# راهنمای طراحی سازه‌های ساختمانی

سازمان نظام مهندسی ساختمان استان قم

زمستان ۹۹

# مقدمه

یک مهندس برای آنکه بتواند طراحی درستی از سازه انجام دهد، باید درک عمیقی از اجزایی که مشخصاً بر رفتار سازه اثر می‌گذارند، داشته باشد. فهم درست مسیر توزیع نیروها در سازه موجب می شود طراح سازه بتواند چیدمان بهتری برای اجزاء مقاوم در برابر بارهای ثقلی و جانبی در نظر بگیرد. تحلیل و مدلسازی کامپیوتری سازه‌ها همواره بدلیل وجود فرضیات ساده‌کننده در مدلسازی که با واقعیت فاصله دارند و همچنین عوامل خارج از کنترل که در عمل اتفاق می‌افتد، دارای خطا می‌باشند. درک صحیح از رفتار سازه و تأمین شکل‌پذیری مناسب برای اجزاء سازه می‌تواند خطاهای ناشی از مدلسازی و تحلیل سازه را پوشش داده و ایمنی سازه را تحت اثر بارهای وارد تضمین نماید.

آیین‌نامه‌های طراحی سازه ضوابط و حداقل‌های لازم را جهت طرح و کنترل اجزاء سازه ارائه کرده‌اند. این مجموعه به عنوان یک راهنما جهت استفاده از این آیین‌نامه‌های طراحی تهیه شده است و طبیعتاً کلیه ضوابط مورد نیاز جهت طرح سازه را پوشش نمی‌دهد. هدف از تهیه این مجموعه ارائه ضوابط و حداقل‌های تکمیلی در مواردی که آیین‌نامه مسکوت بوده یا روشهای متفاوتی را ارائه کرده است می‌باشد. همچنین در برخی موارد جزئیات پیشنهادی ارائه شده‌اند که استفاده از آنها منوط به انجام محاسبات و با مسئولیت مهندس محاسب خواهد بود.

این مجموعه در راستای قرارداد و تفاهم همکاری با دانشگاه قم توسط شورای هماهنگی گروه کنترل نقشه‌های سازه سازمان نظام مهندسی ساختمان استان قم تهیه شده و جزئیات پیشنهادی و حداقل‌های تعیین‌شده با توجه به شرایط ساخت و ساز در سطح استان قم تدوین شده است. از این رو، ضمن قدردانی از کمیته تدوین راهنما آقایان دکتر احسان دهقانی، دکتر مهدی علیرضایی، دکتر روح‌الله بختیاری دوست و مهندس علی محمدی، از اعضای محترم کمیسیون تخصصی عمران و اعضای محترم گروه کنترل محاسبات سازه که زحمت بررسی و ارائه پیشنهادهای تکمیلی را بر عهده داشته‌اند نیز قدردانی می گردد. دفترچه حاضر ویرایش نخست بوده و پس از دریافت نقطه نظرات، پیشنهادها و رفع ابهامات موجود، تکمیل و اطلاع رسانی خواهد شد.

سازمان نظام مهندسی ساختمان استان قم

# فهرست عناوین


**بارگذاری سازه ..... ۶**

۱-۱ مقدمه ..... ۶

۱-۲ مقادیر حداقل بارگذاری ثقلی ..... ۶

۱-۳ فرضیات مربوط به بارگذاری زلزله ..... ۷

۱-۴ بارگذاری فشار خاک ..... ۸

۱-۵ کنترل بارگذاری در مدلسازی کامپیوتری ..... ۱۰

**مدلسازی سازه ..... ۱۲**

۲-۱ مدول الاستیسته بتن ..... ۱۲

۲-۲ ترکیب سازه‌ها در ارتفاع ..... ۱۲

۲-۳ نحوه همپایه کردن زلزله طیفی ..... ۱۳

۲-۴ اثرات زلزله جهت متعامد ..... ۱۴

۲-۵ نحوه کنترل دریفت سازه در زلزله طیفی ..... ۱۴

۲-۶ کنترل سیستم‌های دوگانه ..... ۱۵

۲-۷ تعریف پارامترهای تحلیل پایداری در تحلیل سازه‌های فولادی ..... ۱۶

۲-۸ مدلسازی در نرم‌افزار SAFE برای کنترل خیز دال ..... ۱۷

۲-۹ مدلسازی دیوار برشی یا دیوار حائل در نرم‌افزار SAFE ..... ۱۹

۲-۱۰ مدلسازی شمع ..... ۲۱

۲-۱۱ مدلسازی میله‌مهارها در SAP ..... ۲۳

**نکات طراحی در سازه‌های بتنی ..... ۲۴**

۳-۱ رده بتن مصرفی ..... ۲۴

۳-۲ جداول محاسباتی طول وصله و قلاب ..... ۲۴

۳-۳ آرماتورهای اضافی در محل قطع آرماتورها ..... ۲۵

۳-۴ آرماتورهای اضافی برای مهار میلگردهای قلابدار ..... ۲۵

۳-۵ برش چشمه اتصال ۲۶
۳-۶ پیچش در تیرها ۲۷
۳-۷ گروه میلگرد ۲۹
۳-۸ آرماتور عرضی فونداسیونها ۲۹
۳-۹ نحوه محاسبه و کنترل خیز درازمدت ۳۰
۳-۱۰ کنترل خیز طره‌ها ۳۱
۳-۱۱ کنترل ارتعاش تیرها و کف‌ها ۳۱
۳-۱۲ خلاصه ضوابط شکل‌پذیری ۳۲
۳-۱۳ توصیه‌هایی جهت طراحی سازه شکل‌پذیر ۳۶
۳-۱۴ توصیه‌های اجرایی برای طرح جزئیات آرماتوربندی ۳۶

**نکات طراحی در سازه‌های فولادی ۳۸**

**جزئیات پیشنهادی ۳۹**

۵-۱ نمونه جزئیات تیپ سقف تیرچه و بلوک ۳۹
۵-۲ جزئیات پیشنهادی اتصال تیر نیم‌طبقه پله ۴۲
۵-۳ جزئیات تیپ خاموتگذاری ستون در چشمه اتصال و فونداسیون ۴۲
۵-۴ جزئیات مهار دیوارها و میانقاب‌ها ۴۳

**آماده‌سازی نقشه‌های اجرایی ۴۸**

۶-۱ اطلاعات مورد نیاز در صفحه اول نقشه ۴۸
۶-۲ اطلاعات مورد نیاز در صفحه توضیحات ۴۸
۶-۳ تطابق نقشه سازه و معماری ۴۹
۶-۴ نحوه تنظیم ضخامت قلم‌ها برای چاپ ۴۹
۶-۵ نحوه آماده‌سازی فایل چاپی ۵۰

**آماده‌سازی دفترچه محاسبات فنی ۵۳**

۷-۱ اطلاعات مورد نیاز در صفحه اول دفترچه محاسبات ۵۳

۷-۲ اطلاعات مورد نیاز در متن دفترچه محاسبات ..... ۵۳
۷-۳ نحوه تنظیم خروجی نرم‌افزار جهت ارائه در دفترچه محاسبات ..... ۵۴
۷-۴ نحوه آماده‌سازی فایل چاپی ..... ۵۵

# فصل اول

# بارگذاری سازه

## ۱-۱ مقدمه

انواع بارهای وارد بر ساختمان بر اساس مبحث ششم مقررات ملی ساختمانی ایران قابل محاسبه می‌باشند.

## ۱-۲ مقادیر حداقل بارگذاری ثقلی

وزن مخصوص بتن مسلح برای محاسبه بار وزن اعضاء بتنی و دال کف ۲۵۰۰ کیلوگرم بر متر مکعب در نظر گرفته می‌شود.

وزن مخصوص فولاد برای محاسبه بار وزن اعضاء فولادی ۷۸۵۰ کیلوگرم بر متر مکعب در نظر گرفته می‌شود.

با توجه به جزئیات معمول اجرا در شهر قم **حداقل** مقادیر زیر برای بارگذاری بار مرده در نظر گرفته می‌شوند:

| *بارگذاری مورد نظر* | *بار مرده در واحد سطح* |
|---|---|
| کف‌سازی انواع طبقات مسکونی، اداری، تجاری، پارکینگ* | ۲۰۰ کیلوگرم بر متر مربع |
| کف‌سازی بام | ۳۰۰ کیلوگرم بر متر مربع |
| رمپ پله | ۷۰۰ کیلوگرم بر متر مربع |
| دیوار پیرامونی با مصالح سبک | ۲۰۰ کیلوگرم بر متر مربع |
| دیوار نمای مدرن** | ۲۸۵ کیلوگرم بر متر مربع |
| دیوار نمای کلاسیک (رومی) ** | ۴۵۰ کیلوگرم بر متر مربع |

* در صورت وجود سیستم گرمایش از کف ۸۰ کیلوگرم بر متر مربع به بارگذاری کف اضافه می‌گردد.

* طبقات پارکینگ دارای شیب‌بندی کف مشابه طبقه بام بارگذاری می‌گردند.

** مقادیر دیوار نما را با فرض وجود ۳۰٪ بازشو می‌توان در ۰/۷ ضرب نمود.

- جزئیات کف‌سازی طبقات و بام و همچنین جزئیات نازک‌کاری دیوارها بایستی در دفترچه محاسبات ارائه شود و بارگذاری سازه بر اساس جزئیات مورد نظر انجام شود. در هر صورت بارگذاری بار مرده نباید از مقادیر جدول فوق کمتر در نظر گرفته شود.

- از آنجا که بار زنده بالکن‌ها[1] ۱/۵ برابر بار زنده کف مجاور می‌باشد، با توجه به عدم نیاز به بارگذاری بار تیغه‌ها در این فضا، در ساختمانهای مسکونی می‌توان بارگذاری این قسمت را مشابه قسمتهای داخلی (به همراه بار تیغه) انجام داد و از جداسازی بار قسمت بالکن صرفنظر نمود.
- بار تیغه‌بندی (حداقل ۱۰۰ کیلوگرم بر متر مربع) در ترکیبات بارگذاری جزء بارهای زنده است ولیکن در جرم مؤثر لرزه‌ای مشارکت ۱۰۰٪ دارد. این بارها شامل ضریب ۰/۵ در ترکیب‌بارهای ۳ و ۴ و۵ معرفی شده در مبحث ششم **نمی‌شوند**.

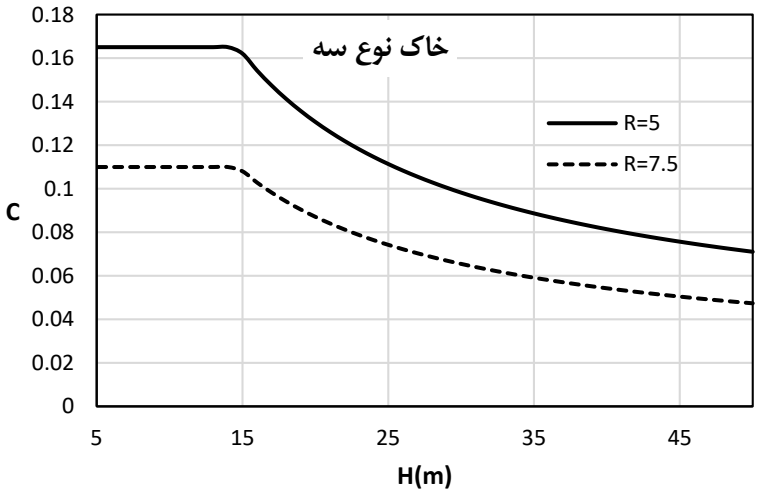
## ۳-۱ فرضیات مربوط به بارگذاری زلزله

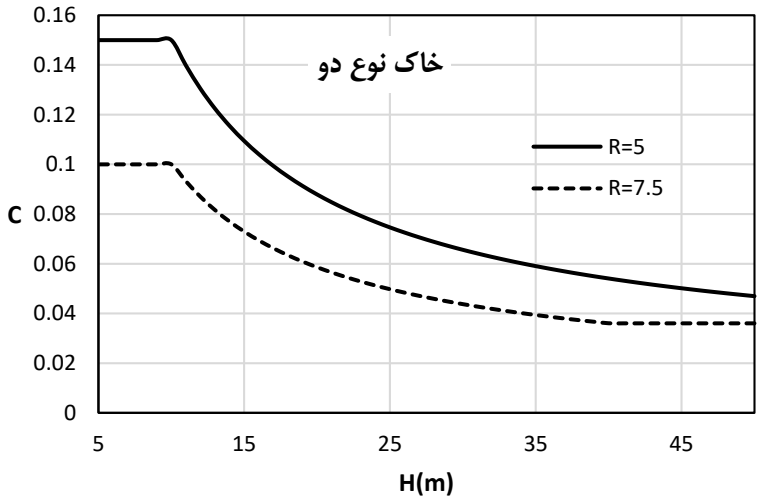
- در صورت عدم وجود اطلاعات گزارش مکانیک خاک، نوع خاک منطقه در جهت اطمینان نوع سه فرض می‌گردد.
- در صورتیکه وزن خرپشته بیش از ۲۵٪ وزن طبقه بام را داشته باشد، بعنوان یک طبقه محسوب می‌گردد و علاوه بر محاسبه دوره تناوب تجربی در سایر ضوابط آیین‌نامه‌ای که تعداد طبقات دخیل هستند محاسبه می‌شود.
- مشابه بند فوق در مورد نیم‌طبقه‌ها نیز اعمال می‌گردد. چنانچه وزن نیم‌طبقه بیشتر از ٪۲۵ وزن طبقه فوقانی یا تحتانی باشد، بعنوان یک طبقه لحاظ می‌شود.
- در ساختمانهای دارای اختلاف تراز در کف طبقات، چنانچه مقدار اختلاف تراز کمتر از ارتفاع تیرهای متصل به ناحیه شکست باشد و یا با طراحی دیافراگم‌های نسبتاً صلب طولی و عرضی حرکت دو تراز سقف به هم مقید شده می‌باشد می‌توان دو تراز را بصورت یک طبقه فرض نمود، در غیر اینصورت دو تراز مختلف طبقات، بعنوان دو طبقه شناخته می‌شود.
- طبقاتی که به شیوه فوق تعریف می شوند مبنای کلیه ضوابطی است که در آنها طبقات یا تعداد آنها معیار می‌باشد مثل درز انقطاع، روش تحلیل دینامیکی یا استاتیکی، محدودیتهای استفاده از سیستم‌های باربر جانبی خاص، تعیین نامنظمی در ارتفاع سازه و ....
- هر گونه اختلاف تراز در کف طبقات سازه (اعم از اینکه طبق تعریف فوق طبقه محسوب می شود یا خیر) بایستی در مدلسازی، تحلیل و طراحی سازه در نظر گرفته شود. کلیه ضوابط مربوط به چشمه اتصال و شکل‌پذیری المانها اطراف اتصالات بایستی برای همه کف‌ها رعایت شود.
- با در نظر گرفتن لرزه‌خیزی شهر قم، ضریب زلزله بر اساس ضوابط استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش ۴ برای دو نوع خاک دو و سه به شکل زیر می‌باشد. ضریب رفتار ۵ مربوط به سازه با قاب خمشی متوسط و ضریب رفتار ۷/۵ مربوط به

---

[1] دقت شود بالکن با طره و کنسول متفاوت است. بالکن یا تراس به فضایی گفته می شود که حداقل از یک سمت باز است و به فضای بیرون ساختمان ارتباط دارد. این فضا ممکن است در محدوده دهانه‌های سازه قرار گرفته باشد.

سازه با قاب خمشی ویژه می‌باشد. ضریب زلزله سایر سیستمهای مرسوم دیگر از جمله مهاربندی همگرای ویژه (۵/۵) و انواع سیستم‌های دوگانه نیز بین این دو خط قرار می‌گیرند.



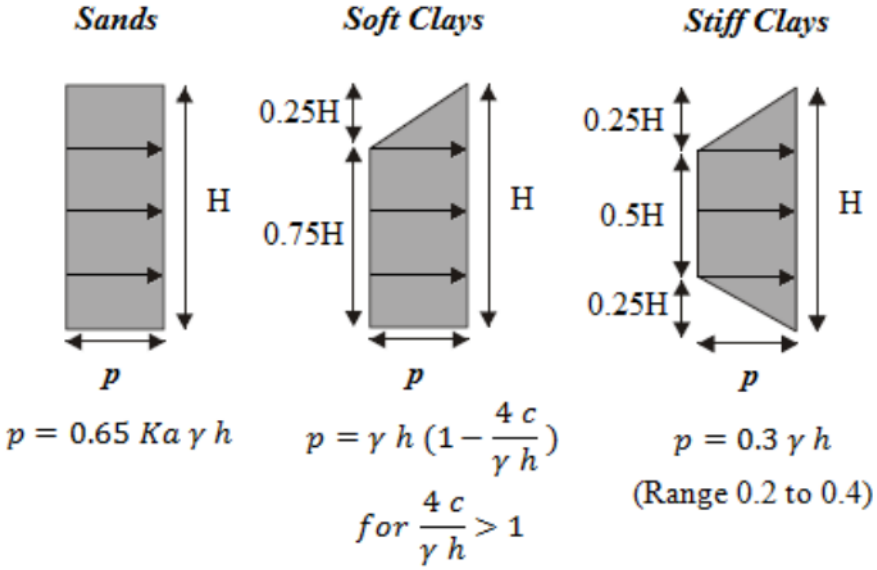




## ۱-۴ بارگذاری فشار خاک

بارگذاری فشار خاک بر اساس ضوابط مبحث هفتم مقررات ملی و سایر مراجع موجود تعیین می‌گردد. در صورت عدم وجود گزارش مکانیک خاک، پارامترهای زاویه اصطکاک داخلی و چسبندگی خاک به ترتیب برابر ۳۰ درجه و صفر در نظر گرفته می شود. در خصوص کاربرد انواع توزیع فشار خاک تعریف شده در مراجع مختلف توضیحات زیر قابل توجه است.

- **فشار خاک محرک:** این نوع فشار خاک در مواردی استفاده می‌شود که دیواره مقابل خاک، حول پای دیوار دوران می‌کند و حرکت نوک دیوار نسبتاً زیاد می‌باشد که خاک به حالت فعال در می‌آید. این توزیع فشار خاک در مورد دیوارهای حائل طره‌ای و خرپاهای سازه نگهبان در سازه‌های ساختمانی کاربرد دارد. همچنین فشار خاک پشت دیوارهایی که جلوی گود نیلینگ شده ساخته می شوند، با فرض موقت بودن محافظت گود بصورت محرک فرض می‌شود.

- **فشار خاک سکون:** این نوع فشار خاک از نظر نوع حرکت توده زمین مشابه فشار خاک محرک می‌باشد، یعنی حرکت دیواره حول پای آن اتفاق می‌افتد. این نوع توزیع فشار خاک در پشت دیوارهای نسبتاً صلب یا مقید شده توسط سازه اتفاق می‌افتد. چنانچه دیوارهای پیرامونی یک سازه با گودبرداری به شیوه شیب ایمن اجرا شده باشند و سپس فضای پشت دیوار با خاک کوبیده شده یا بتن سبک پر شود، این نوع توزیع فشار خاک برای طرح دیوارها در نظر گرفته می‌شود.
- **فشار خاک مقاوم:** این نوع فشار خاک نیز از نظر نوع حرکت توده زمین مشابه توزیع محرک و سکون می‌باشد و لیکن در این حالت حرکت سازه به سمت توده زمین اتفاق می‌افتد. کاربرد این نوع فشار خاک در سازه‌های ساختمانی محدود می‌باشد؛ بطور مثال برای کنترل لغزش سازه نگهبان خرپایی، می‌توان توزیع فشار مقاوم را برای فونداسیون‌های موقت سازه نگهبان در نظر گرفت.
- **توزیع فشار خاک پک[۲]:** در گودبرداری‌هایی که مهار جداره گود از بالای گود اتفاق می‌افتد و سپس خاکبرداری به سمت پایین گود ادامه می‌یابد، چرخش توده زمین حول نقطه‌ای در بالای دیوار اتفاق می‌افتد. در این حالات توزیع‌های قبلی فشار خاک معتبر نمی‌باشد و می‌توان از توزیع‌های تقریبی که برای این مورد پیشنهاد شده استفاده نمود. معروف‌ترین و پرکاربردترین این توزیع‌ها، توزیع پک می‌باشد. این نوع توزیع فشار خاک برای گودهای با مهار متقابل و روش گودبرداری بالا به پایین کاربرد دارد.




*توزیع فشار خاک پک و ترزاقی (۱۹۶۹) برای گودهای مهارشده*

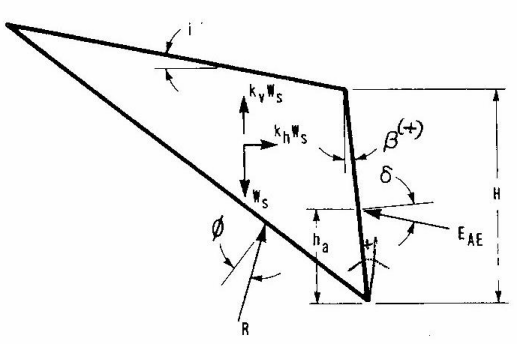
- **فشار خاک دینامیکی:** در حالت وقوع پدیده زلزله میزان و توزیع فشار خاک پشت دیواره‌ها تغییر می‌یابد. در این خصوص مطالعات مختلفی در مورد سازه‌های زیرزمینی انجام شده است. یکی از معروف‌ترین توزیع فشار خاک لرزه‌ای پشت دیوارهای حائل توزیع مونونوبه اُکابه[۳]است. در صورت کنترل سازه تحت

---

[۲] Peck

[۳] Mononobe-Okabe

اثر فشـــار خاک لرزه‌ای ضـــریب فشـــار خاک در ترکیب‌بار مشـــابه ضـــریب بار زلزله (یک) در نظر گرفته می‌شود.




در مورد دیوار های حا ئل با نوک آزاد ($k_h = 0.5A$) و برای دیوارهایی که حرکت افقی نوک آنها مهار شده است فشار جانبی با فرض ($k_h = 1.5A$) و با ا ستفاده از فرمولهای زیر بد ست می‌آید. توزیع نیروی حاصـــله از فشـــار خاک در شـــرایط زلزله را می‌توان یکنواخت منظور نمود.$E_{AE}$ کل نیروی ف شار خاک در واحد عرض ا ست که با تقسیم آن بر ارتفاع نیرو بر واحد طول ارتفاعی بد ست می‌آید.

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi-\theta-\beta)}{\Psi\cos\theta\cos^2\beta\cos(\delta+\beta+\theta)}$$

$$E_{AE} = \frac{1}{2}\gamma H^2(1-k_v)k_{AE}$$

$$\Psi = \left[1+\sqrt{\frac{\sin(\phi+\delta)\sin(\phi-\theta-i)}{\cos(\delta+\beta+\theta)\cos(i-\beta)}}\right]^2$$

$\gamma$: وزن مخصوص خاک

H: ارتفاع دیوار

$\phi$: زاویه اصطکاک داخلی

$\delta$: زاویه اصطکاک بین خاک و دیواره

$$\theta = \tan^{-1}\left(\frac{k_h}{1-k_v}\right)$$

$K_h$: ضریب شتاب افقی زلزله

$K_v$: ضریب شتاب قائم زلزله

i: زاویه شیب خاکریزی

$\beta$: زاویه شیب سطح پشت دیوار(زاویه دیوار در سطح تماس با خاک)

- در مواردی که بازشـــوهای بزرگ در کف طبقات زیرزمین وجود داشـــته باشـــد، بایســـتی طراحی و کنترل دیافراگم کف در اثر نیروهای فشـــار خاک در یک مدل جداگانه که در آن کف طبقات با دیافراگم مقید نشده باشند، انجام شود.

