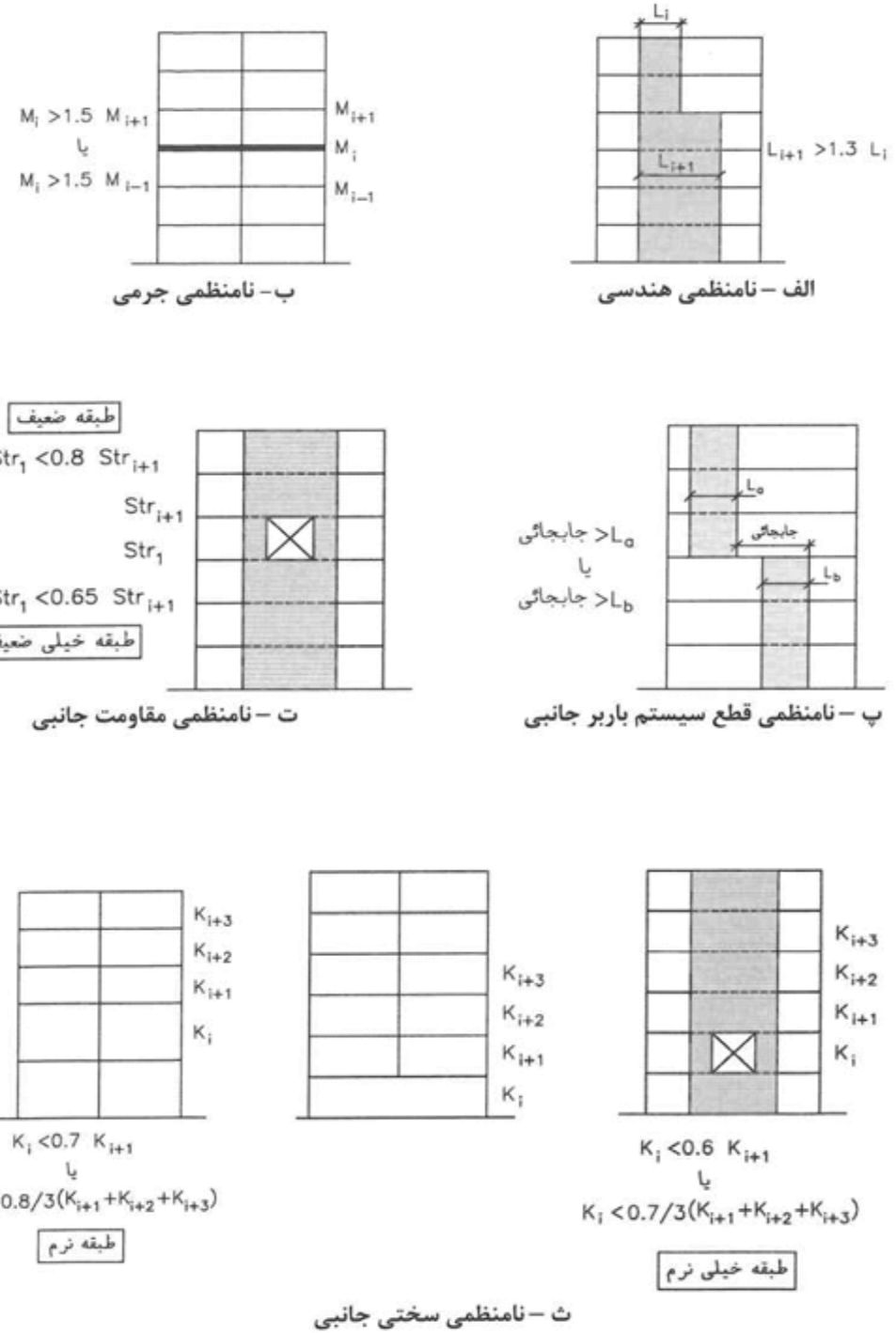
در مواردی که مقدار فوق به ۶۵ درصد کاهش یابد، طبقه اصطلاحاً "طبقه خیلی ضعیف" توصیف می‌شود.

**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 خیلی‌نرم" توصیف می‌شود.

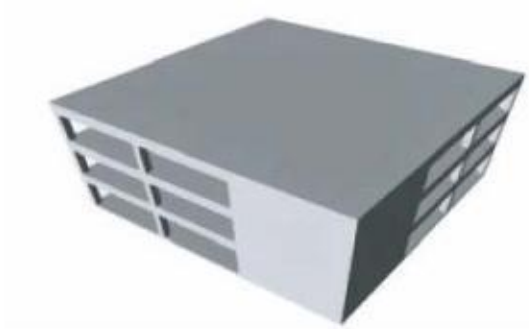
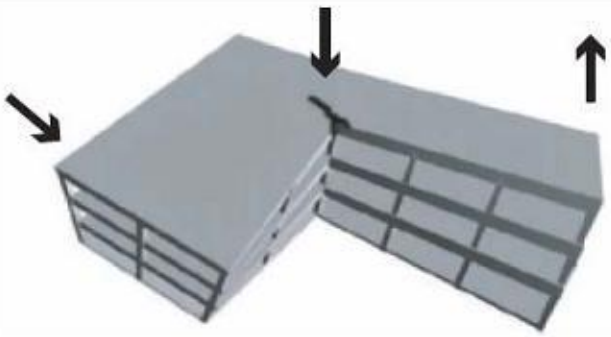
طبقه ضعیف: در مواردیکه مقاومت جانبی طبقه کمتر از ۸۰٪ مقاومت جانبی طبقه روی خود باشد.
طبقه خیلی ضعیف: هنگامیکه مقدار فوق به ۶۵٪ کاهش یابد

طبقه نرم: در مواردیکه سختی جانبی طبقه کمتر از ۷۰٪ سختی جانبی طبقه روی خودو یا کمتر از ۸۰٪ متوسط سختی های جانبی ۳طبقه روی خود باشد.
طبقه خیلی نرم: هنگامیکه مقادیر فوق به ۶۰٪ و ۷۰٪ کاهش یابد

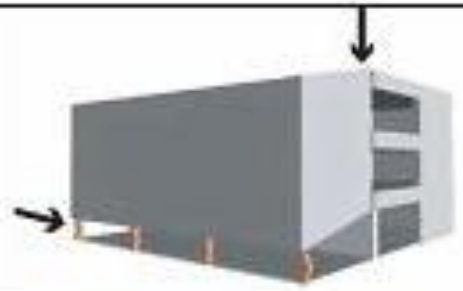


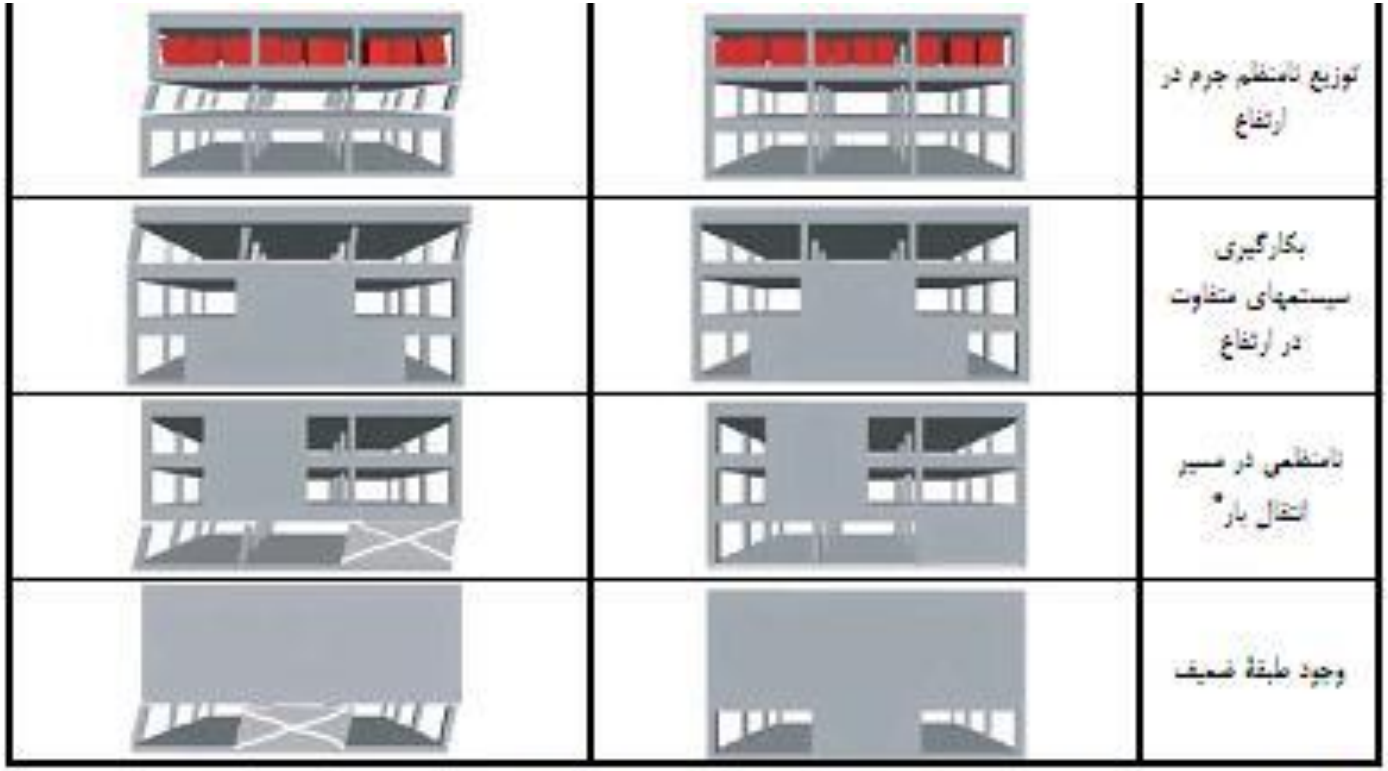
نامنظمی‌ها در پلان بطور عمده عبارتند از نامنظمی پیچشی، وجود بازشوهای بزرگ در دیافراگم‌ها، موازی و متعامد نبودن سیستم‌های باربر جانبی، وجود گوشه‌های فرورفته (پلانهای L,U,T و یا صلیبی شکل) و جابجایی و تغییرات سازه‌ای در پلان‌ها. نامنظمی‌های موجود در ارتفاع نیز عبارتند از وجود طبقهٔ نرم، وجود طبقهٔ ضعیف، توزیع نامنظم جرم در ارتفاع، تغییر صفحه اجزای باربر جانبی[1] و استفاده از سیستم‌های باربر جانبی متفاوت در ارتفاع. در جدول ۳-۱ انواع نامنظمی‌ها و مکانیسم‌های خرابی در آنها ارائه شده است.

**جدول ۳-۱ انواع نامنظمی ها 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 انواع نامنظمی ها و مکانیسم خرابی در آنها (ادامه)

| 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 طبقهٔ نرم | | |



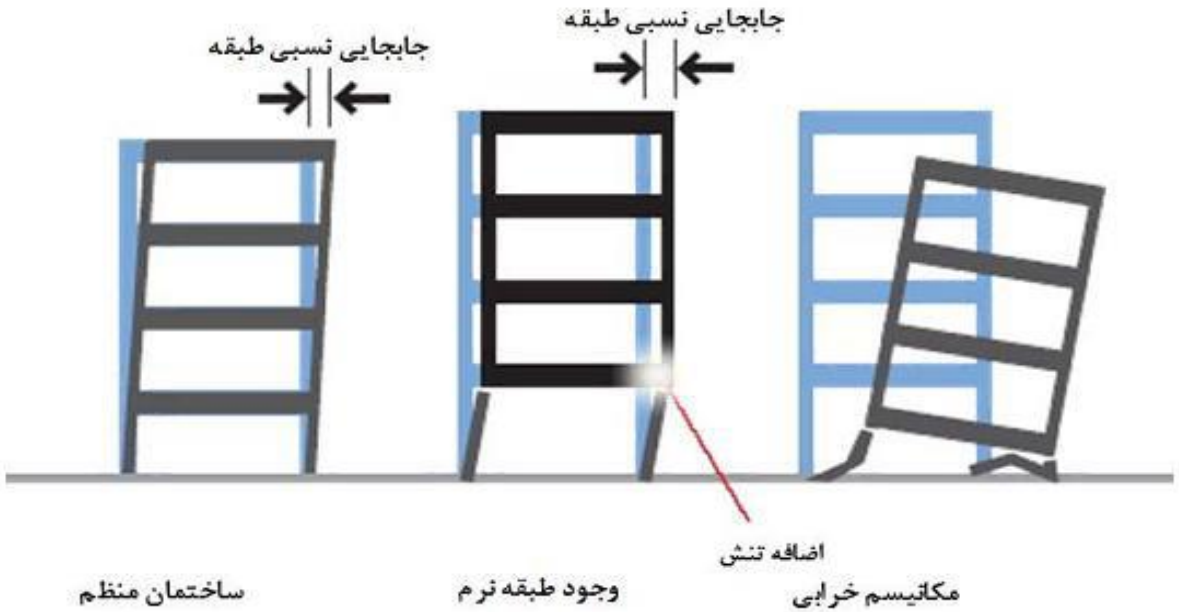

* چون جابجایی سیستم باربر در صفحه است طبق تشریه ۳۶۰ سازه نامنظم می‌باشد.

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.

# طبقه نرم

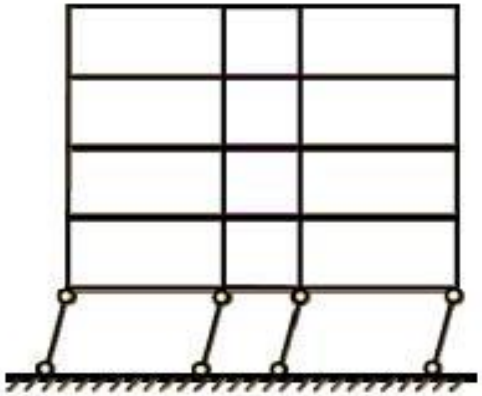
وجود طبقه نرم یکی از معایب بسیار متداول در ساختمان‌ها می‌باشد. مطابق آیین‌نامه طراحی ساختمانها در برابر زلزله (استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش سوم)، طبقه‌ای که سختی جانبی آن کمتر از ۷۰ درصد سختی جانبی طبقه روی خود و یا کمتر از ۸۰ درصد متوسط سختی سه طبقه روی خود باشد، طبقهٔ نرم نامیده می‌شود.

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 طبقهٔ نرم ساختمان، استحکام کمتر و یا انعطاف‌پذیری بیشتری داشته باشد، تغییر شکل‌های بیشتری در آن ایجاد می‌شود که به نوبهٔ خود به تمرکز نیروها در اتصالات می‌انجامد (شکل۳-۱).

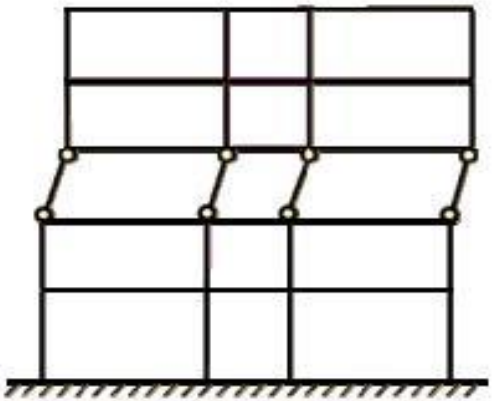



شکل ۳-۱- مکانیسم ایجاد طبقه نرم

به منظور اصلاح طبقه نرم، می‌توان از راهکارهایی نظیر اضافه کردن مهاربندهای فلزی، اضافه کردن دیوارهای برشی بتنی و یا فلزی، اضافه نمودن قابهای خمشی، ایجاد دیوارهای حائل و ... استفاده نمود. در این حالت با حذف نامنظمی فوق سختی طبقه و در نتیجهٔ آن توزیع نیروی زلزله اصلاح می‌گردد (شکل۳-۵).



(الف)

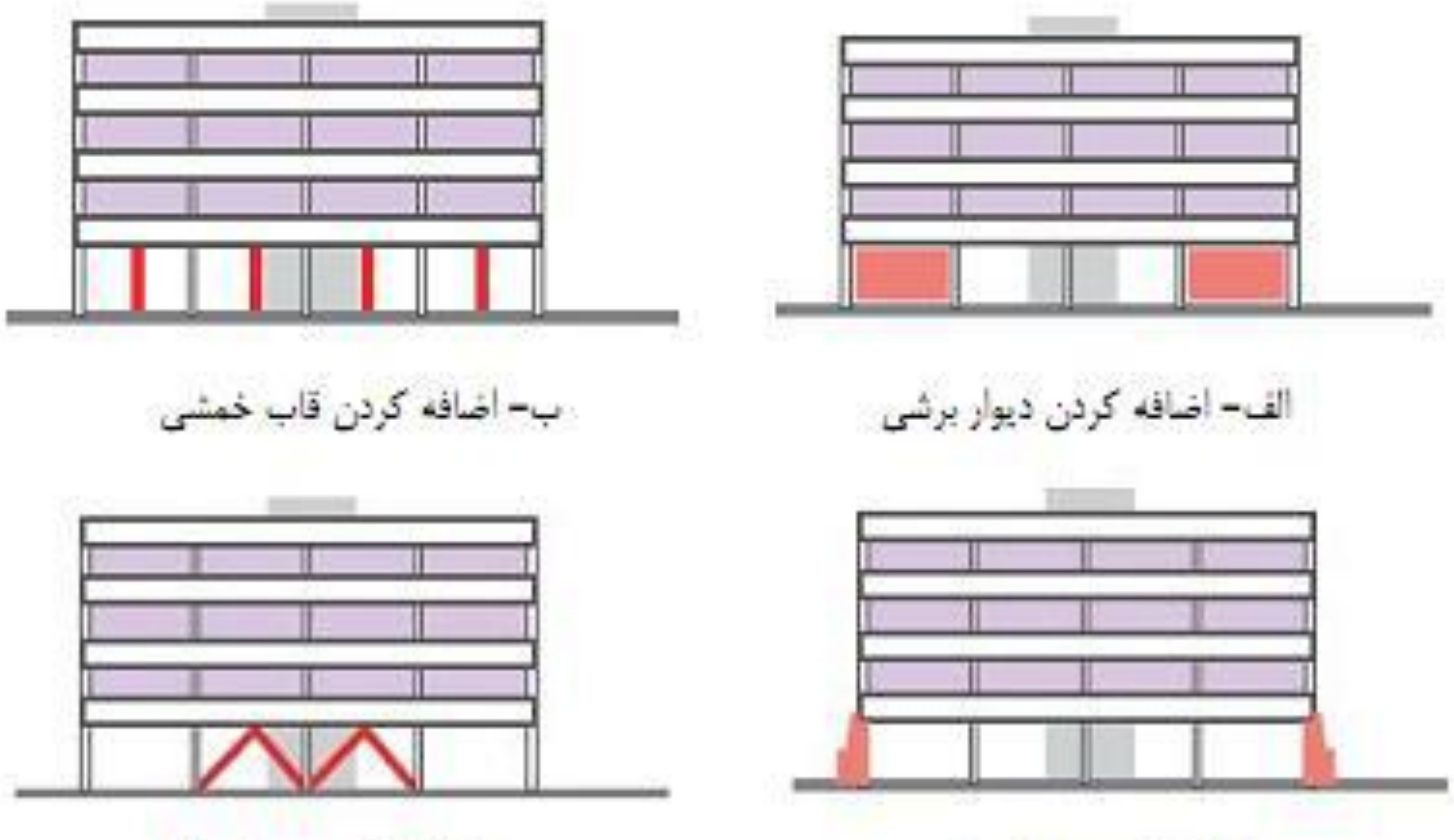


(ب)

**شکل ۳-۲- الف- وجود طبقه نرم در اولین تراز، ب- وجود طبقه نرم در طبقات بالایی**

Loma Prieta earthquake damage in San Francisco. The soft first story is due to construction of garages in the first story and resultant reduction in shear strength. (Pho from: http://earthquake.usgs.gov/bytopic/photos.html)

Northridge earthquake soft first story (parking level) damage. (Photo from: Brown, R.D., Jr., Lessons reaffirmed, extended, or revealed, *Earthquakes and Volcanoes*, Vol. 25, No. 2, 103-106, 1994)



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**

# اصلاح 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.

شکل ۳-۴- مراحل اضافه نمودن قاب خمشی برای اصلاح طبقه نرم

# اصلاح طبقه نرم

# 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).

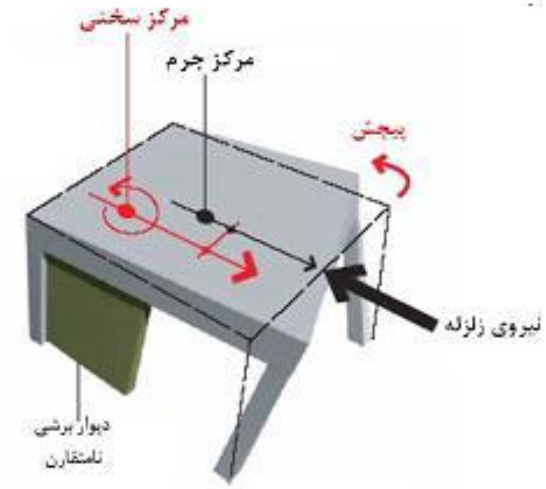
مطابق آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله (استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش سوم) ، فاصلهٔ بین مرکز جرم و مرکز سختی در هر کدام از دو امتداد متعامد ساختمان، نباید از ۳۰ درصد بُعد ساختمان در آن امتداد بیشتر باشد.

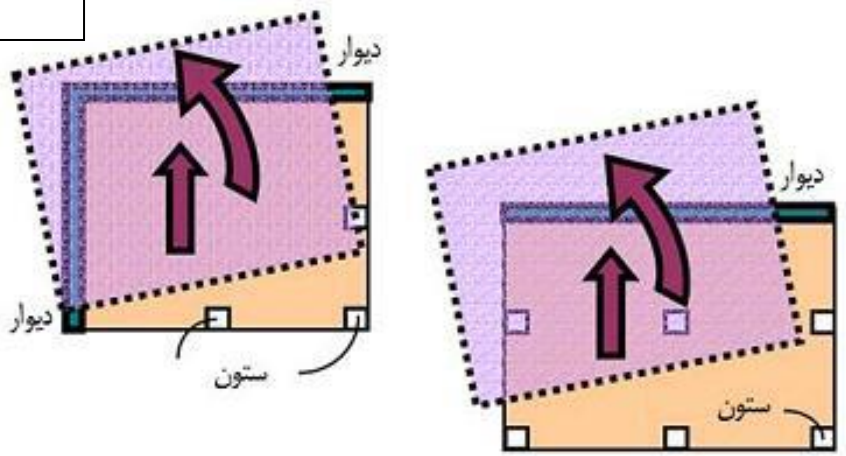
شکل ۳-۶- فاصله زیاد بین مرکز جرم و مرکز سختی و خرابی ناشی از ایجاد پیچش

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

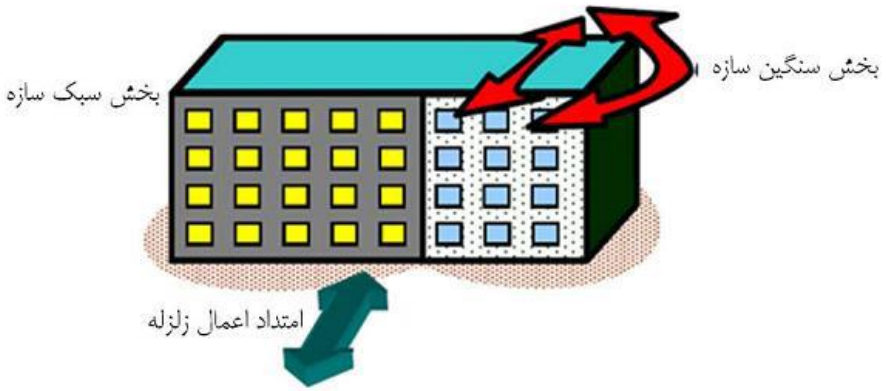
در شکل (۳-۷) نحوهٔ ایجاد نیروهای پیچشی در یک سازه، به دلیل وجود دیواربرشی نامتقارن و در نتیجه ایجاد فاصله بین مرکز جرم و مرکز سختی، نشان داده شده است. برای اصلاح نامنظمی پیچشی نیز می توان از راهکارهای اضافه کردن دیوار برشی و مهاربند بصورت متقارن در پلان استفاده کرد.



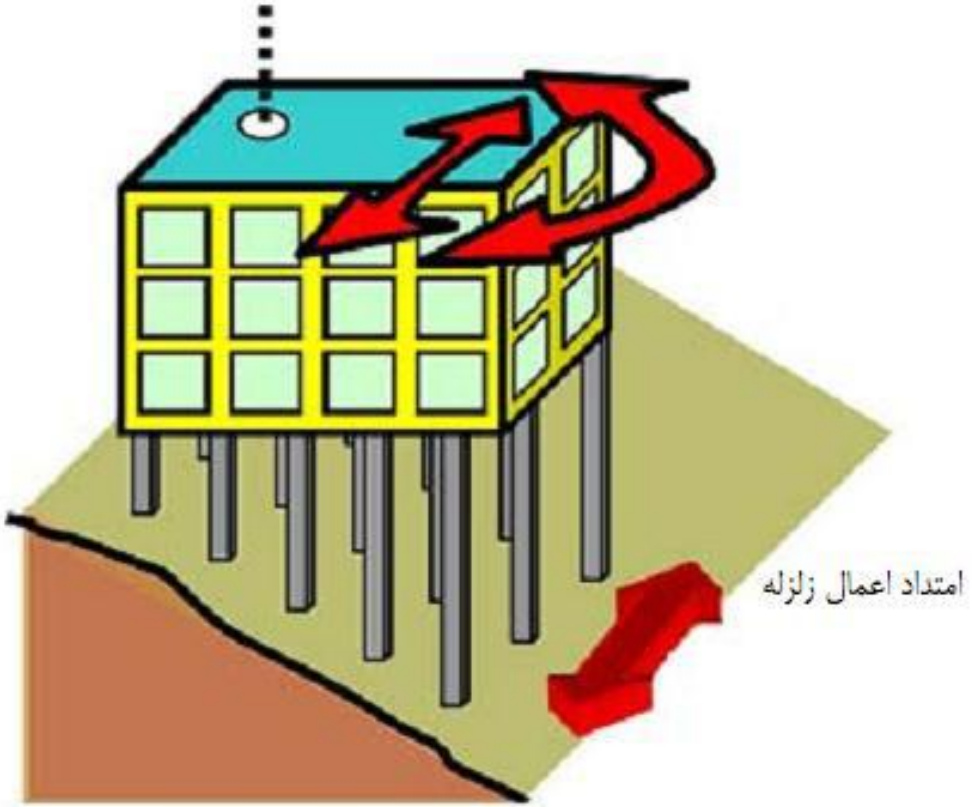

**شکل ۳-۷- نحوه ایجاد پیچش به دلیل وجود دیوار برشی نامتقارن**

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.



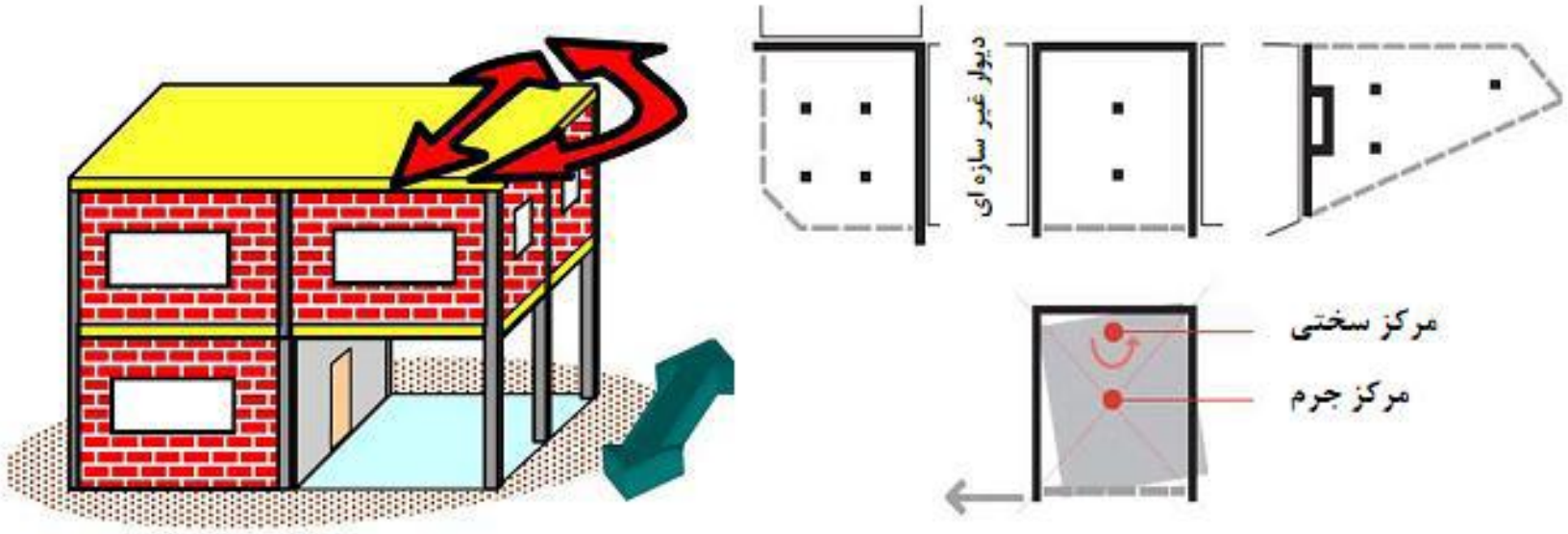

**شکل ۳-۸- نحوه ایجاد پیچش به علت توزیع نامتقارن جرم ساختمان**

سازه‌هایی که دارای المان‌های قائم سازه‌ای با اندازه‌های مختلف هستند شکل (۳-۹) مانند سازه‌هایی که بر روی زمین‌هـای 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 طول محیط ساختمان‌ها می‌باشد که نتیجه آن مستعد بودن سازه برای پیچش است. این تغییرات می‌تواند ناشی از بازشوهای اجتناب‌ناپذیر و یا فرم مثلثی و گوه‌ای در ساختمان باشد (شکل ۳-۱۰).




شکل ۳-۱۰- نامنظمی به دلیل تغییرات مقاومت و سختی در طول محیط ساختمان

در شکل (۳-۱۱) برخی از راهکارهای متداول برای حالتی که در یک وجه ساختمان عضو باربر جانبی با سختی زیاد و در دو وجه دیگر دیوارهای غیر سازه ای و انعطاف پذیر وجود دارد ، نشان داده شده است.

# اصلاح نامنظمی پیچشی

الف- اضافه کردن دیوارهای سازه ای

ب- اصلاح دیوارهای غیر سازه ای

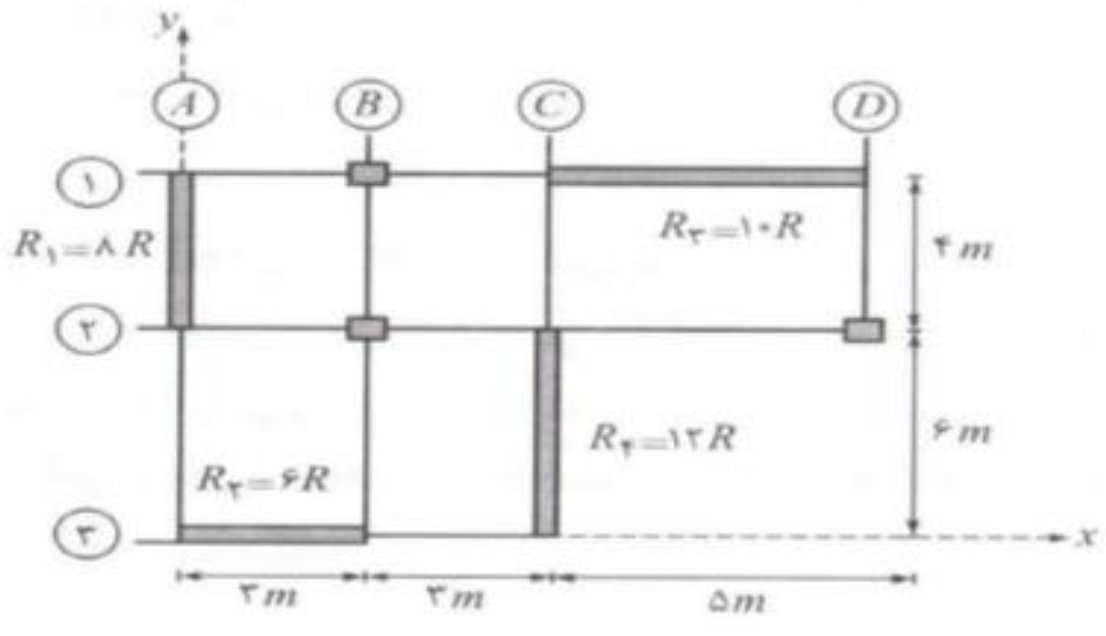
ج- اصلاح سختی دیافراگم

د- اضافه کردن قاب خمشی

**شکل ۳-۱۱- راهکارهای ارائه شده برای اصلاح نامنظمی پیچشی**

مثال:

با توجه به پلان داده شده، مختصات مرکز جرم و مرکز سختی را تعیین کنید. سختی هر یک از قاب ها متناسب با تعداد ستون های آن می باشد و سختی هر ستون برابر **R** فرض می شود. سختی دیوارهای برشی بر روی پلان نشان داده شده است.



# تحقیق

- **انواع سیستم های باربر جانبی ساختمان**

- ✓ انواع بادبند (همگرا، واگرا، کمانش ناپذیر)
- ✓ انواع دیوار برشی (بتنی، فولادی، مرکب)
- ✓ قاب خمشی (پیچی یا جوشی)
- ✓ سیستم های ترکیبی
- ✓ سیستم 3D پانل
- ✓ انواع سیستم های باربر جانبی در سازه های بلند
- ✓ و ....

# فصل سوم

# بهسازی در ترازپی

## معرفی

بارهای ساختمان از طریق شالوده یا سازه پی به خاک منتقل می گردد. از این رو وضعیت آن در ایمنی ساختمان نقش مهمی را ایفا می کند.

در پروژه های مقاوم سازی، شرایط شالوده یا سازه پی می تواند عامل تعیین کننده ای برای تعیین روش مقاوم سازی ساختمان باشد. بررسی سازه و خاک پی مطابق موارد زیر لازم است:

۱ – مناسب بودن لایه های خاک برای مقاومت در برابر روانگرایی.

۲ – پایداری منطقه احداث سازه، مخصوصاً برای ساختمانهایی که بر روی زمین های شیبدار ساخته شده باشند.

۳ – حداکثر ظرفیت اجزای سازه و خاک پی تحت اثر زلزله طرح

٤ – مناسب بودن سازه پی در انواع شالوده ها نظیر شالوده سطحی، سرشمع، شمع و .....

معمول ترین آسیب وارد بر شالوده ها، شکست آن قبل از تخریب یا توسعه کامل ظرفیت پلاستیک ستونها می باشد که اغلب به سبب فقدان سفره آرماتور در قسمت بالای شالوده ها و عدم کفایت مقاومت کلاف افقی در شالوده ها در برابر نیروهای بر کنش می باشند.

**سایر آسیب های لرزه ای پی ها عبارتند از:**

- **وجود تنش فشاری بیش از ظرفیت باربری پی**
- **وجود نیروی کششی بلند کننده و عدم در نظر گرفتن تمهیدات مناسب در هنگام طراحی اولیه یا ساخت.**
- **عدم کفایت فشار جانبی مقاوم برای تحمل نیروهای جانبی**
- **عدم کفایت ظرفیت خمشی یا برشی (برشی خمشی یا برش سوراخ کننده) مقطع شالوده.**
- **وجود نشست های زیاد و غیر قابل قبول در خاک پی.**
- **وجود نیروی فشاری یا کششی بیش از ظرفیت در شمع ها**
- **وجود پتانسیل روانگرایی در پی**
- **خوردگی شالوده ها بر اثر آب زیر زمینی و خاک های حاوی مواد شیمیایی.**
- **سایر خطرهای ژئوتکنیکی نظیر زمین لغزه ها**

- **مقاومت و سختی پی ها**
- **هر گاه لازم باشد مطالعات بهسازی ساختمان موجود انجام شود، تعیین مقاومت و سختی پی لازم خواهد بود.مقاومت و سختی پی را می توان طبق ضوابط ارائه شده در این فصل تعیین نمود.**
- **ظرفیت باربری پی ها**
- **ظرفیت باربری پی را می توان توسط یکی از دو روش تجویزی یا ساختگاهی محاسبه نمود.**
- **ظرفیت باربری تجویزی**
- **الف- در صورتی که مدارک فنی ساختمان یا گزارش مطالعات ژئوتکنیک انجام شده برای محل مورد نظر در دسترس بوده و حاوی اطلاعاتی در مورد پارامترهای طراحی باشند، محاسبه ظرفیت باربری تجویزی توسط روش های زیر مجاز دانسته می شود:**
- **۱ - پی سطحی: ظرفیت باربری تجویزی پی سطحی، qc، می تواند از رابطه زیر محاسبه شود:**

$$Qc=3qallow$$

- **۲ - پی عمیق: ظرفیت باربری تجویزی پی عمیق، qc، برای هر شمع یا پایه از رابطه زیر محاسبه می شود:**

$$Qc=3qallow$$

- **qallow : ظرفیت باربری مجاز ذکر شده در مدارک فنی موجود برای پی های سطحی یا شمع ها تحت بارهای ثقلی.**

ب- در صورتی که مدارک فنی ساختمان یا گزارش مطالعات ژئوتکنیک برای محل مورد نظر در دسترس نباشد و ساختمان جزء رده ۱ مبحث ۷ مقررات ملی ساختمان باشد، می توان ظرفیت باربری تجویزی پی سطحی ساختمان را از رابطه زیر محاسبه نمود:

$$qc = 1.5qd / A$$

بار مرده= qd

سطح اتکای پی (در صورت منفرد بودن پی، برابر مجموع مساحت پی ها) = A

- ظرفیت باربری ساختگاهی

در مورد ساختمان هایی که در آنها روش های ذکر شده در بند قبل قابل اعتماد نباشد، باید مطالعات ژئوتکنیکی زیر سطحی انجام پذیرد تا ظرفیت باربری نهایی پی بر اساس مشخصات دقیق ساختگاه ساختمان محاسبه شود. در هر صورت، استفاده از ظرفیت باربری ساختگاهی نسبت به ظرفیت باربری تجویزی ارجح است.

همان‌گونه که قبلاً اشاره‌شد، 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 تجهیز ساختمان
۵- صدا و لرزش‌های ساختمان

## 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.

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

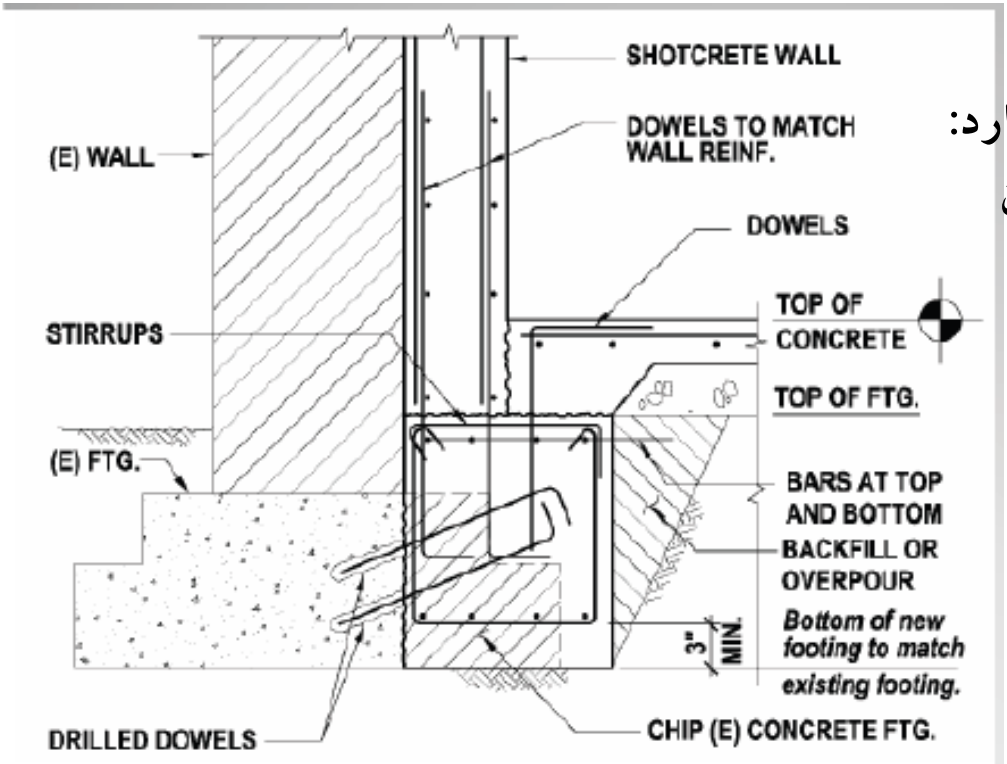
ب– بهسازی ژئوتکنیکی شامل:

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

# الف) بهسازی سازه ای

**I- افزایش ابعاد شالوده:**

**با افزایش ابعاد شالوده می توان سطح تماس بر پی را افزایش داد و از تنشهای اعمالی بر پی کاست که این اقدام منجر به افزایش ظرفیت باربری شالوده می شود. همچنین با این کار، نشستهای پی نیز کاهش می یابد.**




پی بتنی جدید در کنار پی نواری موجود

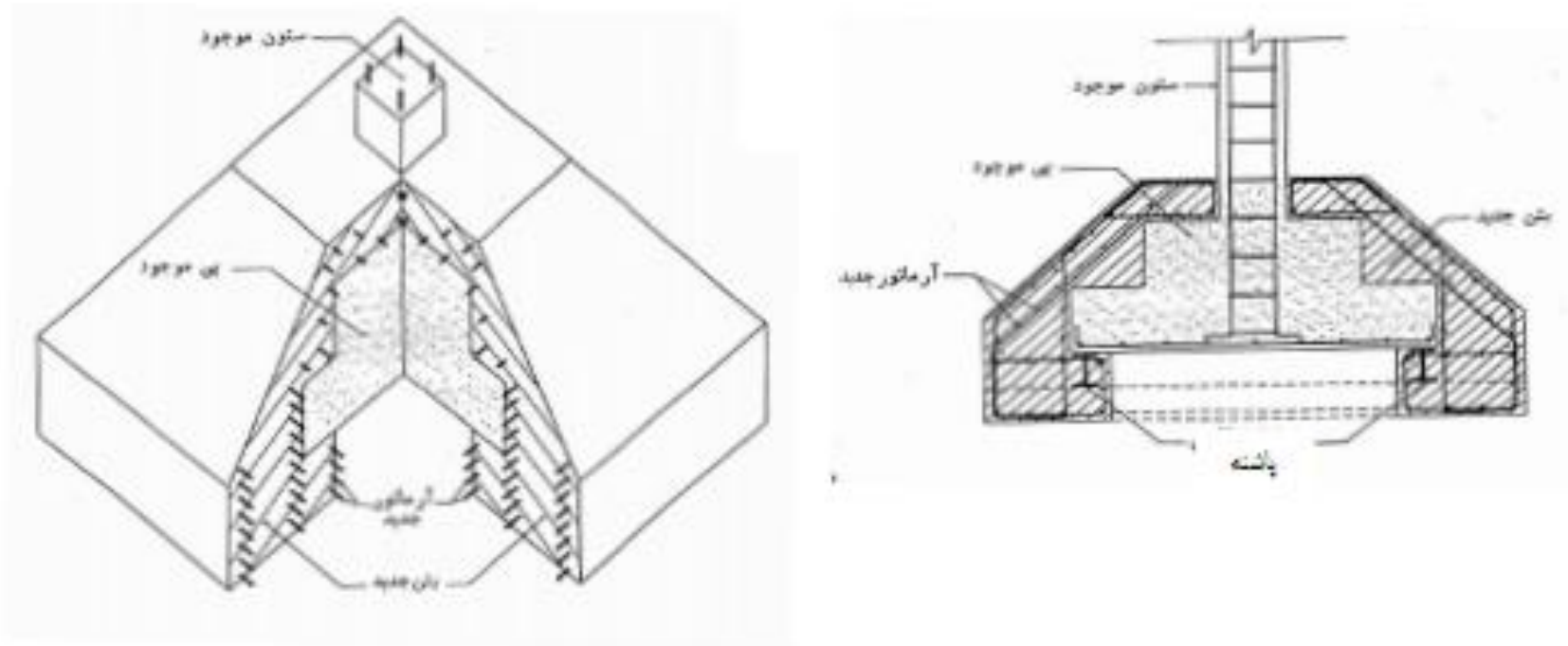
**دو حالت برای افزایش ابعاد شالوده وجود دارد:**

**۱- افزایش ابعاد شالوده و ستون متصل به آن**

**۲- افزایش ابعاد شالوده به تنهایی**

در شرایط مقاوم‌سازی شالوده و ستون مطابق شکل ۲-۲-۱، برای افزایش مقاومت شالوده موجود باید ابعاد قسمت زیرین شالوده را افزایش داد. در این روش فشار خاک اضافه شده باید به صورت یکنواخت به شالوده اعمال گردد. کمربند محیطی شالوده باید بار قسمت‌های فوقانی سازه را به 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 مضرس کردن سطح بتن قدیم و یا استفاده از اتصالات مکانیکی به صورت میخچه امکان‌پذیر است.

