Steel Design Guide Series

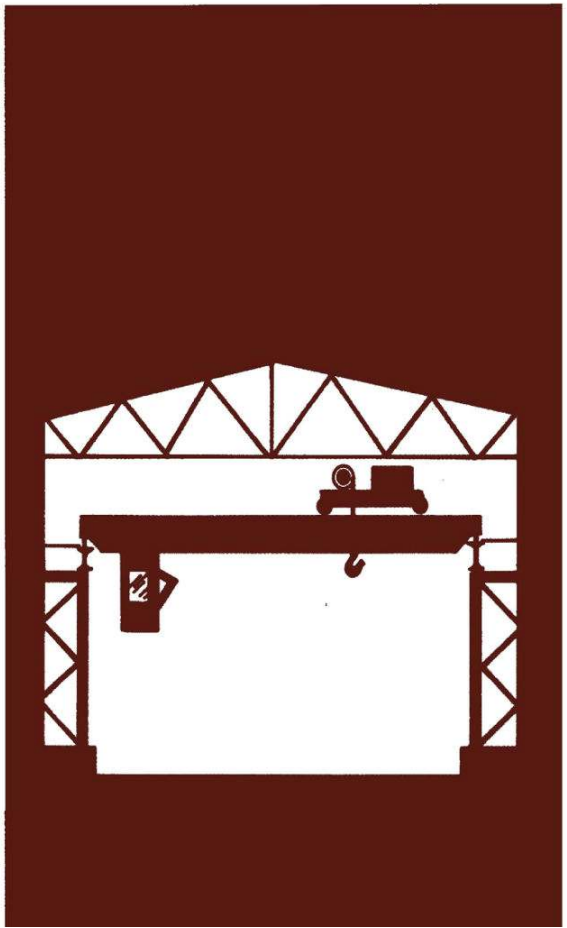
7

Industrial Buildings

Roofs to Column Anchorage

ساختمان های صنعتی (جلد اول)

از میل مهار ستون تا سقف (با توضیح و تفسیر مترجم)



مترجم:

مهندس محمد جعفر کُرمی

عضوء انجمن: AISC و ASCE

ساختمان های صنعتی(جلد اول)

محمد جعفر کُرمی

انتشارات کُرومیت پارس

۸۸۰۵۷۵۲۲-۴

ساختمان های صنعتی
از میل مهار ستون تا سقف
(جلد اول)

مترجم
مهندس محمد جعفر کُرمی
Mohammad.j.kormi

برگردانی از کتاب
Industrial Buildings
Roofs to Column Anchorage

By:
AISC
American Institute Of Steel Construction
(Steel Design Guide Series)

موسسه سازه های فولادی امریکا
American Institute of Steel Construction
ساختمان های صنعتی (جلد اول) / از میل‌مهار ستون تا سقف/ نویسنده[**James M. Fisher**]؛ مترجم محمد جعفر کُرمی؛ تهران: کُرمیت پارس، ۱۳۹۲. ۲.ج.: مصور، جدول، نمودار.
ASBN 978- 964- 8239- 14- 0
عنوان اصلی:
Industrial buildings: roofs to column anchorage
فهرست نویسی بر اساس اطلاعات فیپا
۱. ساختمان – طرح و ساختمان ۲. ساختمان‌های صنعتی. الف کُرمی، محمد جعفر،۱۳۲۹–، مترجم. ب. عنوان
۱۳۹۲ ۲ س۹ ف / TH ۴۵۱۱ ۶۹۰/۵۴
کتابخانه ملی ۳۱۷۲۶۷۴

شابک:0-14-۸۲۳۹-۹۶۴-۹۷۸
ASBN 978- 964- 8239- 14- 0

مترجم: محمد جعفر کُرمی
چاپ اول: بهار ۱۳۹۲
تیراژ: ۱۰۰۰ نسخه
قیمت:۱۰۰۰۰۰ ریال
ویراستار: دفتر تحقیق و توسعه شرکت کُرمیت پارس
حروف چینی و صفحه آرایی: انتشارات کُرمیت پارس
انتشارت: کُرمیت پارس
چاپ و صحافی: امیدوار
مرکز پخش: تهران، خیابان ملاصدرا، خیابان شیراز جنوبی، خیابان سامان، شماره ۵۹
صندوق پستی:۱۴۵۱– ۱۴۱۵۵ تلفن: ۴–۸۸۰۵۷۵۲۲
Email:kormitpars@gmail. Com Web: WWW.kormitpars.ir
کلیه حقوق برای ناشر محفوظ می باشد.

فهرست مطالب :

۱- **ساختمان‌های صنعتی - عمومی**.....۱

۲- **بارگذاری وترکیب بارگذاری**.....۲

۳- **ضوابط تهیه شده بوسیله کارفرمایان**.....۵

۳-۱ طراحی کف‌های متکی به زمین.....۷

۳-۲ جرثقیل کنسولی یا طره‌ای ۸

۳-۳ ترافیک داخلی وسائل نقلیه..... ۹

۳-۴ توسعه آینده.....۱۰

۳-۵ کنترل گرد و خاک و تسهیل در نگهداری ۱۱

٤ – سیستم سقف..... .....۱۲

۴-۳ ایزوله کردن سقف.....۱۲

۴-۴ درزهای انبساط ۱۳

۴- ۵ شیب سقف، زه‌کشی و استخری شدن.....۱۸

۴-۶ تیرچه‌ها و پرلین‌ها..... ....۲۲

۵- خرپاهای سقفی ۲۴

۵-۱ اصول عمومی طراحی و اقتصادی خرپاها ۲۵

۵-۲ اصول طراحی اتصالات ۲۸

۵-۳ بادبندی خرپا ۳۱

۵-۴ بادبندهای نصب ۴۰

۵-۵ سایر ملاحظات ۴۸

٦- سیستم دیوارها ۴۹

۶-۱ پانل‌هایی که درکارگاه سر هم می‌شوند.....۵۱

۶-۲ پانل‌های ساخته شده در کارخانه ۵۳
۶-۳ دیوارهای پانلی پیش‌ساخته بتنی ۵۴
۶-۴ دیوارهای مصالح بنایی ۵۶
۶- ۵ بچه پل‌ها..... ۵۹
۶-۶ ستون‌های باد (ستون سرکله)..... ۶۳
۷- طراحی قاب‌بندی ۶۶
۷-۱ قاب بادبندی شده در مقابل خمش..... ۶۷
۷-۲ ستون‌هایی با مقطع $H\,S\,S$ برابر مقطع W..... ۶۹
۷-۳ قاب‌بندی سکوها و نیم‌طبقه‌ها ۷۱
۷-۴ ملاحظات اقتصادی..... ..... ۷۲
۸- سیستم بادبندی ۷۵
۸-۱ سیستم قاب خمش..... ۷۵
۸-۲ سیستم بادبندی سقف..... ..... ۷۶
۸-۳ سیستم بادبندی موقت..... ..... ۸۵
۹- قلاب کردن ستون ۹۰
۹-۱ مقابله با نیروی کششی بوسیله میل‌مهار..... ۹۲
۹-۲ مقابله با نیروی برشی با استفاده از میل‌مهارها... ..... ۱۱۶
۹-۳ مقابله با نیروی برشی از طریق مقاومت تماسی و میلگردهای تقویتی ۱۲۲
۹-۴ مثال میل‌مهار ستون (تکیه‌گاه مفصلی)..... ۱۲۹
۹-۵ پایه ستون با گیرداری نسبی ۱۵۲

۱۰- شرائط سرویس‌دهی ۱۵۲
۱۰-۱ شرائط سرویس‌دهی برای طراحی سقف..... ۱۵۴
۱۰-۲ دیوارهای ساخته از پانل فلزی..... ..... ۱۵۶
۱۰-۳ دیوارهای ساخته از پانل‌های پیش‌ساخته ۱۵۷
۱۰-۴ دیوارهای مصالح ساختمانی

مقدمه مترجم :

کتاب حاضر ترجمه بخش اول کتاب **ساختمان‌های صنعتی از فونداسیون تا سقف** می‌باشد.کتاب اصلی در دو بخش تنظیم گردیده: بخش اول مربوط به ساختمان‌های بدون جرثقیل و بخش دوم مربوط به ساختمان‌های با جرثقیل، از این‌رو مترجم نیز ترجیح داد ترجمه این کتاب را به صورت دو کتاب مجزا به چاپ برساند. لازم به ذکر است که کتاب قاب‌های شیبدارکه انتشارات کُرمیت‌پارس آن را در سال ۱۳۶۳ به چاپ رسانده و تا کنون متجاوز از ده بار تجدید چاپ شده شباهت بسیار زیادی باکتاب حاضر دارد. با این تفاوت که کتاب قاب‌های شیبدار بیست سال زودتر از این کتاب تالیف و به چاپ رسیده است.

بنابراین اگر کتاب قاب‌های شیبدار به زبان انگلیسی به چاپ می‌رسید، چه بسا که اکنون راهنمای کتاب AISC بود و مطمئناً همانگونه که با اقبال مهندسین ایرانی مواجه می‌شد، در سطح جهانی مطرح می‌گردید.

این نکته نه از روی تعریف بلکه از این جهت گفته شد که یادآور گردد اگر چاپ و نشر کتاب و مقالات به زبان انگلیسی باشد می‌تواند عمومی و فراگیر شود وگرنه در حیطه زبان مادری مانده و اقبالی جهانی نخواهد یافت.

امید است عزیزان استفاده‌کننده با در نظرگرفتن این نکته مهم در راه تحقیق و تتبع قدم بردارند و نام کشور عزیزمان ایران را در صحنه‌های جهانی مطرح کنند.

محمدجعفر کُرمی

اردیبهشت۱۳۹۲-تهران

۱. ساختمان‌های صنعتی- عمومی :

مقدمه

با آنکه اصول ساختمانی و معماری اجزاء ساختمان‌های صنعتی نسبتاً ساده می‌باشد، ترکیب کلیه اجزاء در یک مجموعه اقتصادی هدفمند، ممکن است به بحثی پیچیده تبدیل شود. خطوط کلی و ضوابط این بحث را، می‌توان تعیین نمود. هدف از تدوین این کتاب تهیه خطوط راهنمایی برای طراحی مهندسی ساختمان‌های صنعتی بدون جرثقیل و یا جرثقیل‌هایی با وظایف سبک و یا متوسط می‌باشد. بخش اول به موضوعات عمومی این ساختمان‌ها و بخش دوم به ساختمان‌های دارای جرثقیل می‌پردازد. ملزومات برای طراحی جزئیات سازه در مقابل زلزله برای ساختمان‌های صنعتی در این راهنما مورد بحث قرار نگرفته است. طراح باید هرگونه جزئیات مخصوص را برای شرایط زلزله مشخص سازد. ساختمان‌های صنعتی در وهله اول به فضای بسته‌ای جهت تولید و یا انبار مربوط می‌شود. به نظر می‌رسد طراحی این ساختمان‌ها به صورت منطقی در صلاحیت مهندسین سازه است. اما واقعاً ساختمان‌های صنعتی با مسائل بسیار دیگری درگیر می‌باشد. طراح ممکن است با فرض یک قانون کلی، مسئول تهیه نقشه استقرار[1]،تعیین ارتفاعات و سطوح، زهکشی سطحی، پارکینگ‌ها، ترافیک داخل محوطه، تزئین محوطه و شاید نقشه برداری باشد. دسترسی به راه‌آهن و ایجاد سکوی مناسب (بسته به نوع وسائل حمل و نقل بار

[1] Site Planning

که مستقیماً وارد واگن‌های راه آهــن می‌شوند.) جــزء توجهات مهم اســت. فاصله‌های مناسب کنار گذرها و منحنی‌های چرخشی آن‌ها برای عبور کامیون‌ها نیز مهم است(البته نباید مسائل آتش نشانی دور از نظر قرارگیرد. م)

۲. بارگذاری و ترکیب بارگذاری :

برای ساختمان‌های صنعتی، بدون جرثقیل، بارگذاری و ترکیبات آن، در آئین-نامه‌ها کاملاً توضیح داده شده است.

بارها به شرح زیر طبقه بندی می‌شوند:

۱. **بار مرده:** این بار معرفی کننده وزن سازه و اجزاء آن، کـه براساس پوند بر فوت مربع (سیستم آحاد کتاب بر این اساس می‌باشد. م) بیان می‌شود، است. در یک ساختمان صنعتی، ساختمان و خط تولید، معمولاً با وسائل و تجهیزات ثابت که بوسیله سازه نگهداری می‌شود، درگیر می‌باشد. وزن این وسائل ممکن است بوسیله یک بار خطی یکنواخت معرفی شود. (بعنوان بار مبنا شناخته می‌شود). اما نقاط اتصال معمولاً با بار متمرکز روبرو هستند و باید تجزیه و تحلیل تاثیرات موضعی بار، برآن‌ها بررسی شود.

۲. **بار زنده:** این بار مــعرفی کننده نیـروهای وارده از افـراد استـفاده کننده می‌باشد. آئین‌نامه‌های مختلف حداقل بار طراحی را براساس پوند بر فوت مربع ارائه می‌کنند، که با دسته‌بندی نحوه استفاده و استفاده کنندگان تغییر می‌کند. این بار به صورت یکنواخت در نظر گرفته می‌شود، در حالیکه عملاً این بارگذاری غیریکنواخت است. درجه قبول این غیر یکنواختی

موضوعی مربوط به قضاوت مهندسی است. بعضی ازآئین‌نامه‌ها با جایگزین کردن بار غیریکنواخت، بوسیله بارهای نقطه‌ای به‌اضافه یک بار یکنواخت، برای بعضی مصارف به تعیین وضعیت پرداخته‌اند. در استفاده از ساختمان‌های صنعتی، اغلب ممکن است نیازمند در نظرگرفتن مقدار بارزنده بیشتری بجای حداقل‌های آئین‌نامه‌ای باشیم. معمولاً این مقدار توسط مالک و یا مهندس تعیین می‌گردد. همچنین ممکن است بارگذاری در قالب بار متمرکز شدیدی در ماشین آلات و پایه‌های نگهدارنده وسایل انباری باشد.

۳. **بار برف:** اکثرآئین‌نامه‌ها بین بار زنده سقف و بار برف تفاوت قائل می‌شوند. بار برف تابعی از ارتفاع منطقه، شیب سقف، نوع سقف، ناحیه، حرارت داخلی ساختمان و هندسه ساختمان می‌باشد. با این ضرائب با توجه به آئین‌نامه‌های مختلف، به صورت مختلف برخورد شده است.

۴. **بار باران:** این بار اکنون بعنوان یکی از شرایط بارگذاری مجزا مطرح گردیده. در گذشته، باران در بار زنده مورد محاسبه قرار می‌گرفت. اگرچه بعضی ازآئین‌نامه‌ها استانداردهای دقیق‌تری در این مورد ارائه می‌کنند. بار باران می‌تواند بعنوان تابعی از شدت طوفان، شیب سقف و سیستم جمع‌آوری آب باران به حساب آید. همچنین پتانسیل باران در برف در مناطق مشخصی وجود دارد. (در ایران به علت شیب نسبتاً زیاد سقف ساختمان‌های صنعتی تخلیه باران به راحتی صورت می‌گیرد و مسئله استخری شدن معمولاً وجود ندارد. م)

۵. **بار باد:** بار باد به خوبی درآئین‌نامه‌ها آمده است و به صورت تابعی از شرایط آب و هوایی محیط، ارتفاع ساختمان، هندسه ساختمان و سطوح در معرض محیط منطقه اطراف قرارگرفته است و معمولاً براساس زمان‌های رفت

و برگشت ۵۰ ساله و حداکثر تند باد ۳ ثانیه‌ای می‌باشد. آئین‌نامه‌های ساختمانی ازدیاد فشارهای موضعی را در لبه‌ها و کنج‌های ساختمان وارد محاسبه نموده و مقادیر سختگیرانه‌تری را برای قطعات مجزای ساختمان نسبت به کل ساختمان، ارائه می‌نمایند. باد، نیروهای فشاری به سمت داخل (Inward) و کششی به سمت خارج (Outward) بر سطوح مختلف خارجی ساختمان وارد می‌کند که تحت تاثیر اندازه بازشوهای دیوار می‌تواند باشد. در جائیکه نیروهای باد ایجاد واژگونی در ساختمان و یا نیروهای کششی به سمت بالا (Upward) را می‌نمایند، باید با تنظیم بار مرده و یا سازه که با قلاب‌های کافی به فونداسیون مربوط شده‌اند، آن‌ها را نگهداری کرد.

۶. **نیروهای زلزله:** نیروهای زلزله بوسیلهٔ آئین‌نامه‌های مختلف و براساس موارد زیر مشخص شده‌اند:

a. درجه ریسک نیروهای زلزله.
b. درجه پتانسیل خرابی.
c. احتمال خرابی کلی.
d. بررسی‌های عملی تطبیق با سطوح ایمنی.

نیروهای زلزله در آئین‌نامه‌های ساختمانی معمولاً با نیروهای استاتیکی معادل گرفته می‌شوند.

نیروهای زلزله معمولاً تابعی از موارد زیر می‌باشد:

a. محل ساختمان از نظرجغرافیایی و زمین شناسی.

b. نوع استفاده از ساختمان.

c. طبیعت سیستم سازه‌ای ساختمان.

d. مشخصات دینامیکی ساختمان.

e. مشخصات دینامیکی زمین و منطقه.

f. وزن ساختمان و نحوه توزیع آن.

ترکیب بارگذاری با اضافه کردن تاثیر هر یک از بارگذاری‌های فوق شکل می‌گیرد. آئین‌نامه‌ها یا استانداردهای صنعتی، معمولاً ترکیب بارگذاری مشخصی را ارائه می‌نمایند. نیاز نمی‌باشد که کلیه بارها با تمام شدت خود در نظر گرفته شود. همچنین، بارهای معین نیاز به ترکیب کلی با هم را ندارند. برای مثال، نیروی باد نیازی به در نظرگرفتن هم زمان با نیروی زلزله را ندارد. در بعضی حالت‌ها فقط بخشی از این بارگذاری‌ها با یکدیگر ترکیب می‌شوند. زمانیکه ترکیب بارگذاری شامل بارها با شدت کامل نمی‌شود یک قضاوت براساس احتمالات از هم زمانی رخ داد، براساس طول زمان و شدت باید صورت گیرد.

۳. ضوابط تهیه شده بوسیلهٔ کارفرمایان :

هرکارخانه‌ای معمولاً شرایط مخصوص به خود را دارد. و براساس نیازهای مربوط به خط تولید، مشخصات مورد نیاز کارفرما و برنامه‌ریزی‌کار، ساخت کارگاهی، قیمت و قوانین ساختمان، طراحی می‌شود. این طراحی باید براساس این فاکتورها صورت گیرد. کارفرما باید به طراح، قوانین و نیازهای خود را به شرح زیر اعلام دارد:

۱. مساحت، دهانه، نقشه معماری، محل راهروها و توسعهٔ آینده.

۲. ارتفاع خالص.
۳. ارتباط بین سطوح بهره برداری، جریان تولید و ملاحظات اکوستیکی.
۴. ظاهرخارجی و نما.
۵. مواد مصرفی و نازک کاری.
۶. ماشین، وسایل و نحوه انبارداری.
۷. بارها.

نمونه‌هایی وجود دارد که بارها از مقدار حداقل آئین‌نامه‌ای تجاوز می‌نمایند. در این گونه موارد اظهار نظر کارفرما لازم است. تهیهٔ شرایط بارگذاری، جهت تأمین مقاومت کافی سازه است. یک مجموعه ضوابط مرتبط با شرایط سرویس دهی (Serviceability) سازه مورد لزوم می‌باشد. این مجموعه از طراحی در مورد افتادگی (Deflection) ، تغییرمکان افقی سازه (Drift) و لرزش (Vibration) و ارتباط سیستم‌های اولیه و ثانویه سازه و اجزائی برای اتصال اعضاء غیرسازه‌ای مانند قطعات سقف، نما، دستگاه‌ها و... می‌باشد. شرایط سرویس‌دهی، شرایط مقاومتی نیست، بلکه به تغییرات و بازتاب‌های انسانی مربوط می‌شود. این شرایط در ضوابطی که در راهنمایی بنام:

Serviceability Design Consideration for Low - Rise Building

که بخشی از سری کتاب‌های راهنمای AISC می‌باشد، آمده است. ضوابط گرفته شده از این راهنمای طراحی در این جزوه استفاده شده است. (البته تمام شرائط سرویس دهی به تغییرات و بازتاب انسانی مربوط نمی‌شود. مثلاً لغزش یک پیچ در اتصال یک خرپای بزرگ سقفی ممکن است باعث از دست رفتن خیز آن شود، در حالیکه این اتصال ممکن است حتی در حالت تماسی مقاومت زیادتری را نشان دهد. به طور کلی اگر سیستم سازه‌ای یا اجزاء آن

قابل تطبیق برای منظوری که ساخته شده‌اند نباشد آن سیستم یا اجزاءآن از نظر سرویس دهی مردود است و اگر آن سیستم یا اجزاء آن به ظرفیت نهائی باربری خود نرسند از نظر شرائط مقاومتی مردود است.م)

همانطوریکه در این توضیحات دیده می‌شود، حضور فعال کارفرما در موارد مورد نیاز طراحی مشاهده می‌شود. این موضوع همچنین در موارد کف slab-on-grade متکی به زمین، جرثقیل‌های طره‌ای، ترافیک داخل سالن و توسعه آینده صادق می‌باشد.

۳-۱ طراحی کف‌های متکی به زمین:

یکی از مهمترین بخش‌هایی که باید مورد توجه قرارگیرد تعیین باری که کف با آن روبرو می‌باشد است. بعضی از انواع جرثقیل‌ها و پایه‌های نصب شده جهت انبار کردن،که بارهای سنگین را متحمل می‌شوند، بارهای نقطه‌ای به ساختمان وارد می‌نمایند. نکته مهم این است که این بارها غیر یکنواخت هستند. بنابراین کف‌ها مانند یک ورق (Plate) طراحی می‌شود که روی بستر الاستیک قرار گرفته و با بار نقطه‌ای مواجه است. طبیعی است که کارفرمایان برای کف‌ها بارهای یکنواختی را مشخص می‌نمایند (مثلاً ۵۰۰ psf). اگر یک کف با بار یکنواخت مواجه باشد، ممان خمشی تولید نخواهد شد. حداقل ضخامت بدون هیچگونه تقویتی مورد نیاز است. (در این صورت البته زمین باید مقاومت کافی داشته باشد.م) برای دسترسی به ضوابط محاسبه بار یکنواختی که براساس آن باید طراحی صورت گیرد، و در فقدان یک آئین‌نامه جوابگو، نویسنده کارفرمایان و مهندسین را تشویق به استفاده از نکات منعکس در این راهنما می‌نماید. بارهای واقعی به صورت یکنواخت وارد نمی‌شوند و

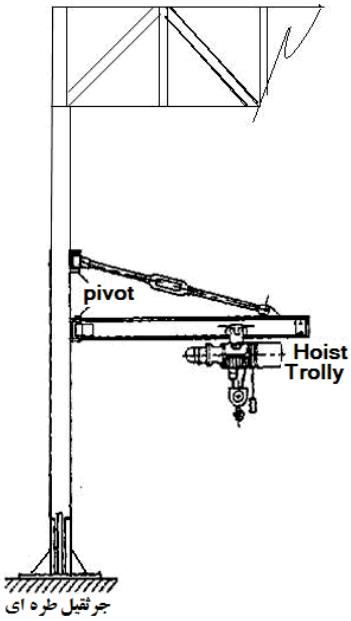
یک آنالیز با فرض بار غیریکنواخت و یا بار متمرکز مشـخص وارد بر کف مورد نیاز است.

مـرجع عالی طراحی در این مورد، کتاب Designing Floor slab on Grade نوشـته Anderson و Ringo می‌باشد. (در این مورد کتاب طراحی و اجرای دال‌های متکی به زمین ترجمه و جمع‌آوری آقای مهندس مجید هوشیار، نشر کتاب آذرگان برای استفاده نیز موجود می‌باشد.م) طراح کف‌های متکی به زمین می‌بایست که با راهنمای ACI برای سقف و کف بتنی (ACI 1997) و طراحی کف متکی بر زمین(ACI 1992) آشنا باشد.

۳-۲ جرثقیل کنسولی یا طره ای:

نوع دیگری از بارگذاری که باید مورد توجه قرار گیرد، نصب جرثقیل‌های طره‌ای (JIB) می‌باشد. اغلب اوقات کارفرمایان نصب این گونه جرثقیل‌ها را به آینده موکول می‌کنند. اما از آنجائیکه این آیتم نیز جزئی از خرید می‌باشد و معمولاً بوسیله پرسنل مهندسی کارگاه و یا کارخانه سازنده نصب می‌شود، ممکن است کارفرما سهواً در فاز طراحی آن را به فراموشی بسپارد. اضافه کردن این جرثقیل که به سادگی به سازه متصل می‌شود، ممکن است مسائل بیشماری مانند پیچیدگی ستون‌ها و یا از امتداد خارج شدن آن‌ها، خرابی خمشی ستون‌ها، خارج شدن از نظم ریل‌ها و پل‌های جرثقیل و برش خارج از حد در پای ستون‌ها را پدید آورد. لازم است که محل و اندازه این جرثقیل قبلاً در نظر گرفته شده و بصورت مناسب ستون‌ها طراحی، و بادبندهای مناسب نصب گردد.

ستون‌هایی که این جرثقیل را نگهداری می‌کنند باید به طریقی طراحی شوندکه افتادگی انتهای دکل جرثقیل، از طول دکل تقسیم بر عدد ۲۲۵ تجاوز ننماید.



۳-۳ ترافیک داخلی وسائل نقلیه :

طراح باید دقیقاً به آنچه که استفاده از ساختمان صنعتی با آن روبرو است توجه نماید. تردد وسائل نقلیه یکی از مشکلات بزرگ این ساختمان‌ها است.

لیفتراک‌ها ممکن است تصادفاً با برخورد به ستون، بال آن را دچار کمانش کنند و یا میل‌مهارهای پای ستون‌ها را ببرند و یا دیوارها را خراب کنند. حفاظت در مقابل خرابی‌های گفته شده ممکن است بخشی از روش‌هائی‌که در پایین می‌آید باشد.

۱. استفاده از بتن و یا مصالح ساختمانی برای دیوارهای خارجی بجای استفاده از پانل‌های ورقی. (آلومینیوم یا فولاد معمولاً به صورت ساندویچ

پانل.م) معمولاً دیوارهای بتنی و یا مصالح ساختمانی در پایین و دیوارهای ورقی در بالا قرار می‌گیرد.

۲. حفاظت ستون‌ها و دیوارها توسط محافظ ضربه گیر درصورتیکه سرعت لیفتراک‌ها زیاد و یا ظرفیت آن‌ها به طریقی باشد که ضربه جدی و یا خرابی کلی در مقابل ضربه به ستون وارد شود.

۳. ممکن است استفاده از نرده حفاظتی فولادی و یا ورق‌های فولادی در مجاورت اعضای دیوار در برنامه قرار گیرد.

۴. استفاده از جدول (Curbs): خطوط ترسیم شده توسط رنگ برای راهنمای ترافیک در روی کف‌ها هرگز نتوانسته به صورت موفق جلوی خرابی‌های داخل ساختمان را بگیرد. تنها راه حل واقع بینانه برای حل این مشکلات پیش-بینی پتانسیل ضربه و خرابی و تعبیه مانع و مصالحی که بتواند جلوی ضربه‌ها را به صورت جدی بگیرد.

۳-٤ توسعه آینده :

به استثنای جائیکه زمین برای توسعه در دسترس نباشد، کلیه صنایع با طرح توسعه آینده مواجه هستند. عدم وجود نقشه‌ای برای این توسعه، ممکن است هزینه زیادی را ببار آورد. زمانیکه توجه به توسعه آینده معطوف باشد، تعدادی از نکات عملی وجود دارد که باید بررسی شود.

۱. جهت قاب‌های اصلی و ثانویه باید مورد مطالعه قرار گیرد. در برخی موارد ممکن است نکات اقتصادی ایجاب کند که جهت قاب‌های اصلی، در جائیکه نیاز به توسعه است طراحی تیرهای کناری و ستون‌ها و فونداسیون برای بارهای وارده در آینده پیش‌بینی شده و در راستای کنارهٔ ساختمان قرار گیرند. وقتی که ساختمان بزرگ است و ایجاد یک درز انبساط در محل اتصال ساختمان

فعلی و آینده ممکن است لازم شود، محتاطانه است که اجزاء تشکیل دهنده کناره درز شامل اعضاء بدون بار باشند. واضح است که برای طراحی فونداسیون‌ها نیز باید پیش بینی‌های لازم صورت گیرد.

۲. زه کشی سقف: اضافه کردن ساختمان‌ها که نقاط کوتاهتری در محل اتصال سقف از ساختمان قدیم دارند، ممکن است مشکلات جدی را در مواجه با آب، یخ و برف داشته باشند.

۳. پایداری در مقابل باد و زلزله معمولاً بوسیله بادبندهای ضربدری در دیوارها و یا استفاده از دیوارهای برشی می‌باشد. توسعه آینده ممکن است که بعضی از این سیستم‌ها را حذف نماید. تذکرات قانونی باید به کارفرما برای خطرهای حذف احتمالی این بادبندها یا دیوارهای برشی داده شود. در این زمینه، بادبندها می‌توانند با بسیاری از فعالیت‌های صنعتی تداخل نماید و تائید اهمیت این بادبندها را نمی‌توان به مالک یا مهندس طراح جانمایی، هر بار یادآوری نمود. واضح است که موفقیت یک مهندس طراح (سازه) در آن است که بتواند بدون نیاز به برداشتن بادبندها و دیوارهای برشی، طرحی مقاوم برای توسعه آینده داشته باشد.

۳-۵ کنترل گرد و خاک و تسهیل در نگهداری:

در ساختمان‌های مشخصی (برای مثال: طرح‌های تهیه مواد غذایی) کنترل گرد و خاک اصل اساسی است. ایده‌آل آن است که سطوح افقی، که در آن گرد و خاک انباشته می‌شود، وجود نداشته باشد. بنابراین مقاطع لوله‌ای برای پرلین‌ها (لاپه) سطوح افقی را در مقایسه با مقاطع Z وC و یا تیرچه‌ها کاهش می‌دهد. اگر استفاده از سطوح افقی با برنامه‌های پاک کردن پیش بینی شود، مقاطع C و Z بر تیرچه‌ها ارجحیت دارد. همین تفکر باید در مورد انتخاب اعضاء قاب-

بندی (به طور مثال: مقاطع لوله یا قوطی ترجیح به خرپاها و بال پهن‌ها دارد) اعمال شود.

٤ . سیستم سقف:

به طور معمول سقف‌ها گران‌ترین بخش ساختمان‌های صنعتی است (اگرچه دیوارها براساس واحد مربع ساختمان گرانتر هستند). طراحی برای psf ۲۰ سر بار مکانیکی، در حالیکه اگر فقط psf ۱۰ لازم باشد، هزینه را روی سطح بزرگی بالا می‌برد.

معمولاً در مواردی مالک، سیستم لوله کشی و یا سایر وسائل را به سقف آویزان می‌کند. مهندس طراح باید این موارد را در نظر بگیرد. در این صورت باید مالک مورد مشورت قرار گرفته و بارهای اضافی در صورت نیاز پیش‌بینی شود. میزان بارهای زنده و جانبی(ماشین آلات) می‌بایست که در نقشهٔ سازه آورده شوند.

(بخش‌های ۴-۱ و ۴-۲ بعلت عدم تشابه با سیستم‌های موجود سقف در ایران، حذف شده است. م)

٤-۳ ایزوله کردن سقف:

توجه به انرژی، باعث استفاده عموم از ایزولاسیون حرارتیِ مخصوص شده. هم آهنگ شدن با ملزومات مکانیک ساختمانی امری ضروری است. به صورت معمول استفاده از ایزولاسیون حرارتی مضاعف امری تضمین شده است. اما عملاً دو مشکل در نتایج دیده می‌شود. از دست دادن حرارت کم از درون سقف به بیرون باعث تجمع و بیشتر شدن برف و یخ همچنین بالا رفتن بارهای برف می‌گردد. نتیجه منطقی چنین اثری آن است که سقف با درجه حرارت

کمتری مواجه است و برای بعضی سیستم‌های سقف، حرکت‌های حرارتی، باعث ترک خوردن بعضی از اعضاء آن می گردد.

٤-٤ درزهای انبساط:

اگرچه ساختمان‌های کارخانجات از مواد شکل پذیر ساخته می‌شود، درز انبساط در سقف و سازه، در زمانیکه ابعاد افقی ساختمان بزرگ است، لازم می‌باشد. به علت پارامترهای زیادی که در کار است، تعیین دقیق ضوابط متناسب با فاصله درزهای انبساط از هم امکان ندارد، به طور مثال این پارامترها ممکن است درجه حرارت بین زمان ساخت و درجه حرارت محیطی حداقل و حداکثر زمان بهره برداری در طول عمر ساختمان باشد. مراجع مناسبی در مورد ازدیاد طول در اثر حرارت و مکان درزهای انبساط:

Federal Construction council's Technical Report *No.*65,

Expansion Joints in Buildings (Federal Construction Council, 1974).

در این گزارش منحنی ۱.۴.۴ آمده که براساس تغییرات درجه حرارت فاصله‌ای برای درزهای انبساط در تیرها و ستون‌ها را در قاب‌های ساختمانی تعیین می-کند. این گزارش پایه اطلاعات جمع آوری شده در شهرهای زیادی می‌باشد و همچنین اطلاعاتی را در مورد ضرائب تصحیح که بر طول‌های مجاز ساختمانی وارد است می‌دهد. این منحنی‌ها قابلیت کاربرد برای ساختمان‌هایی که با تیرها و ستون‌ها ساخته شده‌اند و ستون‌ها روی پایه بصورت مفصل استوار هستند و داخل ساختمان گرما تولید می‌شود را دارد. وقتی سایر شرایط غالب تاثیرگذارگردد، قواعد زیر باید بکار رود:

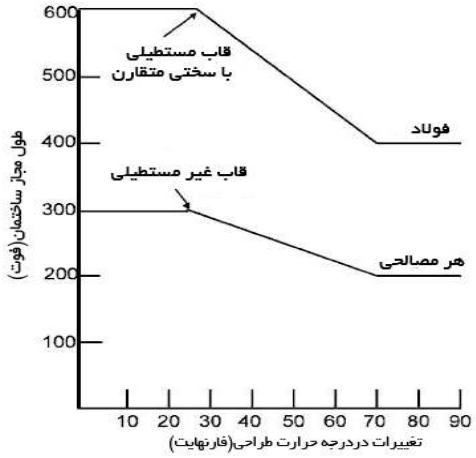
۱. اگر ساختمان فقط با حرارت دیدن (از داخل) مواجه است و ستون‌های آن-ها به صورت مفصل روی فونداسیون قرارگرفته، طول‌های مجاز ساختمان، همان طوری که در منحنی مشخص شده، بکار رود.

۲. اگر ساختمان با حرارت از داخل مواجه است در حالیکه دارای سیستم تهویه حرارتی نیز هست، مقادیر طول مجاز ساختمان را ۱۵ درصد افزایش دهید. (اگر سیستم تهویه بطور دائمی کار می‌کند.)

۳. اگر ساختمان با حرارت دیدن مواجه نیست، مقدار تغییر طول مجاز ساختمان را ۳۳ درصد کاهش دهید.

۴. اگر ستون ساختمان با پایه ممان گیر روی فونداسیون استوار است، طول‌های مجاز ساختمان را ۱۵ درصد کاهش دهید.

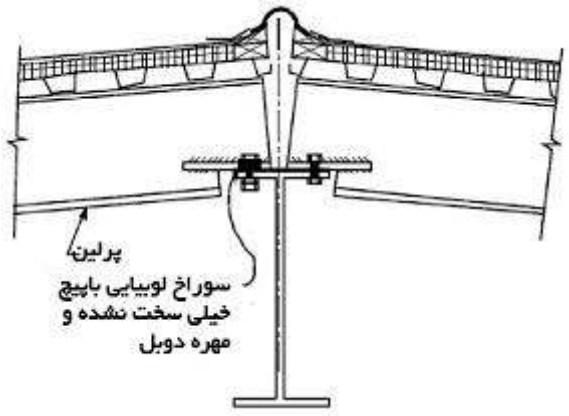
۵. اگر ساختمان به صورت ذاتی دارای سختی زیادتری در مقابل تغییر مکان-های جانبی در یک جهت می‌باشد، مقدار تغییر طول مجاز ساختمان را ۲۵ درصد کاهش دهید.



