جزئیات اجزای غیرسازه‌ای
در ساختمان

براساس آخرین ویرایش مباحث مقررات ملّی ساختمان

مؤلفین:

مهدی شریفی دوست

عباس شکوری محمودآبادی

www.kimiyasaze.com

با اسکن کد QR یا مراجعه به سایت،
می‌توانید فایل تصاویر و اکسل‌های
محاسباتی کتاب را دریافت نمایید.

جزئیات اجزای غیرسازه‌ای در ساختمان

مؤلفین:

مهدی شریفی دوست

عباس شکوری محمود آبادی

سرشناسه:	شریفی دوست، مهدی، ۱۳۷۱-
عنوان و نام پدیدآور:	جزئیات اجزای غیرسازه‌ای در ساختمان / مؤلفین: مهدی شریفی دوست، عباس شکوری محمودآبادی
مشخصات نشر:	دیجیتال
مشخصات ظاهری:	۲۳۲ صفحه.
شماره شناسنامه اثر:	۸-۶۸۳۵۱-۰۸۰۳۴۵
تاریخ صدور:	۱۴۰۰/۱۰/۰۷
موضوع:	جزئیات اجزای غیرسازه‌ای در ساختمان / جزئیات عمومی ساختمان
شناسه افزوده:	شکوری محمود آبادی، عباس، ۱۳۶۱.

www.kimiyasaze.com

با اسکن کد QR یا مراجعه به سایت، می‌توانید فایل تصاویر و اکسل‌های محاسباتی کتاب را دریافت نمایید.

نام کتاب: جزئیات اجزای غیرسازه‌ای در ساختمان

مؤلفین: مهدی شریفی دوست، عباس شکوری محمودآبادی

طراح جلد: مهدی شریفی دوست

ویراستار: محسن زهتابچی، فاطمه سبزعلیان

تاریخ انتشار: دی ۱۴۰۰

قیمت: 2/500/000 ریال

کلیه حقوق مادی و معنوی این اثر برای مؤلفین محفوظ است.

مقدمه

جزئیات اجزای غیرسازه‌ای از بخش‌های بسیار مهم هر ساختمانی است. بسیاری از خرابی‌های اتفاق افتاده در ساختمان‌ها بر اثر زلزله و سایر حوداث طبیعی، در بخش اجزای غیرسازه‌ای نظیر دیوار و سرویس پله بوده است.

طراحی سازه‌ها به صورت منحصر به فرد برای هر سازه صورت می‌گیرد؛ ولیکن در بخش‌های اجزای غیرسازه‌ای معمولا از جزئیات تیپ و از پیش ترسیم شده استفاده می‌شود. اکثر این جزئیات پراکنده، نامرتبط، قدیمی و گاها بدون پشتوانه محاسباتی هستند؛ با توجه نشر مباحث جدید از جمله پیوست ششم استاندارد ۲۸۰۰ ، ویرایش پنجم مبحث نهم مقررات ملی ساختمان و نشریه ۷۲۹، لذا بر آن شدیم تا آنچه از اجزای غیرسازه‌ای که در طراحی سازه‌ها مشترک است و قابلیت تیپ شدن را دارد، در این مجموعه جمع‌آوری و طراحی و ترسیم کنیم.

فصل‌های مجموعه به ترتیب کاربرد آن‌ها در ساخت ساختمان است. در هر فصل نکات آیین‌نامه‌ای براساس آخرین ویرایش‌های موجود و همچنین با استفاده از مطالب اساتید صاحب نظر در این زمینه و سایر منابع معتبر ارائه شده است و در نهایت با حل مثال‌های عینی، طراحی اجزای مورد نظر صورت می‌گیرد. برای اولین بار تمام جزئیات لازم برای اجرای سازه به صورت پرستپکتیو و مصور از جزئی‌ترین بخش تا مجموعه کامل آن جزء ترسیم شده است. به امید آن‌که با این جزئیات واضح کیفیت اجرا بهبود یابد. جزئیات ارائه شده براساس ضوابط فنی بوده و با کمک این تصاویر بسیاری از ابهامات در زمان اجرا از بین خواهد رفت.

در نگارش این مجموع سعی شده است نکات آیین‌نامه‌ای و اجرایی لازم رعایت شود، برای ارائه جزئیات راهکارهایی پیشنهاد شده است که امکان اجرای آن با نیروی فنی موجود باشد. امیدوار هستیم این مجموعه جهت استفاده مهندسین، مجریان و دانشجوان رشته عمران مفید واقع شود.

با تشکر؛ مؤلفین

قابل توجه بهره‌بردان محترم، استفاده از این مجموعه رافع مسئولیت عزیزان نیست.

در صورت تمایل نظرات خود را در جهت بهبود و کامل تر شدن این مجموعه به آدرس زیر ارسال فرمایید.

m.sharifidoust@yahoo.com

فهرست

مقدمه ۳

فصل اول ۷

خاکبرداری ۷

گودبرداری و سازه‌های نگهبان ۸

عوامل مؤثر در پایداری یا ریزش خاک ۸

برخی از نکات آیین‌نامه در خصوص گودبرداری و سازه نگهبان ۹

نکات ایمنی در مرحله گودبرداری ۱۴

سازه نگهبان ۱۶

انواع روش‌های مهار خاک ۱۶

روش مهارسازی ۱۷

روش دوخت به پشت ۲۲

روش دیواره دیافراگمی ۲۷

روش مهار متقابل ۳۱

روش اجرای شمع ۳۶

سپرکوبی ۴۲

روش خرپایی ۴۴

روش تاپ دان ۵۳

شیب پایدار ۵۷

مقایسه انواع سازه نگهبان ۶۱

فصل دوم ۶۳

جزئیات عمومی سازه‌های بتن‌آرمه ۶۳

فونداسیون و خاک‌برداری ۶۵

طراحی دیوار بتن‌آرمه جلوی خاک زیر فونداسیون همسایه ۶۵

سنگ‌چینی ۶۹

آماده نمودن بستر خاکی ۶۹

بتن مگر ۷۱

نوارهای فونداسیون ۷۱

نکات آیین‌نامه‌ای موردنیاز در ترسیم مقطع فونداسیون ۷۴

طول وصله ۸۰

کاور مقاطع ۸۳

ستون‌ها ۸۵

نکات آیین‌نامه در ترسیم ستون‌ها ۸۶

بتن ۸۹

فصل سوم ۹۷

جزئیات اجرایی سرویس پله ۹۷

سرویس پله ۹۸

انواع سرویس پله ۹۹

ضوابط آیین‌نامه در خصوص فضاهای ورودی و سرویس پله ۱۰۷

خرابی سرویس پله ناشی از اشکالات طراحی ۱۱۲

اثرات سرویس پله در تحلیل سازه به‌قرار زیر هستند: ۱۱۲
طراحی سرویس پله..... ۱۲۰
طراحی ستونک‌های سرویس پله ۱۲۵
طراحی اتصالات آویز کششی به تیر بتنی (تصویر شماره ۳-۱۷) ۱۲۹
طراحی شمشیری‌های پله ۱۳۳
طراحی اتصال شمشیری پله به ورق فولادی..... ۱۳۸
طراحی ورق‌های اتصال شمشیری، ستونک و آویز به سازه بتن‌آرمه ۱۴۷
طراحی برشگیرهای پشت ورق جهت اتصال مناسب به سازه بتن‌آرمه..... ۱۴۸
پایداری سرویس پله ۱۵۰
نقشه‌های سرویس پله..... ۱۵۲
فصل چهارم ۱۵۶
جزئیات اجرایی دیوارهای غیرسازه‌ای..... ۱۵۶
دیوار ۱۵۸
خرابی‌های دیوارهای غیرمسلح..... ۱۵۹
بخش‌های تشکیل‌دهنده دیوار ۱۶۲
دیوارهای بنایی مسلح..... ۱۶۶
طراحی دیوار و میلگرد بستر ۱۷۸
محاسبه نیروهای وارد بر دیوار..... ۱۸۱
مقاومت طراحی دیوارها..... ۱۸۹
مهار دیوارها در زیر سقف..... ۲۰۰
پ ۶-۱-۴-۲-۲ اتصال به وادارها..... ۲۰۲
طراحی تیر دو سر مفصل (وادار)..... ۲۰۶
طراحی اتصال مفصلی پایین وادار ۲۰۷
طراحی میلگردهای پشت ورق انتظار ۲۰۹
طراحی میلگرد سردار در پشت ورق‌های انتظار ۲۰۹
طراحی اتصال کشویی ۲۱۱
طراحی اتصال تلسکوپی ۲۱۳
تیرک افقی ۲۱۵
طراحی تیرک افقی ۲۱۵
طراحی اتصال تیرک به وادار ۲۱۹
پ۶-۱-۴-۲-۷ اتصال دیوارهای غیرسازه‌ای به یکدیگر ۲۲۳
پ ۶-۱-۴-۶- جان‌پناه‌ها..... ۲۲۶
منابع..... ۲۳۱

فصل اول

خاکبرداری

گودبرداری و سازه‌های نگهبان[۱]

در بسیاری از پروژه‌های ساختمانی لازم است که زمین به صورتی خاک‌برداری شود تا جداره‌های آن قائم یا نزدیک به قائم باشند. این کار ممکن است به‌منظور احداث زیرزمین، کانال، منبع آب و ... صورت گیرد. فشار جانبی وارد بر این جداره‌ها ناشی از رانش خاک براثر وزن خود آن و نیز سربارها شامل خاک بالاتر از تراز افقی در لبه گود، ساختمان‌های مجاور، بارهای ناشی از بهره‌برداری از معابر مجاور و ... است. به‌منظور جلوگیری از ریزش ترانشه و تبعات منفی احتمالی ناشی از این خاک‌برداری، سازه‌های موقت را برای مهار ترانشه اجرا می‌کنند که به آن سازه‌های نگهبان می‌گویند.

اهداف اصلی ایمن‌سازی جداره‌های گود با استفاده از سازه‌های نگهبان عبارت‌اند از: حفظ جان انسان‌های خارج و داخل گود، حفظ اموال خارج و داخل گود و نیز فراهم‌آوردن شرایط امن و مطمئن برای اجرای کار.

موضوع گودبرداری، طراحی و اجرای سازه‌های نگهبان در مهندسی عمران دارای گستره وسیعی است و نیاز به بررسی‌ها و مطالعات و ملاحظات ژئوتکنیکی، سازه‌ای، مواد و مصالح، تکنولوژی و اجرایی و اقتصادی و اجتماعی دارد درنتیجه می‌توان گفت که انتخاب روش مناسب بستگی به جمیع شرایط تأثیرگذار دارد و روش‌های اجرایی گودبرداری و سازه‌های نگهبان، هم مبتنی بر اصول تئوریک و هم متأثر از ملاحظات اجرایی و تجربی، توأم است.

در ساختمان سازی جهت رسیدن به تراز زیر فونداسیون درصورتی‌که تراز خاک زمین بالاتر از تراز زیر بتن مگر باشد یا جنس خاک مناسب نباشد، نیاز به خاک‌برداری داریم.

چنانچه سطح نهایی زمین پایین‌تر از فونداسیون همسایه‌ها باشد، قبل از خاک‌برداری نیاز یا عدم نیاز به سازه نگهبان باید از طراح سازه، استعلام شود.

عوامل مؤثر در پایداری یا ریزش خاک

جنس خاک: میزان تراکم، چسبندگی دانه‌های خاک و ...

نیروهای داخلی خاک: قبل از خاک‌برداری نیروهای خاک همدیگر را خنثی می‌کردند با برداشتن خاک نیروهای یک‌طرف از بین می‌رود این عدم تعادل موجب ریزش خاک می‌شود.

ارتفاع گود: گودهای عمیق‌تر حساسیت بیش‌تری دارند.

نیروهای خارجی: شامل دودسته استاتیکی و لرزه‌ای می‌شوند. نیروی استاتیکی شامل وزن خاک و سایر سربارهای مانند ساختمان‌های اطراف و نیروی لرزه‌ای شامل نیروهای ماشین‌آلات، نیروی زلزله و ... است.

روان آب: وجود آب در خاک غالباً باعث کاهش چسبندگی خاک می‌شود؛ بارش باران یا ترکیدن لوله‌های آبی در اطراف گود احتمال ریز گود را افزایش می‌دهد.

روش‌های متداول اجرای سازه نگهبان جهت مهار خاک در بخش بعدی معرفی می‌شوند. در مبحث هفتم مقررات ملی ساختمان میزان خطر و مسئولیت طراحی، اجرا و نظارت بر گود و سازه نگهبان ذکر شده است.

---

۱ - اصول و مبانی گودبرداری و سازهای نگهبان - دکتر حمیدرضا اشرفی

برخی از نکات آیین‌نامه در خصوص گودبرداری و سازه نگهبان

در مبحث هفتم مقررات ملی ساختمان کلیه نکات لازم در خصوص طراحی، اجرا و نظارت بر گود و سازه نگهبان شرح داده شده است و در مبحث دوازدهم در خصوص نکات ایمنی تذکرات لازم ارائه شده است.

➢ ۷-۳-۱ هدف

هدف این فصل تعیین حداقل مراحل لازم جهت رسیدن به مرحله پی‌ریزی است. یکی از مهم‌ترین این مراحل عملیات گودبرداری است که در این فصل حداقل مواردی که باید بررسی شود ذکر می‌گردد.

➢ ۷-۳-۲ آماده‌سازی و تسطیح

۷-۳-۲-۱ قبل از تسطیح و آماده‌سازی اراضی برای پی‌ریزی، باید ترازهای طبیعی زمین با روش‌های مناسب نقشه‌برداری، برداشت شود.

۷-۳-۲-۲ پس از نقشه‌برداری باید نقشه تسطیح تهیه گردد. نقشه تسطیح باید با توجه به تراز زمین‌های مجاور و شیب‌های لازم برای زهکشی، تراز پی‌ها و عمق مدفون آن‌ها، طراحی گردد.

۷-۳-۲-۳ چنانچه میزان خاک نباتی موجود در خاک زیر پی بیش از ۳ درصد باشد، لازم است قبل از احداث پی و در مراحل آماده‌سازی ساختگاه، خاک فوق برداشته شود.

۷-۳-۲-۴ اگر تسطیح اراضی با خاک‌ریزی همراه است، اجرای خاک‌ریزی مهندسی در لایه‌های کم ضخامت و انجام عملیات تراکم با مشخصاتی که طراح مشخص می‌کند، ضروری است.

۷-۳-۲-۵ تخمین نشست خاک‌ریزی مهندسی در اثر وزن خودش، افزون بر نشست زمین طبیعی براثر وزن خاک‌ریز و سازه ضروری است.

۷-۳-۲-۶ احداث سازه‌های سنگین روی خاک‌ریز متشکل از خاک رس و لای یا ماسه ریزدانه مجاز نیست.

۷-۳-۲-۷ در تسطیح اراضی باید به زهکشی سطحی و زیرسطحی توجه شود . مسیرهای ورود آب به زمین باید تعیین گردد و زهکش مناسب در امتداد عمود بر مسیر آب احداث شود.

۷-۳-۲-۸ اگر عمق قسمت خاک‌ریز پرکننده کمتر از ۳۰ سانتی‌متر باشد نیازی به گزارش تأییدشده نیست و رسیدن به حداقل درصد تراکم به‌دست‌آمده از آزمایش پراکتور اصلاح‌شده مطابق با آیین‌نامه‌های معتبر کافی است.

۷-۳-۲-۹ اگر طراح قصد دارد پی را بر روی زمین متراکم شده بنا کند، لازم است مشخصات فنی روش کار را تعیین و سپس پیمانکار آن‌ها را، زیر نظر دستگاه نظارت انجام دهد.

۷-۳-۲-۱۰ شیب‌دار کردن سایت به‌منظور خروج آب‌های سطحی نیز ضروری است.

➢ ۷-۳-۳ گودبرداری

۷-۳-۳-۱ براثر گودبرداری در زمین وضعیت تنش در آن تغییر می‌کند و لازم است تغییر شکل‌ها و ناپایداری‌های ناشی از گودبرداری ازجمله موارد ذیل، بررسی شوند:

الف - برآمدگی و تورم کف گود که می‌تواند در شرایطی به ناپایداری کف بیانجامد.

ب - نشست زمین در نواحی مجاور گود.

۷-۳-۳-۲ به‌منظور پایدارسازی دیواره گودها باید از روش‌های مناسب مانند موارد زیر استفاده کرد:

الف- ایجاد شیب پایدار

ب- میخ‌کوبی یا اجرای میل مهار

پ- دیوارهای مهارشده با تیرک از جلو

ت- دیوارهای مهارشده با میل مهار از پشت

ث- نگهداری ساختمان مجاور گود با تیرک یا پی‌بندی با رعایت کلیه موارد فنی

ج- استفاده از سیستم‌های مهار خرپایی

چ- استفاده از سیستم‌های شمع‌ها و دیوارک‌های طره‌ای

۷-۳-۳-۳ در گودبرداری‌ها باید گسیختگی‌ها و مشکلات متداول به شرح ذیل کنترل شود.

الف- لغزش خاک

ب- نشست و تورم خاک و تغییرمکان ساختمان‌های مجاور گود

پ- ریزش

ت- بالا زدگی کف گود

ث- جوشش (در صورت بالا بودن سطح آب زیرزمینی)

ج- مشکلات ناشی از لرزش ناشی از گودبرداری در سازه‌های اطراف گود

➢ ۷-۳-۳-۴ ارزیابی خطر گود

ارزیابی خطر گود به‌منظور واگذاری طراحی گودبرداری و تفویض مسئولیت‌ها به مرجع ذیصلاح که در بندها مشخص می‌شود، انجام می‌گردد.

۷-۳-۳-۴-۱ جهت ارزیابی خطر گود قائم لازم است هر سه شرط تعیین‌شده برای هر دسته در جدول ۷-۳-۱ برقرار باشد. درصورتی‌که هر سه شرط مذکور باهم برقرار نباشد، خطر گود با توجه به شرطی تعیین می‌شود که خطر بیشتر را تعیین می‌کند.

عمق h_c از رابطه ۷-۳-۱ محاسبه می‌شود.

$$h_c = \frac{2c}{\gamma\sqrt{K_a}} - \frac{q}{\gamma} \qquad (۷-۳-۱)$$

که در آن:

h_c: عمق بحرانی گودبرداری برحسب متر، c چسبندگی خاک برحسب کیلو پاسکال، γ وزن مخصوص خاک برحسب کیلونیوتن بر مترمکعب، K_a ضریب فشار افقی زمین در حالت محرک و q تنش ناشی از سربار گود برحسب کیلو پاسکال است.

۷-۳-۳-۴-۲ اگر فاصله ساختمان مجاور از لبه گود کمتر از عمق گود باشد، کل بار ساختمان (q) در محاسبه h_c در نظر گرفته شود.

۷-۳-۳-۴-۳ در صورت حضور آب یا رطوبت بالا، به کاهش h_c با توجه به اثر آب بر خواص خاک در رابطه ۷-۳-۱ توجه شود.

۷-۳-۳-۴-۴ اگر آب جاری باشد (تراوش) آنگاه همواره خطر گود زیاد یا بسیار زیاد است.

جدول ۷-۳-۱ ارزیابی خطر گود با دیوار قائم

مقدار $\frac{h}{h_c}$	عمق گود از تراز صفر	عمق گود از زیر پی همسایه	خطر گود
کمتر از ۰/۵	کمتر از ٦ متر	صفر	معمولی
بین ۰/۵ تا ۲	بین ٦ تا ۲۰ متر	بین صفر تا ۲۰ متر	زیاد
بیشتر از ۲	بیشتر از ۲۰ متر	بیشتر از ۲۰ متر	بسیار زیاد

h عمق گود موردنظر است و h_c عمق بحرانی براساس تخمین اولیه c و Φ به دست آید.

۷-۳-۳-۴-۵ اگر خاکی که در آن گودبرداری انجام می‌شود دستی یا فاقد چسبندگی قابل‌اعتماد باشد، نمی‌توان خطر گود را معمولی در نظر گرفت.

۷-۳-۳-۴-۶ هرگونه ساختمان در مجاورت گود به‌عنوان «ساختمان حساس» ارزیابی می‌شود. چنانچه ساختمان فوق دارای یکی از مشخصات دو بند زیر باشد، به‌صورت «ساختمان بسیار حساس» ارزیابی می‌گردد.

الف- ساختمان بدون اسکلت و یا هرگونه ساختمان با نشانه آشکار علائم فرسودگی و ضعف زیاد در باربری.

ب- ساختمان‌هایی که به دلیل ارزش فرهنگی، تاریخی و یا حساسیت کارکرد و یا علل دیگر وقوع هرگونه نشست و تغییر شکل در آن‌ها با خسارات زیادی همراه است.

۷-۳-۳-۴-۷ جدول ۷-۳-۱ برای ساختمان مجاور گود در شرایطی معتبر است که آن ساختمان بسیار حساس نباشد. درصورتی‌که در اطراف گود سازه بسیار حساس باشد، خطر گود همواره بسیار زیاد در نظر گرفته می‌شود.

۷-۳-۳-۴-۹ درصورتی‌که خطر گود مطابق با جداول ۷-۳-۱ و ۷-۳-۲ معمولی باشد، مسئولیت طراحی گودبرداری بر عهده مهندس طراح ساختمان است. البته توصیه می‌شود مهندس طراح در پایدارسازی گود از یک متخصص ذیصلاح استفاده نماید.

۷-۳-۳-۴-۱۰ درصورتی‌که خطر گود مطابق با جداول ۷-۳-۱ و ۷-۳-۲ زیاد باشد، مسئولیت طراحی گودبرداری باید به عهده یک شرکت مهندسی ژئوتکنیک ذیصلاح واگذار شود.

۷-۳-۳-۴-۱۱ درصورتی‌که خطر گود مطابق با جداول ۷-۳-۱ و ۷-۳-۲ بسیار زیاد باشد و یا ساختمان مجاور گود به‌صورت بسیار حساس ارزیابی گردد، مسئولیت طراحی گودبرداری باید توسط یک شرکت مهندسی ژئوتکنیک ذیصلاح، عملیات پایدارسازی گود توسط پیمانکار ذیصلاح و نظارت بر اجرای پیمانکار توسط ناظر ذیصلاح انجام گردد. ضمناً تغییر شکل‌های افقی و قائم سازه مجاور و دیواره گود تا قبل از پایدارسازی دائم گود باید اندازه‌گیری و پایش شود.

➢ ۷-۳-۳-۵ تحلیل پایداری گود

۷-۳-۳-۵-۱ درصورتی‌که برای پایداری گود از سازه‌های نگهبان استفاده شود جهت تحلیل باید موارد مطرح شده در بخش ۷-۵ این مبحث رعایت شود.

۷-۳-۳-۵-۲ درصورتی‌که در گودبرداری نیازی به سازه نگهبان نباشد، تحلیل پایداری با روش‌های تعادل حدی و بر اساس روش تنش مجاز انجام می‌گیرد. در این روش، حداقل ضرایب اطمینان به‌شرط موقت بودن گود (کمتر از یک سال) به شرح جدول ۷-۳-۳ باشد. البته طراح در این حالت نیز می‌تواند از حالات حدی استفاده نماید.

۷-۳-۳-۵-۳ برای تحلیل پایداری گود لازم است بار مرده ساختمان‌ها و ابنیه مجاور به طور کامل در نظر گرفته شود.

۷-۳-۳-۵-۴ برای تحلیل گود در شرایط موقت درنظرگرفتن بار زلزله لازم نیست.

جدول ۷-۳-۳ حداقل ضریب اطمینان برای پایداری کلی گود موقت

نوع	حداقل ضریب اطمینان پیشنهادی برای پایداری کلی
	موقت
شیب‌های خاک‌برداری	۱٫۳
پایداری کلی شیروانی	۱٫۳
بالا آمدن کف گود	۱٫۵

۷-۳-۳-۵-۵ درصورتی‌که گود موقت نباشد باید نیروی زلزله لحاظ شود و در انتخاب ضریب اطمینان مناسب، دوام مصالح نیز موردتوجه باشد.

➢ ۷-۳-۴-۶ مسئولیت طراحی، اجرا و نظارت پایش

الف- طراح گودبرداری مسئولیت انتخاب ابزار و طراحی آرایش آن‌ها برای پایش را بر عهده دارد.

ب- پیمانکار گودبرداری مسئول تأمین، نصب، قرائت، پردازش، اعلام خطر و انجام اقدامات فوری است.

پ- ناظر پروژه مسئول نظارت بر حسن انجام مراحل پایش است. توصیه می‌شود نظارت بر عملیات گودبرداری و پایش توسط متخصص یا شرکت ژئوتکنیکی ذیصلاح انجام گیرد.

ت- در گودهای با خطر معمولی و زیاد چنانچه شرایطی وجود داشته باشد که طراح انجام پایش را ضروری بداند لازم است عملیات پایش انجام پذیرد.

➢ ۷-۵ سازه‌های نگهبان

➢ ۷-۵-۱ هدف

الزامات این بخش مربوط به تحلیل و طراحی سازه‌های نگهبان دائم و موقت نظیر دیوارهای وزنی، سپر گونه، خاک مسلح و میل‌مهاری و میخکوبی است.

➢ ۷-۵-۲ انواع سازه‌های نگهبان

جهت نگهداری خاک می‌توان از انواع سازه‌های نگهبان که ازنظر عملکرد به پنج گروه وزنی، سپر گونه، خاک مسلح و میل‌مهاری و میخکوبی و یا به‌صورت دیوار زیرزمین استفاده نمود.

➢ ۷-۵-۲-۱ دیوارهای با عملکرد وزنی

این دیوارها معمولاً با سازه صلب احداث می‌شوند که شامل دیوارهای وزنی، نیمه وزنی، پشت‌بنددار و طره‌ای است. در این دیوارها معمولاً وزن عامل اصلی پایداری است.

➢ ۷-۵-۲-۲ دیوارهای سپر گونه

این دیوارها شامل سپرها، شمع‌های ردیفی و غیره می‌باشند که می‌توانند به دو صورت مهارشده و مهارنشده باشند. مهارها می‌توانند از پشت یا جلوی دیوار اجرا شوند. در این دیوارها عامل اصلی پایداری، عمق مدفون، مقاومت خمشی و در صورت وجود عناصر مهاری است.

۷-۵-۲-۳ خاک مسلح

در این دیوارها خاک توسط تسمه‌های فلزی، ورق‌های پلیمری و یا پارچه گونه‌ها مسلح می‌شوند.

۷-۵-۲-۴ میل‌مهاری و میخکوبی

در این نوع دیوارها نیروی جانبی توسط توده خاک مسلح که با میخ یا مهار به خاک‌ریز پشت دوخته شده، تحمل می‌گردد.

۷-۵-۲-۵ دیوار زیرزمین

دیوارهای زیرزمین به یکی از دو صورت ذیل اجرا می‌شود و نکات مطرح شده در بندهای بعدی باید موردتوجه باشد.

۱. دیوارهای مستقل: دیوارهایی که در زیرزمین اجرا می‌شود و هیچ‌گونه اتصالی با ستون، تیر و سقف سازه ندارد.
۲. دیوارهای متصل: دیوارهایی که به ستون‌ها و سقف‌ها و یا بخشی از آن‌ها متصل است و ازنظر سازه‌ای با آن‌ها به‌صورت یکپارچه عمل می‌کنند.

۷-۵-۴ فشار خاک

۷-۵-۴-۱ کلیات

در تعیین فشارهای طراحی خاک، باید مقدار حرکت و کرنش قابل‌قبولی که ممکن است در سازه‌های نگهبان در حالت حدی موردنظر پیش آید، در نظر گرفته شود.

در محاسبه مقادیر و جهت‌های فشارهای طراحی خاک، موارد زیر باید موردتوجه قرار گیرند:

۱. سربار روی سطح و شیب زمین
۲. زاویه دیوار نسبت به خط قائم
۳. سفره‌های آب و نیروهای آب نشتی در زمین
۴. مقدار و جهت حرکت دیوار نسبت به خاک
۵. تعادل افقی و قائم برای کل سازه نگهبان
۶. مقاومت برشی و وزن مخصوص زمین
۷. زبری دیوار

۷-۵-۵ روش‌های طراحی سازه‌های نگهبان

طراح می‌تواند هر یک از دو روش تنش مجاز و یا حالات حدی را انتخاب کند و جهت طراحی دیوار استفاده نماید.

۷-۵-۷ خاک‌ریز پشت دیوار

بهترین نوع مصالح برای خاک‌ریزی، خاک‌های SW، GP، GW و SP می‌باشند.

در صورتی می‌توان از خاک‌های SM، GC، GM و SC استفاده کرد که بتوان از سیستم‌های زهکشی مناسب استفاده و خاک را همواره در شرایط غیراشباع و رطوبت کم نگه داشت.

انواع دیگر خاک‌ها جهت استفاده به‌عنوان خاک‌ریز مناسب نمی‌باشند، مگر آنکه تمهیدات لازم با نظر مشاور ذیصلاح (مانند روش‌های تثبیت با آهک، سیمان و غیره و تأمین زهکشی) دیده شده باشد.

۷-۵-۸ زهکشی و آب‌بندی دیوارها

۷-۵-۸-۱ اگر فشار هیدرو استاتیکی آب و یخ در طراحی دیوار دیده نشده است ضروری است سیستم زهکش و فیلتر مناسب در پشت دیوار استفاده شود.

۷-۵-۸-۲ دیوارهای زیرزمین باید به‌صورت آب‌بندی‌شده طراحی شوند و فشار احتمالی آب در طراحی لحاظ شود.

جزئیات تصویر شماره ۱-۱، جزئیات اجرایی مناسب درزمانی که فونداسیون سازه احداثی با فونداسیون همسایه اختلاف ارتفاع دارد را براساس نشریه ۵۵ و ۱۰۱ سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی پیشنهاد می‌کند.

نکات ایمنی در مرحله گودبرداری

۱۲-۹-۲ گودبرداری (حفر طبقات زیرزمین و پی‌کنی ساختمان‌ها)

۱۲-۹-۲-۱ درصورتی‌که در عملیات گودبرداری و خاک‌برداری احتمال خطری برای پایداری و سرویس‌دهی دیواره‌های گود، دیوارها و ساختمان‌های مجاور و یا مهارها وجود داشته باشد، باید قبل از گودبرداری و خاک‌برداری، ایمنی و پایداری آن‌ها با استفاده از روش‌هایی نظیر نصب شمع، سپر و مهارهای مناسب و رعایت فاصله لازم و ایمن گودبرداری و در صورت لزوم با اجرای سازه‌های نگهبان تأمین گردد.

۱۲-۹-۲-۲ سازنده موظف است در عملیات گودبرداری و پایدارسازی جداره‌های گود مفاد مبحث «پی و پی‌سازی - مبحث هفتم مقررات ملی ساختمان» و دستورالعمل اجرایی گودبرداری‌های ساختمانی ابلاغی وزارت راه و شهرسازی را رعایت نماید.

۱۲-۹-۲-۳ در مواردی که عملیات گودبرداری در مجاورت بزرگراه‌ها، خطوط راه‌آهن یا مراکز و تأسیسات دارای ارتعاش انجام می‌شود، باید اقدامات لازم را برای جلوگیری از لغزش یا ریزش جداره‌ها صورت گیرد.

۱۲-۹-۲-۴ در موارد زیر باید دیواره‌های محل گودبرداری، همچنین دیوارها و ساختمان‌های مجاور، توسط شخص ذیصلاح مورد بررسی و بازدید قرار گرفته و در نقاطی که خطر ریزش، لغزش یا تغییر شکل‌های غیرمجاز به وجود آمده است، مهارها و وسایل ایمنی لازم از قبیل شمع و سپر نصب و یا مهارهای موجود تقویت گردند. این موارد عبارت‌اند از:

الف: قبل از پایدارسازی کامل، به‌صورت روزانه و بعد از پایدارسازی، حداقل هفته‌ای یک‌بار

ب: بعد از وقوع بارندگی، طوفان، سیل، زلزله و یخبندان: بعد از هرگونه عملیات انفجاری

ت: بعد از ریزش ناگهانی

ث: بعد از واردآمدن صدمات اساسی به مهارها

۱۲-۹-۲-۵ برای جلوگیری از بروز خطرهایی نظیر پرتاب سنگ، سقوط افراد، حیوانات، مصالح ساختمانی و ماشین‌آلات، سرازیر شدن آب به داخل گود و نیز برخورد افراد و وسایل نقلیه با کارگران و وسایل و ماشین‌آلات حفاری و خاک‌برداری، باید اطراف محل گودبرداری و خاک‌برداری با رعایت مفاد بخش ۱۲-۵-۲ به نحو مناسب محصور و محافظت شود. درصورتی‌که گودبرداری و خاک‌برداری در مجاورت معابر و فضاهای عمومی صورت گیرد، باید این حصار با رعایت مفاد بخش‌های ۱۲-۵-۲ و ۱۲-۵-۹ و در

فاصله حداقل ۱.۵ متر از لبه گود احداث و با علائم هشداردهنده که در شب و روز و از فاصله دور قابل‌رؤیت باشند مجهز گردد.

۱۲-۹-۲-۶ در گودبرداری‌هایی که عملیات اجرایی به علت محدودیت ابعاد آن با مشکل نور و تهویه هوا مواجه می‌گردد، لازم است نسبت به تأمین وسایل روشنایی و تهویه هوا اقدام لازم به عمل آید.

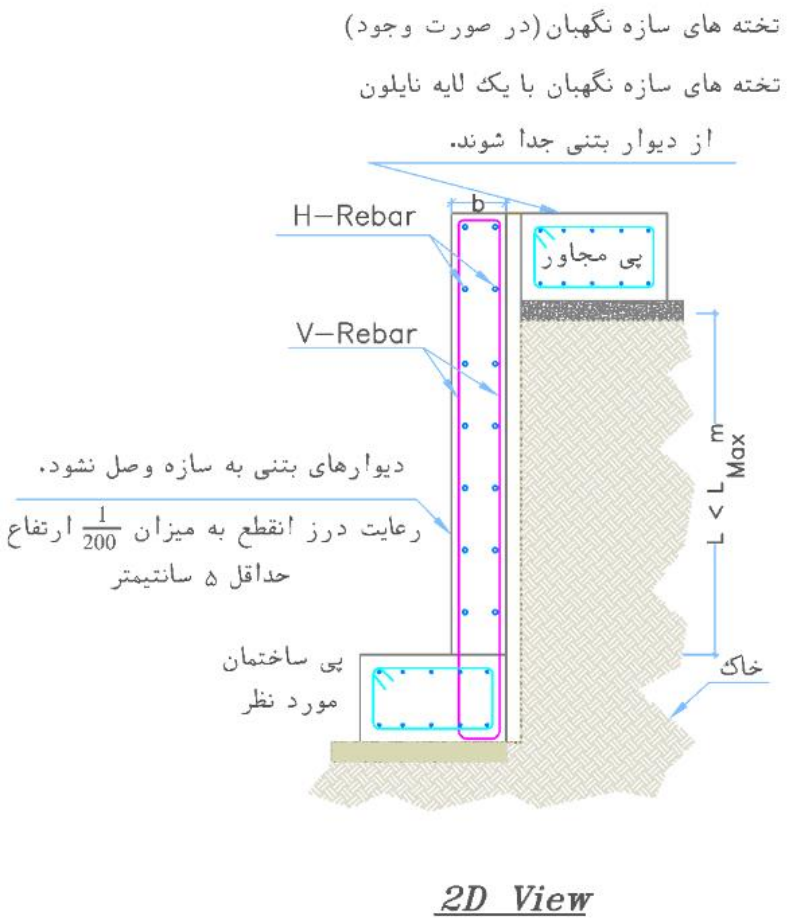
۱۲-۹-۲-۷ مواد حاصل از گودبرداری نباید به فاصله کمتر از ۱ متر لبه گود ریخته شوند. همچنین این مواد نباید در پیاده‌روها و معابر عمومی به نحوی انباشته شوند که مانع عبور و مرور گردیده یا موجب بروز حادثه گردند.

۱۲-۹-۲-۸ محل استقرار ماشین‌آلات و وسایل مکانیکی از قبیل جرثقیل، بیل مکانیکی، لودر، کامیون یا انباشتن خاک‌های حاصل از گودبرداری و یا مصالح ساختمانی در مجاورت گود، باید توسط شخص ذیصلاح بررسی و حداقل فاصله مناسب تعیین گردد، این فاصله باید دقیقه از لبه گود رعایت شود.

۱۲-۹-۲-۹ در گودهایی که عمق آن‌ها بیش از ۱ متر است، نباید کارگر در محل کار به‌تنهایی به کار گمارده شود.

۱۲-۹-۲-۱۰ در گودبرداری‌ها، عرض معابر و راه‌های شیب‌دار (رمپ) احداثی ویژه وسایل نقلیه نباید کمتر از ۴ متر باشد.

۱۲-۹-۲-۱۱ در محل گودبرداری‌های عمیق و وسیع، باید یک نفر نگهبان مسئولیت نظارت بر ورود و خروج کامیون‌ها و ماشین‌آلات سنگین را عهده‌دار باشد. برای آگاهی کارگران و سایر افراد، باید علائم هشداردهنده در معبر و محل ورود و خروج کامیون‌ها و ماشین‌آلات مذکور نصب گردد.



تصویر شماره ۱- ۱: جزئیات فنداسیون‌های مجاور با ترازهای مختلف

پی مجاور در تراز بالاتر

سازه نگهبان

سازه نگهبان موقت، سازه درون خاکی است که برای جلوگیری از ریزش دیواره‌های گود، ممانعت از رانش خاک و ایجاد ایستادگی و پایداری لازم از مقابل هرگونه حرکت افقی دیواره‌های گود و مهار این‌گونه حرکات قبل از اقدام به هرگونه عملیات ساختمانی احداث می‌گردد. سازه نگهبان از یک‌طرف با خاک و مسائل گوناگون خاک مرتبط است که باید شناخت جامع و کافی نسبت به آن کسب کرد و به مشکلات و خصوصیات آن اشراف کامل داشت و از طرف دیگر سازه‌ای است که باید براساس اصول شناخته‌شده مهندسی طراحی و ساخته شود تا قادر باشد با توانمندی، پایداری و ایستادگی لازم، هرگونه رانش و ریزش و حرکات افقی خاک را مهار کند. به‌طورکلی خاک‌ها دارای سه پارامتر عمده مقاومتی: چسبندگی (C)، زاویه اصطکاک داخلی (Φ) و وزن مخصوص (γ) هستند. با توجه به این پارامترها و شرایط گودبرداری، خاک‌ها تمایل به ریزش دارند که باید با انواع روش‌های مهندسی نسبت به پایداری سازی گود اقدام گردد.

انواع روش‌های مهار خاک

- مهارسازی (Anchorage)
- دوخت به پشت (Tie back)
- دیواره دیافراگمی (Diaphragm wall)
- مهار متقابل (Reciprocal support)
- اجرای شمع (Piling)
- سپرکوبی (Sheet piling)
- اجرای خرپا (Trussconstruction)
- روش تاپ دان (Top Down)
- روش پشت‌بندهای افقی و مایل Braced wall using wale struts
- شیب پایدار

روش مهارسازی

یکی از انواع سازه‌های نگهبان روش مهارسازی است. در این روش، برای مهار حرکت و رانش خاک، با استفاده از تمهیداتی خاص، از خود خاک‌های دیواره کمک گرفته می‌شود. (تصویر شماره ۱-۲)

تصویر شماره ۱- ۲: نمونه روش مهار سازی

روند اجرا به شرح زیر است: (تصویر شماره ۱-۳)

۱. حفر چاه: در اطراف زمین با فواصل مناسب به عمق گود به‌علاوه عمق شمع بتنی چاه حفر می‌کنیم. جهت سهولت اجرا، بهتر است بافت آرماتور شمع‌ها و نصب اتصالات لازم روی پروفیل‌ها (ازجمله تعدادی نبشی یا برشگیر در انتهای پروفیل جهت مهار آن در شمع، اتصالات مهار دیوار) خارج از چاه با دقت بهتر صورت گیرد.

۲. نسب اعضای قائم: قرار دادن پروفیل‌های I شکل یا H شکل در داخل چاه‌ها (جهت گیرداری اتصال پایین پروفیل، پروفیل‌ها باید حداقل به مقدار ۰٫۲۵ تا ۰٫۳۵ عمق گود، درون شمع مهار شود)

بتن‌ریزی شمع‌ها: ضوابط لازم جهت بتن‌ریزی باید رعایت شود ازجمله: طرح اختلاط بتن، حداکثر ارتفاع مجاز سقوط بتن آماده، جداسازی از خاک با عایق‌های مناسب و ...

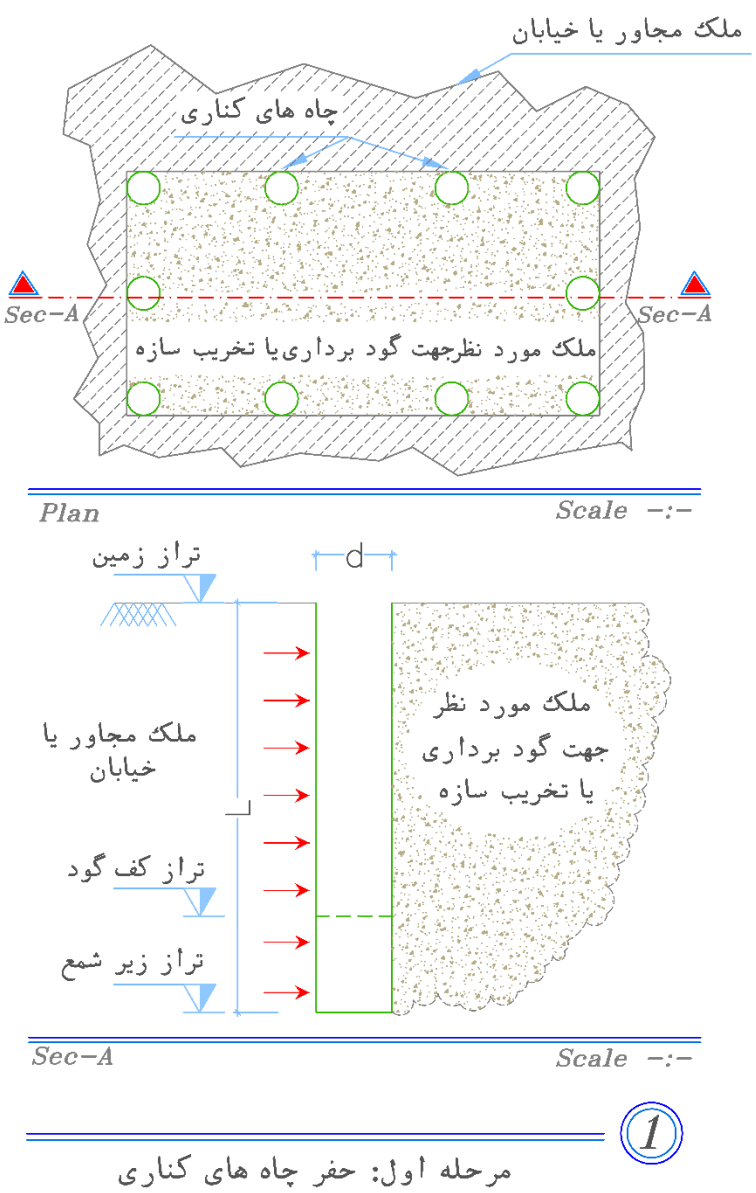
۳. خاک‌برداری: عملیات گودبرداری را به‌صورت مرحله‌به‌مرحله از بالا به پایین اجرا می‌کنیم. هم‌زمان با پیشرفت خاک‌برداری در عمق آن مرحله، برای جلوگیری از ریزش خاک و مهار دیوار بتنی، با استفاده از دستگاه‌های حفاری ویژه، در بدنه‌ی گود چاهک‌هایی افقی یا مایل، به قطر حدود ۱۰ تا ۱۵ سانتیمتر، در جداره‌ی گود حفر می‌کنیم.

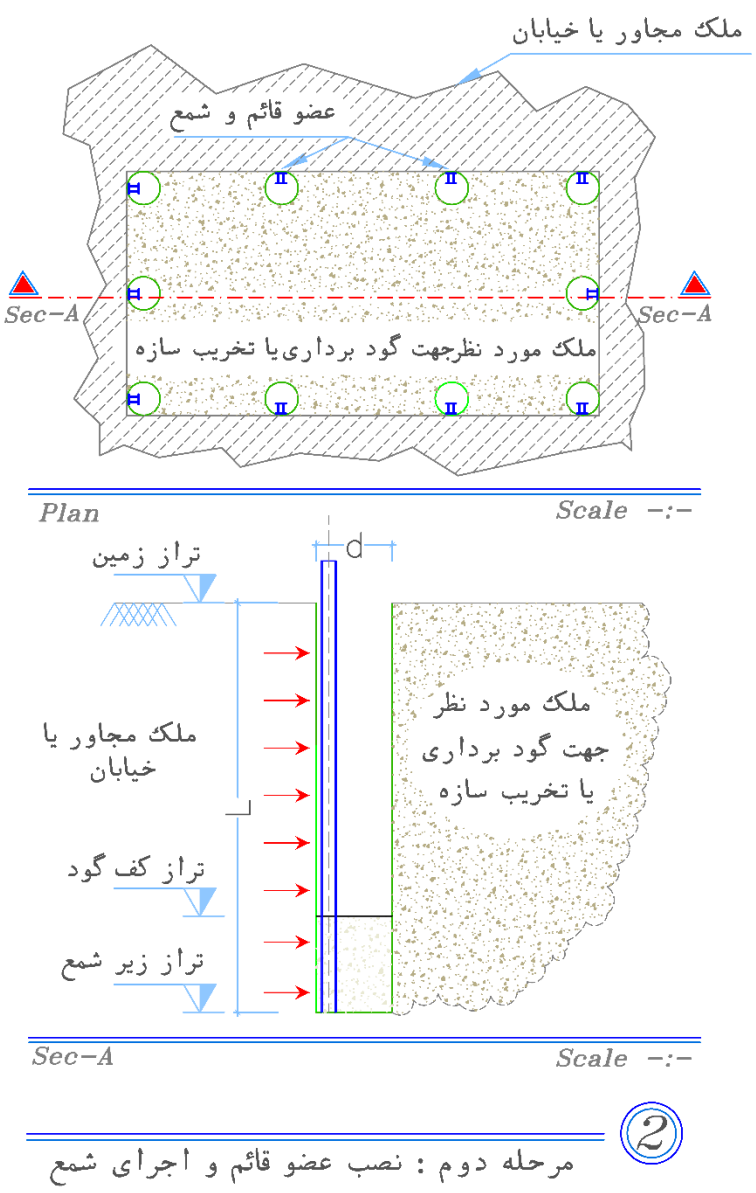
۴. اجرای کابل یا میلگردهای افقی: درون چاهک‌ها میلگردهایی را کار گذاشته و سپس درون چاه‌ها بتن تزریق می‌کنیم. طول این چاهک‌ها، به نوع خاک و پارامترهای فیزیکی و مکانیکی آن، و نیز به عمق گود بستگی دارد و مقدار آن در حدود ۵ تا ۱۰ متر است.

ملات یا خمیری که برای تزریق استفاده می‌کنیم، مخلوطی است از سیمان و آب یا سیمان و آب و ماسه که ممکن است در آن از مواد افزودنی نیز استفاده کنیم. همچنین می‌توانیم از مواد پلیمری و دوغاب‌های با پایه غیر از سیمان پرتلند و با ترکیبات خاص نیز برای تزریق استفاده کنیم. در تزریق با استفاده از سیمان پرتلند، نسبت آب به سیمان در ابتدا در حدود ۱/۵ است که به‌تدریج آن را کاهش داده و به حدود ۰/۵ می‌رسانیم. همچنین باید توجه داشته باشیم که درصورتی‌که فشار به‌کاربرده شده برای تزریق بیش‌ازحد لزوم باشد، ممکن است ناپایداری‌ها و شکست‌هایی در خاک ایجاد شود.

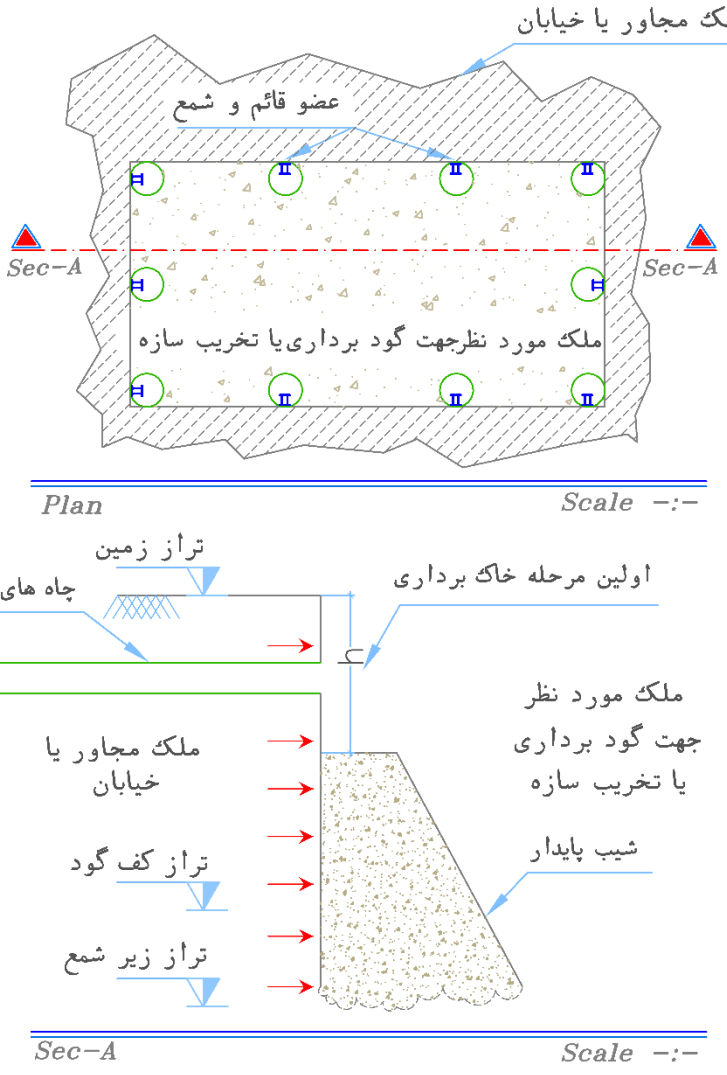
۵. نصب دیوارها: پانل‌های بتنی پیش‌ساخته‌ای را در بین پروفیل‌های قائم قرار داده و آن‌ها را از سویی به میلگردهای بیرون‌آمده از چاهک‌ها به نحو مناسبی متصل می‌کنیم و از سویی دیگر پانل‌ها را به پروفیل‌های قائم وصل می‌کنیم. به‌جای استفاده از این پانل‌های پیش‌ساخته می‌توانیم آن‌ها را به‌صورت درجا اجرا کنیم. همچنین می‌توانیم ابتدا بر روی دیواره آرماتوربندی کرده و سپس بر روی آن بتن‌پاشی (shotcrete) کنیم.

برای اتصال پانل‌ها به میلگردهای بیرون‌آمده از چاهک‌ها می‌توانیم سر میلگردها را رزوه کرده با استفاده از صفحات سوراخ‌دار تکیه‌گاهی و مهره، آن‌ها را با پانل درگیر کنیم.

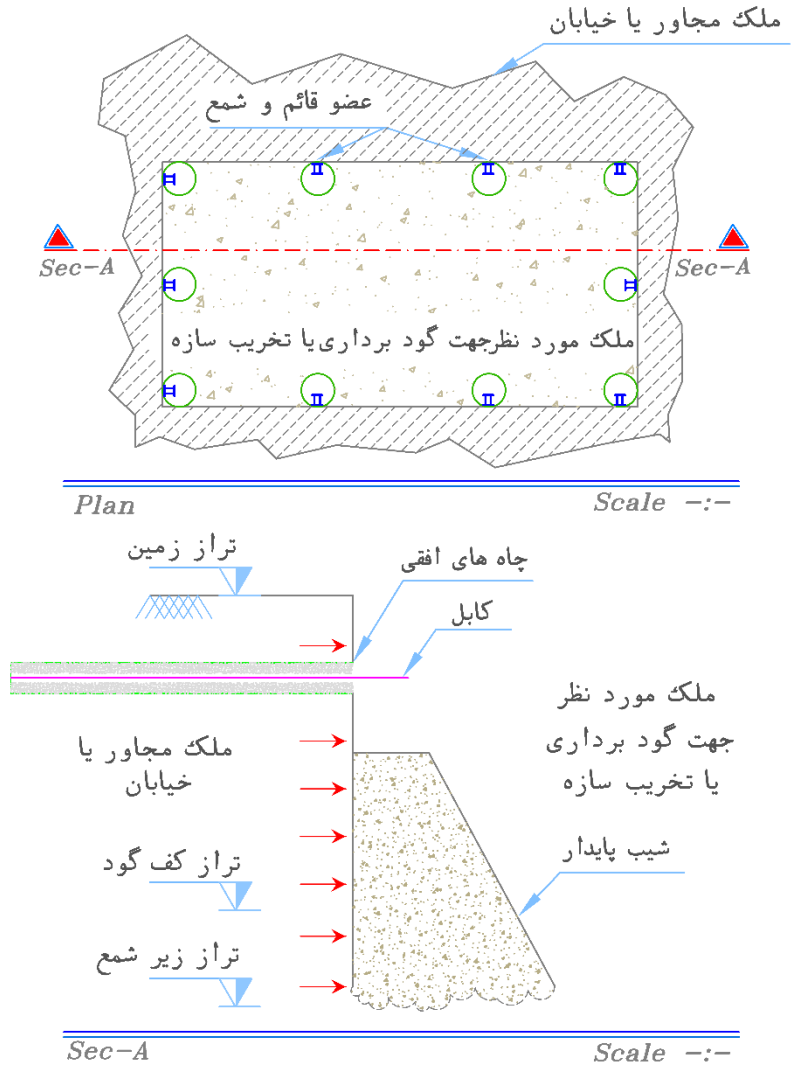




تصویر شماره ۱- ۳: روند اجرای مهار خاک به روش مهاری سازی

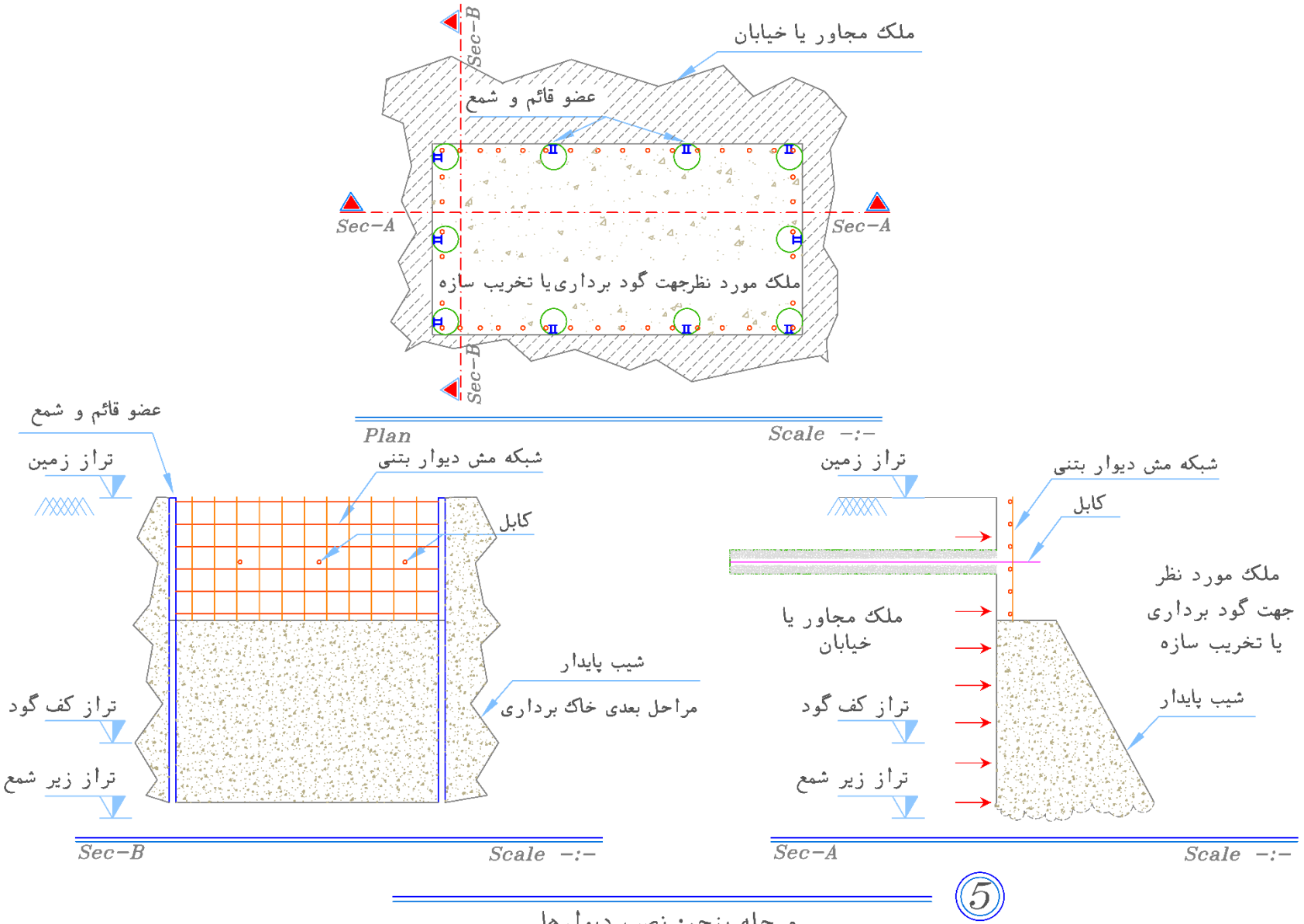


3 مرحله سوم: خاکبرداری همراه با اجرای چاه های افقی



4 مرحله چهارم: نصب کابل یا میلگردهای افقی و تزریق بتن

ادامه تصویر شماره ۱- ۳: روند اجرای مهار خاک به روش مهاری سازی



ادامه تصویر شماره ۱- ۳: روند اجرای مهار خاک به روش مهاری سازی

روش دوخت به پشت

این روش شباهت زیادی با روش مهارسازی دارد. در این روش حفاری را به‌صورت مرحله‌به‌مرحله و از بالا به پایین گود اجرا می‌کنیم. (تصویر شماره ۱-۴)

روند اجرا به شرح زیر است: (تصویر شماره ۱-۵)

۱. خاک‌برداری: به میزان عمق پایدار گود خاک‌برداری انجام شود؛ حداکثر ۲ متر در هر مرحله گودبرداری شود (با رعایت ضریب اطمینان کافی).

۲. حفر چاه‌های افقی و مایل: در اطراف زمین و دیواره گود با فواصل مناسب چاهک‌ها اجرا می‌شوند.

فواصل بین چاه‌های لازم جهت مهارهای کششی در حدود ۱ الی ۳ متر است و طول آن‌ها نیز در حدود ۷۰ الی ۱۰۰ درصد ارتفاع گود است و حداقل شیب نسبت به افق حدوداً ۱۵ درجه است.

۳. نصب کابل‌ها: کابل‌های کششی درون چاه‌ها نصب می‌شوند و دوغاب سیمان در انتهای چاه‌ها تزریق می‌شوند تا کابل‌ها ثابت شوند.

مهار کششی نیلینگ معمولاً از آرماتورهای فولادی با قطر ۲۰ الی ۴۰ میلی‌متر و با حد تسلیم ۴۲۰ الی ۵۰۰ نیوتن بر میلی‌متر مربع استفاده می‌شوند که درون یک چاه حفاری‌شده با قطر ۷۶ الی ۱۵۰ میلی‌متر قرار گرفته و درون آن بتن تزریق می‌گردد.

۴. کشیدن کابل‌ها: پس از آنکه بتن تزریق‌شده در چاه‌ها به مقاومت کافی رسیدن با کمک جک‌های هیدرولیکی کابل‌ها به میزان نیروی محاسبه‌شده کشیده می‌شوند؛ و انتهای بیرون‌آمده از خاک بر روی سطح دیواره گود با کمک صفحات فلزی و مهره مهار می‌شوند.

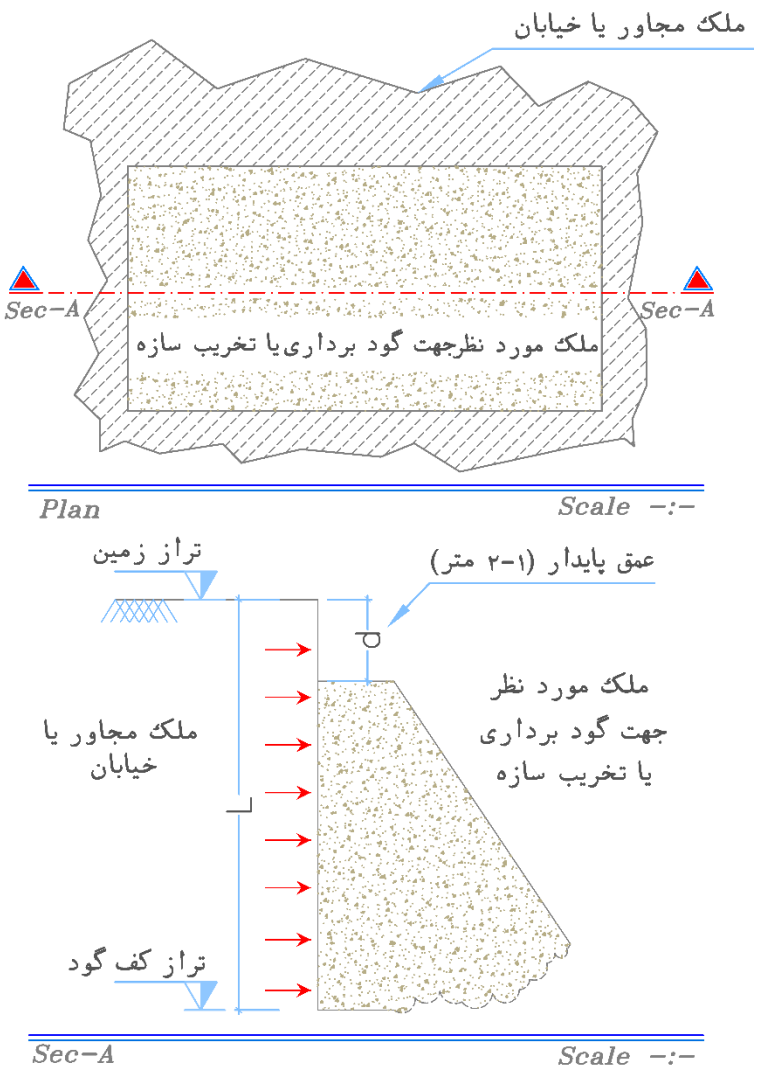
و پس از آن درون چاه‌ها بتن تزریق می‌گردد.

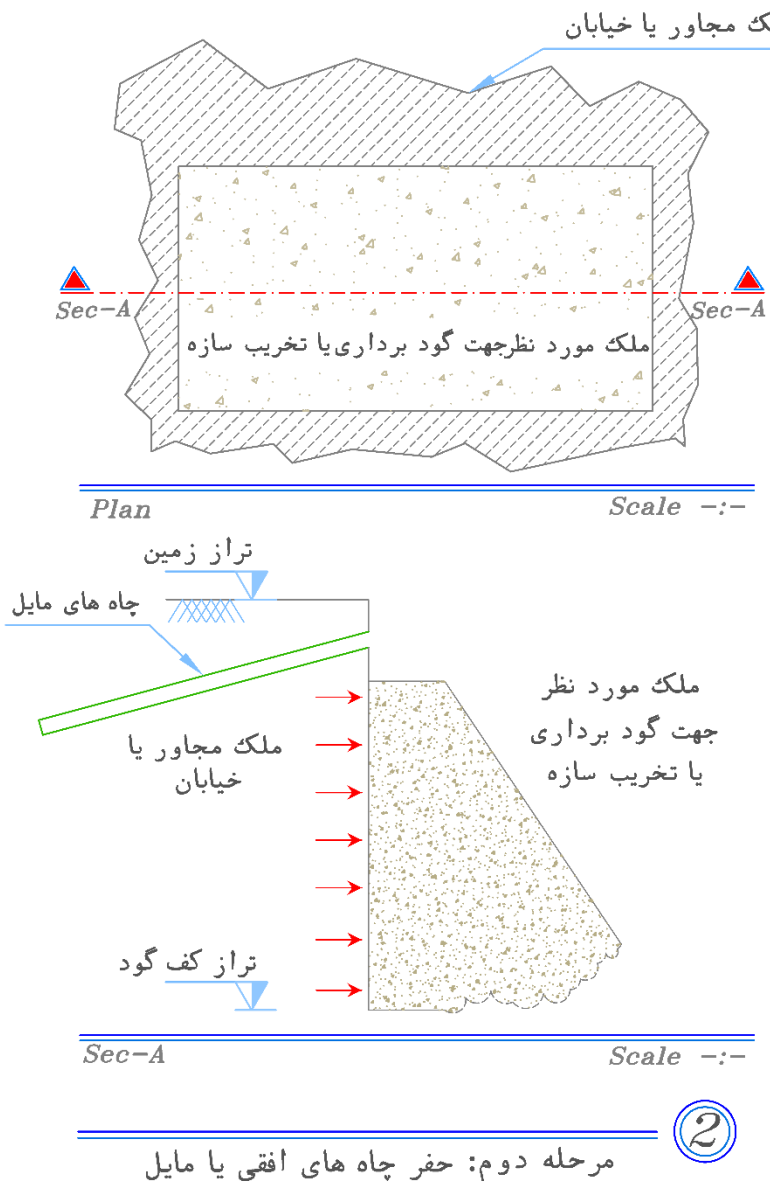
۵. شات‌کریت: در دیواره گود شبکه مش و بتن‌پاشی صورت می‌گیرد.

۶. خاک‌برداری: مراحل ۱ تا ۵ مجدداً تکرار می‌شوند تا به عمق موردنظر برسیم.

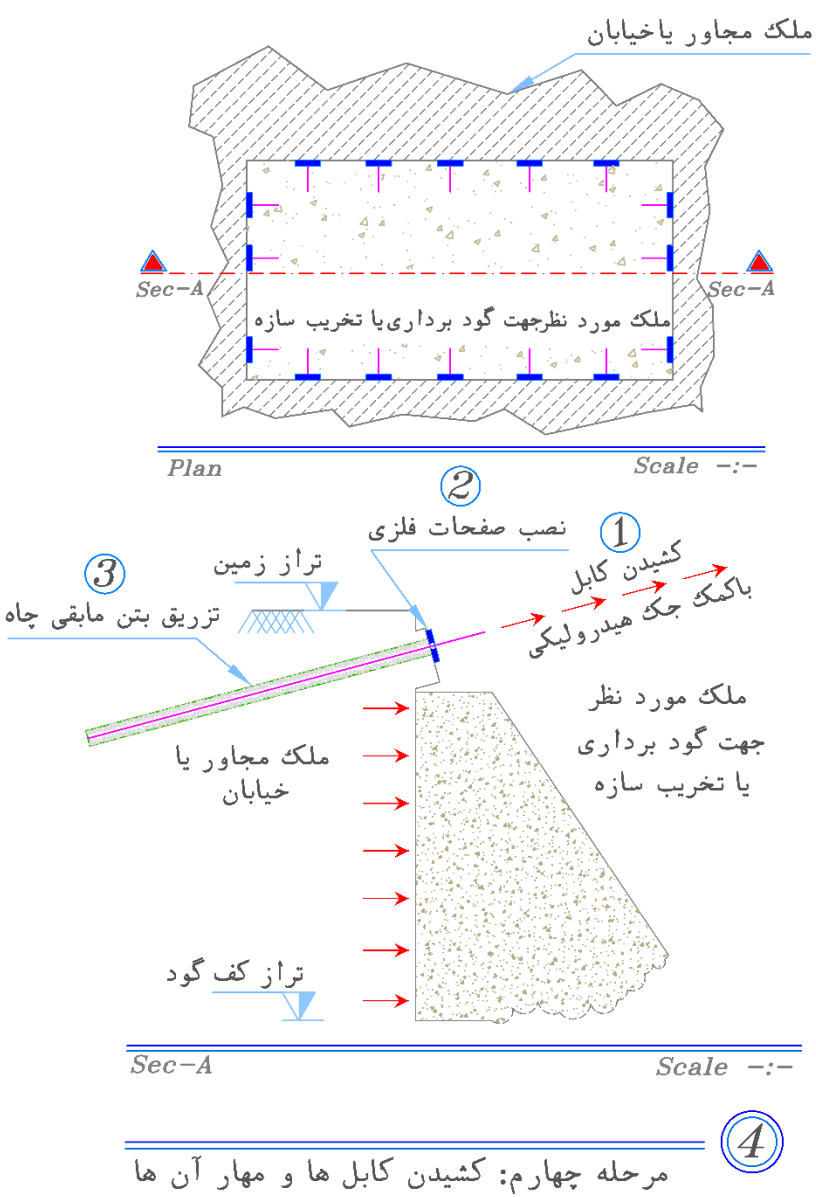
اجرای این روش نیز مشابه روش مهارسازی است. با این تفاوت که در روش دوخت به پشت، از اعمال نیروی پس تنیدگی کابل‌ها جهت تسلیح خاک دیوار گود استفاده می‌شود. این روش در مقایسه با روش مهارسازی، از قابلیت و توانایی بیش‌تری در مهار نیروی رانش برخوردار است و در گودبرداری‌های عمیق‌تر گزینه مناسب‌تری است؛ اما هزینه‌های اجرایی بیشتری دارد.

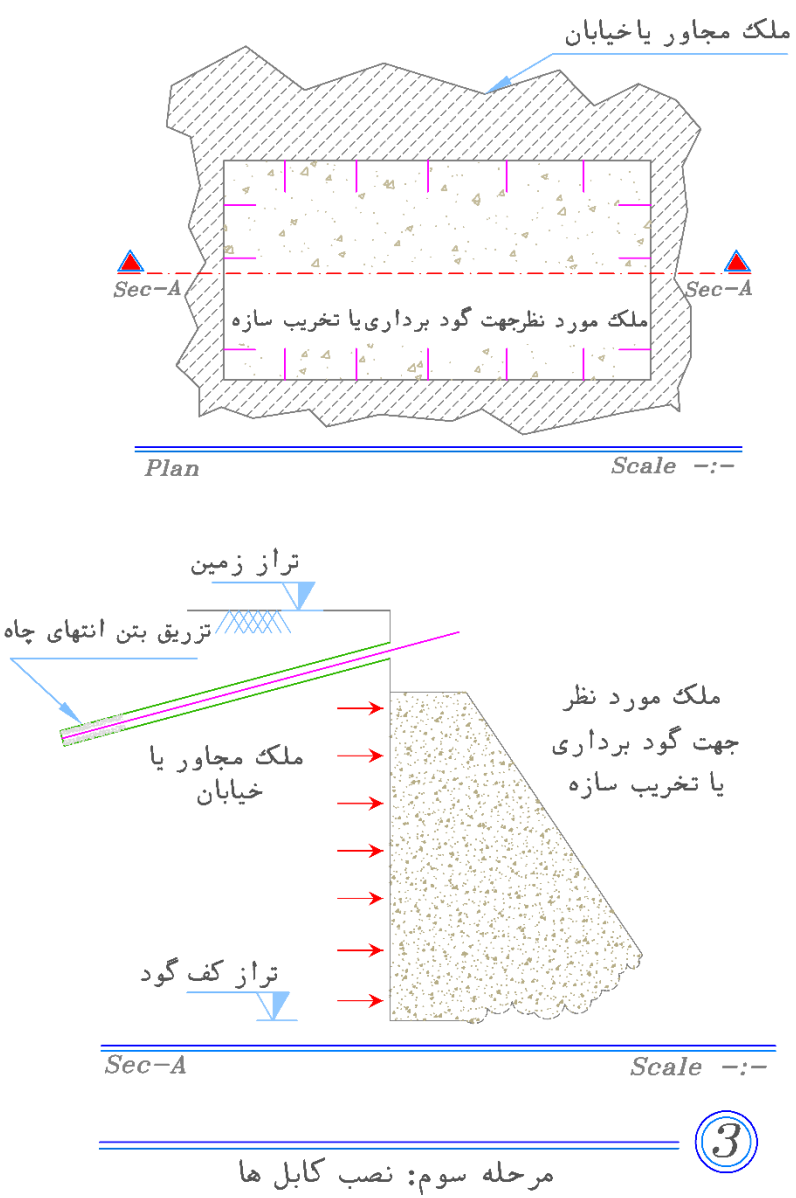
تصویر شماره ۱- ۴: اجرای مهار خاک به روش دوخت به پشت



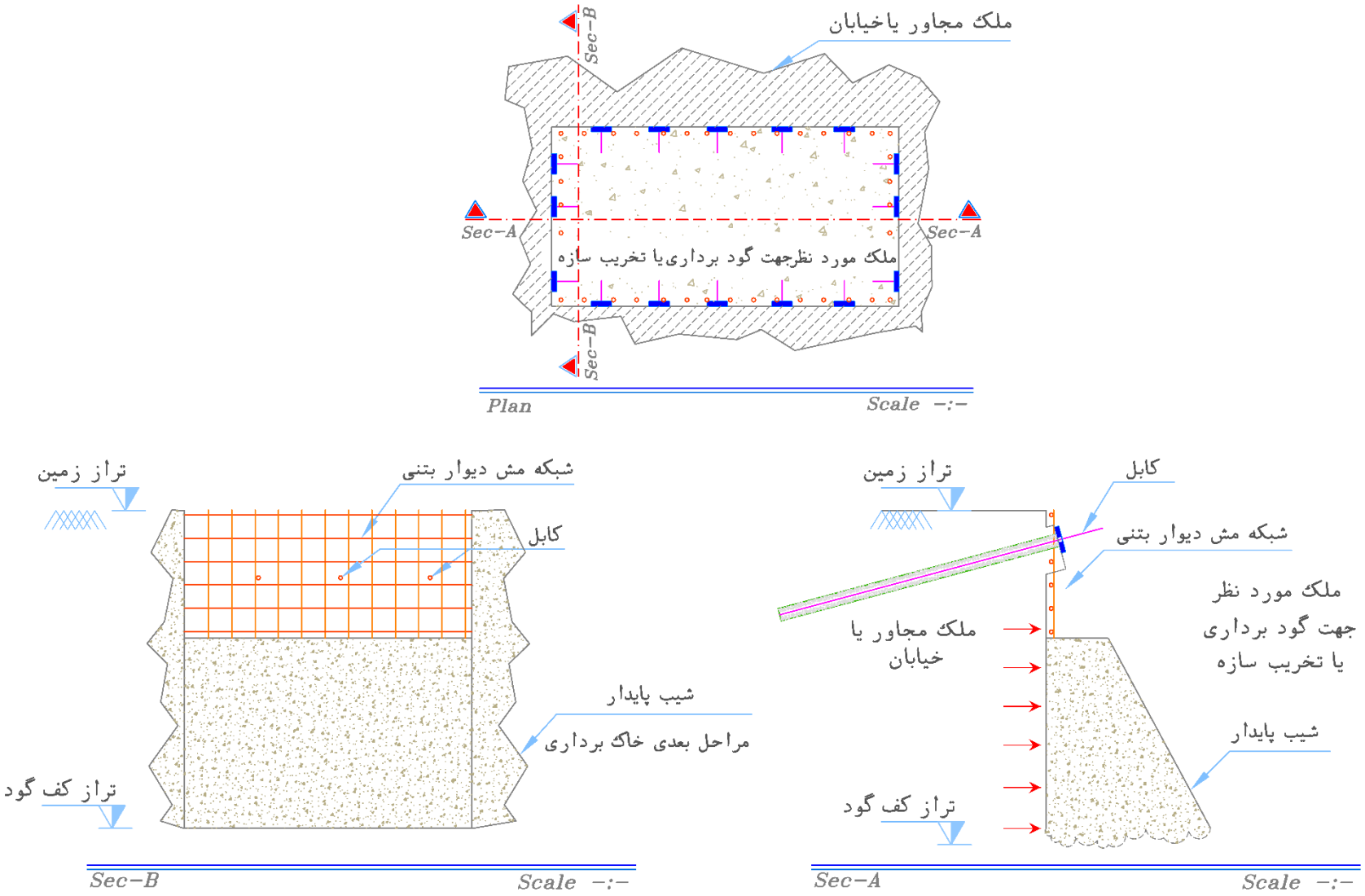


تصویر شماره ۱- ۵: روند اجرای مهار خاک به روش دوخت به پشت





ادامه تصویر شماره ۱- ۵: روند اجرای مهار خاک به روش دوخت به پشت



5

مرحله پنجم: نصب دیوارها (شاتکریت)

ادامه تصویر شماره ۱- ۵: روند اجرای مهار خاک به روش دوخت به پشت

روش دیواره دیافراگمی

یکی از روش‌های پایدارسازی گود با روش دیواره دیافراگمی (Diaphragm Wall) است. (تصویر شماره ۱-۶)

روند اجرا به شرح زیر است: (تصویر شماره ۱-۷)

۱. حفر زمین: محل دیوار نگهبان را با استفاده از دستگاه‌های حفاری ویژه حفر می‌کنیم.

۲. تثبیت خاک: همزمان با حفر محل دیوار، با گل بنتونیت و سیمان محل حفاری را پر می‌کنیم تا خاک به داخل چاه ریزش نکند.

توجه شود مصرف گل بنتونیت به‌صورت موقت است، پس از بتن‌ریزی در محل دیوار به علت وزن مخصوص بیشتر بتن، بتن به سطح پایین‌تر رفته و گل بنتونیت بالا آمده و درنهایت از محل دیوار خارج و در مراحل دیگر نیز استفاده می‌شود.

۳. آرماتورگذاری: شبکه آرماتور آماده‌شده را در محل حفاری قرار می‌دهیم.

۴. بتن‌ریزی: محل حفاری را بعد از آرماتورگذاری بتن‌ریزی می‌کنیم، بتن جهت اجرای بهتر، باید کارایی (روانی یا اسلامپ) زیاد داشته باشد.

عملیات بتن‌ریزی با کمک لوله‌های ترمی انجام می‌گیرد و بتن از پایین‌ترین سطح شروع به پرکردن دیوار می‌کند.

ضخامت دیوارهای دیافراگمی بین ۰/۶ تا ۱/۱ متر متغیر است. مقطع این‌گونه دیوارها اصولاً به‌صورت مستطیلی ساخته می‌شوند اما سایر اشکال مانند T و L برای اهداف خاص قابل‌استفاده است.

بنتونیت (به انگلیسیBentonite): که با نام گِل ارمنی در طب سنتی معروف است، نوعی رس ریزدانه است که حداقل ۸۵ درصد رس مونت‌موری‌لونیت داشته باشد. اصطلاح «بنتونیت» معمولاً برای خاک‌های کلوئیدالی که در اصل با رگه‌های شیل‌بنتون‌کرتاسه که در نزدیکی قلعه نظامی بنتون و منطقه رودخانه سنگی وایومینگ در هم آمیخته‌اند، به کار برده می‌شود. بنتونیت یک ماده از دسته رس‌ها و از کانی‌های متورم شونده تشکیل شده است که عمدتاً مونتموریلونیت و به مقدار کمی بیدلیت هستند. اکثر بنتونیت‌ها براثر هوازدگی و دگرسانی خاکسترهای آتشفشانی و اغلب در حضور آب تشکیل می‌شوند و سنگ منشأ آن‌ها اکثراً بازیک است. تجزیه خاکستر آتش‌فشانی عمدتاً در محیط شور و باتلاقی انجام می‌شود و هر چه از آتش‌فشان دور شویم، ضخامت بنتونیت کاهش می‌یابد. بنتونیت دارای ساختمان آلومینوسیلیکاتی است و در دسته سیلیکات‌های سه لایه قرار می‌گیرد. بنتونیت دارای دولایه چهار وجهی و یک‌لایه هشت وجهی است.

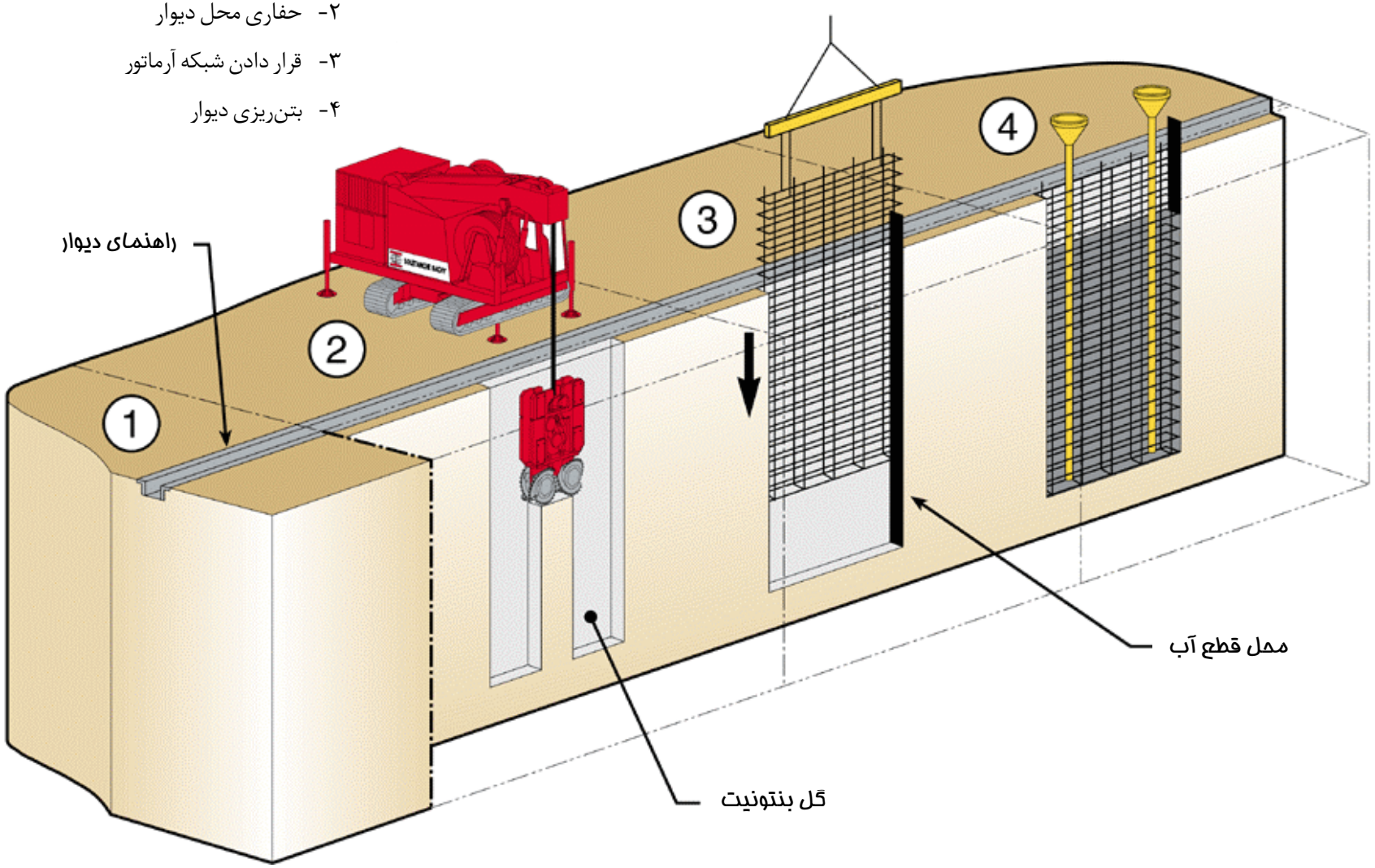
فرمول شیمیایی: Al_2O_3-$4SiO_2$-$4H_2O$

گل بنتونیت پس از خشک شدن مقاومت قابل‌توجهی خواهد داشت.

بنتونیت متورم یا سدیم دار چندین برابر حجم خود آب جذب می‌کند و منبسط و چسبنده می‌گردد. این نوع بنتونیت به‌عنوان بنتونیت حفاری و همچنین به‌عنوان دوغاب برای درزگیری دیوارها استفاده می‌شود.

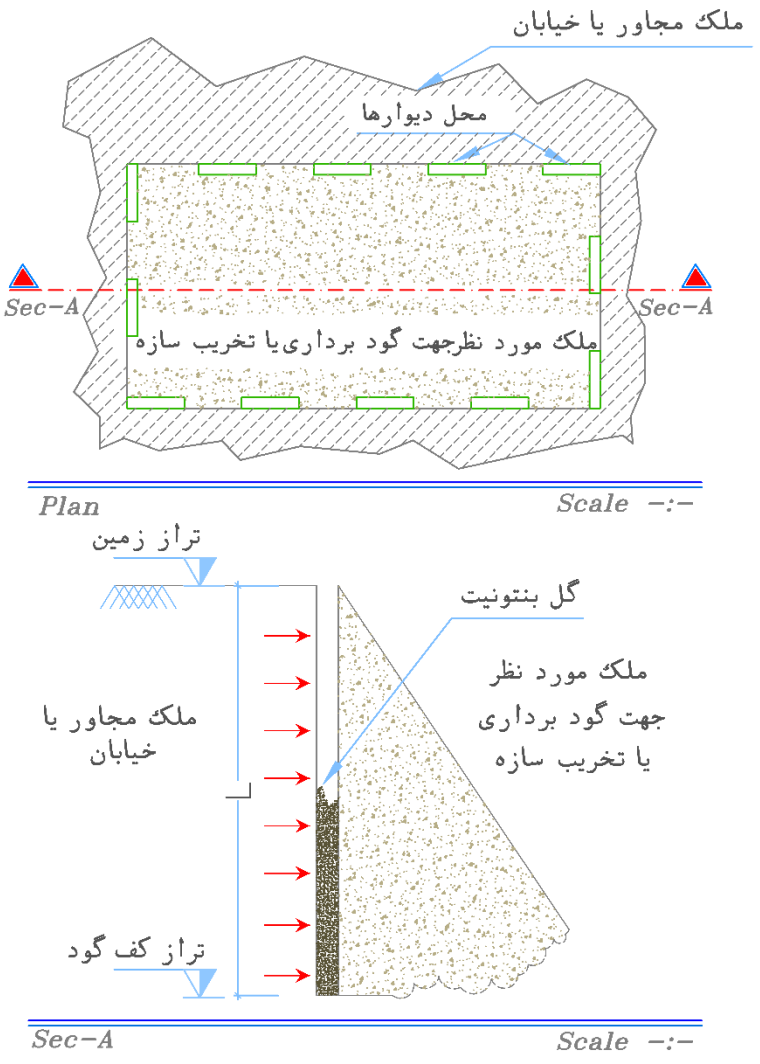
به‌طورکلی بنتونیت جاذب آلومینیوم بوده و حاوی عناصری مانند کلسیم، پتاسیم، سدیم و آلومینیوم است.

۱- راهنمای دیوار
۲- حفاری محل دیوار
۳- قرار دادن شبکه آرماتور
۴- بتن‌ریزی دیوار

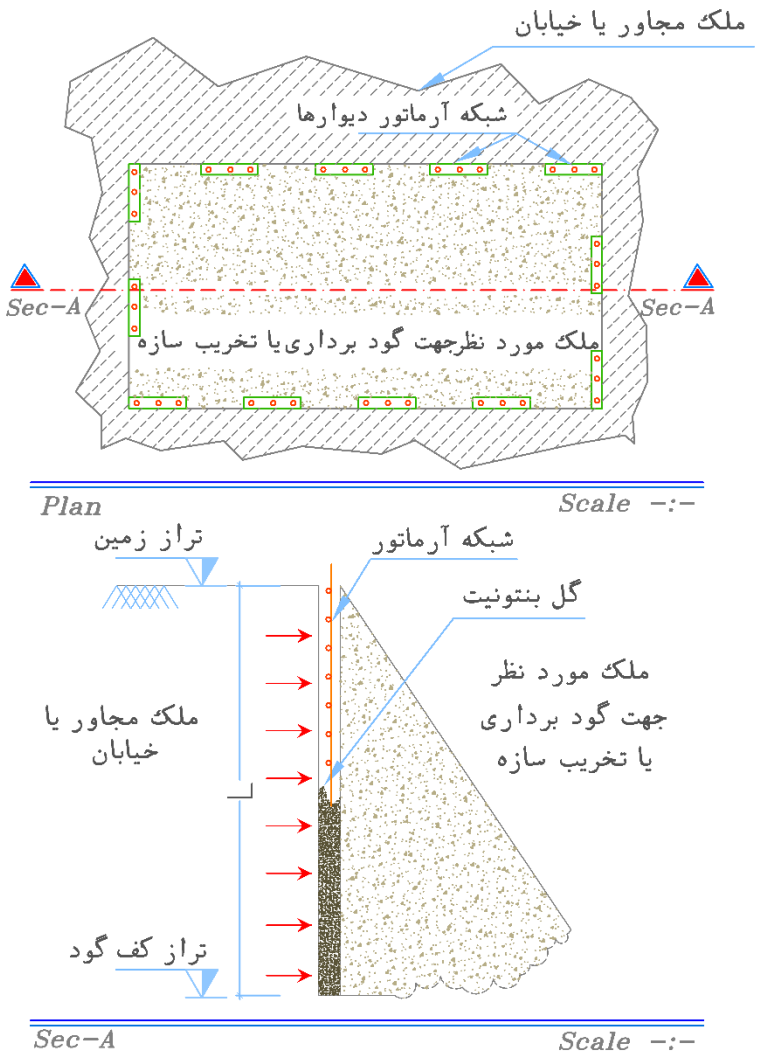


تصویر شماره ۱- ۶: روند اجرای سازه نگهبان به روش دیوار دیافراگمی

railsystem.net

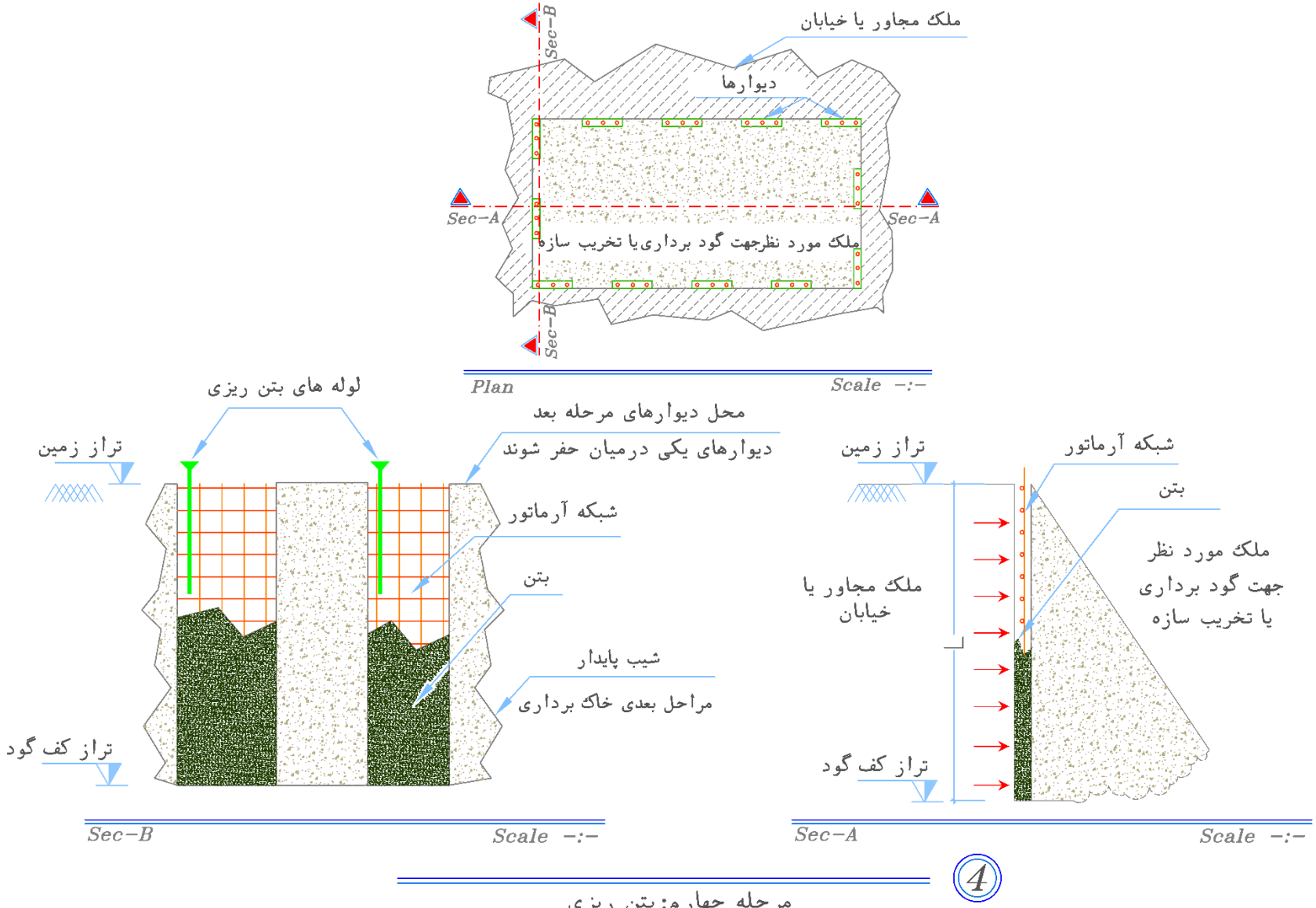


مرحله اول و دوم: حفر محل دیوار همزمان با تزریق گل بنتونیت



مرحله سوم: قراردادن شکبه آرماتور دیوار

تصویر شماره ۱- ۷: مراحل اجرای سازه نگهبان به روش دیوار دیافراگمی



ادامه تصویر شماره ۱- ۷: مراحل اجرای سازه نگهبان به روش دیوار دیافراگمی

روش مهار متقابل

این روش برای گودهای با عرض کم به‌ویژه کانال‌ها و برای پایدارسازی دیواره گود و جلوگیری از تغییرمکان‌های جانبی خاک مناسب است. (تصویر شماره ۱-۸)

روند اجرا به شرح زیر است: (تصویر شماره ۱-۹)

۱. حفر چاه: در اطراف زمین با فواصل مناسب و به عمق گود به‌علاوه ۰٫۲۵ تا ۰٫۳۵ برابر عمق گود، چاه حفر می‌کنیم. این اضافه عمق گود جهت تأمین گیرداری اعضای قائم است.

۲. نصب اعضای قائم: در چاه‌های حفر شده مقاطع فولادی H شکل یا I شکل براساس محاسبات صورت‌گرفته قرار می‌دهیم؛ انتهای تحتانی این مقاطع به‌اندازه‌ی ۰٫۲۵ تا ۰٫۳۵ ارتفاع گود باید داخل چاه مهار شوند (در صورت لزوم باید انتهای چاه‌های شمع بتنی اجرا شود) و بهتر است لبه فوقانی مقاطع مقداری بالاتر از تراز صفر و زیر سقف سازه‌ای جدید باشد.