## ۱-۵ کنترل بارگذاری در مدلسازی کامپیوتری

همواره امکان وقوع خطای مدلســازی وجود دارد. در همه مدلهای کامپیوتری ســاخته شــده بایســتی قبل از اقدام به طراحی و تهیه نق شه‌های اجرایی از صحت انجام مدل سازی اطمینان حا صل کرد. یکی از مهمترین مراحل کنترل مدل سازی، کنترل بارگذاری انجام شده روی مدل تحلیلی می‌با شد. برای این کار می‌توان مجموع عکس‌العمل‌های تکیه‌گاهی بد ست آمده

از تحلیل سازه را با اعداد و ارقام کلی بارهای وارده مقایسه نمود. این کنترل می‌تواند اشتباهات فاحش احتمالی را نمایان سازد. در مرحله بعدی می‌توان به کنترل ریزتر مدلسازی پرداخت. یک مهندس محاسب بایستی نسبت به اعداد و ارقام بدست آمده از تحلیل سازه یک دید کلی داشته باشد و بتواند در صورت وجود ارقام خارج از محدوده مورد انتظار، خطای مدلسازی را کشف و اصلاح نماید. اعداد و ارقام کلی زیر می‌تواند بعنوان محدوده کلی برای ساختمانهای متعارف در نظر گرفته شود. بدیهی است امکان وجود ساختمانهای خارج از این محدوده بارگذاری نیز وجود دارد. مهندسین با تجربه‌تر به مرور زمان حالتهای متنوع‌تر و محدوده‌های تنگ‌تری را از جدول زیر متناسب با تجربیات بدست آمده برای کنترل محاسبات خود در نظر می‌گیرند.

| *حالت بارگذاری* | *محدوده متعارف* |
|---|---|
| بار مرده در اسکلت بتنی | ۸۰۰ تا ۱۲۰۰ کیلوگرم بر متر مربع زیربنا |
| بار مرده در اسکلت فولادی | ۶۰۰ تا ۹۰۰ کیلوگرم بر متر مربع زیربنا |
| بار زنده | میانگین وزنی بارگذاری زنده با توجه به کاربری طبقات |
| برش پایه زلزله اسکلت بتنی | ۶۰ تا ۲۰۰ کیلوگرم بر متر مربع زیربنا |
| برش پایه زلزله اسکلت فولادی | ۴۵ تا ۱۷۰ کیلوگرم بر متر مربع زیربنا |
| جرم مؤثر لرزه‌ای اسکلت بتنی | ۹۵۰ تا ۱۳۰۰ کیلوگرم بر متر مربع زیربنا |
| جرم مؤثر اسکلت فولادی | ۷۵۰ تا ۱۰۰۰ کیلوگرم بر متر مربع زیربنا |

- در صورت وجود دیوار برشی بتنی یا دیوار پیرامونی اعداد فوق افزایش پیدا می‌کنند.

فصل دوم

# مدلسازی سازه

## ۲-۱ مدول الاستیسته بتن

وزن مخصوص بتن غیر مسلح برای محاسبه مدول الاستیسته بتن حداکثر ۲۳۵۰ کیلوگرم بر متر مکعب در نظر گرفته می‌شود. در صورت استفاده از بتن‌های خاص با چگالی بیشتر بایستی مقدار فرض شده برای وزن مخصوص بتن بطور مشخص در نقشه‌ها ذکر گردد و مهندس ناظر موظف به کنترل و پذیرش بتن بر اساس مشخصات ذکر شده می‌باشد.

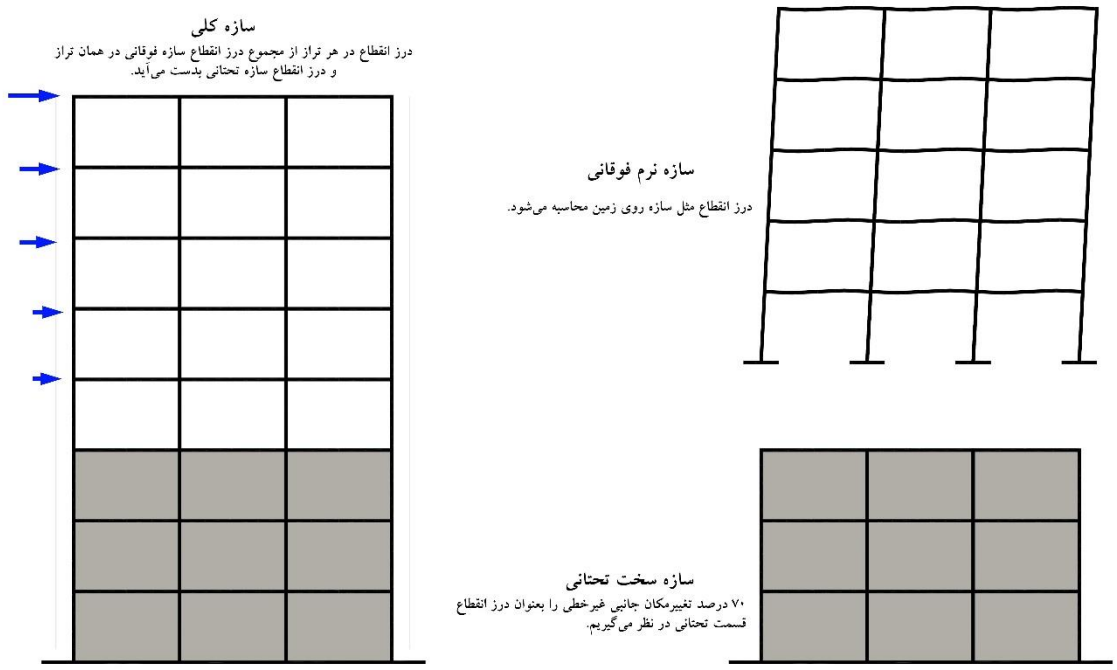
## ۲-۲ ترکیب سازه‌ها در ارتفاع

در بند ۳-۳-۵-۹ ا ستاندارد ۲۸۰۰ نحوه محا سبه نیروی زلزله در ساختمانهایی که دارای دو نوع سی ستم مقاوم در ارتفاع می‌باشند ذکر شده است. در کاربرد **حالت خاص** این بند که مربوط به سازه‌هایی می‌شود که قسمت تحتانی آنها سختی بسیار بیشتری از قسمت فوقانی دارد ملاحظات زیر در نظر گرفته می‌شود:

- دو مدلسازی مجزا یکی برای کل سازه و دیگری برای قسمت فوقانی با تکیه‌گاههای گیردار ساخته می شود. دوره تناوب‌های مدلها در هر یک از جهات اصلی ساختمان نباید بیش از ۱۰٪ با هم تفاوت داشته باشند.
- کنترل سختی جانبی طبقات طبق بند الف حالت خاص نیز بایستی انجام گیرد.
- بجای ساختن مدل سازه تحتانی به همراه عکس‌العمل‌های تکیه‌گاهی سازه فوقانی می‌توان در مدل کلی سازه دو نوع زلزله استاتیکی مربوط به سازه‌های فوقانی و تحتانی را تعریف نمود. در تعریف هر یک از این زلزله‌ها تراز بالا و پایین همان سازه بعنوان ترازهای فوقانی و تحتانی بارگذاری زلزله لحاظ می‌گردد. ضریب زلزله مورد نظر برای هر یک از این زلزله‌ها با در نظر گرفتن ارتفاع و مشخصات همان جزء به تنهایی محاسبه می‌شود. در ترکیبات بارگذاری حاوی نیروی زلزله هر دو زلزله معرفی شده وارد می شوند و ضریب زلزله سازه فوقانی در مقدار نسبت ضرایب رفتار سازه فوقانی به تحتانی –طبق بند ۳-۳-۵-۹-۱ استاندارد ۲۸۰۰– ضرب می‌شود. این مدلسازی به منظور تعیین

نیروهای داخلی سازه تحتانی و فونداسیون انجام می شود و تحلیل و طراحی سازه فوقانی در مدل دیگری بصورت مجزا انجام می‌گردد.

- در صورت وجود شرایط فوق برای تعیین درز انقطاع سازه می‌توان درز انقطاع سازه فوقانی را بدون در نظر گرفتن سازه تحتانی محاسبه نمود و سپس آن را به میزان ۷۰٪ تغییرمکان جانبی غیرخطی محل اتصال سازه فوقانی و تحتانی در مدل کلی سازه افزایش داد. برای تعیین درز انقطاع سازه فوقانی تعداد طبقات همین سازه معیار می‌باشد.




توضیحات فوق فقط در خصوص حالت خاص سازه صلب تحتانی کاربرد داشته و در مورد ترکیب سیستم‌ها در ارتفاع در حالت کلی بایستی مدلسازی، تحلیل و طراحی سازه بصورت یکپارچه انجام شود. در این حالت درز انقطاع نیز بر اساس ارتفاع کل سازه تعیین می‌شود.

## ۲-۳ نحوه همپایه کردن زلزله طیفی

یک قانون کلی در مورد نتایج حاصل از تحلیل طیفی این است که مؤلفه‌های مختلف نیرویی و تغییرمکانی بدست آمده از **تحلیل طیفی قابل ترکیب با همدیگر نیستند**. بطور مثال با استفاده از تغییرمکان‌های طیفی و تفاضل آنها از یکدیگر نمی‌توان تغییرمکان نسبی طبقه (دریفت) را محاسبه نمود، بلکه بایستی از پارامتر دریفت طیفی بطور مستقیم استفاده نمود.

اشتباه مرسوم دیگر ترکیب مؤلفه‌های جهات x و y برش پایه طیفی جهت بدست آوردن برآیند آنها و سپس همپایه‌سازی با برش پایه استاتیکی است. در این خصوص توجه به این نکته لازم است که در صورت تمایل به اعمال نیروی زلزله در زوایای مختلف طبق ضوابط استاندارد ۲۸۰۰ بایستی به نکات زیر توجه شود:

- در همپایه سازی زلزله طیفی فقط مؤلفه مربوط به امتداد موردنظر مد نظر قرار گرفته و با برش پایه استاتیکی همپایه می‌شود.

- با توجه به اینکه نرم‌افزار برش پایه را فقط در جهات x و y کلی مدل گزارش می‌کند–و نه در جهت زلزله طیفی اعمال شده– بجای چرخش مؤلفه‌های زلزله طیفی بایستی هند سه مدل را در فایلهای مجزا در پلان چرخش داد و در هر مدل مؤلفه برش پایه طیفی در جهت x یا y را با برش پایه استاتیکی همپایه نمود.
- روش دیگر برای چرخش مؤلفه‌های زلزله طیفی، تعریف section cut های مختلف با محورهای محلی هم‌جهت با زلزله‌های طیفی مختلف می‌باشد. در این حالت مولفه هم‌جهت section cut مورد نظر برای همپایه‌سازی زلزله همان زاویه مورد استفاده قرار می‌گیرد. در این حالت نرم‌افزار مؤلفه‌های خروجی section cut را در مودهای مختلف بصورت طیفی با هم ترکیب کرده و گزارش می‌کند.
- در حالتهایی که از چرخش زاویه اعمال طیف استفاده می‌شود، حداکثر برش پایه استاتیکی جهات x و y معیار همپایه‌سازی برش پایه همه زوایای مختلف در نظر گرفته می‌شود. همچنین حداکثر ضریب $A_j$ محاسبه شده در دو جهت اصلی x و y برای همه جهات مختلف در نظر گرفته می‌شود.
- در حالتهایی که از چرخش زاویه اعمال طیف استفاده می‌شود، بایستی زوایای مختلف اعمال طیف در فواصل حداکثر ۱۰ درجه در نظر گرفته شوند. کنترل سازه و کنترل دریفت در همه جهات انجام می‌گیرد.

## ۲-۴ اثرات زلزله جهت متعامد

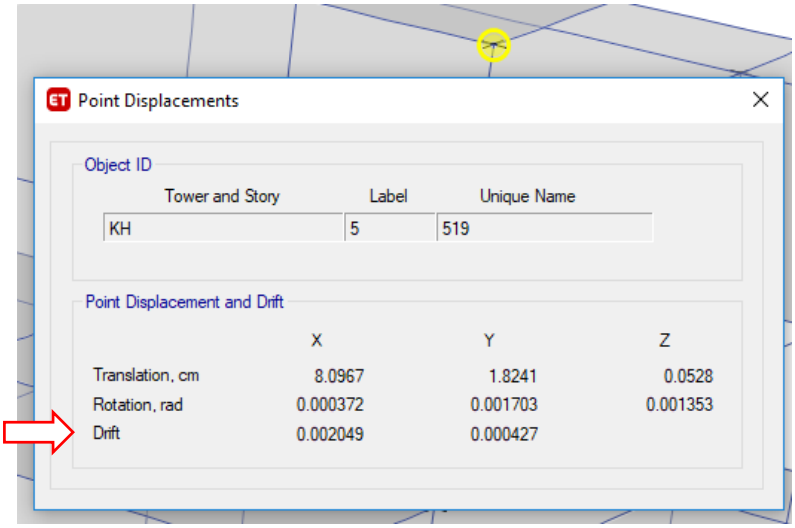
کلیه اعضاء ساختمانهای نامنظم در پلان و کلیه ستونهایی که در محل تقاطع دو یا چند سیستم مقاوم باربر جانبی قرار دارند و نیروی محوری آنها ناشی از اثر زلزله بیش از ۲۰٪ ظرفیت محوری ستون باشد، بایستی برای زلزله دوجهته بصورت همزمان، و یا ترکیب جهت متعامد کنترل شوند. ضوابط ترکیب جهت متعامد (۱۰۰-۳۰) در آیین‌نامه ۲۸۰۰ ارائه شده است.

- چنانچه تحت اثر ترکیب‌بارهای تشدید یافته زلزله، نیروی محوری ستون کششی نشود، برای محاسبه ظرفیت محوری ستون، کافی است ظرفیت فشاری آن در نظر گرفته شود.
- منظور از ظرفیت محوری ستون $\phi P_n$ است که در آن $P_n$ مقاومت اسمی فشاری (یا کششی) ستون بدون حضور لنگرهای خمشی است.

## ۲-۵ نحوه کنترل دریفت سازه در زلزله طیفی

همانگونه که پیشتر گفته شد مؤلفه‌های مختلف نیرویی و تغییرمکانی بدست آمده از تحلیل طیفی قابل ترکیب با همدیگر نیستند. بنابراین چنانچه برای محاسبه دریفت تغییرمکان بالا و پایین ستونها استخراج شود و از یکدیگر کسر شود، نتیجه بدست آمده قابل قبول نخواهد بود. بجای این کار بایستی مقدار تغییرمکان نسبی تقسیم بر ارتفاع طبقه در هر یک از مودهای ارتعاشی بدست آمده و سپس با ترکیب نتایج مودها به روش SRSS یا CQC ، دریفت طیفی را محاسبه نمود. خوشبختانه نرم‌افزار ETABS امکان گرفتن خروجی **دریفت طیفی** بصورت مستقیم را دارا ست. برای این منظور علاوه بر استفاده از جداول خروجی Joint Drifts می‌توانید با کلیک راست روی هر یک از گره‌های سازه علاوه بر مقدار تغییرمکان

طیفی، دریفت طیفی را نیز مشـاهده کنید.[۴] برای کنترل دریفت مرکز جرم می‌توانید دریفت نزدیک‌ترین نقطه به مرکز جرم طبقه را کنترل نمایید.




- در مواردی که تحلیل طیفی سازه الزامی است، کنترل دریفت نیز باید بصورت طیفی انجام شود.
- مقادیر دریفت میانگین و تغییرمکان میانگین طبقه نیز که در جداول خروجی ETABS قابل مشاهده هستند بصورت طیفی می‌با شند و بنابراین برای تعیین نامنظمی پیچ شی سازه و همچنین محا سبه ضریب $A_j$ می‌توان به ترتیب به جداول Story Max Over Avg Drifts و Story Max Over Avg Displacements مراجعه نمود.
- در موارد فوق دقت کنید کافی اسـت نسـبت دریفت ماکزیمم به میانگین در همان مؤلفه هم‌جهت با طیف مورد نظر کنترل شود و مؤلفه جهت عمود را بایستی در خروجی مربوط به طیف جهت عمود کنترل نمود.

## ۲-۶ کنترل سیستم‌های دوگانه

در سازه‌های با سیستم باربر جانبی دوگانه طبق تعریف ۲۸۰۰، مقاومت در برابر بارهای جانبی توسط مجموعه‌ای از دیوارهای برشی یا قاب‌های مهاربندی شده به همراه با مجموعه‌ای از قاب‌های خمشی تأمین می‌شود. در این سیستم‌ها بایستی هر یک از سیستم‌های قاب خمشی و دیوارهای برشی(قاب مهاربندی‌شده) مستقلاً قادر به تحمل به ترتیب حداقل ۲۵٪ و ۵۰٪ نیروهای جانبی در هر طبقه باشند.

برای کنترل حداقل مقاومت در هر یک از سیستم‌های باربر جانبی علاوه بر ا ستفاده از رو شهای حذف سختی یکی از سیستم‌ها از مدل تحلیلی و کنترل مقاومت سیستم باقیمانده تحت اثر نیروی حداقل، می‌توان به روش زیر نیز عمل نمود:

مجموع نیروی بر شی ستونهای یک طبقه تحت اثر زلزله ا ستاتیکی محا سبه می شود. نسبت این مقدار به برش طبقه سهم قاب خمشی را مشخص می‌نماید. اگر این مقدار بین ۲۵٪ تا ۵۰٪ با شد، نیازی به هیچگونه کنترل ا ضافی نمی‌با شد. اگر سـهم قاب خمشـی کمتر از ۲۵٪ باشـد می‌توان با مقیاس کردن نیروی زلزله در یک ترکیب‌بار جداگانه به کنترل مجدد قاب خمشی تحت اثر ۲۵٪ نیروی زلزله پرداخت. اگر سهم قاب خمشی بیش از ۵۰٪ باشد، می‌توان با مقیاس کردن نیروی زلزله در

---

[۴] دقت کنید مقدار دریفت طیفی با اختلاف تغییرمکان‌های طیفی تقسیم بر ارتفاع طبقه متفاوت است.

یک ترکیب بار جداگانه به کنترل مجدد دیوارهای برشی (قاب مهاربندی‌شده) پرداخت. در صورت نیاز به هر یک از این کنترل‌ها نام ترکیب‌بارهای مورد نظر با پسوند ۲۵٪ یا ۵۰٪ انتخاب شوند.

کنترل فوق بایستی برای تمام طبقات سازه و در دو جهت افقی انجام شود ولیکن در صورتی که تغییر ناگهانی در سیستم باربر جانبی در ارتفاع وجود نداشته باشد، می‌توان فقط در تراز پایه کنترل فوق را انجام داد.

برای محاسبه مجموع نیروهای برشی ستونهای یک طبقه می‌توان آنها را با هم به یک گروه اختصاص داد و سپس با تعریف section cut مجموع نیروی برشی آنها را در جداول خروجی نرم‌افزار مشاهده نمود. در صورت استفاده از section cut امکان استخراج سهم برش ستونها در حالتهای تحلیل طیفی نیز وجود دارد.

- در صورتیکه کنترلهای فوق انجام نشود و یا جوابگو نباشند، ضریب رفتار برابر حداقل ضریب رفتار دو سیستم باربر جانبی مختلف فرض می شود ( سازه دوگانه نمی‌باشد) و ضوابط شکل‌پذیری هر یک از سیستم‌ها برای اجزاء آنها کنترل می‌شود.
- ستونهایی که در لبه دیوار برشی قرار می‌گیرند جزء دیوار سیستم دیوار برشی محسوب می‌گردند و بایستی به همراه دیوار برشی کنترل و طراحی گردند. طراحی این ستونها بصورت جداگانه صحیح نمی‌باشد. نیروی داخلی این ستونها بایستی در طرح دیوار برشی در نظر گرفته شود. در صورت نیاز به المان مرزی در دیوار برشی، این ستونها در سرتاسر طول خود در محدوده المان مرزی، آرماتورگذاری عرضی ویژه نیاز خواهند داشت.

## ۲-۷ تعریف پارامترهای تحلیل پایداری در تحلیل سازه‌های فولادی

در جدول زیر خلاصه ضوابط روشهای تحلیل پایداری سازه و ملزومات آنها ارائه گردیده است. استفاده از هر یک از روشهای زیر با در نظر گرفتن محدودیتها و شرایط آن مجاز می‌باشد؛ ولیکن با توجه به امکانات نرم‌افزارهای تحلیلی موجود استفاده از روش تحلیل مستقیم با تحلیل مرتبه اول تشدید یافته پیشنهاد می‌گردد.

لازم به ذکر است با توجه به محدودیت شاخص پایداری به مقدار ۰/۲۵ در استاندارد ۲۸۰۰، مقدار ضریب $B_2$ همواره کوچکتر از ۱/۳۳ می‌باشد و بنابراین شروط مربوط به محدودیتهای $B_2$ که در مبحث دهم مقررات ملی ذکر گردیده، به شرط کنترل شاخص پایداری همواره برقرار می‌باشند. از این رو در جدول زیر محدودیتهای موردنظر حذف گردیده‌اند.

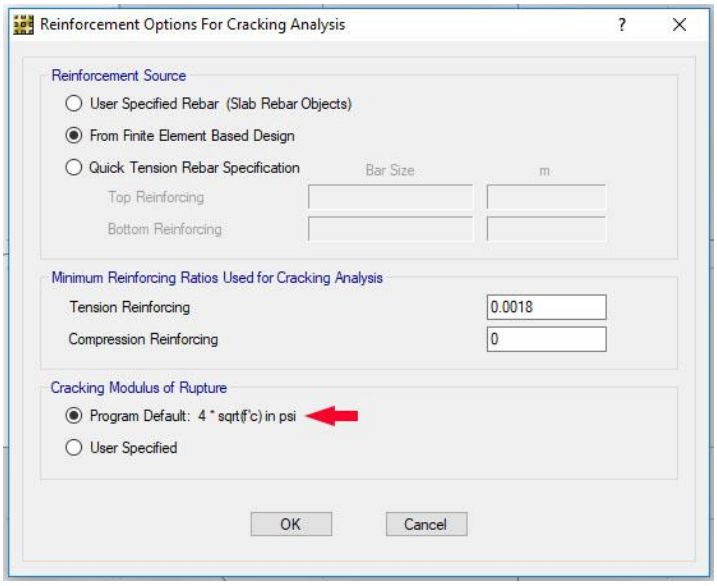
| روش تحلیل و طراحی | اثرات مرتبه دوم ئیروی محوری | کاهش سختی | محدودیت کاربرد | |
|---|---|---|---|---|
| **تحلیل مستقیم** **K=1** | **تحلیل مرتبه دوم** $B_1 \& B_2 = 1$ | **متغیر** $EI^* = 0.8\tau_b EI$ $EA^* = 0.8EA$ | ———— | فقط در ترکیب‌بارهای ثقلی $N_i = 0.002$ |
| | | **ثابت** $EI^* = 0.8EI$ $EA^* = 0.8EA$ | ———— | در همه ترکیبات بارگذاری $N_i = 0.003$ |
| | **تحلیل مرتبه اول تشدید یافته** B1 و B2 محاسبه می‌شود. | **متغیر** $EI^* = 0.8\tau_b EI$ $EA^* = 0.8EA$ | ———— | فقط در ترکیب‌بارهای ثقلی $N_i = 0.002$ |
| | | **ثابت** $EI^* = 0.8EI$ $EA^* = 0.8EA$ | ———— | در همه ترکیبات بارگذاری $N_i = 0.003$ |
| **طول مؤثر** **K** طبق ضوابط محاسبه می‌شود. | **تحلیل مرتبه دوم** $B_1 \& B_2 = 1$ | ——— | ——— | فقط در ترکیب‌بارهای ثقلی $N_i = 0.002$ |
| | **تحلیل مرتبه اول تشدید یافته** B1 و B2 محاسبه می‌شود. | ——— | ——— | فقط در ترکیب‌بارهای ثقلی $N_i = 0.002$ |
| **تحلیل مرتبه اول** | **مرتبه اول** $B_1 \& B_2 = 1$ $K = 1$ for $P_n$ | ——— | در همه ستونها $\frac{P_u}{P_y} \le 0.5$ | در همه ترکیبات بارگذاری $N_i = 2.1(\frac{\Delta_i}{H_i}) \ge 0.0042$ |

☒ تحلیل P-Delta تقریبی مورد استفاده در نرم‌افزار ETABS تنها اثرات P-Δ را در نظر می‌گیرد. در صورت فعال بودن این نوع تحلیل می‌توان ضریب $B_2$=1 فرض نمود ولی همچنان ضریب $B_1$ بایستی محاسبه گردد. منظور از تحلیل مرتبه دوم در جدول فوق در نظر گرفتن کلیه اثرات P-Delta با انجام تحلیل غیرخطی هندسی برای هر یک از ترکیبات بارگذاری طراحی می‌باشد.