شکل ۱.۴.۴ منحنی عرض درز انبساط

زمانیکه بیش از یکی از شرایط طراحی فوق در ساختمان موثر است، ضریب درصد تغییر طول مجاز ساختمان مجموع جبری هر کدام از موارد فوق است. بر حسب نوع درز انبساط ساختمان، اکثریت مهندسین اعتقاد دارند که بهترین روش آنست که در خط درز انبساط، دو ستون مجزا برای عملکرد کامل در درز انبساط بکار رود. در جائیکه درز به صورت دیگری بکار می‌رود، آنچنان که در شکل ۴. ۴ . ۲ آمده است، استفاده از اتصالات لغزنده با اصطکاک کم، معمولاً به کار می‌رود. اتصالات لغزنده ممکن است مقداری جلوی حرکت را بعلت چسبندگی یا ذرات باقی مانده از ساخت و نصب بگیرد.

در بسیاری از مواقع ساختمان‌ها باید دارای دیوار جلوگیری از توسعه آتش سوزی در بعضی نقاط باشد. این دیوارها لازم است تا بالای سقف بروند و



شکل۲.۴.۴. اتصال انبساطی در تیر

ممکن است که در زیر سقف خاتمه یابند. این دیوارها مکانی برای درز انبساط هستند. در این موارد جزئیات اتصال ممکن است سخت گردد.

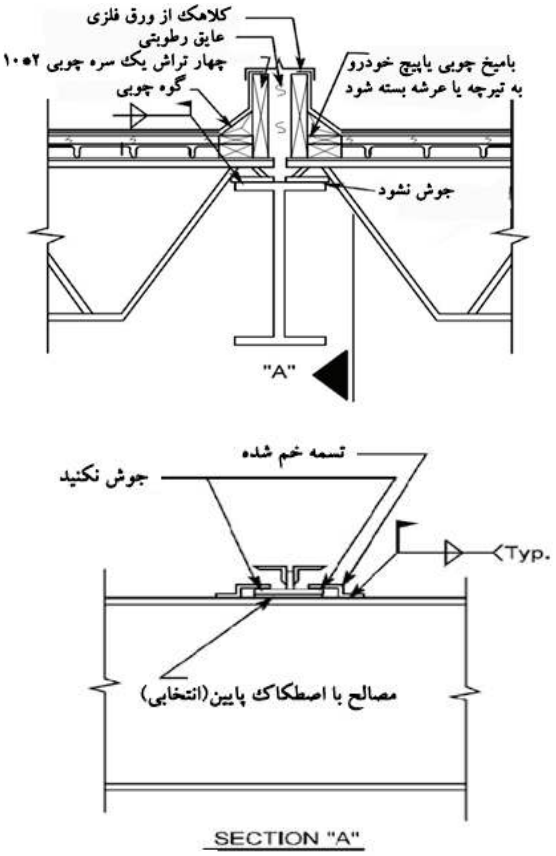
شکل ۲.۴.۴ تا ۵.۴.۴ جزئیات تیپ، که اجازه انبساط محدود را می‌دهند، نشان می‌دهد. جزئیات بیشتر در کتاب‌های معماری ارائه شده است.

درزهای انبساط در ساختمان معمولاً باید درون سقف ادامه یابند. به‌اضافه آنکه، بسته به نوع اعضاء، سایر درزهایی که بعنوان تقسیم کنندگان سطحی[۲] خوانده می‌شوند باید در اعضاء سقف بکار روند.

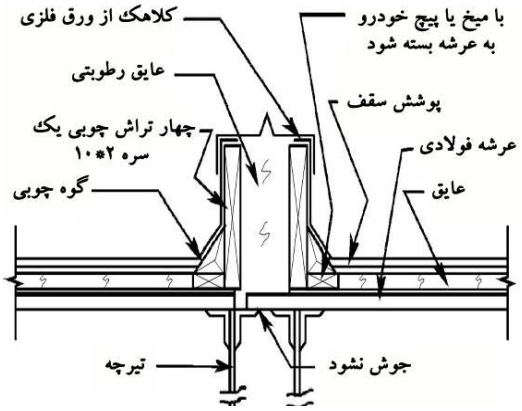
این درزها فقط آزادکننده انبساطی هستند و ورق عرشه فولادی را قطع نمی‌کنند. این جدا کنندگان حدود ۱۵۰ تا ۲۵۰ فوت از یکدیگر برای اعضاء سطحی چسبیده به هم بکار می‌روند و فاصله آن‌ها برای قطعات زیر سازی شده زیادتر نیز می‌شود. این فاصله برای سقف‌های فلزی حدود ۱۰۰ تا ۲۰۰ فوت می‌باشد. فاصله این درزها باید با آنچه که ملزومات سازنده کارخانه می‌باشد، تطبیق داشته باشد. دامنه حرکت بین درزها به وسیله انعطاف و پتانسیل حرکت قلاب‌ها و در مورد درزهای سقف بوسیله بست (Clip) محدود می‌گردد. پیشنهادات کارخانه سازنده در این مورد باید دنبال شود. جدا سازهای سطوح همچنین می‌تواند سقف‌های با اشکال پیچیده را به اشکال ساده مربع یا مستطیل تبدیل سازد.(این نوع درز در سقف‌های صنعتی مورد استفاده در ایران که بتن یا آسفالت روی آن ریخته نمی‌شود و از یک ورق ساده تشکیل شده به کار نمی‌رود. ولی در محدودکردن طول ورق‌ها، مخصوصاً اگر بوسیله پیچ خودرو بسته می‌شود، باید توجه کامل نمود تا از ایجاد نیروی نامناسب در پرلین، از آب‌بندی افتادن پیچ خودرو و ایجاد سر و صدا در اثر تغییر درجه حرارت جلوگیری شود.م)

---

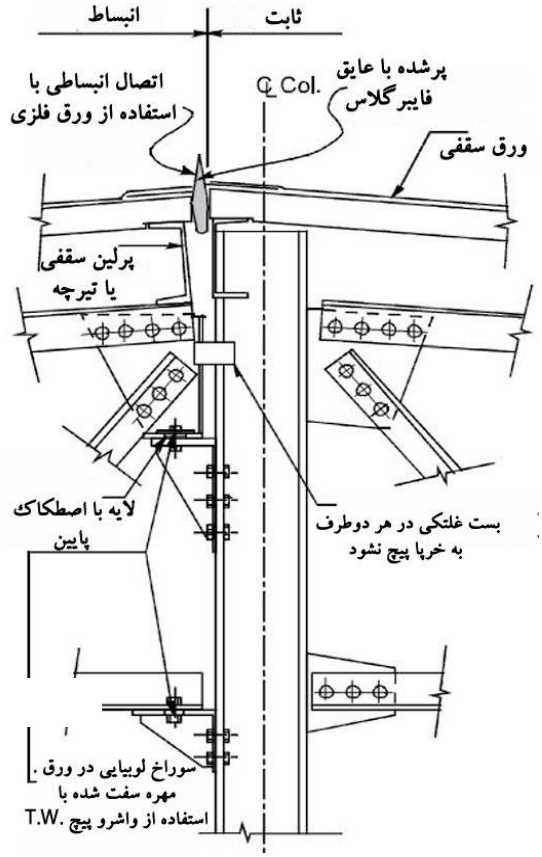
[2] Area Divider



شکل ۳.۴.۴. اتصال انبساطی در تیرچه



شکل۴.۴.۴ . اتصال انبساطی تیرچه



شکل۵.۴.۴ اتصال انبساطی خرپا

٤-٥ شیب سقف، زه کشی و استخری شدن: (Ponding)

قبل از آنکه به شکل قاب‌ها و جهت اعضاء قاب‌های اولیه و ثانویه بپردازیم، مهم است که تصمیم بگیریم که زه‌کشی و تخلیه آب سقف چگونه انجام خواهد شد. اگر ساختمان در هنگام استفاده گرم می‌شود، زه‌کشی داخلی سقف نیز ممکن است ضروری باشد. (به علت سرد شدن بیرون و ایجاد نقطه شبنم در داخل سالن. م) و در فضاهای بدون گرم شدن، زه‌کشی خارجی و آبروها، باید ایجاد شوند.

برای بعضی از ساختمان‌ها ممکن است نیاز به آبرو و لوله‌های پایین آورنده آب نباشد، چرا که آب ناشی از باران‌های سنگین را بعضاً نمی‌تواند هدایت کند. اما استفاده از آن‌ها بسته به پیشنهادات و یا نیازهای مالک دارد. مشکل فاجعه آفرین آنجاست که در هوای سرد آب از روی سقف تخلیه نشود، که باعث یخ زدگی سطح بام و آویزان شدن قندیل‌های یخی از لبه‌های سقف خواهد شد. این مشکل مسئله‌ای است که در سردر و درهای عبور پیش می‌آید. حال چه آبروها را در لبه سقف داشته باشیم یا نداشته باشیم. جلوگیری از خطر افتادن یخ‌ها باید در ساختمان‌ها مورد توجه قرار گیرد. (توجه شود که ذوب یخ‌های روی سقف، مخصوصاً سقف‌های با شیب زیاد، ممکن است باعث کنده شدن آبروها و نگهدارنده‌های آن (دستک آبرو) شده که بعضاً چون بهمن بهمراه قطعات آبرو فرو می‌افتد.م)

یک پیش بینی جهت زه کشی مناسب برای یک سقف همیشه، راه حل خوبی است. مسائلی که در اثر زه‌کشی ضعیف حاصل می‌شود (برای مثال: استخری شدن، خرابی سقف و چکه کردن) ممکن است حاصل شیب کم سقف باشد که برای جلوگیری آئین‌نامه:

(ICC 2003) International Building Code

لازم می‌دارد این شیب کمتر از 1/48 برای هیچ سقفی گرفته نشود. (این عدد برای سقف‌های بام مسکونی نیز عدد خوبی است و معمولاً برای کارخانه در ایران، اعداد شیب بسیار بزرگتر از این هستند. م) مسئله استخری شدن، که معمولاً مورد توجه قرار نمی‌گیرد، پدیده‌ای است که ممکن است باعث خرابی جزئی یا کلی گردد. استخری شدن تا آنجائیکه به طراحی بر می‌گردد، دو معنی دارد. در سقف‌های کارخانه‌ای، استخری شدن به شرایطی مربوط می‌شود

که آب جمع شده در نقاط پایین سقف ظرف ۲۴ ساعت از آخرین باران هنوز تخلیه نشده‌اند. در این حالت در طراحی می‌توان با پیش بینی لازم در زه کشی، از شکم دادگی اعضاء سقف در این نقاط جلوگیری کرد. استخری شدن یک تاثیر متقابل بین بار و افتادگی سقف می‌باشد، بدین معنی که هر چه آب روی سقف زیادتر باشد باعث شکم دادگی بیشتر و شکم دادگی بیشتر باعث جمع شدن آب بیشتر می‌شود، تا جائیکه به خرابی سقف منتهی گردد. کنترل این اثر متقابل بسیار مهم است. کنترل باید در سطح تنش‌های مجاز صورت گیرد.

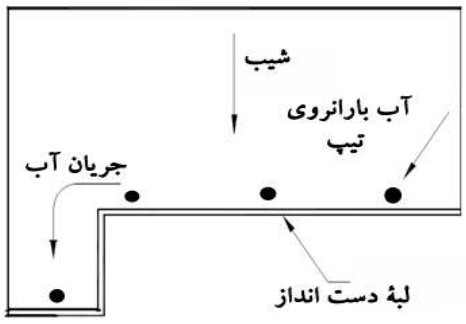
آئین‌نامه AISC برای هر دو روش LRFD (1999) و ASD(1989) روش حل مشکل استخری شدن را در جائیکه شیب سقف و زه کشی کافی نیست، ارائه می‌کند. این روش مستقیم در رابطه K2-1 و AISC K2-2 آمده است. این رابطه سختی بین اعضاء قاب (اولیه و ثانویه) و عرشه را کنترل می‌نماید. این رابطه ممکن است نتایج محافظه کارانه غیر ضروری را ارائه نماید. یک روش دقیقتر در ضمیمه K برای ضوابط LRFD و در بخش K در تفسیر ASD آمده است.

کلید استفاده از روش تنش مجاز، محاسبه تنش در اعضاء قاب ناشی از بارها، در زمان استخری شدن است. تفاوت بین $0.8F_y$ و تنش‌های اولیه، بر آورده نمودن ضوابط سختی اعضاء سقف می‌باشد. تنش‌های اولیه (در زمان حالت استخری شدن) برای بیان حضور سایر بارها در آن لحظه است. این حالت شامل تمام یا بیشترین بخش بار مرده و احتمالاً بخشی از بار برف یا باران یا بارهای زنده است. نشریه(Technical Digest *No.*3) که بوسیله انستیتو تیرچه فولادی آمریکا (SJI1971) چاپ شده، چند راهنمایی را در مورد مقدار بار برف که در محاسبه حالت استخری شدن باید در نظر گرفته شود ارائه می‌نماید. (توضیح مترجم: آئین‌نامه ANSI AISC 360.10 در بخش ضمیمه ۲ روابطی را برای

محاسبه استخری شدن ارائه می‌نمایند که تحت عنوان A-2-1 و A-2-2M و A-2-2 در آن آئین‌نامه‌ها منعکس می‌باشد. این در زمانی است که سقف از شیب و ابزار کافی جهت تخلیه آب برخوردار نباشدکه همان عدد 1/48 تا 1/50 می‌باشد. کنترل این روابط در مورد کارخانجات ایران معمولاً عملی غیر ضروری است. م)

سیستم قاب‌های یکسره و یا طره‌ای در این مورد ممکن است خطرناک‌تر از دهانه‌های ساده باشد. در قاب یکسره، چرخش در نقطه تکیه‌گاه‌ها، ناشی از بارهای سقف که به صورت یکنواخت توزیع نشده‌اند، ایجاد تغییر مکان به سمت بالا و پائین در دهانه‌های مختلف می‌کند. آب در دهانه‌هائی که بالا رفته، به سوی دهانه‌هائی که پائین آمده، حرکت می‌کند. در این حالت بهتر است دهانه‌ها با سختی کمتر، به صورت یک دهانه ساده طراحی شوند. همچنین یک آنالیز دقیق می‌تواند مورد استفاده قرار گیرد.

در کنار توجه به مطلب استخری شدن، باید به مسئله شن بادها، خاکسترها و سایر موادی که ممکن است بوسیله باد یا هوا منتقل و در سطح سقف بنشیند توجه کافی شود، که بخشی از آن‌ها ممکن است ناشی از عملیات صنعتی باشد.



شکل ۱.۵.۴. پلان آب بارانروی سقف

٤-٦ تیرچه‌ها و پرلین‌ها :

تصمیم مقتضی باید ابتدا در این مورد گرفته شود که دهانه بلند تیرها و پل‌ها به همراه تیرچه‌ها و پرلین‌های کوتاه مورد نظر است یا بالعکس تیرها و پل‌ها با دهانه کوتاه و تیرچه‌ها و پرلین‌های بلند. تجربه نشان داده است که پوشاندن دهانه‌های کوتاه بوسیله اعضاء اصلی اقتصادی‌تر است. البته این تصمیم به تنهایی تعیین کننده اقتصادی بودن آن نیست، بلکه مسائلی مانند نصب راحت-تر، توسعه آینده، جهت جرثقیل‌ها و درهای آویز نیز به آن کمک می‌کند. در مورد استفاده از تیرچه‌ها و پرلین‌ها، تجربه نشان می‌دهد که مسئله باید دوباره بازنگری شود. مشخصات تیرچه‌های استاندارد(SJI, 2002) فقط براساس بارگسترده می‌باشد. تغییرات در مورد بار متمرکز باید براساس آئین‌نامه SJI مورد محاسبه قرار گیرد. بارهای متمرکز شدید باید بوسیله قطعات گرم نورد شده تحمل شوند. (می‌تواند از قطعات سرد نورد و یا ساخته با ورق نیز باشد. م) ولی در عدم وجود بارهای متمرکز سنگین، تیرچه‌ها معمولاً اقتصادی‌تر از مقاطع گرم نورد می‌باشند. (توجه داشته باشید که منظور از تیرچه‌های مورد نظر نویسنده کتاب تیرچه‌های مرتفعی هستند که براساس جداول SJI حدود ۲۰ اینچ (۵۰ سانتیمتر) حداقل ارتفاع آن‌هاست ولی برای پرلین‌ها می‌توان از تیرچه‌های کوتاهتر نیز بهره گرفت. م)

پرلین‌های نورد سرد شده به شکل C و Z جایگزین دیگری برای تیرهای نورد شده W می‌باشند که براساس AISI (American Iron and Steel Institute) به نام The Design of Cold-Formed Steel Structural Members در (AISI, 2001) طراحی می‌شوند. این مقاطع از جهت آنکه ممکن است به صورت یکسره طراحی و ساخته شوند، می‌توانند اقتصادی‌تر باشند. اگر چه در

قطعاتی که طراحی آنها به صورت یکسره بوده ولی بعد از نصب یکسره‌گی آن از دست می‌رود، همیشه باید مسئله خرابی پیش رونده در نظر گرفته شود. سایر جنبه‌های استفاده از مقاطع C و Z را نیز باید در نظر گرفت:

۱. مقاطع Z دارای حمل اقتصادی هستند چرا که داخل یکدیگر قرار می‌گیرند.

۲. در مقاطع Z معمولاً بار از مرکز برش مقطع عبور می‌کند، در حالیکه در مقاطع C اینطور نیست.

۳. در سقف‌ها با شیب مناسب، مقاطع Z دارای یک محور اصلی قائم می‌باشد، در حالیکه مقاطع C این شرط را فقط در سطوح افقی دارد.

(منظور نگارنده از یک محور اصلی برای مقاطع Z روی شیب مناسب شاید آن است که اگر زاویه محورهای اصلی داخلیZ با شیب سقف با افق برابر باشد، بار فقط مولفه‌ای روی محور اصلی قائم خواهد داشت. معمولاً امکان اینکه این حالت بوجود آید اگر صفر نباشد، نزدیک صفر است. در هر حالتی تولیدکننده Z باید زاویه داخلی دوران محور اصلی را در جداول خود اعلام داشته و یا توسط مهندس محاسب تعیین و تجزیه نیروی قائم روی دو محور برای تعیین نیروهای وارده در جهت عمود بر سقف و در جهت شیب به دست آمده و مقابله لازم با آن صورت گیرد. در مورد روش محاسبه زاویه داخلی دوران محورهای اصلی نسبت به دو محور افقی و قائم و یا هر دو محور فرضی، به کتاب طرح و محاسبه قاب‌های شیبدار که بوسیله مترجم نگاشته شده صفحه ۷۹ و ۸۰ مراجعه فرمائید.م)

۴. بسیاری از نصاب‌ها اعتقاد دارند اتصال پیچ شده روی هم برای مقاطع Z و C گرانتر از اتصال جوشکاری شده انتهای تیرچه‌ها است.

(گذاشتن دو مقطع Z داخل هم و پیچ نمودن جان آن‌ها به یکدیگر که اتصالی رایج در سیستم سقف قاب‌های شیبدار می‌باشد، امکان‌پذیر بوده ولی اتصال دو مقطع C امکان روی هم بردن دو مقطع و پیچ نمودن آن‌ها به یکدیگر وجود ندارد. در مورد جزئیات اتصال دو مقطع Z به کتاب قاب‌های شیبدار صفحه ۷۸ مراجعه فرمائید. م)

۵. در یک طول حدود ۹ متری مقاطع C و Z تقریباً هم قیمت با یک تیرچه خواهند بود ولی در دهانه‌های کوتاهتر مقاطع C و Z از تیرچه‌ها ارزانتر خواهند بود.

۵ . خرپاهای سقفی :

قاب‌های اصلی برای طراحی‌های معمول ساختمان‌های صنعتی از تیر بال‌پهن، تیرچه و یا خرپا می‌باشد. برای دهانه‌های نسبتاً کوتاه بین ۹ تا ۱۲ متر تیرهای نورد شده می‌تواند راه حل اقتصادی باشد (البته نه برای مقاطع نورد شده معمولی که در ایران وجود دارد، منظور نگارنده نوردهای بال پهن آمریکایی W می‌باشد. م) برای دهانه‌های بلندتر از ۱۲ متر و کوتاهتر از ۲۴ متر تیرچه‌های فولادی برای بردن بار به کار می‌روند.

خرپاهای سقفی معمولاً برای دهانه‌های بزرگتر از ۲۴ متر بکار می‌رود. در سال‌های اخیر راجع به طرح خرپاهای سقفی مطالب کمی نگاشته شده است. بسیاری از مراجع طراح را به کتاب‌هایی‌که در دوره استفاده از پرچ برای اتصالات نوشته شده ارجاع می‌دهند. امروزه از خرپاهای جوش شده که در

محل کار با پیچ جمع و به هم متصل می‌شود، به مقدار زیادی بکار می‌رود. ارائه مطالب زیر در مورد فرضیات و اصول طراحی خرپاهای سقفی می‌باشد.

۵-۱ اصول عمومی طراحی و اقتصادی خرپاها :

هیچ شرط معینی برای آنکه کدام شکل خرپا برای یک موقعیت معین اقتصادی‌تر است وجود ندارد. اگرچه شرایط زیر می‌تواند برای این گونه طراحی به کار رود.

۱. نسبت دهانه به ارتفاع حدود ۱۵ تا ۲۰ معمولاً اقتصادی‌تر است. اگر چه محدویت ارتفاع حمل نیز باید در نظر گرفته شود، که براساس آن حداکثر ارتفاع ساخت کارخانه‌ای خرپا تعیین خواهد شد. حداکثر ارتفاع حمل به صورت محافظه کارانه ۱۴ فوت می‌باشد. ارتفاعات زیادتر باید به صورت پیچ در قطعات جان باشند، که هزینه نصب کارگاهی را بالا خواهد برد.

۲. فاصله بین نقاط اتصال قطعات خرپا بهم نیز محدودیتی جهت حمل دارد. این محدودیت تابع فاصله تا مقصد می‌باشد. اما حمل تا ۸۰ فوت و حتی ۱۰۰ فوت نیز امکان پذیر است. (در ایران این طول به صورت معمول ۱۲ تا ۱۳ متر است، مگر با وسائل حمل مخصوص و اسکورت.م) از آنجائیکه حداکثر طول قطعات نورد شده در دسترس حدود ۷۰ فوت است، فاصله بین نقاط اتصال ۲۱ متر گرفته می‌شود. قطعات بزرگتر معمولاً باید بوسیله اتصال در کارخانه به هم متصل شوند.

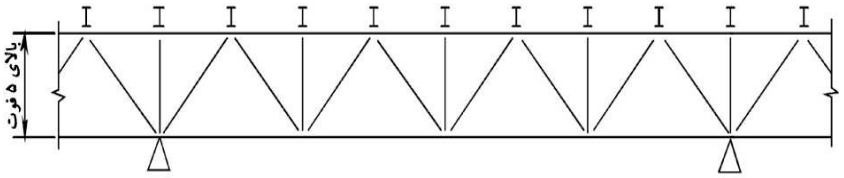
۳. بصورت معمول، آنکه می‌گوید هرچه ارتفاع خرپا زیادتر باشد ارزانتر است، صحیح است. اگرچه مقایسه اضافه شدن هزینه بادبندهای جانبی برای نگهداری یال‌های خرپائی که انعطاف بیشتری دارد نسبت به هزینه یال‌های

بزرگتر خرپا، که باد بندهای جانبی کمتری نیاز دارد، باید دقیقاً مورد محاسبه قرارگیرد. بادبندهای جانبی لازم برای یال فوقانی و تحتانی خرپا با توجه به اثر متقابل آن‌ها بر یکدیگر باید دیده شود. توجه خاصی به بارهایی که در یال تحتانی فشار ایجاد می‌کند باید معطوف گردد. در این حالت بادبندهای اضافی معمولاً لازم است.

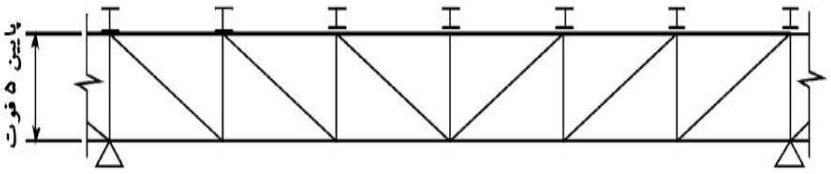
۴. اگر ممکن باشد، ارتفاع خرپاها به طریقی انتخاب گردند تا مقاطع T در یال‌ها، بجای مقاطع بال پهن I ، بکار رود. مقاطع T می‌تواند ورق‌های اتصال (Gusset Plate) را حذف و یا تعداد آن‌ها را کم‌کند.

۵. فولاد اعلاء ($F_y = 50KSI$ یا بالاتر) معمولاً طراحی اقتصادی‌تری را می‌دهد.

۶. آنچه در شکل ۱.۱.۵و ۲.۱.۵ ترتیب چیدن اعضاء جان را نشان می‌دهد معمولاً طرحی اقتصادی برای سیستم جان می‌باشد.



شکل۱.۱.۵ ترتیب اقتصادی اعضاء جان برای خرپا با ارتفاع بالای ۵ فوت



شکل ۲.۱.۵ ترتیب اقتصادی اعضاء جان برای خرپا با ارتفاع پایین ۵ فوت

۷. از تنوع محدودی در مقطع نبشی در جان استفاده نمائید و از نبشی‌های بال بلند در جهت جلوگیری از کمانش استفاده کنید. اختلاف در شماره نبشی باید قابل تشخیص باشد. به طور مثال از نبشی ۱/۴× ۳× ۴ و ۵/۱۶×۳×۴ همزمان استفاده نکنید.

۸. مقاطع قوطی یا لوله یا بال‌پهن ممکن است برای اعضاء جان خرپا موثرتر باشند، مخصوصاً در زمانیکه قطعات فرعی باید بوسیله اعضاء جان نگهداری شوند.

۹. طراحی براساس آئین‌نامه AISC LRFD (AISC،1999) ما را به یک طراحی با صرفه‌جویی در دهانه‌های بلند و سنگین می‌رساند. این به علت نسبت بالای بار مرده به بار زنده برای این خرپاها است.

۱۰. وزن ورق‌های اتصال، لقمه‌های اتصال (Shim) و پیچ‌ها در خرپاهای بزرگ قابل توجه است. این وزن باید در طراحی دیده شود، چرا که معمولاً حدود ۱۰ تا ۱۵ درصد از وزن خرپا خواهد بود.

۱۱. اگر خرپا بوسیله کامپیوتر و اتصالات صلب طراحی شود، ممان‌های خمشی ثانویه در آن ملاحظه خواهد شد. خواننده به کتاب مرجع شماره[27] در این مورد ارجاع می‌شود که در آن پیشنهاد شده اگر تنش‌های ثانویه از ۴۰۰۰PSI تجاوز نمی‌کنند، می‌توان از آن صرفه نظر نمود. در زمانیکه طراح براساس بهره‌گیری از یکسرگی، خرپا را طرح کرده، به طور مثال در تعیین طول موثر، این صرفه نظر نمودن از تنش‌های ثانویه نباید صورت گیرد. طراح باید متوجه باشد که فرضیات آنالیز با فرضیات طراحی یکسان باشد. بطور مثال اگر در آنالیز اتصالات مفصل دیده شده، در طراحی نیز چنین باشد. فرض

اتصال صلب در بعضی موارد ممکن است تخمین غیر محافظ کارانه‌ای را در مورد افتادگی خرپا ارائه کند.

۱۲. تکرار قطعات اقتصادی است. تا جایی که ممکن است تنوع خرپاها باید محدود شده و به صورت یکسان طراحی شوند. در مقایسه با تغییر ارتفاع خرپا، تغییر یال خرپا اقتصادی‌تر است.

۱۳. استفاده از یال‌های I بال پهن و ورق اتصال در زمانی که ممان سنگین در یال‌ها وجود دارد ممکن است لازم باشد (به طور مثال در حالتی که ملحقات سازه به قطعات جان وارد نشده یا فاصله زیاد بین قطعات جان باشد).

۱۴. مرجع(AISC (American Manual of Steel Construction راهنمایی‌های زیادتری را در مورد طراحی و جزئیات ارائه می‌کند.

۱۵. طراحی و جزئیات تیرچه‌های با دهانه‌های بلند و پل‌های تیرچه‌ای (Joist Girders) باید براساس مشخصات۲۰۰۲ SJI ساخته شود.

(توجه: بعضی از موارد آدرس داده شده در ۱۵ آیتم فوق، ممکن است به علت شرایط اقتصادی و مواد اولیه و امکانات ساخت در ایران، صادق نباشد. همچنین تطبیق با آئین‌نامه جدید و یا *ANSI.AISC*.360.10 ضروری است. م)

۲-۵ اصول طراحی اتصالات:

۱. همانطوریکه در بالا گفته شد، استفاده از مقطع T در بال‌ها معمولاً باعث صرفه‌جویی اقتصادی است، چرا که ورق اتصال را می‌تواند حذف نماید. طراح باید ملزومات اتصال را بررسی نموده و دریابد که تیغه T کفایت عمل ورق اتصال را دارد یا خیر. استفاده از پروفیل T با تیغه بلندتر معمولاً اقتصادی-

تر از گذاشتن ورق اتصال است، حتی اگر مقداری وزن را اضافه نماید. (در بازار ایران پروفیل T معمولاً به آن صورت که نیازهای خرپا را برطرف کند وجود ندارد، اما در دهانه‌های نه چندان بزرگ ممکن است با بریدن تیر I به دو نیمه پروفیل T دسترسی پیدا کرد. برای کنترل کمانش در تیغه حاصل از بریدن و محدودیت‌های آن جدول $B4.1a$ و $B4.1b$ را در بخش $B4$ آئین‌نامه-AISC 360.10 ببینید.م)

۲. محدودیت‌های برشی و مساحت موثر در فشار باید دقیقاً براساس (AISC Appendix B) برای تیغه‌های T و ورق‌های اتصال کنترل شود. خرابی در برش در اعضای یال در چشمه‌های خرپا نیز باید کنترل شوند، چرا که این موضوع اغلب کنترل کننده یال‌های با استفاده از بال پهن می‌باشد.

۳. اتصالات میانی (لقمه‌های اتصال) ممکن است برای اعضاء جان که به صورت دوبل می‌باشند لازم باشد. مثالی در مورد اتصالات میانی در بخش طراحی ستون‌ها و نبشی‌های دوبل در AISC MANUAL (ASD) را می‌توان دید. (انتهای مثال ۸ و ۹ صفحه ۵۳-۳ و ۵۴-۳ آئین‌نامه AISC (ASD) 1989 آورده شده. م).

۴. اگر در یال خرپا و جان هر دو بال پهن استفاده می‌شود، از نظر اقتصادی بهتر خواهد بود که جان یال خرپا افقی گذاشته شود. بدین طریق ممکن است ورق‌های اتصال قطعات جان به صورت پیچ یا جوش به یال خرپا اتصال یابد. برای احتراز از هزینه ساخت قطعات پرکننده فاصله بال جان به بال یال (به علت اختلاف شماره دو بال پهن) استفاده از بال پهن‌هایی با ارتفاع نزدیک در بال و جان باید مورد توجه قرار گیرد.

۵. زمانیکه خرپا نیازمند اتصالات پیچ و مهره در محل باشد، استفاده از پیچ‌های اصطکاکی در رابطه با سوراخ‌هایی که برای راحتی اتصال و تنظیم به صورت بزرگ (Over size) ساخته شده‌اند، ضروری است. همچنین در استفاده از سوراخ‌های استاندارد اگر برای تنظیم مشکلی پیش آید، در صورت استفاده پیچ‌های Slip Critical می‌توان سوراخ‌ها را برقو (Reamed) زد، بدون آنکه نیروی برشی پیچ‌ها کاهش یابد. (Slip Critical نوعی اتصال است که حرکت لغزشی در قطعات اتصال وجود ندارد. بخش J.3 در آئین‌نامه360.10 AISC به این موضوع می‌پردازد. استفاده از این نوع اتصال به صورت معمول در پل‌ها و تیرهایی که با بارهای متناوب مواجه هستند بکار می‌رود و معمولاً در ساختمان کاربردی ندارد مگر در بادبند ها و یا در مورد سوراخ‌های بزرگ و یا لوبیایی در جهت تنش. اما اگر امکان لغزش در دو سطح تماس اتصال وجود داشته باشد، که این در اثر استفاده از سوراخ‌های بزرگ و یا لوبیایی که بزرگی سوراخ آن‌ها در جهت و امتداد نیروی وارده باشد، امکان لغزش را فراهم کرده و بنابراین از این نوع اتصال که نیروی پیش تنیدگی بزرگی دارد و نظارت و اجرا را دچار هزینه‌های زیادتری می‌سازد، استفاده می‌شود. کتاب پیچ ومهره اعلاء توسط مترجم تهیه و توسط انتشارات کُرمیت پارس نشر گردیده، به طور مشروح درآن بحث شده که در دسترس است. م)

۶. برای اتصال انتهایی خرپاها، ایجاد تکیه‌گاه برای متصل شدن خرپا روی بال فوقانی به صورت نشیمن، لازم است مورد توجه قرار گیرد. این اتصال نشیمنی (Seat) انعطاف بیشتری برای تنظیم ستون‌های خرپا در زمان نصب را نتیجه می‌دهد. این نوع نشیمن برای نصب اقتصادی‌تر بوده چرا که پایداری زیادتری نسبت به نشستن خرپا روی یال تحتانی را دارد. (بعلت پایین‌تر بودن مرکز ثقل از محل تکیه گاه و حالت تعلیق خرپا ایـن پایداری پدیـد آمده و

امکان غلتیدن را از آن می‌گیرد.م) وقتیکه از این نوع نشیمن استفاده می‌شود پیشنهاد می‌شود با یک اتصال ساده به یال تحتانی از چرخیدن آن در هنگام نصب جلوگیری شود.

۷. برای خرپاهای متقارن از یک اتصال مرکزی جهت ساده سازی ساخت خرپا استفاده کنید، حتی اگر نیروها خیلی بزرگتر از آنچه که برای یک اتصال خارج از وسط خرپا بکار می‌رود باشد.

۸. ورق‌های اتصال انتهایی (End Plates) می‌تواند اتصالات اقتصادی مناسبی در فشار باشند.

۹. معمولاً ارزانتر خواهد بود که نقطه انتهایی مورب‌های خرپا در سطح انتهای عضو نگهدارنده باشد تا آنکه اتصال برای خروج از مرکز بین خط مرکزی ستون و سطح ستون، طراحی شود.

۳-۵ بادبندی خرپا :

بادبندها جهت پایداری خرپاها در نقاطی که طراح برای نگهداری فرض کرده و یا در نقاطی که در طراحی خرپاها لازم است نگهداری شود، استفاده می‌شود. این نقاط معمولاً در گره‌های خرپا و در انتهای اعضاء قطری قرار می‌گیرند. برای کارآئی مناسب بادبندها باید دارای مقاومت (Strength) و سختی (Stiffness) کافی باشند. با استفاده از تئوری استاندارد بادبندها، سختی لازم بادبندها (با استفاده از ضریب اطمینان $S.F.=۲$) برابر است با $۴P/L$، که در آن P نیرویی در عضو اصلی است که باید نگهداری جانبی شود و L طول آزاد ستون (در اینجا بادبند. م) می‌باشد. نیرویی که در بادبند باید پیش بینی شود، $0.004P$ خواهد بود. به طور معمول ضوابط سختی کنترل کننده

محاسبات بادبند است. مگر آنکه سختی بادبند متاثر از تنش محوری به تنهایی باشد. بادبندهایی‌که فقط در اثر بار محوری تغییر شکل می‌دهند، معمولاً بسیار سخت می‌باشند و بنابراین شرایط مقاومتی محاسبات بادبند را کنترل می‌کند. باید توجه داشت که نشریه AISE Technical Report شماره ۱۳ نیرویی معادل $0.025P$ را برای محاسبات مقاومتی بادبند ارائه می‌کند که P همان تعریف قبلی را دارد. اطلاعات دقیقتر در کتاب :

A Unified Approach for Stability Bracing Requirments(LUTZ 1985)

می‌باشد. ملزومات نگهداری یال تحتانی خرپاها در مقالهٔ (Fisher, 1983) با نام The Importance of Tension Chord Bracing آمده است. نیازی به رعایت این ملزومات در مورد تیرچه‌های دهانه بلند و پل‌های تیرچه‌ای نمی باشد.