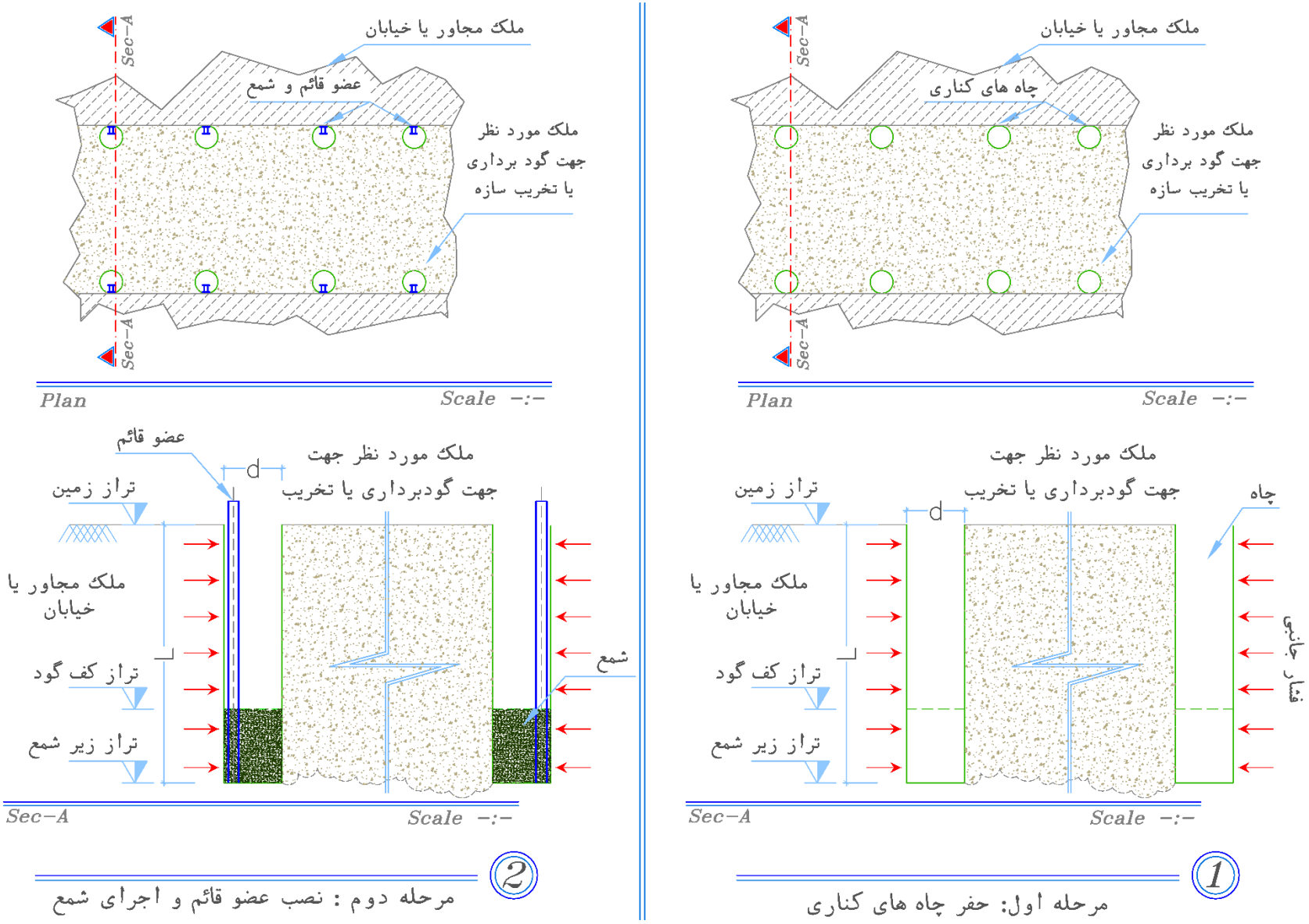
۳. نصب اعضای افقی قاب: لبه‌های فوقانی اعضای قائم را به‌صورت متقابل با المان‌های افقی، تیر یا خرپا، براساس محاسبات صورت‌گرفته به هم متصل می‌کنیم.

۴. خاک‌برداری: پس از نصب اعضای افقی اقدام به خاک‌برداری می‌کنیم؛ همزمان با خاک‌برداری براساس محاسبات و در صورت نیاز پروژه اعضای افقی دیگری در سایر ارتفاع‌ها نصب می‌کنیم.

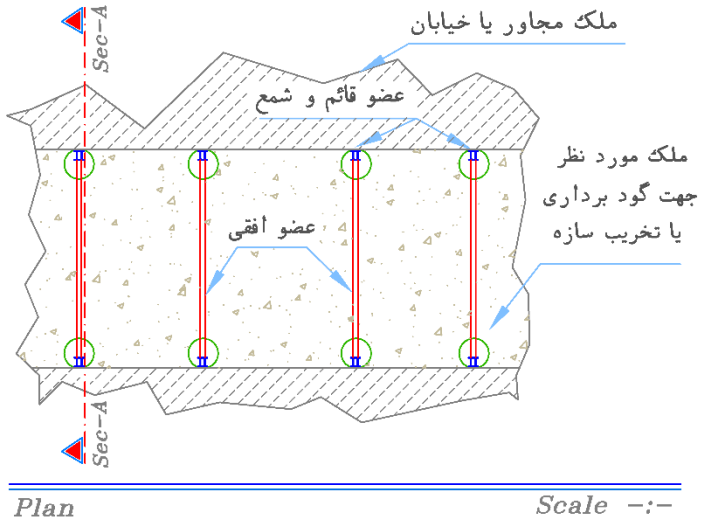
۵. تخته گذاری و نصب تیرهای افقی در مجاورت خاک: در جهت عمود بر قاب‌ها باید در فواصل یک‌متری از هم در ارتفاع گود تیرهای افقی نصب شود؛ اولین تیر در لبه گود اجرا شود و همزمان با پیشرفت خاک‌برداری در فواصل یک‌متری تیرها نصب شوند و تخته‌ها نیز از بالا وارد شوند.

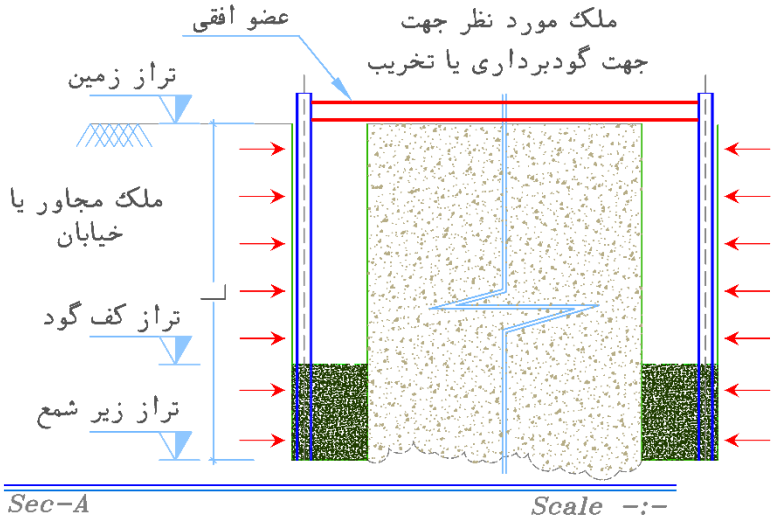
۶. مهاربندی: همزمان با پیشرفت خاک‌برداری قاب‌های ساخته شده از اعضای قائم و افقی را در راستای طولی گود (عمود بر قاب‌ها) به مهار می‌کنیم تا کل سازه پایدار باشد.

تصویر شماره ۱- ۸: نمونه اجرای سازه نگهبان به روش مهار متقابل

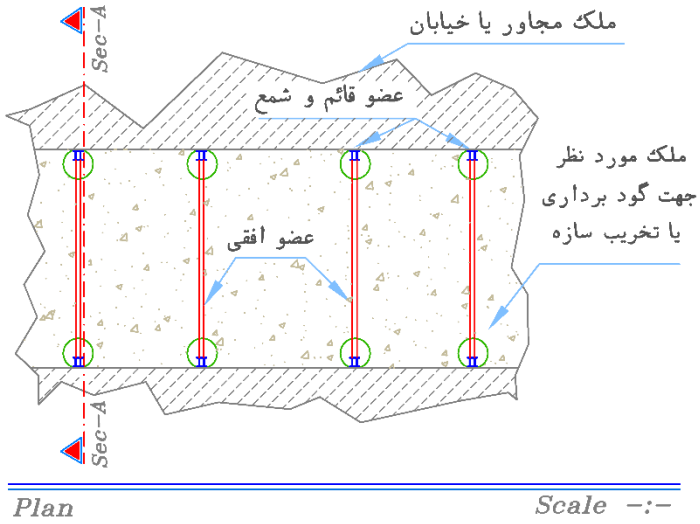


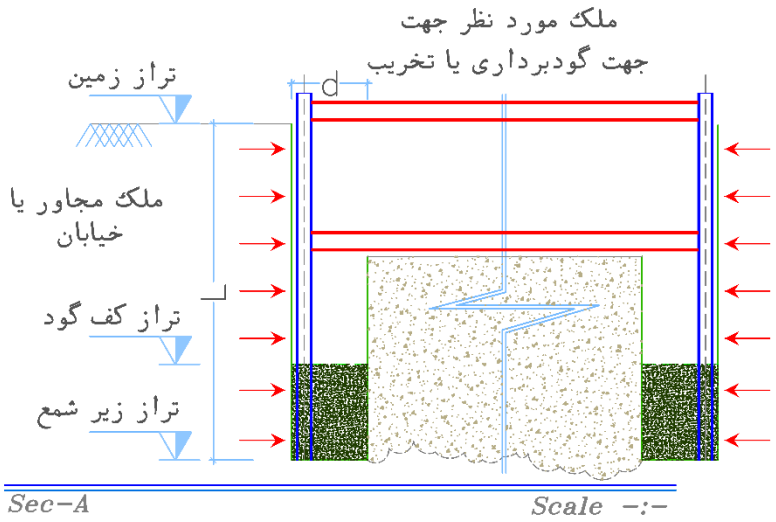
تصویر شماره ۱- ۹: مراحل اجرای سازه نگهبان به روش مهارمتقابل





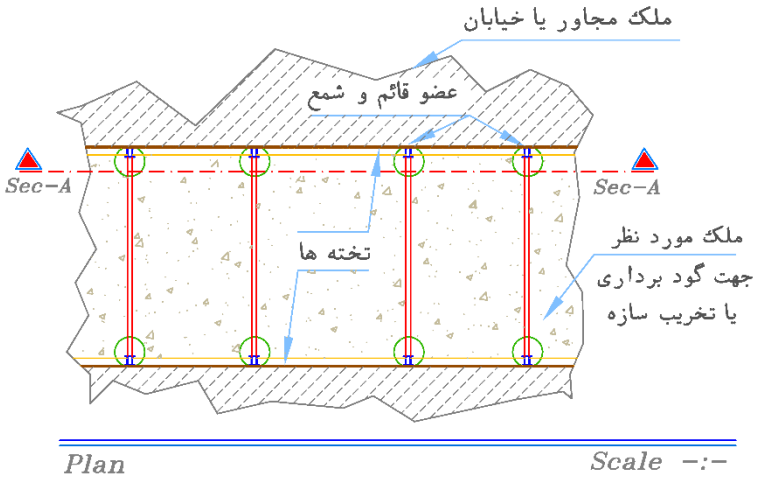
3 مرحله سوم: اجرای عضو افقی



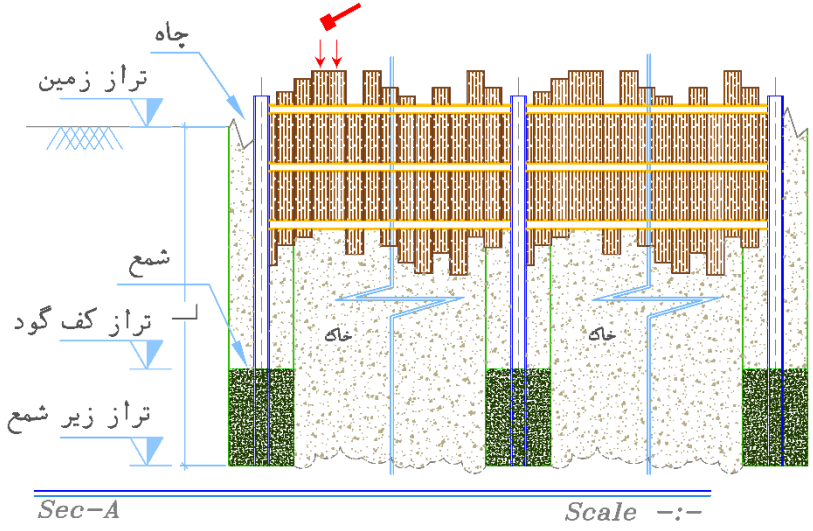


4 مرحله چهارم: خاک برداری

ادامه تصویر شماره ۱- ۹: مراحل اجرای سازه نگهبان به روش مهارمتقابل

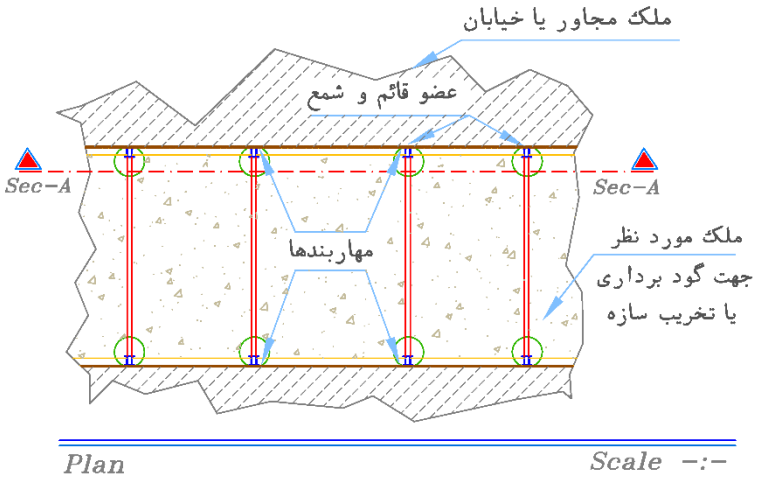


تخته الوارها به صورت قائم از بالا کوبیده شود تا همزمان با خاکبرداری در محل مناسب قرار گیرند. (هر تخته پشت سه تیر افقی مهار شود.)

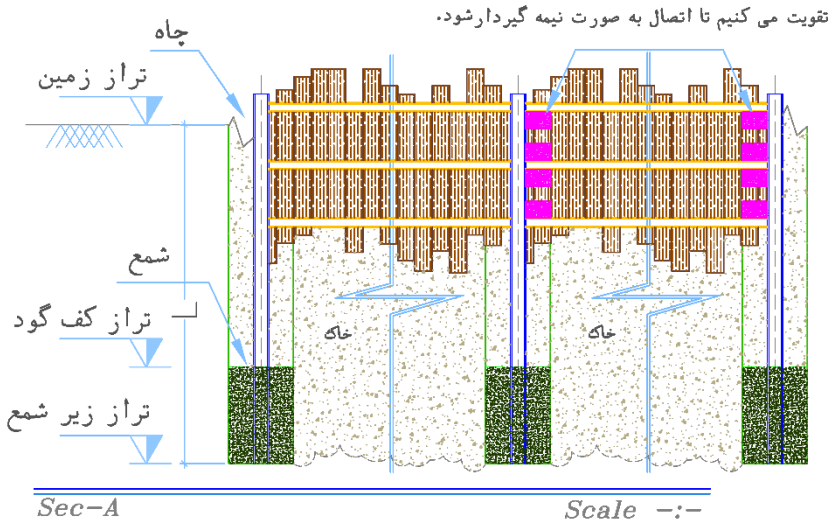


5

مرحله پنجم: تخته گذاری



بنا به محاسبات صورت گرفته در دهانه های مشخص شده محل اتصال تیرهای افقی به عضو قائم را با ورق هایی تقویت می کنیم تا اتصال به صورت نیمه گیردارشود.



5

مرحله ششم: نصب مهاربندها

ادامه تصویر شماره ۱- ۹: مراحل اجرای سازه نگهبان به روش مهارمتقابل

روش اجرای شمع

روش مهارسازی با شمع روش مناسبی جهت مهار خاک است. شمع‌ها انواع گوناگونی دارند که با توجه مشخصات پروژه اعم از نوع خاک، سطح آب‌های زیرزمین، بارهای وارده (سربار و فشار جانبی خاک) و ... گزینه مناسب انتخاب می‌شوند. (تصویر شماره ۱-۱۰)

رفتار شمع‌ها در اطراف زمین به‌صورت طره‌ای خواهد بود و باید به میزان مناسب انتهای شمع‌ها در زمین مهار شود.

انواع شمع:

- شمع بتنی درجا

در مواقعی که امکان کوبیدن شمع وجود نداشته باشد یا سرعت اجرا مطرح نباشد از شمع درجا استفاده می‌شود. در شمع درجا به‌منظور گیرایی بهتر و افزایش باربری، انتهای آن را به اشکال مختلفی بزرگ‌تر و به‌صورت انباره اجرا می‌کنند؛ بزرگ‌تر شدن انتهای شمع‌های باعث وزن بیشتر شمع و سطح تماس بیشتر می‌شود و این‌ها موجب اصطکاک و پایداری بیشتر شمع می‌شود. انواع اشکال انباره عبارت‌اند از: دایره که به آن شمع گرزی یا بتنی فشرده یا فرانکی نیز می‌گویند، مخروطی که به آن شمع زنگوله نیز می‌گویند.

- شمع بتنی پیش‌ساخته

با استفاده از میلگرد یا کابل‌های پیش‌تنیده در کارخانه تولید می‌شوند و در محل با ماشین‌آلات شمع‌کوب در زمین کوبیده می‌شوند. شکل شمع براساس نیاز پروژه تعیین می‌شود (مربع، دایره، T یا L شکل و ...)

- شمع فولادی

شمع فولادی با استفاده از ماشین‌آلات شمع‌کوب در زمین کوبیده می‌شوند. شکل‌های آن عبارت‌اند از: شمع‌های فولادی لوله‌ای یا قوطی در دو حالت انتهای بسته و انتهای باز که پس از کوبیدن داخل مقاطع را معمولاً با بتن روان پر می‌کنند، شمع‌های فولادی I و H شکل نیر هستند.

- شمع مختلط

شمع‌های مختلط در ارتفاع شمع جنس مصالح آن تغییر می‌کند یا از مقاطع فولادی مدفون در بتن نیز استفاده می‌کنند.

- شمع چوبی

از تنه درختان سالم و بلند ساخته می‌شوند؛ بسته به محیط استفاده عمر متفاوتی خواهد داشت. در محیط کاملاً اشباع عمر نامحدودی دارند ولی در محیط خشک و تر شدن متوالی، نظیر سواحل دریا آسیب‌پذیر هستند و همچنین جهت استفاده در محیط‌های خشک، باید در حین فرایند تولید تدابیر لازم نیز روغن‌کاری در سطح چوب، جهت محافظت در برابر خوردگی حشرات انجام شود.

روش‌های مختلف برای اجرای تکنیک‌های شمع‌های درجا وجود دارد و از متداول‌ترین آن‌ها می‌توان به موارد زیر اشاره کرد:

الف) اجرای دیوار محافظت پیوسته (آب‌بند)

ب) اجرای دیوار محافظت ناپیوسته

الف) اجرای دیوار محافظ پیوسته (آب‌بند)

در این روش ابتدا شمع‌هایی با بتن پلاستیک یک‌درمیان حفاری و اجرا می‌گردد و سپس با رعایت هم‌پوشانی شمع‌های اصلی و سازه‌ای با رعایت احداث جداره زنجیره‌ای و پیوسته اجرا می‌گردد.

ب) اجرای دیوار محافظت ناپیوسته

در مواردی که توده خاک و سنگ دارای چسبندگی زیاد بوده و سطح آب‌های زیرزمینی پایین بوده می‌توان از شمع‌های درجا ریز ناپیوسته و بافاصله استفاده نمود. در این روش به دلیل چسبندگی بین دانه‌ها خاک بین شمع‌ها با وجود پدیده قوس خوردگی پایداری جانبی وجود دارد. با درنظرگرفتن شرایط و پارامترهای ژئوتکنیکی خاک معمولاً حداکثر فاصله محور تا محور شمع‌های اصلی ۲ برابر قطر شمع‌ها است همچنین در این روش پایداری در برابر نیروهای جانبی نیز مدنظر قرار می‌گیرد این روش در پایداری‌های کوتاه‌مدت کارایی داشته و در اثر مرور زمین احتمال هوازدگی بین شمع‌ها وجود دارد و در درازمدت نیز تغییر مشخصات خاک و برخی از پارامترهای آن مانند ازدست‌دادن آب و یا حالت اشباع پیدا نمودن آن باعث ریزش خاک بین شمع‌ها شده و برای جلوگیری از آن می‌توان از بتن‌پاشی (شات‌کریت) و با بستن مش پوشش لازم را جهت پایداری ایجاد نمود.

روند اجرای شمع‌های درجاریز به شرح زیر است: (تصویر شماره ۱-۱۱ الف و ب)

۱. حفاری: در اطراف زمین با ماشین‌آلات مناسب در فواصل تعیین‌شده حفاری انجام می‌شود. شمع بسته به نوع با یا بدون انباره طول گیرایی متفاوتی خواهند داشت ولی بهتر است برای شمع بدون انباره حدود ۰/۳ ارتفاع گود طول گیرایی در پایین شمع تأمین شود. درصورتی‌که خاک‌ریزشی باشد با استفاده از گل بنتونیت یا غلاف کیسینگ مانع از ریزش خاک به داخل محل چاه می‌شویم. در صورت نیاز در زیر عمق گود و در پایین شمع‌های درجا محل انباره را نیز حفر می‌کنیم.

۲. آرماتورگذاری: شبکه آرماتور از قبل آماده‌شده را به محل چاه‌ها انتقال می‌دهیم.

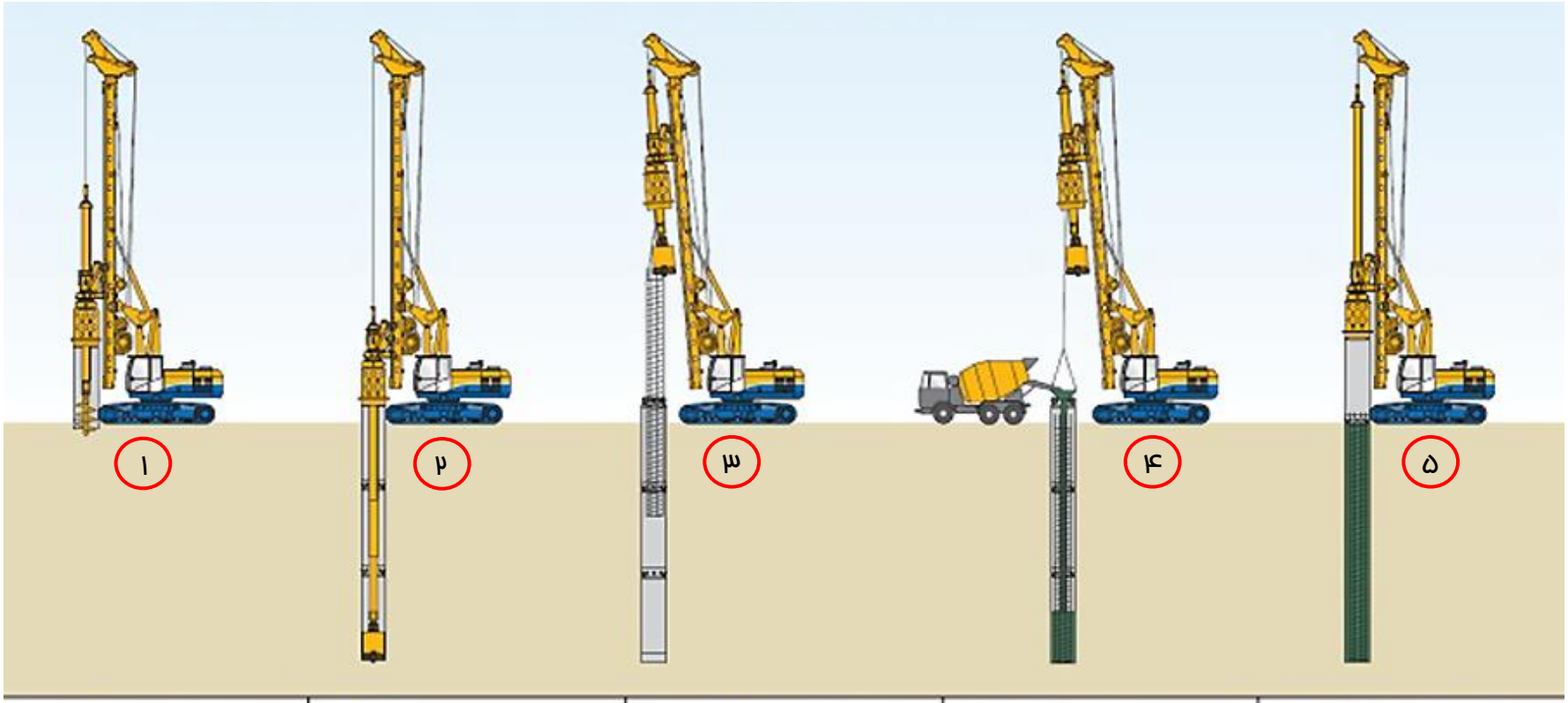
۳. بتن‌ریزی: بعد از آرماتورگذاری بتن‌ریزی را شروع می‌کنیم توجه شود فاصله زمانی زیادی بین مراحل نباشد تا احتمال ریزش خاک داخل شمع به حداقل برسد.

۴. درصورتی‌که جهت مقابله با خاک‌ریزشی در مرحله حفاری از غلاف کیسینگ استفاده شده باشد هنگام بتن‌ریزی باید غلاف خارج شود.

۵. پس از اجرای شمع‌ها، می‌توان عملیات گودبرداری را اجرا کرد. در صورت لزوم باید شمع‌ها را در امتداد دیواره گود مهاربندی کرد.

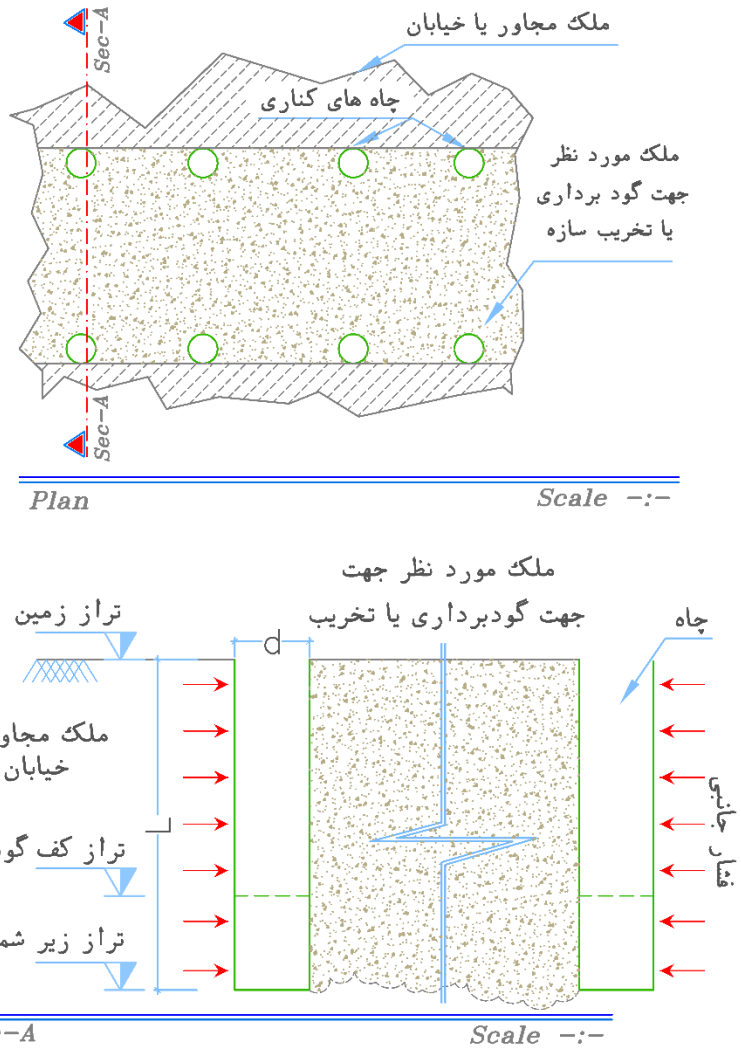
تصویر شماره ۱- ۱۰: نمونه اجرای سازه نگهبان به روش اجرای شمع

حفاری کامل با مته چرخشی

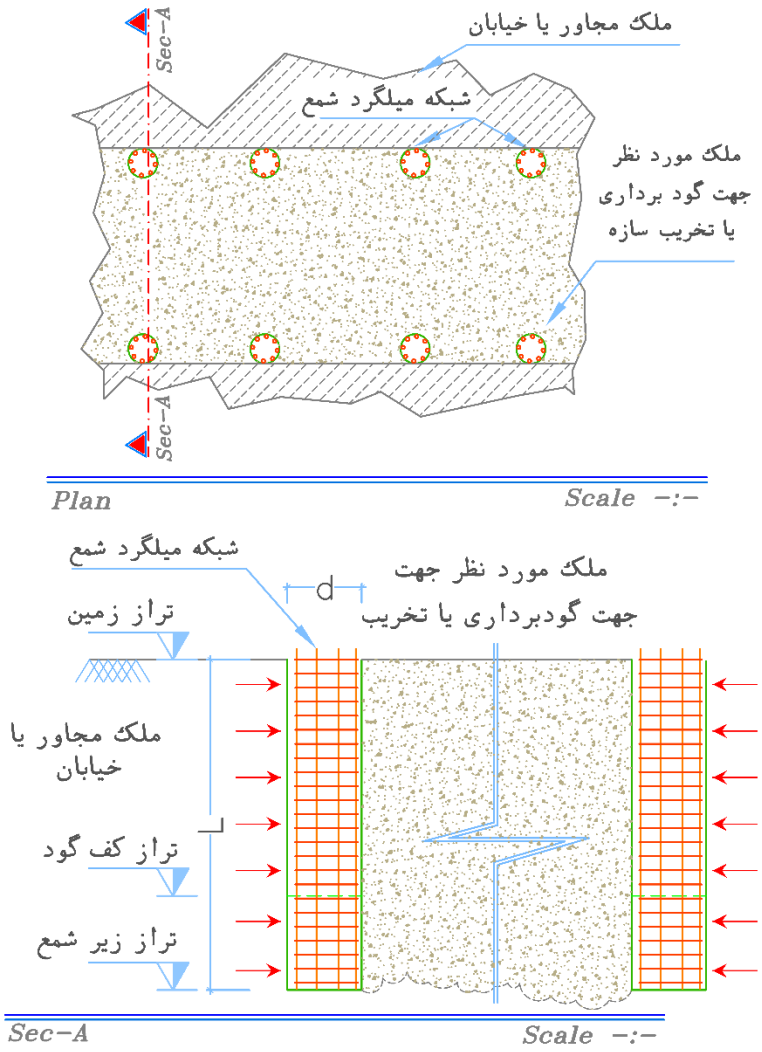


۱	۲	۳	۴	۵
نصب دستگاه حفاری	**حفاری**	**قرار دادن شبکه آرماتور**	**بتن‌ریزی**	**خارج کردن غلاف**
تجهیزات دستگاه حفاری با مته چرخشی و ضربه‌ای	حفاری با مته و محفظه، دیواره چاه با پوشش گل بنتونیت یا غلاف تثبیت شود.	با کمک جرثقیل شبکه آرماتور آماده شده در محل ثابت نگه داشته می‌شود.	با کمک لوله‌های بتن‌ریزی، بتن‌ریزی از پایین شمع انجام شود.	همزمان با بتن‌ریزی غلاف‌های محافظ دیوار خارج شوند.

تصویر شماره ۱- ۱۱ - الف: مراحل اجرای سازه نگهبان به روش اجرای شمع

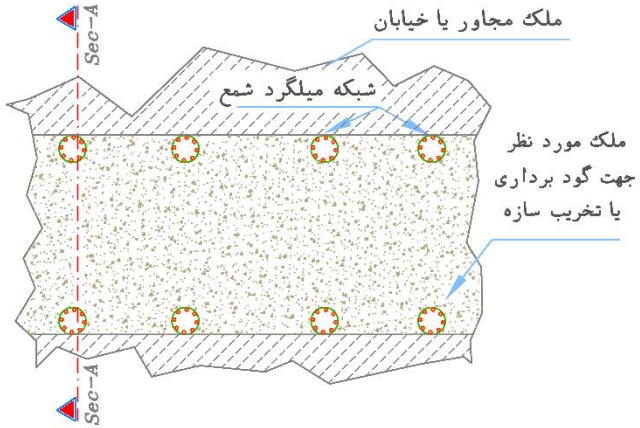


مرحله اول: حفر چاه های کناری



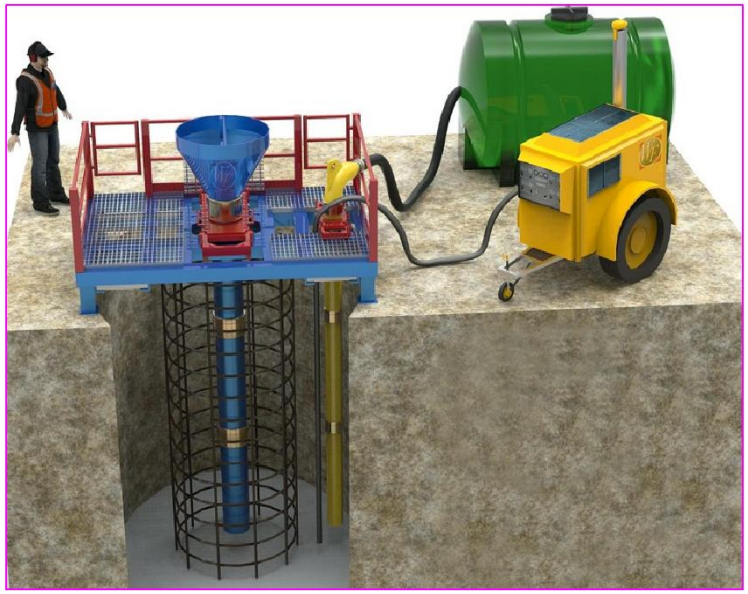
مرحله دوم: قراردادن شبکه میلگرد

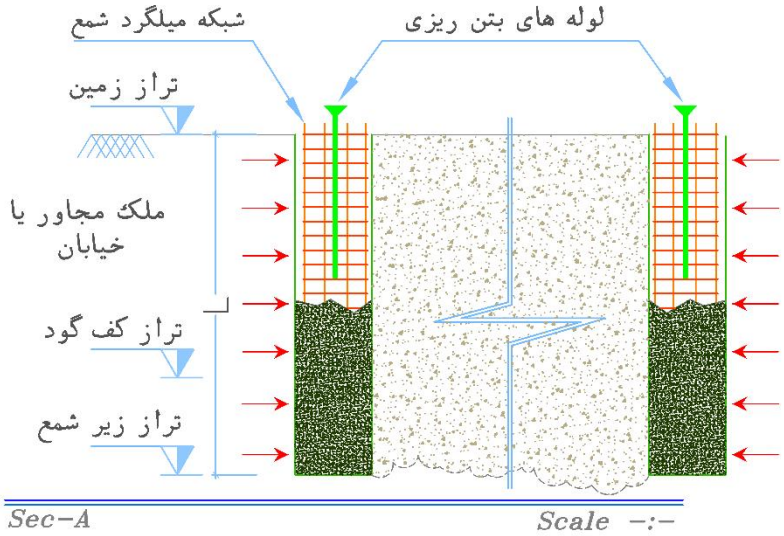
تصویر شماره ۱- ۱۱ - ب: مراحل اجرای سازه نگهبان به روش اجرای شمع



دور تا دور زمین بسته به نوع خاک و شرایط باید شمع اجرا شود.

شمع های مجاور هم در مراحل مختلف اجرا می شوند. به عبارتی محل حفر چاه های شمع باید حداقل یکی در میان باشد تا باعث ریزش خاک نشود.





3

مرحله سوم: بتن ریزی

ادامه تصویر شماره ۱- ۱۱ - ب: مراحل اجرای سازه نگهبان به روش اجرای شمع

سپرکوبی

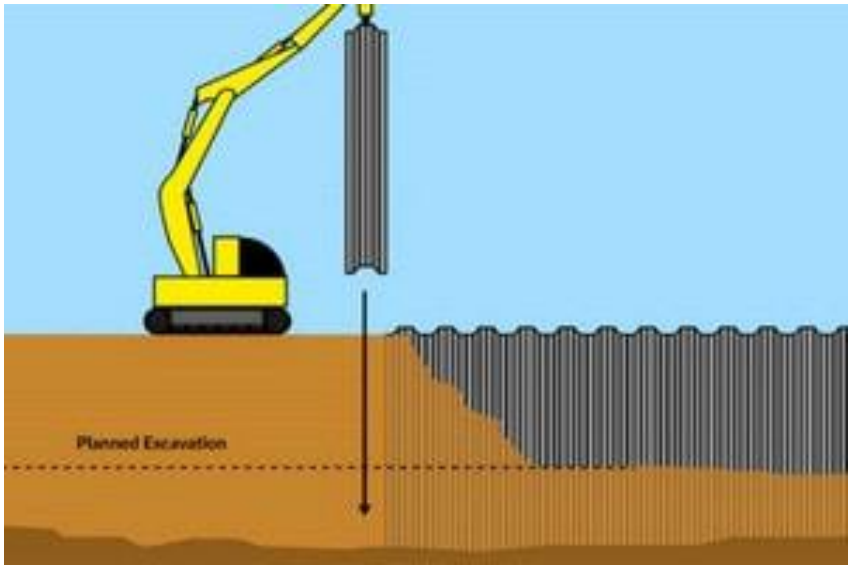
یکی دیگر از روش‌های اجرای سازه نگهبان روش سپرکوبی هست. سپرها به‌صورت چوبی، بتنی و فولادی هستند. (تصویر شماره ۱-۱۲)

سپرها توسط چکش پنوماتیک و با استفاده از لرزش کوبیده می‌شوند با استفاده از اتصالات مناسب به هم متصل شده و دیوار پیوسته‌ای ایجاد می‌کنند. پیوسته بودن دیوار سبب می‌شود که بتوان از آن جهت آب‌بند کردن زمین نیز استفاده کرد.

با توجه به اینکه المان‌های افقی و مایل کمی نیاز هست محدودیت‌های اشغال فضای داخل گود کمتر وجود دارد. لیکن ازجمله معایب این روش وابستگی به نصب سپرهای فلزی می‌باشند که در محیط‌های شهری به دلیل وجود تأسیسات زیربنایی شهری و ایجاد لرزش و صدای ناشی از کوبش سپرها محدودیت‌هایی را به وجود می‌آورد. همچنین کوبیدن سپرها در زمین‌های سنگی و یا خاک‌های بسیار متراکم به‌سختی انجام‌پذیر است و در زمین‌های با شرایط بالا با محدودیت مواجهه می‌گردد.

روند اجرا به شرح زیر است.

۱. سپرکوبی: در اطراف گود سپرها رو می‌کوبند
۲. خاک‌برداری: عملیات خاک‌برداری تا عمق محاسبه‌شده توسط طراح انجام می‌شود.
۳. مهارسازی: کمرکش‌ها، تیرهای افقی و مهاربندهای متقابل در ارتفاع‌های از پیش تعیین‌شده نصب می‌شوند



تصویر شماره ۱- ۱۲: اجرای سازه نگهبان به روش سپرکوبی

روش خرپایی

این روش، یکی از مناسب‌ترین و متداول‌ترین روش‌های اجرای سازه نگهبان در مناطق شهری است. اجرای آن ساده بوده و نیاز به تجهیزات و تخصص بالایی ندارد، و درعین‌حال قابلیت انعطاف زیادی ازنظر اجرا در شرایط مختلف دارد. در این روش پروفیل‌های فولادی خرپایی، در فواصل معین به دیواره گود، تکیه داده می‌شود. خرپاها با تحمل فشار جانبی ناشی از سربار خاک و انتقال آن به زمین، مانع از ریزش دیواره گود می‌شود. (تصویر شماره ۱-۱۳ و ۱۴)

روند اجرا به شرح زیر است. (تصویر شماره ۱-۱۵)

۱. حفر چاه‌های کناری: در اطراف زمین به فواصل تعیین‌شده چاه‌هایی جهت نصب اعضای قائم خرپا حفر می‌کنیم. عمق چاه‌ها برابر است با عمق گود به‌علاوه عمق شمع موردنیاز.

۲. نصب عضو قائم و اجرای شمع: شبکه آرماتور شمع‌ها که در بیرون بافته شده‌اند داخل شمع قرار داده و عضو قائم نصب می‌گردد. در انتهای عضو قائم جهت اتصال بهتر به شمع باید تعدادی برشگیر نصب شود.

۳. خاک‌برداری با شیب پایدار: در اطراف زمین با شیب پایدار خاک‌برداری انجام شود.

۴. اجرای شمع و عضو قائم میانی: به فاصله تعیین‌شده طبق نظر طراح در کناره‌ی زمین داخل چاه‌های حفر شده، شمع و عضو قائم میانی اجرا شود.

۵. نصب عضو مورب: عضو مورب خرپا بین دو عضو قائم اجرا شده اجرا شود.

۶. نصب عضو افقی: عضو افقی خرپا در تراز مناسب اجرا شود و خاک‌برداری در محل نصب خرپا به‌صورت مرحله‌ای هم‌زمان با پیشرفت خاک انجام شود. (خاک دیواره کناری گود در مراحل بعدی و هم‌زمان با تخته‌گذاری برداشته شود.)

۷. نصب سایر اعضای خرپا: بسته به میزان عمق گود و میزان پیشرفت خاک‌برداری اعضای خرپا نصب شوند.

۸. نصب مهاربند مایل: مهاربندهای مایل جهت جلوگیری از کمانش عضو مایل و همچنین پایداری کلی سازه در جهت عرضی، اجرا می‌شوند.

۹. خاک‌برداری کناره زمین هم‌زمان با تخته‌گذاری، اجرای مهاربندهای قائم و تیرهای افقی: پس از تکمیل شدن خرپا خاک‌برداری کنار زمین را شروع می‌کنیم. ولیکن باید دقت شود هم‌زمان با خاک‌برداری تیرها، تخته‌ها و مهاربندها اجرا شوند، بدین صورت که از بالا ابتدا اولین تیر افقی نصب شود و هم‌زمان با خاک‌برداری تخته‌ها به‌صورت قائم پشت تیر افقی قرار گرفته و کوبیده شوند تا امکان ریزش خاک از بین برود. به میزان عمق گود در ترازهای مختلف تیرهای افقی نصب می‌شوند.

مهاربندی اعضای قائم در عمل با توجه به محدودیت‌های اجرایی امکان‌پذیر نیست و برای پایداری سازه پیشنهاد می‌شود تعدادی ورق در محل اتصال تیر به اعضای قائم نصب شود تا اتصالات به‌صورت نیمه گیردار شوند.

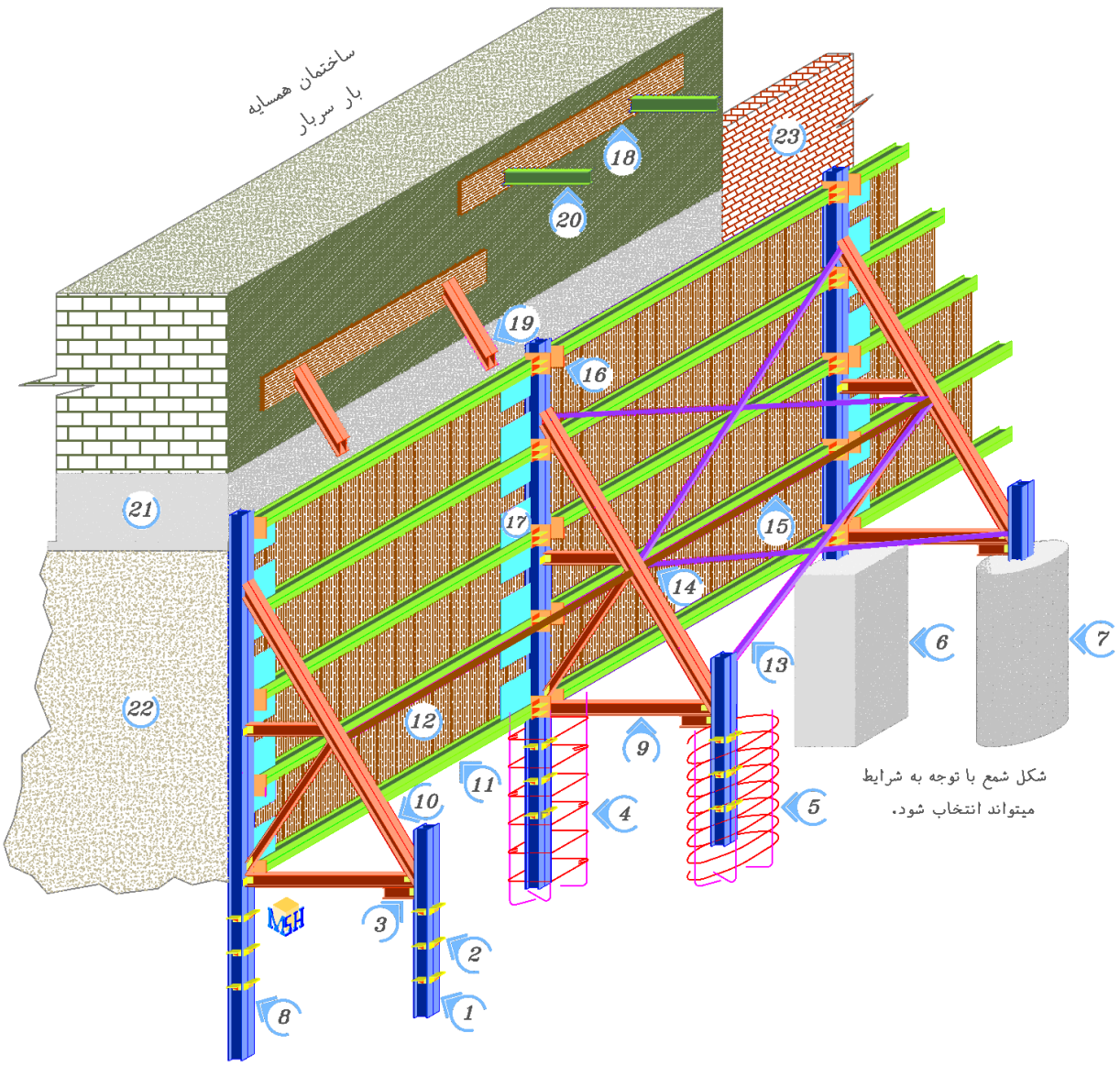
به‌جای استفاده از تخته می‌توان از شبکه مش و شات‌کریت نیز استفاده کرد.

تصویر شماره ۱- ۱۳-الف: اجرای سازه نگهبان به روش خرپایی (مهارخاک با تخته‌گذاری)

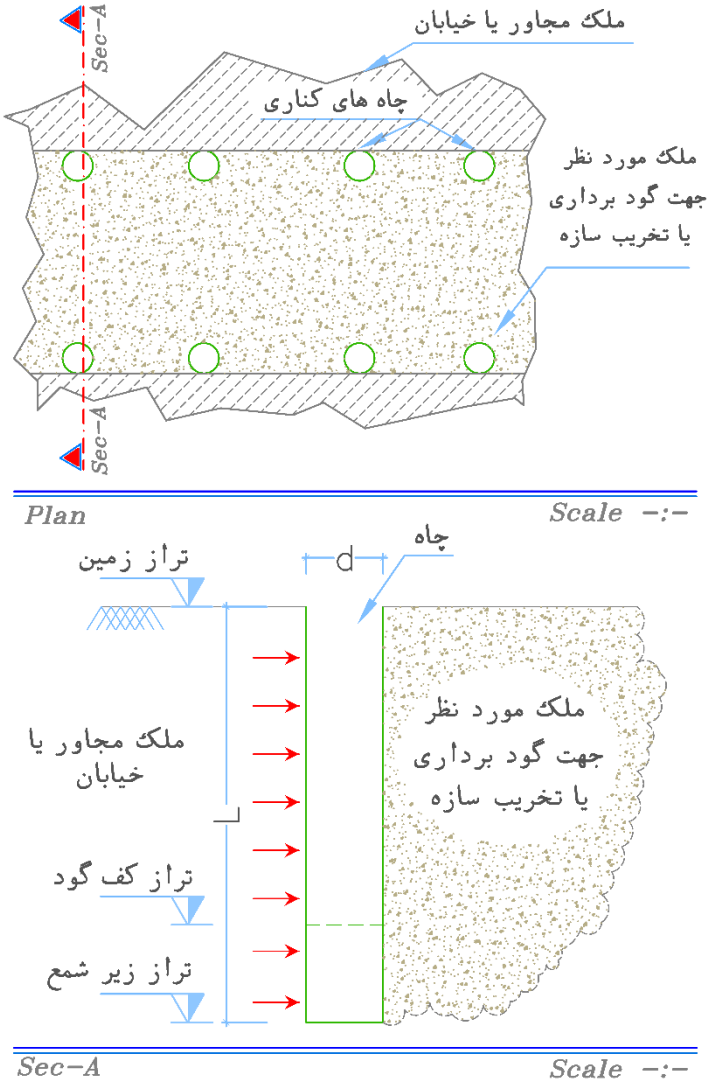
تصویر شماره ۱- ۱۳-ب: اجرای سازه نگهبان به روش خرپایی (مهارخاک با شبکه مش و شاتکریت)

اجزاء:

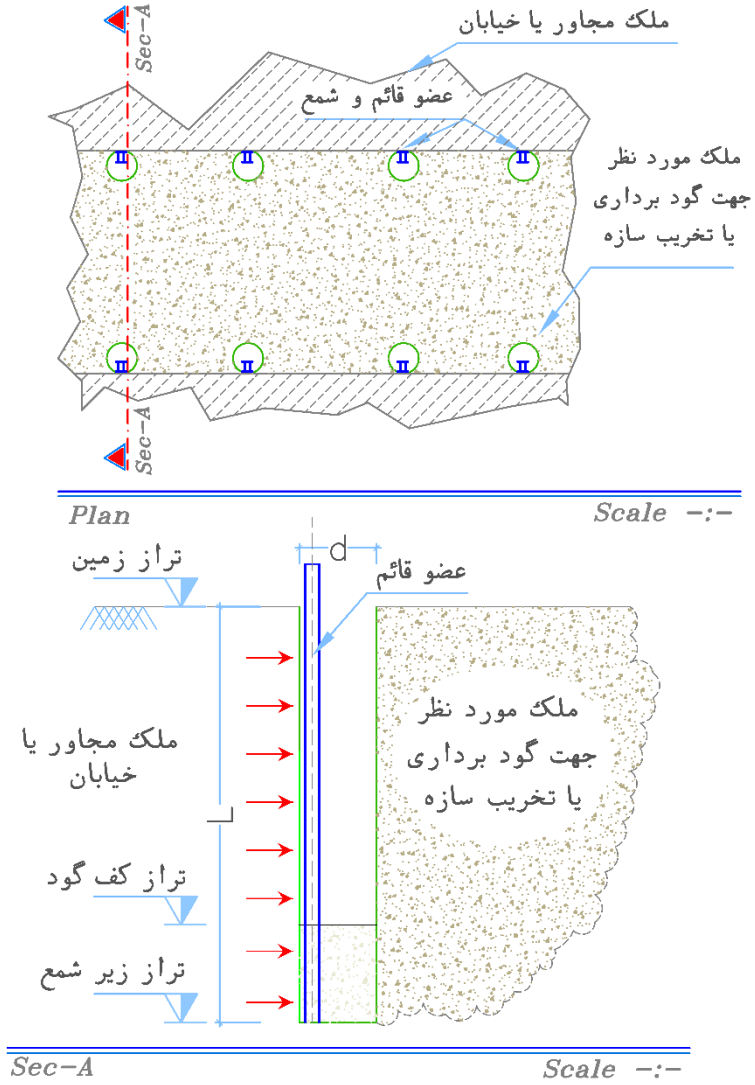
۱. عضو قائم میانی
۲. برش‌گیرهای پایین اعضای قائم
۳. جزئیات اتصال عضو افقی خرپا به عضو قائم میانی
۴. شبکه آرماتور شمع‌ها (شمع کناری جهت سهولت اجرا به صورت مستطیلی یا دایره‌ایی)
۵. شبکه آرماتور شمع‌ها (شمع میانی)
۶. شمع کناری
۷. شمع میانی
۸. عضو قائم کناری خرپا
۹. عضو افقی خرپا
۱۰. عضو مایل خرپا
۱۱. تیرهای کنارخاک جهت نگهداری تخته‌ها
۱۲. تخته‌ها
۱۳. مهاربندهای میانی
۱۴. اتصالات مهاربندهای میانی به اعضای مایل
۱۵. تیرهای افقی جهت کنترل کمانش اعضای مایل
۱۶. اتصالات تیرهای کنار خاک به اعضای قائم کناری
۱۷. ورق مهاربندی تیرهای کناری
۱۸. تخته نصب شده در دیوار همسایه جهت تأمین تکیه‌گاه لازم جهت مهار متقابل
۱۹. مهار سازه همسایه به زمین
۲۰. مهار سازه همسایه به صورت متقابل
۲۱. فونداسیون همسایه
۲۲. خاک
۲۳. دیوار همسایه



تصویر شماره ۱- ۱۴: شکل شماتیک و اجزای تشکیل دهنده سازه نگهبان خرپایی

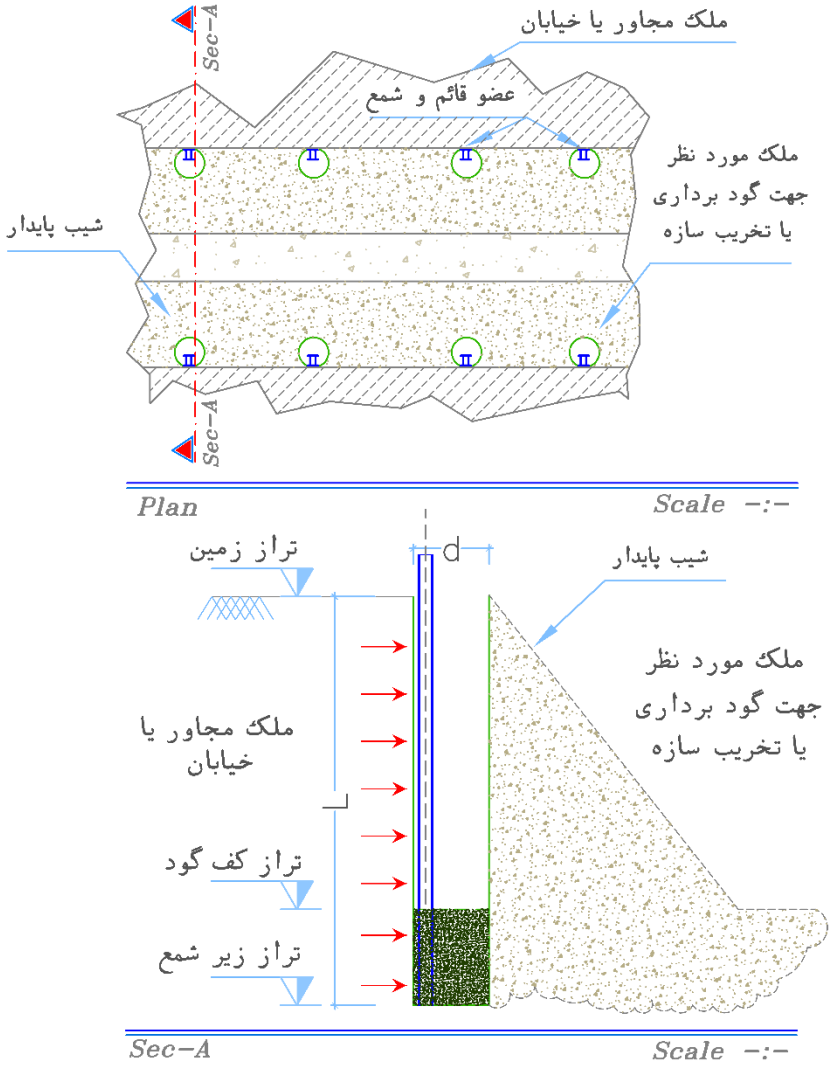


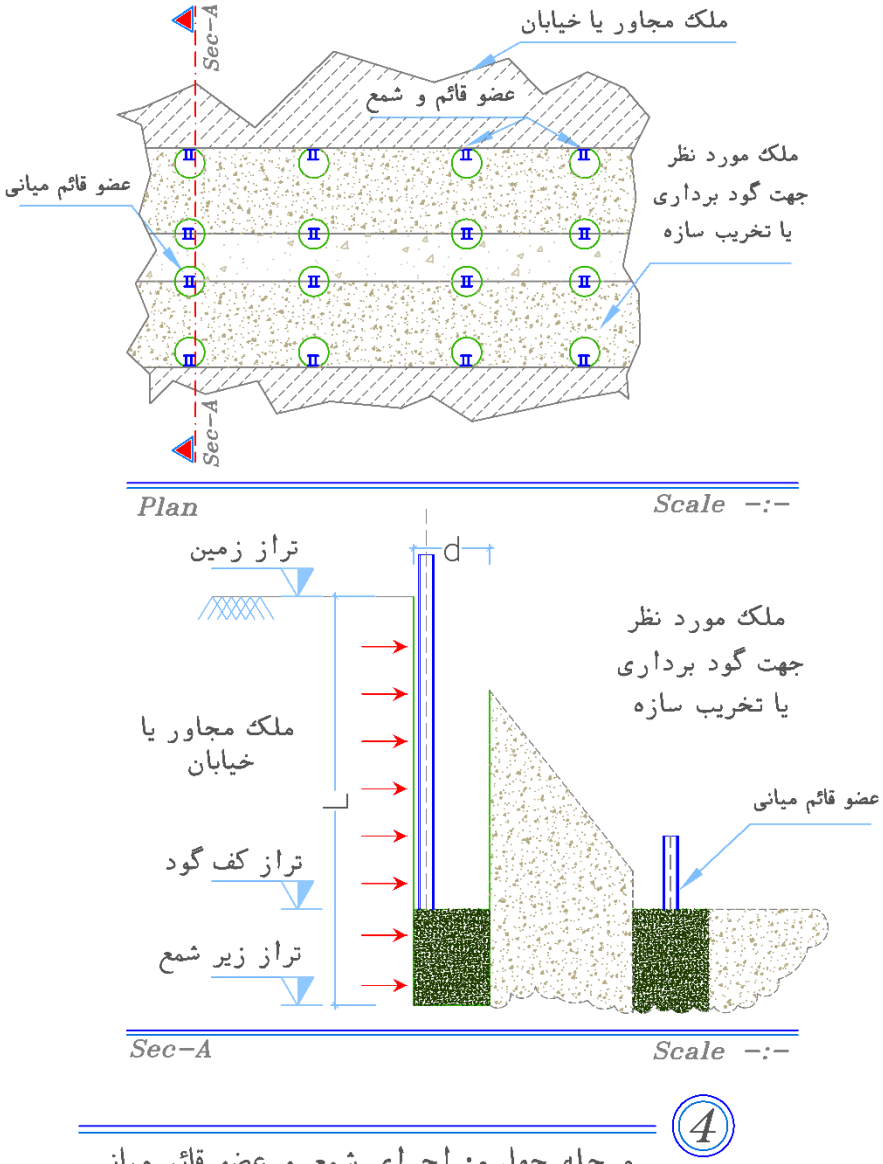
مرحله اول: حفر چاه های کناری



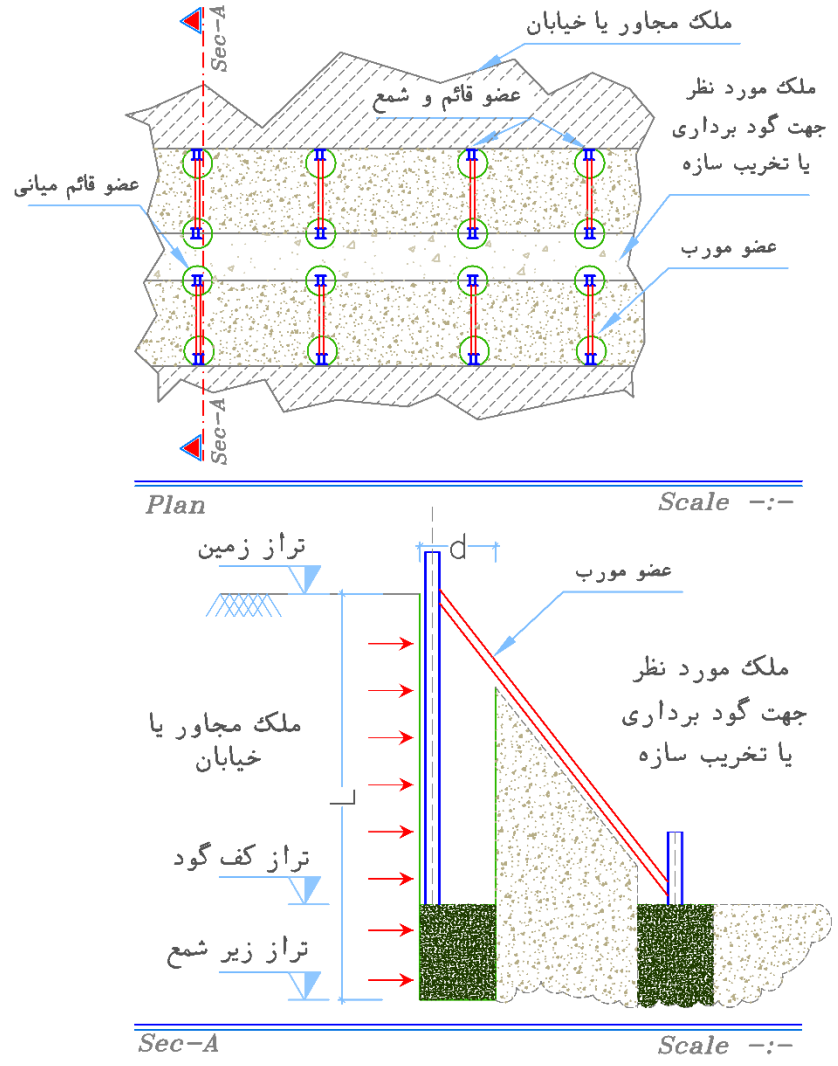
مرحله دوم : نصب عضو قائم و اجرای شمع

تصویر شماره ۱- ۱۵: مراحل اجرای سازه نگهبان به روش خرپایی



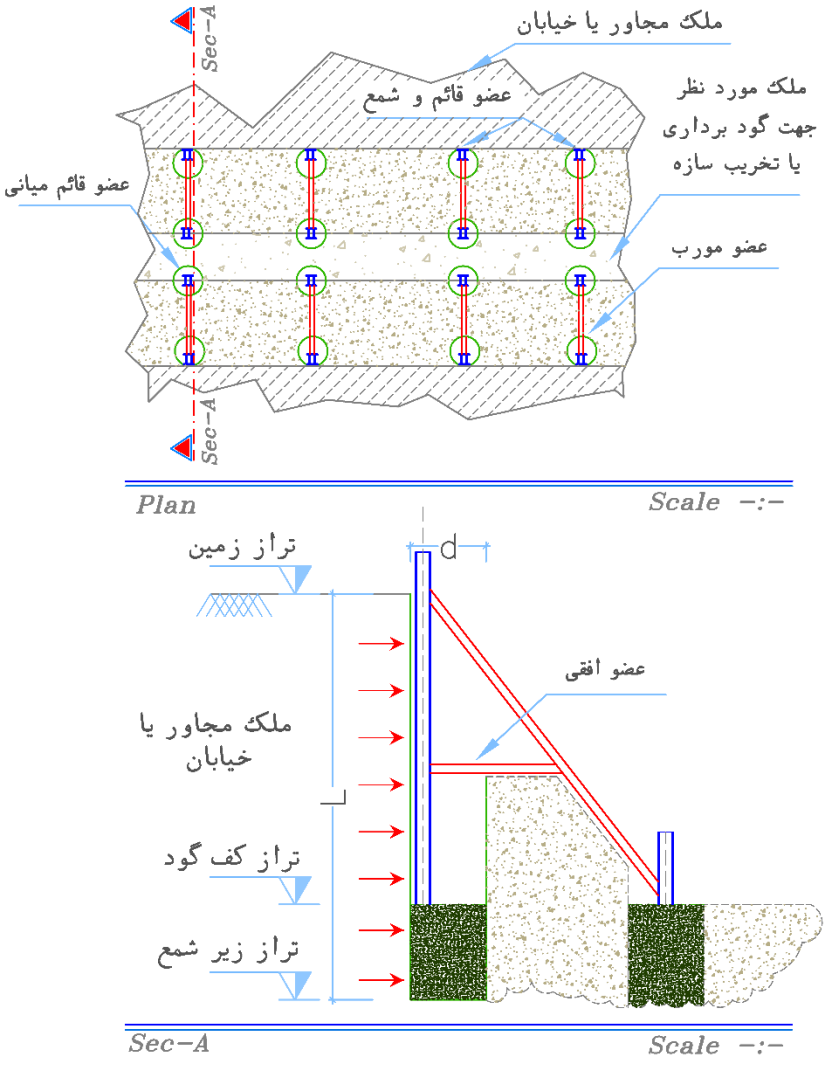


ادامه تصویر شماره ۱- ۱۵: مراحل اجرای سازه نگهبان به روش خرپایی



5

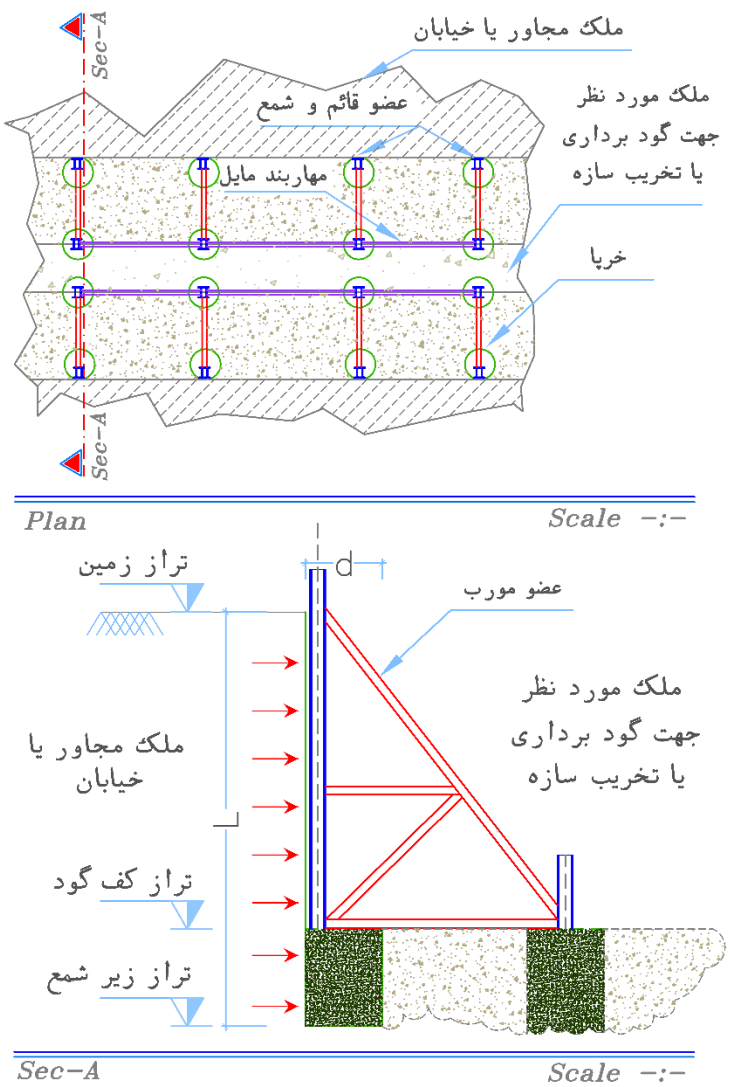
مرحله پنج: نصب عضو مورب خرپا



6

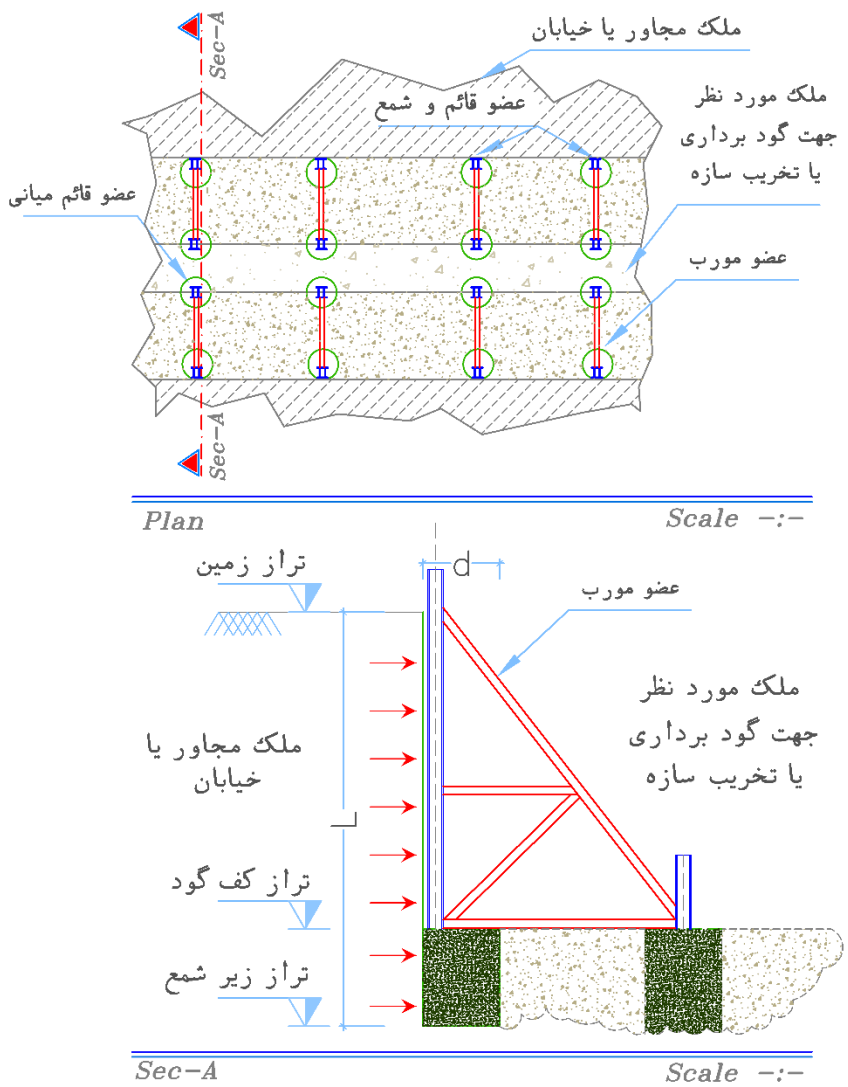
مرحله ششم: نصب عضو افقی خرپا

ادامه تصویر شماره ۱- ۱۵: مراحل اجرای سازه نگهبان به روش خرپایی



8

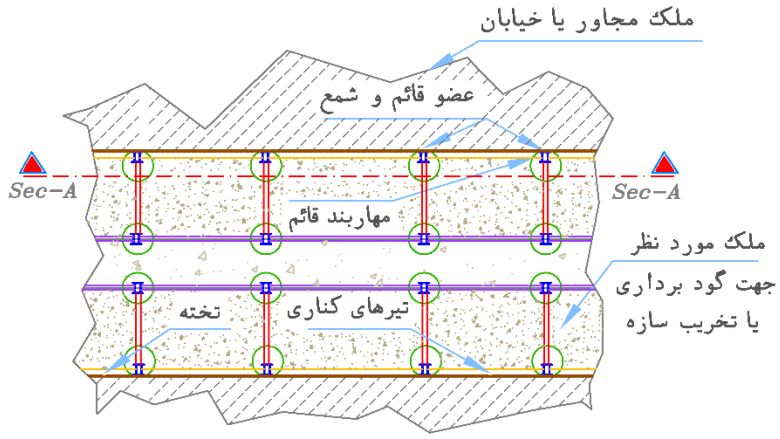
مرحله هشتم: نصب مهاربند مایل



7

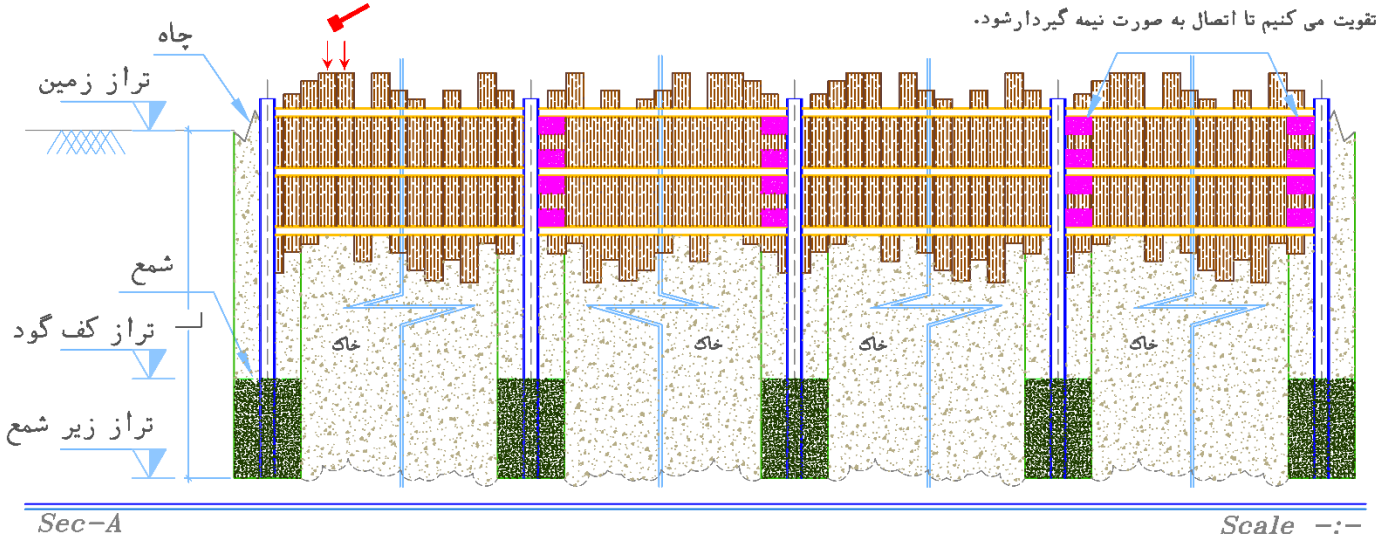
مرحله هفتم: نصب سایر اعضای خرپا

ادامه تصویر شماره ۱- ۱۵: مراحل اجرای سازه نگهبان به روش خرپایی



تخته الوارها به صورت قائم از بالا کوبیده شود تا همزمان با خاکبرداری در محل مناسب قرار گیرند. (هر تخته پشت سه تیر افقی مهار شود.)

بنا به محاسبات صورت گرفته در دهانه های مشخص شده محل اتصال تیرهای افقی به عضو قائم را با ورق هایی تقویت می کنیم تا اتصال به صورت نیمه گیردارشود.



9

مرحله نهم: خاک برداری کنار زمین همزمان با اجرای تخته، تیر افقی کنار و مهاربند قائم

ادامه تصویر شماره ۱- ۱۵: مراحل اجرای سازه نگهبان به روش خرپایی

روش تاپ دان

یکی از جدیدترین روش‌های اجرای سازه نگهبان روش تاپ دان (Top Down) هست. این روش اولین‌بار در دهه ۷۰ میلادی، در ساخت ایستگاه‌های متروی شهرهای پاریس و میلان استفاده شد. این روش بدین صورت است که از خود سازه اصلی جهت سازه نگهبان استفاده می‌شود و مراحل ساخت سازه از بالا (سقف) به پایین (فونداسیون) است. (تصویر شماره ۱-۱۶)

مراحل اجرا به شرح زیر است. (تصویر شماره ۱-۱۷)

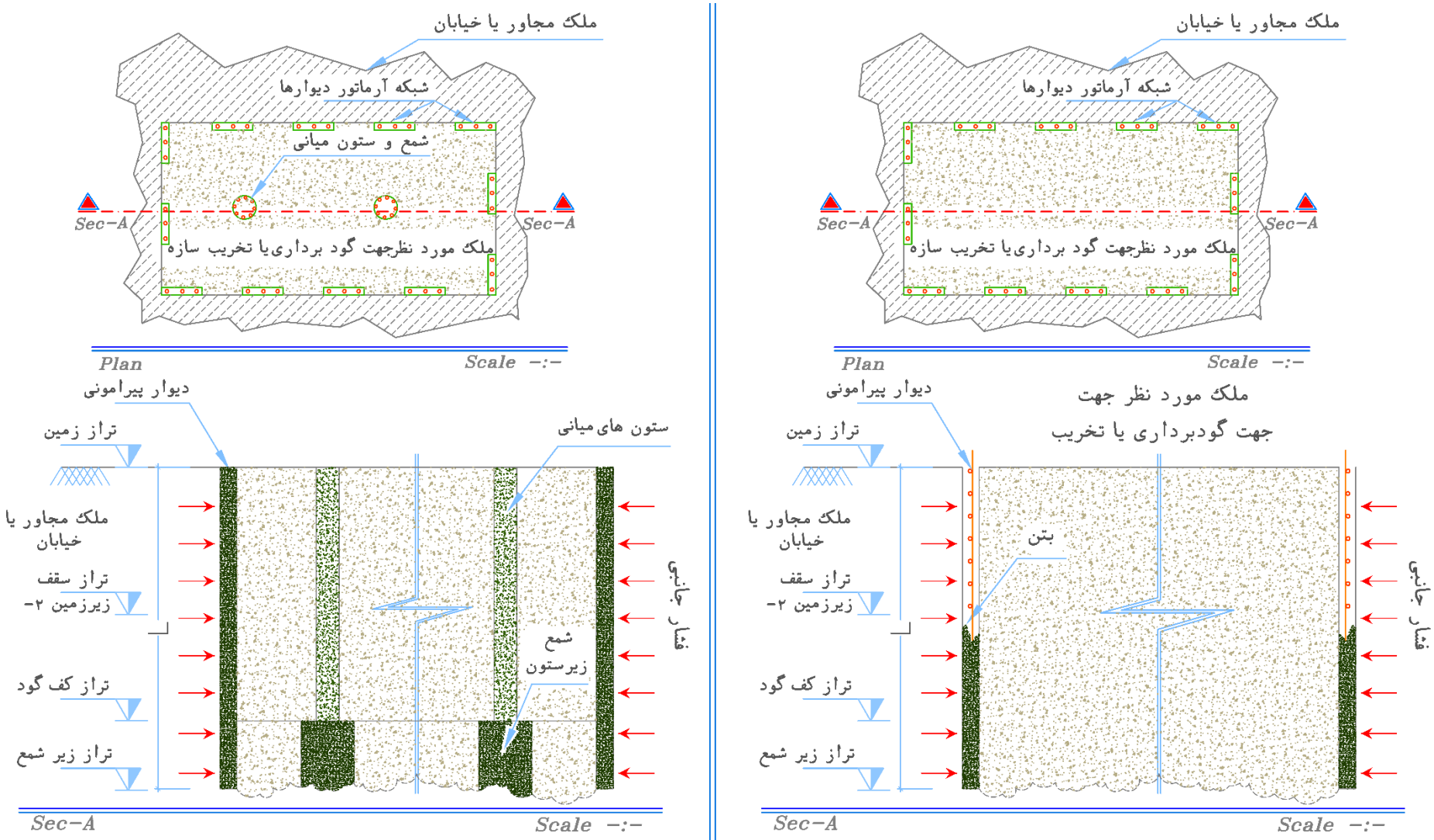
۱. اجرای دیوارهای حائل محیطی: ابتدا در اطراف زمین به‌منظور پایدارسازی خاک دیواره گود دیوارهای حائل زیرزمین‌ها تا عمق مشخصی پایین‌تر از تراز زیر پی اجرا می‌شوند. این دیوار می‌تواند در به‌عنوان دیوارهای سازه‌ی اصلی نیز استفاده شوند.

۲. حفر و اجرای شمع‌های زیر ستون‌های میانی و اجرای ستون‌های میانی: در محل ستون‌های میانی سازه زیر تراز همکف و تا تراز زیر گود چاه‌های شمع‌ها حفر می‌شوند این شمع‌ها بسته به ظرفیت موردنیاز در عمق‌های مختلفی اجرا می‌شوند و بتن روی شمع باید در زیر تراز فونداسیون تمام شود تا مزاحمتی برای سازه نداشته باشد. ستون‌های اصلی سازه روی این شمع‌ها اجرا می‌شوند.

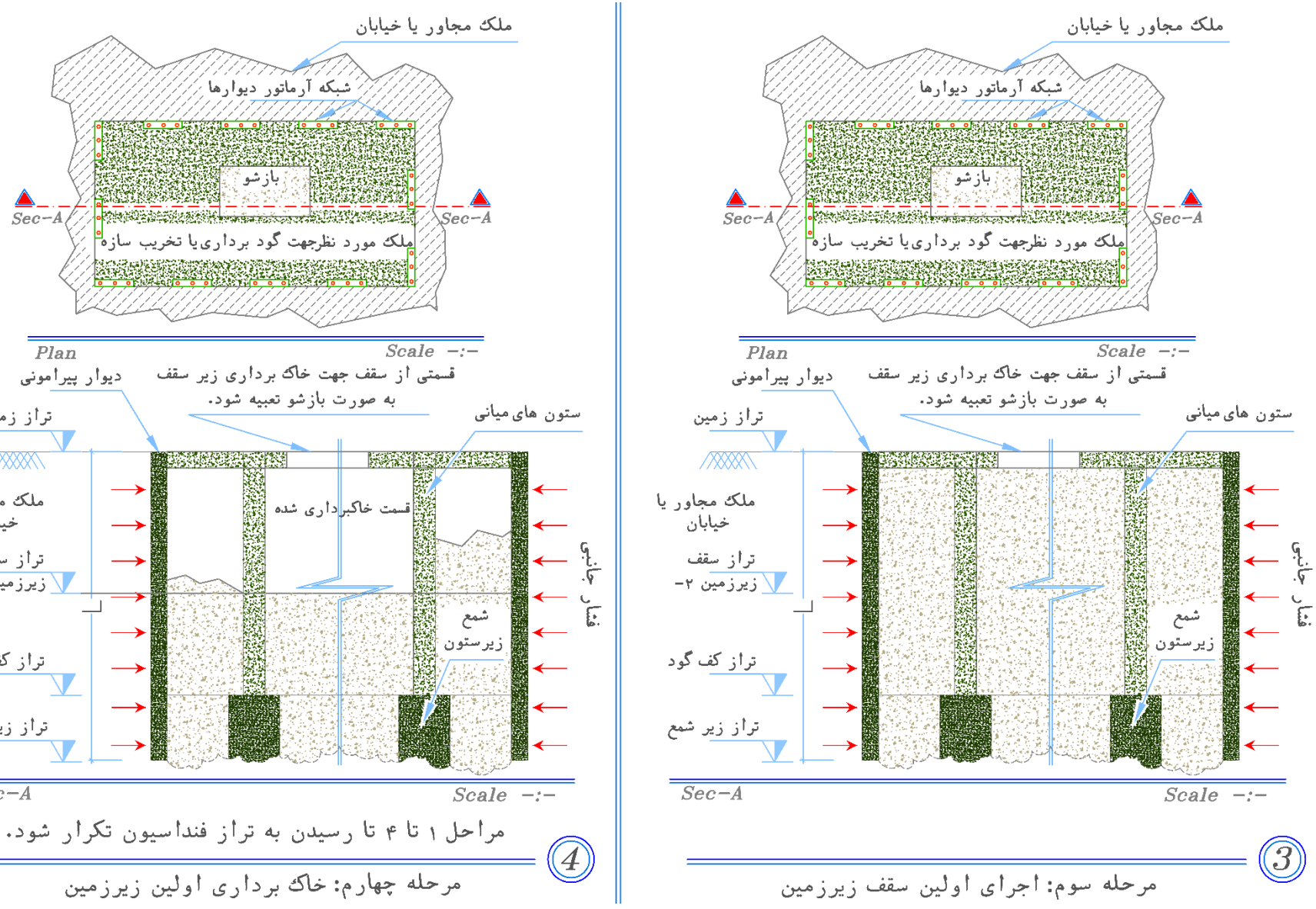
۳. اجرای سقف: پس از اجرای دیوارهای پیرامون و ستون‌های میانی کف زمین رگلاژ شده و سقف همکف اجرا می‌شود باید دقت شود بازشوهای مناسبی جهت عبور ماشین‌آلات خاک‌برداری و تخلیه خاک ترازهای پایین در سقف در نظر گرفته شود و در اطراف این بازشوها باید تمهیدات لازم مانند میلگردهای انتظار جهت آرماتوربندی و بتن‌ریزی نهایی سقف جهت بستن بازشو تعبیه شود. سقف سازه علاوه بر نقش در سازه اصلی، در مدت‌زمان خاک‌برداری نوعی مهار متقابل نیز است.

۴. خاک‌برداری: پس از اجرای سقف و کسب مقاومت لازم بتن سقف، عملیات خاک‌برداری زیر سقف شروع می‌شود. از بازشوهای در نظر گرفته شده جهت عبور ماشین‌آلات و خاک‌برداری استفاده می‌شود. خاک‌برداری تا تراز سقف پایین‌تر انجام می‌شود. در صورت طبقات زیرزمین بیشتر مراحل فوق تکرار می‌شود تا به تراز فونداسیون برسیم. اجرای طبقات بالاتر هم‌زمان با خاک‌برداری اجرای طبقات زیرزمین امکان‌پذیر است ولیکن باید ظرفیت باربری طبقات بالاتر توسط طبقات پایین‌تر در زمان طراحی توسط طراح دیده شده باشد.

تصویر شماره ۱- ۱۶: نمونه اجرای سازه نگهبان به روش Top Down (ستون‌های بتن با هسته فولادی)



تصویر شماره ۱– ۱۷: مراحل اجرای سازه نگهبان به روش Top Down



ادامه تصویر شماره ۱- ۱۷: مراحل اجرای سازه نگهبان به روش Top Down

شیب پایدار

سطح شیب‌داری از خاک است که پایدار بوده و ریزش نمی‌کند. (تصویر شماره ۱-۱۸ و ۱۹)

پایداری شیروانی‌ها به شرایط استاتیکی خاک یا صخره‌ای شیب‌دار برای مقاومت در برابر حرکت‌های توده‌ای اشاره دارد. ازجمله مسائل مهمی که در گودبرداری‌ها بدان برمی‌خوریم، حفاظت و نگهداری شیب‌ها و شیروانی‌های جانبی یا دیواره‌های ترانشه‌های محیطی گودها، به‌ویژه گودهای عمیق و عریض است. در خاک‌برداری‌های وسیع که لازم است حجم عظیمی از خاک برداشته شود، استفاده از مهاربندی عرضی (انواع سازه‌های نگهبان معرفی شده در بخش‌های بعدی) در جهت عمود بر دیواره معمولاً غیراقتصادی و در بسیاری از موارد نیز عملاً غیراجرایی است.

در گودبرداری‌های کوچک‌تر، مقایسه بین استفاده از مهاربندی عرضی یا اجرای دیواره گود به‌صورت شیب‌دار و انتخاب یکی از این دو گزینه بستگی به میزان فضای قابل‌دسترس و نیز ملاحظات اقتصادی دارد. شیب پایدار در گودبرداری‌های باز و عریض ممکن است برای استفاده دائم و یا به‌عنوان بخشی از کارهای اجرایی موقت لازم باشند.

به‌طورکلی می‌توان گفت که اجرای گودبرداری‌های موقت به‌صورت شیب‌دار هم می‌تواند چه ازنظر هزینه مستقیم و چه ازنظر زمان اجرا، در مقایسه با سایر روش‌های نگهداری خاک اقتصادی‌تر باشد.

شیب پایدار زمانی امکان‌پذیر است که هم بتوانیم شیب را داخل زمین موردنظر اجرا کنیم و هم دبی آب زیرزمینی‌ای که به شیب وارد می‌شود کم باشد یا بتوانیم آن را کنترل کنیم. در سازه‌هایی که ساختمان تا بر زمین اجرا می‌شوند عملاً شیب پایدار اجرایی نیست چون شیب پایدار فاصله افقی لازم دارد. با این وجود، تصمیم در مورد عدم اجرای سازه نگهبان حتماً باید مبتنی بر دارابودن آگاهی کافی در مورد خاک زیرین (Subsoil) و نیز تحلیل پایداری مناسب خاک باشد و نمی‌توان صرفاً بر مبنای ملاحظات اقتصادی و نیز یک شیب فرضی بدین امر مبادرت کرد.

در خاک‌های دانه‌ای پایداری شیب را می‌توانیم با توجه به زاویه مقاومت برشی یعنی زاویه اصطکاک داخلی خاک یا لایه‌های خاک تعیین کنیم. در خاک‌های چسبنده تحکیم یافته عادی، برای بررسی و تعیین پایداری شیب می‌توانیم از محاسبات تکراری لنگرهای محرک و مقاوم در گزینه‌های آزمونی مختلف سطوح گسیختگی بالقوه استفاده کنیم.

نیروی مقاوم را باید براساس مقاومت برشی زهکشی نشده سریع خاک در سطح گسیختگی موردنظر به دست بیاوریم.

در صورت امکان به‌منظور جلوگیری از تأثیر دست‌خوردگی خاک بر روی تعیین مقاومت خاک‌های رسی، بهتر است مقاومت برشی این‌گونه خاک‌ها را به‌جای آنکه با استفاده از روش‌های آزمایشگاهی تعیین کنیم، در محل و با استفاده از آزمون برش پره‌ای به دست آوریم.

در ترانشه‌های شیب‌دار از جنس خاک‌های رس بیش تحکیم یافته است. لازم است روش تحلیل را با توجه به مدت‌زمانی که گود در معرض عوامل جوی باقی می‌ماند انتخاب کنیم. هدف از این کار آن است که عواملی نظیر زهکشی و نیز به تعادل رسیدن فشار آب منفذی اضافی ناشی از آزاد شدن فشار سربار قائم را به‌حساب بیاوریم. علی‌رغم آنکه از نتایج تحلیل‌های تنش مؤثر، مبتنی بر پارامترهای مقاومت برشی زهکشی شده، برای سازه‌های دائمی در شرایط کاملاً زهکشی شده استفاده می‌کنند، ولی درصورتی‌که طراح بخواهد شیب‌های موقت با عمر کم، مثلاً شش ماه را بررسی و طراحی کند. برای

به‌دست‌آوردن پایداری کوتاه‌مدت شیب بدون داشتن آگاهی در مورد سرعت افت فشار آب منفذی دچار مشکل خواهد شد.

انتخاب زاویه شیب در این‌گونه خاک‌های رس، به تبعات ناشی از لغزش و گسیختگی شیب بستگی دارد. درصورتی‌که براثر لغزش خاک ایمنی به خطر نیفتد می‌توانیم هزینه اقتصادی تعمیرات شیروانی در صورت لغزش خاک را محاسبه کرده و آن را با هزینه واقعی افزایش زاویه شیب که پایداری بیشتری را برای شیب موجب می‌شود، مقایسه کنیم. طبق تحقیقات انجام شده میانگین مقاومت رس‌ها در سطح گسیختگی آن‌ها در حدود ۵۰ تا ۱۰۰ درصد مقاومت برشی زهکشی نشده نمونه‌های به قطر ۳۸ میلی‌متر خاک‌های مزبور است. پایداری کوتاه‌مدت شیروانی‌های خاک‌های رس بیش تحکیم یافته، عملاً به اقدامات احتیاطی‌ای بستگی دارد که به‌منظور جلوگیری از جریان یافتن آب زیرزمینی در شیب، ناشی از لایه‌های تراوای بالای خاک رس و بار ناشی از بارش باران بر روی شیب، صورت می‌گیرد.

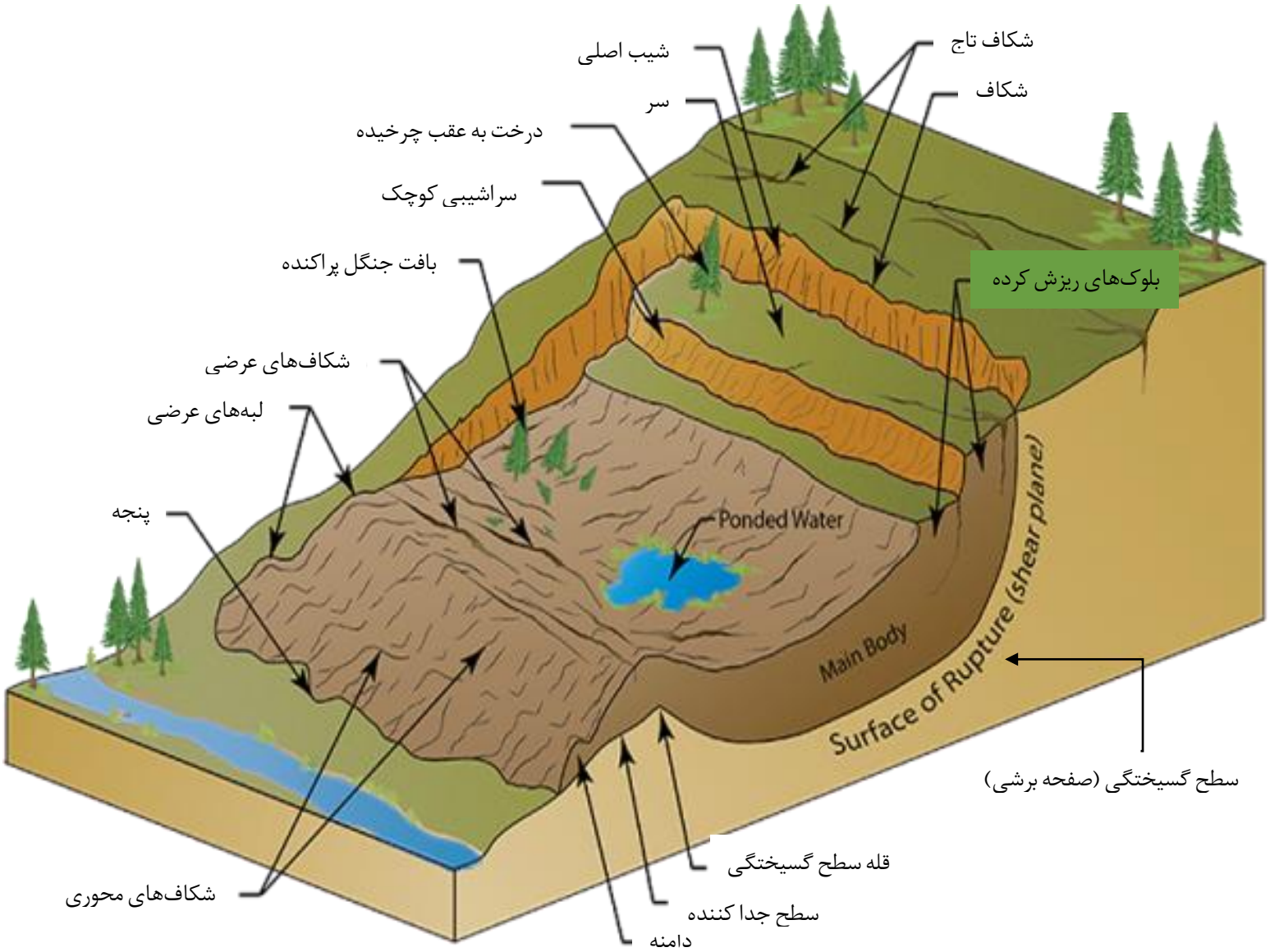
تأثیرات مخرب تورم این‌گونه خاک‌های رس بر روی پایداری آن‌ها براثر آزاد شدن فشار ناشی از سربار خاک و نرم‌شدگی و تورم بعدی خاک براثر ورود آب‌های زیرزمینی به داخل ترک‌ها و منافذ خاک، دلایل کافی برای اتخاذ روش‌های حفاظتی خاک به دست می‌دهند.