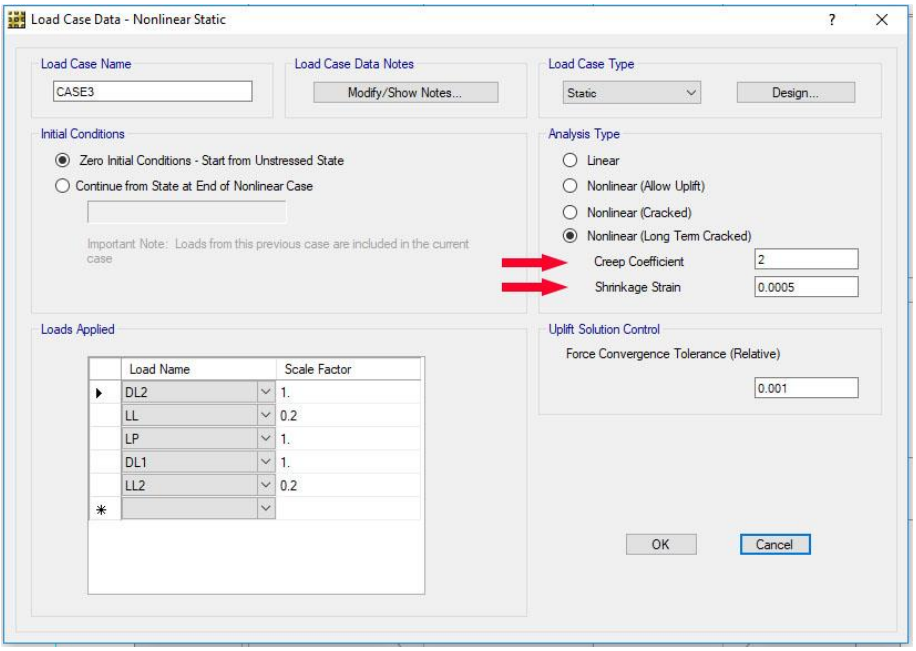
## ۲-۸ مدلسازی در نرم‌افزار SAFE برای کنترل خیز دال

نرم‌افزار متداول بین مهندسین برای کنترل خیز دالها CSI SAFE می‌باشد. این نرم‌افزار امکاناتی همچون محاسبه میزان ترک‌خوردگی و خیزهای درازمدت ناشی از خزش و جمع‌شدگی را دارا می‌باشد. ولیکن با توجه به برخی تفاوتهایی که بین محاسبات خیز در تیرها و دالها وجود دارد، توضیحات زیر در خصوص چگونگی تنظیم پارامترهای محاسباتی در نرم‌افزار SAFE ارائه می‌گردد.

- در ACI435 با اشاره به تحقیقات Tam&Scanlon پیشنهاد داده مقدار مدول گسیختگی بتن در دالها از مقدار $7.5\sqrt{f_c'}$ به $4\sqrt{f_c'}$ (بر حسب سیستم واحدهای آمریکایی) کاهش یابد. علت این موضوع ترکهای ایجاد شده در دال ناشی از وجود قیدهای تکیه‌گاهی است که موجب می‌شوند ترک‌خوردگی ناشی از بارگذاری زودتر اتفاق بیفتد. این موضوع بطور پیش‌فرض در نرم‌افزار SAFE در نظر گرفته می‌شود و نبایستی آن را تغییر داد.



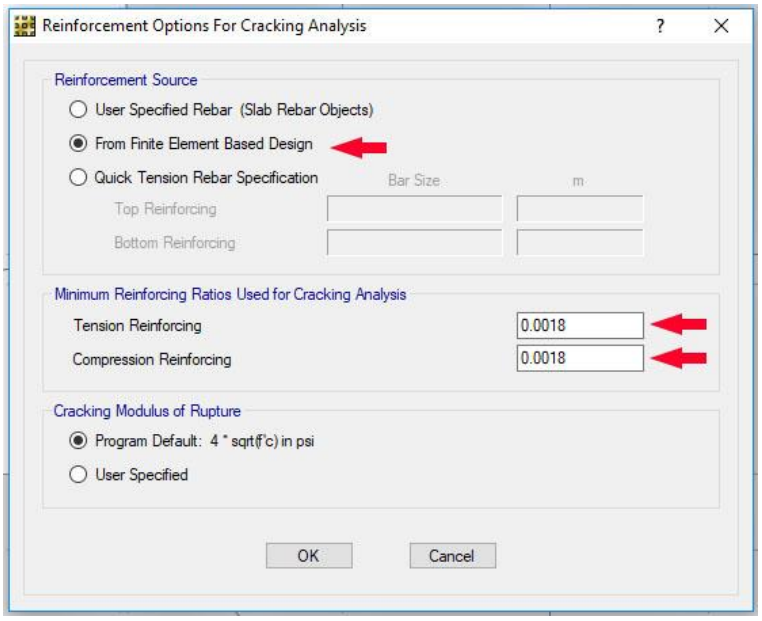

- روش محاسبه خیز درازمدت در نرم‌افزار SAFE با روشی که در فصل ۱۹ مبحث نهم توضیح داده شده متفاوت است. در این نرم‌افزار خیز درازمدت با توجه به ضرایب خزش و جمع شدگی بتن محاسبه می شود. برای محاسبه ضرایب خزش و جمع‌شدگی می‌توان به پیوست چهارم مبحث نهم و یا دیگر مراجع معتبر مراجعه نمود.




برای محاسبه اضافه افت درازمدت ناشی از بارهای دائمی می‌توان خیز درازمدت نهایی (بیش از ۵ سال) دال را تحت بارهای دائمی در یک حالت تحلیل محاسبه نمود (A). در حالت تحلیل دیگری خیز درازمدت در زمان اتصال اعضای غیر سازه‌ای (بطور مثال سه‌ماهه یا شش‌ماهه با توجه به شرایط پروژه) محاسبه می شود(B). اضافه افت درازمدت را می‌توان با کسر کردن دو حالت فوق در ترکیبات بارگذاری محاسبه نمود (A-B).

- برای محاسبه خیز آنی دال تحت بارهای زنده می‌توان از امکانات تحلیل ترک‌خوردگی نرم‌افزار SAFE استفاده نمود. برای محاسبه درست ترک‌خوردگی دال در نرم‌افزار SAFE علاوه بر توجه به پارامتر مدول گسیختگی بتن که

توضیح داده شد، بایستی آرماتورهای دال به درستی به نرم‌افزار معرفی گردند. در این خصوص می‌توان آرماتورهای طراحی شده توسط نرم‌افزار بعلاوه آرماتور حداقلی که در دال قرار داده شده را مبنای محاسبات قرار داد.

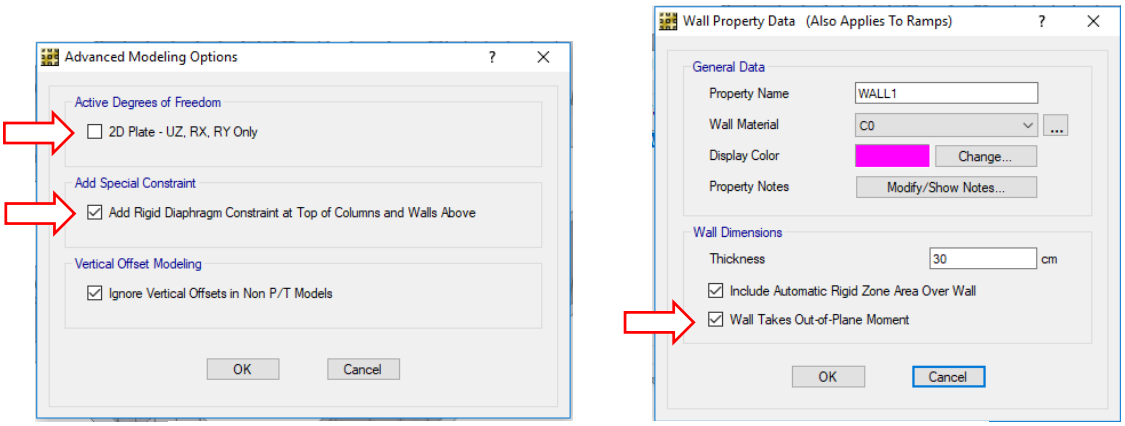


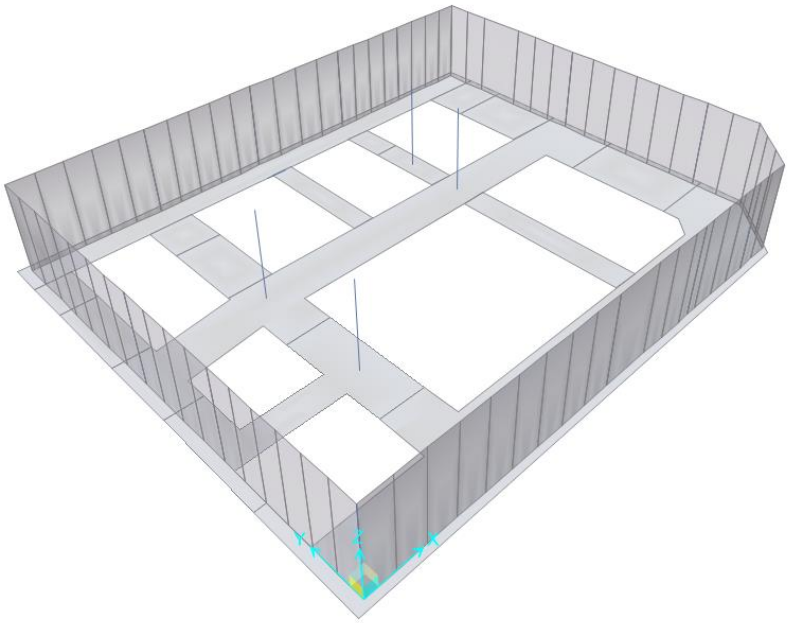

## ۲-۹ مدلسازی دیوار برشی یا دیوار حائل در نرم‌افزار SAFE

برای مدلسازی دیوار برشی روی فونداسیون در نرم‌افزار SAFE دو حالت wall و beam وجود دارد. بصورت پیش‌فرض در انتقال هندسه و بارگذاری از مدل ETABS به SAFE دیوارهای برشی و دیوارهای حائل پیرامونی بصورت المان beam مدل‌سازی می شوند. در این حالت سختی خمشی داخل صفحه دیوار بصورت سختی خمشی تیر مدل‌سازی می‌گردد، ولیکن از سختی خارج صفحه دیوار صرفنظر می‌گردد. در حالتیکه ارتفاع طبقه روی فونداسیون خیلی بلند نباشد، سختی خارج از صفحه دیوارها هم قابل توجه خواهد بود و در نظر گرفتن آن می‌تواند به توزیع تنشها در فونداسیون کمک کند. هرچند مدلسازی دیوار برشی با المان beam قابل قبول و در جهت اطمینان می‌باشد، با مدلسازی دیوارها با المان پوسته‌ای wall می‌توان اثر سختی خارج از صفحه دیوار را نیز در نظر گرفت.

چنانچه در مدلسازی دیوارهای بتنی روی فونداسیون از المان wall استفاده شود، توجه به نکات زیر ضروری است:

- گزینه Add Rigid Diaphragm Constraint برای استفاده از سختی خارج از صفحه دیوار باید فعال باشد.
- گزینه 2D Plate –که در فونداسیونهایی که در یک سطح مدلسازی می شوند مورد استفاده قرار می‌گیرد–، در این حالت **نبایستی فعال باشد**.
- سختی خمشی خارج از صفحه دیوار در تعریف مقطع فعال شود.
- برای جلوگیری از ناپایداری مدل در جهت افقی، می‌توان درجه آزادی کلیه گره‌های فونداسیون (نه بالای دیوارها) را در جهات Ux,Uy,Rz مقید نمود.
- چنانچه وزن دیوارها در مدلسازی ETABS وارد شده‌اند، در مدل SAFE آنها را بصورت بی‌وزن مدل نمایید.

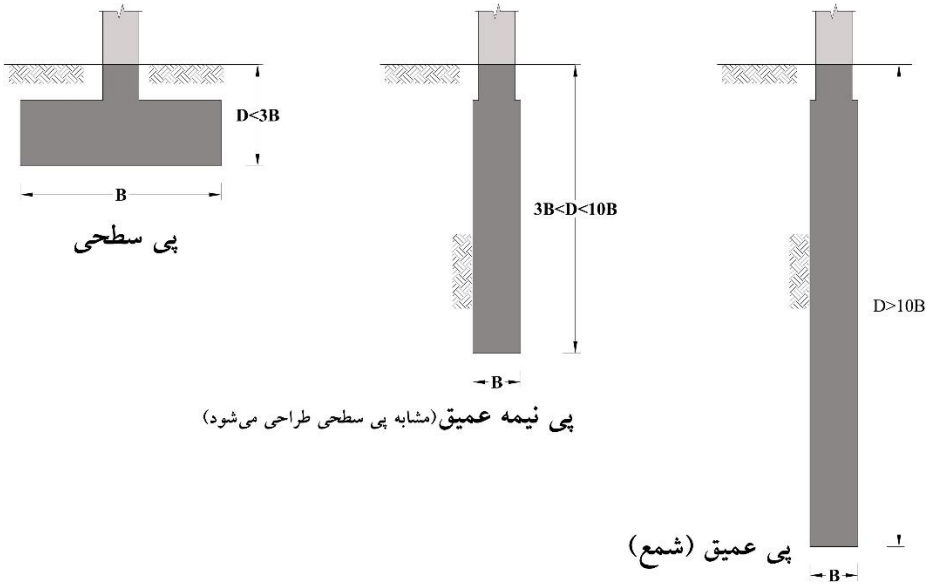


*مدلسازی دیوارهای روی فونداسیون با المانهای پوسته‌ای*

## ۲-۱۰ مدلسازی شمع

بر اساس تعریف مبحث هفتم مقررات ملی ساختمانی ایران شمع یا پی عمیق به پی‌هایی گفته می شود که نسبت عمق قرارگیری به کوچکترین بعد افقی آنها از ۱۰ تجاوز کند. این نسبت برای فونداسیونهای سطحی کمتر از ۳ می‌باشد و نسبتهای بین ۳ و ۱۰ پی‌های نیمه‌عمیق می‌باشند. بر اساس ضوابط مبحث هفتم پی‌های نیمه‌عمیق در جهت اطمینان مثل پی‌های سطحی طراحی می‌شوند.




فونداسیونهای عمیق عمدتاً سختی قائم بسیار بیشتری از پی‌های سطحی دارند و بنابراین نشست آنها نسبتاً کمتر می‌باشد. با توجه به این موضوع توصیه می‌گردد از ترکیب فونداسیون سطحی و عمیق در کنار هم برای یک سازه پرهیز کنید. این کار موجب می شود نشستهای نامتجانس تکیه‌گاهی به سازه اعمال شود. در صورت نیاز به انجام این کار می‌توان از درز انقطاع در سازه برای جداسازی بخشهایی که روی فونداسیونهای با سختی متفاوت قرار دارند استفاده نمود.

سختی شمع‌ها را می‌توان با محاسبه ظرفیت باربری قائم شمع و نشست آن تحت همان بار محاسبه نمود.

$$K_{pile} = \frac{P_p + P_s}{s_{pile}}$$

که در آن $P_s$ ظرفیت اصطکاکی جداره، $P_p$ ظرفیت باربری نوک شمع و $s_{pile}$ نشست شمع تحت بارگذاری $(P_s+ P_p)$ می‌باشند. محاسبه مقادیر فوق بر اساس نتایج بدست آمده در گزارش مکانیک خاک و پیشنهاد مشاور ژئوتکنیک انجام می‌شود. در صورت استفاده از شمع، مطالعات مکانیک خاک الزامی است.

چنانچه شمعها فقط برای باربری قائم استفاده شده باشند، می‌توان در نرم‌افزار SAFE با تعریف یک فنر متمرکز که سختی قائم آن برابر $K_{pile}$ می‌باشد، اثر شمع را در مدلسازی وارد نمود. چنانچه انتظار باربری جانبی نیز از شمع وجود داشته باشد مقادیر سختی جانبی و سختی دورانی شمع نیز بر اساس مطالعات ژئوتکنیک قابل استخراج می‌باشد و می‌توان در مدلسازی SAFE نیز وارد نمود؛ هر چند در این حالت توصیه می‌شود از مدلهای کاملتری برای مدلسازی پی استفاده نمود که در آنها شمعها بصورت کامل با فنرهای افقی و قائم معادل خاک مدلسازی شده‌اند.

- فونداسیونهای مورد استفاده در بسیاری از پروژه‌های ساختمانی از نوع پی‌های نیمه‌عمیق می‌باشند که اصطلاحاً به آنها شمع گفته می‌شود ولیکن طبق تعریف مبحث هفتم مقررات ملی، روش طراحی آنها مشابه پی‌های سطحی

اســـت. در این حالت با فرض ثابت بودن مقدار $K_s$ در تراز زیر فونداســـیون و انتهای شـــمع، ســـختی خاک زیر فونداسیون در ناحیه‌ای که شمع قرار گرفته است تفاوتی با بقیه نقاط نخواهد داشت و بنابراین نیازی نیست فنر معادل شـــمع وارد مدلســـازی گردد. البته وجود این *شـــمع‌های کوتاه* می‌تواند با افزایش عمق اســـتقرار پی ســـطحی ظرفیت باربری آن را بالا ببرد.

با توضیحات فوق در صورت استفاده از *شمع‌های کوتاه* زیر فونداسیون سطحی، می‌توان از مدلسازی اثر آنها در فونداســـیون صـــرفنظر نمود و ظرفیت باربری فونداســـیون را در ناحیه اســـتفاده از شـــمع و اطراف آن با توجه به افزایش عمق استقرار پی اصلاح نمود. استفاده از اینگونه شمعها همانگونه که گفته شد سختی قائم فونداسیون سطحی را تغییر چندانی نمی‌دهند و مشمول توصیه عدم استفاده شمع و پی سطحی در کنار هم نمی‌شوند.

لازم به ذکر است در صورتیکه نشست مجاز معیار تعیین ظرفیت باربری فونداسیون شده باشد، افزایش عمق استقرار تأثیری در افزایش ظرفیت باربری نخواهد داشت. در غیر اینصورت می‌توان با اصلاح پارامتر $qN_q$ در رابطه محاسبه ظرفیت باربری فونداسیون سطحی، ظرفیت باربری فونداسیون جدید را محاسبه نمود. این میزان تنش مجاز اصلاح شده، در محدوده مؤثر شمع کوتاه که سه برابر قطر آن فرض می‌گردد، قابلیت استفاده خواهد داشت. در هر صورت استفاده از مشاور متخصص ژئوتکنیک در صورت نیاز به استفاده از فونداسیونهای عمیق یا نیمه‌عمیق لازم است.

- در صورتیکه از شمع‌های کوتاه برای مقابله با نیروهای بالاآمدگی(آپلیفت) استفاده شود (مثل شمعهای زیر دیوار برشی، یا زیر خرپای سازه نگهبان)، ظرفیت باربری کششی شمع را می‌توان بصورت زیر محاسبه نمود:

$$T_u = f_s A + W$$

$$f_s = \alpha c + K \gamma h_{avg} \tan(\delta)$$

$$A = \pi \times D \times L_p$$

که در آن $\alpha$ برای شمعهای درجا ۰/۵ در نظر گرفته می شود. $c$ چسبندگی خاک و $\delta$ زاویه اصطکاک بین خاک و بتن می‌باشد که برای شمع درجاریز برابر $\varphi$ (زاویه اصطکاک داخلی خاک) در نظر گرفته می شود. $h_{avg}$ عمق میانگین شمع و $\gamma$ وزن مخصوص خاک است. مقدار $K$ را در این حالت طبق توصیه کتاب Bowles می‌توان از رابطه زیر محاسبه نمود:

$$K = \frac{K_a + K_0 + K_p}{3}$$

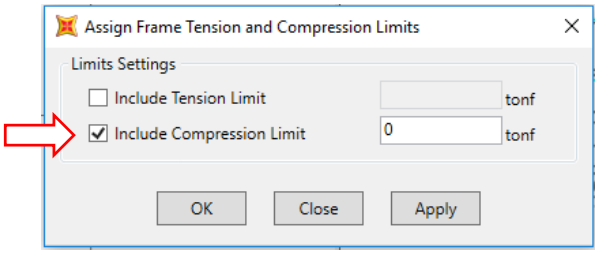
$W$ وزن شمع و خاک موجود روی پافیلی (در صورت وجود) می‌باشد.

مقدار $T_u$ ظرفیت نهایی کشـــی شـــمع کوتاه می‌باشـــد و در صـــورت نیاز به باربری مجاز کشـــشـــی برای کنترل بیرون‌کشیدگی، بایستی بر ضریب اطمینان ۳ تقسیم شود.

در صورت نیاز به مدلسازی فنر کششی شمع در حالت فوق برای جلوگیری از بلند شدن فونداسیون در مدلسازی، می‌توان سختی فنر را با سعی و خطا بگونه‌ای تنظیم نمود که حداکثر نیروی ایجاد شده در فنر تحت بارهای نهایی از $T_u$ بیشتر نشود. این فنر بایستی بصورت فقط کششی مدلسازی شود تا در فشار وارد عمل نگردد.

## ۲-۱۱ مدلسازی میله‌مهارها در SAP

برای مدلسازی میله‌مهارهای سقفهای سبک می‌توان در نرم‌افزار SAP از امکان compression limit برای المانهای قاب با مقدار صفر استفاده نمود.




در صورت ا ستفاده از این گزینه برای اینکه این مو ضوع در تحلیل سازه در نظر گرفته شود بای ستی حتماً تحلیل غیرخطی انجام شود. برای این منظور بایستی تک تک ترکیبات بارگذاری بصورت load case های غیرخطی تعریف گردند.

بعنوان یک روش جایگزین ساده شده می‌توان میله‌مهارهای فشاری را از مدل تحلیلی حذف نمود. در این صورت بایستی دو مدل برای جهات مختلف بارگذاری جانبی با حذف المانهای فشاری در هر جهت ساخته شود. در این حالت می‌توان از تحلیل‌های خطی استفاده نمود.

روش تقریبی دیگر دوبرابر نمودن نیروی داخلی میله‌مهارهای کششی در هنگام طرح آنها است.