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 (میخچه). (در صورت لزوم)

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 نموده، زیرا منجر به شستن لایه‌های زیر آن می‌شود)

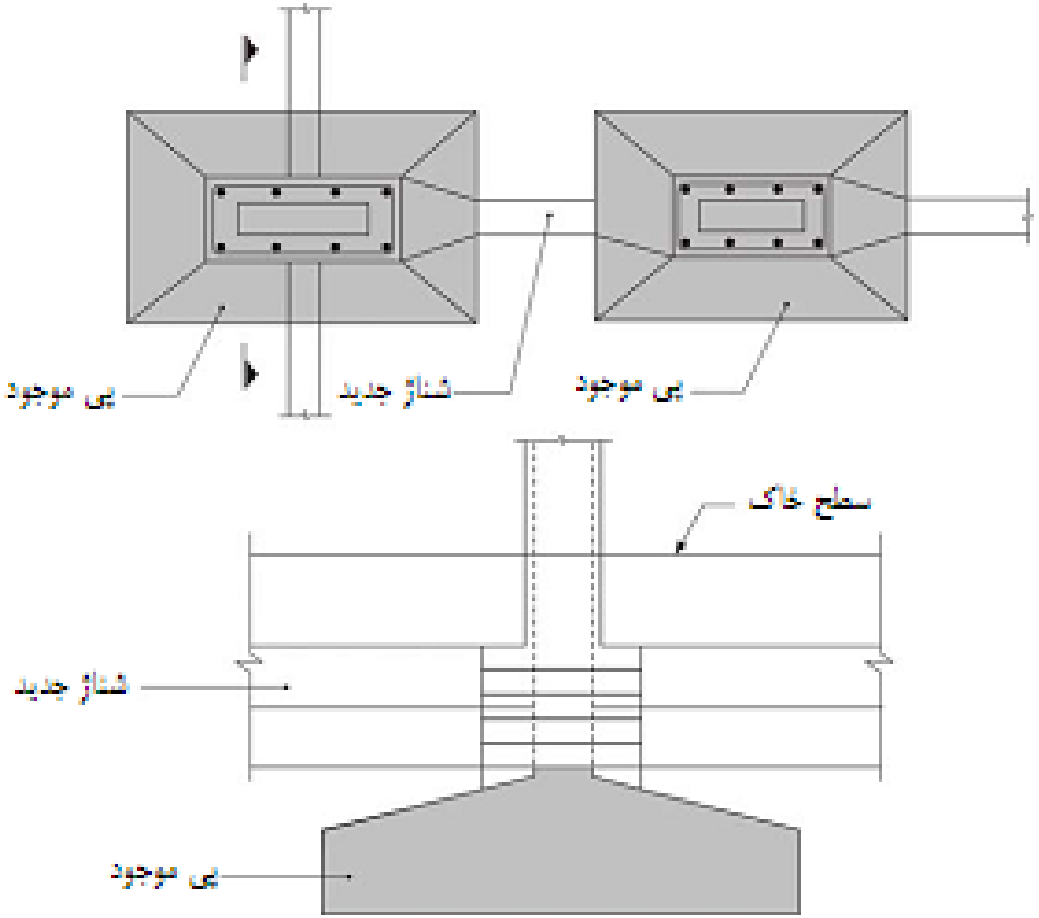
۹- مقاوم‌سازی ستون (در صورت لزوم)

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

## II- 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 ۲-۲-۳ و ۲-۲-۴).



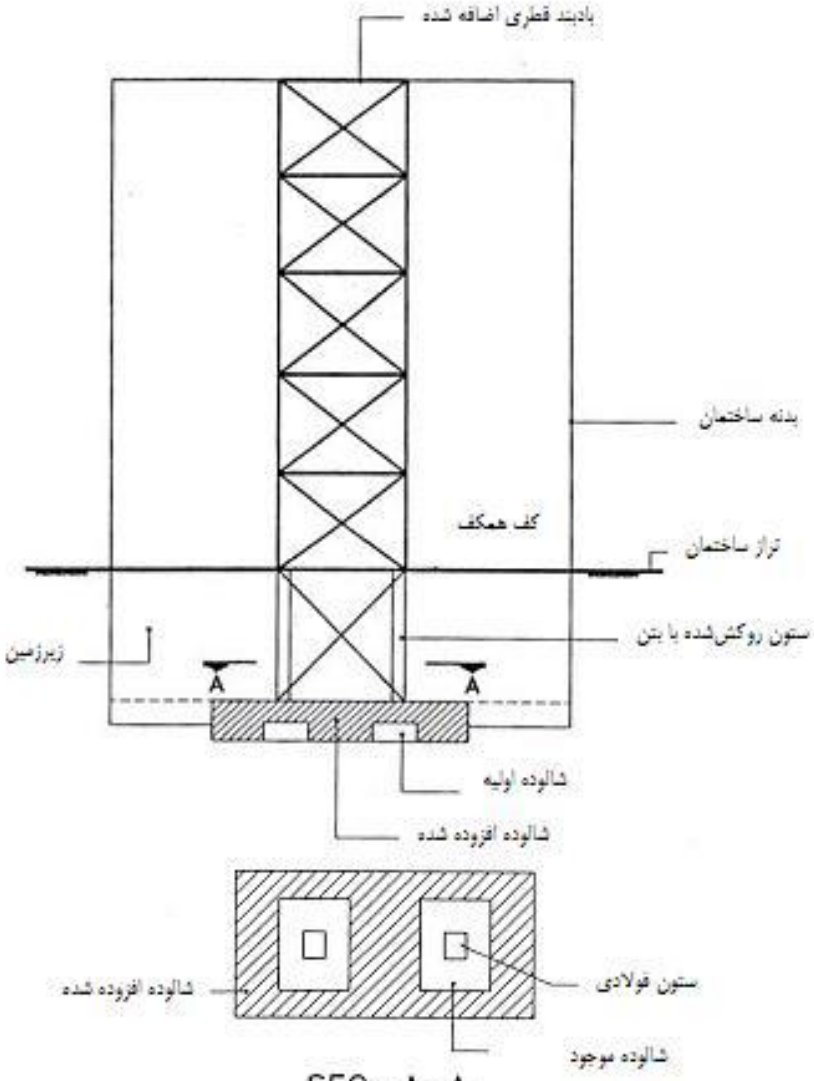

شکل ۲-۲-۳- به هم بستن شالوده‌ها با شناژ

به هم بستن فونداسیون‌ها با شناژ

### III- 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 ۲-۳-۵)، شکل ۲-۳-۶ نیز نشان‌دهنده تصاویری از مراحل اجرایی یکپارچه کردن شالوده‌هاست.

شکل ۲-۳-۶- یکپارچه‌سازی شالوده

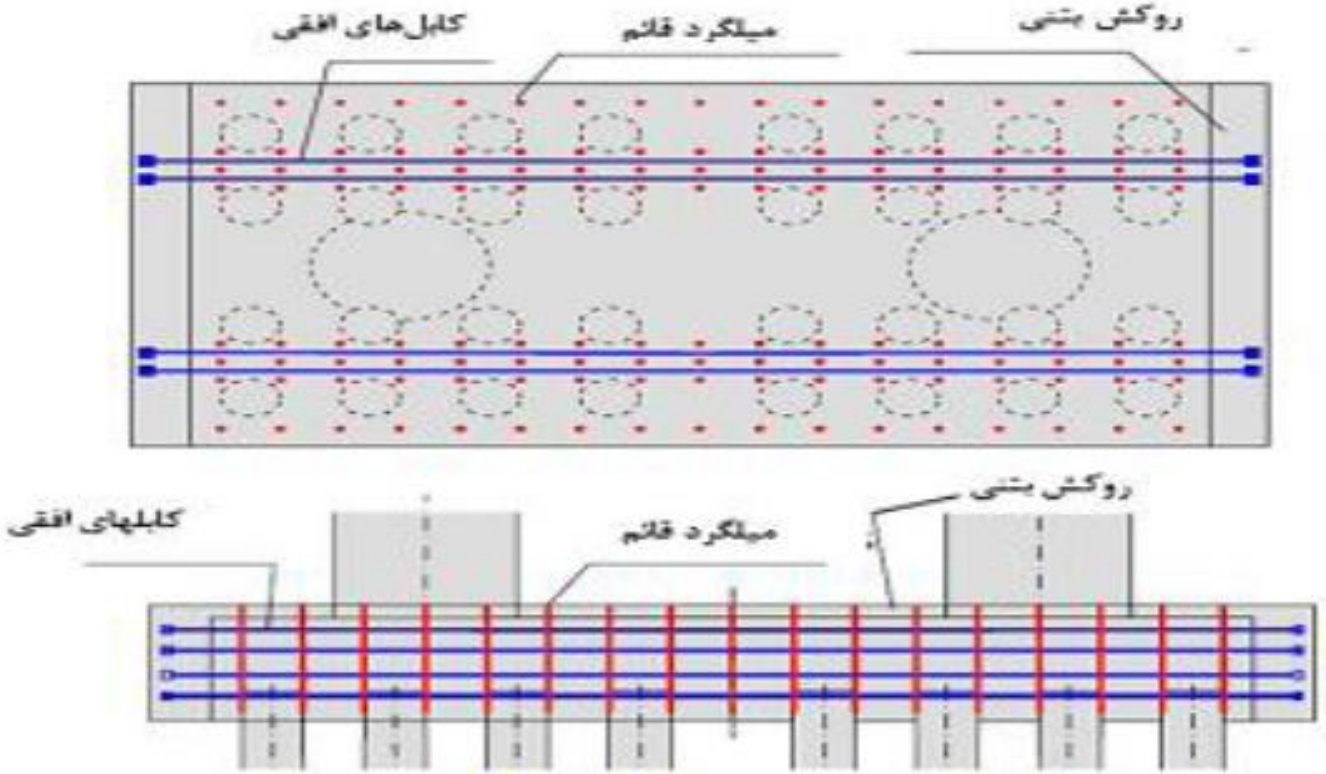



پلان تقویت شالوده برای دهانه بادبندی شده

شکل ۲-۳-۵- یکپارچه‌سازی شالوده

## IV- 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 پیش تنیدگی قائم باعث افزایش ظرفیت برشی و نیروهای پیش تنیدگی افقی باعث افزایش ظرفیت برشی و خمشی به طور همزمان می‌شوند. پیش تنیدگی افقی بوسیله کابل‌ها و مفتول‌های متداول و پیش تنیدگی قائم با استفاده از مصالح FRP صورت می‌گیرد (شکل ۲-۲-۷).




شکل ۲-۲-۷- اعمال پیش تنیدگی افقی و قائم برای بهسازی شالوده

## ۷- 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:

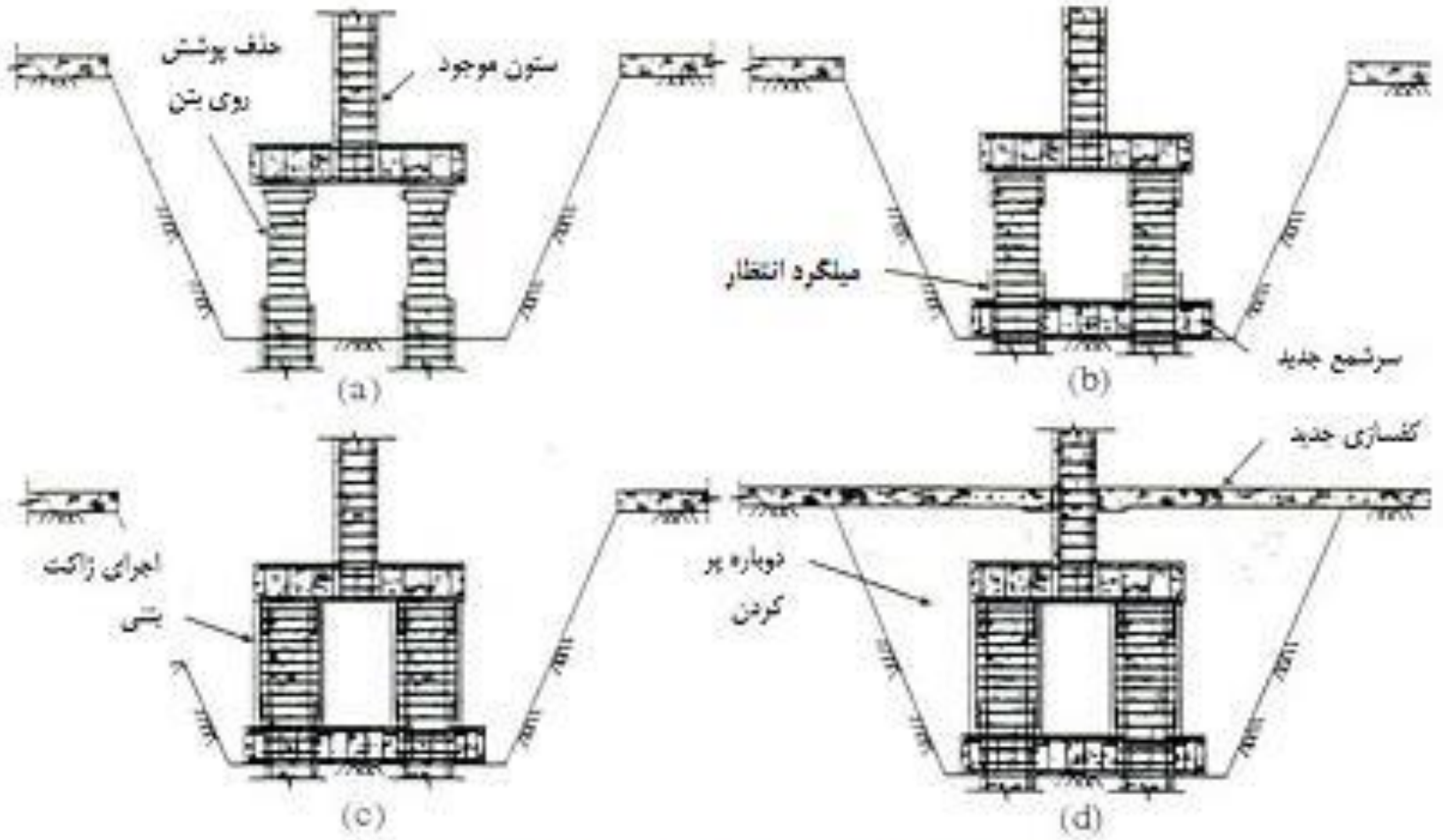
۱- کندن زمین تا سطحی که خرابی شمع مشهود باشد.

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

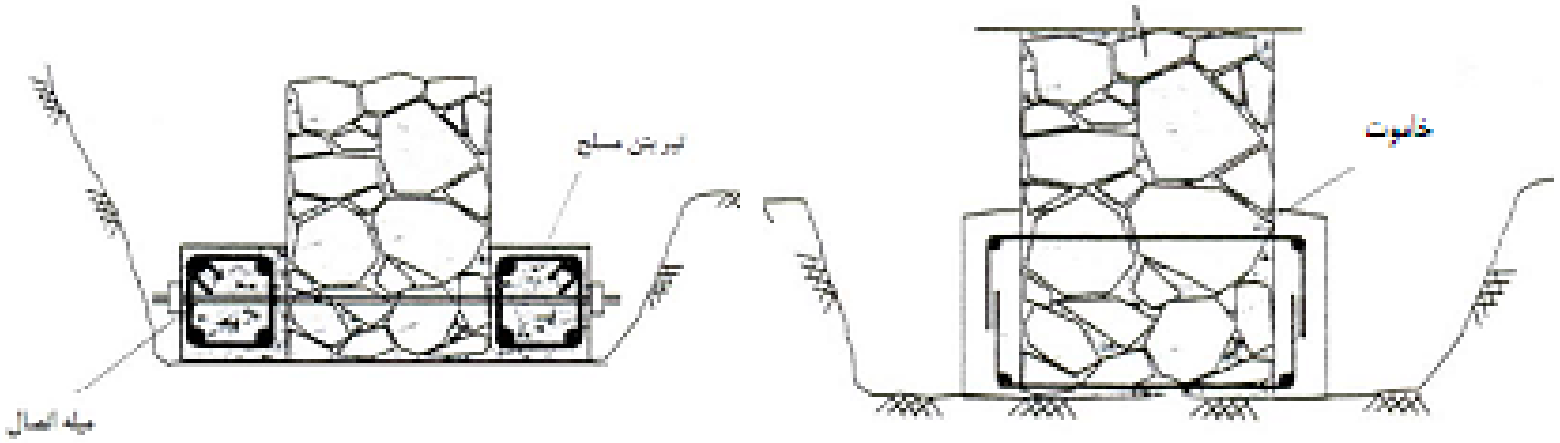
۵- اجرای کف




شکل ۲-۲-۸- افزایش مقاومت شمع‌های موجود

## VI- تقویت شالوده‌های بنایی

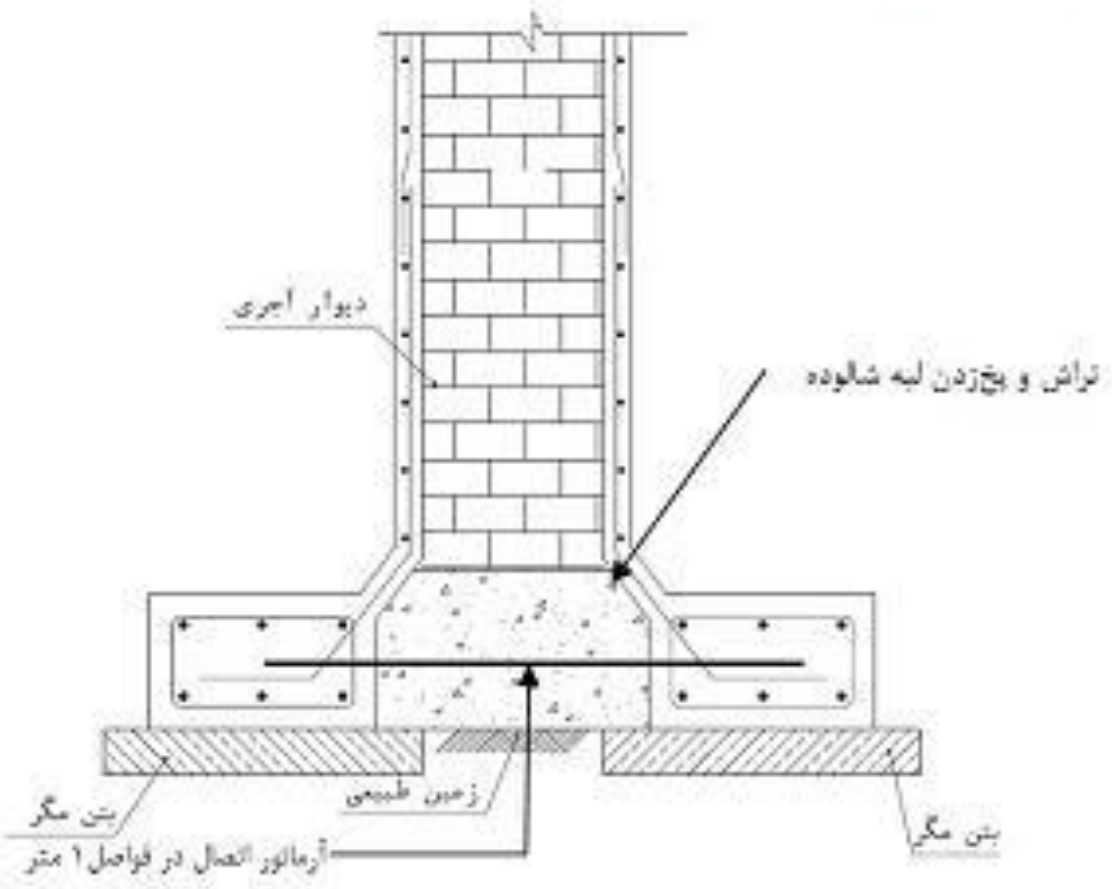
شالوده‌های بنایی را می‌توان با اضافه نمودن عرض آنها به کمک آرماتور و بتن مانند شکل ۲-۲-۹ مقاوم‌سازی نمود. در ابتدا، با خالی کردن خاک اطراف دیوار، دو سمت آن نمایان می‌گردد. سوراخ‌هایی در فاصله ۰/۵ تا ۱ متر ایجاد می‌شود. داخل سوراخ‌ها آرماتور قرار داده و پس از پاک کردن تمام مصالح ضعیف، رویه دیوار را با 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.




(الف) (ب)

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**

# نمونه ای مقاوم سازی یک پی آجری

# بتن ریزی با شاتکریت کردن

# الف) بهسازی ژئوتکنیکی پی

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.

**I- 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.

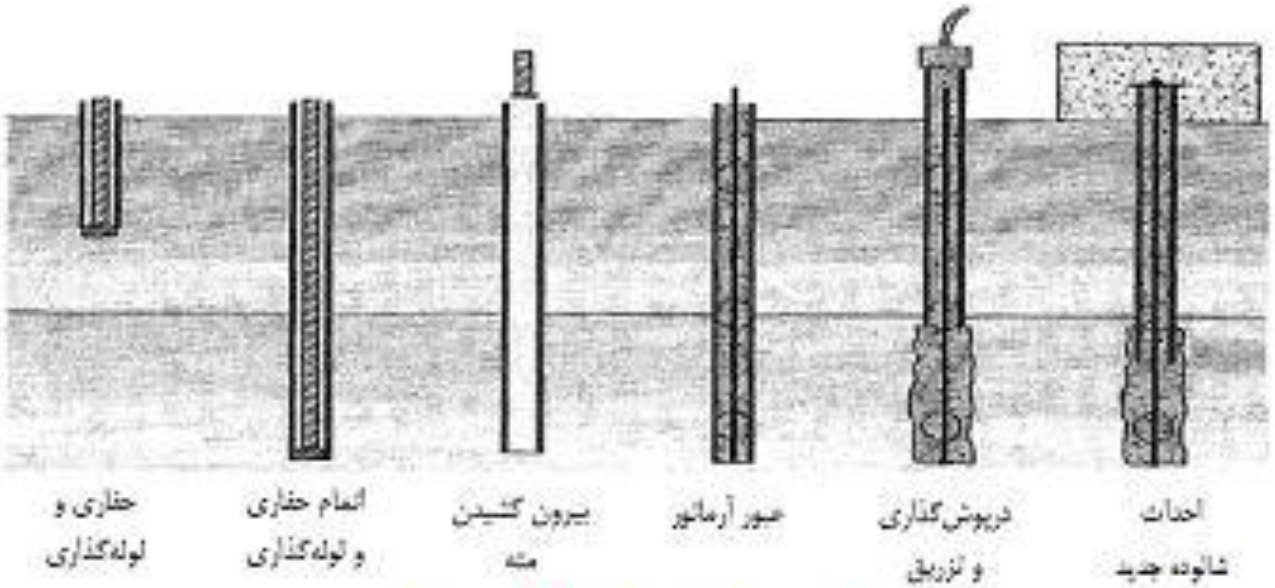
با اختلاط خاک در محل می‌توان انواع متفاوت خاکها را اصلاح نمود. روش اصلاح بسته به میزان انرژی اختلاط و نوع مواد افزودنی متفاوت است. در خاک‌های نرم این روش در مقایسه با سایر روش‌های اصلاح خاک از اقتصادی‌ترین شیوه‌های بهبود است. در این روش با اختلاط دوغاب با خاک، مصالحی ساخته می‌شود که با گذشت زمان سخت‌تر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

## I- اجرای ریز شمع (Micro Pile)

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 در 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.



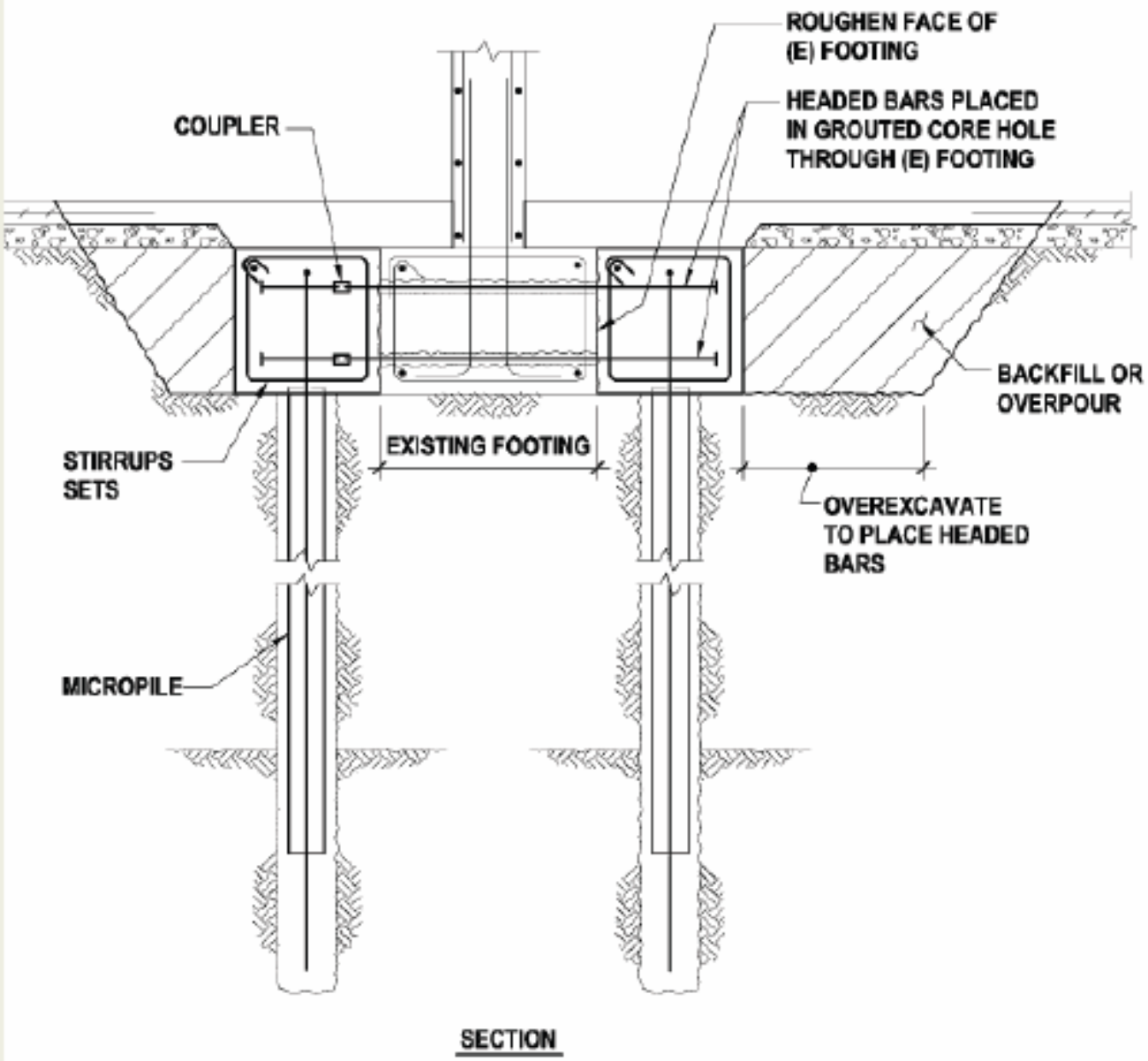

**شکل ۲-۲-۱۱- مراحل اجرای ریزشمع**

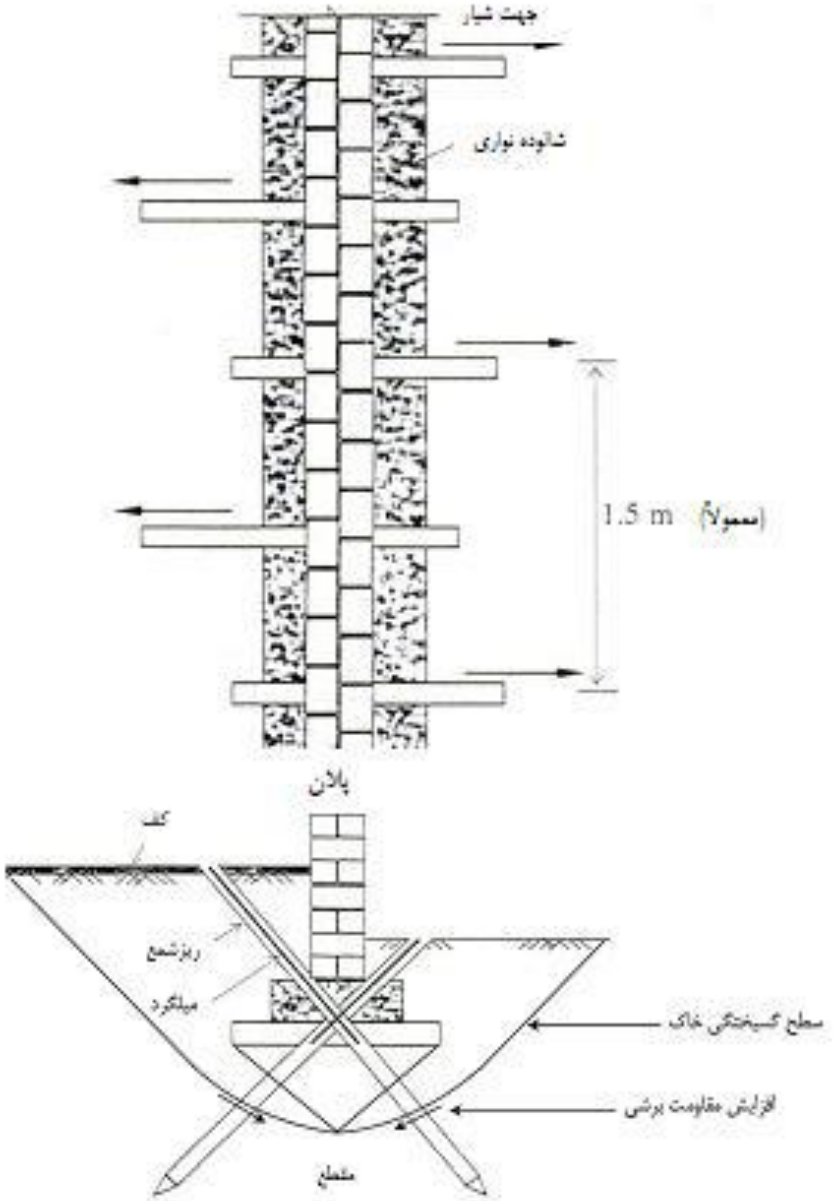
- قراردادن یاکوبش لوله‌های مشبک فولادی به قطر ۱۵۰ تا ۲۰۰ میلیمتر در محل گمانه‌های حفاری شده. در این راستا ابتدا لوله نوک تیزی کوبیده شده و سپس لوله‌های متوالی به آن متصل شده و کوبیده می‌شوند. در صورتیکه در ازای ۳۰ ضربه متوالی لوله‌کوب، نفوذ لوله بیش از ۱۰ سانتیمتر نباشد، عملیات متوقف می‌شود. لوله‌های 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.

- 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.
- دریوش 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.

# اضافه کردن میکروپایل در مجاورت یک پی نواری موجود






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**

## معرفی اجمالی میکروپایل

بطور کلی در مواجهه با خاکهای مسئله دار نظیر خاکهای سست با قابلیت باربری کم، نشست‌پذیری زیاد، روانگرا، خاکهای دستی و ... دو راه پیش روی مهندسین ژئوتکنیک قرار دارد:

الف: استفاده از المانهای باربر در خاک

ب: بهسازی و اصلاح خواص فیزیکی- مکانیکی توده خاک

هر یک از راه حل‌های فوق دارای روشها و مشخصات مربوط به خود می‌باشند که طی سالیان متمادی توسعه فراوانی یافته‌اند. برخی از تکنیکهای ابداعی نیز ماهیتی ترکیبی از دو دسته فوق داشته و مزایای هر دو دسته را تا حدودی بهمراه دارند. از آن دسته می‌توان به استفاده از میکروپایلها بهمراه تزریق دوغاب سیمان اشاره نمود.

میکروپایل به شمع‌های با قطر کوچک (کمتر از 300mm) اطلاق می‌گردد که غالباً با تسلیح فولادی سبک و تزریق دوغاب سیمان همراه می‌باشند. میکروپایل علاوه برآنکه به عنوان یک المان باربر و مقاوم در برابر نشست عمل می‌کند، بدلیل تزریق دوغاب سیمان، سبب بهبود مشخصات مکانیکی (مقاومتی و رفتاری) خاک اطراف نیز می‌گردد.

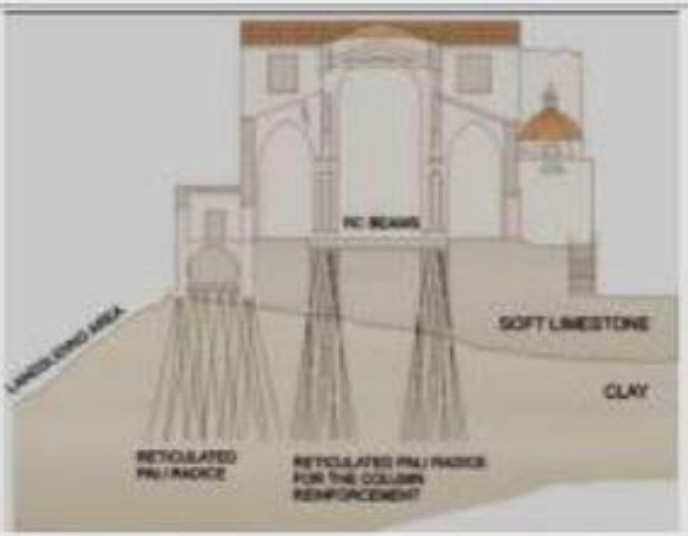
## تاریخچه

تاریخچه ابداع میکروپایل به اوایل دهه پنجاه میلادی، زمانی که اروپا با خیل عظیمی از ساختمانهای در معرض خرابی ناشی از صدمات وارده در جنگ جهانی دوم روبرو بوده است، برمی‌گردد. در این دوره ابداع یک روش بهسازی بستر که علاوه بر کارایی و قابلیت اجرا در بین ساختمانهای تخریب شده، سریع و اقتصادی نیز باشد، بسیار ضروری بود که در چنین شرایطی ابداع میکروپایل توسط Fondedile پیمانکار مشهور ایتالیایی صورت پذیرفت که بدلیل ویژگیهای منحصر به فرد، این روش گسترش فراوانی یافت.

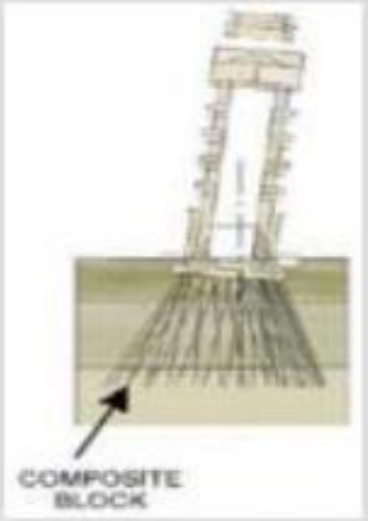
در آغاز استفاده از میکروپایلها تنها در بهسازی بستر ضعیف ساختمانها مورد توجه قرار داشت. لیکن رفته رفته و با توسعه و اجرای این روش در کشورهای مختلف، دامنه کاربرد آنها به دیگر عرصه‌های مهندسی ژئوتکنیک نظیر پایدارسازی شیبها، مقابله با روانگرایی و ... نیز کشیده شد.

## دامنه کاربرد

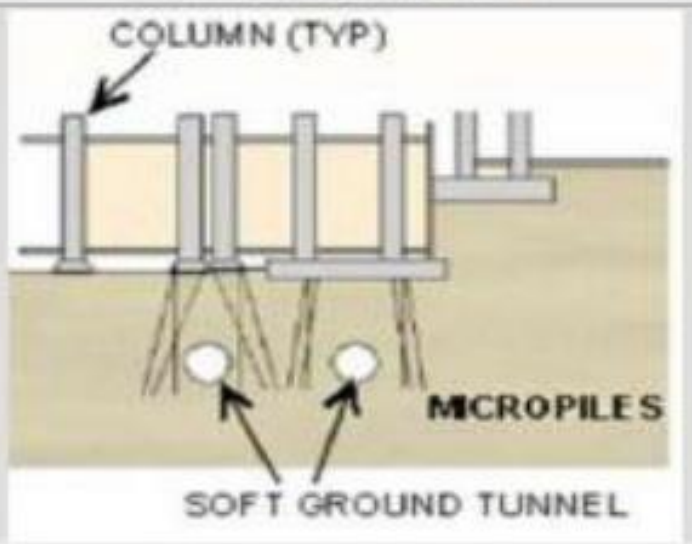
بطور کلی کاربرد میکروپایلها در مهندسی ژئوتکنیک مشتمل بر دو بخش "استفاده در بستر پی سازه‌ها" و "اصلاح و بهسازی برجای خاک" می‌باشد. انجام تحقیقات گسترده در مجامع علمی - تخصصی جهان بر روی میکروپایلها و رفتار استاتیکی، دینامیکی و لرزه‌ای آنها و همچنین تعریف بسیاری از تحقیقات و پایان نامه‌های دانشگاهی و ارائه مقالات مختلف در کنفرانسهای بین‌المللی درباره چگونگی رفتار و معیارهای طراحی میکروپایلها در خاکهای مختلف، نیز بیانگر افزایش اقبال جامعه مهندسی ژئوتکنیک به بهره‌گیری از این تکنیک می‌باشد. از آن جمله می‌توان به انجام پروژه ملی Forever در فرانسه در مورد بررسی رفتار میکروپایلها و یا تدوین دستورالعمل طرح و اجرای میکروپایلها در اداره بزرگراههای ایالات متحده (U.S.FHWA) اشاره نمود.



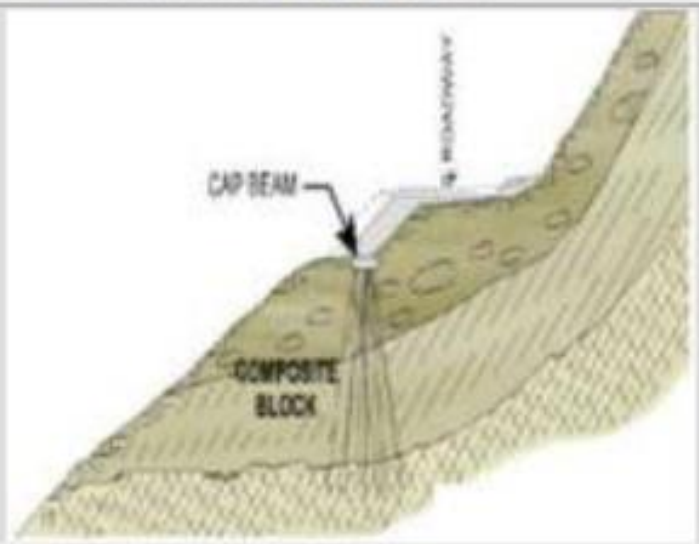

بهسازی پی ساختمانهای قدیمی




بهسازی و نوسازی پی های آسیب دیده




ساخت و ساز مجاور ساختمان های موجود




پایدار سازی شیروانیها

# ۱) حفاری

در صورتیکه امکان کوبش لوله‌های میکروپایل از ابتدا به دلایل مختلف نظیر وجود کفسازی، بتن مگر، لایه متراکم خاک و غیره میسر نباشد، می‌بایست نسبت به انجام عملیات حفاری اقدام نمود. عملیات حفاری به روش‌های مختلف نظیر حفاری دورانی (Rotary) و یا دورانی- ضربه‌ای (D.T.H) صورت می‌پذیرد. حفاری می‌بایست تا عمقی که امکان کوبش میسر گردد، ادامه یابد. بعضاً حفاری در کل ارتفاع میکروپایل نیز صورت می‌گیرد.

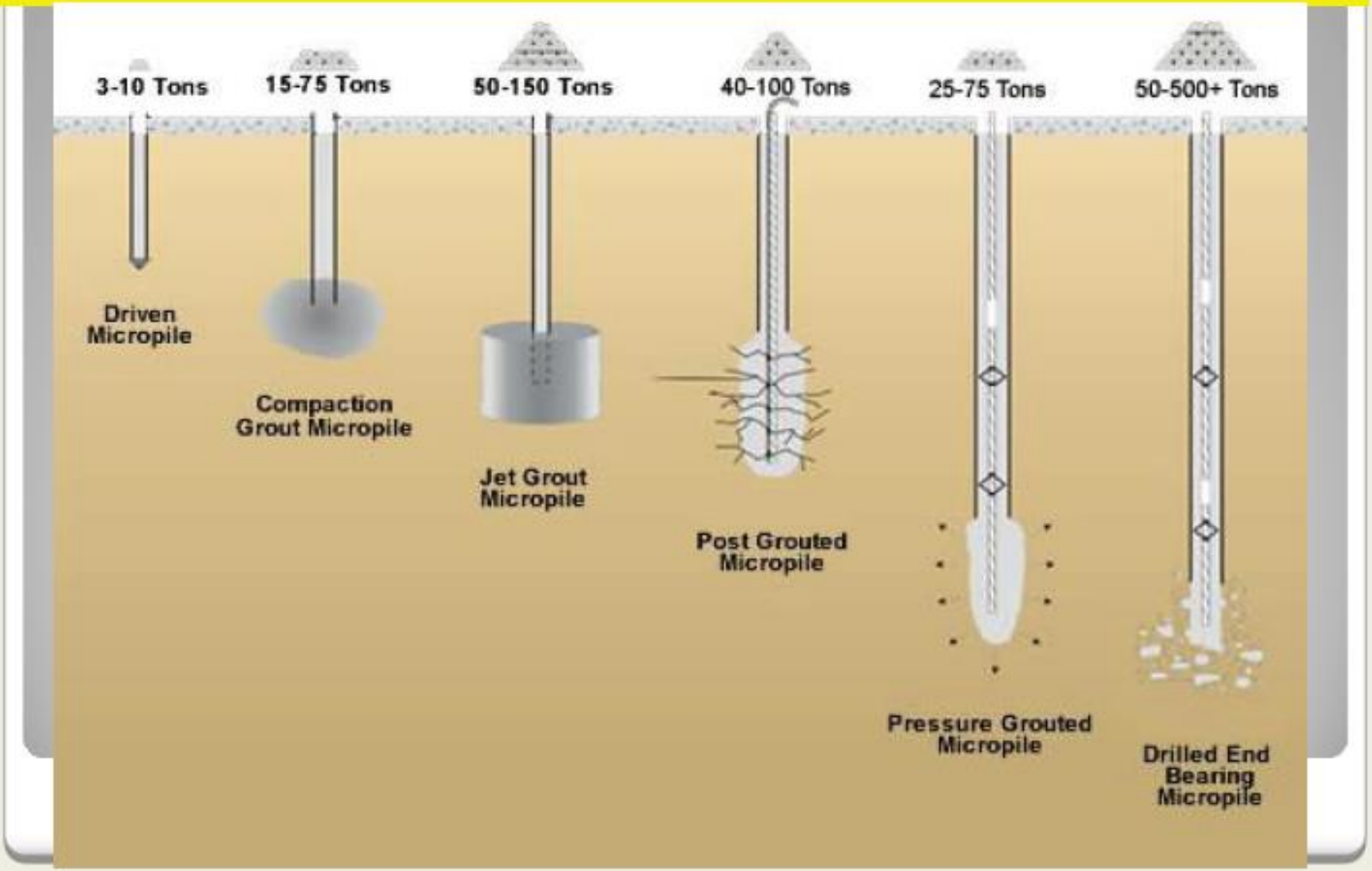
حفاری(اجرای میکروپایل بصورت مایل)

حفاری(اجرای میکروپایل بصورت مایل)

حفاری(اجرای میکروپایل بصورت قائم)

حفاری(اجرای میکروپایل بصورت قائم)

# انواع میکرو پایل ها که برحسب روش اجرا، ظرفیت های متفاوتی ایجاد میکنند



## ۳. لوله‌کوبی

به منظور استقرار لوله‌های میکروپایل در محل گمانه، غالباً از عملیات لوله‌کوبی استفاده می‌گردد. برای این منظور در مرحله اول عملیات از لوله نوک‌تیز میکروپایل استفاده می‌شود و پس از فرو رفتن لوله اول، لوله دوم به لوله اول متصل گردیده و کوبیده می‌شود و عملیات کوبش به همین منوال ادامه می‌یابد. طول لوله‌های میکروپایل غالباً دو متر می‌باشد. جهت اتصال کامل لوله‌ها به یکدیگر علاوه بر استفاده از پوشن‌های رزوه شده، لوله‌ها به لبه پوشن نیز، جوش داده می‌شوند.

لوله میکروپایل با دیواره مشبک(در طولهای ۲ متری)

لوله نوک تیز میکروپایل جهت شروع لوله کوبی

## ۳. تزریق

پس از اتمام لوله‌گویی، می‌بایست تزریق دوغاب سیمان انجام گیرد . مجموعه دستگاه تزریق از سه بخش میکسر اولیه، میکسر ثانویه و پمپ تزریق تشکیل می‌گردد.اختلاط در میکسر اولیه از نوع سیستم چرخش سریع آب(circulation)می باشد و میکسر ثانویه از نوع پره ای می باشد و دوغاب به منظور تزریق توسط پمپ تزریق در آن نگهداری می شود . پس از اختلاط آب و سیمان به نسبت مشخص در میکسرها، دوغاب سیمان توسط پکرهای درون چاهی و سرچاهی از طریق جداره مشبک میکروپایل به خاک تزریق می‌گردد که علاوه بر افزایش قابل توجه چسبندگی جداره میکروپایل به زمین، سبب بهبود مشخصات مکانیکی خاک اطراف نیز می‌گردد. به دلیل اینکه دوغاب سیمان باید تحت فشار زیاد در لایه های خاک نفوذ کند ، جهت تزریق از یکـری شیلنگ دو جداره به نام پکر(packer) استفاده می شود. پکرها بعد از اینکه به درون لوله میکرو پایل فرستاده شدند جداره دوم آنها بوسیله پمپ هوا باد می شود که با این کار پکر کاملا به بدنه لوله می چسبد و مانع خروج دوغاب در حین تزریق از بالای لوله می شود.

ساخت دوغاب سیمان جهت تزریق
پمپاژ آب به درون لوله میکروپایل جهت خروج گل و لای درون آن
جاگذاری یکر جهت تزریق دوغاب به درون لوله
تزریق تحت فشار دوغاب به درون لوله میکروپایل
نمونه از تزریق دوغاب سیمان در لایه های خاک
بهبود خواص خاک بعد از تزریق دوغاب سیمان

# ۱) تسلیح و نصب فلنچ

گام نهایی در اجرای میکروپایل، عملیات نصب آرماتور تسلیح در داخل لوله میکروپایل و نصب فلنج (در صورت نیاز) می‌باشد. بدیهی است که آرماتور تسلیح می‌بایست قبل از گیرش سیمان، در داخل گمانه نصب شود. فلنج که به منظور ایجاد اتصال کامل بین میکروپایل و بتن فونداسیون و همچنین جلوگیری از برش پانچ سر میکروپایل در داخل بتن پی بکار می‌رود، می‌بایست در آخرین مرحله به آرماتور تسلیح میکروپایل جوش شود.