روش‌های ساده‌ای نظیر پوشانیدن خاک با ورق‌های پلی‌اتیلن یا پاشیدن بتن ضعیف بر روی سطح شیب‌دار خاک ازجمله روش‌هایی هستند که هم سودمند و هم اقتصادی‌اند.

روش‌های بهبود پایداری شیب ترانشه‌ها

برای بهبود پایداری شیب ترانشه‌ها می‌توانیم از روش‌های زیر استفاده کنیم:

۱. شیب بندی مجدد پروفیل شیروانی و سنگین کردن موضعی پنجه شیروانی با استفاده از یک سکوی شیب‌بر خاکی، به‌منظور مقابله با لنگر محرک
۲. تحت کشش قرار دادن خاک با استفاده از پیچ‌های مهاری سنگ به‌منظور افزایش تنش مؤثر روی سطوح گسیختگی بالقوه خاک و درنتیجه افزایش مقاومت خاک
۳. قطع کردن سطح گسیختگی بالقوه خاک با سپرها، شمع‌های درجا، یا ستون‌های اجرا شده به روش تزریق فورانی
۴. افزایش تنش قائم مؤثر بر روی سطوح گسیختگی بالقوه خاک، از طریق کاهش فشار آب منفذی، به کمک زهکشی
۵. بهبود مقاومت خاک مرکب، از طریق شیب بندی مجدد شیروانی و کارگذاری آرماتور در داخل خاک و قطع سطوح گسیختگی بالقوه خاک با این آرماتورها
۶. مهار کوبی در داخل خاک و قطع سطوح گسیختگی بالقوه خاک با این مهارها



تصویر شماره ۱- ۱۸: سطح گسیختگی خاک

تصویر شماره ۱- ۱۹: نمونه اجرای شیب پایدار

مقایسه انواع سازه نگهبان

جدول شماره ۱-۱: ویژگی‌های روش‌های مختلف اجرای سازه نگهبان

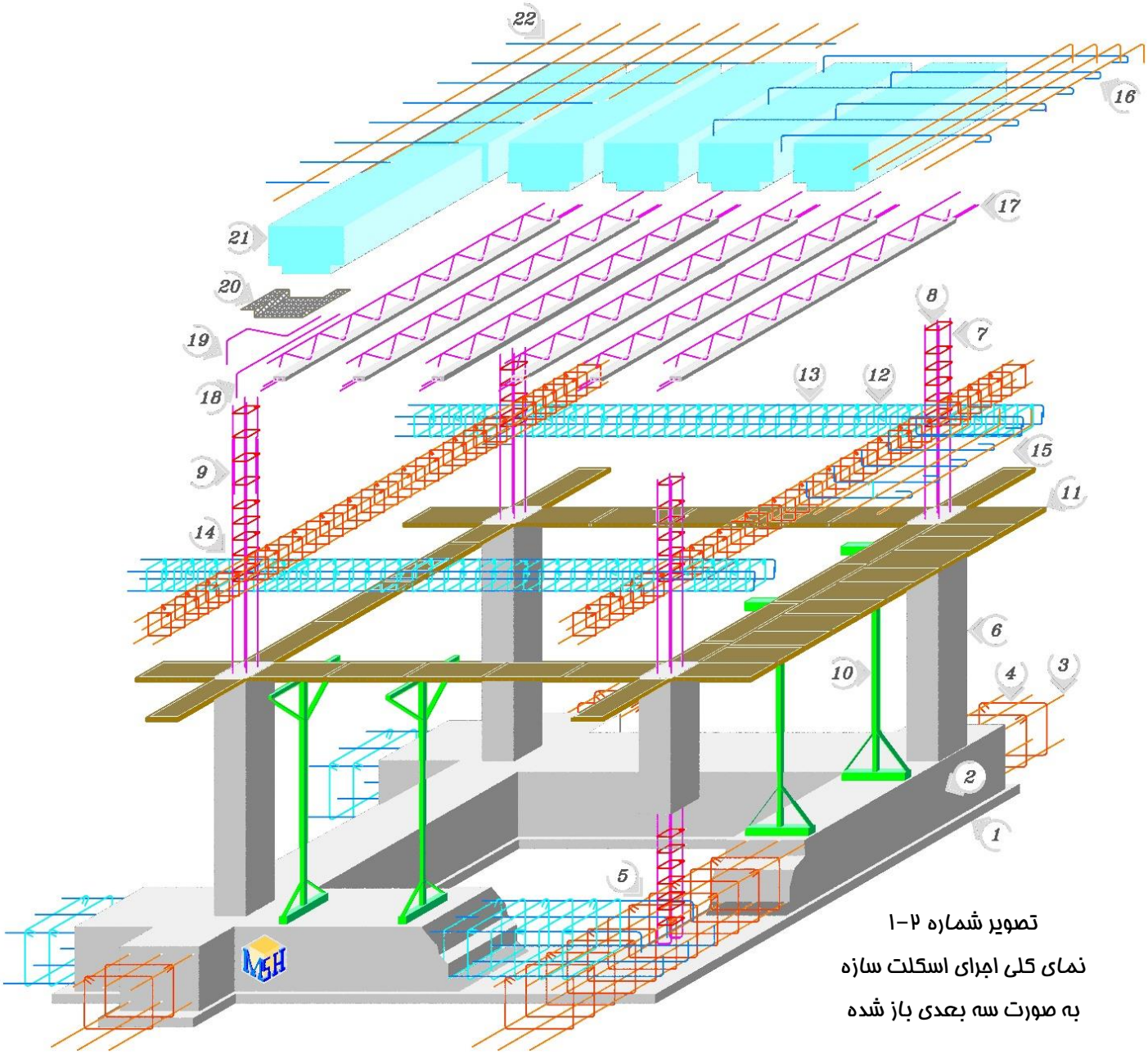
	ویژگی‌های مؤثر در روش	نام روش							
		مهارسازی	دوخت به پشت	دیواره دیافراگمی	مهار متقابل	اجرای شمع	سپرکوبی	خرپا	تاپ - دان
مزایا	بهبود شرایط خاک	✓	✓	–	–	–	–	–	–
	عدم اشغال فضای داخل گود	✓	✓	✓	–	–	✓	–	✓
	سرعت مناسب اجرا	–	–	✓	✓	✓	✓	–	✓
	ایمنی مناسب	–	–	✓	✓	–	✓	–	✓
	قابلیت استفاده در سازه اصلی	–	–	✓	–	✓	–	–	✓
	مناسب برای پروژه‌های کوچک	–	–	–	✓	✓	–	✓	✓
	مناسب برای پروژه‌های بزرگ	✓	✓	✓	–	–	✓ پروژه‌های با عرض کم	–	✓
معایب	استفاده از خاک همسایه	✗	✗	–	–	–	–	–	–
	زمان‌بر بودن اجرا	✗ در پروژه‌های کوچک	✗ در پروژه‌های کوچک	–	–	✗	–	✗	–
	اشغال فضای داخل گود	–	–	–	✗	✗	–	✗	–
	هزینه‌بر بودن اجرا	✗ در پروژه‌های کوچک	✗ در پروژه‌های کوچک	✗ در پروژه‌های کوچک	–	–	–	✗	✗ در پروژه‌های کوچک
	نیاز به دستگاه و نیروی متخصص	✗	✗	✗	–	–	✗	–	✗

فصل دوم

جزئیات عمومی سازه‌های بتن آرمه

اجزاء:

۱. بتن مگر
۲. نوارهای فونداسیون
۳. میلگردهای طولی فونداسیون
۴. میگلردهای عرضی فونداسیون (خاموت)
۵. محل اتصال ستون به فونداسیون
۶. ستون بتن‌آرمه
۷. میلگردهای طولی ستون
۸. میلگردهای عرضی ستون (خاموت)
۹. محل وصله میلگردهای ستون (اورلب)
۱۰. پایه‌های اطمینان (جک)
۱۱. قالب
۱۲. میلگردهای طولی تیر
۱۳. میلگردهای عرضی تیر (خاموت)
۱۴. چشمه اتصال تیر و ستون
۱۵. میلگردهای سفره تحتانی دال
۱۶. میلگردهای سفره فوقانی دال
۱۷. تیرچه
۱۸. میلگرد ممان منفی تیرچه
۱۹. میلگرد ادکا
۲۰. رابیتس
۲۱. بلوک پلی‌استایرن
۲۲. میلگردهای حرارتی



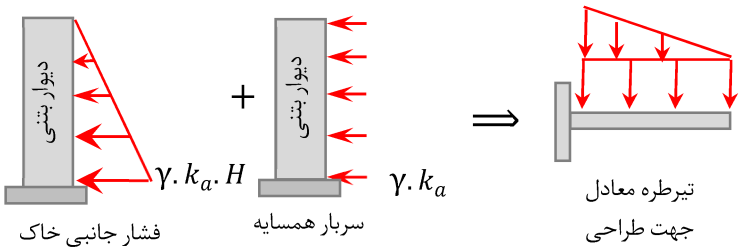
تصویر شماره ۲-۱
نمای کلی اجرای اسکلت سازه
به صورت سه بعدی باز شده

فونداسیون و خاک‌برداری

طراحی دیوار بتن‌آرمه جلوی خاک زیر فونداسیون همسایه

درصورتی‌که فونداسیون سازه پایین‌تر از فونداسیون‌های همسایه باشد؛ معمولاً باید با سازه نگهبان موقت قبل از خاک‌برداری، خاک زیر فونداسیون را مهار کرده و بعد از آن سازه‌ای دائمی اجرا شود تا از حرکت خاک زیر فونداسیون همسایه جلوگیری کند. جزئیات پیشنهادی می‌تواند دیوار آجری یا بتن‌آرمه باشد. به جهت عملکرد بهتر و قابل‌اطمینان‌تر دیوار بتن‌آرمه انتخاب و با فرضیات زیر طراحی می‌شود. تصویر شماره ۲-۲ اجزای دیوار را نمایش می‌دهد.

با توجه به اتصال گیردار پایین دیوار در فونداسیون و لبه آزاد در بالای دیوار رفتار دیوار مانند تیر طره خواهد بود؛ لذا با فرض تیر طره محاسبات را انجام می‌دهیم.



$H=1.20m \qquad K_a=0.5 \qquad \gamma = ۲.۰\ ^{ton}/_{m^۳}$

جدول شماره ۲-۱: طراحی دیوار حائل زیر فونداسیون همسایه

ردیف	شرح	
۱	ضخامت اولیه فرضی	250mm
۲	ارتفاع دیوار	H=1.20m
۳	وزن مخصوص خاک پشت دیوار	$\gamma = ۲.۰\ ^{ton}/_{m^۳}$
۴	سربار ناشی از یک ساختمان ۴ طبقه	$q = ٤.۰\ ^{ton}/_{m^۳}$
۵	ترکیب بار طراحی ناشی از فشار خاک با توجه به نبود بار مرده و زنده	۱٫٦H
۶	ضریب فعال خاک	Ka=0.5
۷	مقاومت بتن	30 MPa
۸	مدول الاستیسیته بتن $E_c = ٤٧۰۰\sqrt{f'_c} = ٤٧۰۰\sqrt{۳۰} = ۲٥٧٤۳\ ^{N}/_{mm^۲}$ $E_c = ۲.٦۲٥ * ۱۰^{۹}\ ^{Kg}/_{m^۲}$	
۹	ممان اینرسی ترک نخورده دیوار $I = \frac{b.H^۳}{۱۲} = \frac{۱۰۰۰ * ۲٥۰^۳}{۱۲} = ۱.۳۰۲ * ۱۰^{۹}\ mm^٤ = ۱.۳ * ۱۰^{-۳}\ m^٤$	
۱۰	لنگر وارده $M_u = M_۱ + M_۲ = ۱.٦ * \left[\left[{}^{۱}/_{۲}\,(\gamma . k_a . H) * H * {}^{۱}/_{۳} * H\right] + \left[\gamma . k_a * H * {}^{۱}/_{۲} * H\right]\right]$ $M_u = ۱.٦ * (۰.۲۸۸ + ۰.۷۲) = ۱.٦۱۳\ ton.m = ۱.٦۱۳ * ۱۰^{۷}\ N.mm$	
۱۱	برش وارده $V_u = V_۱ + V_۲ = ۱.٦ * \left[\left[{}^{۱}/_{۲}\,(\gamma . k_a . H) * H\right] + \left[\gamma . k_a * H\right]\right]$ $V_u = ۱.٦ * (۰.۷۲ + ۱.۲) = ۳.۰۷۲\ ton = ۳.۰۷۲ * ۱۰^{٤}\ N$	

ردیف	شرح
۱۲	خیز حداکثر در لبه طره تحت اثر فشار خاک (بار مثلثی) $\Delta_{max_1}=\frac{wl^3}{15EI}$ $\Delta_{max_1}=\frac{0.5*2*0.5*1.2^3}{15*2.625*10^9*1.302*10^{-3}}=1.68*10^{-8}m$ خیز حداکثر در لبه طره تحت سربار همسایه (بار مستطیلی) $\Delta_{max_2}=\frac{wl^4}{8EI}=\frac{2*0.5*1.2^4}{8*2.625*10^9*1.302*10^{-3}}=7.58*10^{-8}m$ خیز کل برابر است با: $\Delta_{Total}=\Delta_{max_1}+\Delta_{max_2}=9.26*10^{-8}\ m$
۱۳	طراحی میلگردهای طولی طراحی مقطع مستطیلی با میلگرد کششی تنها $\alpha_1=0.85-0.0015f'_c=0.805$ $R=\frac{M_u}{bd^2}=\frac{1.613*10^7}{1000*200^2}=0.403$ $m_\emptyset=\frac{\emptyset_s f_y}{\alpha_1\emptyset_c f'_c}=\frac{0.85*420}{0.805*0.65*30}=22.74$ $\rho=\frac{1}{m_\emptyset}\left(1-\sqrt{1-\frac{2m_\emptyset R}{\emptyset_s f_y}}\right)$ $\rho=\frac{1}{22.74}\left(1-\sqrt{1-\frac{2*22.74*0.403}{0.85*420}}\right)*100=0.12\%$ حداقل درصد میلگرد قائم مجاز دیوار براساس بند شماره ۹-۱۳-۶-۲ مبحث نهم مقررات ملی ساختمان ۰٫۰۰۱۲ است؛ لذا میلگرد محاسبه شده نیز، برابر حداقل نیز است.

ردیف	شرح
۱۴	طراحی میلگردهای عرضی برش قابل‌تحمل مقطع با میلگرد حداقل برشی حداقل درصد میلگرد افقی مجاز دیوار براساس بند شماره ۹-۱۳-۶-۲ مبحث نهم مقررات ملی ساختمان ۰٫۰۰۲ ۹-۱۳-۵-۳-۳ مقدار Vn از رابطه زیر محاسبه می‌شود. $V_n=\left(\alpha_c\lambda\sqrt{f'_c}+\rho_t f_{yt}\right)A_{cv}$ $=\left(0.25*1*\sqrt{30}+0.002*420\right)1000*250$ $=552326.6\ N$
۱۵	میلگرد افقی و قائم در دو سفره در طرفین دیوار به‌صورت میلگرد ۱۰ هر ۲۰ سانتیمتر اجرا شوند درصد میلگرد برابر است با: $\frac{2\pi r^2}{bd}=\frac{2*\pi*5^2}{20*25}=0.003$
۱۶	کنترل خیز تیر طره ۷-۵-٤-۲-۱ فشار خاک در حالت سکون این فشار در حالتی ایجاد می‌شود که دیوار نسبت به خاک پشت دیوار تقریباً هیچ حرکتی ندارد و خاک در این وضعیت در حالت تنش سکون قرار دارد. فشاری در حالت سکون معمولاً در شرایطی که حرکت جانبی دیوار نسبت به زمین کمتر از ۰٫۰۰۰۰۵ برابر ارتفاع آن است، ایجاد می‌گردد. خیز مجاز برابر است با: $\Delta_{Allowable}=0.00005*1200=0.06\ mm$ $\Delta_{Total}<\Delta_{Allowable}\quad OK$

اجزاء:

۱- خاک

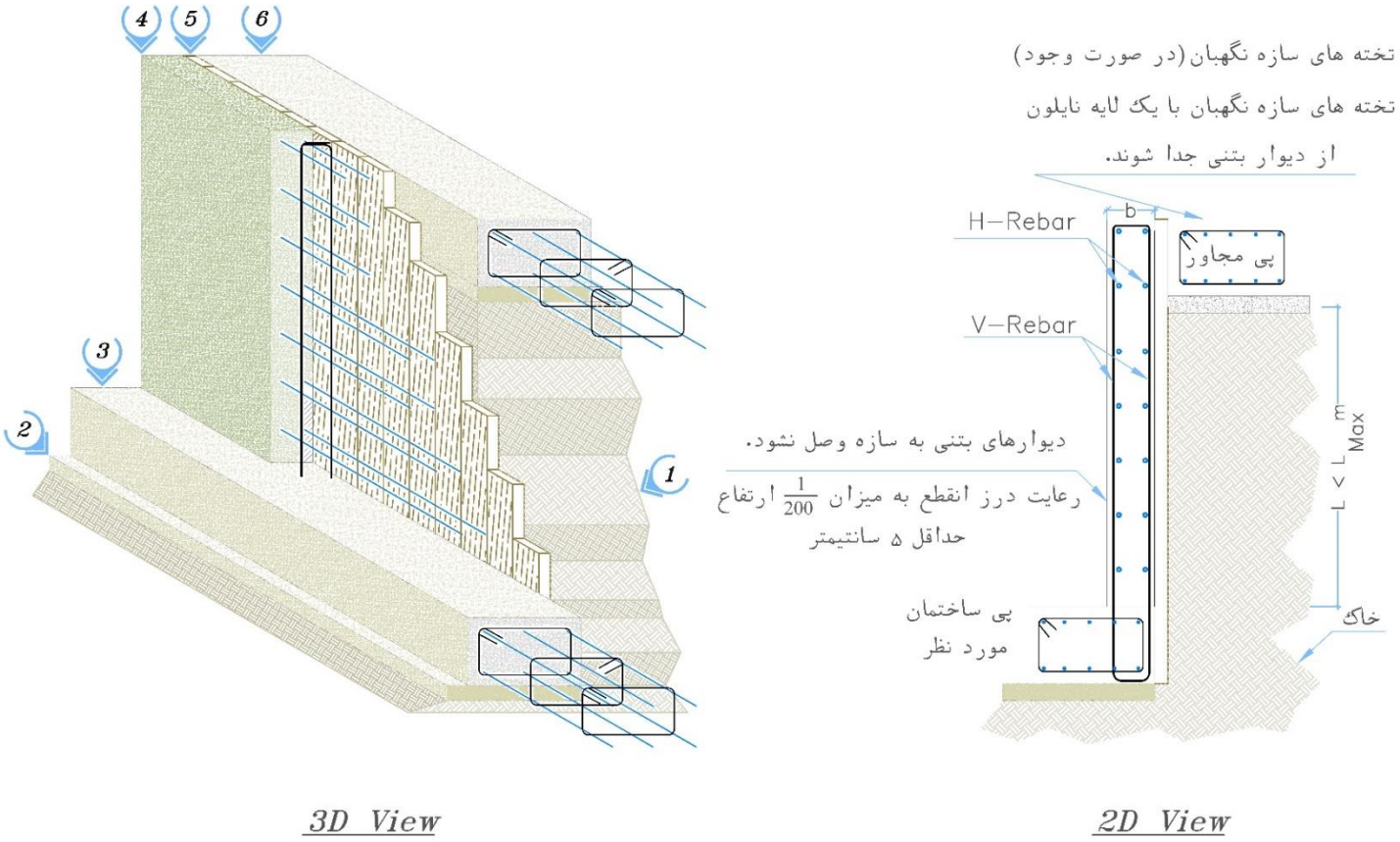
۲- بتن مگر

۳- فونداسیون سازه مورد نظر

۴- دیوار بتن‌آرمه

۵- تخته‌های سازه نگهبان (در صورت وجود)

۶-فونداسیون همسایه



تصویر شماره ۲-۲: اجزای دیوار جلوی خاک زیر فونداسیون همسایه

۹-۳ مشخصات مصالح[۲]

۹-۳-۶ مدول الاستیسیته بتن

۹-۳-۶-۱ مدول الاستیسیته بتن را می‌توان از یکی از دو رابطه (۹-۳-۲- الف) و یا (۹-۳-۲- ب) محاسبه نمود:

ضریب الاستیسیته بتن‌های با چگالی بتن wc بین ۱۴۴۰ و ۲۵۶۰ کیلوگرم بر مترمکعب:

$$E_c = 0.043 w_c^{1.5} \sqrt{f'_c} \qquad \text{(۹-۳-۲- الف)}$$

رابطه فوق برای بتن‌های معمولی با چگالی ۲۳۰۰ کیلوگرم بر مترمکعب، به‌صورت زیر نوشته می‌شود:

$$E_c = 4700 \sqrt{f'_c} \qquad \text{(۹-۳-۲- ب)}$$

۹-۳-۲-۱ چگالی بتن معمولی در محاسبات برابر با ۲۳۰۰ کیلوگرم در مترمکعب منظور می‌شود. چگالی بتن سبک سازه‌ای باید براساس نتایج آزمایش تعیین شود، ولی مقدار آن نباید کم‌تر از ۱۴۰۰ کیلوگرم بر مترمکعب باشد.

۹-۳-۳-۳ مقدار f'_c باید با توجه به محدودیت‌های زیر، در نظر گرفته شود:

الف- حداقل مقدار برای انواع بتن‌های معمولی و سبک برابر با ۲۰ مگاپاسکال و حداکثر آن ۵۰ مگاپاسکال است.

ب- در ساختمان‌های بلندتر از ۲۰ طبقه از روی شالوده، با تأمین شرایط بند پ زیر، می‌توان حداکثر مقاومت را در بتن‌های معمولی تا ۷۰ مگاپاسکال افزایش داد.

پ- با پیش‌بینی تدابیر ویژه برای کنترل کیفیت بتن نشان داده شود که به‌دست‌آوردن چنین مقاومتی در اجرا امکان‌پذیر است.

ت- در سازه‌های لرزه‌بر ویژه، موضوع فصل ۲۰، حداقل مقدار f'_c برای بتن‌های معمولی و سبک ۲۵ مگاپاسکال و حداکثر آن برای بتن‌های سبک ۳۵ مگاپاسکال است.

۹-۶-۵-۳-۱-۱ مشخصات مقطع شامل ممان اینرسی و سطح مقطع اعضا باید براساس جدول ۹-۶-۲- الف و یا ۹-۶-۲- ب محاسبه شوند، مگر آنکه بتوان آن‌ها را از تحلیل‌های دقیق‌تری به دست آورد. در صورت وجود بارهای جانبی دائمی، ممان اینرسی ستون‌ها و دیوارها را باید بر ضریب $(1+\beta_{ds})$ تقسیم نمود. β_{ds} برابر با نسبت برش دائمی در کل طبقه به حداکثر برش کل طبقه در همان ترکیب بار است. ممان اینرسی ناخالص تیرهای T شکل با منظور کردن عرض مؤثر بال محاسبه می‌شود و یا دوبرابر ممان اینرسی ناخالص مقطع مستطیلی جان منظور می‌گردد.

جدول ۹-۶-۲- الف ممان اینرسی و سطح مقطع مجاز اعضا در تحلیل الاستیک برای بارهای ضریب‌دار

عضو و شرایط آن		ممان اینرسی	سطح مقطع برای تغییر شکل محوری	سطح مقطع برای تغییر شکل برشی
ستون‌ها		$0.7\ I_g$	$1.0A_g$	$b_w h$
دیوارها	ترک نخورده	$07\ I_g$		
	ترک‌خورده	$0.35\ I_g$		
تیرها		$0.35\ I_g$		
دال‌های تخت و		$0.25\ I_g$		

۲ - مبحث نهم مقررات ملی ساختمان

جدول ۹-۶-۲- ب مقادیر دقیق ممان اینرسی اعضا در تحلیل الاستیک برای بارهای ضریب‌دار

عضو	مقادیر ممان اینرسی		
	حداقل	I	حداکثر
ستون‌ها و دیوارها	0.35Ig	$(0.8+25\frac{A_{st}}{A_g})\left(1-\frac{M_u}{p_u h}-\frac{p_u}{p_0}\right)\mathrm{I_g}$	0.875Ig
تیرها، دال‌های تخت و دال‌های قارچی	0.25Ig	$(0.10+25\rho)\,(1.2-0.2\frac{b_w}{d})\mathrm{Ig}$	0. 5Ig

۹-۶-۵-۳-۱-۲ در تحلیل برای بارهای جانبی ضریب‌دار می‌توان ممان اینرسی کلیه اعضا را برابر 0.5Ig در نظر گرفت، یا می‌توان ممان اینرسی اعضا را با استفاده از روش‌های دقیق‌تری که سختی مؤثر همه اعضای تحت بار را منظور می‌نمایند، محاسبه نمود.

سنگ‌چینی

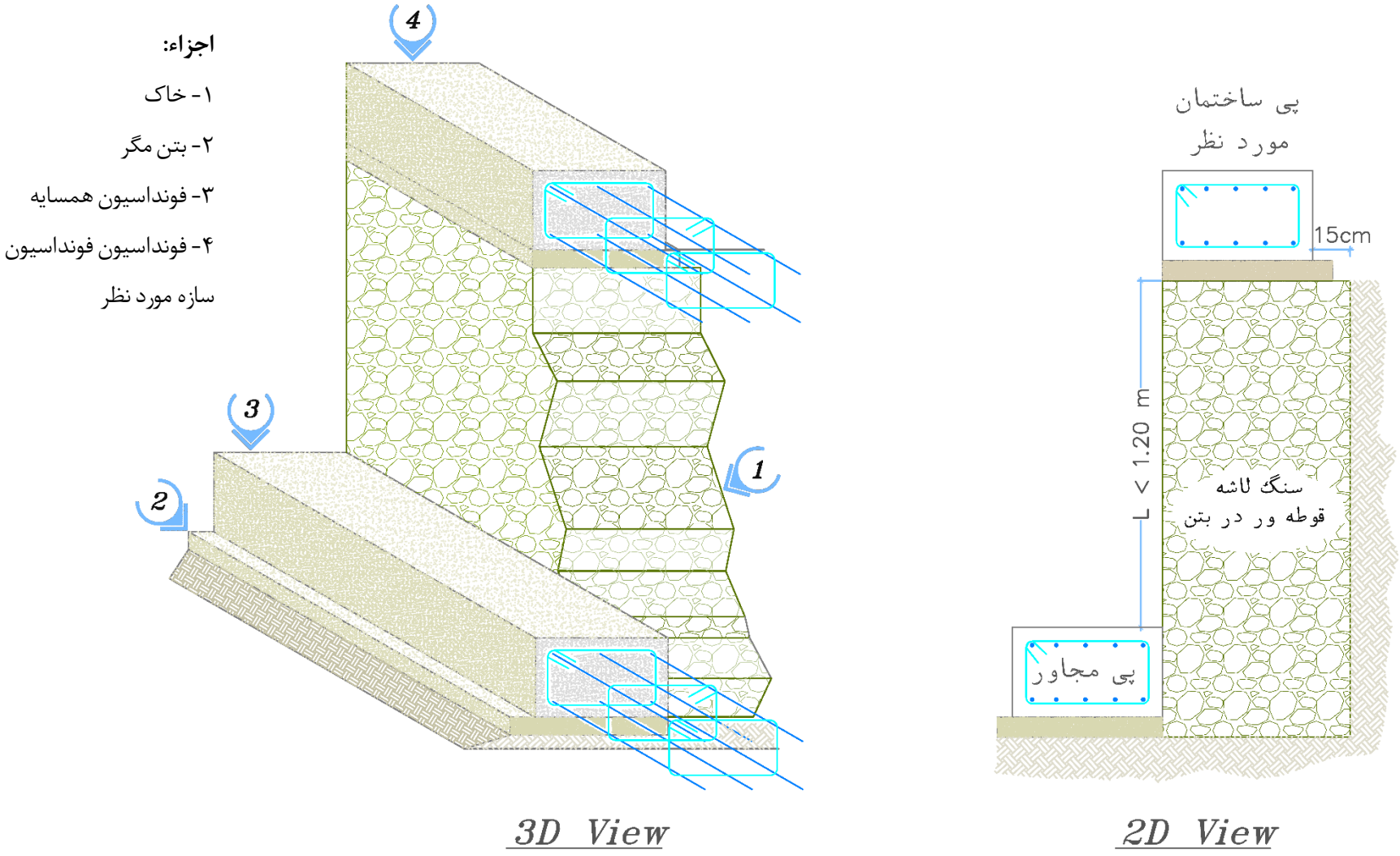
درصورتی‌که سطح خاک بکر پایین‌تر از تراز زیر فونداسیون باشد جهت رسیدن به تراز زیر فونداسیون باید سنگ چینی کرد. (تصویر شماره ۲-۳)

تبصره ۱: در صورت وجود خاک دستی یا سایر خاک‌های نامرغوب، در زیر فونداسیون باید خاک موجود تا تراز خاک مناسب برداشته شود.

آماده نمودن بستر خاکی[۳]

با توجه به رقم‌های تعیین‌شده در نقشه‌های اجرایی یا دستورات دستگاه نظارت باید تا رسیدن به بستر مناسب مصالح نامرغوب و سست از محل کار خارج شده و تا تراز موردنظر، مصالح مناسب جانشین آن شود. کف پی باید محکم کوبیده و رگلاژ شود. در مواردی که بتن‌ریزی در مجاورت دیوارهای خاکی و بدون قالب‌بندی انجام می‌شود، باید علاوه بر رعایت اصول ایمنی و ممانعت از ریزش احتمالی، با استفاده از روکش نایلونی و مرطوب کردن بدنه پی از ریزش خاک و آلوده شدن بتن جلوگیری به عمل آید. بستر خاکی شالوده تمامی سازه‌ها باید قبل از بتن‌ریزی با یک قشر نظافت (رده C_{10}) حداقل ۱۰ سانتیمتر پوشیده شود. بتن‌ریزی شالوده باید بعد از گیرش بتن نظافتی صورت گیرد.

۳ - نشریه ۵۵ معاونت برنامه ریزی و نظارت راهبردی رئیس جمهور (تجدید نظر دوم) - بند ۵-۷-۳



تصویر شماره ۲-۳: جزئیات فنداسیون‌های مجاور با ترازهای مختلف (پی مجاور در تراز بالاتر)

بتن مگر

بتن مگر یا بتن نظافت، یک‌لایه از بتن با عیار حداقل 100-150 Kg/m^2 سیمان با مقاومت حداقل ۲۰ مگاپاسکال است.

علل استفاده:

- تسطیح سطح خاک زیر فونداسیون جهت اجرای فونداسیون
- نظافت سطح زیر فونداسیون جهت جلوگیری از نفوذ یون‌های مخرب و خاک به بتن تازه فونداسیون
- جلوگیری از جذب آب بتن تازه فونداسیون، توسط خاک

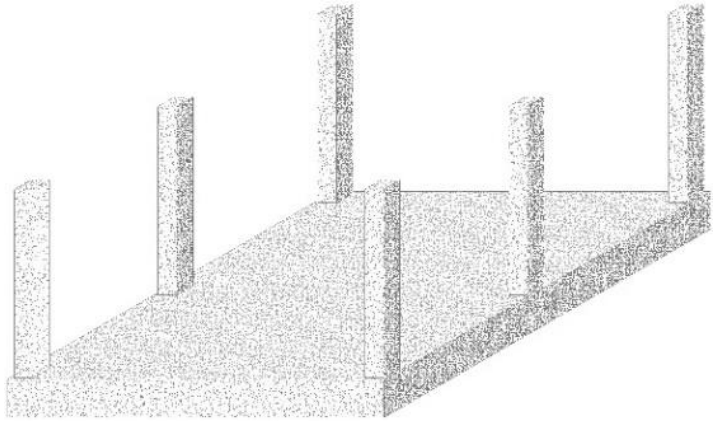
معمولاً با ارتفاع 5-10cm و با عرض 10cm بیشتر از هر طرف از نوارهای فونداسیون اجرا می‌شوند.[۴]

نوارهای فونداسیون

انواع فونداسیون:

- گسترده

در ساختمان‌های بزرگ و تعداد طبقات زیاد که فونداسیون‌های شبکه‌ای و نواری توانایی تحمل تنش خاک زیر فونداسیون را ندارند؛ به کار می‌روند. این فنداسیون‌ها مانند یک دال رفتار می‌کنند. از نظر اقتصادی تقریبا جز گران‌ترین نوع فنداسیون سطحی هستند.



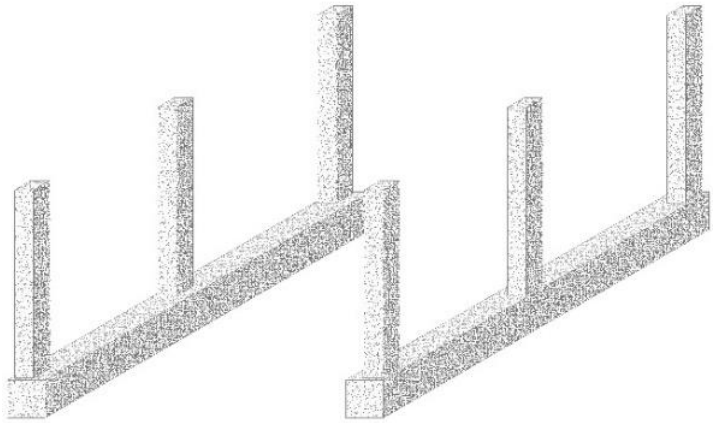
تصویر شماره ۲-۴: فونداسیون گسترده

۴ - مبحث هشتم مقررات ملی ساختمان بند ۸-۵-۵-۶

- نواری

در این حالت پایین ستون‌ها توسط نوار بتن‌آرمه در یک جهت به هم متصل می‌شوند. در جهتی که نوار اجرا می‌شود، این نوار از حرکت جانبی ستون‌ها در همان جهت جلوگیری می‌کند ولیکن در جهت دیگر برای پایداری نوارها بهتر تدابیری اتخاذ شود از جمله: اجرای شمع، افزایش عمق دفن نوارها، اجرای کلاف در جهت دیگر و ...

این روش بیشتر در سوله‌ها کاربرد دارد.

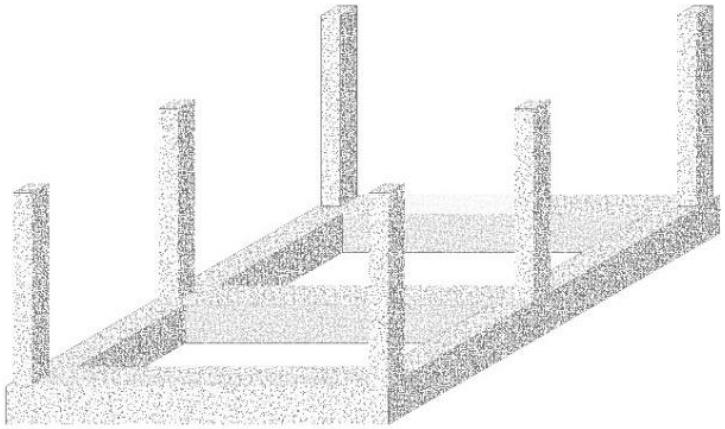


تصویر شماره ۲-۵: فونداسیون نواری

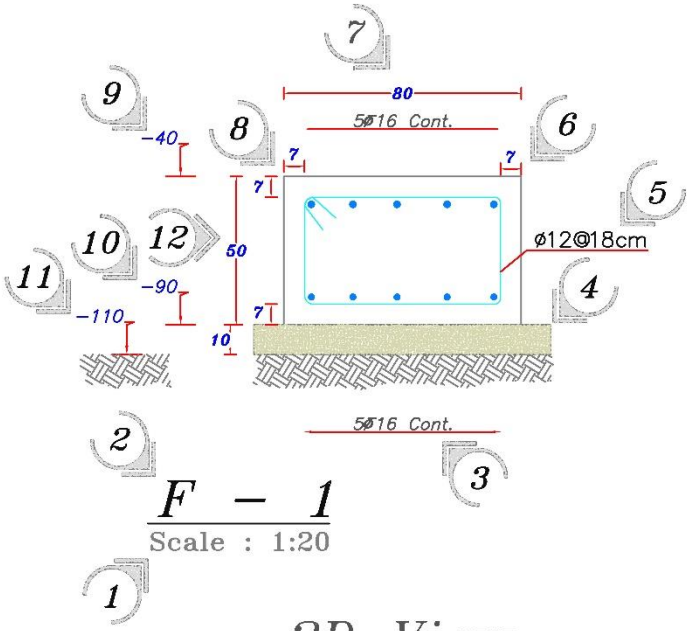
- شبکه‌ای

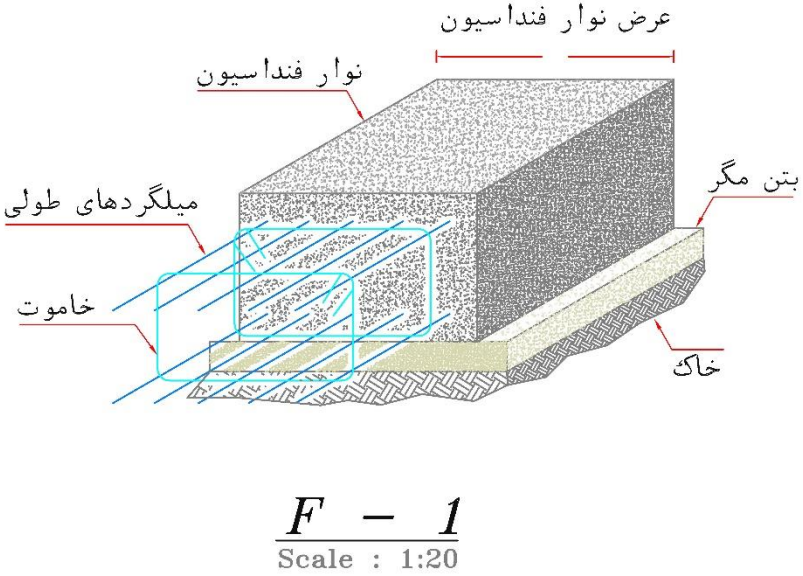
متداول‌ترین نوع فونداسیون سطحی در ساختمان‌سازی فنداسیون شبکه‌ای است. روش اجرا بدین شکل است که به طور معمول تمام پای ستون‌های اصلی سازه را به واسطه نوارهای فنداسیون به هم وصل می‌کنند.

در بخش‌های بعدی جزئیات و ضوابط این نوارها ذکر خواهد شد.



تصویر شماره ۲-۶: فونداسیون شبکه‌ایی





اجزاء:

۱- مقیاس ترسیم مقطع
۲- نام مقطع فونداسیون
۳- تعداد و شماره میلگردهای طولی
۴- بتن مگر
۵- شماره و فاصله خاموت‌ها
۶-مقطع فونداسیون
۷- عرض مقطع
۸- میزان کاور هر طرف از مقطع
۹- کد ارتفاع روی مقطع فونداسیون
۱۰- کد ارتفاعی زیر مقطع فونداسیون (روی بتن مگر)
۱۱- کد ارتفاعی زیر بتن مگر
۱۲- ارتفاع مقطع فونداسیون

تصویر شماره ۲-۷: مقطع فونداسیون

نکات آیین‌نامه‌ای موردنیاز در ترسیم مقطع فونداسیون

۹-۱۵-۲-۵-۱ ابعاد شالوده‌ها باید با درنظرگرفتن ظرفیت باربری خاک و پایداری در برابر واژگونی و لغزش در سطح تماس شالوده و خاک از طریق اصول مکانیک خاک و سنگ در انطباق با مبحث هفتم مقررات ملی ساختمان ایران طراحی شوند.

۹-۱۵-۳-۱-۱ مساحت کف شالوده‌های سطحی براین‌اساس تعیین می‌شود که تنش‌های اتکایی ناشی از نیروها و لنگرهای اعمال شده به شالوده، از تنش‌های اتکایی مجاز بیش‌تر نشوند. تنش‌های اتکایی مجاز از طریق اصول مکانیک خاک و سنگ در انطباق با مبحث هفتم مقررات ملی ساختمان به دست می‌آیند.

۹-۱۵-۳-۱-۲ ضخامت حداقل شالوده‌های سطحی ۳۰۰ میلی‌متر است.

۹-۹-۶ آرماتور گذاری

۹-۹-۶-۱ حداقل آرماتور خمشی، $A_{s,min}$ در وجه کششی، باید برابر با $0.0018A_g$ در نظر گرفته شود.

۹-۱۵-۳-۱-۷ در تعیین میلگردهای حداقل خمشی در شالوده‌های سطحی، ضوابط دال‌های یک‌طرفه برای شالوده‌های سطحی با عملکرد یک‌طرفه و ضوابط دال‌های دوطرفه برای شالوده‌های سطحی با عملکرد دوطرفه ملاک محاسبه می‌باشند. تیرهای روی زمین و تیرهای باسکولی از ضوابط تیرها پیروی می‌کنند.

۹-۱۵-۳-۱-۸ در تعیین میلگردهای حداقل جمع‌شدگی و حرارت در شالوده‌های سطحی، ضوابط دال‌های یک‌طرفه برای شالوده‌های سطحی با عملکرد یک‌طرفه و ضوابط دال‌های دوطرفه برای شالوده‌های سطحی با عملکرد دوطرفه، ملاک محاسبه است. شالوده‌های حجیم از ضوابط فصل الزامات بهره‌برداری پیروی می‌کنند.

جدول ۲-۲: محاسبه درصد میلگردهای طولی مقطع

ردیف	شرح	
۱	شعاع میلگرد طولی ۱۶	r =8 mm
۲	تعداد میلگرد طولی	n=5
۳	عرض نوار فونداسیون	b=700mm
٤	ارتفاع کل مقطع فونداسیون	h=500mm
٥	درصد حداقل آرماتور طولی فونداسیون: $\rho=\frac{n\pi r^2}{h.d}=\frac{5\times\pi\times8^2}{700\times500}=0.0029$	
٦	مطابق بند ۹-۹-٦-۱:	$A_{s,min}=0.0018\ Ag$
۷	$\rho=0.0029>0.0018\rightarrow ok$	

درصورتی‌که تراکم میلگردهای استفاده شده زیاد باشد، باید از گروه میلگرد یا سفره‌های میلگرد استفاده کرد. گروه میلگرد در بخش‌های بعدی نوشته شده است.

۹-۲۱-۲ فاصله حداقل و قلاب‌ها

۹-۲۱-۲-۱ فاصله حداقل میلگردها

۹-۲۱-۲-۱-۱ فاصله آزاد میلگردهای موازی واقع در یک سفره‌ی افقی نباید کمتر از هیچ یک از مقادیر زیر باشد:

الف - ۲۵ میلی‌متر؛

ب - قطر بزرگ‌ترین میلگرد؛

پ - ۱٫۳۳ برابر قطر اسمی بزرگ‌ترین سنگ‌دانه.

۹-۲۱-۲-۱-۲ در میلگردهای موازی واقع در چند سفره افقی، میلگردهای لایه فوقانی باید مستقیماً در بالای میلگردهای تحتانی قرار گرفته و فاصله آزاد آن بین دولایه نباید کم‌تر از ۲۵ میلی‌متر باشد.

۹-۲۱-۲-۱-۳ فاصله آزاد بین میلگردهای طولی در ستون‌ها، ستون پایه‌ها، بست‌ها و اجزای مرزی دیوارها، نباید کمتر از هیچ یک از مقادیر زیر باشد.

الف - ۴۰ میلی‌متر؛

ب - ۱.۵ برابر قطر بزرگ‌ترین میلگرد؛

پ - ۱٫۳۳ برابر قطر اسمی بزرگ‌ترین سنگ‌دانه.

➢ ۹-۹-۶-۳ حداقل آرماتور حرارت و جمع‌شدگی

برای مقابله با تنش‌های حرارتی و جمع‌شدگی بتن، باید حداقل آرماتور لازم مطابق بند ۹-۱۹-۴ در نظر گرفته شود.

۹-۱۹-۴-۳ نسبت سطح مقطع آرماتور آجدار حرارتی و جمع‌شدگی به سطح مقطع ناخالص بتن، باید بزرگ‌تر یا مساوی ۰٫۰۰۱۸ در نظر گرفته شود.

جدول ۲-۳: محاسبه نسبت آرماتور حرارت و جمع‌شدگی

ردیف	شرح	
۱	شعاع میلگرد خاموت ۱۲	r =6 mm
۲	فاصله خاموت‌ها	s =150mm
۳	ضخامت فونداسیون	h =500mm
۴	$\rho=\frac{2\pi r^2}{h.s}=\frac{2\times\pi\times6^2}{500\times150}=0.003$	
۵	مطابق بند ۹-۱۹-۴-۳: $\rho = 0.003 > 0.0018 \rightarrow ok$	

۹-۱۹-۴-۴ آرماتورهای حرارتی در دال‌های با ضخامت بیش‌تر از ۲۰۰ میلی‌متر باید در دولایه نزدیک به سطوح زیر و روی دال قرار داده شوند. در دال‌های با ضخامت کم‌تر می‌توان آن‌ها را در یک‌لایه قرار داد.

۹-۱۹-۴-۵ فاصله‌ی آرماتورهای حرارت و جمع‌شدگی از یکدیگر نباید بیش‌تر از پنج برابر ضخامت دال و یا ۳۵۰ میلی‌متر در نظر گرفته شود.

➢ ۹-۲۲-۶-۳ خم کردن میلگردها

➢ ۹-۲۲-۶-۳-۱ الزامات اجرایی

الف - آرماتورها باید قبل از قرارگرفتن در محل، در حالت سرد خم شوند، مگر آنکه خم آرماتورها با مجوز مهندس ناظر به روش دیگر انجام شود.

ب - خم کردن آرماتورهایی که بخشی از آن‌ها در بتن جای‌گذاری شده‌اند، مجاز نیست، مگر آنکه در مدارک ساخت مشخص شده یا مجوز آن توسط مهندس ناظر صادر شده باشد.

پ - میلگردهای غیر هم امتداد، مانند خم S و یا خم با شیب ۱ به ۶، باید قبل از قرارگرفتن در قالب خم زده شوند.

۹-۲۲-۶-۴ جوش آرماتور

۹-۲۲-۶-۴-۱ الزامات اجرایی

الف - جوش کلیه‌ی میلگردها باید منطبق بر مشخصات مبحث دهم مقررات ملی ساختمان باشد.

ب - برای بستن میلگردها نباید از خال جوش میلگردهای متقاطع استفاده شود.

۹-۲۱-۲-۲ قلاب‌های استاندارد، قلاب‌های لرزه‌ای و سنجاقی

۹-۲۱-۲-۲-۱ قلاب‌های استاندارد برای مهار میلگردهای طولی آجدار در کشش باید مطابق الزامات جدول ۹-۲۱-۱ در نظر گرفته شوند.

۹-۲۱-۲-۲-۲ قلاب‌های استاندارد برای مهار میلگردهای عرضی باید مطابق الزامات جدول ۹-۲۱-۲ در نظر گرفته شوند. قلاب باید در برگیرنده‌ی میلگرد طولی باشد.

۹-۲۱-۲-۲-۳ قلاب استاندارد در کشش شامل یک خم به سمت داخل و یک قسمت مستقیم است. طول قسمت مستقیم قلاب را می‌توان بیش‌تر از مقدار مشخص شده در جدول‌های ۹-۲۱-۱ و ۹-۲۱-۲ در نظر گرفت، ولی این افزایش را نمی‌توان در محاسبه‌ی ظرفیت مهار قلاب منظور نمود. تصویر شماره ۲-۸ جزئیات قلاب‌ها را نمایش می‌دهد.

۹-۲۱-۳ طول گیرایی

۹-۲۱-۳-۱-۱ ضوابط این بخش در برگیرنده طول گیرایی میلگردهای آجدار، سیم‌های آجدار، میلگردهای آجدار سردار و شبکه‌ی آرماتور سیمی آجدار و ساده‌ی جوشی است که برای مهار آن‌ها در بتن لازم است.

۹-۲۱-۳-۲ طول گیرایی میلگردهای آجدار و سیم‌های آجدار در کشش

۹-۲۱-۳-۲-۱ طول گیرایی یک میلگرد آجدار و سیم‌های آجدار در کشش L_d، نباید کم‌تر از مقادیر زیر گرفته شود.

الف - طول گیرایی میلگردهای آجدار و سیم‌های آجدار در کشش را می‌توان از رابطه‌ی (۹-۲۱-۱)، یا براساس ضوابط ساده‌شده‌ی بند ۹-۲۱-۳-۲-۳ محاسبه نمود. طول گیرایی از رابطه زیر با ضریب اصلاحی $\psi_t,\psi_e,\psi_s,\psi_g$ مطابق بند ۹-۲۱-۳-۲-۲ محاسبه می‌شود.

$$L_d = \frac{\psi_t\psi_e\psi_s\psi_g}{\lambda(\frac{c_b+k_{tr}}{d_b})}\frac{0.9f_y}{\sqrt{f'_c}}d_b \qquad (۹-۲۱-۱)$$

دراین‌رابطه c_b کوچک‌ترین فاصله‌ی مرکز میلگرد یا سیمی که مهار می‌شود تا نزدیک‌ترین رویه‌ی بتن و یا نصف فاصله‌ی مرکز تا مرکز میلگردها و یا سیم‌هایی که مهار می‌شوند، است. K_{tr} شاخص آرماتور عرضی است که از رابطه‌ی زیر تعیین می‌شود.

$$k_{tr} = \frac{40A_{tr}}{sn} \qquad (۹-۲۱-۳)$$

دراین‌رابطه A_{tr} سطح مقطع کل آرماتورهای عرضی در فاصله s و n تعداد میلگردها یا سیم‌هایی است که دارای مهار یا وصله‌ی پوششی در طول صفحه‌ی شکاف خوردگی می‌باشند.

استفاده از مقدار صفر برای K_{tr} حتی در صورت وجود یا نیاز به آرماتور عرضی محصورکننده مجاز است. نسبت $\frac{c_b+k_{tr}}{d_b}$ که نشان‌گر اثرات محصورشدگی است، نباید بیش از 2/5 در نظر گرفته شود.

ب- ۳۰۰ میلی‌متر

۹-۲۱-۳-۲-۲ ضرایب اصلاح طول گیرایی میلگردهای آجدار و سیم‌های آجدار در کشش بر اساس جدول ۹-۲۱-۳ تعیین می‌شوند، ولی درهرحال لازم نیست حاصل‌ضرب $\psi_e\psi_t$ بیش از 1.7 در نظر گرفته شود.

جدول ۹-۲۱-۳ ضریب اصلاح طول گیرایی میلگردهای آجدار و سیم‌های آجدار در کشش

ضریب اصلاح	شرایط	مقدار ضریب
ψ_g ضریب رده فولاد	فولاد S420, S400, S350, S340	۱٫۰
	فولاد S520,S500	۱٫۱۵
ψ_e ضریب پوشش	برای میلگردهای با اندود اپوکسی یا اندود دوگانه‌ی اپوکسی و روی، با پوشش بتن کمتر از سه برابر قطر میلگرد و یا فاصله‌ی آزاد بین میلگردها کمتر از شش برابر قطر میلگرد	۱٫۱۵
	برای میلگردهای با اندود اپوکسی یا با اندود دوگانه‌ی اپوکسی و روی در سایر حالات	۱٫۲
	برای میلگردهای بدون اندود و میلگردهای با اندود روی (گالوانیزه)	۱٫۰
ψ_s ضریب اندازه	برای میلگردها و سیم‌های با قطر ۲۰ میلی‌متر و بیش‌تر	۱٫۰
	برای میلگردها و سیم‌های با قطر کم‌تر از ۲۰ میلی‌متر	۰٫۸
ψ_t ضریب موقعیت	برای میلگردهای افقی که حداقل ۳۰۰ میلی‌متر بتن تازه در زیر آن‌ها ریخته می‌شود	۱٫۳
	برای سایر میلگردها	۱٫۰

۹-۲۱-۳-۲-۳ طول گیرایی میلگردهای آجدار و سیم‌های آجدار در کشش را می‌توان از جدول ۹-۲۱-۴ تعیین نمود. درهرصورت حداقل طول گیرایی بند ۹-۲۱-۳-۲-۱- ب باید تأمین شود.

جدول ۹-۲۱-۴ طول گیرایی میلگردهای آجدار و سیم‌های آجدار در کشش

فاصله آزاد و پوشش	قطر میلگرد یا سیم	
	کوچک‌تر از ۲۰ میلی‌متر	بزرگ‌تر یا مساوی ۲۰ میلی‌متر
فاصله‌ی آزاد میلگردها یا سیم‌ها در طول گیرایی یا وصله، حداقل برابر با قطر میلگرد بوده و خاموت یا تنگ حداقل آیین‌نامه‌ای در طول گیرایی تأمین شده‌اند یا فاصله‌ی آزاد میلگردها یا سیم‌ها در طول گیرایی یا وصله، حداقل دوبرابر قطر میلگرد بوده و پوشش روی میلگرد حداقل برابر با قطر میلگرد است.	$\frac{\psi t\,\psi e\,\psi g}{2.1\lambda}\frac{f_y}{\sqrt{f_c'}}d_b$	$\frac{\psi t\,\psi e\,\psi g}{1.7\lambda}\frac{f_y}{\sqrt{f_c'}}d_b$
سایر موارد	$\frac{\psi t\,\psi e\,\psi g}{1.4\lambda}\frac{f_y}{\sqrt{f_c'}}d_b$	$\frac{\psi t\,\psi e\,\psi g}{1.1\lambda}\frac{f_y}{\sqrt{f_c'}}d_b$

➢ ۹-۲۱-۳-۳ طول گیرایی میلگرد آجدار با قلاب استاندارد در کشش

۹-۲۱-۳-۳-۱ طول گیرایی با قلاب برای میلگردهای آجدار در کشش که به قلاب استاندارد ختم می‌شوند، L_{dh} نباید از هیچ یک از مقادیر زیر کمتر باشد.

الف - رابطه‌ی زیر با ضرایب اصلاح $\psi_c,\psi_e,\psi_r,\psi_o$ مطابق بند ۹-۲۱-۳-۳-۲:

$$L_{dh} = \frac{\psi_e\psi_r\psi_o\psi_c}{\lambda}\frac{0.043f_y}{\sqrt{f_c'}}d_b^{1.5}$$

ب-هشت برابر قطر میلگرد و ۱۵۰ میلی‌متر، هرکدام بزرگ‌تر است.

۹-۲۱-۳-۳-۲ ضرایب اصلاح محاسبه‌ی طول گیرایی با قلاب میلگردهای آجدار در کشش، براساس جدول ۹-۲۱-۵ تعیین می‌شوند. در انتهای غیر ممتد عضو، ضوابط ۹-۲۱-۳-۳-۴ اعمال می‌شوند. در این جدول A_{hs} مساحت کل میلگردهای مهارشده با قلاب بوده و A_{th} در ۹-۲۱-۳-۳-۳ تعریف شده است.

۹-۲۱-۳-۳-۳ مساحت کل تنگ‌ها و خاموت‌های محصورکننده‌ی میلگرد مهارشده با قلاب، A_{th} که حداقل طولی معادل $0.75l_{dh}$ از انتهای خم را در امتداد l_{dh} محصور کرده‌اند، شامل موارد زیر است:

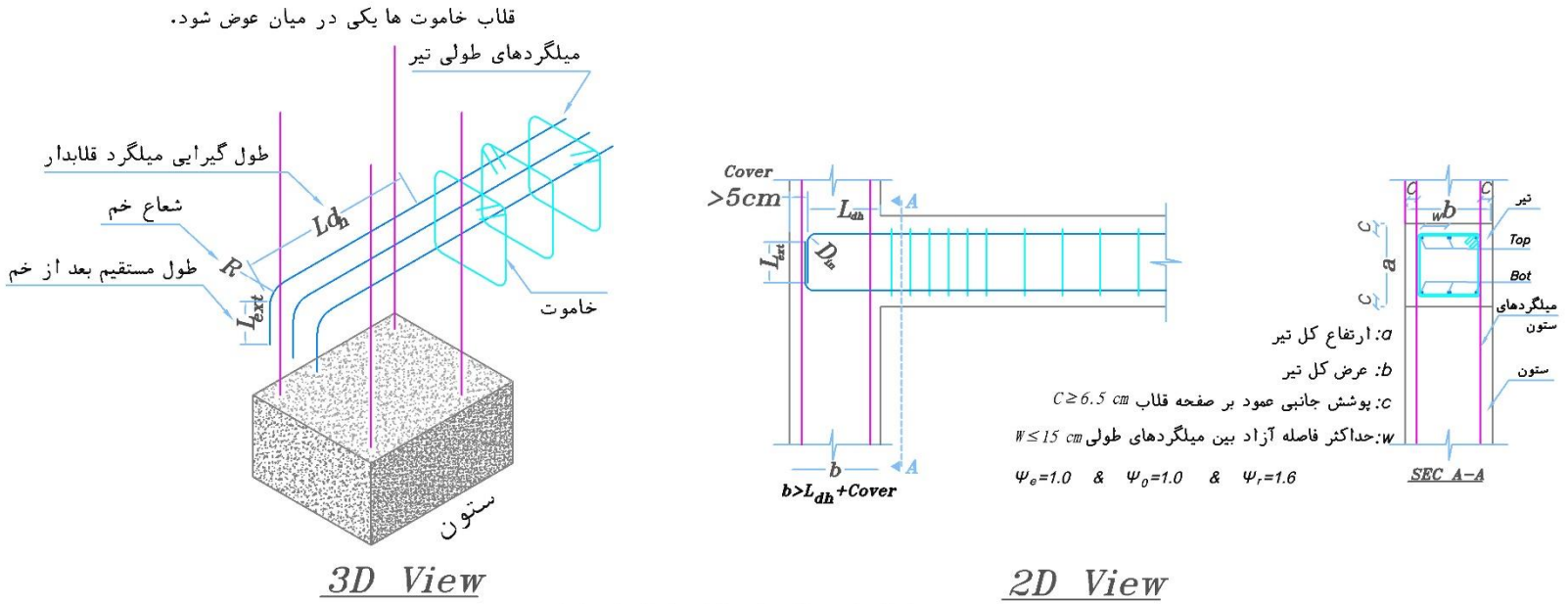
الف- تنگ‌ها و خاموت‌های محصورکننده‌ی قلاب (حداقل دو تنگ یا خاموت) موازی طول l_{dh} بافاصله‌ی مساوی در طول انتهای آزاد خم. فاصله‌ی این تنگ‌ها و خاموت‌ها باید کم‌تر از هشت برابر قطر میلگرد بوده و در طول پانزده برابر قطر میلگرد، اندازه‌گیری شده از قسمت مستقیم میلگرد مهارشده واقع باشند.

ب- تنگ‌ها و خاموت‌های محصورکننده‌ی قلاب (حداقل دو تنگ یا خاموت) عمود بر طول l_{dh} بافاصله‌های مساوی در امتداد طول مستقیم. فاصله‌ی این تنگ‌ها و خاموت‌ها باید کم‌تر از هشت برابر قطر میلگرد باشد.

۹-۲۱-۳-۳-۴ برای میلگردهای مهارشده با قلاب استاندارد در انتهای غیر ممتد عضو که در آن پوشش جانبی و فوقانی (یا تحتانی) قلاب کم‌تر از ۶۵ میلی‌متر است، قلاب باید در طول گیرایی l_{dh} توسط تنگ یا خاموت عمود بر امتداد میلگرد و با فواصل کم‌تر از سه برابر قطر میلگرد محاط شود، فاصله‌ی اولین تنگ یا خاموت از بر بیرونی خم قلاب نباید بیش‌تر از دوبرابر قطر میلگرد باشد.

جدول ۹-۲۱-۵ ضرایب اصلاح طول گیرایی میلگردهای آجدار با قلاب استاندارد در کشش

ضریب اصلاح	شرایط	مقدار ضریب
ψ_e ضریب پوشش	برای میلگردهای با اندود اپوکسی یا با اندود دوگانه‌ی اپوکسی و روی	۱٫۲
	برای میلگردهای بدون اندود و میلگردهای با اندود روی (گالوانیزه)	۱
ψ_r ضریب آرماتور محصورکننده	برای میلگردهای با قطر کوچک‌تر یا مساوی ۳۴ میلی‌متر با $A_{th} \geq 0.40A_{hs}$ و یا بافاصله‌ی میلگردهای مهار شونده بیش از شش برابر قطر میلگرد	۱
	برای سایر موارد	۱٫۶
ψ_o ضریب محل مهار	برای میلگردهای با قطر کوچک‌تر یا مساوی ۳۴ میلی‌متر و مهارشده در هسته‌ی ستون و با پوشش جانبی عمود بر صفحه‌ی قلاب بیش از ۶۵ میلی‌متر و یا با پوشش جانبی عمود بر صفحه‌ی قلاب بیش از شش برابر قطر میلگرد	۱
	برای سایر موارد	۱٫۲۵
ψ_c ضریب مقاومت بتن	برای بتن با مقاومت کم‌تر از ۴۲ مگاپاسکال	$f_c'/105 + 0.6$
	برای بتن با مقاومت بزرگ‌تر یا مساوی ۴۲ مگاپاسکال	۱



نحوه مهار انتهایی میلگردهای طولی با قلاب استاندارد

جدول ۹-۲۱-۱ قلاب استاندارد برای مهار میلگردهای طولی آجدار در کشش

نوع قلاب	قطر میلگرد d_b	حداقل قطر داخلی خم D_{in}	طول مستقیم بعد ازخم L_{ext}	شکل
قلاب ۹۰°	۱۰ تا ۲۵	$6d_b$	$12d_b$	مقطع بحرانی
	۲۸ تا ۳۴	$8d_b$		
	۳۶ تا ۵۵	$12d_b$		
قلاب ۱۸۰°	۱۰ تا ۲۵	$6d_b$	$\max(4d_b, 65mm)$	مقطع بحرانی
	۲۸ تا ۳۴	$8d_b$		
	۳۶ تا ۵۵	$12d_b$		

جدول ۹-۲۱-۲ قلاب استاندارد برای مهار میلگردهای عرضی

نوع قلاب	قطر میلگرد d_b	حداقل قطر داخلی خم D_{in}	طول مستقیم بعد ازخم L_{ext}	شکل
قلاب ۹۰°	۱۰ تا ۱۶	$4d_b$	$\max(6d_b, 75mm)$	
	۱۸ تا ۲۵	$6d_b$	$12d_b$	
قلاب ۱۳۵°	۱۰ تا ۱۶	$4d_b$	$\max(6d_b, 75mm)$	
	۱۸ تا ۲۵	$6d_b$	$12d_b$	
قلاب ۱۸۰°	۱۰ تا ۱۶	$4d_b$	$\max(6d_b, 75mm)$	
	۱۸ تا ۲۵	$6d_b$	$12d_b$	

تصویر شماره ۲-۸: جزییات مهار و قلاب میلگردها

طول وصله

➢ ۹-۲۱-۴-۲ وصله‌ی پوششی میلگردهای آجدار و سیم‌های آجدار در کشش

۹-۲۱-۴-۲-۱ طول وصله‌ی پوشش میلگردهای آجدار و سیم‌های آجدار در کشش، l_{st}، در حالت کلی باید برابر با $1.3L_d$ باشد (وصله‌ی نوع B). تنها در صورت تأمین دو شرط زیر، می‌توان طول وصله پوشش را به $1.0L_d$ کاهش داد (وصله‌ی نوع A).

الف- مقدار آرماتور موجود در طول وصله، حداقل دوبرابر مقدار موردنیاز باشد.

ب- حداکثر نصف آرماتور موجود در طول وصله‌ی پوشش، وصله شده باشد.

l_d براساس بند ۹-۲۱-۳-۲-۱ تعیین می‌شود. درهرحال حداقل طول وصله‌ی پوشش در کشش ۳۰۰ میلی‌متر است.

۹-۲۱-۴-۲-۲ در مواردی که وصله‌ی پوشش برای میلگردهای با قطرهای متفاوت انجام می‌شود، l_{st} نباید از هیچ یک از مقادیر زیر کم‌تر باشد.

الف طول گیرایی l_d برای میلگرد با قطر بزرگ‌تر؛

ب-طول وصله‌ی کششی l_{st} برای میلگرد با قطر کوچک‌تر.

➢ ۹-۲۱-۴-۵ وصله‌ی پوشش میلگردهای آجدار در فشار

۹-۲۱-۴-۵-۱ طول وصله‌ی پوشش میلگردهای آجدار در فشار، l_{st}، برای میلگردهای با قطر کوچک‌تر یا مساوی ۳۴ میلی‌متر به‌صورت زیر محاسبه می‌شود.

الف- برای میلگردهای با تنش تسلیم کوچک‌تر یا مساوی ۴۲۰ مگاپاسکال، برابر با $0.071f_y d_b$

ب- برای میلگردهای با تنش تسلیم بیش از ۴۲۰ مگاپاسکال، برابر با $(0.13f_y - 24)d_b$ این طول درهرحال نباید کم‌تر از ۳۰۰ میلی‌متر باشد.

۹-۲۱-۴-۵-۲ برای وصله‌ی پوششی میلگردهای با قطرهای متفاوت در فشار، طول وصله‌ی پوششی نباید از هیچ‌یک از مقادیر زیر کم‌تر باشد.

الف - طول گیرایی در فشار، L_{dc}، برای میلگرد با قطر بزرگ‌تر، محاسبه‌شده براساس ۹-۲۱-۳-۸.

ب- طول وصله‌ی پوششی در فشار، L_{sc}، برای میلگرد با قطر کوچک‌تر، محاسبه‌شده براساس ۹-۲۱-۴-۵-۱.

➢ ۹-۱۲-۶-۴ وصله‌ی آرماتور طولی در ستون

۹-۱۲-۶-۴-۱ استفاده از وصله‌های پوششی، مکانیکی، جوشی سربه‌سر و اتکایی در ستون‌ها مجاز است. وصله‌ی آرماتورها باید الزامات تمام ترکیب بارهای بارگذاری را تأمین نموده و منطبق با ضوابط بخش ۹-۲۱-۴ باشد. در صورت لزوم، ضوابط وصله براساس الزامات فصل ۹-۲۰ نیز باید رعایت گردند.

۹-۱۲-۶-۴-۲ اگر نیروی میلگردها در اثر بارهای ضریب‌دار اعمالی فشاری باشد، استفاده از وصله‌های پوششی فشاری مجاز است. طول وصله‌ی پوششی فشاری را می‌توان براساس موارد (الف) یا (ب) کاهش داد؛ اما این طول درهرحال نباید کم‌تر از ۳۰۰ میلی‌متر باشد:

الف- برای ستون‌های با تنگ که در ناحیه‌ی وصله پوششی، سطح مقطع مؤثر آرماتورهای عرضی در هر دو جهت حداقل برابر با 0.0015 hs باشد، طول وصله‌ی پوششی را می‌توان در ضریب ۰٫۸۳ ضرب نمود. در محاسبه‌ی سطح مؤثر تنگ‌ها، تنها سطح مقطع شاخه‌های عمود بر امتداد h منظور می‌شود.

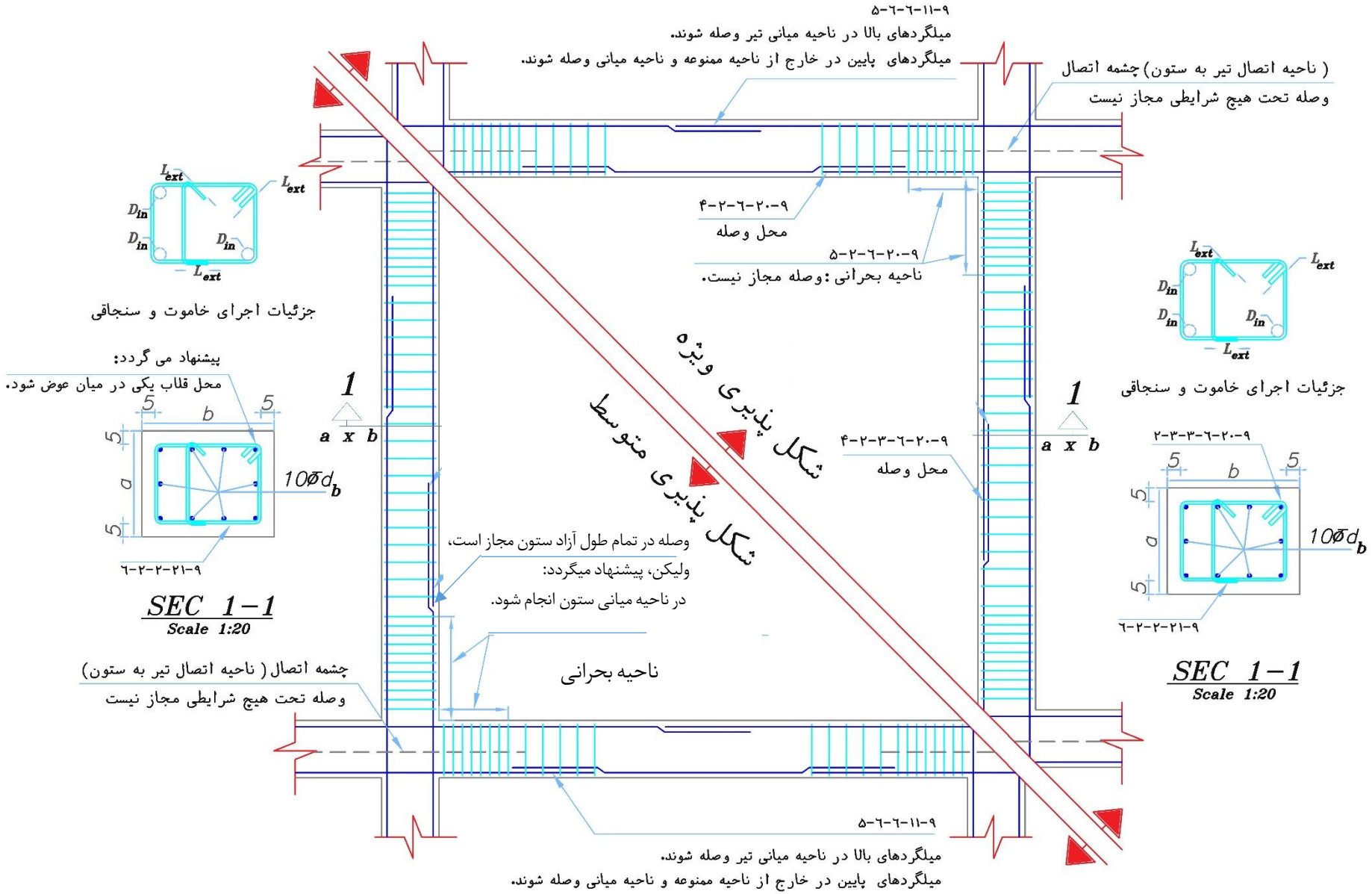
ب- برای ستون‌های با دور پیچ، طول وصله‌ی پوششی را می‌توان در ضریب ۰٫۷۵ ضرب نمود.

۹-۱۲-۶-۴-۳ اگر نیروی ایجاد شده در میلگرد طولی ستون در اثر بارهای با ضریب کششی باشد، طول وصله‌ی پوششی باید در کشش تعیین شود. در این حالت اگر تنش کششی آرماتور حداکثر $0.5f_y$ بوده و تعداد میلگردهایی که در یک مقطع وصله می‌شوند، حداکثر نصف میلگردهای کششی باشد و در ضمن وصله‌های پوششی میلگردهای مجاور حداقل معادل L_d در طول ستون فاصله داشته باشند، وصله از نوع A محسوب شده و طول پوشش باید حداقل برابر با L_d اختیار شود. در غیر این صورت، وصله از نوع B محسوب شده و طول پوشش باید حداقل برابر با $1.3L_d$ در نظر گرفته شود. درهرحال طول وصله نباید کم‌تر از ۳۰۰ میلی‌متر در نظر گرفته شود.

۹-۱۲-۶-۴-۴ اگر نیروی میلگرد طولی ستون در همه ترکیبات بار فشاری باشد، استفاده از وصله اتکایی مجاز خواهد بود؛ به‌شرط آنکه وصله‌ی آرماتورهای طولی ستون در مقاطع مختلف انجام شود؛ و یا در محل وصله، از میلگردهای اضافی استفاده شود؛ به‌طوری که حداقل مقاومت کششی میلگردهایی که در هر وجه ستون در محل وصله امتداد می‌یابند، معادل حاصل‌ضرب $0.25f_y$ در سطح مقطع تمامی میلگردهای موجود در آن وجه ستون باشد. تصویر ۲-۹ جزئیات وصله میلگردها را نمایش می‌دهد.

جدول ۲-۴: محاسبه طول گیرایی میلگرد سایز ۲۰

ردیف	شرح
۱	تنش تسلیم میلگرد: $f_y = 420\ Mpa$
۲	مقاومت فشاری بتن: بند ۹-۲۱-۳-۱-۵ $\sqrt{f'_c} = \sqrt{30} = 5.47 < 8.3$
۳	بند ۹-۲۱-۳-۱-۶ (بتن معمولی) λ=۱
۴	جدول ۹-۲۱-۳ $\psi_s = 1, \psi_t = 1 or 1.3, \psi_e = 1, \psi_g = 1$ جدول ۹-۲۱-۵ $\psi_e = 1, \psi_r = 1.6\ \psi_0 = 1\ \psi_c = 0.886$
۵	فاصله مرکز میلگرد تا لبه بتن تیر، با فرض پوشش ۵۰ میلی‌متر و خاموت ۱۰ $C_b = 5.0 + 0.5 + 1 = 6.5\ cm$
۶	$A_{tr} = 2 * \pi * \frac{1^2}{4} = 157.09\ , k_{tr} = \frac{40A_{tr}}{sn} = \frac{40 * 157.09}{120 * 8} = 6.54$
۷	$\frac{C_b + K_{tr}}{d_b} = 3.32 > 2.5 \rightarrow \frac{C_b + K_{tr}}{d_b} = 2.5$
۸	طول گیرایی میلگرد $l_d = \frac{\psi_t \psi_e \psi_s \psi_g}{\lambda \left(\frac{C_b + K_{tr}}{d_b}\right)} * \frac{0.9 f_y}{\sqrt{f'_c}} * d_b$ $l_{d.Other} = \frac{1 * 1 * 1 * 1}{1 * (2.5)} * \frac{0.9 * 420}{5.47} * 20 \approx 560\ mm$ $l_{d.Top} = \frac{1.3 * 1 * 1 * 1}{1 * (2.5)} * \frac{0.9 * 420}{5.47} * 20 \approx 720\ mm$
۹	طول گیرایی میلگرد قلاب‌دار $l_{dh} = \frac{\psi_e \psi_r \psi_0 \psi_c}{\lambda} * \frac{0.043 f_y}{\sqrt{f'_c}} * d_b^{1.5}$ $l_{dh} = \frac{1 * 1.6 * 1 * 0.886}{1} * \frac{0.043 * 420}{\sqrt{30}} * 20^{1.5} \approx 420\ mm$
۱۰	وصله میلگرد $Overlap_{Other} = 1.3 * l_d \approx 720\ mm$ $Overlap_{Top} = 1.3 * l_d \approx 940\ mm$



تصویر شماره ۲-۹: اینفوگرافی ضوابط وصله آرماتور در سازه‌های شکل‌پذیری متوسط و ویژه

کاور مقاطع

➢ ۹-۴-۹ دوام آرماتورها

۹-۴-۹-۶ پوشش بتنی روی آرماتورها در شرایط محیطی معمولی (غیر خورنده)

۹-۴-۹-۵-۱ ضخامت پوشش بتنی روی کلیه آرماتورهای طولی و عرضی نباید از مقادیر داده شده در جدول ۹-۴-۶ کمتر باشد.

۹-۴-۹-۵-۲ برای گروه میلگردها، ضخامت پوشش بتنی روی آن‌ها، نباید از کوچک‌ترین دو مقدار (الف) و (ب) زیر کم‌تر باشد.

الف- قطر معادل گروه میلگردها

ب - ۷۵ میلی‌متر برای مواردی که بتن بر روی خاک ریخته شده و با آن در تماس دائمی است و ۵۰ میلی‌متر برای مواردی که بتن در تماس مستقیم با خاک ریخته نشده است.

➢ ۹-پ۱-۲ الزامات بتن‌آرمه در معرض یون‌های کلرید

۹-پ۱-۲-۳-۱ پوشش بتنی روی میلگردها برابر است با حداقل فاصله‌ی بین سطح بتن تا نزدیک‌ترین رویه میلگرد، اعم از طولی یا عرضی و یا سیم آرماتوربندی

۹-پ۱-۲-۳-۴ درصورتی‌که بتن دارای سطح فرورفته و برجسته (نقش‌دار یا دارای شکستگی) باشد، ضخامت پوشش باید در عمق فرورفتگی‌ها اندازه‌گیری شود.

۹-پ۱-۲-۳-۵ میلگردها و تمامی قطعات و صفحه‌های فولادی پیش‌بینی شده برای توسعه آینده ساختمان باید روش مناسب در مقابل خوردگی محافظت شوند.

۹-پ۱-۲-۳-۶ درصورتی‌که لازم باشد عضوی دارای درجه آتشپادی معینی باشد، حداقل ضخامت پوشش بتن محافظ میلگردها در برابر حریق باید ضوابط مربوط به پیوست ۹- پ ۲ مقاومت در برابر آتش را تأمین نماید.

جدول ۹-۴-۶ حداقل ضخامت پوشش بتن روی میلگردها برای اجزا بتنی

شرایط محیطی سازه‌ی بتنی	نوع عضو	میلگردها	پوشش روی میلگردها، میلی‌متر
بتن در تماس دائم با خاک است.	کلیه‌ی اعضا	کلیه میلگردها	۷۵
بتن در تماس با هوا و یا تماس غیر دائم با خاک است.	کلیه‌ی اعضا	میلگردهای به قطر ۱۸ و ۵۸ میلی‌متر	۵۰
		میلگردها و سیم‌های به قطر ۱۶ میلیمتر و کم‌تر	۴۰
بتن در تماس با هوا و یا خاک نیست	دال‌ها، تیرچه‌ها و دیوارها	میلگردهای بزرگ‌تر از قطر ۳۶ میلی‌متر	۴۰
		میلگردهای قطر ۳۴ میلی‌متر و نازک‌تر	۲۰
	تیرها، ستون‌ها، ستون‌پایه‌ها و اعضای کششی	آرماتورهای طولی، خاموت‌ها، بست‌ها، دورپیچ‌ها و تنگ‌ها	۴۰

➢ محل اتصال ریشه ستون در فونداسیون

۹-۲۰-۶-۳-۳-۹ در محل اتصال ستون به شالوده، لازم است آرماتور طولی ستون که به داخل شالوده برده شده است در طولی برابر با حداقل ۳۰۰ میلی‌متر با آرماتورگذاری عرضی ویژه مطابق بند ۹-۲۰-۶-۳-۳-۷ محصور شوند.[۵] (تصویر شماره ۲-۱۰)

۹-۲۰-۶-۳-۳-۷ در ستون‌هایی که عکس‌العمل اعضای سخت ناپیوسته را تحمل می‌کنند، مانند ستون‌های واقع در زیر دیوارهای منقطع، باید آرماتورهای عرضی ویژه مطابق ضوابط (الف) (ب) به کار برده شوند:

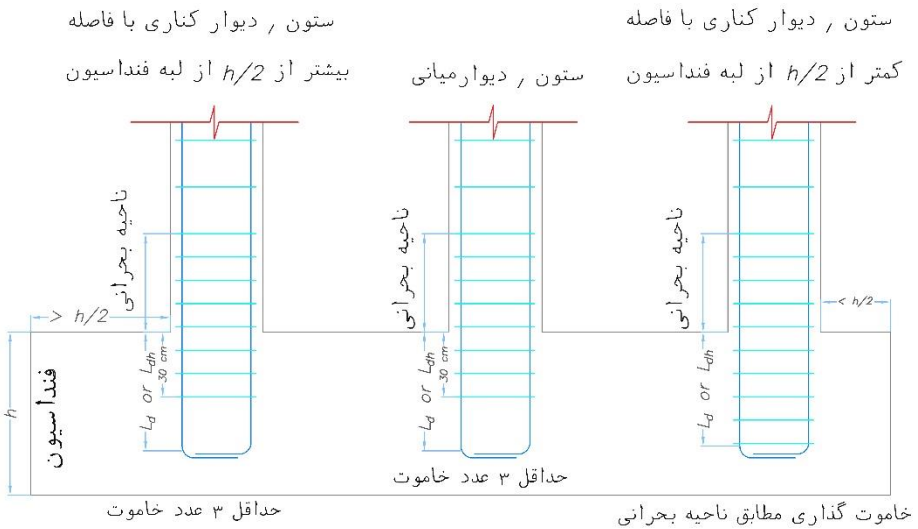
الف- در مواردی که بار محوری فشاری ضریب‌دار ستون در اثر زلزله از $۰/۱۰A_g f'_c$ تجاوز نماید، باید از آرماتورهای عرضی مطابق بندهای ۹-۲۰-۷-۳-۳-۲ تا ۹-۲۰-۷-۳-۳-۵ در تمام طول ستون و در کلیه‌ی طبقات در زیرسطحی که در آن ناپیوستگی رخ می‌دهد، استفاده شود. در مواردی که از اثرات زلزله‌ی تشدید یافته برای لحاظ نمودن اثرات اضافه مقاومت اجزای قائم سیستم مقاوم در برابر زلزله استفاده شده باشد، محدودیت $۰/۱۰A_g f'_c$ باید به $۰/۲۵A_g f'_c$ باید افزایش داده شود.

ب- آرماتورهای عرضی ستون باید به‌اندازه‌ای برابر با حداقل طول گیرایی آرماتور طولی ستون،L_d، براساس بیش‌ترین قطر که مطابق با بند ۹-۲۰-۶-۵-۵ تعیین می‌شود، در داخل عضو منقطع ادامه یابند. در مواردی که انتهای تحتانی ستون بر روی یک دیوار متکی است، آرماتورهای عرضی موردنیاز باید به‌اندازه‌ی طول L_d مربوط به آرماتور طولی ستون با بیش‌ترین قطر در داخل دیوار ادامه داده شوند.

۵ - شکل پذیری زیاد

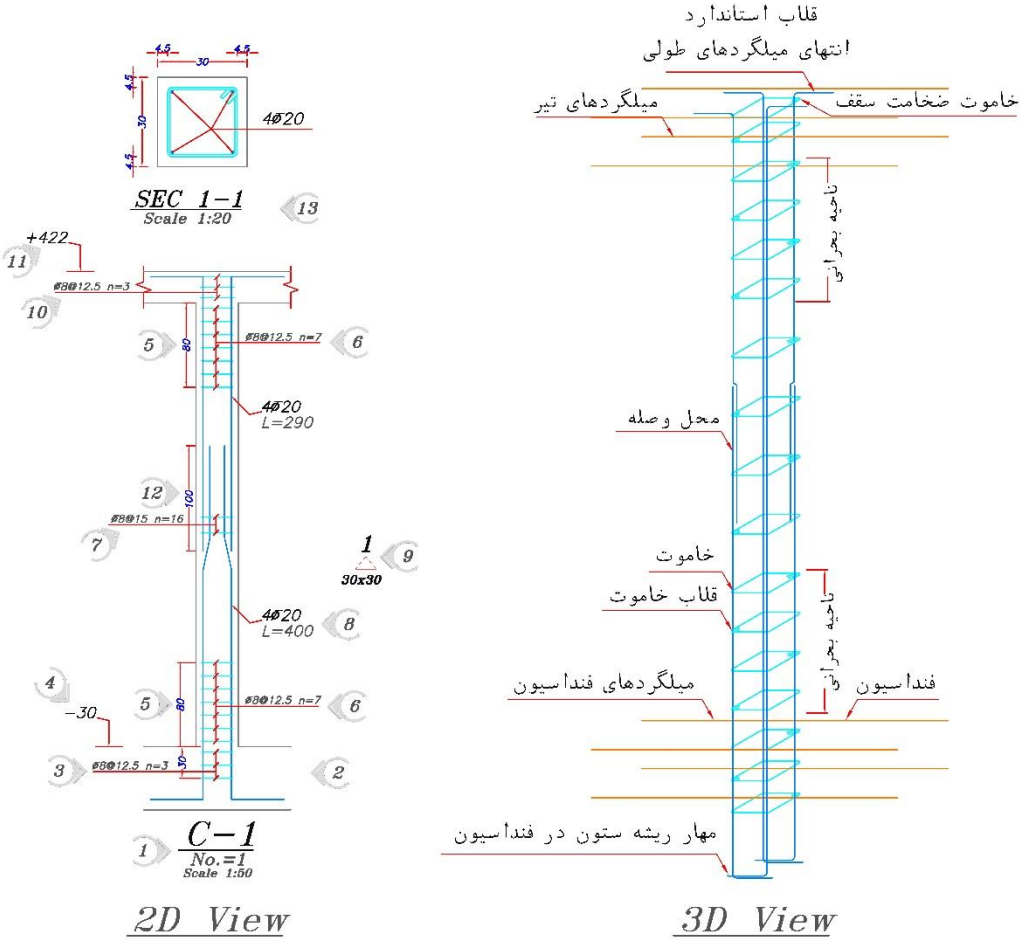
۹-۱۷-۲-۴-۱ در اتصالات بین ستون یا ستون‌پایه‌ی درجا ریز و شالوده، درصد میلگردهایی که از سطح تماس عبور می‌کنند، نباید کم‌تر از ۰/۰۰۵ سطح مقطع ناخالص عضو در نظر گرفته شود.

۹-۲۰-۹-۲-۴ در ستون‌ها یا اجزاء لبه دیوارهای سازه‌ای ویژه که فاصله لبه آن‌ها از لبه شالوده کمتر باشد، باید از آرماتورهای عرضی مطابق با ناحیه L_0 ستون، در قسمت شالوده استفاده شود. این آرماتورها باید از روی شالوده به‌اندازه طول مهاری آرماتورهای طولی ستون و یا جزء لبه دیوار برشی ویژه که برای تنش f_y محاسبه‌شده است، در درون شالوده ادامه یابد. همچنین برای بقیه ستون‌ها به‌اندازه ۳۰ سانتیمتر آرماتور عرضی در شالوده لحاظ شود.



تصویر شماره ۲-۱۰: مهار ریشه ستون در فونداسیون

ستون‌ها



اجزاء:

۱- نام، تعداد مشابه در پلان و مقیاس ترسیم ستون

۲- محل اتصال ستون با فونداسیون

۳- خاموت‌های ستون در فونداسیون

۴- کد ارتفاعی روی فونداسیون

۵- ناحیه L_0 (ناحیه بحرانی)

۶-شماره، فاصله و تعداد خاموت‌های ناحیه بحرانی

۷- شماره، فاصله و تعداد خاموت‌های خارج از ناحیه بحرانی

۸- تعداد، شماره و طول میلگردهای طولی (اصلی)

۹- شماره و ابعاد مقطع ستون

۱۰- شماره، فاصله و تعداد خاموت‌ها در ضخامت سقف (تقاطع با تیر)

۱۱- کد ارتفاعی رو بتن سقف

۱۲- محل و طول وصله میلگردهای اصلی

۱۳- مقطع ستون (مطابق مشخصات مقطع فونداسیون)

تصویر شماره ۲-۱۱: نمایش ستون‌ها

نکات آیین‌نامه در ترسیم ستون‌ها

➢ ۹-۲۰-۵-۳-۱ محدودیت‌های هندسی[۶]

۹-۲۰-۵-۳-۱-۱ در ستون‌ها محدودیت‌های هندسی (الف) و (ب) این بند رعایت شوند:

الف- عرض مقطع نباید کمتر از سه دهم بعد دیگر آن و نباید کمتر از ۲۵۰ میلی‌متر باشد.

ب- نسبت عرض مقطع به طول آزاد ستون نباید از $\frac{1}{25}$ کمتر باشد.

ناحیه بحرانی

در دو انتهای ستون‌ها به طول L_0 باید دورگیر مطابق بند ۹-۲۰-۵-۳-۳-۳ به کار برده شود. طول L_0، ناحیه‌ی بحرانی که از بر اتصال به اعضای جانبی اندازه‌گیری می‌شود، نباید کم تراز مقادیر (الف) تا (پ) زیر در نظر گرفته شود:

الف- یک ششم ارتفاع آزاد ستون

ب- بزرگ‌ترین بعد مقطع ستون یا قطر مقطع دایره‌ای شکل آن

پ- ۴۵۰ میلی‌متر

➢ ۹-۲۱-۲-۱ فاصله حداقل میلگردها

۹-۲۱-۲-۱-۱ فاصله‌ی آزاد بین هر دو میلگرد موازی واقع در یک سفره افقی نباید از هیچ یک از مقادیر زیر کمتر باشد:

الف- ۲۵ میلی‌متر

ب- قطر میلگرد بزرگ‌تر

پ- ۱٫۳۳ برابر قطر اسمی بزرگ‌ترین سنگ‌دانه بتن

۶ - بند ۹-۲۳-۴-۲ در سازه‌های با شکل‌پذیری ویژه

۹-۲۱-۲-۱-۲ در میلگردهای موازی واقع در چند سفره‌ی افقی، میلگردهای لایه‌ی فوقانی باید مستقیماً در بالای میلگردهای لایه‌ی تحتانی قرار گرفته و فاصله‌ی آزاد بین دولایه نباید کم‌تر از ۲۵ میلی‌متر باشد.

۹-۲۱-۴-۱-۳ برای وصله‌ی پوششی تماسی، حداقل فاصله‌ی آزاد بین وصله‌های تماسی و میلگردها یا وصله‌های مجاور باید مطابق بند ۹-۲۱-۲-۱-۱ باشد.

۹-۲۱-۴-۱-۴ برای وصله‌ی پوششی غیر تماسی در اعضای خمشی، فاصله‌ی عرضی مرکز به مرکز میلگردهای وصله شده نباید از یک‌پنجم طول وصله و ۱۵۰ میلی‌متر تجاوز نماید.

➢ ۹-۱۲-۵ محدودیت‌های آرماتور (ستون‌ها)

۹-۱۲-۵-۱ در ستون‌های بتنی، مساحت آرماتورهای طولی نباید کم‌تر از ۱ درصد و بیش‌تر از ۸ درصد سطح مقطع ناخالص آن، A_g، باشد. محدودیت مقدار حداکثر باید در محل وصله‌های پوششی میلگردها نیز رعایت شوند.

➢ ۹-۲۰-۵-۳-۲ آرماتورهای طولی[۷]

۹-۲۰-۵-۳-۲-۱ در ستون‌ها نسبت سطح مقطع میلگردهای طولی به کل سطح مقطع ستون نباید کمتر از یک درصد و بیشتر از هشت درصد در نظر گرفته شود. این محدودیت باید در محل وصله‌ها نیز رعایت شود.

۹-۲۰-۵-۳-۲-۲ محل وصله‌ی آرماتورهای طولی ستون باید در خارج از ناحیه اتصال تیر به ستون باشد.

۷ - شکل‌پذیری متوسط

۹-۲۰-۶-۳-۲ آرماتور طولی[۸]

۹-۲۰-۶-۳-۲-۱ در ستون‌ها نسبت سطح مقطع آرماتور طولی به سطح مقطع کل ستون نباید کمتر از یک درصد و بیشتر از شش درصد در نظر گرفته شود. محدودیت حداکثر مقدار آرماتور باید در محل وصله‌ها نیز رعایت شود.

۹-۲۰-۶-۳-۲-۴ استفاده از وصله‌ی پوششی در میلگردهای طولی فقط در نیمه میانی طول ستون مجاز است. طول پوشش این وصله‌ها باید برای کشش در نظر گرفته شود. در طول این وصله‌ها باید آرماتورهای عرضی مطابق بندهای ۹-۲۰-۶-۳-۳-۲ تا ۹-۲۰-۶-۳-۳-۵ به کار برده شوند.

➢ ۹-۲۱-۴ وصله‌ی میلگردها

۹-۲۱-۴-۱-۱ وصله‌ی میلگردها به یکی از طرق زیر مجاز است:

الف- وصله‌ی پوششی؛

ب- وصله‌ی اتکایی؛

پ- وصله‌ی جوشی؛

ت- وصله‌ی مکانیکی.

۹-۲۱-۴-۱-۲ استفاده از وصله‌ی پوششی در موارد زیر مجاز است:

الف- در کشش و فشار برای میلگردهای با قطر کم‌تر یا مساوی ۳۴ میلی‌متر؛

ب- در فشار برای وصله‌های میلگردهای با حداکثر قطر ۴۲ میلی‌متر به میلگردهای با قطر ۳۴ میلی‌متر و کم‌تر، با تأمین شرایط بند ۹-۲۱-۴-۵-۲.

۹-۲۱-۴-۶-۲ استفاده از وصله‌های اتکایی تنها در اعضایی مجاز است که دارای خاموت بسته، تنگ، دورپیچ یا دورگیر هستند.

۹-۲۱-۴-۷-۱ استفاده از وصله‌های جوشی عمدتاً برای میلگردهای با قطر ۲۰ میلی‌متر و بیش‌تر توصیه می‌شود.

۹-۲۱-۴-۷-۲ در وصله‌های جوشی برای میلگردهای با قطر زیاد، استفاده از اتصال سربه‌سر مستقیم با جوش نفوذی ارجحیت دارد.

۹-۲۱-۴-۷-۶ وصله‌ی مکانیکی یا جوشی باید قادر به انتقال تنشی حداقل برابر با ۱٫۲۵ برابر تنش تسلیم میلگرد در کشش و یا فشار باشد.