فصل سوم

# نکات طراحی در سازه‌های بتنی

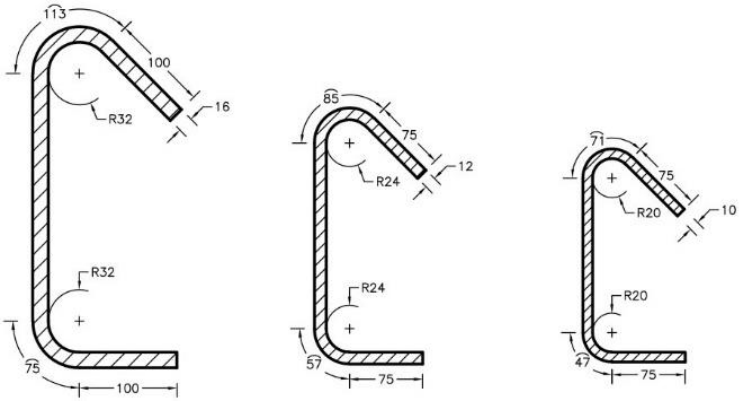
## ۳-۱ رده بتن مصرفی

حداقل رده بتن در شهر قم **C30** می‌باشد. استفاده از بتنهای با رده بالاتر مستلزم نظارت دقیق‌تر بر مراحل تولید و اجرای آن می‌باشد. همچنین توصیه می شود استفاده از بتنهای با رده بالاتر به مواردی که به مقاومت فشاری یا برشی بتن از نظر محاسباتی مورد نیاز می‌باشد، محدود گردد.

چنانچه نسبت مقاومت فشاری بتن سیستم کف (تیر و دال کف)به مقاومت فشاری بتن ستونها بیشتر از ۷۰٪ باشد، می‌توان بدون تمهیدات خاصی ناحیه اتصال تیر به ستون را نیز با مقاومت مشخصه بتن ستون محاسبه نمود. در غیر اینصورت بایستی بر اساس ضوابط ۹-۱۶-۱-۵ مبحث نهم نسبت به اصلاح مقاومت ستون در ناحیه اتصال تیر به ستون و یا جزئیات داده شده در این بند اقدام نمود.

## ۳-۲ جداول محاسباتی طول وصله و قلاب

ابعاد قلاب استاندارد ۹۰ درجه و لرزه‌ای (۱۳۵ درجه) برای آرماتورهای با قطر ۱۰ تا ۱۶ میلیمتر مطابق شکل زیر می‌باشد.




*ابعاد خم آرماتورهای عرضی*

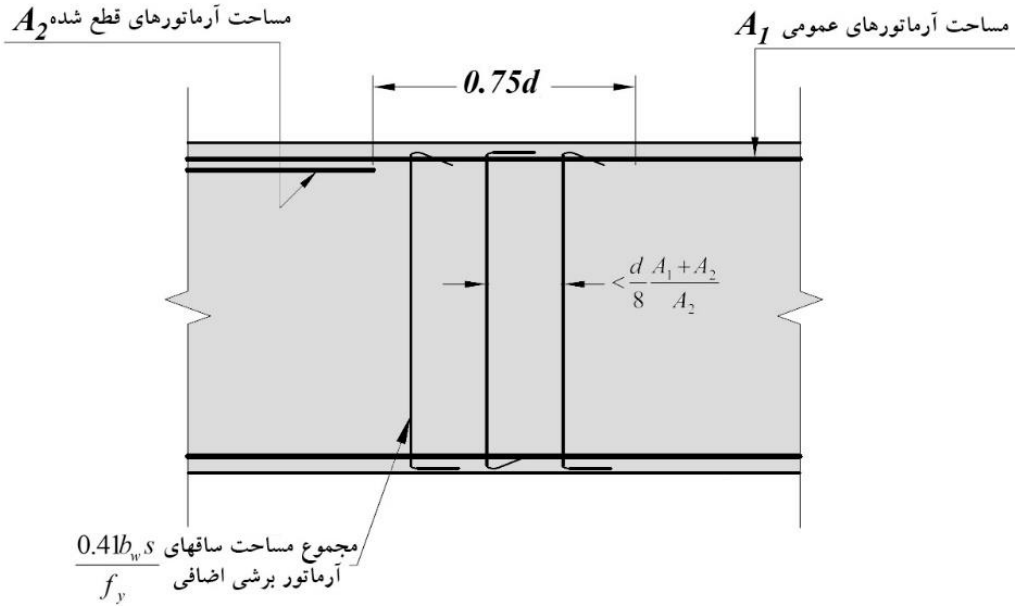
در محاسبات طول مهاری و وصله آرماتورها **حداکثر مقاومت فشاری بتن ۳۰ مگاپاسکال** در نظر گرفته می‌شود.

طول مهار و و صله آرماتورها بایستی در نقشه‌های سازه نمایش داده شود. علاوه بر این می‌توان جدول تیپ طول مهار و وصله آرماتورها را با توجه به شرایط خاص هر پروژه تهیه نمود و در نقشه‌های سازه ارائه کرد. این جدول می‌تواند در مواردی مورد استفاده قرار گیرد که طول مهار و وصله بطور مشخص روی نقشه نمایش داده نشده و یا به دلایل اجرایی اضافه کردن وصله علاوه بر موارد مندرج در نقشه ضرورت پیدا کرده است.

در مورد گروه میلگردها اصلاحاتی روی طول گیرایی مورد نیاز است که در بخش مربوطه مورد اشاره قرار گرفته است. در ناحیه چشمه اتصال تیر به ستون در قاب خمشی ویژه طول مهاری قلابدار و طول مهار مستقیم بایستی بر اساس ضوابط بند ۹-۲۰-۵-۵-۶ نیز کنترل گردند.

## ۳-۳ آرماتورهای اضافی در محل قطع آرماتورها

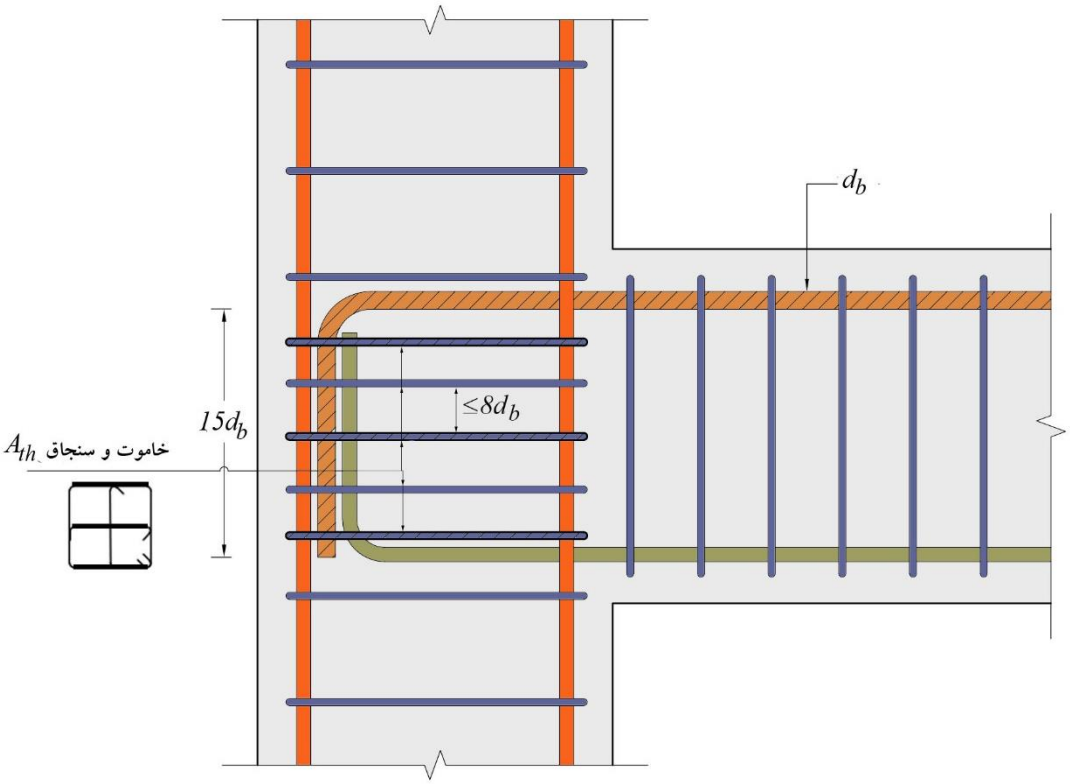
میلگردها باید از مقطعی که دیگر برای تحمل خمش مورد نیاز نیستند، به اندازه مقدار بزرگتر d یا $12d_b$ امتداد یابند. در مقطع قطع آرماتور چنانچه $\phi V_n < 1.5V_u$ باشد، بایستی آرماتور عرضی اضافی در طول 0.75d اضافه گردد.




## ۳-۴ آرماتورهای اضافی برای مهار میلگردهای قلابدار

در ضوابط جدید آیین‌نامه ACI و مبحث نهم مقررات ملی در خصوص مهار میلگردهای قلابدار مفهوم آرماتورهای محصورکننده اضافه شده است. چنانچه فاصله میلگردهای قلابدار از یکدیگر کمتر از شش برابر قطر آنها باشد بایستی از آرماتورهای محصورکننده قلاب استفاده کنیم. در صورت عدم تأمین آرماتور محصور کننده به مقدار کافی طول مهار قلابدار ۱/۶ برابر می‌شود ( $\Psi_r = 1.6$ ). آرماتورهای محصور کننده می‌توانند موازی محور میلگرد یا عمود بر آن قرار بگیرند. در کاربرد متعارف میلگردهای قلابدار تیرها در ستونهای کناری، با توجه به عبور میلگردهای عرضی ستون از چشمه اتصال حالت میلگردهای محصور کننده موازی محور میلگرد مورد استفاده قرار می‌گیرد. در محاسبه $A_{th}$ مساحت کلیه ساقهای خاموت و سنجاقی‌هایی که داخل تنگ به موازات محور میلگرد قلابدار قرار گرفته‌اند و آنها را محصور می‌کنند، در نظر گرفته

می‌شوند. از سوی دیگر کلیه ساقهایی که در فاصله ۱۵ برابر قطر میلگرد از قسمت مستقیم میلگرد در جهت خم قرار گرفته‌اند لحاظ می‌شوند. به شکل زیر توجه فرمایید.




*محدوده قرار گیری آرماتورهای محصور کننده $A_{th}$*

قطر سنجاقی‌های (قلاب‌های دوخت) داخل تنگ بسته نبایستی بیشتر از قطر تنگ بسته در نظر گرفته شود.

در صورتیکه از خاموت لوزی یا سنجاق مورب در مقطع استفاده شده باشد و این آرماتورها در هر مقطع عرضی عضو وجود داشته باشند، می‌توان به میزان تصویر شده آنها در جهت آرماتورهای قلابدار، در محاسبه $A_{th}$ استفاده نمود.

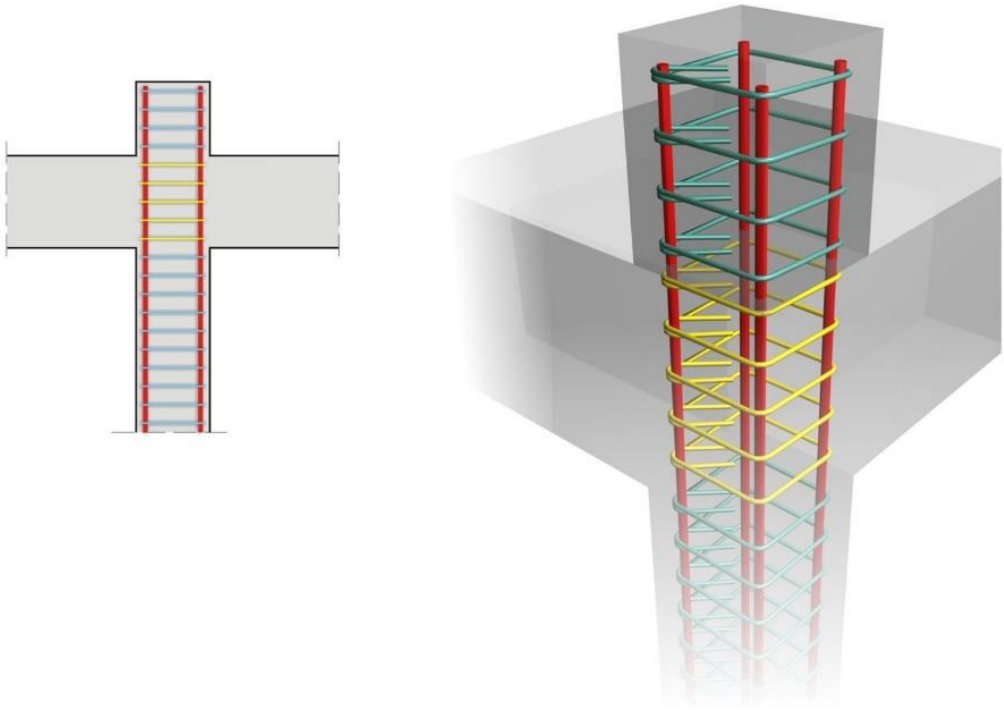
چنانچه در محاسبه طول مهار قلابدار آرماتورها مقدار $\Psi_r$ برابر یک منظور شود و آرماتورهای عرضی موجود در نقشه کفایت لازم برای تأمین $A_{th}$ مورد نیاز را ننمایند، بایستی در جزئیات جداگانه‌ای فواصل مرکز تا مرکز آرماتورهای قلاب‌شونده در مقطع که بیشتر از $6d_b$ هستند و یا آرماتورهای عرضی اضافی مورد نیاز در آن محل نمایش داده شود.

## ۳-۵ برش چشمه اتصال

در مبحث نهم ویرایش پنجم کنترل برش چشمه اتصال برای قاب خمشی شکل‌پذیری متوسط، علاوه بر شکل‌پذیری زیاد الزامی شده است. در این خصوص توجه به این نکته که در مورد ستونهای طبقه آخر (ستونهای ناپیوسته) میزان مقاومت برشی چشمه اتصال نسبت به آیین‌نامه‌های پیشین کاهش یافته است الزامی است. چنانچه کنترل برش چشمه اتصال توسط نرم‌افزارهای کامپیوتری و با استفاده از نسخه‌های قدیمی‌تر از آیین‌نامه ACI318-19 انجام می‌گیرد، باید نسبت D/C در این اتصالات به ۰/۷ محدود شود.

با توجه به کم شدن مقاومت برش چشمه اتصال در ستونهای طبقه بام، یکی از پیشنهادات جهت افزایش مقاومت برش چشمه اتصال و همچنین مهار آرماتورهای طولی ستون در طبقه بام استفاده از کلاهک بتنی روی ستونها در طبقه بام

می‌باشد. حداقل ارتفاع این کلاهک برابر با عمق ستون (h) می‌باشد و آرماتورهای طولی و عرضی در پایین ناحیه اتصال باید در بالا ادامه یابند.



*استفاده از کلاهک بتنی در طبقه بام*

نکته دیگر در کنترل برش چشمه اتصال، تیرهای با عرض متفاوت در طرفین یک چشمه اتصال هستند. در اینگونه موارد عرض میانگین تیرها برای محاسبات مساحت چشمه اتصال در نظر گرفته می شود. کلیه آرماتورهای تیرهای طرفین در محاسبه نیروی برشی وارده به چشمه اتصال مؤثر می‌باشند.

در مورد تیرهایی که نسبت به محور ستون برون‌محوری دارند، بر اساس ضوابط مبحث نهم، سطح مؤثر چشمه اتصال کاهش می‌یابد. در اینگونه موارد لازم است در کنترلهای کامپیوتری (که تیرها و ستونها بصورت هم‌محور مدل سازی شده‌اند)، نسبت D/C مجاز، به اندازه نسبت سطح مؤثر چشمه اتصال به سطح فرض شده در نرم‌افزار، کمتر در نظر گرفته شود.

## ۳-۶ پیچش در تیرها

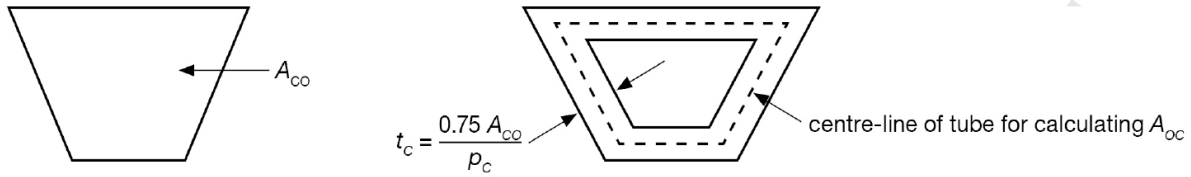
سختی پیچشی مقطع ترک‌نخورده $G_cK_{gross}$ از رابطه زیر محاسبه می‌شود[۹]

$$G_cK_{gross} = G_c \frac{4(A_{oc})^2 t_c}{p_{oc}}$$

که در آن $G_c$ مدول الاستیسته بر شی بتن، $A_{oc}$ مساحت محصور شده توسط میان‌تار (نشان‌داده شده در شکل زیر)، $t_c$ ضخامت مقطع جدارنازک معادل و $p_{oc}$ محیط میان‌تار می‌باشد.

---

[۹] NZS 3101.2:2006, C7.6.1.2




(a) Actual cross section (b) $A_{oc}$ area enclosed by tube centreline

بعد از ترک‌خوردگی پیچ‌شی مقطع، سختی پیچ‌شی مقطع به‌شدت کاهش یافته و در این حالت سختی پیچ‌شی به میزان آرماتورهای طولی و عرضی موجود در مقطع بستگی دارد. سختی پیچشی مقطع ترک‌خورده $G_cK_{cr}$ از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$G_cK_{cr} = \frac{E_s}{2}\frac{4(A_o)^2}{p_o}\sqrt{\frac{A_tA_l}{s.p_o}}$$

که در آن $E_s$ مدول الاستیسته آرماتورها، $A_o$ مساحت محصور شده توسط خاموتهای پیچ‌شی مقطع، $p_o$ محیط خاموتهای بسته پیچشی، $A_t$ مساحت آرماتور عرضی پیرامونی، s فاصله آرماتورهای عرضی و $A_l$ مساحت آرماتورهای طولی در پیرامون مقطع می‌باشد.

برای محاسبه ضریب اصلاح ترک‌خوردگی پیچ‌شی می‌توان نسبت $\frac{G_cK_{cr}}{G_cK_{gross}}$ را محاسبه نمود. حداکثر ضریب ترک‌خوردگی پیچشی ۰/۳۵ در نظر گرفته می‌شود. در مورد سازه‌هایی که پیچش معین دارند نیز محاسبه و اعمال ضریب ترک‌خوردگی برای کنترل تغییرشکل‌ها الزامی است.

چنانچه پس از تحلیل سازه لنگر پیچشی نهایی موجود در عضو کمتر از $\phi T_{th}$ باشد می‌توان از اثر پیچش صرفنظر نمود. در این حالت نیازی به در نظر گرفتن آرماتور حداقل پیچ‌شی نیز نمی‌باشد. در غیر اینصورت بایستی طراحی پیچ‌شی برای عضو صورت پذیرد.

در صورت وجود پیچش همسازی در سازه‌های نامعین، می‌توان با کاهش سختی پیچشی مقطع (ضریب ترک‌خوردگی)، لنگر پیچشی عضو را با بازتوزیع لنگرهای خمشی تا حد $\phi T_{cr}$ کاهش داد. در این حالات بایستی آرماتور طولی و عرضی پیچشی بر اساس مقدار لنگر پیچشی نهایی موجود در مقطع محاسبه شده و به آرماتورهای طولی و عرضی خمشی و برشی اضافه گردد.

**تبصره:** بعنوان یک روش محافظه‌کارانه می‌توان سختی پیچ‌شی اعضاء را در تحلیل سازه نزدیک به صفر در نظر گرفت. در این حالت برای اعضایی که دارای لنگر پیچشی همسازی هستند بایستی آرماتور پیچشی طولی و عرضی با فرض لنگر پیچشی $\phi T_{cr}$ در نظر گرفت و به آرماتورهای خمشی و برشی اضافه نمود. اعضایی که دارای لنگر پیچشی همسازی هستند عبارتند از: تیرهای اصلی که تیرهای فرعی یا ستونک را تحمل می‌نمایند، تیرهای پیرامونی دالهای دوطرفه.

## ۳-۷ گروه میلگرد

گروه میلگردها طبق ضوابط بند ۹-۵-۲۱ مبحث نهم قابل استفاده می‌باشند. در استفاده از گروه میلگردها توجه به نکات زیر ضروری است:

- گروه میلگردها حتما باید داخل آرماتورهای عرضی محاط شوند. بنابراین استفاده از آنها در فونداسیونهای گسترده یا دالهای دوطرفه که آرماتور عرضی ندارند مجاز نمی‌باشد، مگر اینکه در محل استفاده از این آرماتورها، آرماتورهای عرضی (به میزان حداقل برشی تیرها) هم اضافه گردند.
- چنانچه گروه میلگردها در ستونها یا در ناحیه ویژه تیرهای با شکل‌پذیری زیاد استفاده شوند، قطر حداقل آرماتور عرضی باید ۱۲ میلیمتر باشد.
- طول گیرایی میلگردها، اعم از طول گیرایی مستقیم یا طول گیرایی قلابدار، در کشش یا فشار، برای گروه میلگردهای ۳ و ۴ تایی به ترتیب ۲۰ و ۳۳ درصد افزایش می‌یابد.
- در کلیه مواردی که فواصل آرماتورها بر اساس نسبتی از قطر آنها محدود شده است، قطر معادل گروه میلگرد در نظر گرفته می‌شود.
- در کلیه مواردی که پوشش روی آرماتور به قطر آن وابسته شده، قطر معادل گروه میلگرد در نظر گرفته می‌شود.
- در محاسبه ضریب محصورشدگی در طول گیرایی مستقیم آرماتورها، قطر معادل گروه میلگرد در نظر گرفته می‌شود.

## ۳-۸ آرماتور عرضی فونداسیونها

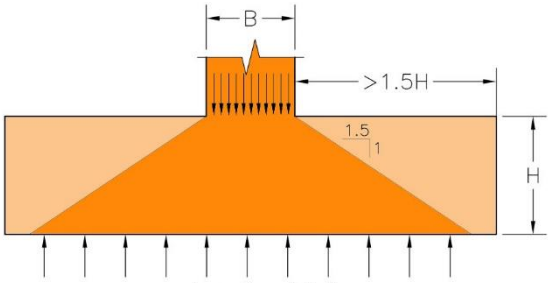
در فونداسیونهای گسترده آرماتور عرضی بر اساس لنگر خمشی جهت عرضی و همچنین حداقل خمشی و حرارتی تعیین می‌گردد. چنانچه در بخشی از فونداسیون در هیچیک از حالات بارگذاری تنش کششی ناشی از خمش بوجود نمی‌آید در آن بخش رعایت ضابطه حداقل خمشی لازم نیست و تنها آرماتور حداقل حرارتی کفایت می‌کند.

در فوندا سیونهای نواری و شبکه‌ای با توجه به عرض فوندا سیون ابتدا تعیین می‌کنیم که به آرماتور عرضی جهت انتقال خمش نیاز داریم یا خیر.

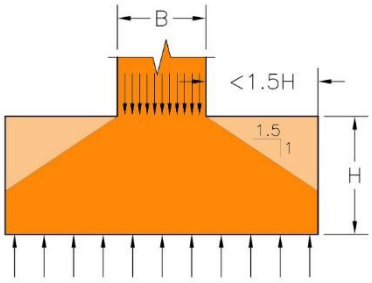
چنانچه عرض فوندا سیون کم باشد رفتار فوندا سیون نواری مشابه تیر می‌باشد و آرماتورهای جهت عرضی تنها عملکرد برشی خواهند داشت. در این حالت علاوه بر کنترل نیاز به آرماتور برشی جهت تأمین مقاومت برشی فوندا سیون، پیشنهاد می‌گردد ضابطه آرماتور حداقل برشی تیرها را برای آرماتورهای عرضی فونداسیون نواری نیز کنترل نمایید.