نصب آرماتور تسلیح قبل از گیرش سیمان

نصب فلنج

نمونه ای از میکروپایل آماده

نمایی از اجرای میکروپایل در زیر فونداسیون

ریختن بتن مگر

ریختن بتن مگر

نمونه ای از اجرای میکروپایل در زیر پی

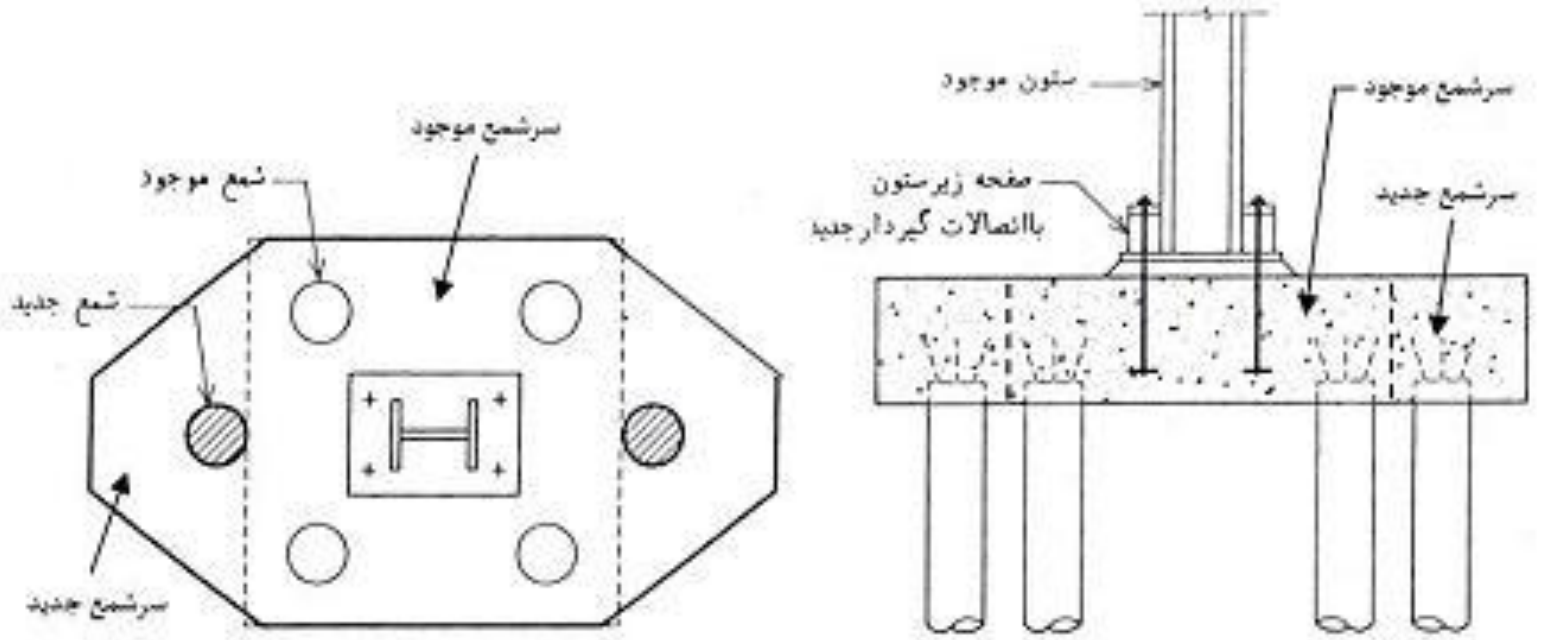
نمونه ای از اجرای میکروپایل در زیر پی

نحوه اتصال میکرو پایل به فونداسیون

نحوه اتصال میکرو پایل به فونداسیون

## II- 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**

# اجرای پی عمیق در کنار پی سطحی موجود

- اجرای شمع بعنوان بخشی از پی دیوار برشی جدید در کنار دیوار موجود
- مسائل اجرایی متعددی مثل دسترسی ماشین حفاری به محل مورد نظر، محدودیت فضا و لرزش ناشی از کار ماشین حفار و احیانا برخورد به لوله و یا تاسیسات زیرزمینی باید مد نظر قرار گیرد.
- وقتی امکان کار از بیرون ساختمان وجود دارد می توان حفاری را بصورت اریب از بیرون انجام داد.

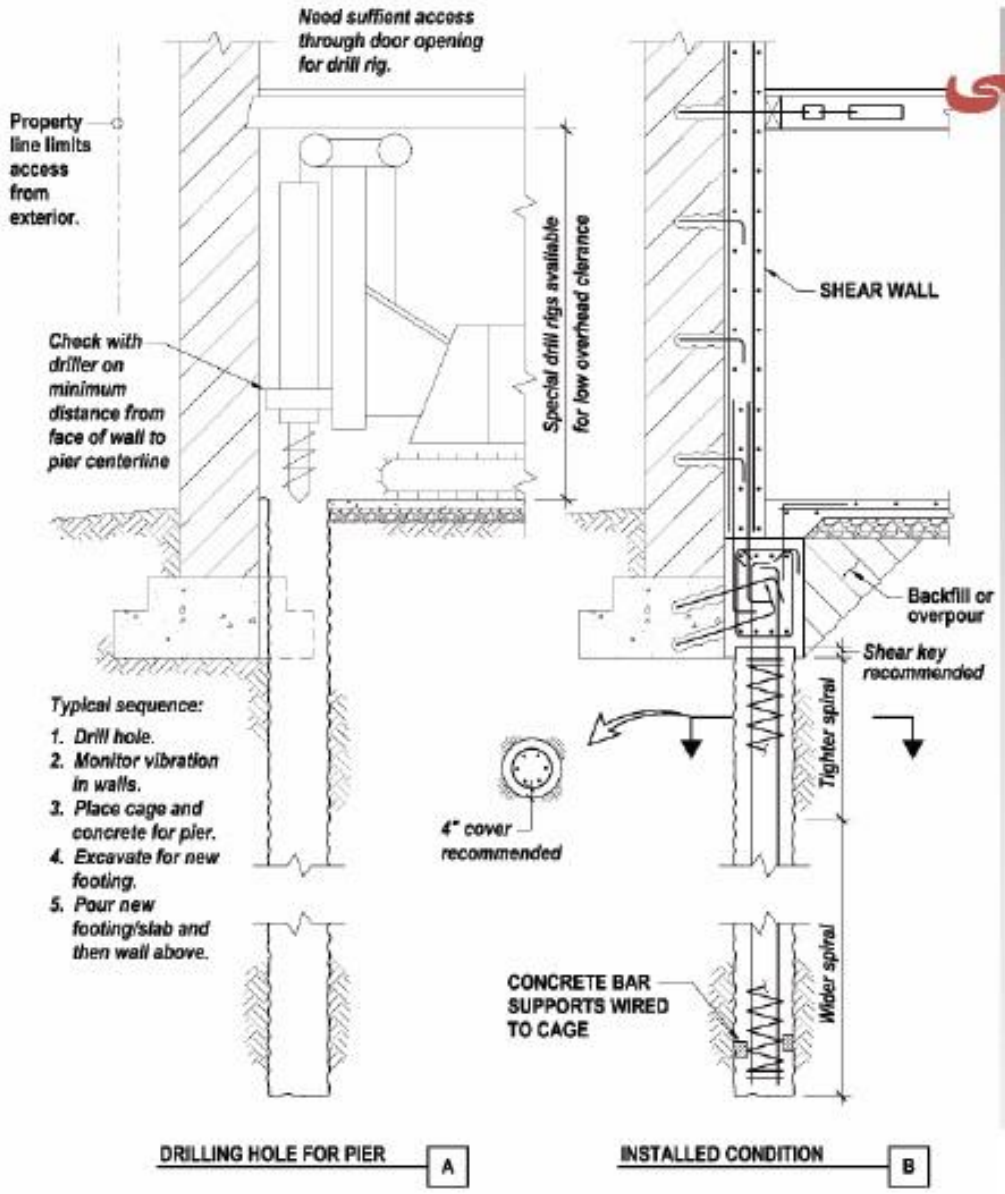
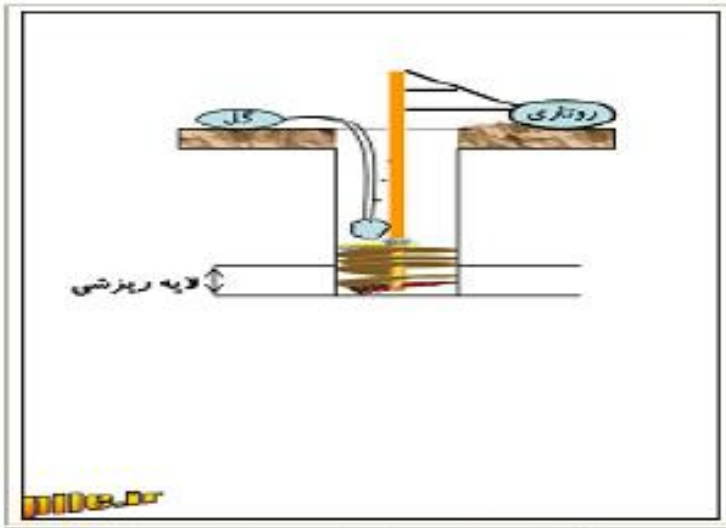
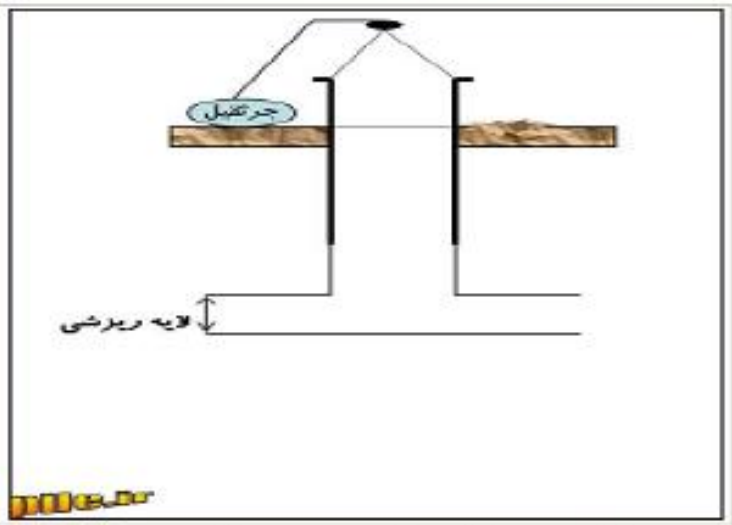



Figure 23.6.4-1: New Drilled Pier Next to Existing Strip Foundation

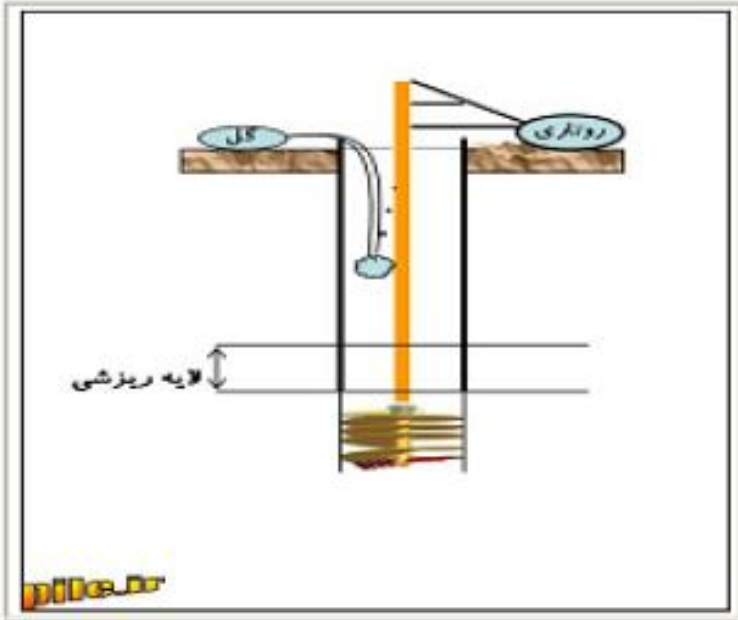
## مراحل اجرای شمع درجای بتنی در یک نگاه



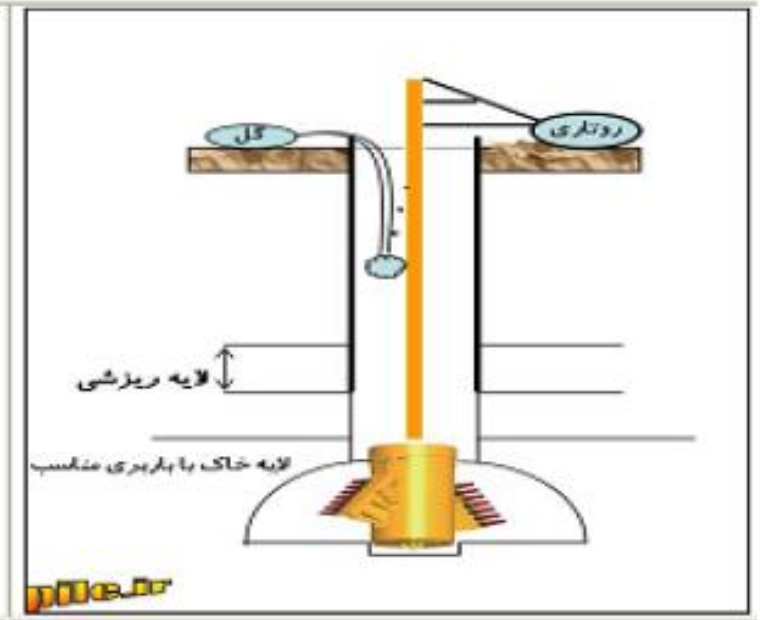

1. حفاری اولیه همراه با تزریق گل بنتونیت



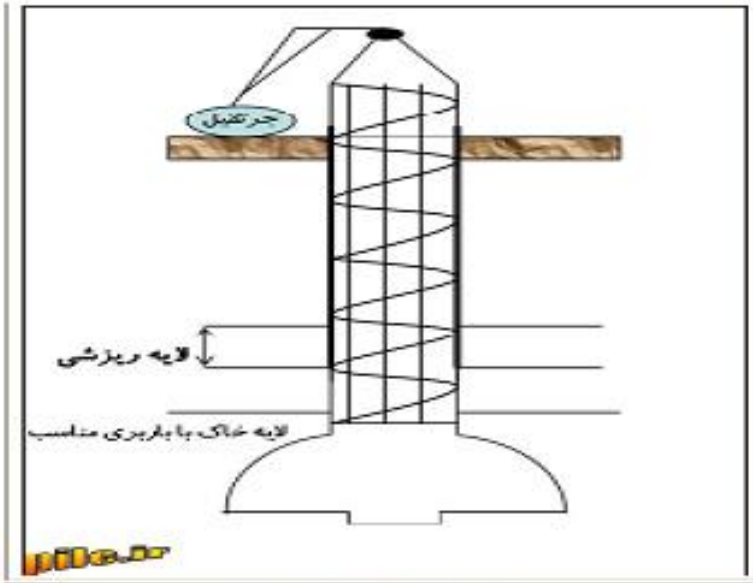

2. کیسینگ گذاری تا عمق عبوری از لایه ریزشی



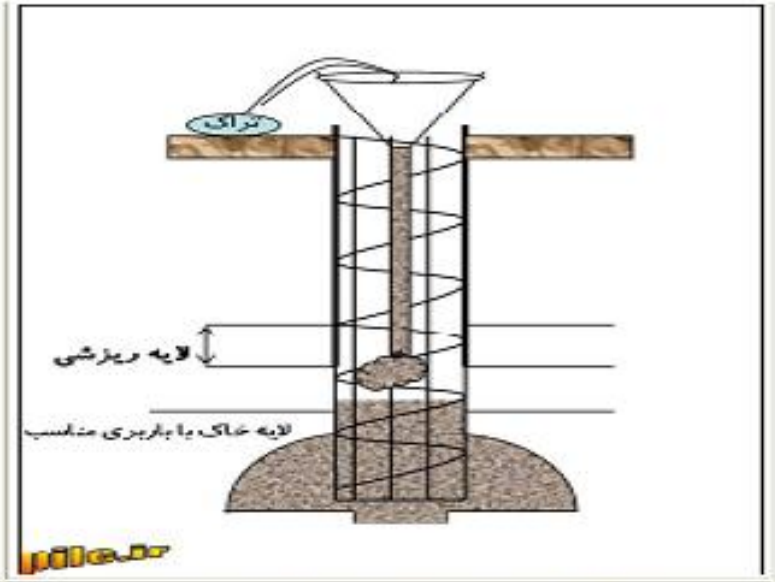

3. از سرگیری حفاری از درون کیسینگ



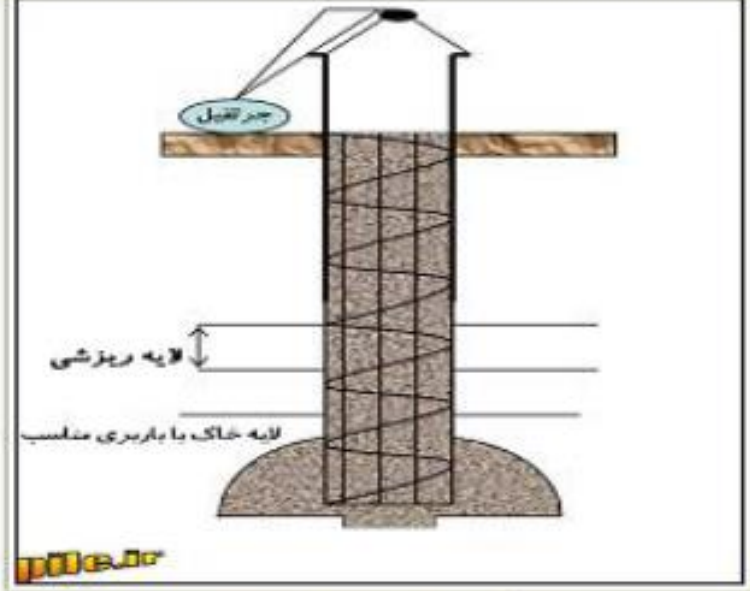

4. ایجاد انباره در انتهای شمع(ویژه شمع های پدستالی)



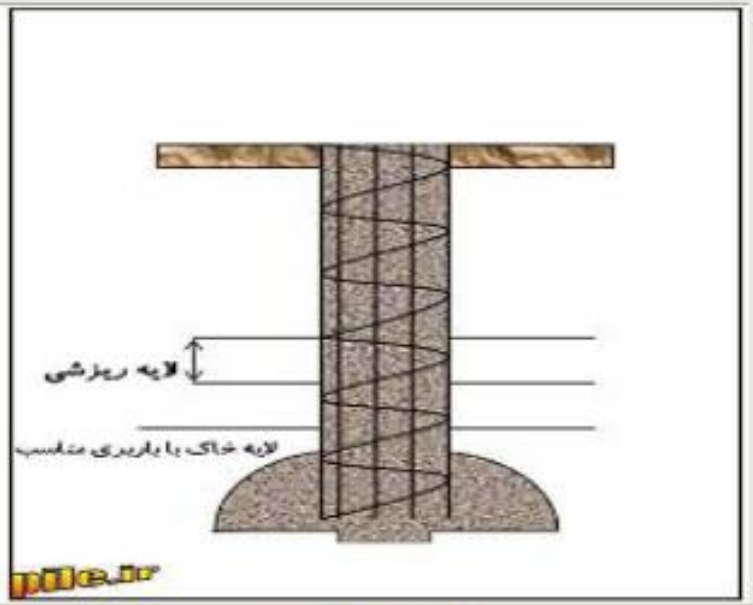

.5جاگذاری قفسه ارماتور




.6جاگذاری ترمی و قیف و انجام بتن ریزی




.7بیرون کشیدن کیسینگ




.8اتمام اجرای شمع

## ابعاد

عمق معمول: ۱۰ الی 40 متر
حداکثر عمق: حدود 90 متر
قطر معمول: ۴۰ الی 150 سانتیمتر
حداکثر قطر: حدود ۳ متر

توجه: صورتیکه قطر چاه از ۷۶ سانتیمتر بیشتر شود به آن پایه عمیق می گویند.

## نوع زمین مناسب

امروزه با پیشرفت تکنولوژی،شمع های درجا در اکثر زمینهای دارای خاک با پایداری و ایستایی نسبی قابل اجرا می باشند.

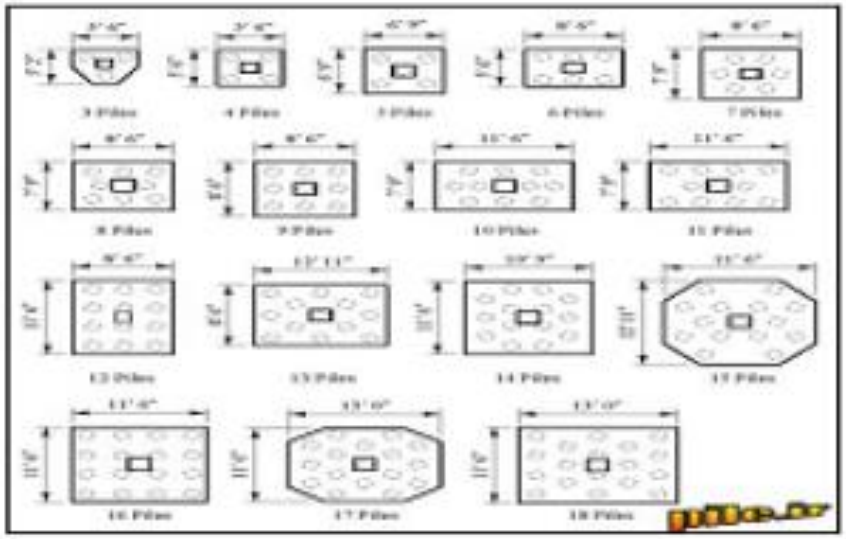
## مزایا

عدم محدودیت قطر ، امکان افزایش مقطع شمع در قسمت انتهایی و افزایش توان باربری ، تدارک آسان تر ماشین آلات حفاری نسبت به شمع کوبی ، مناسب بودن برای استفاده در محیطهای شهری به دلیل سر و صدای کمتر ، تکمیل مطالعات و شناسایی خاک حین حفاری

## معایب

عدم امکان کنترل کیفیت بتن مصرفی بخصوص وقتی که سطح آب زیرزمینی بالاست ، ضرورت استفاده از لوله غلاف و گل حفاری ، احتمال جابجایی محور مرکزی شمع در حین اجرا ، احتمال جا ماندن لوله غلاف بعد از بتن ریزی ، تاثیر شرایط جوی بر روند اجرا ، آلوده شدن محیط حفاری و بتن ریخته شده در چاه به دلیل استفاده از گل حفاری

## شکل قرارگیری شمع های گروهی در زیر سر شمع



شمع گروهی

- **۱- انجام مطالعات ژئوتکنیک**

براساس مطالعات ژئوتکنیک به اطلاعات زیر دست می یابیم:

۱) تعیین تکلیف استفاده یا عدم استفاده از پی های شمعی

۲) شرایط زیرسطحی و محیطی

۳) ملاحظات اقتصادی

٤) انتخاب نوع پی عمیق (درجا یا کوبیدنی)

۵) جنس شمع

٦) تجهیزات و امکانات ساخت و اجرا

۷) عمق شمع و .....

## ۲- آماده سازی محل حفاری

- محل حفاری باید کاملا مسطح بوده و با مصالح دارای قابلیت زهکش مناسب متراکم گردد و دارای صلبیت کافی جهت انجام عملیات باشد.
- از فضای کافی جهت مانور دستگاه حفاری و بتن ریزی برخوردار باشد.
- در طول عملیات حفاری، خاک حاصل از حفاری مرتبا از محل برداشته شود
- در بستر رودخانه ها و در جاهایی که در معرض آب های سطحی می باشند با استفاده از سپرکوبی در اطراف محل حفاری باید از ورود آب های سطحی جلوگیری شود

## 3. نشانه گذاری محل اجرای شمع

در این مرحله محل دقیق شمع توسط اکیپ نقشه برداری مشخص و نشانه گذاری می شود.

عملیات نقشه برداری

نشانه گذاری محل دقیق شمع

## 4.انتخاب مدل دستگاه حفاری

مشخصات انواع مدل های دستگاه ها و مته های حفاری شمع درجا در قسمت معرفی این تجهیزات آورده شده است.

## 5. استقرار دستگاه حفاری

پس از آماده سازی محل اجرای شمع دستگاه حفاری در محل مستقر می گردد. استقرار دستگاه حفاری بنحوی تعیین می گردد که شرایط زیر را تامین نماید :

- تا پایان حفاری یک شمع نیاز به جابجایی نداشته باشد زیرا در صورت جابجایی دستگاه حفاری و استقرار مجدد باعث اختلال در تراز و شاقول بودن دستگاه حفاری می شود.

-کمترین ضربه دینامیکی را حتی الامکان به شمع های اجرا شده در مراحل قبلی وارد نماید .

-حداقل موانع کاری را نسبت به تردد ماشین آلات مرتبط با عملیات حفاری (جرثقیل، تراک میکسر، لودر و ...) ایجاد نماید.

تراز کردن مته حفاری با محل شمع

## 6. تامین امکانات لازم برای جلوگیری از ریزش دیواره محل حفاری

در صورتیکه امکان ریزش دیواره های محل حفاری شمع ، در اثر فشار خاک و یا آب وجود داشته باشد ، باید با به یکی از روش های زیر از ریزش جداره جلوگیری نمود:

### a: استفاده از گل بنتونیت یا مواد مشابه

با توجه به میزان آب منفذی و همچنین ساختار مکانیکی مصالح عمدتا دیواره شمع حین حفاری پایداری لازم را نداشته و استفاده مصالح تثبیتی مانند بنتونیت با ویسکوزیته حداقل 30 ثانیه و حداکثر 50 ثانیه در لیتر لازم الاجرا می باشد . دوغاب بنتونیت مخلوط یک نوع رس نرم در آب بصورت تعلیق می باشد که باید با استفاده از همزن از ته نشینی آن جلوگیری شود ، با انتقال دوغاب بنتونیت به درون چاه و بنابه خاصیت تیکسوتروپی گل رس ، پوسته ای روی جدار شمع نقش بسته که از ریزش دیواره یا نفوذ آب جلوگیری می کند. بنتونیت باید کاملا با آب مخلوط شود تا مخلوط حالت کلوخه ای نداشته باشد. گل بنتونیت باید قابلیت ایجاد پوشش یا کیک صافی را بر روی جداره چاه داشته باشد و ذرات حفاری شده کوچکتر (حدود6mm) رابه حالت معلق نگه دارد.

گل بنتونیت با غلظت مناسب در حوضچه ها و یا در دستگاههای ویژه ساخت گل بنتونیت ، ساخته می شود و توسط لوله و پمپ به چاه حفاری منتقل می گردد. برای جلوگیری از هدر رفتن گل بنتونیت هنگام سر ریز شدن چاه حفاری می توان با تعبیه کردن یک حوضچه در نزدیکی محل حفاری آن را به حوضچه هدایت و با جدا کردن ذرات معلق بزرگتر با سرند دوباره به چاه برگرداند.

در مراحلی از انجام عملیات حفاری اگر ریزش به علت برخورد با لایه های آبرفتی با ساختار ریزدانه ماسه

ای باشد که از چسبندگی لازم برخوردار نباشد دوغاب بنتونیت به تنهایی جوابگوی تثبیت نبوده و اضافه کردن دوغاب سیمان با عیار 400 کیلوگرم به دوغاب بنتونیت در محل چاه حفاری توصیه می گردد که پس از اضافه نمودن دوغاب سیمان ، عملیات اجرایی به مدت گیرش اولیه سیمان (حدودا 25 تا 35 دقیقه) متوقف گردیده و بعد از آن عملیات حفاری ادامه می یابد .

باید به این نکته نیز توجه داشت که در مواقعی که برای نگهداری دیواره چاه حفاری از بنتونیت و یا مواد مشابه استفاده می شود ، این مواد چنانچه غلظت زیاد داشته باشند ، می توانند در قسمت هایی از بتن ریزی با ایجاد یک لایه پوشاننده برروی بتن موجب قطع پیوستگی بتن شمع شوند .

دستگاه بنتونیت ساز

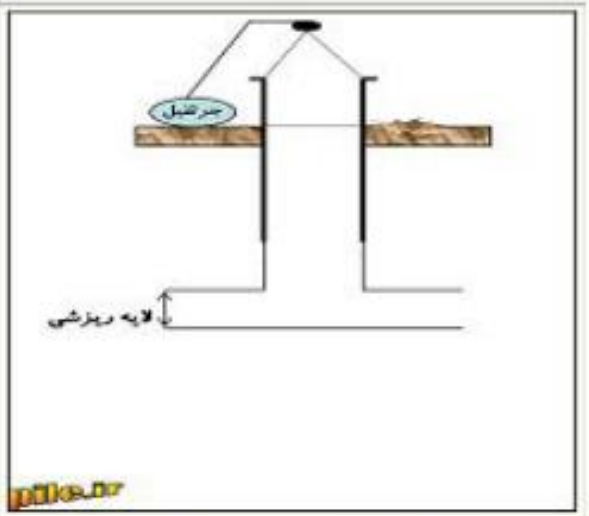
b: استفاده از لوله غلاف (کیسینگ)

از کیسینگ در زمین های استفاده می شود که امکان فرو ریزی و یا تغییر شکل جانبی زیاد خاک به درون فضای خالی چاه وجود دارد. همچنین در مواردی که آب بندی کردن دیواره چاه از ورود آبهای زیر زمینی مورد نظر است نیز از کیسینگ استفاده می شود.الزامی ندارد که ما در تمام طول چاه از کیسینگ استفاده کنیم در صورتیکه فقط عمق خاصی از چاه دارای خاک ریزشی باشد می توانیم کیسینگ تا عمقی که از آن لایه عبور کنیم ادامه دهیم.

در بیشتر مواقع از یک لوله کیسینگ ۳ الی ۵ متری در عمق اولیه شمع برای جلوگیری از ریزش دهانه چاه حفاری استفاده می شود.

نحوه نصب کیسینگ:

1. ابتدا چاه را تا عمقی که از لایه ریزشی عبور کنیم ، حفر می کنیم و بعد از آن لوله کیسینگ را در آن جاگذاری می کنیم. ادامه حفاری از دون لوله کیسینگ انجام می شود.




کیسینگ گذاری تا عمق عبوری از لایه ریزشی

حفاری اولیه تا عبور از لایه ریزشی

ادامه حفاری از درون کیسینگ

جاگذاری کیسینگ

تعبیه دستک و محل عبور لوله بتونیت

ادامه حفاری از درون کیسینگ

2. قبل از شروع حفاری ، لوله کیسینگ را توسط ویبراتور تا عمق مورد نظر(عبوری از لایه ریزشی) در زمین می کوبیم و در مرحله بعد از داخل لوله شروع به حفاری می کنیم.این روش بیشتر در خاک های سست و ضعیف مانند سواحل دریا کاربرد دارد .

امروزه دستگاه های روتاری خود قابلیت کوبش (بصورت دورانی) لوله کیسینگ در زمین را دارا می باشند ونیازی به ویبراتور نمی باشد.

روتاری با قابلیت کوبش کیسینگ

کوبش کیسینگ توسط ویبراتور

بعد از جاگذرای کیسینگ حفاری از درون لوله ادامه پیدا می کند و در صورت لزوم تزریق گل بنتونیت نیز در چاه ادامه می یابد.در قسمت فوقانی کیسینگ باید تکیه گاههای لازم جهت نگه داشتن آن در دهانه چاه حفاری و بیرون کشیدن آن تعبیه شود.

کیسینگ را می توان در جای خود باقی گذاشت یا آن را بیرون کشید(بیشتر مواق بیرون کشیده می شود بجز در حالتی که به دلیل مشکلات اجرایی غیر قابل بیون کشیدن باشد.)

لوله کیسینگ را باید بعد از اتمام بتن ریزی و قبل از گیرش اولیه بتن بیرون کشید. در مواقعی که ابعاد کیسینگ بزرگ می باشد معمولا کیسینگ همزمان با آخرین مراحل بتن ریزی بیرون کشیده می شود.شکل هر دو حالت در قسمت بتن ریزی آورده شده است.

**7. حفاری**

شروع حرکت مته حفاری بصورت دورانی | دستگاه روتاری

| تزریق دوغاب بنتونیت به چاه در حین حفاری | حفاری |
| --- | --- |
| | |
| پیگیری ادامه حفاری بعد از کیسینگ گذاری | قرارگیری کیسینگ در دهانه شمع |
| | |
| تخلیه مدوام خاک حفاری از محل | تخلیه باکت بعد از هر بار پر شدن |

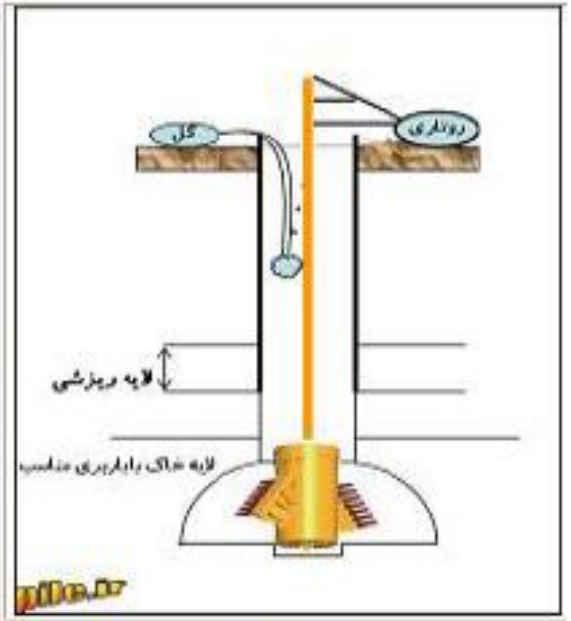
## C. ایجاد انباره در انتهای شمع (ویژه شمع های پدستالی)

در صورتیکه قطر مقطع انتهایی شمع از قطر چاه بیشتر باشد به آن شمع انباره ای یا کف پهن(پدستالی) گفته می شود.

انباره را می توان در خاک های پایدار و غیر ریزشی و در صورت پایین بودن سطح آب زیر زمینی جهت افزایش ظرفیت باربری شمع ایجاد نمود.

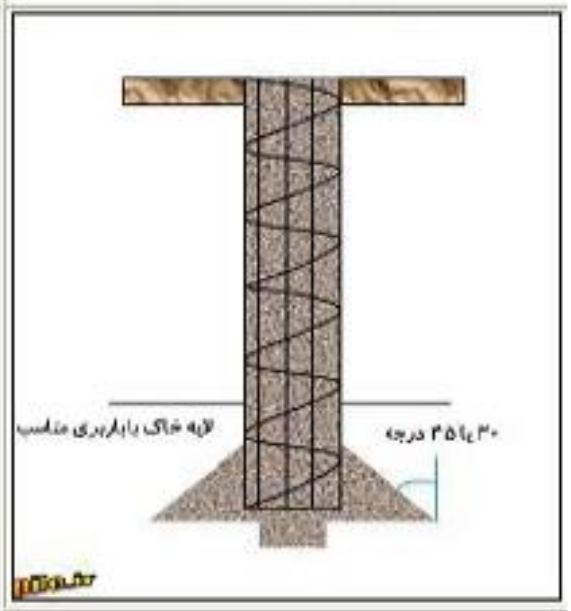
از شمع های پدستالی در مواقعی استفاده می شود که در انتهای شمع یک لایه مقاوم خاک یا یک لایه ضیف سنگی موجود باشد وگرنه در شمع هایی که انتهای آنها بر روی لایه سنگی سخت قرار دارد اکثرا ظرفیت باربری آنها به اندازه مقاومت بتن شمع می باشد و نیازی به خزانه انتهایی ندارند.

در شمع های پدستالی ، برای افزایش مقطع قسمت انتهایی شمع از باکت های زنگوله ای(Belling bucket) استفاده می شود. به انتهای این باکت ها بازوهایی مفصلی مجهز به دندانه های برنده تعبیه شده که خاک را به صورت مخروطی در می آورند. در هنگام بالا آمدن باکت، بازوها جمع می شوند. به دلیل مشکلات اجرایی بتن قسمت کناری خزانه بصورت غیر مسلح در نظر گرفته می شود.

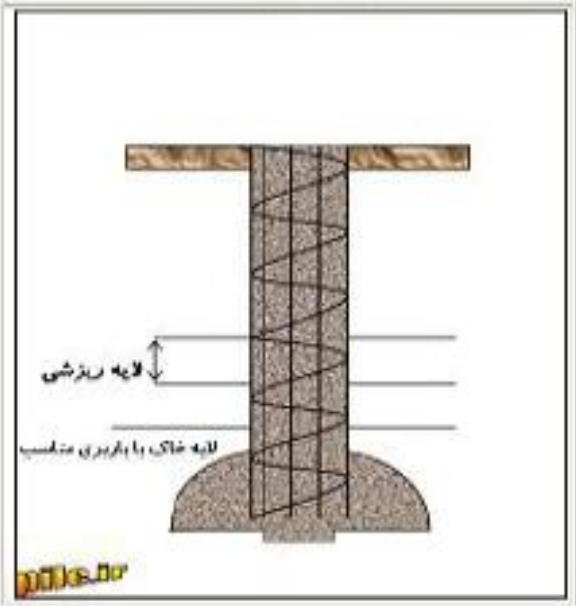



ایجاد انباره در انتهای شمع

باکت مخصوص ایجاد انباره




شمع با انگای انباره ای زاویه دار(۳۰ یا ۴۵ درجه)




شمع با انگای انباره ای

## 8. فولادگذاری (قفسه آرماتور یا هسته فولادی)

### قفسه آماتور

در این مرحله در صورت مسلح بودن بتن شمع ، قفسه های آرماتور طبق مشخصات فنی بافته شده و با جرثقیل حمل و به داخل چاه حفاری شده منتقل می شود . معمولا طول هر قفسه 12 متر می باشد که با توجه به عمق شمع در صورت نیاز به اضافه کردن قفسه های بیشتر ، قفس اول در دهانه چاه حفاری نگه داشته می شود و با توجه به مشخصات آرماتور همپوشانی لازم انجام و توسط آرماتور بند به هم متصل می شوند و بعد از اتصال ، قفسه ها در چاه حفاری کارگذاری می شود.

توجه داشته باشید که قفسه آرماتور هرگز نباید تا کف چاه پایین رود زیرا رعایت حداقل پوشش بتنی بین قفسه و کف چاه الزامی می باشد. جهت رعایت پوشش بتنی بین قفسه و دیوار شمع نیز از غلطکهای بتنی نصب شده بر روی آرماتورهای عرضی استفاده می شود.

جاگذاری قفسه آرماتور

تهیه قفسه آرماتور

گاهی بجای قفسه آرماتور از پروفیل های فولادی (در محور شمع) استفاده می شود.

...

جاگذاری پروفیل

شاقول کردن پروفیل برای قرار گرفتن در مرکز شمع

نصب پروفیل در چاه

## 9. بتن ریزی

### آماده کردن بتن مصرفی

برای کاهش قطر چاه ، مقاومت بتن مصرفی در شمع اغلب در حدود ۲۸ الی ۳۵ مگاپاسکال در نظر گرفته می شود. بتن مصرفی در شمع های درجا باید حدود 13 الی 21 سانتیمتر روانی (اسلامپ) داشته باشد (اسلامپ بهینه=حدود ۱۵ سانتیمتر ) . جهت بهبود کارایی بتن مصرفی از روان کننده استفاده می شود .

فواصل زمانی ما بین اتمام تخلیه هر تراک میکسر با شروع تخلیه تراک میکسر بعدی نباید بیشتر از 10 دقیقه باشد .

### عملیات بتن ریزی

بتن‌ریزی در محل حفاری شده شمع بصورت پیوسته و مداوم ، به وسیله لوله مخصوص (ترمی) انجام می‌گیرد ، بدین شکل که لوله های ترمی در متراژهای مختلف 2 الی 5 متری و قطر 10 الی 20 سانتی متری را به اندازه عمق شمع به هم متصل نموده و در داخل چاه حفاری کارگذاری می شود و در قسمت فوقانی آن یک قیف برای ورود بتن نصب می گردد حال شروع به ریختن بتن در قیف می کنیم و با بالا و پایین کردن لوله ترمی بوسیله جرثقیل بتن از لوله ترمی تخلیه و به درون چاه حفاری ریخته می شود . برای جلوگیری از ورود گل حفاری (دوغاب بنتونیت و مواد مشابه) به درون بتن باید همیشه انتهای لوله ترمی در بتن باقی بماند با این کار گل حفاری به دلیل سبکتر بودن نسبت به بتن بر روی بتن باقی می ماند و از نفوذ آن در بتن جلوگیری می شود.

کم کم با بالا آمدن بتن در چاه حفاری برای کوتاه کردن لوله ترمی از قسمت فوقانی و بدون خارج شدن انتهای لوله ترمی از بتن ، قطعه ابتدایی آن را جدا می کنیم و با نصب دوباره قیف شروع به بتن ریزی می کنیم .

زمان خاتمه حفاری تا شروع بتن‌ریزی، نباید بیش از 6 ساعت به طول انجامد. در صورتی که این مدت به دلایل غیر قابل پیش‌بینی بیشتر شد، به دلیل رسوب مواد معلق و یا ریزش جداره چاه، ممکن است مواد آلوده کننده را در ته چاه جمع شود که باید قبل از شروع بتن‌ریزی با وسایل مناسب تخلیه گردند.

برای اطمینان از پیوستگی بتن شمع باید حجم چاه و بتن مصرفی را بعد از اتمام بتن ریزی کنترل کرد.

بتن‌ریزی باید تا بالاتر از سطح نهایی بتن شمع ادامه یابد. ارتفاع بتن‌ریزی اضافی، در صورتی که بتن‌ریزی در زیر سطح آب انجام شود، معادل 1/5 الی 3 متر و در صورتی که بتن‌ریزی در محل خشک انجام شود، معادل 7/5 الی 30 سانتیمتر خواهد بود(به دلیل مخلوط شدن گل حفاری با بتن قسمت پایانی). ارتفاع بتن‌ریزی اضافی باید در نقشه‌ها و مشخصات فنی خصوصی تعیین گردد .

نگه داشتن ترمی در دهانه چاه جهت نصب قیف

جاگذار لوله ترمی

## ۱۰. تخریب بتن اضافی

پس از اتمام عملیات بتن‌ریزی شمع، روی شمعها باید برای مدت 7 روز، خیس نگهداری شود و سپس سر کلیه شمعها به اندازه مورد لزوم تخریب شود . تحت هیچ شرایطی نباید بتن اضافی روی شمع قبل از 7 روز تخریب شود .

تخریب بتن کثیف روی شمع بعد از ۷ روز

# فصل چهارم

# بهسازی سازه های فولادی

# بهسازی سازه های فولادی

**مقدمه:**

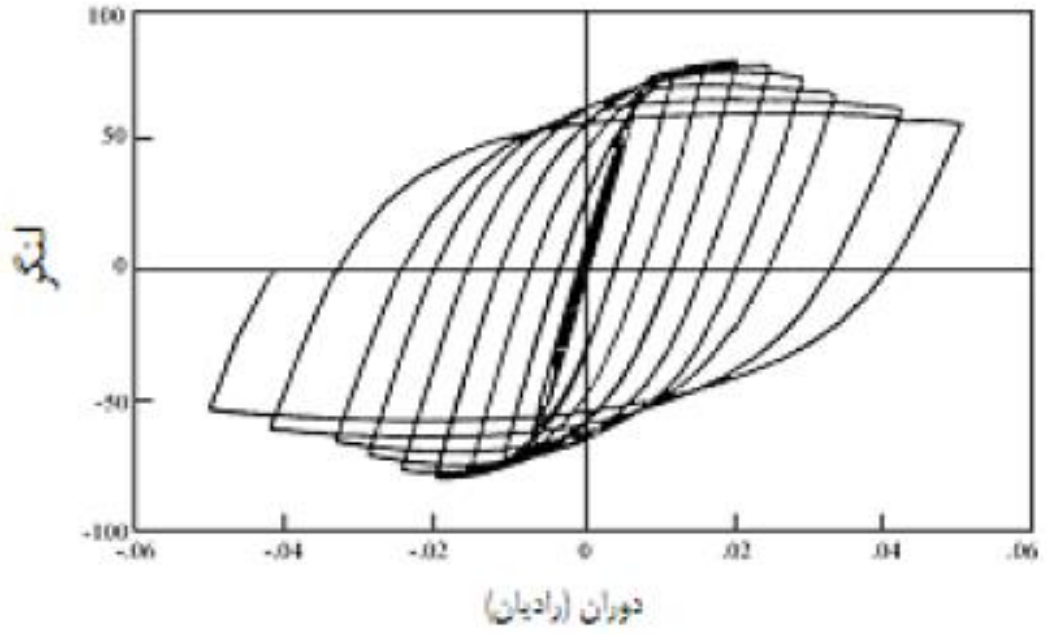
فولاد به دلیل سختی و مقاومت بالا و از طرفی، سادگی نصب و اتصال، به عنوان مصالح ساختمانی مناسب در سالیان گذشته مورد استفاده وسیع در ساخت و سازهای کشور قرار گرفته است. شکل پذیری بالای فولاد، آن را به عنوان یک ماده ایده آل در طرح لرزه ای ساختمان ها مطرح نموده است. اما کمتر در ساختمانهای موجود در کشور می توان نشانه هایی از رعایت ضوابط مناسب جهت تضمین شکل پذیری آنها یافت.

در این فصل سعی بر آن است که با توجه به تجربیات موجود در ارزیابی لرزه ای و بهسازی اعضای باربر فولادی در ساختمانهای موجود در کشور ، ضعف های عمومی این اعضا، نحوه ارزیابی و پیش بینی عملکرد لرزه ای آنها و همچنین راهکارهای مناسب بهسازی به اختصار مورد بررسی قرار گیرد.

اعضای فولادی باربر جانبی و مشخصات مصالح

اعضای فولادی مورد بحث در این فصل شامل ستون ها، تیرها، مهاربند ها و اتصالات آنها می باشد. در ساختمان های موجود در کشور تیرها، ستون ها و مهاربند ها، با استفاده از مجموعه ای از پروفیل های I شکل (استاندارد یا غیر استاندارد)، ورق ها، نبشی یا ناودانی که با استفاده از جوش یا پیچ(عموماً در ساختمانهای صنعتی) به یکدیگر اتصال یافته اند، ساخته شده اند.

- **رفتار لرزه ای اعضای فولادی:**
- **مزیت اصلی فولاد در قابلیت استهلاک بالای انرژی آن در سیکل های رفت و برگشتی است. همچنین با توجه به پدیده سخت شدگی، حلقه های هیسترزیس بزرگی از خود نشان می دهد.**



## تیرهای فولادی:

تیرهای فولادی در ساختمان ها، علاوه بر باربری ثقلی می توانند با رفتار خمشی خود، به عنوان قسمتی از سیستم باربر جانبی در قاب های خمشی و یا در ناحیه تیر پیوند در مهاربندی های برون محور عمل نموده و با گسترش پلاسیسیته ناشی از لنگرهای خمشی، نقش اصلی را در جذب انرژی زلزله های شدید ایفا نمایند. محل و توزیع کرنش های خمیری بستگی به پارامترهای هندسی)عمق و دهانه(، شرایط مرزی، میزان بارهای ثقلی و تغییر مکان های نسبی طبقات که در حین زلزله ایجاد می شود، دارد.

## ظرفیت تیرها:

به طور کلی مقاومت مورد انتظار تیرها و اعضا و اجزای دیگر که تغییر شکل های خمشی دارند بر مبنای کمترین مقدار حالت های حدی تسلیم مقطع، کمانش پیچشی جانبی، کمانش موضعی بال و تسلیم برشی جان تعیین می شود. رجوع شود ضوابط مبحث ۱۰ مقررات ملی ساختمان

## اشتباهات رایج در ارزیابی تیرها:

در ارزیابی تیرها ی فولادی به روش خطی و غیر خطی، اشتباهات متعددی رایج است که در ادامه به تفکیک، مورد بررسی قرار می گیرد.