۹-۲۱-۶-۲-۲ قطر تنگ‌ها باید حداقل برابر مقادیر زیر باشد:

الف- قطر ۱۰ میلی‌متر برای میلگرد طولی تا قطر ۳۲ میلی‌متر.

ب- قطر ۱۲ میلی‌متر برای میلگرد طولی به قطر ۳۴ میلی‌متر و بزرگ‌تر و یا گروه میلگردهای طولی.

---

۸ - شکل‌پذیری زیاد

➢ ۹-۲۱-۵ گروه میلگردها

۹-۲۱-۵-۱ تعداد میلگردها در هر گروه میلگرد که به‌صورت یک واحد کار می‌کنند، به چهار محدود می‌شود.

۹-۲۱-۵-۲ گروه میلگرد باید توسط آرماتورهای عرضی محاط شود. آرماتورهای عرضی گروه میلگردهای تحت‌فشار باید به قطر حداقل ۱۲ میلی‌متر باشند.

۹-۲۱-۵-۳ در تیرها استفاده از میلگردهای با قطر بیش از ۳۴ میلی‌متر به‌صورت گروه میلگرد مجاز نیست.

۹-۲۱-۵-۴ محل قطع هر میلگرد در گروه میلگرد، در طول دهانه‌ی اعضای خمشی، باید به فاصله‌ی حداقل ۴۰ برابر قطر میلگرد از محل قطع سایر میلگردهای گروه باشد.

۹-۲۱-۵-۵ در گروه میلگردها با بیش از دو میلگرد، نباید محورهای تمامی میلگردها در یک صفحه واقع شوند. هم چنین تعداد میلگردهایی که در یک صفحه قرار می‌گیرند، جز در محل وصله نباید بیش از دو باشد.

۹-۲۱-۵-۶ در کنترل محدودیت‌های فاصله، حداقل پوشش، محاسبه‌ی ضریب محصورشدگی بند ۹-۲۱-۳-۲-۱ و ضریب اندود بند ۹-۲۱-۳-۲-۲ که در آن قطر میلگرد مبنای محاسبه قرار می‌گیرد، قطر گروه میلگرد، معادل قطر میلگرد معادلی فرض می‌شود که سطح مقطع آن با سطح مقطع کل گروه میلگرد مساوی است و مرکز ثقل گروه میلگرد است.

۹-۲۱-۵-۷ طول گیرایی گروه میلگردها در گروه میلگرد، در کشش یا فشار، برای گروه میلگردهای ۲ تایی برابر با طول گیرایی میلگردهای منفرد و برای گروه ۳ تایی و ۴ تایی، به ترتیب ۲۰ و ۳۳ در صد بیش‌تر از طول گیرایی میلگردهای منفرد در نظر گرفته می‌شود.

۹-۲۱-۵-۸ طول وصله‌ی پوششی هر میلگرد در یک گروه میلگرد، براساس طول گیرایی میلگرد منفرد و با درنظرگرفتن افزایش آن برای اثر گروه میلگرد مطابق بند ۹-۲۱-۵-۷ محاسبه می‌شود. وصله‌های تک‌تک میلگردها در گروه میلگرد نباید در امتداد میلگردها هم‌پوشانی داشته باشند. وصله پوششی مجموعه‌ی یک گروه میلگرد با گروه دیگر مجاز نیست.

➢ ۹-۲۲-۱۰ قالب‌بندی

۹-۲۲-۱۰-۱ طراحی قالب‌ها

۹-۲۲-۱۰-۱-۱ اطلاعات طراحی

الف - الزامات مربوط به طرح، ساخت، نصب و بازکردن قالب‌ها توسط پیمانکار.

ب- موقعیت اعضای مرکب که نیاز به شمع‌زنی دارند و شرایط مربوط به بازکردن شمع‌ها.

۹-۲۲-۱۰-۱-۲ الزامات اجرایی

الف- در طراحی قالب‌ها باید الزامات (۱) تا (۴) زیر منظور گردند:

روش بتن‌ریزی،

آهنگ تداوم بتن‌ریزی،

بارهای حین ساخت، شامل نیروهای افقی، قائم و ضربه‌ای،

آسیب نرساندن به اجزای ساخته‌شده‌ی قبلی.

ب- ساخت و نصب قالب‌ها باید چنان باشند که منجر به شکل، خطوط و ابعاد اجزاء مطابق با مدارک ساخت شوند.

پ- درزهای قالب باید به‌قدر کافی آب‌بند باشند تا از بیرون آمدن شیره‌ی بتن جلوگیری شود.

ت- قالب‌ها باید طوری مهار یا بسته شوند که موقعیت و شکل خود را حفظ کنند.

۹-۲۲-۱۰-۲ برداشتن قالب‌ها

۹-۲۲-۱۰-۲-۱ الزامات اجرایی

الف - قبل از شروع اجرا، پیمانکار باید برنامه و روشی برای بازکردن قالب‌ها و نصب شمع‌های جدید تدارک دیده و بارهای وارد به سازه را در طول این عملیات محاسبه نماید.

ب - تحلیل سازه‌ای و مقاومت موردنیاز بتن که در برنامه‌ریزی بازکردن قالب‌ها و نصب شمع‌ها در نظر بوده، باید توسط پیمانکار مدون شده و در صورت لزوم به مهندس ناظر ارائه گردند.

پ- در هیچ قسمت از سازه نباید بارهای حین ساخت وارد شده و یا هیچ قالبی برداشته شود، مگر آنکه آن قسمت از سازه همراه با قالب باقی‌مانده، مقاومت کافی برای تحمل ایمن وزن خود و بارهای حین ساخت آن قسمت را بدون اختلال در بهره‌برداری، داشته باشد.

ت- مقاومت کافی برای سیستم شمع بندی باید با استفاده از تحلیل سازه و با درنظرگرفتن بارهای پیش‌بینی‌شده، مقاومت قالب‌ها و تخمین مقاومت بتن درجا نشان داده شود.

ث- ارزیابی مقاومت بتن درجا باید براساس آزمایش استوانه‌های عمل‌آوری شده در کارگاه یا روش‌های پیش‌بینی‌شده و به تأیید مهندس ناظر و در صورت نیاز مقام قانونی مسئول، رسانده شود.

ج- قالب‌ها باید به طریقی برداشته شوند که ایمنی و بهره‌برداری سازه را خدشه‌دار نکنند.

چ -بتن نمایان شده بعد از برداشتن قالب، باید مقاومت کافی داشته باشد تا ضمن عملیات آسیب نبیند.

ح- هیچ نوع بار حین ساخت که بیش از ترکیب بار مرده و زنده‌ی کاهش‌یافته باشد، نباید بر هیچ قسمت از سازه‌ی در دست ساخت یا نگه‌داری نشده با شمع وارد شود، مگر آنکه تحلیل سازه نشان دهد مقاومت کافی برای مقابله با بار اضافی، بدون خدشه‌دار کردن بهره‌برداری وجود دارد.

بتن

بتن در مفهوم وسیع به هر ماده یا ترکیبی که از یک ماده چسبنده با خاصیت سیمانی شدن تشکیل شده باشد گفته می‌شود. بتن ممکن است از سیمان و نیز پوزولان‌ها، سرباره کوره‌ها، مواد مضاف، گوگرد، مواد افزودنی، پلیمرها، الیاف و غیره تهیه شود. همچنین در نحوه ساخت آن ممکن است حرارت، بخار آب، اتوکلاو، خلأ، فشارهای هیدرولیکی و متراکم‌کننده‌های مختلف استفاده شود. با توجه به گسترش و پیشرفت علم و پیدایش تکنولوژی‌های فراوان در قرن اخیر، شناخت بتن و خواص آن نیز توسعه قابل‌ملاحظه‌ای داشته است، به نحوی که امروزه شاهد کاربرد انواع مختلف بتن با مصالح مختلف هستیم که هر یک خواص و کاربری مخصوص به خود را داراست. در حال حاضر انواع مختلفی از سیمان‌ها که شامل پوزولان‌ها، سولفورها، پلیمرها، الیاف‌های مختلف و افزودنی‌های متفاوتی هستند، تولید می‌شوند.

بتن از پرکاربردترین مصالح ساختمانی است. ویژگی اصلی بتن ارزان بودن و در دسترس بودن مواد اولیه آن است. همچنین می‌توان خاطرنشان کرد که تولید انواع بتن با استفاده از حرارت، بخار، اتوکلاو، تخلیه هوا، فشار هیدرولیکی انجام می‌گیرد. بتن به‌طورکلی محصولی

است که از مخلوط آب با سیمان آبی و سنگ‌دانه‌های مختلف در اثر واکنش آب با سیمان در شرایط محیطی خاصی حاصل می‌شود و دارای ویژگی‌های خاص است.

۹-۲۲-۴-۱ سیمان

۹-۲۲-۴-۱-۱ سیمان‌های مصرفی در بتن باید با توجه به مقاومت موردنظر، شرایط محیطی و ابعاد سازه انتخاب شوند. سیمان‌های تولیدی در کشور به دو روش گروه‌بندی‌شده و در استانداردها آورده شده‌اند. در روش اول که قدمت طولانی‌تری دارد، به نگرش آیین‌نامه‌های آمریکا و در روش دوم به نگرش آیین‌نامه‌های اروپا توجه شده است. در گروه‌بندی روش دوم، الزامات مربوط به دوام بتن با دقت بیشتری رعایت گردیده‌اند.

۹-۲۲-۴-۱-۲ جزئیات گروه‌بندی سیمان‌ها در دو روش فوق در جدول‌های ۹-۲۲-۱ و ۹-۲۲-۲ ارائه شده‌اند.

جدول ۷-۲۲-۱ گروه‌بندی سیمان‌ها در روش اول

نام سیمان	نوع سیمان	مشخصات کاربرد	شماره‌ی استاندارد ملی
پرتلند	یک	معمولی؛ برای کارهای عمومی. این سیمان در رده‌های مقاومتی ۳۲/۵، ۴۲/۵، ۵۲/۵ مگاپاسکال تولید می‌شود.	۳۸۹
	دو	اصلاح‌شده؛ با گرمازایی متوسط و مقاومت متوسط در مقابل سولفات‌ها	
	سه	با آهنگ سریع رشد مقاومت و گرمازایی بیش‌تر	
	چهار	با آهنگ کند رشد مقاومت و گرمازایی بسیار کم	
	پنج	با مقاومت زیاد در مقابل سولفات‌ها	
پرتلند آمیخته	پوزولانی	برای مشخصات کاربردی به مبحث پنجم مقررات ملی مراجعه شود.	۳۴۳۲
	سرباره‌ای		۳۴۱۷
	آهکی		۴۲۲۰
	سفید		۲۹۳۱
	زئولیتی		۱۶۴۸۱
	مرکب		۱-۱۱۵۷۱

جدول ۹-۲۲-۲ گروه‌بندی سیمان‌ها در روش دوم

نام سیمان	گروه سیمان	مشخصات سیمان [۱]	شماره‌ی استاندارد ملی
پرتلند	CEM I	این سیمان در رده‌های مقاومتی سیمان نوع I در جدول ۹-۲۲-۱ و با آهنگ رشد مقاومت کم، عادی و سریع تولید می‌شود.	۱-۱۷۵۱۸
پرتلند آمیخته	CEM II	مانند گروه CEM I و دارای مواد جایگزین مانند پوزولان‌ها و سرباره	
سرباره‌ای	CEM III	با جایگزینی به میزان ۳۶ تا ۹۵ درصد	
پوزولانی	CEM IV	با جایگزینی بیش از ۴۵ درصد	
مرکب	CEM V	با جایگزینی بین ۱۸ و ۶۵ درصد از ترکیب مواد جایگزین	

➢ ۹-۲۲-۴-۴ مواد افزودنی

۹-۲۲-۴-۴-۱ مواد افزودنی که برای تعدیل مشخصات بتن در موارد خاص به کار برده می‌شوند، باید عملکرد مطلوبشان، با انجام آزمون‌های خاص، تأیید شود. مشخصات افزودنی‌ها در استاندارد ملی ۱-۲۹۳۰ و ۲-۱۸ شده و باید رعایت گردند.

۹-۲۲-۴-۴-۲ مشخصات موردتوجه در هر افزودنی و آزمون‌هایی که در صورت لزوم، باید بر روی آن‌ها انجام شود، در جدول ۹-۲۲-۴ ارائه شده‌اند.

۵-۸-۱-۱ مواد افزودنی بتن: موادی هستند که علاوه بر آب، سیمان و سنگ‌دانه، در زمان اختلاط به بتن یا ملات اضافه شده و موجب اصلاح برخی از خواص بتن تازه یا سخت شده می‌گردند.

۵-۸-۱-۲ مواد افزودنی اگر فقط بر روی یکی از خواص بتن (تازه یا سخت شده) تأثیر بگذارند مواد افزودنی تک منظوره و در غیر این صورت مواد افزودنی چندمنظوره نامیده می‌شوند.

۵-۸-۱-۳ عملکرد اصلی: یکی از عملکردهای ماده افزودنی چندمنظوره که توسط تولید کنند به‌عنوان عملکرد اصلی مشخص شده است.

جدول ۹-۲۲-۴ مشخصات و آزمون‌های لازم در افزودنی‌ها

نوع	موادی که باید کنترل شوند
کلیه‌ی مواد افزودنی	یکنواختی، رنگ، ترکیبات مؤثر، PH، چگالی نسبی، مقدار مواد خشک (فقط برای افزودنی مایع)، تأثیر برگیرش، کل کلرین (کلر)، کلرید محلول در آب، قلیایی معادل، رفتار ازنظر خوردگی فولاد.
کندگیر کننده	زمان‌گیرش اولیه، مقاومت فشاری، مقدار هوای بتن تازه.
تندگیر کننده	زمان‌گیرش اولیه، مقاومت فشاری، مقدار هوای بتن تازه.
زود سخت‌کننده	مقاومت فشاری، مقداری هوای بتن تازه.
حباب‌ساز	مقدار هوای بتن تازه، مشخصات حباب‌های هوا در بتن سخت شده، مقاومت فشاری.

نوع	موادی که باید کنترل شوند
نگه‌دارنده آب	آب انداختگی، مقاومت فشاری، مقدار هوای بتن تازه.
کاهنده جذب آب	جذب مویینه، مقاومت فشاری، مقدار هوای بتن تازه.
کاهنده‌ی آب/ روان‌کننده (باهدف کاهندگی آب)	میزان کاهش آب، مقاومت فشاری، مقدار هوای بتن.
فوق کاهنده آب/فوق روان‌کننده (باهدف کاهندگی آب)	میزان کاهش آب، مقاومت فشاری، مقدار هوای بتن.
فوق کاهنده آب/فوق روان‌کننده (باهدف افزایش روانی)	افزایش روانی، حفظ و تداوم روانی، مقاومت فشاری، مقدار هوای بتن تازه.
کندگیر کننده، کاهنده‌ی آب/روان‌کننده	مقاومت فشاری، زمان‌گیرش، میزان کاهش آب، مقدار هوای بتن تازه.
تندگیر کننده، کاهنده‌ی آب/روان‌کننده	مقاومت فشاری، زمان‌گیرش اولیه، میزان کاهش آب، مقدار هوای بتن تازه.
کندگیر کننده، فوق کاهنده‌ی آب/فوق روان‌کننده (باهدف کاهش آب و کندگیری)	مقاومت فشاری، زمان‌گیرش اولیه، میزان کاهش آب، مقدار هوای بتن تازه.
کندگیر کننده، فوق کاهنده‌ی آب/فوق روان‌کننده (باهدف افزایش روانی و کندگیری)	حفظ و تداوم روانی، مقاومت فشاری، مقدار هوای بتن تازه.

۵-۸-۳-۱-۴ استفاده از کلرید کلسیم فقط در بتن بدون فولاد مجاز است و حداکثر مقدار مصرف آن ۲ درصد وزنی سیمان یا مقدار تعیین‌شده توسط تولیدکننده است.

۵-۸-۲-۱ انواع مواد افزودنی چندمنظوره

۱. ماده افزودنی کندگیر کننده/ روان‌کننده
۲. ماده افزودنی زودگیر کننده/ روان‌کننده
۳. ماده افزودنی کندگیر کننده / فوق روان‌کننده

۵-۸-۲-۲ انواع مواد افزودنی تک منظوره

۱. ماده افزودنی کاهنده آب (روان‌کننده)
۲. ماده افزودنی کاهنده آب قوی (فوق روان‌کننده)
۳. ماده افزودنی زود سخت‌کننده (تسریع‌کننده زمان سخت‌شدگی)
۴. ماده افزودنی حباب‌ساز
۵. ماده افزودنی نگه‌دارنده آب
۶. ماده افزودنی کاهنده آب
۷. ماده افزودنی کندگیر کننده
۸. ماده افزودنی زودگیر کننده

۹-۲۲-۴-۱-۳ استفاده از مواد چسباننده‌ی جایگزین سیمان شامل انواع زیر در بتن مجاز است.

الف - پوزولان‌های طبیعی؛ استاندارد ملی ۳۴۳۳،

ب- دوده‌ی سیلیسی (میکرو سیلیس)؛ استاندارد ملی ۱۳۲۷۸،

پ- خاکستر بادی؛ ASTM C618،

ت- متاکائولین؛ ASTM C618،

ث- سرباره؛ استاندارد ملی ۲۱۳۱۹،

۹-۲۲-۴-۶-۱ اطلاعات طراحی

الف- برای هر مخلوط بتن الزامات بندهای ۱ تا ۸ زیر، با توجه به شرایط محیطی و ضوابط طراحی، باید منظور شوند.

۱. حداقل مقاومت فشاری مشخصه‌ی بتن، f'_c.
۲. سن آزمایش مقاومت بتن، f'_c، چنان چه متفاوت از ۲۸ روز باشد.
۳. حداکثر نسبت آب به سیمان لازم برای دوام در بدترین شرایط محیطی براساس پیوست ۹- پ ۱.
۴. اندازه اسمی بزرگ‌ترین سنگ‌دانه نباید از حداقل موارد زیر بزرگ‌تر باشد:
   - یک پنجم کوچک‌ترین بعد داخلی قالب،
   - یک‌سوم ضخامت دال،
   - سه‌چهارم حداقل فاصله‌ی آزاد میان آرماتورهای تکی یا گروهی،
   - سه‌چهارم حداقل ضخامت پوشش بتنی روی آرماتورها.
۵. الزامات مربوط به دوام بتن که باید در طرح رعایت شوند، با توجه به رده‌بندی شرایط محیطی در جدول ۹- پ -۱-۱ و محدودیت‌های مربوط به هر یک از آن‌ها در پیوست ۹- پ ۱.
۶. چگالی متعادل در بتن سبک‌دانه (تخمینی از چگالی بتن پس از خشک شدن)
۷. ارائه‌ی نسبت‌های حجمی سبک‌دانه‌ها در مخلوط‌های بتن سبک به‌منظور تعیین مقدار λ، اگر در طراحی استفاده شده‌اند.
۸. الزامات مربوط به بتن با الیاف فولادی، چنان چه مطابق بند ۹-۲۲-۴-۵ برای مقاومت کششی مصرف شده باشند.

ب- الزامات مربوط به مقاومت آتشپادی سازه.

پ- مقاومت فشاری موردنیاز بتن در مراحل تعیین‌شده در فرایند ساخت، برای هر بخش از سازه مطابق آنچه مهندس طراح منظور نموده است.

۹-۲۲-۵-۳ عمل‌آوری بتن

۹-۲۲-۵-۳-۱ اطلاعات طراحی

در مواردی که آزمایش‌های تکمیلی بر روی نمونه‌های عمل آمده‌ی کارگاهی به‌منظور تأیید کفایت عمل‌آوری بتن لازم باشند، روش انجام آن‌ها باید مشخص شود.

۹-۲۲-۵-۳-۲ الزامات اجزایی

الف- مدت عمل‌آوری بتن بسته به شرایط محیطی حاکم پس از دوره‌ی عمل‌آوری، دمای محیط، روند کسب مقاومت بتن و همچنین دوام بتن است. دراین‌رابطه ضوابط بندهای (ب) تا (ج) زیر باید رعایت شوند.

ب- بتن با روند کسب مقاومت متوسط، در دمای حداقل ۱۰ درجه و محیط مرطوب، باید به مدت معمولاً ۷ روز پس از بتن‌ریزی نگه‌داری شود؛ مگر در مواردی که از روش عمل‌آوری سریع استفاده شده باشد.

پ- بتن با روند کسب مقاومت سریع، باید در دمای حداقل ۱۰ درجه و در محیط مرطوب به مدت معمولاً ۳ روز پس از بتن‌ریزی نگه‌داری شود؛ مگر در مواردی که از روش عمل‌آوری سریع استفاده شده باشد.

ت- بتن با روند کسب مقاومت کند، در دمای حداقل ۱۰ درجه و در محیط مرطوب به مدت معمولاً ۱۴ روز پس از بتن‌ریزی نگه‌داری شود؛ مگر در مواردی که از روش عمل‌آوری سریع استفاده شده باشد.

ث- در مواردی که دوام بتن از اهمیت برخوردار باشد، مدت عمل‌آوری بتن باید حداقل تا رسیدن به ۷۰ درصد مقاومت مشخصه ادامه یابد.

ج- روش عمل‌آوری سریع، به‌منظور کسب سریع مقاومت و کاهش زمان عمل‌آوری، با بخار در فشار معمولی، گرما و رطوبت و دیگر روش‌های قابل‌قبول ازنظر مهندس ناظر، می‌تواند به کار گرفته شود. در صورت استفاده از روش عمل‌آوری سریع، بندهای (۱) و (۲) زیر باید رعایت شوند.

۱. مقاومت فشاری در مرحله‌ی بارگذاری موردنظر باید حداقل به میزان مقاومت فشاری تعیین‌شده باشد.
۲. روش عمل‌آوری سریع نباید بر دوام بتن تأثیر نامطلوب بگذارد.

چ- در مواردی که مقام قانونی مسئول یا مهندس ناظر لازم بداند، قبل از عملیات اجرایی، نتایج آزمایش نمونه‌های استوانه‌ای کارگاهی که مطابق بندهای (۱) و (۲) زیر ساخته و عمل‌آوری شده باشند، علاوه بر نتایج آزمایش مقاومت نمونه‌ی عمل‌آمده به‌صورت استاندارد، باید ارائه گردند.

۳. حداقل دو آزمونه‌ی استوانه‌ای ۱۵۰×۳۰۰ میلی‌متر یا سه آزمونه‌ی استوانه‌ای ۱۰۰×۲۰۰ میلی‌متر عمل‌آوری شده در کارگاه.
۴. آزمونه‌های کارگاهی باید مطابق دستورالعمل آئین‌نامه بتن ایران (آبا) عمل‌آوری شده و در سن مقاومت مشخصه آزمایش شوند.

ح- روش‌های نگه‌داری و عمل‌آوری بتن هنگامی مناسب تلقی می‌شوند که شرایط بندهای (۱) تا (۲) زیر تأمین شده باشند:

۱. میانگین مقاومت استوانه‌های عمل‌آمده در کارگاه، در سن مشخص شده برای تعیین $f'c$، باید حداقل ۸۵ درصد میانگین مقاومت استوانه‌های عمل‌آوری در شرایط استاندارد باشد.
۲. میانگین مقاومت استوانه‌های عمل‌آوری شده‌ی در کارگاه در سن موردنظر، ۳/۵ مگاپاسکال بیش از $f'c$ باشد.

مواد افزودنی مناسب برای منظورهای گوناگون[۹]

ردیف	تأثیر موردنظر در بتن	نوع ماده افزودنی (رده‌بندی آمریکایی)	نوع مصالح	ردیف	تأثیر موردنظر در بتن	نوع ماده افزودنی (رده‌بندی آمریکایی)	نوع مصالح
۱	بهبود دوام	مواد حباب‌ساز (ASTM C260)	نمک‌های صمغ‌های چوب بعضی مواد پاک‌کننده مصنوعی نمک‌های لیگنین سولفاته نمک‌های مواد پروتئینی اسیدهای چرب و صنعتی و نمک‌های آن‌ها سولفونات‌های آلکیل بنزن	۲	کاهش آب لازم برای روانی	مواد کاهنده آب (نوع A ,ASTM C494)	لینگو سولفونات‌ها اسیدهای کربوکسیلی هیدروکسیلی (همچنین تمایل به تعویق زمان‌گیرش دارند لذا مواد تسریع‌کننده اضافه می‌شود)
۳	تعویق زمان‌گیرش	مواد کندگیر کننده (نوع B، ASTM C494)	لیگنین براکس مواد قندی اسید تارتاریک و نمک‌های آن	۴	ایجاد انبساط هنگام گیرش	مواد تولیدکننده گاز	پودر آلومینیوم صابون صمغ و چسب‌های نباتی یا حیوانی ساپونین پروتئین هیدرولیز شده

۹ - نشریه ۵۵ معاونت برنامه ریزی و نظارت راهبردی رئیس جمهور (تجدید نظر دوم) - جدول ۲-۱۱-۵

ردیف	تأثیر موردنظر در بتن	نوع ماده افزودنی (رده‌بندی آمریکایی)	نوع مصالح	ردیف	تأثیر موردنظر در بتن	نوع ماده افزودنی (رده‌بندی آمریکایی)	نوع مصالح
۵	تسریع در گیرش و کسب مقاومت اولیه	مواد تسریع‌کننده (نوع C، ASTM C494)	کلرور کلسیم (ASTM D98) نری اتانول امین	۶	کاهش گیرش آب و تعویق زمان‌گیرش	مواد کاهنده آب و کندگیر کننده (نوع D، ASTM C494)	(کاهنده آب نوع A در بالا را ملاحظه نمایید)
۷	کاهش آب و تسریع گیرش	مواد کاهنده آب و تسریع‌کننده (نوع E، ASTM C494)	(کاهنده آب نوع A در بالا را ملاحظه نمایید تسریع‌کننده بیشتری اضافه می‌شود)	۸	بهبود کارایی و حالت خمیری	مواد پوزولانی (ASTM C618)	پوزولان‌های طبیعی (رده N) خاکستر نرم (رده F و G) سایر مواد (رده S)
۹	کاهش نفوذپذیری	مواد آب‌بند کننده	استارات کلسیم، آلومینیوم، آمونیوم، یا بوتیل روغن‌ها یا گریس‌های نفتی کلرورهای محلول	۱۰	روانی زیاد	روان‌سازهای ممتاز	مواد تغلیظ شده ملامین فرمالدئید سولفوناته مواد تغلیظ شده نفتالین فرمالدئید سولفوناته
۱۱	بهبود قابلیت پمپ کردن	آسان کننده پمپاژ	پوزولان‌ها	۱۲	کاهش مقدار هوا	کاهنده هوا	پلیمرهای آلی فسفات تری بوتیل

فصل سوم

جزئیات اجرایی سرویس پله

سرویس پله

اجرای سرویس پله در تمامی ساختمان‌ها جهت جابه‌جایی بین طبقات الزامی است. سرویس پله (راه‌پله) راه ارتباطی بین طبقات ساختمان و طبقه بام هست، این ارتباط در تمام دوران ساختمان یعنی زمان اجرا، بهره‌برداری و حوادث باید قابل‌استفاده باشد. در زمان اجرا بسته به وسعت پروژه جهت جابه‌جایی افراد و مصالح سبک ممکن است از سرویس پله اصلی ساختمان یا بالابرهای کارگاهی استفاده شود. در زمان بهره‌برداری نیز یکی از راه‌های ارتباطی بین طبقات پله‌ها هستند که در کنار آسانسور و یا در صورت وجود پله‌برقی ارتباط بین طبقات را ممکن می‌کنند. در هنگام وقوع حوادث و پس از آن استفاده از پله‌ها اجتناب‌ناپذیر است. هرچند توصیه شده است در هنگام زلزله از پله استفاده نشود، ولی زمان وقوع حوادث و بعد از آن حوادث اعم از زلزله، آتش‌سوزی و ... ساکنین ساختمان، باید ساختمان را تخلیه کنند و در این شرایط ایمن‌ترین مسیر موجود در ساختمان پله‌ها هستند.

طراحی و اجرای سرویس پله از اهمیت بسیار بالایی برخوردار هست با بررسی زلزله‌های گذشته ساختمان‌هایی وجود دارند که علی‌رغم پایداری کلی ساختمان، پله‌ها از بین رفته‌اند و ساکنین در ساختمان محبوس شده تا در نهایت به کمک نیروهای امدادی از ساختمان خارج شده‌اند. خرابی‌های سرویس پله معمولاً ناشی از اشکالات طراحی یا اجرا هست.

سرویس‌پله‌ها را براساس دسته‌بندی‌های مختلفی می‌توان تقسیم‌بندی کرد که در نمودار صفحه بعد انواع ذکر شده است.

در ابتدا انواع سرویس پله از نظر اسکلت را معرفی می‌کنیم:

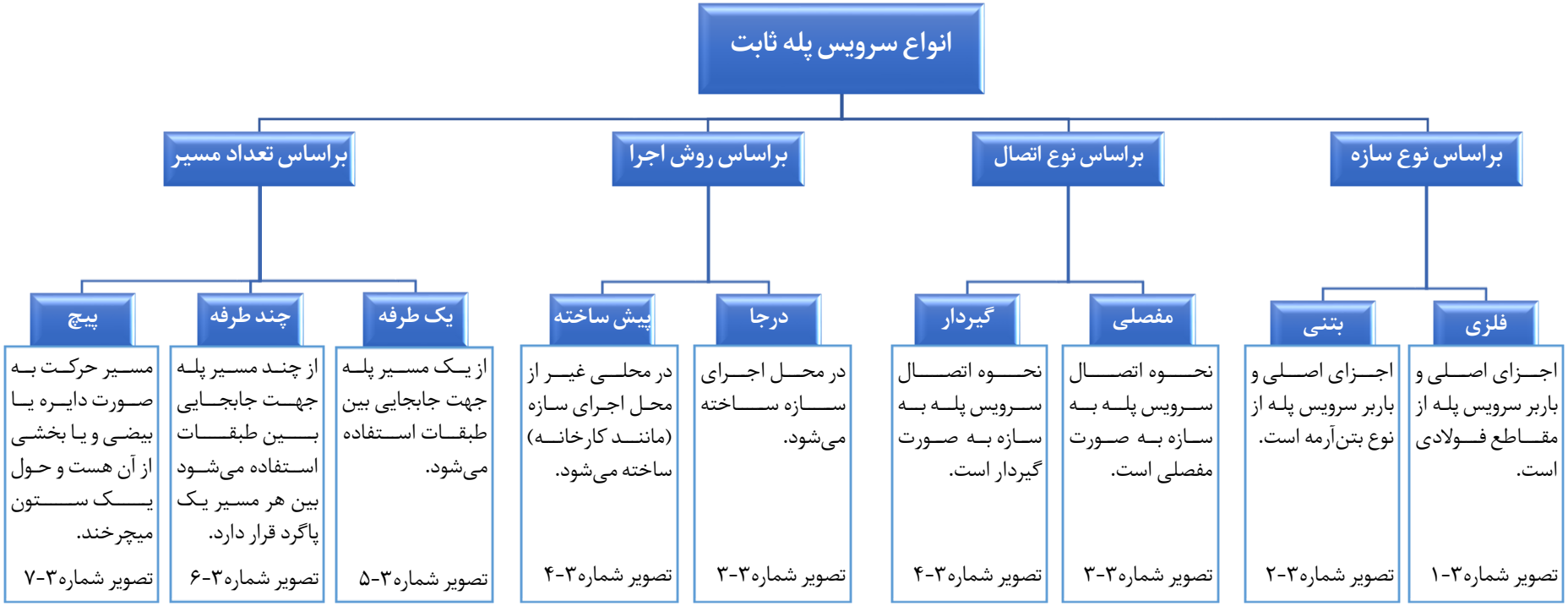
سرویس‌پله‌های فلزی: اسکلت تشکیل‌دهنده سرویس پله معمولاً از مقاطع فولادی مانند IPEها بوده و سرویس پله با اتصالات مفصلی به سازه اصلی وصل می‌شود. (تصویر شماره ۳-۱)

سرویس‌پله‌های بتنی: اسکلت تشکیل‌دهنده سرویس پله از جنس دال بتنی بوده که بسته به شرایط طراحی و اجرا به‌صورت مفصلی یا گیردار به سازه متصل می‌شود. (تصویر شماره ۳-۲)

سرویس‌پله‌های چوبی و شیشه‌ای: این نوع سرویس‌پله‌ها معمولا به عنوان پله‌های دکوراتیو و پله فرعی ساختمان استفاده می‌شوند.

توجه شود جنس اسکلت سرویس پله مستقل از اسکلت سازه بوده و هرکدام از سرویس پله‌ها در اسکلت‌های بتن‌آرمه و فولادی قابل طراحی و اجرا هستند.

انواع سرویس پله



سرویس‌پله‌های ساخته شده ترکیبی از انواع فوق هستند؛ مانند موارد زیر:

- سرویس پله فلزی با اتصال مفصلی به‌صورت درجا و دوطرفه
- سرویس پله بتنی با اتصال گیردار به‌صورت درجا و دورپیچ

تصویر شماره ۳-۱: نمونه سرویس پله فلزی اجرا شده با شمشیری و طاق ضربی در ساختمان بتنی

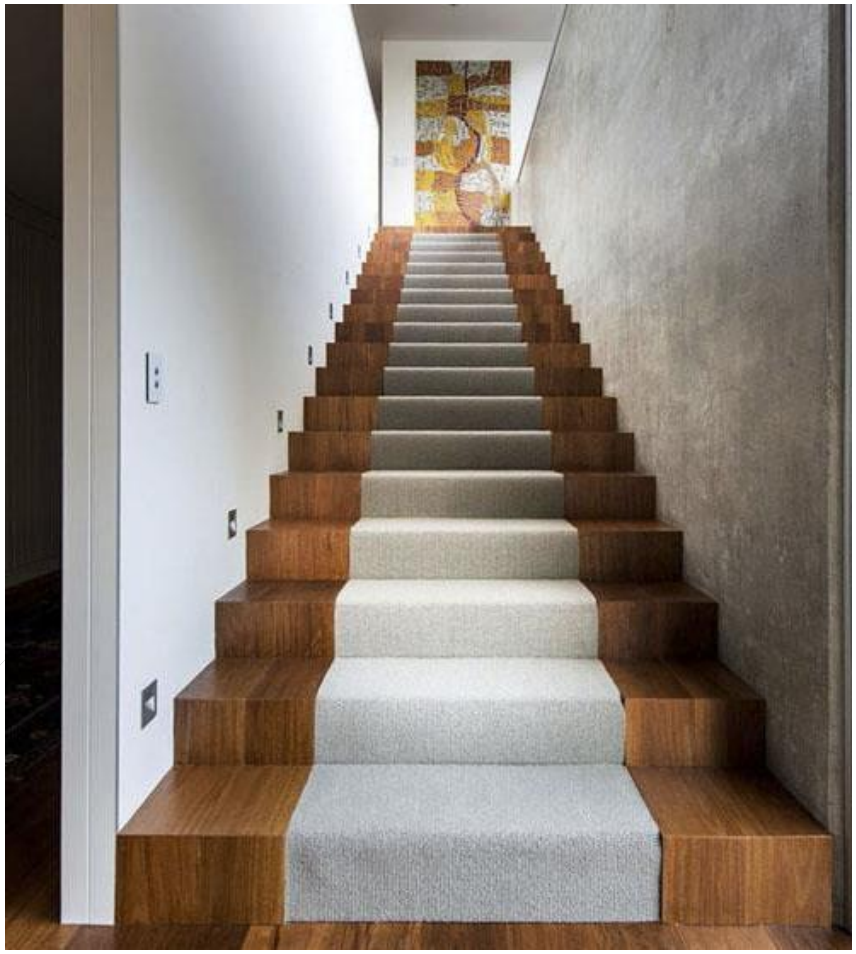
الف: شبکه آرماتور رمپ پله

ب: پله بتن‌ریزی شده

تصویر شماره ۳-۲: نمونه سرویس پله بتنی اجرا شده با دال بتنی در ساختمان بتنی

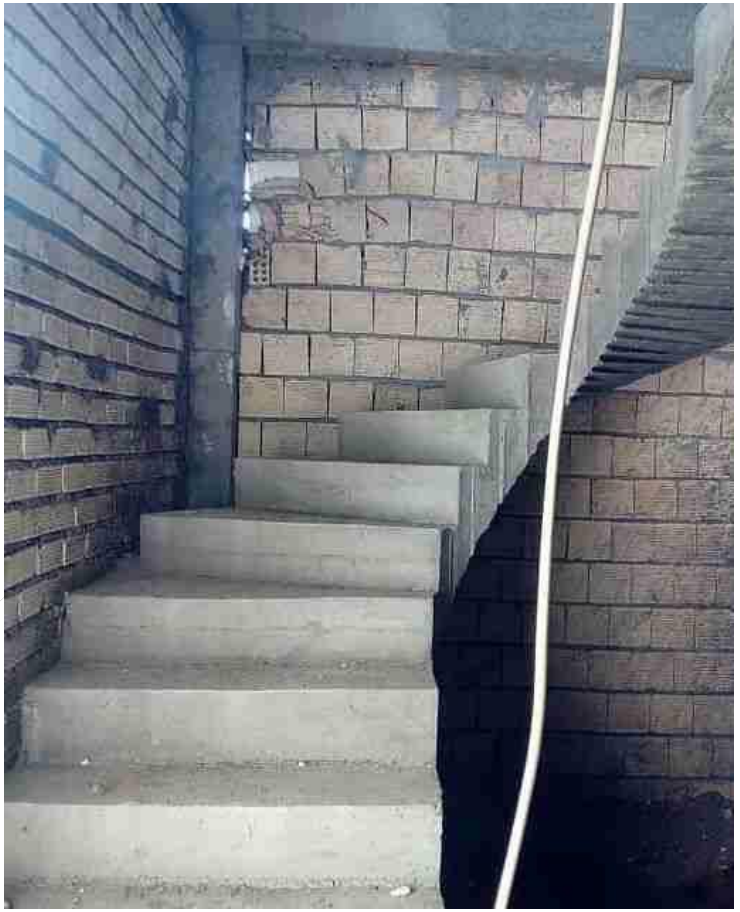
تصویر شماره ۳-۳: نمونه اجرا و نصب سرویس پله بتنی پیش‌ساخته با اتصال مفصلی

تصویر شماره ۳-۴: اجرای سرویس پله با دال بتنی درجا و اتصالات گیردار



تصویر شماره ۳-۵: نمونه‌هایی از سرویس پله‌های یک‌طرفه

تصویر شماره ۳-۶: نمونه‌هایی از سرویس پله‌های چند طرفه



تصویر شماره ۳-۷: نمونه‌هایی از سرویس پله‌های پیچ

ضوابط آیین‌نامه در خصوص فضاهای ورودی و سرویس پله

۳-۱ کلیات

۳-۱-۱ تعاریف

- ارتفاع ساختمان: فاصله قائم تراز متوسط زمین تا تراز متوسط بالاترین بام. در ساختمان‌هایی که دارای چند بام با ارتفاع‌های متفاوت است. ارتفاع ساختمان برابر با ارتفاع متوسط بالاترین بام در نظر گرفته می‌شود.
- **ارتفاع طبقه:** فاصله قائم از روی کف تمام شده یک طبقه تا روی کف تمام‌شده طبقه بالاتر است.

ارتفاع طبقه آخر بنا، حدفاصل کف تمام‌شده آن طبقه تا کف تمام‌شده متوسط سطح بام ساختمان می‌باشد.

- **پله:** تغییر در تراز ارتفاع، شامل یک یا چند مرتبه صعود
- **پلکان:** بخشی از مجموعه راه خروج، شامل تعدادی پله با پاگردها و سکوهای لازم که رفت‌وآمد از یک طبقه به طبقه دیگر را بدون تداخل و برخورد بامانع امکان‌پذیر می‌کند.
- **پلکان خارجی:** پلکانی که حداقل یک‌طرف آن به جز بخش‌های لازم برای ایستادگی و حفاظت، باز است. فضاهای باز مجاور باید حیاط و یا معبر عمومی باشد.
- **پلکان قیچی:** دو راه‌پله متقاطع که تشکیل‌دهنده دو مسیر خروج مجزا است و در یک دوربند پلکان واقع شده است. اگر دو راه‌پله متقاطع با موانع مناسب آتش از یکدیگر جدا شوند، دیگر پلکان قیچی تلقی نمی‌شوند.
- **پلکان مارپیچ:** پلکانی که در تصویر افقی (پلان) دارای شکل دایره بسته است کف‌پله‌هایی با مقاطع همسان دارد که در اطراف یک ستون نگهدارنده، به‌صورت شعاعی، متصل شده‌اند.
- **دستگیره محافظ:** لوله، چوب یا هر پروفیلی که در طول راه‌پله و بالکن برای گرفتن دست و نلغزیدن انسان نصب شود.
- **دماغه یا لبه پله:** لبه جلوآمده کف‌پله‌ها و پله پاگردها.
- **راه‌پله:** مراجعه شود به پلکان.

۳-۶-۳ راه‌های سه‌گانه راه خروج

۳-۶-۳-۱ کلیات

در این مقررات، «راه خروج» به مسیر پیوسته و بدون مانعی گفته می‌شود که از هر نقطه بنا شروع شده و به‌صورت ایمن تا معبر عمومی (کوچه یا خیابان) امتداد یابد. راه خروج از سه بخش مجزا و مشخص دسترس خروج، خروج و تخلیه خروج تشکیل می‌شود و راستاهای افقی و قائم (ارتباطات بین طبقات و سطوح مختلف) و برحسب مورد، فضاهای مرتبط مانند اتاق‌ها، درگاه‌ها، راهروها، سرسراها، شیب‌راه‌ها، پله‌ها، پلکان‌ها، خروج‌های افقی، بام‌ها، حیاط‌ها و محوطه‌های باز را شامل می‌گردد.

۳-۶-۴-۳ پلکان

۳-۶-۴-۳-۱ کلیات

تمام پله‌ها و راه‌پله‌های واقع در راه خروج، به‌استثنای پله‌های واقع در راهروهای دسترسی به ردیف صندلی‌ها در تصرف‌های تجمعی (که تابع ضوابط خاص خود هستند)، باید با ضوابط این بخش مطابقت داشته باشند.

تمام پله‌های واقع در راه خروج، باید دارای ساختاری پایدار و ثابت باشند.

پاخور تمام پله‌ها باید از یک جنس و با یک نوع پرداخت بوده و تدابیر لازم برای ممانعت از لغزندگی، بر روی سطح آن‌ها اتخاذ گردد.

➢ ۳-۶-۴-۳-۲ عرض راه‌پله

هر راه‌پله باید دست‌کم ۱۱۰ سانتی‌متر عرض مفید داشته باشد، مگر آنکه مجموع تعداد متصرفان تمام طبقات استفاده‌کننده از راه‌پله کمتر از ۵۰ نفر باشد که در آن صورت، عرض مفید را می‌توان به حداقل ۹۰ سانتی‌متر کاهش داد. در هیچ قسمت از طول مسیر، نباید عرض راه‌پله و پاگردها کاهش یابد.

➢ ۳-۶-۴-۳-۳ ارتفاع سرگیر

ارتفاع غیر سرگیر هر راه‌پله تا سقف بالای آن باید دست‌کم ۲۰۵ سانتی‌متر باشد که از خط فرض متصل‌کننده لبه پله‌ها، به‌صورت عمود اندازه‌گیری می‌شود. این حداقل ارتفاع باید به طور پیوسته در بالای راه‌پله تأمین شده باشد و در پایین راه‌پله، به‌اندازه یک کف پله جلوتر از پایین‌ترین پله، برقرار باشد. همچنین، حداقل ارتفاع آزاد مذکور باید در عرض کامل راه‌پله و پاگرد نیز وجود داشته باشد.

➢ ۳-۶-۴-۳-۴ اندازه کف و ارتفاع پله

هر کف پله باید حداقل ۲۸ سانتی‌متر عمق و حداکثر ۲ درصد شیب داشته باشد. ارتفاع هر پله باید حداقل ۱۰ و حداکثر ۱۸ سانتی‌متر و به‌گونه‌ای تعیین شود که مجموع اندازه عمق کف پله و دوبرابر ارتفاع آن بین ۶۳ و ۶۴ سانتی‌متر باشد. برای ارتفاع پله، باید فاصله بین لبه جلویی دو کف پله متوالی را به‌صورت عمودی اندازه گرفت. برای عمق کف‌پله، باید فاصله بین تصویر قائم لبه پیش‌آمدگی دو کف پله متوالی را به‌صورت افقی کاملاً مستقیم اندازه‌گیری کرد.

➢ ۳-۶-۴-۳-۵ یکسانی اندازه‌ها

شکل و اندازه ارتفاع و کف‌پله‌ها باید یکسان باشد. رواداری بین اندازه بزرگ‌ترین و کوچک‌تری ارتفاع، یا میان بزرگ‌ترین و کوچک‌ترین کف پله نباید در هر خیز (بال) پله‌ها بیش از ۱۰ میلی‌متر باشد.

تبصره‌ها:

- اندازه‌های نابرابر ارتفاع پله‌های راهرویی، مطابق بخش ضوابط اختصاصی تصرف‌های تجمعی
- در جایی که پایین یا بالای پله به راهی عمومی، پیاده‌رو و یا سواره‌رویی دارای شیب در جهت عمود بر مسیر حرکت پله، می‌پیوندد، ارتفاع پیشانی بالا یا پایین مجاز است در امتداد شیب تا ارتفاع کم‌تر از ۸۰ میلی‌متر به ازاء هر متر پهنای پله و حداکثر به میزان ۱۰۰ میلی‌متر کاهش یابد. در چنین حالتی، تغییر ارتفاع پیشانی بالا یا پایین نباید از یک واحد عمودی در ۱۲ واحد افقی (شیب ۸ درصد) در عرض پلکان بیش‌تر باشد.

➢ ۳-۶-۴-۳-۶ پله‌های قوسی

طرح و استفاده از پله‌های قوسی در راه‌های خروج در صورتی مجاز است که ابعاد آن به‌صورت زیر باشد: ارتفاع آن برابر حداقل گفته شده در بند ۳-۶-۴-۳-۴، اندازه کف (پاخور) هر پله در فاصله ۳۰ سانتی‌متری از انتهای باریک‌تر کف پله، حداقل ۲۸ سانتی‌متر

و اندازه کف در باریک‌ترین قسمت آن، حداقل ۲۵ سانتی‌متر. تفاوت بین بزرگ‌ترین عمق کف پله با کوچک‌ترین آن در یک بال پله، در روی یک خط فرضی با فاصله ۳۰ سانتی‌متر از باریک‌ترین قسمت، نباید از ۱۰ میلی‌متر بیشتر و اندازه شعاع قوس کوچک‌تر پله نباید از دوبرابر عرض آن کمتر باشد.

➢ ۳-۶-۶-۳-۷ پله‌های مارپیچ

استفاده از پله‌های مارپیچ در راه‌های خروج تنها در واحدهای مسکونی یا برای فضایی با مساحت کمتر از ۲۳ مترمربع و دارای حداکثر ۵ نفر بهره‌بردار، مجاز است، مشروط بر آنکه با رعایت ضوابط زیر طراحی شوند:

أ. عرض مفید پله از ۶۵ سانتی‌متر کمتر نباشد.

ب. ارتفاع هر پله از ۲۴ سانتی‌متر بیشتر نباشد.

ت. ارتفاع مفید روی پله (قد راه‌پله) از ۲۰۰ سانتی‌متر کمتر نباشد.

ث. اندازه کف (پاخور) هر پله، در فاصله هر ۳۰ سانتی‌متر از باریک‌ترین قسمت پله، حداقل ۲۰ سانتی‌متر باشد.

ج. تمام کف‌پله‌ها یک‌شکل و یک اندازه باشد.

➢ ۳-۶-۴-۳-۸ نصب میله‌های دستگرد

پلکان‌های واقع در راه خروج باید در هر دو طرف مطابق شرایط بند ۳-۶-۴-۵ دارای میله دستگرد (نرده دستگیر) باشند. پیش‌بینی و نصب میله‌های دستگرد در پله‌های عریض باید مطابق شرایط بند ۳-۶-۴-۵-۲ انجام شود.

➢ ۳-۶-۴-۳-۹ دوربند و ساختار پلکان‌های خروج

تمام پلکان‌های داخلی و خارجی بنا، چنانچه به‌عنوان خروج مورد استفاده قرار می‌گیرند، باید مطابق ضوابط مندرج در بند ۳-۶-۳-۳-۳ دوربند و از دیگر بخش‌ها مجزا شوند و با ضوابط مندرج در بند ۳-۶-۳-۳ نیز مطابقت داشته باشند. ساختار پلکان باید در مطابقت با نوع ساختار ساختمان (براساس ضوابط فصل ۳-۳) باشد، درعین‌حال استفاده از دستگردهای چوبی در تمام ساختارها مجاز است. اجزا اصلی سازه‌ای داخل شفت دوربند مطابق با ضوابط این مبحث، محافظت به‌وسیله شفت پلکان کافی بوده و از نظر مقاومت در برابر آتش نیازی به سایر تمهیدات محافظتی برای آن‌ها نیست.

➢ ۳-۶-۴-۳-۱۰ ارتفاع طی شده

حداکثر اختلاف تراز دو سطح افقی متوالی شامل کف هر یک از طبقات و یا پاگردها که با یک سلسله پلکان پیموده می‌شود، ضمن رعایت الزامات مبحث چهارم مقررات ملی ساختمان، نباید از ۳۷۰ سانتی‌متر بیشتر باشد، مگر در راه‌پله‌های قائل دسترس الزامی برای افراد معلول که باید با ضوابط بخش ۳-۶-۱۰ منطبق باشد.

➢ ۳-۶-۴-۳-۱۱ پلکان برای بام

در ساختمان‌های دارای سه طبقه و بیشتر بالای تراز زمین، حداقل یک پلکان باید تا سطح بام امتداد یابد، مگر آنکه با شیبی تندتر از چهار واحد عمودی در ۱۲ واحد افقی (شیب ۳۳ درصد) داشته باشد. در ساختمان‌هایی که بام آن‌ها هیچ‌گونه استفاده‌ای ندارد، دسترسی از طبقه آخر به بام از طریق دیگر امکانات مانند نردبان و یا جای پای متناوب، نیز مجاز است.

در ساختمانی که پلکان بام دارد، دسترس به بام باید از طریق اتاقک خرپشته تأمین شود.

تبصره: در ساختمان‌هایی که بام آن‌ها هیچ‌گونه تصرف یا استفاده‌ای ندارد، دسترسی به بام از طریق دریچه‌ای با مساحت حداقل ۱٫۵ مترمربع و ابعاد حداقل ۶۰ سانتی‌متر، مجاز است.

➢ ۴-۵-۱-۲ راه‌های دسترس و خروج قابل‌قبول

هر ساختمان باید همواره برای همه بهره‌برداران و متصرفان آن قابل‌دسترس بوده و در آن از هر نقطه از بنا (حتی شامل زیرزمین‌های قابل‌استفاده افراد)، مسیرهای پیوسته، ایمن و بدون مانع تا فضای باز امن یا معبر عمومی مطابق مبحث سوم مقررات ملّی ساختمان فراهم باشد. مسیر یا مسیرهای دسترس و خروج شامل فضاهای ورودی، پلکان‌ها، شیب‌راه‌ها، راهروها، فضاهای تقسیم، درها و ایوان‌ها یا بالکن‌های بیرونی است که باید با سایر ضوابط این قسمت انطباق داشته باشند.

➢ ۴-۵-۱-۳ فضاهای ورودی ساختمان

در تمام ساختمان‌ها باید پس از در ورودی اصلی، فضای ورودی مناسب داخلی، مطابق شرایطی که در ادامه می‌آید، وجود داشته باشد:

۴-۵-۱-۳-۱ در صورت وجود پله یا هر اختلاف سطح یا دیوار در مقابل در ورودی اصلی، باید حداقل ۱٫۴ متر از آن فاصله داشته باشد.

۴-۵-۱-۳-۲ در فضای ورودی ساختمان باید امکان ایستادن چند نفر وجود داشته و دارای سطح آزاد و بدون مانعی برابر با حداقل ۱٫۴*۱٫۴ متر باشد.

۴-۵-۱-۳-۳ در فضای ورودی، ارتفاع زیر سقف از کف تمام شده نباید از موارد زیر کمتر باشد:

- حداقل ۲٫۱۰ متر در بیشتر از ۵۰ درصد سطح فضا.
- حداقل ۲٫۰۵ متر به‌صورت موضعی یا محدود در ۵۰ درصد باقی سطح فضا

۴-۵-۱-۳-۴ حداکثر ارتفاع مجاز تراز کف ورودی اصلی ساختمان از متوسط ارتفاع تراز معبر ۱٫۲۰ متر است. در شرایط خاص بسته به ویژگی محل، مرجع صدور پروانه می‌تواند با ضوابط محلی تطبیق دهد.

۴-۵-۱-۳-۵ در طراحی و ساخت بناهای عمومی و مجتمع‌های مسکونی گروه ساختمانی ۴ به بالا، مناسب‌سازی ورودی ساختمان برای امکان ورود افراد دارای معلولیت و کم‌توانان جسمی - حرکتی به ساختمان الزامی است.

➢ ۴-۵-۱-۴ فضای راهروها

۴-۵-۱-۴-۱ پهنای مفید آزاد و بدون مانع فضای راهروهای ارتباطی داخل ساختمان که در مسیر دسترس و خروج قرار دارند بر اساس نوع تصرف و برآورد تعداد متصرفان یا بهره‌بردارانی که آن راهرو مسیر دسترس یا خروج آن‌هاست، محاسبه می‌شود؛ اما درهرصورت نباید از ۱٫۴۰ متر کمتر باشد. مکان و اندازه پیش‌بینی‌شده برای نصب هر وسیله مجاز یا مبلمان برای نشستن یا نگهبانی و پذیرش، باید به‌گونه‌ای باشد که پس از نصب آن‌ها پهنای مفید راهرو به میزانی کمتر از حداقل پهنای الزامی فوق کاهش نیابد.

۴-۵-۱-۴-۲ در ساختمان‌ها یا داخل واحدهای تصرف که قابل‌دسترس بودن آن‌ها برای افراد معلول الزامی نیست، اگر راهروی ارتباطی در راستای مسیر دسترس و خروج قرار داشته باشد، حداقل پهنای مفید و بدون مانع آن ۱٫۱۰ متر است، مگر آن که در مقررات اختصاصی تصرفی به‌گونه‌ای دیگر تعیین‌شده باشد.

۴-۵-۱-۴-۳ راهروهایی که فقط برای دسترسی به تجهیزات برقی، مکانیکی یا لوله‌کشی و بهره‌برداری از آن، استفاده می‌شود، باید حداقل ۰٫۶ متر پهنا داشته باشند.

۴-۵-۱-۴-۴ حداقل پهنای الزامی راهروهای مستقیم غیرواقع در مسیر دسترس خروج ساختمان، با بار تصرف ۵۰ نفر یا کمتر که قابل‌دسترس بودن آن‌ها برای افراد معلول الزامی نباشد،۰٫۹ متر است.

۴-۵-۱-۴-۵ ارتفاع راهروها باید با ارتفاع الزامی فضای ورودی انطباق داشته باشد.

➢ ۴-۴-۱-۷ راه‌پله‌ها

۴-۵-۱-۷-۱ در راه‌پله ساختمان، حداقل اندازه عمق کف پله ۰٫۲۸ متر است. ارتفاع پله باید به میزانی باشد که مجموع اندازه کف پله و دوبرابر ارتفاع آن بین ۰٫۶۳ تا ۰٫۶۴ متر باشد.

عمق کف پله از لبه یک کف پله تا تصویر افقی لبه کف پله بعدی اندازه‌گیری می‌شود. یکسان بودن اندازه کف و عمق پله در یک شیب پلکان الزامی است.

۴-۵-۱-۷-۲ رعایت مفاد مبحث سوم مقررات ملّی ساختمان در مورد راه‌پله و پلکان الزامی است.

۴-۵-۱-۷-۳ در تمام ساختمان‌ها میزان حداقل عرض پله الزامی، بر حسب نوع و بار تصرف و متناسب با تعداد استفاده‌کنندگان تعیین می‌شود. درهرصورت پله‌هایی با عرض مفید کمتر از ۱٫۱۰ متر و پلکان‌های دارای پاگردی که عموم از آن استفاده کنند با عرض مفید کمتر از ۲٫۴۰ متر مجاز نیست، مگر آنکه در مقررات اختصاصی تصرفی به‌گونه‌ای دیگر تعیین‌شده باشد.

۴-۵-۱-۷-۴ حداقل عرض یا شعاع پاگرد، مساوی عرض پله می‌باشد.

۴-۵-۱-۷-۵ حداکثر تعداد پله‌های بین دو پاگرد در ساختمان‌های مورداستفاده افراد دارای معلولیت و کم‌توانان جسمی حرکتی باید ۱۲ پله باشد.

۴-۵-۱-۷-۶ حداقل ارتفاع غیر سرگیر پله‌ها و پاگردهای آن‌ها در تمام طول مسیر ۲٫۰۵ متر است که از لبه هر کف پله اندازه‌گیری می‌شود.

۴-۵-۱-۷-۷ در ساختمان‌های دارای چهار طبقه و بیشتر بالای زمین، حداقل یک پلکان عمومی ساختمان باید تا سطح بام امتداد یابد، مگر در بام‌هایی با شیب تندتر از ۳۳ درصد و یا بام‌هایی که هیچ‌گونه استفاده‌ای ندارند که دسترسی از طبقه آخر به آن‌ها از طریق دیگر امکانات مانند نردبان مجاز است.

۴-۵-۱-۷-۸ در ساختمانی که برای بام آن پلکان وجود دارد، دسترسی به بام باید از طریق یک اتاقک خرپشته با مساحت برابر یا کمتر از قفسه راه‌پله تأمین شود.

➢ ۴-۵-۱-۱۲ کف‌سازی، نازک‌کاری و پوشش‌های پله

۴-۵-۱-۱۲-۱ لبه و کف‌پله‌ها و پاگردها و همچنین کف شیب‌راه‌ها و راهروها باید به تشخیص مرجع صدور پروانه ساختمان از مصالح سخت، غیرلغزنده و ثابت باشند.

۴-۵-۱-۱۲-۲ کف‌پله‌ها در هر راه‌پله باید از مصالح، رنگ و اندازه‌های یکسان تشکیل شده باشد.

۴-۵-۱-۱۲-۳ شعاع گردی لبه کف پله (نوک پله) نباید بیش از ۱۳ میلی‌متر باشد.

۴-۵-۱-۱۲-۴ عناصر اصلی و مصالح مصرفی در پله‌ها، شیب‌راه‌ها و راهروهای ساختمان، باید مطابق با مندرجات مباحث سوم و پنجم مقررات ملّی ساختمان، دارای مقاومت مناسب در برابر حریق بوده و در هنگام زلزله ریزش نداشته باشند.

خرابی سرویس پله ناشی از اشکالات طراحی

درصورتی‌که در فایل محاسبات سازه‌ی اصلی پله نیز به‌صورت دقیق مدل‌سازی و بارگذاری شود اثرات آن در طرح دیده خواهد شد و مشکل خاصی از جانب طراحی سازه وجود ندارد، اما گاهی اوقات سرویس پله در مدل، ترسیم نمی‌شود که در این حالت اثرات آن را در بخش بعدی می‌خوانیم.

در زمان نگارش این کتاب اکثر مهندسین بدین صورت رفتار می‌کنند که سرویس پله بتنی با اتصال گیردار را مدل کرده ولیکن سرویس‌پله‌های فلزی را با توجه به این که اتصالات آن مفصلی بوده و سختی کمتری نسبت به مدل بتنی دارد، مدل نمی‌کنند.

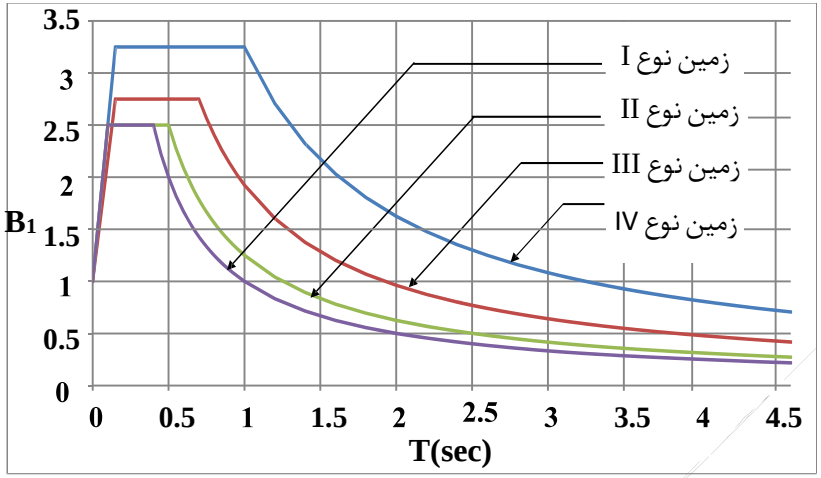
اثرات سرویس پله در تحلیل سازه به‌قرار زیر هستند:

- افزایش سختی سازه
- تغییر در میزان تغییرمکان سازه
- تغییر در پیچش سازه
- احتمال ایجاد ستون کوتاه
- تغییر در توزیع نیروها
- خرپشته

اثرات ذکر شده بیشتر برای سرویس‌پله‌های بتنی با اتصال گیردار است و در سایر روش‌های اجرای سرویس پله این اثرات ممکن است به حدی کم باشد که قابل صرف‌نظر کردن باشد.

افزایش سختی سازه

سرویس‌پله‌های اجرا شده با توجه به نحوه اجرا (گیردار، مفصلی و ...) و شکل قرارگیری آن‌ها در سازه که مانند یک عضو مورب یا مهاربند هستند، سختی سازه را افزایش می‌دهند. با افزایش سختی دوره تناوب سازه (زمان یک رفت‌وبرگشت کامل سازه) افزایش می‌یابد. با توجه به شکل ۲-۱ استاندارد ۲۸۰۰ تغییر دوره تناوب موجب تغییر ضریب شکل طیف و از طرفی تغییر در ضریب زلزله و نیروی زلزله می‌شود.



تغییر در میزان تغییرمکان سازه

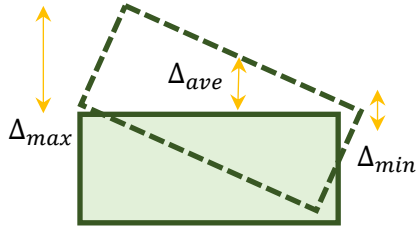
با توجه به نوع جزئیات سرویس پله سختی سازه تغییر می‌کند اگر سرویس‌پله به‌صورت بتنی با اتصال گیردار باشد، سختی سازه به‌مراتب بیشتر از دیگر انواع سرویس پله افزایش می‌یابد. این افزایش سختی معمولاً منجر به کاهش میزان تغییرمکان سازه می‌شود.

تغییر در پیچش سازه

میزان پیچش سازه تحت تأثیر فاصله مرکز جرم از مرکز سختی سازه است. نیروی زلزله به مرکز جرم وارد می‌شود و ساختمان حول مرکز سختی مقاومت می‌کند و هر چه فاصله این دو مرکز بیشتر باشد پیچش سازه بیشتر می‌شود. سرویس پله با توجه به شکل موربی که دارد در محل خودش سختی سازه را زیاد می‌کند. اگر این تغییر سختی در مدل دیده نشده باشد ممکن باعث ایجاد نامنظمی پیچشی در سازه شود و نوع تحلیل سازه تغییرکند. (براساس بند شماره ۳-۲-۲ استاندارد ۲۸۰۰: سازه‌های دارای نامنظمی پیچشی و بلندتر از سه طبقه باید تحلیل دینامیکی شوند)

در سازه‌هایی که سرویس پله خارج از مرکز پلان هستند میزان تأثیرشان در تغییر مرکز سختی بیشتر است.

استاندارد ۲۸۰۰ بند شماره ۱-۷-۱ ب: در مواردی که حداکثر تغییرمکان نسبی در یک انتهای ساختمان در هر طبقه، با احتساب پیچش تصادفی و با منظور کردن Aj = 1.0 بیشتر از ۲۰ درصد متوسط تغییرمکان نسبی در دو انتهای ساختمان در آن طبقه باشد. در این موارد نامنظمی «زیاد» و در مواردی که این اختلاف بیشتر از ۴۰ درصد باشد، نامنظمی «شدید» پیچشی توصیف می‌شود.



$$\Delta_{ave} = \frac{\Delta_{max} + \Delta_{min}}{2}$$

$\frac{\Delta_{max}}{\Delta_{ave}} > 1.2$ نامنظمی زیاد

$\frac{\Delta_{max}}{\Delta_{ave}} > 1.4$ نامنظمی شدید

احتمال ایجاد ستون کوتاه

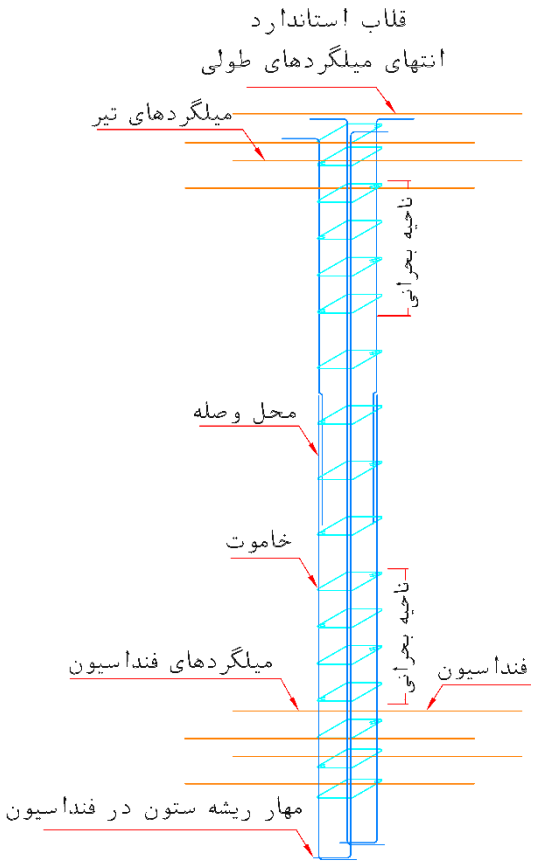
اتصال پاگرد نیم‌طبقه به ستون‌ها باعث می‌شود طول آزاد ستون کاهش یابد حال اگر این کاهش طول از حدی بیشتر باشد، ممکن است باعث ایجاد ستون کوتاه شود (تصویر شماره ۳-۸) اثرات ستون کوتاه باید در مدل دیده شود.

تصویر شماره ۳-۸: تشکیل ستون کوتاه در ستون‌های کنار

تعریف انواع ستون[۱۰]

به طور متعارف اگر نسبت ارتفاع به کوچک‌ترین بعد مقطع یک عضو فشاری قائم کوچک‌تر از ۳ باشد، آن عضو به نام پایه یا پدستال نامیده شده و اگر نسبت بزرگ‌تر از ۳ باشد، آن قطعه ستون خوانده می‌شود. اگر نسبت ابعادی و وضعیت انتهایی و کلی یک ستون طوری باشد که ستون تحت بارهای نهایی، براساس بار محوری و لنگر خمشی که به‌صورت معمولی محاسبه می‌شود، به مرحله شکست برسد، آن ستون «ستون کوتاه» نامیده می‌شود. در مقابل اگر ابعاد ستون و وضعیت قرارگیری ستون به‌گونه‌ای باشد که با تغییر شکل جانبی ستون، لنگر خمشی اضافه ای در ستون معادل حاصل‌ضرب بار محوری (P) در تغییرمکان جانبی (Δ) ایجاد شود و شکست ستون تحت اثر این لنگر اضافه به‌علاوه اثرات بار محوری و لنگر خمشی اولیه اتفاق بیفتد، این ستون «ستون بلند» یا «ستون لاغر» خوانده می‌شود.

ستون کوتاه معمولاً در زمان زلزله مشکل‌ساز خواهد بود. میزان سختی اعضا با طول آزاد آن‌ها نسبت عکس دارد؛ و وقتی طول آزاد ستونی کمتر از بقیه ستون‌های آن طبقه باشد، در هنگام زلزله در صورت یکسان بودن مقطع ستون‌ها آن ستون کوتاه‌تر به علت سختی بیشتر نسبت به بقیه ستون‌ها، نیروی بیشتری جذب می‌کند، از طرفی با توجه به صلبیت سقف طبقات میزان تغییرمکان ستون‌ها تقریباً یکسان است و تمام ستون‌ها به یک میزان جابه‌جایی افقی دارند و زمانی که ستون کوتاه‌تر می‌خواهد به‌اندازه ستون بلند جابه‌جایی داشته باشد، پس باید انرژی بیشتری جذب کند که این نیروهای بیشتر، ممکن است باعث انهدام ستون شود؛ لذا در سازه‌ها باید سعی شود از ایجاد ستون کوتاه اجتناب شود. در نهایت درصورتی که با ایجاد پاگرد ستون کنار سرویس پله به دو ارتفاع تقسیم شود، باید برای هر بخش ارتفاعی از ستون طول ناحیه ویژه موضوع بند شماره ۹-۲۰-۵-۳ رعایت شود. (تصویر شماره ۳-۹)



تصویر شماره ۳-۹: محل ناحیه ویژه (بحرانی) در ستون

۱۰- سازه‌های بتن‌آرمه - دکتر داود مستوفی نژاد

تغییر در توزیع نیروها

بار ناشی از سرویس پله باید حتماً در مدل دیده شود، حتی اگر سرویس پله مدل نشود، در این صورت بار وارده باید صورت دستی محاسبه و به‌صورت بار متمرکز نقطه‌ای در گوشه‌های سرویس پله یا به‌صورت خطی روی تیرهای اطراف سرویس پله اعمال شود. اثر بارها علاوه بر این که به‌صورت مستقیم در نیروی وارده بر تیر و ستون اثر دارد، باعث تغییر در مرکز جرم سازه و همان موضوع پیچش بند قبل می‌شود.

مقدار بار سرویس پله به‌صورت زیر محاسبه می‌شود.

بار زنده سرویس پله از مبحث ششم مقررات ملی ساختمان به دست می‌آید.

➢ ۶-۵-۲ بار زنده گسترده یکنواخت

➢ ۶-۵-۲-۱ بار زنده طراحی

بار زنده‌ای که در طراحی ساختمان‌ها و سایر سازه‌ها به کار می‌رود، باید بیشترین بار مورد انتظار برای کاربری موردنظر بوده و در هیچ حالتی از حداقل بارهای یکنواخت داده شده در جدول ۶-۵-۱ با درنظرگرفتن میزان کاهش‌های مجاز کمتر نباشد.

➢ ۶-۵-۵ کاهش بارهای زنده طبقات

مقادیر حداقل بارهای زنده گسترده (L_0) طبقات را که در جدول ۶-۵-۱ داده شده را می‌توان با در نظر گرفتن محدودیت‌های بندهای ۶-۵-۵-۲ تا ۶-۵-۵-۵، طبق رابطه (۶-۵-۱) کاهش داد:

$$L = L_0\left[0.25 + \frac{4.57}{\sqrt{K_{LL}A_T}}\right] \qquad (۶-۵-۱)$$

۶-۵-۵-۲ بارهای زنده سنگین

کاهش بارهای زنده بیش از ۵ کیلونیوتن بر مترمربع مجاز نمی‌باشد.

استثناء: بارهای زنده برای اعضایی که بار دوطبقه یا بیشتر را تحمل می‌کنند را می‌توان به میزان ۲۰ درصد مجاز است.

جدول ۶-۵-۱ حداقل بارهای زنده گسترده یکنواختL_0 و بار زنده متمرکز کف‌ها

ردیف	نوع کاربری	بار گسترده کیلونیوتن بر مترمربع	بار متمرکز کیلونیوتن
..	..	..	..
۳	راهروها، راه‌پله‌ها [٤] و بالکن‌ها		
۱-۳	راهروهای مراکز تجمع و ازدحام واقع در طبقات همکف	۵	-
۲-۳	راهروهای مراکز تجمع و ازدحام واقع در سایر طبقات	مطابق بار زنده اتاق‌های مجاور	-
۳-۳	راه‌پله و راه‌های منتهی به درب‌های خروجی	۵ [٤]	۱٫۳ [١٤]
۴-۳	راه‌پله اضطراری	۵	۱٫۳
..	..	..	..

۴- در راه‌پله‌هایی که در آن‌ها کف‌پله‌ها به‌صورت طره‌ای مجزا در نظر گرفته شده‌اند، کف‌پله‌ها باید برای یک بار متمرکز ۲ کیلونیوتن که در انتهای طره وارد می‌شود طراحی گردند. این بار لزومی ندارد هم‌زمان با بار گسترده یکنواخت اعمال شود.

۱۴- بار متمرکز پله‌ها در سطحی به ابعاد ۵۰*۵۰ میلی‌متر و به‌صورت غیرهم‌زمان با بارهای یکنواخت اعمال شود.

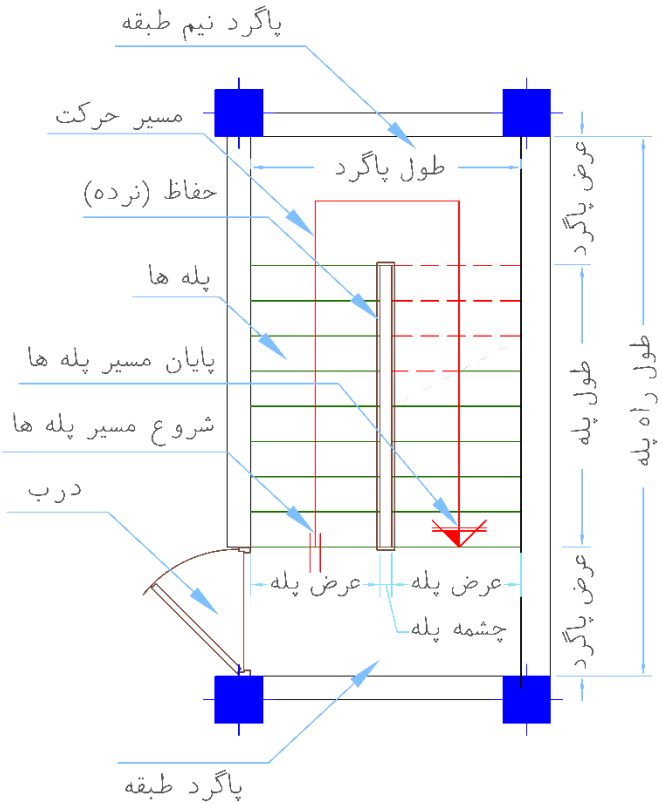
با توجه به بندهای فوق بار زنده سرویس پله ۵ کیلونیوتن بر مترمربع است که این مقدار در صورت مدل‌سازی به سطح پله اعمال شود و درصورتی‌که مدل نشود باید این مقدار در مساحت اتاق پله ضرب شده و در محل مناسب اعمال شود.

بار مرده سرویس پله براساس جزئیات اجرایی سرویس پله (تصویر شماره ۳-۱۱) و وزن مخصوص مصالح (پیوست ۶-۱ مبحث ششم) محاسبه می‌شوند.

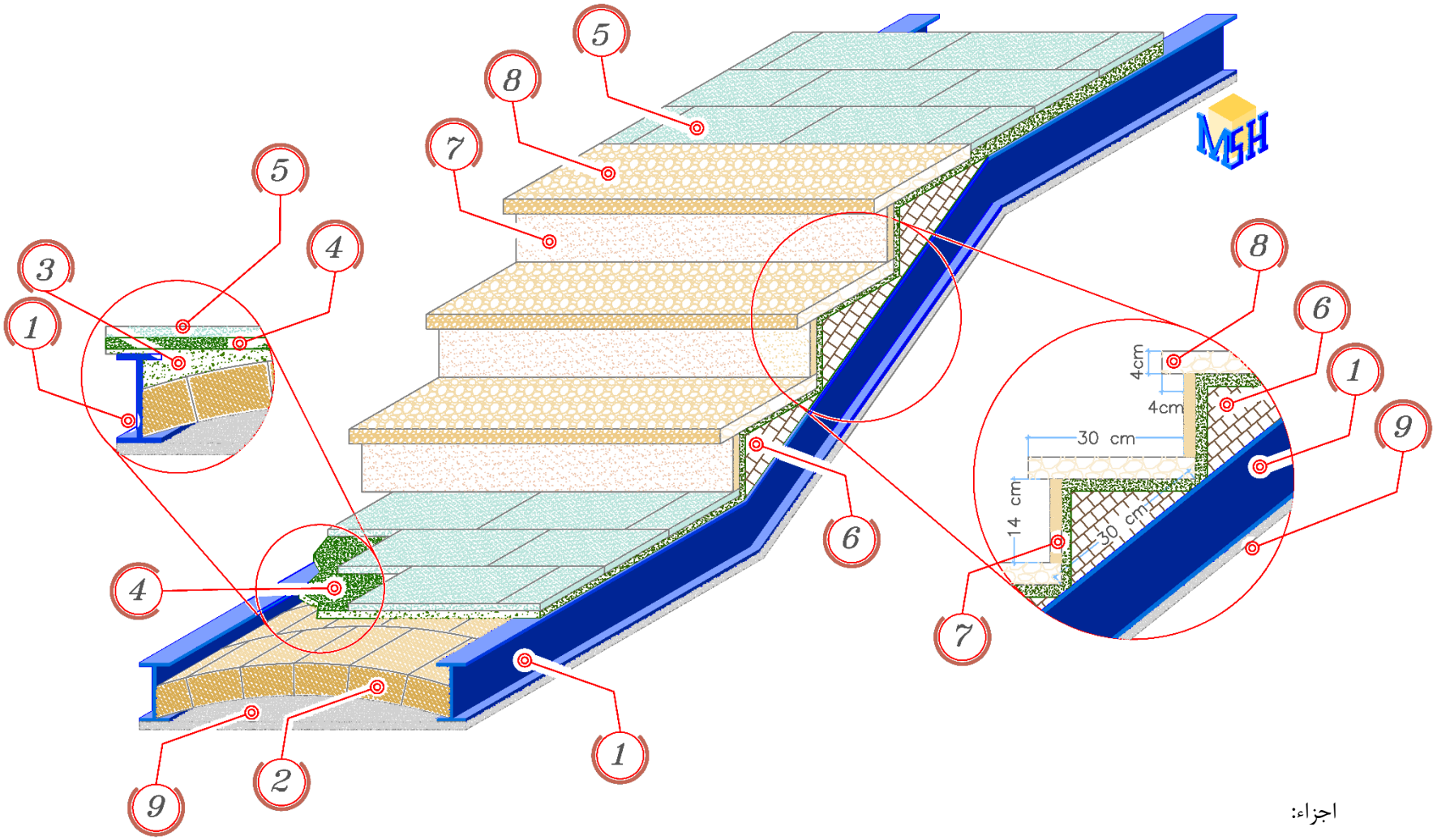
به‌عنوان‌مثال در پلان سرویس‌پله تصویر شماره ۳-۱۰، مشخصات سرویس پله و بار مرده و زنده محاسبه می‌شود.

مشخصات سرویس‌پله تصویر شماره ۳-۱۰:

- تعداد مسیر: دوطرفه
- تعداد و ابعاد پاگرد: دو عدد به ابعاد ۱۱۰ * ۲۳۰ سانتی‌متر مربع
- تعداد پله در هر سمت: ۹ عدد (تعداد پله‌ها همیشه یکی بیشتر از آن است که در پلان نشان داده می‌شود چون یک پله همان پاگرد هست)
- عرض پله‌ها: ۱۱۰ سانتی‌متر
- سطح اتاق پله: $230*(110+240+110) = 105800\ cm^2 = 10.58\ m^2$
- بار زنده کل اتاق پله: $10.58*500 = 5290\ Kg$
- بار مرده اتاق پله: براساس جدول شماره ۳-۱ محاسبه می‌شود.



تصویر شماره ۳-۱۰: پلان سرویس پله



اجزاء:

۱. شمشیری
۲. سقف (طاق ضربی)
۳. کف‌سازی
۴. ملات ماسه‌سیمان
۵. سنگ کف‌سازی
۶. آجرکاری
۷. سنگ سینه‌پله
۸. سنگ کف پله
۹. سقف زیرپله

تصویر شماره ۳-۱۱: سرویس پله (اجزاء تشکیل دهنده)

جدول شماره ۳-۱: محاسبه بار مرده اتاق پله

وزن پله با مشخصات: ارتفاع ۱۸ سانتی‌متر، عرض ۳۰ سانتی‌متر، سطح مورب ۳۰ سانتی‌متر					وزن دو عدد پاگرد با ابعاد: ۲٫۸*۱٫۲ متر					
شرح	جرم واحد حجم Kg/m^3	طول m	عرض m	ارتفاع یا ضخامت m	جرم واحد سطح افقی Kg/m^2	شرح	جرم واحد حجم Kg/m^3	طول m	عرض m	ارتفاع یا ضخامت m	جرم واحد سطح افقی Kg/m^2
سنگ کف پله (سنگ گرانیت)	۲۸۰۰	۱٫۱	۰٫۳	۰٫۰۴	۳۷	سنگ کف (سنگ گرانیت)	۲۸۰۰	۱٫۱	۲٫۳	۰٫۰۲	۱۴۲
سنگ سینه پله (سنگ گرانیت)	۲۸۰۰	۱٫۱	۰٫۱۴	۰٫۰۱۵	۶٫۵	ملات ماسه سیمان	۲۱۰۰	۱٫۱	۲٫۳	۰٫۰۲	۱۰۶٫۵
ملات ماسه سیمان	۲۱۰۰	۱٫۱	۰٫۲۵+۰٫۱۴	۰٫۰۲	۱۸	سقف پاگرد (رمپ بتنی)	۲۵۰۰	۱٫۱	۲٫۳	۰٫۱۵	۹۴۹
آجرکاری (کرسی‌چینی)	۱۷۵۰	۱٫۱	۰٫۲۳	۰٫۱۲*۰٫۵	۲۷	سقف زیرپله (آستر و رویه گچ)	۱۳۰۰	۱٫۱	۲٫۳	۰٫۰۱۵	۴۹٫۵
سقف پله (رمپ بتنی)	۲۵۰۰	۱٫۱	۰٫۳	۰٫۱۵	۱۲۴	جمع کل (وزن یک پاگرد)					۱۲۴۷
سقف زیرپله (آستر و رویه گچ)	۱۳۰۰	۱٫۱	۰٫۳	۰٫۰۱۵	۶٫۵	جمع کل (وزن ۲ پاگرد)					۲۴۹۴
جمع کل (وزن یک پله)					۲۱۹						
جمع کل (وزن ۱۸ عدد پله)					۳۹۴۲						
جمع کل بار مرده اتاق پله: ۶۴۳۶ کیلوگرم											

توضیحات:

در محاسبه بار مرده سقف پاگرد با توجه به وزن بیشتر دال بتنی نسبت به طاق ضربی در جهت اطمینان دال بتنی در نظر گرفته شد.

این بار بسته به نظر طراح و شرایط ممکن به تعداد گوشه‌های اتاق پله تقسیم شود به‌صورت متمرکز اعمال شود یا به صورتی خطی روی تیرهای باربر سرویس پله اعمال شود.

خرپشته

خرپشته: اتاقی کوچک در پشت‌بام هست که ارتباط بین سرویس پله و بام را فراهم می‌کند.

با توجه به بند شماره ۳-۳-۳-۱ استاندارد ۲۸۰۰ درصورتی‌که وزن خرپشته بیشتر از ۲۵ درصد وزن بام باشد طبقه محسوب می‌شود. برخی طراحان، خرپشته را درصورتی‌که وزنی کمتر از ۲۵ وزن بام داشته باشد، در طراحی مدل نمی‌کنند. در زلزله‌هایی دیده شده است که در برخی از ساختمان‌ها خود ساختمان دوام آورده و خرپشته خراب شده است (تصویر شماره ۳-۱۲) که علت این خرابی‌ها می‌تواند ناشی از مدل نکردن خرپشته توسط طراح و عدم توجه به فرکانس خرپشته باشد. اگر فرکانس خرپشته و سازه به صورتی باشد که باعث تشدید هم شوند احتمال خرابی خرپشته بیشتر خواهد و البته گاهی علی‌رغم طراحی خرپشته ضعف اجرا باعث خرابی آن می‌شود؛ لذا در طراحی سازه بهتر است خرپشته مدل شود و اثر آن به‌صورت دقیق در فایل دیده شود و همچنین اجزای باربر آن به‌درستی طراحی و ترسیم شود تا در صورت اجرای صحیح، در هنگام زلزله پایداری کافی داشته باشد.

تصویر شماره ۳-۱۲: خرابی خرپشته در اثر زلزله

طراحی سرویس پله

سرویس‌پله‌های بتنی بهتر است در نرم‌افزار مدل‌سازی سازه اصلی مدل شود و براساس شرایط هر پروژه و به‌صورت اختصاصی طراحی شوند.

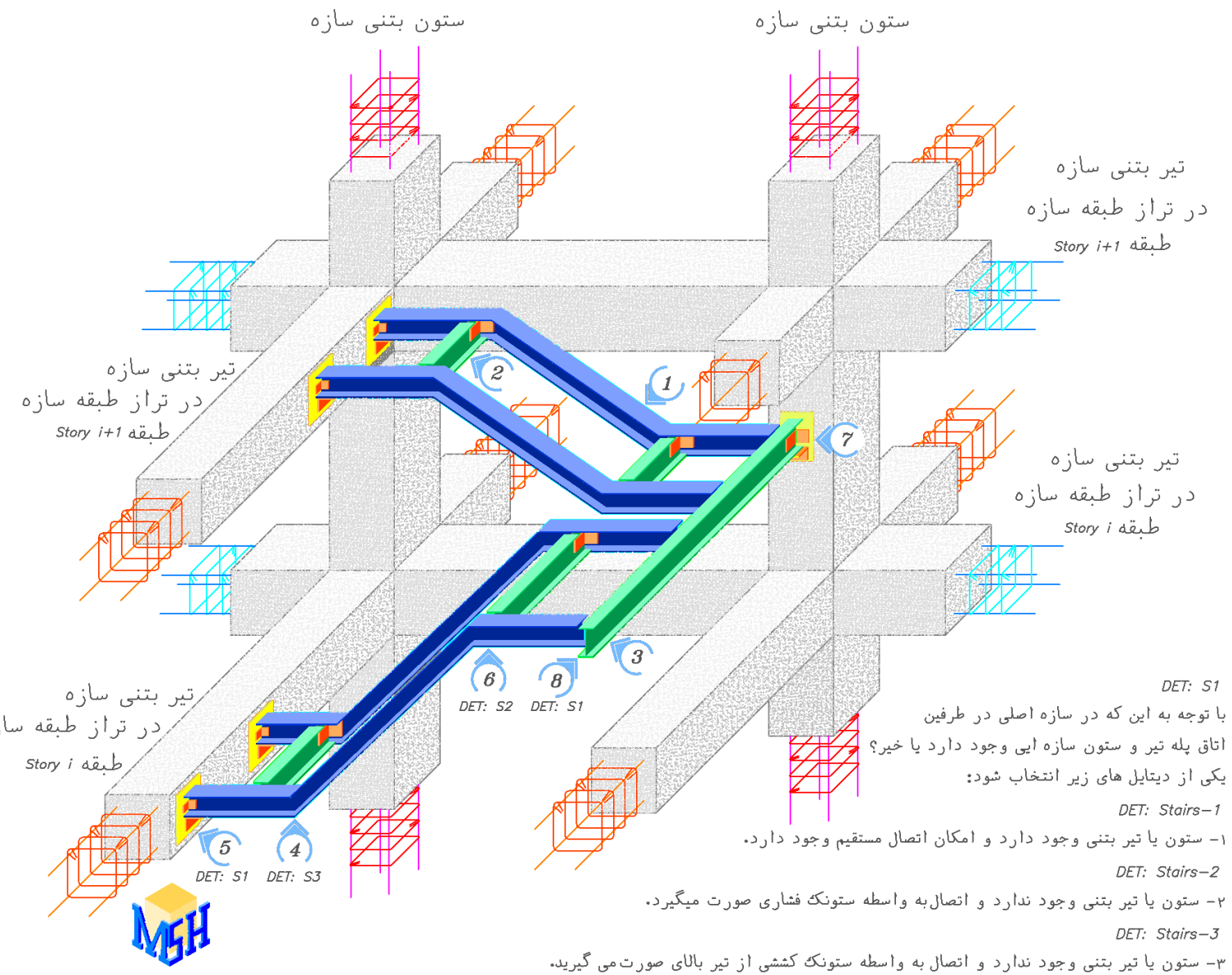
سرویس‌پله‌های فلزی با اتصال مفصلی با توجه به توضیحات مطرح شده تأثیر کمی در سازه داشته و می‌توان از مدل‌سازی آن در فایل سازه اصلی صرف‌نظر کرد. با توجه به عدم مدل‌سازی این نوع پله‌ها می‌توان برای آن‌ها جزئیات تیپ شده و براساس دهانه‌های مختلف ارائه کرد.

در تصاویر شماره ۳-۱۳ الی ۳-۱۶ انواع سرویس‌پله‌های دوطرفه و سه طرفه و چهارطرفه نمایش‌داده‌شده و اجزای تشکیل‌دهنده یا اتصالات آن در تصاویر مشخص شده است و اتصالات یا اجزاء در بخش بعدی طراحی شده و جزئیات لازم نیز ارائه می‌شود.

بخش‌های اصلی سازه‌ای تشکیل‌دهنده سرویس پله:

اجزاء:

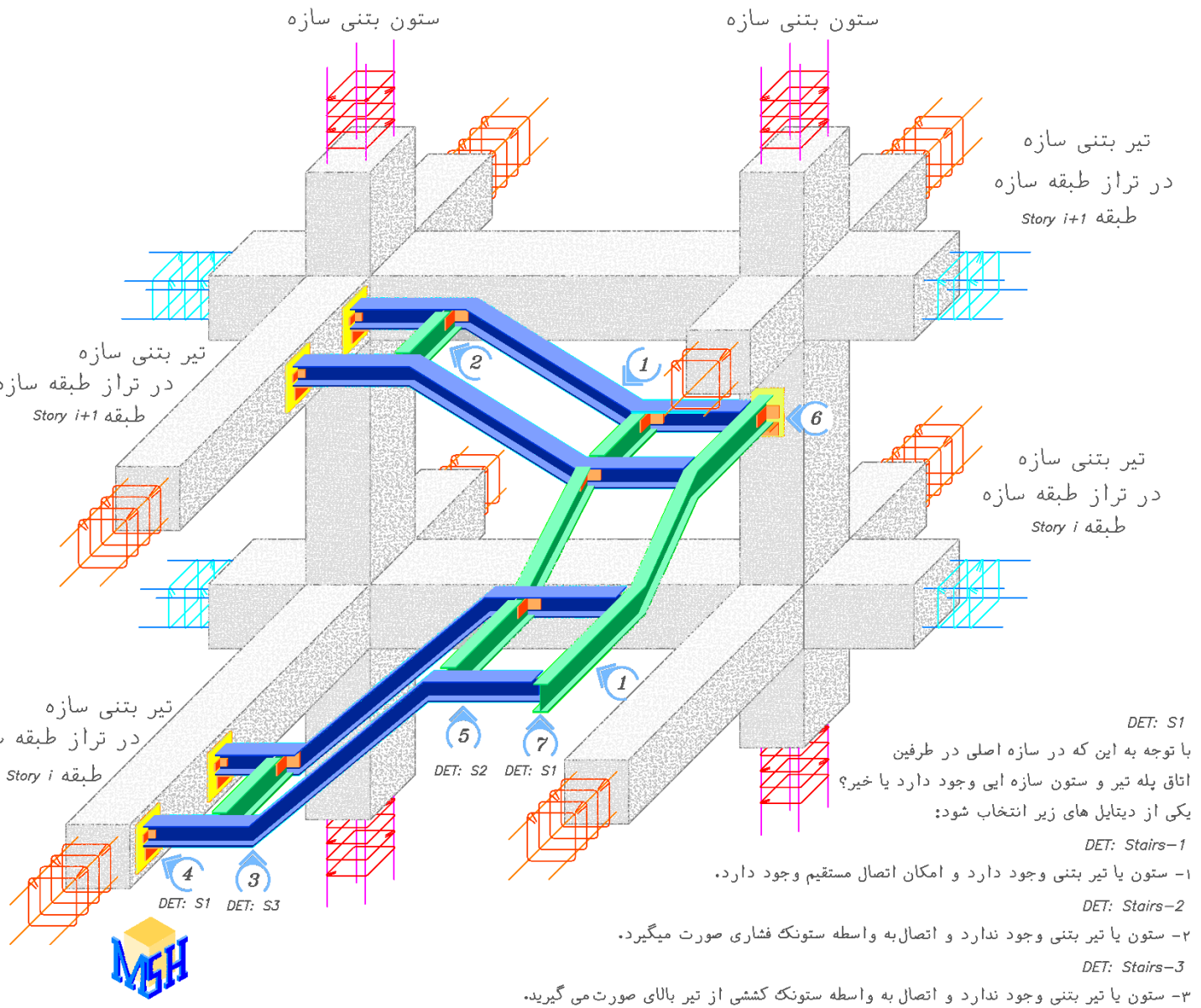
۱. شمشیری پله
۲. تیر رابط
۳. تیر پل
۴. خم شمشیری
۵. اتصال شمشیری به تیر طبقه
۶. اتصال تیر به تیر
۷. اتصال پل به ستون بتنی در نیم‌طبقه
۸. اتصال پل در نیم طبقه با توجه به شرایط سازه



تصویر شماره ۳-۱۳: اجزاء سرویس پله دو طرفه

اجزاء:

۱. شمشیری پله یا تیر پل
۲. تیر رابط
۳. خم شمشیری
۴. اتصال شمشیری به تیر طبقه
۵. اتصال تیر به تیر
۶. اتصال پل به ستون بتنی در نیم‌طبقه
۷. اتصال پل در نیم طبقه با توجه به شرایط سازه

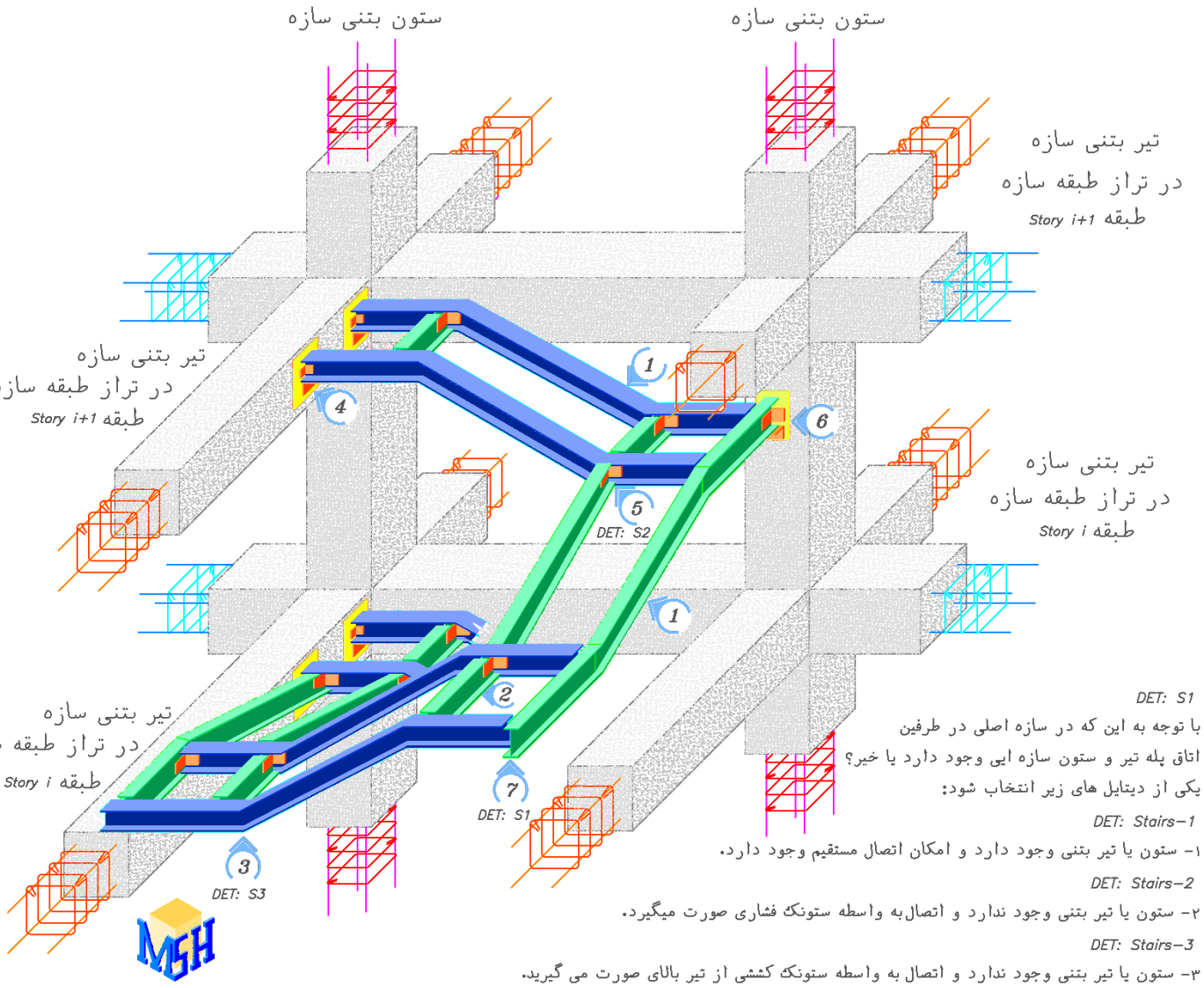


تصویر شماره ۳-۱۴: اجزاء سرویس پله سه طرفه

توجه! در صورتی که ستون وسط وجود نداشته باشد جهت جلوگیری از ناپایداری سرویس پله در اثر قرار گرفتن چهار مفصل در یک راستا، باید مهاربندی مطابق دیتایل ها اجرا شود.