چنانچه فاصله لبه فونداسیون تا لبه ستون یا دیواری که روی آن قرار گرفته بیش از ۱/۵ برابر عمق فونداسیون باشد، خمش عرضی فونداسیون نیز بایستی کنترل گردد. در این حالت مشابه فونداسیونهای گسترده آرماتورهای جهت عرضی برای انتقال خمش طراحی می‌گردند.

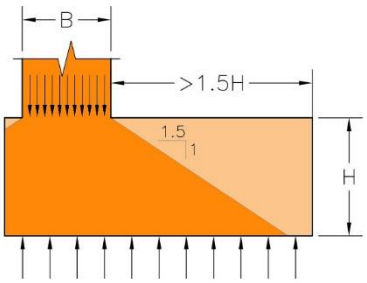
- در فونداسیونهای نواری و گسترده با ارتفاع یک متر و بیشتر تأمین آرماتور گونه نیز در لبه‌های خارجی فونداسیون الزامی است.




فونداسیون عریض




فونداسیون کم‌عرض
آرماتور عرضی بر اساس ضوابط برش




فونداسیون عریض
طراحی جهت عرضی نیاز است

## ۳-۹ نحوه محاسبه و کنترل خیز درازمدت

در سازه‌های بتنی در اثر وقوع پدیده خزش و جمع شدگی در بتن مقادیر تغییر شکلها به مرور زمان افزایش می‌یابند. برای اینکه این تغییر شکلها آسیبی به اجزاء غیر سازه‌ای که به اسکلت سازه متصل هستند وارد نکند لازم است آن قسمت از تغییرمکان که بعد از اتصال اعضای غیرسازه‌ای ایجاد می‌شود با معیار L/240 کنترل شود. خیز منفی هرچند می‌تواند به بهبود وضعیت بصری خیز در سازه کمک کند و لیکن در محاسبه این تغییرشکلها مؤثر نمی‌باشد.

در کنترل معیار فوق بایستی به دو نکته توجه نمود. اول اینکه بارهای دائمی کدام بارها هستند؛ و دوم اینکه چه بخشی از تغییرشکلها بعد از اتصال اعضای غیرسازه‌ای ایجاد می‌شود.

بارهای دائمی سه دسته هستند: بارهای مرده گروه یک $D_1$(وزن اجزاء سازه و دال کف)، بارهای مرده گروه دو $D_2$(کف‌سازی، نازک‌کاری، دیوارها و سایر اجزاء غیرسازه‌ای) و بخشی از بارهای زنده که دائمی هستند $L_{20}$(مثل کمد و لوستر و ... که جای ثابت دارند). این بخش از بارهای زنده ۲۰٪ بارهای زنده تعریف شده در مبحث ششم مقررات ملی فرض می‌گردند.

تغییر شکلهای آنی و بخشی از تغییر شکلهای درازمدت بارهای مرده گروه یک قبل از اجرای اجزاء غیرسازه‌ای اتفاق می‌افتد.

بارهای مرده گروه دو بتدریج روی سازه اعمال می‌شوند. چنانچه در جهت اطمینان فرض شود کل بارهای مرده گروه دو همزمان روی سازه اعمال می‌شوند ولیکن اتصال اجزاء حساس غیرسازه‌ای در مراحل انتهایی صورت می‌گیرد، می‌توان فرض نمود خیز آنی بارهای مرده گروه دو قبل از اتصال اجزاء غیرسازه‌ای اتفاق می‌افتد.

تغییر شکلهای ناشی از بارهای زنده دائمی ($L_{20}$) نیز مشابه بارهای مرده گروه دو می‌باشند و بخش آنی و درازمدت آنها مؤثر می‌باشد.

برای محاسبه خیز درازمدت می‌توان از ضریب تقریبی $\lambda$ که در مبحث نهم مقررات ملی تعریف شده و مقدار آن حدود ۲ می‌باشد استفاده نمود. همچنین می‌توان از تحلیل اجزاء محدود با در نظر گرفتن ضرایب خزش و جمع‌شدگی استفاده

نمود که در فصـــل قبل در مورد آن توضـــیحاتی ارائه گردید. در صـــورتیکه از روش اجزاء محدود با کمک نرم‌افزار SAFE استفاده می‌شود بایستی به این نکته توجه نمود که مقدار خیز محاسبه شده در تحلیل Long Term Cracked در این نرم‌افزار مجموع خیز آنی و درازمدت طبق تعریف مبحث نهم می‌با شد. بنابراین برای بد ست آمدن بخش درازمدت تغییر شکل در این نرم‌افزار بایستی تغییرمکان آنی را از تغییرمکان نهایی کم کرد.

در غیاب محا سبات دقیقتر می‌توان مقدار خیز فوق را با ترکیب تغییر شکلهای زیر محا سبه نمود. در این محا سبات مقدار ضریب λ بصورت محافظه کارانه برابر ۲ در نظر گرفته شده و از اثر آرماتورهای فشاری صرفنظر گردیده است.

| | *نحوه محاسبه* | *مقدار تغییر شکل تقریبی* |
|---|---|---|
| اضافه خیز درازمدت بار مرده گروه یک پس از سه‌ماه | $D_1\times(2-1)$ | $D_1$ |
| خیز درازمدت بار مرده گروه دو | $D_2\times2$ | $2D_2$ |
| خیز درازمدت بار زنده دائمی | $L_{20}\times2$ | $0.4L$ |
| خیز آنی بار زنده | $L$ | $L$ |
| مجموع | | $D_1+2D_2+1.4L$ |

چنانچه فرضـــیات خاصـــی در مورد گذشـــت زمان از بارگذاری گروه دو یا زمان متصـــل شـــدن قطعات حســـاس غیرسازه‌ای به سازه در محاسبات خیز در نظر گرفته شود، بایستی این فرضیات بصورت شفاف روی نقشه‌های سازه منعکس گردد.

## ۳-۱۰ کنترل خیز طره‌ها

در فصل ۱۹ مبحث نهم معیار کنترل خیز تیرها بر حسب طول دهانه داده شده است. در آیین‌نامه اشاره مستقیمی به نحوه محاسبه خیز مجاز طره‌ها نشده است. در این خصوص با توجه به نسبت حداقل ارتفاع تیر که در جدول ۹-۱-۱۱ برای تیرهای دوسرمفصل و کنسول داده شده و مقایسه آنها با مقادیر مجاز خیز تیرها، می‌توان مقدار مجاز را برای تیرهای طره نیز بد ست آورد. بر ا ساس این محا سبه و با توجه به حـ سا سیت مـ سأله خیز در طره‌ها، معیار کنترل خیز در طره‌ها مـ شابه معیار تیرهای دوسرمفصل در نظر گرفته می‌شود. مقدار L در این فرمولها طول تیر طره می‌باشد.

| | *معیار کنترل خیز تیر طره* |
|---|---|
| خیز آنی بارهای زنده | $L/360$ |
| خیز آنی بارهای زنده + اضافه خیز درازمدت بارهای دائمی | $L/240$ |

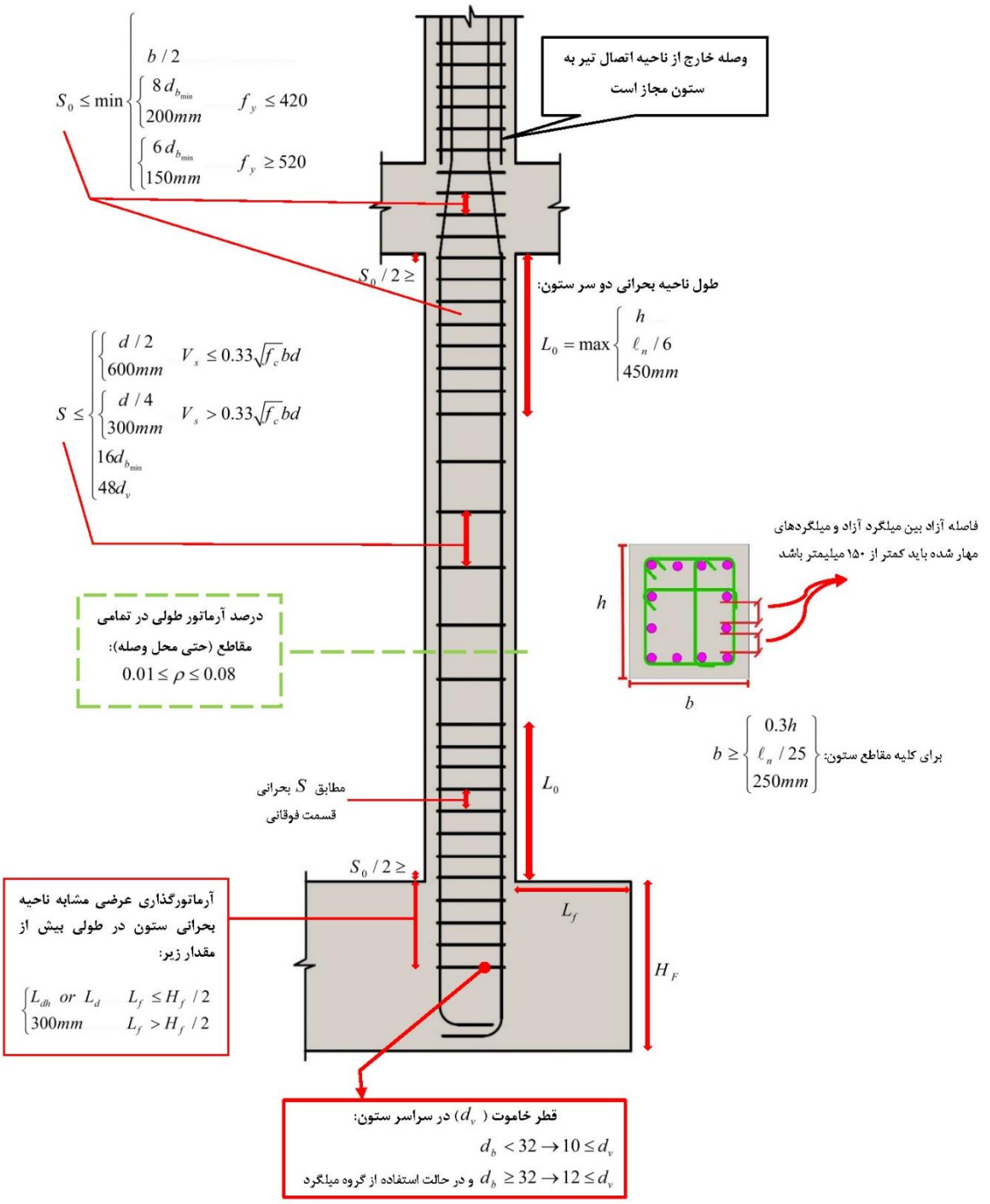
## ۳-۱۱ کنترل ارتعاش تیرها و کف‌ها

در مبحث نهم مقررات ملی ضـوابط کنترل ارتعاش تیرها و کف‌ها ارائه گردیده اسـت. نکته قابل توجه در این مورد این اســت که تیغه‌بندی‌های داخلی ســاختمانها نقش مهمی در کاهش ارتعاش کف‌ها دارند. به همین دلیل در آیین‌نامه الزام به کنترل ارتعاش محدود به تیرها و کف‌های سطوح خالی از تیغه‌بندی شده است.

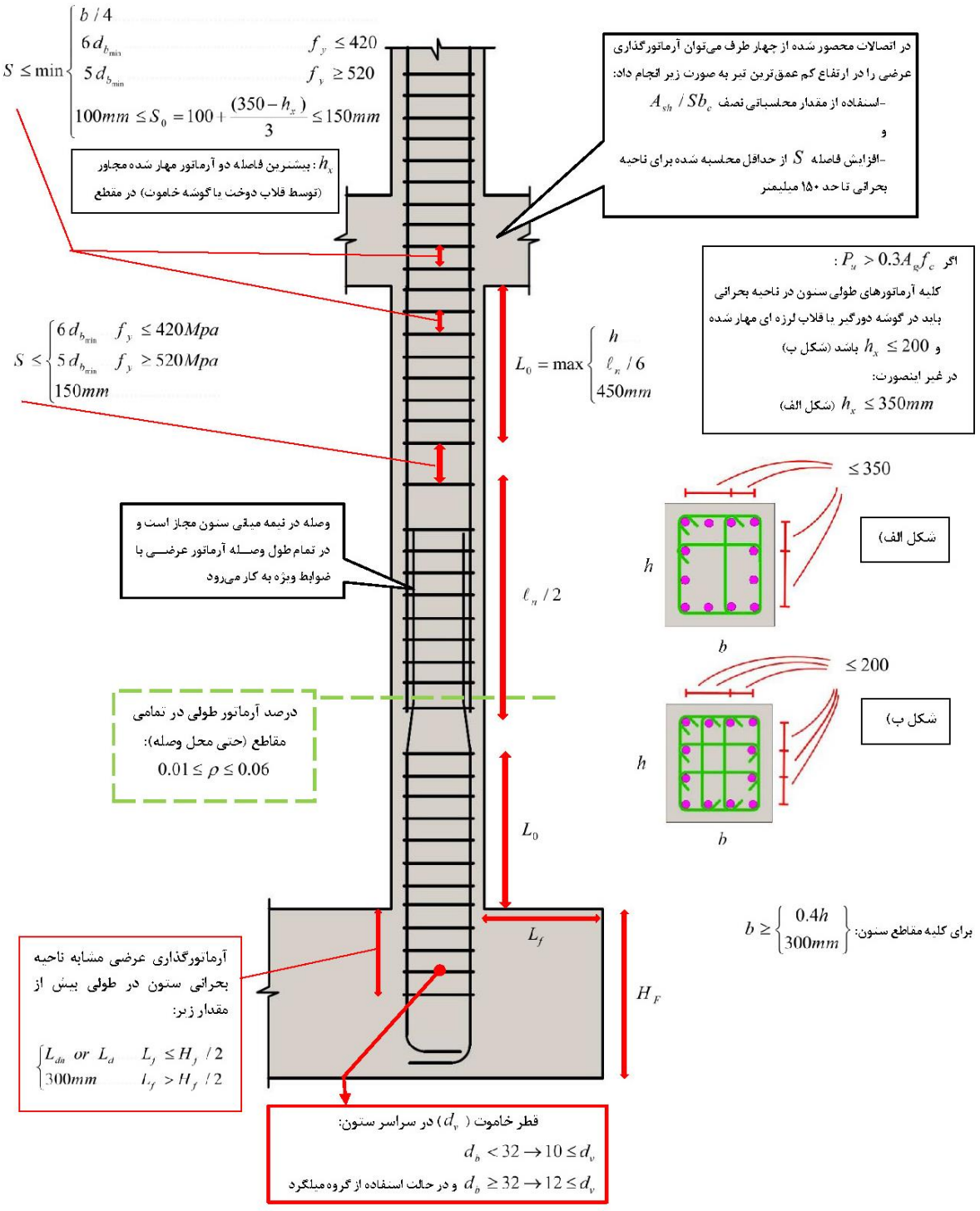
با توجه به نکته فوق می‌توان برای کنترل ارتعاش تیرچه‌ها یا دال کف بار تیغه‌بندی داخلی را حذف نمود و فرکانس ارتعاش سازه را در این حالت محاسبه نمود. در کاربرد رابطه ۹-۶-۱۹ مبحث نهم برای محاسبه فرکانس ارتعاش نیز به همین ترتیب می‌توان بارهای مرده و زنده را بدون حضور بار تیغه‌بندی در نظر گرفت.

## ۳-۱۲ خلاصه ضوابط شکل‌پذیری

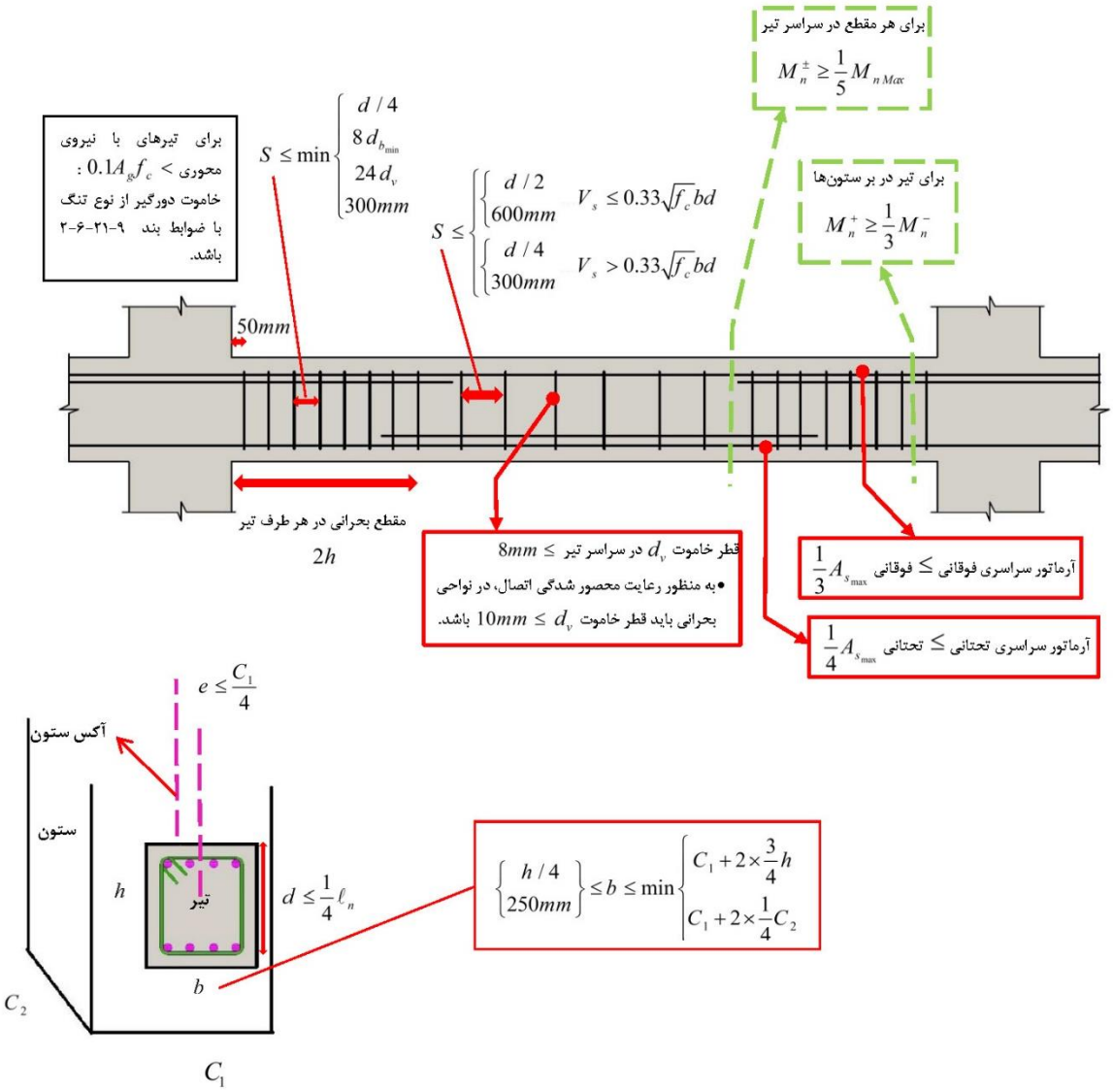
خلاصه‌ای از مهمترین ضوابط شکل‌پذیری تیرها و ستونهای قابهای خمشی ویژه و متوسط در شکلهای زیر ارائه گردیده‌اند.




*ستونهای با شکل‌پذیری متوسط*




*ستونهای با شکل‌پذیری زیاد*




*تیرهای با شکل‌پذیری متوسط*

## تیر ویژه

برای تیرهای با نیروی محوری $< 0.1A_g f_c$ :
آرماتورهای عرضی تیر در ناحیه بحرانی مطابق ناحیه بحرانی ستون ویژه و در خارج از ناحیه بحرانی نیز مطابق ناحیه متناظر در ستون ویژه است .

$$S \le \min \begin{cases} d/4 \\ 6\,d_{b_{min}} & f_y \le 420 \\ 5\,d_{b_{min}} & f_y \ge 520 \\ 150mm \end{cases}$$

$$S \le \begin{cases} d/2 \\ 600mm \end{cases} \quad V_s < 0.33\sqrt{f_c}\,bd$$

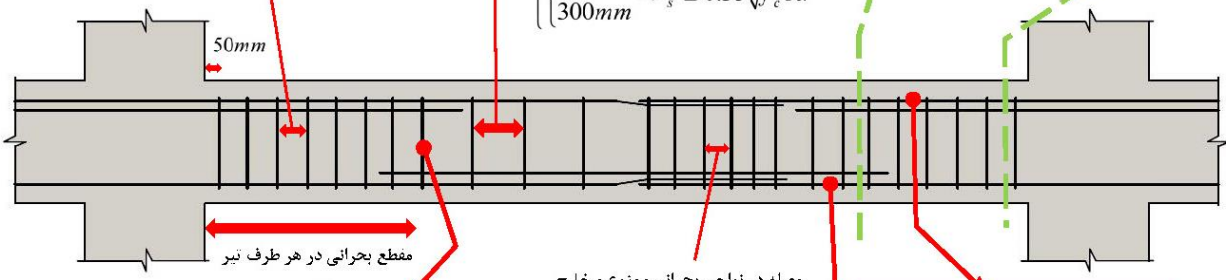
$$S \le \begin{cases} d/4 \\ 300mm \end{cases} \quad V_s \ge 0.33\sqrt{f_c}\,bd$$

برای هر مقطع در سراسر تیر

$$M_n^{\pm} \ge \frac{1}{4} M_{n\,Max}$$

برای تیر در بر ستون‌ها

$$M_n^{+} \ge \frac{1}{2} M_n^{-}$$




- قطر خاموت ( $d_v$ ) در نواحی بحرانی تیر:

$d_b < 32 \rightarrow d_v \ge 10mm$

و در حالت استفاده از گروه میلگرد $d_b \ge 32 \rightarrow d_v \ge 12mm$

- قطر خاموت ( $d_v$ ) در خارج از نواحی بحرانی تیر: $\le 8mm$

وصله در نواحی بحرانی ممنوع و خارج از نواحی بحرانی به شرط استفاده از آرماتور عرضی دورگیر در کل طول وصله با فاصله زیر مجاز است:

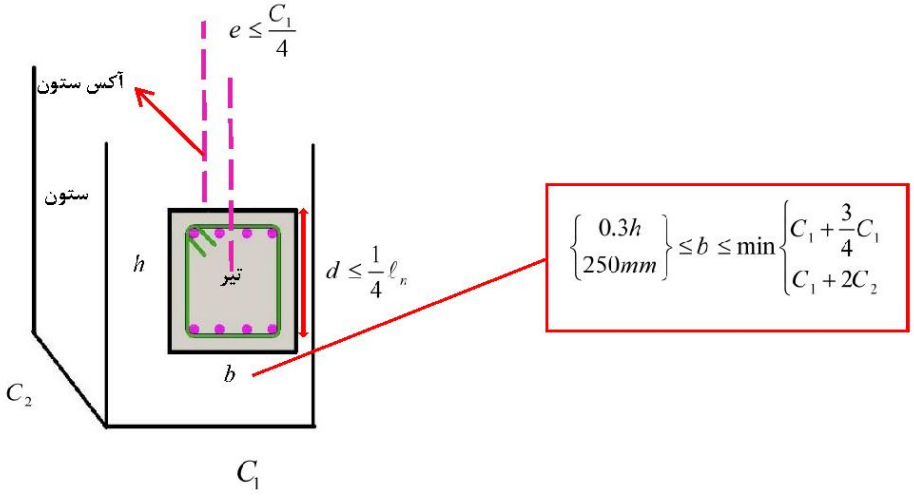
$$S \le \min \begin{cases} 100mm \\ d/4 \end{cases}$$