الف- در بخش قابل توجهی از ساختمان های اسکلت دار موجود در کشور، نقش اصلی در باربری ثقلی سازه را دیوار آجری پر کننده بر عهده دارند و صرف نظر کردن از این عناصر، منجر به نتیجه گیری در آسیب پذیری بالای تیرها در باربری ثقلی خواهد شد. در چنین مواردی، بسته به مورد و قضاوت مهندش طراح، حفظ پایداری خارج از صفحه دیوارها در مقابل زلزله و نقش دهی به آنها در باربری ثقلی، کاهش حجم بالای بهسازی را می تواند به همراه داشته باشد.

ب- مهندس طراح باید به این موضوع توجه داشته باشد که اعضا و اجزای باربر ثقلی، باید تحت بار ثقلی در محدوده ارتجاعی باقی بمانند و هر گونه فرض تشکیل مفاصل خمیری، احتساب ظرفیت شکل پذیری یا اعمال ضرایب کاهش نیرو در تحلیل این اعضا و اجزا تحت بار ثقلی قبل از وقوع زلزله صحیح نمی باشد.

پ- فرض اصلی در تحلیل به روش خطی قاب های خمشی که وارد محدوده غیر خطی شده اند این است که مفاصل خمیری تیرها در دو انتها رخ دهد. در این حالت توزیع لنگر محاسبه شده در روش خطی متناسب با حالت غیر خطی بوده و با مقیاس مناسب می توان عملکرد لرزه ای عضو را مورد کنترل قرار داد. با این حال در تیرهای با دهانه بلند، بار ثقلی زیاد و یا تیرهای با مقطع متغیر امکان تشکیل مفاصل خمیری در نقاطی غیر از دو انتهای تیر محتمل است. لذا مهندس طراح باید به نحو مناسبی نسبت به عدم تشکیل مفاصل خمیری در نقاط میانی تیر(پس از باز توزیع نیرو) اطمینان حاصل نمایند. در صورت وجود مفاصل میانی در اعضا، لازم است با طرح تقویت مناسب از تشکیل آن ممانعت به عمل آید و یا از تحلیل غیر خطی جهت برآورد نیازهای لرزه ای اعضا استفاده شود.

ت- یکی از موارد مهمی که باید در ارزیابی و بهسازی لرزه ای تیرها مورد توجه قرار گیرد، قابلیت باربری ثقلی این اعضا پس از وقوع زلزله است. در حین زلزله و با رشد مفاصل خمیری در طول اعضا، باز توزیع نیرو صورت گرفته و در این حالت ممکن است مقدار تلاش های ایجاد شده در اعضای تحت بار ثقلی، با آنچه قبل از وقوع زلزله منظور شده است متفاوت باشد.

ت- در محاسبه ظرفیت تیرهایی که با خمش خود در باربری لرزه ای مشارکت می کنند باید دقت لازم صورت گیرد. بعضی از مهندسین مقاومت تیر را کمتر از مقاومت واقعی براورد می نمایند و یا از رفتار سخت شدگی آن صرف نظر می کنند. سخت شدگی مقاومت را به شدت افزایش می دهد، تخمین پایین مقاومت تیرها در فرآیند طراحی می تواند نتایج نامطلوبی به همراه داشته باشد. اولاً باعث تخمین دست پایین نیاز مقاومتی در محل اتصال تیر به ستون می شود و از طرفی مقدار حداکثر لنگر انتقالی از تیر به چشمه های اتصال و ستون ها کمتر از مقدار واقعی محاسبه می شود و هدف اصلی طرح که تمرکز جذب انرژی در ناحیه خمیری تیرها می باشد، تأمین نمی شود. در صورتی که مقاومت برشی چشمه های اتصال بیشتر از مقدار خمش ایجاد شده در تیر باشد، ممکن است مفاصل خمیری در ستون ها ایجاد شده و مکانیسم طبقه ایجاد شود. در صورتی که چشمه های اتصال در مقابل برش ضعیف باشند، ممکن است تسلیم انها قبل از گسترش مفاصل در تیرها رخ دهد.

ج- عدم استفاده صحیح یا مفروضات اشتباه در نرم افزار محاسبه

## ستون های فولادی:

وجود نیروی محوری قابل ملاحظه ستون ها در مقایسه با تیرها، رفتار ستون ها در مقایسه با تیرها بسیار پیچیده تر می کند خصوصاً اگر رفتار غیر ارتجاعی در ستون ها گسترش یابد. از طرفی، بررسی اثرات P-در ستون های تغییر شکل یافته در محدوده خمیری و تحت تأثیر لنگر خمشی، بسیار مشکل است. به خاطر وجود این اثرات، مقدار لنگر حداکثر خمشی در ستون ها ممکن است در ناحیه ای غیر از دو انتهای ستون رخ دهد. لذا در روش های جدید طراحی عموماً سعی بر آن است که ستون را از تسلیم شدگی شدید محافظت نمود. به عبارت دیگر فلسفه ستون قوی را دنبال نمود.

## ظرفیت ستون های فولادی:

ستون های فولادی می توانند تحت ترکیبی از نیروهای محوری)کشش یا فشار(، و خمش دو محوره قرار گیرند.

## اشتباهات رایج در ارزیابی ستون ها:

الف- اعمال اثرات همزمان مولفه های زلزله در ستون های گوشه

ب- محل وصله ستون ها که عموماً توسط جوش نفوذی یا ورق های اتصال صورت می گیرند، باید حتماً مورد توجه و بازرسی قرار گیرد. جوش اتصال این وصله ها پتانسیل شکست ترد تحت خمش و کشش را ممکن است دارا باشند.

پ- موارد طراحی و پارامترهای مربوطه

**انواع اتصالات فولادی عبارتند از اتصالات ساده، نیمه صلب و صلب**

**اتصالات صلب:**

**در صورتی که سختی و مقاومت اتصال تیر به ستون از حدود مشخص شده در بند ۵ – ٤ – ۲ نشریه ۳٦۰ بیشتر**

**باشد این اتصال از نوع صلب منظور می شود.**

**اتصالات نیمه صلب:**

**در صورتی که تغییر شکلها در محل اتصال تیر به ستون بیش از ۱۰ درصد کل تغییر شکل های قاب را شامل شود و یا مقاومت آن از کمترین مقاومت اعضایی که به هم متصل شده اند کمتر باشد، اتصال نیمه صلب منظور می شود.**

**میزان چرخش حد تسلیم اتصالات نیمه صلب $\Theta y$ در محدوده ۰.۰۰۳ تا ۰.۰۰۵ رادیان برآورد می شود.**

## اتصالات ساده برشی:

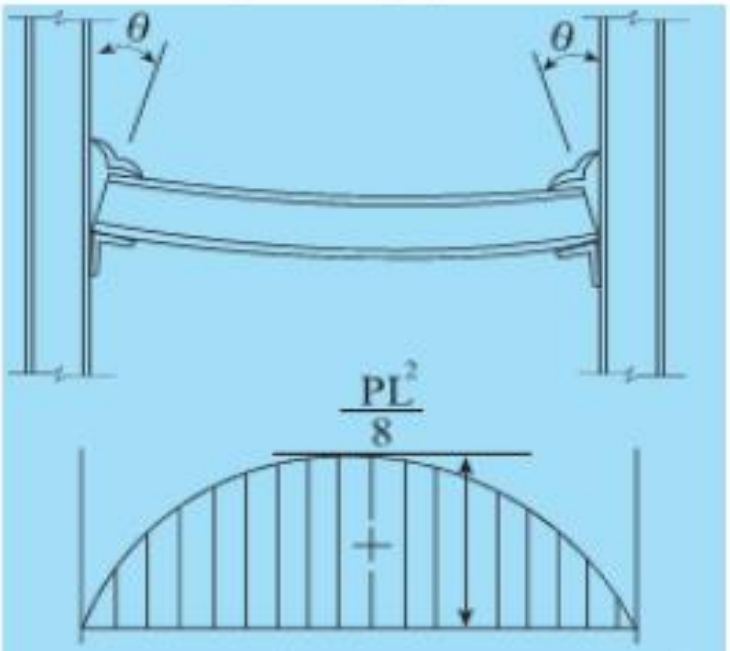
در عمل اتصال ساده برشی، آن گونه که به صورت ایده آل، مفصلی منظور شود وجود ندارد. با این حال در اتصالاتی که جزییات آن به گونه ای منظور شده است که ممانعت خاصی در مقابل دوران تیر ایجاد ننمایند، می توان آن را به صورت ساده در نظر گرفت.

## اتصالات خورجینی:

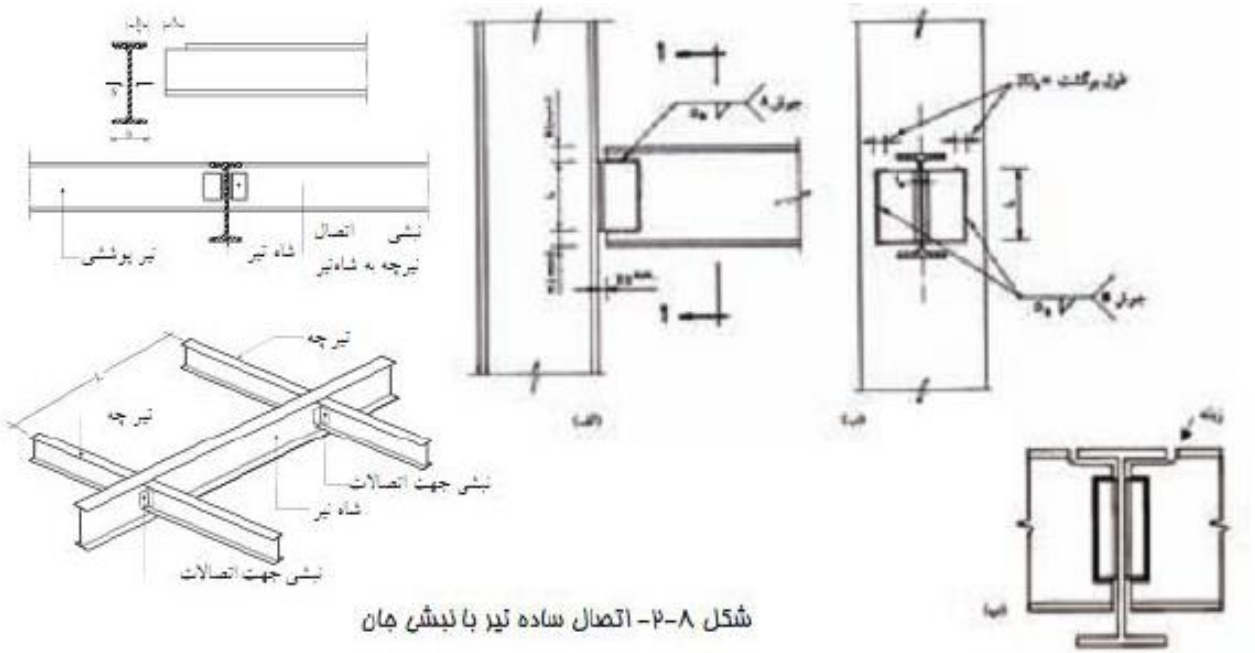
این اتصال با استفاده از نبشی های بالا و پایین اجرا می شود و بسته به جزییات اتصال، رفتاری در محدوده اتصالات صلب تا نیمه صلب دلرد. به دلیل برخورداری از شکل پذیری کافی، رفتار آن منطبق با رفتار اتصالات نیمه صلب شناخته شده و در آیین نامه ها متداول نمی باشد.

# اتصال ساده تیر به ستون (مفصلی)

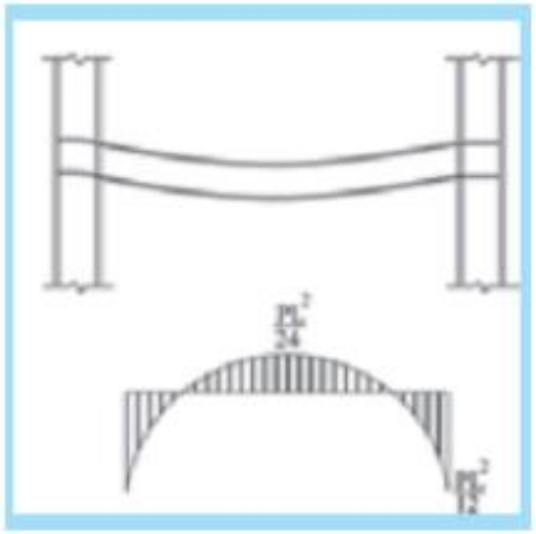
# (hinge connection)



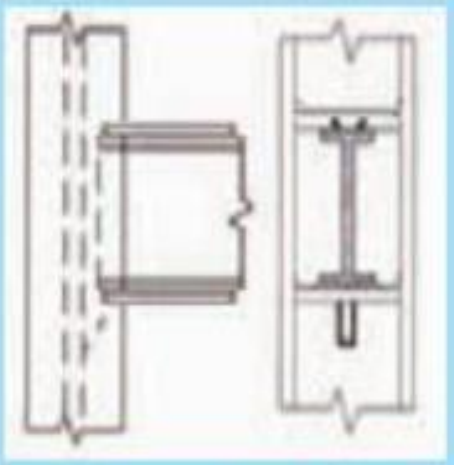

شکل ۸-۱- نمودار لنگر خمشی در اتصال ساده



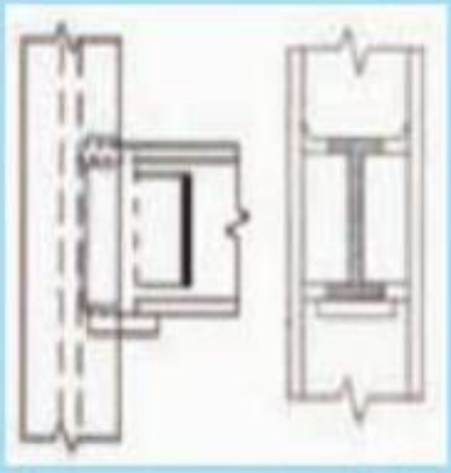

شکل ۸-۲- اتصال ساده تیر با نبشی جان



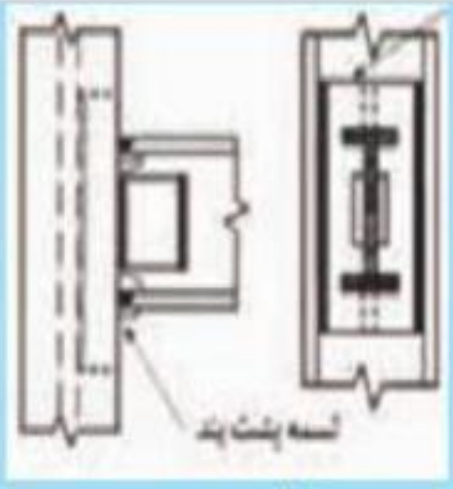
## اتصال صلب تیر به ستون (Rigid Connection)



الف) ورق فوقانی و نبشی نشیمن



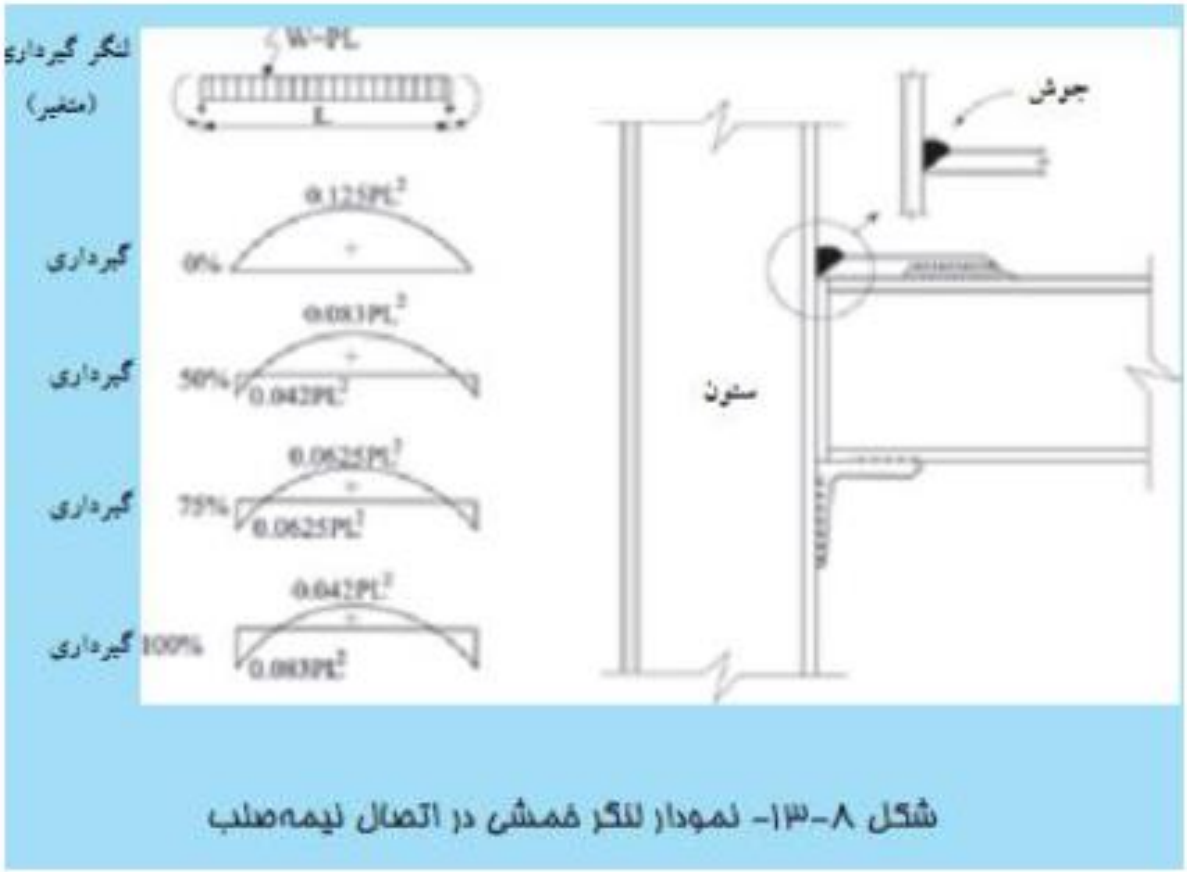
ب) ورق فوقانی و تحتانی با ورق جان و ورق نشیمن




پ) نیمرخ T با ورق‌های پشت بند و ورق جان

شکل ۸-۸- انواع اتصالات صلب تیر به ستون

# اتصال نیمه صلب تیر به ستون (Semi-rigid-Connection)



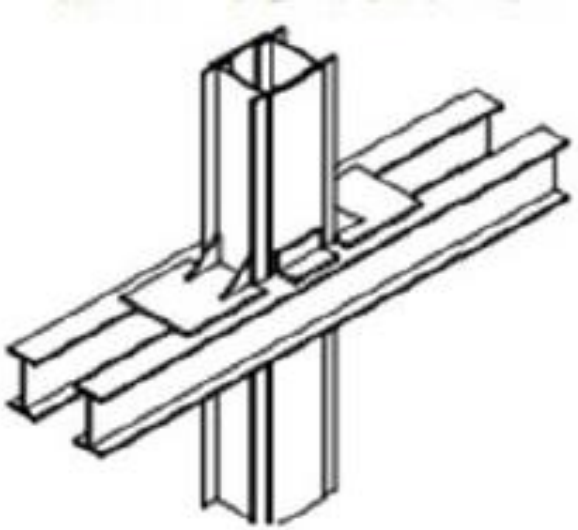

شکل ۸-۱۳- نمودار لنگر خمشی در اتصال نیمه‌صلب

- **اتصال خورجینی**

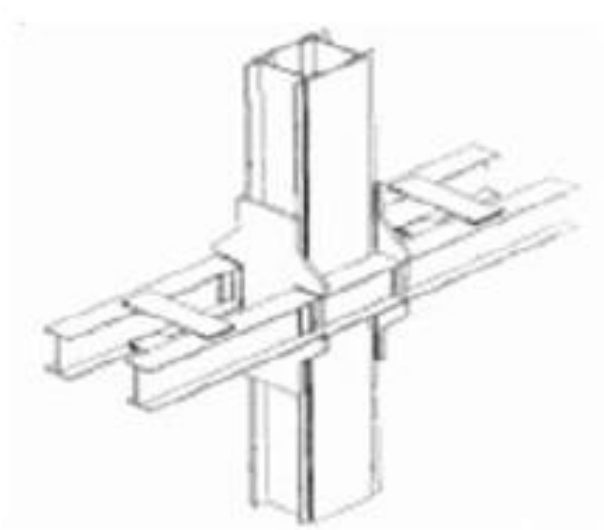
**– متداول ترین شکل اتصال در ساختمان های اسکلت فلزی در ایران است.**

**-نحوه اجرای اتصال خورجینی بدین طریق است که تیرهای باربر از طرفین ستون ها به طور یکسره عبور داده می شوند و روی نبشی هایی که در طرفین ستون نصب شده اند قرار می گیرند و معمولا در بالای هر تیر هم یک نبشی قرار می دهند، لذا اتصال خورجینی تامین کننده نشیمن برای عبور یک جفت تیر سرتاسری از طرفین ستون است.**

- **معایب استفاده از اتصال خورجینی:**
- **– متاسفانه در زلزله های خرداد ماه ۶۹ منجیل و رودبار و زلزله اخیر بم برخلاف انتظار، شدیدا آسیب دیدند و خسارات جبران ناپذیری را به بار آوردند. علت این امر را باید عمدتاً در کیفیت اتصالات جست. ضابطه اصلی طرح اتصالات در نقاط زلزله خیز قابلیت انتقال لنگر برای سازه هایی است که فاقد بادبند یا دیوار برشی بتن آرمه اند؛ در حالی که اتصالات خورجینی از سوی هیچ کدام از آیین نامه های موجود به عنوان اتصالات گیردار شناخته نشده اند.**

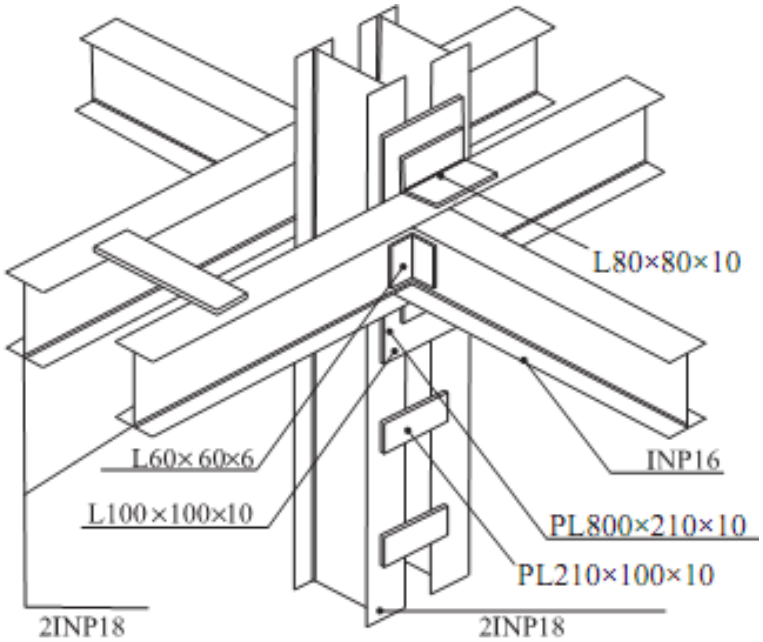


شکل ۹. اتصال گیردار نوع ۱



شکل ۱۰. اتصال گیردار نوع ۲

**اتصال خورجینی رایج (نبشی بالا و پایین):**
این اتصال با استفاده از نبشی های بالا و پایین اجرا می شود و در دسته اتصالات نیمه صلب قرار می گیرد.




شکل ۸-۶- اتصال خورجینی تیر به ستون

- خطاهای موجود در اجرای ساختمان های فولادی در ایران:
- ۱ – خطاهای سیستمی یعنی نبود عناصر مقاوم در مقابل زلزله شامل قاب های خمشی و یا سیستم مهاربند و یا ترکیب آنها
- ۲ – عدم رعایت مشخصات فنی در اجرای آنها و به خصوص در ساختمان های مسکونی
- ۳ – وجود خطای فاحش اجرایی در آنها مثل عدم اجرای جوشکاری مناسب، اجرای نامناسب بتن شالوده، قطع اعضا و اجزای باربر جانبی در ارتفاع و....
- ٤ – استفاده از اتصالات خورجینی به عنوان تنها سیستم مقاوم در برابر بارهای جانبی
- ٥ – به کارگیری سقف طاق ضربی بدون رعایت تمهیدات انسجام بخشی از آنها

# راهکارهای بهسازی در سیستم سازه های فولادی:

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

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

**به طور کلی در طرح لرزه ای ساختمان ها، دو عامل باید مورد توجه قرار گیرد:**

**۱ -تأمین مقاومت کافی**

**۲ - تأمین سختی مناسب**

**نقصان مقاومتی ناشی از چیست؟؟؟**

**ناشی از عدم کفایت مقاومت اعضا و اتصالات می باشد که باعث افزایش نیاز شکل پذیری سازه شده و در صورت تأمین نشدن این شکل پذیری، تسلیم یا شکست تیرها، ستون ها، مهاربند ها و اتصالات را به همراه خواهد داشت.**

**نقصان سختی کم ساختمان باعث چه نقیصه ای می شود؟؟؟**

**می تواند منجر به افزایش شدید تغییر مکان کلی ساختمان و تغییر مکان های نسبی بین طبقه ای شود که این موضوع خود آسیب هایی را به اتصالات و اعضای غیر سازه ای موجب می شود. همچنین اثرات غیرخطی هندسی(استاتیکی و دینامیکی) به شدت افزایش می یابد. لذا هر راهکار بهسازی در ساختمان باید با عنایت به موارد فوق صورت گیرد.**

## آسیب های اتصالات فلزی:

انواع خرابی ها و صدمات وارده بر ناحیه اتصال در حین زلزله به صورت زیر طبقه بندی می شود:

(الف) خرابی در تیرها (G)

(ب) خرابی در بال ستون‌ها (C)

(پ) خرابی در جوش (W)

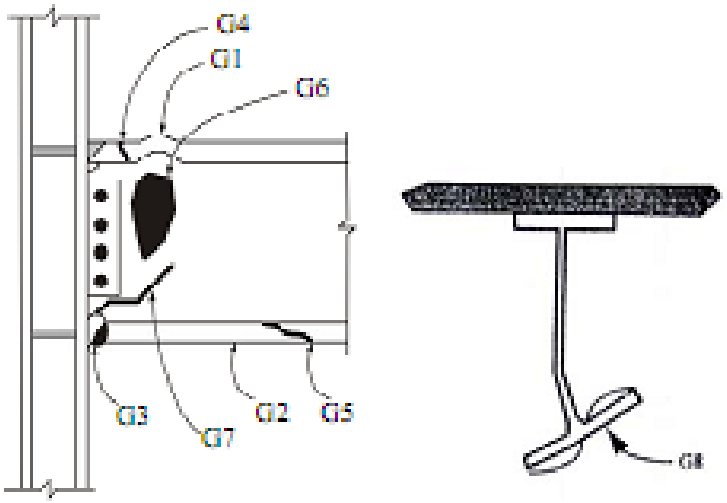
(ت) خرابی در ورق برشی جان (S)

(ث) خرابی در چشمه اتصال

**الف- خرابی در تیرها**

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

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




شکل ۲-۶-۳۳ خرابی در تیرها

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

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

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

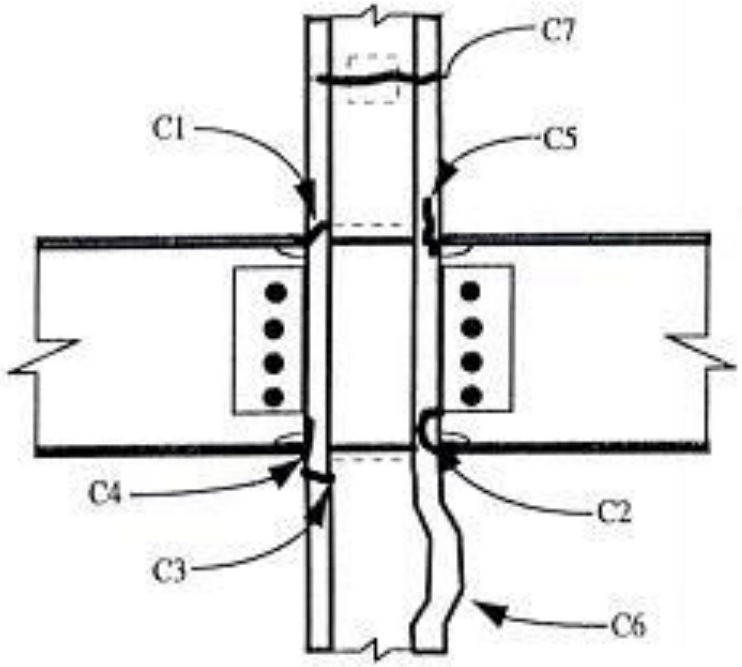
۳- انجام آزمایش فراصوت در بال فوقانی به آسانی امکان پذیر است، در نتیجه کیفیت پذیرش آن نیز افزایش می‌یابد.

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

**ب- خرابی در بال ستون**

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

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

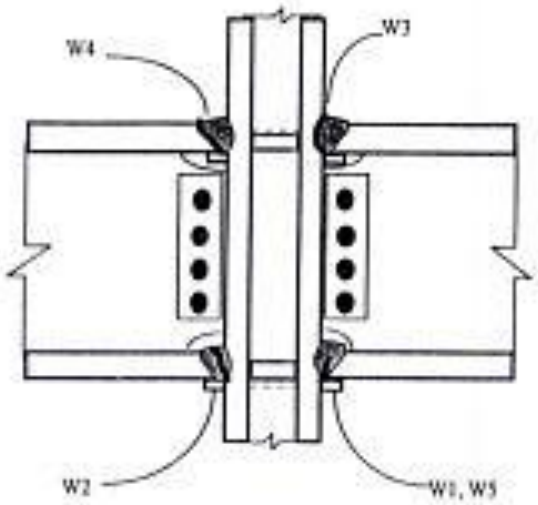



شکل ۲-۶-۳۴ خرابی در ستون

## پ- خرابی‌ها و نقایص جوش

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

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

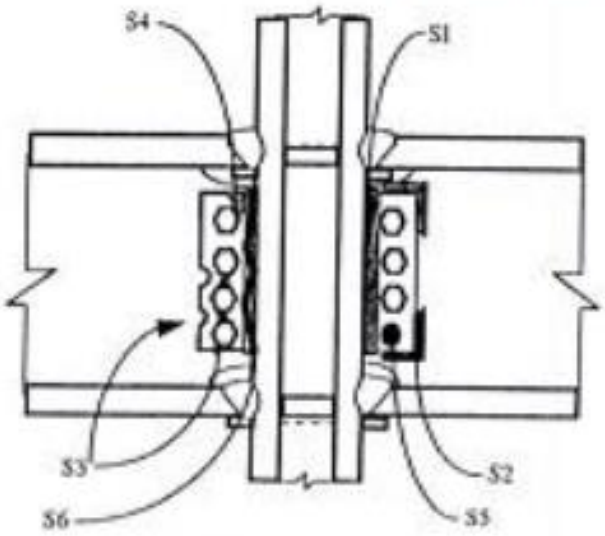



شکل ۲-۶-۳۵ خرابی‌ها و نقایص جوش

**ت- خرابی در ورق اتصال برشی جان تیر**

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

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

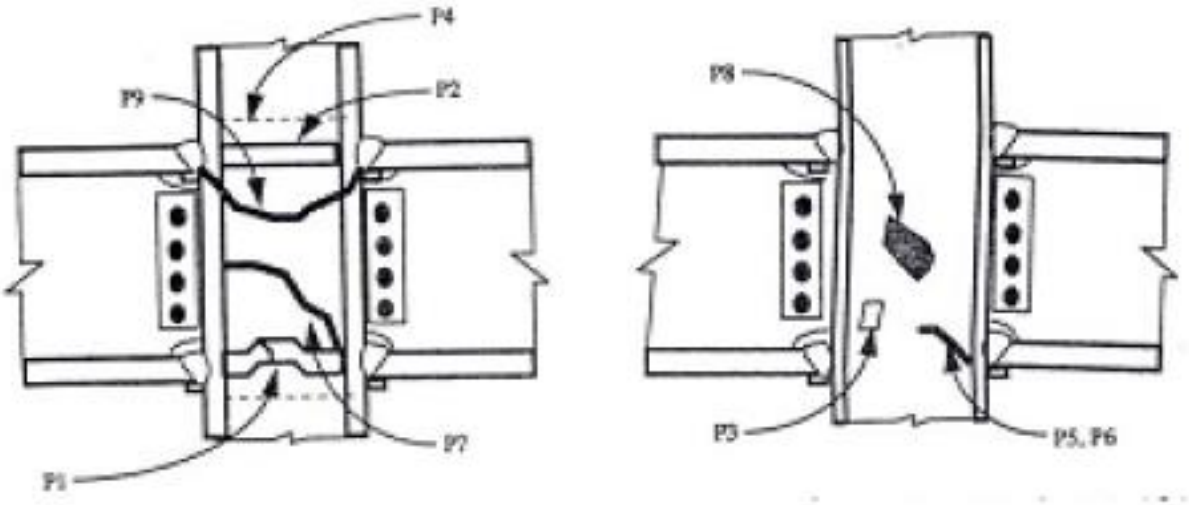



شکل ۲-۶-۳۶ خرابی در ورق اتصال برشی جان تیر

### ث- خرابی در چشمه اتصال

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

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




شکل ۲-۶-۳۷ خرابی در چشمه اتصال

## نارسایی های اتصال

با توجه به آسیب‌های به وجود آمده در اتصال در اثر زلزله‌های قبلی می‌توان نارسایی‌های اتصال را به شرح زیر طبقه بندی 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.

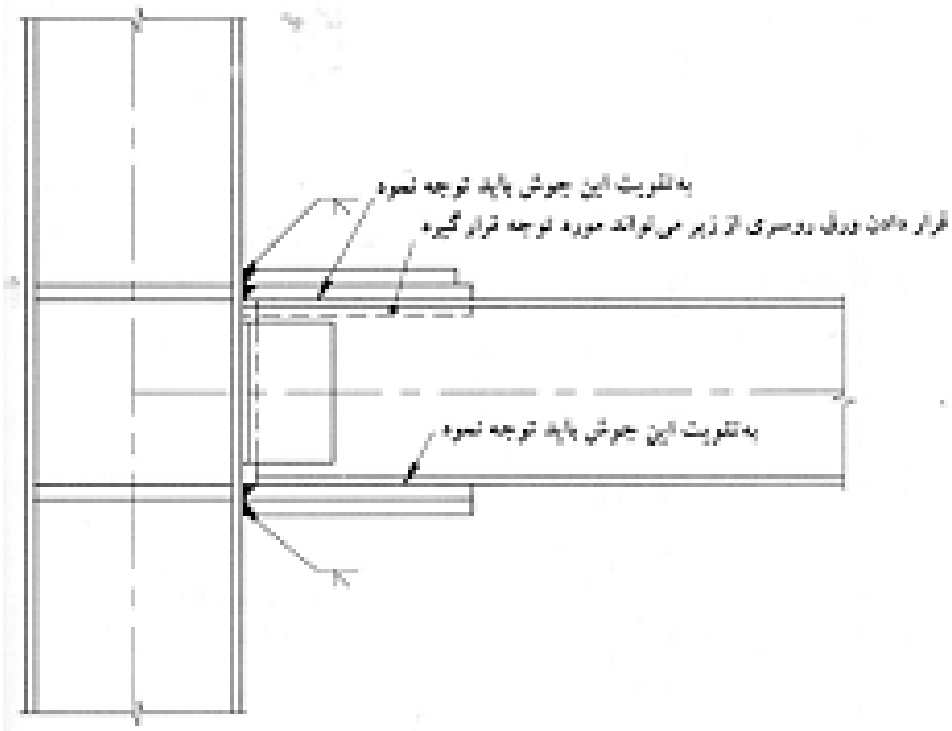
ج) عدم دقت در اجرای جوش‌ها با طول و بعد صحیح.

**راهکارهای تقویت اتصال فلزی جوشی:**

**۱- استفاده از ورق روسری و زیر سری مضاعف**
**۲- استفاده از ماهیچه**
**۳- لچکی های قائم در بال فوقانی و تحتانی**
**٤- استفاده از ورق کناری (ورق گونه)**
**٥- استفاده از مقطع T شکل**
**٦- مقاوم سازی اتصال با پیش تنیدگی خارجی بوسیله کابل کششی**

# ۱- استفاده از ورق روسری و زیر سری مضاعف

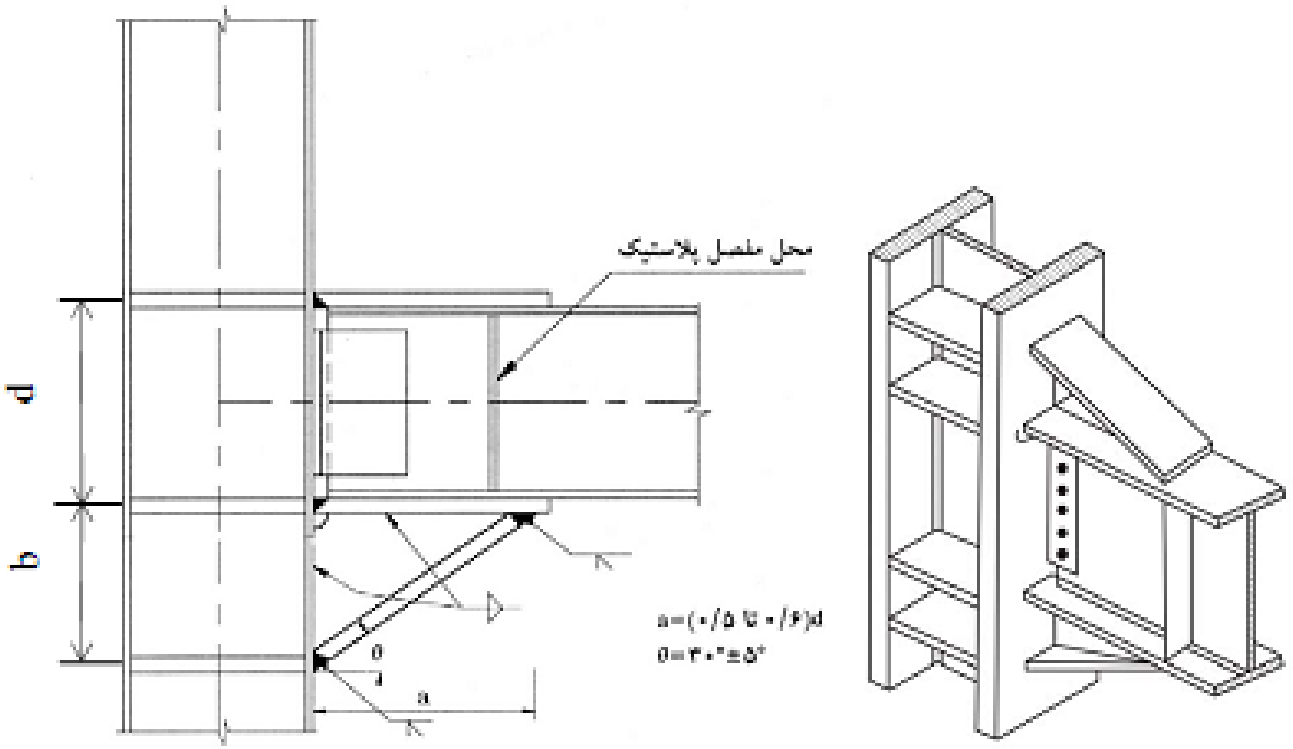
در صورتی که از جوش ورق های زیرسری و روسری به ستون اطمینان نداشته و یا در حین زلزله بـه آنهـا صـدمه وارد آمـده باشـد، استفاده از ورق‌های زیرسری و روسری مضاعف (شکل ۲-۶-۴۱) می‌تواند در برنامه کارقرار گیرد.




شکل ۲-۶-۴۱ تقویت اتصال با ورق زیرسری و روسری مضاعف

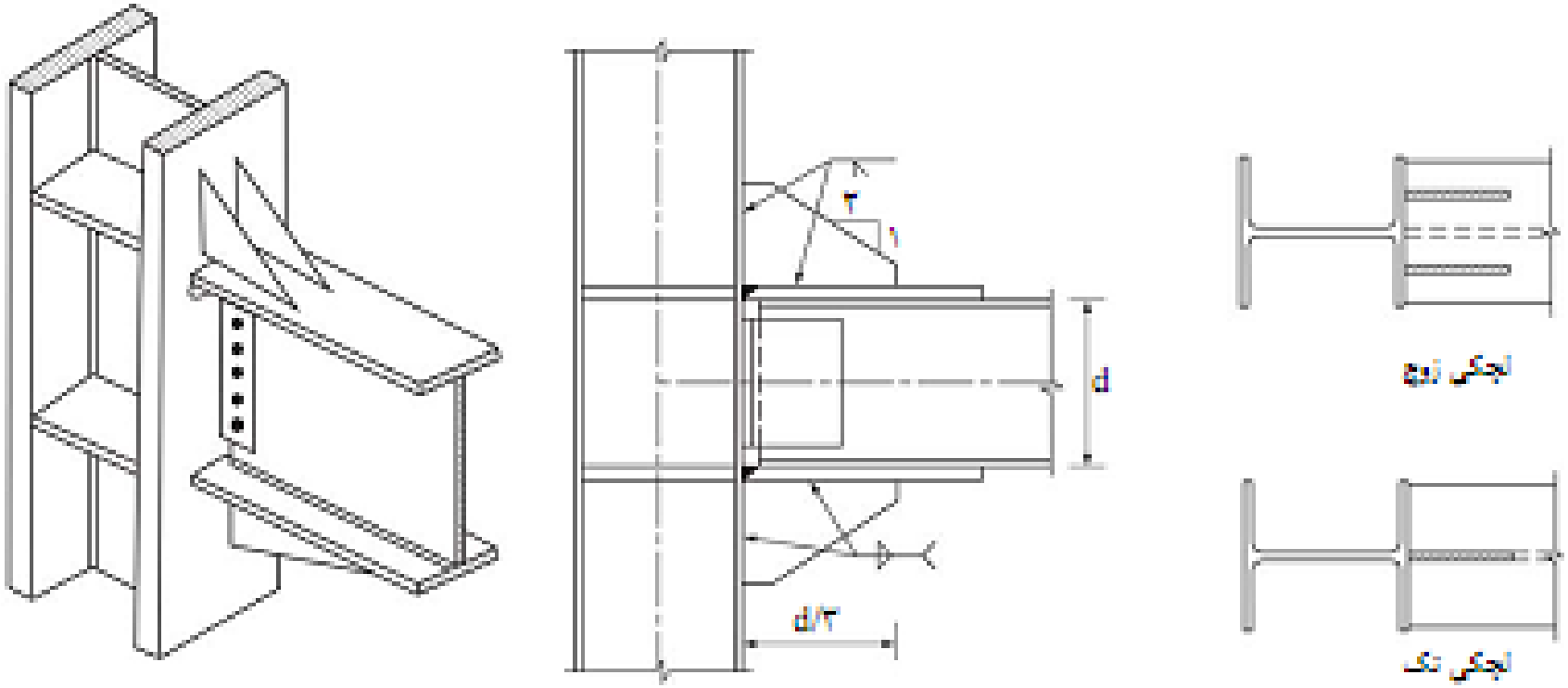
# ۲- استفاده از ماهیچه

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.




شکل ۲-۶-۴۲ جزییات ماهیچه تحتانی برای تقویت اتصال

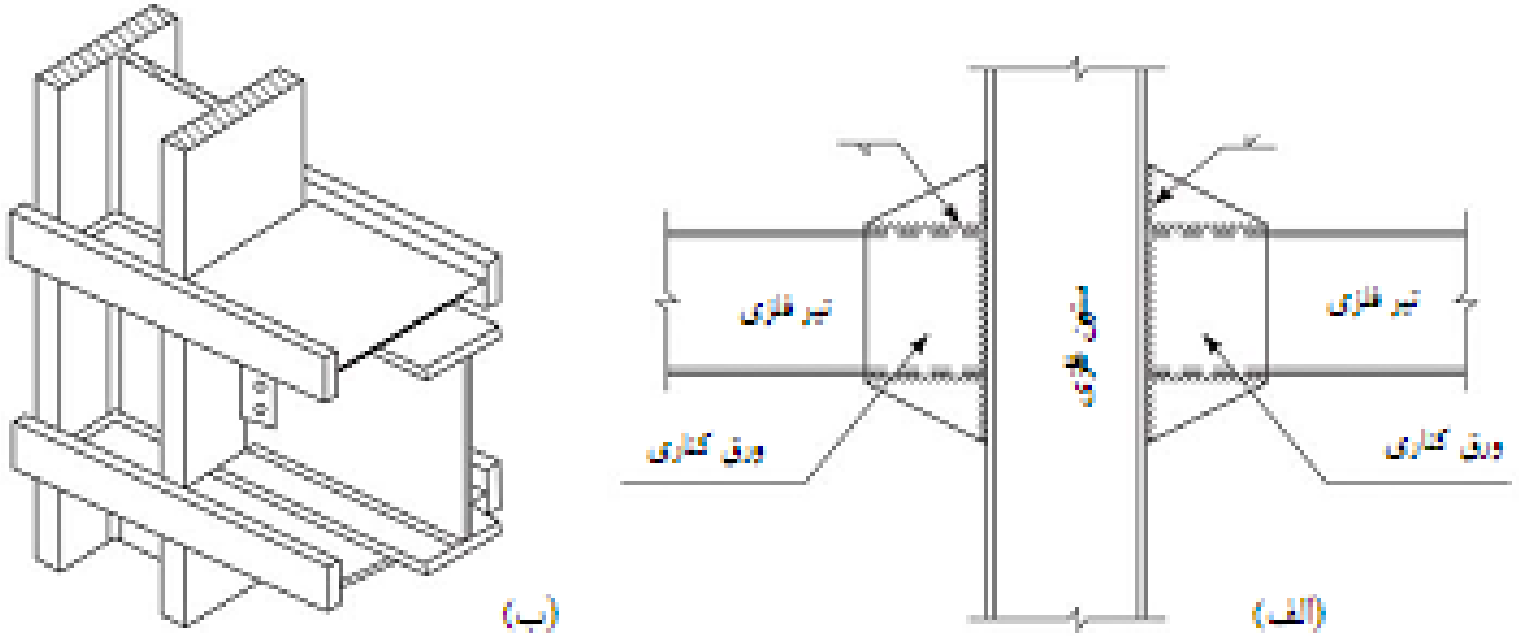
# ۳- لچکی های قائم در بال فوقانی و تحتانی




شکل ۲-۶-۴۳ تقویت اتصال با استفاده از لچکی های قائم در بال فوقانی و تحتانی

# ٤- استفاده از ورق کناری (ورق گونه)

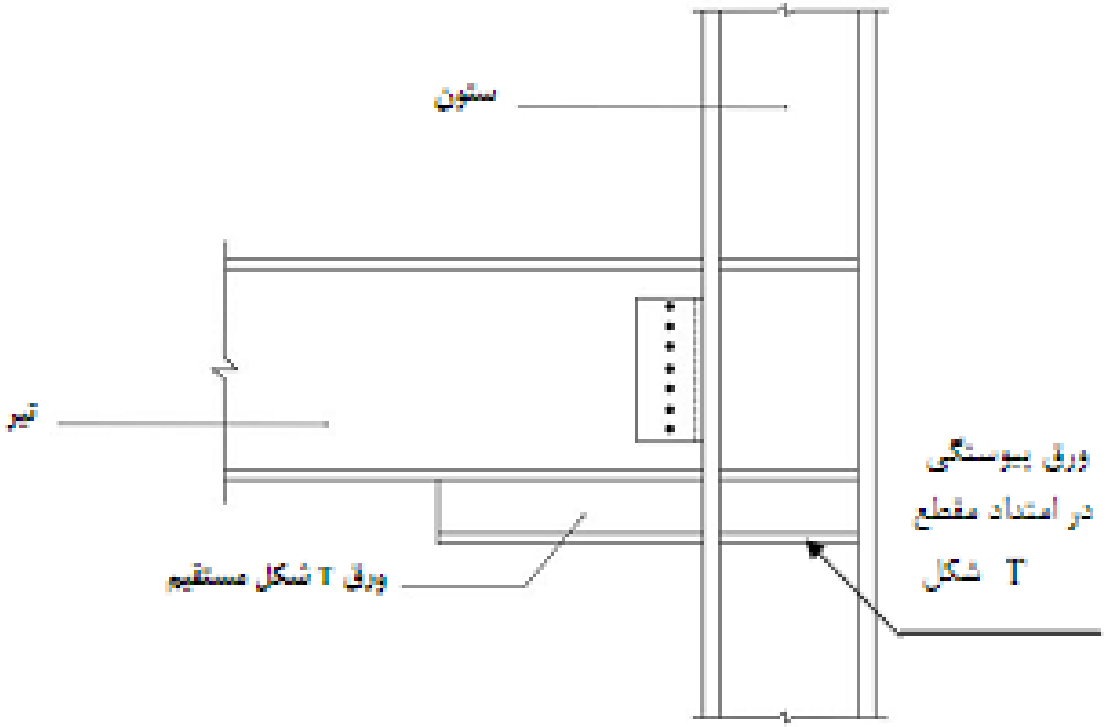
در این روش نیروهای کششی و فشاری بال‌های فوقانی و تحتانی تیر به کمک ورق‌های گونه به ستون انتقال داده می‌شود. نمونه هایی از جزئیات مقاوم‌سازی با ورق کناری در شکل ۲-۶-۴۴ نشان داده شده است.