اجزاء:

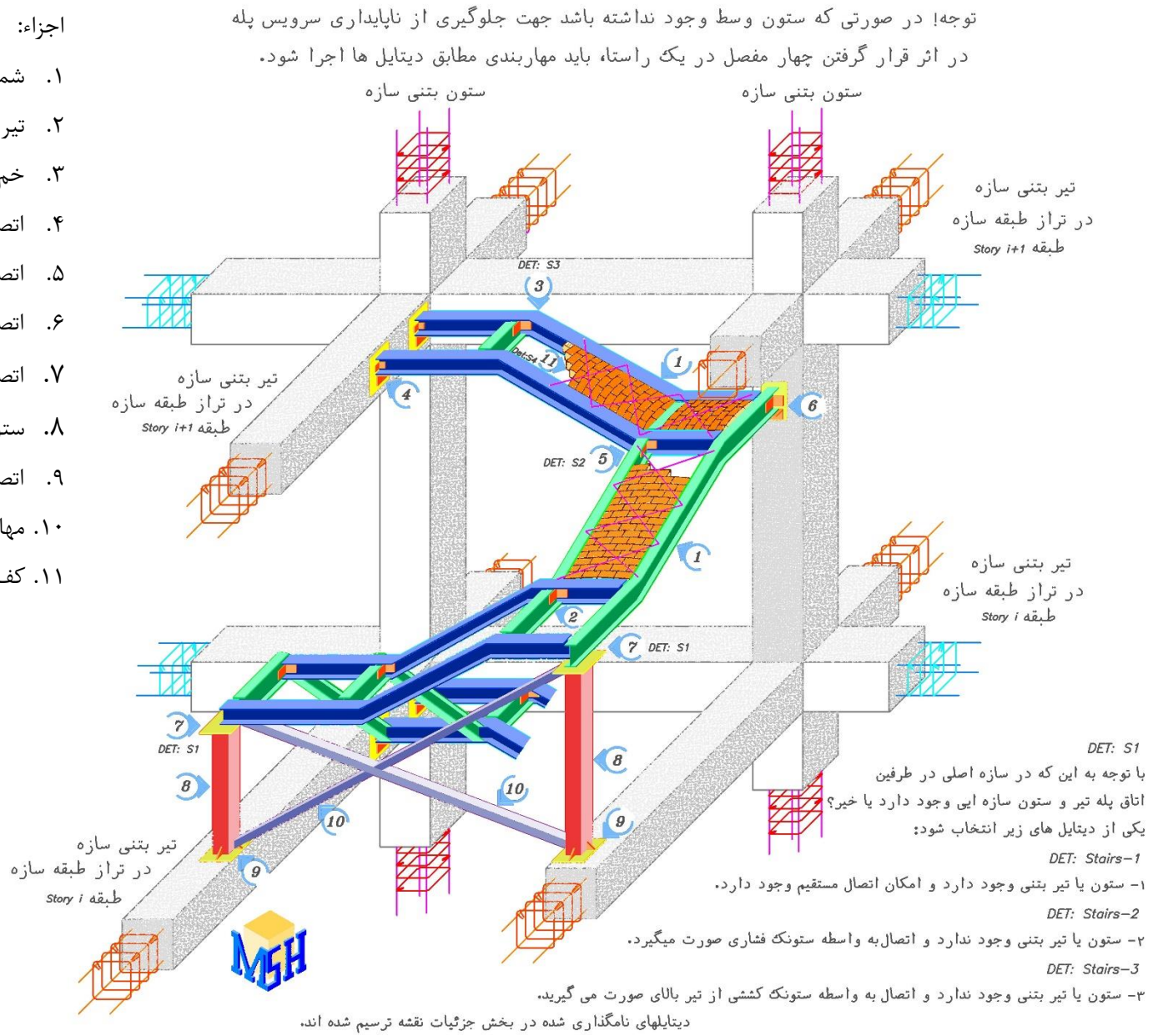
۱. شمشیری پله یا تیر پل
۲. تیر رابط
۳. خم شمشیری
۴. اتصال شمشیری به تیر طبقه
۵. اتصال تیر به تیر
۶. اتصال پل به ستون بتنی در نیم‌طبقه
۷. اتصال پل در نیم طبقه با توجه به شرایط سازه



تصویر شماره ۳-۱۵-الف: اجزاء سرویس پله چهار طرفه در اتاق پله با ستونهای سازه در چهار طرف

اجزاء:

۱. شمشیری پله یا تیر پل
۲. تیر رابط
۳. خم شمشیری
۴. اتصال شمشیری به تیر طبقه
۵. اتصال تیر به تیر
۶. اتصال پل به ستون بتنی در نیم‌طبقه
۷. اتصال پل در نیم طبقه با توجه به شرایط سازه
۸. ستونک
۹. اتصال ستونک به تیر سازه
۱۰. مهاربند پله
۱۱. کف سازه‌ایی سرویس پله (طاق ضربی)



تصویر شماره ۳-۱۵-ب: اجزاء سرویس پله چهار طرفه در اتاق پله بدون ستونهای سازه در چهار طرف (فاقد ستون در سمت میانی سازه)

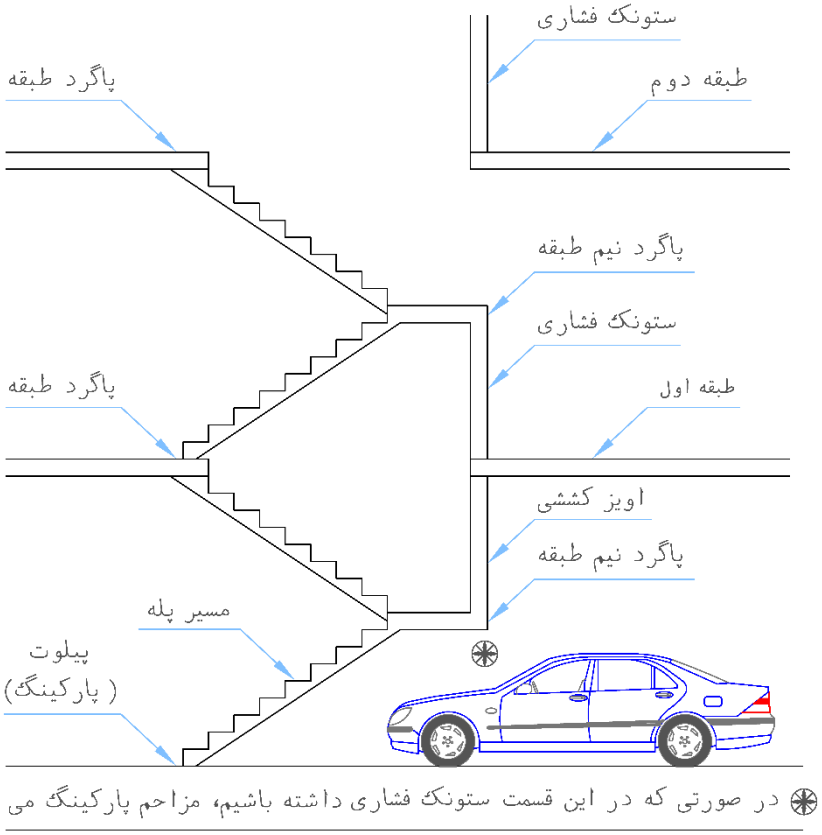
طراحی ستونک‌های سرویس پله

انواع سرویس پله بسته به تعداد مسیر حرکت، عرض راه‌پله و ... به حداقل چهار تکیه‌گاه نیاز دارد. در مواردی که سازه در اطراف اتاق پله ستون داشته باشد، سرویس پله نیز به همان ستون‌ها متصل می‌شود؛ اما اگر با توجه به ملاحظات معماری در طرفی از اتاق پله، ستون وجود نداشته باشد، جهت مهار پاگرد نیم‌طبقه در محلی که ستون سازه‌ای نداریم؛ نیاز به اجرای یک ستونک فلزی هست.

توجه شود پاگرد طبقه می‌تواند به تیر سازه وصل شود، ولی نیم‌طبقه با توجه به اختلاف ارتفاعی که دارد، نیاز به ستونک دارد. این ستون در تمام ارتفاع طبقه نیاز نیست و فقط از ارتفاع کف طبقه تا کف نیم‌طبقه نیاز هست و تقریباً نصف ارتفاع یک ستون هست، لذا به آن ستونک می‌گوییم.

ستونک را می‌توانیم از تیر طبقه بالا به‌صورت آویز کششی اجرا کنیم، یا از تیر طبقه پایین به‌صورت ستونک فشاری اجرا کنیم. (تصویر شماره ۱۶-۳)

در حالت آویز کششی بخشی از جوش‌کاری‌ها به‌صورت سربالا هست و همچنین بولت‌های ورق فلزی متصل به تیر بتنی تحت کشش است و تمایل به خارج شدن دارند، درصورتی‌که در روش اجرای ستونک فشاری جوش سربالا حذف شده و به بولت‌های ورق نیرویی اعمال نمی‌شود؛ با توجه به این توضیحات، اجرای ستونک فشاری کیفیت بهتری خواهد داشت و بهتر است درصورتی‌که ستون فلزی مزاحمت معماری نداشته باشد ستونک فشاری اجرا شود. در طبقات پارکینگ گاهی محل پارک خودروها به صورتی انتخاب می‌شوند که بخشی از خودرو زیر پاگرد قرار می‌گیرد لذا در این موارد مجبور به استفاده از آویز کششی می‌شویم.



تصویر شماره ۳-۱۶: آویز کششی و ستونک فشاری در سرویس پله

ضوابط آیین‌نامه‌ای طراحی براساس مبحث دهم مقررات ملی ساختمان در خصوص اعضای فشاری

براساس جدول ۱۰-۲-۴-۱ حالت حدی حاکم بر طراحی مقاطع توخالی مستطیلی شکل، کمانش خمشی است.

جدول ۱۰-۲-۴-۱ حالت یا حالت‌های حاکم بر طراحی اعضای فشاری برای مقاطع مختلف بدون اجزای لاغر

حالت	نوع مقطع	شکل مقطع	حالت یا حالت‌های حدی حاکم بر طراحی
...	...	...	...
۴	مقاطع توخالی مستطیلی		کمانش خمشی
...	...	...	...

۱۰-۲-۴-۴ کمانش خمشی

مقاومت فشاری اسمی اعضای فشاری، P_n، با مقطع بدون اجزای لاغر براساس کمانش خمشی با استفاده از رابطه زیر تعیین می‌شود.

$$P_n = F_{cr} A_g \qquad (۱۰-۲-۴-۱)$$

که در آن:

A_g: سطح مقطع کلی عضو

F_{cr}: تنش فشاری ناشی از کمانش خمشی که از روابط زیر به دست می‌آید.

الف) اگر $\frac{KL}{r} \le 4.71\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ یا $\frac{F_y}{F_e} \le 2.25$ باشد:

$$F_{cr} = \left[0.658^{\frac{F_y}{F_e}}\right] F_y \qquad (۱۰-۲-۴-۲)$$

ب) اگر $\frac{KL}{r} > 4.71\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ یا $\frac{F_y}{F_e} > 2.25$ باشد:

$$F_{cr} = 0.877 F_e \qquad (۱۰-۲-۴-۲)$$

در روابط فوق:

$\frac{KL}{r}$: ضریب لاغری حداکثر عضو

F_y: تنش تسلیم فولاد

E: مدول الاستیسیته فولاد

K: ضریب طول مؤثر

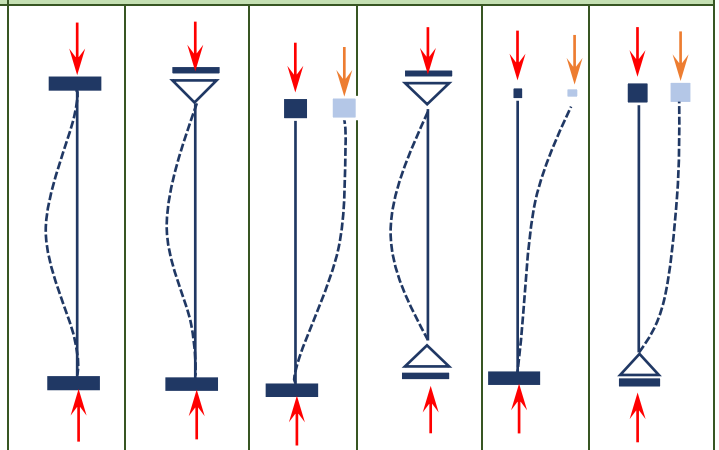
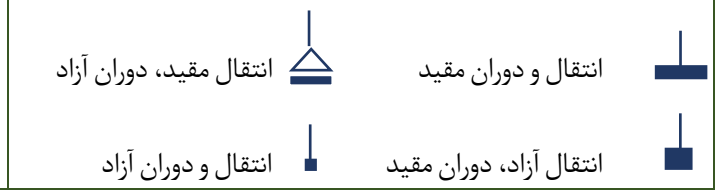
L: طول فاقد مهار جانبی عضو

r: شعاع ژیراسیون مقطع عضو

F_e: تنش کمانش الاستیک که مقدار آن عبارت است از:

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{kL}{r}\right)^2}$$

جدول پ -۱-۱ مبحث دهم ضریب طول مؤثر (K) اعضای فشاری با شرایط تکیه‌گاهی ایده‌آل

توضیحات	انواع مختلف اعضای فشاری با شرایط تکیه گاهی ایده‌آل					
شکل کمانش یافته عضو فشاری به‌صورت خط چینی نمایش‌داده‌شده است.						
مقادیر نظری K	۰٫۵	۰٫۷	۱٫۰	۱٫۰	۲٫۰	۲٫۰
مقادیر پیشنهادی K برای طراحی	۰٫۶۵	۰٫۸	۱٫۲	۱٫۰	۲٫۱	۲٫۰
نماد شرایط مرزی	 انتقال آزاد، دوران مقید — انتقال و دوران آزاد — انتقال مقید، دوران آزاد — انتقال و دوران مقید					

جدول شماره ۳-۲: طراحی ستونک فلزی سرویس پله

ردیف	شرح	مقدار
۱	سطح کل سرویس پله	A = 20 m2
۲	طول آزاد ستونک	L = 2.0 m
۳	بار زنده سرویس پله	LL = 500 Kg/m2
۴	بار مرده سرویس پله	DL = 750 Kg/m2
۵	ضریب طول مؤثر ستون	K = 2.0
۶	ترکیب بار مورداستفاده	q = 1.2DL + 1.6LL = 1700 Kg/m2
۷	سهم هر یک از چهار ستون از بار ضریب‌دار اتاق سرویس پله	$P_u = \frac{q * A}{4} = \frac{1700 * 20}{4} = 8500\ Kg$
۸	مقطع پیشنهادی	Box: 80*80*5 Ag = 14.7 cm2, r = 3.09 cm
۹	طراحی براساس مبحث دهم مقررات ملی ساختمان	$\frac{KL}{r} = \frac{2 * 200}{3.09} = 129.5 \rightarrow F_{cr} = 1022.5\ {}^{kg}/_{cm^2}$ $P_d = \emptyset P_n = \emptyset F_{cr} A_g = 0.9 * 1022.5 * 14.7 = 13527.6$
۱۰	$\boldsymbol{P_u \leq P_d \Rightarrow OK}$	

در این جدول سطح اتاق پله را در جهت اطمینان مقداری بزرگ‌تر از اتاق پله‌های متداول فرض کرده‌ایم، در هر پروژه سطح اتاق پله باید به صورت دقیق مشخص شود.

ضوابط آیین‌نامه‌ای طراحی براساس مبحث دهم مقررات ملی ساختمان در خصوص اعضای کششی

۴-۳-۲-۱۰ مقاومت کششی

مقاومت کششی طراحی در اعضای تحت کشش باید برابر کوچک‌ترین مقدار محاسبه‌شده براساس حالت‌های حدی تسلیم کششی در مقطع کلی (A_g) و گسیختگی کششی در مقطع خالص مؤثر (A_e) در نظر گرفته شود.

الف) برای تسلیم کششی در مقطع کلی عضو:

$$P_n = F_y A_g \quad \text{و} \quad \emptyset_t = 0.9 \qquad (۴-۳-۲-۱۰)$$

ب) برای گسیختگی کششی در مقطع خالص عضو:

$$P_n = F_u A_n \quad \text{و} \quad \emptyset_t = 0.75 \qquad (۵-۳-۲-۱۰)$$

پ) برای گسیختگی کششی در مقطع خالص مؤثر عضو در محل اتصال:

$$P_n = F_u A_e \quad \text{و} \quad \emptyset_t = 0.75 \qquad (۴-۳-۲-۱۰)$$

در روابط فوق:

A_g: سطح مقطع کلی عضو

A_e: سطح مقطع خالص مؤثر عضو

F_y: تنش تسلیم فولاد

F_u: تنش کششی نهایی فولاد

F_y: تنش تسلیم فولاد

P_n: مقاومت کششی اسمی عضو

جدول شماره ۳-۳: طراحی آویز کششی سرویس پله

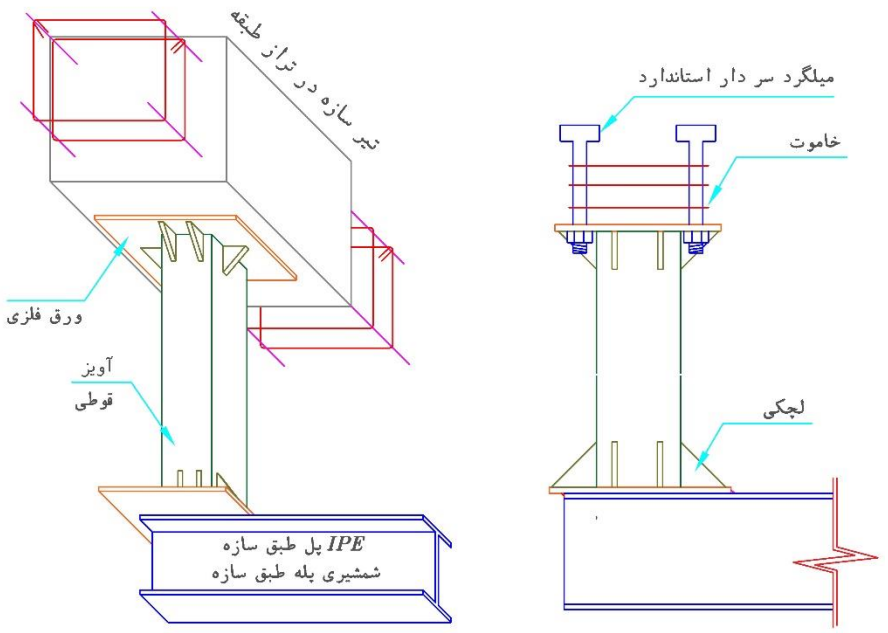
ردیف	شرح	مقدار
۱	سطح کل سرویس پله	$A = 20\ m^2$
۲	طول آزاد ستونک	$L = 2.0\ m$
۳	بارهای سرویس پله	$LL = 500\ Kg/m^2$ & $DL = 750\ Kg/m^2$
۴	ضریب طول مؤثر ستون	$K = 2.0$
۵	ترکیب بار مورداستفاده	$q = 1.2DL + 1.6LL = 1700\ Kg/m^2$
۶	سهم هر یک از چهار ستون از بار ضریب‌دار اتاق سرویس پله	$T_u = \frac{q * A}{4} = \frac{1700 * 20}{4} = 8500\ Kg$
۷	مقطع پیشنهادی	Box: 80*80*5 $Ag = 14.7\ cm^2$
۸	طراحی براساس مبحث دهم مقررات ملی ساختمان الف) برای تسلیم کششی در مقطع کلی عضو $T_d = \emptyset P_n = \emptyset F_y A_g = 0.9 * 2400 * 14.7 = 31752\ kg$ ب) برای گسیختگی کششی در مقطع خالص عضو $T_d = \emptyset_t T_n = \emptyset_t F_u A_n = 0.75 * 3600 * 14.7 = 39690\ kg$	
۹	$\boldsymbol{T_u \leq T_d \Rightarrow OK}$	

مقطع انتخاب شده مقداری بیشتر از موردنیاز هست ولی بهتر است برای آویز کششی از همان مقطع ستونک فشاری استفاده کنیم.

طراحی اتصالات آویز کششی به تیر بتنی (تصویر شماره ۳-۱۷)

توجه شود طراحی اتصالات براساس ظرفیت اجزاء صورت می‌گیرد.

جهت اتصال آویز کششی به تیر بتنی ابتدا باید المان‌های انتظار مانند صفحه فلزی در تیر قرار گیرد و قوطی ستونک یا آویز با تعدادی ورق لچکی به آن متصل شود.



تصویر شماره ۳-۱۷: اجزاء آویز کششی در سرویس پله

۱۰-۲-۹-۲-۴ مقاومت جوش

مقاومت طراحی جوش‌ها مساوی $\emptyset R_n$ می‌باشد که در آن، $\emptyset$ ضریب کاهش مقاومت طبق جدول ۱۰-۲-۹-۳ و R_n مقاومت اسمی جوش می‌باشد که باید به شرح زیر برابر کوچک‌ترین مقدار محاسبه‌شده بر اساس حالت‌های حدی گسیختگی کششی و گسیختگی برشی برای مصالح فلز پایه و حالت حدی گسیختگی برای فلز جوش در نظر گرفته شود.

الف) بر اساس مصالح فلز پایه

$$R_n = F_{nBM} A_{BM} \qquad (۱۰-۲-۹-۲)$$

ب) بر اساس مصالح فلز جوش

$$R_n = \beta F_{nw} A_{we} \qquad (۱۰-۲-۹-۳)$$

که در آن:

F_{nBM}: تنش اسمی فلز پایه

F_{nw}: تنش اسمی فلز جوش

A_{BM}: سطح مقطع فلز پایه

A_{we}: سطح مقطع مؤثر جوش

β: ضریب بازرسی جوش به شرح زیر:

۱. در صورت انجام آزمایش‌های غیرمخرب نظیر رادیوگرافی و التراسونیک (فراصوتی): $\beta = 1$

۲. در صورت انجام جوش در کارخانه (یا شرایط مشابه) و بازرسی چشمی جوش توسط بازرس ذیصلاح جوش: $\beta = 0.85$

۳. در صورت انجام جوش در محل و بازرسی چشمی جوش توسط بازرس ذیصلاح جوش: $\beta = 0.75$

جدول ۱۰-۲-۹-۳ مقاومت جوش‌ها

نوع جوش	نوع بار و جهت آن نسبت به محور جوش	نوع فلز حاکم بر تعیین مقاومت جوش	ضریب کاهش مقاومت (Ø)	تنش اسمی (F_{nw} یا F_{nBM})
...	...	...	...	...
جوش گوشه	برشی، در مقطع مؤثر	براساس فلز پایه	مطابق بخش ۱۰-۲-۹-۴	مطابق بخش ۱۰-۲-۹-۴
		براساس فلز جوش (الکترود مصرفی)	۰٫۷۵	$F_{nw} = 0.6F_{ue}$
	کششی یا فشاری، موازی با محور جوش	فلز پایه	مطابق بخش مربوطه	مطابق بخش مربوطه
...	...	...	...	...

۱۰-۲-۹-۲-۲ محدودیت‌های بعد جوش

۱. حداقل بعد جوش‌های گوشه نباید از بعد موردنیاز برای انتقال بارهای محاسبه‌شده و اندازه‌های نشان‌داده‌شده در جدول ۱۰-۲-۹-۲ کوچک‌تر انتخاب شود. حداقل بعد جوش تابع ضخامت قطعه‌ی نازک‌تر می‌باشد و از طرفی نباید بعد جوش از ضخامت نازک‌ترین قطعه‌ی متصل‌شونده تجاوز نماید.

۲. حداکثر بعد جوش‌های گوشه در لبه قطعات متصل‌شونده برای قطعات با ضخامت مساوی یا کمتر از ۶ میلی‌متر برابر ضخامت قطعه و برای قطعات بیش از ۶ میلی‌متر برابر ضخامت قطعه منهای ۲ میلی‌متر می‌باشد.

جدول ۱۰-۲-۹-۲ حداقل بعد جوش گوشه

ضخامت قطعه نازک‌تر	حداقل بعد جوش گوشه (با یک بار عبور)
تا ۶ میلی‌متر	۳ میلی‌متر
بیش از ۶ تا ۱۲ میلی‌متر	۵ میلی‌متر
بیش از ۱۲ تا ۲۰ میلی‌متر	۶ میلی‌متر
بیش از ۲۰ میلی‌متر	۸ میلی‌متر

در مثال فوق برای حداقل بعد جوش داریم: براساس ضخامت قطعه نازک‌تر (ضخامت قوطی ۸ برابر ۵ میلیمتر بوده) ۳ میلیمتر می‌باشد.

ابتدا طراحی طول جوش موردنیاز در محل اتصال لچکی‌های به قوطی را محاسبه می‌کنیم.

ظرفیت کششی قوطی برابر است با ۳۱۷۵۲ کیلوگرم که در صورت استفاده از شش لچکی، هر لچکی باید یک‌ششم این بار را تحمل کند.

مشخصات جوش مورداستفاده:

β = 0.75 D: 5mm E60

$$R_d = \beta\, F_{nw}\, A_{we} = 0.75 * 0.75 * 0.6 * 4200 * 0.707 * 0.5 * L_e$$
$$= 500 * L \quad (Kg)$$
$$T_u \le R_d \rightarrow L_e \ge \frac{T_u}{R_d} = \frac{31752}{500} = 63.5cm$$

در صورت استفاده از ۶ لچکی به ابعاد ۸ در ۸ سانتی‌متر طول خط جوش‌های تأمین شده در اطراف لچکی‌ها برابر است با:

6 * 2 * 8 = 96 cm

طراحی جوش لچکی‌ها روی ورق فلزی

با توجه به فاصله مرکز سطح جوش‌های قرار گرفته روی ورق فلزی و مرکز نیروی کششی در وسط قوطی (نیروها از طریق جداره قوطی به سخت‌کننده‌ها منتقل می‌شوند) جوش تحت برش و خمش قرار دارند (تصویر شماره ۳-۱۸) مقدار خمشی برابر است با حاصل‌ضرب نیروی کششی ضربدر فاصله آن تا مرکز سطح جوش

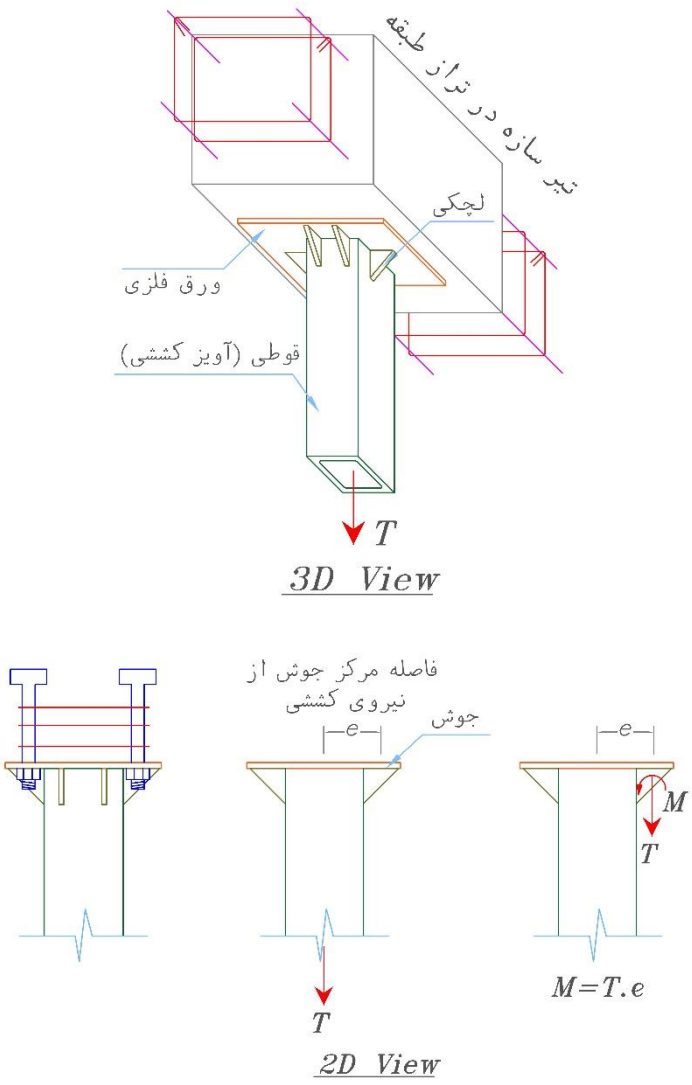
$$f_{uA} = \sqrt{f_{uv_y}^2 + f_{ub}^2} \quad \text{و} \quad f_{uv_y} = \frac{P_u}{2Lt_e} \quad \text{و} \quad f_{ub} = \frac{3P_u e}{t_e L^2}$$

که

P_u یا T: نیروی برشی وارد بر خط جوش L: طول جوش

e: خروج از مرکزیت نیروی وارده t_e: بعد جوش

جدول شماره ۳-۴- الف: روند طراحی جوش سخت‌کننده‌ها براساس ظرفیت مقطع



تصویر شماره ۳-۱۸: نیروی وارد بر جوش ورق

ردیف	شرح
۱	نیروی وارد بر هر سخت‌کننده: $T = \frac{P_u}{6} = \frac{31752}{6} = 5292\ Kg$
۲	تنش وارد بر جوش سخت‌کننده در مرکز جوش در راستای Y ناشی از نیروی کششی $f_{uv_y} = \frac{T}{2Lt_e} = \frac{5292}{2*8*1} = 330.75\ {}^{Kg}/_{cm^2}$
۳	لنگر خمشی وارد بر جوش ناشی از انتقال نیروی کششی از جداره ستونک (آویز) به مرکز جوش سخت‌کننده $M = T.e = 5292*(4) = 21168\ Kg.cm$ نیروی کششی به چهار جداره قوطی وارد می‌شود و فاصله جداره تا مرکز سخت‌کننده ۴ سانتی‌متر است
٤	تنش وارد بر جوش سخت‌کننده در مرکز جوش در راستای X ناشی از لنگر خمشی ایجاد شده $f_{ub} = \frac{3Te}{t_eL^2} = \frac{3*5292*4}{1*8^2} = 992.25\ {}^{Kg}/_{cm^2}$
٥	برایند نیروهای وارد بر جوش سخت‌کننده $f_{uA} = \sqrt{f_{uv_y}^2 + f_{ub}^2} = \sqrt{330.75^2 + 992.25^2} = 1045.9\ {}^{Kg}/_{cm^2}$
٦	ارزش نهایی جوش $R_{av} = \emptyset\beta F_{nv}t_e = 0.75*0.75*0.6*4200*0.707*a = 1002a$
۷	$f_{uA} \le R_{av} \rightarrow 1045.9 \le 1002a \rightarrow a = 1.04\ cm$

جدول شماره ۳-۴- ب: روند طراحی جوش سخت‌کننده‌ها براساس نیروی واقعی

ردیف	شرح
۱	نیروی وارد بر هر سخت‌کننده $T = \frac{P_u}{6} = \frac{8500}{6} \approx 1420\ Kg$
۲	$f_{uv_y} = \frac{T}{2Lt_e} = \frac{1420}{2*8*1} = 88.75\ {}^{Kg}/_{cm^2}$
۳	$f_{ub} = \frac{3Te}{t_eL^2} = \frac{3*1420*4}{1*8^2} = 266.25\ {}^{Kg}/_{cm^2}$
٤	$f_{uA} = \sqrt{f_{uv_y}^2 + f_{ub}^2} = \sqrt{88.75^2 + 226.25^2} = 280.65\ {}^{Kg}/_{cm^2}$
٥	$R_{av} = \emptyset\beta F_{nv}t_e = 0.75*0.75*0.6*4200*0.707*a = 1002a$
٦	$f_{uA} \le R_{av} \rightarrow 280.65 \le 1002a \rightarrow a = 0.28\ cm$
۷	حداقل بعد جوش براساس جدول ۱۰-۲-۹-۲ مبحث دهم و ضخامت قطعه نازک‌تر برابر ۳ میلی‌متر است.

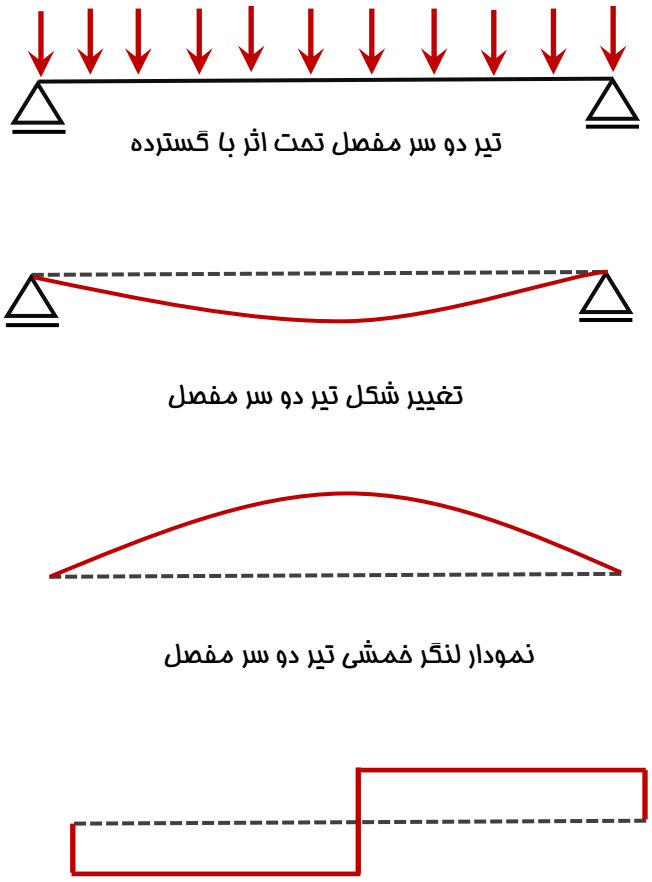
جهت طراحی آویز کششی با توجه به مسائل اجرایی نظیر تیپ کردن مقاطع و نیز ضخامت جان مناسب قوطی برای جوش‌پذیری، از همان مقطع ستونک فشاری استفاده شده است؛ ولیکن در طراحی بعد جوش درصورتی‌که براساس ظرفیت طراحی شود، بعد جوش غیرمنطقی خواهد بود؛ لذا طراحی جوش را براساس ظرفیت برای آویز کششی انجام می‌دهیم، لازم به توضیح است؛ در ستونک‌های فشاری جوش‌ها نیاز به طراحی ندارند و صرفاً جهت مسائل اجرایی اجرا می‌شوند.

طراحی شمشیری‌های پله

طراحی شمشیرهای پله مانند طراحی یک تیر دو سر مفصل می‌باشد؛ و باید برای خمش و برش حداکثر طراحی شود. در تیر دو سر مفصل خمش حداکثر در وسط دهانه و برش حداکثر در تکیه‌گاه‌ها صورت می‌گیرد. نمودارهای برش و خمش به شکل زیر هستند.

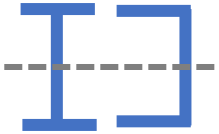
۱۰-۲-۵ الزامات طراحی اعضا برای خمش

این بخش به الزامات طراحی اعضایی که تحت اثر خمش ساده حول یکی از محورهای اصلی قرار دارند، می‌پردازد. منظور از خمش ساده این است که عضو باید در صفحه‌ای به موازات محورهای اصلی و مار بر مرکز برش مقطع بارگذاری شود یا در محل نقطه اثر بار و در تکیه گاه ها در مقابل پیچش نگهداری شده باشد.



تصویر شماره ۳-۱۹: نمودارهای طراحی تیر دو سر مفصل

جدول ۱۰-۲-۵-۱ انتخاب بند مربوط به تعیین مقاومت خمشی اسمی

بند مربوطه	مقطع	لاغری بال	لاغری جان	حالت حدی
۱۰-۲-۵-۲		C	C	Y, LTB
…	…	…	…	…

Y: تسلیم

LTB: کمانش پیچشی - جانبی

C: فشرده

۱۰-۲-۵-۱ الزامات عمومی

۱۰-۲-۵-۱-۱ مقاومت خمشی طراحی مساوی $\emptyset_b M_n$ می‌باشد که در آن، $\emptyset_b$ ضریب کاهش مقاومت برابر ۰/۹ و M_n مقاومت خمشی اسمی می‌باشد که باید طبق الزامات بندهای ۱۰-۲-۵-۲ تا ۱۰-۲-۵-۱۲ تعیین شود.

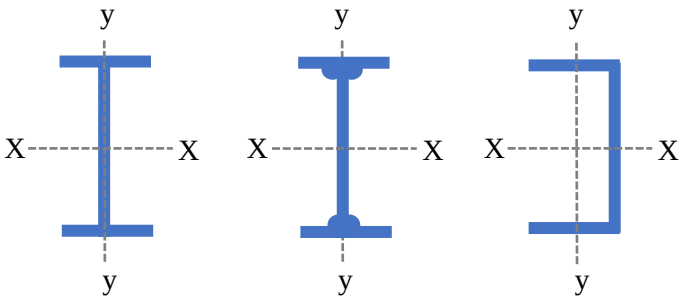
تبصره :انتخاب بند مربوط به تعیین مقاومت خمشی اسمی اعضای خمشی برای مقاطع مختلف می‌تواند مطابق جدول ۱۰-۲-۵-۱ اختیار شود.

۱۰-۲-۵-۲ مقاومت خمشی اسمی اعضای با مقطع I شکل فشرده با دو محور تقارن و اعضای با مقطع ناودانی فشرده تحت خمش حول محور قوی

الزامات این بند مربوط است به تعیین مقاومت خمشی اسمی اعضای با مقطع I شکل فشرده با دو محور تقارن و اعضای با مقطع ناودانی فشرده که تحت اثر خمش حول محور قوی قرار دارند.

مقاومت خمشی اسمی، M_n این نوع اعضا باید برابر کوچک‌ترین مقدار محاسبه‌شده بر اساس حالت‌های حدی تسلیم و کمانش پیچش - جانبی در نظر گرفته شود.

الف) حالت حدی تسلیم



(بال‌ها و جان فشرده) (بال‌ها و جان فشرده) (بال‌ها و جان فشرده)

$$M_n = M_P = F_y Z_x \qquad (۱۰-۵-۲-۳)$$

در رابطه‌ی فوق:

M_P: لنگر پلاستیک

F_y: تنش تسلیم فولاد

Z_x: اساس مقطع پلاستیک حول محورX

ب) حالت حدی کمانش پیچشف - جانبی

ب-۱) اگر $L_b \le L_p$ باشد لزومی به درنظرگرفتن کمانش پیچشی- جانبی نمی‌باشد.

ب-۲) برای $L_p \le L_b \le L_r$

$$M_n = C_b \left[M_p - \left(M_p - 0.7 F_y S_x \right) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \le M_p \qquad (۱۰-۵-۲-۳)$$

ب-۳) برای $L_b \ge L_r$

$$M_n = F_{cr} S_x \leq M_p \qquad (۵-۵-۲-۱۰)$$

در رابطه فوق:

L_b: فاصله‌ی بین دو مقطع از طول عضو که در آن مقاطع از تغییرمکان جانبی بال فشاری یا از پیچش کلی مقطع جلوگیری شده است که در این بخش برای اختصار و سادگی به‌عنوان فاصله تکیه‌گاه‌های جانبی نام‌گذاری می‌شود.

Lp: طول مهارنشده عضو مطابق رابطه‌ی زیر که مرز بین حالت حدی تسلیم و حالت حدی کمانش پیچش - جانبی غیر ارتجاعی را مشخص می‌کند.

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} \qquad (۶-۵-۲-۱۰)$$

➢ ۱۰-۲-۶ الزامات طراحی اعضا برای برش

این بخش به الزامات طراحی اعضای با مقطع دارای تقارن یک محوره یا دومحوره تحت اثر برش در صفحه‌ی جان، اعضای با مقطع نبشی تک، اعضای با مقطع توخالی نظیر مقاطع لوله‌ای و قوطی شکل و اعضای با مقطع دارای تقارن یک محوره یا دومحوره تحت اثر برش در امتداد عمود بر محور ضعیف می‌پردازد.

➢ ۱۰-۲-۶-۱ الزامات عمومی

مقاومت برشی طراحی مساوی $\emptyset_v V_n$ می‌باشد که در آن:

$\emptyset_v$: ضریب کاهش مقاومت برشی می‌باشد و برای کلیه‌ی الزامات این بخش برابر ۰/۹ بوده به جز در مورد بند ۱۰-۲-۶-۲-۱- الف که مقدار آن باید برابر یک در نظر گرفته شود.

V_n: مقاومت برشی اسمی اعضا می‌باشد که باید برابر کوچک‌ترین مقدار محاسبه‌شده براساس حالت‌های تسلیم برشی و کمانش برشی مطابق الزامات بندهای ۲-۶-۲-۱۰ تا ۱۰-۲-۶-۷ در نظر گرفته شود.

در این بخش برای طراحی اعضا برای نیروی برشی دو روش ارائه گردیده است. در روش اول مطابق الزامات بند ۱۰-۲-۶-۲ برای محاسبه مقاومت برشی اعضا از عمل میدان کششی استفاده نمی‌شود؛ اما در روش دوم مطابق الزامات بند ۱۰-۲-۶-۳ برای تعیین مقاومت برشی اعضا از میدان کششی استفاده می‌شود.

➢ ۱۰-۲-۶-۲ مقاومت برشی اعضا بدون توجه به عمل میدان کششی

الزامات این بند مربوط است به تعیین مقاومت برشی اسمی اعضای با مقطع نوردشده یا ساخته شده از ورق دارای تقارن یک محوره یا دومحوره که تحت اثر برش در صفحه جان قرار دارند. مقاومت برشی اسمی اعضای با مقطع ناودانی که تحت اثر برش در صفحه‌ی جان قرار دارند نیز باید براساس الزامات این بند محاسبه شوند.

۱۰-۲-۶-۲-۱ مقاومت برشی اسمی

مقاومت برشی اسمی (V_n) اعضای با مقطع دارای جان‌سخت نشده (بدون سخت‌کننده) و سخت شده (با سخت‌کننده) براساس حالت‌های حدی تسلیم برشی و کمانش برشی از رابطه‌ی زیر تعیین می‌شود.

$$V_n = 0.6 F_y A_w C_v \qquad (۱-۶-۲-۱۰)$$

که در آن:

F_y: تنش تسلیم فولاد جان

A_w: مساحت جان مقطع که برابر است با حاصل‌ضرب عمق کلی مقطع (d) در ضخامت جان (t_w)

C_v: ضریب برشی جان به شرح زیر:

الف برای جان مقاطع I شکل نورد شده با $\frac{h}{t_w} \le 2.24\sqrt{\frac{E}{F_y}}$:

$$C_v = 1 \quad \text{و} \quad \emptyset_v = 1 \qquad (۲-۶-۲-۱۰)$$

ب) برای جان سایر مقاطع به‌استثنای مقاطع لوله‌ای، ضریب برشی جان به شرح زیر است:

ب-۱) برای $\frac{h}{t_w} \le 1.1\sqrt{\frac{K_v E}{F_y}}$:

$$C_v = 1 \qquad (۳-۶-۲-۱۰)$$

ب-۲) برای $1.1\sqrt{\frac{K_v E}{F_y}} < \frac{h}{t_w} \le 1.37\sqrt{\frac{K_v E}{F_y}}$:

$$C_v = \frac{1.1\sqrt{K_v E/F_y}}{h/t_w} \qquad (۴-۶-۲-۱۰)$$

ب-۳) برای $\frac{h}{t_w} > 1.37\sqrt{\frac{K_v E}{F_y}}$:

$$C_v = \frac{1.51 K_v E}{(h/t_w)^2 F_y} \qquad (۴-۶-۲-۱۰)$$

در رابطه فوق K_v ضریب کمانش برشی ورق جان بوده و به شرح زیر تعیین می‌شود.

۱. برای جان‌های سخت‌نشده (بدون سخت‌کننده عرضی) با $\frac{h}{t_w} < 260$، $K_v = 5$ می‌باشد. به‌استثنای جان مقاطع سپری که برای آن $K_v = 1.2$ است.

۲. برای جان‌های سخت شده (دارای سخت‌کننده عرضی):

$$\begin{cases} k_v = 5 + \dfrac{5}{(a/h)^2}\dfrac{a}{h} \le \left\{3 \text{ و } \left[\dfrac{260}{h/t_w}\right]^2\right\} \\ k_v = 5\dfrac{a}{h} > \left\{3 \text{ و } \left[\dfrac{260}{h/t_w}\right]^2\right\} \end{cases}$$

در روابط فوق:

t_w: ضخامت جان مقطع

a: فاصله‌ی آزاد بین سخت‌کننده‌های عرضی جان

h: برای تیرهای نوردشده مساوی فاصله‌ی آزاد بین دو بال منهای شعاع‌های گردی محل اتصال جان به بال

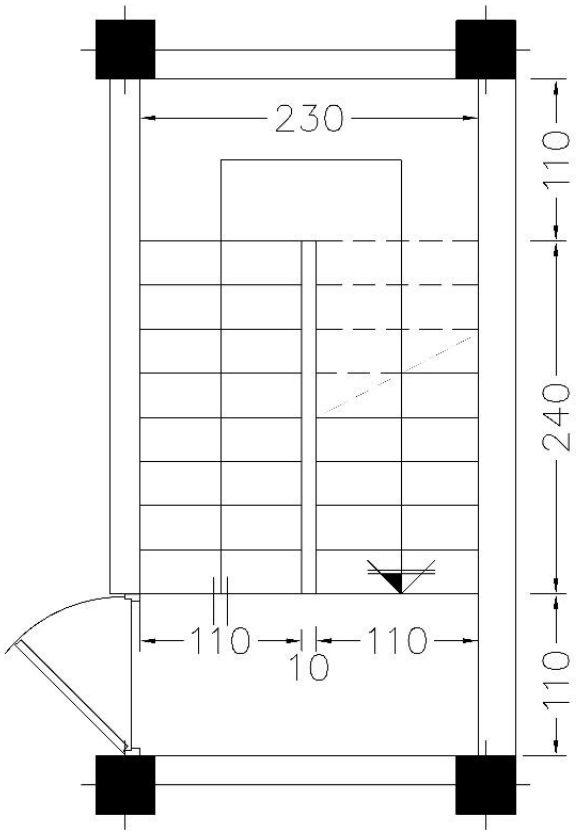
- برای مقاطع ساخته شده از ورق چنانچه اتصال جان به بال‌ها جوشی باشد مساوی فاصله‌ی آزاد بین دو بال

- برای مقاطع ساخته شده از ورق چنانچه اتصال جان به بال‌های پیچی باشد مساوی فاصله بین خطوط پیچ

برای مقاطع سپری مساوی عمق کلی مقطع

جدول شماره ۳-۵: طراحی شمشیری پله

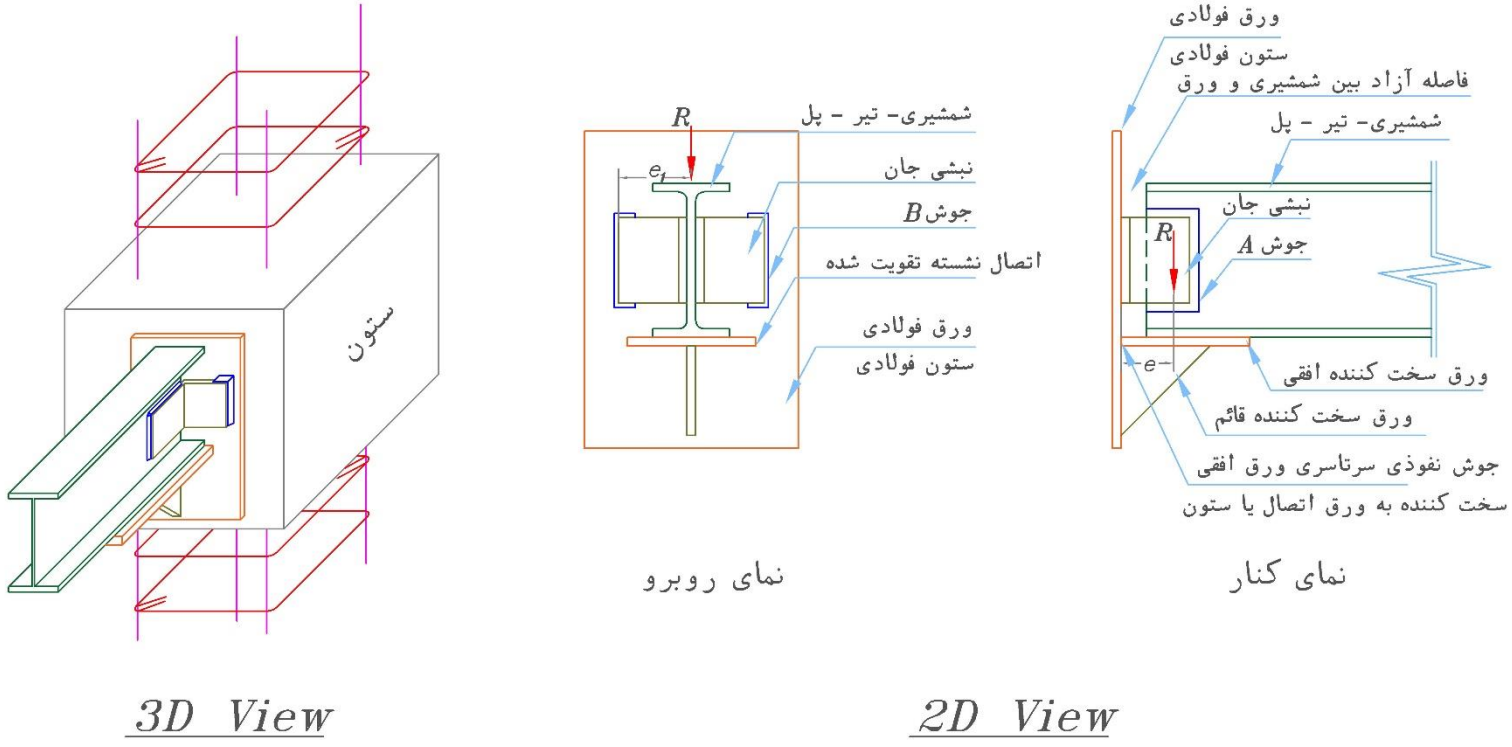
ردیف	شرح	مقدار
۱	طول تیر فولادی شمشیری	$A = 1.1+\frac{2.4}{Cos\ 30}+1.1\approx 5.0\ m$
۲	سطح بارگیر هر شمشیری	$L =\frac{1.1}{2} = 0.55\ m$
۳	بار زنده سرویس پله	$LL = 500\ Kg/m2$
۴	بار مرده سرویس پله	$DL = 750\ Kg/m2$
۵	ترکیب بار مورداستفاده	$q = 1.2DL + 1.6LL = 1700\ Kg/m^2$
۶	لنگر و برش وارده بر تیر تحت اثر ترکیب بار فوق	$M_u = \frac{q*l^2}{8} = \frac{1700*0.55*5.0^2}{8} = 2922\ Kg.m$ $= 292200\ Kg.cm$ $V_u = \frac{q*l}{2} = \frac{1700*0.55*5.0}{2} = 2337.5\ Kg$
۷	طراحی براساس مبحث دهم مقررات ملی ساختمان	$M_u \leq M_d = \emptyset_b F_y Z_x \rightarrow \quad Z_x \geq \frac{M_u}{\emptyset_b F_y} = \frac{292200}{0.9*2400}$ $= 135.3\ cm^3$ مقطع پیشنهادی IPE 180 کنترل برش برای مقطع انتخابی $V_d = \emptyset_v V_n = \emptyset_v 0.6 F_y A_w C_w = 1.0*0.6*2400*18*0.53*1$ $= 13737.6\ Kg$
۸		$\boldsymbol{V_u \leq V_d \Longrightarrow\ OK}$



تصویر شماره ۳-۲۰: پلان اندازه گذاری سرویس پله نمونه

طراحی اتصال شمشیری پله به ورق فولادی[۱۱]

اتصال مفصلی به کمک نبشی جان، استفاده از نبشی جان یکی از روش‌های ساده و معمول در اجرای اتصال مفصلی تیر به ستون یا تیر به تیر می‌باشد. درصورتی‌که مقطع تیر کوچک باشد، این روش به‌تنهایی جوابگو خواهد بود؛ ولیکن برای مقاطع بزرگ‌تر، اتصال نبشی جان به‌تنهایی جوابگو نبوده و اتصال ساده نشسته تیر به ستون یکی از بهترین گزینه‌ها است.



تصویر شماره ۳-۲۱: اتصال مفصلی تیر به ستون (ورق فولادی)

۱۱- طراحی سازه‌های فولادی جلد ششم - اتصالات (دکتر مجتبی ازهری، دکتر سید رسول میرقادری)

همان‌طور که در بخش قبل ملاحظه گردید، در طراحی شمشیری‌های پله فرض می‌شود که اتصالات مفصلی هستند و شمشیری مانند یک تیر دو سر مفصل تحت بار گسترده است؛ لذا اتصالات صرفاً برای برش طراحی می‌شوند که در تیرهای I شکل عمده نیروی برش توسط جان تیر تحمل و منتقل می‌شوند. اتصال با کمک نبشی جان و اتصال ساده نشسته تیر به ستون طراحی می‌کنیم. (۲۰٪ نیروی توسط اتصال نبشی جان و ۱۰۰٪ نیروی توسط اتصال ساده نشسته تیر به ستون)

ظرفیت برشی شمشیری به شرح زیر است. مقطع IPE180 بدست آمده:

$$V_d = \emptyset_v V_n = \emptyset_v 0.6 F_y A_w C_w = 1.0 * 0.6 * 2400 * 18 * 0.53 * 1 = 13737.6\ Kg$$

در طرفین شمشیری نبشی‌های جان قرار می‌گیرند، این دو نبشی باید قادر به تحمل ۲۰ ٪ ظرفیت برشی شمشیری باشند.

➢ ۱۰-۲-۶-۴ مقاومت برشی اعضای با مقطع نبشی تک

مقاومت برشی اسمی (V_n) اعضای با مقطع نبشی تک باید از طریق رابطه‌ی ۱۰-۲-۶-۱ و براساس الزامات بند ۱۰-۲-۶-۲-۱- ب با A_w=bt تعیین شود که در آن:

b = پهنای ساق مقاوم در مقابل نیروی برشی

t = ضخامت ساق مقاوم در مقابل نیروی برشی

h/t_w برابر b/t و نیز k_v برابر ۱٫۲ می‌باشد.

در حدس اولیه نبشی شماره ۸ به طول ۱۰ سانتی‌متر انتخاب می‌شود.

$$\frac{b}{t} = \frac{10}{0.8} = 12.5 \le 1.1\sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} = 1.1\sqrt{\frac{1.2 * 200000}{2400}} = 34.78 \rightarrow\ C_v = 1$$

$$V_d = \emptyset_v V_n = \emptyset_v 0.6 F_y A_w C_w = 2 * 0.9 * 0.6 * 2400 * 10 * 0.8 * 1 = 20736\ Kg$$

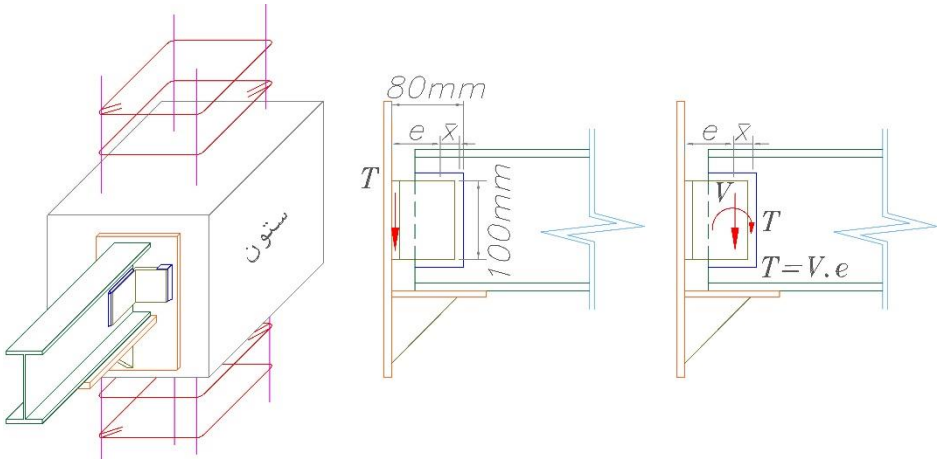
$$V_u = 0.2 * 13737.6 \le V_d = 20736 \quad OK$$

پس از انتخاب نبشی‌ها مشخصات جوش‌ها طراحی می‌شوند.

طراحی جوش A در تصویر شماره ۳-۲۱

نیروی عکس‌العمل R را در محل جوش B (بال ستون) قرار داده و با انتقال آن به مرکز هندسی جوش A، آن را براساس نیروی برشی و لنگر پیچشی ایجاد شده در اثر انتقال (نیرو ضرب در فاصله) طراحی می‌شود.

با توجه به وجود دو عدد نبشی در طرفین جان تیر نیروی برشی را نصف کرده و جوش‌ها را برای نصف نیرو طراحی می‌کنیم.



تصویر شماره ۳-۲۲: جوش A در تصویر شماره ۳-۲۱

جدول شماره ۳-۶: روند طراحی جوش A در اتصال نبشی جان

ردیف	شرح
۱	ظرفیت برشی تیر 13737.6 Kg
۲	مرکز سطح جوش $\bar{X}$ بعد جوش را 1cm فرض می‌کنیم $\bar{X} = \frac{2 * 6.5 * 3.25 + 10.0 * 0}{2 * 6.5 + 10.0} = 1.84\ mm$ مرکز سطح جوش $\bar{y}$ با توجه به تقارن جوش در مرکز ارتفاع جوش قرار دارد.
۳	نیروی برشی وارد بر هر جوش $V = 20\% \frac{R}{2} = 0.2 * \frac{13737.6}{2} = 1373.76\ Kg$
۴	لنگر پیچشی وارد بر هر جوش $T = V * e = 1373.76 * (8.0 - 1.84) = 8466.5\ Kg.cm$
۵	سطح کل جوش با ضخامت گلوی مؤثر جوش برابر یک سانتی‌متر A= 2 * 6.5 + 10 = 23 cm2
۶	ممان اینرسی قطبی جوش $J = I_x + I_y \quad \& \quad I_{\text{مستطیلی}} = \frac{bh^3}{12} + AD^2$ $I_x = 2 * \left[\left(\frac{6.5 * 1^3}{12}\right) + (6.5 * 1 * 5^2)\right] + \left[\frac{1 * 10^3}{12}\right] = 409.4cm^3$ $I_y = 2 * \left[\left(\frac{1 * 6.5^3}{12}\right) + (1 * 6.5 * (3.25 - 1.84)^2)\right] + \left[\left(\frac{10 * 1^3}{12}\right) + (10 * 1 * 1.84^2)\right] = 106.3cm^3$ $J = 409.4 + 106.3 = 515.7cm^3$
۷	تنش‌های برشی ناشی از لنگر پیچشی $f_{vx} = \frac{Ty}{J} = \frac{8466.5 * 5}{515.7} = 82.08\ {}^{Kg}/_{cm^2}$ $f_{vy} = \frac{Tx}{J} = \frac{8466.5 * (6.5 - 1.84)}{515.7} = 76.55\ {}^{Kg}/_{cm^2}$ تنش برشی مستقیم از نیروی V $f_v = \frac{1373.76}{23} = 59.73\ {}^{Kg}/_{cm^2}$ برآیند تنش برشی در جوش گوشه A در نقطه حداکثر $f_r = \sqrt{(82.08)^2 + (76.55 + 59.73)^2} = 159.09\ {}^{Kg}/_{cm^2}$
۸	ارزش نهایی جوش $R_{av} = \emptyset\beta F_{nv} t_e = 0.75 * 0.75 * 0.6 * 4200 * 0.707 * a = 1002a$
۹	محاسبه بعد موردنیاز جهت جوش $\boldsymbol{f_r \leq R_{av} \quad a \geq \frac{159.09}{1002} = 0.16\ cm}$
۱۰	**حداقل بعد جوش براساس جدول ۱۰-۲-۹-۲ مبحث دهم و ضخامت قطعه نازک‌تر برابر ۳ میلی‌متر است.**

تعیین اندازه جوش B

برای تعیین نیروهای اعمالی بر جوش‌های B (شکل ۳-۲۳) و محاسبه تنش‌های حاصل در آن توافق نظر وجود ندارد. برای تعیین ابعاد جوش B سه روش زیر را پیشنهاد می‌گردد.

۱. روش بلاجت

روش بلاجت بدین شرح است که جوش B بایستی براساس نیروی R/2 و لنگر پیچشی ناشی از خروج از مرکزیت e_1 طراحی شود.

از جوش برگشتی در محل اتصال نبشی به ستون صرف‌نظر می‌شود.

۲. روش سالمون و جانسون

روش سالمون و جانسون بدین شرح است که جوش B بایستی براساس نیروی R/2 و لنگر خمشی ناشی از عکس‌العمل تکیه‌گاهی در فاصله e طراحی شود.

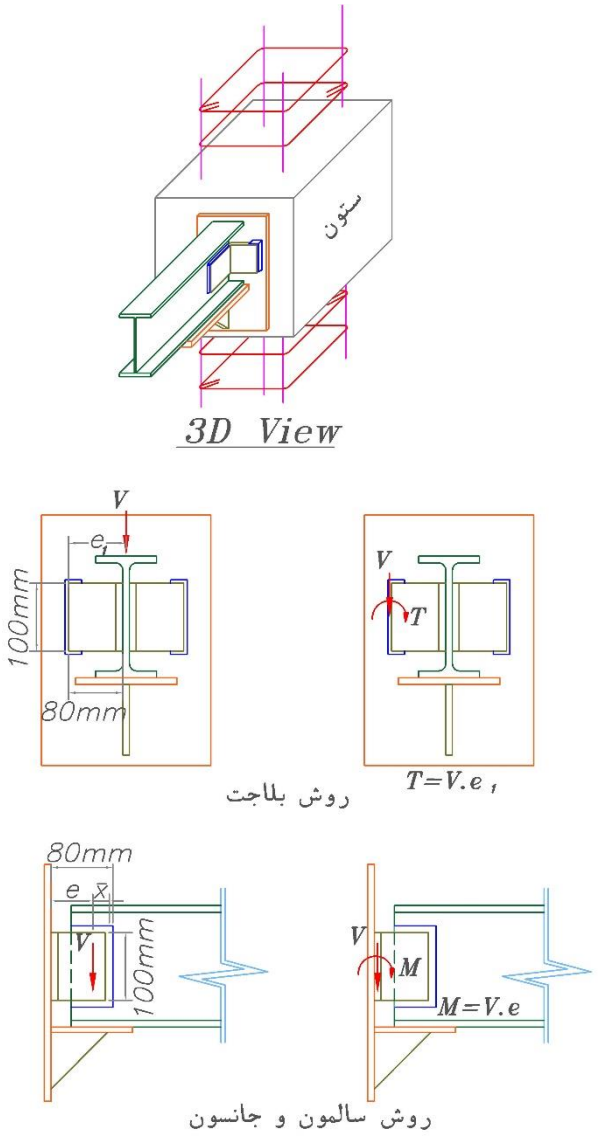
از جوش برگشتی در محل اتصال نبشی به ستون صرف‌نظر می‌شود.

۳. ترکیبی

در این روش جوش B براساس ترکیب نیروهای برشی، لنگر خمشی و لنگر پیچشی است.

جهت دستیابی به بعد جوش مناسب جوش برگشتی در محل اتصال نبشی به ستون محاسبه می‌گردد.

روش سوم ترکیب روش اول و دوم است و بعد جوش به‌دست‌آمده در جهت اطمینان بوده و گاهی خارج مقدار متعارف است؛ لذا در این کتاب دو روش اول را حساب کرده و بیشترین بعد جوش حاصله را انتخاب می‌کنیم.



تصویر شماره ۳-۲۳: جوش B در تصویر شماره ۳-۲۱

جدول شماره ۳-۷: روند طراحی جوش B در اتصال نبشی جان

ردیف	شرح
۱	از جوش برگشتی در روند طراحی صرف‌نظر می‌گردد.
۲	ظرفیت برشی تیر 13737.6 Kg
۳	مرکز سطح جوش A $\bar{X} = \frac{2 * 6.5 * 3.25 + 10.0 * 0}{2 * 6.5 + 10.0} = 1.84\ mm$
۴	نیروی برشی وارد بر هر جوش $V = 20\% \frac{R}{2} = 0.2 * \frac{13737.6}{2} = 1373.76\ Kg$
۵	سطح کل جوش با ضخامت گلوی مؤثر جوش برابر یک سانتی‌متر A= 10*1 = 10 cm2
۶	نیروی وارد بر واحد طول جوش در جهت Y ناشی از نیروی برشی $f_v = \frac{1373.76}{10} = 137.38\ {}^{Kg}/_{cm^2}$
۷	روش بلاجت لنگر پیچشی وارد بر هر جوش جهت روش بلاجت $T = V * e_1 = 1373.76 * (8.0) = 10990.08\ Kg.cm$ نیروی وارد بر واحد طول جوش در جهت X ناشی از لنگر پیچشی $f_x = \frac{9Re_1}{5L^2} = \frac{9 * 0.2 * 13737.6 * 8}{5 * 10^2} = 395.64\ {}^{Kg}/_{cm^2}$ برایند نیروی وارد بر واحد طول جوش $f_r = \sqrt{(359.64)^2 + (137.38)^2} = 418.8\ {}^{Kg}/_{cm^2}$

ردیف	شرح
۸	روش سالمون و جانسون لنگر خمشی وارد بر جوش $M = V * e = 1373.76 * (8 - 1.84) = 8462.4\ Kg.cm$ $f_x = \frac{M}{s} = \frac{3Ve}{L^2} = \frac{3 * 1373.76 * (8 - 1.84)}{10^2} = 253.87\ {}^{Kg}/_{cm^2}$ برآیند تنش برشی در جوش گوشه A در نقطه حداکثر $f_r = \sqrt{(253.87)^2 + (137.37)^2} = 288.65\ {}^{Kg}/_{cm^2}$
۹	ارزش نهایی جوش $R_{av} = \emptyset\beta F_{nv} t_e = 0.75 * 0.75 * 0.6 * 4200 * 0.707 * a = 1002a$
۱۰	محاسبه بعد موردنیاز جهت جوش روش بلاجت: $\boldsymbol{f_r \leq R_{av} \implies a \geq \frac{418.8}{1002} = 0.42\ cm}$ روش سالمون و جانسون: $\boldsymbol{f_r \leq R_{av}\ \ a \geq \frac{288.65}{1002} = 0.29\ cm}$
۱۱	**حداقل بعد جوش براساس جدول ۱۰-۲-۹-۲ مبحث دهم و ضخامت قطعه نازک‌تر برابر ۳ میلی‌متر است.**

طراحی اتصال نشسته با تقویت مثلثی شکل

اتصالات نشسته تقویت شده هرچند قادر به انتقال واکنش‌های تکیه‌گاهی بزرگ هستند؛ ولی برای انتقال لنگر خمشی طراحی نمی‌شوند؛ بنابراین اتصالات نشسته تقویت شده در طبقه‌بندی اتصالات ساده قرار دارند.

صلبیت اتصال نشسته با ورق مثلثی شکل (شکل ۳-۲۴) از اتصال نشسته با ورق‌های تقویت‌کننده مستطیلی بیشتر است. بدین‌جهت طراحی را با فرض ورق‌های مثلثی شکل انجام می‌دهیم.

بررسی کمانش موضعی ورق‌های مثلثی شکل در طراحی اتصال نشسته تقویت شده با این‌گونه ورق‌ها از اهمیت ویژه‌ای برخوردار است. ورق‌های مثلثی شکل از قدرت بعد از کمانش قابل‌توجهی برخوردار هستند و معمولاً در این‌گونه ورق‌ها علت توزیع محدود تنش‌ها، جاری شدن در لبه آزاد قبل از وقوع کمانش موضعی رخ می‌دهد؛ بنابراین ظرفیت نهایی ورق‌های مثلثی شکل از بار کمانش اولیه آن‌ها به‌مراتب بیشتر است.

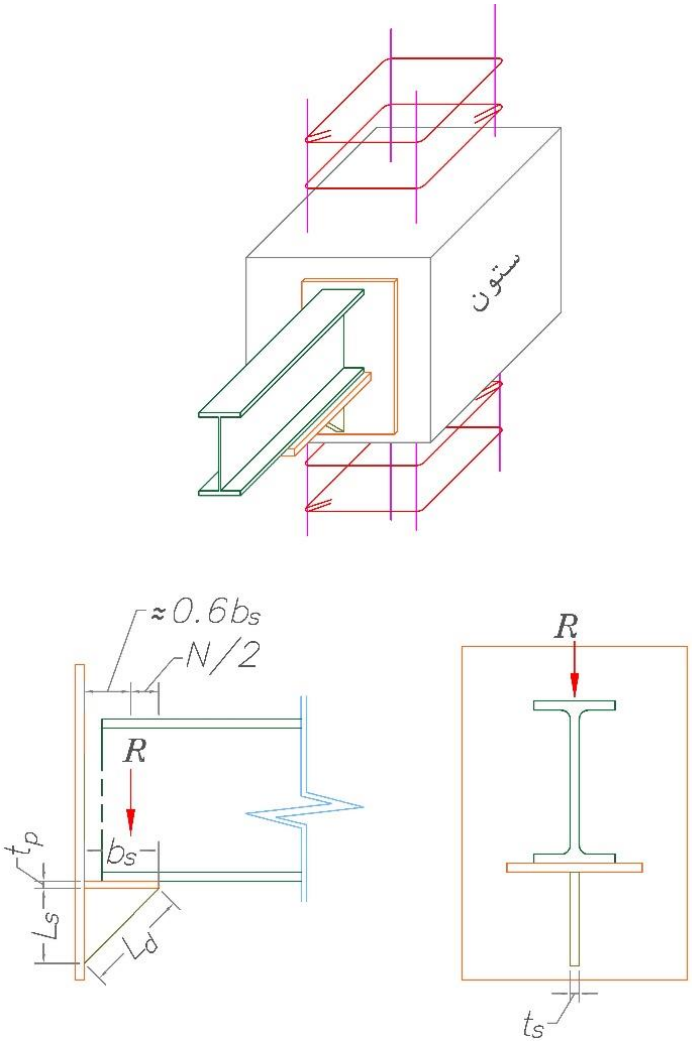
میزان باربری اتصالات نشسته تقویت شده با ورق‌های مثلثی شکل توسط پژوهشگران متعددی از جمله سالمون و همکارنشان و بیدل مورد بررسی قرار گرفته است.

سالمون و همکارنشان روش نسبتاً دقیقی مبتنی بر نتایج تجربی و تئوری برای تحلیل و طراحی نشیمن‌های با ورق مثلثی شکل ارائه کرده‌اند.

فرضیات این روش به شرح زیر است:

۱- ورق افقی فوقانی در سرتاسر طول خود به بال ستون توسط جوش نفوذی متصل است.

۲- واکنش تکیه‌گاهی R به‌صورت گسترده (نه لزوماً گسترده یکنواخت) با محل اثری در حدود $0.6b_s$ بر نشیمن اعمال می‌شود.



تصویر شماره ۳-۲۴: اتصال نشسته با ورق مثلثی

۳- نسبت b_s / L_s که در آن b_s طول لبه بارگذاری شده و L_s طول لبه تکیه داده به بال ستون است در محدوده ۰.۵ تا ۲ باشد. ($0.5 \leq \frac{b_s}{L_s} \leq 2$)

مراحل طراحی اتصال نشسته تقویت شده با ورق مثلثی

الف- تعیین عرض نشیمن N براساس کنترل تسلیم موضعی جان

پژوهشگران نشان داده‌اند که چنانچه ساق افقی نبشی از صلبیت زیادی برخوردار باشد، تنش تماسی در تمام طول نشیمن توزیع می‌شود و تنش حداکثر در لبه آزاد ساق افقی نبشی به وجود می‌آید. اگر ساق افقی نبشی انعطاف‌پذیر باشد در این صورت تمام طول ساق افقی نبشی با بال تیر در تماس قرار نگرفته و تنها بخشی از آن و در نزدیکی محل اتصال به ساق قائم تماس خواهد داشت.

آیین‌نامه‌ها و کتب طراحی بر مبنای تحقیقات بلاجت پیشنهاد می‌کنند طول تماس ساق افقی نبشی با بال تیر از رابطه‌ای که برای جلوگیری از تسلیم موضعی جان ارائه شده است، محاسبه گردد. کنترل تسلیم موضعی جان در اثر واکنش تکیه‌گاهی R توسط روابط زیر انجام می‌شود.

$$R_u \leq \emptyset R_n \qquad \emptyset = 1.0$$

$$R_n = F_{yw} t_w (N + 2.5k) \qquad \& \qquad N \geq k$$

در روابط

N: طول نشیمن واکنش تکیه گاهی

t_w: ضخامت جان تیر

F_{yw}: تنش تسلیم فولاد جان تیر

R_n: عکس‌العمل تکیه‌گاهی در ترکیب بارهای حالت حدی

k: فاصله بین سطح بال تیر تا پایان گردی ریشه‌ی اتصال بال به جان تیر در مقاطع نورد شده و فاصله‌ی بین سطح بال تیر تا انتهای جوش گوشه‌ی اتصال بال و جان در مقاطع ساخته شده از ورق

ب - تعیین عرض نشیمن N براساس کنترل لهیدگی موضعی جان

مقادیر پیشنهادی N که توسط کتب دستی آیین‌نامه‌ی AISC ارائه شده بر مبنای تسلیم موضعی جان تنظیم گردیده است. براساس تحقیقات جانسون و کوبو چنانچه چین‌خوردگی جان از تسلیم موضعی آن بحرانی‌تر باشد، طول نشیمن N باید تصحیح شود.

بنابراین طول نشیمن N باید به‌گونه‌ای باشد که چین‌خوردگی جان در اثر ناپایداری کنترل شود. مقاومت طراحی لهیدگی جان در مقابل نیروی عکس‌العمل تکیه‌گاهی برابر φR_n است. مقدار φ برای کنترل چین‌خوردگی جان تیر ۰/۷۵ است. R_n مقاومت اسمی می‌باشد که براساس حالت حدی لهیدگی موضعی جان از رابطه زیر تعیین می‌شود.

$$\frac{N}{2} \leq 0.2 \rightarrow R_n = 0.4 t_w^2 \left[1 + \left(\frac{3N}{d}\right)\left(\frac{t_w}{t_f}\right)^{1.5}\right]\sqrt{\frac{EF_{yw}t_f}{t_w}} \qquad (۵-۳\text{-الف})$$

$$\frac{N}{2} > 0.2 \rightarrow R_n = 0.4 t_w^2 \left[1 + \left(\frac{4N}{d} - 0.2\right)\left(\frac{t_w}{t_f}\right)^{1.5}\right]\sqrt{\frac{EF_{yw}t_f}{t_w}} \qquad (۵-۳\text{-ب})$$

در روابط

E: مدول الاستیسیته فولاد

t_f: ضخامت بال تیر

d: عمق تیر

ج- کنترل لهیدگی ورق مثلثی

سالمون و همکارنش نشان دادند که توزیع تنش در زیر عکس‌العمل R پیچیده بوده و حداکثر تنش در لبه‌ی آزاد ورق رخ می‌دهد. این محقیق کنترل و تعین ظرفیت باربری اتصال را بر حسب f_{max} تنش حداکثر موجود روی لبه‌ی آزاد، توسط رابطه زیر پیشنهاد کردند.

$$f_{max} = \frac{R}{b_s t_s z}$$

$$z = 1.39 - 2.2\left(\frac{b_s}{L_s}\right) + 1.27\left(\frac{b_s}{L_s}\right)^2 - 0.25\left(\frac{b_s}{L_s}\right)^3$$

ضریب کوچک‌تر از واحد نسبت تنش متوسط به تنش حداکثر است که مقدار آن توسط سالمون و همکارانش پیشنهاد شده است.

کنترل‌های لازم برای تعیین ورق مثلثی توسط رابطه زیر بیان شده است.

$$R_u \le \emptyset F_y z b_s t_s \qquad \emptyset = 0.9$$

د- کنترل کمانش موضعی ورق تقویتی

کنترل تسلیم در لبه‌ی قطری آزاد ورق مثلثی شکل قبل از وقوع کمانش محدودیت‌های زیر را برای نسبت $\frac{b_s}{L_s}$ پیشنهاد می‌کنند.

$$\frac{b_s}{t_s} \le 1.49\sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad 0.5 \le \frac{b_s}{L_s} \le 1$$

$$\frac{b_s}{t_s} \le 1.49\frac{b_s}{L_s}\sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad 1 \le \frac{b_s}{L_s} \le 2$$

جدول شماره ۳-۸: روند طراحی اتصال ساده نشسته تیر به ستون تقویت شده

ردیف	شرح
۱	ظرفیت برشی تیر (IPE180) 13737.6 Kg
۲	حداقل مقدار N براساس کنترل تسلیم موضعی جان $R_u \le \emptyset R_n = F_{yw} t_w (N + 2.5k)$ $13737.6 \le 1.0 * 2400 * 0.53 * (N + 2.5 * 1.7) \rightarrow N \ge 6.55cm$
۳	حداقل مقدار N براساس کنترل لهیدگی موضعی جان $\frac{N}{2} > 0.2 \rightarrow R_n = 0.4 t_w^2 \left[1 + \left(\frac{4N}{d} - 0.2\right)\left(\frac{t_w}{t_f}\right)^{1.5}\right]\sqrt{\frac{E F_{yw} t_f}{t_w}}$ $N \ge 8.15\ cm$
۴	محاسبه b_s براساس حداکثر مقدار N بدست آمده $N = 8.15\ \&\ N = 0.6 b_s \rightarrow b_s = 10.19\ cm$
۵	محاسبه L_s براساس مقدار b_s و نسبت $\left(\frac{b_s}{L_s}\right)$ مقدار $\left(\frac{b_s}{L_s}\right)$ برابر ۰/۷۵ فرض می‌شود. $L_s = \frac{10.19}{0.75} = 13.6$
۶	محاسبه ضخامت ورق مثلثی براساس کنترل لهیدگی ورق مثلثی $z = 1.39 - 2.2\left(\frac{b_s}{L_s}\right) + 1.27\left(\frac{b_s}{L_s}\right)^2 - 0.25\left(\frac{b_s}{L_s}\right)^3$ z=0.35 $R_u \le \emptyset F_y z b_s t_s \qquad \emptyset = 0.9$ $t_s \ge 1.79\ cm$

ردیف	شرح
۷	کنترل کمانش موضعی ورق تقویتی $\frac{b_s}{t_s} \le 1.49\sqrt{\frac{E}{F_y}}\ 0.5 \le \frac{b_s}{L_s} \le 1$ $\frac{11}{1.8} \le 1.49\sqrt{\frac{2*10^6}{2400}} \rightarrow 6.11 \le 44\ OK$
۸	با توجه به محاسبات فوق ورق‌های زیر را جهت اتصال انتخاب می‌کنیم ۱. ورق مثلثی تقویت‌کننده: PL:15*11*1.8 cm (½) ۲. ورق افقی زیر تیر: PL: 11*11*1.8 cm

جدول شماره ۳-۹: روند طراحی جوش اتصال به ستون

ردیف	شرح	
۱	طراحی جوش ورق مثلثی به ستون با توجه به فاصله نیروی برشی تیر نسبت به ستون $0.6b_s$ جوش تحت اثر خمش و برش قرار می‌گیرد.	
۲	ظرفیت برشی تیر	13737.6 Kg
۳	مرکز سطح جوش A $\bar{Y} = \frac{L_s}{2} = \frac{15}{2} = 7.5\ cm$	
۴	جوش در دو سمت ورق انجام می‌شود.	

ردیف	شرح
	نیروی برشی وارد بر هر جوش $V = 100\%\frac{R}{2} = 1 * \frac{13737.6}{2} = 6868.8\ Kg$
۵	سطح کل جوش با ضخامت گلوی مؤثر جوش برابر یک سانتی‌متر A= 15*1 = 15 cm^2
۶	نیروی وارد بر واحد طول جوش در جهت Y ناشی از نیروی برشی $f_v = \frac{6868.8}{15} = 457.92\ {}^{Kg}/_{cm^2}$
۷	لنگر خمشی وارد بر جوش $M = V * e = 6868.8 * (0.6 * 11) = 45334\ Kg.cm$ $f_x = \frac{M}{S} = \frac{3Ve}{L^2} = \frac{3 * 6868.8 * (0.6 * 11)}{15^2} = 604.45\ {}^{Kg}/_{cm^2}$ برآیند تنش برشی در جوش گوشه A در نقطه حداکثر $f_r = \sqrt{(604.5)^2 + (457.9)^2} = 758.3\ {}^{Kg}/_{cm^2}$
۸	ارزش نهایی جوش $R_{av} = \emptyset\beta F_{nv} t_e = 0.75 * 0.75 * 0.6 * 4200 * 0.707 * a = 1002a$
۹	**محاسبه بعد موردنیاز جهت جوش** $\boldsymbol{f_r \le R_{av} \Rightarrow a \ge \frac{758.3}{1002} = 0.76\ cm}$
۱۰	**حداقل بعد جوش براساس جدول ۱۰-۲-۹-۲ مبحث دهم و ضخامت قطعه نازک‌تر محاسبه می‌شود. بعد جوش حداقل و حداکثر مجاز وابسته به ضخامت ورق مثلثی و محل و سایز ستون هست.**

طراحی ورق‌های اتصال شمشیری، ستونک و آویز به سازه بتن‌آرمه

حداکثر نیروی برشی در شمشیری اتفاق می‌افتد و مقدار آن برابر است با:

V_{max} = 13737.6 Kg

حداکثر نیروی کششی در آویز اتفاق می‌افتد و مقدار آن برابر است با:

T_{max} =31752 Kg

حداکثر نیروی فشاری در ستونک‌ها اتفاق می‌افتد و مقدار آن برابر است با:

P_{max} =13527.6 Kg

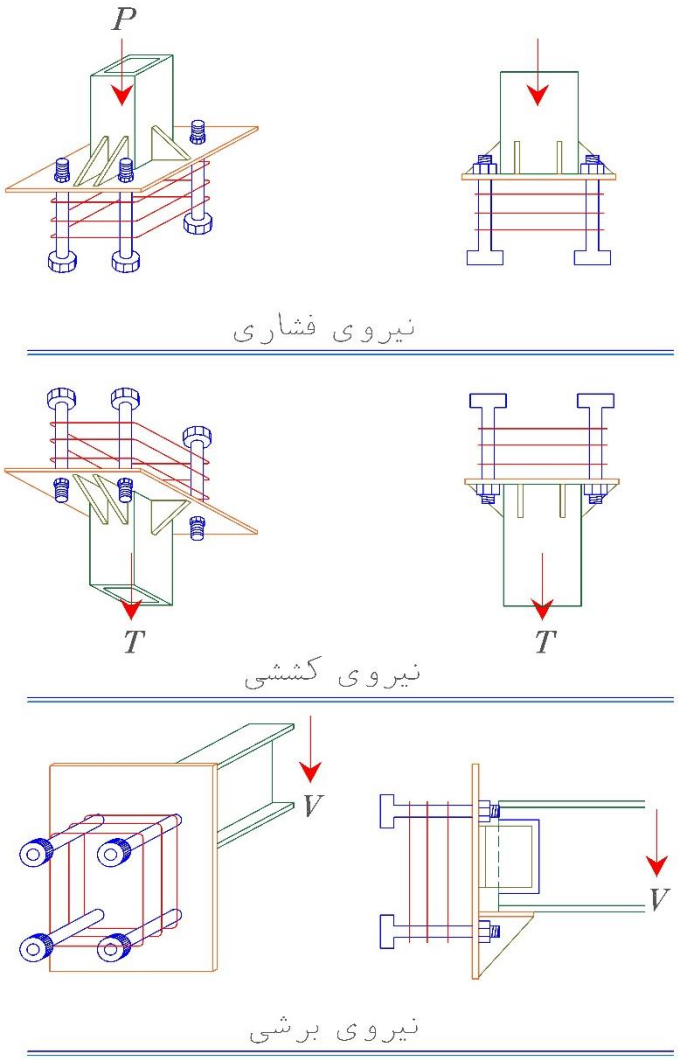
درصورتی‌که بخواهیم طراحی ورق‌ها را به‌صورت دقیق انجام دهیم، باید مانند صفحه ستون در نظر گرفته شوند و با توجه به نیروی اعمالی و سخت‌کننده‌ها طراحی شوند. این روش هرچند دقیق است ولیکن بررسی کامل آن از موضوع کتاب که در خصوص جزئیات غیرسازه‌ای است، خارج است. همچنین با توجه به نیروی کم این المان‌ها نسبت به نیروی که ستون‌ها به صفحه ستون انتقال می‌دهند، از طراحی ورق‌ها صرفه نظر می‌کنیم و صرفاً ورق‌هایی را که بتوان از نظر اجرایی قوطی ستونک یا آویز و سخت‌کننده‌ها را روی آن‌ها اجرا کرد را با ضخامت یک سانتی‌متر انتخاب می‌کنیم. این ورق به همراه سخت‌کننده‌ها با اطمینان خوبی جوابگوی نیروهای وارده خواهد بود.

ابعاد ورق با درنظرگرفتن سایز قوطی و سخت‌کننده‌ها

L = 8 + 8 + 8 = 24 cm

با توجه به‌اندازه فوق ورق ۲۵ در ۲۵ به ضخامت ۱ سانتی‌متر مناسب خواهد بود.

برای اتصال پل سرویس پله به سازه که طراحی آن در جدول شماره ۳-۸ انجام شد، ورق اتصال به سازه بایستی به‌قدری باشد تا ارتفاع پل (IPE180) و سخت‌کننده زیر آن که ۱۵ سانتی‌متر ارتفاع دارد را تأمین کند، لذا ورق اتصال پل به سازه را ۳۵ در ۲۵ سانتی‌متر و ضخامت ۱ سانتی‌متر انتخاب می‌کنیم.



تصویر شماره ۳-۲۵: ورق‌های اتصال سرویس پله به سازه

طراحی برشگیرهای پشت ورق جهت اتصال مناسب به سازه بتن‌آرمه

طراحی میلگردهای پشت ورق انتظار

میزان ظرفیت برشی شمشیری پله برابرا است با: 13737 Kg

جهت انتقال این نیروی به تیر سازه‌ای میلگردها را طراحی می‌کنیم.

جدول ۴-۷: طراحی میلگردهای انتظار در پشت ورق فلزی

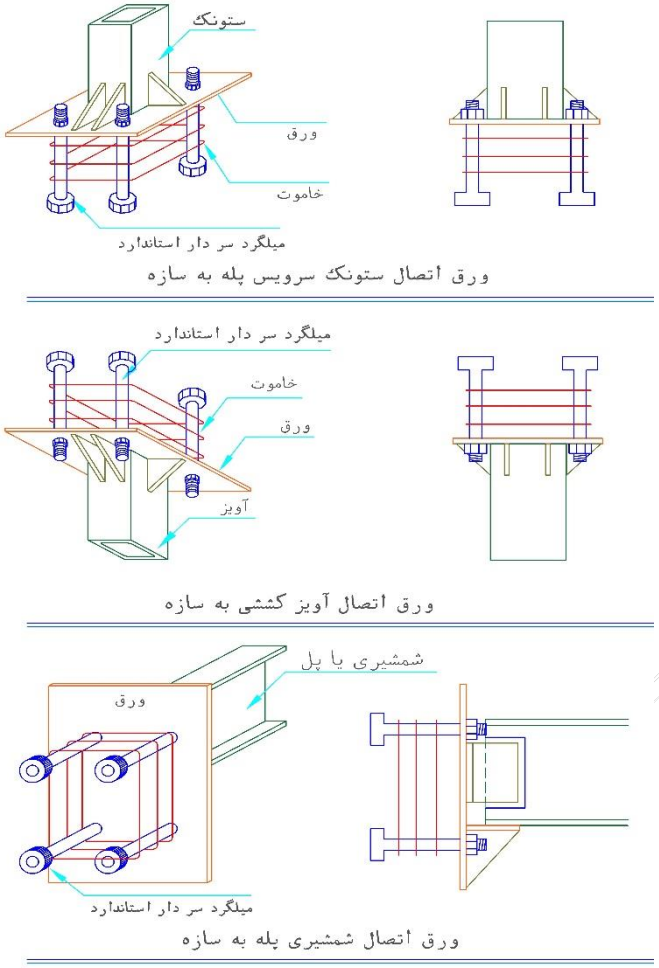
ردیف	شرح	
۱	ظرفیت برشی وادار	$V_d = 13737.6$ Kg
۲	تنش تسلیم میلگرد (AII)	$Fy = 3400$ Kg/cm^2
۳	نیروی برشی میلگردها	$T_d = \Phi_t A_s F_y = 0.9 * A_s * 3400$
۴	محاسبه سطح مقطع میلگردهای موردنیاز $V_u \le V_d \;\; A_S \ge \frac{13737.6}{0.9 * 3400} = 4.5\ cm^2$ در صورت استفاده از میلگرد سایز ۱۰ داریم: $n * \pi * 0.5^2 \ge 8.9 \;\rightarrow\; n = 5.7$	
۵	Use: 6 Φ 10 (AII)	

در عمل امکان تعبیه ۶ عدد شاخک در پشت ورق وجود ندارد؛ اجرای میلگرد در پشت ورق‌های اتصال با رعایت موارد آیین‌نامه‌ای شامل: طول گیرایی، ضوابط جوش، قلاب استاندارد امکان‌پذیر نیست، لذا باید از طرح جایگزین استفاده کرد که پیشنهاد می‌گردد از میلگرد سر دار استفاده شود.

توجه شود با توجه به الزامات لازم در خصوص جوش دادن میلگرد AIII از انتخاب آن اجتناب شده است و میلگردهای نوع AII معمولاً در سایزهای کوچک موجود هستند.

طراحی میلگردهای سر دار در پشت ورق انتظار

برشگیرهای پشت ورق بایستی توانایی تحمل و انتقال نیروهای بخش قبل را به سازه داشته باشند.