(Long span Steel Joists OR Joist Girders)

سوال طراحان معمولاً این است که چه تعداد خرپا باید برای بادبندی مورد توجه قرار گیرد. هیچ تعریف و قانون مشخصی برای این مورد وجود ندارد. اگرچه آئین‌نامه استرالیا این تعداد را بیشتر از هفت عضو ضروری نمی‌داند. در پیشنهادات (Chen,Tong) آمده که تعداد $\sqrt{n}$ ستون باید برای بادبندی پیش-بینی شود. که در آن n عبارتست از کل ستون موجود در طبقه است. بنابراین اگر ده خرپا باید مورد بادبندی قرار گیرد، نیروی بادبندی می‌تواند براساس ۴ خرپا قرار گیرد .

تجربیات معمول نشان دهنده ایجاد بادبندی افقی برای هر ۵ یا ۶ دهانه در جهت انتقال نیروی بادبندی به اعضاء اصلی سیستم مقاوم می‌باشد. در این مورد نیروی

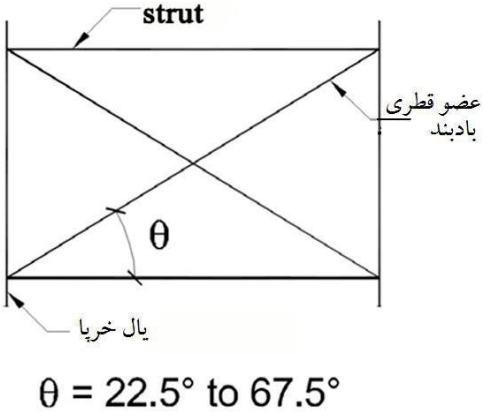
بادبندی باید براساس تعداد خرپاهای بین دو سیستم بادبندی افقی مورد محاسبه قرار گیرد.

اطلاعات مناسبی در مورد پایداری بال فشاری خرپا، از مقالهٔ:

("Simple Solution to Stability Problems in Design Office, Nair 1988 b ")

می‌تواند بدست آید. راه حل پیشنهاد شده براساس نیازهای سختی که بوسیله یک بادبند ضربدری (×) کنترل می‌شود، است. این مقاله نشان می‌دهد تا زمانیکه سیستم بادبندی ضربدری افقی شامل اعضاء با بار محوری است، همانطوریکه در شکل ۵ . ۳ . ۱ نشان داده شده، بادبندی می‌تواند برای 0.6 درصد از نیروی محوری یال‌های خرپا طراحی شود. از آنجائیکه دو یال خرپا در محل هر عضو افقی (Strut) نگهداری شده‌اند، بنابراین عضو افقی باید برای 1.2 درصد از متوسط بار محوری موجود در دو یال مجاور طراحی شود. در این مرجع معین می‌سازد که نیروهای بادبندی در طول خرپا، روی هم جمع نمی‌شود. اگرچه نیروی بادبندی لازم براساس تعداد خرپاهای مورد نظر که بوسیله سیستم بادبندی نگهداری شده‌اند، روی هم جمع می‌شود. به‌اضافه بادبندهای پایداری، ممکن است همچنین لازم گردد یال پائینی و بالایی، بارهای جانبی باد و زلزله را به سیستم پایداری اصلی جانبی منتقل سازند. این نیروهای لازم ناشی از بارهای جانبی باید به نیروهای لازم پایداری اضافه گردد. بارهای جانبی، هم در سطح یال فوقانی و یا سطح یال تحتانی قرار می‌گیرند، اما معمولاً در دو سطح قرار نمی‌گیرند. نیروهای پایداری برای سطوح نگهداری

نشده، می‌تواند بوسیله بادبندی نگهداری جانبی به سطوح نگهداری شده جانبی انتقال یابد.

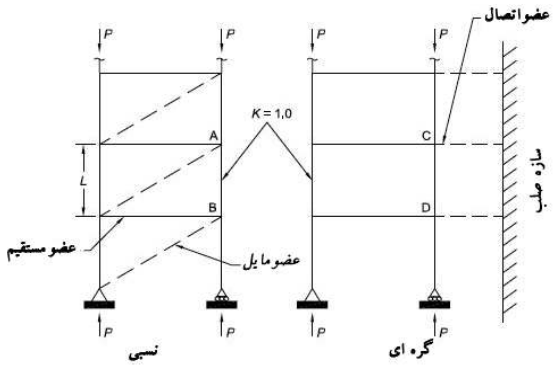


شکل۱.۳.۵ ترتیب بادبندی افقی X در سقف

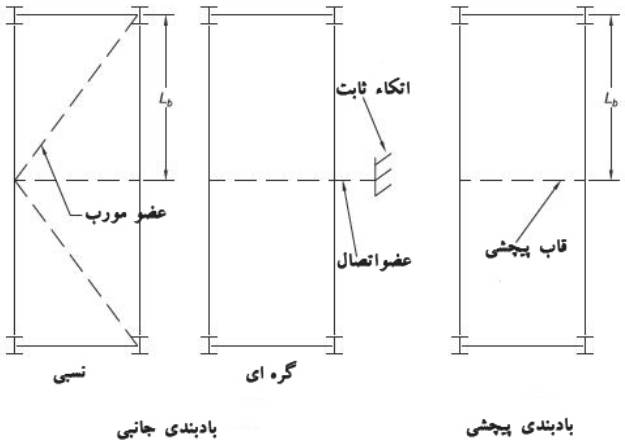
(توضیح مترجم: در گزارش AISE Technical Report عین عبارت از بخش ۵.۵ صفحه ۲۱ آن کتاب آورده می‌شود:

"مقاومت جانبی برای ستون‌ها، بال فشاری و یا یال خرپاها و پل‌ها وقتی کامل هست که بتواند مقاومتی معادل2.5 درصد از منتجه تنش فشاری محوری ضرب در مساحت بال فشاری یا یال فشاری خرپا را تأمین نمایند." در اینجا لازم است توضیح بیشتری داده شود تا موضوع برای استفاده کننده واضح‌تر باشد. در مورد بادبندها و پایداری آنها مطالب بسیاری نوشته شده. بطور کلی بادبندها به دو دسته تقسیم شده‌اند:

۱- بادبندهای نسبی (Relative) و بادبندهای گره‌ای (Nodal) و دو کنترل در مورد آنها باید صورت گیرد، مقاومت و سختی.



سیستم های بادبندی ستونی



سیستم های بادبندی تیر

در بادبندهای نسبی، توسط مورب‌ها (Diagonals) و اعضاء مستقیم(Struts) از حرکت نسبی یک نقطه انتهایی از طول مهار نشده (A) به نقطهٔ انتهای دیگری از طول مهار نشده (B) جلوگیری می‌کند. نیروی موجود در این بادبندها به صورت نیروهایی در تیر و ستونی، که اجزاء بادبندی هستند، در می‌آید. مورب‌ها و اعضاء مستقیم در ایجاد سختی و مقاومت سیستم بادبندی

نسبی مشارکت دارند. با اینحال وقتی اعضاء مستقیم یک سیستم بادبندی، تیر سقف است و مورب یک عنصر بادبندی خالص، سختی تیر سقفی نسبت به سختی عنصر مورب نسبتاً زیاد است، در این مورد سختی مورب معمولاً تعیین کننده سختی سیستم بادبندی است. یک بادبند گره‌ای برای یک ستون کنترل کننده حرکت ستون فقط در یک نقطه از بادبندی است و هیچ تداخلی با نقطهٔ بعدی بادبندی ندارد. آنچه بعنوان یک بادبند گره‌ای درشکل آمده است، از اعضاء مستقل تشکیل شده که به یک سازه صلب متصل شده‌اند که شامل گره‌های C,D می‌باشد. نیروی درون این بادبندها بوسیلهٔ سازهٔ صلب برده می-شودکه جزئی از قاب بادبندی نیست. در مورد تیرها نیز همانطوریکه در شکل آمده، نگهداری یک تیر را نشان می‌دهد که شامل اعضاء مستقیم و مورب است. در تیرها بادبند گره‌ای وقتی وجود دارد که اتصال آن گره به یک تکیه‌گاه ثابت وجود داشته باشد و یا یک قاب بین دو تیر مجاور قرار گیرد. قاب اخیر جلوی چرخیدن (Twist) را می‌گیرد ولی جلوی حرکت جانبی (Lateral) را نمی‌گیرد. اگرچه کمانش پدیده‌ای اتفاقی است و ممکن است هر دو تیر در آن واحد تمایل کمانش به یک جهت را نداشته باشند و هر چه تعداد تیرها زیاد شود، با وجود این قاب‌ها، احتمال کمانش کلی جانبی کاسته می‌شود.

با جلوگیری از حرکت و کمانش جانبی و چرخیدن انتهای دو نقطه از تیر، قطعهٔ نگهداری نشده با طول L_b بین آنها بوجود می‌آید. که در کل موارد، عبارتست از فاصله تکیه‌گاه تا نقطهٔ نگهداری شده.

در مورد قاب‌های صنعتی در ایران یا همان سیستم قاب‌شیبدار، درسقف، معمولاً از پرلین بعنوان (Strut) استفاده می‌شود، در حالیکه اتصال آن به قاب معمولاً فقط با یک یا دو پیچ M12 انجام می‌گیرد و نمی‌تواند به صورت برشی، نیروی فشاری خود را به درون قاب و بالطبع به قطعات Diagonal منتقل نماید. همچنین خود پرلین نیز با داشتن طول زیاد، فقط با تکیه بر ورق سقف می‌تواند متحمل فشار گردد. لازم است که این موارد در نظر گرفته شود. برای اطلاعات بیشتر در مورد اندرکنش ورق سقفی و پرلین به صفحات ۸۱ و۸۲ و در مورد بادبند نیز به صفحات۱۶۱ و۱۶۲ کتاب قاب‌های شیبدار مراجعه و برای دریافت اطلاعات بیـشترآئین‌نامه‌ای به بخش ضمیمهٔ ۶ آئین‌نامه AISC 360.10 صفحه ۲۲۷ مراجعه فرمائید .

در مورد پل‌های تیرچه‌ای و تیرچه‌های دهانه بلند ضوابط SJI در بخش Bridging که همان بادبندی و نگهداری جانبی می‌باشد ضوابطی را ارائه می‌کند. این ضوابط در مورد بادبندی‌های افقی و ضربدری است. به طور مثال لاغری برای بادبندی افقی l/r حداکثر عدد ۳۰۰ ذکر شده که l طول بادبند، بین نقاط اتصال و r شعاع ژیراسیون حداقل آن است. در مورد ضربدری‌ها $l/r\langle 200$ می‌باشد. در مورد فواصل بادبندها جداولی وجود دارد که می‌توان به SJI جهت مطالعه مراجعه نمود.م)

استفاده از بادبندهای افقی برای هر ۵ تا ۶ دهانه، در جهت انتقال نیروهای بادبندی به اعضاء اصلی سیستم معمول و لازم است. در این مورد نیروهای بادبندی باید بر پایه تعداد خرپاهای بین بادبندهای افقی محاسبه شود.

یک دسترسی راحت برای بادبندهای نگهدارنده بال فشاری خرپا و پایداری آن در مرجع [28] می باشد.

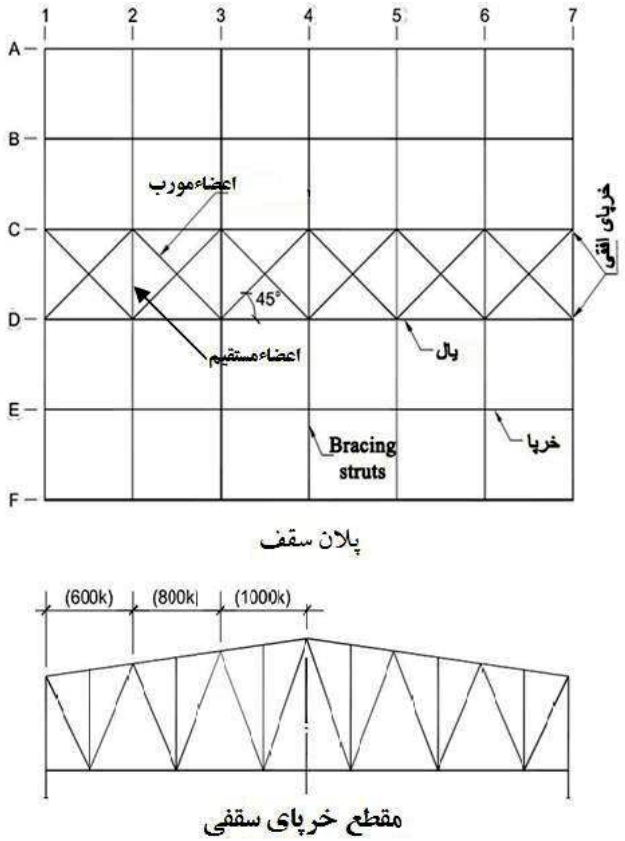
راه حل ارائه شده در این مقاله براساس سختی لازم بادبندهای ضربدری است. این مقاله نشان می‌دهد مادامی که سیستم بادبند ضربدری افقی شامل بارهای محوری،آن طوریکه در شکل ۱.۳.۵ آمده می‌باشد، بادبند می‌تواند برای ۰/۶ درصد از بار محوری خرپا طراحی شود. از آنجائیکه دو یال خرپا در یک نقطه به بخش فشاری بادبند (Strut) بسته می‌شود، در نتیجه اتصال این بخش فشاری بادبند به خرپا، باید برای ۱/۲ درصد میانگین بار محوری دو یال خرپای مجاور طراحی شود. در این مقاله تاکید شده که نیروی بادبندها در طول خرپا روی هم جمع نمی‌شود، با این‌حال نیروی لازم بادبند براساس تعداد خرپاهای بادبندی شده بوسیله سیستم بادبندی، با هم جمع می گردد.

ضمناً، برای پایداری سیستم بادبندی، بادبندی بال فوقانی و تحتانی برای انتقال بار باد یا زلزله به سیستم اصلی مقاوم در برابر بارهای جانبی ممکن است لازم باشد. نیروی لازم برای بارهای جانبی باید به نیروهای لازم برای پایداری اضافه شود. نیروی جانبی بادبندی در هر دو صفحه بال فوقانی و تحتانی خرپا قرار دارد، امّا معمولاً نه در هر دو صفحه.

ملزومات پایداری برای صفحه بادبندی نشده، می‌تواند بوسیلهٔ سیستم بادبندی قائم جانبی (Sway Vertical Bracing) به صفحه بادبندی شده منتقل شود. (شکل۲.۴.۵ را ببینید. امّا توجه به این نکته لازم است که ممکن است اتصال رایج پرلین به خرپای سقفی یا تیر سقفی، تحمل این سیستم بادبندی قائم را نداشته باشد.م)

مثال ۵ . ۳ . ۱ پایداری بادبندی خرپای سقف:

برای سیستم خرپای سقفی، نشان داده شده در شکل ۲.۳.۵ ، تعیین نمائید نیروی بادبندها را در سیستم بادبند افقی از روش بحث شده به وسیلهٔ (Nair, 1988b) استفاده نمائید:



شکل ۲.۳.۵ . سیستم باد بندی افقی

حل: از آنجائیکه بادبندهای مورب دارای شکلی شبیه با شکل۲.۳.۵ با زاویه ۴۵ درجه با خرپا می‌باشد، راه حل استفاده شده بـه وسـیلهٔ (Nair, (1988b مناسـب است.

بنابراین نیروی بادبندها معادل۰/۶ درصد نیروی محوری یال‌های خرپا می‌باشند. نیروهای محوری در جدول زیر آمده است.

نیروی طراحی (Kips)		
نیروی اعضای جان خرپای افقی سقف		
عضو	برش چشمه سقف	نیرو = (1.414)(Panel Shear)
C1-D2 D1-C2	0.006(6X600) = 21.6	30.5
C2-D3 D2-C3	0.006(6X800) = 28.8	40.7
C3-D4 D3-C4	0.006(6X1000) = 36.0	50.9
نیروی اعضای یال خرپای افقی سقف		
عضو		نیرو
C1-C2 D1-D2		21.6
C2-C3 D2-D3		21.6 + 28.8 = 50.4
C3-C4 D3-D4		50.4 + 36 = 86.4
Strut Forces		
عضو		نیرو = (1.2%)(Ave. Chord Force)
A4-B4, E4-F4		12.0
B4-C4, D4-E4		24.0
C4-D4		36.0
A3-B3, E3-F3		10.8
B3-C3, D3-E3		21.6
C3-D3		32.4
A2-B2, E2-F2 B2-C2, D2-E2 C2-D2		8.4 16.8 25.2
A1-B1, E1-F1 B1-C1, D1-E1 C1-D1		3.6 7.2 10.8

توجه: نیروهای متقارن نشان داده نشده اند.

٤-٥ بادبندهای نصب:

مهندس طراح مسئولیتی برای طراحی بادبندهای نصب ندارد، مگر آنکه در مشخصات قرارداد او آمده باشد. با این حال طراح می بایست که آشنا با ملزومات نصب (OSHA, 2001)که مربوط به طراحی است باشد. حتی اگر

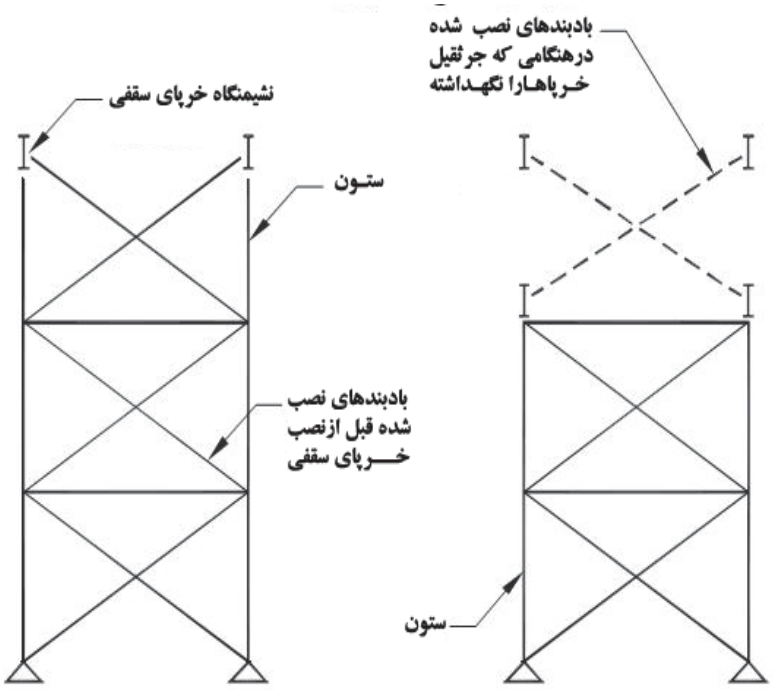
مهندس طراح برای بادبندی نصب مسئولیتی نداشته باشد، او در جهت هر چه اقتصادی تر شدن طرح، باید به بیان نحوه و نیازمندی‌های بادبندی در خرپاهای بزرگ بپردازد. در خرپاهای بزرگ حساسیت زیادتری در مورد بادبندهای نصب، نه فقط برای مسئله باد و بارهای ساختمانی، بلکه برای تامین ایستایی لازم تا زمان نصب کلیه بادبندهای بار ثقلی می‌باشد. اگر بادبندها زمان نصب در بادبندهای دائمی تداخل یابند، صرفه‌جوئی قابل ملاحظه‌ای بدست خواهد آمد. نصب معمولاً با اتصال دو خرپای اول به یکدیگر، بوسیله بادبندهای افقی سقفی (Strut که در شکل ۱.۳.۵ مشخص است .م) و هر گونه بادبندی دیگر که یک جعبه پایدار را پدید آورد، صورت می‌گیرد. خرپاهای دیگر بوسیله جرثقیل در جای خود نگهداری می‌شود تا زمانیکه این خرپا کاملاً بوسیله بادبندهای افقی سقفی به این جعبه پایدار متصل گردد. تهیه اجزاء مناسب لازم جهت تسهیل در اینگونه نحوه نصب، از اصول اقتصادی‌تر شدهٔ پروژه است.

مطالب مورد توجه دیگر به شرح زیر می‌باشد:

۱. ستون‌ها معمولاً در اولین مرحله با کمک سیستم بادبندی جانبی (شکل ۱.۴.۵) نصب می‌گردند. اگر نشیمن از روی بال فوقانی خرپا باشد، خرپاها می‌توانند به سرعت در موقعیت قرار گرفته و به یکدیگر بادبندی شوند. خرپاهایی که روی بال تحتانی می‌نشینند، نیازمند آنند که در زمانی که جرثقیل دو خرپای مجاور را در محل خود نگه می‌دارد به وسیلهٔ بادبند اضافی (ضربدری. م.) به یکدیگر بسته شوند. این موضوع می‌تواند زمان نصب را کند نماید. این اصول در شکل ۱.۴.۵ آمده است .

۲. از آنجائیکه خیلی از کارخانجات نیازمند دهانه‌های بزرگ می‌باشند، قاب‌ها به صورت ممان‌گیر محاسبه می‌شوند. با طراحی اتصالات ممان گیر در

قاب، نصب راحت تر می گردد، چرا که در آن ستون‌های کناری، به علت آنکه خرپاها به طور کافی به آنها مهار شده اند، در صفحهٔ خرپاها پایدار گردیده اند.



شکل ۱.۴.۵. مراحل نصب بادبندی دیواری

این روش ممکن است ستون‌های بزرگتری را نسبت به سسیستم با بادبندی لازم سازد، با اینحال، هزینه‌های اضافی ممکنست با صرفه جوئی در زمان، در این سیستم جبران گردد.

۳. تیرهای بال پهن، مقاطع لوله باید برای نگهداری جانبی خرپاهای بزرگ در نقاط کلیدی در زمان نصب استفاده شود، چرا که سختی زیادتری دارد. ممکنست تیرچه‌ها (در کشورهای غربی معمولاً بجای پرلین از تیرچه های با

جان باز استفاده می‌شود. م) نیز بکار رود، اگر چه دو نکته باید مورد توجه قرار گیرد:

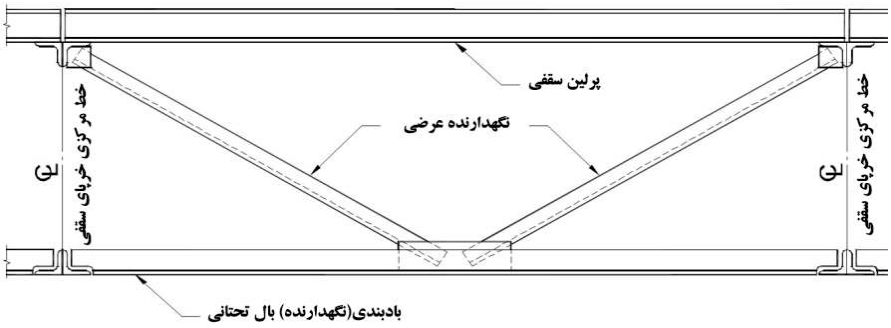
الف: نیروی موجود در بادبندهای سقف (Strut) باید به تیرچه‌های (پرلین.م) ساخته شده اعمال گردد و باید برای سازنده تیرچه‌ها روشن باشد که در زمانیکه نیروهای زمان نصب در (Strut) به تیرچه‌ها وارد می‌شود، بادبندی تیرچه‌ها هنوز زده نشده و ورق سقفی نیز نصب نگردیده.(از این جهت ورق سقفی ذکر می‌گردد که بهر صورت می‌تواند کمانش افقی پرلین‌ها را تا حدود زیادی مهار نماید. م) نبشی بزرگ (در تیرچه‌ها .م) ممکنست برای این منظور در بال فوقانی لازم گردد. تا با داشتن ضریب لاغری کم بجای (Strut) وارد عمل گردد و کمانه نکند.

ب: تیرچه‌های سقفی معمولاً به طول دقیق ساخته نشده و دارای تکیه گاه با سوراخ‌های لوبیایی هستند. در اعضاء بادبندهای پیچی، نباید سوراخ لوبیایی بکار رود، چرا که این اعضاء نباید روی اعضاء اصلی لیز بخورد. هماهنگی لازم باید با کارخانه سازنده تیرچه‌ها برای حذف سوراخ‌های لوبیایی و تهیه یک تیرچه مناسب جهت بادبندی افقی صورت گیرد. ضمناً تیرچه‌ها باید در زمان نصب خرپاها در محل موجود باشند.(ممکن است در مورد سوراخ لوبیائی از اتصالات اصطکاکی استفاده شود.م)

۴. فشار باد روی خرپاها، در هنگام نصب می‌تواند قابل ملاحظه باشد. برای طی جزء به جزء مراحل طراحی این موضوع در زمان ساخت به طراحی باد بر سازه ها در زمان نصب (ASCE , 2002) 02 -37 ASCE مراجعه شود.
درآئین‌نامه AISC آمده است: "نگهدارنده‌های موقت حفاظت کننده سازه و یا هر قسمت از اسکلت نصب شده، در مقابل بارهای قابل مقایسه‌ای با آنچه

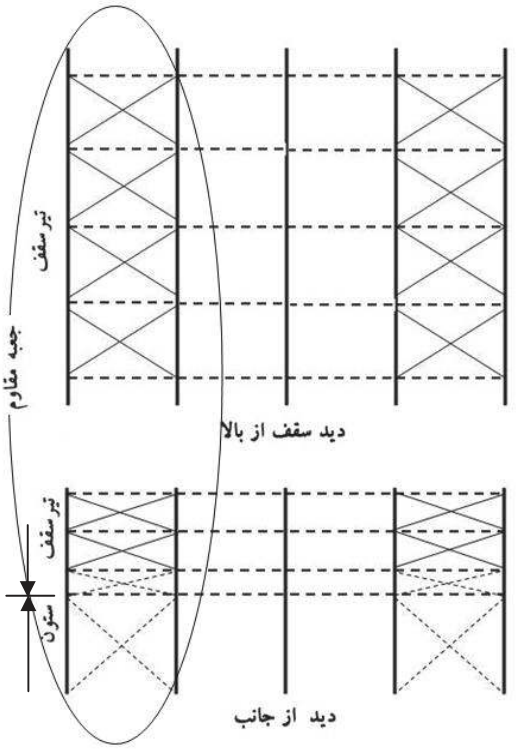
سازه برای آن طراحی شده، حاصل از باد، زلزله و عملیات نصب می‌باشد. "
سطوح بیرون‌زده از کل خرپاها و یا سایر اعضاء سازه‌ای سقف ممکنست مقدار قابل توجه‌ای بوده و در بعضی موارد نیروی باد در ساختمان‌هایی که دیوارهای آن نصب نشده، واقعاً ممکن است بزرگتر از زمانی باشد که دیوارها نصب شده‌اند.

۵. یک قاب جهت جلوگیری از کج شدن خرپاها (Sway Frome) معمولاً لازمست تا در هنگام نصب خرپا بین خرپاها نصب شود. (شکل ۲.۴.۵). این قاب به صورت معمول در هر چهار یا پنج دهانه استفاده می‌شود. یک مقطع از این قاب که شبیه یک خرپا است در شکل ۲.۴.۵ نشان داده شده. این قاب می‌تواند در تداخل با سیستم بادبندی یال‌های تحتانی خرپا باشد. این قاب‌ها همچنین معمولاً جهت استفاده انتقال نیرو از یک سطح یال به سطح دیگر، که در قبل توضیح داده شد، بکار می‌رود. در این حالت این قاب نباید فقط برای نیروهای پایداری طراحی شود، بلکه همچنین برای انتقال نیروهای انتقالی لازم بکار رود.



شکل ۵ . ۲ . ۲ قاب کنترل تغییرشکل جانبی

(توضیح مترجم: همانطوریکه در نظر مولف در بخش ۵-۴ در توضیحات اولیه آمده و با توجه به شکل ۵ .۴ .۱ ایجاد یک جعبه مقاوم جهت شروع نصب، بسیار پراهمیت است. با استفاده از روش بادبندی گره‌ای می‌توان قاب‌های



نشانگر تیر و ستون

نشانگر عضو مستقیم یا عضو اتصال(Strut)

نشانگر بادبند سقفی

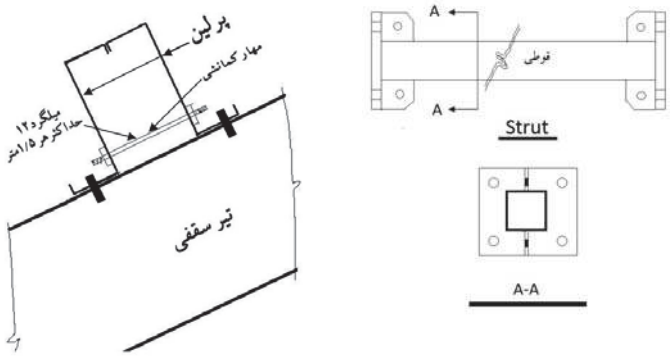
نشانگر بادبند ستونی

بعدی را به این جعبه مقاوم متصل نمود. بادبندی دائمی در طول سالن می‌تواند همزمان یا بعداً، نصب شود و این جعبه تکرار خواهد شد. مگر آنکه طول سالن کوتاه بوده و در هر دهانه انتهایی این جعبه بوجود آید. این روش، بادبندی طولی را تامین نموده و در صورتیکه نیروی باد یا زلزله عمود بر طول ساختمان وارد شود، دیافراگم سقف عمل نخواهد نمود. برای رفع این مشکل جعبه‌های مقاوم در سقف با بادبند سقفی به تعداد کافی به هم دوخته می شوند.

این تعداد به فاصله دو جعبه از هم و نیروی وارده بستگی دارد و ممکن است به علت طول زیاد سالن، تعداد جعبه‌های مقاوم نیز زیاد گردد. در جوار درز انبساط نیز این جعبه معمولاً تکرار می‌شود.

نکته دیگر، همانطوریکه قبلاً گفته شد، استفاده از یک پرلین به جای(Strut) است. در تعدادی ازساختمان‌های صنعتی ایران این مورد استفاده می‌شود. بهتر است از یک مقطع مناسب در بین بادبندهای سقفی بعنوان (Struts) استفاده گردد،که می‌توان مطابق جزئیات زیر باشد. همانطوریکه مترجم قبلاً توضیح داده، سیستم نصب پرلین‌ها در ایران و نوع آنها معمولاً نمی‌تواند جوابگوی نیروی لازم در (Strut) باشد. مگر آنکه مطابق آنچه در صفحه ۸۴ کتاب قاب‌های شیبدار به همراه توضیح و شکل آورده شده، استفاده شود. دو جزئیات که می‌تواند مورد استفاده قرار گیرد در شکل صفحه بعد آمده.

شکل اول با استفاده از یک مقطع قوطی که مستقلاً استفاده شده و شکل دوم با استفاده از یک پرلین اضافی در سقف است. در صورت دوم اتصال پائینی دو



پرلین به یکدیگر به صورت یک میلگرد قبل و یا بعد از نصب، عملی ضروری است. در هنگام نصب، درصورتیکه اتصال تیر به ستون به صورت نشیمن باشد، بادبند قائم در بالای ستون و زیر نشیمن تیر خاتمه می‌یابد و برای رسیدن به بادبند تیر، بادبند ستون باید تا سطحی مناسب در بالای تیر برده شود و بنابراین باید از بادبند قائم مجزائی استفاده شود، همانطوریکه در شکل صفحه قبل آمده. و نیز وجود یک عنصر افقی(Strut) در بالای ستون‌ها و نزدیک به زانو، لازم می‌گردد. می‌توان از این عنصر افقی، علاوه بر آنکه بعنوان عضوی از سیستم بادبندی دائمی استفاده نمود برای نگهداری دیوارهای سالن نیز استفاده کرد. بهتر است که این عنصر افقی درست در جائی قرار گیرد که دیوار طولی سالن خاتمه یافته و پنجره‌های سالن شروع می‌شود، که البته نباید با اتصال زانو زیاد فاصله داشته باشد. در اینمورد بعداً در بخش نصب دیوارها توضیح داده خواهد شد. توضیح بعضی نکات آئین‌نامه‌ای: در مورد سازه‌هایی که جرثقیل-های ظرفیت ۵ تن و بیشتر دارند (۵۰کیلو نیوتن)، اتصالات خرپایی سقفی و اتصال خرپا به ستون، اتصالات ستون، بادبندهای ستون، بادبندهای زانویی و

تکیه‌گاه‌های جرثقیل باید با پیچ پیش تنیده بسته و اگر از جوش استفاده می‌شود، با شرایط مندرج AISC 360.10 در بند J2 صفحه ۱۰۸ آئین‌نامه مطابق باشد. بادبندهای موقت باید جهت بردن بارهای مرده و اجرایی و سایر بارهای در حین نصب، اجرا گردند و مادامیکه نیاز به آنهاست باید باقی بمانند.م)

۵-۵ سایر ملاحظات:

۱. پیش خیز: خرپاهای بلند معمولاً به اندازه افتادگی خرپا در اثر بار مرده، پیش‌خیز داده می‌شوند. این موضوع بوسیله سازنده با تغییر در طول اعضای جان خرپا و نگهداری یال فوقانی به صورت افقی و یا بوسیله خیز دادن و انحناء یال فوقانی صورت می‌گیرد. مقاطع T خیلی راحت انحناء یافته در حالیکه مقاطع بال پهن باید بوسیله لازم قبل از سرهم کردن اعضاء خرپا، انحناء لازم را بیابد. اگر خیز قابل توجهی در یال فوقانی ایجاد گردد و اگر یال تحتانی به تنهائی خیز داده می‌شود، ممکنست خیز کلی خرپا نیاز نباشد. مهندس طراح خرپا، مسئول است سازنده را جهت پیش بینی در مورد خرپا در اثر بار مرده و تمهیدات مخصوص پیش خیز آگاه سازد.

طراح باید میزان افتادگی و پیش خیز در مجاورت دیوارها و یا سایر قسمت‌های سازه که سختی در آن تغییر می‌کند و باعث تغییر در افتادگی می شود را کنترل نموده و دقیقاً مشخص نماید. این موضوع در دیوارهای انتهایی سالن، در جائیکه تغییر در افتادگی ممکنست باعث خرابی در پرلین‌های یکسره و یا اتصالات شود، اهمیت ویژه‌ای می‌یابد.

۲. جزئیات اتصال که بتواند تغییرات درجه حرارت را تحمل نماید، ضروری است. خرپاهای بلند که در درجه حرارت کارگاه سازنده ساخته می‌

شوند و در محلی نصب می‌شوند، که اختلاف درجه حرارت نسبتاً زیادی با کارگاه سازنده دارد، ممکنست به صورت قابل توجهی کوتاه یا بلند شوند.

۳. سختی و مقاومت دیافراگم ورق سقفی به صورت معمول برای ایجاد مقاومت و پایداری پرلین تیرچه‌های سقفی (و البته انواع Z و C) بکار می‌رود. توانایی این دیافراگم، دقیقاً باید در مورد نگهداری (جانبی.م) خرپاهای بلند سقفی تحت بررسی قرار گیرد.

(البته باید توجه داشت که درسیستم رایج ایران ورق‌های سقفی مستقیماً به خرپاها و یا تیرهای اصلی ارتباطی ندارند و معمولاً ارتباط آنها بوسیله پرلین‌ها یا تیرچه‌ها صورت می گیرد. مجموعه پرلین‌ها و ورق‌های سقفی دیافراگمی را تشکیل می‌دهد که اندرکنش آن با خرپا یا تیر اصلی می‌تواند به نگهداری بال فوقانی و حتی بال تحتانی، در خرپا و یا تیرهایی که بال تحتانی آن در بعضی نقاط به فشار می‌افتد، بکار رود این موضوع توجه کافی به نوع اتصالات، مخصوصاً اتصال ورق سقفی به پرلین را، لازم می‌سازد. ضمناً ورق سقفی مورد نظر نویسنده معمولاً از ورق مورد استفاده در ایران قوی تر است. م)

٦. سیستم دیوارها:

نوع سیستم دیوارها می‌تواند برای دلایل بسیاری و همچنین هزینه‌های مربوطه انتخاب شود. دیوارها شامل انواع زیر هستند:

۱. ورق‌هایی که در محل کارگاه نصب می‌شوند.