شکل ۲-۶-۴۴ مقاوم‌سازی اتصال فولادی با استفاده از ورق کناری

# 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

# ٦- مقاوم سازی اتصال با پیش تنیدگی 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).

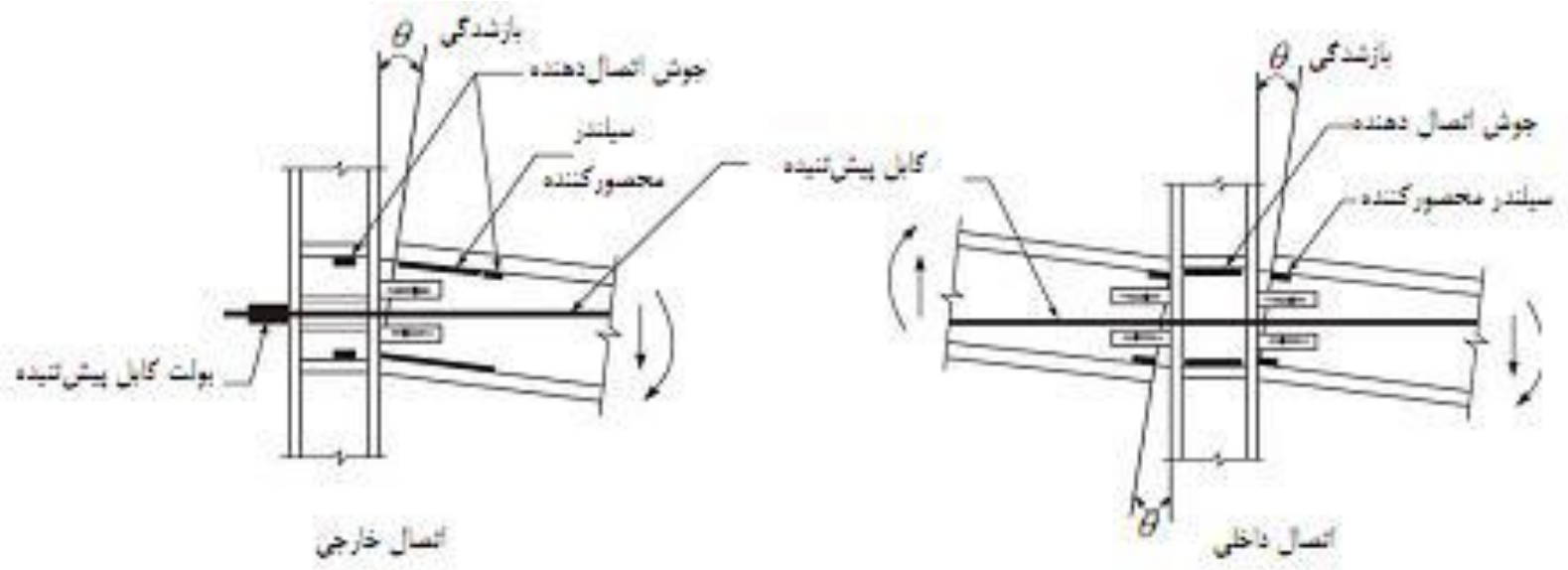
جدایی تیر از ستون منجر به جذب انرژی می‌گردد، زیرا با جداشدگی تیر از ستون کابل‌ها به کشش افتاده و عملکرد غیرخطی کابل ها باعث جذب انرژی می‌گردد. استفاده از این روش منجر به افزایش مقاومت، سختی و شکل‌پذیری اتصال می‌گردد.

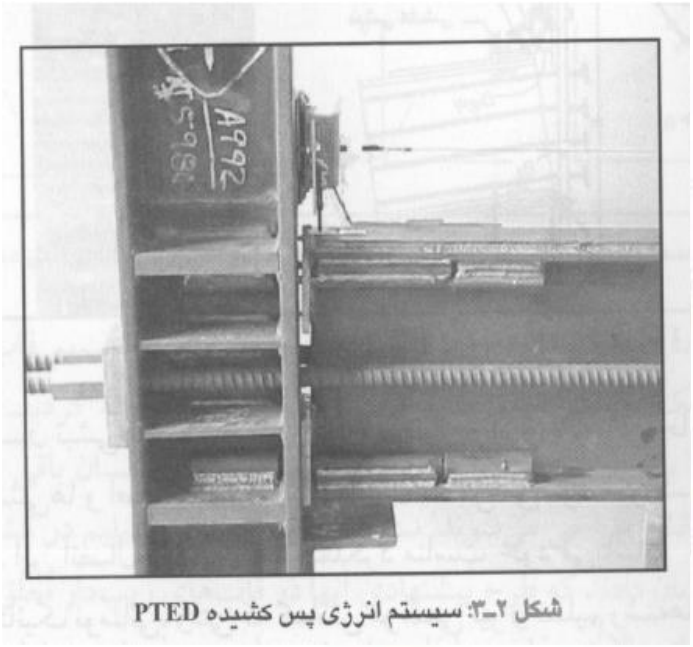
در استفاده از این روش بعضی از مشکلات مانند تسلیم شدن کابل‌ها، کمانش موضعی تیر و ... وجود دارد.

از محاسن این روش می‌توان به:

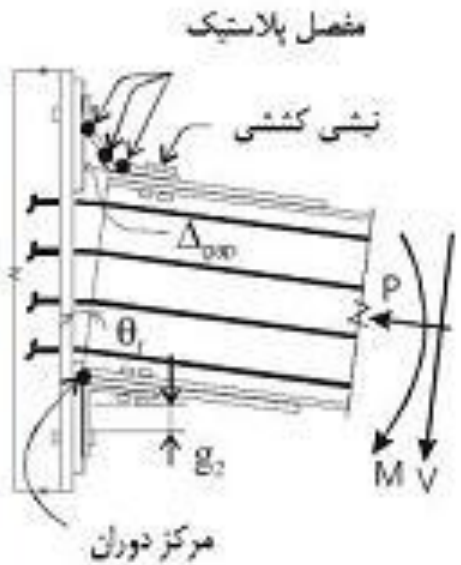
- یکسان‌سازی عملکردی غیرخطی اجزای سازه‌ای و در نتیجه محدود نمودن نیروهای لرزه‌ای به وجود آمده و فراهم نمودن میرایی اضافی برای سازه
- برگشت سیستم به حالت اولیه بعد از ایجاد تغییرشکلهای به وجود آمده در اثر بارهای لرزه‌ای
- کاهش و یا حذف خسارت‌های شدید به المان‌های سازه‌ای اصلی

اشاره نمود.



شکل ۲ـ۳: سیستم انرژی پس کشیده PTED



شکل ۲-۶-۴۶ مقاوم‌سازی اتصال با پیش‌تنیدگی خارجی بوسیله کابل کششی

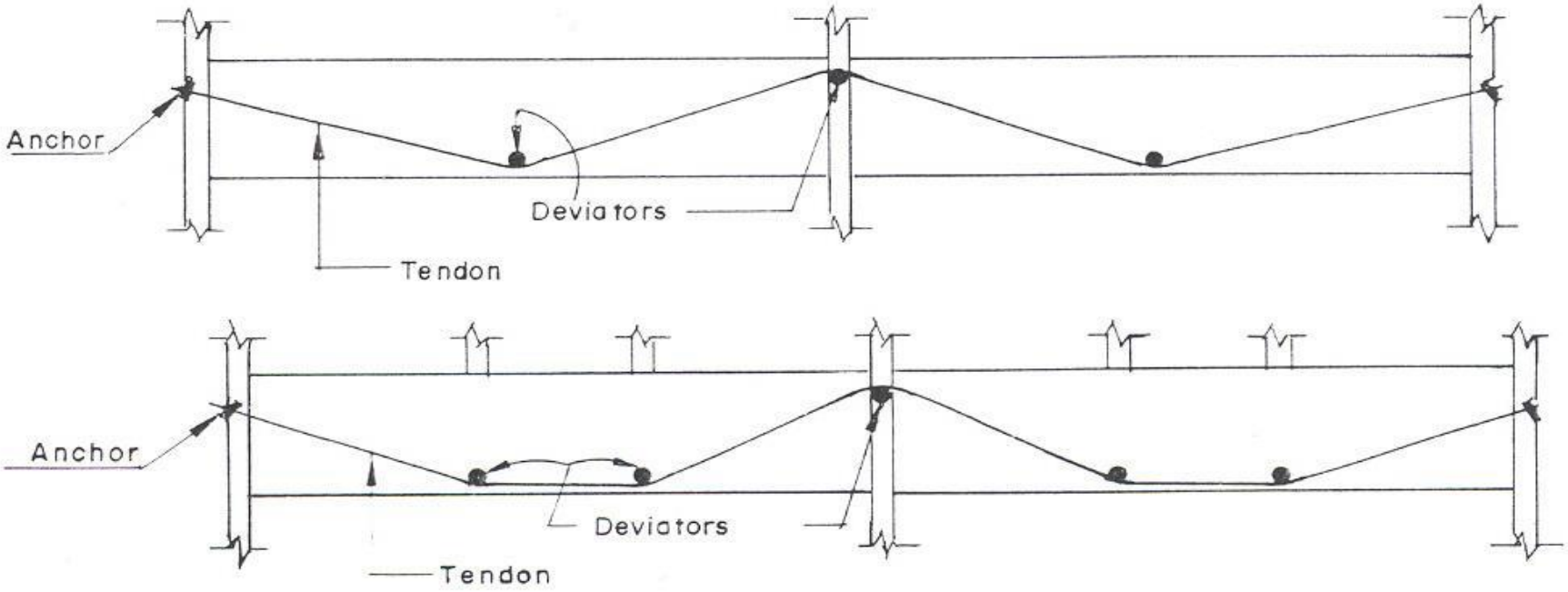



Fig. 8.1 Basic arrangements of external tendons

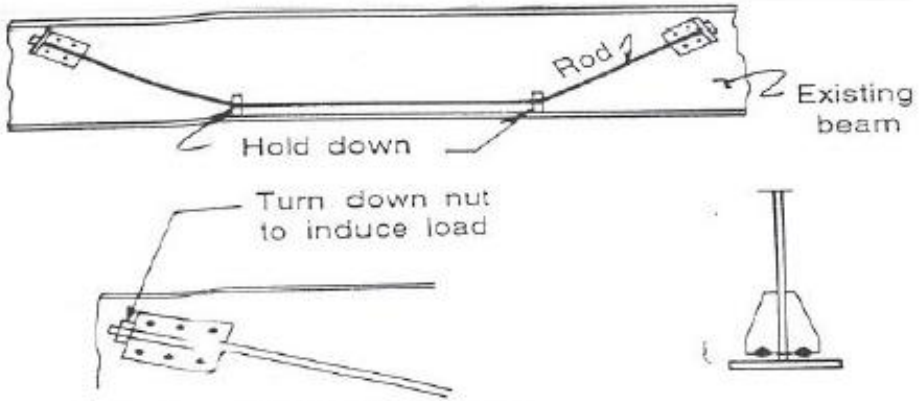



Fig. 7.21 Prestressing a steel beam

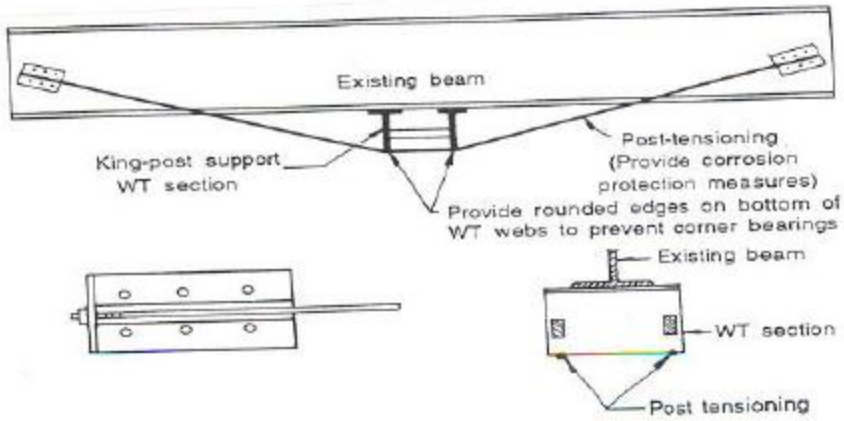
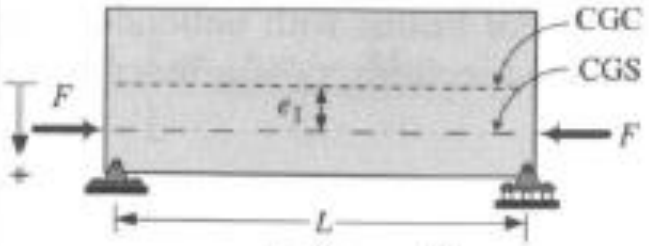
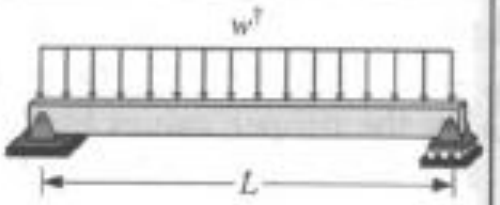
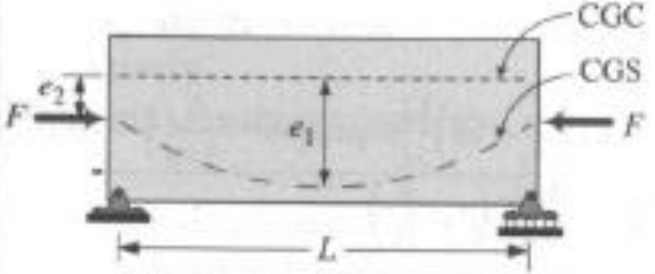
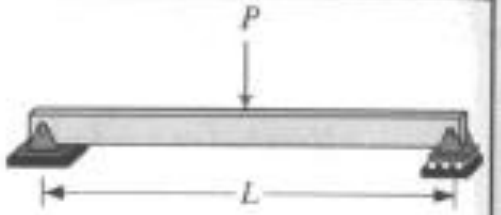
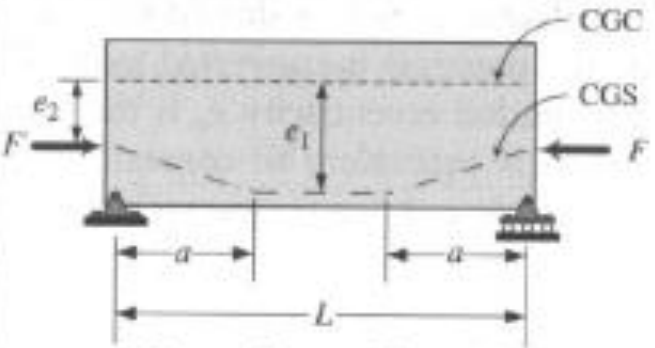
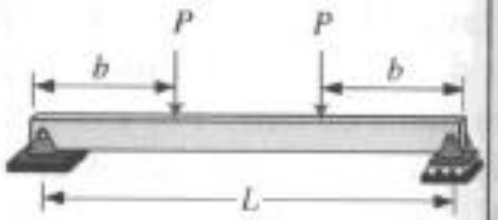
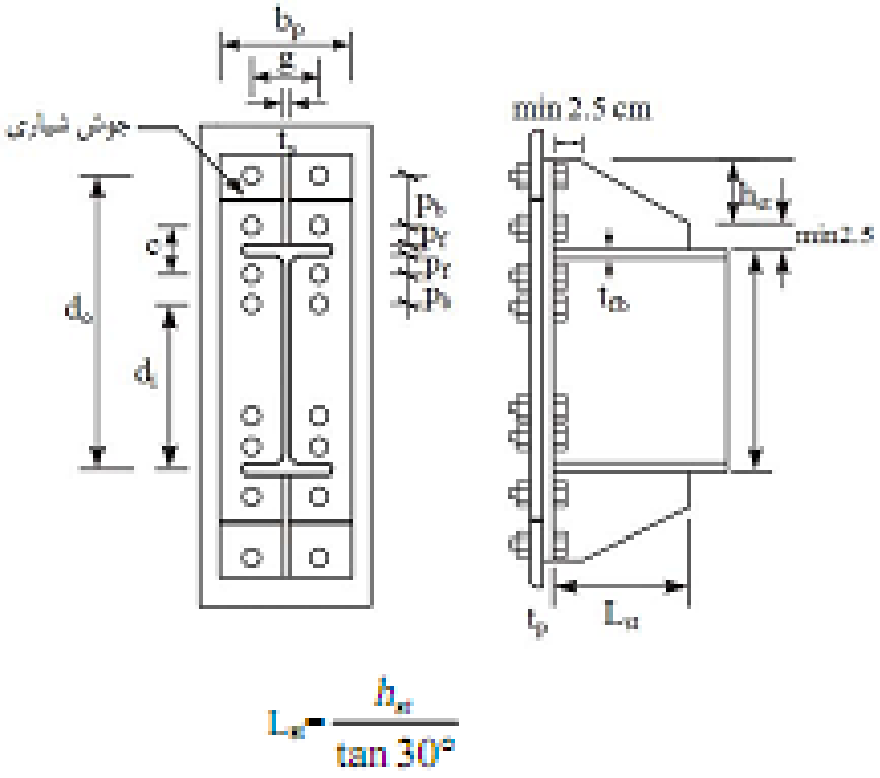



Fig. 7.22 King-truss type prestressing

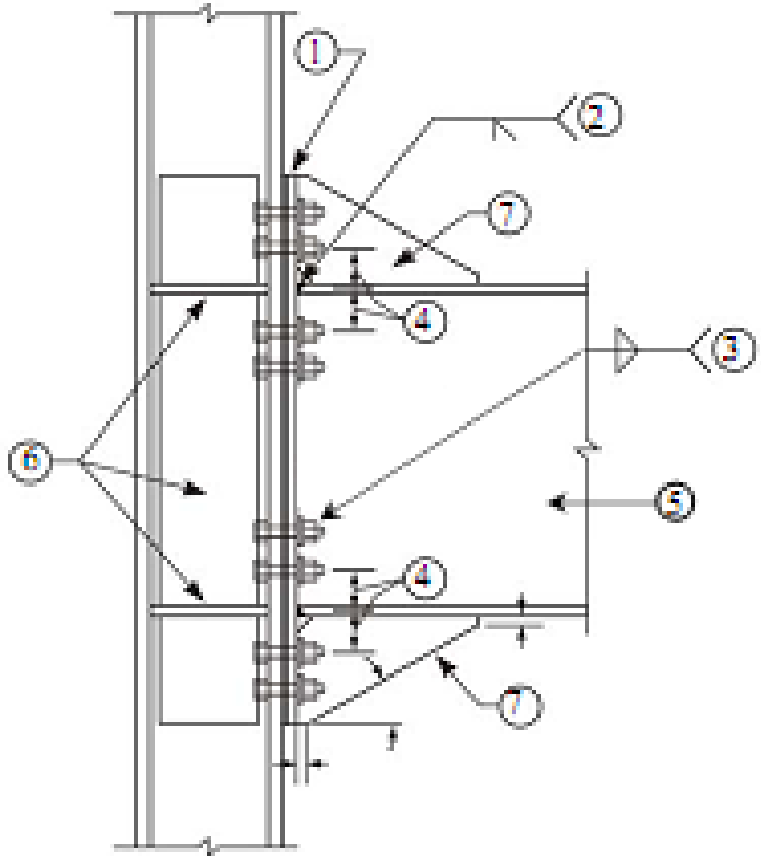
| Camber due to prestressing force | Deflection due to loading |
|---|---|
|  $\Delta = -\frac{Fe_1L^2}{8EI} = \phi_1\frac{L^2}{8}$ |  $\Delta = \frac{5wL^4}{384EI} = \phi_1\frac{5L^2}{48}$ †Assumed uniform per unit length |
|  $\Delta = -\frac{FL^2}{8EI}\left[e_2 + \frac{5}{6}(e_1 - e_2)\right] = \phi_1\frac{L^2}{8} + (e_2 - e_1)\frac{L^2}{48}$ |  $\Delta = \frac{PL^3}{48EI} = \phi_1\frac{L^2}{12}$ |
|  $\Delta = -\frac{FL^2}{8EI}\left[e_1 + \frac{4a^2}{3L^2}(e_2 - e_1)\right] = \phi_1\frac{L^2}{8} + (e_2 - e_1)\frac{a^2}{6}$ |  $\Delta = \frac{Pb}{EI24}\left[3L^2 - 4b^2\right] = \phi_1\frac{\left(3L^2 - 4b^2\right)}{24}$ |

# راهکارهای تقویت اتصال پیچی با گیرداری کامل




$$L_{st} = \frac{h_{st}}{\tan 30^\circ}$$

۵= تیر
۶= ورق پیوستگی
۷= سخت کننده

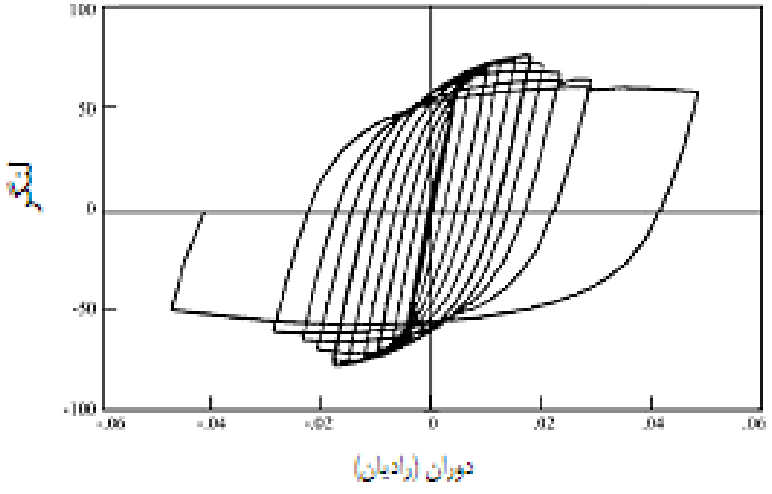



۱= ورق انتهایی
۲= جوش شیاری نفوذی، مطابق نشریه ۳۲۸،
۳= پیچ‌های پیش‌تنیده 8.8 یا 10.9
۴= کنترل موقعیت پیچ‌ها.

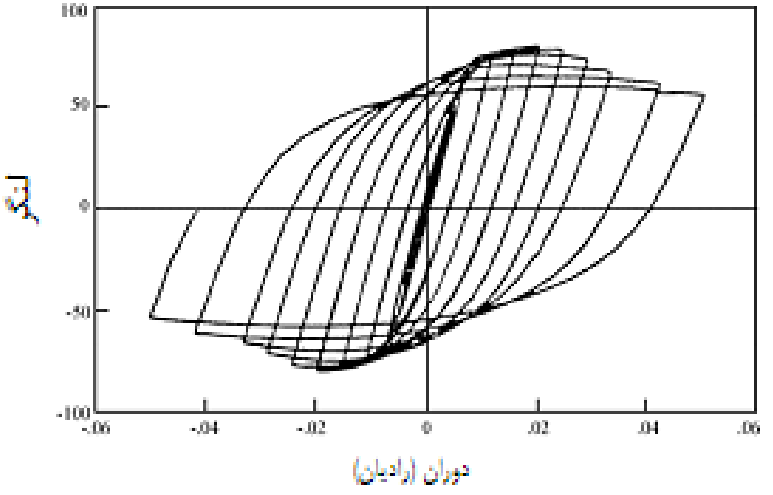
شکل ۲-۶-۴۷ اتصال پیچی با ورق انتهایی سخت شده

## افزایش طول ورق انتهایی و استفاده از سخت کننده در اتصال پیچی با ورق انتهایی:

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 گوشه 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. محدوده‌های بالین ورق انتهایی نسبت به بال‌های تیر، بوسیله سخت کننده‌های عمومی سخت می‌شوند. این سخت کننده‌ها، با جوش شیاری نفوذی دو طرفه به بال تیر و ورق انتهایی متصل می‌شود. 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 انتهایی با جوش نمودن ورق اضافه شده به ورق انتهایی 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 با ورق انتهایی بدون سخت‌کننده

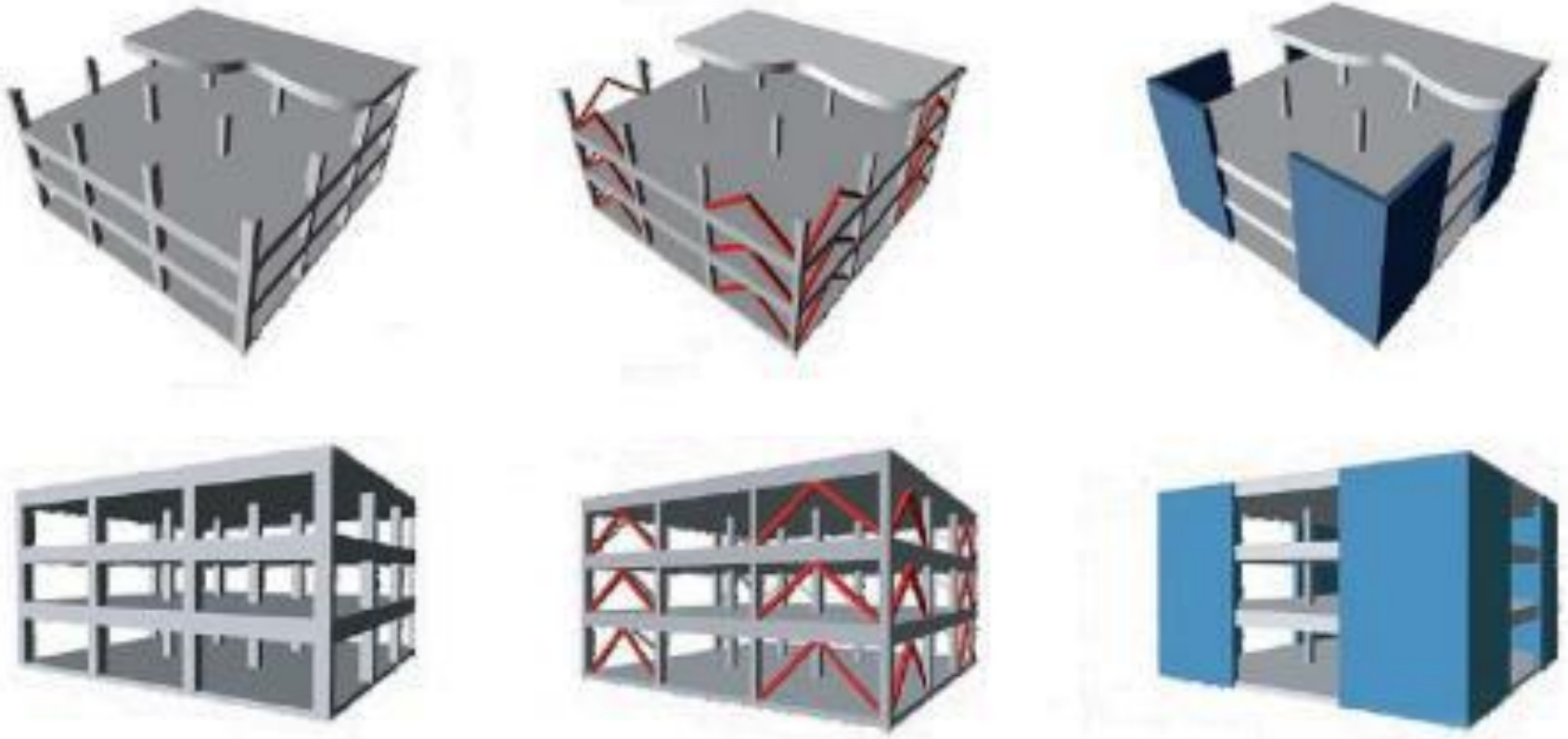



(ب) منحنی لنگر- دوران اتصال پیچی با ورق انتهایی با سخت‌کننده

# بهسازی سازه با اعضا و اجزای مهاربندی:

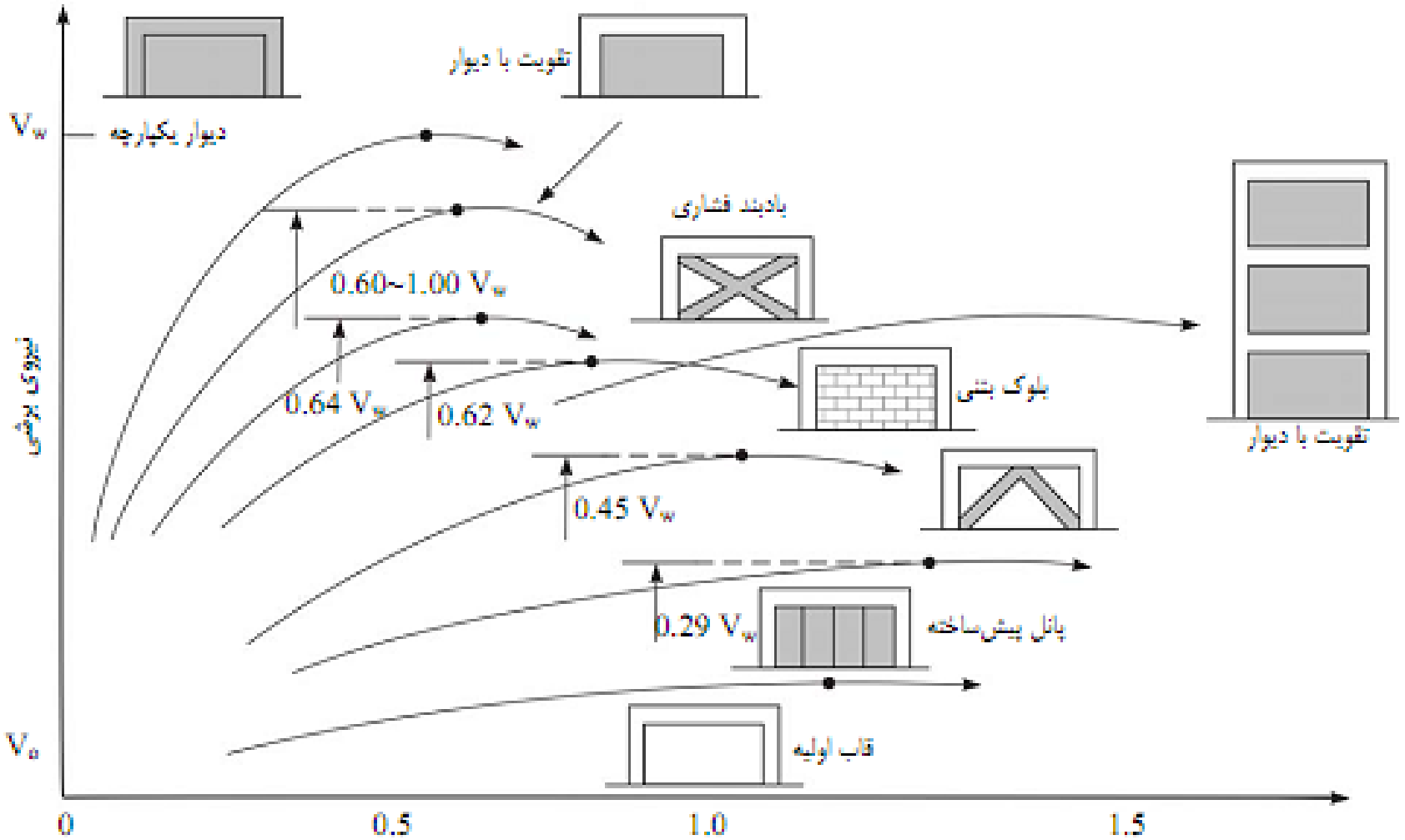
هنگامی که سازه‌ای دچار ضعف‌های کلی در تحمل بارهای وارده باشد، بطوری که در اغلب اعضای آن نسبت نیاز سازه‌ای به ظرفیت موجود و یا تغییرشکل‌های غیرخطی بزرگ باشد، لازم است به منظور تأمین ظرفیت و مقاومت کلی سازه، سیستم باربر جانبی اصلاح و یا ایجاد گردد. برای این منظور می‌توان از راهکارهایی مانند اضافه نمودن انواع قاب‌های مهاربندی شده، قاب‌های خمشی، انواع دیوارها شامل دیوارهای برشی بتنی، فولادی و یا مرکب، دیوارهای پرکننده، میانقاب‌های بنایی و یا مسلح، دیوارهای پشت بند و ... استفاده نمود.

همچنین چنانچه مشخص شود که ضعف عمده سازه در کمبود سختی جانبی آن و در نتیجه تغییر مکان‌های زیاد می‌باشد، می‌توان با راهکارهایی مناسب مانند افزایش مهاربند یا دیوار برشی، سختی جانبی لازم را برای سازه فراهم نمود. (شکل ۴-۱).



شکل ۴-۱- افزایش مقاومت و سختی سازه بوسیله اضافه نمودن قاب خمشی، مهاربند و دیوار برشی

در شکل (۴-۲) منحنی‌های ظرفیت برای یک قاب آزمایشگاهی، در حالات گوناگون 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- مهندس محاسب می‌تواند در صورتی که سیستم موجود برای بارهای قائم جوابگو باشد کلیه بارهای قائم را به سیستم سازه‌ای اصلی و بارهای جانبی را به المانهای اضافه شده جدید (بادبندها یا دیوارهای برشی) اعمال نماید. 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- مهندس سازه برحسب شناختی که از اسکلت موجود بدست می‌آورد می‌تواند درصدی از نیروی جانبی را به سیستم قدیم و درصدی را به سیستم جدید اعمال نماید. 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 |

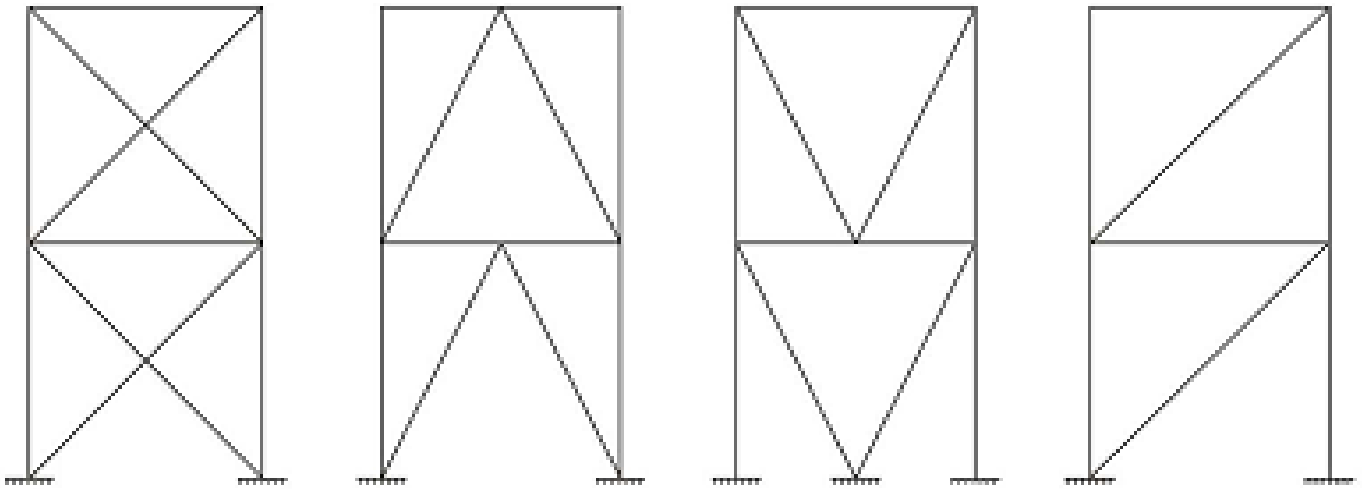
به منظور بهسازی سازه‌ها می‌توان از انواع مهاربندهای متداول و جدید شامل مهاربندهای فولادی همگرا (CBF)، مهاربندهای فولادی واگرا (EBF)، مهاربندهای ضد کمانش (BRBF) و انواع میراگرهای مهاربندی استفاده نمود. از جمله مزایای این روش عبارتند از:

- 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 نسبتا آسان

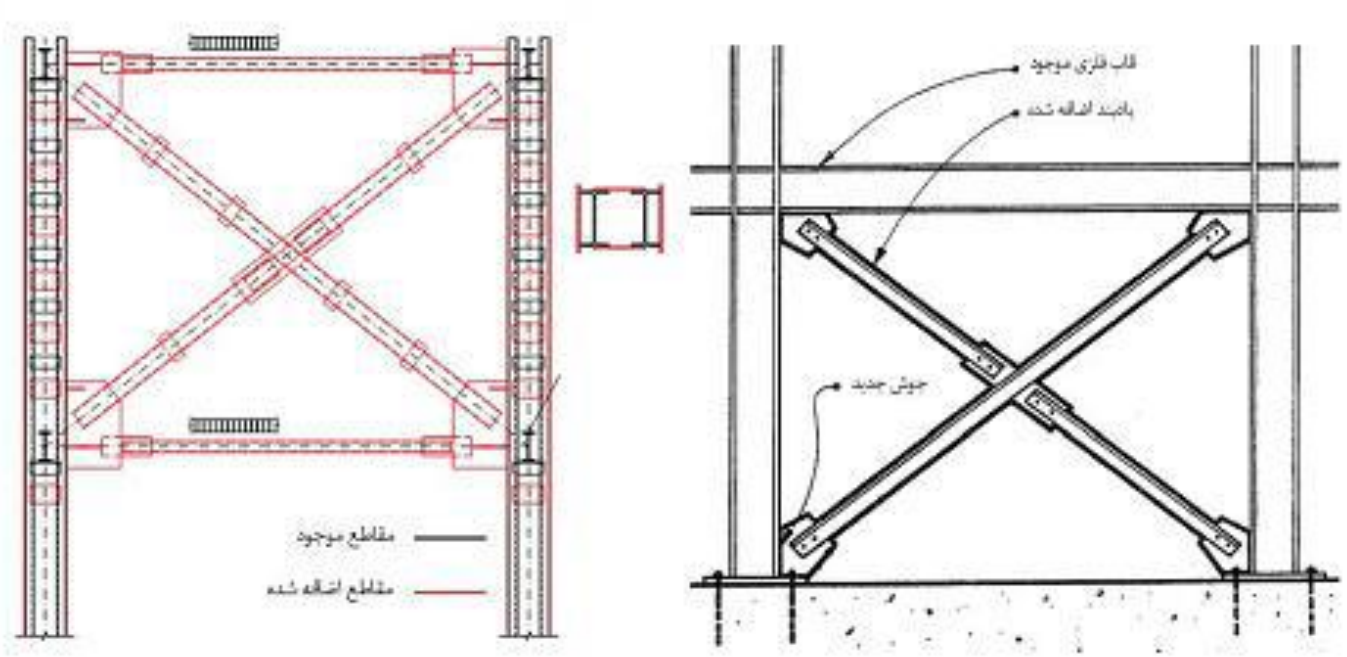
شکل ۴-۳-استفاده از مهاربندها بصورت نمایان در ساختمان‌ها

# مهاربندی های فولادی همگرا (CBF)

استفاده از مهاربندهای فولادی یکی از کاربردی ترین روش‌های بهسازی بویژه در سازه های با اسکلت فولادی می‌باشد. این نوع از مهاربندها که جزء سیستم های 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



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 بستگی به نحوه اتصال آن دارد. طبق تحقیقات و آزمایش‌های انجام شده استفاده از ملات 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).

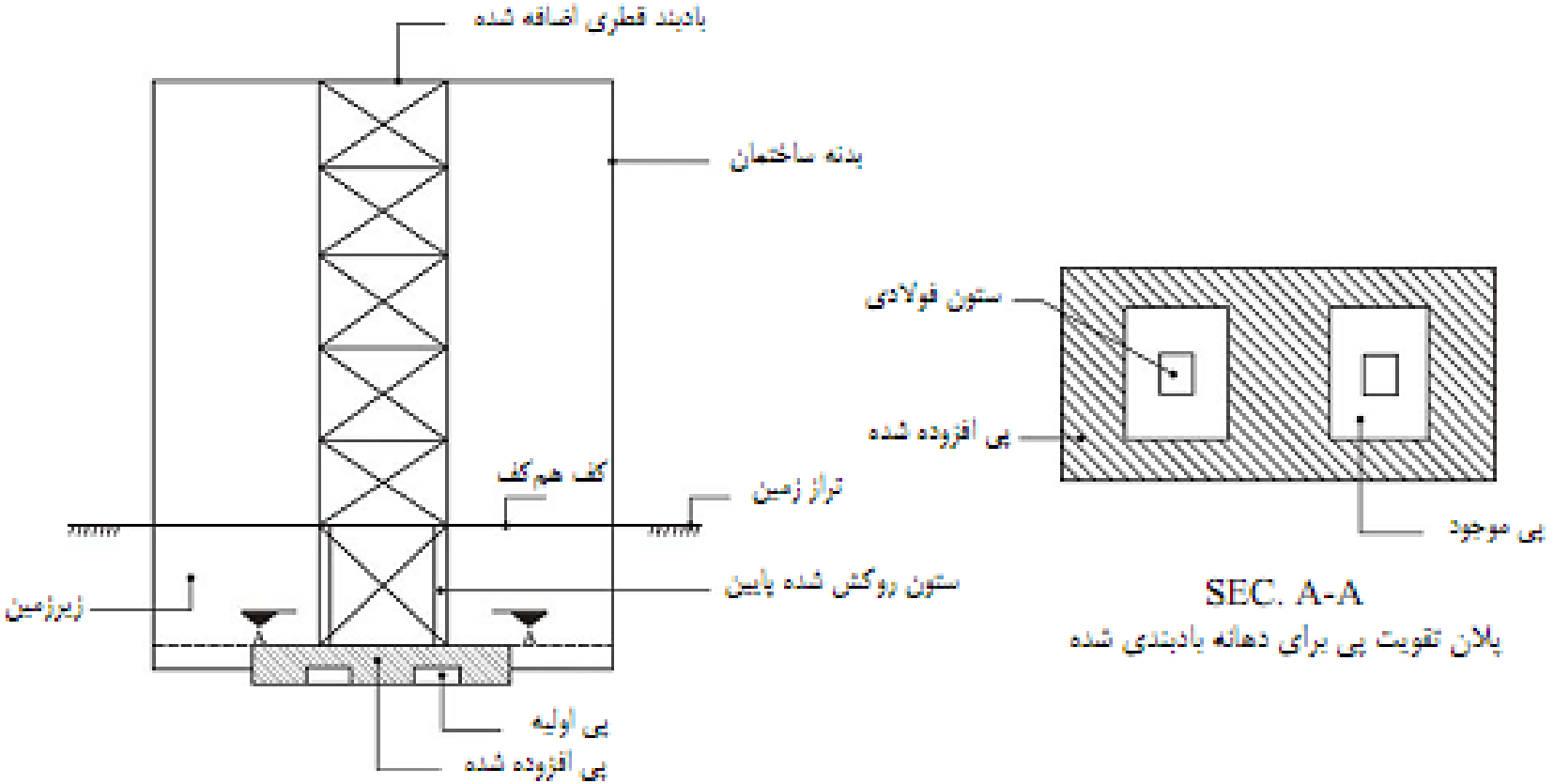
شکل ۴-۶-استفاده از مهاربند همگرای جناغی در بهسازی قاب‌های بتنی

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. اول آنکه استفاده از مهاربندها باید در دهانه‌ها و طبقات بصورتی باشد که باعث نامنظمی پیچشی نگردد.

دوم آنکه 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).

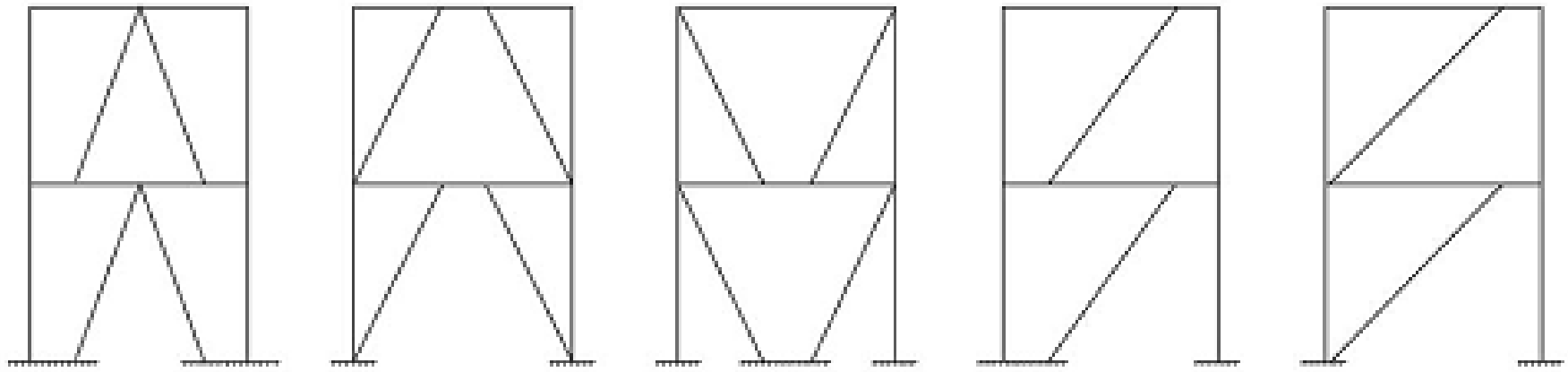
استفاده از مهاربندهای به شکل K به منظور بهسازی قاب‌ها مجاز نمی‌باشد.