تصویر شماره ۳-۲۶: برشگیرهای ورق اتصال به سازه بتنی

جدول شماره ۳-۱۰: روند طراحی برشگیرهای پشت ورق اتصال شمشیری

ردیف	شرح
۱	براساس بند شماره ۱۰-۲-۹-۳-۳ از مبحث دهم مقررات ملی ساختمان در اتصالات اتکایی، مقاومت برشی طراحی ($\phi R_{nv} = \phi F_{nv} A_{nb}$) ϕ: ضریب کاهشی مقاومت و مساوی ۰/۷۵ می‌باشد. A_{nb}: سطح مقطع اسمی وسیله اتصال (پیچ یا قطعه دندانه‌شده) F_{nv}: تنش برسی اسمی مطابق مقادیر جدول ۱۰-۲-۹-۱۰
۲	کنترل ظرفیت برشی میلگردهای سر دار ظرفیت برشی تیر (IPE180) $V_{max} = 13737.6$ Kg نیروی برشی طراحی میلگردهای سردار براساس بند ۱۰-۲-۹-۳-۳ $\phi R_{nv} = \phi F_{nv} A_{nb} = 0.75 * 0.45 * 6000 * A_{nb} \leq 13737.6 \ Kg$ $A_{nb} \geq \frac{13737.6}{2025} = 6.784$ USE 4 Ø 20 به توجه به رزوه شدن میلگردها و کاهش سطح مقطع میلگردها در محل رزوه سایز میلگرد دو شماره بزرگ‌تر انتخاب شده است.
۳	طول گیرایی میلگرد سر دار براساس بند شماره ۹-۲۱-۳-۴ مبحث نهم مقررات ملی ساختمان داریم: $L_{dh} = \frac{\psi_e \psi_c \psi_p \psi_o}{\lambda} \frac{0.032 f_y}{\sqrt{f'_c}} d_b^{1.5}$ $L_{dh} = \frac{1.0 * 0.88 * 1.6 * 1.0}{1} \frac{0.032 * 420}{\sqrt{30}} 20^{1.5} = 309 \ mm$

جدول شماره ۳-۱۱: روند طراحی برشگیرهای پشت ورق اتصال آویز کشیشی

ردیف	شرح
۱	تعداد چهار عدد میلگرد سر دار برای مهار استفاده می‌شود براساس بند شماره ۱۰-۲-۹-۳-۳ از مبحث دهم مقررات ملی ساختمان در اتصالات اتکایی، مقاومت کششی طراحی ($\phi R_{nt} = \phi F_{nt} A_{nb}$) ϕ: ضریب کاهشی مقاومت و مساوی ۰/۷۵ می‌باشد. A_{nb}: سطح مقطع اسمی وسیله اتصال (پیچ یا قطعه دندانه‌شده) F_{nt}: تنش کششی اسمی مطابق مقادیر جدول ۱۰-۲-۹-۱۰
۲	کنترل ظرفیت کششی میلگردهای سر دار ظرفیت کششی آویز (BOX 80*80*5) $T_{max} = 31752$ Kg نیروی کششی طراحی میلگردهای سردار براساس بند ۱۰-۲-۹-۳-۳ $\phi R_{nt} = \phi F_{nt} A_{nb} = 0.75 * 0.75 * 6000 * A_{nb} \leq 31752 \ Kg$ $A_{nb} \geq \frac{31752}{3375} = 9.41$ USE 4 Ø 20 به توجه به رزوه شدن میلگردها و کاهش سطح مقطع میلگردها در محل رزوه سایز میلگرد یک شماره بزرگ‌تر انتخاب شده است.
۳	طول گیرایی میلگرد سر دار براساس بند شماره ۹-۲۱-۳-۴ مبحث نهم مقررات ملی ساختمان داریم: $L_{dh} = \frac{\psi_e \psi_c \psi_p \psi_o}{\lambda} \frac{0.032 f_y}{\sqrt{f'_c}} d_b^{1.5}$ $L_{dh} = \frac{1.0 * 0.88 * 1.6 * 1.0}{1} \frac{0.032 * 420}{\sqrt{30}} 20^{1.5} = 309 \ mm$

جدول شماره ۳-۱۲: روند طراحی برشگیرهای پشت ورق اتصال ستوک فشاری

ردیف	شرح
۱	طراحی میلگردهای سردار در پشت ورق در حالت فشاری
۲	کنترل ظرفیت فشاری ناودانی‌ها و جوش‌ها ظرفیت فشاری ستونک (Box 80*80*5) Pmax =13527.6 Kg در این حالت از نظر محاسباتی با توجه به مقاومت فشاری بتن و تکیه کردن ستونک رو تیر بتنی نیازی به میلگرد سر دار نیست و حداقل مقدار برشگیر جهت مسائل اجرایی و جلوگیری از لغزش ورق روی تیر اجرا می‌شود.

پایداری سرویس پله

اتصالات سرویس پله فلزی به سازه بتن‌آرمه و همچنین اتصالات داخلی سرویس پله (تیر به تیر، تیر به آویز یا ستونک و...) همگی از نوع مفصلی است. اتصالات مفصلی مزایا و معایبی دارد. مزایا: عدم تغییر در سختی سازه و عدم نیاز به مدل‌سازی در فایل طراحی سازه، سهولت اجرا، هزینه اجرایی کمتر نسبت به اتصالات گیردار و ... معایب: عدم انتقال لنگر خمشی، ناپایداری سازه در صورت وجود بیش از دو اتصال مفصلی در یک صفحه.

در برخی از سازه‌ها به علت قرارگیری چند اتصال مفصلی در یک راستا در سرویس‌پله ممکن است، ناپایداری اتفاق بیفتد که در زیر یک حالت خاص آن را بررسی می‌کنیم.

سرویس پله چهار طرفه در سازه‌ی بدون ستون وسط (تصویر شماره ۳-۲۶)

در این نوع سرویس پله در قسمت کناری سرویس پله که در سمت مرکز سازه قرار دارد چهار اتصال مفصلی در یک صفحه قرار می‌گیرد و در صورت اعمال یک نیروی جانبی ناپایدار خواهد بود. اتصال‌های مفصلی این سرویس‌پله در تصویر شماره ۳-۲۷ مشخص است.

اتصال آویز (ستونک) شماره یک به تیر سازه؛ اتصال شمشیری پله به آویز (ستونک) شماره یک؛ اتصال شمشیری پله به آویز (ستونک) شماره دو؛ اتصال آویز (ستونک) شماره دو به تیر سازه

تبصره: در صورت وجود ستون سازه‌ای در یک از گوشه‌های میانی سرویس پله یا وجود حداکثر یک آویز در گوشه‌های میانی سرویس پله این ناپایداری اتفاق نخواهد افتاد.

در سازه‌هایی که سرویس پله دارای ناپایداری هست یک راهکار مناسب اجرای المان قطری مناسب است.

طراحی المان قطری سرویس پله

در طراحی این المان چند نکته باید در نظر گرفته شود.

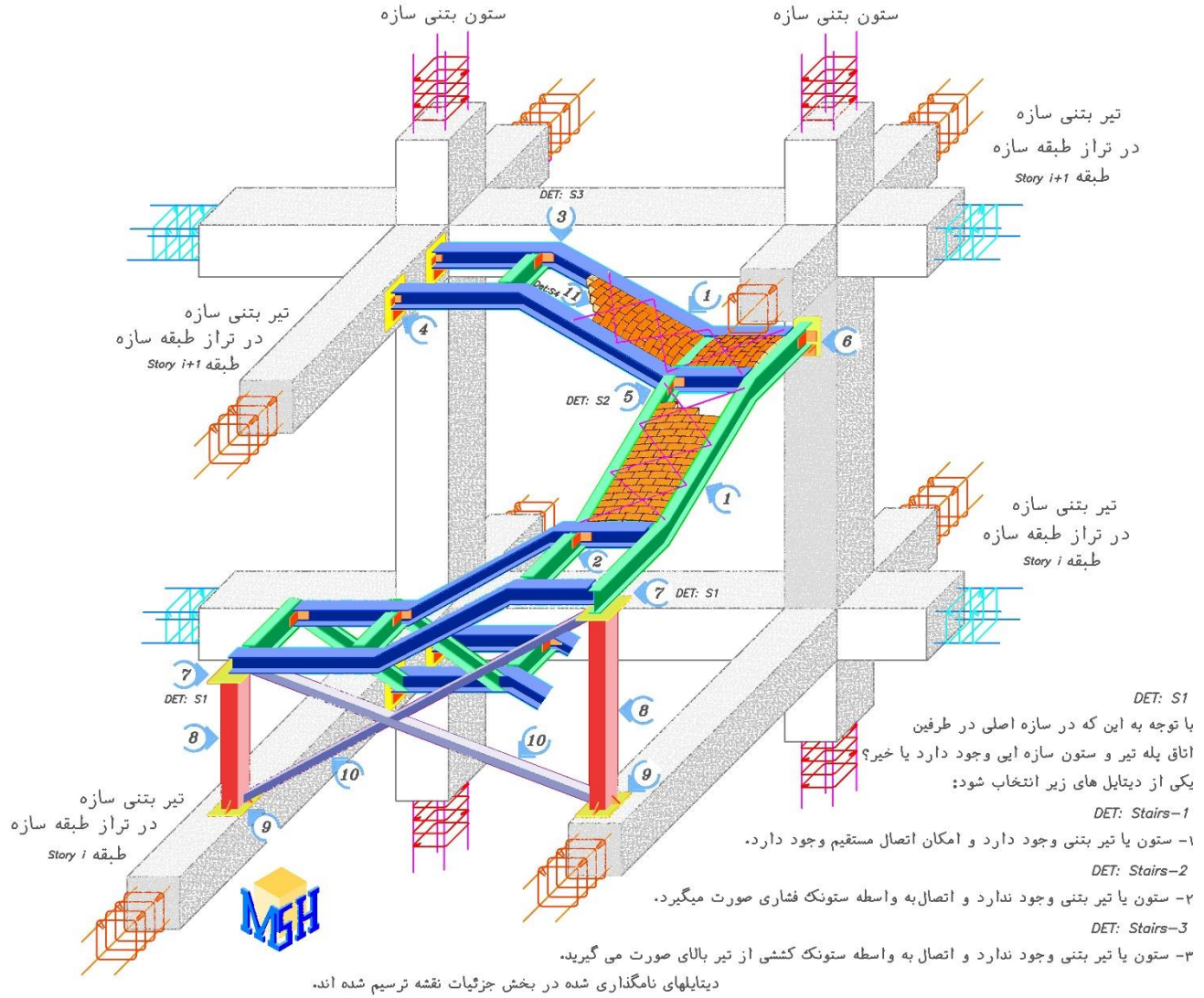
سرویس پله از اجزای لرزه‌ای سازه نیست ولیکن حفظ و پایداری آن ضروری است

نیروی جانبی سرویس پله را می‌توان برابر $F_v = C.W$ در نظر گرفته که در آن:

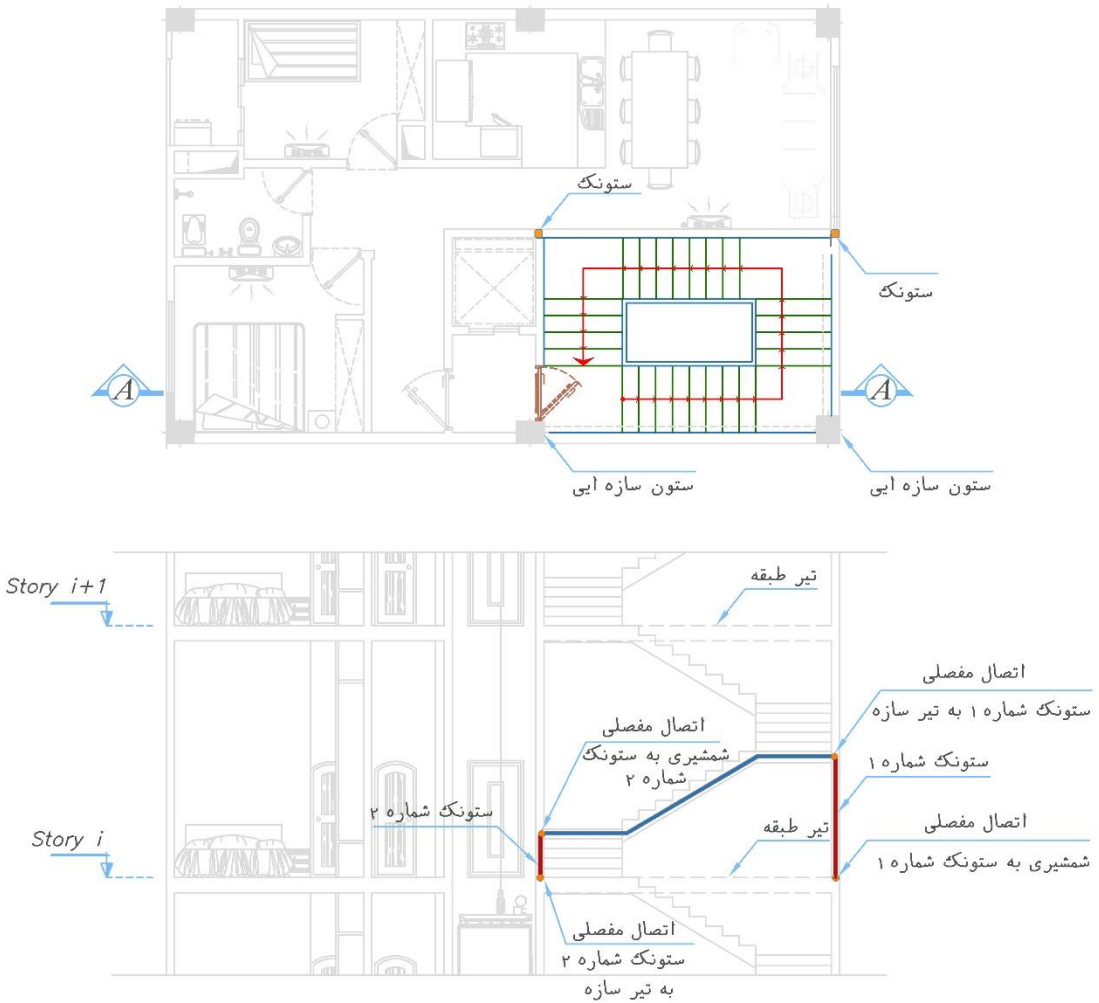
F_v: نیروی جانبی وارده بر سرویس پله

C: ضریب زلزله مناسب برای سرویس پله (پیشنهاد: همان ضریب زلزله سازه اصلی)

W: وزن لرزه‌ای سرویس پله

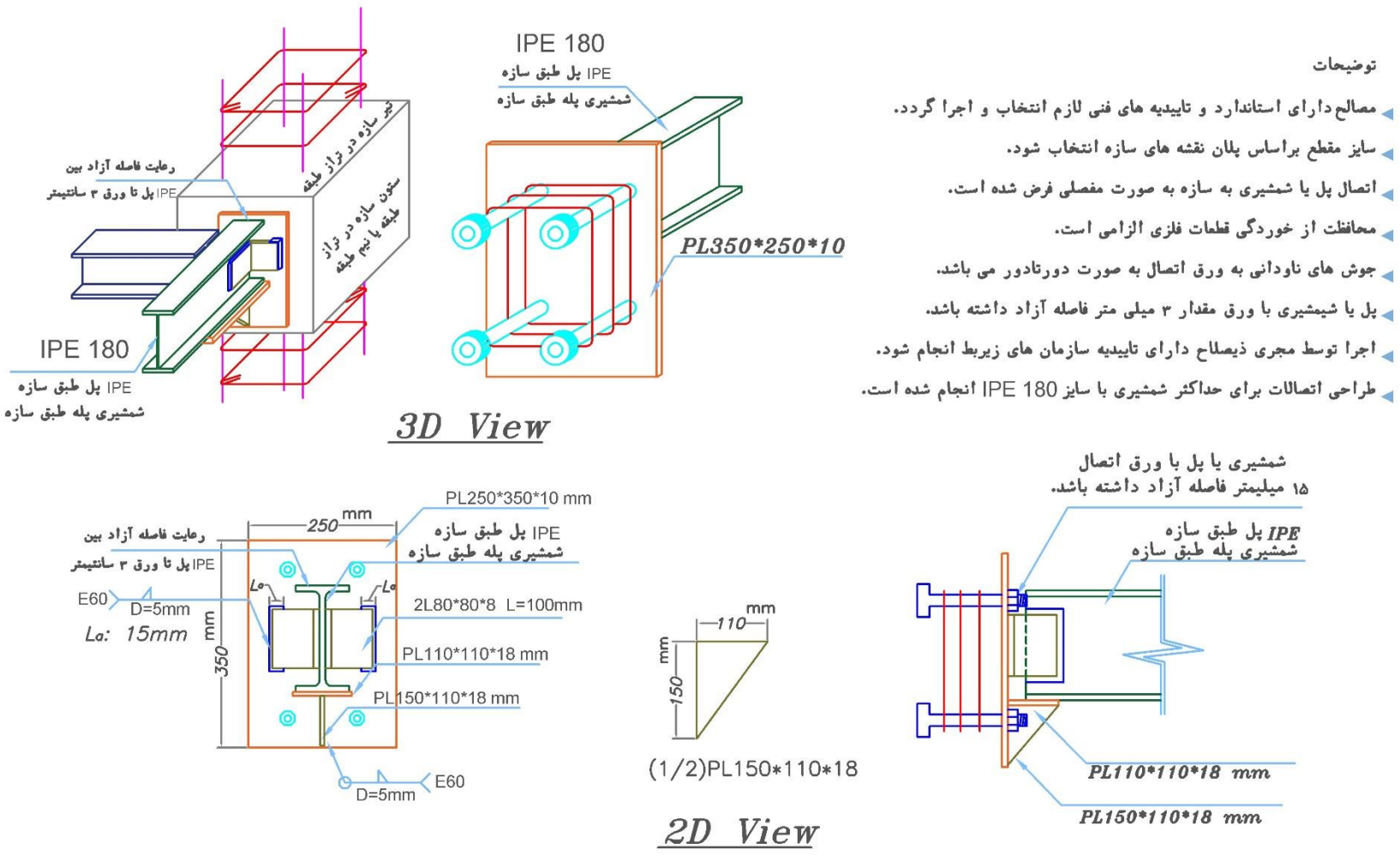


تکرار تصویر شماره ۳-۱۵-ب: اجزاء سرویس پله چهار طرفه در اتاق پله بدون ستونهای سازه در چهار طرف (فاقد ستون سمت میانی سازه)



تصویر شماره ۳-۲۷: پلان و برش سرویس پله چهار طرفه (فاقد ستون سمت میانی سازه)

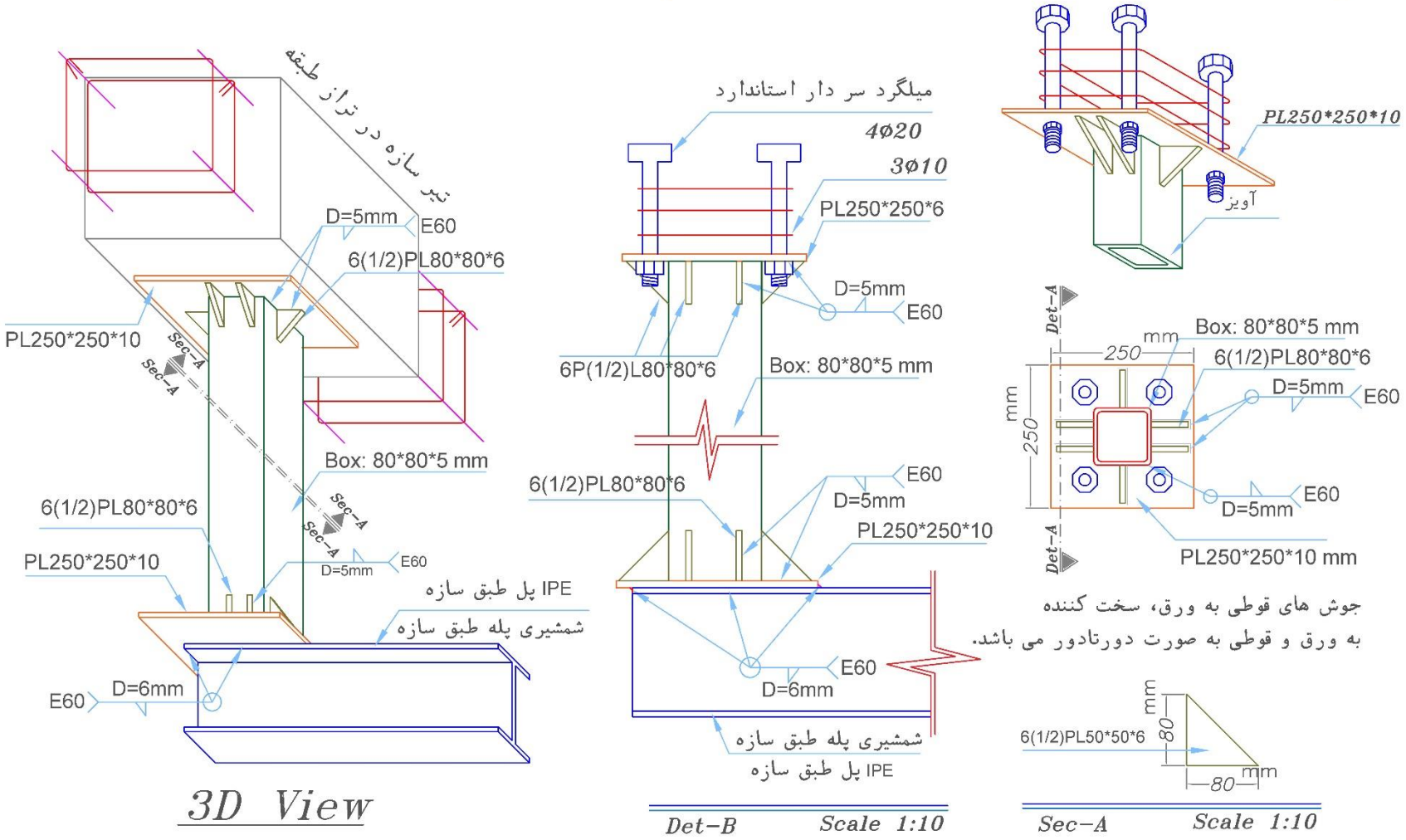
نقشه‌های سرویس پله



تصویر شماره ۳-۲۸: جزئیات اتصال شمشیری یا پل سرویس پله به سازه

توضیحات

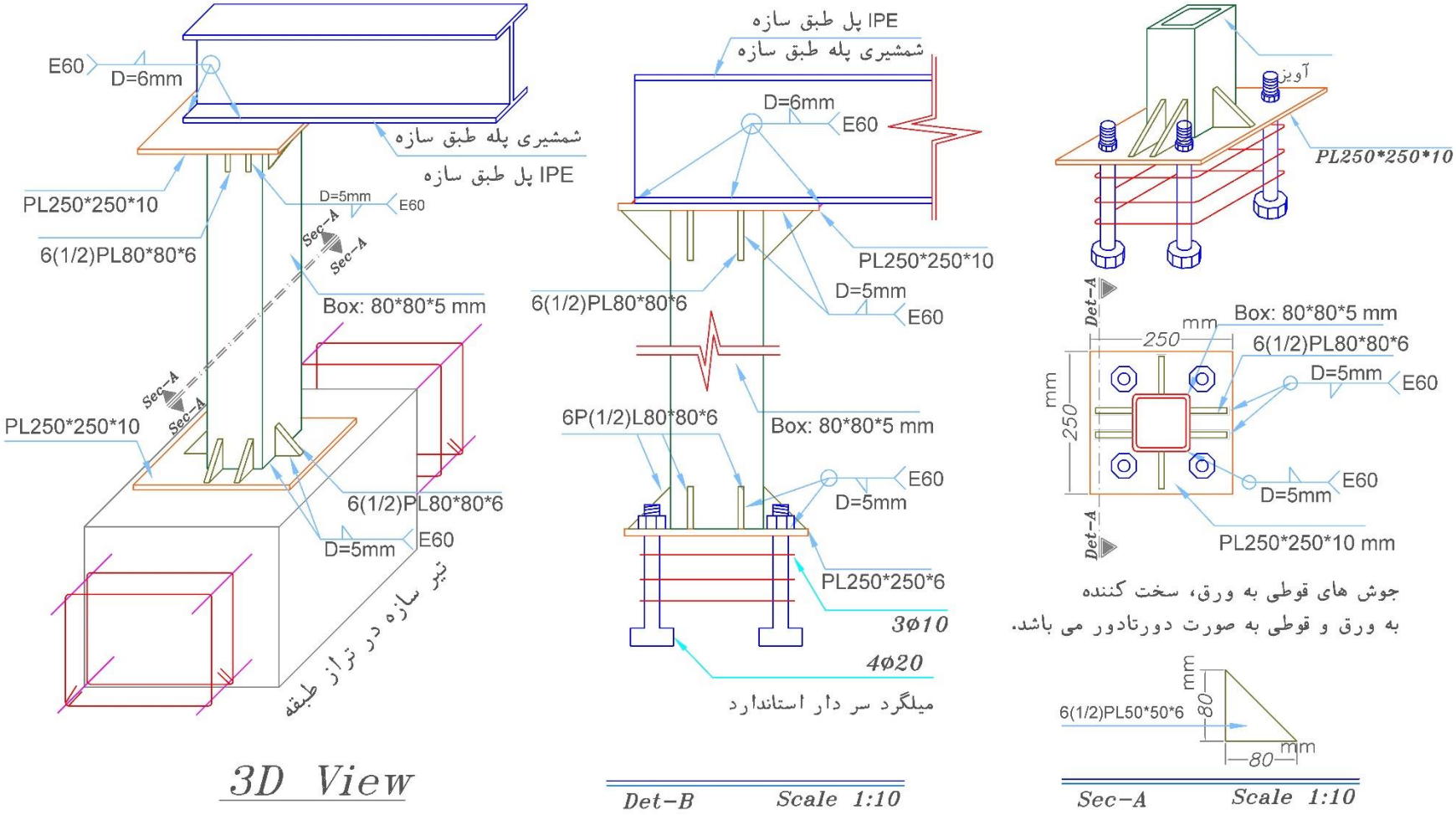
- مصالح دارای استاندارد و تاییدیه های فنی لازم انتخاب و اجرا گردد.
- محافظت از خوردگی قطعات فلزی الزامی است.
- اجرا توسط مجری ذیصلاح دارای تاییدیه سازمان های زیربط انجام شود.
- طراحی اتصالات برای حداکثر شمشیری با سایز IPE 180 انجام شده است.



تصویر شماره ۳-۲۹: جزئیات اتصال آویز کششی سرویس پله به سازه

توضیحات

- مصالح دارای استاندارد و تاییدیه های فنی لازم انتخاب و اجرا گردد.
- اجرا توسط مجری ذیصلاح دارای تاییدیه سازمان های زیربط انجام شود.
- محافظت از خوردگی قطعات فلزی الزامی است.
- طراحی اتصالات برای حداکثر شمشیری با سایز IPE 180 انجام شده است.



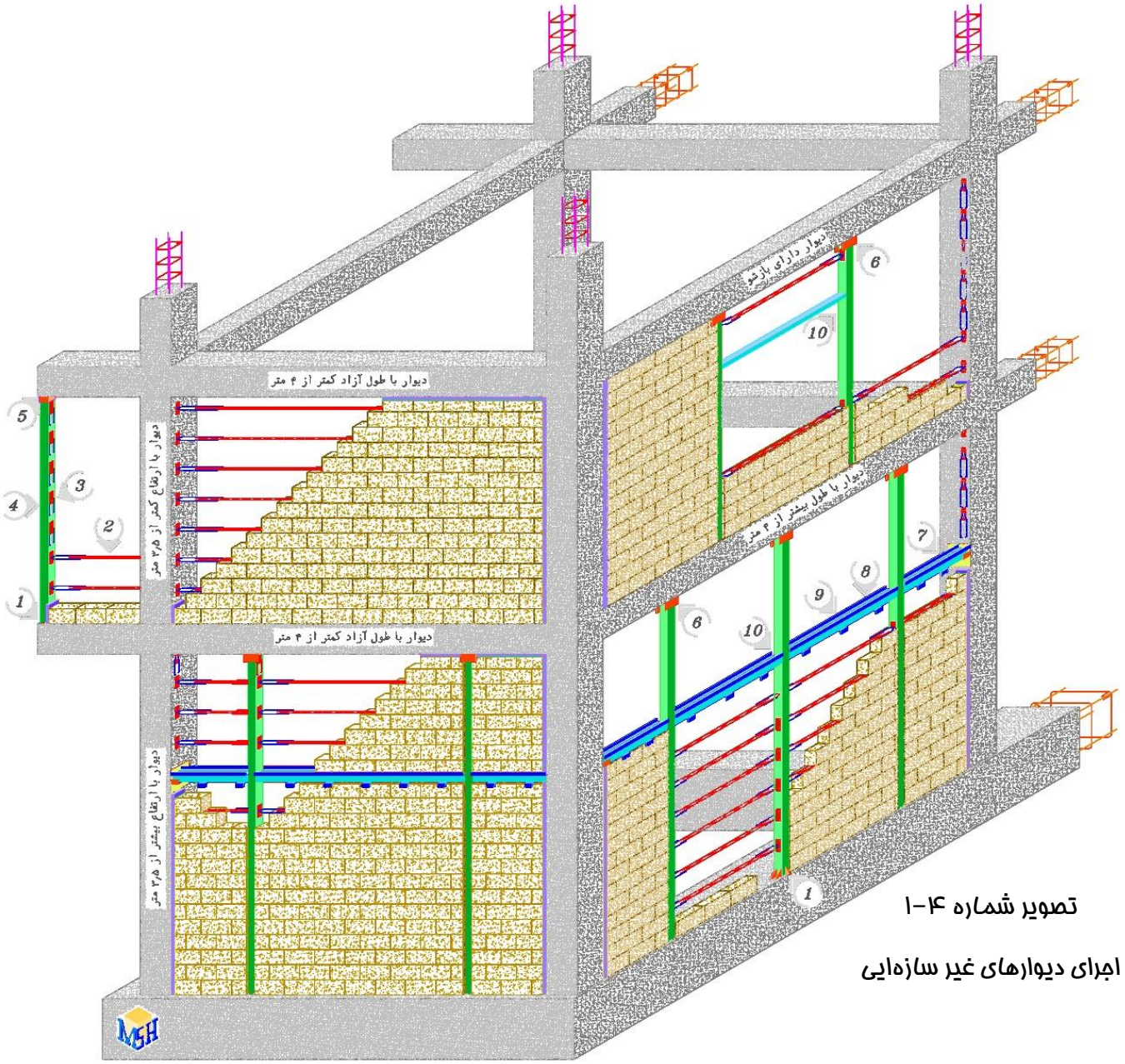
تصویر شماره ۳-۳۰: جزئیات اتصال ستونک فشاری سرویس پله به سازه

فصل چهارم

جزئیات اجرایی دیوارهای غیرسازه‌ای

اجزاء:

۱. اتصال مفصلی در پایین وادار
۲. میلگردهای بستر
۳. گیره و قلاب
۴. وادار
۵. اتصال تلسکوپی
۶. اتصال کشویی
۷. اتصال نشیمن تیرک افقی
۸. تیرک افقی
۹. نبشی‌های تیرک افقی
۱۰. اتصال تیرک به وادار



تصویر شماره ۴-۱

اجرای دیوارهای غیر سازه‌ایی

دیوار

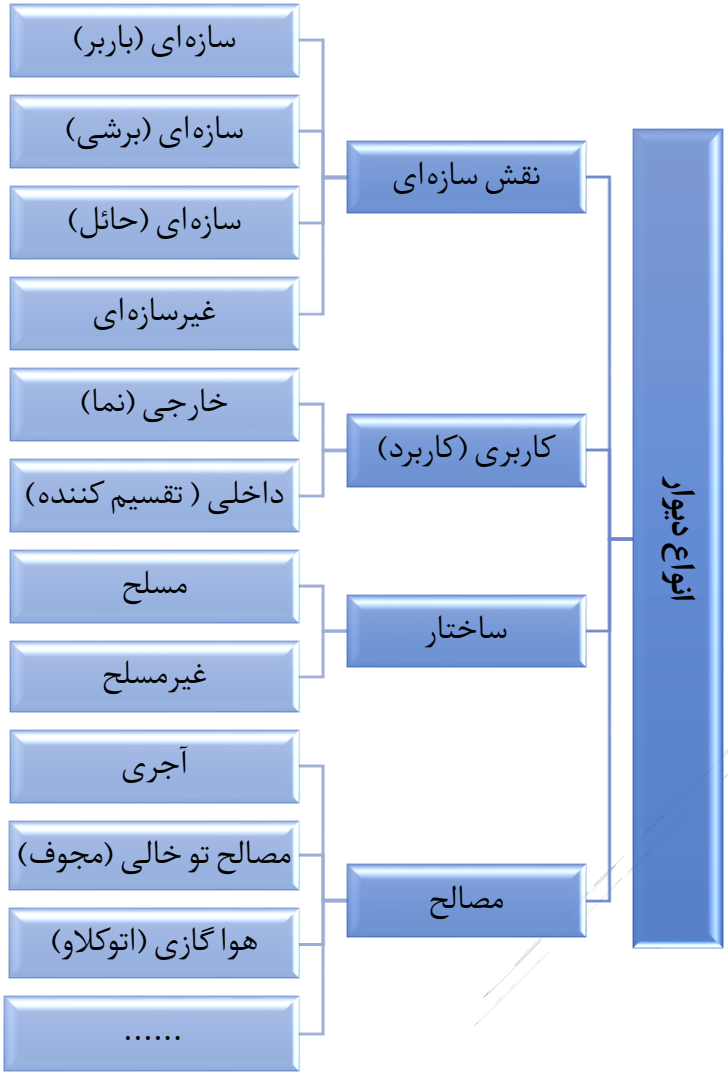
دیوارها از اجزای اجتناب‌ناپذیر هر ساختمانی هست که نقش اساسی در تعیین حریم ساختمان، تقسیم‌بندی فضاها و ... دارند. ازآنجایی‌که نیروی زلزله در ساختمان ضریبی از وزن ساختمان است، درصورتی‌که سازه تحت اثر بار باد یا زلزله قرار بگیرد، ساختمان سبک‌تر، نیروی زلزله کمتری جذب می‌کنید و همچنین هر چه سازه شکل‌پذیرتر باشد، ساختمان در مقابل نیروهای جانبی بهتر می‌تواند، بدون خرابی تغییر شکل دهد.

دیوارها از مصالح بنایی ساخته می‌شوند که عمدتاً دارای دو ضعف وزن زیاد و عدم شکل‌پذیری هستند. در جهت رفع این نواقص، پیشنهاد می‌گردد؛ در سازه‌ها حدالمقدور از بلوک‌های سبک استفاده شود. بلوک‌های توخالی و هواگازی سبک‌تر از آجرهای فشاری بوده و در اولویت انتخاب قرار دارند. برای شکل‌پذیری دیوارها، باید آن‌ها را با مصالح مناسب مسلح کنیم. انواع روش‌های مسلح کردن وجود دارد و در مراجع علمی بدان پرداخته‌اند در اینجا به روش استفاده از میلگرد بستر بسنده می‌شود.

انواع دیوار

دیوارها به دسته‌های مختلفی تقسیم می‌شوند. از جمله دیوارهای سازه‌ای و غیرسازه‌ای، دیوارهای خارجی و داخلی، دیوارهای مسلح و غیرمسلح

فلوچارت دسته‌بندی دیوارها



خرابی‌های دیوارهای غیرمسلح

تصویر شماره ۴-۲: تخریب خارج از صفحه دیوارهای بنایی غیر مسلح در زلزله‌های امیلیا ـ نشریه ۷۲۹

تصویر شماره ۴-۳: تخریب خارج از صفحه دیوارهای بنایی غیر مسلح در زلزله‌های منجیل و بووچ - نشریه ۷۲۹

تصویر شماره ۴-۴: تخریب خارج از صفحه دیوارهای بنایی غیر مسلح در زلزله کرمانشاه - سرپل ذهاب - مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی

بخش‌های تشکیل‌دهنده دیوار

- واحد بنایی

بلوک‌ها، المان اصلی چیدمان دیوار هستند و از جنس‌های مختلف و ابعاد و اندازه‌های گوناگون وجود دارند؛ از جمله:

خشت: ساخته شده از رس خشک شده در دمای پایین

سفال: ساخته شده از رس پخته شده در دمای بالا (کوره)

بلوک‌های سیمانی: ساخته شده از سیمان و شن و ماسه در سه دسته سنگین، نیمه سبک و سبک. نوع بلوک‌های سیمانی سبک کاربرد فراوان‌تری در دیوارچینی دارد و با توجه به محبوبیت آن انواع مختلفی از این نوع بلوک تولید شده است.

لیکا[۱۲]: ساخته شده از رس منبسط شده و از نوع بلوک سیمانی سبک هست.

بلوک‌های بتنی گازی (AAC)[۱۳]: ساخته شده از بتن متخلخل از هوا که بیش از ۵۰ درصد حجم آن را هوا تشکیل داده است.

- ملات

ملات ماده اتصال‌دهنده واحدهای بنایی هست که نقشه چسب را برعهده دارد و انواع مختلفی دارد از جمله: ماسه و سیمان، آهک، گچ یا گچ و خاک، چسب و ...

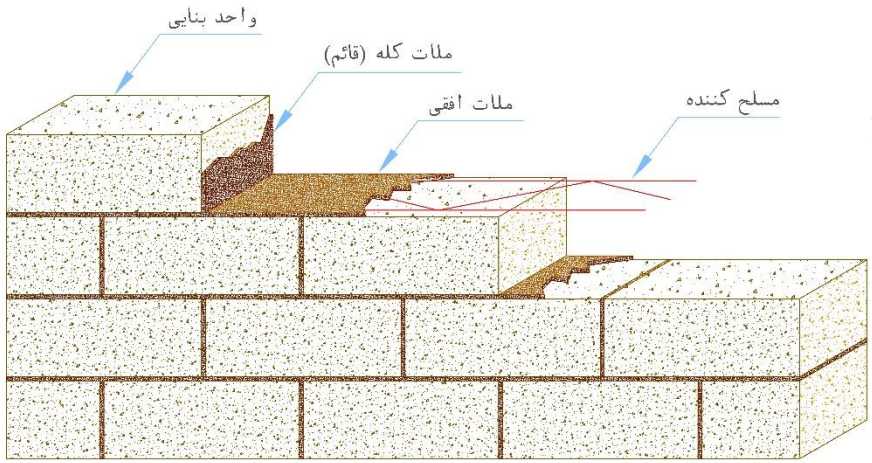
ملات در دو جهت افقی و قائم بین واحدهای بنایی اجرا می‌شوند.

ردیف‌های افقی ملات بین هر ردیف واحد بنایی که بند بستر نیز می‌گویند و ردیف‌های قائم بین هر واحد بنایی که به آن ملات کله (قائم) نیز می‌گویند.

- مسلح کننده‌ها

المان‌هایی جهت بهبود شکل‌پذیری دیوار هستند که در جنس و اشکال مختلف به‌صورت افقی و یا قائم به کار می‌روند. بزرگ‌ترین ویژگی مثبت مسلح کننده‌ها که باعث بهبود شکل‌پذیری دیوار می‌شوند ظرفیت کششی آن‌هاست که واحد بنایی و ملات ظرفیت کششی کمی دارند و مسلح‌کننده‌ها جهت جبران این نقص در دیوار به کار می‌روند.

در این کتاب از انواع مسلح‌کننده فقط به میلگرد بستر بسنده شده است. سایر مسلح کننده‌ها در آیین‌نامه‌های معتبر معرفی شده‌اند.



تصویر شماره ۴-۵: بخش‌های تشکیل دهنده دیوار

۱۲- Leka: Light Expanded Clay Aggregate

۱۳- AAC: Autoclaved Aereted Concrete

مشخصات مقطع خالص و مقطع مؤثر

در محاسبات مربوط به تنش و مقاومت اسمی دیوار لازم است از مشخصات مقطع مؤثر دیوار استفاده شود.

ممکن است سطح مقطع مؤثر دیوار در امتدادهای افقی و قائم باهم برابر نباشند. در این صورت می‌توان از سطح مقطع مؤثر افقی دیوار در هر دو امتداد استفاده نمود.

برای بلوک‌های توخالی مقطع مؤثر را می‌توان برابر مقطع دو پوسته خارجی بلوک در نظر گرفت.

در مقاطعی که شامل دو نوع مصالح با تفاوت فاحش در مدول الاستیک می‌باشد (همانند بلوک AAC پر شده با دوغاب)، برای محاسبه تنش‌ها می‌توان مقطع معادل را در نظر گرفت.

برای محاسبه سختی یا لاغری دیوار می‌توان از مقطع خالص واحدهای بنایی دیوار استفاده نمود. برای دیوارهای غیرسازه‌ای در جهت اطمینان می‌توان مقطع خالص دیوار را برابر مقطع مؤثر آن در نظر گرفت. این تقریب منجر به کاهش سختی دیوار می‌شود؛ لذا برای دیوارهای سازه‌ای مناسب نمی‌باشد.

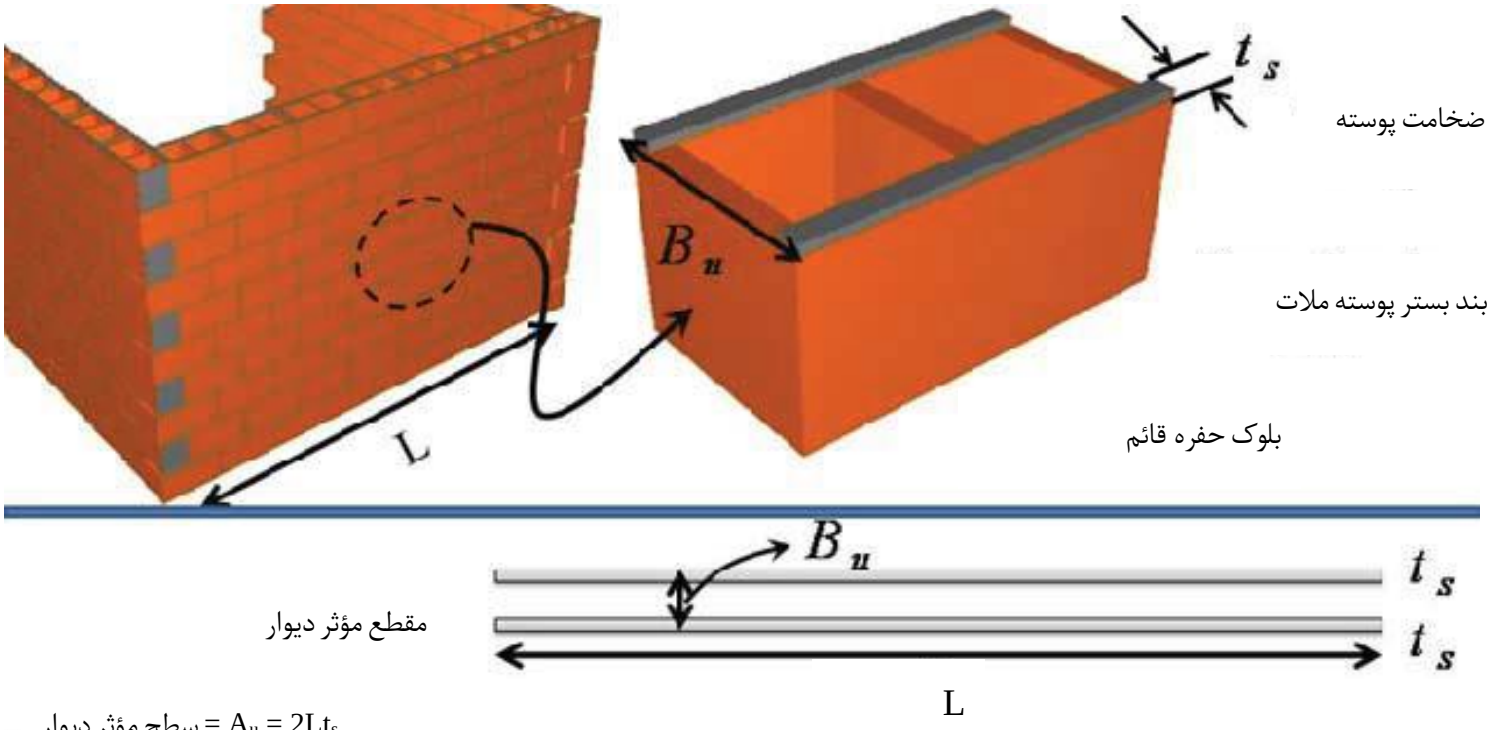
شکل (ن ۷۲۹: ۲-۱) نشان‌دهنده تفاوت مابین مقطع مؤثر و مقطع خالص یک دیوار ساخته شده با بلوک‌های حفره قائم و بند بستر پوسته ملات می‌باشد. شایان‌ذکر است که از مقطع مؤثر به‌منظور محاسبه مقاومت دیوار و از مقطع خالص برای محاسبه سختی دیوار استفاده می‌شود. درصورتی‌که بند بستر از نوع تمام ملات باشد و جان انتهایی واحد بالایی دقیقاً بر روی جان میانی واحد تحتانی قرار گیرد، تفاوتی مابین مقطع مؤثر و مقطع خالص وجود نخواهد داشت. با توجه به اینکه این شرایط معمولاً در عمل ایجاد نمی‌گردد، لذا توصیه می‌شود در جهت اطمینان، سطح مقطع مؤثر دیوار براساس سطح مقطع پوسته واحدها و سطح مقطع پوسته واحدها و سطح مقطع خالص دیوار براساس سطح مقطع خالص واحدها به دست آیند (مطابق شکل (ن ۷۲۹: ۲-۱))

در شکل (ن ۷۲۹: ۲-۲) مقطع مؤثر و خالص یک دیوار ساخته شده با بلوک‌های حفره افقی و بند بستر تمام ملات نشان‌داده‌شده است. همان‌طور که در شکل مشخص است، در این حالت خاص مقطع مؤثر و مقطع خالص دیوار مشابه یکدیگر می‌باشند.

در صورت عدم وجود اطلاعات دقیق و قابل‌اطمینان در خصوص ضخامت پوسته‌ها و جان‌های واحدهای بنایی، می‌توان از مقادیر زیر استفاده نمود:

- برای واحدهای رسی، ضخامت پوسته برابر ۱۵ میلی‌متر و ضخامت جان برابر ۱۰ میلی‌متر
- برای واحدهای سیمانی: ضخامت پوسته برابر ۲۰ میلی‌متر و ضخامت جان برابر ۱۵ میلی‌متر
- واحدهای AAC معمولاً توپر بوده و ضخامت پوسته و جان در آن‌ها مطرح نمی‌باشد. درصورتی‌که از واحدهای AAC توخالی استفاده شود، لازم است ضخامت پوسته و جان به طور دقیق از سازنده گرفته شود.

در مورد واحدهای بنایی توخالی، سطح مقطع مؤثر و خالص ممکن است در دو جهت (خمشی قائم و خمش افقی) با یکدیگر برابر نباشند. در این صورت می‌توان در جهت اطمینان سطح مقطع مؤثر را براساس سطح مقطع پوسته واحدها در نظر گرفته و از اثر جان واحدها صرف‌نظر نمود.



تصویر شماره ن ۷۲۹: ۲-۱- مقطع مؤثر و خالص دیوار ساخته شده با بلوک‌های توخالی حفره قائم و بند بستر پوسته

ملاحظات کلی[۱۴]

لازم است دیوارهای غیرسازه‌ای بسته به نوع قرارگیری آن، در مقابل بارهای وارده ناشی از فشار و مکش باد و نیروها و جابه‌جایی‌های زلزله و بارهای ناشی از ضربه مهار شوند.

در طراحی دیوارها در برابر بارهای وارده سه عامل به شرح زیر باید مورد بررسی و کنترل قرار گیرد:

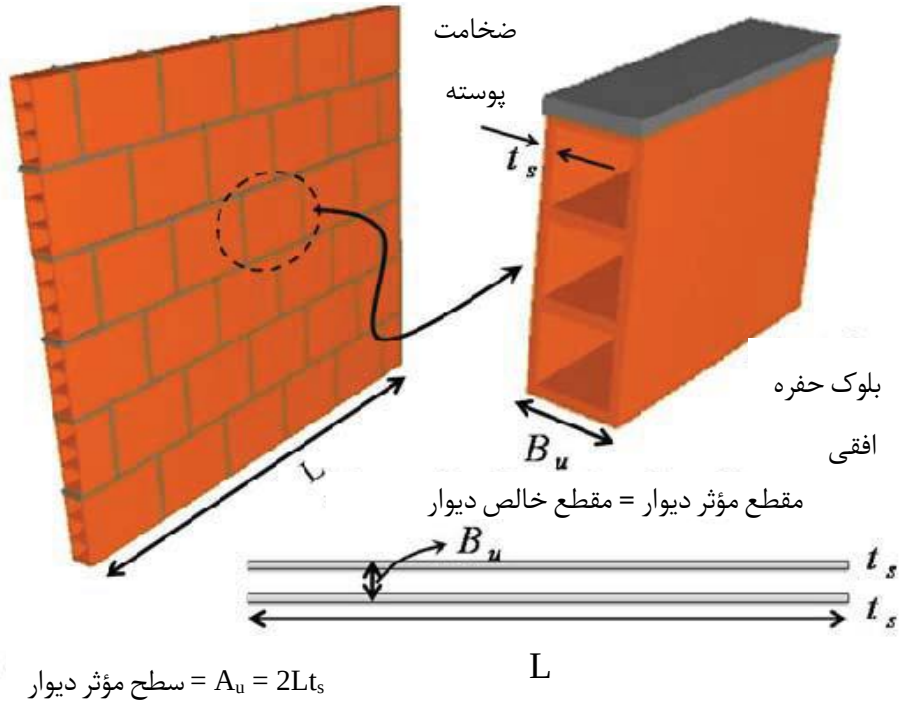
۱. اتصال دیوار به تکیه‌گاه باید قادر به تحمل نیروهای خارج از صفحه وارده به دیوار ناشی از بار باد، زلزله و اثرات ضربه باشد.
۲. دیوار باید در راستای داخل صفحه از سازه جدا شود.
۳. دیوار باید قادر به تحمل جابه‌جایی نسبی و تغییر شکل‌های تعریف شده در این دستورالعمل باشد.

قیود موردنیاز برای مهار دیوار براساس اندازه و وزن قطعات آن تعیین می‌شود. در انتخاب و نصب قیود نکات زیر باید رعایت شود:

مهار نصب شده برای دیوار با مهار نصب شده برای سیستم‌های دیگر تداخل نکند.

در صورت نیاز به سوراخ کردن سقف یا در مواردی که تجهیزات دیگری در مسیر انتقال بار قرار داشته باشند، باید تمهیدات ویژه‌ای در نظر گرفته شود.

انتهای مهار لرزه‌ای همواره باید به قطعه‌ای متصل باشد که مقاومت کافی در برابر بار طراحی ناشی از بارهای زلزله، باد و ضربه را داشته باشد.



سطح مؤثر دیوار = $A_u = 2Lt_s$

ممان اینرسی خارج از صفحه مقطع مؤثر دیوار = $I = 2Lt_s\,(0.5B_u - 0.5t_s)^2$

تصویر شماره ن ۷۲۹: ۲-۲- مقطع مؤثر و خالص دیوار ساخته شده با بلوک‌های توخالی حفره افقی و بند بستر تمام ملات

۱۴ - نشریه ۸۱۹

دیوارهای بنایی مسلح[۱۵]

مسلح نمودن دیوار بنایی می‌تواند به‌صورت تعبیه میلگردهای بستر خرپایی یا نردبانی به‌صورت افقی و یا استفاده از میلگردهای آجدار در امتداد قائم یا افقی و یا ترکیبی از این روش‌ها انجام شود. مزیت استفاده از میلگردهای بستر در این است که میلگرد در ملات بستر مدفون شده و لازم به ریختن دوغاب نیست. همچنین برای استفاده از میلگردهای بستر لازم نیست واحدهای بنایی شکل خاصی داشته باشند و حتی در مورد دیوارهای ساخته شده با واحدهای بنایی توپر نیز استفاده از میلگردهای بستر امکان‌پذیر است. در مقابل استفاده از میلگردهای معمولی مستلزم استفاده از واحدهای بنایی سوراخ‌دار می‌باشد، به‌طوری که برای استفاده از میلگردهای آجدار افقی، لازم است واحد بنایی فاقد جان باشد، (یا جان آن شکسته شده باشد). البته درصورتی‌که از دیوارهای دولایه استفاده شود، می‌توان میلگردهای آجدار را مابین لایه‌ها قرار داده و فضای خالی مابین دولایه دیوار را با دوغاب پر نمود. بدیهی است که این کار منجر به افزایش ضخامت دیوار و کاهش سرعت ساخت خواهد شد. شایان‌ذکر است که المان‌های بنایی را با سایر روش‌ها نظیر استفاده از صفحات پلیمر مسلح (FRP) و شبکه‌ها یا صفحات فولادی نیز می‌توان مسلح نمود.

همانند سازه‌های بتنی، در سازه‌های بنایی نیز دلیل اصلی استفاده از میلگردهای فولادی یا میلگردهای بستر، جبران ضعف مصالح بنایی در تحمل تنش‌های کششی می‌باشد. نکته‌ای که باید در نظر داشت این است که اغلب آیین‌نامه‌ها و دستورالعمل‌ها در دیوارهای بنایی مسلح از مقاومت کششی مصالح بنایی صرف‌نظر کرده و فرض می‌کنند تمام کشش توسط المان فولادی تحمل خواهد شد، دلیل این امر این است که سختی و ظرفیت کششی فولاد و مصالح بنایی بسیار متفاوت بوده و مصالح بنایی و فولاد هم‌زمان نقش برابری را ایفا نمی‌کنند. در نتیجه کرنش در مقطع دیوار را می‌توان با یک تحلیل ممان - انحنا ظرفیت خمشی خارج از صفحه (و نیز داخل صفحه) دیوار بنایی مسلح را تخمین زد. دراین‌خصوص کرنش نهایی المان‌های رسی برابر ۰٫۰۰۳۵ و برای دیوارهای AAC برابر ۰٫۰۰۳ و این مقدار برای دیوارهای ساخته شده با واحدهای سیمانی برابر ۰٫۰۰۲۵ می‌باشد. اهمیت مسلح کردن دیوارهای بنایی به حدی است که اکثر آیین‌نامه‌ها و دستورالعمل‌ها لازم می‌دانند که حتی دیوارهای غیرسازه‌ای نیز در مناطق با لرزه‌خیزی بالا دارای حداقل تسلیحاتی باشند.

از جمله مزیت‌های دیوارهای بنایی مسلح می‌توان به موارد زیر اشاره داشت:

- وابستگی کم مقاومت دیوار به نوع ملات به‌خصوص در رفتارهای کنترل شونده توسط خمش.
- عدم وابستگی به چینش واحدهای بنایی به‌طوری که استفاده از پیوند ممتد و غیر ممتد تأثیر چندانی در مقاومت داخل و خارج صفحه نخواهد داشت.
- بااین‌حال حتی در دیوارهای مسلح نیز استفاده از پیوند ممتد توصیه می‌شود.
- بهبود قابل‌توجه در شکل‌پذیری و قابلیت جذب انرژی دیوار.
- کاهش ترک‌های ناشی از جمع‌شدگی و تغییر شکل‌های حرارتی.

شایان‌ذکر است که در دیوارهای بنایی غیرمسلح بروز ترک به معنای گسیختگی دیوار می‌باشد، حال آنکه در دیوارهای بنایی مسلح چنین نبوده و نه تنها بروز ترک مجاز می‌باشد،

۱۵ - نشریه شماره ۷۲۹ - بخش ۱-۳

بلکه اساساً کلیه تحلیل‌ها براساس مقطع ترک‌خورده دیوار انجام می‌شود. همچنین دیوارهای مسلح از انسجام بهتری در حین زلزله برخوردار می‌باشند. (شکل‌های ن ۷۲۹: ۱-۱۳ و جدول ۷: ۱-۱۴ را با یکدیگر مقایسه کنید.)

تصویر شماره ن ۷۲۹: ۱-۱۳: فروریزش خارج از صفحه میانقاب دو لایه فاقد میلگرد بستر

تصویر شماره ن ۷۲۹: ۱-۱۴: حفظ پایداری خارج از صفحه میانقاب تک لایه به واسطه استفاده از میلگرد بستر

چیدمان واحدهای بنایی

لازم است چیدمان بلوک‌های بنایی به‌صورت پیوند ممتد انجام شود به نحوی که فاصله بندهای کله (قائم) در دو ردیف متوالی حداقل برابر یک‌چهارم طول واحد بنایی باشد. در بسیاری از موارد این فاصله برابر نصف طول واحد بنایی در نظر گرفته می‌شود به‌طوری که بندهای کله در ردیف‌های یک‌درمیان با یکدیگر هم امتداد می‌شوند.

اگرچه استفاده از پیوند قائم ارجحیت دارد، اما درصورتی‌که به هر دلیل چیدمان بلوک‌ها به‌صورت پیوند ممتد نباشد، لازم است در فواصلی حداکثر ۱۲۰۰ میلی‌متری از میلگرد بستر استفاده شود. نسبت سطح مقطع میلگرد بستر به سطح مقطع کلی دیوار در جهت قائم نباید از ۰٫۰۰۰۲۸ کمتر باشد. برای دیواری با ضخامت ۱۰۰ میلی‌متر، قرار دادن میلگرد بستر با قطر مفتول ۴ میلی‌متر به فواصل ۴۵۰ میلی‌متر در ارتفاع دیوار، نسبت آرماتور فوق را تأمین خواهد کرد. شایان‌ذکر است که نسبت آرماتور میلگرد بستر برابر حاصل تقسیم سطح مقطع یکی از مفتول‌های طولی میلگرد بستر بر سطح مقطع کلی دیوار می‌باشد.

میلگرد بستر[۱۶]

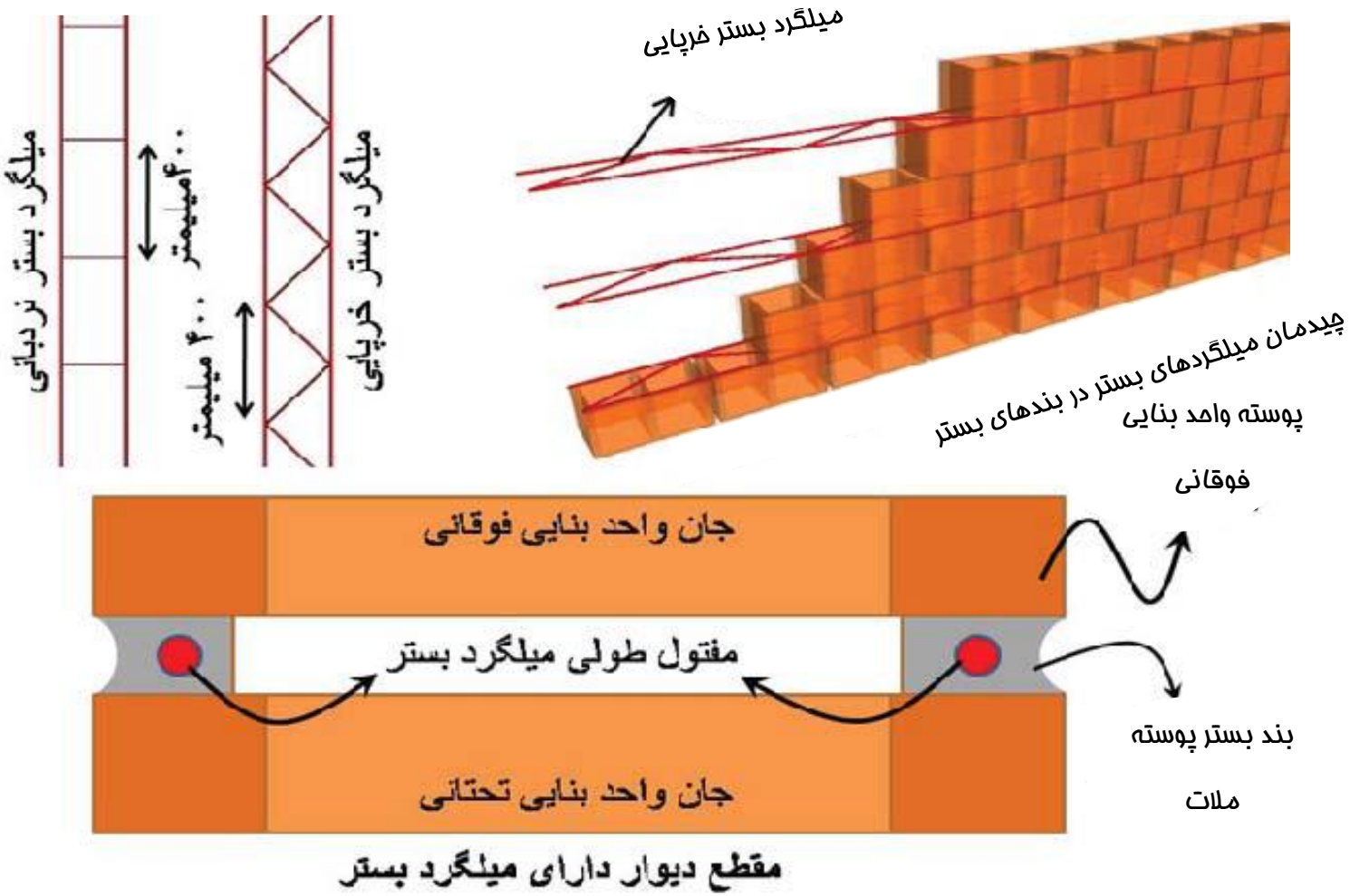
میلگرد بستر، المانی فولادی است که در بند بستر دیوار قرار می‌گیرد. اگرچه میلگرد بستر می‌تواند یک میلگرد آجدار معمولی باشد، لیکن معمولاً میلگردهای بستر به‌صورت دو مفتول ساده و یا آجدار می‌باشند که توسط یک مفتول میانی به یکدیگر متصل هستند (شکل (ن۷۲۹: ۳-۱)).

اگر مفتول میانی به شکل ۷ و ۸ باشد، میلگرد بستر از نوع خرپایی بوده و اگر به شکل عمود بر مفتول‌های طولی باشد، میلگرد بستر از نوع نردبانی خواهد بود (شکل ۴-۳). میلگردهای بستر خرپایی از سختی بیشتری برخوردار بوده و استفاده از آن نسبت به میلگردهای بستر نردبانی اولویت دارد. لازم است میلگرد بستر به شکل کامل در داخل ملات بستر مدفون شود تا از طریق ملات، پیوستگی میان میلگرد بستر و واحدهای بنایی برقرار گردد. برشی از مقطع دیوار مسلح شده توسط میلگرد بستر در شکل (۴-۳) نشان‌داده‌شده است. همان‌طور که در این شکل نشان‌داده‌شده است لازم در فواصل

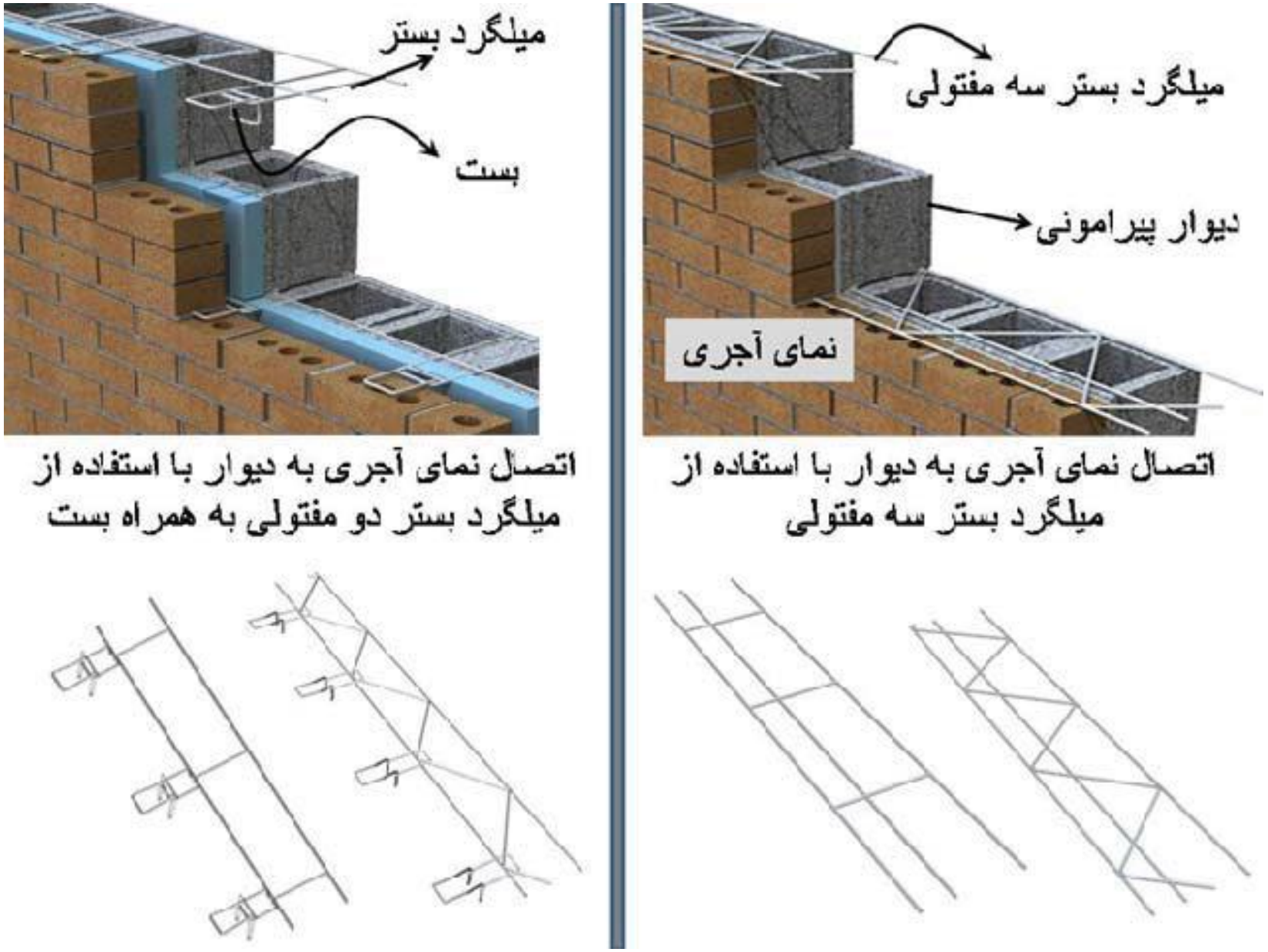
شکل ن ۷۲۹: ۳-۱: میلگرد بستر خرپایی قبل از پخش کردن ملات بستر بر روی آن

۱۶ - نشریه ۷۲۹ بخش شماره ۳-۱

حداکثر برابر با ۴۰۰ میلی‌متر مفتول‌های طولی میلگرد بستر به مفتول میانی متصل شوند.



شکل ن ۷۲۹: ۳-۲: مشخصات هندسی میلگردهای بستر و چینش آن‌ها به عنوان میلگرد افقی در دیوار



شکل ن ۷۲۹: ۳-۳: اتصال نمای بنایی به دیوارهای پیرامونی با استفاده از میلگرد بستر

مزایا و موارد استفاده[۱۷]

مزایای استفاده از میلگرد بستر را می‌توان به‌صورت زیر برشمرد:

- کنترل عرض و فواصل ترک‌های ناشی از جمع‌شدگی و تغییر شکل‌های حرارتی
- افزایش مقاومت و شکل‌پذیری خمش خارج از صفحه دیوار
- افزایش مقاومت برشی داخل صفحه دیوار
- افزایش انسجام دیوار در حین زلزله و جلوگیری از فروریزش خارج از صفحه
- بهبود شکل‌پذیری دیوار
- برقراری اتصال مکانیکی برای نمای بنایی (آجری یا سنگی)
- عدم نیاز به استفاده از واحدهای بنایی با هندسه ویژه
- عدم نیاز به تزریق دوغاب
- عدم نیاز در تغییر روند ساخت دیوار
- امکان تعبیه به‌صورت قائم در دیوار
- اتصال دیوارهای دولایه به یکدیگر
- تأمین تسلیحات موردنیاز اطراف بازشوها
- طول وصله و طول مهاری کم به دلیل کوچک بودن قطر مفتول و ساختار شبکه‌ایی میلگرد بستر
- امکان برقراری اتصال در دیوارهای متقابل با استفاده از میلگرد بستر

۱۷ - نشریه ۷۲۹- بخش شماره ۳-۲

لازم به توضیح است در دیوارهای با عملکرد دوطرفه و نیز دیوارهای دهانه افقی، میلگردهای بستر مستقیماً باعث بهبود خمشی خواهند شد. در مورد دیوارهای دهانه قائم اگرچه میلگردهای بستر به شکل مستقیم در مقاومت خمشی تاثیری ندارند، لیکن به واسطه بهبود عملکرد داخل صفحه دیوار و کاهش ترک‌های احتمالی، به شکل غیرمستقیم منجر به بهبود عملکرد خارج از صفحه دیوارهای دهانه قائم نیز خواهند شد. لازم به یادآوری است رفتار خارج و داخل صفحه دیوار دارای اندرکنش بوده به‌طوری که آسیب دیدگی درون صفحه می‌تواند منجر به کاهش مقاومت خارج از صفحه شود و بالعکس.

مشخصات فنی[۱۸]

حداقل قطر مفتول‌ها ۴ میلی‌متر و حداکثر قطر مفتول‌ها برابر نصف ضخامت ملات بستر می‌باشد. با توجه به اینکه ضخامت ملات بستر نازک نباید از ۱۶ میلی‌متر تجاوز کند، لذا حداکثر قطر ممکن برای مفتول‌ها ۸ میلی‌متر خواهد بود. البته در اکثر موارد ضخامت ملات بستر ۱۰ میلی‌متر بوده و از مفتول‌های با قطر ۴ میلی‌متر الی ۴٫۵ میلی‌متر استفاده می‌شود.

فولاد مصرفی در ساخت مفتول‌ها لازم است دارای حداقل تنش تسلیم ۴۵۰ مگاپاسکال و حداقل تنش نهایی ۵۵۰ مگاپاسکال باشد. نسبت تنش نهایی به تنش نباید کمتر از ۱٫۲ باشد. درصورتی‌که تنش تسلیم از مقدار فوق کم‌تر باشد، در صورت تأیید مهندس محاسب، استفاده از آن بلامانع خواهد بود به شرطی که نسبت تنش نهایی به تنش تسلیم همچنان ۱٫۲ کم‌تر نباشد.

۱۸ - نشریه ۷۲۹ - بخش شماره ۳-۳

به‌منظور جلوگیری از خوردگی، لازم است میلگردهای بستر به‌صورت گالوانیزه تولید شده و یا دارای پوشش اپوکسی باشند. در غیر این صورت میلگردهای بستر باید از فولادی ضد زنگ ساخته شده باشند.

به‌منظور پیوستگی بهتر میان میلگرد بستر و ملات، لازم است مفتول‌های طولی میلگرد بستر دارای سطحی آجدار باشند. مفتول میانی که دو مفتول طولی را به یکدیگر متصل می‌کند، می‌تواند به‌صورت ساده و دارای سطحی صاف باشد.

سایر الزامات[۱۹]

مسلح کردن دیوار با استفاده از میلگرد بستر

- در مورد میلگردهای بستر مصرفی در دیوارهای ساخته شده با واحدهای رسی یا سیمانی، حداقل قطر مفتول مصرفی ۴ میلی‌متر و حداکثر قطر آن برابر نصف ضخامت بند بستر (افقی) می‌باشد.
- میلگردهای بستر لازم است از نوع گالوانیزه بوده و درصورتی‌که دیوار تحت سیکل‌های رطوبتی قرار داشته باشند، حداقل پوشش آن‌ها برابر ۱۵ میلی‌متر و در غیر این صورت حداقل پوشش برابر ۱۰ میلی‌متر می‌باشد.
- این پوشش توسط ملات بستر تأمین خواهد شد. به بیان دیگر پهنای میلگردهای بستر لازم است از هر طرف حداقل به میزان پوشش موردنیاز کوچک‌تر از ضخامت دیوار باشد.
- حداقل پوشش موردنیاز برای میلگرد بستر در شرایطی که دیوار در معرض خاک یا هوا قرار ندارد ۱۰ میلی‌متر و در غیر صورت ۱۵ میلی‌متر می‌باشد.
- حداقل طول همپوشانی در محل وصله میلگردهای بستر ۷۵ برابر قطر مفتول می‌باشد. درصورتی‌که مطابق شکل (۵-۳) میلگردهای وصله شده در دو بند بستر متوالی قرار داشته باشند، لازم است حداقل طول وصله ۵۴ برابر قطر مفتول به‌علاوه ۲ برابر فاصله دو بند بستر در نظر گرفته شود. در شرایطی که از میلگرد بستر تنها به‌منظور حفظ انسجام (حداقل میلگرد بستر براساس الزامات لرزه‌ای) و نیز کنترل ترک‌های دیوار استفاده شده باشد، می‌توان حداقل طول همپوشانی لازم را ۵۰ برابر قطر مفتول یا ۱۵۰ میلی‌متر (هرکدام که بیش‌تر باشد) در نظر گرفت.
- در محل وصله دو میلگرد بستر، برش مفتول میانی (مفتول ۷ و ۸) بلامانع می‌باشد.
- وصله دو میلگردبستر متوالی نباید در یک امتداد باشد (شکل (ن ۷۲۹: ۵-۳)).
- برای سهولت در قرار دادن میلگرد بستر و نیز فراهم شده پوشش لازم، باید عرض میلگرد بستر حداقل ۳۰ میلی‌متر کمتر از ضخامت دیوار اتخاذ شود.
- میلگرد بستر لازم است در محل درزهای دیوار (درزهای جداکننده، حرارتی و انقطاع) قطع شود به‌طوری که دیوار بتواند آزادانه در محل درز تغییر شکل دهد.
- حداکثر فاصله میلگردهای بستر ۴۵۰ میلی‌متر و یا یک ردیف در میان (هرکدام که بیشتر بود) می‌باشد به حال این فاصله نباید از ۵۰۰ میلی‌متر تجاوز کند.

---

۱۹ - نشریه ۷۲۹ فصل پنجم

- لازم است در اولین بند بستر در بالا و پایین بازشو با بعد کوچک بزرگ‌تر از ۰٫۵ متر، از میلگرد بستر استفاده شود.
- میلگردهای بستر باید عاری از هر گونه روغن، گرد و خاک و یا سایر پوشش‌هایی باشند که ممکن است اثر مخربی در چسبندگی فولاد و ملات داشته باشد.
- میلگرد بستر بهتر است قبل از پخش ملات بر روی واحدهای بنایی قرارداده شده و سپس ملات بر روی آن و واحدهای بنایی پخش شود. به دلیل سطح نامنظم واحدهای بنایی، ملات کاملاً اطراف میلگرد بستر را پر کرده و پیوند آن را با واحدهای بنایی برقرار خواهد نمود. قرار دادن میلگرد بستر بر روی ملات بستر و فشار دادن آن در داخل ملات روند مناسبی نبوده و منجر به ایجاد فضای خالی مابین میلگرد بستر و ملات خواهد شد. همچنین قرار دادن میلگرد بستر مابین دولایه نازک ملات نیز روش مناسبی نمی‌باشد چرا که لایه‌های نازک به سرعت آب خود را از دست داده و چسبندگی خوبی مابین دولایه ملات و واحدهای بنایی ایجاد نخواهد شد.
- سایر وسایل فولادی که به‌منظور اتصالات دیوار استفاده می‌شوند (بست‌ها، قلاب‌ها و ...) اگر در معرض سیکل‌های رطوبتی شدید (بیش از ۷۵٪) باشند، لازم است گالوانیزه و یا از فولاد ضد زنگ ساخته شده باشند.

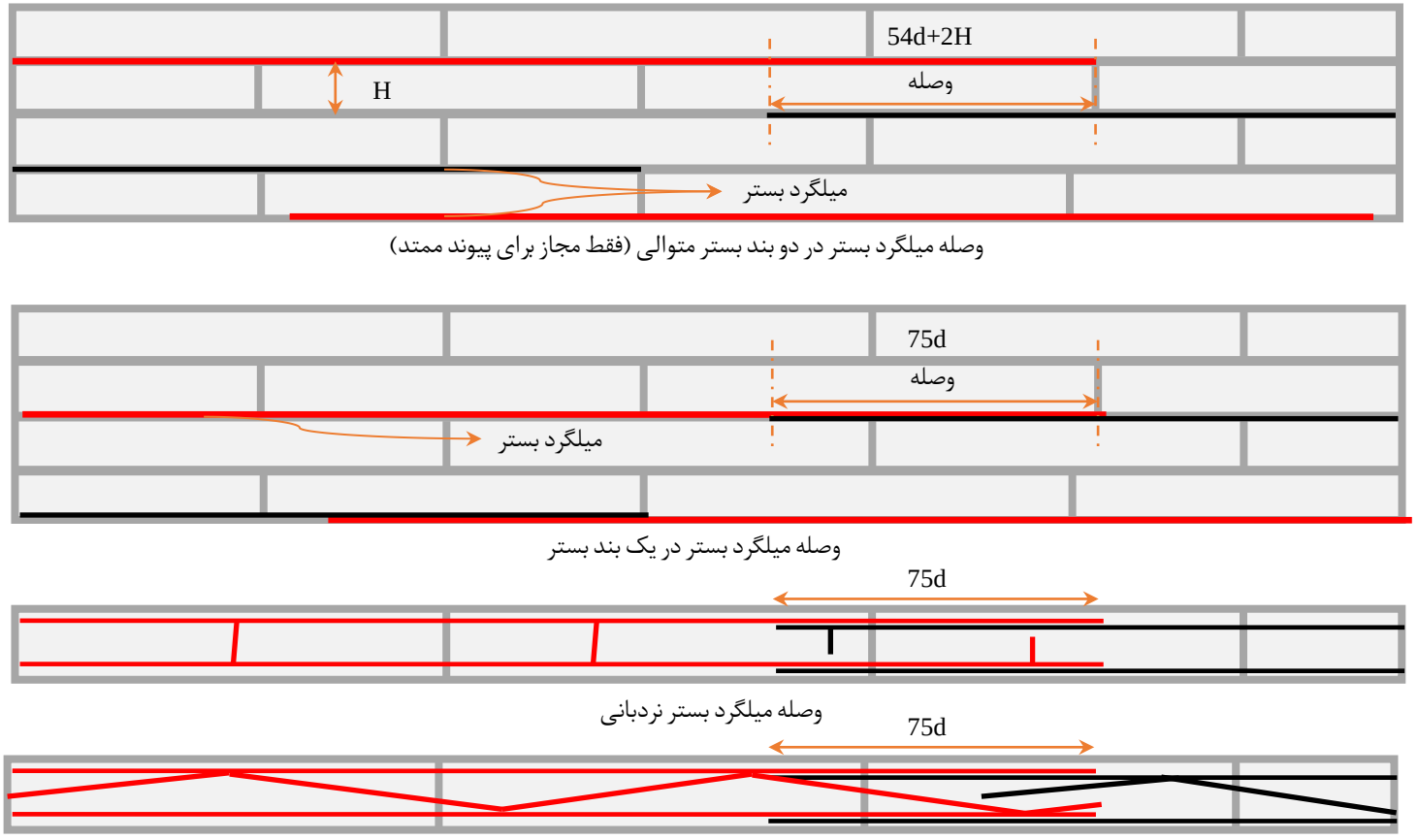
الزامات عمومی

- دیوارهای غیرسازه‌ای داخلی و پیرامونی باید از سیستم باربر جانبی به نحو مناسبی جدا شوند، به‌طوری که تنها نیروی وارد به آن‌ها در حین زلزله، نیروی ناشی از اینرسی خود دیوار باشد.[۲۰]
- درصورتی‌که دریفت غیر الاستیک طبقه (در امتداد صفحه دیوار) در زلزله طرح از ۰٫۰۰۳ تجاوز نکند، اتصال مستقیم دیوارهای غیرسازه‌ای به سازه اصلی بلامانع است.
- دیوارهای غیرسازه‌ای لازم است در جهت افقی و یا در جهت قائم (نه هر دو جهت) دارای حداقل تسلیحات به‌صورت زیر باشند:
  - دیوار در جهت افقی دارای حداقل میلگرد بستر خرپایی یا نردبانی با قطر مفتول ۴ میلی‌متر باشد به‌طوری که میلگردهای بستر در فواصلی حداکثر برابر ۵۰۰ میلی‌متر یا دو ردیف (هرکدام کمتر بود) در ارتفاع دیوار توزیع شده باشند.
  - تعبیه میلگردهای قائم به قطر حداقل ۱۳ میلی‌متر و توزیع آن در هر ۱۲۰۰ میلی‌متر از طول دیوار لازم است در محدوده ۴۰۰ میلی‌متری انتهایی دیوار نیز میلگرد قائم تعبیه گردد. به جای میلگرد می‌توان از میلگرد بستر قائم نیز استفاده شود به شرطی که نسبت آرماتور آن معادل نسبت آرماتور فوق باشد.

---

۲۰ - براساس پیوست ششم استاندارد ۲۸۰۰ امکان متصل بودن دیوار به سازه مشروط به رعایت ضوابط لازم، وجود دارد.

- برای دیوارهای ساخته شده از بلوک AAC تعبیه میلگرد حداقل ضرورت ندارد مگر اینکه محاسبات وجود تسلیحات را لازم بداند.
- در دیوارهایی که دهانه آن‌ها صرفاً به‌صورت افقی است لازم است از میلگرد بستر حداقل افقی و در دیوارهایی که دهانه آن‌ها صرفاً به‌صورت قائم است، باید از آرماتور حداقل قائم استفاده شود. درصورتی‌که دیوار دارای عملکرد دوطرفه باشد وجود تکیه‌گاه در سه یا چهار لبه دیوار، استفاده از هر یک از آرماتورهای حداقل قائم یا افقی مجاز می‌باشد.



شکل ن ۷۲۹: ۵-۳: الزامات مربوط به وصله میلگردهای بستر

پ ۶-۱-۴ ضوابط و الزامات لرزه‌ای اجزای غیر سازه‌ای[21]

پ ۶-۱-۴-۱- دیوارها

در این بند ضوابط و الزامات دیوار، بسته به نوع کاربرد آن ارائه شده است. دیوارها را می‌توان به دو صورت غیر پیوسته (جداسازی شده از سازه اصلی) و یا چسبانده شده به دیوار (میانقابی) طراحی و اجرا نمود. دیوارهای غیر پیوسته به دیواری اطلاق می‌شود که بجز در کف‌ها با پیش‌بینی درز انقطاع از سازه باربر جانبی جدا شده و در سختی آن دخالت ندارند و مزاحمتی برای رفتار سازه ایجاد نمی‌کنند. در دیوارهای غیر پیوسته لازم است دیوار و اتصالات آن صرفاً تحت اثر نیروهای اینرسی خارج صفحه کنترل شوند .الزامات لازم برای جداسازی مطابق جزئیات ارائه شده در این بند باید در کلیه ساختمان‌های بلندتر از چهارطبقه و نیز در ساختمان‌های با اهمیت بسیار زیاد و با طبقات کمتر از چهار طبقه رعایت شود.

دیوارهای چسبانده شده به سازه (میانقابی) در سختی آن دخالت دارند و باید در برآورد نیروهای وارد بر آن طبق بخش پ ۶-۲ دخالت داده شوند. در این صورت باید رفتار و عملکرد میانقابی دیوار و نیروهای وارد بر تیر و ستون و خود دیوار - بر اثر این رفتار - براساس ضوابط ارائه شده در آن بخش در محاسبات لحاظ شود.

تبصره ۱ از بند پ ۶-۱-۴-۱-۲: دیوارهای خارجی که تمام ارتفاع طبقه را پوشش نمی‌دهند (دیوار کوتاه)، بخصوص در ساختمان‌های بتنی، همواره باید از قاب سازه‌ای جدا شوند؛ زیرا در غیر این صورت می‌تواند باعث تشکیل «ستون کوتاه» در سازه شود.

پ ۶-۱-۴-۱-۳ عرض درزهای انقطاع (فاصله جداسازی)

فاصله جداسازی دیوار از ستون به‌اندازه ۰٫۰۱ ارتفاع کف تا کف طبقه و فاصله جداسازی از سقف برابر با بیشترین دو مقدار ۲۵ میلی‌متر و حداکثر خیز درازمدت تیر می‌باشد.

پ ۶-۱-۴-۱-۲- دیوارهای داخلی (تیغه‌ها)

خرابی تیغه‌ها در زلزله یکی از عوامل اصلی آسیب‌رسان بوده است. به‌علاوه در حالاتی که از تیغه‌ها به‌عنوان مهار جانبی برای لوله‌کشی، اتاقک‌های الکتریکی، قفسه‌ها یا دیگر اعضای غیرسازه‌ای استفاده می‌شود، خرابی تیغه‌ها ممکن است باعث آسیب رساندن به این تاسیسات شود. تیغه‌های داخلی باید مانند دیوارهای خارجی از سقف و ستون‌ها جداسازی شوند.

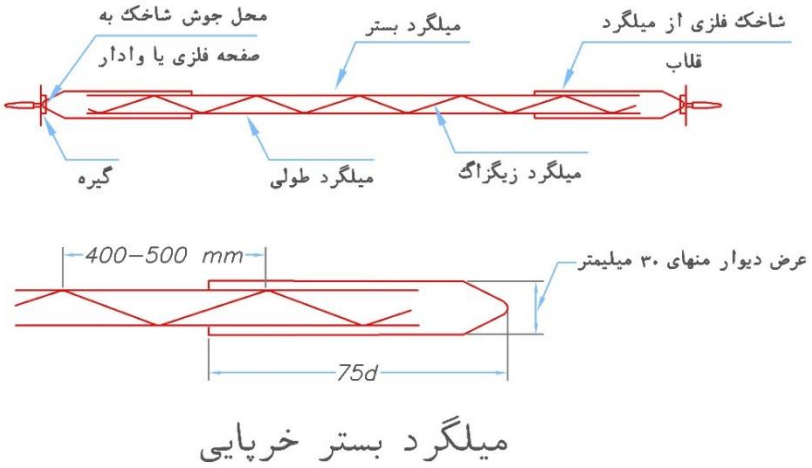
فواصل جداسازی دیوارها از قاب باید توسط مواد تراکم پذیر مناسب از قبیل پشم سنگ ضدرطوبت پر شود؛ مانند دیوارهای خارجی در دیوارهای داخلی نیز توصیه می‌شود برای جلوگیری از ترک خوردگی در نازک‌کاری از یک‌لایه شبکه الیاف یا رابیتس بر روی مواد تراکم‌پذیر استفاده شود. در بیمارستان‌ها برای جلوگیری از ایجاد ترک خوردگی در نازک کاری، در گوشه‌های دیوار در هنگام زلزله لازم است از اتصالات کشویی سرتاسری در کناره‌ها و تراز سقف استفاده شود. در سایر ساختمان‌های با اهمیت بسیار زیاد استفاده از این ضابطه توصیه می‌شود.

پ ۶-۱-۴-۲- جزئیات اجرایی دیوارهای داخلی و خارجی

---

۲۱ - پیوست ششم - استاندارد ۲۸۰۰ (بخش‌هایی که با پ شروع شود معرف پیوست ششم استاندارد ۲۸۰۰ هست.)

اتصال دیوارها به سازه باید به نحوی انجام شود که در اثر خیز تیرهای زیر و بالای دیوار، جابه‌جایی نسبی طبقات و یا عوامل واردآورنده 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. در این بند نمونه‌هایی از اتصالات مورد قبول ارائه شده است. جزئیات مشروح‌تر همراه با جداول مقاطع محاسبه‌شده در «راهنمای طراحی سازه‌ای و جزئیات اجرایی دیوارهای غیر سازه‌ای - نشریه شماره ۸۱۹ مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی» ارائه شده است. دیوارهای بلوکی با توجه به عملکرد دوطرفه آنها در جهت افقی باید با استفاده از ابزار مناسب مسلح شوند (شکل پ ۶-۱). این مسئله در دیوارهای بلوکی اجرا شده با ملات می‌تواند با استفاده از میلگرد بستر خرپایی یا نردبانی (شکل پ ۶-۲) و دیوارهای اجرا شده با ملات بستر نازک (ضخامت ملات کمتر از ۳ میلی متر) یا چسب‌های پلی‌یورتان با استفاده از بست‌های نازک فولادی منقطع یا پیوسته انجام شود (شکل پ ۶-۳). میلگردها و بست های مورداستفاده باید طبق ضوابط مبحث هشتم مقررات ملی ساختمان در مواردی که موردنیاز است از جنس فولاد ضد زنگ یا فولاد گالوانیزه و یا میلگرد آجدار سرد نورد باشند. حداقل سطح مقطع قطعه مسلح کننده ۰٫۰۰۰۳ سطح مقطع مؤثر دیوار در برش خارج از صفحه می‌باشد. حداکثر فاصله قائم قطعات مسلح کننده در ارتفاع دیوار یک متر می‌باشد که باید قطعه براساس آن طراحی و محاسبه شود.



شکل‌هایی که با پ نامگذاری شده‌اند، تصاویر پیوست ششم استاندارد ۲۸۰۰ هستند

طراحی دیوار و میلگرد بستر

انواع ملات‌ها[۲۲]

لازم است، مطابق جدول ن ۷۲۹: ۲-۱ در دیوارهای غیرسازه‌ای از یکی از ملات‌های نوع N و یا نوع S استفاده شود (براساس دسته بندی ASTM C270).

جدول ن ۷۲۹: ۲-۱ طرح اختلاط حجمی ملات‌های نوع N و S

	نوع ملات	سیمان پورتلند	آهک	سیمان بنایی - ۵ مگاپاسکال	سیمان بنایی - ۱۲.۵ مگاپاسکال	ماسه	حداقل مقاومت فشاری ۲۸ روزه
ملات یا ترکیب سیمان پرتلند و آهک	N	۱	۱	-	-	٦	۶ مگاپاسکال
	S	۱	۰/۵	-	-	٤/٥	۱۴ مگاپاسکال
ملات با سیمان بنایی	N	-	-	۱	-	۳	۶ مگاپاسکال
	S	-	-	-	۱	۳	۱۴ مگاپاسکال

* مقدار دقیق آب بنا به تجربه بنا، میزان کارایی لازم و شرایط محیطی می‌توان قدری با مقدار پیشنهادی فوق متفاوت باشد.

۲۲ - نشریه ۷۲۹ بخش ۲-۲

مقاومت فشاری دیوارهای ساخته شده با واحدهای رسی

درصورتی‌که هر سه شرط زیر برقرار باشد، مقاومت فشاری دیوارهای ساخته شده با واحدهای رسی (خشتی یا سفالی) را می‌توان براساس جدول (ن ۷۲۹: ۲-۲) به دست آورد.

- از بلوک‌های استاندارد مطابق الزامات مبحث پنجم استفاده شده باشد.
- ضخامت ملات بستر از ۱۶ میلی‌متر تجاوز نکند.
- در صورت استفاده از دوغاب، مقاومت فشاری ۲۸ روزه آن کم‌تر از مقاومت فشاری دیوار نباشد. همچنین مقاومت ۲۸ روزه دوغاب نباید تحت هیچ شرایطی از ۱۴ مگاپاسکال کم‌تر باشد.

لازم به توضیح است که به‌منظور استفاده از جدول زیر، لازم است مقاومت فشاری واحد بنایی براساس سطح مقطع خالص در دسترس باشد. در صورت عدم انجام محاسبات دقیق‌تر، می‌توان مقاومت فشاری براساس سطح مقطع خالص را به‌صورت زیر تخمین زد.

مقاومت فشاری براساس سطح مقطع خالص= مقاومت فشاری براساس سطح مقطع کل * (نسبت سطح توپر به سطح مقطع کل)

جدول ن ۷۲۹: ۲-۲: مقاومت فشاری دیوارهای ساخته شده با استفاده از واحدهای رسی (خشتی یا سفالی)

مقاومت فشاری دیوار براساس سطح مقطع مؤثر - f'm (Mpa)	مقاومت فشاری بلوک رسی براساس سطح مقطع خالص (Mpa)	
	ملات نوع N	ملات نوع S
۷	۱۴	۱۲
۱۰	۲۹	۲۳
۱۴	۴۳	۳۴
۱۷	۵۷	۴۵
۲۱	۷۱	۵۷
۲۴	-	۶۸
۲۸	-	۷۹

مدول گسیختگی دیوارهای بنایی

مقاومت خمشی المان‌های بنایی غیرمسلح از ضرب مدول مقطع مؤثر (اساس مقطع مؤثر) دیوار در مدول گسیختگی دیوار به دست می‌آید.

مدول گسیختگی دیوارهای ساخته شده از واحدهای رسی

مدول گسیختگی دیوارهای ساخته شده از واحدهای رسی بسته به چینش واحدها (پیوند ممتد یا غیر ممتد) و نیز نوع ملات مصرفی و وجود یا عدم وجود دوغاب، براساس جدول (ن ۷۲۹: ۲-۵) می‌باشد.

مدول گسیختگی دیوارهای ساخته شده از واحدهای سیمانی نیز مشابه واحدهای رسی بوده و براساس جدول (ن ۷۲۹: ۲-۵) قابل تخمین می‌باشد.

جدول ن ۷۲۹: ۲-۵: مدول گسیختگی دیوارهای بنایی (بر حسب MPa یا N/mm2)

		ملات ساخته شده با ترکیب سیمان پرتلند و آهک		ملات ساخته شده با سیمان بنایی	
		ملات نوع N	ملات نوع S	ملات نوع N	ملات نوع S
در امتداد عمود بر بند بستر	واحد توپر	۰٫۵۲	۰٫۶۹	۰٫۲۶	۰٫۴۱
	واحد توخالی فاقد دوغاب	۰٫۳۳	۰٫۴۳	۰٫۱۶	۰٫۲۶
	واحد توخالی پر شده با دوغاب	۱٫۰۹	۱٫۱۲	۱	۱٫۰۵
در امتداد موازی بند بستر در دیوارهای با پیوند ممتد	واحد توپر	۱٫۰۳	۱٫۳۸	۰٫۵۲	۰٫۸۳
	واحد توخالی فاقد دوغاب	۰٫۶۶	۰٫۸۶	۰٫۳۳	۰٫۵۲
	واحد توخالی پرشده با دوغاب*	۱٫۰۳	۱٫۳۸	۰٫۵۲	۰٫۸۳
در امتداد موازی بند بستر در دیوارهای با پیوند غیر ممتد	مقاطع پر شده با دوغاب در امتداد بند بستر**	۱٫۷	۱٫۷	۱٫۷	۱٫۷
	سایر موارد	صفر	صفر	صفر	صفر

* درصورتی‌که تنها بخشی از حفره‌ها با دوغاب پر شده باشد، می‌توان براساس درصد حفره‌های پر شده با دوغاب مدول گسیختگی را از درون‌یابی بین حالت فاقد دوغاب و پر شده با دوغاب به دست آورد.

** تنها بخشی از دیوار که با دوغاب در امتداد موازی بند بستر به طور پیوسته پر شده است در تحمل خمش مؤثر است.

محاسبه نیروهای وارد بر دیوار

نیروی زلزله وارده بر سطح دیوار براساس استاندارد ۲۸۰۰[۲۳]

ضوابط طراحی لرزه‌ای اجزای غیرسازه‌ای

۴-۱ کلیات

۴-۱-۱ تعریف

اجزای غیرسازه‌ای در ساختمان‌ها به اجزایی اطلاق می‌شود که به سازه اصلی متکی‌اند ولی در تحمل بار جانبی زلزله به آن کمک نمی‌کنند. اجزای معماری مانند دیوارها، نماها و سقف‌های کاذب و نیز تأسیسات مکانیکی و برقی همراه با نگهدارنده‌ها و ادوات اتصال آنها جزو این گروه محسوب می‌شوند.

۴-۱-۲ محدوده کاربرد

ضوابط این فصل کلیه ساختمان‌های با اهمیت خیلی زیاد، زیاد و ساختمان‌های با اهمیت متوسط با تعداد طبقات هشت و بیشتر، بجز موارد عنوان شده در زیر را شامل می‌شود:

الف- اجزای غیرسازه‌ای با وزن بیشتر از ۲۵ درصد وزن مؤثر لرزه‌ای کل سازه (وزن اجزای غیرسازه‌ای و سازه نگهدارنده). این اجزاء در گروه سازه‌های غیرساختمانی قرار می‌گیرند و مشمول ضوابط فصل پنجم آیین نامه می‌گردند.