۲. پانل‌های پیش ساخته کارخانه‌ای.

۳. پانل‌های پیش ساخته بتنی.

۴. دیوارهای مصالح بنایی(بخشی یا کل ارتفاع)

یک سیستم مشخص دیوار ممکنست به دلایل مشخص زیر مورد انتخاب قرار گیرد:

۱. هزینه.

۲. ظاهر.

۳. نصب راحت.

۴. سرعت نصب.

۵. مشخصات عایق بودن آن.

۶. مقاومت در مقابل آتش.

۷. ملاحظات انتقال صوت.

۸. راحتی تعمیر و پاک کردن.

۹. راحتی توسعه آینده.

۱۰. مقاومت مناسب پوشش ظاهری آن.

۱۱. ملاحظات تعمیراتی.

بعضی از این فاکتورها در بخش‌های پائین شرح داده خواهد شد. در مورد سایر فاکتورها توضیحی داده نخواهد شد و لزوم بررسی هر کدام از آن‌ها مورد به مورد خواهد بود.

٦-١ پانل‌هایی که در کارگاه سرهم می شوند:

پانل‌هایی که از این روش ساخته می‌شوند، شامل یک پوسته خارجی، عایق و در برخی موارد یک پوسته داخلی می‌باشد. این پانل در ضخامت مصالح متفاوت بوده و معمولاً (پوسته خارجی و داخلی.م) از ورق گالوانیزه و یا ورق-هایی که رنگ اولیهٔ آنها از قبل صورت گرفته و در کارگاه رنگ نهایی می-شود و یا گالوانیزهٔ از قبل رنگ شده استفاده می‌شود. ورق موجدار آلومینیوم نیز می‌تواند بکار رود. زمانیکه ورق آلومینیوم بکار می‌رود، باید با کارخانه سازنده تکیه گاه‌های فولادی آنها مشورت شود، چرا که آلومینیوم ممکن است باعث زنگ زدگی در این تکیه گاه‌ها گردد. وقتیکه در داخل نیز ورق بکار می‌رود، معمولاً از تیرهای کوچکی (بچه پل یاSubgirt) بعنوان سخت کننده استفاده می‌شود. عایق داخلی نیز معمولاً از پشم شیشه و یا یک فوم می‌باشد. اگر لایه داخلی برای جلوگیری از خروج بخار پیش بینی شده، همه اتصالات و لبه‌ها باید آببندی(Sealed) شود.

مزایای این سیستم عبارتست از:

۱. نصب سریع.

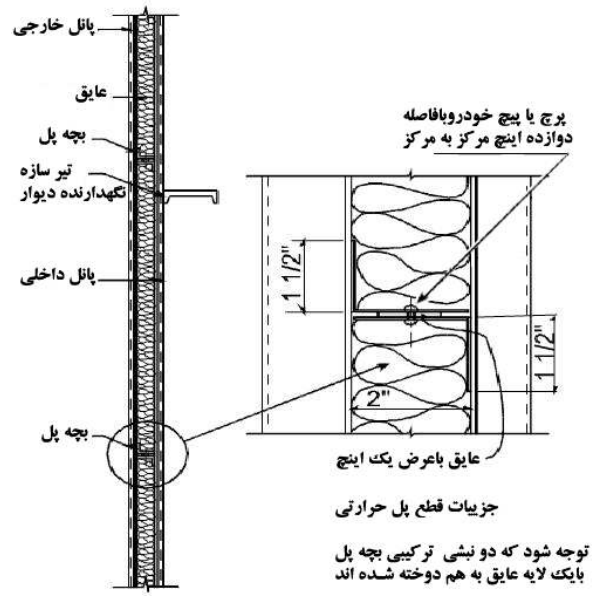
۲. هزینه مناسب در مقایسه با دیگر روش‌ها، با داشتن تولیدکنندگان زیاد و راحتی پیمانکار برای دسترسی به مواد اولیه آن.

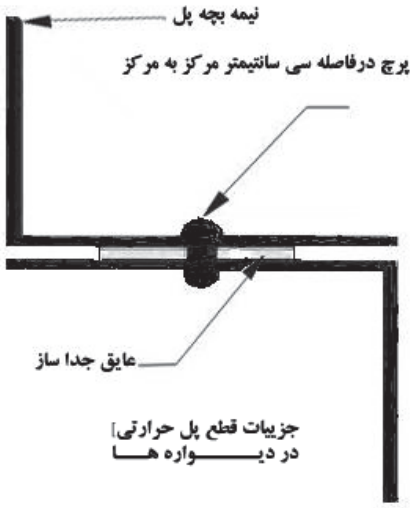
۳. تعویض راحت و سریع قطعاتی که احتمالاً آسیب دیده‌اند.

۴. باز کردن در یا پنجره در آن که می‌تواند سریع و راحت باشد.

۵. برای نصب نیازمند وسائل نصب سنگین نیست، همینطور نیازمند فونداسیون نمی‌باشد.

۶. نصب یک لایه صداگیر در داخل پانل با هزینه کم و راحت و سریع خواهد بود.





شکل۱.۱.۶جزئیات قطع پل حرارتی

عدم مزیت این پانل در مورد تشکیل شبنم و یا یخزدگی در محیط‌های مرطوب می‌باشد. این معمولاً در زمانی است که از تیرچه‌های کوچک (Subgirt) استفاده شده وعایق فقط بین آنها گذاشته شده و بعنوان پل حرارتی وارد عمل می‌شود. اتصال فولاد به فولاد(ورق بیرونی-تیرچه کوچک- ورق داخلی) این پل حرارتی را ایجاد می‌کند. بنابراین این پل حرارتی باید بطریقی شکسته شود. جزئیاتی که با موفقیت بکار رفته در شکل ۱.۱.۶ آمده است. راه دیگر استفاده از عایقی سخت در بین یکی از پوسته‌های داخلی یا بیرونی و (Girt) می‌باشد. در هر صورت دیواره برای عایق حرارتی بودن مطابق با .ASHRAE 1989[12] مورد بررسی قرار گیرد.

٦-۲ پانل ساخته شده در کارخانه:

این پانل سرهم شده در کارخانه شامل یک پوشش داخلی، پوشش خارجی فلزی و عایق می‌باشد. در این پانل‌ها از انواع عایق‌ها استفاده می‌شود. این سیستم باید براساس اطلاعات کارخانه سازنده طراحی شود.

مزایای مشخص آن عبارتند از:

۱. پانل‌ها سبک بوده و نیازمند استفاده از وسائل سنگین برای نصب نداشته و به فونداسیون سنگین نیز نیاز ندارد.

۲. پانل‌ها می‌تواند از یک پوشش سخت داخلی برخوردار باشد.

۳. پیچ‌های لبه پانل‌که ورق‌ها را کنار هم نگهداری می‌کنند به صورت پنهان پوشیده شده و ظاهر تمیزی ایجاد می‌کند.

۴. اطلاعات کیفیتی پانل که بوسیله آزمایش بدست آمده، قابل ارائه از سوی سازنده می‌باشد.

عدم مزیت این سیستم:

۱. یکبار که این پانل استفاده شد، طرح توسعه آینده نیز منوط به تهیه همین پانل می‌باشد، بنابراین رقابت قیمتی اجباراً حذف می شود.

۲. بعلت کناره‌ها که در هم قفل می‌شوند، مراحل نصب معمولاً از یک طرف شروع شده و به طرف دیگر ادامه خواهد یافت. شاید در این مورد مشکلاتی در ایجاد بازشوها بوجود آید.

۳. توجه دقیق به هماهنگی در جزئیات و رواداری‌ها و پهلو به پهلو بودن آن‌ها لازم است.

۴. تغییرات حرارتی در شکل پانل‌ها ممکن است مشهودتر باشد.

٦-۳ پانل‌های پیش ساخته بتنی:

این پانل‌ها شامل موارد زیر می‌باشند:

۱. پانل‌های دیواری سوراخ‌دار.

۲. پانل‌های به شکل دوبل T

۳. در محل کارگاه ریخته و بلند شده.

۴. پانل‌های ساخت کارخانه.

پانل‌ها می‌توانند باربر یا غیر باربر و در دامنه گسترده‌ای از نما و اشکال باشند. همچنین ممکنست پانل به صورت ساندویچی و از دو لایه بتن در دو طرف و یک لایه عایق سفت در وسط تشکیل شود. این عایق‌ها می‌توانند از نوع کامپوزیت و یا غیر کامپوزیت باشند. نوع کامپوزیت دارای اتصالات بین دو لایه داخلی و خارجی بوده و بنابراین از نظر سازه‌ای، سخت و از نظر نصب نیز خوب است. امّا این نوع پانل کامپوزیت بعلت اتصالات بین دو لایه، در اثر عدم تعادل درجه حرارت دو طرف، لایه خارجی دچار ترک خوردگی می‌شود. این اتصالات ممکنست باعث ایجاد پل‌های حرارتی نیز بشود، که مسئله سازد و شرائط رطوبتی بالا خواهد بود.

ساندویچ پانل‌های واقعی با اتصال لایه داخلی به خارجی به صورت اتصالات منعطف فلزی می‌باشند. عایق وسط در تمام لبه‌ها قابل رویت است. این پانل‌ها برای حمل و نصب مشکل تر هستند.

مزایای پانل پیش ساخته بتن برای استفاده در ساختمان‌های صنعتی عبارتنداز:

۱. وجود یک سطح سخت در داخل و خارج.

۲. در مقابل حریق مقاوم هستند.

۳. تیرچه‌های میان ستونی یا بچه پل (Girt) معمولاً مورد نیاز نمی‌باشد.

۴. استفاده از باربری این پانل‌ها باعث حذف قاب‌سازی خارجی و کم شدن هزینه هاست.

۵. از نظر انتقال صوتی بسیار مناسب هستند.

عدم مزیت این دیوارها شامل:

۱. تنظیم رنگ‌ها در طرح توسعه آینده مشکل خواهد بود.

۲. پانل‌های کامپوزیتی در لبه‌ها مشکل تعریق دارند.

۳. ایجاد بازشو مشکل ساز است.

۴. فونداسیون و شناژ آن ممکن است نسبت به سیستم‌های دیگر سنگین‌تر باشد.

۵. برای نصب آن از وسائل سنگین باید استفاده شود.

۶. اگر این پانل‌ها بعنوان دیوار باربر دیده شوند، مشکلات طرح توسعه در درزها ممکنست بوجود آید.

۷. این سیستم نگهدارندهٔ زانویی افقی قوی تری نیاز دارد.

۸. توجه دقیق به رواداری‌ها و جزئیات باید صورت گیرد.

۹. اضافه‌کردن بار مرده دیوارها، در بار زلزله تاثیر می‌گذارد.

۱۰. عایق خوبی برای صدا نمی باشد.

٦-٤ دیوارهای مصالح بنایی:

استفاده از دیوار مصالح بنایی در کارخانه‌ها مرسوم است. این دیوارها می‌توانند باربر یا غیر باربر باشند.

برخی از مزایای این سیستم عبارتند از:

۱. وجود یک سطح سخت در داخل و خارج.

۲. مقاومت خوب در مقابل آتش.

۳. تیرچه‌های میانی بین ستون‌ها(Girt) معمولاً مورد نیاز نیست.

۴. استفاده از نوع باربر باعث حذف قاب‌بندی دیوار و کم شدن هزینه است.

۵. می‌تواند بجای دیوار برشی استفاده شده و بعنوان بادبند در بین ستون‌ها بکار رود و بارهای جانبی را تحمل نماید.

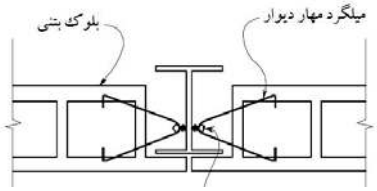
(توضیح مترجم: این نکته قابل توجه است که استفاده از چه ضخامتی می‌تواند ملزومات استفاده از بند اخیر را فراهم آورد. با مراجعه به استاندارد ۲۸۰۰ بخش ضوابط ساختمان‌های با مصالح‌بنایی غیر مسلح می‌توان مشاهده کرد که استفاده از دیوارهای با ضخامت ۲۰ سانتیمتر حداکثر در فاصله ۶ متر ستون به ستون و یا پشت‌بند و ارتفاع حداکثر ۴ متر از کلاف افقی پائینی و یا شناژ مجاز شناخته شده و بنابراین برای فاصله ستون‌های ۶ متر ،که در ساختمان های صنعتی ایران مرسوم می‌باشد، با نصب یک کلاف افقی در ارتفاع ۴ متر، می‌توان از دیوار ۲۰ برای دیوارهای جانبی بهره گرفت و از استفاده از دیوار ۳۰ که مصالح زیادتری مصرف می‌کند خودداری نمود. اتصال کلاف افقی به ستون ضروری است، که به صورت پیچ یا جوش می‌تواند باشد. این کلاف بعنوان یک girt قوی خمش‌گیر با تکیه گاه ساده نیز می‌تواند وارد عمل شود. این موضوع قبلاً در بخش بادبندی با استفاده از Strut توضیح داده شد. م)

۶. این دیوار سطحی صاف دارد که تعمیرات و پاک‌کردن گرد و خاک را راحت می‌سازد.

عدم مزیت‌های دیوار بنایی شامل:

۱. به صورت مقایسه‌ای این دیوار خمش‌پذیری کمی دارد. دیوارها معمولاً بار باد را می‌توانند تحمل نمایند، ولی ضرباتی که ممکنست از داخل وارد شود، احتمال خرابی دارد.

(همانطوریکه قبلاً گفته شد، نصب یک شناژ افقی که به صورت یک تیر بتنی در مقابل خمش‌های ناشی از باد و ضربات داخل سالن، مقابله نماید بسیار مناسب است.



فراموش نشود، اتصالات این تیر به ستون‌ها باید به صورت مفصل باشد، تا از ورود پیچش به ستون جلوگیری شود و به دیوار نیز متصل شود.م)

۲. فونداسیون ممکن است سنگین‌تر از سیستم‌های دیگر باشد.

۳. دقت خاص در مورد نگهدارنده‌های (Tie) این دیوار شود. بسته به آنکه این دیوار قبل یا بعد از نصب قاب فلزی نصب می‌شود.

۴. در بخش‌های زلزله خیز ممکنست تقویت‌های خاصی برای این دیوار در نظر گرفته شود. چرا که وزن زیاد این دیوارها، نیروی زلزله را احتمالاً افزایش می‌دهد.

(توجه شود که با تمهیداتی که در مورد نصب شناژ افقی قبلاً گفته شد، کل بار ناشی از زلزله بر روی دیوار جانبی به سازه منتقل شده و سازه که معمولاً برای باد مورد محاسبه قرار می‌گیرد، باید برای بار زلزله در این حالت نیز کنترل شود. ضمناً خسارات ناشی از خرابی زلزله، تا آنجا که بنده دیده‌ام، در کارخانجات صنعتی همین تخریب دیوارهای جانبی بوده است. بنابراین دوختن

این دیوارها، که معمولاً باربر هم نیستند، به ستون‌ها و سازه الزامی است و باید اندرکنش آن با سازه نیز دیده شود. اگرچه سازه‌های خمشی، به غیر از دیوارهای انتهایی، از نظر آزادی حرکت این دیوارهای دور سالن، تداخلی با سازه ندارد. ایجاد اتصالاتی در روی شناژ پائین و بالا و ستون ها لازم است .م)

٦-٥ بچه پل: (Girt)

بچه پل‌های موجود جهت کارخانجات، مقاطع ناودانی گرم‌نورد و یا مقاطع ناودانی و Z سرد نورد می‌باشند. در بعضی موارد از مقاطع توخالی (HSS) برای کاهش نیاز به بادبندی بال فشاری استفاده شده است. در سال‌های جدید، مقاطع سرد نورد، بعلت پائین بودن قیمت مقبولیت بیشتری یافته‌اند. همانطوریکه قبلاً گفته شد، مقاطع Z براحتی می‌توانند به درون هم رفته و یکسرگی لازم را بدست آورده و با صرفه‌جوئی در وزن، با افتادگی کمتر و هزینه حمل مناسبتر (بعلت داخل هم قرار گرفتن) هزینه کمتری را به ساختمان تحمیل نماید. سایر مزایای استفاده از مقاطع سرد نورد به مقاطع گرم‌نورد عبارتند از:

۱. پانل‌های دیواری که جنس ورق هستند، براحتی با استفاده از پیچ‌های خودرو به آن‌ها اتصال می‌یابند.

۲. استفاده از میل مهار (Sag Rod) در بین بچه تیرها معمولاً مورد نیاز نمی‌باشد.

(بعلت استفاده از ورق و پیچ‌کردن آن‌ها به این بچه تیرها ممکنست نیازی به نگهدارنده‌های میل‌مهاری نباشد. برای توضیحات بیشتر در این مورد مراجعه شود به صفحه ۸۱ و ۸۲ و۱۶۸ کتاب طرح و محاسبه قاب‌های شیبدار.م)

مقاطع نورد شده بعنوان بچه‌پل در مواقع زیر بکار می‌روند:

۱. مناطقی که خطر زنگ‌خوردگی وجود دارد و باید مقاطع ضخیم‌تری را بکار برد.

۲. مشخصات مقاطع سرد نورد شده موجود مقاومت کافی را برای بار یا دهانه را نداشته باشند.

۳. طراح آشنا با مقاطع موجود سرد نورد در بازار نباشد.

هر دو نوع سرد نورد و گرم نورد بچه‌تیر با بارهای فشاری مواجه هستند و از نظر جانبی نگهداری شده بوسیله ورق دیواری می‌باشند. ناحیه ممان منفی در سیستم بچه تیرهای یکسره معمولاً در نقاط عطف و نقاط اتصال بچه‌تیر به ستون نگهداری جانبی شده فرض می‌شوند. سیستم یکسره با فرضیات زیر آنالیز می‌گردد.

۱. یک مقطع منشوری در طول کل.

۲. یک شرائط ممان اینرسی مقطع دوبل در نقاط روی هم رفته مقطع سرد.

تحقیقات نشان داده است که مدل آنالیز با فرض یک مقطع منشوری، به صورت تجربی نزدیک به رفتار سازه می‌باشد (Robertson, 1987)

استفاده از میل‌مهار Sag Rod معمولاً لازم است تا نظم افقی آن‌را به انجام برساند. میل‌مهارها جهت تامین مقاومت در مقابل کمانش جانبی بکار می‌رود. وقتی که میل‌مهار به عنوان بادبند استفاده می‌شود، باید به طریقی طراحی شود که بتواند کشش را در جهت پائین و بالا تحمل نماید. به بخش F مشخصات AISC (درآئین‌نامه جدید نیز همین بخش است) در این مورد مراجعه فرمائید.

روش طراحی تیپ برای مقاطع گرم نورد بچه‌تیرها به شرح زیر است:

۱. انتخاب ابعاد بچه‌تیر براساس بار فشاری، با فرض نگهداری کامل بال فشاری.

۲. مقطع انتخاب شده را برای ملزومات میل‌مهارها براساس افتادگی و تنش خمشی حول محور ضعیف بچه‌تیر کنترل کنید.

۳. مقطع را برای بار مکشی با استفاده از بخش F آئین‌نامه AISC کنترل نمائید.

۴. اگر بچه‌تیر جوابگو نبود، اندازه آن را اضافه و یا تعداد میل‌مهارها را اضافه کنید.

۵. بچه‌تیر را برای شرائط سرویس‌دهی کنترل کنید.(افتادگی، لرزش و تغییر مکان افقی.م)

۶. کنترل میل‌مهار برای قابلیت ایستادگی در برابر چرخش بچه‌تیر ناشی از بار های مکشی. میل مهار و ورق جانبی در مقابل پیچش عمل می‌نمایند.

۷. بچه تیرها با مقاطع سرد نورد باید براساس آئین‌نامه AISI:

American Iron and Steel Institute طراحی شوند.

(چاپ ۱۹۹۶ این آئین‌نامه توسط دکتر سید رسول میرقادری و همکاران به اهتمام شرکت دژپاد ترجمه و در دسترس می‌باشد. م) بسیاری از تولیدکنندگان مقاطع سرد جهت بچه‌تیرها، این آئین‌نامه و جداول کمک طراحی که براساس آن تهیه شده را ارائه می‌نمایند. بخش C3.1.2، در مشخصات AISI در مورد

مقاومت کمانش جانبی بچه‌تیرها، در مورد بال فشاری بچه‌تیرها به ورق متصل شده است (کاملاً مقید) و یا وقتیکه میل‌مهار استفاده می‌شود مطالبی را ارائه می‌نماید (در بخشC3.1.2 صفحه ۴۰۶ ترجمه یادشده آمده است.م) برای سیستم‌های ممتد شده به داخل یکدیگر (مثلاً مقاطع Z .م) مجموعه ظرفیت ممان دو مقطع رویهم بچه‌تیر به صورت نرمال برای مقاومت ممان منفی روی تکیه‌گاه محاسبه می‌شود. برای آنکه یکسرگی کامل بوجود آید، طول ممتد شدن در هر طرف تکیه‌گاه روی ستون حداقل یک و نیم برابر ارتفاع بچه‌تیر باید باشد(Robertson, 1986). ملاحظات اضافی در بخشC3 برای ملاحظات مقاومتی در مورد برش، تابیدگی جان (Web Crippling) و ترکیب برش و خمش آمده است.

بخش C3.1.3 " تیر با یک بال چسبیده به عرشه و یا ورق " یک روش ساده را برای طراحی یک بچه‌تیر سرد نورد، روبرو با بار مکش، ارائه می‌نماید. رابطه پایه‌ای برای تعیین مقاومت بچه‌تیر عبارتست از:

$$M_n = RS_eF_y$$

که در آنR مطابق جدول زیر است.

Simple Span C- or Z-Section R Values		
Depth Range, in.	Profile	R
d ≤ 6.5	C or Z	0.70
6.5 < d ≤ 8.5	C or Z	0.65
8.5 < d ≤ 11.5	Z	0.50
8.5 < d ≤ 11.5	C	0.40

S_e = مدول الاسیسته موثر مقطع محاسبه شده با تنش روی لایه‌های انتهای مقطع با فشار یا کشش F_y.

F_y = حداقل تنش مشخصه جاری شدن مصالح.

سایر محدودیت‌ها در مورد عایق‌کاری، هندسه بچه‌تیر، پانل دیواری، سیستم اتصال بچه‌تیر به پانل دیواری، در مشخصات AISI آمده است.

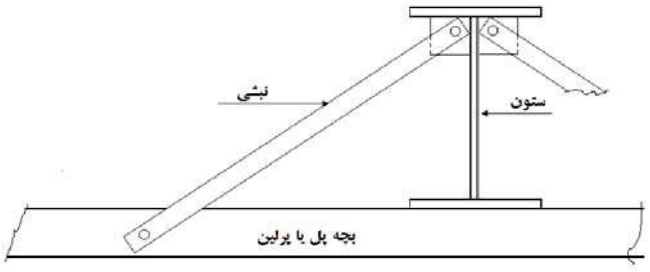
باید رواداری‌های مختلف بین ستون نصب شده و بچه تیر در نظر گرفته شود. استفاده از سوراخ لوبیائی در این اتصال معمولاً مورد نیاز است.

٦-٦ ستون باد (ستون سرکله): Wind Column

اگر فاصله ستون‌ها از ۳۰ فوت تجاوز نماید، یک ستون اضافی برای طراحی اقتصادی بچه‌تیر ممکنست مورد نیاز باشد.

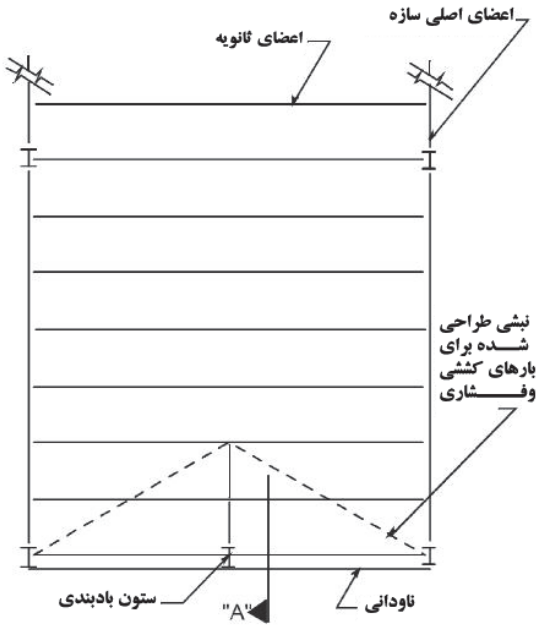
دو نکته است که بر آن باید تاکید شود:

۲. بادبندی کافی در این ستون‌ها جهت بارهای مکشی باد باید تعبیه گردد. این بادبندها باید به وسیله نبشی که بال داخلی ستون و بچه‌پل‌ها را متصل می‌نماید، تامین گردد.
(این مسئله در دیوارهای مصالح ساختمانی معمولاً مطرح نیست مگر دیوار بلند و با طول زیاد باشد و دیوارهای سبک پیش ساخته، که در آنصورت شناژها باید اتصال کافی به ستون‌ها پیدا کنند:



جزئیات اتصال ارائه شده در مورد نکته‌ای که نویسنده ارائه کرده، به شکل بالا می‌تواند باشد.م)

۳. توجه کافی باید به اتصال بالایی ستون باد صورت گیرد. برای ستون-های باد میانی، یک سازه ثانویه باید در جهت انتقال عکس العمل باد در بالای ستون، به سیستم بادبندی سقف تعبیه گردد. یک سیستم مناسب لازم است تا مسیر بردن نیرو را مشخص سازد (مثلاً شکل ۶ . ۶ . ۱).

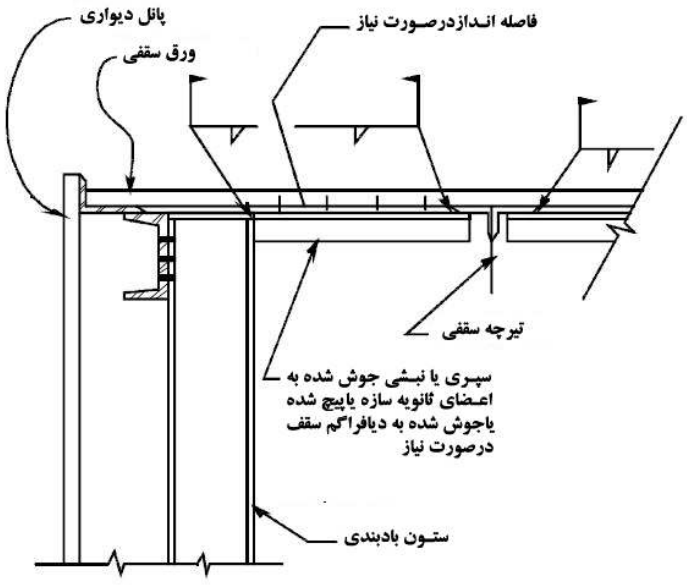


شکل۶.۶.۱.انتقال عکس العمل بار ستون بادبندی به ستون‌های اصلی

سیستم پل زدن و یا امتداد بال تحتانی به تیرچه‌ها (پرلین‌ها. م) برای توزیع نیرو مناسب است. اما تنش در سازه باید کنترل گردد. اگر ستون باد برای بار محوری طراحی نشده باشد، یک اتصال لغزشی ممکن است در بالای ستون ضروری گردد. (مثلاً یک لوبیائی بلند، که جهت طولی آن در امتداد قائم باشد. م)

مقابله با نیروهای کوچک باد می‌تواند بوسیله آنچه در شکل ۶ .۲ .۲ آمده به سیستم بادبندی سقف منتقل شود.

مقادیر مجاز تنش اتصال ورق فولادی سقف به اعضاء سازه‌ای را می‌توان از کارخانجات تولید پیچ گرفت.(مخصوص اتصال ورق‌های سقف به اعضاء که



شکل۲.۶.۶ انتقال نیروی عکس العمل ستون باد

معمولاً به صورت پیچ‌های خودرو یا تلگرافی Self Screw است. صفحه ۸۷ تا ۸۹ کتاب قاب‌های شیبدار می‌تواند مورداستفاده قرار گیرد. م)

مقادیر تنش‌های مجاز جوش ورق سقفی به اعضاء سازه‌ای نیز می‌تواند براساس American Welding Society (AWS, 1998) و یا (AISI, 2001) باشد. (اینکار برای ورق‌های موج‌دار مورد استفاده در ایران، بعلت نازکی ضخامت ممکن است امکان پذیر نباشد. م)

علاوه بر دانستن ملزومات اتصالات که بار متمرکز را به سیستم دیافراگم سقف منتقل می‌کنند، طراح باید سختی و مقاومت سیستم را نیز کنترل نماید. این مورد می‌تواند به روشی که در
Steel Deck Institute's Diaphragm Design Manual (SDI, 2001)
آمده مورد استفاده قرار گیرد.

(استفاده از ستون سرکله یا باد Gable Coulumn معمولاً در دهانه‌های انتهای قاب مورد استفاده قرار می‌گیرند. نکات لازم در مورد طراحی این ستون‌ها در صفحه ۸۳ و ۸۴ کتاب قاب‌های شیبدار آمده است و خواننده می‌تواند از آن بهره گیرد. اگر ستون سرکله در بین ستون‌های قاب قرار گیرد، جزئیات ارائه شده در شکل ۱.۶.۶ و۲.۶.۶ می‌تواند مفید باشد.م)

۷ . ترکیب قاب‌بندی:

انتخاب بهترین پلان قاب‌بندی، برای یک ساختمان صنعتی بدون جرثقیل، به ملاحظات زیادی وابسته است و معمولاً به نیازهای مالک مربوط می‌شود.

ممکن نیست که لیستی از قوانین که بوسیله آن‌ها بتوان به بهترین انتخاب پلان رسید، ارائه نمود. اگر بهترین به مفهوم پائین بودن هزینه اولیه باشد، ممکنست مالک با هزینه‌های زیادی در آینده برای برنامه‌ریزی کار و یا طرح توسعه روبرو گردد. هزینه ناچیزی در حال حاضر ممکن است جلوی خرج زیادی در آینده را بگیرد. محاسبه اقتصادی استفاده از دهانه بلند در مقابل دهانه کوتاه تیرچه و پرلین قبلاً در این راهنما توضیح داده شد. این بخش به انتخاب قاب اصلی می‌پردازد. پیش بینی هزینه‌های فونداسیون، در اینجا صورت نمی‌گیرد مگر آنکه، فونداسیون‌های عمیق (برای مثال شمع‌کوبی یا شمع‌ریزی) لازم باشد، که در این صورت، دهانه بزرگتر، اقتصادی‌تر خواهد بود. توجه به دهانه، نه فقط برای ملاحظات سقف و یا فاکتورهای قاب بلکه به سیستم دیوار نیز مربوط می‌شود. هزینه مربوط به بچه‌تیرهای بلند و دیوار ضخیم ممکنست صرفه جوئی که برای سیستم سقف پیش بینی شده از بین ببرد.

AISC جزوه زیر را در مورد جزئیات پیشنهاد می‌کند که ممکنست بتواند کمک نماید. Detailing for Steel Construction.(AISC 2002)

۷-۱ قاب‌بادبندی شده در مقایسه با قاب‌خمشی:

طراحی قاب‌خمشی در بسیاری از کتاب‌ها و مجلات تخصصی آمده که توضیحی دیگر در مورد آن داده نخواهد شد. اگرچه، تعدادی از اصول در مقایسه دو سیستم یاد شده خواهد آمد. وضعیت‌های متعددی باعث انتخاب قاب خمشی می‌گردد:

۱. قاب بادبندی شده ممکنست که در دیوارها و سقف نیازمند بادبندی باشد. بادبندی به طور معمول با پلان اجرائی و طرح توسعه تداخل(فیزیکی) می‌یابد. اگر ملاحظات فوق مورد نظر است، جواب قاب خمشی است.

۲. بادبندی سقف می‌تواند بوسیله بادبندهای ضربدری و دیافراگم سقف تامین شود. در هر دو صورت سقف تبدیل به یک تیر عظیم افقی خواهد شد، که بین دو دیوار جانبی و یا بادبندهای درون دیوار انتهایی قرار گرفته و بار جانبی سازه را از طریق این سیستم به فونداسیون می‌رساند. (برای توضیح تیر فوق می‌توان به پیوست استاندارد ۲۸۰۰، دیافراگم سقف، مراجعه نمود.م) برای نسبت دهانه‌های بزرگ به عرض (بزرگتر از ۳ به ۱) نیازهای بادبندی (یا دیافراگم.م) بیش از اندازه خواهد شد. یک ساختمان با عرض ۱۰۰ فوت و دهانه ۳۰۰ فوت با امکان طرح توسعه آینده، در جهت طول سالن، ممکن است برای یک قاب خمشی مناسب باشد، تا سیستم بادبندی که با طرح توسعه آینده احتمال تداخل دارد.(این نکته برای مهندسین که سالن‌های کوچکی را طراحی می‌نمایند شاید قابل توجه باشد، چرا که در ایران عموماً سقف‌ها از نوع ورق گالوانیزه بوده و در ترکیب با پرلین‌ها و قاب‌ها و بادبندی‌های افقی سقفی، دیافراگم مناسبی را فراهم می‌سازد و برای بارهای جانبی ممکنست بتوان از دیوارهای انتهائی سالن بهره گرفت و بادبندی مناسب در جهت دهانه قاب را در آن‌ها تعبیه کرد. مگر آنکه از خمش منفی روی ستون‌ها و در زانوی قاب بخواهیم در جهت کاستن از ممان مثبت وسط دهانه بهره بگیریم که در آن صورت قاب خمشی ارجح است.م)

استفاده از سیستم ساختمان‌های فلزی نیاز به تعامل قوی بین طراح و سازندهٔ ساختمان فلزی دارد. چرا که بیشتر مراحل جزئیات مربوط به طرح توسط

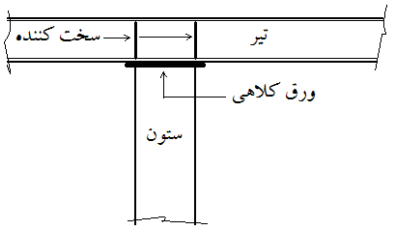
سازنده فراهم می‌گردد و انتخاب آزاد خریدار ممکن است تاثیر بر محدودیت-های استاندارد خط تولید و جزئیات محصولات سازنده داشته باشد.

تجربه نشان داده است که از نظر اقتصادی استفاده از قاب‌های بادبندی شده، نسبت به سیستم‌های دیگرسازه‌های استاندارد فولادی، درصورتیکه از انعطاف قابل قبول سازه تا حدودی بتوان چشم پوشی کرد، مزیتی خواهد بود.

۲-۷ ستون‌های با مقطعHSS در برابرمقطع W:

طراحی ستون‌ها در ساختمان‌های صنعتی شامل ملاحظاتی است که در انواع دیگر سازه‌ها اعمال نمی‌شود. ستون‌های داخلی معمولاً فقط در بالا و پائین بادبندی می‌شوند. ستون‌های HSS مربعی به دلیل سختی مساوی در حول دو محور اصلی مطلوب‌تر است.

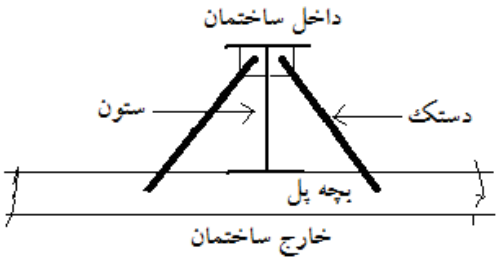
اتصالات مشکل با اعضای HSS در قاب‌های یک طبقه می‌توانند بوسیله قراردادن تیر بر روی بالای HSS حذف گردند. بنابراین ممکن است جزئیات ورق کلاهی (Cap Plate) با سخت‌کننده‌های باربر جان تیر که ساخت آسانی دارند طراحی شوند. (مثل شکل زیر.م)



فواید دیگر ستون‌هایHSS شامل نیاز کمتری به رنگ در قیاس با مقطع W معادل است و ظاهر مطلوب‌تری دارند.