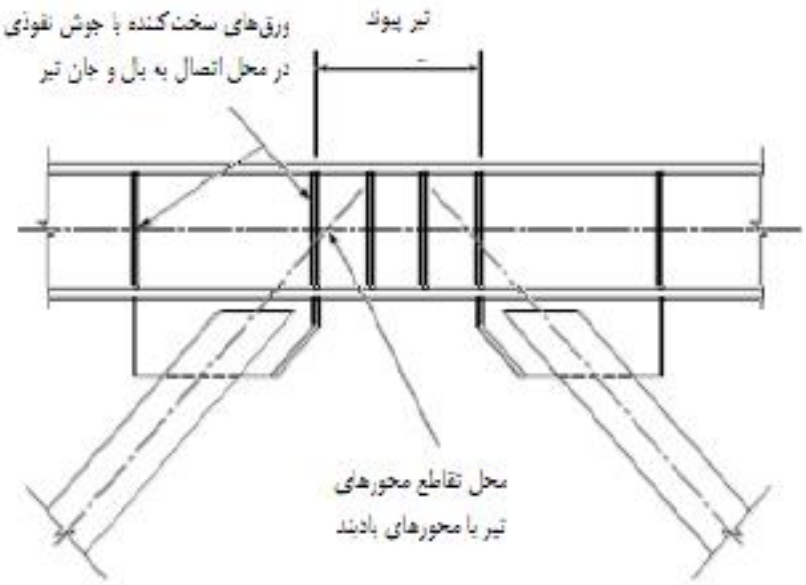

شکل ۴-۸-تقویت موضعی فونداسیون در قاب مهاربندی شده

# مهاربندی های 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 انرژی وارده می‌شود و شکل‌پذیری موثر سازه را افزایش می‌دهد. مهاربندهای واگرا بسته به محل قرار گیری 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.

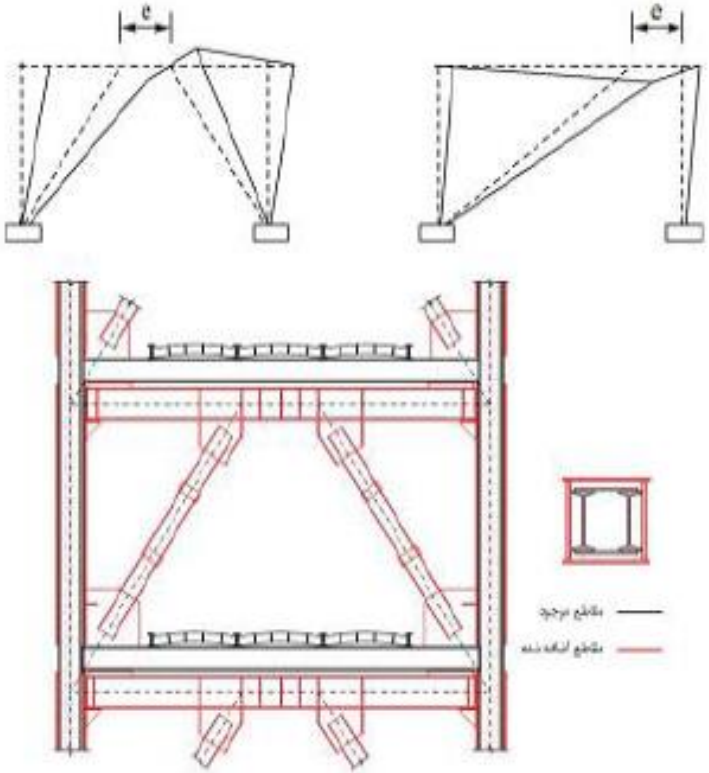


شکل ۴-۱۱- انواع متداول مهاربندهای واگرا EBF




شکل ۴-۱۳-جزئیات تیر پیوند و مکانیسم تسلیم در قاب‌های مهاربندی شده بوسیله مهاربندهای واگرا

شکل ۴-۱۴- اضافه نمودن مهاربند واگرا به منظور تقویت سیستم باربر جانبی سازه



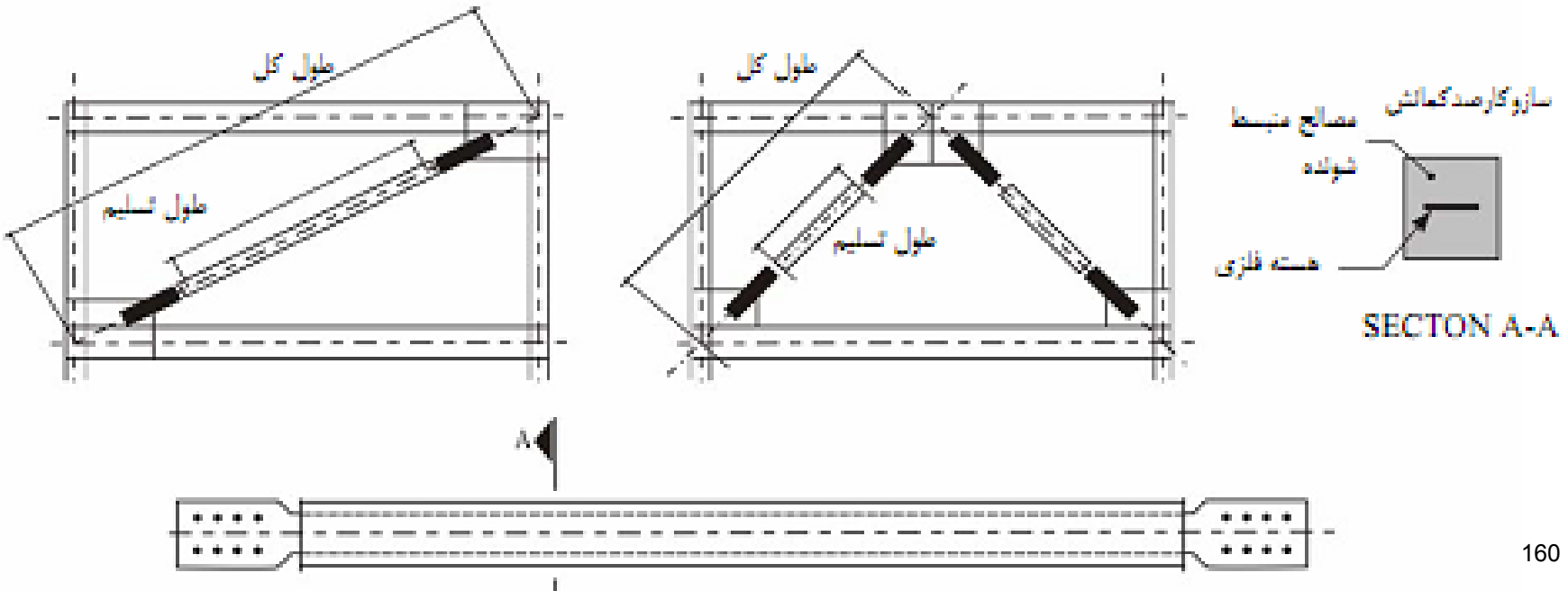

شکل ۴-۱۶-بهسازی سازه ها بوسیله مهاربندهای EBF

شکل ۴-۱۵- اضافه کردن مهاربند واگرا به قاب‌های موجود ساختمان

# مهاربندی های ضد کمانش (BRBF)

سیستم مهاربندهای ضد کمانش (BRBF) 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.

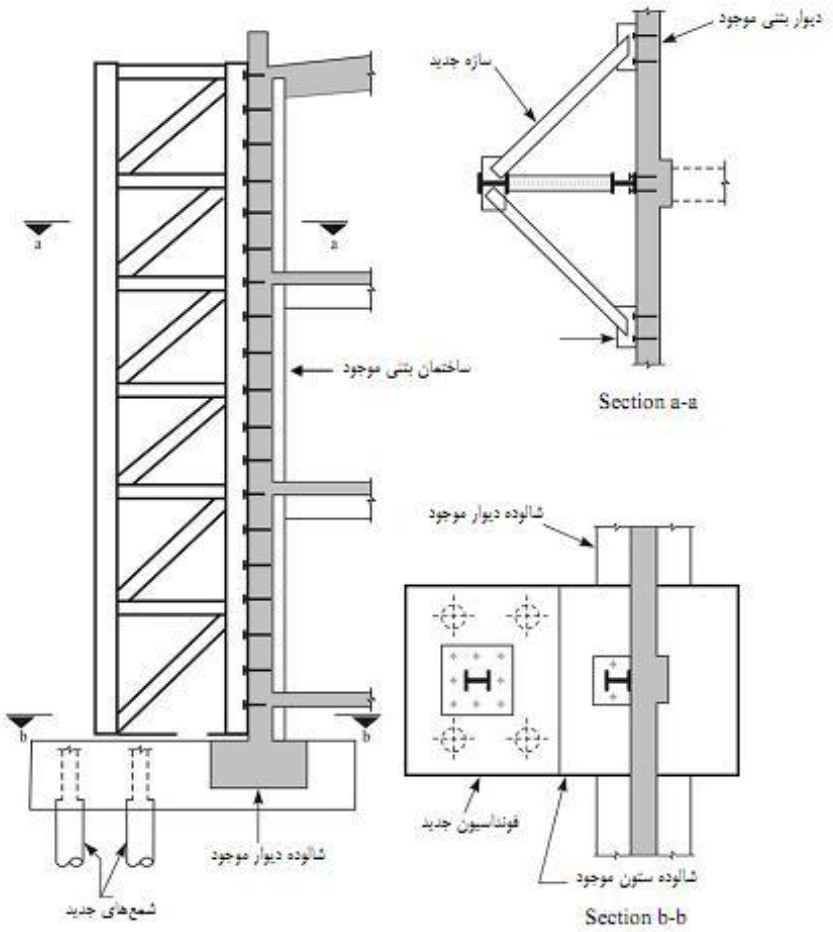
شکل‌های اجرایی مهاربندهای (BRBF) همانند مهاربندهای همگرا شامل آرایش ضربدری (X)، قطری (تک مورب) وجناغی (V و ٨) می‌باشد. با توجه به جزئیات غلاف مهاربند، آرایش ضربدری (X) از نظر اجرایی مشکل و غیر متداول می‌باشد.



شکل ۴-۱۹-نمونه‌هایی از مهاربند ضد کمانش BRBF

# اضافه کردن مهاربندی های 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 سازهٔ قدیمی توجه ویژه‌ای نمود.




شکل ۴-۲۲-بهسازی ساختمان با اضافه کردن مهاربند خارجی

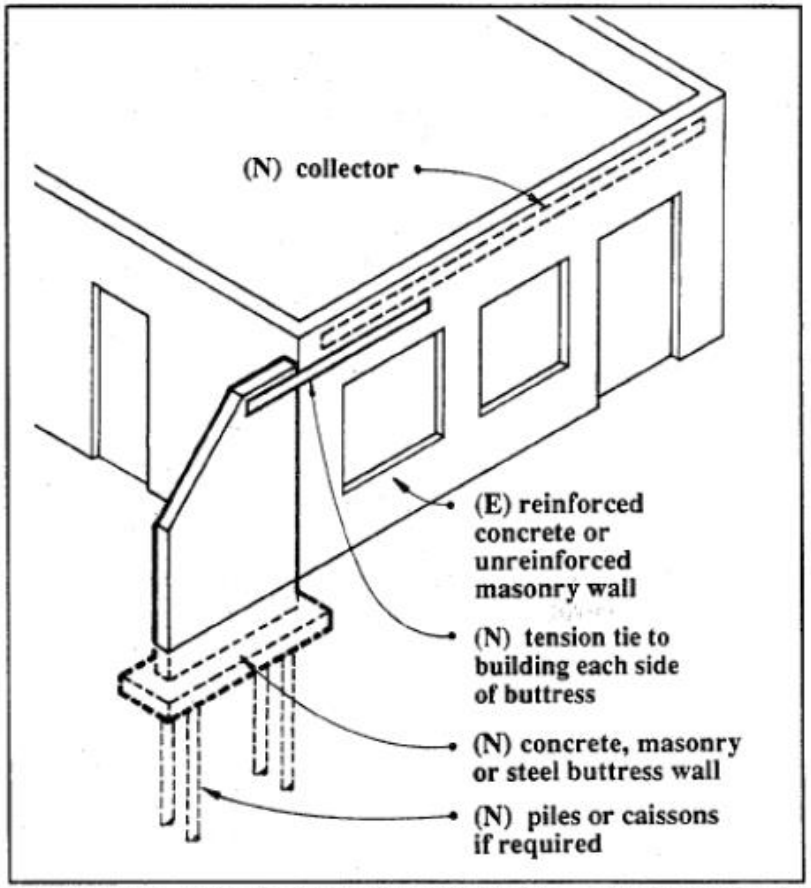
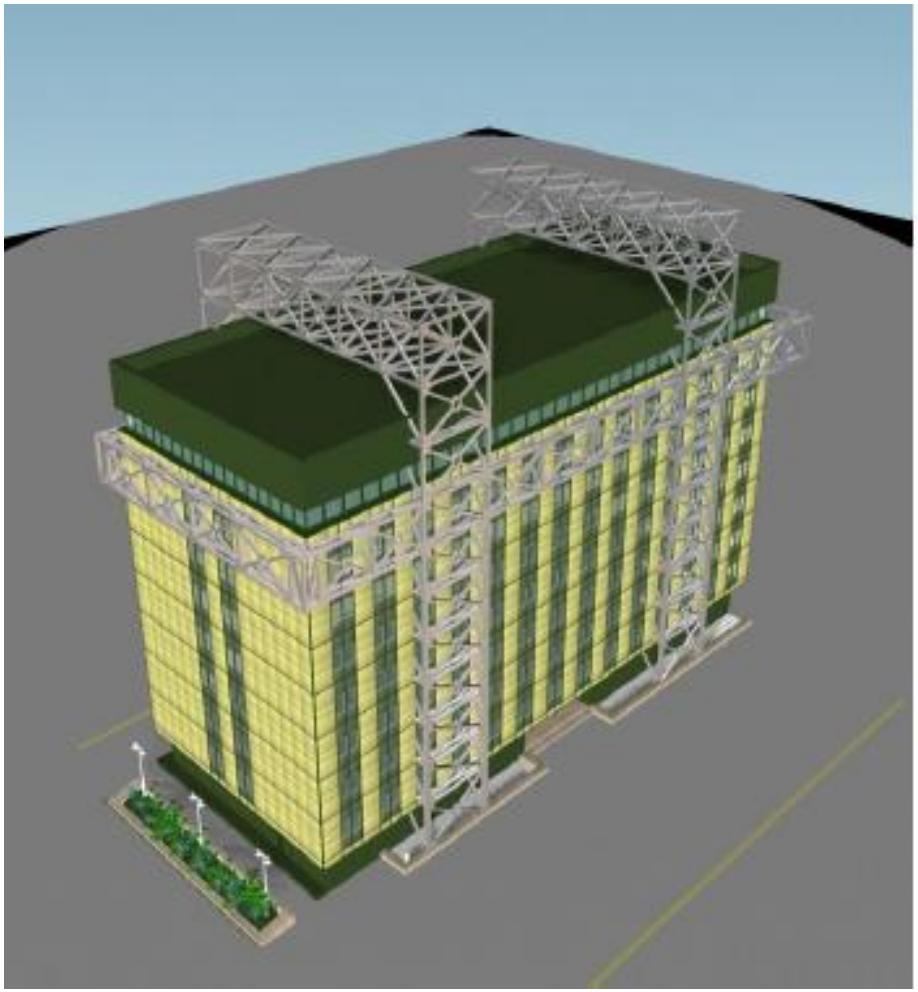



**FIGURE 3.4.2 Example of supplemental in-plane strengthening by the addition of an external buttress.**



# اضافه کردن مهاربندی های بتنی پیش تنیده و پیش ساخته:

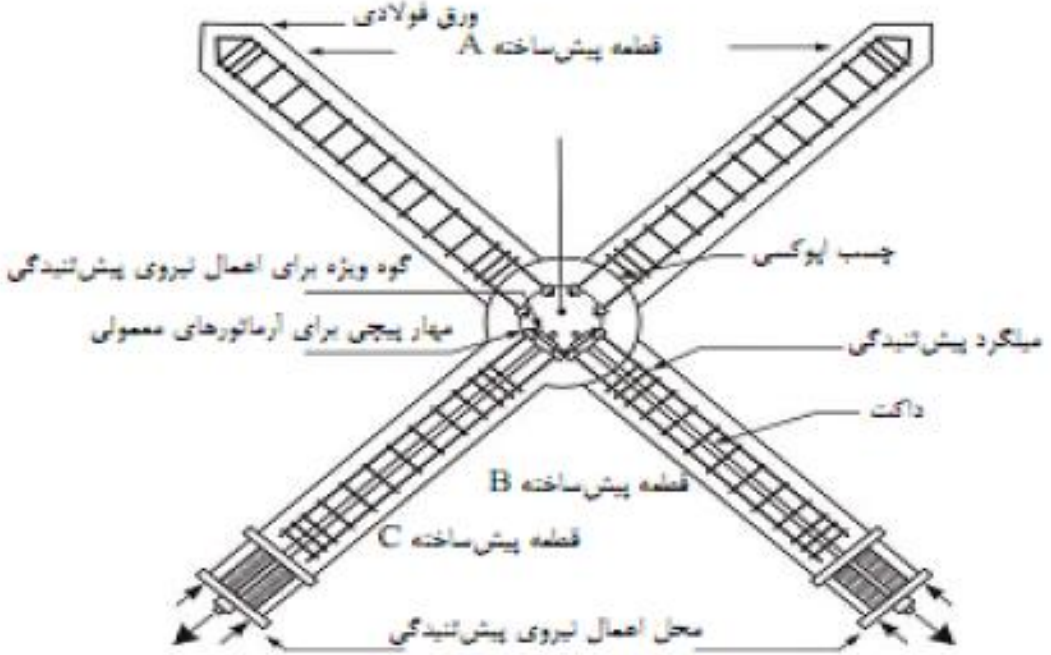
استفاده از روش‌هایی مانند اضافه نمودن دیوار برشی، افزایش مقاومت دیوار موجود، اضافه نمودن مهاربندهای فلزی، روکش کردن ستون‌ها با فولاد و FRP و .... اگرچه باعث افزایش سختی و مقاومت جانبی سازه می‌شوند ولی استفاده از این راهکارها مستلزم هزینه زیاد اجرا، وقفه طولانی مدت در بهره‌برداری از ساختمان و... می‌باشد. 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).

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 پیش تنیدگی 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 به وجود آمدن کشش در مهاربند می‌باشد.




**شکل ۴-۲۴- مونتاژ مهاربند بتنی پیش‌تنیده و پیش‌ساخته**

# بهسازی 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،

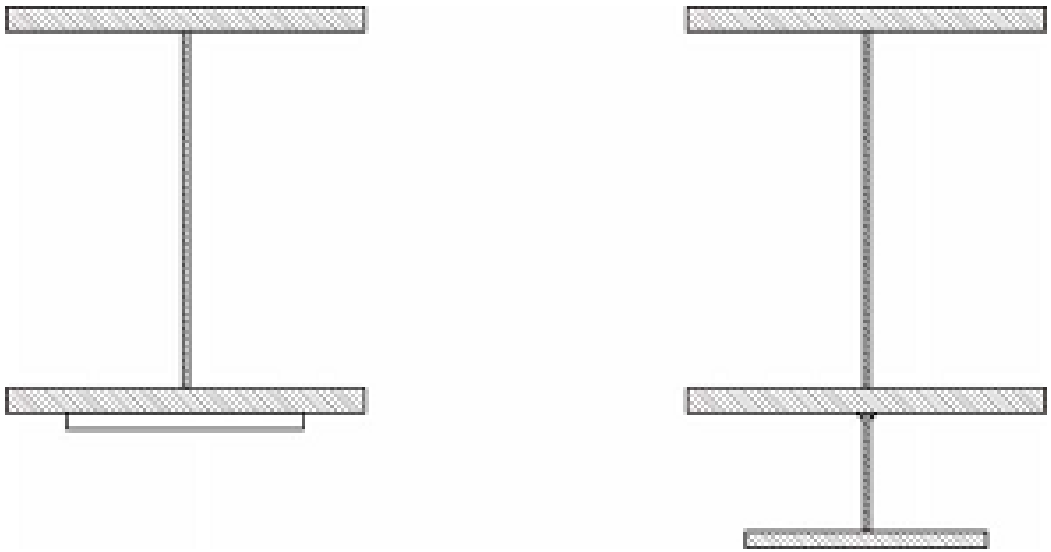
۵- زنگ زدگی و خوردگی تیر،

۶- ایجاد ناحیه متأثر از حرارت بر اثر جوشکاری زیاد،

۷- خستگی.

# تقویت با روکش فولادی

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 کمانش موضعی بال تیر نیز جلوگیری شده است.



**۲-۴-۲۱- تقویت با روکش فولادی**

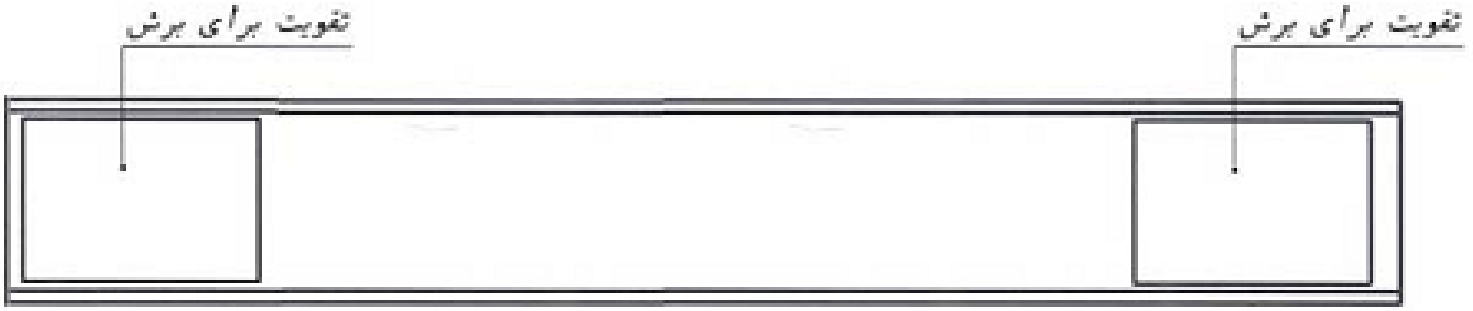
برای تقویت برشی جان تیر می‌توان از دو روش استفاده نمود:

۱- اضافه نمودن ورق‌های موازی با جان تیر

۲- اضافه نمودن سخت‌کننده‌های جان

# اضافه نمودن ورق هایی موازی 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.

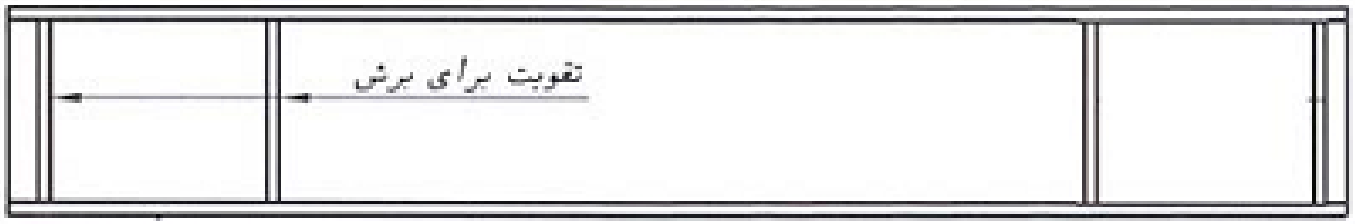



شکل ۲-۴-۲۲- اضافه نمودن ورق به صورت موازی با جان تیر

# استفاده از سخت کننده های 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

# استفاده از روکش بتنی برای افزایش مقاومت تیرهای فلزی

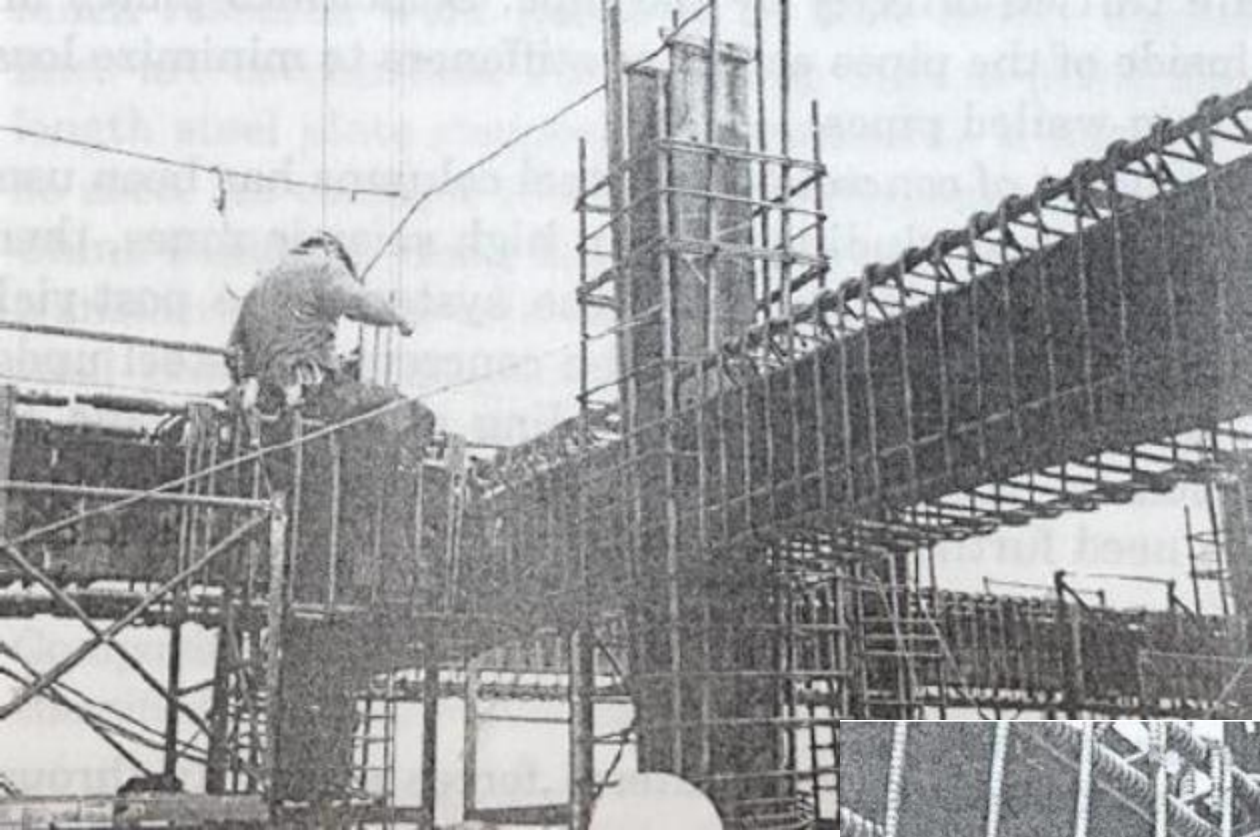
با محصور نمودن تیر فلزی، سختی آن افزایش یافته که این امر موجب بالا رفتن سختی برشی و خمشی می‌گردد. در صورتی که تیر فلزی دچار خوردگی شدید شده باشد، استفاده از روکش بتنی به عنوان راه حلی مؤثر توصیه می‌گردد. تیرهای فلزی پس از مقاوم‌سازی با روکش بتنی در برابر آتش‌سوزی نیز مقاومت خوبی دارند.

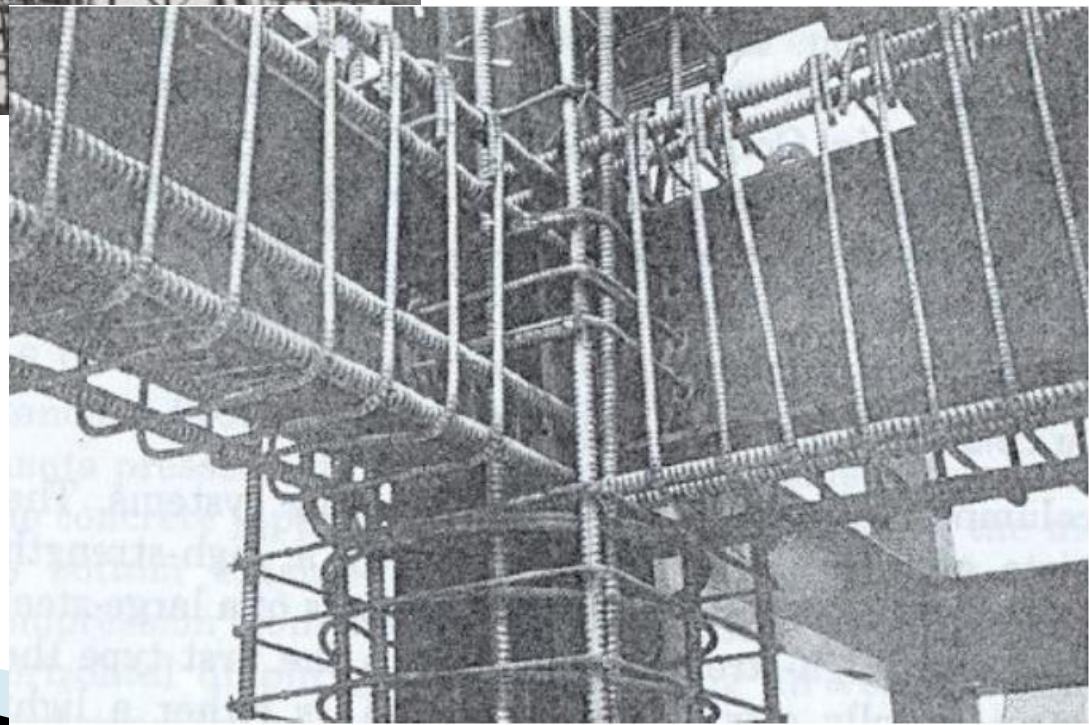
درحالت حدی نهایی مقاومت خمشی اسمی تیرهای فلزی تقویت شده محاط دربتن برمبنای یکی ازحالات حدی زیرتعیین می‌شود.

۱. بر اساس رویهم گذاری توزیع تنش خطی با در نظر گرفتن اثر پایه های موقت و حالت حدی تسلیم در تارهای انتهایی با لنگر تسلیم $M_y$ $(\phi_b = ۰/۹)$

۲. بر اساس توزیع تنش پلاستیک بر روی مقطع فولادی تنها $(\phi_b = ۰/۹)$

۳. چنانچه در این نوع اعضا برشگیرهای لازم تعبیه شده باشد، مقاومت اسمی آنهامی تواند بر اساس توزیع تنش پلاستیک بر روی مقطع مختلط تعیین شود و یا می توان از روش سازگای کرنش‌ها برای محاسبه $M_n$ استفاده نمود. $(\phi_b = ۰/۸۵)$



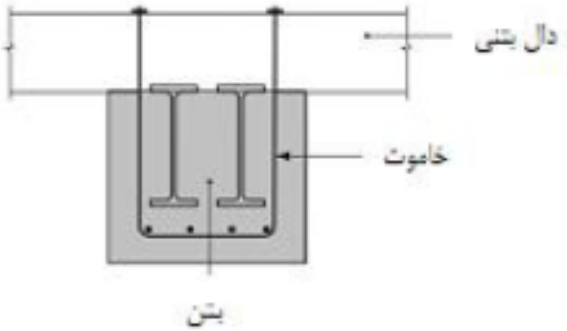


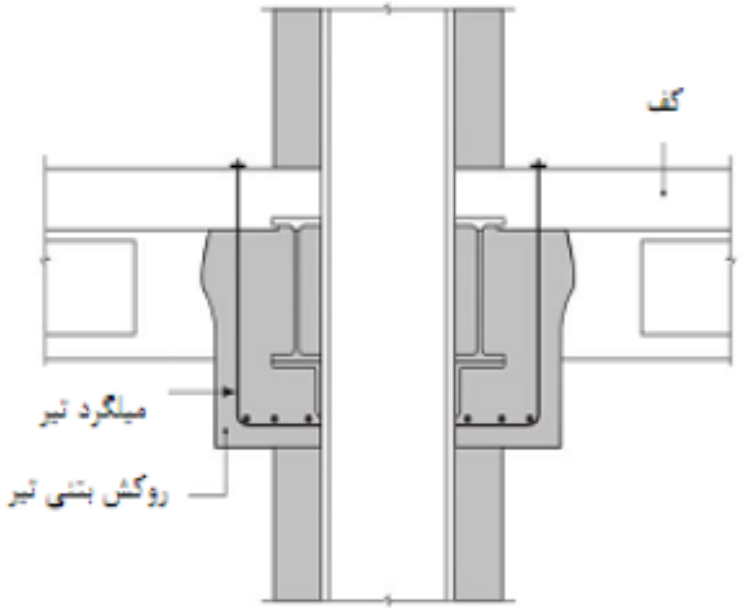
# استفاده از پیش تنیدگی خارجی برای مقاوم سازی تیر فولادی

پیش‌تنیدگی خارجی جزء روش‌های نوین مقاوم‌سازی می‌باشد. کابل‌های پیش‌تنیدگی بکار گرفته شده برای این کار از همان نوع کابل‌ها و مفتولهای متداول در کارهای پیش‌تنیدگی هستند.

مقطع کامپوزیت با پر کردن بین دو تیر

مقطع کامپوزیت با محیط کردن بتن

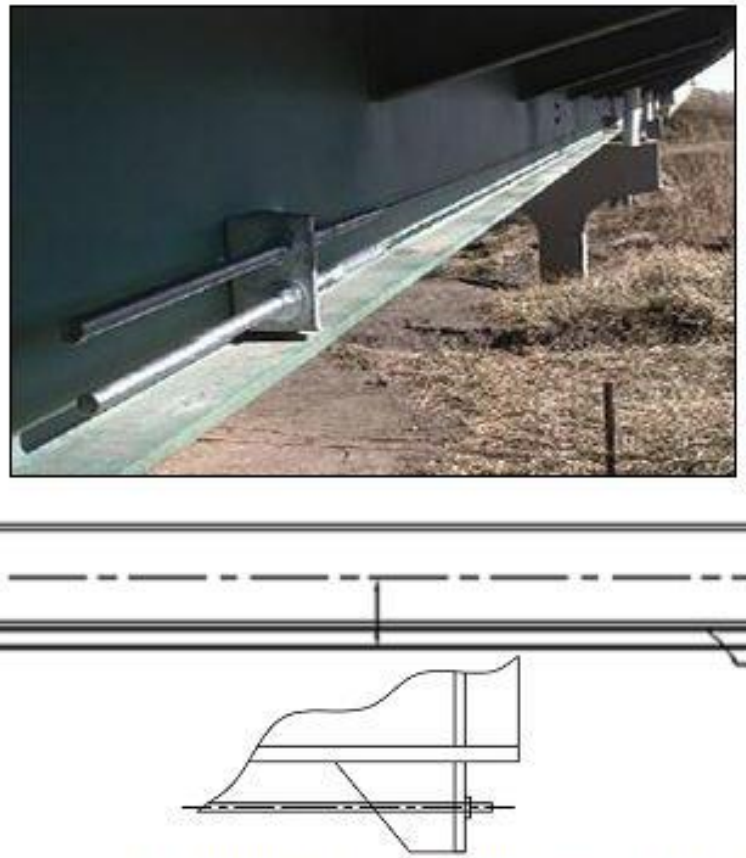



شکل ۲-۴-۲۴- اجرای روکش بتنی برای افزایش مقاومت تیرهای فلزی

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 بویژه در پیش‌تنیدگی موضعی دیده می‌شود زیرا پیش‌تنیدگی، نیروهای متمرکز جدیدی



شکل ۲-۴-۲۵- استفاده از پیش‌تنیدگی خارجی برای مقاوم‌سازی تیر فولادی

# بهسازی ستون های فولادی

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

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

دلایل اصلی این خرابی‌ها عبارتند از:

۱- سطح مقطع کم ستون

۲- لاغری بیشتر از حدود مجاز

۳- عدم فشردگی مقطع

۴- ضعف درجوش‌ها

۵- عدم رعایت اصل تیر ضعیف و ستون قوی

۶- زنگ زدگی و خوردگی ستون

۷- ایجاد ناحیه متأثر از حرارت بر اثر جوشکاری زیاد

۸- خستگی

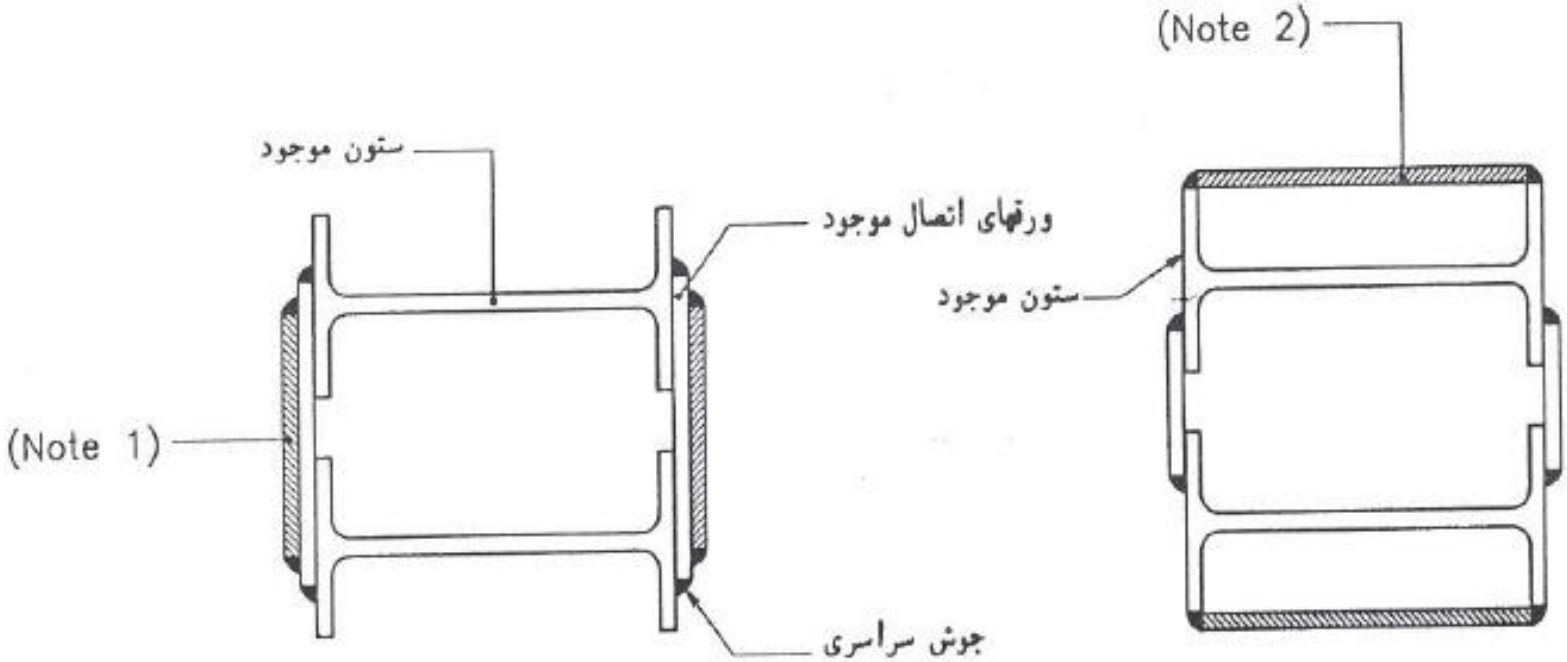
۹- آتش‌سوزی

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

# اضافه نمودن ورق های پوششی به بال ستون

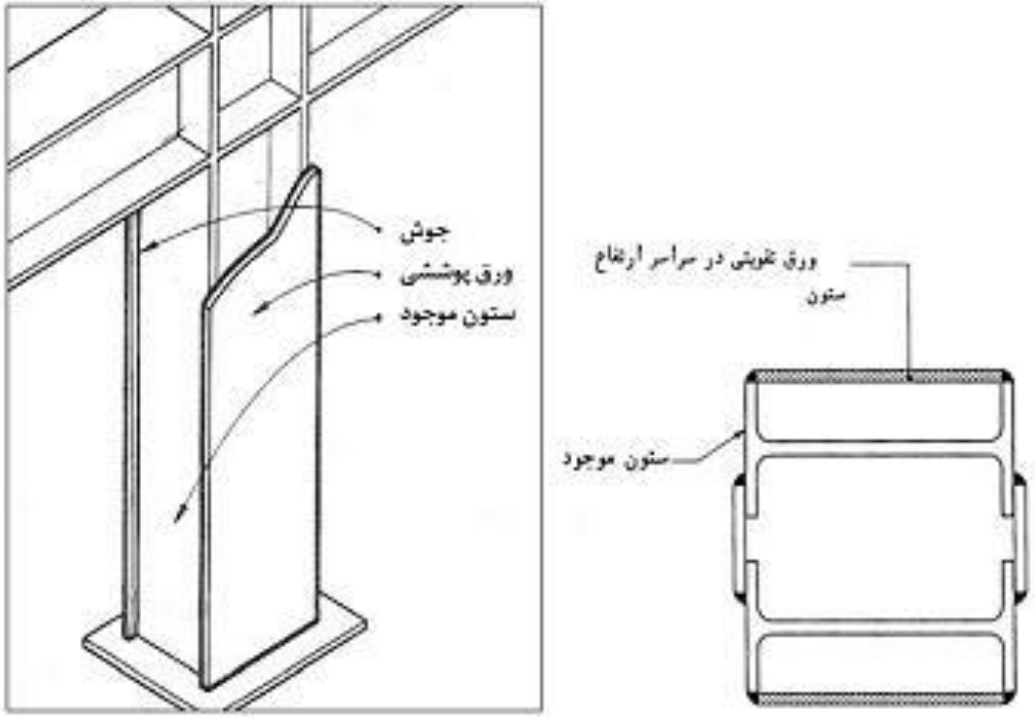
از جمله راه‌های افزایش ظرفیت خمشی و محوری ستون، اضافه نمودن ورق‌های پوششی به بال ستون می‌باشد. این روش در شکل ۲-۵-۲۰ نشان داده شده است. در این روش با افزایش ضخامت بال از کمانش موضعی بال ستون نیز جلوگیری می‌گردد.

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


(Note 2)
ستون موجود
ورقهای اتصال موجود
ستون موجود
(Note 1)
جوش سراسری

# اضافه کردن ورق های موازی با جان ستون و تبدیل مقطع به شکل جعبه ای

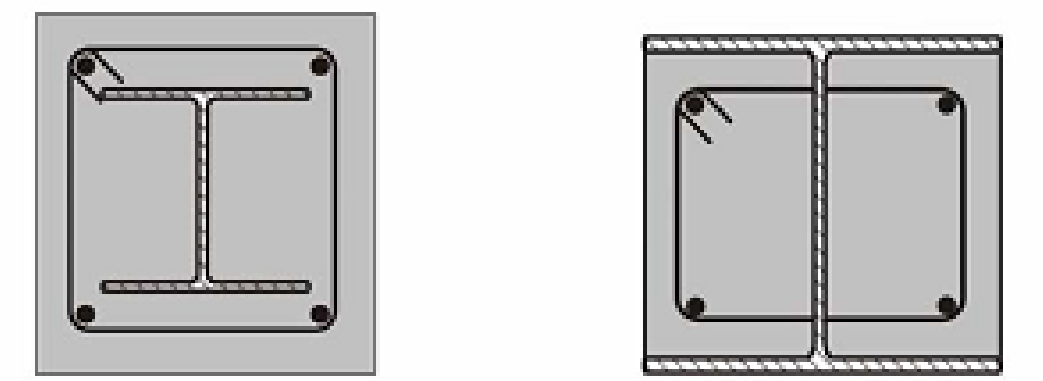
اضافه نمودن ورق‌های موازی با جان ستون و تبدیل آن به مقطع جعبه‌ای منجر به افزایش مقاومت خمشی و محوری ستون می‌شود. این روش در شکل ۲-۵-۲۱ نشان داده شده است. اضافه نمودن ورق‌های موازی با جان ستون، افزایش ممان اینرسی در امتداد موازی با جان را در پی دارد.