ب- اجزای مکانیکی و برقی با شرایط زیر:

- جزء در گروه اهمیت جزء $I_p=1.0$ موضوع بند (۴-۱-۳)، قرار داشته باشد.
- اتصالات بین جزء و ملحقات آن انعطاف‌پذیر باشد.
- وزن جزء کمتر از ۱۰ کیلوگرم و یا در مورد خطوط تأسیساتی، وزن آن کمتر از ۱/۱۰ کیلوگرم بر متر باشد .اگر ارتفاع جزء در کف طبقه استقرار کمتر از ۱٫۲ متر باشد، وزن آن می‌تواند تا ۲۰۰ کیلوگرم افزایش داشته باشد.

تبصره: دیوارهای داخلی در ساختمان‌های با تعداد طبقات کمتر از هشت، مشمول ضوابط فصل هفتم آیین نامه می‌گردند.

۴-۱-۳ ضریب اهمیت جزء

اجزای غیرسازه‌ای برحسب میزان آسیب‌رسانی ناشی از خرابی آنها به دو گروه تقسیم و در تعیین نیروی جانبی زلزله برای هر یک «ضریب اهمیت جزء I_p» خاص در نظر گرفته می‌شود. این ضریب برای اجزاء زیر برابر با ۱٫۴ و برای سایر اجزاء برابر ۱٫۰ می‌باشد.

الف -جزء در داخل و یا متکی به سازه با اهمیت خیلی زیاد بوده و حفظ آن برای خدمت‌رسانی بی‌وقفه سازه لازم باشد.

ب -محتوای جزء مواد خطرزا با امکان ایجاد مسمومیت زیاد و یا انفجار باشد.

پ -خدمت‌رسانی جزء برای تأمین عملکرد ایمنی جانی پس از زلزله لازم باشد، مانند سیستم اطفای حریق و پلکان فرار

---

۲۳ - آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله استاندارد ۲۸۰۰- فصل چهارم

۲-۴ نیروی زلزله

۴-۲-۱ نیروی جانبی زلزله

نیروی جانبی مؤثر بر اجزای غیرسازه‌ای را می‌توان با استفاده از روش تحلیل استاتیکی، طبق بند (۴-۲-۱-۱-) و یا روش تحلیل طیفی طبق بند (۴-۲-۱-۲) محاسبه نمود. در محاسبه نیروی جانبی ضریب نامعینی ρ و ضریب اضافه مقاومت Ω_0 مربوط به سازه اصلی برابر با ۱٫۰ منظور می‌شوند.

۴-۲-۱-۱ روش تحلیل استاتیکی معادل

در این روش نیروی جانبی زلزله طبق رابطه (۴-۱) محاسبه‌شده و بر مرکز جرم جزء اثر داده می‌شود. توزیع این نیرو بین بخش‌های مختلف جزء به نسبت جرم آنهاست.

$$V_{pu} = \frac{0.4\alpha_p A(1+S)W_p I_p}{R_{pu}}\left(1+2\frac{Z}{H}\right) \qquad (۴-۱)$$

دراین‌رابطه:

V_{pu}: نیروی جانبی زلزله در حد مقاومت. برای تعیین این نیرو در حد تنش‌های مجاز باید این مقدار را به ۱٫۴ تقسیم شود.

A: شتاب پایه، طبق بند ۲-۲

1+S: ضریب شتاب طیفی طبق بند ۲-۳-۱

α_p: ضریب بزرگنمایی جزء طبق جدول (۴-۱) یا (۴-۲)

I_p: ضریب اهمیت جزء طبق بند ۴-۱-۳

W_p: وزن جزء سازه‌ای همراه با محتویات آن در زمان بهره‌برداری

R_{pu}: ضریب رفتار جزء طبق جدول (۴-۱) یا (۴-۲).

Z: ارتفاع مرکز جرم جزء از تراز پایه .مقدار Z لازم نیست بیشتر از H در نظر گرفته شود.

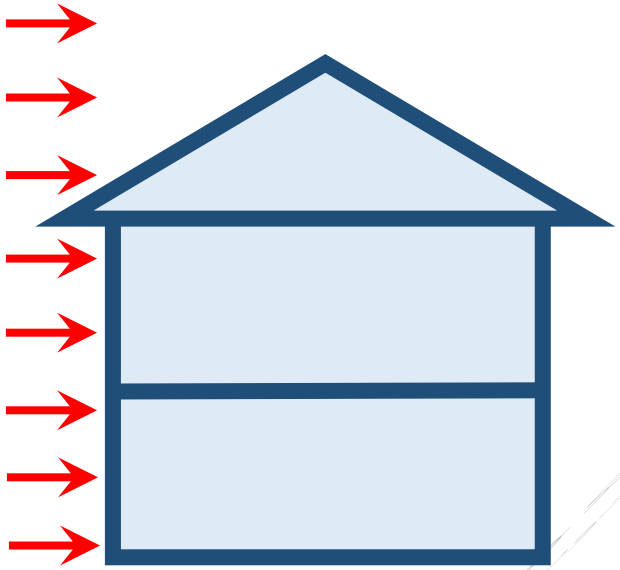
H: ارتفاع متوسط بام ساختمان از تراز پایه

مقدار V_{pu} در هیچ حالت نباید کمتر از مقدار زیر در نظر گرفته شود.

$$V_{pu_{min}} = 0.3A(1+S)I_pW_p \qquad (۴-۲)$$

همچنین مقدار Vpu لزومی ندارد بیشتر از مقدار زیر در نظر گرفته شود.

$$V_{pu_{max}} = 1.6A(1+S)I_pW_p \qquad (۴-۳)$$



شکل ۴-۶: نیروهای جانبی وارد بر سازه و اجزای غیر سازه‌ایی

جدول (استاندارد ۲۸۰۰) ۴-۱ ضرایب اجزای معماری

جزء معماری	α p	Rpu
۱- دیوار غیرسازه ای داخلی و تیغه دیوار غیرمسلح مصالح بنایی انواع دیگر دیوار و تیغه	 ۱ ۱	 ۱٫۵ ۲٫۵
۲- اجزای طره‌ای نظیر جان‌پناه، دیوار غیرسازه‌ای و دودکش که مهار نشده یا در محلی پایین‌تر از مرکز ثقل جزء مهارشده باشد.	۲٫۵	۲٫۵
۳- اجزای طره‌ای نظیر جان‌پناه، دودکش و دیوار غیرسازه‌ای که در محلی بالاتر از مرکز ثقل جزء مهارشده باشند.	۱	۲٫۵
٤- دیوار خارجی غیرسازه‌ای و اتصالات آن دیوار و اتصال آن بستهای سیستم اتصال	 ۱ ۱٫۲۵	 ۲٫۵ ۱
۵- پوشش نما اجزای با شکل پذیری متوسط و اتصالات آنها	 ۱	 ۲٫۵

۴-۵-۴ دیوارهای داخلی - تیغه‌ها

دیوارهای داخلی یا تیغه‌های با ارتفاع بیشتر از ۱٫۸ متر باید به نحو مناسبی، مانند استفاده از وادارها و...، از نظر جانبی به سازه مهار شوند.

طراحی نیروی وارده بر دیوار را با ذکر یک مثال انجام می‌دهیم. یک ساختمان پنج طبقه با مشخصات زیر:

جدول ۴-۱: محاسبه نیروی زلزله وارد بر دیوار غیرسازه‌ای استاندارد ۲۸۰۰

شرح	وضعیت	پارامتر موردنظر جهت طراحی
نوع ساختمان	مسکونی	ضریب اهمیت I = 1.0
نوع جزء معماری	دیوارخارجی غیرسازه‌ای	α = 1.0 Rp = 2.5
شهر	قم	خطرنسبی متوسط A= 0.3
نوع زمین	نوع سه	S = 1.75
وزن یک مترمربع	دیوار نما	Wp = 210 Kg/m2
ارتفاع سازه	از تراز پایه تا بام	18 m
ارتفاع مرکز جرم دیوار	در جهت اطمینان همان H در نظر می‌گیریم.	18 m
نیروی وارد بر سطح دیوار: ۱ $V_{pu} = \frac{0.4\alpha_p A(1+S)W_p I_p}{R_{pu}}\left(1+2\frac{Z}{H}\right) = 83.2\ {}^{Kg}/_{m^2}$		

۱- آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله استاندارد ۲۸۰۰ بند شماره ۴-۲-۱-۱

نیروی زلزله وارده بر سطح دیوار براساس نشریه ۷۲۹

۴-۲- فشار خارج از صفحه ناشی از زلزله[۲۴]

نیروی ناشی از زلزله بر دیوارهای غیرسازه‌ای به‌صورت زیر می‌باشد.

$$W_{eq} = 0.48AI(1+S)W \qquad (۱-۴)$$

W_{eq}: نیروی لرزه‌ای عمود بر دیوار در واحد سطح (N/m^2)

A: نسبت شتاب مبنای طرح (g)

I: ضریب اهمیت دیوار

S: پارامتر مربوط به خطرپذیری لرزه‌ای

W: وزن دیوار و قطعات و المان‌هایی که به آن متصل شده‌اند (N/m^2)

جدول ۴-۲: محاسبه نیروی زلزله وارد بر دیوار غیر سازه‌ای براساس نشریه ۷۲۹

شرح	وضعیت	پارامتر موردنظر جهت طراحی
نوع ساختمان	مسکونی	ضریب اهمیت I = 1.0
شهر	قم	خطرنسبی متوسط A= 0.3
نوع زمین	نوع سه	S = 1.75
وزن یک مترمربع	دیوار نما	W_p = 210 Kg/m^2 = 2100 N/m^2
نیروی وارد بر سطح دیوار: $W_{eq} = 0.48AI(1+S)W = 832.0\ {}^{N}/_{m^2} = 83.2\ {}^{Kg}/_{m^2}$		

نیروی باد وارده بر سطح دیوار براساس نشریه ۷۲۹

۴-۳- فشار خارج از صفحه ناشی از باد

نیروی ناشی از باد لازم است تنها بر دیوارهای پیرامونی اعمال شود. نیروی ناشی از باد بر دیوارهای پیرامونی به‌صورت زیر به دست می‌آید.

در نواحی داخل شهرها و یا محل‌های دارای ساختمان‌های متعدد یا درخت‌های انبوه:

$$W_{win} = 0.11\left(\frac{H_t}{10}\right)^{0.24} V^2 \qquad (۲-۴)$$

در نواحی باز خارج از شهر و یا محل‌های فاقد ساختمان‌های متعدد یا درختان انبوه:

$$W_{win} = 0.14\left(\frac{H_t}{10}\right)^{0.16} V^2 \qquad (۲-۴)$$

W_{win}: نیروی ناشی از باد در جهت عمود بر دیوارهای پیرامونی (N/m^2)

V: سرعت مبنای باد (km/h)

H_t: ارتفاع کل ساختمان از سطح زمین (m)

طراحی نیروی وارده بر دیوار را با ذکر یک مثال انجام می‌دهیم. یک ساختمان پنج طبقه با مشخصات زیر:

ساختمان را داخل شهر فرض می‌کنیم.

سایر شرایط نیز مانند حالتی که بار زلزله رو حساب کردیم، در نظر می‌گیریم.

---

۲۴ - نشریه ۷۲۹ بخش شماره ۴-۲

جدول ۴-۳: محاسبه بار باد وارده بر سطح دیوار غیرسازه‌ای براساس نشریه ۷۲۹

شرح	وضعیت	پارامتر موردنظر جهت طراحی
نوع ساختمان	مسکونی	ضریب اهمیت I = 1.0
شهر	قم	V= 100 Km/h[25]
ارتفاع سازه	از تراز پایه تا بام	18 m
نیروی باد وارد بر سطح دیوار: [1] $W_{win} = 0.11\left(\frac{H_t}{10}\right)^{0.24} V^2 = 1266.65\ {}^{N}/_{m^2} = 129.2\ {}^{Kg}/_{m^2}$		

۱- نشریه ۷۲۹ بخش ۴-۳

۴-۴- فشار طراحی دیوارهای غیرسازه‌ای

۴-۴-۱- دیوارهای داخلی

فشار طراحی (W_u) دیوارهای داخلی برابر نیروی لرزه‌ای آن‌ها می‌باشد.

$$W_u=W_{eq} \qquad (۴-۴)$$

درصورتی‌که مقطع مؤثر دیوار نامتقارن باشد، فشار فوق باید هم به‌صورت مثبت و هم به‌صورت منفی در امتداد عمود بر صفحه دیوار در نظر گرفته شود.

۴-۴-۲- دیوارهای پیرامونی

فشار طراحی (W_u) دیوارهای پیرامونی لازم است به‌صورت زیر به دست آیند.

$$W_u = \max(W_{eq}, W_{win}) \qquad (۴-۵)$$

۲۵ - مبحث ششم مقررات ملی ساختمان جدول شماره ۶-۱۰-۲

با توجه به وزن لرزه‌ای کم دیوارهای غیرسازه‌ای، در بسیاری موارد در مورد دیوارهای پیرامون بار باد بر بار زلزله حاکم خواهد بود.

با حل مثال فوق و محاسبه بار باد و زلزله در شرایط یکسان (شهر قم - ساختمان مسکونی پنج طبقه و ...) صحت مطلب فوق بررسی و در نتیجه بار باد بیشتر گردید، لذا جهت طراحی وادار مثال این کتاب از بار باد محاسبه‌شده استفاده می‌کنیم.

تقاضاهای خمشی نهایی[۲۶]

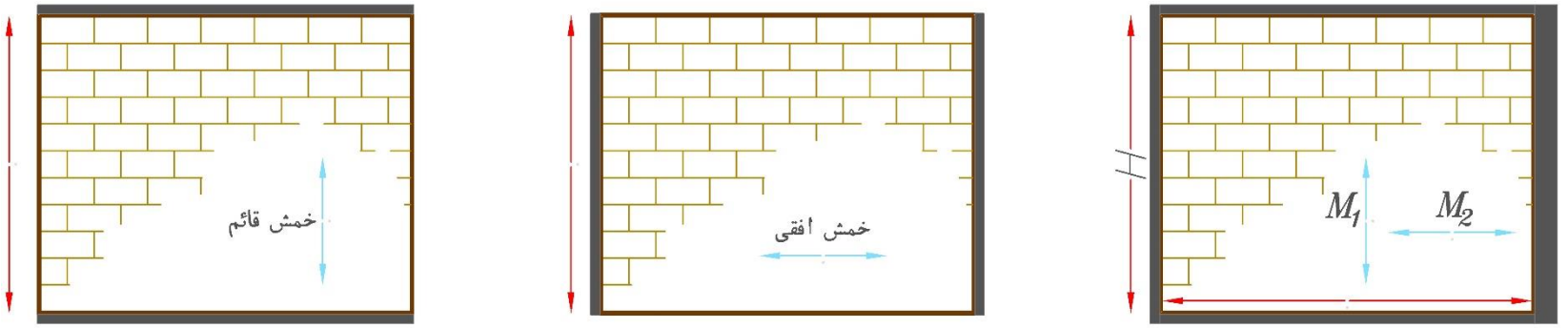
دیوارهای دهانه قائم

مطابق شکل (ن ۲۷۹: ۴-۱)، در دیوارهایی که خمش به‌صورت یک‌طرفه بوده و عمدتاً خمش قائم (تنش کششی عمود بر بند بستر - ترک کششی موازی بند بستر) در دیوار ایجاد می‌گردد، تقاضای خمش نهایی (M_u) وارده بر دیوار برابر است با:

$$M_u = \alpha w_u H^2 \qquad (ن\ ۷۲۹: ۴-۶)$$

که برای دهانه دو سر ساده مقدار α برابر ۰/۱۲۵ و برای دهانه دو سر گیردار مقدار آن برابر ۰/۰۶۳ می‌باشد. به‌علاوه L برابر طول مابین دو تکیه‌گاه دیوار و W_u فشار طراحی دیوار می‌باشند.

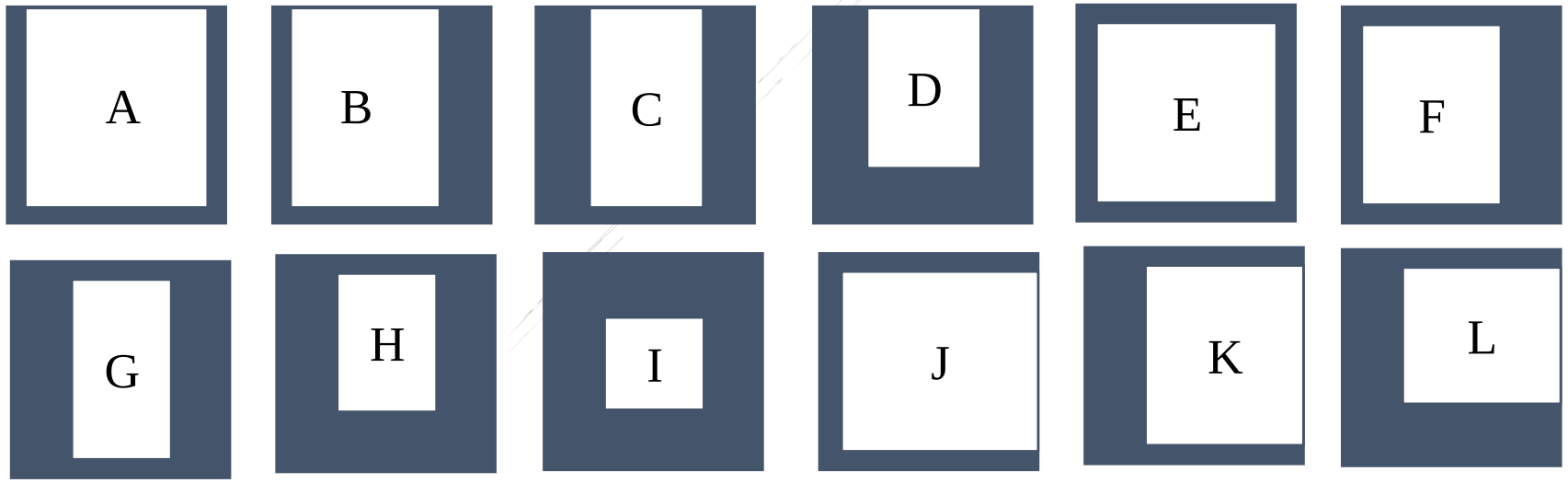
۲۶ - نشریه ۷۲۹ بخش ۴-۵



دیوار دهانه قائم　　دیوار دهانه افقی　　دیوار با عملکرد دو طرفه

M_1: خشم قائم　　M_2: خمش افقی

دسته بندی دیوارهای با عملکرد دو طرفه برحسب شرایط مرزی لبه‌ها



شکل ن ۷۲۹: ۴-۱: دیوارهای دهانه افقی، دهانه قائم و دیوارهای با عملکرد دو طرفه

دیوارهای با عملکرد دوطرفه

در بسیاری موارد دیوارهای غیرسازه‌ای در سه یا چهار لبه خود دارای تکیه‌گاه بوده و خمش‌های افقی و قائم به طور هم‌زمان در آن ایجاد می‌شوند (مطابق شکل ن ۷۲۹: ۴-۱). در این بخش برای تعیین تقاضای خمشی نهایی در دیوارهای با عملکرد دوطرفه از روش ضرایب خمشی استفاده شده است. این روش، روش تقریبی و براساس تئوی خطوط تسلیم می‌باشد. استفاده از سایر روش‌ها، همانند تئوری خطوط شکست و تحلیل‌های المان محدود با درنظرگرفتن شرایط ارتوتروپیک دیوار، نیز مجاز می‌باشد.

قبل از ارائه جزئیات مربوط به روش ضرایب لنگر، بهتر است قدری در خصوص فرضیات این روش صحبت شود. تئوری خطوط تسلیم (که مبنای روش ضرایب لنگر می‌باشد) به‌منظور ارزیابی رفتار خارج از صفحه دیوار (یا به طور کلی یک پوسته) در حالت نهایی و ترک‌خورده خود استفاده می‌شود. در این تکنیک خطوط تسلیمی برای دیوار متصور شده و فرض می‌شود دیوار در امتداد این خطوط ترک‌خورده است (صرف‌نظر از این که آیا واقعاً فشار وارده بر دیوار قادر به ایجاد چنین شرایطی هست یا خیر). بدین ترتیب بسته به شرایط مرزی و هندسی، دیوار به سه یا چهار بخش تقسیم شده و با نوشتن روابط تعادل برای هر بخش لنگر ایجاد شده در لبه‌های هر بخش به دست می‌آید. با برابر قرار دادن این لنگرها با مقاومت خمشی دیوار، فشار خارج از صفحه‌ای که منجر به ایجاد چنین شرایطی برای دیوار شده است، تخمین زده خواهد شد. در روش ضرایب خمشی، در حقیقت با داشتن مقاومت خمشی دیوار، می‌توان در خصوص کفایت طراحی دیوار اظهار نظر نمود. لیکن با توجه به اینکه معمولاً مهندسین تمایل به طراحی براساس نیروهای داخلی (همانند خمش) دارند، لذا در دستورالعمل حاضر به جای مقایسه ظرفیت فشار با تقاضای فشار، ظرفیت خمشی با تقاضای خمشی مقایسه خواهد شد. براین‌اساس از روش ضرایب خمشی به جای اینکه که فشار منجر به شکست دیوار به دست آید؛ خمشی به دست می‌آید که اگر از مقاومت خمشی دیوار تجاوز کند، دیوار ناپایدار خواهد شد. از خمش به‌دست‌آمده به‌عنوان تقاضای خمشی یاد می‌شود. لیکن در واقعیت خمش به‌دست‌آمده از روابط (ن ۷۲۹: ۴-۸ و ۴-۹) با تقاضای خمشی ناشی از فشار وارده بر دیوار متفاوت خواهد بود. به بیان دیگر روابط (ن ۷۲۹: ۴-۸ و ۴-۹) با این فرض می‌باشند که دیوار در آستانه فروریزش بوده و ترک‌های مربوط به خطوط تسلیم در دیوار ایجاد شده است. حال آن که اگر فشار وارده بر دیوار کم باشد، عملاً ترکی در دیوار ایجاد نشده (یا به طور جزئی چند ترک در دیوار ایجاد شده است) و تقاضاهای خمشی وارده بر دیوار بسیار کم‌تر از مقادیر محاسبه‌شده توسط روابط (ن ۷۲۹: ۴-۸ و ۴-۹) خواهند بود. بااین‌حال این روابط محافظه کارانه بوده و به‌منظور طراحی مقاومتی (نه عملکردی) مناسب می‌باشند.

با در نظر داشتن نکات فوق، تقاضای خمشی نهایی در واحد طول در هر جهت به‌صورت زیر به دست می‌آیند:

$$M_{u2} = \alpha_2 w_u L^2 \qquad \text{(ن ۷۲۹: ۴-۸)}$$

$$M_{u1} = \mu M_{u2} \qquad \text{(ن ۷۲۹: ۴-۹)}$$

که در آن:

M_{u2}: تقاضای خمشی افقی

M_{u1}: تقاضای خمشی قائم

L: طول دیوار

α_2: ضریب خمش افقی مطابق جداول (ن ۷۲۹: (۴-۲) تا (۴-۱۳))

W_u: فشاری طراحی دیوار

μ: نسبت اورتوگنال مطابق رابطه زیر

$$\mu = \frac{M_{n1}}{M_{n2}}$$

M_{n1}: ظرفیت خمشی اسمی دیوار در جهت قائم

M_{n2}: ظرفیت خمشی اسمی دیوار در جهت افقی

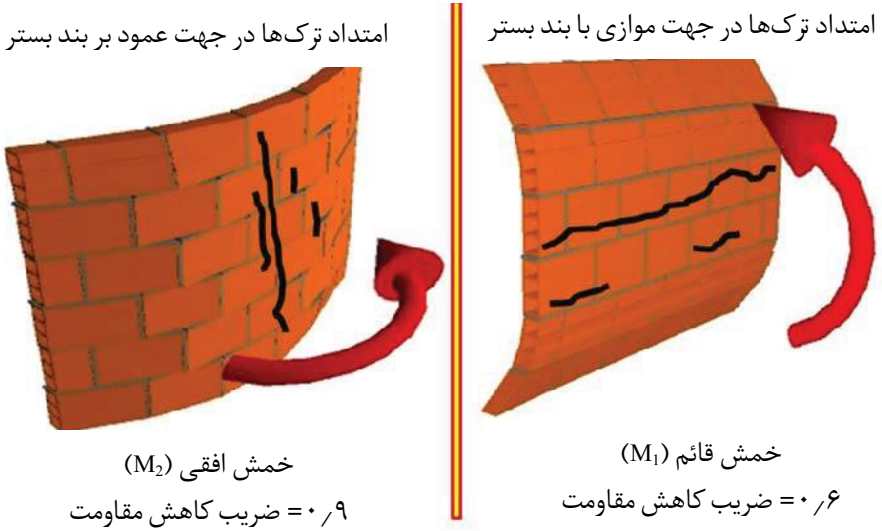
شایان‌ذکر است که مقدار μ همواره کمتر از ۱ بوده و در مورد دیوارهای ساخته شده از بلوک‌های توخالی این نسبت همواره از ۰.۵ کم‌تر می‌باشد.

جدول ن ۷۲۹: ۴-۲: ضریب خمش افقی (α_2) برای دیوار با شرایط مرزی نوع E

شرایط مرزی دیوار	μ	H / L							
		۰٫۳	۰٫۵	۰٫۷۵	۱٫۰۰	۱٫۲۵	۱٫۵	۱٫۷۵	۲٫۰۰
E	۰٫۵	۰٫۰۱٤	۰٫۰۲۸	۰٫۰٤٤	۰٫۰۵۷	۰٫۰٦٦	۰٫۰۷٤	۰٫۰۸	۰٫۰۸۵
	۰٫٤	۰٫۰۱۷	۰٫۰۳۲	۰٫۰٤۹	۰٫۰٦۲	۰٫۰۷۱	۰٫۰۷۸	۰٫۰۸٤	۰٫۰۸۸
	۰٫۳۵	۰٫۰۱۸	۰٫۰۳۵	۰٫۰۵۲	۰٫۰٦٤	۰٫۰۷٤	۰٫۰۸۱	۰٫۰۸٦	۰٫۰۹
	۰٫۳	۰٫۰۲	۰٫۰۳۸	۰٫۰۵۵	۰٫۰٦۸	۰٫۰۷۷	۰٫۰۸۳	۰٫۰۸۹	۰٫۰۹۳
	۰٫۲۵	۰٫۰۲۳	۰٫۰٤۲	۰٫۰۵۹	۰٫۰۷۱	۰٫۰۸۰	۰٫۰۸۷	۰٫۰۹۱	۰٫۰۹٦
	۰٫۲	۰٫۰۲٦	۰٫۰٤٦	۰٫۰٦٤	۰٫۰۷٦	۰٫۰۸٤	۰٫۰۹۰	۰٫۰۹۵	۰٫۰۹۹
	۰٫۱۵	۰٫۰۳۲	۰٫۰۵۳	۰٫۰۷۰	۰٫۰۸۱	۰٫۰۸۹	۰٫۰۹٤	۰٫۰۹۸	۰٫۱۰۳
	۰٫۰۳۹	۰٫۰٦۲	۰٫۰٦۲	۰٫۰۷۸	۰٫۰۸۸	۰٫۰۹۵	۰٫۱۰۰	۰٫۱۰۳	۰٫۱۰٦

مقاومت طراحی دیوارها[۲۷]

مقاومت طراحی دیوار از حاصل‌ضرب مقاومت اسمی دیوار در ضریب کاهش مقاومت (φ) به دست می‌آید.



شکل ن ۷۲۹: ۵-۱: خمش افقی و قائم به همراه ضرایب کاهش مقاومت خمشی در دیوارهای بنایی دارای میلگرد بستر افقی

در دیوارهای بنایی غیرمسلح ضریب کاهش مقاومت خمشی برابر ۰.۶ و در دیوارهای بنایی مسلح این ضریب برابر ۰.۹ می‌باشد که درصورتی‌که دیوار بنایی تنها دارای میلگرد بستر در امتداد افقی باشد. ضریب کاهش مقاومت خمشی افقی برابر ۰٫۹ و ضریب کاهش مقاومت خمشی قائم برابر ۰٫۶ می‌باشد. همان‌طور که در شکل (ن ۷۲۹: ۵-۱) نشان‌داده‌شده است، منظور از خمش افقی خمشی است که در آن امتداد ترک‌ها عمور بر بند بستر بوده و منظور از خمش قائم خمشی است که در آن امتداد ترک‌ها موازی بند بستر باشند. بدیهی است که اگر دیوار در هر دو جهت افقی و قائم مسلح باشد، ضریب کاهش مقاومت برای خمش افقی و قائم برابر ۰٫۹ خواهد بود و اگر دیوار به کلی فاقد تسلیحات باشد، ضریب کاهش مقاومت در هر دو امتداد برابر ۰٫۶ می‌باشد.

سختی

سختی دیوارهای بنایی غیرمسلح براساس مقطع خالص ترک‌نخورده به دست می‌آید. در مقابل سختی دیوارهای مسلح براساس مقطع خالص ترک‌خورده تخمین زده می‌شود. در صورت عدم انجام محاسبات دقیق‌تر، سختی مقطع خالص ترک‌خورده را می‌توان برابر نصف سختی مقطع خالص ترک‌نخورده در نظر گرفت.

مقاومت خمشی دیوارهای بنایی غیرمسلح

فرضیات

- در تعیین مقاومت خمشی دیوارهای بنایی غیرمسلح فرضیات زیر در نظر گرفته شده‌اند.
- مقطع مؤثر دیوار ترک‌نخورده باقی می‌ماند و کشش ناشی از خمش توسط واحد بنایی، ملات و دوغاب (در صورت وجود) تحمل می‌شود.

---

۲۷ - نشریه ۷۲۹ فصل پنجم

- کرنش‌ها در مقطع مؤثر دیوار به‌صورت خطی به فاصله از تار خنثی وابسته هستند.
- کشش ناشی از خمش به‌صورت خطی به کرنش متناظر خود وابسته است.
- دیوار فاقد نیروی محوری می‌باشد.

اگرچه دیوارهای غیرسازه‌ای در معرض وزن خود قرار داشته و مقدار کمی نیروی فشاری بر آن‌ها وارد می‌شود، لیکن عدم درنظرگرفتن این نیروی فشاری در جهت اطمینان می‌باشد. در حین زلزله به‌واسطه اثر مؤلفه قائم زلزله ممکن است بخشی از نیروی فشاری از روی دیوار به طور لحظه‌ای برداشته شود؛ لذا درنظرگرفتن نیروی فشاری ناشی از وزن دیوارهای غیرسازه‌ای، تصمیمی در خلاف جهت اطمینان خواهد بود. به‌علاوه به دلیل ناچیز بودن نیروی فشاری دیوارهای غیر باربر، درنظرگرفتن آن تأثیر چندانی در نتایج نخواهد داشت.

مقاومت خمشی اسمی دیوارهای بنایی

مقاومت خمشی اسمی دیوارهای بنایی غیرسازه‌ای (شامل دیوارهای با بلوک رسی، سیمانی و AAC) با استفاده از رابطه (ن ۷۲۹: ۵-۱) به دست می‌آید.

$$M_n = f_r s \qquad \text{(ن ۷۲۹: ۵-۱)}$$

$$s = \frac{I_g}{c'} \qquad \text{(ن ۷۲۹: ۵-۲)}$$

M_n: مقاومت خمشی اسمی دیوار (N.mm)

f_r: مدول گسیختگی دیوار

I_g: ممان اینرسی مقطع مؤثر ترک نخورده دیوار در جهت خارج از صفحه (mm^4)

c': فاصله مرکز سطح مقطع مؤثر دیوار تا دورترین تار کششی (mm)

برای دیواری ساخته شده از بلوک‌های توخالی و فاقد دوغاب، می‌توان مقاومت خمشی اسمی در واحد طول (۱ متر) دیوار را به‌صورت زیر تقریب زد.

$$M_n = \frac{1000 f_r\, t_s\, (h-t_s)^2}{h}\left(n.\frac{mm}{m}\right) \qquad \text{(ن ۷۲۹: ۵-۳)}$$

h: ضخامت دیوار (mm)

t_s: ضخامت پوسته واحدهای بنایی

در رابطه (۵-۳) از اثر جان واحدهای بنایی در مدول مقطع مؤثر دیوار صرف‌نظر شده است. برای واحدهای بنایی متعارف خطای تقریب فوق کمتر از ۵٪ می‌باشد.

مقاومت خمشی طراحی

با ضرب مقاومت اسمی در ضریب کاهش مقاومت، مقاومت طراحی مطابق رابطه (ن ۷۲۹: ۵-۴) به دست خواهد آمد.

$$M_d = \emptyset M_n \qquad \text{(ن ۷۲۹: ۵-۴)}$$

مقاومت خمشی طراحی با M_d و ضریب کاهش مقاومت خمشی با Φ نشان‌داده‌شده است که مقدار آن برای دیوارهای بنایی غیرمسلح برابر ۰٫۶ می‌باشد.

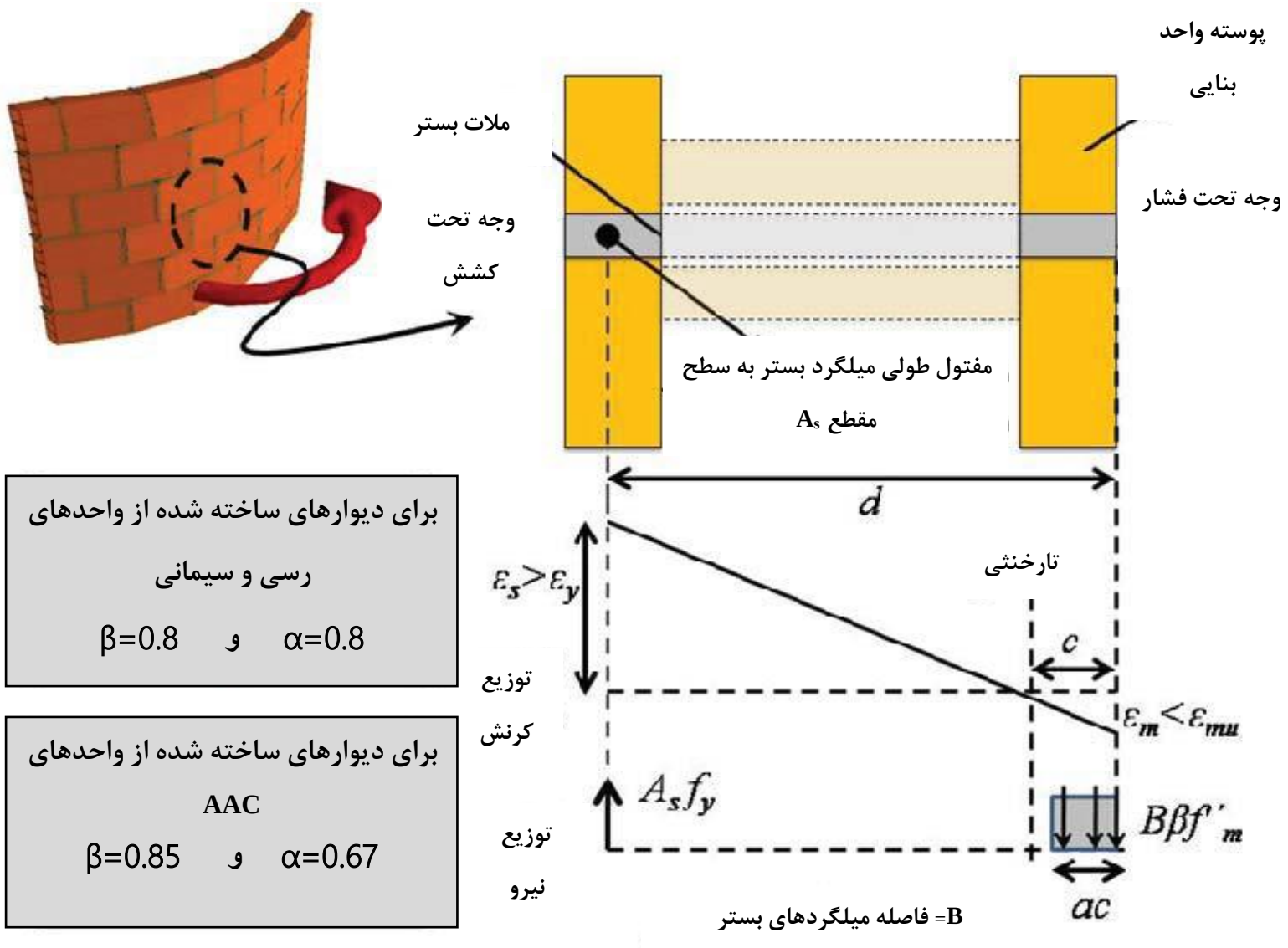
مقاومت خمشی دیوارهای بنایی مسلح

فرضیات

- در تعیین مقاومت خمشی دیوارهای بنایی مسلح فرضیات زیر در نظر گرفته می‌شوند.
- مقطع مؤثر دیوار ترک‌خورده بوده و کشش ناشی از خمش تنها توسط میلگردها (تسلیحات) تحمل می‌شود. (مدول گسیختگی قسمت بنایی دیوار صفر در نظر گرفته می‌شود).
- مابین میلگرد، دوغاب، ملات و واحدهای بنایی تطابق کرنش وجود داشته و هیچ لغزشی مابین آن‌ها نخواهد داد.
- حداکثر کرنش فشاری قابل‌قبول در دیوارهای ساخته شده از واحدهای رسی برابر ۰٫۰۰۳۵، برای دیوارهای ساخته شده از واحدهای سیمانی ۰٫۰۰۲۵ و برای دیوارهای ساخته شده از واحدهای AAC برابر ۰٫۰۰۳ می‌باشد.
- کرنش میلگرد و مصالح بنایی به طور مستقیم و خطی به فاصله از تار خنثی وابسته است.
- تنش‌های کششی ایجاد شده در فولاد برابر مدول الاستیک فولاد و کرنش ایجاد شده در آن می‌باشد. این تنش درهرصورت نباید بیش‌تر از f_y (مقاومت تسلیم فولاد) در نظر گرفته شود.
- از تنش‌های فشاری ایجاد شده در فولاد صرف‌نظر می‌شود.
- از بلوک مستطیلی برای بیان رابطه تنش و کرنش فشاری به ترتیب زیر استفاده می‌شود.
- برای دیوارهای ساخته شده از واحدهای رسی و سیمانی فرض می‌شود که تنش فشاری برابر $0.8f''_m$ به طور یکنواخت در بلوک تنش مستطیلی توزیع شده است به نحوی که عمق این مستطیل برابر $0.8c$ باشد. پارامتر c عبارت است از فاصله دورترین تار فشاری تا تار خنثی.
- برای دیوارهای ساخته شده از واحدهای AAC فرض می‌شود که تنش فشاری برابر $0.85f'_m$ به طور یکنواخت در بلوک تنش مستطیلی توزیع شده است به نحوی که عمق این مستطیل برابر $0.67c$ باشد. پارامتر c عبارت است از فاصله دورترین تار فشاری تا تار خنثی.

مقاومت خمشی اسمی

با توجه به فرضیات اشاره شده در بند (ن ۷۲۹: ۵-۳-۱)، تعیین مقاومت خمشی اسمی دیوارهای بنایی مسلح بسیار شبیه تعیین مقاومت خمشی المان‌های بتنی می‌باشد؛ لذا در این بخش از ارائه جزئیات بیش‌تر صرف‌نظر شده و تنها حالتی در نظر گرفته می‌شود که دیوار دارای میلگرد بستر می‌باشد. با توجه به کوچک بودن قطر مفتول‌های به‌کاررفته در میلگردهای بستر، در تمام موارد دیوارهای بنایی مسلح شده با میلگرد بستر دارای رفتار کنترل شونده توسط کشش می‌باشند. بدین معنی که قبل از اینکه مصالح بنایی در فشاری به کرنش حداکثر خود برسند. میلگردهای بستر تسلیم خواهند شد.



برای دیوارهای ساخته شده از واحدهای رسی و سیمانی

$\alpha=0.8$ و $\beta=0.8$

برای دیوارهای ساخته شده از واحدهای AAC

$\alpha=0.67$ و $\beta=0.85$

شکل ن ۷۲۹: ۵-۲: توزیع کرنش و نیرو در مقطع دیوار بنایی با میلگرد بستر ساخته شده از واحدهای بنایی توخالی

شکل (ن ۷۲۹: ۵-۲) نشان‌دهنده دیواری ساخته شده از واحدهای بنایی توخالی حفره افقی است که با میلگردهای بستر مسلح شده است و تحت خمش افقی قرار دارد. توزیع کرنش و نیرو برای این دیوار در شکل نشان‌داده‌شده است. با نوشتن معادله تعادل نیرو، محل تار خنثی (c) به‌صورت زیر به دست خواهد آمد:

$$c = \frac{A_s f_y}{\beta f'_m a B}$$ (ن ۷۲۹: ۵-۵)

که در آن:

A_s: سطح مقطع فولاد تحت کشش (در خصوص میلگرد بستر سطح مقطع یکی از مفتول‌های طولی)

B: فاصله تسلیحات از یکدیگر (در خصوص میلگرد بستر فاصله میلگرد بستر در امتداد دیوار می‌باشد.)

تقریباً در تمام موارد، تار خنثی در داخل ضخامت پوسته قرار گرفته و مقاومت اسمی خمشی مقطع دیوار در واحد طول را می‌توان به‌صورت زیر محاسبه نمود.

$$M_n = \frac{1000 A_s f_y}{B}\left(d - \frac{ac}{2}\right) = \frac{1000 A_s f_y}{B}\left(d - \frac{A_s f_y}{2\beta f'_m B}\right)\left(N.\frac{mm}{m}\right)$$ (ن ۷۲۹: ۵-۶)

توجه داشته باشید که مقاومت اسمی به‌دست‌آمده از رابطه (ن ۷۲۹: ۵-۶) مقاومت خمشی اسمی دیوار در واحد طول (یک متر از ارتفاع دیوار) می‌باشد.

مقاومت خمشی طراحی

با ضرب مقاومت خمشی اسمی در ضریب کاهش مقاومت، مقاومت طراحی مطابق رابطه (ن ۷۲۹: ۵-۷) به دست خواهد آمد.

$$M_d = \emptyset M_n$$ (ن ۷۲۹: ۵-۷)

مقاومت خمشی طراحی با M_d و ضریب کاهش مقاومت خمشی با Φ نشان‌داده‌شده است که مقدار آن برای دیوارهای بنایی غیرسازه‌ای مسلح برابر ۰٫۹ می‌باشد.

حداقل مقدار تسلیحات

مقدار تسلیحات موجود در دیوارهای بنایی مسلح باید به نحوی باشد که مقاومت خمشی اسمی دیوار از ۱٫۳ برابر مقاومت خمش ترک‌خوردگی دیوار کم‌تر نباشد. این محدودیت به‌منظور جلوگیری فروریزش ترد می‌باشد. به بیان دیگر لازم است رابطه زیر برقرار شود.

$$M_u \geq 1.3 M_{cr}$$ (ن ۷۲۹: ۵-۸)

M_{cr}: لنگر خمشی ترک‌خوردگی دیوار که مقدار آن برابر خمش اسمی دیوار متناظر غیرمسلح می‌باشد.

در مورد دیوارهای ساخته از با واحدهای بنایی توخالی رابطه (ن ۷۲۹: ۵-۸) را می‌توان به‌صورت زیر بازنویسی کرد.

$$M_n > \frac{1300 f_r t_s (h - t_s)^2}{h}$$ (ن ۷۲۹: ۵-۹)

در رابطه قبل لازم است مقاومت اسمی دیوار بر حسب N.mm/m در رابطه قرارداده شود.

جدول (ن ۷۲۹: ۵-۱) نشان‌دهنده حداقل میلگرد بستر لازم برای دیوارهای مختلف ساخته شده از واحدهای بنایی توخالی رسی و یا سیمانی است که در آن از مخلوط سیمان پرتلند و آهک استفاده شده است. درصورتی‌که در ملات دیوار از سیمان بنایی استفاده شده باشد، در تمام حالات نشان‌داده‌شده در جدول (ن ۷۲۹: ۵-۱)، حداقل میلگرد بستر دارای قطر مفتون ۴ میلی‌متر و فاصله ۵۰۰ میلی‌متر در ارتفاع دیوار است.

جدول ن ۷۲۹: ۵-۱: حداقل میلگرد بستر برای دیوارهای ساخته شده از واحدهای توخالی رسی و سیمانی (بدون دوغاب) در حالتی که در ساخت ملات آن‌ها از مخلوط سیمان پرتلند و آهک استفاده شده باشد.

ضخامت دیوار (میلی‌متر)	نوع ملات	ضخامت پوسته واحد بنایی (میلی‌متر)	حداقل میلگرد بستر	
			قطر مفتول (میلی‌متر)	فاصله (میلی‌متر)
۷۰ تا ۱۰۰	N	۱۵ میلی‌متر	۳٫۶	۵۰۰
	N	۲۰ میلی‌متر	۳٫۶	۵۰۰
	S	۱۵ میلی‌متر	۳٫۶	۴۵۰
	S	۲۰ میلی‌متر	۳٫۶	۴۰۰
۱۰۰ تا ۱۵۰	N	۱۵ میلی‌متر	۳٫۶	۵۰۰
	N	۲۰ میلی‌متر	۳٫۶	۴۵۰
	S	۱۵ میلی‌متر	۳٫۶	۴۰۰
	S	۲۰ میلی‌متر	۴٫۵	۴۰۰
۱۵۰ تا ۲۰۰	N	۱۵ میلی‌متر	۳٫۶	۵۰۰
	N	۲۰ میلی‌متر	۴	۴۰۰
	S	۱۵ میلی‌متر	۴	۴۰۰
	S	۲۰ میلی‌متر	۴٫۵	۴۰۰

حداکثر مقدار تسلیحات

مقدار تسلیحات دیوار لازم است به نحوی باشد که رفتار خارج از صفحه دیوار به‌صورت کنترل شونده توسط کشش باقی بماند. به‌عبارت‌دیگر حداکثر مقدار تسلیحات باید به نحوی باشد که در لحظه‌ای که کرنش فشاری مصالح بنایی به مقدار حداکثر قابل‌استفاده خود (ε_{mu}) می‌رسد، کرنش کششی میلگردها حداقل به مقدار یک و نیم برابر کرنش تسلیم ($1.5\varepsilon_y$) رسیده باشد، برای این منظور حداکثر درصد آرماتور کششی لازم است به مقدار زیر محدود شود.

$$\rho_{max} = \frac{0.65 f'_m \left(\frac{\varepsilon_{mu}}{1.5\varepsilon_y + \varepsilon_{mu}}\right)}{f_y}$$ (ن ۷۲۹: ۵-۱۰)

در مورد میلگردهای بستر تنها یکی از مفتول‌های طولی باید در محاسبه درصد آرماتور در نظر گرفته شود. در مورد دیوارهای مسلح شده با میلگرد بستر، رابطه (ن ۷۲۹: ۵-۱۰) همواره برقرار خواهد بود.

خلاصه بارهای وارد شده بر دیوار براساس استاندارد ۲۸۰۰ و نشریه ۷۲۹

بارهای وارد شده بر دیوار در بخش‌های قبل به‌صورت مفصل بررسی و محاسبه‌شده است. ولیکن جهت یادآوری و استفاده در بخش‌های بعدی شامل طراحی میلگرد بستر، وادار، تیرک و ... خلاصه مقادیر آن به شرح جدول زیر است.

جدول ۴-۴: انواع بارهای وارد بر دیوارهای جانبی

ردیف	شرح
۱	نوع ساختمان: مسکونی ← ضریب اهمیت I = 1.0
۲	نوع جزء معماری: دیوار خارجی غیرسازه‌ای α = 1.0 R_p = 2.5
۳	شهر: قم ← خطر نسبی زیاد A= 0.3 V= 100 Km/h[28]
۴	نوع زمین: نوع سه ← S = 1.75
۵	وزن یک مترمربع دیوار نما ← W_p = 210 Kg/m^2
۶	ارتفاع سازه از تراز پایه تا بام ← 18 m
۷	ارتفاع مرکز جرم دیوار: در جهت اطمینان همان H در نظر می‌گیریم. ← 18 m
۸	نیروی زلزله وارد بر سطح دیوار براساس استاندارد ۲۸۰۰: [1] $V_{pu} = \frac{0.4\alpha_p A(1+S)W_p I_p}{R_{pu}}\left(1+2\frac{Z}{H}\right)$ $V_{pu} = \frac{0.4*1*0.3(1+1.75)210*1}{2.5}\left(1+2\frac{18}{18}\right) = 83.2\ {}^{Kg}/_{m^2}$

ردیف	شرح
۹	نیروی زلزله وارد بر سطح دیوار براساس نشریه ۷۲۹: [2] $W_{eq} = 0.48AI(1+S)W$ $W_{eq} = 0.48*0.3*1(1+1.75)*210 = 83.2\ {}^{Kg}/_{m^2}$
۱۰	نیروی باد وارد بر سطح دیوار براساس نشریه ۷۲۹: [3] $W_{win} = 0.11\left(\frac{H_t}{10}\right)^{0.24} V^2$ $W_{win} = 1266.65\ {}^{N}/_{m^2} = 129.2\ {}^{Kg}/_{m^2}$
۱۱	حداکثر نیروی جانبی وارد بر دیوار $W_{max} = max(V_{pu}\,.W_{eq}\,.W_{win})$ $W_{max} = 129.2\ {}^{Kg}/_{m^2}$
۱۲	ترکیب بار مناسب جهت بار باد [4] $q = 1.6\,w$ $q = 1.6*129.2 = 206.7 \approx 210\ {}^{Kg}/_{m^2}$

۱- آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله استاندارد ۲۸۰۰ بند شماره ۴-۲-۱-۱

۲- نشریه ۷۲۹ بخش شماره ۴-۲

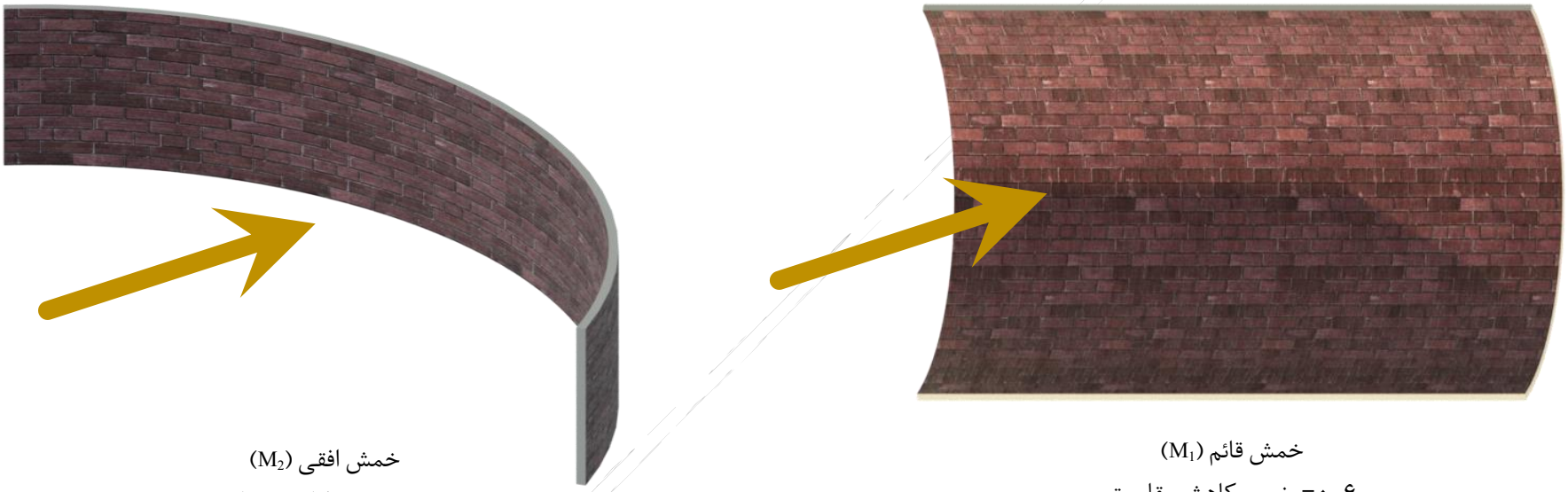
۳- نشریه ۷۲۹ بخش ۴-۳

۴- مبحث ششم مقررات ملی ساختمان بند شماره ۶-۲-۳-۲

۲۸ - مبحث ششم مقررات ملی ساختمان جدول شماره ۶-۱۰-۱ ویرایش ۱۳۹۸

محاسبه مقاومت خمشی دیوار غیرمسلح و دیوار مسلح به میلگرد بستر

با توجه به بندهای ذکر شده از نشریه ۷۲۹ یک دیوار پیرامونی به ضخامت ۱۵ سانتی‌متر را از نظر ظرفیت خمشی برای مقابله با بار باد محاسبه‌شده در بخش قبل، بررسی می‌کنیم.



خمش قائم (M_1)

۰٫۶ = ضریب کاهش مقاومت

میلگرد بستر افقی، در مقابل این خمش بی تأثیر است.

خمش افقی (M_2)

۰٫۹ = ضریب کاهش مقاومت

میلگرد بستر افقی، در مقابل این خمش مؤثر است.

شکل ۴-۷: خمش دیوار در اثر بارهای وارده

جدول شماره ۴-۵ مقاومت خمشی دیوار غیرمسلح

ردیف	شرح
۱	جنس دیوار: بلوک سفال (رسی) توخالی
۲	طول دیوار (حداکثر فاصله بین دو وادار): L = 4 m
۳	ارتفاع دیوار (حداکثر ارتفاع مجاز تیرک افقی): H = 3.5 m
۴	ضخامت دیوار: h = 150 mm
۵	ضخامت پوسته: ts = 15 mm
۶	نوع ملات: نوع S
۷	مقاومت خمشی دیوار در جهت افقی: (ترک‌ها در جهت عمود بر بند بستر) مدول گسیختگی دیوار براساس جدول ن ۷۲۹: ۲-۵: ۰.۵۲ =fr_2 $M_d = \emptyset M_n = 0.6 * \frac{1000\, f_r\, t_s\, (h - t_s)^2}{h} \left(n.\frac{mm}{m}\right)$ $M_{d2} = 0.6 * \frac{1000 * 0.52 * 15(150-15)^2}{150} = 568620 \frac{N.mm}{m}$
۸	مقاومت خمشی دیوار در جهت قائم: (ترک‌ها در جهت موازی بند بستر) مدول گسیختگی دیوار براساس جدول ن ۷۲۹: ۲-۵: ۰٫۲۶ =fr1 $M_{d1} = 0.6 * \frac{1000 * 0.26 * 15(150-15)^2}{150} = 284310 \frac{N.mm}{m}$
۹	نسبت اورتوگنال $\mu = \frac{M_{n1}}{M_{n2}} = \frac{473850}{940700} = 0.50$ با فرض حداکثر مقادیر مجاز طول و ارتفاع آزاد دیوار L = 4 m & H = 3.5 m $\frac{H}{L} = 0.88$ و براساس جدول ن ۷۲۹: ۴-۶ مقدار α_2 برابر است با:

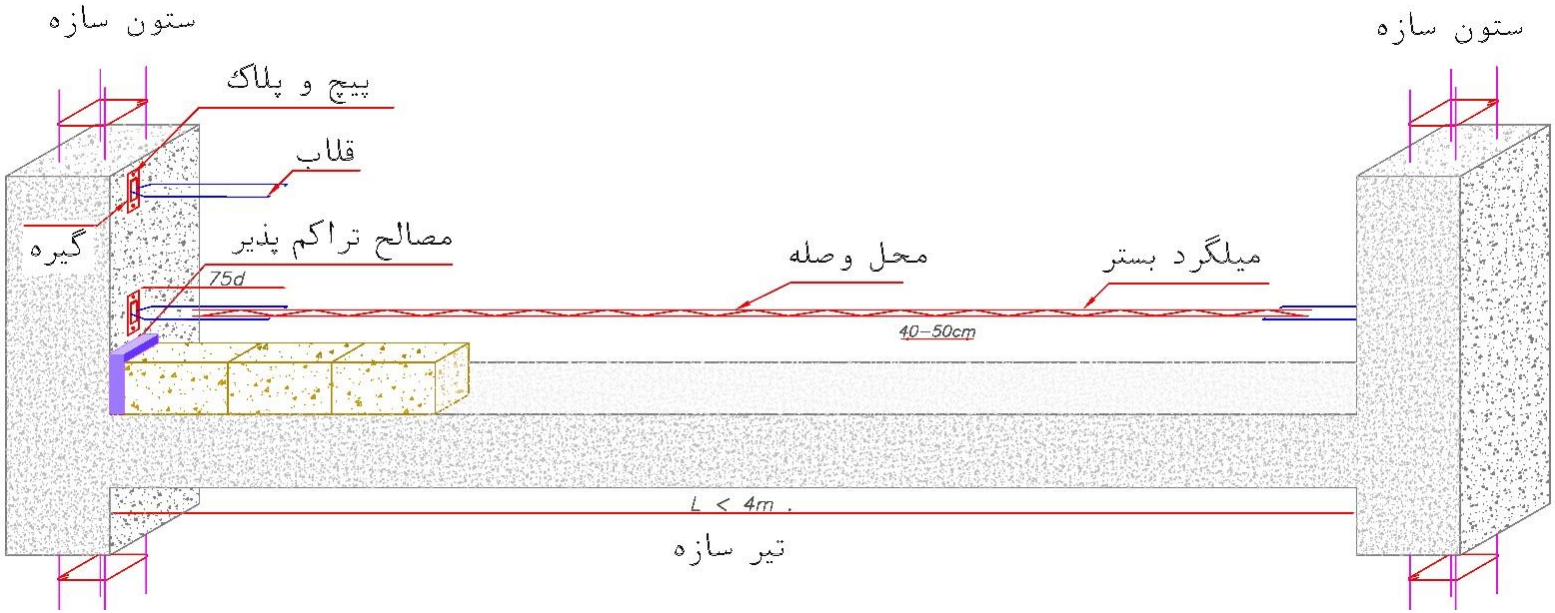
ردیف	شرح
	$\alpha_2 = 0.0790$
۱۰	تقاضای خمشی وارد بر دیوار در جهت افقی $q = 128.3\, {}^{Kg}/_{m^2}$ مطابق جدول ۴-۳: توجه! با توجه به اینکه روش طراحی اجزای غیرمسلح، روش تنش مجاز است، نیازی به اعمال ضریب بار در حالت غیرمسلح نیست، لذا آن ضریب حذف می‌گردد. $M_{u2} = \alpha_2 w_u L^2 = 0.0790 * 128.3 * 4^2 = 162.17 \frac{Kg.m}{m}$ $M_{u2} = 1590250 \frac{N.mm}{m} \geq M_{d2} = 568620 \frac{N.mm}{m}$ Not OK
۱۱	تقاضای خمشی وارد بر دیوار در جهت قائم $q = 128.3\, {}^{Kg}/_{m^2}$ مطابق جدول ۴-۳: توجه! با توجه به اینکه روش طراحی اجزای غیرمسلح، روش تنش مجاز است، نیازی به اعمال ضریب بار در حالت غیرمسلح نیست، لذا آن ضریب حذف می‌گردد. $M_{u1} = \mu M_{u2} = 0.5 * 162.17 = 81.08 \frac{Kg.m}{m}$ $M_{u1} = 795119 \frac{N.mm}{m} \geq M_{d1} = 284310 \frac{N.mm}{m}$ Not OK
۱۲	نتیجه با توجه به مقادیر به‌دست‌آمده، دیوار غیرمسلح مقاومت کافی در برابر بارهای وارد شده را ندارد.

جدول شماره ۴-۶ مقاومت خمشی دیوار مسلح به میلگرد بستر

ردیف	شرح
۱	جنس دیوار: بلوک سفال (رسی) توخالی مقاومت فشاری بلوک براساس جدول ن ۷۲۹: ۲-۲: $f'_m = 7$ MPa
۲	ابعاد دیوار براساس حداکثر فاصله‌های مجاز وادار قائم و تیرک افقی $L = 4$ m & $H = 3.5$ m $\frac{H}{L} = 0.875$
۳	h: ضخامت دیوار $h = 150$ mm عرض میلگرد بستر 120 mm
٤	نوع ملات: نوع S
٥	مشخصات میلگرد بستر: $D = 6.0$ mm $\rightarrow A_s = \pi r^2 = \pi * 3^2 = 28.27\ mm^2$ B: فاصله میلگردهای بستر در ارتفاع دیوار از هم $B = 420$ mm
٦	مقاومت خمشی دیوار در جهت افقی: (ترک‌ها در جهت عمود بر بند بستر) $M_n = \frac{1000A_sf_y}{B}\left(d - \frac{ac}{2}\right) = \frac{1000A_sf_y}{B}\left(d - \frac{A_sf_y}{2\beta f'_mB}\right)$ $M_{d2} = 0.9 * \frac{1000 * 28.3 * 600}{420}\left(135 - \frac{28.3 * 600}{2 * 0.8 * 7 * 420}\right)$ $= 4775801\ \frac{N.mm}{m} = 487.03\frac{Kg.m}{m}$
۷	مقاومت خمشی دیوار در جهت قائم: (ترک‌ها در جهت موازی بند بستر) مدول گسیختگی دیوار براساس جدول ن ۷۲۹: ۲-۵: $f_r = ۰٫۲۶$ میلگرد بستر افقی در مقاومت خمشی قائم دیوار مؤثر نمی‌باشد. $M_d = \emptyset M_n = 0.6 * \frac{1000\ f_r\ t_s\ (h - t_s)^2}{h}\left(n.\frac{mm}{m}\right)$

ردیف	شرح
	$M_{d1} = 0.6 * \frac{1000 * 0.26 * 15(150 - 15)^2}{150} = 284310\frac{N.mm}{m}$ $M_{d1} = 29.0\frac{Kg.m}{m}$
۸	نسبت اورتوگنال $\mu = \frac{M_{n1}}{M_{n2}} = \frac{473850}{5306445.5} = 0.089 \approx 0.1$ $\frac{H}{L} = 0.875 \approx 0.90$ و براساس جدول ن ۷۲۹: ۴-۶ با درون‌یابی خطی مقدار α 2 برابر است با: $\alpha_2 = 0.1016$
۹	تقاضای خمشی وارد بر دیوار در جهت افقی مطابق جدول ۴-۳: $q = 210\ ^{Kg}/_{m^2}$ $M_{u2} = \alpha_2 w_u L^2 = 0.1016 * 210 * 4^2 = 341.376\ \frac{Kg.m}{m}$ $M_{u2} = 341.38 \leq M_{d2} = 487.03 \implies \boldsymbol{Ok}$
۱۰	تقاضای خمشی وارد بر دیوار در جهت قائم $M_{u1} = \mu M_{u2} = 0.10 * \frac{341.376}{1.6} = 21.34\ \frac{Kg.m}{m}$ توجه! با توجه به اینکه روش طراحی اجزای غیرمسلح، روش تنش مجاز است، نیازی به اعمال ضریب بار در حالت غیرمسلح نیست، لذا آن ضریب حذف می‌گردد. $M_{u1} = 21.34 \leq M_{d1} = 29.0 \implies \boldsymbol{Ok}$
۱۱	**نتیجه** **با توجه به مقادیر به‌دست‌آمده دیوار مسلح به میلگرد بستر با مشخصات تعریف شده، مقاومت کافی در برابر بارهای وارد شده را دارد.**

اجرای میلگرد بستر



- فاصله بلوک‌های دیوارچینی با ستون سازه‌ای به وسیله مصالح تراکم‌پذیر نظیر پشم سنگ ضدرطوبت به ضخامت ۰٫۰۱ ارتفاع دیوار پر شود.
- میلگردهای بستر یک رج در میان بین ملات بلوک‌های دیوارچینی قرار گیرند.
- حداکثر فاصله میلگرد بستر از کف سازه ۴۰ سانتی‌متر است.
- حداکثر فاصله دو ردیف میلگرد بستر از هم ۴۰ سانتی‌متر است.
- در محل اتصال دو میلگرد بستر باید حداقل ۷۵ برابر قطرمیلگرد بستر یا ۳۰ سانتی‌متر همپوشانی تأمین شود.
- پیچ و پلاک‌ها براساس مشخصات شرکت سازنده با تحمل حداقل نیروهای زیر انتخاب شود.
- نیروی کششی (بیرون آمدگی از ستون): 530Kg
- نیروی برشی: 350Kg

تصویر شماره ۴-۸: اجرای میلگرد بستر

مهار دیوارها در زیر سقف

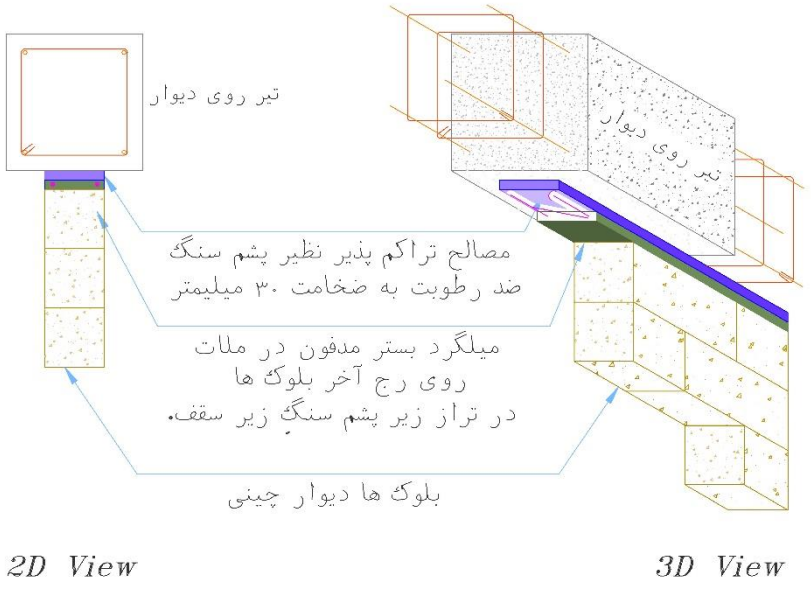
پ ۶-۱-۴-۲-۶- اتصال دیوار به زیر سقف

اتصال دیوار به زیر سقف باید به‌صورت اتصال لغزشی بدون اتصال مستقیم دیوار به سقف و با استفاده از مهار خارج از صفحه دیوار با قطعاتی از قبیل نبشی یا ناودانی اجرا شود (شکل پ ۶-۱۱- الف). انتخاب نوع اتصال بستگی به وضعیت دیواری دارد که بین اعضای قائم شامل ستون، دیوار و یا وادار مهارشده است. در سازه‌های بتنی چنانچه براساس نوع سقف امکان پیش‌بینی اتصالات مناسب لغزشی در زمان ساخت عضو سازه‌ای برای بالای دیوار نباشد، می‌توان این اتصال را با کاشت میل مهار پس از اجرای تیر انجام داد. باید توجه شود که در این صورت کاشت میل مهار باید در هسته تیر بتنی انجام شود و کاشت و اتصال به پوشش بتن مجاز نمی‌باشد. حداقل فاصله بالای دیوار تا زیر سقف برابر با بیشترین دو مقدار ۲۵ میلی‌متر و حداکثر خیز درازمدت سقف در امتداد دیوار در نظر گرفته شود.

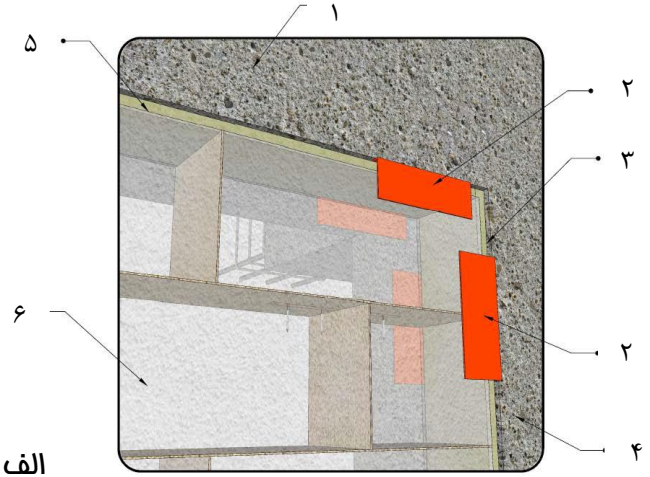
لبه بالایی دیوار را می‌توان با استفاده از دو نبشی و یا ناودانی که به طریق مناسب به سقف سازه متصل می‌شود مهار نمود. ناودانی و یا نبشی‌ها نباید به دیوار یا وادار پیچ، میخ و یا جوش شوند. با این اتصال امکان حرکت آزادانه دیوار در درون صفحه تأمین می‌شود. فاصله بالای دیوار تا سقف باید در حدی باشد که تیر بتواند آزادانه خیز داده و اتصالی با دیوار پیدا ننماید. نبشی‌ها به ترتیب ابتدا در یک سمت اجرا و پس از دیوارچینی و قرارگیری بالاترین بلوک دیوار، نبشی دوم متصل می‌شود .نبشی می‌تواند به‌صورت سرد نورد یا گرم نورد و به شکل منقطع یا پیوسته باشد. می‌توان به‌جای مهار خارج از صفحه دیوار در تراز سقف، آخرین ردیف دیوار را با جزئیات بند پ ۶-۱-۴-۲-۲ به‌وسیله میلگرد یا بست مسلح نمود. در این صورت توجه شود که در محاسبات دیوار به‌صورت یک صفحه یک‌طرفه لحاظ شود و کل بار جانبی وارده به دیوار در طراحی وادارها و المان‌های مسلح کننده دیوار لحاظ شود (شکل پ ۶-۱۱- ب).

در اجرای دیوارهای داخلی به‌خصوص در انواع سقف‌های دارای تیرچه یا تیر یا هر نوع سقف مختلط که در آنها تیری در راستای دیوار نباشد، مانند دیوارهای خارجی می‌توان رج انتهایی دیوار یا رج ماقبل آن را با میلگرد بستر یا بست مسلح کرد. (شکل پ ۶-۱۲)

با توجه به بند فوق دیتایل زیر پیشنهاد می‌گردد. (تصویر شماره ۴-۹)



تصویر شماره ۴-۹: مهار دیوار در زیر تیر سازه‌ایی



۱. تیر بتنی فوقانی

۲. اتصال فلزی

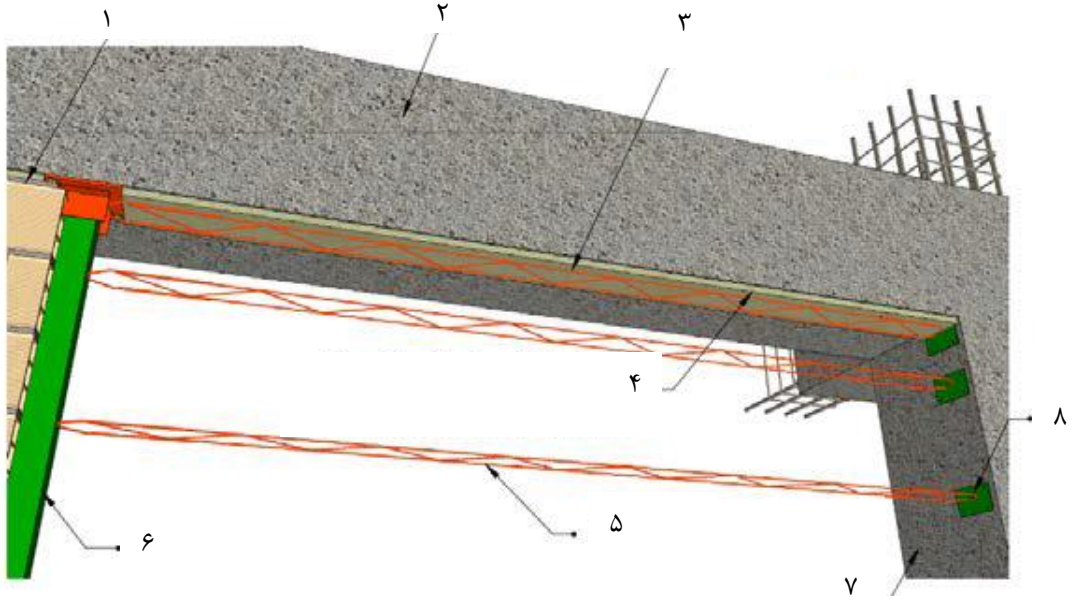
۳. مصالح تراکم پذیر نظیر پشم سنگ ضد رطوبت به ضخامت ۳۰ میلیمتر

۴. ستون بتنی

۵. مصالح تراکم پذیر نظیر پشم سنگ ضد رطوبت به ضخامت ۲۵ میلیمتر

۶. بلوک

الف ـ اتصال دیوار به سقف با استفاده از نبشی



۱. ملات روی رج آخر

۲. تیر فوقانی

۳. میلگرد بستر مدفون در ملات روی رج آخر در تراز زیر پشم سنگ

۴. مصالح تراکم‌پذیر نظیر پشم سنگ ضد رطوبت به ضخامت ۲۵ میلیمتر

۵. میلگرد بستر

۶. وادار

۷. ستون بتنی

۸. صفحه فلزی

ب- عدم اتصال به سقف و اجرای المان مسلح کننده در رج آخر دیوار

شکل پ ۶-۱۱- جزئیات اجرایی در محل تلاقی دیوار با سقف

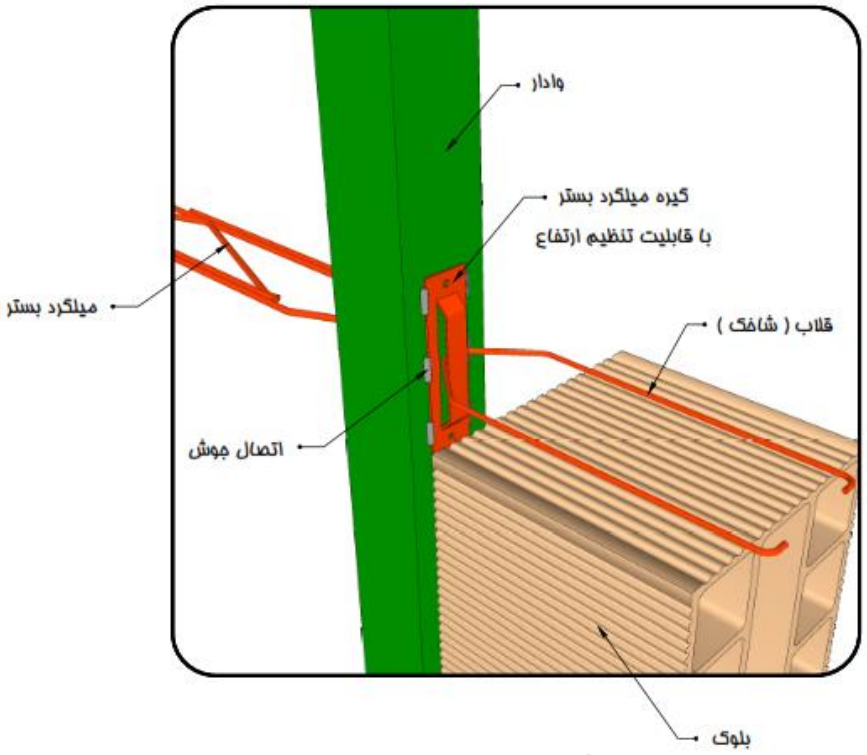
پ ۶-۱-۴-۲-۱- وادارها

درصورتی‌که طول دیوار از مقادیر مجاز براساس طراحی (حداکثر ۴ متر) بیشتر شود، از عضو قائم با مقطع فولادی یا بتنی (وادار) به‌عنوان تکیه‌گاه جهت مهار خارج از صفحه دیوار و اجزای مسلح کننده آن استفاده می‌شود. وادار باید به نحو مناسبی به کف سازه با اتصال به‌صورت مفصلی متصل شود ولی اتصال آن در زیر تراز سقف باید در راستای داخل صفحه به‌صورت کشویی باشد تا امکان جابه‌جایی درون صفحه دیوار فراهم شود. در دیوارهای خارجی روی سطح وادار باید به‌وسیله پشم سنگ ضد رطوبت برای عایق‌بندی پوشانده شود و بر روی آن یک‌لایه مش الیافی یا رابیتس برای جلوگیری از ترک‌خوردگی نازک‌کاری اجرا شود (شکل پ ۶-۴)

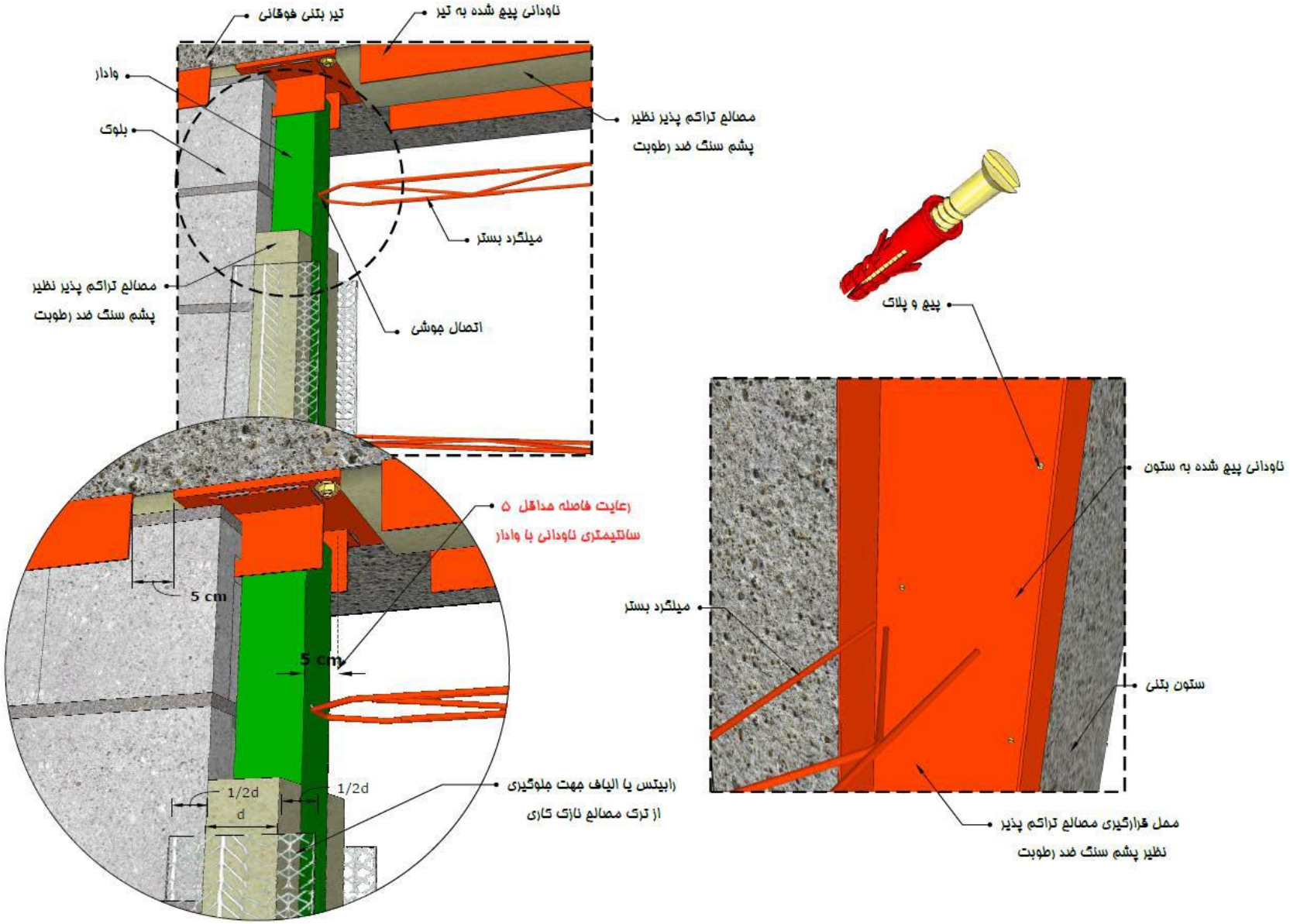
پ ۶-۱-۴-۲-۲ اتصال به وادارها

در دیوارهای غیرسازه‌ای در فواصل بین ستون‌ها برای مهار خارج از صفحه دیوارها بسته به نوع و طول دیوار، ممکن است نیاز به وادار باشد. برای انتقال بار به وادار استفاده از اتصالات جوشی یا پیچی و نظایر آنها به وادار مجاز است ولی نباید از مقاومت اصطکاکی ناشی از بارهای ثقلی استفاده شود. دیوار با توجه به بارهای وارده و شرایط لبه‌های آن در بالا (زیر سقف) و دو لبه قائم دو طرف دیوار و شرایط مرزی زیر (روی کف) کنترل شوند و براین‌اساس حداقل طول دیوار که نیاز به مهار با استفاده از وادار دارد محاسبه شود.

فواصل وادارها را می‌توان بر پایه محاسبه ظرفیت خمشی پانل دیوار با فرض شرایط تکیه‌گاهی لبه‌ها و با اعمال بار وارد بر دیوار تعیین نمود. باید توجه نمود که جزئیات ارائه شده در این پیوست شرایط مفصلی را تأمین می‌کند. این کنترل برای دیوارهای بلوکی به‌صورت دال دوطرفه براساس نشریه شماره ۸۱۹ مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی انجام می‌شود. دیوار بلوکی در فاصله بین وادارها با میلگرد بستر یا تسمه‌های فولادی مسلح می‌شود (شکل پ ۶-۵)



شکل پ ۶-۵- میلگرد بستر در فاصله بین وادار و اتصال آن به وادار

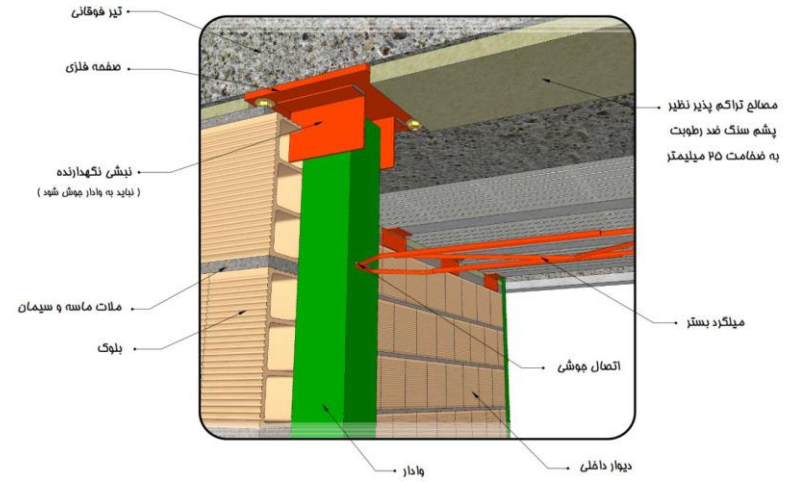


شکل پ ۶-۴- اجرای عایق پشم سنگ و مش الیافی یا رابیتس بر روی دیوار

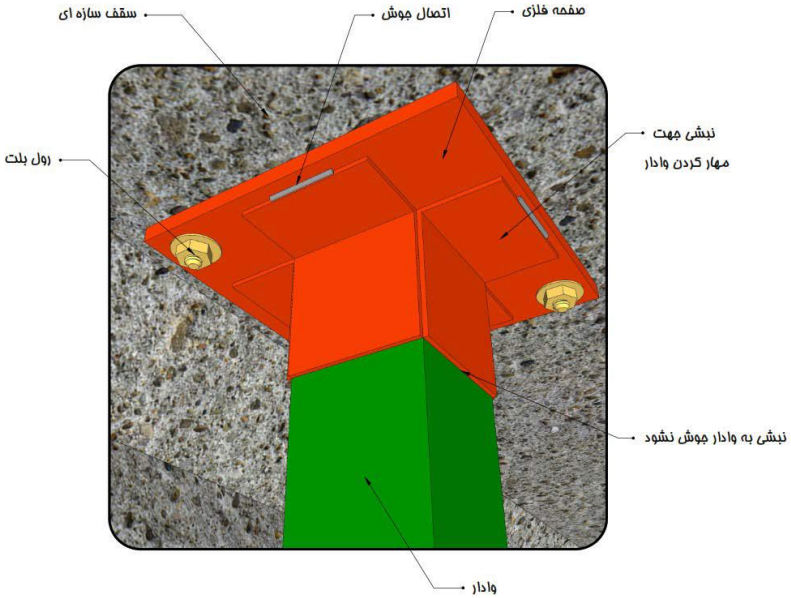
پ ۶-۱-۴-۲-۳- اتصال وادار به قاب سازه‌ای

در دیوارهای بلوکی که نیاز به وادار دارند به‌منظور تأمین حرکت جانبی داخل صفحه دیوارها، مجموعه دیوار و وادار همزمان از آزادی در حرکت جانبی برخوردارند. وادارها نباید به نبشی‌های تعبیه شده در تیرها که تنها جهت جلوگیری از حرکت خارج از صفحه نصب شده‌اند جوش شوند (شکل پ ۶-۶- الف). با توجه به اتصال کشویی وادار نیازی به رعایت فاصله جداسازی دیوار در مجاورت وادارها نمی‌باشد و دیوار می‌تواند از بر وادار چیده شود.

تبصره: در دیوارهای واقع در خارج قاب، وادارهای دو انتهای دیوار باید در برابر حرکت جانبی در هر دو جهت مقید (به‌صورت اتصال تلسکوپی) شوند و به دیوار اجازه حرکت داده شود. در این حالت جزئیات اتصال دیوار به این وادارها مانند اتصال به ستون‌ها می‌باشد .در این فاصله جداسازی ۱٪ بین وادار و دیوار باید رعایت شود (شکل پ ۶-۶- ب).



الف- به صورت اتصال کشویی با استفاده از نبشی



ب- اتصال وادار انتهایی در دیوارهای خارج از قاب به صورت تلسکوپی

شکل پ ۶-۶- اتصال وادار به سقف

درصورتی‌که مقطع مؤثر دیوار طراحی وادار

با توجه به بند پ ۶-۱-۴-۲-۱ حداکثر فاصله وادارها از هم ۴ متر است در نتیجه حداکثر عرض بارگیر وادار برابر فاصله آن‌ها یعنی همان ۴ متر خواهد بود.

میزان بار خطی روی وادار برابر است با:

$$129.2\ (kg/m^2) * 4.0\ (m) = 516.8\ (kg/m)$$

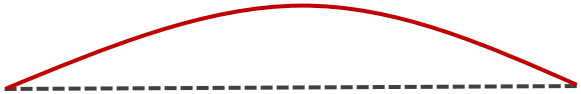
جهت طراحی اجزای دیوار که در بخش‌های بعدی بدان پرداخته می‌شود، این بار باید با ضریب مناسب براساس ضرایب ترکیب بار مبحث ۶ ام محاسبه شود.

با توجه به بند پ ۶-۱-۴-۲-۴ حداکثر ارتفاع دیوار ۳٫۵ متر است.

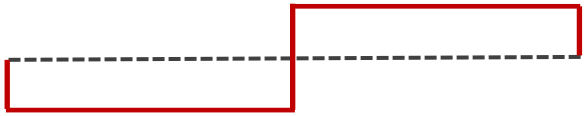
اتصال وادار در پایین مفصل است و در بالای آن بسته به شرایط کشویی یا تلسکوپی خواهد بود که البته اتصال کشویی و تلسکوپی در جهت عمود بر سطح دیوار مفصلی رفتار خواهند کرد؛ لذا وادار مانند یک تیر دو سر مفصل عمل می‌کند که تحت بار گسترده فوق است.

تیر دو سر مفصل تحت اثر با گسترده

تغییر شکل تیر دو سر مفصل



نمودار لنگر خمشی تیر دو سر مفصل



نمودار برش تیر دو سر مفصل

تصویر شماره ۴-۱۰: نمودارهای طراحی تیر دو سر مفصل

طراحی تیر دو سر مفصل (وادار)

بندهای آیین‌نامه‌ای مربوط به طراحی تیر دو سر مفصل

مبحث دهم مقررات ملی ساختمان بندهای ۱۰-۲-۵ و ۱۰-۲-۶، طراحی اعضای خمشی و برشی را توضیح داده است. این بندها و توضیحات مربوطه در فصل سرویس پله توضیح داده شده‌اند، لذا مجدد تکرار نمی‌شود.

➢ ۱۰-۲-۶-۵ مقاومت برشی اعضای مقطع قوطی شکل

مقاومت برشی (V_n) اعضای با مقطع قوطی شکل باید براساس الزامات بند ۱۰-۲-۶-۲-۱ با $A_w=2ht$ تعیین شود که در آن

t: ضخامت طراحی جان‌های مقطع قوطی شکل مساوی ۰٫۹۳ برابر ضخامت اسمی جان‌ها برای مقاطع قوطی شکل با جوش قوس الکتریکی و مساوی ضخامت اسمی جان‌ها برای مقاطع قوطی شکل با جوش زیر پودری

h: مطابق تعریف ارائه شده در بند ۱۰-۲-۶-۲- ب. در صورت مشخص نبودن شعاع گردی در محل اتصال جان‌ها به بال‌ها برای محاسبه h می‌توان بعد بیرونی (کل) منهای سه برابر ضخامت بال را در محاسبه منظور نمود.

و t_w باید برابر t و نیز k_v برابر ۵ در نظر گرفته شود.

جدول ۴-۷: روند طراحی وادار دیوارهای غیرسازه‌ای

ردیف	شرح	
۱	طول وادار فولادی	L = 3.5 m
۲	عرض بارگیر وادار	B = 4.0 m
۳	بار باد	$WL = 129.2\ Kg/m^2$
۴	ضریب بار براساس ترکیب بارهای مبحث ششم $q = 1.6WL = 210\ Kg/m^2$	
۵	نیروی خمشی و برشی وارده بر تیر تحت اثر ترکیب بار فوق $M_u = \frac{q*l^2}{8} = \frac{210*4*3.5^2}{8} = 1286.25\ Kg.m$ $V_u = \frac{q*l}{2} = \frac{210*4*3.5}{2} = 1470\ Kg$	
۶	طراحی براساس مبحث دهم مقررات ملی ساختمان $M_u \le M_d = \emptyset_b F_y Z_x \rightarrow Z_x \ge \frac{M_u}{\emptyset_b F_y} = \frac{128625}{0.9*2400} = 59.5\ cm^3$ مقطع پیشنهادی Box 120*120*5(z=83.0 cm3) کنترل برش برای مقطع انتخابی $V_d = \emptyset_v V_n = \emptyset_v 0.6 F_y A_w C_w$ $V_d = 0.9*0.6*2400*2*\left(12-(3*0.5)\right)*1.0 = 27216\ Kg$	
۷	$\boldsymbol{V_u \le V_d \Rightarrow OK}$	

۱- مبحث دهم بند شماره ۱۰-۲-۵-۷ و شماره ۱۰-۲-۶-۵

طراحی اتصال مفصلی پایین وادار

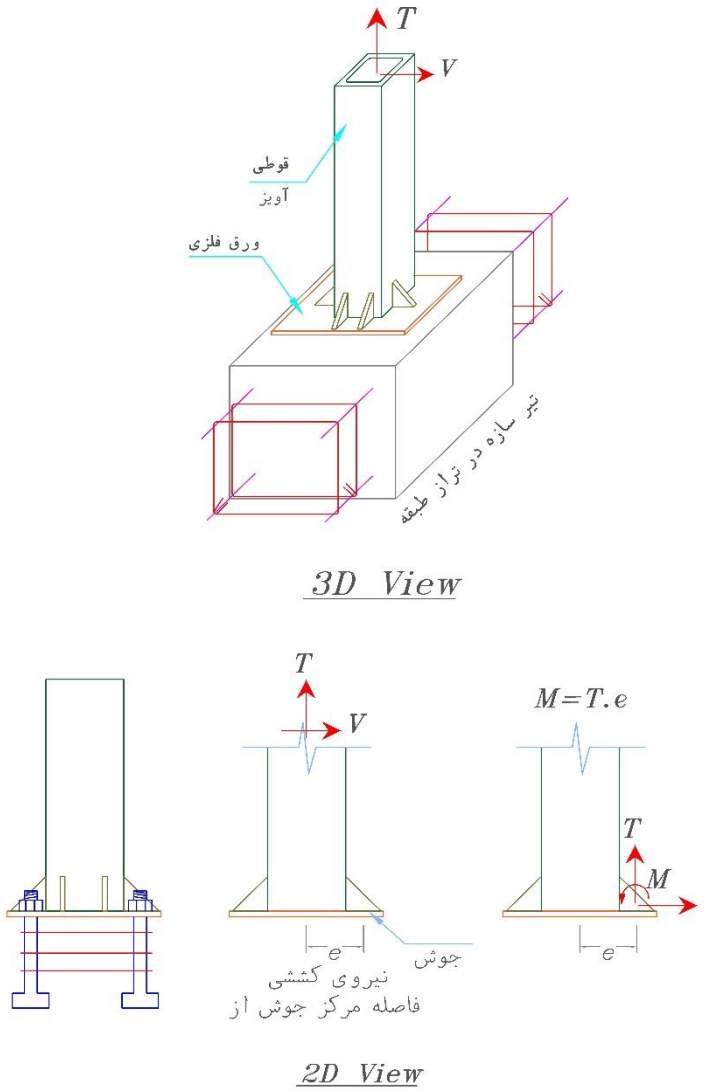
با توجه به فرض مفصلی بودن اتصالات وادار، تکیه‌گاه‌های وادار باید براساس ظرفیت برشی وادار طراحی شوند.

ظرفیت برشی وادار بنا بر طراحی فوق برابر است با: 27216 Kg

تصویر شماره ۴-۱۱ شکل اتصال مفصلی پای وادار را نشان می‌دهد. در این تصویر مقدار طول جوش‌های افقی سخت‌کننده در روی صفحه باید ظرفیت برشی و مقدار طول جوش‌های قائم سخت‌کننده، ظرفیت کششی را تأمین کنند که البته یکی دیگر از وظایف سخت‌کننده انتقال نیرو از وادار به صفحه فلزی است و بعدازاین، به‌واسطه صفحه فلزی این نیروی برشی و کششی به ناودانی‌های زیر ورق و از آن به تیر سازه‌ای منتقل می‌شود. توجه داشته باشید جوش‌ها و ناودانی‌ها در معرض برش و کشش هم‌زمان هستند ولیکن با توجه به کم بودن نسبت کشش به برش از اثر هم‌زمان صرف‌نظر می‌شود. جدول ۴-۸

برای طراحی تعداد ۶ عدد سخت‌کننده به ابعاد 5*80*80 میلی‌متر فرض می‌کنیم. جوش به‌صورت دورتادور سخت‌کننده با ورق و وادار انجام شود.

بعد جوش در جدول ۴-۸ محاسبه می‌شود.