آرماتور سراسری فوقانی $\le \frac{1}{3} A_{s_{max}}$ فوقانی

آرماتور سراسری تحتانی $\le \frac{1}{4} A_{s_{max}}$ تحتانی

برای هر مقطع در بالا و پایین:

$$\rho \le \begin{cases} 0.025\,d_{b_{min}} & f_y \le 420 \\ 0.02\,d_{b_{min}} & f_y \ge 520 \end{cases}$$




$$\begin{Bmatrix} 0.3h \\ 250mm \end{Bmatrix} \le b \le \min \begin{cases} C_1 + \frac{3}{4} C_1 \\ C_1 + 2C_2 \end{cases}$$

*تیرهای با شکل‌پذیری ویژه*

## ۳-۱۳ توصیه‌هایی جهت طراحی سازه شکل‌پذیر

وجود شکل‌پذیری در همه المانهای سازه بخصوص اجزاء باربر لرزه‌ای می‌تواند ایمنی و قابلیت اطمینان سازه را افزایش دهد. به همین منظور علاوه بر ضوابط آیین‌نامه‌ای در این خصوص که خلاصه آنها در بخش قبلی مورد اشاره قرار گرفت، توصیه‌های زیر جهت طراحی شکل‌پذیرتر سازه‌ها انجام می‌شود:

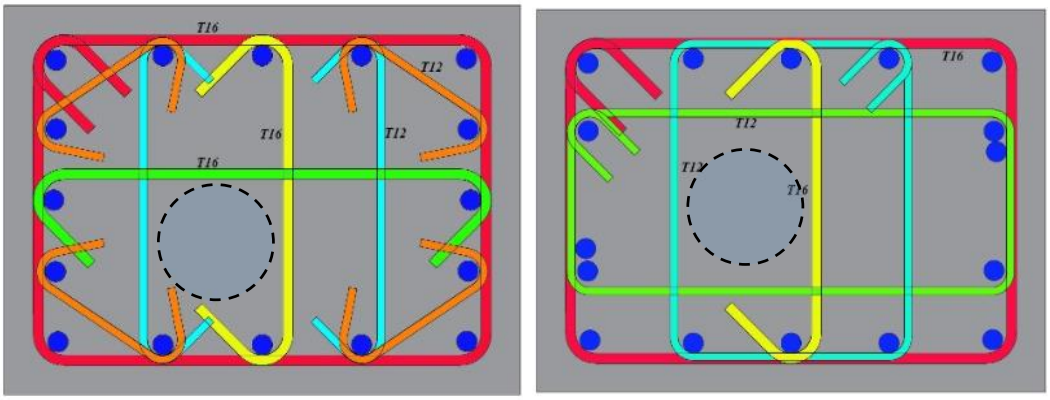
- حداقل قطر آرماتورهای عرضی در تیرها و ستونها ۱۰ میلیمتر در نظر گرفته شود.
- در قابهای خمشی با شکل‌پذیری متوسط هم سعی شود مجموع مقاومت خمشی تیرها بیشتر از مجموع مقاومت خمشی ستونها در هر اتصال نباشد.
- حتی‌الامکان ارتفاع تیرها بیش از بعد ستون در نظر گرفته نشود.
- استفاده از میلگردهای با حد تسلیم پایین‌تر و کرنش گسیختگی بالاتر موجب شکل‌پذیری بیشتر سازه می‌گردد. بنابراین استفاده از میلگردهای S500 به مواردی که تراکم آرماتورها زیاد می‌باشد محدود گردد.
- عرض تیرها بین سه‌چهارم عرض ستون تا حداکثر عرض ستون در نظر گرفته شود.
- حتی‌الامکان از اتصال برون‌محور تیرها به ستونها پرهیز شود.
- چنانچه ارتفاع یکی از طبقات بیش از سایر طبقات است، سعی شود با افزایش بعد ستونها یا دیوارها، سختی و مقاومت کلی طبقه به سایر طبقات نزدیک شود.
- سعی شود نسبت تقاضا به ظرفیت در المانهای مختلف باربر جانبی نزدیک به هم باشند.
- حتی‌الامکان با تغییر طرح سازه یا معماری از ایجاد دهانه‌های کوتاه قاب خمشی یا ستون کوتاه پرهیز شود.
- در صورت وجود بازشوهای بزرگ در کف، توجه ویژه به طراحی دیافراگم صلب کف و لبه‌های بازشو انجام شود.
- در صورت وجود فاصله زیاد بین اجزاء باربر جانبی در پلان، طراحی و کنترل دیافراگم صلب کف و جمع‌کننده‌ها انجام شود.
- حداکثر فواصل خاموتها در همه نقاط تیرها و ستونها، ۲۵ سانتی‌متر در نظر گرفته شود.
- جزئیات آرماتوربندی به گونه‌ای در نظر گرفته شود که حتی‌الامکان وصله آرماتورهای طولی مجاور هم بصورت یک درمیان انجام شود.
- از جوشکاری روی آرماتورهای AIII بخصوص در مناطق بحرانی نزدیک اتصالات خودداری شود.
- از تغییر ناگهانی عرض یا ارتفاع مقطع در طول عضو بخصوص در مجاورت مناطق بحرانی خودداری شود.

## ۳-۱۴ توصیه‌های اجرایی برای طرح جزئیات آرماتوربندی

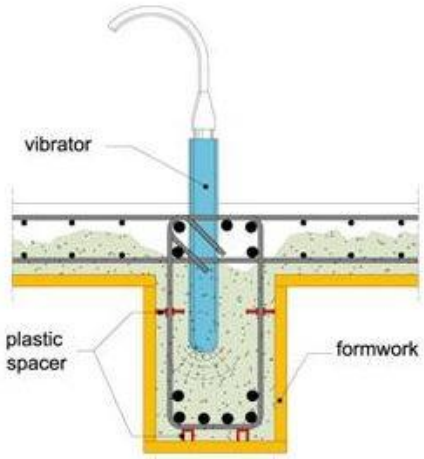
به منظور اینکه علاوه بر رعایت ضوابط آیین‌نامه‌ای بتوان به یک طرح آرماتوربندی دست یافت که علاوه بر امکان اجرا، بتن‌ریزی داخل آن هم به درستی انجام گیرد توجه به نکات زیر ضروری است:

- حداقل فاصله خالص آرماتورها ۵ سانتی‌متر در نظر گرفته شود. در مواری که تراکم آرماتورها زیاد است می‌توان از گروه میلگردها با رعایت ضوابط استفاده نمود.
- عرض تیرها به میزان کافی در نظر گرفته شود که امکان جا دادن آرماتورهای طولی در آن فراهم باشد.
- عرض ستونها کمی بیشتر از عرض تیرها در نظر گرفته شود تا آرماتورهای تیرها بدون نیاز به خم کردن داخل هسته ستون قرار بگیرند. حدود ۵ سانتی‌متر فاصله بین لبه تیر و ستون لازم است.

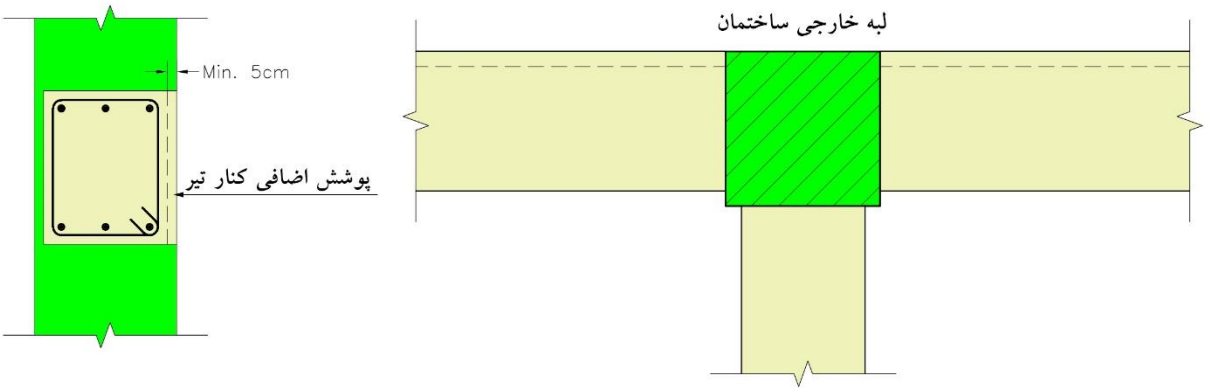
- فضـای عبور لوله بتن ریزی در سـتونها در نظر گرفته شـود. برای این منظور لازم اسـت فضـایی به ابعاد تقریبی ۲۰ سانتی‌متر از بالا تا پایین قفس آرماتور ستونها خالی در نظر گرفته شود.




- چیدمان آرماتورهای عر ضی ستونها در هر طبقه یکسان در نظر گرفته شود و فقط فوا صل و قطر آنها در صورت نیاز تغییر داده شود.
- توجه به فضای عبور میله ویبره داخل قفس آرماتور در مناطق مختلف تیرها و ستونها الزامی است.




- برای اینکه تیرهای کناری ساختمان هم‌باد ستونها قرار بگیرند، پیشنهاد می شود لبه تیر از نظر محا سباتی همان فاصله ۵ سانتی‌متری را لبه ستون داشته باشد و فضای باقیمانده تا لبه ستون با افزایش پوشش جانبی تیر تأمین شود.



فصل چهارم

# نکات طراحی در سازه‌های فولادی

محتویات این فصل در نسخه‌های بعدی اضافه می‌شود.

فصل پنجم

# جزئیات پیشنهادی

## ۵-۱ نمونه جزئیات تیپ سقف تیرچه و بلوک

سقفهای تیرچه بلوک از متداول‌ترین نوع سقفها در ساخت و ساز بومی ایران می‌با شند. انواع مختلفی از این نوع سقفها از جمله تیرچه بتنی، تیرچه فولادی، بلوک سفالی، بلوک بتنی، بلوک یونولیتی، تیرچه درجا و .... در سالیان متمادی استفاده از این نوع سقفها طراحی و اجرا شده‌اند. هرچند تجربه بسیار زیادی در اجرای این نوع سقفها وجود دارد و جزئیات آنها بومی شده است؛ ولیکن تغییرات مبحث نهم ویرایش پنجم لزوم در نظر گرفتن برخی جزئیات جدید و همچنین بازنگری در طرح تیرچه‌های یکطرفه را موجب شده است. این موضوع سبب شده است جداول و جزئیات تیرچه قبلی نیازمند بازنگری و اصلاح باشند.

یکی از مواردی که موجب تغییر در طرح تیرچه‌ها شده است، تغییر در محاسبات ممان اینرسی مؤثر اعضاء بتنی و همچنین لزوم کنترل ارتعاش در تیرچه‌ها می‌باشد. تغییرات محاسبه ممان اینرسی مؤثر اعضاء بتنی موجب افزایش نسبی تغییر شکلهای محاسباتی اعضاء بتنی می‌گردد و این موضوع ممکن است موجب افزایش ارتفاع یا افزایش آرماتورهای طولی تحتانی تیرچه شود. توضیحات تکمیلی در مورد کنترل ارتعاش تیرچه‌ها در فصل قبل داده شد.

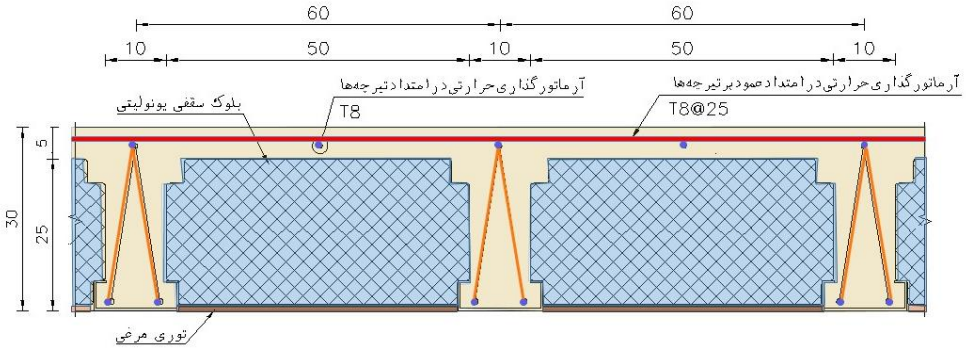
نکته دیگر الزام استفاده از آرماتورهای پیوستگی در پایین تیرچه‌ها می‌باشد. حداقل یک آرماتور بایستی در پایین تیرچه‌ها پیوسته بوده و در تکیه‌گاه مهار کافی داشته باشد. با توجه به پیش‌ساخته بودن تیرچه‌ها، برای آرماتور پیوستگی می‌توان از یک آرماتور Lشکل که روی پاشنه تیرچه قرار می‌گیرد و در تکیه‌گاه مهار می‌شود استفاده نمود.

نمونه‌های جزئیات سقف تیرچه و بلوک یونولیتی و یک نمونه جدول تیپ تیرچه در اشکال زیر مشاهده می‌گردد. جداول تیپ تیرچه و بلوک می‌توانند به عنوان راهنمای طراحی و جزئیات مورد استفاده قرار گیرند و لیکن مهندس محاسب بایستی با توجه به نکات زیر طراحی تیرچه‌ها را در هر پروژه انجام داده و در صورت نیاز اصلاحات لازم را انجام دهد:

- جزئیات بلوک مورد استفاده در سقف و محاسبه بار مرده حین اجرا

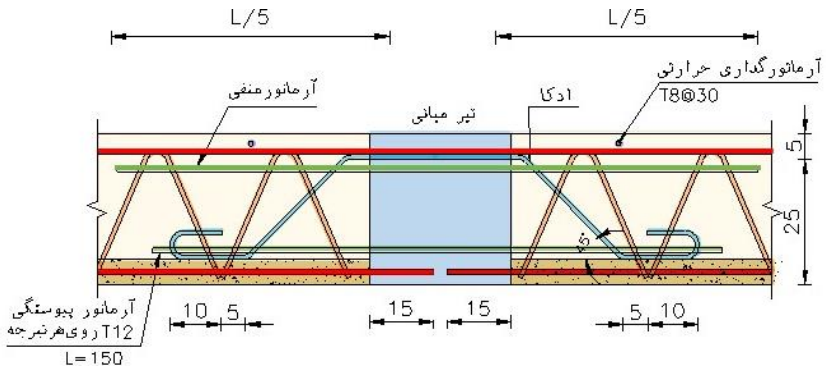
- جزئیات کف‌سازی و نازک‌کاری زیر سقف و محاسبه بارهای مرده پس از اجرا
- بار تیغه‌بندی مورد استفاده در طرح تیرچه
- نوع کاربری سقف، تعیین بار زنده و همچنین معیار کنترل ارتعاش
- ارتفاع تیرچه‌ها و ضخامت دال فوقانی
- عرض پاشنه تیرچه‌ها، دوبل یا تک بودن آنها و فاصله محور تا محور تیرچه‌ها
- فواصل آرماتورهای برشی (زیگزاگ) تیرچه‌ها
- روش ساخت تیرچه، نوع آرماتورهای مصرفی در ساخت تیرچه
- نوع بتن مصرفی در تیرچه و دال فوقانی
- روش اجرای سقف، فواصل تکیه‌گاههای موقت زیر تیرچه‌ها
- روش قالب‌بندی و اجرای سـازه و احتمال اینکه وزن بتن طبقات بالاتر روی سـقف طبقه پایین‌تر اعمال شود.

فرضیاتی که برای هر یک از موارد فوق انجام می‌شود بایستی روی نقشه‌های اجرایی سازه قید گردند.

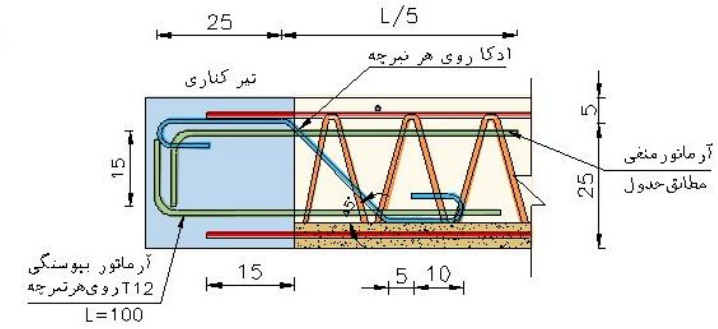



*نمونه جزئیات سقف تیرچه و بلوک پونولیتی به ارتفاع ۳۰ سانتی‌متر*

*نمونه جزئیات ساخت تیرچه با ارتفاع سقف ۳۰ سانتی‌متر*




*نمونه جزئیات مهار تیرچه‌ها در تیرهای بتنی میانی*




*نمونه جزئیات مهار تیرچه‌ها در تیرهای بتنی کناری*

در تیرچه‌هایی که از آرماتورهای AIII در ساخت آنها استفاده می‌شود بایستی جوشکاری به روش نقطه جوش مقاومتی و یا با استفاده از الکترودهای E70 و انجام ملاحظات پیش‌گرمایش انجام شود. بجای استفاده از جوش می‌توان آرماتورهای عرضی را به دور آرماتورهای تحتانی قلاب نمود. پس از انجام بتن‌ریزی پاشنه، اتصال آرماتورهای طولی و عرضی بدون جوشکاری انجام خواهد شد.

آرماتورهای عرضی مورد استفاده در تیرچه‌های صنعتی بایستی از نوع آج‌دار باشند. در صورت عدم وجود آج استاندارد در این میلگردها بایستی از مشارکت آنها در باربری برشی تیرچه صرفنظر نمود. در چنین حالتی، می‌توان از سنجاقی‌های تقویتی که به دور آرماتورهای فوقانی و تحتانی قلاب می‌شوند (قبل از بتن‌ریزی پاشنه بایستی کار گذاشته شوند)، در مناطقی که مقاومت برشی بتن به تنهایی جوابگو نیست، استفاده نمود.

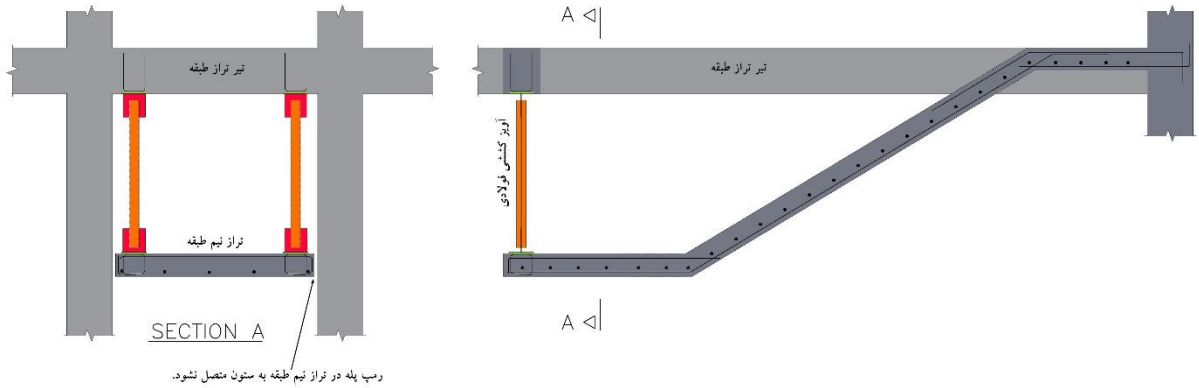
| جدول مشخصات تیرچه با آرماتورهای AIII (Fy=400MPa) | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| ضخامت سقف | خیز منفی | ادکا | میلگرد ممان‌منفی | کلاف عرضی | میلگرد برشی | میلگردبالایی | میلگرد تقویت پائین | میلگرد عمومی پائین | طول دهانه (متر) |
| 30cm | 1cm | T8 | T8 L/5 | —— | 2T5@20cm | T8 | —— | 2T8 | <3 |
| 30cm | 1cm | T8 | T8 L/5 | T8 | 2T5@20cm | T10 | 1T8 L=300 | 2T8 | 3-4.3 |
| 30cm | 2cm | T10 | T8 L/5 | T10 | 2T5@20cm | T10 | 1T8 L=320 | 2T10 | 4.3-5.0 |
| 30cm | 3cm | T10 | T8 L/5 | T10 | 2T5@20cm | T10 | 1T8 L=300 | 2T12 | 5.0-5.7 |
| 30cm | 5cm | T10 | T10 L/5 | T12 | 2T5@20cm | T10 | 1T12 L=430 | 2T12 | 5.7-6.4 |
| 30cm | 5cm | T10 | T10 L/5 | T12 | 2T5@20cm | T10 | 1T16 L=520 | 2T12 | 6.4-6.7 |

*نمونه جدول تیپ تیرچه و بلوک یونولیتی به ارتفاع ۳۰ سانتی‌متر، بار کف‌سازی ۲۰۰، بار تیغه ۱۰۰ و بار زنده ۲۰۰ کیلوگرم بر متر مربع، میلگردهای AIII، بتن C30 معیار ارتعاش ۵ هرتز*

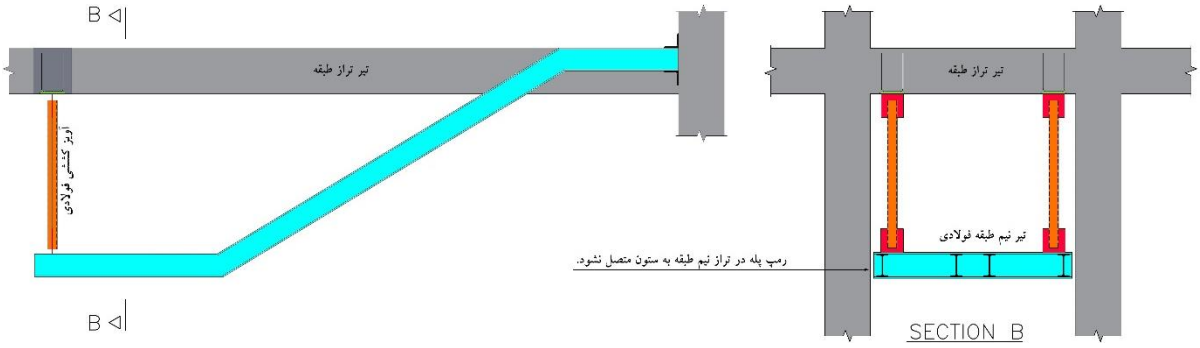
## ۵-۲ جزئیات پیشنهادی اتصال تیر نیم‌طبقه پله

در پله‌هایی که جزئی از سازه اصلی ساختمان می‌باشند، در صورت اتصال راه‌پله‌ها به قاب سازه‌ای باید اثر آن در باربری لرزه‌ای و نیروهایی که به تیر و ستون اطراف آن بر اثر این باربری وارد می شود لحاظ شود. در این حالت لازم است اجزای راه‌پله شامل شمشیری‌ها، دال بتنی پله و پاگردها مدلسازی شوند. در این خصوص لازم است یک بار سازه بدون لحاظ نمودن سختی اجزای راه‌پله، مدل و طراحی شود تا سیستم باربر جانبی سازه به تنهایی قادر به تحمل کل نیروی زلزله طرح باشد و یک بار هم با مدل کردن اجزای پله و در نظر گرفتن سختی آن سازه، سازه مورد بررسی مجدد قرار گرفته و اجزای پله نیز تحت نیروهای ایجاد شده در آنها طراحی شوند.

بجای مدلسازی پله می‌توان از جزئیاتی در اجرای پله استفاده نمود که حرکت اسکلت پله از اسکلت اصلی ساختمان جدا شود. در پیوست ششم چند نمونه جزئیات پیشنهادی برای جداسازی پله از اسکلت اصلی ساختمان ارائه گردیده است. یک روش دیگر برای کاهش اندرکنش پله و سازه، جداسازی آن مطابق جزئیات پیشنهادی زیر می‌باشد.