به دلایل زیر، W شکل‌ها ممکن است اقتصادی تر از HSS برای ستون‌های خارجی باشند:

۱. از سیستم تیرچه‌های داخل دیوار می‌توان برای تقویت کردن محور ضعیف ستون استفاده کرد. توجه به اینکه اگر بال داخلی ستون در فشار است و در طراحی فرض شده که تیرچه داخل دیوار (که به بال خارجی وصل شده.م) نقطه نگهداری جانبی ایجاد می‌کند، ممکن است سخت‌کننده و یا بادبند نیاز باشد. (مطابق شکل زیر.م)



۲. ممان خمشی وارده ناشی از بارهای باد در یک محور مقطع زیادتر است.

۳. ساده‌تر خواهد بود که اتصالات تیرچه قاب داخل دیوار را به مقطع W اتصال داد تا به مقطع HSS. چراکه HSS فاقد بال است و از نبشی‌های اضافی برای اتصال تیرچه داخل دیوار باید استفاده شود. (شاید بهتر باشد بگوئیم اتصال پیچ و مهره درداخل مقطع HSS ممکن نیست و استفاده از مقطع W راحتر است وگرنه هم مقطع W و هم مقطع HSS برای اتصال بوسیله جوشکاری نیاز به نبشی دارد.م)

۳-۷ قاب‌بندی سکوها و نیم طبقه‌ها (Mezzanine):

در ساختمان‌های صنعتی معمولاً نیاز به سکوها و نیم طبقه‌ها می‌باشد. نوع استفاده از آنها، ملاحظات طراحی را دیکته می‌کنند. برای طراحی صحیح، طراح باید موارد زیر را در نظر داشته باشد:

۱. نوع استفاده مصرف‌کننده
۲. بارهای طراحی (متمرکز و یکنواخت)
۳. ضوابط افتادگی
۴. نوع سطح:
   a. ورق طرح برجسته
   b. ورق صاف
   c. دال بتنی کامپوزیت
   d. دال بتنی غیر کامپوزیت
   e. دال تو خالی
   f. تخته چندلا

۵. ملزومات ریل‌های حفاظتی، شامل مقاطع قابل برداشتن
۶. طرح توسعه آینده
۷. کنترل‌های لرزشی
۸. ملزومات پایدار جانبی

۴-۷ ملاحظات اقتصادی:

همانگونه که در قبل گفته شد، اندازه دهانه‌ها و فواصل ستون‌ها، معمولاً تابعی از کارایی ساختمان هستند. با این حال اقتصاد نیز باید مورد توجه قرار گیرد. به طور کلی هرچه اندازه دهانه‌ها بیشتر می‌شود، وزن قاب‌بندی افقی بیشتر می‌گردد. که به معنای هزینه بیشتر است مگر آنکه در فونداسیون و یا نصب، صرفه‌جویی گردد که آن هزینه را جبران کند. مطالعات نشان می‌دهد که دهانه‌های مربعی و یا تقریباً مربعی در سازه اقتصادی‌تر هستند.

برای ارزیابی چند طرح قاب‌بندی یک مدل سازه تجاری با استفاده از دهانه‌ها و اِلمان‌های مختلف سازه‌ای آنالیز شد. سازه یک ساختمان $240ft \times 240ft$ با ارتفاع زانوی $25ft$ بوده. از بار کلی سقف $48psf$ و تیری با $F_y = 50ksi$ استفاده شد. از روش آنالیز و طرح پلاستیک استفاده گردید.

ستون‌های مربع شکل تو خالی HSS با مقاومت جاری 46ksi بودند.

متغیرهای در این آنالیز از این قرار بودند:

۱. دهانه تیرچه‌ها: 60 ft, 50,40, 30,25

۲. دهانه تیرها، مقاطع W شکل: 60 ft, 48,40,30,25

اطلاعات هزینه‌ها از چند سازنده گرفته شدکه شامل مالیات و یا هزینه حمل نمی‌شوند. این مطالعه چندین نتیجه جالب برای مهندسین درگیر در این طرح ساختمان صنعتی به همراه داشت.

بررسی جداول اطلاعات نشان می‌دهد که اقتصادی‌ترین طرح قاب‌بندی، طرح با دهانه تیر 30 ft و دهانه تیرچه‌های 40 ft بود.

فاکتور دیگری که در دهانه‌های بزرگ ممکن است مهم باشد (بزرگتر از 30ft) استفاده از تیرچه‌های (داخل دیوار.م) نرمال ساخته از مقاطع Z و C در صورتیکه ستون باد (ستون سرکله.م) میانی بکار نرفته باشد، کارآیی کمتری دارد.

برای ساختمان $240ft \times 240ft$ مورد نظر، ستون بادها، 0.10 دلار در فوت مربع سقف به هزینه‌ها اضافه می‌کنند. جالب اینکه، اگر ساختمان $120ft \times 120ft$بود، ستون بادها در هر فوت مربع 0.20 دلار به هزینه اضافه می‌کنند، چراکه ساختمان‌های کوچکتر نسبت به محیط به مساحتش دو برابر سازه‌های بزرگتر است.

ملاحظات اقتصادی و طراحی دیگر از این قرار است:

۱. هنگامی که از تیرچه‌های فلزی در قاب‌بندی سقف استفاده شده، اقتصادی‌تر است که تیرچه‌ها را در طول بلند دهانه قرار داد.

۲. تیرچه‌های سری K از نوع LH اقتصادی‌تر هستند. بنابراین باید کوشش کرد تا از دهانه‌هایی که از تیرچه K استفاده می‌کنند استفاده کرد.

۳. برای دهانه‌های 30 ft تا 40 ft، یک قاب‌بندی بهینه می‌تواند شامل تیرهای یکسره و یا با طرهٔ دوبل Double- Cntilever که به وسیله ستون‌ها در یک جهت، و تیرچه‌ها (سقفی.م) در جهت دیگر نگهداری شده‌اند، باشد.

۴. اگر تیرها یکسره هستند، معمولاً از طرح پلاستیک (شکل‌پذیر) استفاده می‌گردد. هزینه‌های اتصالات برای اعضای یکسره به نسبت طرح یک سرآزاد

(Cantilever) ممکن است بیشتر باشد. با این حال، سیستم یکسره پلاستیک طراحی شده در برابر بارهای غیر منتظره رفتار بهتری خواهد داشت.

تمامی سیستم‌های سقفی مسطح برای مشکل استخری شدن باید چک شوند. در این مورد باید به بخش ۴-۵ مراجعه شود.

۵. دهانه‌های ساده که از تیرهای نورد شده هستند معمولاً در جایی که دهانه‌ها کوتاه است برای جایگزینی تیرهای یکسره و یا Double Cantilever مناسب می‌باشند. تیرهای دهانه ساده معمولاً ظرفیت ممان مناسبی دارند. اتصالات ساده هستند و صرفه‌جویی که در هزینه، بعلت نصب ساده‌ترین سیستم بوجود می‌آید، ممکن است جبران هر هزینه‌ای را به جای وزنِ اضافهٔ آن کند.

۶. برای دهانه‌هایی که در دو جهت بزرگ هستند، یک سیستم عمومی که شامل پرلین‌های فولادی سرد نورد شده یا گرم‌نورد و یا تیرچه‌هایی با فواصل 20 ft تا 30 ft که بین خرپاهای ثانویه قرارگرفته‌اند و این خرپاها نیز به نوبه خود به خرپای اصلی وصل شده‌اند می‌باشد. این سیستم قاب‌بندی عملاً هنگامی که مونوریل Monorail سنگین باید از سازه آویزان شود، استفاده زیادی دارد. خرپاهای ثانویه متصل به خرپاهای اصلی، نگهدارنده عالی برای مونوریل‌ها هستند.

۷. باید توجه به طرح توسعه آینده و یا اصلاحات بعدی، در جایی که ستون‌ها جابجا و یا حذف شده‌اند، داشت. این نوع تغییرات در جایی که دهانه ساده وجود دارد معمولاً با راحتی بیشتری می‌تواند انجام شود.

۸. سیستم بادبندی:

۸-۱ سیستم قاب خمشی:

ملاحظات بسیاری در تامین پایداری جانبی سازه‌های صنعتی وجود دارد. اگر یک قاب خمشی بکار رود، پایداری جانبی در جهت قاب بوسیله عمل قاب خمشی تامین می‌گردد. اگرچه برای مقاومت در مقابل بارهای عمود بر جهت قاب‌های اصلی و برای دیوارهای باربر و سیستم تیر و ستون بادبندی باید بکار رود. مهم است که دوباره تاکید شود که اگر امکان تغییر محل بادبندی میسر نباشد، طرح توسعه آینده ممکنست استفاده از قاب خمشی را اجباری سازد. از آنجائیکه سازه‌های صنعتی نسبتاً سبک می‌باشند و نمای بزرگی نیز ندارند، نیروی زلزله و باد نسبتاً مقدار کمی است. عمل قاب خمشی براحتی و با امنیت با طراحی مناسب قطعاتی در بین ستون‌ها حاصل خواهد شد. اگر تیرچه‌ها بعنوان بخشی از قاب خمشی بکار رود، طراح باید توجه به نکات زیر را داشته باشد:

۱. بار طراحی(باد، زلزله و یکسرگی) باید در پلان طراحی سازه به صورت مناسب جهت تولید تیرچه‌ها توسط کارخانه سازنده بکار رود. روش طراحی باید با استفاده از آگاهی و قضاوت مهندسی و شناخت کامل از تیرچه-های استاندارد، بعنوان آنکه یک عضو با دو سر مفصل مواجه با بار توزیع شده (ممان تکیه گاهی.م) می‌باشند،تنظیم شود.(استاندارد:

Standard Specification for Standard Steel Joists and Long Span Joists (SJI,2002).

را ببینید).

بال تحتانی فقط برای کشش تنها محاسبه می‌شود. یک اتصال ساده از بال تحتانی به ستون تامین‌کننده پایداری جانبی، باعث ایجاد ممان انتهایی ناشی از بار ثقلی می‌گردد، که قابل صرفه‌نظر نیست.

طراح نباید اندازهٔ اعضای بال تحتانی را انتخاب نماید. چراکه هر سازنده طرحی مخصوص به خود را دارد. (معمولاً تیرچه‌هائی که در اینجا از آنها یاد می‌شود تیرچه‌های مرتفع شبیه خرپا می‌باشدکه از روی بال فوقانی روی تکیه گاه می‌نشیند و بنابراین اتصال بال تحتانی آن‌ها به ستون باعث گیرداری می‌شود.م)

۲. مهم است که طراح اتصال مناسبی برای هر دو بال تحتانی و فوقانی جهت تولید ممان القا شده، بدون ایجاد مقدار زیادی ممان خمشی ثانویه در بال‌های تیرچه در نظر بگیرد.

۳. سیستم باید دارای سختی (Stiffness) کافی در مقابل تغییر شکل افقی (Drift) باشد تا از مسائلی مانند ترک در دیوارها، جداکننده‌ها و شکستن شیشه‌ها، از آب‌بندی افتادن سقف‌ها و یا ایجاد اشکال در حرکت درها جلوگیری شود.

۸-۲ سیستم بادبندی سقف:

دیافراگم سقف

اقتصادی‌ترین سیستم باد بندی سقف، با استفاده از ورق فولادی (فرم داده شده. م) بدست می‌آید. ورق بعنوان یک عضو پوششی بکار می‌رود و با حداقل مخارج اضافی دیافراگم مناسبی بدست می‌آید (به همراه اتصالات اضافی

عرشه). این دیافراگم در ترکیب با بادبندهای ضربدری دیوار و یا سیستم دیافراگم دیوارها احتمالاً اقتصادی‌ترین سیستم بادبندی می‌باشد که می‌توان به آن دست یافت. دیافراگم در ساختمان‌های مربع شکل اقتصادی‌ترین حالت بوده، اگرچه تا نسبت ۳ نیز می‌تواند اقتصادی باشد.

سیستم دیافراگم سرد نورد مشابه جان یک تیر ورق می‌باشد. بنابراین، وظیفه اصلی آن بردن برش می‌باشد(برای اطلاعات بیشتر به استاندارد ۲۸۰۰ ایران، بخش دیافراگم سقف، مراجعه فرمائید.م). اعضاء پیرامونی مانند بال‌های این تیر ورق هستند (البته کلیه اعضاء که موازی اعضاء پیرامونی هستند بعنوان بال‌هایی در فواصل نزدیکتر و دورتر نسبت به مرکز ثقل این تیر ورق وارد مقاومت می‌شوند. حتی پرلین‌ها، به شرط اتصال مناسب .م) روش طراحی بسیار ساده است. متغیرهای پایه‌ای که مقاومت و سختی این دیافراگم را کنترل می‌کند، عبارتند از:

۱. شکل مقطع

۲. ضخامت مصالح عرشه

۳. طول دهانه

۴. نوع و فاصله اتصالات عرشه به اعضاء سازه‌ای

۵. نوع و فاصله اتصالاتی که رویهم رفتگی را بهم متصل می‌نمایند

مقطع و ضخامت و دهانه عرشه (منظور فاصله تکیه‌گاه‌های عرشه است. م) براساس بار ثقلی وارده بدست می‌آید. اتصالات(مانند جوش، پیچ و انواع پرچ) نیز براساس طراحی و یا به انتخاب پیمانکار می‌باشد. بنابراین پارامتر اصلی

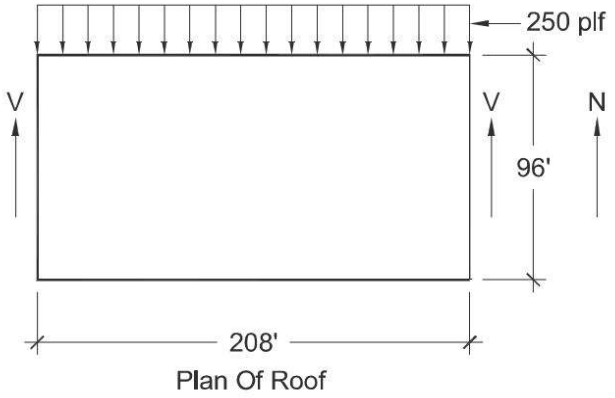
فاصله اتصالات می‌باشد. طراح حداکثر برش در فوت دیافراگم را محاسبه و سپس فاصله اتصالات را از جدول مربوطه می‌یابد. جداول بارها بیشتر براساس ملزومات داده شده در بخش نیروی زمینی، دریایی و هوایی TM 5-80-10 ، طراحی لرزه‌ای برای ساختمان‌ها (Department of Army, 1992) و نشریهٔ طراحی دیافراگم Steel Deck Institute (SDI, 1987) می‌باشند.

افتادگی با مقادیر مجاز سرویس‌دهی کنترل می‌گردد. محاسبه تغییر فرم خمشی از طریق روش‌های مرسوم انجام می‌گیرد. تغییر شکل برشی به صورت محاسبات ریاضی است، که با استفاده از روابط تغییر شکل برشی و در صورت معین بودن مدول مقطع ورق فرم داده شده که دیافراگم را بوجود آورده، خواهد بود. تغییر شکل می‌تواند همچنین از طریق روابط تجربی آنطور که در (Department of Army,1992) و(SDI,1987) آمده، باشد. به‌اضافه، بسیاری از تولیدکنندگان ورق، جدول‌های لازمه برای سختی و مقاومت را ارائه نموده‌اند. از جهت راهنمای طراحی مثال زیر آورده شده. این محاسبات براساس Steel Deck Institute's Procedure (SDI, 1987) می‌باشد.

(بازهم تاکید می‌شود شرایط و روش‌های اجرائی در ایران متفاوت بوده و ممکن از نظر اطمینان و راحتی از سیستم بادبندی ضربدری سقفی استفاده شود.م)

مثال ۸ . ۲ . ۱ طراحی دیافراگم:

طراحی برای دیافراگم ساختمانی مطابق شکل ۸ . ۲ . ۱ نیروی باد بر زانوی قاب در شکل آمده است. توجه کنید که نسبت طول به عرض دیافراگم از ۳ کمتر است، که معمولاً حداکثر ۳ خواهد بود.



شکل۱.۲.۸ پلان سقف

ورق به ضخامت $0.0358in$ و فاصله ریب‌ها(شیارها) نگهدارنده ورق به مقدار۵ تا ۶ اینچ جهت بردن بار ثقلی می‌باشد. تیرچه‌ها سقفی در جهت شمال به جنوب است. از جوش برای اتصال عرشه به عضو سازه‌ای و پیچ شماره ۱۰# برای پیچ‌های لبه استفاده می‌شود.

حل:

۱. محاسبه حداکثر مقدار برش وارده بر دیافراگم:

$$V = WL/2 = (250)(208)/2 \cong 26000\,lb$$

$$v = V \Big/ 96 = 26000 \Big/ 96 \cong 271 \quad lb/ft$$

۲. بدست آوردن ظرفیت برشی عرشه از چاپ دوم:

Diaphragm Design Manual (SDI , 1987)

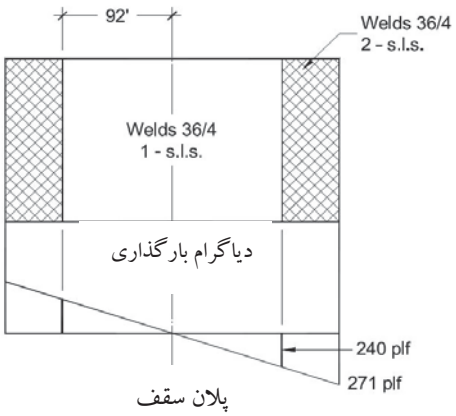
برای عرشه با شمارهٔ ۲۰(ضخامت ۰/۰۳۸۵ اینچ) با دهانه پنج فوت و شش اینچ تنش برش مجاز:

(a) : 240 lb/ft با شبکه جوش 36/4 و پیچ در یک لبه ورق.

(b) :285 lb/ft با شبکه جوش 36/4 و پیچ در دو لبه ورق.

(c) :300 lb/ft با شبکه جوش 36/5 و پیچ در یک لبه ورق.

با استفاده از ترکیبات a و b و مطابق شکل ۱.۱.۲.۸ خواهیم داشت:



شکل۱.۱.۲.۸

۳. محاسبه تغییر مکان جانبی دیافراگم:

برای راحتی فرض کنید که تمام لبه‌های ورق به سازه پیچ شده است.

رابطه افتادگی جانبی:

(a) برای خمش : $\Delta_b = \frac{5wL^4}{384EI}$

(b) برای برش : $\Delta_s = \frac{wL^2}{8DG'}$

در جائیکه:

w : نیروی در زانو (kips/ft)

L : طول دیافراگم (ft)

D : عمق دیافراگم (ft)

$$G' = \frac{K2}{3.78 + \left[\frac{0.3D_{xx}}{span}\right] + 3(K1)(Span)}$$

از جدول SDI

K2= 1056

$D_{XX} = D_{ir} = 909$ (ریب میانی)

$K1 = 0.561$ براساس ورق عرشه شمارهٔ۲۲:

$$G' = \frac{1056}{3.78 + 0.3(909)/5.5 + 3(0.561)5.5} = 16.9$$

ممان اینرسی I می‌تواند براساس مساحتی فرضی از محیط عضو باشد. فرض شود عضو لبه مساحتی معادل ۳ اینچ مربع داشته باشد. ممان اینرسی معادل:

$$I = 2Ad^2 = (2)(3.0)(48\times12)^2 = 1.99x10^6 in.^4$$

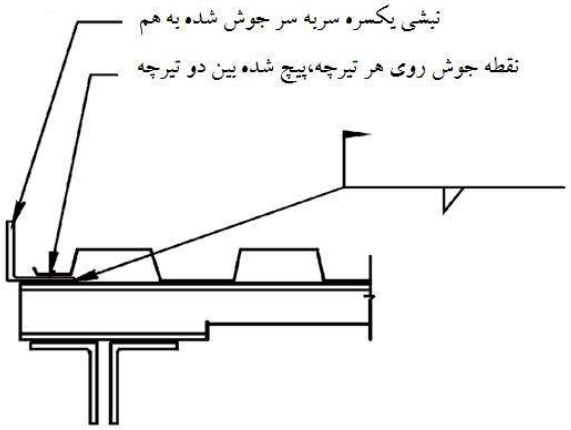
رابطهٔ افتادگی خمشی برابر است با:

$$\Delta_b = \frac{(5)(0.25)(208)^4(1728)}{(384)(29000)(1.99x10^6)} = 0.18in.$$

تغییر شکل برشی: $\Delta_s = \frac{(0.25)(208)^2}{(8)(96)(16.9)} = 0.83in.$

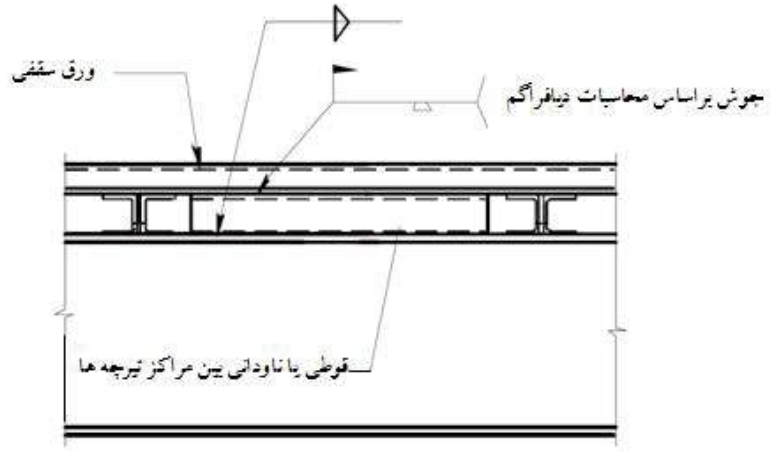
کل تغییر شکل: $\Delta = \Delta_b + \Delta_s = 0.18 + 0.83 = 1.01in.$

برای انتقال برش به دیوار شرقی و غربی سازه، عرشه می‌تواند مستقیماً به تیرهای پیرامونی جوش شود. عرشه باید با همان تعداد اتصالاتی که لازم برای اتصـال دیافراگم به تیرها بود، به پیرامون بسته شود. بنابراین جوش نقطه‌ای (Arc Spot Weld) با قطر 5/8 اینچ در فاصله 9 اینچ در دیواره شرقی و غربی باید بکار رود.



شکل ۲.۲.۸ نبشی لبه

(اگرچه ضخامت ورق حدود 0.9 میلیمتر است و در ایران نیز این ضخامت ورق نورد می‌شود ولی امکانات جوشکاری ورق به سازه و از بین‌رفتن گالوانیزه آن بعد از جوشکاری ممکنست این روش را غیر عملی سازد. شاید بتوان با بستن پیچ، آن هم در بخش چسبیده به سازه، یعنی ته چاله نورد این عمل را انجام داد که البته احتمال از آب‌بندی افتادن ورق زیاد خواهد شد. م)



شکل ۳.۲.۸ نگهدارنده برشی

بادبندی ضربدری سقف:

یک روش جایگزین برای دیافراگم سقفی استفاده از بادبندی ضربدری برای بوجود آمدن یک سیستم افقی خرپائی است. همانطوریکه در مورد دیافراگم ورق سقفی بود، اگر نسبت طول به عرض ساختمان بزرگتر از ۳ باشد، نیروهای مورب‌ها، در اعضاء خرپائی ممکنست توجه به یک سیستم بادبندی جایگزین را لازم سازد.

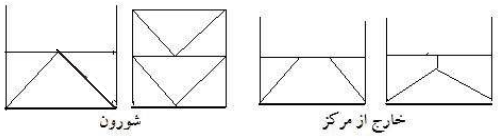
یک روش موثر برای ایجاد این سیستم ضربدری سقف، استفاده از یک تسمه مسطح به ضخامت شش میلیمتر روی بال فوقانی تیرچه‌ها است(بین ورق سقفی و پرلین، به صورت ضربدری.م)، این ضخامت تداخل آنچنانی با بالارفتن و تغییر مکان ورق سقف ایجاد نمی‌کند.(باید توجه داشت که استفاده از تسمه باعث بالا رفتن لاغری در قطعه کششی یا فشاری بادبند شده و باید کنترل حداقل لاغری در مورد اعضای کششی و فشاری آئین نامه در نظر گرفته شود.م)

(توضیح مترجم: همانطوریکه مشاهده می‌شود منظور مولف در استفاده از تیرچه‌های بلند سقفی بجای خرپاهای سقفی می‌باشدکه در عرض سالن انداخته می‌شودکه تفاوت چندانی از یکدیگر ندارند. اما آنچه در ایران مرسوم می-باشد، یا خرپاهای قوی می‌باشد و یا تیر ورق‌های بلند شیبدار. در این صورت آنچه باید بعنوان دیافراگم بوسیله ورق سقفی ایجاد شود، اتصال مناسب ورق‌ها به پرلین‌ها و اتصال پرلین‌ها به خرپاها یا تیر ورق‌ها می‌باشد. اما در غیر این صورت امکان عملکرد دیافراگم سقف، آن طوریکه در محاسبات منظور شده، فراهم نشده و استفاده از بادبند ضربدری ضروری می گردد. با اتصال مناسب ورق سقفی به پرلین ممکنست به میلگردهای Sag Rod نیز نیازی نباشد. در مورد بادبند ضربدری آنطوریکه در شکل صفحه ۱۶۱ کتاب قاب‌های شیبدار آمده است، این بادبندها ضربدری به‌اضافه بخشی از خرپای سقفی یا تیر ورق سقفی سیستم بادبندی را بوجود می‌آورند و در هنگام باد یا زلزله بخش یا تمامی بال فوقانی خرپا و یا بخش و یا تمامی جان و بال فوقانی تیر ورق در فشار یا کشش قرار می گیرند که باید اثر آن‌ها در محاسبات خرپا یا تیر ورق منظور گردد. م)

بادبندهای قائم :

در ساختمان‌های بادبندی شده، بار دیافراگم سقف و یا بادبندهای ضربدری سقف به سیستم بادبندی قائم قاب منتقل شده که آن نیز به نوبه خود بار را به سطح فونداسیون منتقل می‌سازد. در بسیاری از موارد بادبندهای قائم در دیوارهای پیرامونی ساختمان واقع شده و تداخلی با عملیات داخل ساختمان ندارد. در اکثر موارد بادبندی قائم به صورت ضربدری بوده که با استفاده از

نبشی و یا میلگرد ساخته شده و در حالت کشش عمل می‌نماید. اگرچه در مکان‌هایی که نیروی زلزله زیاد باشد ممکنست بادبندی به صورت همگامی در کشش و فشار نیز به صورت معمول به کار رود. در این موارد سایر بادبندی‌ها نیز ممکنست استفاده شود، مانند بادبندهای Chevron و یا EBF. (بادبند شورون و خارج از مرکز مثل شکل زیر و یا قاب‌هایی با اتصالات صلب. م)



در ساختمان‌ها با نسبت ظاهری بزرگتر(طول به عرض.م) ممکن است بادبندی در دهانه‌های میانی، برای کاستن از نیروی میل‌مهارها و نیروی واژگونی در فونداسیون، لازم گردد.

۸-۳ بادبندی موقت:

بادبندی مناسب موقت برای یک نصب بی‌خطر و نگهداری ساختمان تا زمان نصب بادبندهای دائم ضروری است. این ضرورت در بخش M4. 2 آئین‌نامه AISC (1989) و AISC (1999) آورده شده. همچنین در بخش 7.10 آئین‌نامه (AISC 2000). در آئین‌نامه مسئولیت بادبندهای موقت را به تنهایی به عهده نصاب گذاشته است. این بدان علت منظور شده که بادبندی موقت بخشی از ضروریات نصب اسکلت فلزی است. از آنجائیکه ملزومات عمومی آئین‌نامه مسئولیت بادبندی موقت را مشخص نموده، دو موضوع اساسی در روش اجرا باید در نظر گرفته شود.

اولاً، آنکه قضاوت کردن در مورد کفایت بادبندی موقت در هر موقعیتی، با استفاده از یک دستور العمل عمومی بعنوان راهنما به تنهائی، بسیار دشوار است. یک استاندارد تایید شده برای قضاوت در مورد آنکه روشن سازد حداقل آنچه باید در نظر گرفته شود، رعایت شده یا خیر، وجود ندارد.

اگرچه ASCE37-02 بارهای وارد بر سازه در هنگام ساخت ساختمان (ASCE2002) و راهنمای شماره ۱۰ از سری کتب راهنمای AISC تحت عنوان، بادبندهای نصب، برای ساختمان کوتاه مرتبه فلزی (AISC 1997) می‌تواند برای تخمین کفایت بادبندهای پیشنهادی برای سیستم موقت و ملزومات آن کاملاً مورد استفاده قرار گیرد. ثانیاً،آئین‌نامه تاکیدی بر آن ندارد که در پروسه نصب به القاء نیروها و تنش‌هایی بر اجزاء و سیستم‌هایی مانند فونداسیون و ستونچه‌های بتنی، که بخشی از سازه فولادی نیستند، بپردازد. بجز آنکه در شرایط پیمان مشخص شده باشد. طراحی معماری و ساختمانی برای اجزاء و سیستم‌های ساختمانی فقط برای نیرویی که به ساختمان بعد از کامل شدن وارد می‌گردد، می‌باشد. استثنایی در این مورد در OSHA، ضمیمه بخش R (OSHA, 2001) آنستکه ورق‌های پای ستون، برای باری معادل300 پوند در 18 اینچ فاصله از سطح ستون طراحی شود.

بدون یک طرح جزئیات از نصب بادبندها، برای هرکسی در پروسه طراحی یا ساختمان، مشکل خواهد بود در مورد تخمین کارآیی نصاب بادبندی، بدون آنکه درگیر در پروسه نصب شود، به قضاوت بپردازد. از اینرو است که مسئولیت نصب سیستم بادبندی موقت فقط بعهده نصاب گذاشته شده.

در نبود یک تاکید موثر در لزوم توجه به تاثیرات بارهای القایی در زمان نصب بر روی سایر اعضاء، باعث بوجودآمدن مسائلی که از درک نادرست از دلایل این القاء نیروها حاصل شده، می‌گردد. این مورد به صورت مشهود در نصب ستون‌های فولادی دیده می‌شود.

(به طور مثال: میل‌مهارهای ستون معمولاً برای نیروهای وارده از سازه ستون، بعد از نصب، طراحی می‌شوند. اگرچه همانطوریکه در بالا گفته شده بعلت صدمات زیادی که در هنگام نصب به میل‌مهارها وارد شده، خروج از مرکزی برای نصب پیش‌بینی شده، ولی اگر مثلاً یک ستون سوله به حال خود رها شود و نگهداری جانبی صورت نگیرد، یک باد متوسط می‌تواند ستون را در جهت ضعیف، که سطح زیادی نیز دارد تحت تاثیر قرار داده و میل‌مهارها را که فاصله زیادی در این جهت از هم ندارند، ریشه کن نموده یا قطع کند.

توجه شود که براساس آئین‌نامه نصاب مسئول است که از بروز چنین حالاتی جلوگیری نماید.م)

برای نصب، اولین عضو ستون‌ها هستند. این بدان معنی است که ستون‌های ساختمان در مکان خود قرار گرفته‌اند، بدون آنکه پایداری آنها، در هنگام نصب، در دو جهت عمود بر هم تامین شده باشد. بدون نگهداری‌های جانبی، ستون‌ها باید به صورت یک کنسول در یک طول زمانی در نظر گرفته شوند که از صفحه ستون یا فونداسیون و یا ستونچه بتنی کنسول هستند. مگر آنکه وادارها و نگهدارهایی به صورت کامل با نیروی کافی آنها را نگهداری جانبی

نماید و یا ستون‌ها و تیرها به صورت یک قاب صلب طراحی و در دو جهت نصب شوند. این نیروی کنسولی وارده از ستون به فونداسیون، در طراحی ممکن است بوسیله طراح در نظر گرفته نشده باشد، مگر آنکه به صورت مشخص تقاضا شده باشد. در این مورد لازم است توسط نصاب اسکلت ترتیبی اتخاذ شود که مقاومت کافی فونداسیون برای نگهداری این کنسول در زمان نصب، تامین گردد.(این موضوع در بخش ۵ . ۴ .۱ آمده و توضیح داده شد که می‌تواند مورد استفاده قرار گیرد. م) در بعضی اوقات گذاشتن بسته‌های ورق سقفی، روی سازه در حال نصب بارهای غیر متعارف بر آن وارد می‌کند. بنابراین تا زمانیکه فردی مسئول تائید ننماید، نباید این کار صورت گیرد.

محاسبات آزمایشی نشان می دهد که نیروهای بزرگ می‌توانند به میل‌مهارها، ستونچه‌های بتنی و فونداسیون، بوسیله نیروهای نسبتاً کوچکی که بر بالای ستون‌ها و یا در نزدیکی آن عمل می‌کنند، القاء شوند. همچنین نیروهای باد به آسانی، همانگونه که در مثال زیرین داریم، مقدار قابل توجهی باشد. شکل ۸ . ۳. ۱ یک مقطع از قاب بادبندی نشده را نشان می‌دهد که ۳ ستون و ۲ تیر را شامل می‌شود.

تیرها در انتها مفصل و نیروهای باد به صورت عمود بر خط قاب عمل می‌کنند.

با استفاده از یک ضریب 2 برای بادی با سرعت 40 mph (مایل بر ساعت) در جهت جان ستون‌های W12، ممان پایه‌ای تقریباً $18000\,ft-lbs$ خواهیم داشت. اگر از یک الگوی 5×5 اینچ با چهار میل‌مهار و پایه ستون بدون ملات-ریزی استفاده شده باشد، نیروی کششی تقریباً $21.6kips$ به هر دو میل‌مهار

وارد می‌گردد. نیروی مجاز برای میل‌مهار نوع A 36 که 3/4 اینچ است، 8.4*kips* می‌باشد. حتی اگر پیچ‌ها کاملاً در بتن باشند، آنها شدیداً دچار تنش زیاد از حد شده و احتمالاً خراب خواهد شد. چهار میل‌مهار 1(1/8) اینچ لازم خواهد بود که در برابر نیروی باد مقاومت کند. مسلماً نه تنها اندازه میل‌مهار، بلکه طرح پایه ستون و اتصالاتش به ستون، فواصل میل‌مهارها و طرح فونداسیون و ستونچهٔ بتنی نیز باید کنترل شود. وادارها نیز می‌توانند نیروها را به سازه به شکل برش‌های پایه و نیروهای روبه بالا القاء کنند. این نیروها ممکن است برای اندازه‌گیری اعضای متاثر، فراهم نشده باشد.

نصاب نیز باید این موضوع را چک کند. گذاشتن مصالحی مانند عرشه‌های فولادی بر روی سازه‌ای که تمام نشده می‌تواند بارهای پیش‌بینی نشده‌ای القاء کند. این بارها می‌بایستی که صریحاً مورد ملاحظه قرارگیرد.
OSHA بخش R گفته که بسته‌های عرشه‌های فولادی نباید بر روی قاب قرارگیرد تا هنگامیکه یک متخصص تائیدکند که سازه و یا بخشی از آن قابلیت نگهداری بار را دارد.

بادبندهای نصب درگیر موضوعات دیگر نیز هستند. اول، آئین‌نامه بین قاب-هایی که پایداری آن در کنترل نصاب است، در مقابل قاب‌هایی که سایر عناصر غیر سازه‌ای فولادی پایداری قاب را تامین می‌نماید، فرق قائل است. این فرق در زمان بازکردن بادبندها موثر است. در قاب‌هایی که پایداری جانبی توسط طراحی و جزئیات قاب فولادی تامین می‌شود، بادبندها زمانی می‌توانند باز شوند که کار نصاب کامل شده. اما در مورد قاب‌هایی که اتکاء نگهداری جانبی آنها بر عناصر غیر سازه‌ای فولادی است، بقیه این عناصر باید در شرح

قرارداد، با برنامه‌ریزی تکمیل شدن ساختمان، آورده شود. هماهنگی نصب چنین اعضایی، موضوعی است که باید پیمانکار عمومی آنرا مشخص سازد. تهیه نگهدارنده‌های موقت خارج از آنکه در بالا شرح داده شد، براساس آئین-نامه بعهده کارفرما می‌باشد. برای مثال، اگر قاب‌های فولادی و بادبندهای موقت باید سایر عناصر غیر سازه‌ای را نگهداری نمایند، مسئولیت برای این موضوع باید به صورت شفاف باشد و عکس‌العمل‌های این عناصر برای نصاب مشخص گردد. در غیر اینصورت مسئولیت بعهده دیگران است نه نصاب.