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

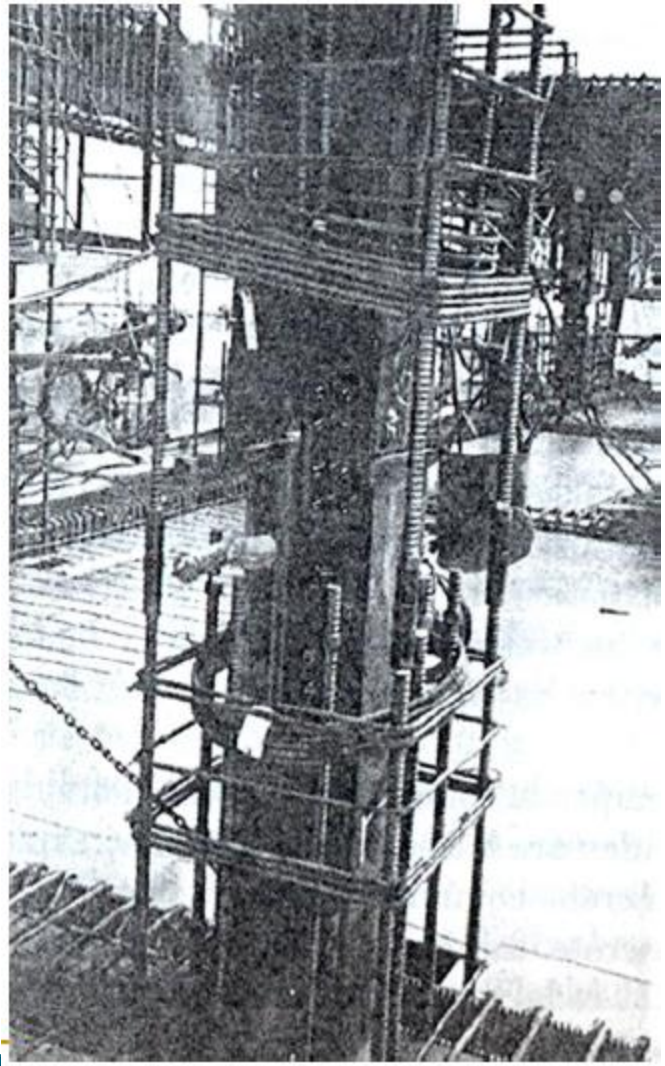
# استفاده از روکش بتنی

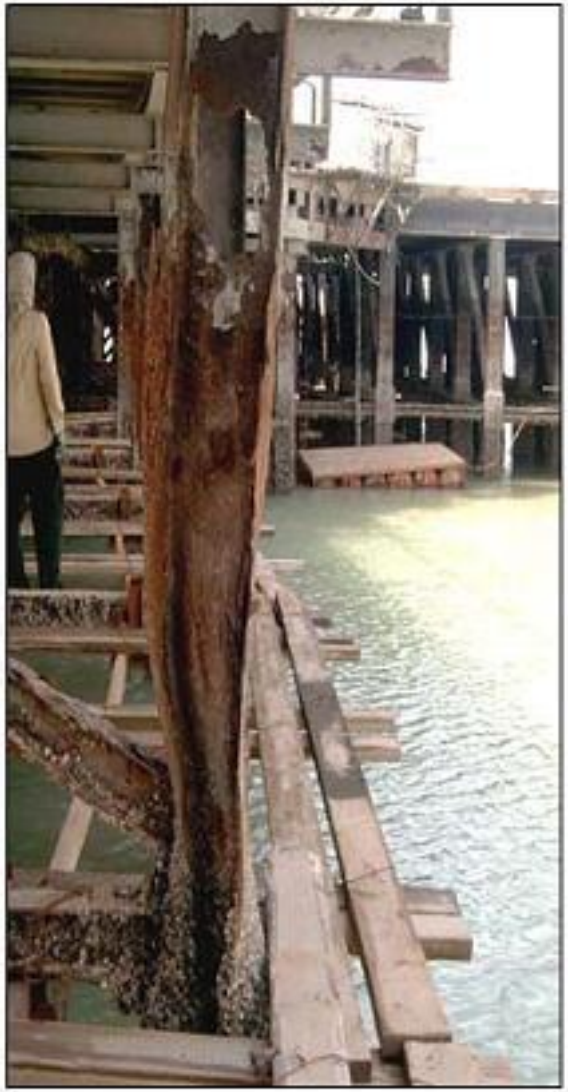
این روش برای مقاومسازی مقاطع فولادی باز[1] مانند مقاطع I و H بکار می‌رود. با محصور نمودن ستون فولادی، سختی آن افزایش یافته که این امر موجب بالا رفتن سختی برشی نیز می‌گردد. برای بالا بردن سختی خمشی ستون، باید روکش بتنی ستون فولادی در طبقات مختلف پیوسته باشد.



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

**در صورتی که ستون فولادی دچار خوردگی شدید شده باشد. استفاده از روکش بتنی به عنوان راه حلی موثر توصیه می گردد.**

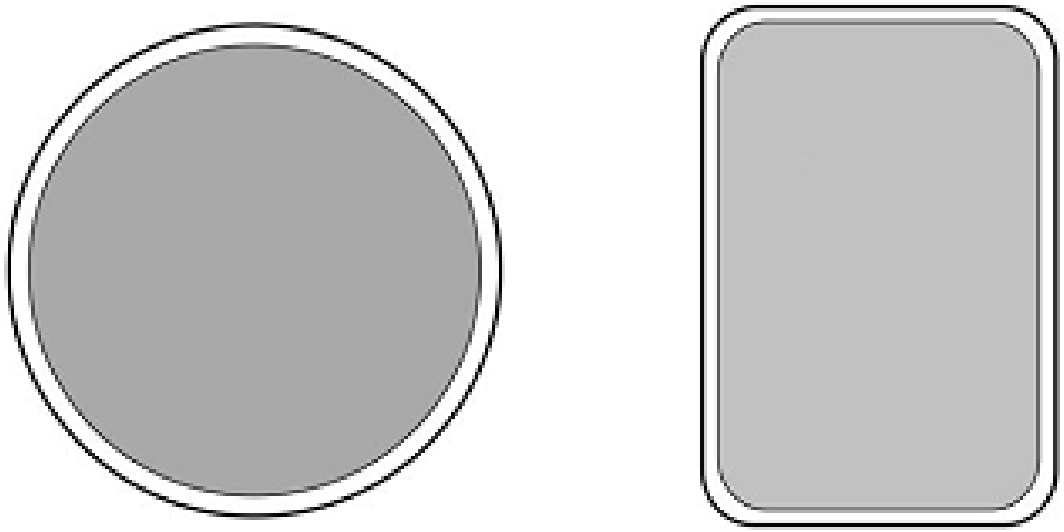




شکل ۲-۵-۲۳- بهسازی ستون‌های با خوردگی شدید با روکش بتنی

# 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 ۲-۵-۲۴ نشان داده شده است.



**شکل ۲-۵-۲۴- پر نمودن ستون فولادی با بتن**

# فصل پنجم

# بهسازی سازه های بتنی

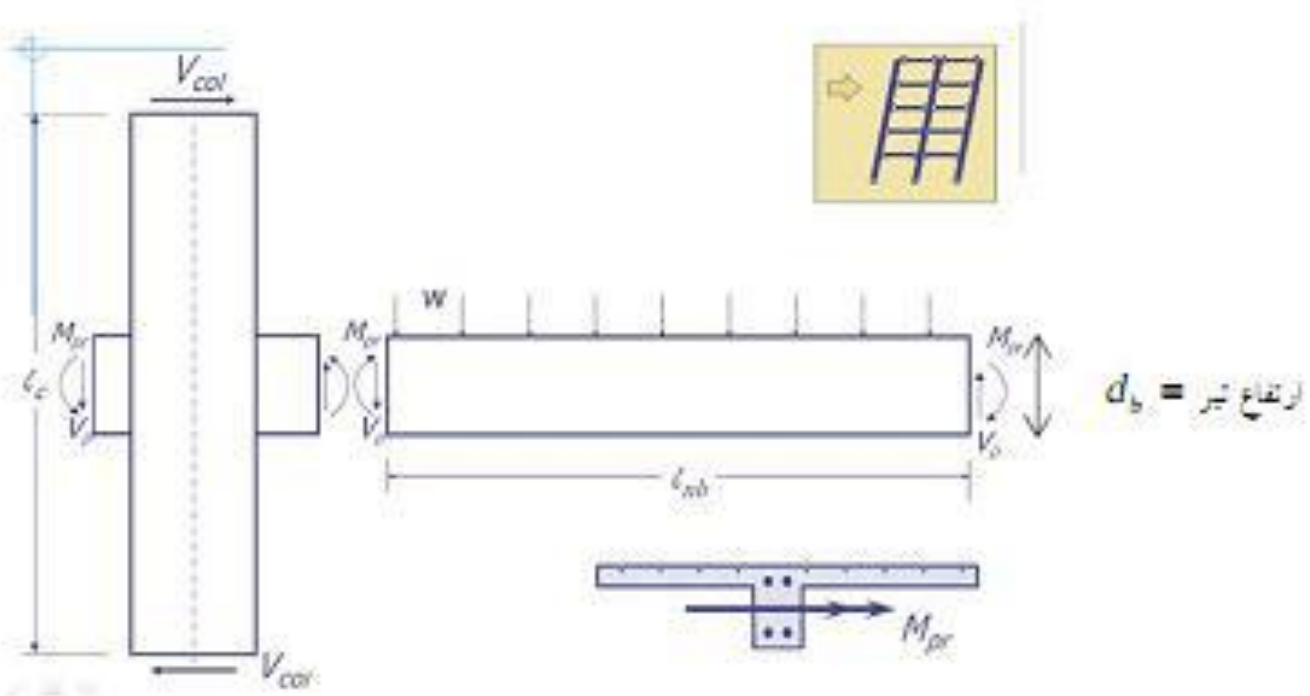
# راهکارهای بهسازی اتصالات سازه های بتنی

اتصالات و رفتار آنها نقش بسیار مهمی در رفتار کلی سازه‌های قاب خمشی ایفا می‌کنند. به عبارت دیگر بحرانی‌ترین ناحیه در قاب‌های خمشی برای مقاومت در برابر بارهای لرزه‌ای، محل 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 خصوصاً 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.




**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 تنش بالا می‌باشد. از این رو بهتر است بجای تقویت اتصال در برابر بارهای جانبی از راهکارهای تقویت سیستم باربر جانبی ساختمان مانند اضافه نمودن بادبند، دیوار برشی و ... استفاده نمود. این راهکارها منجر به کاهش لنگرهای موجود در اتصال می‌گردد. این موضوع بخصوص در ساختمان‌های بتن مسلح قابل توصیه می‌باشد.

# آسیب های اتصالات بتنی

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

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

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

آسیب‌های وارد بر اتصالات بتنی به شرح زیر طبقه‌بندی می‌شود:

۱- گسیختگی برشی

۲- کمانش میلگرد طولی ستون

۳- کمانش میلگرد طولی تیر

۴- وجود درز سرد (اجرایی) در محل اتصال

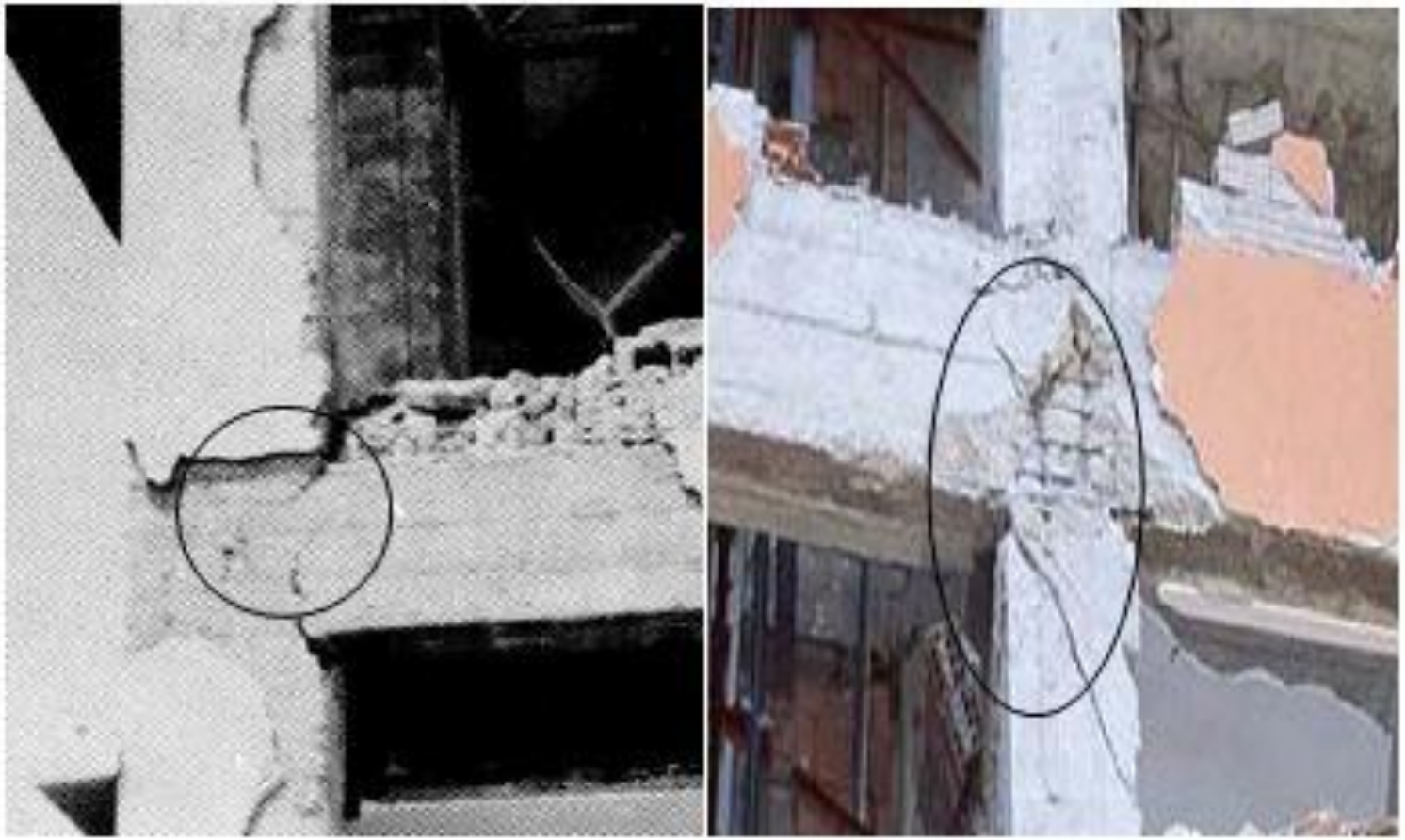
۵- برون محوری اتصال تیر و ستون

۶- کمبود میلگردهای مثبت و منفی

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

# ۱- گسیختگی برشی اتصال

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



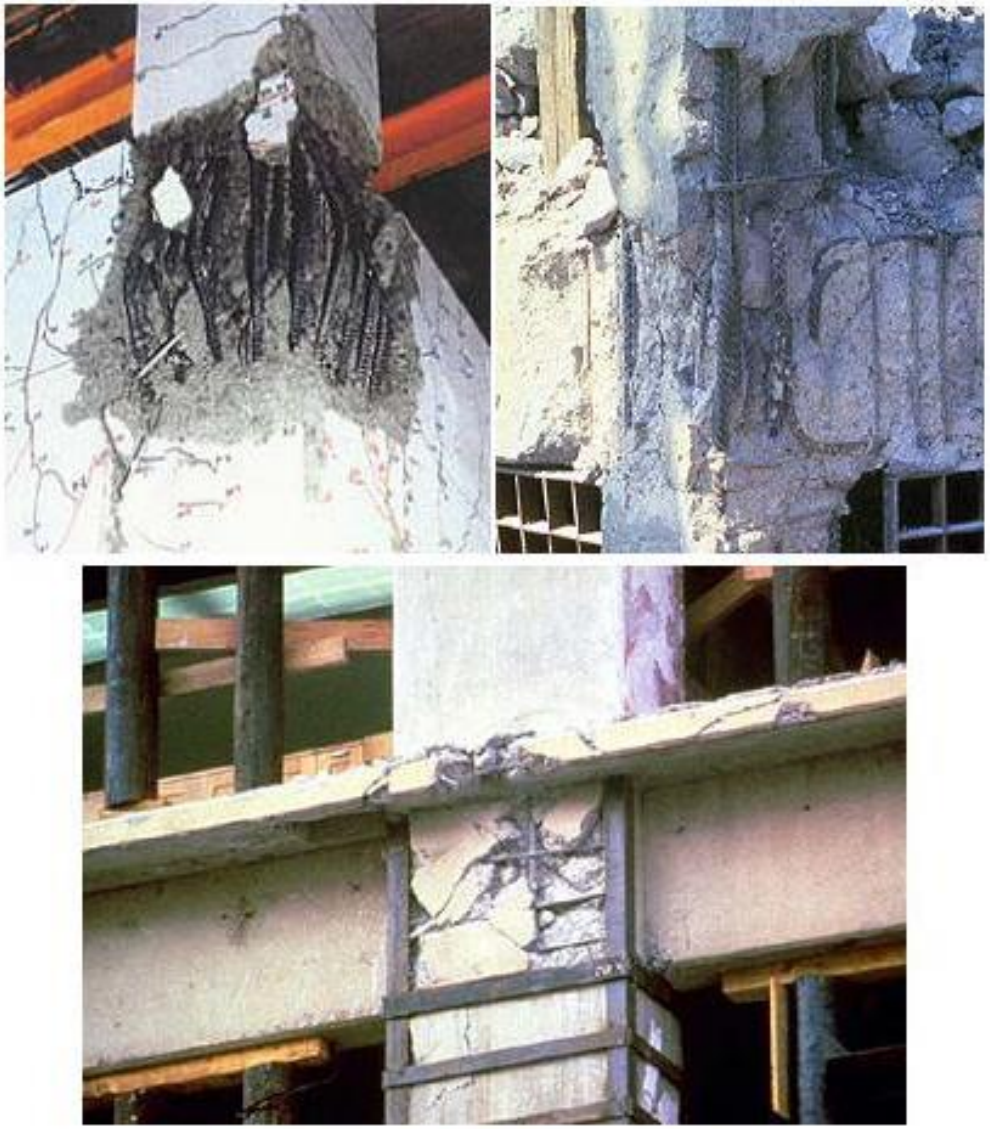
گسیختگی برشی در ناحیه ستون در بر اتصال　　گسیختگی برشی در ناحیه تیر در بر اتصال

شکل ۲-۶-۶ گسیختگی برشی در ناحیه اتصال

# ۲- 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.



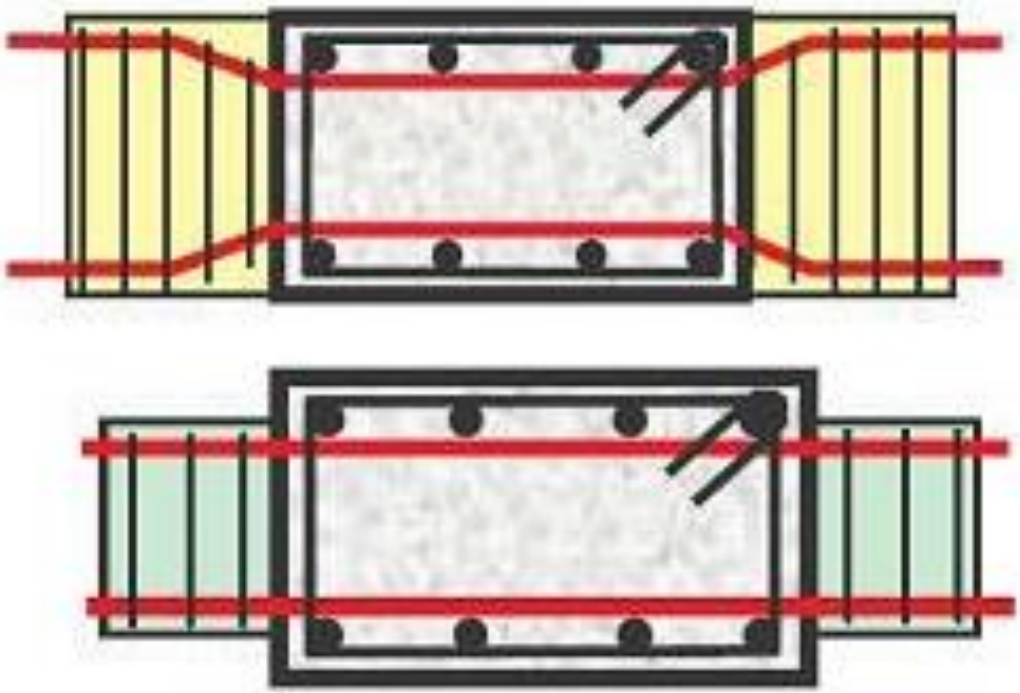
شکل ۲-۶-۷ کمانش میلگردهای طولی ستون در ناحیه اتصال

## ۳- کمانش میلگردهای طولی تیر در ناحیه اتصال

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

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

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



جزئیات نامناسب میلگردهای طولی تیر

جزئیات مناسب میلگردهای طولی تیر

شکل ۲-۶-۹ جزئیات میگردهای طولی در اتصال

## ۳- کمانش

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

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

# ٤- وجود درز سرد در محل اتصال

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

شکل ۲-۶-۱۰ وجود درز سرد در محل اتصال

## ۵- برون محوری امتداد تیر نسبت به امتداد ستون

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

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

# ٦- کمبود میلگردهای مثبت و منفی

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

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

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

# روش های مقاوم سازی اتصالات بتنی

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

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

## ۱- تعمیرات جزیی

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

# ۲- روکش بتنی

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

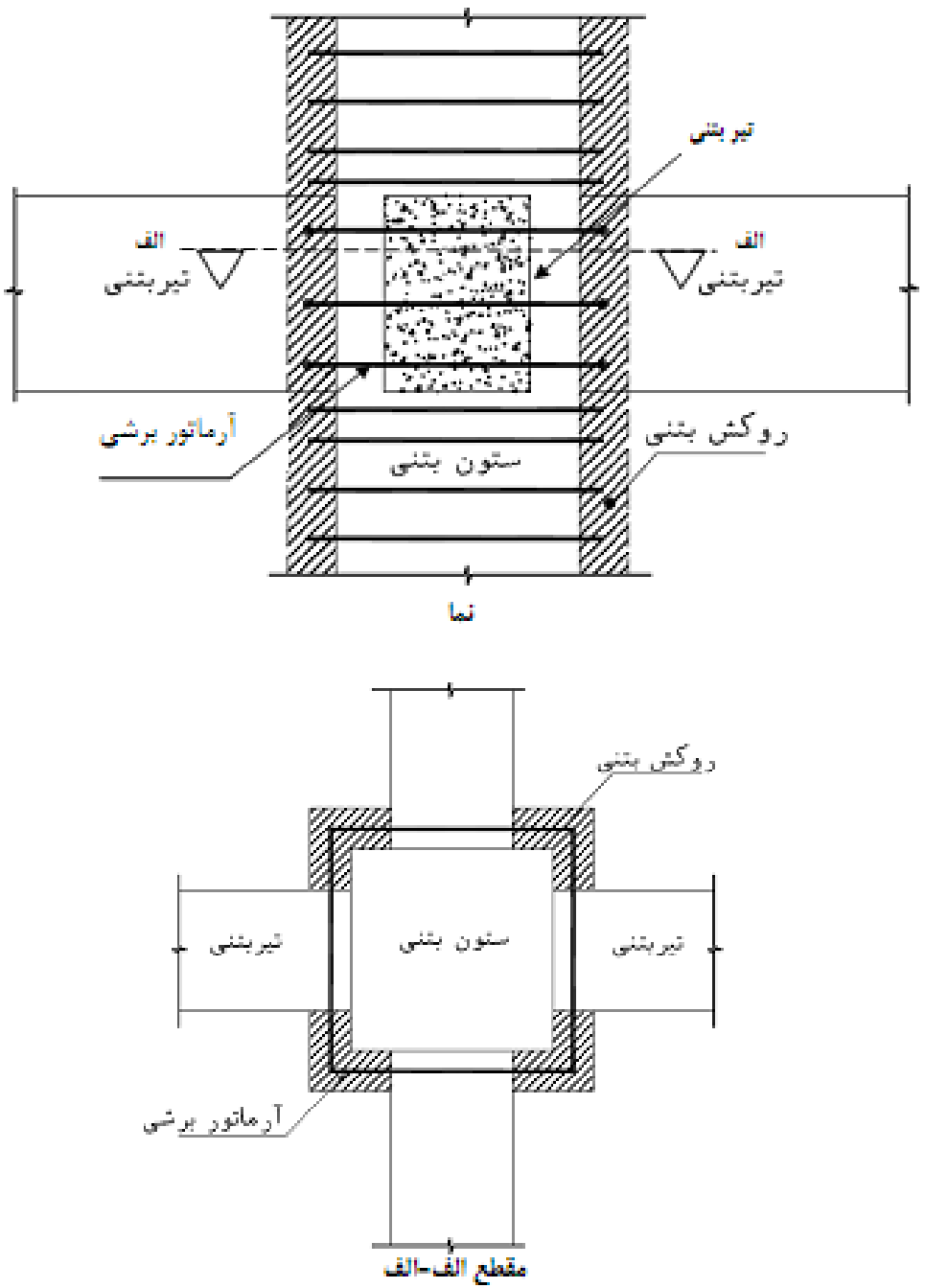
میلگردهای قائم و افقی و خاموت‌ها باید به گونه‌ای تعبیه شوند که محدودهٔ مسلح شده‌ای در اتصال بوجود آید. در طراحی اتصال، محصور شدن اتصال توسط اعضایی که عمود بر صفحه نیروهای مورد نظر هستند، نقش بسیار مهمی را ایفا می‌نماید.

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 ۲-۶-۲۰).

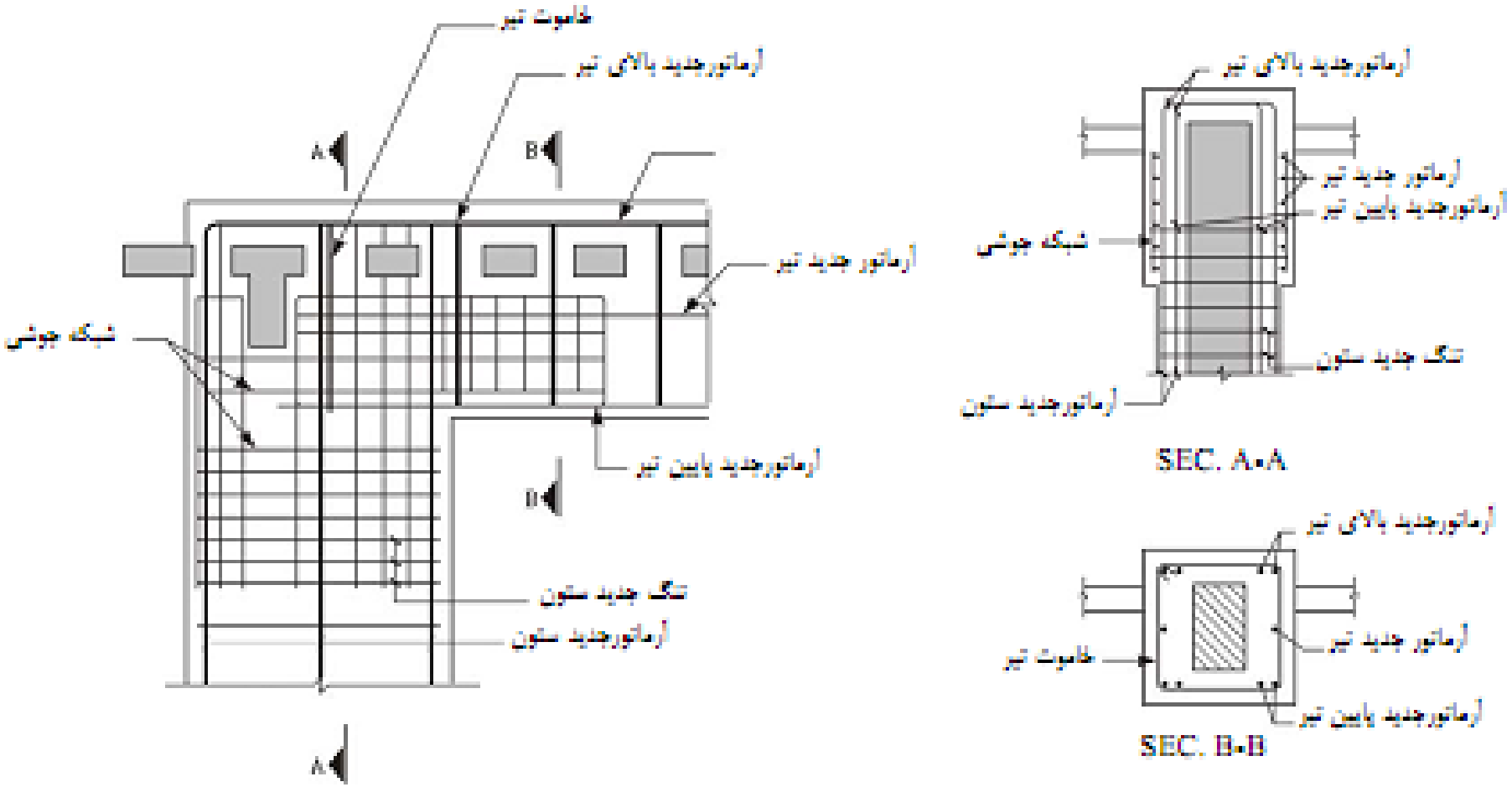
در مواردی که تنها ستون منتهی به اتصال ضعیف بوده و یا ضابطه ستون قوی، تیر ضعیف در اتصال رعایت نشده باشد، می‌توان با تقویت ستون با روکش بتنی و امتداد آن تا روی اتصال مانند شکل ۲-۶-۲۱ ستون و اتصال را تقویت نمود. در این روش با سوراخ نمودن تیرهای منتهی به اتصال میلگردهای برشی از داخل تیرها عبور داده می‌شوند.

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 ۲-۶-۲۲). 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.

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.




شکل ۲-۶-۲۱ اجرای روکش بتنی تنها در ستون




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

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

# ۲- روکش بتنی

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

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

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 ۲-۶-۲۰).

# ۳- روکش فولادی (ورق فولادی مسلح کننده)

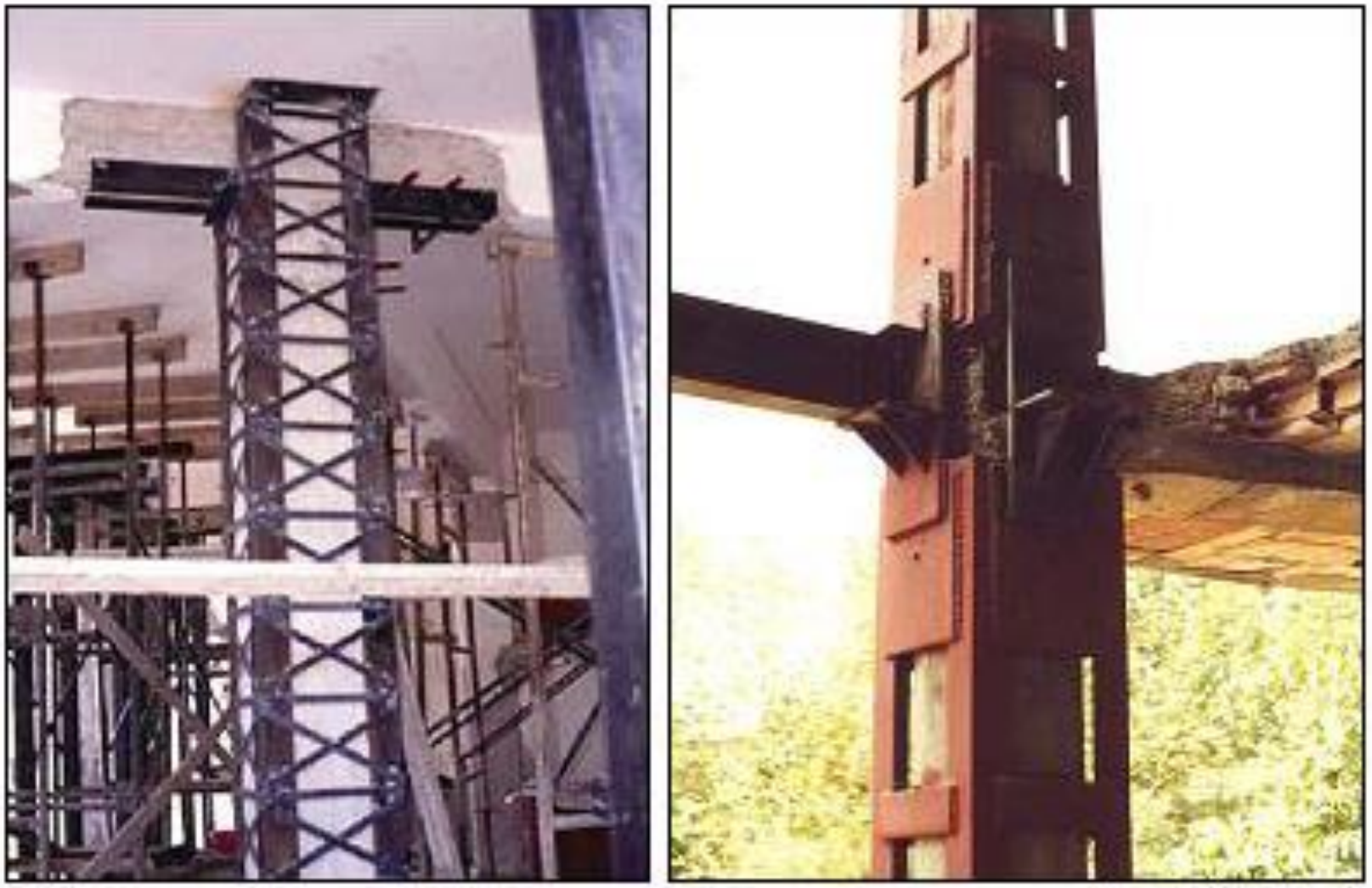
استفاده از ورق فولادی مسلح کننده روشی است که با استفاده از آن می‌توان بدون افزایش ابعاد اتصال، مقاومت آن را افزایش داد. در روش استفاده از ورق فولادی مسلح کننده موقعیت اتصال تأثیر بسزایی بر میزان افزایش مقاومت اتصال دارد (شکل ۲-۶-۲۴).

ورق فولادی تقویت کننده بهتر است با چسب اپوکسی به اتصال چسبانده شود و سپس با پیچ‌های پیش‌تنیده به اتصال محکم گردد. چسب یا گروت اپوکسی می‌تواند سطوح ناهموار اتصال را نیز اصلاح نماید. حداقل ضخامت ورق تقویت ۳ میلیمتر می‌باشد. قبل از انجام عملیات فوق ضروریست که اتصال به طور موضعی مرمت شود. ورق‌های فولادی مسلح‌کننده ضعف‌های عمدهٔ سازه‌های بتن مسلح یعنی فقدان میلگرد برشی کافی و نیاز به میلگردهای محصور کننده هسته بتنی را کاهش می‌دهد.

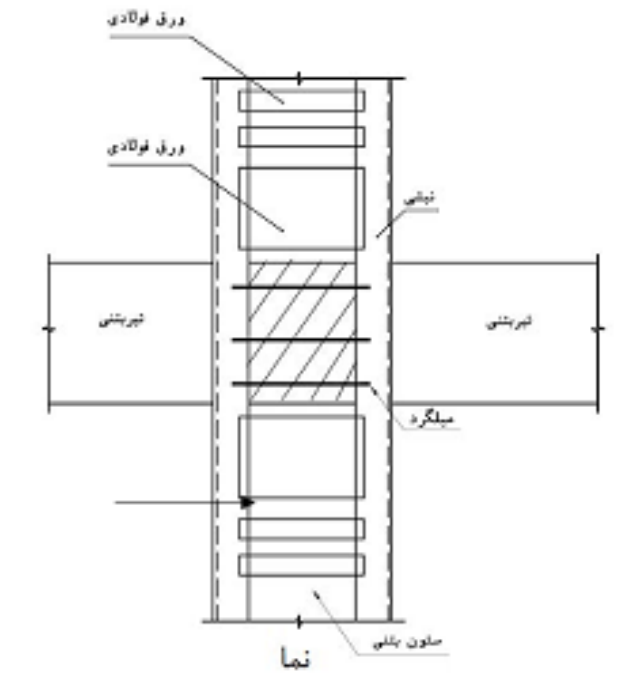
به منظور بهسازی لرزه‌ای اتصالات کناری و میانی در صورتی می‌توان از روکش فولادی استفاده نمود که ورق‌های فولادی مسلح کننده را در کلیهٔ وجوه تیر و ستون بکار برد و آنها را مستقیماً و یا از طریق نبشی به یکدیگر جوش نمود (شکل ۲-۶-۲۵).

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

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

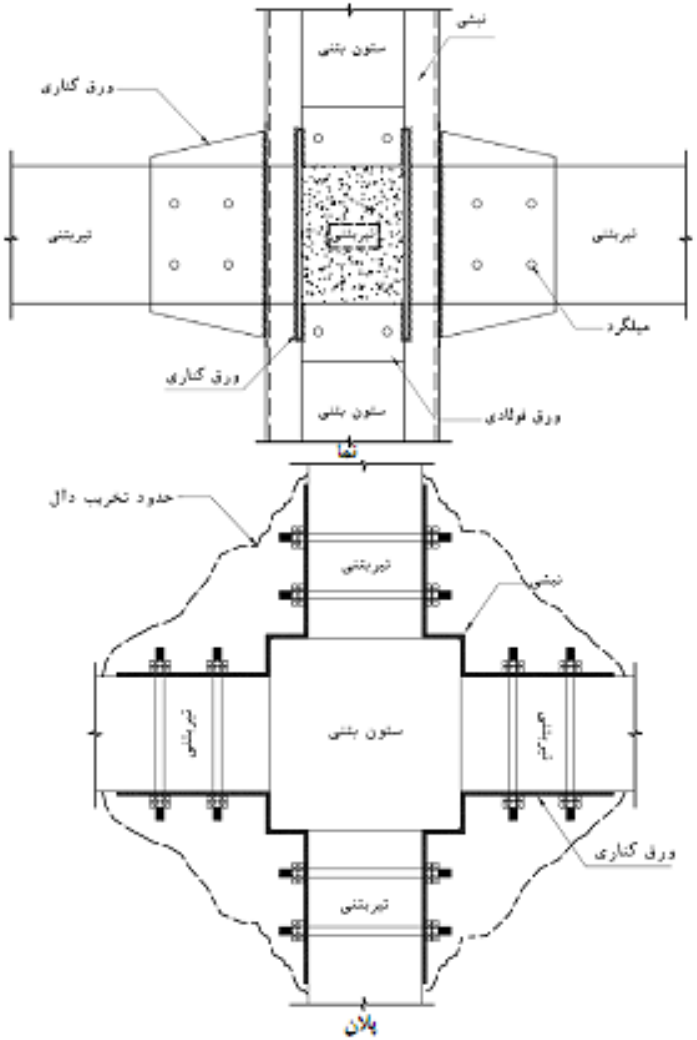


شکل ۲-۶-۲۵ روش‌های بهسازی اتصالات میانی




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

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




شکل ۲-۶-۲۷ مقاوم‌سازی اتصال با ورق کناری

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

# ٤- ورق های FRP

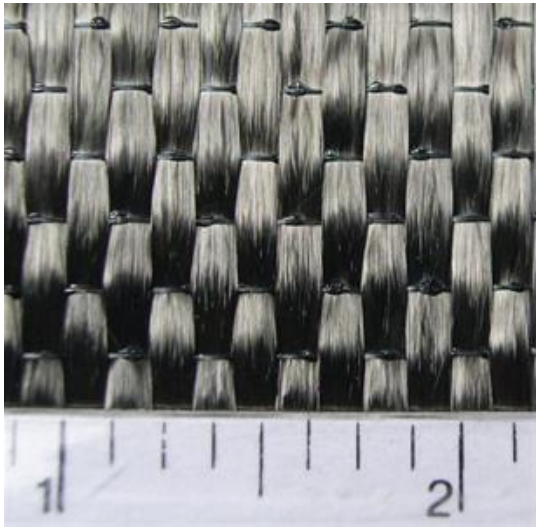
با محصور نمودن اعضای اتصال با پوشش FRP می‌توان ظرفیت خمشی و همچنین ظرفیت برشی اتصال را افزایش داد. به علت دورگیری، بکارگیری این روش میزان شکل‌پذیری اتصال را نیز افزایش می‌دهد. با استفاده از این روش می‌توان بدون افزایش ابعاد اتصال، مقاومت آن را افزایش داد. استفاده از FRP نسبت به روکش فولادی ارجح است، زیرا FRP بر خلاف فولاد دچار خوردگی نمی‌شود و می‌تواند در مقابل خوردگی اسیدها، بازها و مواد مهاجم مشابه در دامنه وسیعی از دما مقاومت کنند. در نتیجه نیاز به سیستم‌های حفاظت از خوردگی نمی‌باشد و آماده کردن سطوح اعضا قبل از چسباندن صفحات FRP و نگهداری از آنها بعد از نصب، آسان‌تر از صفحات فولادی است. لازم به ذکر است که در استفاده از این روش بر خلاف روش مقاوم‌سازی با روکش بتنی نیاز به افزایش ابعاد اتصال و عملیات ساختمانی پر حجم نمی‌باشد.

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

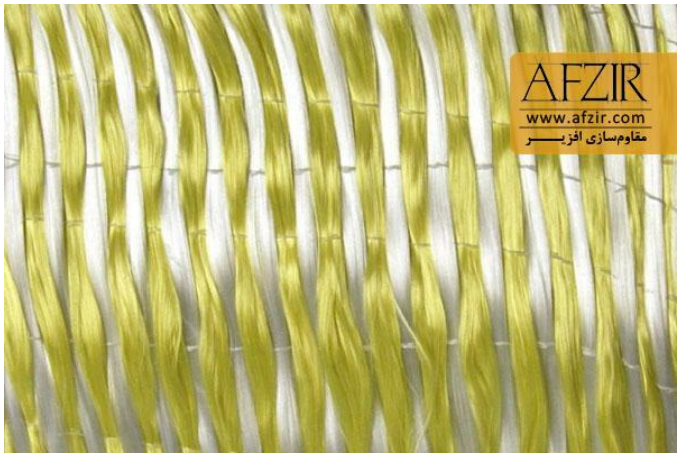
به عنوان راه حل برای دسترسی به هسته اتصال، بکار گیری مهارهای الیافی در داخل سوراخ های ریز ایجاد شده درون اتصال، میتواند مورد استفاده قرار گیرد.

# انواع مصالح FRP

الیاف شیشه (GFRP)

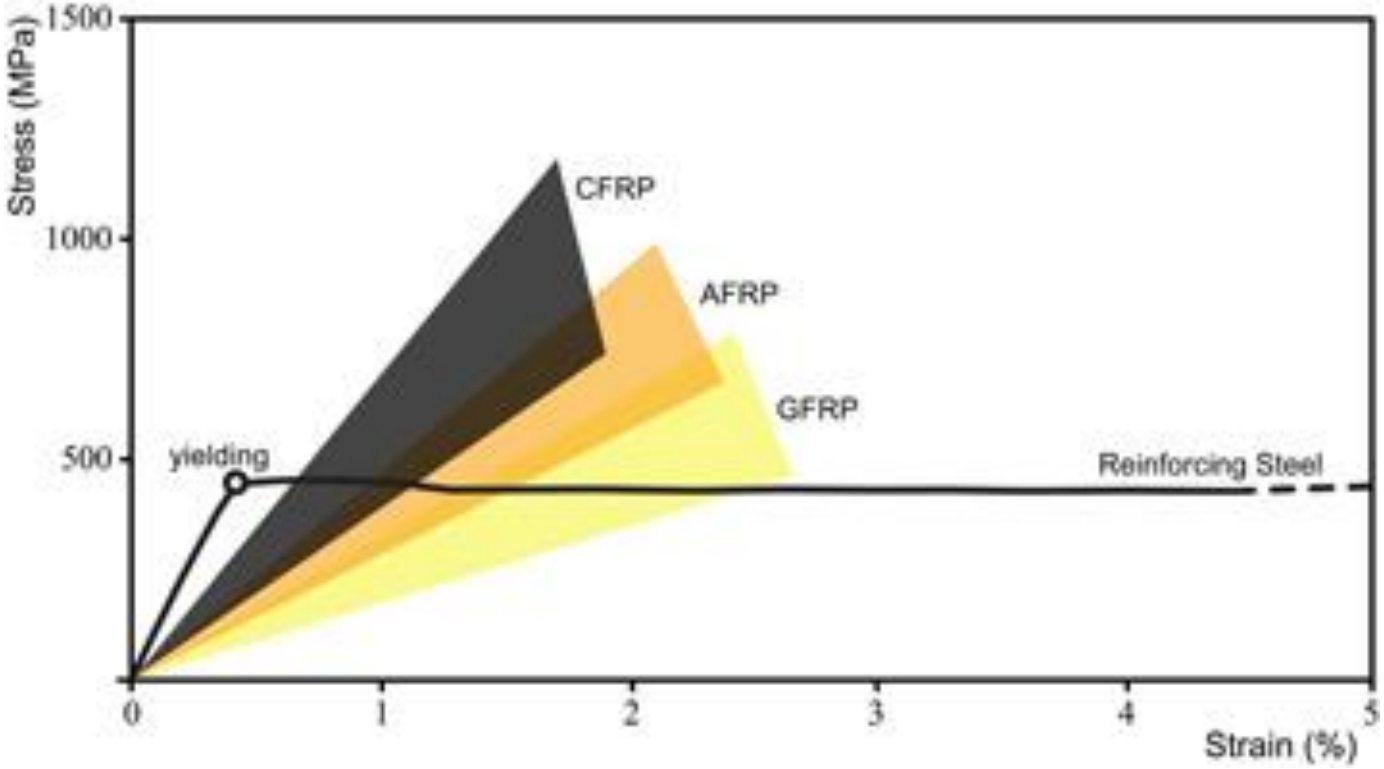


الیاف کربن(CFRP)




الیاف آرامید (AFRP)

میلگردهای FRP




**منحنی تنش-کرنش مصالح FRP**

# طراحی سیستم تقویت توسط FRP

**ACI 440.2R-08**

## Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures

Reported by ACI Committee 440

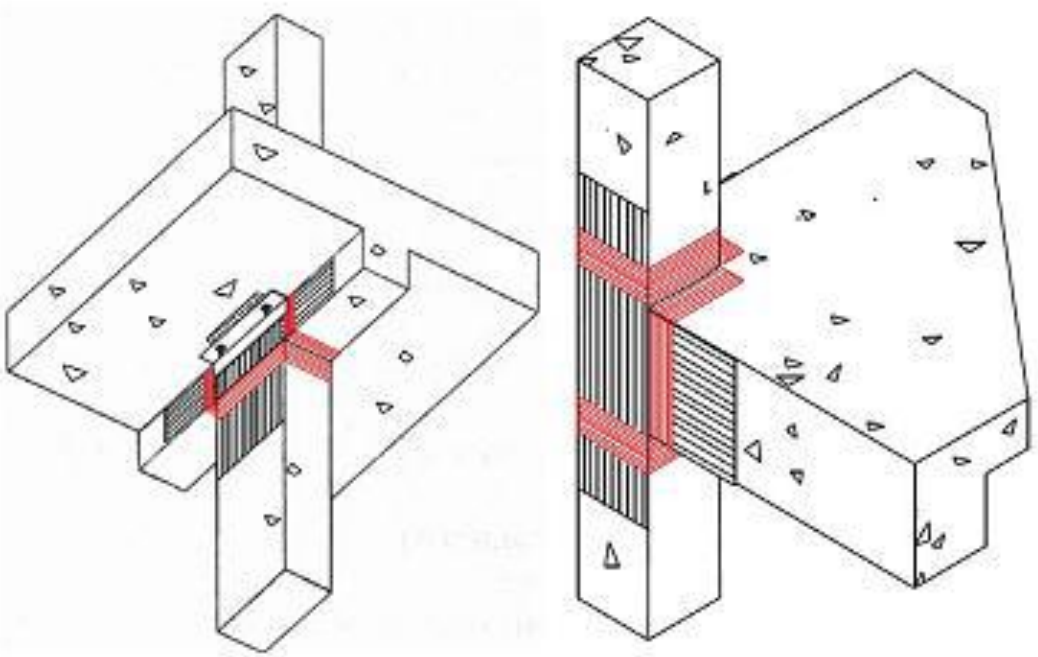
# طراحی سیستم تقویت توسط FRP

## نکات اجرایی استفاده از FRP

۱- استفاده از مصالح FRP در دمای زیر ۱۵- درجه سانتی گراد ممنوع است.
۲- عملکرد رزین چسباننده FRPپس از ۶۰-۸۰ درجه به شدت افت می کند.
۳- هنگامی که مقاومت فشاری بتن از 17 Mpa کمتر شود نمی توان از FRP استفاده کرد.