*جزئیات پیشنهادی برای اتصال رمپ پله بتنی با آویز فولادی*

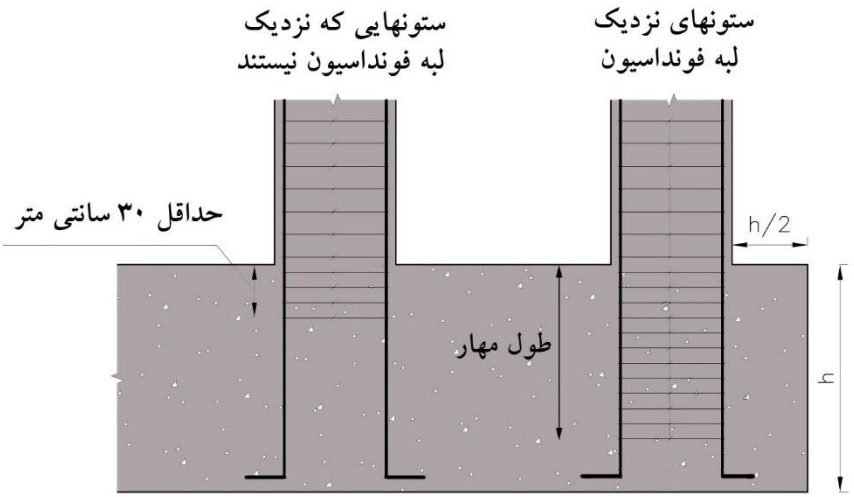



*جزئیات پیشنهادی برای اتصال رمپ پله فولادی با آویز فولادی*

## ۵-۳ جزئیات تیپ خاموتگذاری ستون در چشمه اتصال و فونداسیون

در ستونهایی که برای اتصال گیردار به شالوده طراحی شده‌اند، در صورت نیاز به مهاری قلابدار، خم ۹۰ درجه آرماتورها بایستی به سمت داخل ستون باشد. در صورتیکه طول مهار مستقیم آرماتورها جوابگو می‌باشد و خم انتهای آنها تنها به دلایل اجرایی گذاشته می‌شود، امکان خم به سمت خارج ستون نیز می‌باشد.

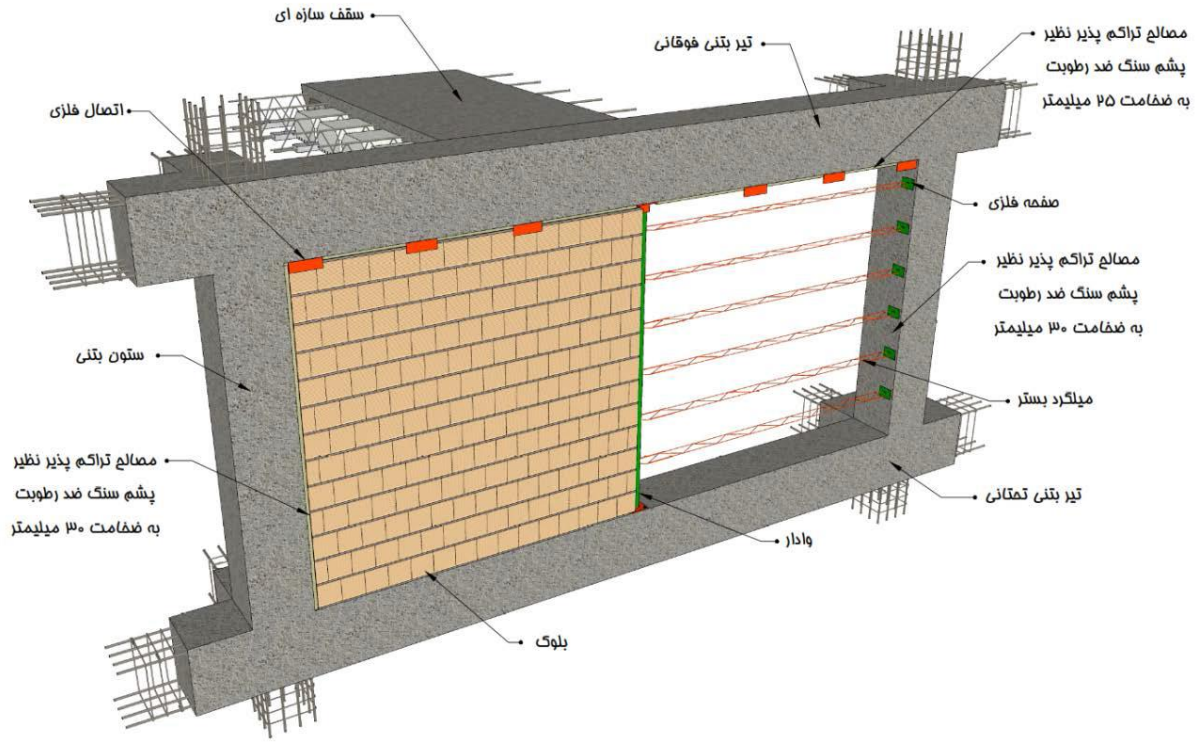
آرماتورهای عرضی ستونهایی که نزدیک لبه فونداسیون (در فاصله کمتر از نصف ضخامت شالوده) اجرا می‌شوند تا انتهای طول مهاری آرماتورهای طولی ادامه می‌یابند. مقدار و فواصل این آرماتورها مشابه ناحیه ویژه ستون روی شالوده می‌باشد.




**در صورتیکه به خم انتهای آرماتور طولی جهت مهار نیاز باشد، جهت خم به سمت داخل ستون باشد.**

## ۵-۴ جزئیات مهار دیوارها و میانقاب‌ها

اتصال دیوارها به سازه باید به نحوی انجام شود که در اثر خیز تیرهای زیر و بالای دیوار، جابجایی نسبی طبقات و یا عوامل وارد آورنده نیروی خارج از صفحه از جمله زلزله، باد و .... قطعه دیوار پایدار بماند و عملکرد آن حفظ شود و از ایجاد ترک شدید در دیوار جلوگیری نماید. با توجه به الزامات آیین نامه‌ای و مطابق با ضوابط پیوست ششم استاندارد ۲۸۰۰ و با توجه به شرایط بومی و فرهنگی ساخت وساز بایستی جهت مهار دیوارهای محیطی و داخلی اقدام نمود. توجه به ضوابط مندرج در مبحث هشتم مقررات ملی ساختمان و نشریه ۷۲۹ سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور نیز ضروری است. در این بخش جهت تهیه جزئیات اجرایی سه گزینه معرفی میگردد که عبارتند از ا ستفاده از میلگرد بستر به همراه وادار عمودی (در صورت نیاز)، استفاده از وادار های قائم به تنهایی، و استفاده از وادار های قائم و افقی.

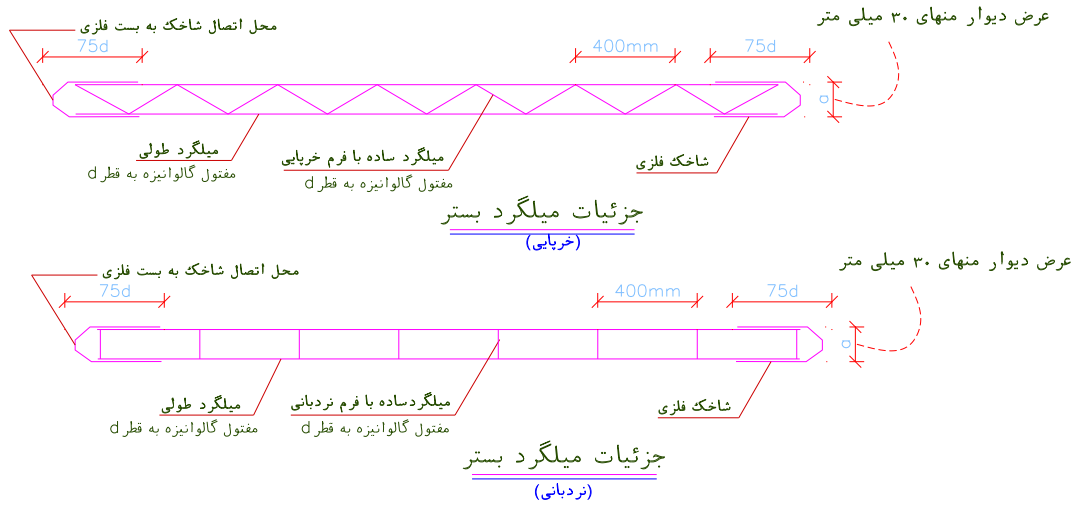



مهندس طراح می بایست مطابق با نیروهای وارده و ضوابط نسبت به طراحی و تهیه نقشه های مهار دیوارها اقدام نماید. جداول محاسباتی زیر صرفاً با فرضیات داده شده و شرایط ذکر شده قابل استفاده است و در هر صورت مسئولیت نقشه های ارائه شده با مهندس محاسب است.

*نمونه جدول تیپ قطر مفتول‌های میلگرد بستر بر حسب میلیمتر، خاک نوع III، منطقه قم، $R_u$=2.5، فواصل میلگرد بستر در جهت قائم ۴۲ سانتی‌متر*

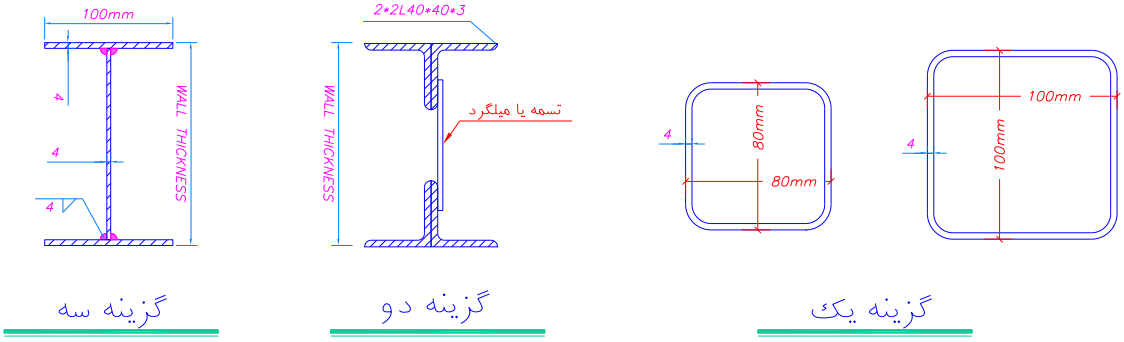
| فاصله بین عناصر قائم | | L<=2m | | L<=3m | | L<=4m | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| نوع دیوار | محل قرار گیری | $F_y$=450 | $F_y$=340 | $F_y$=450 | $F_y$=340 | $F_y$=450 | $F_y$=340 |
| دیوار داخلی t=10cm | طبقه یک تا پنج | φ4 | | φ4 | | φ6 | |
| | طبقه شش تا ده | φ4 | | φ4 | | φ6 | |
| دیوار پیرامونی t=15cm | طبقه یک تا پنج | φ4 | | φ4 | | φ6 | φ8 |
| | طبقه شش تا ده | φ4 | | φ6 | φ8 | φ6 | φ8 |

جدول فوق برای دو نوع مفتول با مقاومت تسلیم متفاوت ارائه گردیده است. بطور معمول مفتول‌های با مقاومت تسلیم ۴۵۰ از نوع گالوانیزه می‌باشند. در صورتی که احتمال خوردگی در محل وجود نداشته باشد، می‌توان از فولاد ۳۴۰ نیز استفاده نمود.

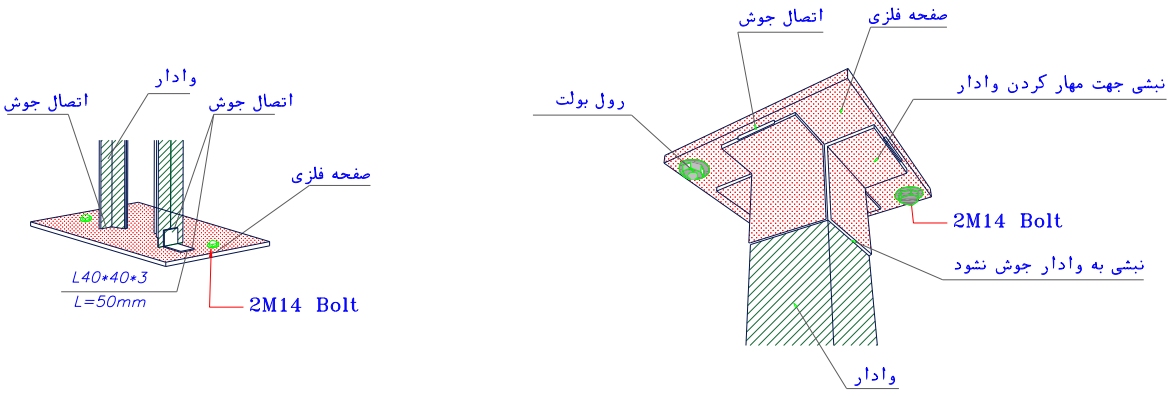



*جزئیات میلگرد بستر در دو نوع خرپایی یا نردبانی*

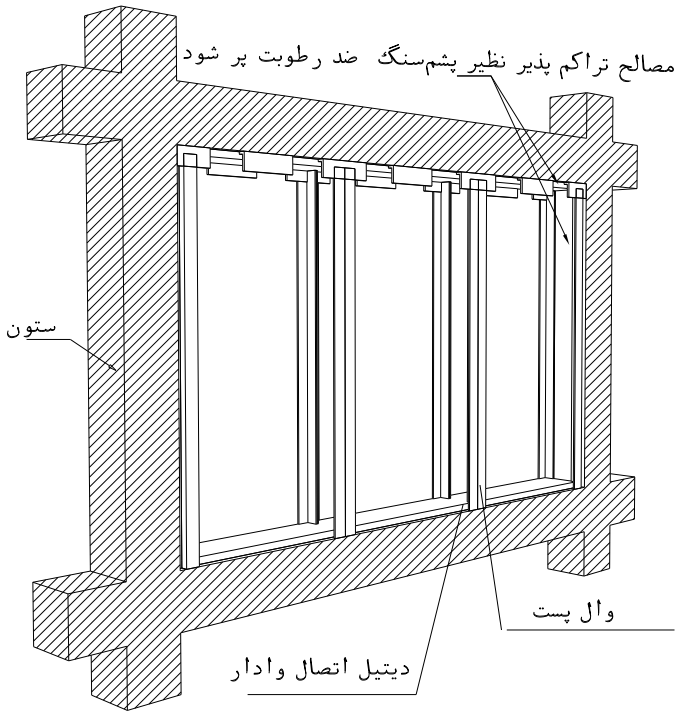
در حالتهایی که طول دهانه دیوار بیش از چهار متر می‌باشد بایستی از یک وادار قائم در میانه دیوار استفاده نمود. شکلهای زیر حالتهای مختلف از مقطع وادار قائم را نمایش می‌دهند.




اتصالات این وادارها بایستی بگونه‌ای باشد که سختی و ممانعتی برای حرکت قاب سازه‌ای ایجاد نکند. تصاویر زیر نمونه‌هایی از این اتصالات را نشان می‌دهد.



گزینه دیگر مهار دیوارها اســتفاده از وادارهای قائم می‌باشــد. شــکل زیر نمای کلی این نوع مهار دیوار را نمایش می‌دهد.

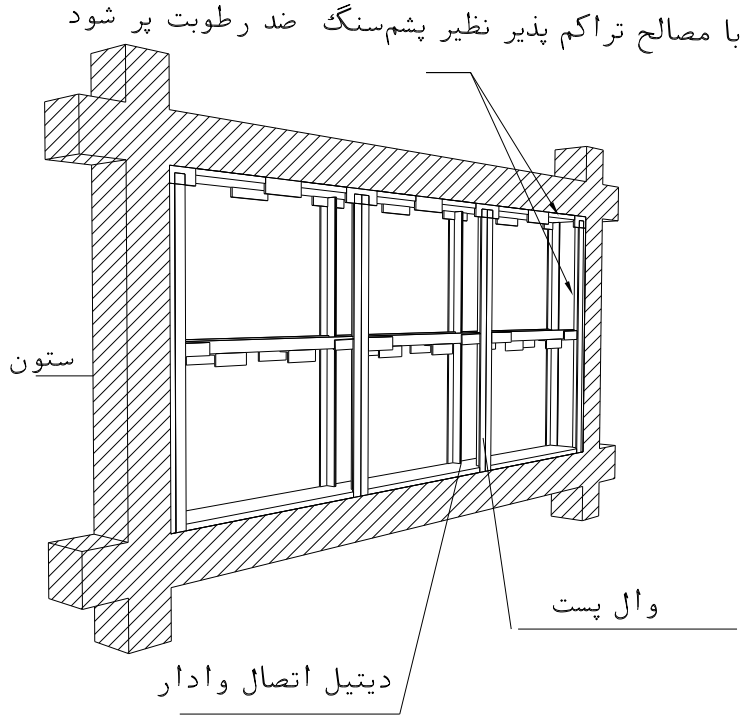



در این حالت مقطع وادار شــبیه مقاطع وادار میانی در حالت قبلی اســت ولیکن فواصــل وادارهای قائم نزدیک‌تر به یکدیگر انتخاب می‌شود. جدول زیر می‌تواند بعنوان راهنمای کلی مورد استفاده قرار گیرد.

*جدول فواصل وادارهای قائم در حالت استفاده از وادار قائم به تنهایی*

| مهار دیوارهای داخلی و خارجی با استفاده از وادارهای قائم<br>وزن هر مترمربع دیوار های داخلی و خارجی به ترتیب برابر ۱۹۰ و ۲۲۵ کیلوگرم بر مترمربع در نظرگرفته شده است. | | | | |
|---|---|---|---|---|
| | فاصله وادار های قائم L2 برای دیوار های داخلی | فاصله وادار های قائم L2 برای دیوار های خارجی | ضخامت دیوار داخلی | ضخامت دیوار خارجی |
| طبقه ۱ و ۲ | 140cm | 180cm | 10cm | 15cm |
| طبقه ۳ و ۴ | 130cm | 160cm | 10cm | 15cm |
| طبقه ۵ و ٦ | 120cm | 140cm | 10cm | 15cm |
| طبقه ۷ و ۸ | 120cm | 130cm | 10cm | 15cm |
| طبقه ۹ و ۱۰ | 120cm | 120cm | 10cm | 15cm |

گزینه سوم مهار دیوارها استفاده همزمان از وادارهای افقی و قائم است. نمای کلی این گزینه نیز در شکل زیر ارائه گردیده است.




در این حالت مقطع وادار شـــبیه مقاطع وادار میانی در حالات قبلی اســـت ولیکن فواصـــل وادارهای قائم متفاوت می‌باشد. با فرض استفاده از یک ردیف وادار افقی جدول زیر می‌تواند بعنوان راهنمای کلی مورد استفاده قرار گیرد.

*جدول فواصل وادارها در حالت استفاده از وادار قائم و افقی*

| مهار دیوارهای داخلی و خارجی با استفاده از وادارهای قائم و افقی<br>وزن هر مترمربع دیوار های داخلی و خارجی به ترتیب برابر ۱۹۰ و ۲۲۵ کیلوگرم بر مترمربع در نظرگرفته شده است. | | | | |
|---|---|---|---|---|
| | فاصله وادار های قائم L1 | فاصله وادار های افقیH1 | ضخامت دیوار داخلی | ضخامت دیوار خارجی |
| طبقه ۱ تا ۳ | 340cm | 160cm | 10cm | 15cm |
| طبقه ۴ و ۵ | 300cm | 160cm | 10cm | 15cm |
| طبقه ٦ تا ۱۰ | بر اساس پروژه طراحی گردد. | | | |

فصل ششم

# آماده‌سازی نقشه‌های اجرایی

## ۶-۱ اطلاعات مورد نیاز در صفحه اول نقشه

در صفحه اول نقشه‌ها بایستی اطلاعات کلی آلبوم نقشه‌ها، از جمله نام مالک، نام مهندس طراح، لیست نقشه‌های موجود در آلبوم و شماره آنها و نیاز یا عدم نیاز به سازه نگهبان ذکر گردد. این شیت جزء آلبوم نقشه‌های سازه بوده و بایستی همانند سایر شیتهای نقشه دارای شماره بوده و کادر و تایتل ابلاغ شده را داشته باشد.

## ۶-۲ اطلاعات مورد نیاز در صفحه توضیحات

در صفحه توضیحات کلی که به نوعی مشخصات فنی خصوصی محسوب می‌گردد بایستی کلیه اطلاعاتی که مختص این پروژه می‌باشد ذکر گردد. این اطلاعات شامل فرضیات تحلیل و طراحی و مشخصات اجرایی مورد نیاز می‌باشد. برخی از مهمترین مواردی که بایستی در این نقشه ارائه گردند عبارتند از:

- مشخصات مصالح مصرفی، نوع فولاد، نوع میلگرد، رده بتن، نوع پیچها و ....
- طول وصله‌ها و قلاب میلگردها
- مشخصات سیستم باربر سازه و آیین‌نامه‌های مورد استفاده
- جدول خلاصه بارگذاری در نظر گرفته شده برای کف‌ها
- توضیحات اجرایی مورد نیاز در خصوص نحوه گودبرداری، نحوه قالب‌بندی و برداشتن قالب‌ها و سایر موارد مورد نیاز.
- توضیحاتی در خصوص وظایف و مسئولیتهای پیمانکار در خصوص نقشه‌ها.
- سایر توضیحات اجرایی مورد نیاز که در مشخصات فنی عمومی کارهای ساختمانی (نشریه ۵۵) به آنها اشاره‌ای نشده است.

## ۶-۳ تطابق نقشه سازه و معماری

کلیه نقشه‌های یک ساختمان بایستی در تطبیق با یکدیگر باشند. این امر بخصوص در مورد تطابق نقشه‌های معماری از اهمیت ویژه‌ای برخوردار است. مهندس سازه بایستی قبل از نهایی کردن ترسیم نقشه‌های سازه، نقشه‌های سازه را در هر یک از طبقات روی نقشه معماری قرار داده و انطباق اجزاء سازه‌ای با نقشه معماری اطمینان حاصل کند. برخی نکاتی که در این خصوص حائز اهمیت هستند به شرح زیر می‌باشند:

- نامگذاری محورها در نقشه سازه و معماری یکسان باشد تا امکان کنترل نقشه‌ها در کنار یکدیگر فراهم باشد.
- در اسکلت‌های بتنی، ابعاد تیرها و ستونها در پلان تیرریزی با مقیاس صحیح نمایش داده شود. در اسکلت‌های فولادی می‌توان محور تیرها را با خط‌نقطه ضخیم نمایش داد.
- درز انقطاع سازه روی پلان فونداسیون نمایش داده شود.
- چنانچه مقدار درز انقطاع در طبقات فوقانی با کاهش ابعاد ستون، افزایش می‌یابد لازم است در نمای ستونهای مورد نظر مقدار درز انقطاع در هر طبقه نمایش داده شود.
- در مورد ساختمانهای با ۹ سقف و بیشتر بایستی درز انقطاع محاسباتی طبق مدلهای تحلیلی در دفترچه محاسبات فنی محاسبه شود و روی نقشه‌ها نیز نمایش داده شود.
- بازشوهای تأسیساتی روی پلان طبقات نمایش داده شوند. این بازشوها نبایستی در تداخل با اعضاء اصلی سازه باشد.
- در صورت وجود منابع آب یا تجهیزات سنگین در منطقه خاصی از سازه، لازم است روی نقشه‌های سازه این محدوده و بارگذاری حداکثر آن مشخص گردد.
- جزئیات فونداسیون رمپ ابتدایی پله در نقشه فونداسیون نمایش داده شود.