زمان ملات ریزی (یا تزریق ملات. م) زیر صفحه ستون‌ها، تاثیر گذار روی برنامه ریزی نصب صفحه ستون‌ها و طول زمان نصب است. آئین‌نامه، زمان و مسئولیت ملات ریزی را بعهده کارفرما گذاشته. نصاب باید متوجه برنامه‌ریزی آن بوده و برنامه خود را هماهنگ سازد.

کلیه نکات گفته شده باید مورد توجه قرار گیرد و دقت از ابتدا تا انتهای بخش نصب و بادبندهای موقت و برنامه‌ریزی نصب صورت گیرد.

۹. قلاب کردن ستون:

ستون‌های ساختمانی باید به فونداسیون مهار شوند به طریقی که امکان انتقال نیروی کششی، برشی و ممان واژگونی را داشته باشند. توضیحات زیر در جهت مهار نمودن ستون‌ها در مقابل برش و کشش خواهد بود. اصولی که خواهد آمد برای واژگونی نیز می‌تواند بکار رود. نیروی کششی بصورت معمول از طریق میل‌مهارها به سیستم فونداسیون منتقل می‌گردد. برش به صورت اصطکاک، برش اصطکاکی و تماسی به فونداسیون می‌رسد. اصطکاک، در

محاسبه نیروی زلزله نباید بکار برده شود. طراحی این میل‌مهارها در مطلب زیر می‌آید.

طراحی نامناسب، چه در جزئیات و چه در نصب میل‌مهارها، باعث مشکلات متعددی در ساختمان‌های صنعتی می‌گردد. این مشکلات شامل:

۱. اندازه ناکافی میل‌مهارها
۲. عدم پیش بینی میل‌مهار برای کشش موجود
۳. طراحی نامناسب یا جزئیات لازم در فونداسیون برای نیروی میل مهار
۴. عدم کفایت ضخامت صفحه ستون
۵. عدم کفایت طراحی و یا نامناسب بودن جزئیات تداخل میل‌مهار و صفحه ستون
۶. نامیزان بودن و یا جابجائی میل‌مهارها در زمان نصب
۷. خستگی

خواننده باید با ملزومات OSHA آشنا باشد که شامل شرائط: استانداردهای امنیت و سلامتی برای ساختمان‌های صنعتی (OSHA 2001) :

Safety Standard for Steel Erection 29CFR 1926 PART R

این اطلاعات مربوط به جلوگیری از حوادث ساختمانی در مورد ستون‌ها و ورق‌های پای ستون است. برای مثال OSHA لازم می‌دارد که کلیه صفحه ستون‌ها (حداقل) دارای چهار میل‌مهار باشند.

توضیحات زیر در جهت طراحی و جزئیات پایه‌های ستون می‌باشد.

۹-۱ مقابله با نیروی کششی به وسیلهٔ میل‌مهار:

طراحی میل‌مهارها برای کشش شامل چهار مرحله می باشد.

۱. تعیین حداکثر خالص نیروی برکنش(Uplift) در ستون.
۲. انتخاب مصالح میل‌مهار و شماره و تعداد میل مهارها برای مقابله با این نیروی برکنش.
۳. تعیین ابعاد صفحه ستون و ضخامت و جوش لازم برای انتقال نیروهای بر کنش براساس راهنمای (AISC,1990) (Design Guide1)
۴. تعیین روش توزیع میل‌مهارها در بتن (برای مثال: انتقال نیروی کششی از میل‌مهارها به بتن فونداسیون)

قدم اول: حداکثر خالص نیروی برکنش در ستون‌ها براساس بارهای وارده و آنالیز سازه بدست می‌آید. استفاده از مصالح سبک سقف در ساختمان‌های صنعتی، معمول است. به عنوان یک نتیجه، نیروی برکنش باد معمولاً از بار مرده وارده تجاوز می‌نماید. بنابراین ستون‌ها با نیروی برکنش مواجه می‌شوند. به‌اضافه آنکه ممکن است بعضی از ستون‌ها در دهانه ممان‌گیر یا بادبندی شده با نیروی برکنش ناشی از واژگونی مواجه شوند.

(در ساختمان‌های معمول صنعتی در ایران، تقریباً چنین مسئله‌ای نادر است، چرا که نسبت دهانه و ارتفاع و فشارهای معمول باد، چنین مشکلی را معمولاً پیش نیاورده و در صورت وجود نیز مقدار آن ناچیز خواهد بود. از نظر طولی نیز وقتی با بادبندهای ضربدری بین ستون‌ها مواجه هستیم و فشار باد به جانب ساختمان می‌وزد، تعداد بادبندها معمولاً آنقدر هست که چنین نیرویی در پای ستون‌های بادبندی شده به مقدار بالا به وجود نیاید. اما آشنایی مهندسین برای

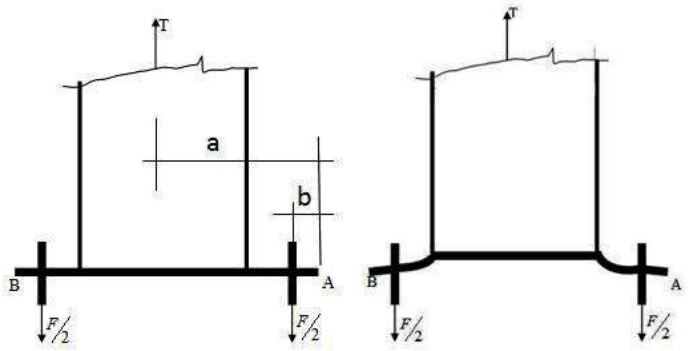
طرح فونداسیون ساختمان‌های بلند که در باد و زلزله، معمولاً با نیروی برکنش مواجه می‌شوند، لازم است.م)

قدم دوم: میل‌مهارها باید براساس مشخصات ASTM F 1554 از نوع گِرِید 105,55,36باشد. اعداد اخیر نشان دهنده تنش جاری شدن میل‌مهارها می‌باشند (به KSI .م). به غیر از آنکه به روش دیگری معین شده باشد، برای نشان دادن گرید، انتهای میل‌مهار با کُد رنگی مشخص می‌شود.

جوشکاری به نوع گرید 36 مجاز بوده و در گرید 55 نیز در صورت تطبیق با مشخصات SI مجاز می‌باشد.

استفاده از میل‌مهارهای A307 دیگر مجاز نمی‌باشد، حتی با آنکه نوع C آن مطابق مشخصات گرید A36 است. استفاده از میل‌مهارهایی که مطابق لیست مشخصات میل‌مهار ASTM و میله‌های دنده شده در AISC LRFD1999 لیست شده‌اند، همچنین نوع فولاد زنگ نزن 304 و 316 مجاز می‌باشد.

تعداد میل‌مهارهای لازم بستگی به حداکثر نیروی برکنش روی ستون و مقدار تنش کششی مجاز میل‌مهارها دارد، از نیروی دسته اهرمی (Prying Force) صرفه نظر می‌شود. (آنچه که به عنوان نیروی دسته اهرمی ترجمه شده مطابق شکل تاثیر تغییر شکل ورق پای ستون می‌باشد. اگر فرض کنیم دو عدد میل-مهار داشته باشیم که بخواهد نیروی کشش T را تحمل کند مقدار نیروی آن در هر کدام از میل‌مهارها F/2 می‌گردد. اما به علت آنکه ممکن است صفحه ستون نازک باشد نقطه A و B به پایه اهرم تبدیل شده و نیروی درون میل‌مهار ازدیاد می‌یابد.



قبل از تغییر شکل **بعدازتغییر شکل**

این عمل در بسیاری از اتصالات وجود دارد که توسط مهندس طراح باید مورد توجه قرار گیرد. اصولاً تجویز در این مورد شاید آنستکه توجه به تغییر شکل مهم‌تر از توجه به نیرو است. این نکته بعلت آنستکه نیرو اول دیده می‌شود و سپس تغییر شکل دیده یا نادیده می‌ماند و مهندس خود را باید از آن برحذر دارد. برای مطالعه بیشتر موضوع می‌توانید به کتاب پیچ ومهره اعلاء، چاپ انتشارات کُرمیت پارس مراجعه فرمایید.م) این موضوع بخاطر ضخامت صفحه ستون که براساس عمل کنسولی از کناره بال یا جان ستون محاسبه می‌شود. (که در قدم سوم توضیح داده خواهد شد). ولی به صورت محاسبات نشان داده است که در زمانیکه میل‌مهارها در خارج از منطقه مقطع ستون قرار گرفته‌اند و نیروی درون میل‌مهارها بزرگ می‌باشد، نباید نیروی دسته اهرمی ندیده گرفته شود. یک روش محافظه کارانه برای اتصال طره در آئین‌نامه AISC آمده که مشابه این محاسبات است و می‌تواند مورد استفاده قرار گیرد.

موضوع دیگر که باید در تعیین اندازه میل‌مهارها دیده شود، مسأله خستگی است. در مورد بیشتر ساختمان‌ها که نیروی برکنش حاصل باد و زلزله است، خستگی می‌تواند ندیده گرفته شود چرا که باد و زلزله وارد بر ساختمان، به صورت دائمی تکرار نمی‌شود. ولی در مورد میل‌مهارهای نصب ماشین آلات و

وسایلی که بار طراحی برکنش در حالت کامل، زیاد اتفاق می‌افتد، همچنین در ساختمان‌هایی که بار جرثقیل ممکن است بـه تعداد زیاد به آن وارد شود، نیز باید این موضوع در نظرگرفته شود.

در AISE TECHNICAL REPORT NO 13 برای طراحی کارخانه‌های نورد، پیشنهاد می‌کند که ۵۰ درصد حداکثر بار جانبی جرثقیل‌ها و نگهدارنده-های جانبی برای خستگی باید مورد محاسبه قرار گیرند.

جدول زیر نشان دهنده تاثیر تنش و خستگی را نشان می‌دهد:

جدول ۱.۱.۹ تنش خستگی مجازپیچ	
تنش کششی مجاز(PSI)	تعداد سیکل بارگذاری*
40,000	20,000 to 100,000
25,000	100,000 to 500,000
15,000	500,000 to 2,000,000
10,000	Over 2,000,000
*-این طبقه بندی مربوط به شرائط بارگذاری نشان داده شده در ضمیمه K آئیننامه AISC می باشد.	

در گذشته، تلاش‌هایی در مورد پیش تنیدگی میل‌مهار در بتن جهت جلوگیری از اثر نوسان تنش کششی در میل‌مهار، و بنابراین، صرفه نظر کردن از موضوع خستگی، انجام شده. اما این موضوع پیشنهاد نمی‌گردد، مگر آنکه در جهت جلوگیری از اثر خزش در بتن نگهدارنده میل‌مهار، دوباره میل‌مهار تنیده شود. این در صورتی ممکن است که در زیر ورق پای ستون مهره به میل‌مهار بسته

نشده باشد، تا بتوان با سفت کردن مهره روی صفحه ستون، پیش تنیدگی را دوباره در آن ایجاد کرد.

(در این مورد توجه شود که معمولاً از جهت سادگی نصب صفحه ستون‌ها، در زیر ورق پای ستون مهره‌های روی میل‌مهار نصب می‌گردد که با تراز کردن آنها، بوسیله دوربین، عملاً تراز کردن صفحه پای ستون بسیار ساده می‌گردد منظور مولف ممکن است به این علت و یا علل دیگری باشد، که امکان پیش تنیدگی یا پس تنیدگی را بهر صورت از میل‌مهار می‌گیرد.م)

جدول ۱.۱.۹ نشان دهنده تنش‌های مجاز خستگی پیشنهادی برای میل‌مهارهای غیر پیش تنیده می‌باشد. این مقادیر براساس S-N (تنش در مقابل تعداد تکرر) برای انواع مختلف میل‌مهارها می‌باشد. (این اطلاعات بر پایه تحقیقات پرفسور W.H. Munse در دانشگاه ایلینویز بدست آمده است.) با امتحان این مقادیر معلوم شد، برای شرایط بارگذاری AISE خستگی در مورد میل‌مهارهای ASTM 1554 از نوع F_y = 36 Ksi تعیین کننده نیست. اگرچه خستگی می‌تواند در مورد طراحی فولادهای با تنش بالاتر برای این بارگذاری، تعیین کننده باشد.

قدم سوم: محاسبه ضخامت ورق‌های پای ستون معمولاً بوسیله خمش موجود در آنها محاسبه می‌گردد، که براساس تنش فشاری یا کششی پایه ریزی شده. برای طراحی می‌توان به:

Manual of Steel Construction (Column Base Plates)

بخش ۳ چاپ نهم و یا بخش ۱۴ از چاپ سوم LRFD مراجعه نمود. اگرچه برای بارهای سبک، ابعاد صفحه ستون M و N (آنطوریکه بعداً خواهد آمد)

کوچک هستند. با استفاده تئوری حد جاری شدن می‌توان ضخامت‌های نازکتری را بکار برد.

برای بارهای کششی، یک نتیجه ساده با فرض آنکه میل‌مهارها با تولید ممان خمشی در صفحه ستون متناسب با عمل طره‌ای حول صفحه جان یا بال ستون عمل می‌نمایند، بدست می‌آید (ممان یک جهته). اگر جان، بار میل‌مهار را از صفحه ستون می‌برد، جان و اتصالاتش به پایه ستون باید چک شوند. یک آنالیز دقیقتر در مورد میل‌مهارهایی که داخل بال‌های ستون قرار گرفته‌اند آنست که حول هر دو محور بال و جان ستون ممان گرفته شود (ممان دو جهته). برای خمشی دو جهته، ممان بدست آمده باید متناسب با قابلیت تغییر شکل در صفحه ستون باشد، در هر دو مورد، عرض خمش موثر برای صفحه ستون می‌تواند به صورت تقریب محافظه کارانه با استفاده از توزیع ۴۵ درجه از مرکز میل‌مهار به سطح خارجی جان یا بال باشد. محاسبات برای صفحه ستون در نیروی برکنش در مثال‌های ۱.۴.۹ و۲.۴.۹ آمده است.

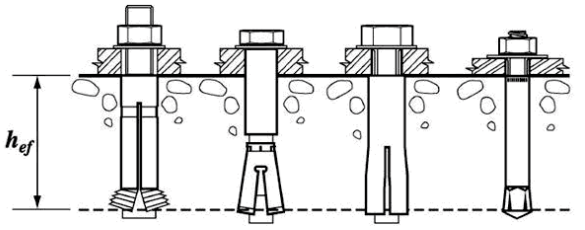
قدم چهارم: ضمیمه D از (ACI 2002) ACI 318-02 و ضمیمهB از(2001 ACI) ACI 349-01 هر دو برای انواع میل‌مهارها راهنمایی دارند. این موارد هیچکدام برای میل‌مهارهایی با استفاده از چسبندگی و دوغاب‌ریزی شده را پوشش نمی‌دهند. (فقط دو نوع نصب میل‌مهار مورد تایید آیین‌نامه یادشده می‌باشدکه در صفحات بعدی توضیحات مفصل آن خواهد آمد. این توضیحات به همراه نام گذاری‌هایی است که در کنار اسامی زبان اصلی آمده.

م) ملزومات آئین‌نامه‌های یادشده براساس روش طراحی ظرفیت بتن:

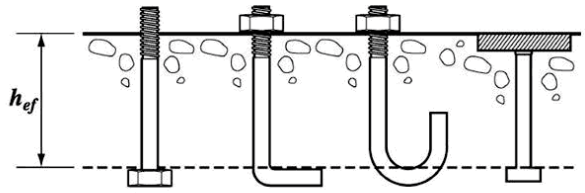
Concrete Capacity Design (CCD)

می‌باشد. ضمیمه B آئین‌نامه ACI 349-01 تغییرات قابل ملاحظه‌ای بر آئین‌نامه قبلی (ACI 349-97) برای ضوابط میل‌مهارها دارد.(توضیحات مترجم: قبل از ادامه این بخش و در جهت روشن شدن مطالب آن لازم می‌داند به تعاریف و مطالب پرداخته شود:

میل‌مهار می‌تواند بعد از ریختن بتن نصب شود (POST-INSTALLED) و یا قبل از ریختن بتن نصب شود(CAST-IN-PLACE):



(POST-INSTALLED) میل مهار های بعد از نصب

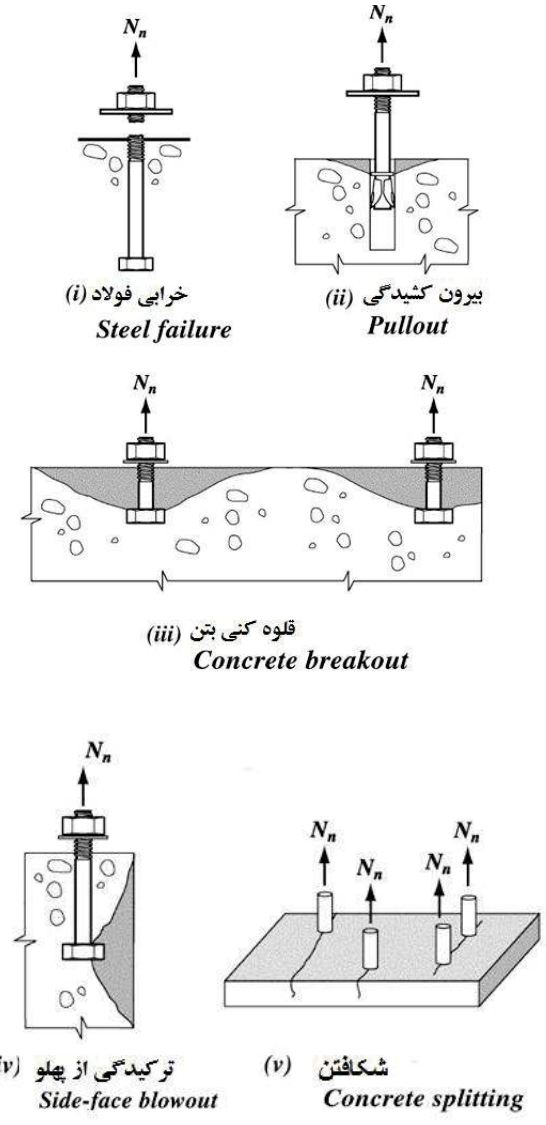


(CAST-IN-PLACE) میل مهار های قبل از نصب یا درجا ریز

شکل یک نوع میل‌مهار بعد از نصب:

انواع خرابی:

خرابی‌های کششی:



(i) خرابی فولاد
Steel failure

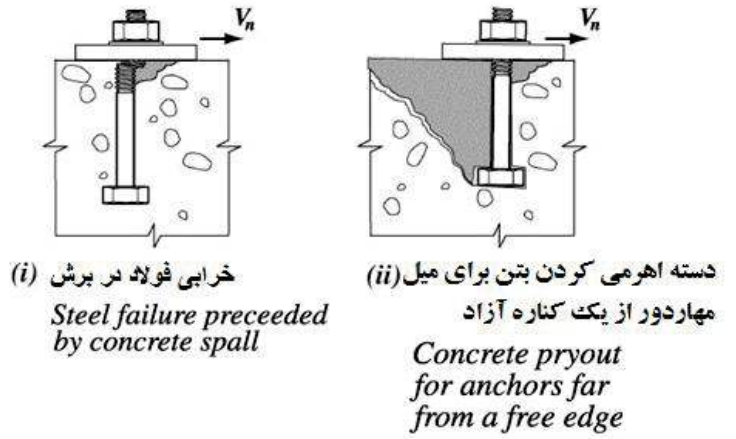
(ii) بیرون کشیدگی
Pullout

(iii) قلوه کنی بتن
Concrete breakout

(iv) ترکیدگی از پهلو
Side-face blowout

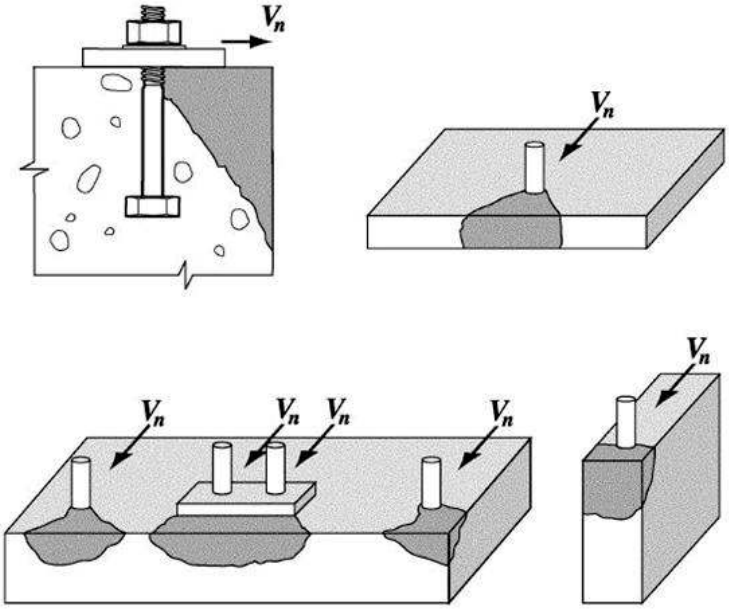
(v) شکافتن
Concrete splitting

خرابی‌های برشی:



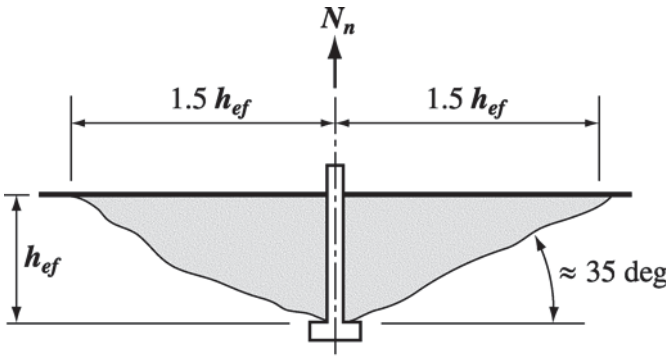
(i) خرابی فولاد در برش
Steel failure preceeded by concrete spall

(ii) دسته اهرمی کردن بتن برای میل مهاردور از یک کناره آزاد
Concrete pryout for anchors far from a free edge

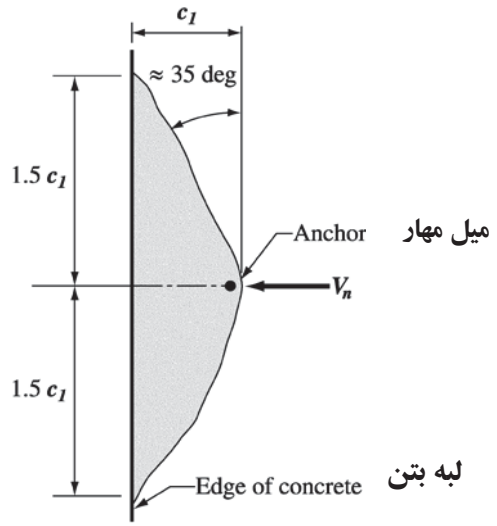


(iii) قلوه کنی بتن
Concrete breakout

مقطع قلوه کنی در کشش:



مقطع قلوه کنی دربرش:



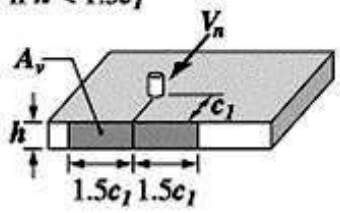
تعریف مقدار A_v و A_{vo} در برش:

A_v عبارتست از مساحت تصویر روی سطح آزاد یک عضو بتنی که قاعده بزرگ نیم مخروط خرابی برشی را به خط مستقیم برای یک یا یک گروه میل-مهار، در جهتی که نیروی برشی، نشان می‌دهد.

A_{vo} عبارتست تعریف فوق برای یک میل مهار است.

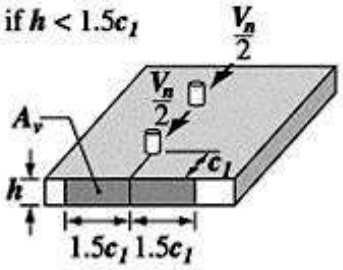
مقدار A_v کوچکتر از n A_{vo} خواهد بود که n تعداد میل‌مهارها را نشان می‌دهد

if $h < 1.5c_1$



$A_v = 2(1.5c_1)h$

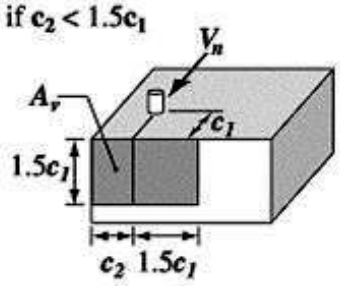
if $h < 1.5c_1$



$A_v = 2(1.5c_1)h$

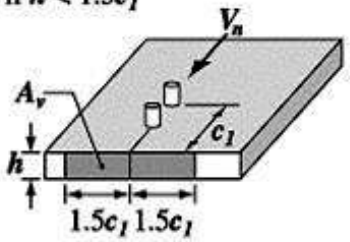
توجه:برای توزیع نیرو یک فرض آنستکه نیمی از نیروی برشی ممکن است که برای میل مهار جلوئی با سطح تصویرمربوطه حالت بحرانی را ایجاد کند.

if $c_2 < 1.5c_1$



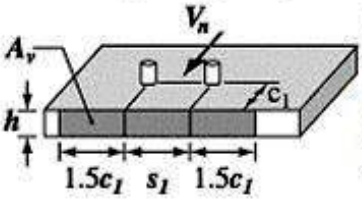
$A_v = 1.5c_1\,(1.5c_1 + c_2)$

if $h < 1.5c_1$



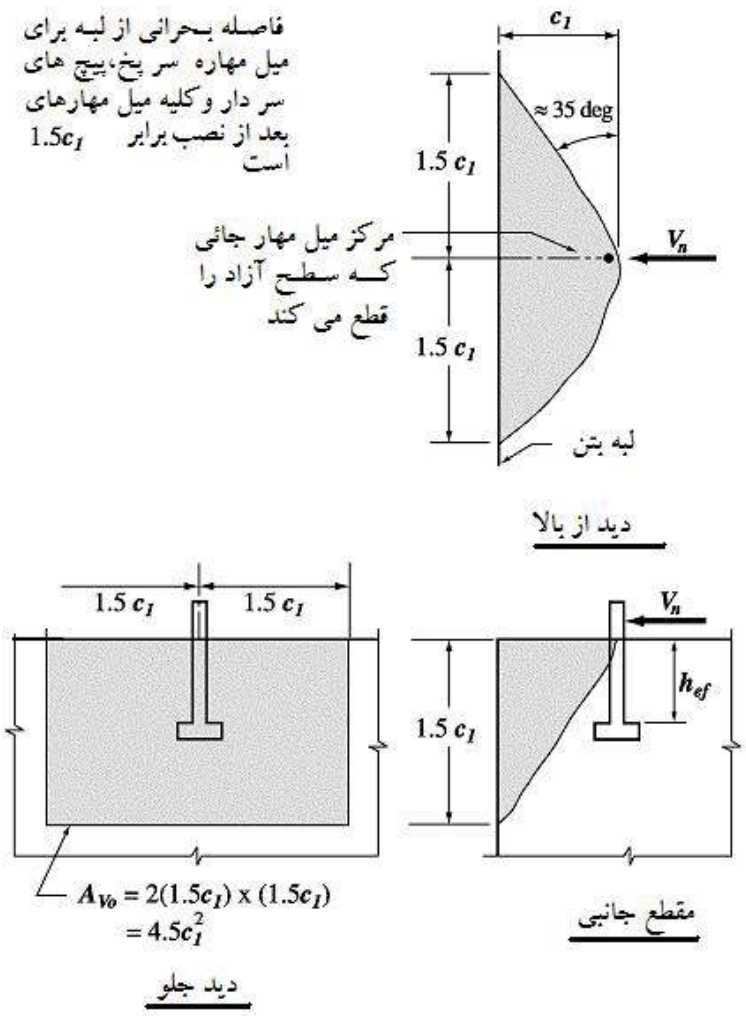
$A_v = 2(1.5c_1)h$

if $h < 1.5c_1$ and $s_1 < 3c_1$



$A_v = [2(1.5c_1) + s_1]h$

توجه:فرض دیگر توزیع نیرو آنستکه (فقط در صورتیکه میل مهارها به صورت یکپارچه کاملاً به اتصالات وصل باشند) کل نیروی برشی ممکن است به صورت بحرانی روی میل مهارهای عقبی وسطح تصویر آن باشد



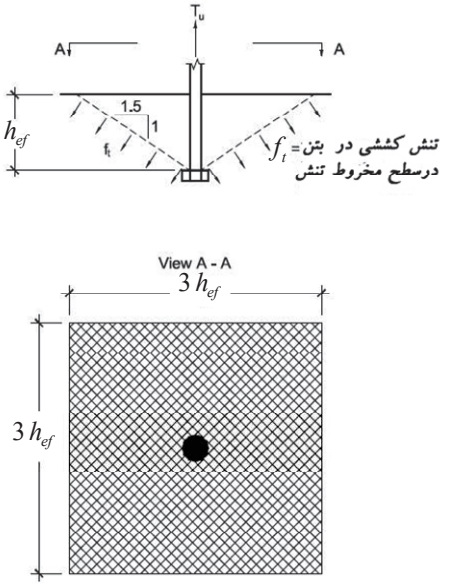
وقتیکه میل‌مهارها در فواصل مختلفی از یک لبه قرار گرفته‌اند و میل‌مهار بوسیله اتصال یا ورق پای ستون بهم جوش شده‌اند، از آنجائیکه نیرو بین میل-مهارها توزیع گردیده، باید اجازه داد که مقاومت براساس دورترین ردیف میل‌مهار تا لبه صورت گیرد. در این مورد باید اجازه داد تا مقدار C_1 بر پایه فاصله از لبه تا محور دورترین ردیف میل‌مهار که بعنوان بحران انتخاب شده

محاسبه گردد و تمامی برش باید بوسیله همین ردیف میل‌مهار به تنهایی برده شود. این در صورتی است که فاصله میلگردها از هم (S) برابر یا بزرگتر از $1.5C_1$ باشد. در غیر اینصورت بهتر است نیرو در میل‌مهارها به صورت مساوی تقسیم شوند. م)

در روش CCD مخروط بتنی (مخروط تنش Stress Cone. م) تحت زاویه ۳۴ درجه شکل می‌گیرد. (شیب 1 به 1.5) که در آئین‌نامه قبلی زاویه ۴۵ درجه فرض شده بود. برای راحتی فرض شده مقطع این مخروط در سطح، بجای دایره، مربع شکل باشد.

تنش قلوه کنی بتن (f_t در شکل ۹. ۱. ۱) در روش CCD فرض شده است و با افزایش اندازه سطح قلوه کنی کاهش می‌یابد. و در نتیجه افزایش در مقاومت قلوه کنی در روش CCD متناسب است با عمق دفن‌شدگی میل‌مهار به توان 1.5 (یا به قوه $5/3$ برای عمق دفن‌های زیادتر). با یک مقدار تنش بیرون کشیدگی در سطح خرابی،همان‌طوریکه در ACI 349-97 بود، مقاومت بیرون کشیدگی متناسب با مجذور عمق دفن میل‌مهار است.

ضمیمه D از آئین‌نامه ACI 318-02 در مکان‌هایی که خطر زلزله‌های متوسط یا زیاد وجود دارد، اجازه طراحی غیر شکل‌پذیر را برای میل‌مهارها مجاز دانسته است. در ضمیمه B از آئین‌نامه ACI 349-01 سه روش طرح برای عمق دفن را ارائه می‌نماید:



شکل۱.۱.۹ مخروط کامل قلوه کنی در کشش *ACI* 318 – 02

۱. مقاومت طراحی کششی قلوه‌کنی، ترکیدگی از پهلو یا مقاومت بیرون-کشیدگی در میل‌مهارها و ۶۵ درصد مقاومت برشی قلوه‌کنی، باید از مقاومت نهایی فولاد دفن شده تجاوز نماید.

۲. مقاومت طراحی بتن باید از مقاومت جاری شدن میل‌مهارها حداقل ۳۳ درصد تجاوز نماید.

۳. طراحی میل‌مهارها به صورت غیر شکل‌پذیر در صورتیکه مقاومت طراحی بتن محدود به ۶۰ درصد مقاومت طراحی باشد، مجاز است.

در AISC بخش J 10 (AISC 1999) طراحی میل‌مهارها با روش ACI 318 فرق می‌کند. در بخش ۱۵. ۸. ۳ . ۳ از ACI 318-02 لازم می‌دارد که مقاومت

طراحی میل‌مهار و اتصالات مکانیکی قبل از خرابی قلاب و یا خرابی بتن چسبیده به میل‌مهارها بدست آید. در این کتاب پیشنهاد می‌شود که طراحی به صورت معمولی با استفاده از دومین و سومین روش‌هایی که در فوق یاد شده، استفاده شود. برای طراحی مقاومت، استفاده از ضرائب بار ASCE -7 می‌تواند استفاده شود. بنابراین ضریب φ که در این اطلاعات استفاده می‌شود متفاوت با آنچه در ضمیمه D از ACI 349-01 می‌باشد. در آئین‌نامه اخیر ضریب 1.4D و 1.7L و فاکتور f که عموماً برای ضمیمه C آئین‌نامه ACI 318-02 بکار می‌رود.(اگر منظور نویسنده فاکتور F باشد و نه f مفهوم عبارتست از:

C.2.4 ضمیمه C آئین‌نامه ACI 318-01: اگر مقاومت در مقابل بارگذاری ناشی از وزن و فشار مایع با دانسیته کاملاً تعریف شده با ارتفاع حداکثر قابل کنترل F در طراحی وارد شود، این بار با ضریب بار 1.4 باید در نظر گرفته شود.

آئین‌نامه به این نکته توجه دارد که ضریب اعمال شده به این بار، که بار زنده به حساب می‌آید، معادل 1.4 یعنی ضریب بار مرده به حساب آمده و تذکر می‌دهدکه این مقدار تعدیل و کاستی از ضریب بعلت آنستکه مایعات با فشار معین و دانسیته و ارتفاع مشخص تعریف شده‌اند و در موارد دیگر نباید این ضریب بکار رفته و مخصوصاً در مورد مایعاتی که مواردی در آنها مشخص نیست مانند فشار آب‌های زیرزمینی یا استخری شدن آب در سقف ترکیب بار در این مورد عبارتست از: U=1.4D+1.7L+1.4F م.)

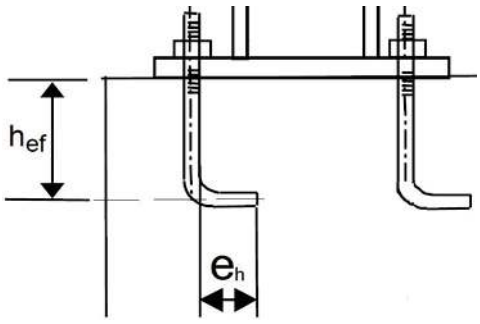
فاکـتور φ مورد استفاده در اینجا مرتبط با ضمیمه D در بخش D4.4 و بخش 9.3 از آئین‌نامه ACI 318-02 می‌باشد.