## اصطلاحات:

**Delamination** (لایه لایه شدن): جداشدن درون یک ماده موازی سطح آن
**Debonding** (جداشدگی): گسیختگی چسب در لایه بین سیستم تقویت و سطح زیرین
**Lamina**: یک لایه از یک ماده
**Laminate**: چند لایه متصل به هم از یک ماده

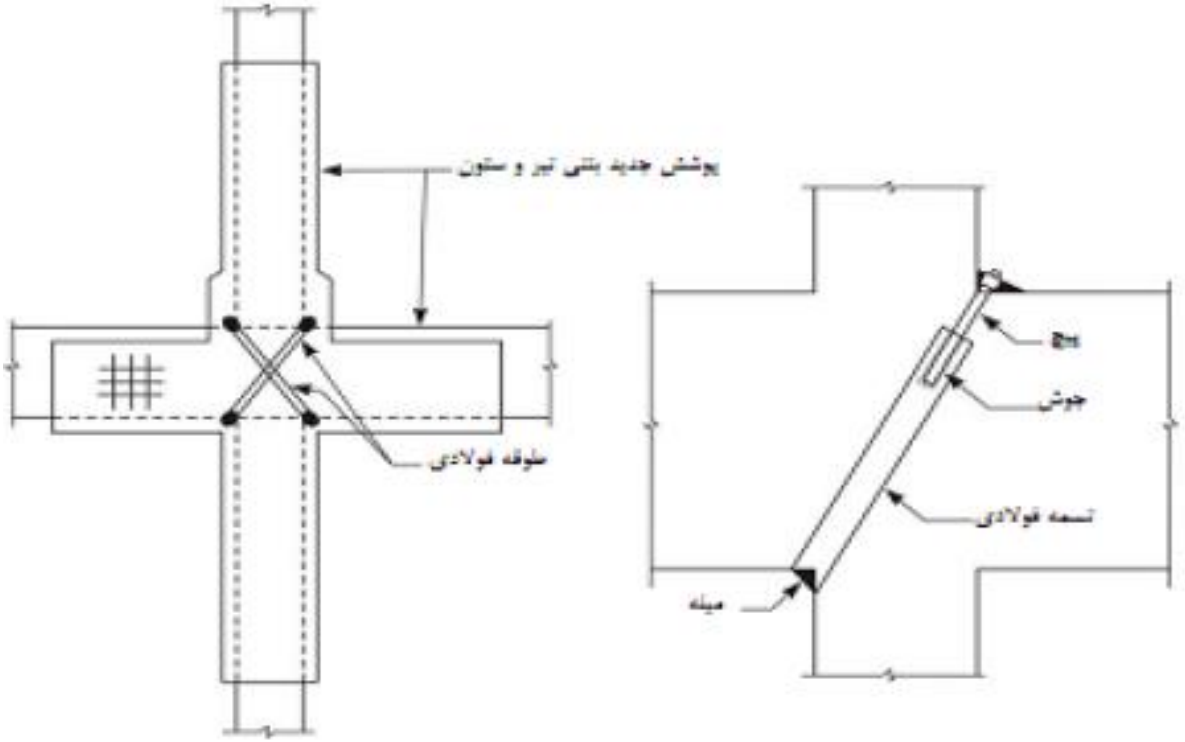


شکل ۲-۶-۲۸ نمونه‌ای از اتصال مقاوم‌سازی شده با ورق FRP

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

# ۵- استفاده از تنگ خارجی برای افزایش ظرفیت برشی اتصالات

پس از آنکه ایرادات ترک‌های سطحی با تزریق چسب اپوکسی بر طرف شدند و سطح بتن کاملاً تمیز شد، اتصال با استفاده از تنگ‌های 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.




الف: استفاده از طوقه در یک جهت

ب: استفاده از طوقه در دو جهت

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

# روش های مقاوم سازی تیر های 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

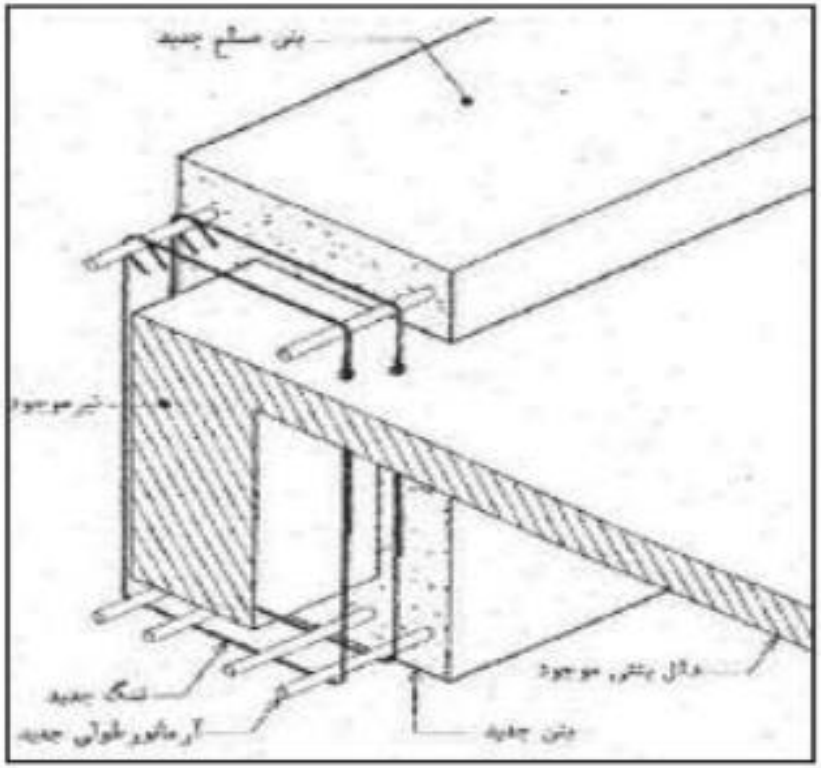
۴- پیش‌تنیدگی خارجی

هر یک از روش‌های فوق به تفکیک در زیر مورد بررسی قرار گرفته‌اند.

# ۱- استفاده از روکش بتن مسلح

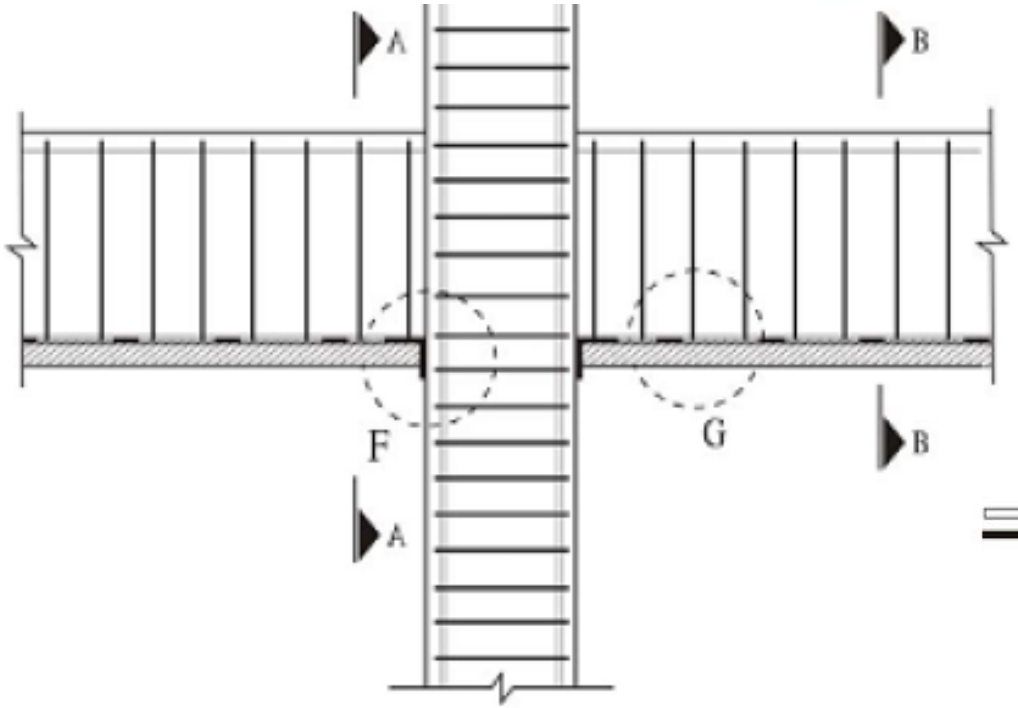
در تیرها می‌توان از روکش بتنی در سه و یا چهار وجه تیر برای بهسازی و افزایش مقاومت آن استفاده نمود. با این روش می‌توان ناحیه کششی و فشاری تیر را با روکش‌های بتنی جدید تقویت کرد.

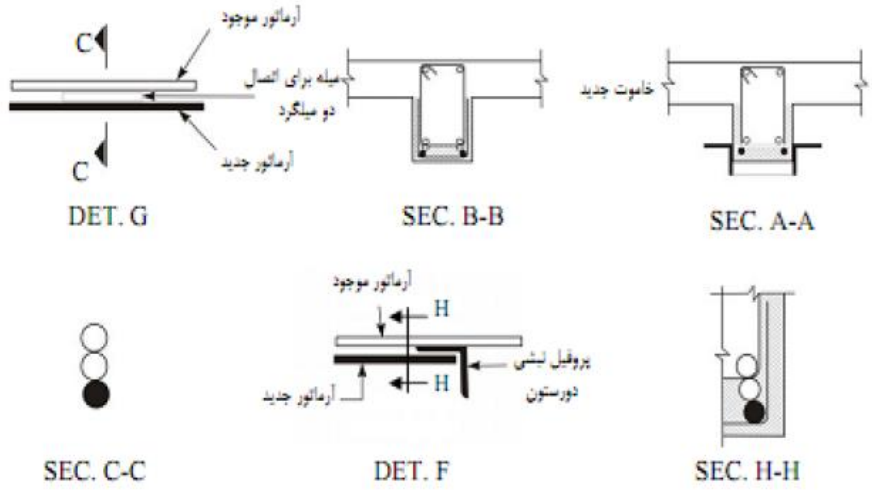
برای تکمیل مکانیسم انتقال نیرو بین مصالح قدیم و جدید، زبر نمودن سطح بتن قدیمی و جوش دادن میلگردهای اتصال با آرماتورهای جدید و قدیم ضروری می‌باشد. اجرای روکش بتنی در هر چهار وجه تیر موثرترین روش برای مقاوم‌سازی تیرهای بتنی می‌باشد. در این شیوه ضخامت بتنی که به وجه بالایی تیر افزوده می‌گردد باید در ضخامت سقف گم شود. اجرای تنگ‌ها نیز از طریق سوراخهایی که در فواصل نزدیک به هم در دال سقف ایجاد می شود امکان پذیر می‌باشد. نمونه‌ای از روکش بتنی در چهار وجه تیر در شکل ۲-۴-۲ نشان داده شده است.




**شکل ۲-۴-۲- اجرای روکش بتنی برای افزایش مقاومت تیرهای بتنی**

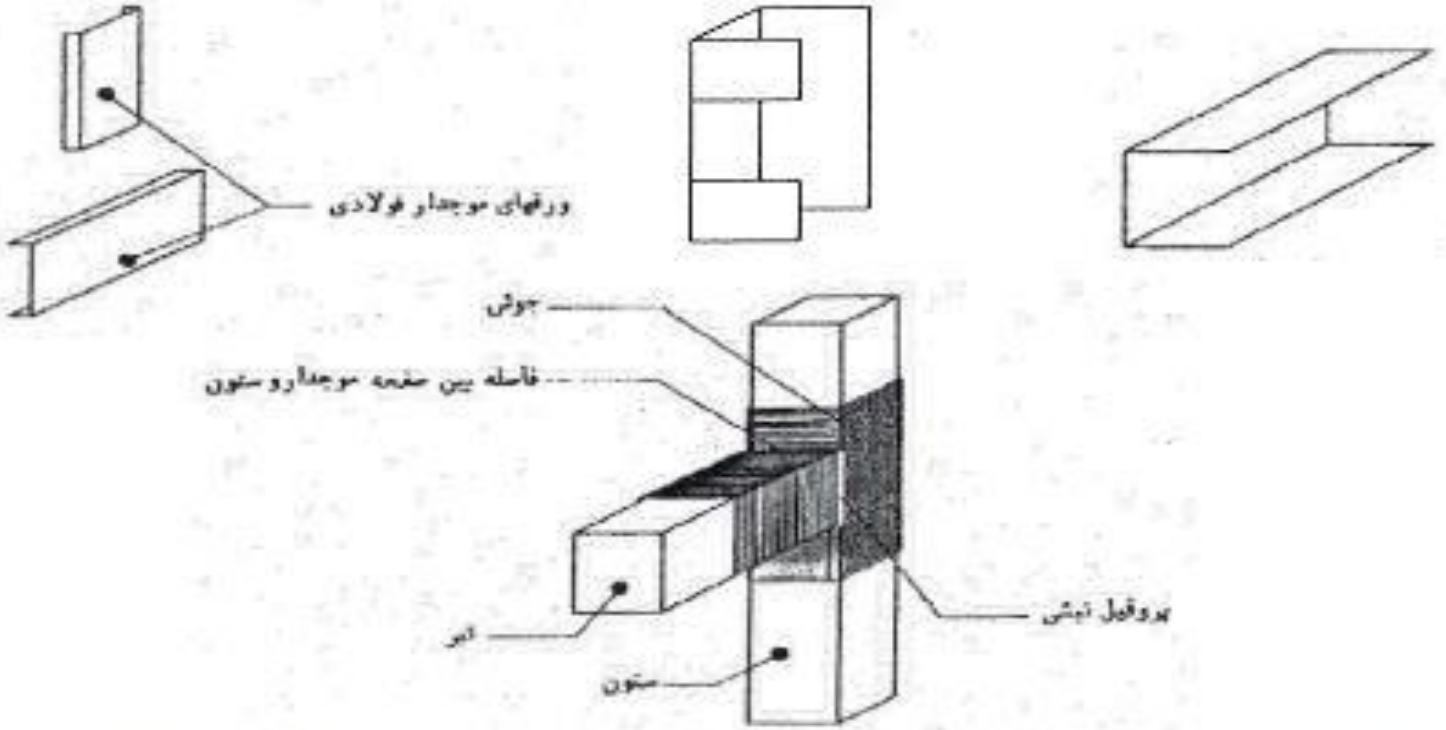
اجرای روکش بتنی در سه وجه تیر برای افزایش ظرفیت خمشی و برشی تیر در برابر بارهای قائم انجام می‌شود، اما به دلیل آنکه در این حالت، افزایش ظرفیت باربری مقاطعی از تیر که در نزدیکی تکیه‌گاه‌ها قرار دارند امکان پذیر نیست، تیر را نمی‌توان در مقابل بارهای جانبی زلزله تقویت نمود. موفقیت این روش مستلزم مهار مناسب خاموت‌ها از ضلع های بالایی روکش است. به دلیل آنکه استفاده از قالب و ریختن بتن از بالای تیر امکان پذیر نیست تنها راه ممکن استفاده از بتن پاشی می‌باشد. نمونه‌ای از روکش بتنی در سه وجه تیر در اشکال ۲-۴-۳ و ۲-۴-۴ نشان داده شده است.



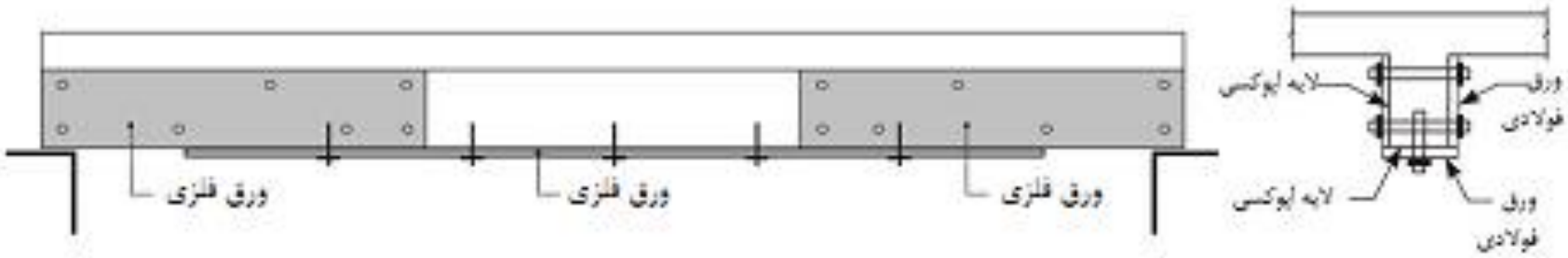
# ۲- استفاده از روکش فولادی

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 کاشته شده مورد استفاده قرار گیرد (شکل ۲-۴-۶).

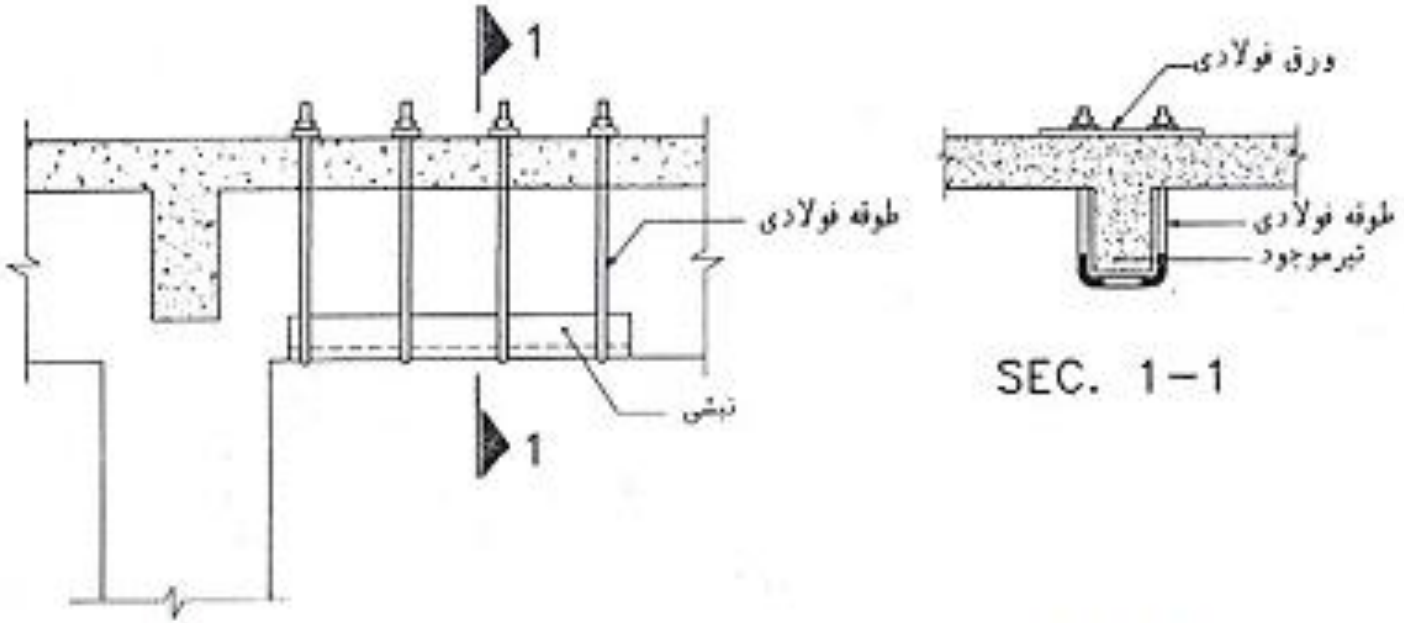



**شکل ۲-۴-۵- تقویت خمشی و برشی تیرها با چسباندن ورق‌های فولادی با ضخامت کم با چسب اپوکسی**

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.




**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**

# ۳- استفاده از مصالح FRP

مقاوم‌سازی اعضای بتنی با مصالح کامپوزیتی FRP روش نسبتاً جدیدی به شمار می‌رود. مصالح FRP خواص فیزیکی مناسبی دارند که می‌توان به مقاومت کششی بالا و ضخامت و وزن کم اشاره نمود.

مصالح FRP را می‌توان برای افزایش مقاومت خمشی، مقاومت برشی و مقاومت پیچشی تیر بکار برد که در ادامه به آن اشاره می‌گردد. در هنگام استفاده از مصالح FRP باید سطح بتن و سطح FRP را آماده نمود.

**آماده کردن سطح بتن:**

برای جلوگیری از کنده شدن صفحه FRP و چسب از روی سطح بتن، این سطح باید به نحو مناسبی قبل از چسب زدن آماده‌سازی گردد. در این راستا تمام موارد ناصافی و ناهمواری باید صاف و هموار گردد. وقتی یک لایه نازک FRP بر روی سطح ناهموار بتنی چسبانده شود، قسمتهای FRP که روی ناهمواری‌ها قرار گرفته دچار کشش می‌گردد و تمایل به صاف شدن دارند و این سبب ایجاد تنش‌های جداکننده می‌گردد که ممکن است پس از رسیدن به حد معینی به از بین رفتن چسبندگی در این نقاط منتهی شود.

**آماده‌سازی سطح FRP:**

اگر سطح صفحه FRP به طور مناسب آماده نشود، به عنوان مثال اگر ذرات آلودگی و چربی از سطح FRP برداشته نشود، ممکن است جدایی اتصال در سطح نوار FRP با چسب رخ دهد.

# ۲-۱- بررسی معایب تقویت خمشی تیرها با مصالح FRP

بررسی‌های تجربی گوناگونی در مورد تقویت خمشی تیر با استفاده از ورقه‌ها و صفحات FRP صورت گرفته است. در تمام این ارزیابی‌ها، تیر تقویت شده باربری نهایی بیشتری در مقایسه با حالت تقویت نشده نشان می‌دهد. با این وجود، افزایش مشابه در بار تسلیم تیر گزارش نشده است. بطور کلی مودهای گسیختگی عضو بتن مسلح تقویت شده در خمش با تقویت کننده‌های FRP چسبیده از خارج عضو، می‌تواند به حالت‌های ذیل تقسیم شود:

الف) شکست به علت گسیختگی FRP در اثر کشش ناشی از خمش

ب) شکست ترد به علت خرد شدن بتن فشاری تیر در اثر فشار ناشی از خمش در وجه فوقانی تیر

پ) شکست برشی

ت) جدا شدن پوشش بتن از تیر

ث) از بین رفتن مقاومت برشی چسب و جدا شدن FRP از چسب

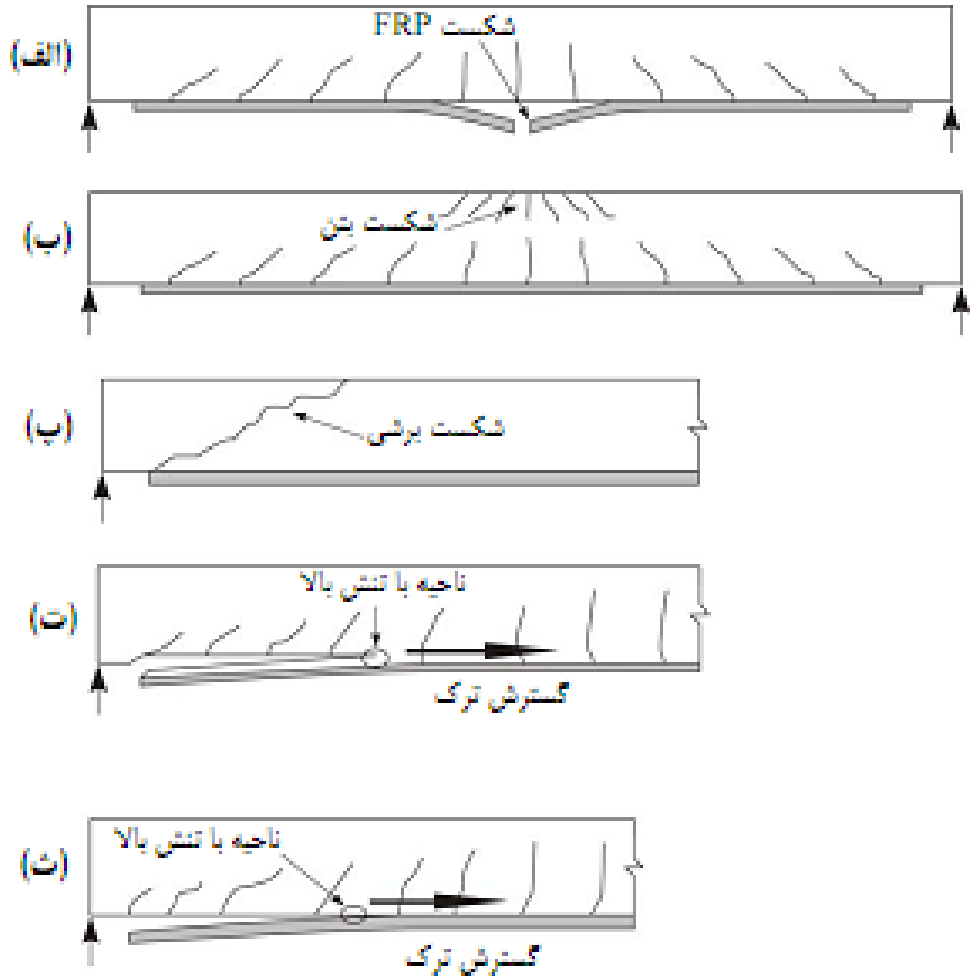
ج) گسستن چسبندگی به صورت موضعی ناشی از بروز ترک‌های خمشی در میانه دهانه تیر و انتشار این روند

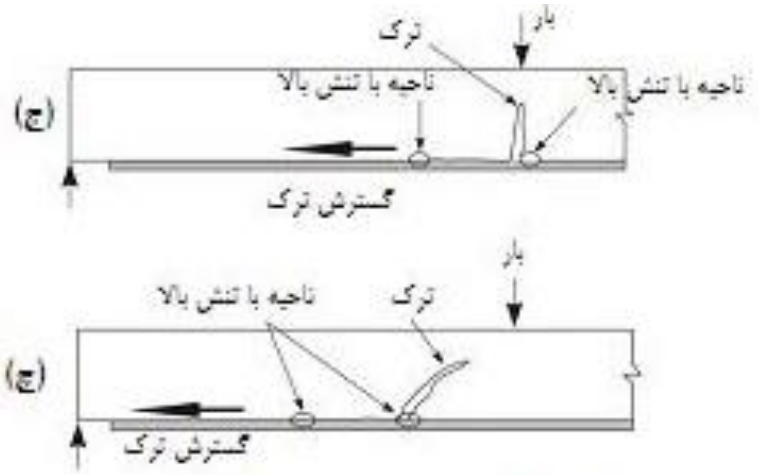
چ) از بین رفتن موضعی چسبندگی در سطح تماس FRP و بتن در اثر بروز ترکهای مایل برشی در طول دهانه و انتشار این روند گسستگی.

بصورت خلاصه‌تر حالت‌های (ت) و (ث) را از حالات شکست چسبندگی در انتهای لایه چسبانده شده به حساب می‌آورند. به طریق مشابه حالت‌های (ج) و (چ) را شکست چسبندگی در سطح مشترک بتن و FRP ناشی از بروز ترک خوردگی در طول دهانه می‌نامند.

تمام حالات شکست نشان داده شده در شکل ۲-۴-۹ به جز حالات (ج) و (چ) که رشد و انتشار ترک خوردگی بتن و جدا شدن صفحه چسبانده شده از روی بتن بصورت تدریجی رخ می‌دهد، حالات شکست ترد و ناگهانی می‌باشند. اینکه شکست مقاوم‌سازی در

یک تیر طبق کدامیک از این حالات صورت پذیرد، به عوامل متعددی نظیر مشخصات فولاد خمشی و برشی داخل مقطع، ابعاد هندسی، خصوصیات مصالح مصرف شده و لایه چسب به کار رفته بستگی دارد.




الف) گسیختگی FRP ب) خرد شدن بتن فشاری

پ) گسیختگی برشی ت) ورقه شدن پوشش بتن

ث) جدایش در فصل مشترک FRP و بتن در انتها

ج) جدایش در فصل مشترک ناشی از ترک خمشی

چ) جدایش در فصل مشترک ناشی از ترک برشی

**شکل ۲-۴-۹- مودهای گسیختگی تیر بتنی تقویت شده با صفحه FRP**

**شکست خمشی:**

اگر دو انتهای صفحه FRP چسبانده شده به خوبی مهار شده باشند، ممکن است تیر وقتی تحت حداکثر خمش قابل تحمل خود قرار می‌گیرد دچار گسیختگی مصالح FRP (بدلیل کشش ناشی از خمش) شود (حالت الف) و یا اینکه بتن قسمت فشاری مقطع تیر خرد گردد (حالت ب).

عموماً گسیختگی کششی صفحه FRP بلافاصله پس از جاری شدن فولاد کششی داخل بتن رخ می‌دهد. هر چند ممکن است بدلیل زیاد بودن مقدار پوشش بتن (کاور) وقتی FRP دچار گسیختگی کششی شود، هنوز فولاد به حد جاری شدن نرسیده باشد. بطور کلی افزایش مقاومت و کاهش شکل‌پذیری دو پیامد مقاوم‌سازی تیرهای بتنی با استفاده از مصالح FRP می‌باشد. همچنین اگر از مقادیر زیاد FRP جهت مقاوم‌سازی استفاده شود، شکست در اثر خرد شدن بتن قسمت فشاری مقطع باعث کاهش شدیدتر مقدار شکل‌پذیری خواهد شد.

**شکست برشی:**

تیر مقاوم‌سازی شده ممکن است به صورت ترد و ناگهانی در اثر برش دچار شکست شود. در حالتی که تیرهای بتن مسلح فقط در برابر بارهای خمشی مقاوم‌سازی شده باشند و افزایش مقاومت برشی در آنها دیده نشده باشد شکست در اثر برش می‌تواند تهدیدی جدی برای این گونه تیرهای مقاوم‌سازی شده باشد. در چنین شرایطی ظرفیت برشی تیر بتنی به تنهایی باید در مقابل نیروهای برشی مقاومت کند و نوار FRP چسبانده شده به وجه تحتانی سهم بسیار اندکی در تحمل نیروهای برشی دارد.

مقاوم‌سازی برشی تیرهای بتنی نیز باید به موازات مقاوم‌سازی خمشی انجام گیرد تا شکست برشی مانع از ارائه حداکثر مقاومت خمشی تیر نگردد و تیر به حالت خمشی (تحت اثر خمش) به نقطه شکست برسد، هر چند شکست خمشی تیرهای بتن مسلح تقویت شده با FRP ترد می‌باشد ولی نسبت به شکست برشی تیر رفتار شکل‌پذیرتری از خود نشان می‌دهد.

**شکست در حالت کنده شدن انتهای نوار مقاوم کننده:**

تیر مقاوم‌سازی شده در برابر خمش وقتی تحت بارگذاری قرار می‌گیرد قبل از اینکه به حداکثر مقاومت خمشی مورد انتظار برسد، ممکن است دچار شکست زودرس ناشی از کنده شدن صفحه چسبانده شده از بتن گردد. بررسی‌های عملی نشان می‌دهد متداول‌ترین حالت جدا شدن صفحه از بتن، کنده شدن پوشش بتن می‌باشد. این حالت یا در انتهای صفحه و یا در نزدیکی انتها رخ می‌دهد و منجر به جدا شدن صفحه همراه با قسمتی از پوشش بتن از بقیه مقطع می‌گردد.

**جدا شدن و کنده شدن پوشش بتن:**

این حالت متداول‌ترین حالت شکست زودرس است و بدلیل اینکه شکست مذکور دور از سطح چسبندگی بتن و FRP رخ می‌دهد، نمی‌توان آن را دقیقاً حالت شکست چسبندگی نامید. این حالت اغلب به علت تمرکز تنش‌ها در انتهای صفحه مقاوم‌کننده می‌باشد. اصطلاح «جدا شدن پوشش بتن» در ظاهر دقیق‌ترین توصیف از این حالت شکست می‌باشد.

عموماً کنده شدن پوشش بتن در این گونه شکست‌ها بدلیل بروز ترک‌خوردگی در انتهای صفحه چسبانده شده و یا نزدیکی آن، بدلیل تمرکز تنش‌های برشی و نرمال ناشی از تمام شدن ناگهانی صفحه مقاوم‌کننده رخ می‌دهد. وقتی ترک در بتن در نزدیکی انتهای صفحه چسبانده شده، شکل می‌گیرد، رشد آن ترک به صورت عمقی بوده و تا سطح میلگردهای کششی تیر نفوذ می‌کند و پس از رسیدن به این عمق، انتشار و گسترش آن در جهت موازی میلگردهای طولی خواهد بود. که این روند سبب جدا شدن پوشش بتن خواهد شد.

**جدا شدن صفحه چسبانده شده از سطح تماس با بتن:**

این حالت شکست به علت از بین رفتن اتصال بین چسب و سطح بتن می‌باشد. این حالت شکست به دلیل بوجود آمدن تنشهای بزرگ برشی در محل و یا نزدیکی انتهای صفحه چسبانده شده رخ می‌دهد آن هم زمانی که این تنشها از حد تحمل المان ضعیف‌تر که معمولاً بتن می‌باشد فراتر رود. در این حالت معمولاً لایه نازکی از بتن همراه با چسب از بقیه قسمتها جدا می‌شود این به معنای آنست که لایه بسیار نازکی از سطح بتن در مجاورت سطح تماس با چسب، محل بروز شکست می‌باشد و شکست در خود چسب رخ نمی‌دهد. البته در صورت استفاده از چسب نامرغوب و یا نامناسب و یا پرداخت غیر مناسب سطح بتن، ریسک بروز چنین شکستی افزایش می‌یابد.

**شکست چسبندگی ناشی از ترک خوردگی بتن در طول دهانه تیر:**

گاهی اوقات ممکن است از بین رفتن چسبندگی به صورت موضعی و در اثر وقوع ترک‌های خمشی و برشی بتن در طول دهانه تیر و دور از دو انتهای صفحه چسبانده شده رخ دهد و پس از آن جدا شدگی به سمت انتهای صفحه، رشد و انتشار یابد. در این مورد نیز جدا شدن صفحه چسبانده شده، بدلیل کنده شدن لایه نازکی از بتن مجاور سطح صورت می‌گیرد. در این نوع شکست معمولاً لایه نازکی از بتن پس از شکست مقطع همچنان به سطح صفحه جدا شده، چسبیده است.

این حالت شکست بیشتر در تیرهای با مقطع کم عمق روی می‌دهد و عموماً دارای رفتار شکل‌پذیرتری نسبت به حالات دیگر شکست می‌باشد.

**از بین رفتن چسبندگی به دلیل بروز ترک‌های خمشی در طول دهانه:**

وقتی ترک بزرگی در بتن رخ می‌دهد، تنش‌های کششی در محل ترک‌خوردگی به صفحه FRP منتقل می‌گردد که در نتیجه تنش‌های بزرگی در سطح تماس FRP و بتن در مجاورت محل ترک خوردگی، بوجود می‌آید. با افزایش مقدار بارهای وارده تنش‌های تماسی و کششی در صفحه FRP در این محل افزایش می‌یابد. هنگامی که این مقادیر به حد بحرانی خود می‌رسند، جدا شدن صفحه و بتن از این محل آغاز می‌گردد و سپس این روند به سمت یکی از دو انتهای صفحه چسبانده شده که عموماً انتهای نزدیک‌تر می‌باشد، پیشرفت می‌کند.

در شرایط از بین رفتن چسبندگی در محل بروز ترک‌های خمشی، عامل محرک، فاصله گرفتن افقی دو لبه ترک از یکدیگر می‌باشد، زیرا اصولاً ترک‌های خمشی در راستای عمود بر محور طولی تیر رخ می‌دهد اما در شرایطی که ترک‌ها از ترکیب خمش و برش بوجود آمده‌اند، وضعیت قرارگیری آنها مایل می‌باشد و بنابراین دو لبه ترک نسبت به یکدیگر جابجایی قائم هم دارند که این امر عامل اصلی بوجود آمدن تنش‌های بزرگ که سبب کنده شدن FRP از بتن (بصورت موضعی) می‌شوند، می‌باشد. البته لازم به ذکر است که عریض شدن دهانه ترک (جابجایی افقی دو لبه نسبت به هم) فاکتور مهمتری است و جابجایی نسبی دو لبه ترک در درجه بعدی اهمیت قرار دارد.

**سایر جنبه‌های از بین رفتن چسبندگی:**

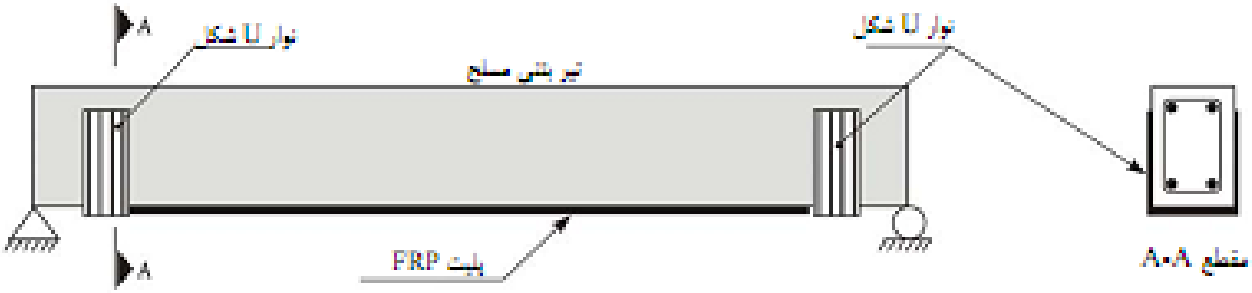
خطر بروز جدا شدگی با وجود برخی پارامترهایی که مرتبط با کیفیت اجرا در محل می‌باشند، قابل افزایش است. از این پارامترها می‌توان به اجرای ضعیف و نادرست کارگران و استفاده از چسب‌های نامناسب و نامرغوب اشاره کرد. البته می‌توان این پارامترهای مؤثر را با صرف دقت کافی در اجرا به حداقل رسانید.

# ۲-۲- راهکارهای اجرایی برای رفع معایب FRP

## ۲-۲-۱- 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 اعمال مهاربندی

## ۲-۲-۲- اعمال سیستم پیش تنیدگی در لایه FRP

این‌روش 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 ۲-۳-۱۷ 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.

بطور کلی پیش تنیدگی در FRP دارای مزیت های زیر می باشد:

۱-افزایش سختی
۲- کاهش عرض و توزیع ترک
۳-بهبود خدمت پذیری و دوام
٤- بهبود مقاومت خمشی و برشی عضو (بدلیل ترک نخوردن)
٥- اجتناب از مودهای شکست ناشی از پوسته پوسته شدن در ناحیه ترک ها و انتهای لایه FRP
٦- افزایش ظرفیت مقطع
۷- افزایش بار تسلیم مقطع

بنابراین دو روش بیان شده بگونه ای عمل می کنند که انتهای لایه FRP را محکم نگه داشته و بعد از ایجاد جداشدگی از لغزش و جداشدگی کامل لایه FRP جلوگیری نماید.

شکل ۲-۴-۱۷- روش پیش‌تنیدگی در صفحه FRP

# فصل ششم

# روش های نمونه گیری

# روش های بررسی وضعیت داخلی بتن تیرها، ستون ها و پی ها

- ٦-١) روش های غیر مخرب:
- ٦-١-١) چکش اشمیتس
- ٦-١-٢) اسکن آرماتور در بتن
- ٦-١-٣) ارسال امواج آلتراسونیک

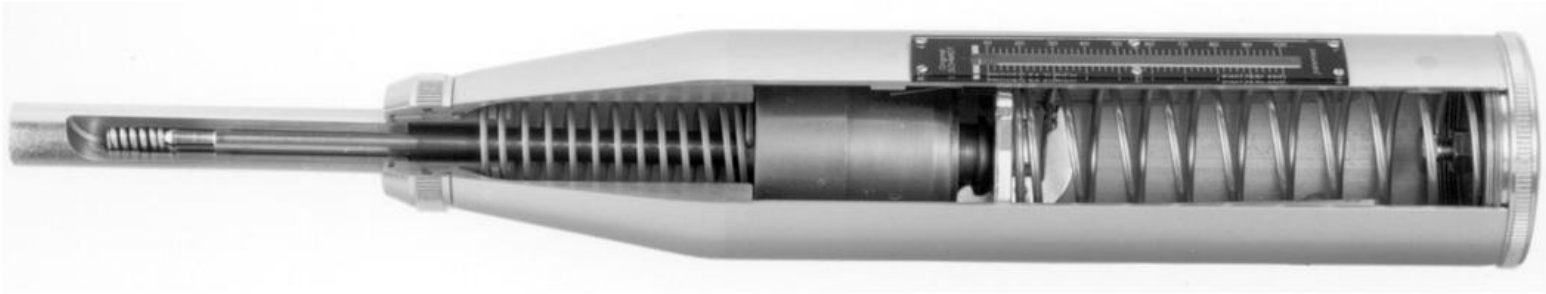
- ٦-٢) روش های مخرب:
- ٦-٢-١) روش مغزه گیری بتن (سونداژ)
- ٦-٢-٢) نمونه برداری از میلگرد های مقطع بمنظور تعیین Fy

# ٦-١) روش غیر مخرب NDT در بتن:

- بنا به تعریف، آزمون غیرمخرب به طور کلی به عملکرد موردنظر عنصر یا عضو مورد آزمون آسیب نمی‌زند، هر چند احتمال دارد برداشتن لایه‌های سطحی ضروری باشد.
- این روش ها می توانند جهت کسب اطلاعاتی در خصوص کیفیت، دوام یا مقاومت بتن سخت شده مورد استفاده قرار گیرند. از جمله ای روش ها در بحث مقاوم سازی، روش های چکش اشمیتس و اسکن آرماتور در بتن هستند.
- ٦-١-١) آزمون چکش اشمیتس
- مقاومت اعضا برحسب میزان برگشت چکش (میله) تعیین میگردد.
- مشکلات استفاده از چکش اشمیتس:
- – نشان دادن مقاومت کم بهنگام برخورد با ریزدانه
- – نشان دادن مقاومت زیاد بهنگام برخورد با درشت دانه
- – نشان دادن مقاومت میلگرد هنگام برخورد به میلگرد در اثر کم بودن پوشش بتن

digi-schmidt
Concrete Tester
ON OFF
START RESET
MENU
PRINT STORE
END
proceq

HOME-ELECTRONICS
OPTIKER
RESTAURANT
LEBENSMITTEL SPEZIALITÄTEN
KIOSK
GEMEINDE-BIBLIOTHEK
CAFE
DIE POST
FLORISTIK
DENNER SATELLIT



## ٦-١-٢) آزمون اسکن آرماتور در بتن

- اجرای اسکن میلگرد می تواند ارائه دهنده اطلاعاتی مانند قطر میلگرد ، محل و کاور میلگرد های مدفون در بتن باشد. انواع دستگاه های اسکن میلگرد با توجه به نوع و قدرت می توانند میلگردها را در اعماق مختلفی نمایش دهند.
- آزمایش اسکن میلگرد بتن می تواند وضعیت میلگردهای سازه های بتنی در اعضاء مختلف سازه بتنی مانند فونداسیون ، ستون ، دیوار ، تیر و دال را نمایش دهد. اما باید دقت داشت که دستگاه های اسکنر میلگرد بتن در موقیع یابی و اسکن آماتور دارای محدودیت هایی نیز می باشد.
- عمده محدودیت های این روش شامل عمق اسکن میلگرد و خطای ناشی از تراکم شبکه میلگرد می باشد.

BOSCH

## ٦-١-٣) روش ارسال امواج آلتراسونیک

- در این روش مقاومت بتن بر حسب سرعت عبور امواج تعیین میگردد.
- مشکلات روش آلتراسونیک:
- – هرچه در بتن مسلح تراکم میلگرد در منطقه مورد آزمایش زیاد باشد باعث میشود مقاومت کاذب نشان دهد.
- – اشباع بودن یا غیر اشباع بودن بتن در محاسبه تاثیر میگذارد.
- – وجود حباب هوا (تخلخل بتن) تاثیر دارد.
- – آلتراسونیک باید در قسمتی که پوشش میلگرد کمتر است نصب شود(در تیر ها قسمت میانی)

# ٦-٢- روش مغزه گیری بتن (سونداژ یا کرگیری) :

- برای داشتن نمونه های استاندارد باید ارتفاع نمونه ها از دو برابر قطر آن بزرگتر باشد.
- در این روش هر چه نمونه از عمق بتن با مته دریافت شود مقاومت بیشتری نشان خواهد داد.
- نمونه ها از جایی میبایست برداشت شود تا نقاط ضعف در سازه ایجاد نشود.
- معمولا مقاومت فشاری نمونه هایی که بصورت عمود گرفته می شوند بیشتر است از نمونه هایی که افقی گرفته می شوند.
- بهترین مقطع برای طول دهانه نزدیک تکیه گاه میباشد. در تیر ها نمونه برداری در مقطع عرضی بهترین جا برای نمونه گیری نزدیک تار خنثی میباشد زیرا در تار خنثی تنش به بتن وارد نمی آید.
- همچنین مغزه گیری از بتن را میتوان از بتن روی تیرچه ها انجام داد تا به باربری تیر یا ستون سازه هم لطمه وارد نیاید.
- در آزمایش فشاری مغزه بتن چنانچه میانگین مقاومت فشاری ۳ مغزه حداقل برابر ۸۵٪ مقاومت فشاری fc باشد و نیز هیچ یک از مغزه ها مقاومتی کمتر از ۷۵٪ مقاومت فشاری fc نداشته باشد، بتن از نظر سازه ای رضایت بخش محسوب می شود.

www.IranOmran.com

# ٦-٣- نمونه برداری از میلگرد های مقطع بمنظور تعیین Fy

- نمونه ها میبایست از انواع فولاد های موجود در محل های مختلف و از جایی برداشت شود تا کمترین تاثیر در مقاومت مقطع داشته باشد.
- الف) فولاد های طولی :
- الف-١) انتهای تقویتی
- میبایست از منتهی الیه قسمت تقویتی نه از میلگرد های سراسری در مقاطع بزرگ (ترجیحا از ¼ طول دهانه)
- الف- ٢) فولاد اسمی: دروسط دهانه در بالای تیر
- ب) فولاد عرضی (خاموت یا تنگ):
- در مقطع عرضی میلگرد ها از قسمت گوشه نمونه برداشت نشود.
- -فولاد عرضی در تیرها باید ازوسط تیرها قسمتی که ممان ماکزیمم (برش حداقل) است برداشت شود (از نقاطی که پوشش بتن روی آن کم است).
- -نباید از محل گره ها نمونه برداری انجام گیرد. و به هیچ وجه نباید از میلگرد های
- سراسری(حداقل) برداشت شود.