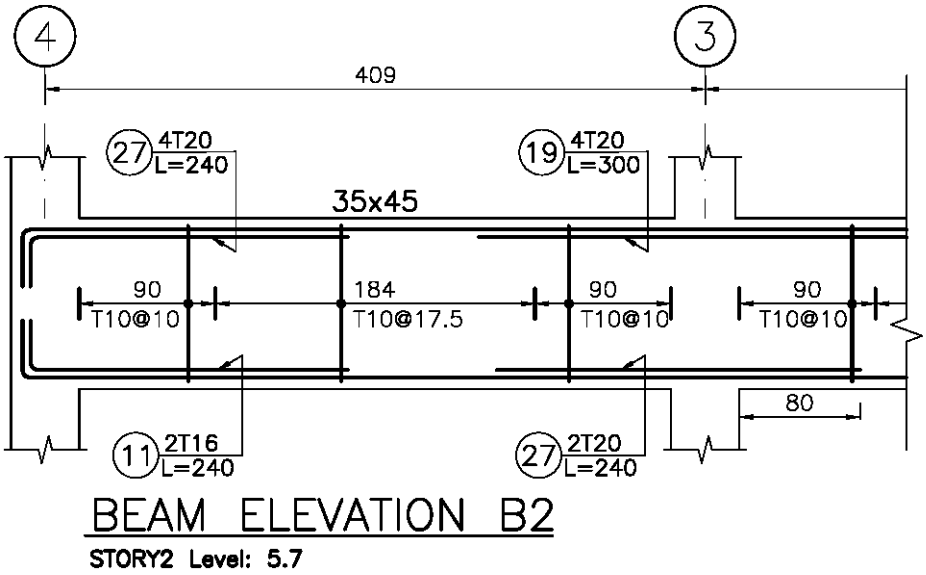
## ۶-۴ نحوه تنظیم ضخامت قلم‌ها برای چاپ

ضخامت قلم در نقشه‌های سازه بایستی به نحوی تنظیم گردند که در نقشه چاپ شده همه اطلاعات روی نقشه بصورت واضح و خوانا مشخص باشند. همچنین ضخامت قلم برای ترسیم جزئیات مختلف به نوعی تنظیم می‌گردد که تأکید بیشتر روی موارد مهم‌تر صورت بگیرد و موجب خوانایی بیشتر نقشه‌ها گردد. در این خصوص ضخامت‌های قلم‌های زیر برای چاپ در کاغذ با اندازه A2 در نظر گرفته شود.

| *جزء موردنظر* | *ضخامت قلم (میلیمتر)* | *نوع خط* |
|---|---|---|
| خط محور | ۰/۰۵ | خط‌نقطه |
| خط اندازه | ۰/۱ | خط |
| هاشور | ۰/۰۵ | خط‌نقطه |
| خط آرماتور | ۰/۴ | خط |
| خط لبه بتن در جزئیات آرماتوربندی | ۰/۲۵ | خط |
| لبه بتن برش‌خورده در جزئیات قالب‌بندی | ۰/۳ | خط |
| لبه بتن برش‌نخورده در جزئیات قالب‌بندی | ۰/۲ | خط |

| | | |
|---|---|---|
| لبه بتن ندید در جزئیات قالب‌بندی | ۰/۲ | خط‌چین |
| تیرریزی فولادی در پلان | ۰/۳ | خط‌نقطه |
| لبه‌های ندید فولادی در جزئیات | ۰/۲ | خط‌چین |
| لبه‌های برش‌خورده فولادی در جزئیات | ۰/۳ | خط بعلاوه هاشور داخل قطعه |
| تایتل زیر جزئیات | ۰/۳ تا ۰/۴ | خط |
| سایر جزئیات | به تناسب برای تأکید بیشتر ضخامت بیشتر در نظر گرفته می‌شود. | |

بعنوان نمونه تصویر زیر نمای آرماتوربندی یک تیر بتنی را با تنظیم ضخامت قلم‌ها نمایش می‌دهد. چنانچه مشاهده می‌شود خطوط آرماتور، قالب، خط اندازه و خط محور از هم قابل تشخیص می‌باشند.

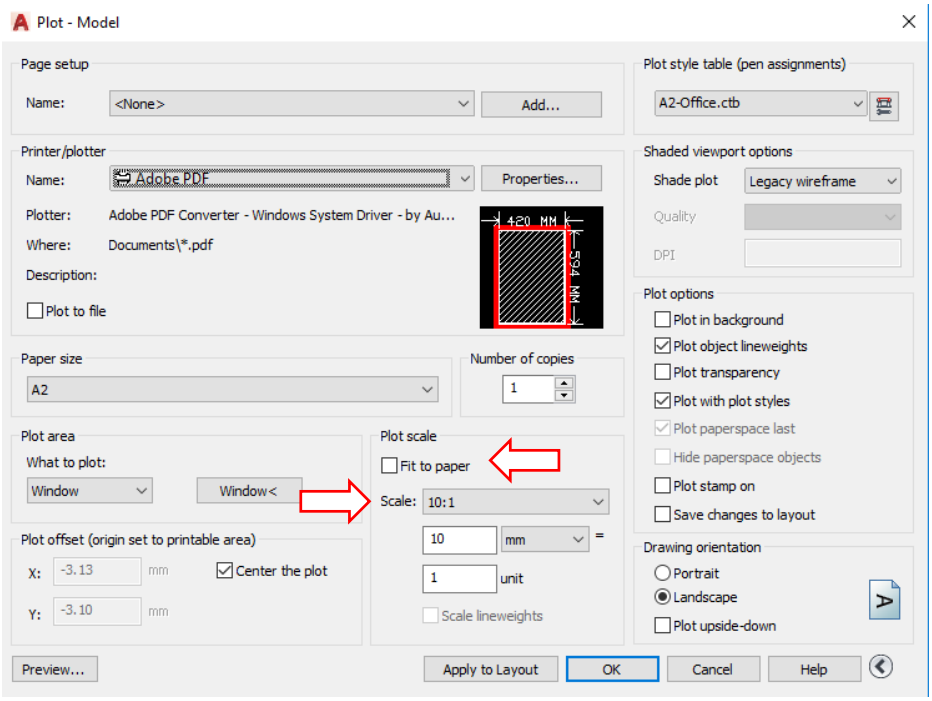



## ۶-۵ نحوه آماده‌سازی فایل چاپی

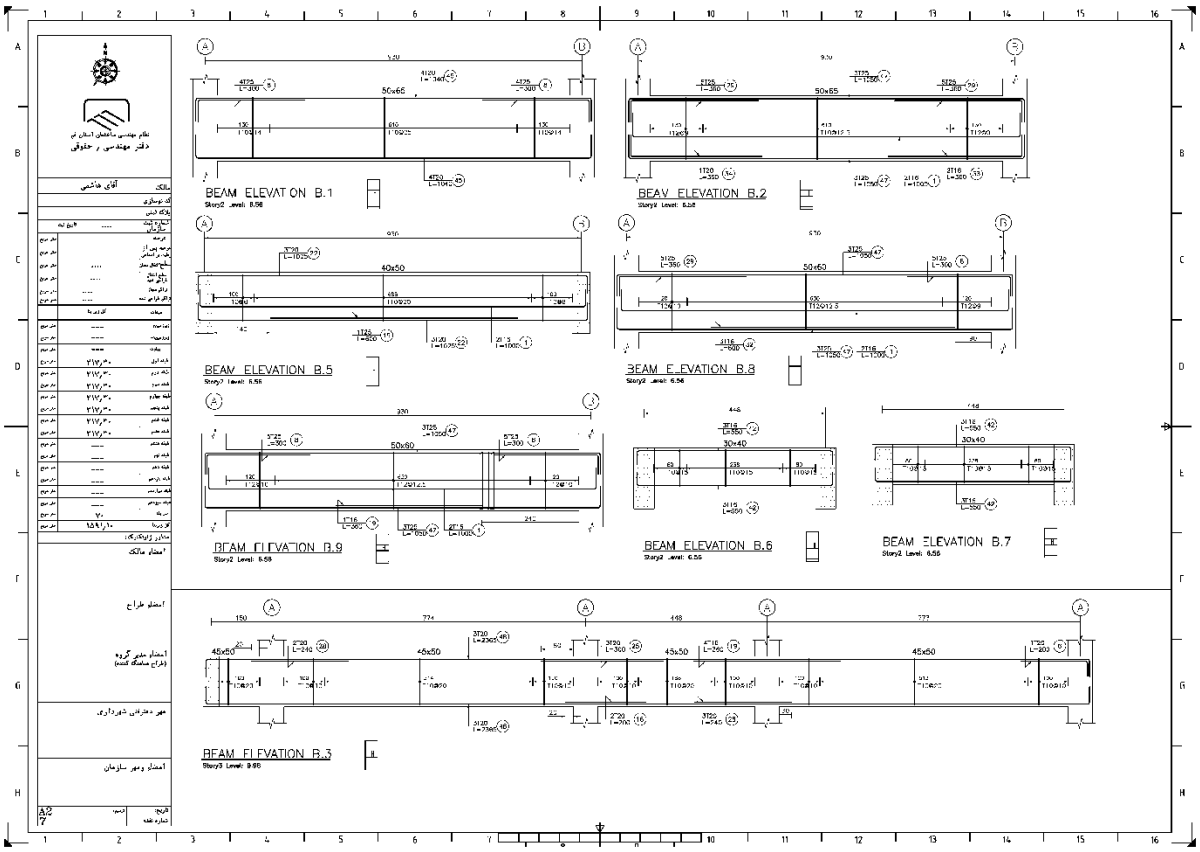
برای آماده‌سازی فایل چاپی یک فایل با فرمت pdf از نقشه‌ها تهیه می‌شود. توجه به نکات زیر در تهیه این فایل ضروری است:

- **کلیه قلم‌ها به رنگ مشکی** تنظیم شوند و از تهیه فایل پی دی اف با قلم‌های رنگی احتراز گردد، چرا که قلم‌های رنگی در هنگام چاپ سیاه و سفید بصورت کم‌رنگ چاپ می‌شوند.
- ضخامت قلم‌ها طبق پیشنهادهای بند قبلی و یا هر سیستم دیگری که خوانایی کافی در خطوط و متن‌های نقشه داشته باشد تنظیم گردد.
- کلیه شیتهای نقشه در یک فایل pdf مجتمع گردند.
- کلیه صفحات در فایل pdf بصورت افقی (landscape) ذخیره شوند (حتی اگر محتویات داخل شیت بصورت عمودی تنظیم شده باشند).
- کادر شیتهای نقشه و اطلاعات نقشه طبق فرمت اعلام‌شده سازمان و در سمت چپ همه شیتها قرار می‌گیرد.
- نقشه‌های سازه ترجیحاً روی ابعاد A2 و در موارد خاص روی ابعاد A1 استاندارد تهیه شوند.
- در فایل pdf هم ابعاد کاغذ با ابعاد استاندارد مطابقت داشته باشد.

- برای اینکه در هنگام چاپ کاغذی مقیاس نقشه‌ها با مقادیر تنظیم شده مطابقت داشته باشد و امکان اندازه‌گیری ابعاد با خط‌کش نیز فراهم با شد، بایستی دقت شود در هنگام چاپ (یا تولید فایل pdf) مقیاس در حالت Fit to paper نباشد. برای این منظور مقیاس باید مطابق شکل زیر برابر10:1 تنظیم شود.




اگر تنظیمات ابعاد صفحه در فایل اتوکد و تنظیمات چاپگر pdf به در ستی انجام شده با شد و تنظیمات مقیاس نیز صحیح باشد در فایل خروجی pdf خط بیرونی دورتادور کادر دیده نمی‌شود. یک نمونه شیت نقشه pdf در فرمت اعلام‌شده سازمان به شکل زیر می‌باشد.


BEAM ELEVATION B.1
BEAV ELEVATION B.2
BEAM ELEVATION B.5
BEAM E.EVATION B.8
BEAM ELEVATION B.9
BEAM ELEVATION B.6
BEAM ELEVATION B.7
BEAM ELEVATION B.3

فصل هفتم

# آماده‌سازی دفترچه محاسبات فنی

## ۷-۱ اطلاعات مورد نیاز در صفحه اول دفترچه محاسبات

روی صفحه اول دفترچه محاسبات اطلاعات زیر بایستی وجود داشته باشد:

- نام مالک و پلاک ثبتی ساختمان
- نام مهندس محاسب
- تعداد طبقات ساختمان و سیستم باربر سازه‌ای
- زمان تهیه دفترچه محاسبات

## ۷-۲ اطلاعات مورد نیاز در متن دفترچه محاسبات

دفترچه محاسبات بایستی به نحوی تهیه شود که امکان استخراج کلیه فرضیات مورد نیاز برای مدلسازی، تحلیل و طراحی سازه در آن موجود باشد. همچنین خلاصه نتایج و محاسبات دستی بایستی به نحوی ارائه گردد که امکان کنترل کلیات تحلیل و طراحی سازه بدون نیاز به مراجعه به فایل کامپیوتری فراهم باشد. با توجه به اینکه نقشه و دفترچه محاسبات سازه مستندات مکتوب طرح سازه محسوب می‌شوند باید بگونه‌ای تهیه گردند که در کنار هم (بدون نیاز به فایلهای کامپیوتری) بتوانند فرضیات و نتایج منجر به طراحی را مستند کرده باشند. موارد زیر بعنوان توصیه‌هایی جهت تهیه دفترچه محاسبات در نظر گرفته شود:

- ابتدای دفترچه محاسبات فهرست مندرجات دفترچه محاسبات ارائه گردد.
- شماره صفحات و تعداد کل صفحات در همه صفحات قید شود.
- پلاک ثبتی و نام مالک روی کلیه صفحات قید گردد.
- فرضیات و محاسبات مربوط به بارگذاری ثقلی و جانبی بطور کامل ارائه گردد.

- فرضیات مربوط به نوع شکل‌پذیری سیستم باربر جانبی ارائه گردد.
- فرضیات مربوط به سختی سازه و ضرایب ترک‌خوردگی مورد استفاده در تحلیل سازه ارائه گردد.
- فرضیات ساده‌کننده و محاسبات مربوط به ضرایب اصلاحی احتمالی روی وزن و جرم سازه توضیح داده شوند.
- فرضیات مربوط به خیز درازمدت سازه‌های بتنی و کنترل ارتعاش سازه ارائه گردد.
- چنانچه نوع روش اجرای سازه در محاسبات آن تأثیر دارد بایستی توضیحات کافی در این زمینه در دفترچه محاسبات وجود داشته باشد.
- روش محافظت از گود و محاسبات مربوط به سازه نگهبان (در صورت وجود) ارائه گردد.
- کنترل تغییرمکان جانبی سازه در بخشی مجزا ارائه گردد.
- کنترل تغییرشکل ثقلی سازه در مواردی که دهانه‌های بلندتر از ۸ متر وجود دارد و یا نسبت ضخامت به دهانه کمتر از پیشنهادات آیین‌نامه‌ای است، ارائه گردد.
- کنترل واژگونی سازه در مواردی که نسبت ارتفاع به عرض ساختمان بیش از ۴ است ارائه شود.
- محاسبات دستی یک یا چند نمونه بحرانی از اتصالات تیر به ستون، مهاربند، صفحه ستون یا سایر موارد در سازه‌های فولادی ارائه گردد.
- یک نمونه کنترل پانچ در دالها یا فونداسیونهایی که احتمال پانچ در آنها وجود دارد ارائه گردد.
- تصاویر کلی مدلسازی انجام شده و نتایج تحلیلی که به فهم کلی مدلسازی کمک می‌کند.
- خلاصه موارد مهم خروجی‌های تحلیل سازه که در بند بعدی توضیح داده شده است، در دفترچه محاسبات ارائه شوند.

## ۳-۷ نحوه تنظیم خروجی نرم‌افزار جهت ارائه در دفترچه محاسبات

ارائه کلیه خروجی‌های نرم‌افزار قطعاً باعث شلوغی و حجیم شدن دفترچه محاسبات فنی سازه می‌گردد. همانگونه که پیشتر نیز گفته شد، هدف از تهیه دفترچه محاسبات ایجاد یک سند مکتوب محاسباتی که در بر گیرنده کلیه فرضیات مربوط به تحلیل و طراحی سازه است می‌باشد. بهتر است این سند بگونه‌ای تهیه شده باشد که بدون نیاز به مراجعه به فایلهای کامپیوتری، مهمترین فرضیات تحلیل و طراحی از آن قابل استخراج باشد.

در این خصوص برخی از مهمترین مواردی که قرار دادن آنها در دفترچه محاسبات می‌تواند هدف فوق را ایجاد نماید عبارتند از:

- نام و نسخه نرم‌افزار مورد استفاده در تحلیل مدلهای مختلف سازه
- نام و نسخه آیین‌نامه‌های مورد استفاده در طراحی سازه
- تصاویر کلی از مدلهای ساخته شده
- تصاویر مودشکلهای مهم ارتعاشی سازه
- جدول مجموع عکس‌العمل‌های تکیه‌گاهی
- خلاصه محاسبات مربوط به برش پایه زلزله (ضریب زلزله و وزن مؤثر سازه)
- جدول مشخصات مودال سازه
- جدول نسبت تغییرمکان ماکزیمم به تغییرمکان متوسط در هر طبقه

- کانتور تنشهای خاک زیر فونداسیون
- کانتور تغییرشکلهای دال تحت بارهای سرویس

## ۷-۴ نحوه آماده‌سازی فایل چاپی

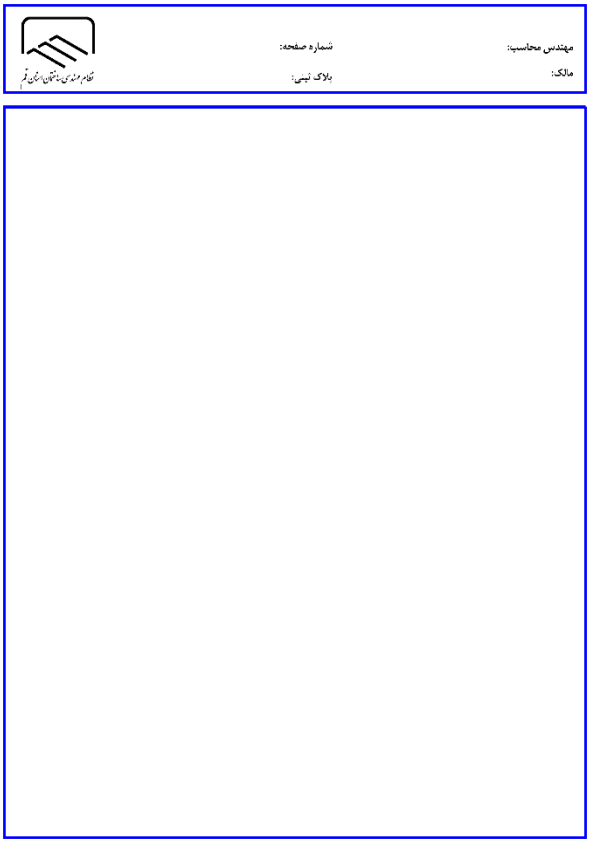
فایل چاپی دفترچه محاسبات بایستی در قطع A4 و با فرمت pdf تهیه شود. با توجه به اینکه ممکن است خروجی‌های مورد استفاده در دفترچه محاسبات از نرم‌افزارهای مختلفی گرفته شده باشد، بایستی در نهایت کلیه فایلها در یک فایل pdf مجتمع گردد. پیشنهاد می‌شود شماره صفحات و موارد مشترکی که قرار است روی کلیه صفحات تکرار شود روی فایل pdf نهایی تنظیم شود.

از قرار دادن تصاویر با پس‌زمینه مشکی در دفترچه محاسبات خودداری کنید.

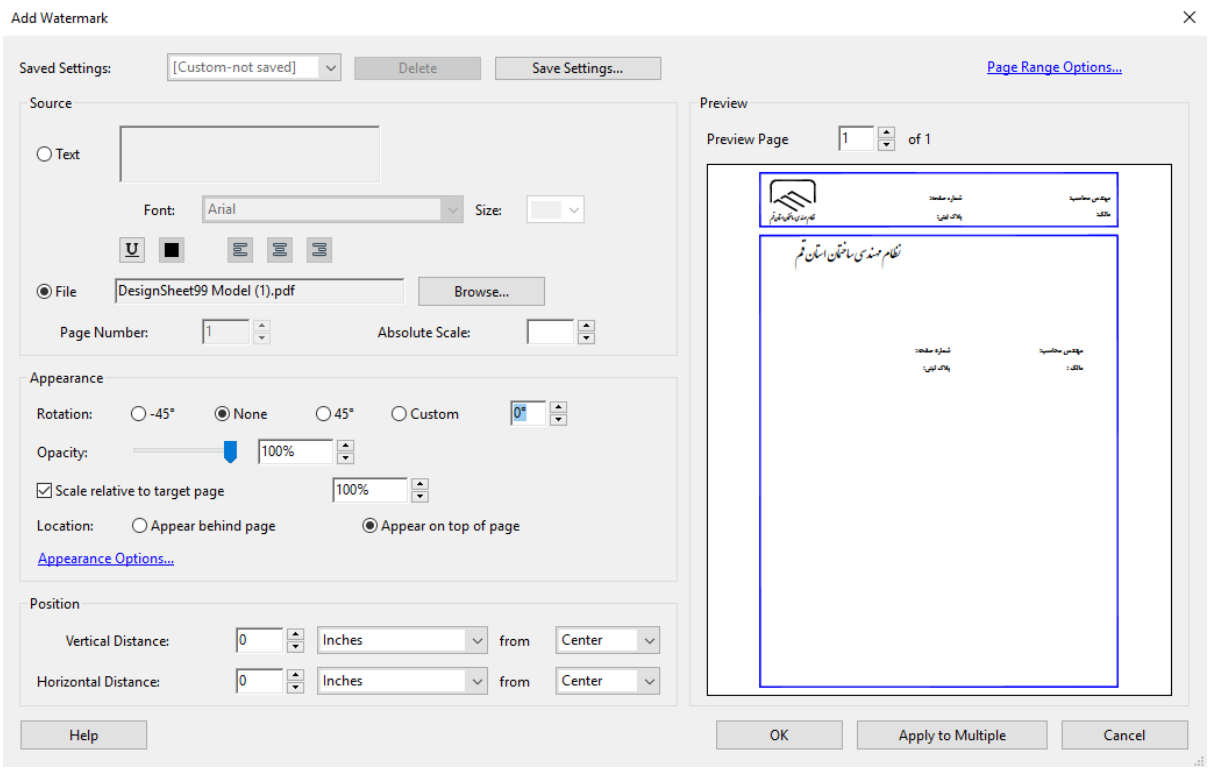
سعی کنید سایز و نوع فونتهای مورد استفاده در بخشهای مختلف دفترچه محاسبات هماهنگی لازم را با یکدیگر داشته باشند.

صفحات خالی و سفید از فایل نهایی دفترچه محاسبات حذف گردند.

با توجه به مواردی که در این فصل توضیح داده شد فرمت تایتل دفترچه محاسبات به شکل زیر پیشنهاد می‌گردد.




برای قرار دادن این صفحه روی صفحات دفترچه محاسبات می‌توانید پس از ساختن فایل pdf مجتمع شده، در نرم‌افزار Adode Acrobat در قسمت Tools>Pages>Watermark مطابق شکل زیر علاوه بر اضافه کردن کادر، تنظیمات اضافه کردن شماره صفحات و سایر اطلاعات لازم را انجام دهید.


Add Watermark
Saved Settings:
[Custom-not saved]
Delete
Save Settings...
Page Range Options...
Source
Text
Font:
Arial
Size:
File
DesignSheet99 Model (1).pdf
Browse...
Page Number:
1
Absolute Scale:
Appearance
Rotation:
-45°
None
45°
Custom
0°
Opacity:
100%
Scale relative to target page
100%
Location:
Appear behind page
Appear on top of page
Appearance Options...
Position
Vertical Distance:
0
Inches
from
Center
Horizontal Distance:
0
Inches
from
Center
Preview
Preview Page
1
of 1
نظام مهندسی سامانمان استان قم
Help
OK
Apply to Multiple
Cancel