اگر میل‌مهارها با هم پوشانی با میلگردهای تقویت طراحی شده، ظرفیت میل-مهار می‌تواند به مقدار $\varphi A_{se} F_y$ گرفته شود. چرا که وصله هم‌پوشانی ما را مطمئن می‌سازد که رفتار تغییر شکل‌پذیر اتفاق خواهد افتاد. A_{se} سطح موثر مقطع میل‌مهار در سطح کششی‌دنده شده است.($A_{se} = \pi/4 (d_o - \frac{0.974}{n_t})^2$ می‌باشد. م). φ معادل 0.9 است و در بخش ۹ آئین‌نامه ACI 318-02 منعکس است. اگر میل‌مهار فقط بوسیله بتن به تنهایی مورد عکس‌العمل قرار می‌گیرد، طراحی بتن با ظرفیت اضافی بعلت مطمئن شدن از رفتار تغییر شکل‌پذیر باید صورت گیرد. در ACI 318 در بخش ۱۵. ۸. ۳. ۳ آئین‌نامه مشخص نمی‌کند که معنی رسیدن میل‌مهار(و اتصال مکانیکی) به مقاومت طراحی، قبل از خرابی قلاب یا بتن چیست. (جمله آئین‌نامه دقیقاً این است: میل‌مهارها باید بطریقی طراحی شوند که قبل از خرابی قلاب و یا خرابی بتن دور آن، به مقاومت طراحی خود برسند.م) برای این موضوع باید مقاومت بتن به: ($1.25\ \varphi A_{se} F_y$) برسد. این براساس ملزومات در ACI 318 بخش ۲.۳.۱۴.۱۲ می‌باشد که مقاومت کامل اتصال باید به F_y 1.25 برسد. به صورت دیگر، نویسنده پیشنهاد می‌نماید که ظرفیت مهاری غیر تغییر شکل‌پذیر محدود به ۷۰ درصد تیپ مقاومت، طراحی گردد،که چیزی حدودکـمتر از ۶۰ درصد تقلیل در ضمیمه B از ACI 349-01 است. (رابطه یاد شده ۱۲ . ۱۴ . ۳ . ۲ مربوط به

وصله اتصال می‌باشد. جمله آئین‌نامه این است: برای کشش یا فشار، یک اتصال کامل مکانیکی باید بوجود آید، که ۱۲۵ درصد مقاومت f_y میلگرد را تامین نماید. نویسنده با تکیه بر این جمله آئین‌نامه، میزان فولاد مصرفی را در 1.25 ضرب نموده. اما در بخش $D.5$ در رابطه باکشش، میزان نیروی کششی لازم را در رابطه $D-3$ به مقدار $N_S = nA_{se}f_{ut}$ مشخص می‌کند که n تعداد میل‌مهارها و f_{ut} حداکثر محدود به $1.9f_y$ و یا $125000PSI$ شده است. البته می‌توان $A_{se}f_{ut}$ را با $A_{se}f_y$ تعویض نمود. علت استفاده آئین‌نامه از f_{ut} تامین این نظریه است که f_y در مورد فولادهای اعلاء تعریف مشخصی ندارد. البته در اینجا مقاومت بتن را نویسنده معادل $1.25\varphi A_{se}f_y$ پیشنهاد نموده که در صورت عدم استفاده از میلگردهای تقویتی بتن، برای رفتار شکل‌پذیر بتن، به بتن تنش کمتری را وارد می‌نماید . م)

میل‌مهارهای قلاب‌دار معمولاً با بازشدن قلاب و کشیده شدن آنها به بیرون از بتن خراب می‌شوند. این خرابی جدا شدن قسمت بالای قلاب از بتن بوسیله تنش تماسی متمرکز شده در بالای قلاب در بتن است. محاسبات توزیع بار که بوسیله قلاب تأمین شده است در مثال ۹. ۴ .۱ آمده است. همانطوریکه در این مثال مشخص شده است، قلاب معمولاً توانایی مقابله با توزیع نیروی وارده به بتن را که مطابق آنچه در مورد ظرفیت کششی در پاراگراف قبلی پیشنهاد شد، ندارد. بنابراین قلاب فقط باید زمانی استفاده شود که کشش در میل‌مهار مقدار کوچکی است. ضمیمه D آئین‌نامه ACI 318-02 ظرفیت کشیدن به بیرون یک میل‌مهار قلاب‌دار را $\varphi\psi_4(0.9f'_c e_h d_o)$ که براساس میل‌مهارها با قطر

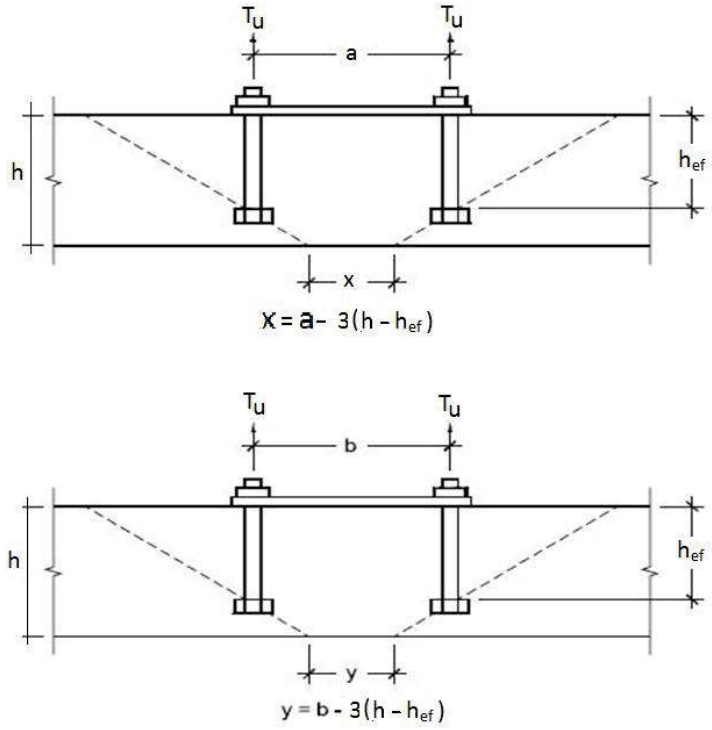
d_o و طول برگشت قلاب e_h است. در این فرمول φ معادل 0.70 است. طول برگشت قلاب حداکثر d_o 4.5 است. اگر میل‌مهار در محلی قرار گرفته که بتن تحت بار سرویس ترک‌دار است ψ_4 معادل 1.0 است و اگر ترک در آن ناحیه نباشد معادل 1.4 است. (رابطه فوق براساس تلفیق رابطه D-12 و D-14 در بخش D.5.3.5 به دست آمده که در آن $3d_o \le e_h \le 4.5d_o$ است.



e_h عبارتست از فاصله بین سطح داخل قلاب تا نک انتهائی آن مطابق شکل فوق.م)

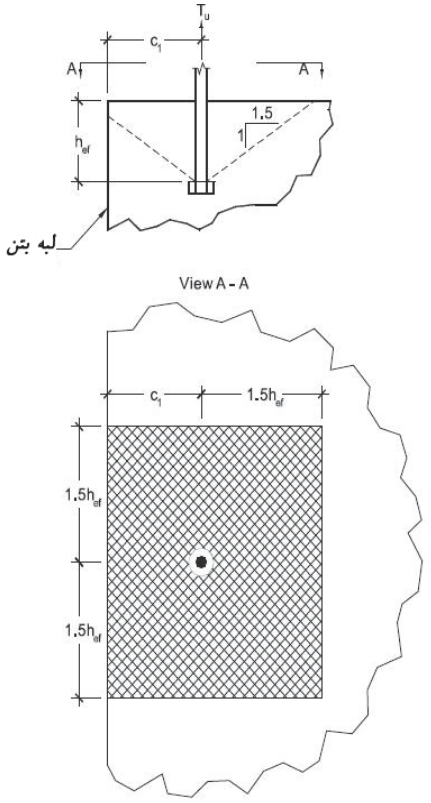
آزمایشات نشان داده است که یک پیچ با سر اعلاء، و یا مهره اعلاء شش گوش روی یک میلگرد دنده شده، می‌تواند توزیع ظرفیت کششی کاملی را با بتن برای یک میل‌مهار معمولی وقتیکه کاملاً در بتن دفن شده باشد، به انجام رساند. واشر ورقی ممکن است برای ایجاد ظرفیت کامل میل‌مهارها لازم باشد. بنابراین طراحی براساس توزیع نیرو برای سر میل‌مهار (که معمولاً میلگردی تمام دنده به اضافه مهره اعلاء می‌باشد.) موضوعی است برای تعیین عمق لازم دفن کردن، فاصله از لبه‌ها و یا گذاشتن میلگردهای تقویت لازم برای

جلوگیری از خرابی بتن قبل از آنکه بتواند ظرفیت باربری پیشنهاد شده لازم را برای میل‌مهار بدست آورد.



شکل۲.۱.۹ مخروط قلوه کن شدن برای گروه میل‌مهارها در بتن کم ضخامت

همانطوریکه در ضمیمه B از آئین‌نامه ACI 349-01 آمده، خرابی زمانی در بتن بوجود می‌آید که تنش کششی در کل سطح تماس مخروطی که میل‌مهار را احاطه کرده از تنش کششی بتن تجاوز نماید و قاعده این مخروط تنش تابعی از عمق دفن و ضخامت بتن، فاصله بین میل‌مهارهای هم جوار و فاصله تا سطحی که بتن تمام می‌شود، دارد. شکل این مخروط تنش برای موارد مختلف در شکل ۱.۱.۹ و۲.۱.۹ و۳.۱.۹ آمده است. کنترل مخروط تنش براساس مقاومت بتن تقویت نشده (Plain Concrete) برای بدست آوردن مقاومت لازم برای میل‌مهارها، معمولاً برای ستون‌هایی که مستقیماً روی پی



شکل ۳.۱.۹ مخروط قلوه کنی در کشش نزدیک لبه

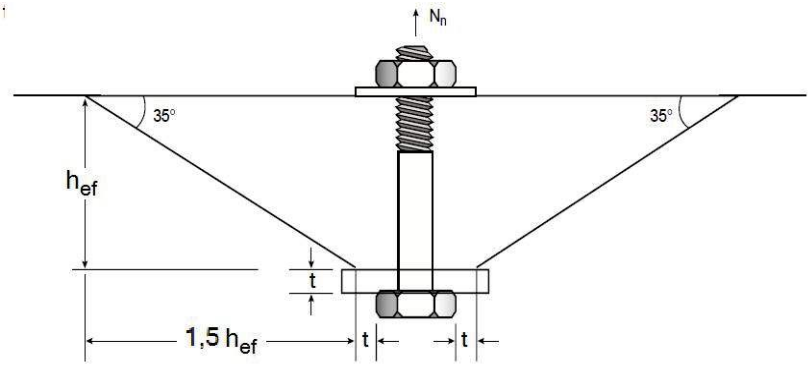
منفرد و یا پی‌های یکسره و یا سرشمع‌ها قرار گرفته‌اند، بکار می‌رود. اگرچه در بعضی موارد مساحت تصویری مخروط تنش (قبلاً توضیح داده شد. م) و یا هم‌پوشانی مخروط‌های تنش، قویاً توسط لبه‌های بتن محدود می‌شوند. (این مورد معمولاً در ستونچه‌های بتنی اتفاق می‌افتد). در نتیجه مقاومت کششی میل‌مهارها نمی‌تواند کاملاً توسط بتن تقویت نشده تأمین گردد که معمولاً در مورد ستونچه‌های بتنی پیش می‌آید. در این موارد، تقویت بتن توسط میل‌گرد صورت می‌گیرد. تا نیروی لازم جهت مقابله با کشش کامل میل‌مهارها تأمین

گردد. معمولاً مقدار این میلگردگذاری دو برابر میلگردگذاری لازم برای نیروی کششی و یا خمشی در ستونچه می‌باشد. میلگردها باید برای ظرفیت کششی میل‌مهارها در دو جهتی که احتمال خرابی می‌رود، گذاشته شود مطابق آنچه در شکل ۹. ۱. ۴ آمده است. طول دفن لازم میل‌مهار در بتن از طول مهاری برای این نوع میلگرد بدست می‌آید. همچنین می‌توان از قلاب و خم نمودن برای حداقل رساندن طول مهاری در مخروط قلوه‌کنی بهره جست.

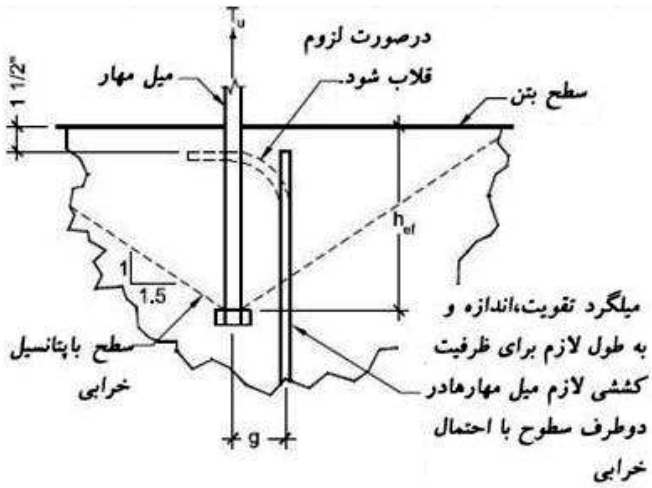
ضمیمه D آئین‌نامه ACI 318-02 همچنین لیستی از ملزومات برای میل‌مهارها که با خرابی ناشی از نیروی ترکیدن از جانب در سر میل‌مهارها روبرو هستند، آورده. این نیروی ترکیدن از جانب در ارتباط با کشش در میل‌مهار است. سطح خرابی در این مورد نیز به صورت مخروط فرض می‌شود و از نُوک میل-مهار در بتن، شروع شده و به لبه آزاد بتن توسعه می‌یابد. این موضوع در شکل ۹. ۱. ۵ آمده است.

پیشنهاد می‌شود حداقل پوشش جانبی C_1 که شش برابر قطر میل‌مهار است براساس ASTM F1554 گرید 36 برای جلوگیری از ترکیدگی از پهلو رعایت شود. همانطوریکه در مورد بیرون کشیدگی مخروط تنش گفته شد، هم‌پوشانی مخروط‌های تنش در ارتباط با این نیروی ترکیدگی از پهلو در ضمیمه D مورد ملاحظه قرار گرفته. استفاده از واشرهای ورقی در جهت ازدیاد سطح تماس با بتن و ازدیاد در مقاومت ترکیدگی جانبی موثر است.

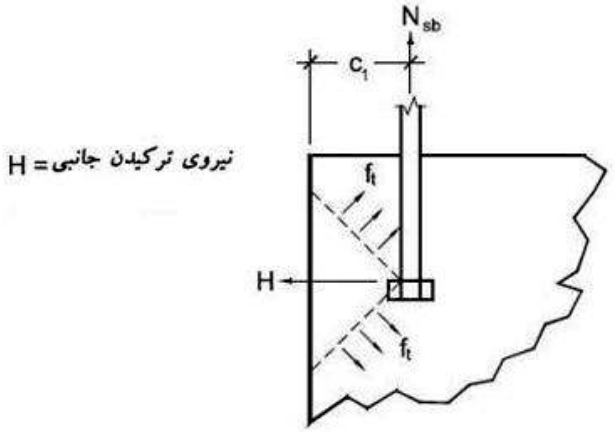
(شکل صفحه بعد نشان دهنده تاثیر واشر در سطح تصویری مخروط قلوه‌کنی می‌باشد.م)



برای موارد معمول با چهار میل‌مهار در کشش در یک فونداسیون، یک فونداسیون یک پارچه (Mat) و یا یک ستونچه عریض، در جائیکه می‌تواند یک مقابله کامل در مقابل قلوه‌کن شدن بدست آید. شکل ۹ . ۱. ۶ ، اندازه میلگردها را ارائه نموده، همچنین عمق دفن لازم و محدودیت‌های مطرح توضیح داده شده. مقاومت مخروط قلوه‌کن شده با فرض آنستکه بتن ترک نخورده باشد. طراح باید با رجوع به ACI 318-02 متوجه شود که بتن ترک خورده و یا ترک نخورده است. اگر فرض شود بتن ترک خورده است، ψ_3 برابر با ۱.۰ گرفته می‌شود. سپس ۸۰ درصد مقدار مقاومت بتن باید مورد استفاده قرار گیرد. استفاده از این موضوع در مثال ۹. ۴ . ۱ آمده است.

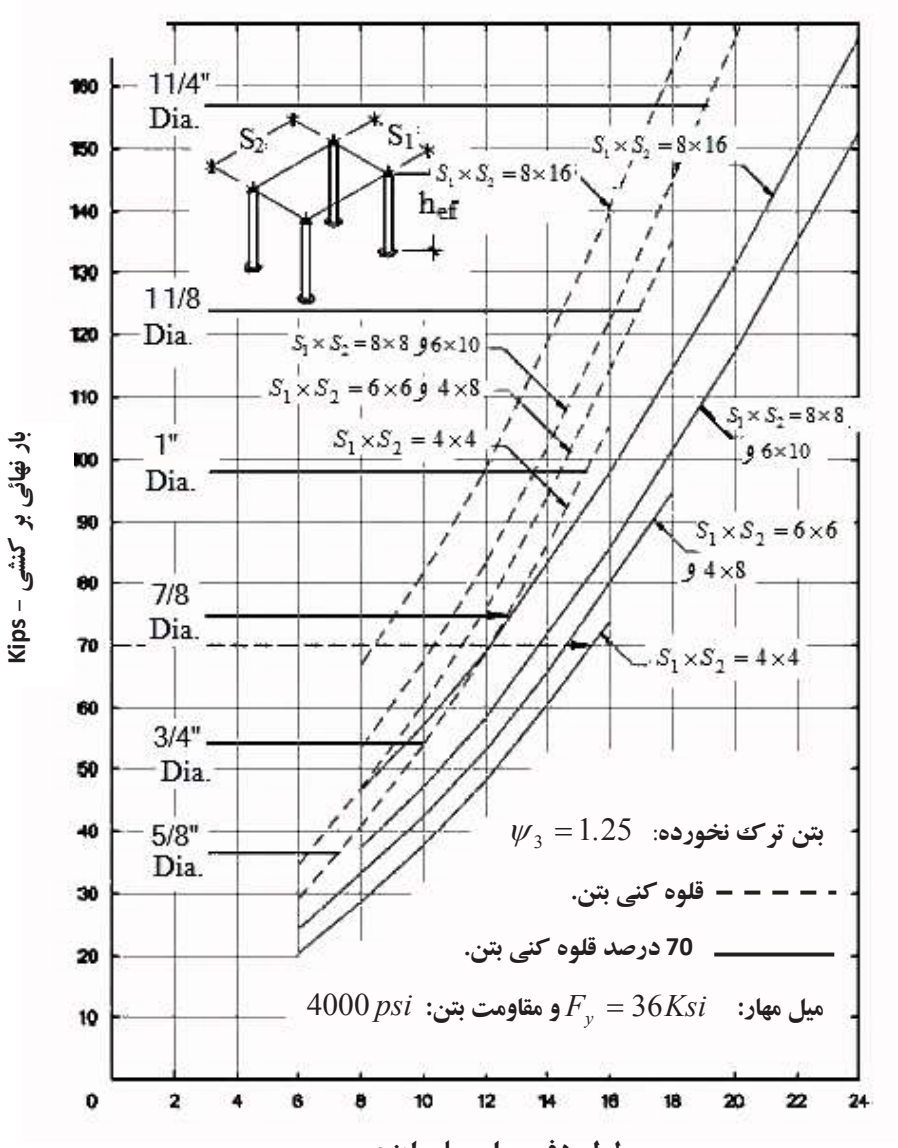


شکل ۴.۱.۹ استفاده از میلگرد برای تقویت مخروط تنش



شکل ۵.۱.۹ نیروی ترکیدگی از پهلو در بتن در اثر کشیدگی میل‌مهار نزدیک

(پیشنهاد می‌شود که از ضمیمه D درآئین‌نامه ACI318-02 از صفحه ۴۰۲ به بعد،جهت کسب اطلاعات بیشتر در این زمینه استفاده شود.م)



شکل ۶.۱.۹ ظرفیت چهار میل مهار بدون کسر اثر فاصله لبه

درمنحنی فوق:

فولاد: $1.25\varphi A_{se} F_y$ با $\varphi = 0.9$ و بتن مطابق مثال ۱.۴.۹ : φN_{cbg}

۹-۲ مقابله با نیروی برشی، با استفاده از میل‌مهارها :

ضمیمه B از ACI 349-85 و 349-97 (ACI,1997) با استفاده از برش اصطکاکی برای انتقال برش از میل‌مهار به بتن استفاده می‌کند. این روش در چاپ قبلی این راهنما نیز بکار رفته بود. در ضمیمهB آئین‌نامه ACI 349-01 و ضمیمه D از ACI 318-02 هر دو روش CCD را برای برآورد ظرفیت قلوه‌کن شدن بتن ناشی از نیروی برشی تحمل شده بوسیله میل‌مهارها بکار برده‌اند. برای تیپ گروه میل‌مهارهای در جا نصب شده در ساختمان‌ها، ظرفیت برشی بوسیله قلوه‌کن شدن بتن همانطوریکه در شکل ۹ . ۲. ۱ آمده است و برآورد آن از رابطه زیر است: (رابطه D-21 آئین‌نامه ACI باضریب φ.م)

$$\varphi V_{cbg} = \varphi \frac{A_v}{A_{vo}} \psi_5 \psi_6 \psi_7 V_b$$

در جائیکه(رابطه D-23.م)

$$V_b = 7(\frac{\ell}{d_o})^{0.2} \sqrt{d_o} \sqrt{f_c'} C_1^{1.5}$$

(V_b عبارتست از مقدار مقاومت پایه‌ای قلوه کنی بتن برای تک میل‌مهار. در صورتی‌که یک گروه میل‌مهار باشد از رابطه D-24 استفاده شود.م)

C_1 = فاصله لبه در جهت ورود بار همانطوریکه در شکل ۹ . ۲. ۱ آمده است.

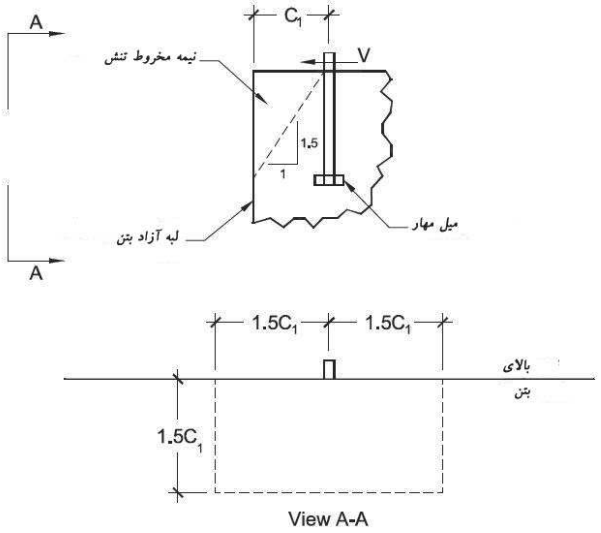
ℓ = عمق دفن.

d_o= قطر میل‌مهار

بطور معمول مقدار ℓ/d_o عدد ۸ خواهد بود، چراکه طول تماسی باربری محدود به $8d_o$ است. (سختی میل‌مهار در بار تماسی و تحمل برش صفحه۴۰۳ و روابط بخش D.6.3 را در آئین‌نامه ACI 318-02 ببینید.م)

$\varphi = 0.7$

ψ_5 = برابر با ۱ (کلیه میل‌مهارها با بار مشابه‌اند)(خروج از مرکز نیرو نسبت به-مرکز پیچ‌ها وجود ندارد. بند D.6.2.5 آئین‌نامه را ببینید.م)



شکل ۱.۲.۹ مخروط قلوه کنی برشی بتن

ψ_7 = برابر 1.4 (بتن ترک نخورده یا دارای تقویت‌های میلگرد کافی)

که در آن:

$$\varphi V_{cbg} = 10.4 \frac{A_v}{A_{vo}} \psi_6 \sqrt{d_o} \sqrt{f'_c} C_1^{1.5}$$

$A_{VO} = 4.5\,C_1^{\,2}$ (مساحت کامل برشی مخروط برای یک میل‌مهار، آنطوریکه در شکل ۹. ۲. ۱ آمده.)

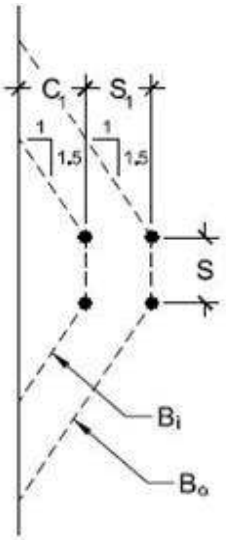
A_V = کل سطح برشی قلوه‌کن شدن برای یک یا مجموعه میل‌مهارها

ψ_6= ضریب اصلاح برای انعکاس کاهش ظرفیت، موقعیکه پوشش جانبی اندازهٔ مخروط قلوه‌کن شده را محدود می‌کند. (در تعیین ψ_6 اگر $C_2 \geq 1.5C_1$ باشد $\psi_6 = 1$ و در غیر این صورت $\psi_6 = 0.7 + 0.3\frac{C_2}{1.5C_1}$ براساس رابطه D.6.2.6 آئین‌نامه است. در این مثال ظاهراً نظر نویسنده بر حالت اول بوده و $\psi_6 = 1$ گرفته شده م)

پیشنهاد می‌شود، d_o قطر میلگرد، به صورت جذر V_b بکار رود، که محدود به 1.25 اینچ، براساس نتایج تحقیقات اخیر می‌باشد. اگر فاصله لبه، C_1، بحد کافی بزرگ باشد، آنگاه ظرفیت برشی میل‌مهار تعیین کننده می‌گردد. این ظرفیت بوسیله رابطه: $\varphi n 0.6 A_{se} f_{ut} = 0.39 n A_{se} f_{ut}$ با مقدار $\varphi = 0.65$ می‌باشد. که f_{ut} مقاومت مشخصه کششی میل‌مهار و n تعداد میل‌مهار می‌باشد.

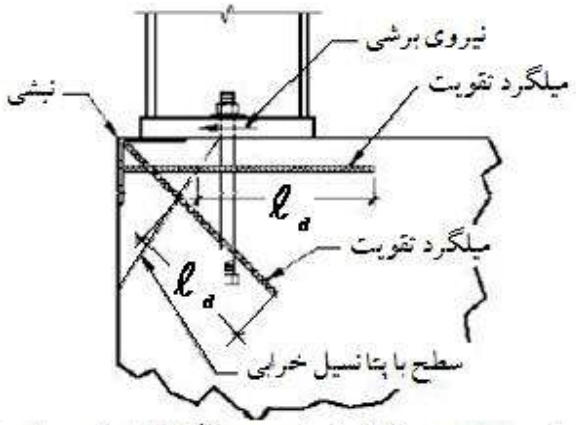
وقتیکه میل‌مهار با استفاده از بالشتکی از ملات نصب شده، ظرفیت در عدد 0.8 ضرب که در نتیجه ظرفیت باربری برشی میل‌مهارها $0.31\ nA_{se}\ f_{ut}$ خواهد بود. در ضمیمه B آئین‌نامه ACI 349-01 اجازه استفاده از شراکت برش میل‌مهارها با اصطکاک ناشی از بار محوری و بار خمش ضریب‌دار را می‌دهد.

ضریب اصطکاک 0.4 باید اعمال گردد. در ACI 318-02 در ضمیمهD بهره-وری خاصی را در استفاده از اصطکاک ندیده است.



S/S_1	C_1/S_1 For B_o To Control
0.5	> 1.59
2/3	> 1.56
1.0	> 1.50
1.5	> 1.40
2.0	> 1.30

شکل۲.۲.۹ سطح قلوه کنی بتن برای یک گروه میل گرد



شکل ۳.۲.۹ تقویت بتن برای بهبود ظرفیت برشی درجائیکه فاصله لبه محدود است

در بررسی قلوه‌کن شدن بتن، باید هر دو مورد عمیق‌ترین دفن میل‌مهارها و یا نزدیکترین میل‌مهارها به لبه مورد نظر باشند. موقعیکه قلوه‌کن شدن در مورد دو میل‌مهار داخلی مورد توجه است، باید فرض شود دو میل‌مهار خارجی بار مساوی ببرند. وقتیکه قلوه‌کن شدن در مورد دو میل‌مهار خارجی بررسی می‌شود، باید فرض گردد کلیه بار برشی توسط دو میل‌مهار خارجی باید برده شود. در شکل ۹. ۲. ۲ دو سطح پتانسیل خرابی قلوه‌کن شدن و این نکته که کدام کنترل کننده هستند که براساس مکان میل‌مهار نسبت به فاصله از لبه است. (به توضیحات که در روی شکل صفحه۱۰۲ آمده توجه بفرمائید.)

برای اطمینان از آنکه جاری شدن برشی در میل‌مهار روی می‌دهد، طراحی ظرفیت قلوه‌کنی برشی بتن براساس حداقل $1.25\ \varphi V_y$ با استفاده از $\varphi = 0.9$ باشد. بنابراین $1.25\varphi V_y = 1.25 \times 0.9(0.6A_{se}F_y) = 0.675A_{se}F_y$ است. یک فاصله تقریبی از لبه برای بدست آمدن خرابی برشی نرم لازم است. برای مثال برای چهار میل‌مهار با F_y=36KSI، که با شکل ۴×۴ اینچ چیده شده، فاصله لبه ۴ اینچ (C_1 در شکل ۹. ۲ . ۲) ظرفیت کامل برشی میل‌مهارها برای میل‌مهارهای با قطر $1/2$ اینچ، بدون کمک از مقاومت اصطکاکی حاصل نمی‌شود. برای ظرفیت برشی کامل میل‌مهارهای 5/8اینچ (F_y=36KSI)فاصله ۵ اینچ از لبه لازم است. در حالیکه برا ی۷ اینچ فاصله از لبه برای میل‌مهارهای قطر 3/4 بدون بهره‌گیری از مقاومت اصطکاکی لازم است.

در بسیاری از موارد لازم است که از تقویت میلگردی برای آنکه به ظرفیت قلوه‌کن شدن مخروط در بتن کمک کنیم و همچنین به شکل پذیری دست یابیم، استفاده شود. یک مثال در این مورد، در شکل ۹ . ۲. ۳ آمده است. گیره‌هایی در بالای یک ستونچه براساس ملزومات بخش ۷. ۱۰ . ۵. ۶ آئین‌نامه ACI 318-02 آنطورکه در شکل ۹. ۴ .۲ آمده است نصب شده که می‌تواند به صورت سازه‌ای برش میل‌مهارها را به ستونچه منتقل نماید. اگر مقدار برش کوچک باشد، بهترین روش آنستکه براحتی طراحی برای بتن قلوه کن شدهٔ غیر شکل‌پذیر با استفاده از ضریب ۷۰ درصد که قبلاً توضیح داده شد، صورت گیرد. توجه خاص به قطر سوراخ میل‌مهارها، در ورق پای ستون، زمانیکه برش از ورق پای ستون به میل‌مهارها باید منتقل شود، صورت گیرد. طراح باید قطر پیشنهادی برای سوراخ میل‌مهارها و همچنین حداقل قطر واشرها را که می‌توان آنها را در صفحه 27-14 آئین‌نامه AISC LRFD چاپ سوم (AISC 2001) بیابد. این قطر سوراخ‌های پیشنهادی بسته به قطر میلگرد متفاوت است و به صورت قابل ملاحظه‌ای بزرگتر از سوراخ نرمال برای پیچ‌ها است. اگر لغزش ورق پای ستون، قبل از تماس با میل‌مهارها مورد توجه باشد، در اینصورت لازم است طراح از ورق‌های واشری بین صفحه‌ستون و مهره‌های میل‌مهار استفاده نماید. واشرهای ورقی که 1/16 اینچ بزرگتر از قطر میل‌مهار باشد و بتواند به صورت جوش به ورق پای ستون، در جهت حداقل کردن مقدار لغزش، متصل شود. به صورت دیگر می‌توان از یک ورق نشیمن مجزا استفاده نمود و سپس

ورق پای ستون را به آن جوش داد. ضخامت این ورق نشیمن برای باربری مناسب تماسی در مقابل با میل‌مهارها، باید طراحی شود.

۹ -۳ مقابله با نیروی برشی از طریق مقاومت تما سی و میلگردهای تقویتی:

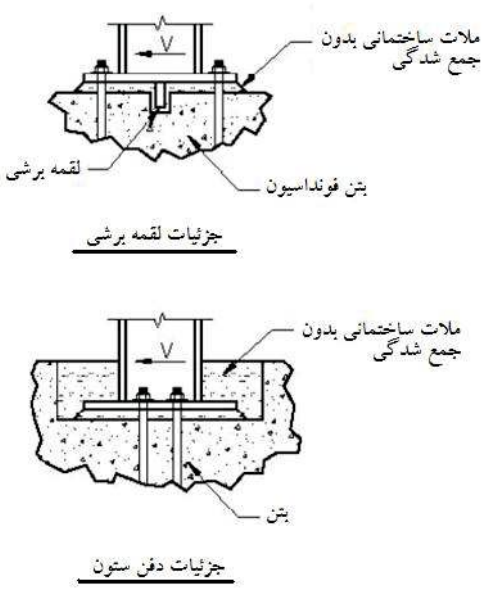
نیروی برشی (پایه .م) می‌تواند از طریق مقاومت تماسی با استفاده از لقمه‌های دفن شده (Lug) در بتن(Shear Key .م)، که در زیر صفحه ستون قرار گرفته، منتقل شود. این روش در شکل ۱.۳.۹ آمده. ضمیمه B از ACI 349-01 اجازه استفاده از محصور کردن و اصطکاک برشی در ترکیب با نیروی تماسی برای انتقال برش از میل‌مهار به بتن را می‌دهد. تفسیر آئین‌نامه ACI 349-02 پیشنهاد می‌نماید که این مکانیزم به شرح زیر دنبال شود:

۱. برش ابتدا از طریق میل‌مهارها به ملات و یا بتن بوسیله تماس که توسط مقاومت ناشی از محصور بودن بهمراهی کشش میل‌مهار و نیروهای همزمان محوری منتقل می‌شود.
۲. برش سپس به صورت برش اصطکاکی توسعه می‌یابد.

نیروی تماسی پیشنهادی محدود به φP_{urbg} از بخش B4. 5.2 آئین‌نامه ACI349-01 ضمیمه B برابر با $\varphi 1.3 f_c A_l$ ، با استفاده از φ مطابق ASCE-7 بارهای ضریبدار $\varphi P_{urbg} = 0.8 f_c A_l$ برای لقمه برشی می گردد.

در این رابطه: A_ℓ سطح مدفون لقمه برشی است. (این مورد شامل بخشی که لقمه در تماس با ملات بالای ستونچه است، نمی گردد.)

برای نیروی تماسی یک ورق پای ستون مدفون در بتن و یا مقطع ستون، وقتیکه سطح تماس مجاور با سطح بتن است، براساس ACI 318-02 پیشنهاد می‌گردد تا $\varphi P_{ubrg} = 0.55 f_c A_{brg}$ گرفته شود.



شکل ۱.۳.۹انتقال برش پایه از طریق تماس

براساس تفسیر ضمیمه B از ACI 349-01، مقاومت برشی قلاب ناشی از محصور بودن می‌تواند برابر با $\varphi K_C (N_y - P_a)$ گرفته شود و $\varphi = 0.75$ در جائیکه N_y مقاومت جاری شدن کششی میل‌مهار معادل $\mathrm{nA_{se}}\ F_y$ و P_a بار خارجی ضریبدار محوری در قلاب است.

(P_a مثبت در کشش و منفی در فشار است.) این مقاومت برشی ناشی از محصور بودن به بیان اثر کشش قلاب و بار خارجی که روی سطح ترک برشی اولیه است، می‌پردازد.

وقتی P_a منفی است، باید مطمئن گردید که زمـــانیکه نیروی برشی اتفاق می‌افتد، نیروی P_a وجود داشته باشد. براساس تفسیر ACI 349-01 مقدار $K_c=1.6$ گرفته شود.

به صورت خلاصه مقاومت جانبی می‌تواند به صورت زیر بیان گردد:

- برای لقمه برشی:

$$\varphi P_n = 0.80 f_c A_l + 1.2(N_y - P_a)$$

- برای تماس ستون یا بقل صفحه ستون (با بتن.م):

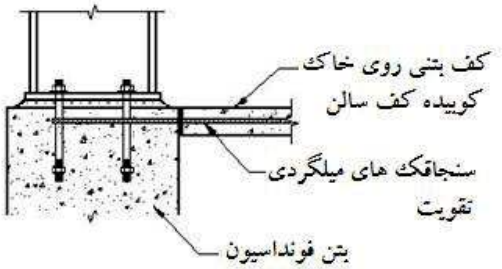
$$\varphi P_n = 0.55 f_c A_{brg} + 1.2(N_y - P_a)$$

اگر طراح بخواهد که از ظرفیت اصطکاکی نیز استفاده کند، ملزومات ACI349-01 می‌تواند دنبال گردد.