تصویر شماره ۴-۱۱: اتصال مفصلی پایین وادار

جدول ۴-۸: روند طراحی جوش سخت‌کننده‌ها براساس ظرفیت مقاطع [۱]

ردیف	شرح
۱	نیروهای وارد بر هر سخت‌کننده با فرض حداکثر ظرفیت: $V = \frac{27216}{4} = 6804kg$ فرض می‌شود در راستای نیروی برشی (نیروی باد وارد بر دیوار) چهار عدد سخت‌کننده اجرا شود و دو عدد دیگر در دو ضلع دیگر وادار
۲	تنش وارد بر جوش سخت‌کننده در مرکز جوش در راستای Y ناشی از نیروی برشی $f_{uv_y} = \frac{V}{2Lt_e} = \frac{6804}{2*8*1} = 425.25\ {}^{Kg}/_{cm^2}$
٤	ارزش نهایی جوش با فرض مشخصات زیر بازرسی چشمی در محل $\beta = 0.75$ استفاده از الکترود E60 $R_{av} = \emptyset\beta F_{nv}t_e = 0.75*0.75*0.6*4200*0.707*a = 1002a$
٥	$f_{uA} \le R_{av} \rightarrow 425.25 \le 1002a \rightarrow a = 0.42\ cm$ بعد جوش به‌دست‌آمده را با حداقل و حداکثر بعد جوش مجاز آیین‌نامه کنترل می‌کنیم. بعد جوش 5mm مناسب است.

۱- مبحث دهم مقررات ملی ساختمان بخش اتصالات

۱۰-۲-۹-۲-۲ محدودیت‌های بعد جوش

حداقل بعد جوش گوشه نباید از بعد موردنیاز برای انتقال بارهای محاسبه‌شده و اندازه‌های نشان‌داده‌شده در جدول ۱۰-۲-۹-۲ کوچک‌تر انتخاب شود. حداقل بعد جوش تابع ضخامت قطعه نازک‌تر می‌باشد و از طرفی نباید بعد جوش گوشه از ضخامت نازک‌ترین قطعه متصل‌شونده تجاوز نماید.

حداکثر بعد جوش‌های گوشه در لبه قطعات متصل‌شونده برای قطعات با ضخامت مساوی یا کمتر از ۶ میلی‌متر برابر ضخامت قطعه و برای قطعات بیش از ۶ میلی‌متر برابر ضخامت قطعه منهای ۲ میلی‌متر می‌باشد.

جدول (مبحث ۱۰) ۱۰-۲-۹-۲ حداقل بعد جوش گوشه

ضخامت قطعه نازک‌تر	حداقل بعد جوش گوشه (با یک بار عبور)
تا ۶ میلی‌متر	۳ میلی‌متر
بیش از ۶ تا ۱۲ میلی‌متر	۵ میلی‌متر
بیش از ۱۲ تا ۲۰ میلی‌متر	۶ میلی‌متر
بیش از ۲۰ میلی‌متر	۸ میلی‌متر

حداقل بعد جوش گوشه براساس ضخامت قطعه نازک‌تر (ضخامت قوطی ۱۰ برابر ۵ میلیمتر بوده) ۳ میلیمتر می‌باشد.

طراحی میلگردهای پشت ورق انتظار

میزان ظرفیت برشی وادار برابر است با ۲۷۲۱۶ کیلوگرم؛ جهت انتقال این نیروی به تیر سازه‌ای میلگردها را طراحی می‌کنیم.

جدول ۴-۹: طراحی میلگردهای انتظار در پشت ورق فلزی

ردیف	شرح
۱	ظرفیت برشی وادار $V_d = 27216\ Kg$
۲	تنش تسلیم میلگرد $F_y = 3400\ Kg/cm^2$ (AII)
۳	نیروی برشی میلگردها $T_d = \Phi_t A_s F_y = 0.9 * A_s * 3400$
۴	محاسبه سطح مقطع میلگردهای موردنیاز $V_u \le V_d \quad A_S \ge \frac{27216}{0.9 * 3400} = 8.9\ cm^2$ در صورت استفاده از میلگرد سایز ۱۰ داریم: $n * \pi * 0.5^2 \ge 8.9 \rightarrow n = 11.3$
۵	Use: 12 Φ 10 (AII)

در عمل امکان تعبیه ۱۲ عدد شاخک در پشت ورق وجود ندارد؛ اجرای میلگرد در پشت ورق‌های اتصال با رعایت موارد آیین‌نامه‌ای شامل: طول گیرایی، ضوابط جوش، قلاب استاندارد امکان‌پذیر نیست، لذا باید از طرح جایگزین استفاده کرد که پیشنهاد می‌گردد از میلگرد آج‌دار سر دار استفاده شود.

توجه شود با توجه به الزامات لازم در خصوص جوش دادن میلگرد AIII از انتخاب آن اجتناب شده است و میلگردهای نوع AII معمولاً در سایزهای کوچک موجود هستند.

طراحی میلگرد سردار در پشت ورق‌های انتظار

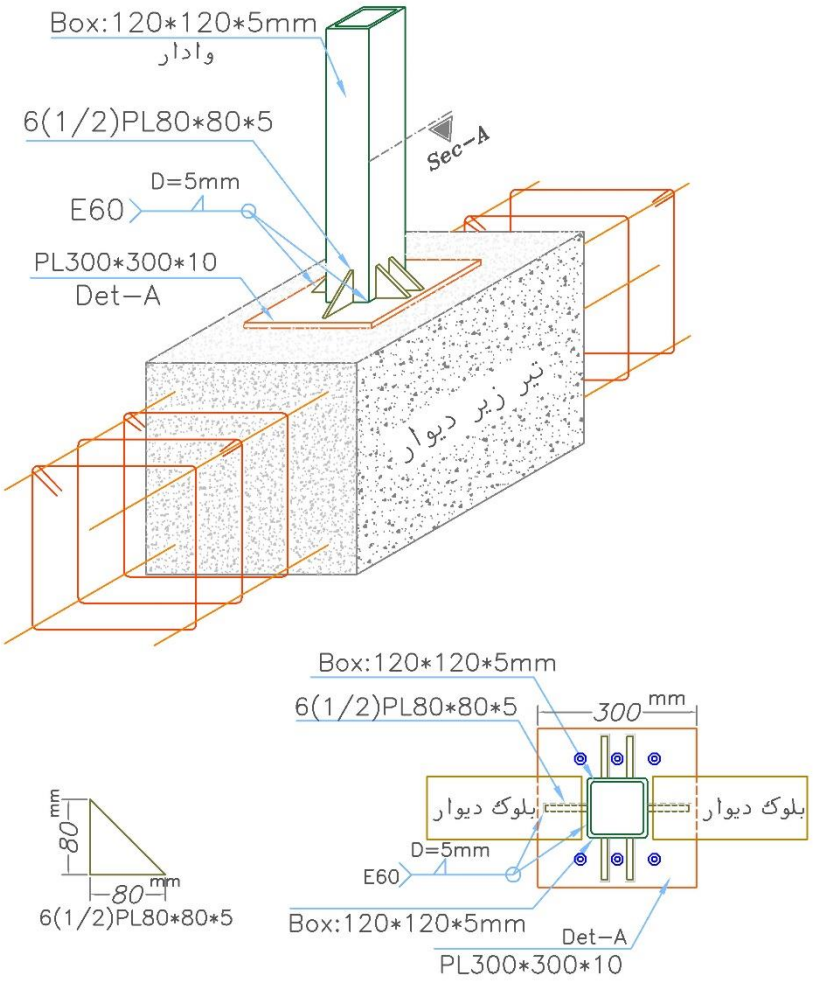
جدول ۴-۱۰: روند طراحی اتصال ورق به سازه

ردیف	شرح
۱	براساس بند شماره ۱۰-۲-۹-۳-۳ از مبحث دهم مقررات ملی ساختمان در اتصالات اتکایی، مقاومت برشی طراحی ($\phi R_{nv} = \phi F_{nv} A_{nb}$) ϕ: ضریب کاهشی مقاومت و مساوی ۰٫۷۵ می‌باشد. A_{nb}: سطح مقطع اسمی وسیله اتصال (پیچ یا قطعه دندانه‌شده) F_{nv}: تنش برسی اسمی مطابق مقادیر جدول ۱۰-۲-۹-۱۰
۲	کنترل ظرفیت برشی میلگردهای سر دار ظرفیت برشی وادار (Box 120*120*5) $V_{max} = 27216\ Kg$ نیروی برشی طراحی میلگردهای سردار براساس بند ۱۰-۲-۹-۳-۳ $\phi R_{nv} = \phi F_{nv} A_{nb} = 0.75 * 0.45 * 6000 * A_{nb} \le 27216\ Kg$ $A_{nb} \ge \frac{27216}{2025} = 13.44\ cm^2$ USE 6 Ø 20 به توجه به رزوه شدن میلگردها و کاهش سطح مقطع میلگردها در محل رزوه، سایز میلگردهای سر دار، یک شماره بزرگ‌تر انتخاب شده است.
۳	طول گیرایی میلگرد سر دار براساس بند شماره ۹-۲۱-۳-۴ مبحث نهم مقررات ملی ساختمان داریم: $L_{dh} = \frac{\psi_e \psi_c \psi_p \psi_o}{\lambda} \frac{0.032 f_y}{\sqrt{f'_c}} d_b^{1.5}$ $L_{dh} = \frac{1.0 * 0.88 * 1.6 * 1.0}{1} \frac{0.032 * 420}{\sqrt{30}} 20^{1.5} = 309\ mm$

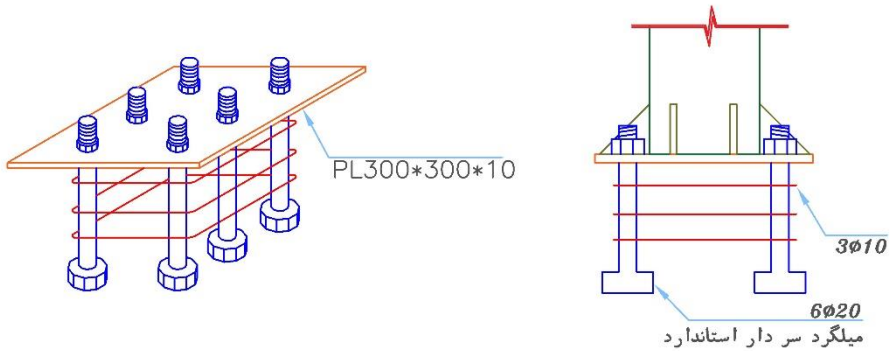
اتصال مفصلی پایین وادار به تیر سازه ایی زیر دیوار

توضیحات

- مصالح دارای استاندارد و تاییدیه های فنی لازم انتخاب و اجرا گردد.
- براساس توضیحات ارائه شده در محلهای موردنیاز وادار اجرا شود.
- اتصال پایین وادار مطابق دیتایل ها به صورت مفصلی فرض شده است.
- اتصال بالای وادار مطابق دیتایل های ارائه شده به صورت کشویی فرض شده است.
- جوش های قوطی به ورق، سخت کننده به ورق و قوطی به صورت دورتادور می باشد.
- قلاب های میلگرد بستر به وادار جوش شوند.
- محافظت از خوردگی قطعات فلزی الزامی است.
- تعداد چهار سخت کننده در جهت عمود بر صفحه دیوار اجرا شوند.



Sec-A *Scale 1:10*



جزئیات اتصال ورق فولادی انتظار به سازه بتنی

Det-A *Scale 1:10*

تصویر شماره ۴-۱۲: جزئیات اتصال مفصلی در پایین

طراحی اتصال کشویی

اتصال کشویی در بالای وادار باید فقط نیروی برشی وارد بر دیوار را تحمل کنند.

جدول ۴-۱۱ روند طراحی را شرح می‌دهد.

شکل اتصال و اجزای تشکیل‌دهنده اتصال در بند پ -۶-۱-۴-۲-۳ پیوست ششم استاندارد ۲۸۰۰ نشان‌داده‌شده است و بند آن در بخش‌های قبل ذکر شده است.

با توجه به شکل پیشنهادی آیین‌نامه جهت اجرای اتصال، دو عدد نبشی در طرفین وارد نصب می‌شوند. شماره نبشی را به‌گونه‌ای انتخاب می‌کنیم که امکان مهار وادار وجود داشته باشد، وادار به میزان ۲۵ میلی‌متر از ارتفاع طبقه کمتر انتخاب می‌شود تا در قسمت بالای آن با توجه به اتصال کشوی وادار توانایی جابه‌جایی در صفحه دیوار را داشته باشد و ممانعتی در حرکت دیوار ایجاد نشود.

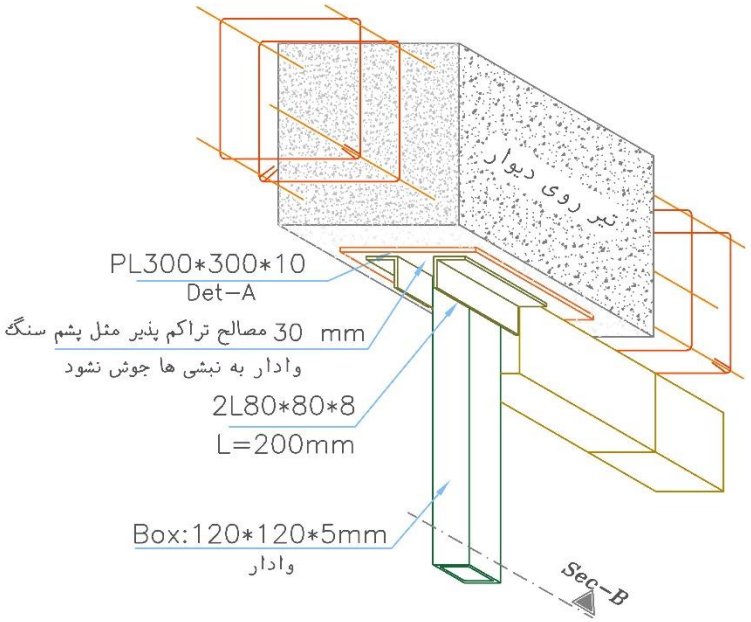
جدول ۴-۱۱: روند طراحی اتصال کشویی در زیر تیر سازه‌ای

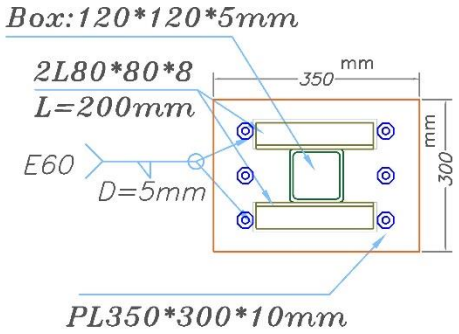
ردیف	شرح
۱	ظرفیت برشی وادار Vd = 27216 Kg
۲	تنش تسلیم مصالح Fy = 2400 Kg/cm2
۳	در طرفین وادار دو عدد نبشی قرار می‌دهیم. جهت تحمل نیروی برشی وارد آن ابتدا میزان جوش موردنیاز رو حساب می‌کنیم.
٤	میزان مقاومت جوش با فرض مشخصات زیر بازرسی چشمی در محل β = 0.75 استفاده از الکترود E60 بعد جوش برابر ۵ میلی‌متر
	$R_{av} = \emptyset\beta F_{nv} t_e = 0.75 * 0.75 * 0.6 * 4200 * 0.707 * 0.5 * L = 501L$
۵	محاسبه طول جوش موردنیاز $V_u \leq R_{av} \rightarrow L \geq \frac{27216}{501} = 54.3\ cm$ در صورت استفاده از دو نبشی شماره ۸ به طول ۲۰ و اجرای جوش در سه طرف بیرونی آن‌ها طول جوش اجرا شده برابر است با: $L = 2 * (20 + 8 + 8) = 72\ cm$ مقدار جوش اجرا بیش از مقدار جوش موردنیاز هست و صحیح است.
٦	با توجه به نیروی برشی و طول جوش موردنیاز در طرفین پیشنهادی می‌گردد از دو عدد نبشی شماره ۸ به طول ۲۰ سانتیمتر استفاده شود. به دو علت ۱- ارتفاع نبشی به حدی باشد که با رعایت میزان فاصله وادار با تیر سازه در بالای دیوار امکان نگهداری وادار وجود داشته باشد ۲- طول نبشی‌ها به حدی باشد تا در صورت دوران وادار در صفحه دیوار وادار از نبشی‌ها خارج نشوند.
۷	Use: 2 L80*80*8 L=200mm

اتصال کشویی در بالای وادار به تیر سازه ایی روی دیوار

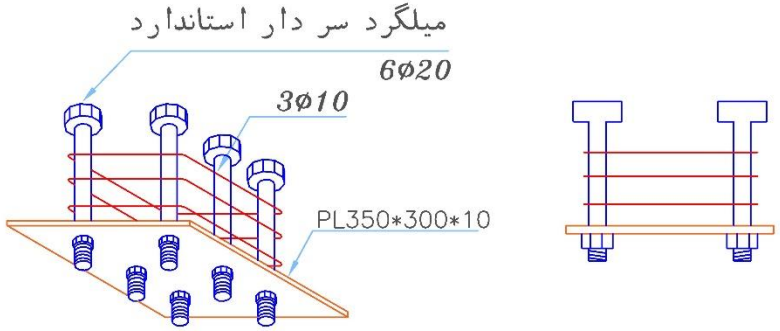
توضیحات

- مصالح دارای استاندارد و تاییدیه های فنی لازم انتخاب و اجرا گردد.
- براساس توضیحات ارائه شده در محلهای موردنیاز وادار اجرا شود.
- اتصال پایین وادار مطابق دیتایل ها به صورت مفصلی فرض شده است.
- اتصال بالای وادار مطابق دیتایل های ارائه شده به صورت کشویی فرض شده است.
- جوش های قوطی به ورق، سخت کننده به ورق و قوطی به صورت دورتادور می باشد.
- قلاب های میلگرد بستر به وادار جوش شوند.
- محافظت از خوردگی قطعات فلزی الزامی است.
- لبه بالایی واردار با زیر تیر سازه ۳۰ میلی متر فاصله آزاد داشته باشد.
- فاصله آزاد واردار و دیوار با تیر سازه با مصالح انعطاف پذیر مانند پشم سنگ ضد رطوبت پر شود.





Sec-A Scale 1:10



جزئیات اتصال ورق فولادی انتظار به سازه بتنی

Det-A Scale 1:10

تصویر شماره ۴-۱۳: جزئیات اتصال کشویی در بالای وادار

طراحی اتصال تلسکوپی

در دیوارهای واقع در خارج قاب، وادارهای دو انتهای دیوار باید در برابر حرکت جانبی در هر دو جهت مقید شوند (به‌صورت اتصال تلسکوپی) و به دیوار اجازه حرکت داده شود. این شرایط معمولاً در گوشه آزاد بالکن (طره) و دیوارهایی که بین دو ستون قرار ندارند؛ صورت می‌گیرد. (دیوارهای با لبه آزاد)

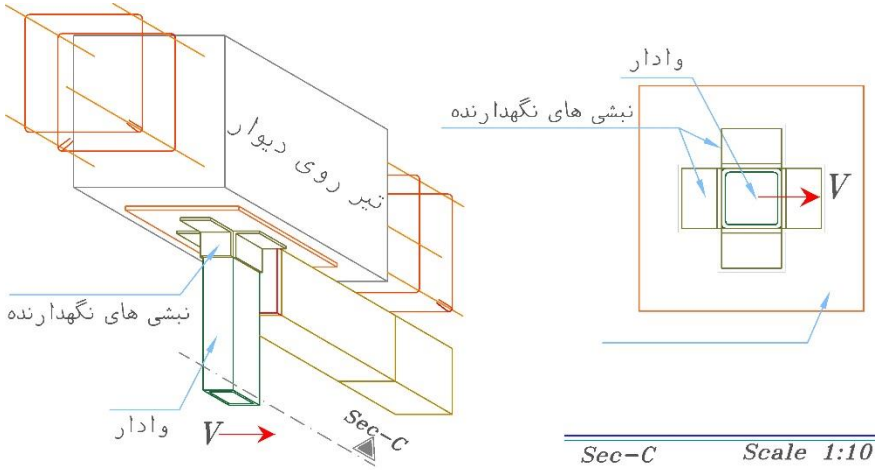
طراحی این اتصال مانند طراحی اتصال مفصلی و کشویی هست، روند اتصال ورق فولادی به سازه به کمک ناودانی‌ها صورت می‌گیرد، طراحی ناودانی‌ها در بخش قبلی صورت‌گرفته است لذا مجدد تکرار نمی‌شود.

برای مهار وادار در برابر حرکت‌های عرضی چهار طرف وادار نبشی قرار می‌گیرد. نبشی‌ها باید قادر به تحمل ظرفیت برشی وادار باشند.

توجه شود وادار به نبشی‌ها جوش نمی‌شود و همچنین بالای وادار به میزان حداقل ۲۵ میلی‌متر با تیر سازه‌ای فاصله خواهد داشت تا امکان حرکت وادار در محدوده مجاز وجود داشته باشد.

جدول ۴-۱۲: روند طراحی اتصال تلسکوپی در زیر تیر سازه‌ای

ردیف	شرح
۱	ظرفیت برشی وادار $V_d = 27216\ Kg$
۲	تنش تسلیم مصالح $F_y = 2400\ Kg/cm^2$
۳	در طرفین وادار چهار عدد نبشی قرار می‌دهیم.
۴	میزان مقاومت جوش با فرض مشخصات زیر
	$\beta = 0.75$ D: 5mm E60 $R_{av} = \emptyset\beta F_{nv} t_e = 0.75 * 0.75 * 0.6 * 4200 * 0.707 * 0.5 * L$ $= 501L$
۵	محاسبه طول جوش موردنیاز $V_u \le R_{av} \rightarrow L \ge \frac{27216}{501} = 54.3\ cm$ در هر جهت از نیروی برشی دو عدد نبشی شماره ۸ قرارداد و در صورت جوش در سه طرف نبشی‌ها مطابق تصویر شماره ۴-۱۳ چهار خط جوش در راستا و دو خط جوش موازی نیروی برشی قرار دارد. طول جوش اجرا شده برابر است با: $L = (4 * 8) + (2 * 12) = 56\ cm$ مقدار جوش اجرا بیش از مقدار جوش موردنیاز هست و صحیح است.
۶	**Use: 4 L80*80*8**

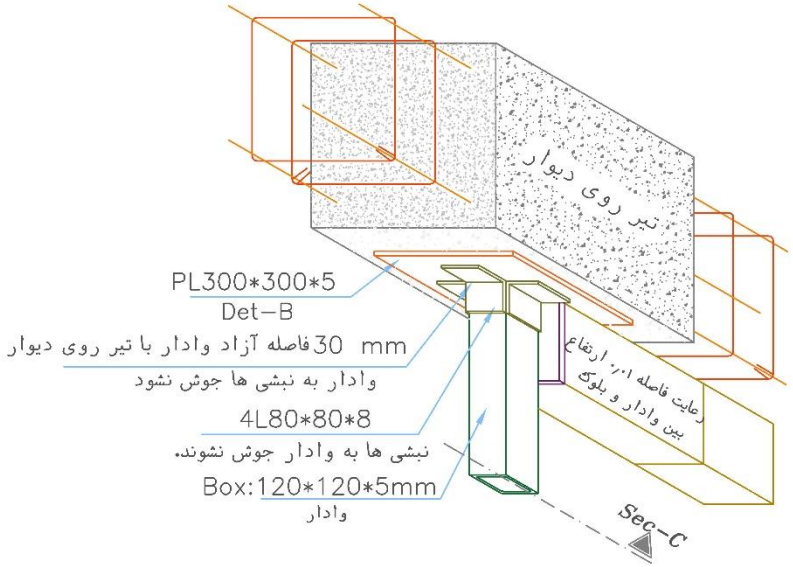


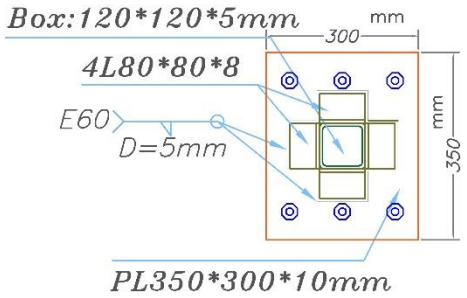
تصویر شماره ۴-۱۴: نیروی برشی وارد بر اتصال تلسکوپی

اتصال تلسکوپی در بالای وادار به تیر سازه ایی روی دیوار

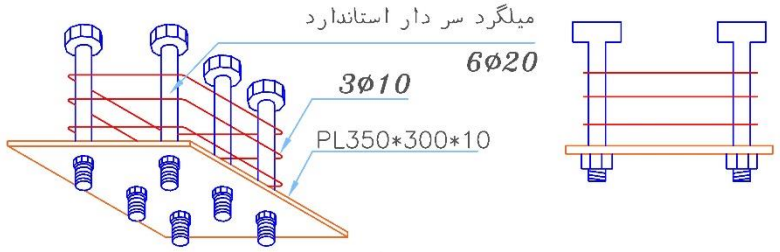
توضیحات

- مصالح دارای استاندارد و تاییدیه های فنی لازم انتخاب و اجرا گردد.
- براساس توضیحات ارائه شده در محلهای موردنیاز وادار اجرا شود.
- در دیوارهایی واقع در خارج قاب، وادارهای دو انتهای دیوار باید در برابر حرکت جانبی در هر دو جهت مقید (به صورت اتصال تلسکوپی) شوند و به دیوار اجازه حرکت داده شود. در این حالت فاصله وادار و دیوار ۰٫۰۱ ارتفاع است.
- لبه بالایی واردار با زیر تیر سازه ۳۰ میلی متر فاصله آزاد داشته باشد.
- اتصال پایین وادار مطابق دیتایل ها به صورت مفصلی فرض شده است.
- اتصال بالای وادار مطابق دیتایل های موجود به صورت تلسکوپی انجام شود.
- جوش های قوطی به ورق، سخت کننده به ورق و قوطی به صورت دورتادور می باشد.
- گیره های میلگرد بستر به وادار جوش شوند.
- محافظت از خوردگی قطعات فلزی الزامی است.
- لبه بالایی واردار با زیر تیر سازه ۳۰ میلی متر فاصله آزاد داشته باشد.
- فاصله آزاد واردار و دیوار با تیر سازه با مصالح انعطاف پذیر مانند پشم سنگ ضد رطوبت پر شود.





Sec–A Scale 1:10



جزئیات اتصال ورق فولادی انتظار به سازه بتنی

Det–A Scale 1:10

تصویر شماره ۴-۱۵: جزئیات اتصال تلسکوپی بالای وادار

تیرک افقی

پ ۶-۱-۴-۲-۴- تیرک‌ها (دیوارهای با ارتفاع بیش از ۳٫۵ متر)

در دیوارهای با ارتفاع بیش از ۳٫۵ متر باید با استفاده از عضو افقی با مقطع فولادی یا بتنی (تیرک) ارتفاع آزاد دیوار را کاهش داد. در این حالت برای اینکه جداسازی دیوار از قاب سازه‌ای به نحو مناسب انجام شود، نیاز به اجرای وادار انتهایی برای نگه‌داشتن تیرک می‌باشد (جهت عدم ایجاد مانع برای تغییر شکل تیر در ناحیه مفصل پلاستیک وادار انتهایی باید حداقل در فاصله یک‌متری از بر ستون طبق شکل پ ۶-۷ باشد). نحوه اجرای تیرک به این صورت است که تیرک باید به‌صورت کامل بر روی دیوار بنشیند و بار ثقلی دیوار فوقانی نباید به تیرک منتقل شود. به‌عنوان نمونه شکل پ ۶-۶ نحوه اجرای تیرک و وادارها در یک دیوار ۶ متری و شکل پ ۶-۸- جزئیات اتصالات آن را نشان داده است. اتصال انتهای تیرک به ستون نیز باید به‌صورت نشیمن با قابلیت جابه‌جایی در راستای دیوار مطابق شکل پ ۶-۸ باشد.

طراحی تیرک افقی

طول آزاد تیرک حداکثر ۴ متر است (حداکثر فاصله مجاز وادارها).

حداکثر فاصله تیرک با تیرهای سازه‌ای ۳٫۵ متر است (حداکثر ارتفاع مجاز دیوار).

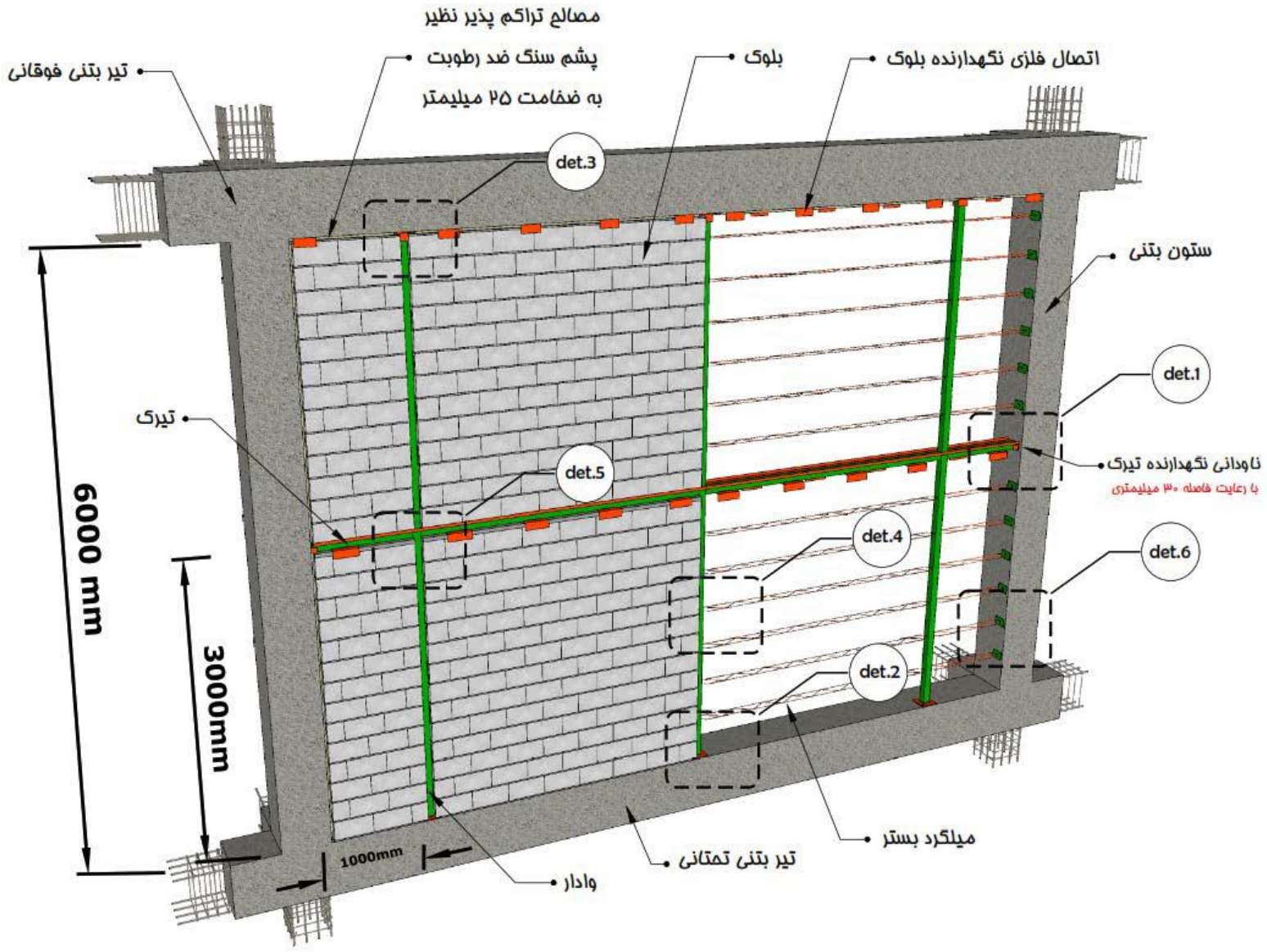
نیروی زلزله اجزاء غیرسازه‌ای وارد بر دیوار براساس بخش وادار محاسبه می‌شود و مقدار آن‌ها یکسان هست.

جدول شماره ۴-۱۳ روند طراحی تیرک افقی را شرح می‌دهد.

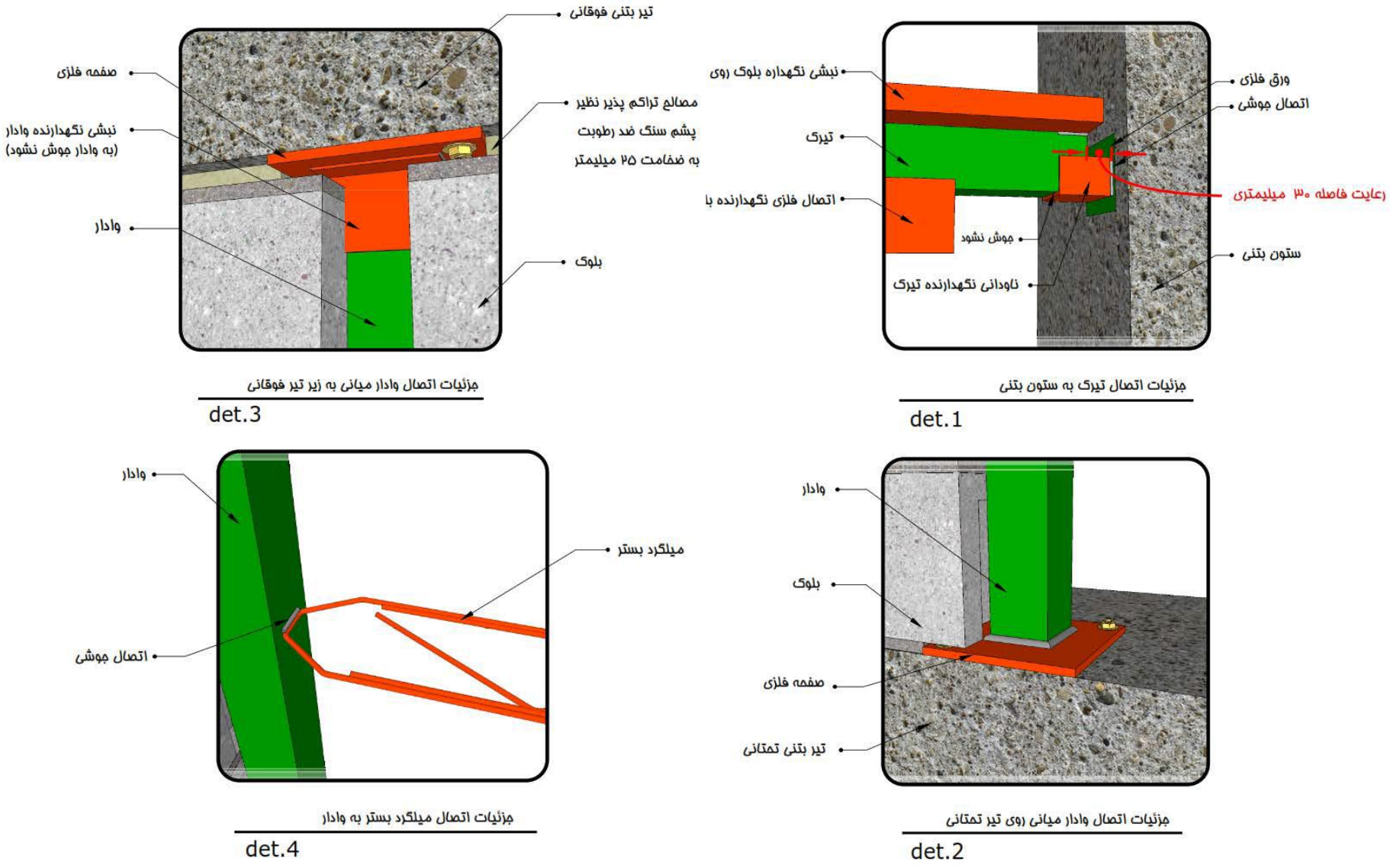
جدول ۴-۱۳: روند طراحی تیرک افقی دیوارهای غیرسازه‌ای

ردیف	شرح	مقدار
۱	طول تیرک فولادی	L = 4.0 m
۲	عرض بارگیر وادار	B = 3.5 m
۳	بار باد براساس بخش بار وارده بر وادار	$W_L = 129.2\ Kg/m^2$
۴	ضریب بار براساس ترکیب بارهای مبحث ششم $q = 1.6W_L = 210\ Kg/m^2$	
۵	نیروی خمشی و برشی وارده بر تیر تحت اثر ترکیب بار فوق $M_u = \frac{q * l^2}{8} = \frac{210 * 3.5 * 4^2}{8} = 1470\ Kg.m$ $V_u = \frac{q * l}{2} = \frac{210 * 3.5 * 4}{2} = 1470\ Kg$	
۶	طراحی براساس مبحث دهم مقررات ملی ساختمان $M_u \leq M_d = \emptyset_b F_y Z_x \rightarrow Z_x \geq \frac{M_u}{\emptyset_b F_y} = \frac{147000}{0.9 * 2400} = 68\ cm^3$ مقطع پیشنهادی Box 120*120*5(z=83.0 cm^3) کنترل برش برای مقطع انتخابی $V_d = \emptyset_v V_n = \emptyset_v 0.6 F_y A_w C_w$ $V_d = 0.9 * 0.6 * 2400 * 2 * (12 - (3 * 0.5)) * 1.0 = 27216\ Kg$	
۷	$V_u \leq V_d \Longrightarrow OK$	

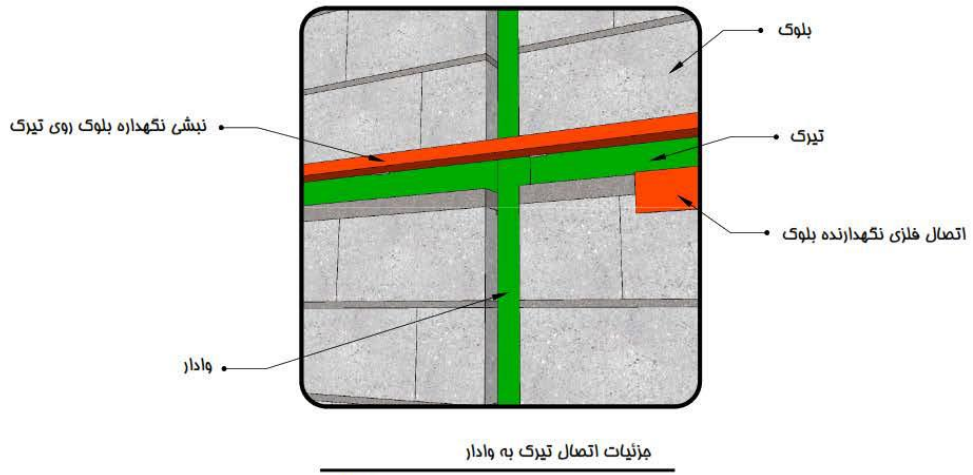
۱- مبحث دهم بند شماره ۱۰-۲-۵-۷ و شماره ۱۰-۲-۶-۵

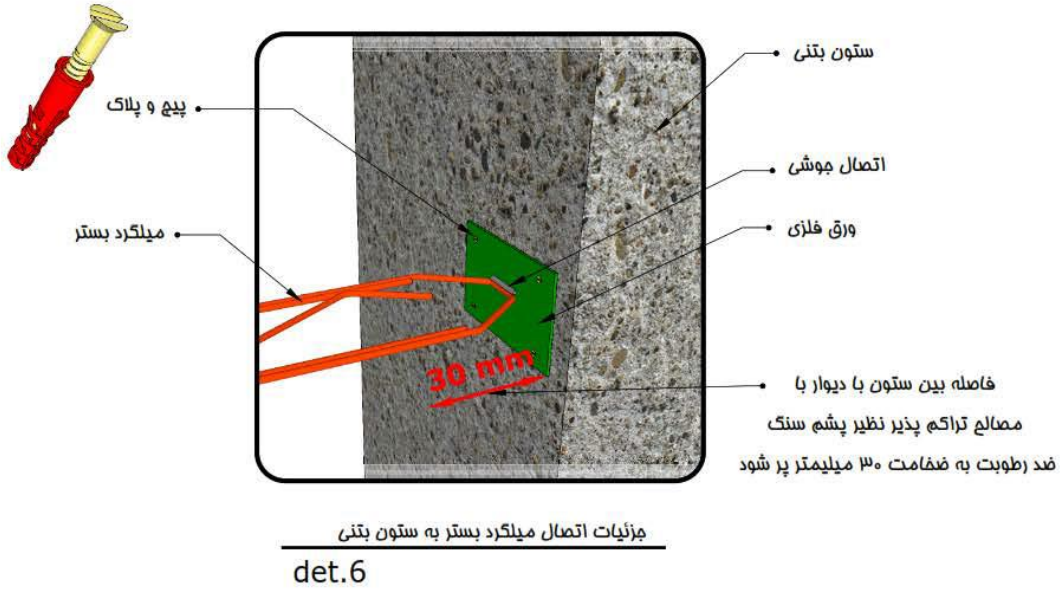


شکل پ ۶-۷- دیوارهای بلوکی با ارتفاع بیش از ۳/۵ متر دارای تیرک و وادار (به عنوان نمونه یک دیوار با ارتفاع ۶ متری)



شکل پ ۶-۸- جزئیات اجرایی اتصال تیرک و وادار در دیوار با ارتفاع بیش از ۳/۵ متر





شکل پ ۶-۸- جزئیات اجرایی اتصال تیرک و وادار در دیوار با ارتفاع بیش از ۳/۵ متر

طراحی نشیمن

با توجه به فاصله کم وادار نسبت به ستون کناری (یک متر) نشیمن به‌صورت اسمی با مقطع حداقل قابل‌استفاده، انتخاب می‌شود.

ابعاد تیرک ۱۲ سانتی‌متر هست لذا از یک ناودانی حداقل شماره ۱۴ استفاده می‌شود تا تیرک بتواند داخل آن حرکت کند.

جهت پایداری اتصال ناودانی به ورق فولادی از سخت‌کننده نیز استفاده می‌شود.

جزئیات ناودانی‌های پشت ورق مانند اتصال مفصلی وادار طراحی می‌شوند. تصویر شماره ۴-۱۴

طراحی اتصال تیرک به وادار

با توجه به توضیحات آیین‌نامه، تیرک کاملاً روی دیوار زیر خود نشسته و نقشه انتقال بار دیوار روی خود را ندارد و براساس جهت نیروی باد و زلزله که عمود بر صفحه دیوار هست برش و خمش ایجاد شده در جهتی است که تیرک را از صفحه خارج کند. طراحی اتصال با این فرضیات باید انجام شود؛ لذا جهت مقابله با نیروی برشی ایجاد شده در اتصال مفصلی تیرک به وادار ابتدا مقدار طول جوش موردنیاز براساس ظرفیت تیرک را محاسبه می‌کنیم و طراحی را انجام می‌دهیم روند طراحی در جدول شماره ۴-۱۴ شرح داده شده است.

جدول شماره ۴-۱۴ طراحی اتصال تیرک به وادار

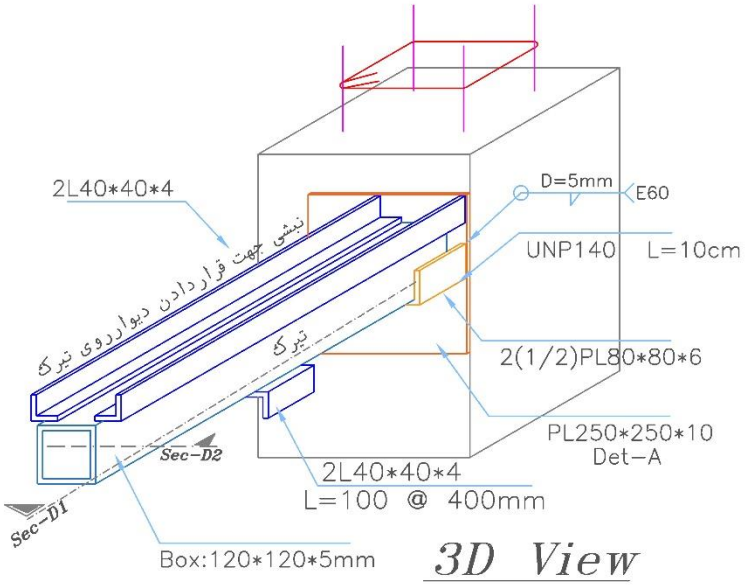
ردیف	شرح
۱	ظرفیت برشی تیرک V = 27216 Kg نیروی برشی تیرک V = 1470 Kg
۲	طول جوش قابل تأمین در دورتادور تیرک L = 4 * 12 = 48 cm
۳	میزان مقاومت جوش با فرض مشخصات زیر E60 D: 5mm β = 0.75 $R_{av} = \emptyset\beta F_{nv} t_e$ $R_{av} = 0.75 * 0.75 * 0.6 * 4200 * 0.707 * 0.5 * 48 = 24052\ Kg$
۴	کنترل براساس ظرفیت برشی تیرک $V_u \geq V_d \Longrightarrow Not\ OK$ با توجه به اختلاف ناچیز و این که در این اتصال امکان تعبیه سخت‌کننده در جهت مقابله با نیروی برشی وجود ندارد از طراحی براساس ظرفیت صرفه نظر می‌شود و براساس نیروی برشی وارد شده طراحی می‌کنیم.
۵	کنترل براساس نیروی وارد بر تیرک $V_u \leq V_d \Longrightarrow OK$

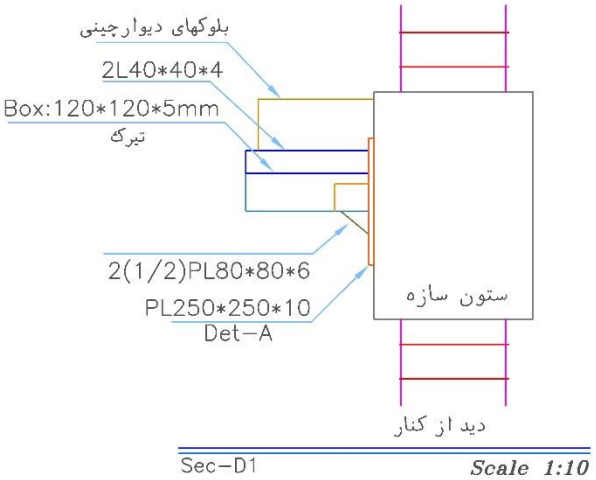
جهت راحتی مسائل اجرایی یک عدد سخت‌کننده در زیر تیرک اجرا می‌شود.

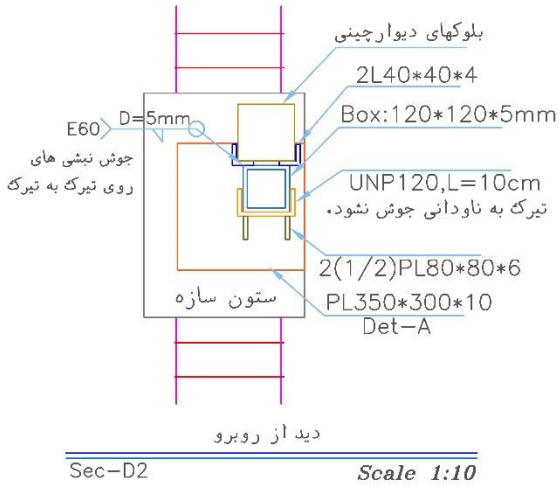
اتصال تیرک افقی به ستون سازه ایی

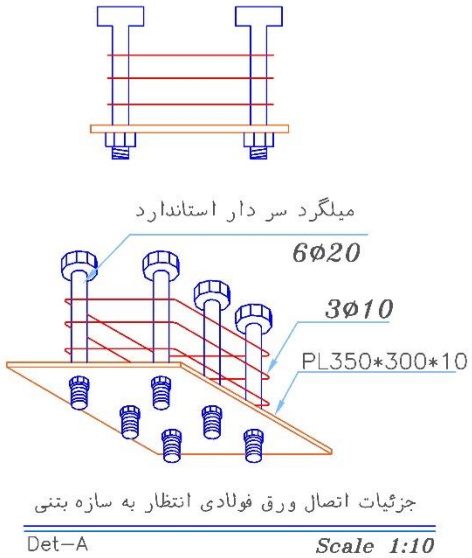
توضیحات

- مصالح دارای استاندارد و تاییدیه های فنی لازم انتخاب و اجرا گردد.
- براساس توضیحات ارائه شده در محل های موردنیاز تیرک اجرا شود.
- رعایت حداقل 30 میلی متر فاصله آزاد بین تیرک و ستون سازه الزامیست
- ابتدا و انتهای تیرک به ورق ستون یا ناودانی جوش نشود، تا آزادانه در صفحه دیوار حرکت کند.
- اتصال انتهایی تیرک به ستون نیز باید به صورت نشیمن با قابلیت جابجایی در راستای دیوار باشد.
- در دیوارهای با ارتفاع بیش از ۳٫۵ متر باید با استفاده از تیرک ارتفاع آزاد دیوار را کاهش داد
- جهت نگهداری تیرک، در طرفین تیرک وادار با فاصله حداقل یک متر از ستون سازه ایی اجرا شود.
- تیرک باید به صورت کامل بر روی دیوار زیر خود بشیند.
- محافظت از خوردگی قطعات فلزی الزامی است.







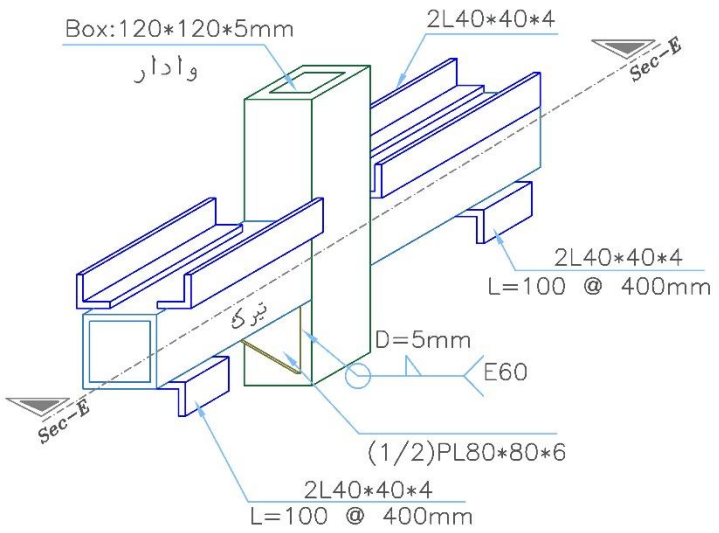


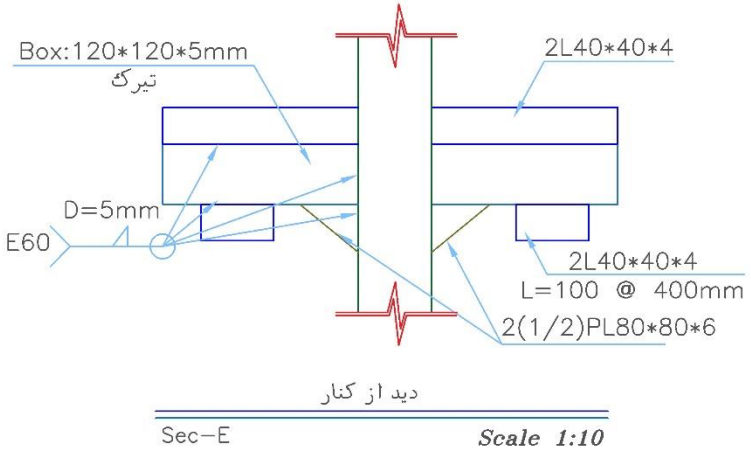
شکل ۴-۱۶: جزئیات اجرایی اتصال تیرک و وادار در دیوار با ارتفاع بیش از ۳٫۵ متر

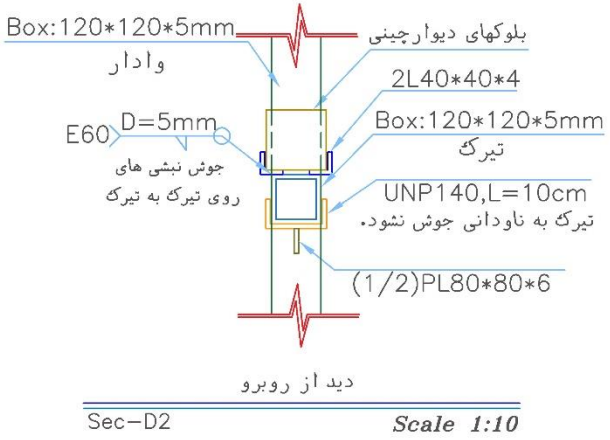
اتصال تیرک به وادار

توضیحات

- مصالح‌دارای استاندارد و تاییدیه های فنی لازم انتخاب و اجرا گردد.
- براساس توضیحات ارائه شده در محل های موردنیاز تیرک اجرا شود.
- رعایت حداقل 30 میلی متر فاصله آزاد بین تیرک و ستون سازه الزامیست
- ابتدا و انتهای تیرک به ورق ستون یا ناودانی جوش نشود، تا آزادانه در صفحه دیوار حرکت کند.
- اتصال انتهایی تیرک به ستون نیز باید به صورت نشیمن با قابلیت جابجایی در راستای دیوار باشد.
- در دیوارهای با ارتفاع بیش از ۳٫۵ متر باید با استفاده از تیرک ارتفاع آزاد دیوار را کاهش داد
- جهت نگهداری تیرک، در طرفین تیرک وادار با فاصله حداقل یک متر از ستون سازه ایی اجرا شود.
- تیرک باید به صورت کامل بر روی دیوار زیر خود بشیند.
- محافظت از خوردگی قطعات فلزی الزامی است.



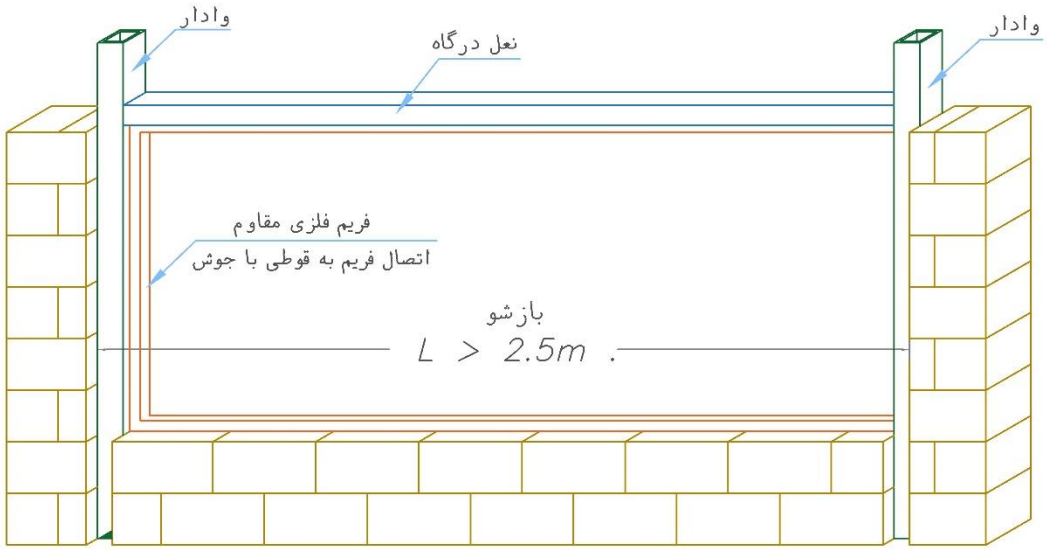




تصویر شماره ۴-۱۷: اتصال تیرک افقی به وادار

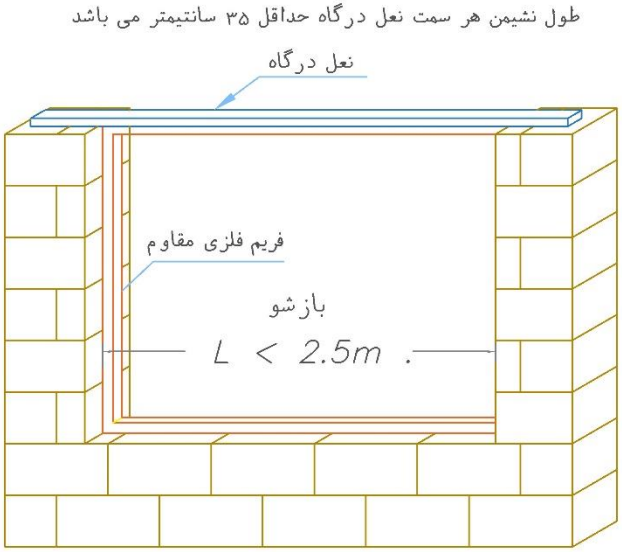
پ۶-۱-۴-۲-۸ اجرای نعل درگاه و نصب پنجره

در شرایطی که دیوارها دارای در یا پنجره باشند، اجرای نعل درگاه و نصب پنجره در شرایطی که دیوارها دارای درب یا پنجره باشند، اجرای نعل درگاه و نصب پنجره یا درب باید با رعایت جزئیات مشابه شکل‌های پ۶-۱۵ و پ۶-۱۶ انجام شود. برای بازشوهای بزرگتر از ۲٫۵ متر، نیاز به اجرای وادار و نعل درگاه در کنار بازشو می‌باشد. در بازشوهای کوچکتر از این اندازه، در صورتی که از چهارچوب فلزی مناسب که پاسخگوی بارهای وارده باشد استفاده شود و المان های مسلح کننده دیوار به قاب متصل شوند (می‌توانند جوش داده شوند.)، احتیاجی به تعبیه وادار در کنار بازشو نمی باشد، در غیر این صورت باید برای این دهانه ها نیز وادار تعبیه نمود.



بالا و پایین بازشو همواره بایستی میلگرد بستر اجرا گردد.
میلگردهای بستر دیوارهای طرفین بازشو وادار جوش شوند.

جزئیات اجرای بازشو بزرگتر از ۲٫۵ متر



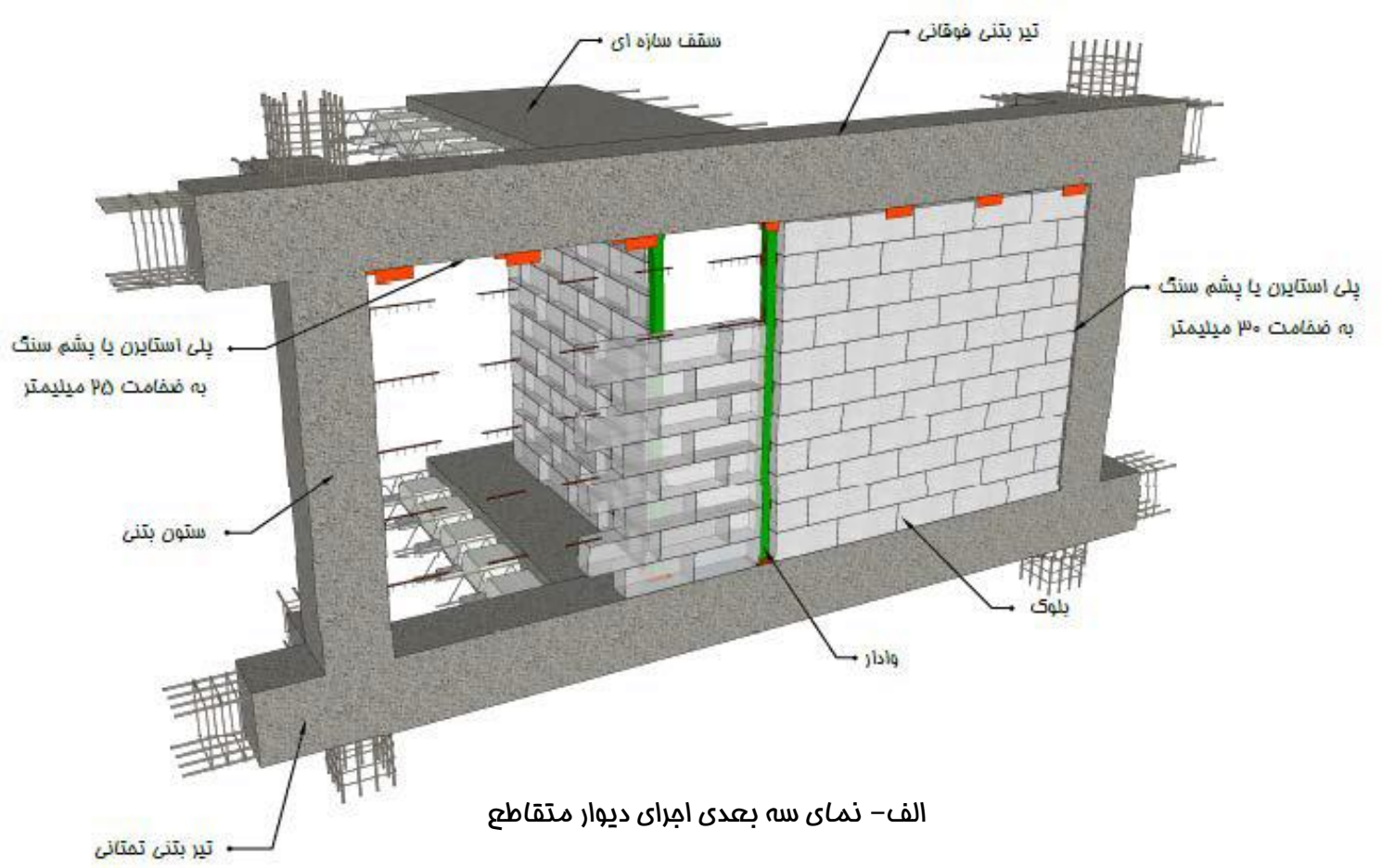
بالا و پایین بازشو همواره بایستی میلگرد بستر اجرا گردد.
میلگردهای بستر دیوارهای طرفین بازشو به فریم فلزی جوش شوند.

جزئیات اجرای بازشو کوچکتر از ۲٫۵ متر

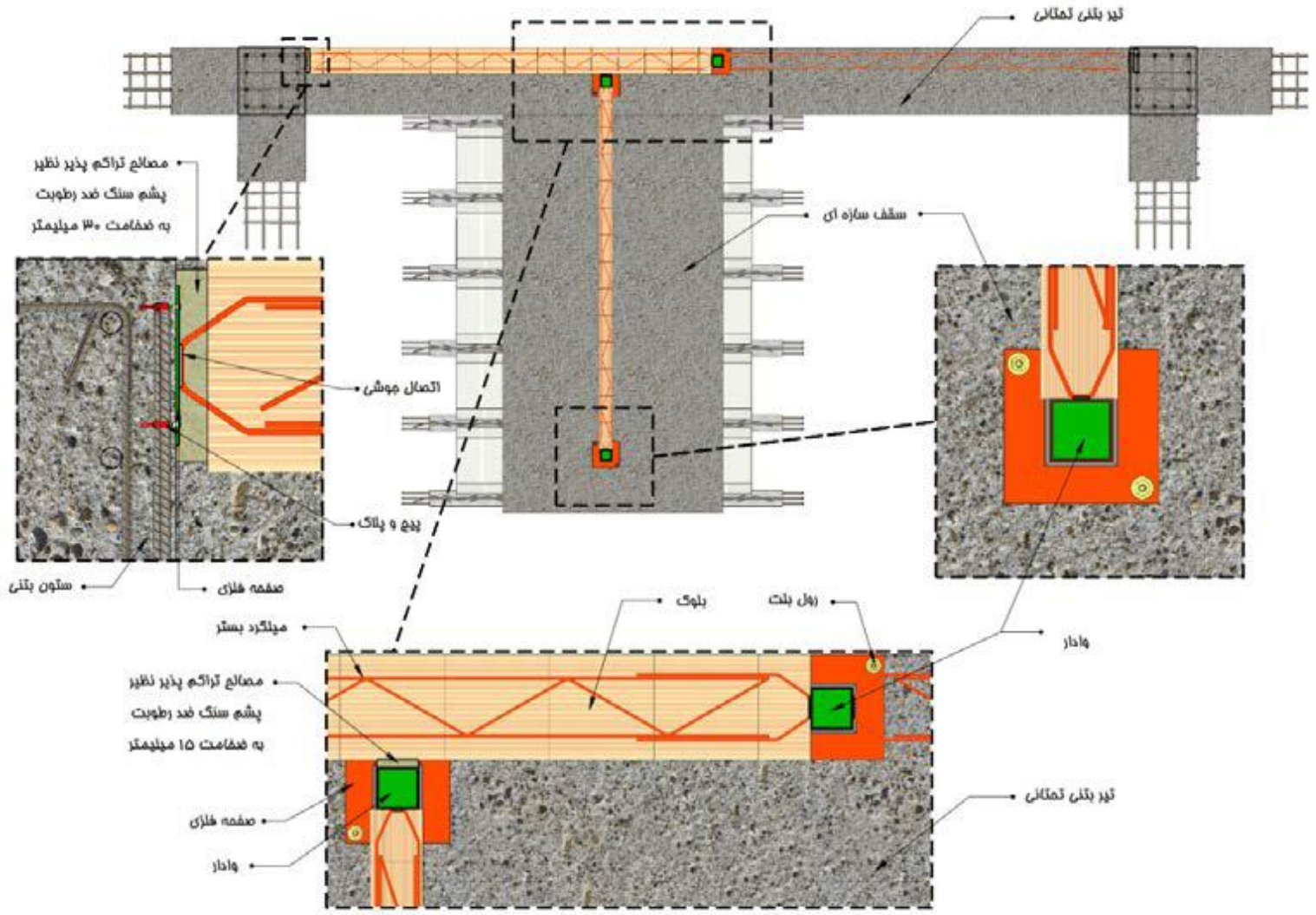
تصویر شماره ۴-۱۸: اجرای نعل درگاهی روی بازشوها

پ۶-۱-۴-۲-۷ اتصال دیوارهای غیرسازه‌ای به یکدیگر

در اتصال دیوارها توصیه می‌شود که به دلیل امکان بروز تنش‌های کششی در درون صفحه دیوارهای متقاطع، از بست‌های فلزی مشابه آنچه در مورد اتصال به ستون به کار برده شد استفاده شود و یا برای جداسازی دیوارها از یک‌دیگر در محل اتصال دو دیوار متقاطع از وادار استفاده شود. شکل پ۶-۱۳ اجرای وادار مجزا در محل اجرای دو دیوار متقاطع را نمایش می دهد.

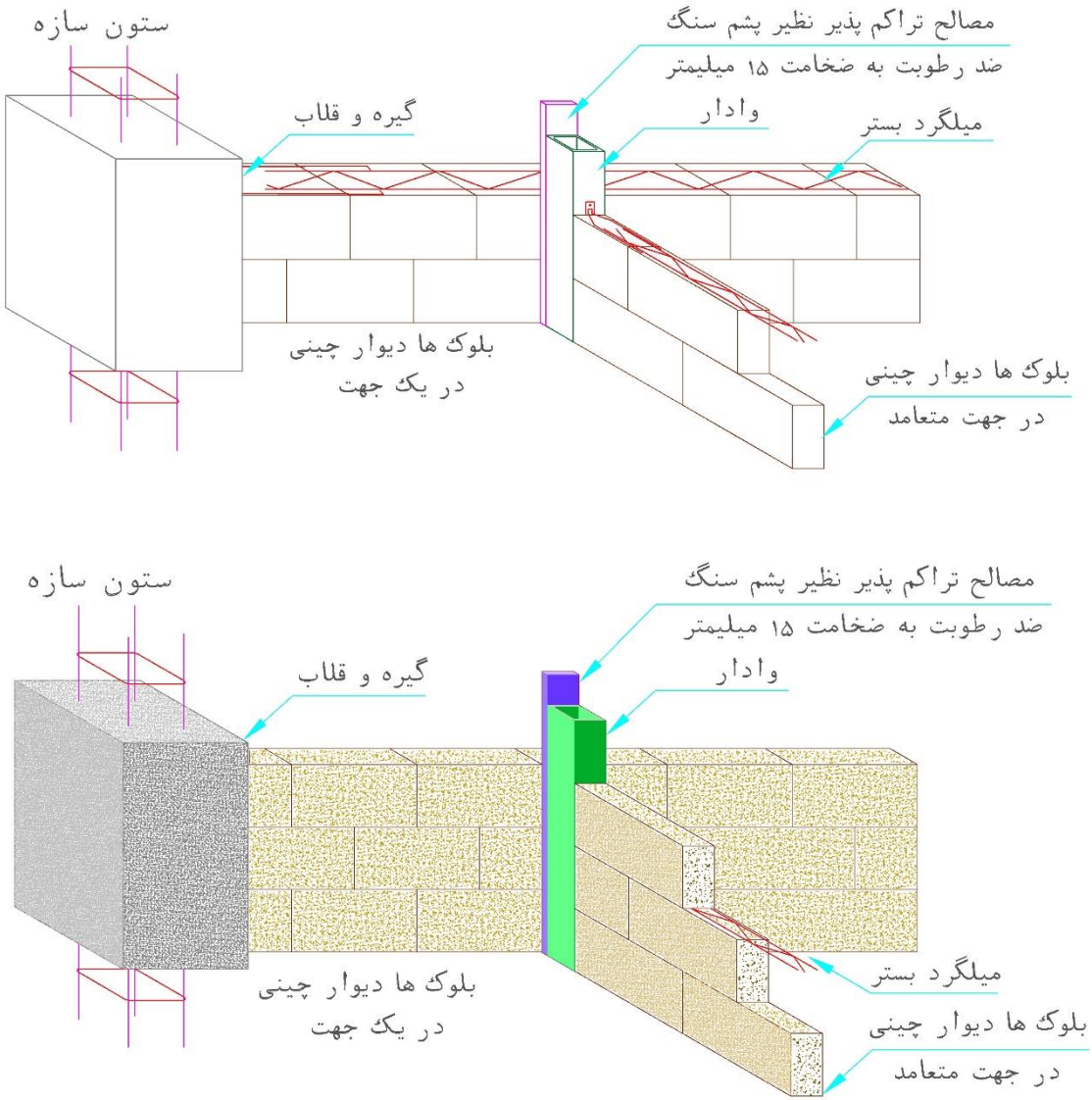


الف- نمای سه بعدی اجرای دیوار متقاطع



ب- نمای پلان اجرای دیوار متقاطع

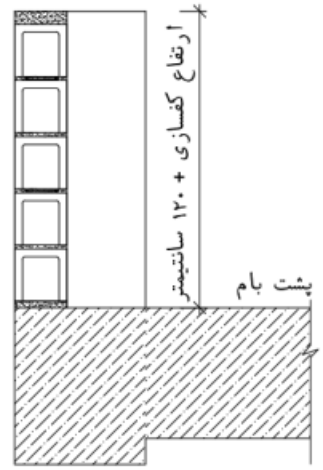
تصویر شماره پ ۶-۱۳: اجرای دیوارهای متقاطع و نحوه اجرای وادار در محل اتصال دو دیوار



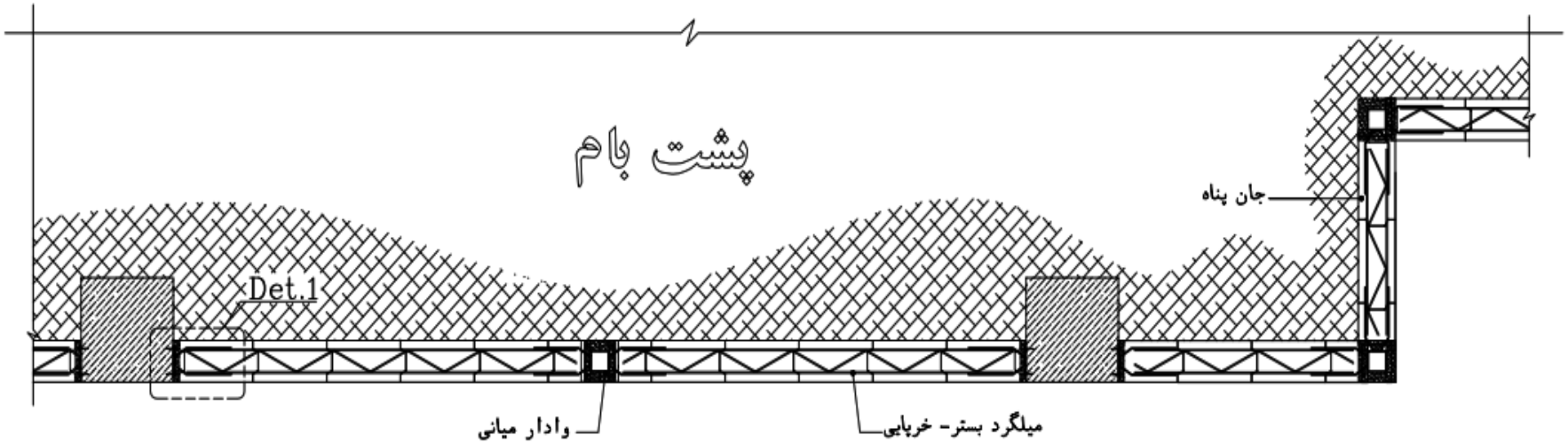
تصویر شماره ۴-۱۹: جزئیات اجرایی دیوارهای متعامد

پ ۶-۱-۴-۶- جان‌پناه‌ها

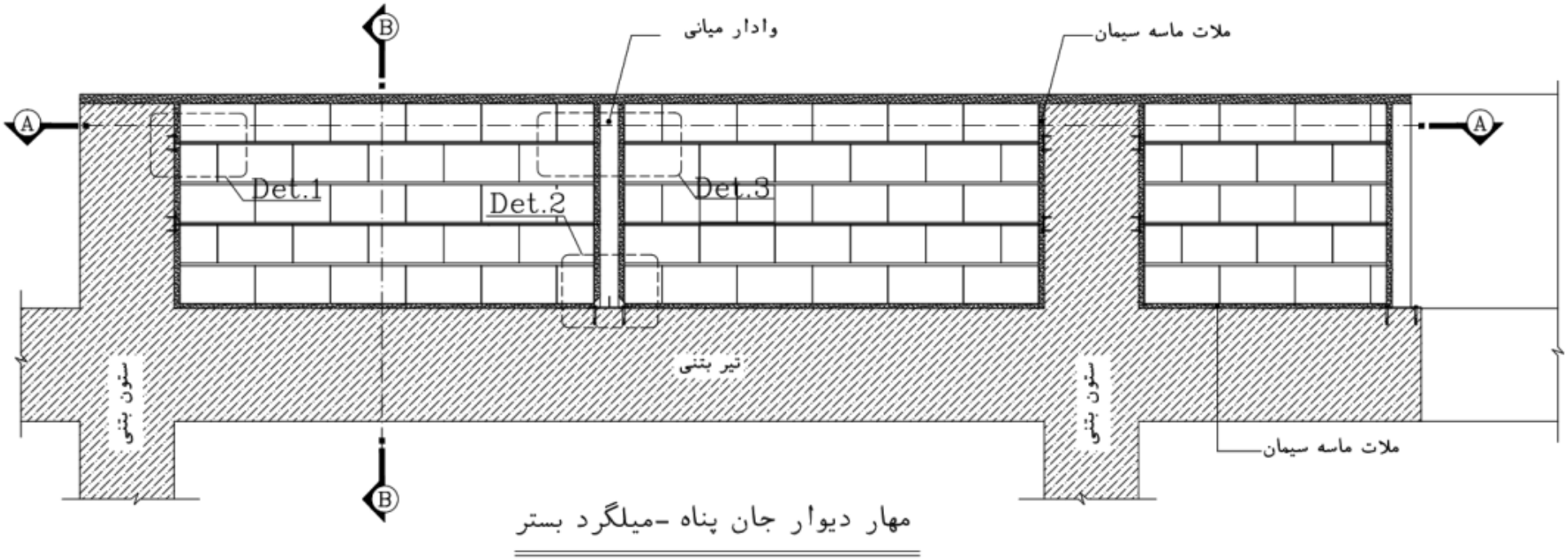
با توجه به ضوابط سازمان آتش نشانی حداقل ارتفاع جان‌پناه‌ها ۱٫۲ متر توصیه می‌شود. در این حالت مناسب است که ستون‌های پیرامونی بام، تا ارتفاع ۱٫۳۵ متر بر روی بام ادامه پیدا کنند. این ارتفاع برای مهار لرزه‌ای جان پناه می‌باشد (شکل پ۶-۳۵). در فاصله بین ستون‌ها در صورت نیاز با اجرای وادار طبق جزییات ارائه شده، طول آزاد دیوار کوتاه شده و دیوار جان پناه بین وادارها باید به نحو مناسبی مشابه جزییات ارائه شده در شکل پ۶-۳۶ یا روش های مشابه جهت تحمل بارهای خارج صفحه مسلح شود.



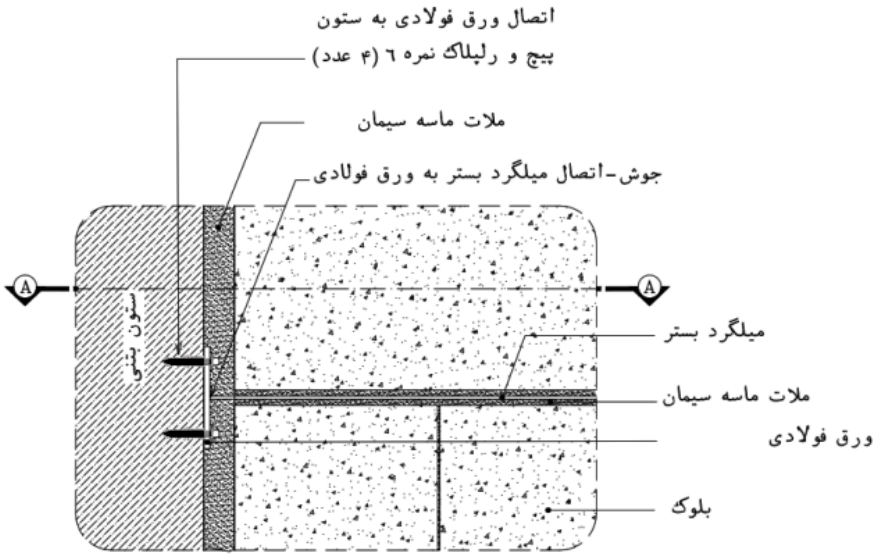
برش B-B



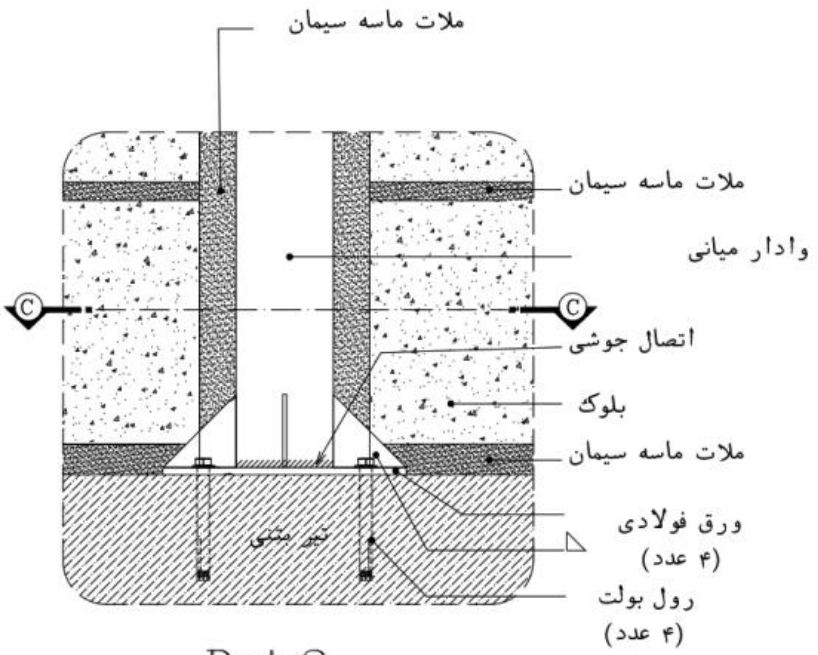
برش A-A



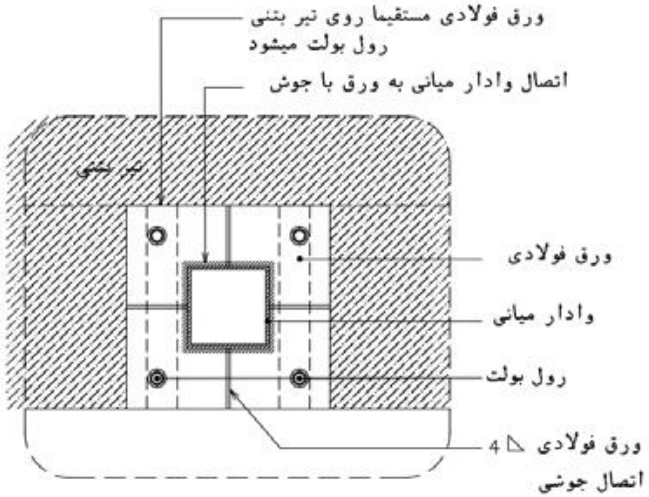
تصویر شماره پ ۶-۳۵: نحوه مهار جان‌پناه غیرمسلح بنایی



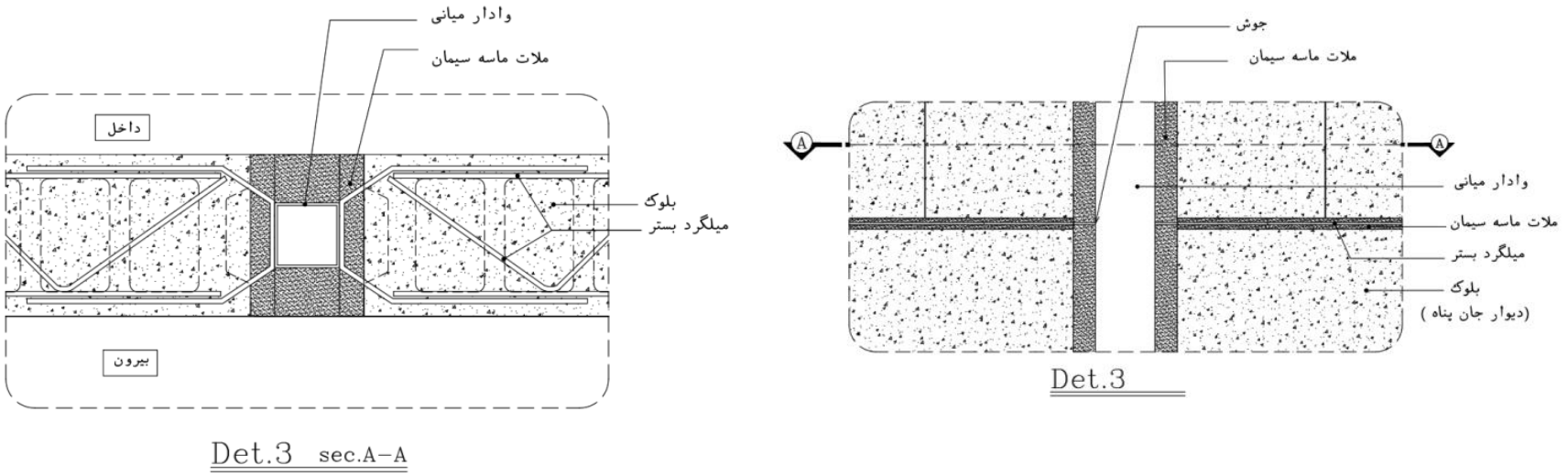
Det.1

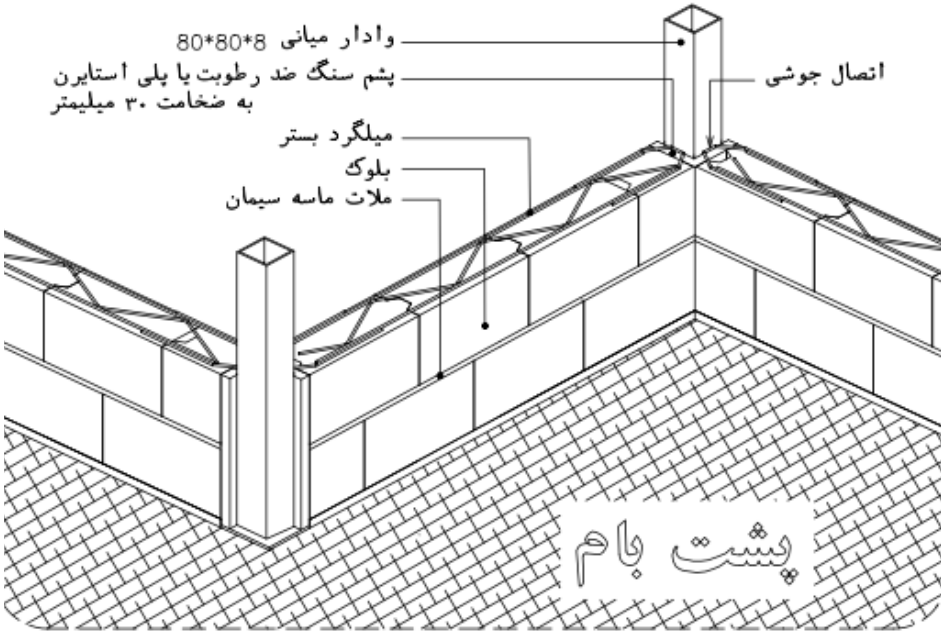


Det.2

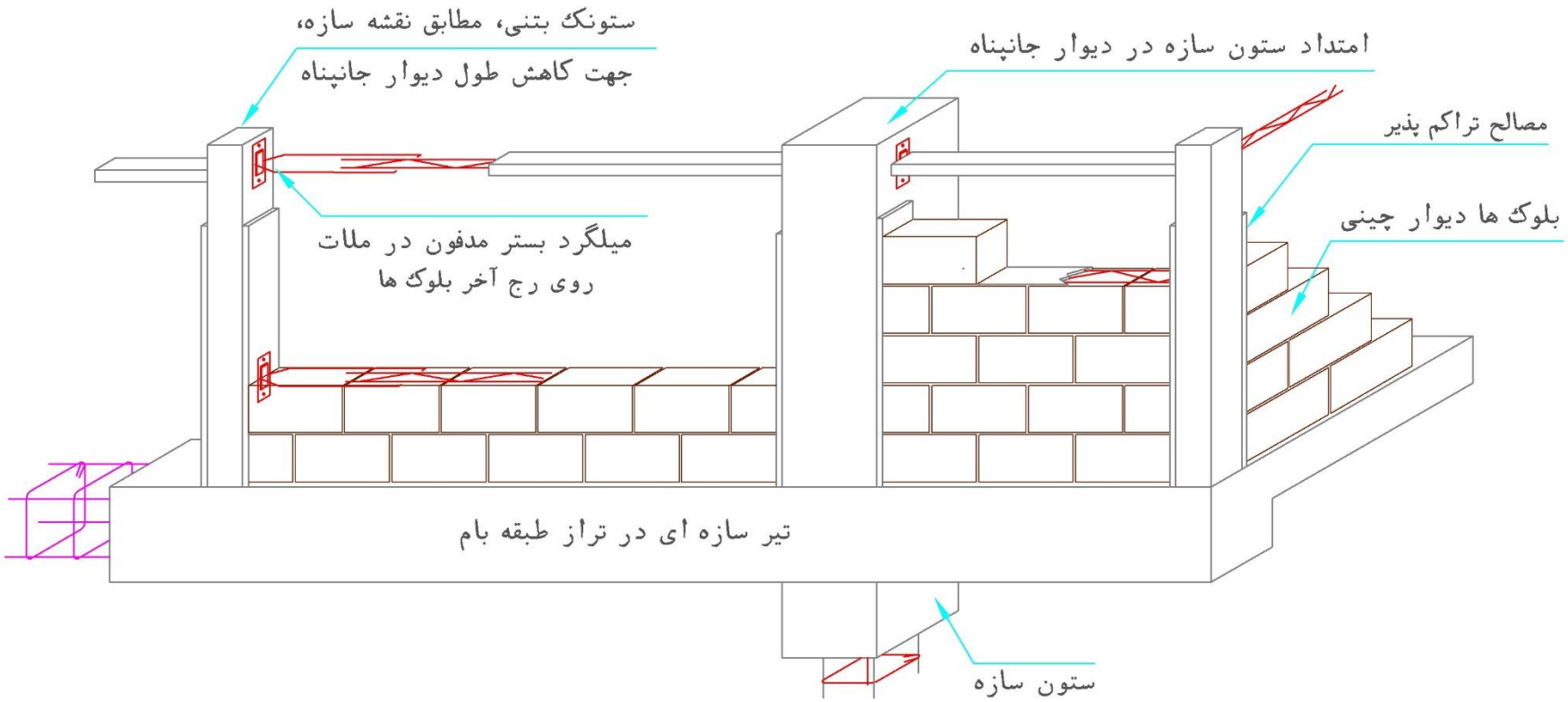


Det.2 sec.C-C





تصویر شماره پ ۶-۳۵: نحوه مهار جان‌پناه غیرمسلح بنایی



تصویر شماره ۴-۲۰: جزئیات مهار دیوار جانپناه غیرسازه‌ای

منابع

۱. مقررات ملّی ساختمان:

۱/۱. مبحث پنجم - مصالح و فرآورده‌های ساختمانی

۱/۲. مبحث ششم - بارهای وارده بر ساختمان

۱/۳. مبحث هفتم - پی و پی‌سازی

۱/۴. مبحث هشتم - طراح و اجرای ساختمان‌های با مصالح بنایی

۱/۵. مبحث نهم - طرح و اجرای ساختمان‌های بتن‌آرمه

۱/۶. مبحث دهم - طرح و اجرای ساختمان‌های فولادی

۲. آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله استاندارد ۲۸۰۰ (ویرایش چهارم)

۳. جداول اشتال

۴. جزوات دکتر علیرضایی

۵. جزوات دکتر حسین‌زاده اصل

۶. نشریه شماره ۵۴۳ - دستورالعمل طراحی و اجرای سقف‌های تیرچه و بلوک

۷. نشریه ۷۱۴ - دستورالعمل طراحی سازه‌ای و الزامات و ضوابط عملکردی و اجرایی نمای خارجی ساختمان‌ها

۸. نشریه ۷۲۹ - راهنمای طراحی لرزه‌ای دیوارهای بنایی غیرسازه‌ای مسلح به میلگرد بستر

۹. نشریه ۸۱۹ - راهنمای طراحی سازه‌ای و جزئیات اجرایی دیوارهای غیرسازه‌ای

۱۰. اصول و مبانی گودبرداری و سازه‌های نگهبان - دکتر حمیدرضا اشرفی

۱۱. جزوه گودبرداری و سازه‌های نگهبان براساس مقررات ملی ساختمان - سازمان نظام‌مهندسی استان تهران - مهندس مهران مطلق

۱۲. سایت‌های عمرانی

a. سبز سازه

b. سافت سیویل

c. سیویل ۸۰۸

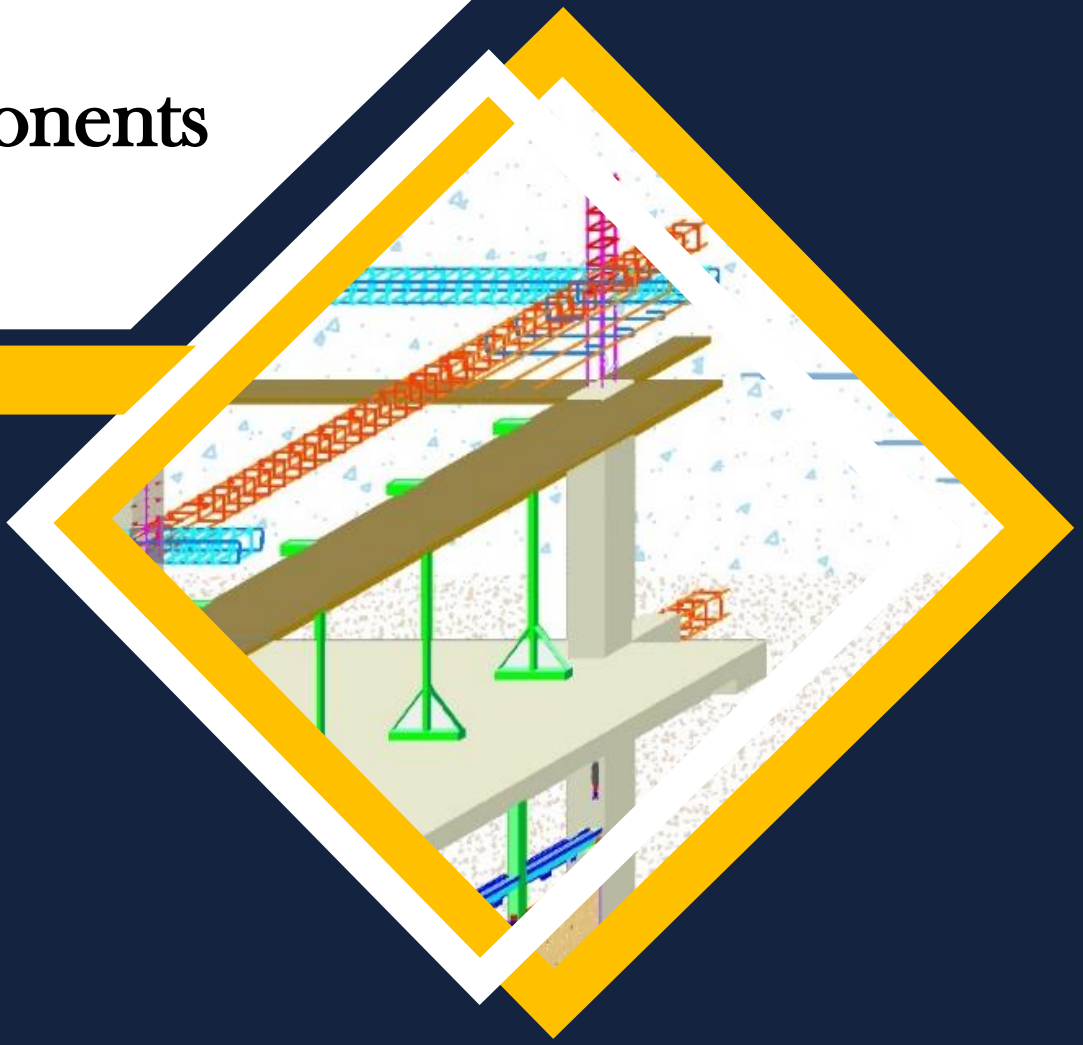
d. همیار ناظر

۱۳. نشریه ۵۵ و ۱۰۱ معاونت برنامه‌ریزی و نظارت راهبردی رئیس‌جمهور (تجدیدنظر دوم)

۱۴. طراحی سازه‌های فولادی جلد سوم - اتصالات (دکتر مجتبی ازهری، دکتر سید رسول میرقادری)

Details of non-structural components

in buildings



Details of non-structural components are very impotant parts of any building. Lots of damage to buildings due to Earthquake and other natural disasters has been in the non-structural components such as walls and stairwells.

Given the importance of this issue and the publication of new topics, including the Sixth Appendix to Standard 2800, the Fifth Edition of the Ninth Subject of the National Building Regulations, and Issue 729, We decided to design and draw the non-structural components that are common in structural designs and can be typed, in this collection.

Mahdi SharifiDoust

Abbas Shakouri MahmoudAbadi