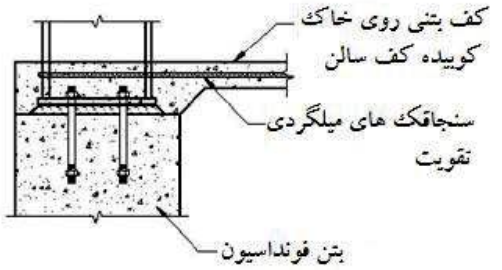
پیشنهادات اضافی مرتبط با استفاده از لقمه برشی به صورت زیر می‌تواند باشد:

۱. برای لقمه زیر صفحه ستون یا ستون مدفون در بتن که در جهت لبه – آزاد بتن قرار دارد، ضمیمه B از ACI 349-01 مقرر می‌دارد، به‌اضافه توجه به خرابی اتکایی(تماسی) بتن، مقاومت برشی طراحی بتن برای لقمه براساس تنش

یکنواخت $4\phi\sqrt{f'_c}$ که مؤثر بر سطحی که با زاویه ۴۵ درجه از لبه اتکائی لقمهٔ برشی به سطح آزاد بتن می‌رود صورت‌گیرد. مساحت اتکایی لقمه برشی (یا بخش ستون مدفون شده) باید از سطحی که ذکر شد کسر گردد. مقدار ϕ را برابر با 0.75 بگیرید. این ضابطه ممکن است کنترل کننده و یا حدی باشد بر ظرفیت برشی این لقمه برشی و یا بخش ستون مدفون شده.



شکل ۲.۳.۹ جزئیات تیپ میلگردهای سنجاقکی



شکل ۳.۳.۹ جزئیات جایگزین اتصال سنجاقک

۲. توجه کافی باید به خمش در صفحه پای ستون ناشی از نیروی لقمه‌های برشی معطوف گردد. این موضوع می‌تواند در زمانیکه برش پایه (معمولاً ناشی از نیروی بادبندها) مقدار قابل توجهی باشد و یا خمش ناشی از نیروی لقمهٔ برش حول محور ضعیف ستون اتفاق می‌افتد، حساس‌تر گردد. به عنوان یک

قانون سر انگشتی، نگارنده معمولاً ضخامت ورق پای ستون را هم ضخامت و یا ضخیم‌تر از ضخامت لقمه اختیار می‌کند.

۳. لقمه‌های برش می‌تواند به تعداد برای مقاومت برشی مورد استفاده قرار گیرد. ضمیمه B از ACI 349-01 ضوابط طراحی برای فاصله‌های این لقمه-های برشی را ارائه می‌کند.

یک مثال تیپ برای لقمه برشی در مثال ۳.۴.۹ آمده است.

طراح ممکن است مقاومت در مقابل نیروی برشی را بوسیله جوشکاری لقمه برشی در زیر ورق شابلن نشیمن که روی فونداسیون نصب شده، بخواهد انجام دهد. ورق شابلن نشیمن به همراه میل‌مهارها نصب می‌شود. سپس ستون‌ها با صفحه مرتبط به خودروی ورق نشسته و برای انتقال برش، با جوشکاری لازم به یکدیگر جوش می‌شوند.

ورق نشیمن دارای سوراخ‌هایی برای تزریق ملات بوده و بنابراین تحکیم و تقویت لازم با وجود بتن دور لقمه‌های برشی ایجاد می‌گردد.

برای تکمیل طراحی قلاب، انتقال نیروی برشی می‌تواند با استفاده از سنجاقک (Hairpin) و یا کش (Tie) میلگردی انجام گردد.

سنجاقک‌ها برای انتقال بار برشی به کف‌ها مورد استفاده است. اصطکاک بین کف و خاک کوبیده شده زیر آن باعث می‌شود که برش پایه ستون، در ستون‌های منفرد که توانایی تحمل نیروی افقی را ندارند به کف و سپس به زیرسازی آن منتقل شود. در این صورت برش پایه از طریق میل‌مهارها به

سنجاقک‌ها می‌رسد و به کف انتقال می‌یابد (شکل ۹ . ۳ . ۲). مشکلی که وجود دارد در خروج از مرکز بین صفحه ستون و سنجاقک‌ها، ناشی از خمش در میل‌مهارها، وقتی ظرفیت اصطکاکی زیاد می‌شود، است. این مشکل می-تواند آنطورکه در شکل ۹ .۳. ۳ آمده و یا با استفاده از لقمه برشی برطرف شود. از آنجائیکه سنجاقک‌ها با تکیه بر اصطکاک بوجود آمده توسط کف عمل می‌نمایند، دقت کافی باید به محل و نوع کنترل و ساخت اتصال موجود در کف جهت اطمینان از عدم قطع در انتقال بار، در حالیکه هنوز امکان حرکت را به کف می‌دهد، باشد.

کش‌ها معمولاً جهت خنثی کردن نیروهای بزرگ برشی در ارتباط با رانش افقی ناشی از بارهای قائم در قاب‌های خمشی بکار می‌رود.(کش دو فونداسیون مقابل یکدیگر در یک قاب را به هم متصل می کند.م) در زمانیکه این کش‌ها مورد استفاده در دهانه‌های بزرگ قرار می‌گیرند، توجه کافی به تغییر طول آنها در اثر نیروی رانش باید صورت گیرد و تاثیر آن در طراحی دیده شود. توجه کافی به ابعاد صفحه ستون و کش نیز باید صورت گیرد. شکم دادگی در اثر وزن کش باید قبل از دفن آنها در بتن یا پوشاندن آنها گرفته شود، چرا که در زمان ورود نیرو، کش به صورت صاف در آمده و متحمل نیروی چندانی نمی شود. (توضیحات مترجم: خواننده در این مورد می‌تواند به صفحه ۷۰ الی ۷۴ و ۱۵۳ الی ۱۵۸ کتاب قاب‌های شیبدار که بوسیله مترجم تالیف شده مراجعه نماید. در صفحات فوق روش دیگری نیز برای مقابله با رانش پای ستون‌ها، ارائه شده است. در ساختمان‌های صنعتی ایران

شاید استفاده از انواع کش یا سنجاقک یاد شده چندان موثر نباشد، چرا که نشست فونداسیون‌ها با نشست کف یکسان نیست، و بعضاً استفاده از کف‌های صنعتی جهت دپو مصالح و یا رفت و آمدهای سنگین، جدا کردن کف از فونداسیون را الزامی می‌سازد. نکته دیگری که به صورت اخص در انتهای صفحه ۱۵۸ کتاب قاب‌های شیبدار آمده، تغییر طول این میل‌مهارها در اثر نیرو می‌باشد. بعضاً مهندسین با محاسبه نیروی رانش پای‌ستون، به محاسبه کش در اثر نیروی محوری پرداخته و تغییر طول زیاد آن را در اثر مساحت کمی که دارند، در نظر نمی‌گیرند. این کش‌ها باید براساس کنترل تغییر شکل مورد محاسبه واقع شوند(شرائط سرویس دهی) و نه مقدار نیروی حاصل از آنالیز قاب، ضمناً در دهانه بزرگ باید این قطعه در روی خاک کوبیده شده داخل بتن دفن‌گردد. بهر صورت باید به نیروی رانش پای ستون‌ها، در قاب‌های صنعتی و مخصوصاً قاب‌های شیبدار توجه خاصی گردد. باز هم توصیه می‌شود به تغییر شکل‌ها، چه تغییر شکل قائم بین کش و فونداسیون و چه تغییر طول کش، بیشتر از نیرو توجه شود. به طور مثال به شکل ۹ . ۳ . ۳ توجه کنید و وضعیت کش یا سنجاقک و بتن دور آن را بعد از نشست قائم نامساوی فونداسیون و کف تحلیل کنید. نکته دیگر که شاید زیاد مورد توجه واقع نشده، مسئله نیروی برشی پای ستون در اثر بادبندهای عرضی است که معمولاً بعلت استفاده از میلگردهایی که فقط در کشش عمل می‌نماید و نیروی برشی نسبتاً زیادی در جهت عمود بر صفحه قاب به پایه ستون وارد می‌کند و میل‌مهارهای آن ستون را در برش بکار می‌گیرد. در این حالت استفاده از کش شاید موثرتر

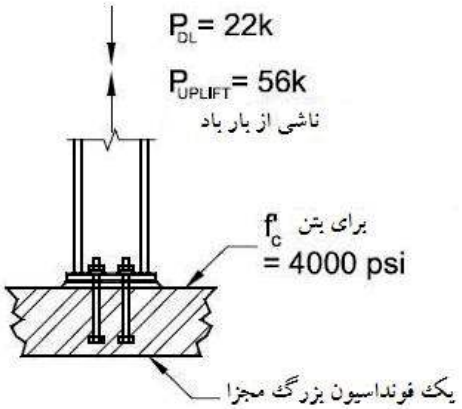
باشد و دوختن کامل دو ستون دهانه بادبندی به هم در سطح فونداسیون، برای کمک به تحمل برش، لازم است. شاید توجه به این نکته ضروری باشدکه نیروی برش پایه در ستونچه‌های بتنی تاثیر شدیدی دارد و بعضاً مهندسین توجه کافی به آن نمی‌نمایند.م)

۹- ٤ مثال میل‌مهار ستون

مثال ۹. ٤ . ۱ میل‌مهار ستون برای بار کششی (LRFD)

یک ورق پای ستون و میل‌مهارهای آن را برای ستون W10×45 روبرو با یک نیروی خالص برکنش ناشی از بارگذاری نشان داده شده درشکل ۹ .۴ . ۱ طراحی نمائید.

مراحل حل:



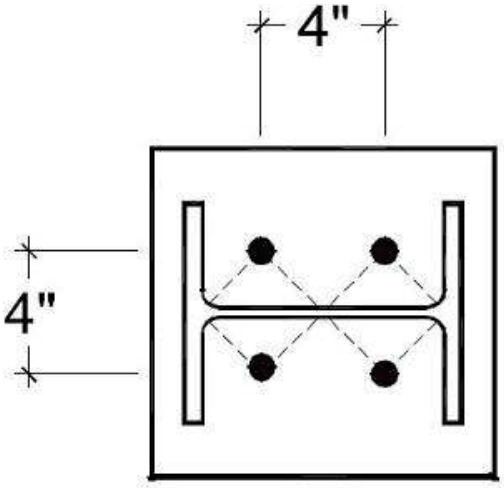
شکل ۱.۴.۹ مثال ۱.۴.۹

۱. تعیین بار برکنش روی ستون.
۲. انتخاب و تعیین نوع و تعداد میل‌مهارها.

۳. تعیین ضخامت مناسب صفحه پای ستون و جوشکاری لازم جهت انتقال نیروی ستون به میل‌مهارها.

۴. تعیین روش برای توزیع میل‌مهارها در بتن در فونداسیون منفرد.

۵. میل‌مهارها را برای آنکه ستون روی یک پایه 20 in × 20 نشسته باشد، کنترل مجدد نمائید.



شکل ۲.۴.۹ توزیع بار میل مهار

حل:

۱. بار ضریب‌دار برکنش 1.6(56)-0.9(22)=69.8 kips (بخش۹-۲ آئین‌نامه ۲۰۰۲. م)

۲. با استفاده از چهار میل‌مهار (حداقل براساس OSHA)

$$T/4 = 69.8/4 = 17.45 kips$$

با استفاده از ASTM F1554 از نوع گرید 36 و نوع میل‌مهار قطر 7/8 اینچ

مقاومت طراحی حداقل مقدار موارد زیر است :

$\varphi F_y A_q = (0.9)(36)(0.60) = 19.44 kips$ (رابطه J 4.1 آئین‌نامه AISC 2010 .م)

$\varphi F_u A_e = (0.75)(58)(0.462) = 20.10 kips$ (رابطه J4.2 آئین‌نامه بالا. م)

(روابط فوق برای شرائط گسیختگی و ترک خوردگی کششی می‌باشد و در کتاب پیچ ومهره اعلاء چاپ انتشارات کُرمیت پارس منعکس شده است.م)

توجه: میل‌مهارها در داخل مقطع ستون قرار گرفته‌اند و نیروی میل‌مهارها چندان زیاد نیست، بنابراین نیروی دسته اهرمی قابل صرفه نظر کردن است.

۳. میل‌مهارها در داخل مقطع ستون قرار گرفته‌اند و نیروی میل‌مهارها با چیدمان مربعی 4x4 اینچ است. برای ساده نمودن طراحی به صورت محافظه-کارانه فرض می‌نمائیم که نیروی کششی در میل‌مهارها تولید خمش یک جهته حول صفحه جان ستون می‌نماید. این فرض در توزیع بار میل‌مهارها در شکل ۲.۴.۹ آمده است.

M_y در صفحه ستون برابر است با نیروی میل‌مهار در طول بازوی آن نسبت به صفحه جان ستون : $M_y = 17.45(2 - (0.350/2)) = 31.85 in - kips$

عرض مؤثر ورق پای ستون برای مقابله با ممان M_y در سطح صفحه جان برابر b_{eff} است. با استفاده از توزیع 45° برای بار میل‌مهارها:

$$b_{eff} = (2 - (0.350/2))(2) = 3.65 in$$

$$Z_y = \frac{b_{eff} \times t^2}{4}, F_y = 36 KSI$$

$$t_{req'd.} = \sqrt{\frac{m_y(4)}{b_{eff}\varphi(F_y)}} = \sqrt{\frac{31.9(4)}{3.65(0.9)(36)}} = 1.04in$$

از یک صفحه با ضخامت $1\frac{1}{8}$ اینچ و F_y=36KSI استفاده می‌نمائیم.

برای جوش ستون به ورق پای ستون:

حداکثر بار جوش : $\frac{T/_{BOLT}}{b_{eff}} = \frac{17.5}{3.65} = 4.78\,kips/_{in}$

حداقل بعد جوش برای ضخامت $1(1/8)$ اینچ صفحه پای ستون معادل 5/16 اینچ است. (جدول J2.4 از آئین‌نامه AISC LRFD)(در آئین‌نامه 2010 نیز به همین آدرس است .م) طراحی بار جوش بر هر اینچ برای یک جوش گوشه‌ای 5/16 اینچ با الکترود E70 عبارتست از:

$$= (5/16)(0.707)(0.75)(70) = 11.6\,kips/in > 4.78 \quad \text{o.k.}$$

کنترل جان: $\varphi\ P_n = \varphi b_{eff}(2)F_y t_w = (0.9)(3.65)(2)(36)(0.35)$

$$= 82.8Kips > (4)(17.5) \qquad \text{o.k.}$$

۴. از آنجائیکه قبلاً گفته شد، این ستون در وسط یک فونداسیون تکی بزرگ قرار گرفته است. بنابراین محدودیت فاصله با لبه در مخروط کششی بتن وجود نداشته و نگرانی در مورد فاصله لبه و قلوه‌کن شدن از پهلو وجود ندارد. برای مطمئن شدن از خرابی نرم در اضافه بار شدن، طراحی طول دفن میل‌مهار

بطریقی خواهد بود که جاری شدن آن قبل از قلوه‌کن شدن بتن صورت گیرد. برای یک میل مهار به قطر 7/8 اینچ از نوع 36 و گرید F1554:

(1.25)(0.9)(0.462)(36)=18. 7 Kips

برای مهار لازم یک قلاب 3.5 اینچ در انتهای میل‌مهار دفن شده است. بر پایه تنش تماسی یکنواخت در قلاب، براساس ACI 318-02 ضمیمه D، ظرفیت تماسی قلاب: (رابطه D-4 آئین نامه و ملحقات.م) $\phi(0.9)(f'_C)(d_o)(e_h)(\psi_4)$ می‌باشد، که درآن: $\varphi = 0.70$

f'_c = مقاومت فشاری بتن

d_o = قطر قلاب میل‌مهار

e_h = بیرون زدگی قلاب (توجه: $3d_o \le e_h \le 4.5d_o$ باید باشد.م)

ψ_4 = فاکتور ترک خوردگی(1.0 برای ترک خورده و 1.4 برای ترک نخورده).

ظرفیت تماسی قلاب $= 0.70(0.9)(4000)(7/8)(3.5-0.875)(1.4)$

$= 8100 Ib = 8.1 kips < 18.7 kip$ N.G.

بنابراین یک قلاب 3.5 اینچ قادر به ایجاد مهاری لازم و ایجاد نیروی کششی لازم در میل‌مهار نمی‌باشد. بنابراین از یک مهره قوی شش گوش برای مهاری لازم استفاده می کنیم.

برای بدست آوردن مقاومت قلوه‌کن شدن بتن، φN_{cbg} که بتواند از مقدار لازم 4(18.7)=74.8 kips ظرفیت فولاد، تجاوز نماید، حداقل عمق دفن باید 13 اینچ باشد که از طریق آزمون و خطا روی شکل ۹ . ۱ . ۶ بدست می‌آید.

براساس ACI 318-02 ضمیمه D، مقاومت قلوه‌کن شدگی بتن:

که برای: $h_{ef} \le 11in$ (D-5 و ملحقات.م)

$$\varphi N_{cbg} = \varphi \psi_3 24 \sqrt{f_c} h_{ef}^{1.5} \frac{A_N}{A_{No}}$$

و برای: $h_{ef} > 11in.$ (کمتر از .in 25 م)

$$\varphi N_{cbg} = \varphi \psi_3 16 \sqrt{f_c} h_{ef}^{5/3} \frac{A_N}{A_{No}}$$

که در آن:

$$\varphi = 0.70$$

$\psi_3 = 1.25$ در صورتی که بتن ترک نخورده باشد.

$$h_{ef} = 13in.$$

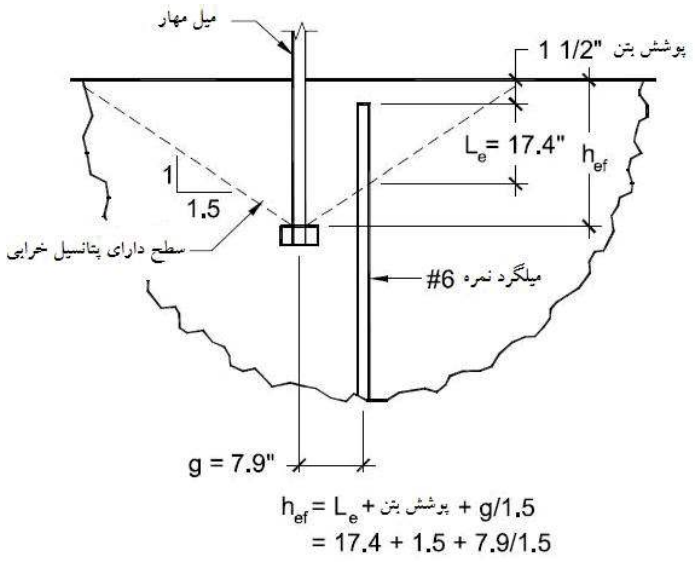
A_N= سطح مخروط قلوه‌کن شدن بتن برای گروه میل‌مهارها برابر است با:

=(3(13)+4)(3(13)+4)=1849

A_{No}= سطح مخروط قلوه‌کن شدن بتن برای یک میل‌مهار برابر است:

$$= 9(13)^2 = 1521$$

$$\varphi N_{cbg} = 0.70(1.25)(16)\sqrt{0.004}\,(13)^{5/3}(\frac{1849}{1521}) = 77.4kips$$



شکل ۳.۴.۹ عمق دفن برای انتقال به میگرد تقویت

از شکل ۹ .۱ .۶ برای 4×4 اینچ فاصله بین میل‌مهارها، با کشش نهایی 69.8kips و عمق دفن 15.5 اینچ ممکنست لازم گردد تا به هفتاد درصد ظرفیت قلوه‌کن شدن برسیم که در آن حالت دسترسی به یک خرابی نرم در میل‌مهار لازم نیست. این عمق در صورتیکه میل‌مهار با قطر یک اینچ و از نوع F1554 و گرید 36 و یا بزرگتر باشد، ممکنست رضایت‌بخش باشد. با یک میل‌مهار با قطر 7/8 اینچ و عمق دفن 13 اینچ، عمق دفن به ظرفیتی از میل‌مهار می‌رسیم که برای رسیدن به ظرفیت کامل قلوه‌کن شدن بتن که در شکل ۹ .۱ .۶ با خط‌چین نشان داده شده، کفایت می‌کند.

۵. اگر میل‌مهارهای نصب شده روی یک پایه بتنی 20×20 اینچ باشد، مقاومت قلوه‌کن شدن ممکنست محدود به مقطع پایه گردد. با فاصله حداکثر 8 اینچ از لبه، مقدار موثر h_{ef}، برای داشتن مساحت مخروط قلوه‌کن شدن مساوی مساحت مقطع این پایه ستون، لازم است فقط $8/1.5 = 5.33$ اینچ، باشد. این مورد ما را به رابطه زیر می‌رساند.(روابط: D-7,D-6,D-4 .م).

$$\varphi N_{cb} = 0.75(1.25)(24)\sqrt{0.004}(5.33)^{1.5}(\frac{20^2}{9(5.33)^2}) = 27.4kips$$

بنابراین مقاومت در مقابل برکنش برابر: $0.7(27.4) = 19.2Kips$

فقط براساس بتن تقویت نشده است. بنابراین لازم است انتقال نیروی میل-مهارها به تقویت‌های میلگردی قائم در پایه، صورت گیرد. مساحت لازم:

$$A_s = \frac{69.8kips}{0.9(60)} = 1.29in.^2$$

حداقل چهار میلگرد نمره ۷ (#7 -4) براساس ACI 318-02 در پایه لازم است تا این کشش را بگیرد. با میلگردهای که در گوشه‌های پایه قرار گرفته‌اند، یک انحراف فاصله جانبی معادل: $[20in. - 4in.)/2 - 2.4in.]\sqrt{2} = 7.9in.$

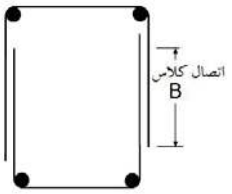
با استفاده از یک اتصال کلاس B با ضریب 1.3 و با طول توزیع میلگرد شماره 7 # معادل 24.9 اینچ، مقدار ℓ_e از نسبت:

$$\frac{\ell_e}{69.8} = \frac{1.3\ell_d}{nA_s\varphi F_y} = \frac{1.3(24.9)}{4(0.6)(0.9)(60)}$$

$\ell_e = 17.4in$

حداقل مورد لزوم بدست می‌آید. $h_{ef} = 17.4 + 1.5 + {}^{7.9}\!/_{1.5} = 24.2in.$

همانطوریکه در شکل ۹. ۴ . ۳ به مقدار 25 اینچ طول دفن میل‌مهار انتخاب شده است. (اتصال کلاس B صفحه۵۳۲ آئین‌نامه ACI 318-02.م)



مثال ۹. ٤ . ۲ میل‌مهار ستون برای ترکیب بار کششی و برشی:

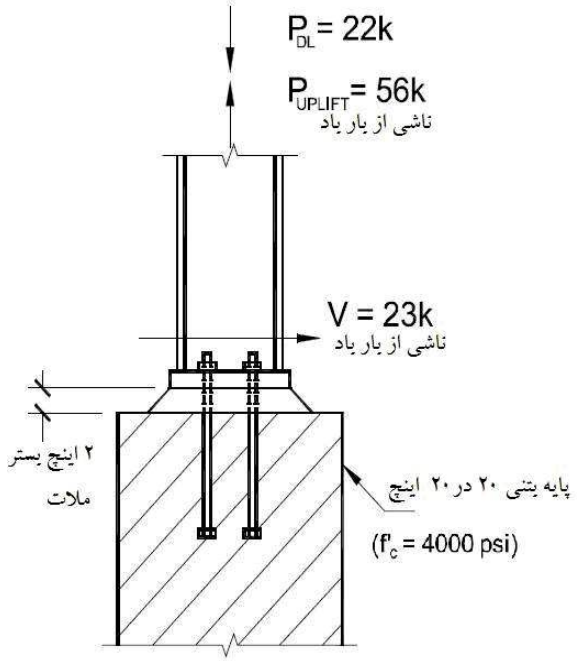
طراحی ورق پای ستونی مورد نظر است که یک ستون W 10 × 45 مثال ۹. ۴. ۱ را دارد ولی بار اضافی برشی پایه اسمی 23Kips را نیز متحمل می‌گردد که ناشی از باد است. فرض کنید 2 اینچ بالشتک ملات زیر ورق پای ستون است. برای این مثال فرض نمایید ستون روی یک ستونچه بتنی 20×20 اینچ قرار گرفته‌است. مطابق شکل ۹. ۴ . ۴.

مراحل حل:

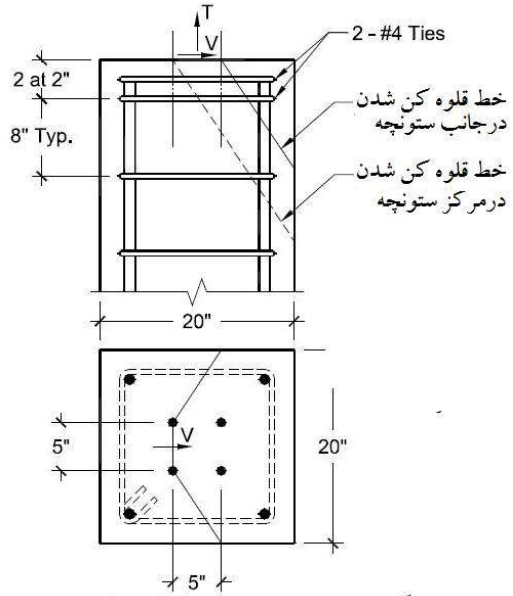
۱. تعیین نمایید حداکثر کشش در میل‌مهارها را. تصمیم بگیرید که کشش باید از طریق میل‌مهار به بتن منتقل شود و یا بوسیله میل‌مهارهای عمودی تقویت و هم‌پوشانی با میل‌مهارها، این انتقال باید صورت گیرد.

۲. انتخاب کنید نوع و تعداد میل‌مهارها را.

۳. برکنش و برش را از ستون به میل‌مهارها برساند.



شکل ۴.۴.۹ ستونچه بتنی



شکل ۵.۴.۹ ستونچه برای مثال ۲.۴.۹ نشان دهنده مخروط قلوه کنی برشی

۴. تعیین کنید که برش می‌تواند به صورت مستقیم به بتن منتقل شود و یا برش باید از طریق خاموت‌ها منتقل شود

حل:

۱. همانطوریکه در مثال ۹ . ۴ . ۱ تعیین شد، مقدار نیروی برکنش روی ستون برابر با 69.8kips بود و همانطوریکه در آخرین بخش مسئله فوق آمده لازم است که نیروی کششی از طریق میلگردهای تقویت به پایه بتنی منتقل گردد. میلگردهای تقویت در این مورد بزرگتر هستند چراکه ممان ناشی از بار برشی وارده به پایه نیز باید تحمل شود.

۲. مجموعاً چهارمیل‌مهار باید استفاده شود. همان چهار میل‌مهار 7/8 اینچ را برای این مثال نیز بکار می‌بریم که در آن:

$$f_t \le \varphi F_t = \varphi\sqrt{45^2 - 6.25 f_v^{\,2}}$$

اگرچه پیچ‌های قطر $1(1/8)$ اینچ از نوع F 1554 با گرید36 برای این مورد لازم است.

$$f_v = \frac{(1.6)(23)}{4(0.994)} = 9.26KSI,\ f_t = \frac{69.8}{4(0.994)} = 17.56KSI$$

$$\varphi F_t = 0.75\sqrt{45^2 - 6.25(9.26)^2} = 28.94KSI \qquad \text{O .K.}$$

۳. تنظیم میل‌مهار در مقطع پروفیل ستون با چیدمان 5 × 5 اینچ به صورت محافظه‌کارانه فرض می‌شود نیروی کششی در میل‌مهار تولید خمش یکطرفه در صفحه پای ستون حول جان ستون و یا خمش دو جهته که با فرض خمش صفحه ستون در میان بال‌ها، اتفاق می‌افتد، را بدست آورید.

۴. قلوه‌کن شدن برشی مخروط آنطوریکه از بالای ستونچه در شکل۹. ۴ .۵ نشان داده شده. نیروی قلوه‌کن شدن برشی براساس آنکه کلیه برش روی میل-مهارهای عقبی باشد.(توضیحات روی شکل صفحه ۱۰۷ را ببینید.م)

$$\varphi V_b = 10.4\sqrt{1.125}\sqrt{0.004}\quad C_1^{1.5} = 29.0Kips$$

با : $C_1 - 12in$ (توجه: به توضیح آخر مثال مراجعه شود.م)

$$\psi_6 = (0.7 + 0.3\frac{7.5}{1.5(12.5)}) = 0.82$$

$$\therefore \varphi V_{cbg} = \varphi V_b \frac{A_v}{A_{vo}}\psi_6 = 29.0\frac{20\times1.5\times12}{4.5(12)^2}0.82 = 13.21kips$$

$$13.21 < 1.6(23)$$

حداکثر برش بتن پایه بدون رکابی Stirrup براساس ACI 318 02 عبارتست از (رابطه11.3 صفحه ۱۴۶ آئین نامه. به توضیحات آخر مثال توجه شود.م)

$$\varphi V_c/2 = \varphi\frac{2\sqrt{f_c'}b_w d}{2} = \frac{0.85(2\sqrt{0.004})}{2}(20\times17.5)$$
$$= 18.82kips < 1.6(23)$$

از این محاسبات مشهود است که برش 23kips وارده باید بوسیله خاموت‌ها در بالای پایه و سپس با کمک تقویت خاموت‌ها به پائین منتقل شود، چراکه برش بزرگتر از آنستکه بوسیله بتن به تنهایی گرفته شود.

در ACI 318-02 در بخش7.10.5.6 لازم می‌دارد که از خاموت با 4#-2(دو ردیف نمره 4# رکابی) و یا 3#-3 در تقویت جانبی و در ۵ اینچ از بالا در ستونچه استفاده شود.

براساس بخش 12.13.2.1 از ACI 318-02 میلگرد 4# می‌تواند با قلاب شدن دور آرماتورهای قائم استفاده شود. بنابراین 4#-4(چهار عدد) خاموت تولید نیروی 43.2Kips=(0.9)(60)(0. 20) را می کند.

از آنجائیکه: $V_u = 1.6(23kips) = 36.8kips$

از مقدار 43.2kips کمتر است دو عدد خاموت 4#-2 در بالای ستونچه می-تواند انتقال برش را صورت دهد. با استفاده از خاموت 4# در فاصله حداقل لازمه در برش(8 اینچ استفاده شود).

مقدار $\varphi \ V_n$ برای ستونچه عبارتست از:

$$\varphi V_n = \varphi\left[2\sqrt{f'_c}b_W d + A_v f_y d/s\right]$$

$$0.85(2\sqrt{0.004}(20)(17.5) + 0.2(2)(60)(17.5)/8$$

$$82.2kips > 36.8kips$$

تقویت قائم در ستونچه به میزان یک درصد لازم است که با $9 \neq -4$ (۴عدد میلگرد $9 \neq$) اگر از آئین‌نامه ACI 318-02 بخش 10.8.4و.15.8.2.1 استفاده

شود، ضریب 0.5 درصد می‌تواند استفاده شود،که اجازه استفاده از $7 \neq -4$را می‌دهد:

$$T_u = 1.6(56) - 0.9(22) = 69.8Kips$$

که تولید 17.5kips بر هر میلگردی نماید. میلگردهای انتخابی اضافه شده تابعی از ارتفاع ستونچه می‌باشند که کشش ناشی از ممان بوجود آمده در پایه ستونچه به اضافه نیروی برکنش در آن موثر است. از آنجاییکه یک برش قابل ملاحظه در این مثال بود، محتاطانه خواهد بود که قلاب در بالای میلگردهای قائم، آنطوریکه در شکل ۹ . ۱ . ۴ است، تعبیه گردد.

توضیحات لازم مترجم در مورد مسئله اخیر: ابتدا چند تعریف براساس ACI 318-02:

رابطه پایه‌ای قلوه کنی برشی برای یک میل مهار در بتن ترک خورده:

$$V_b = 7(\ell/do)^{0.2}\sqrt{do}\sqrt{f'_C}.(C_1)^{1.5} \qquad (D-24)$$

و مقاومت اسمی قلوه کنی در برش برای یک گروه میل مهار:

$$V_{cbg} = {A_v}/{A_{Vo}}\,\psi_5\psi_6\psi_7 V_b \qquad (D-21)$$

ψ_5 یا ضریب اصلاح بعلت خروج از مرکز بار نسبت به مرکز میل‌مهارها:

$$\psi_5 = \frac{1}{1+\left(2e_{v'}/3c_1\right)} \qquad (D-25)$$

چون خروج از مرکز نداریم: $e_{v'} = 0 \Rightarrow \psi_5 = 1$

ψ_6 یا ضریب اصلاح بعلت تاثیر فاصله لبه: C_1 عبارتست از فاصله مرکز میل مهار تا لبه بتن در جهت ورود بار برشی و C_2 عبارتست از فاصله مرکز میل مهار تا لبه بتن در جهت عمود بر C_1

در مورد میل‌مهارهای جلویی : $C_1 = 7.5 \quad In. \quad , \quad C_2 = 7.5 \quad In.$

چون $C_2 < 1.5C_1$ بنابراین رابطه $D-27$ باید بکار رود.

در مورد میل‌مهارهای عقبی : $C_2 = 7.5 \qquad C_1 = 7.5 + 5 = 12.5$

چون $C_2 < 1.5C_1$ باز رابطه $D-27$ صادق است. برای میل‌مهارهای عقبی:

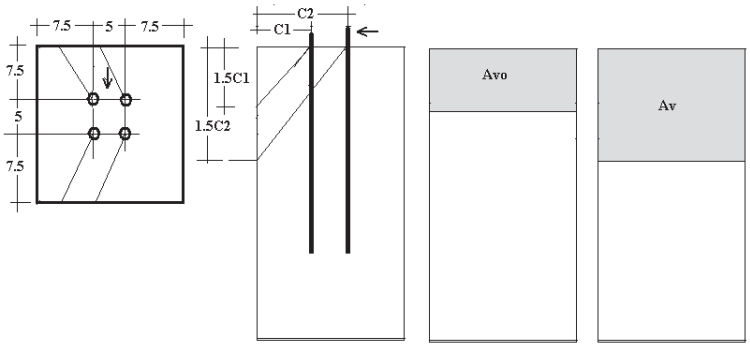
$$\psi_6 = 0.7 + 0.3\frac{C_2}{1.5C_1} = 0.7 + 0.3\frac{7.5}{1.5 \times 12.5} = 0.82 \qquad \text{(D-27)}$$

است.

ψ_7 یا ضریب اصلاح مقاومت بتن در برش برای محاسبه ترک. $\psi_7 = 1.4$

A_v عبارتست از مساحت تصویر سطح خرابی در لبه مربوط به یک میل مهار یا گروه میل‌مهار.

A_{vo} عبارتست از مساحت تصویر سطح خرابی برای یک میل‌مهار در عضو عمیق در لبه‌ای که در جهت عمود بر نیروی وارد قرار گرفته که معمولاً مقدار آن $3C_1 \times 1.5C_1 = 4.5C_1^2$ می باشد.



به علت کوچکی عرض ستونچه عرض قسمت خرابی در دو حالت یکسان و برابر .In 20 می‌باشد. بنابر این :

$$A_v = 20 \times 1.5 \times C_2 = 20 \times 1.5 \times (7.5 + 5) = 375 In^2$$

$$A_{vo} = 4.5 \times C_1^2 = 4.5 \times 12.5^2 = 703 In^2$$

$$A_v / A_{vo} = 0.533$$

آنچه در مورد A_{vo} در رابطه فوق آمده به نظر می‌رسد درست نباشد .چرا که توسعه ترک تحت شیب 1:1.5 از عرض ستون خارج می‌شود ودر مورد هر میل‌مهار عقبی به دیواره بتن می‌رسد ومساحت A_{vo} همانست که در شکل بالا آمده.

برای آنکه سختی ثابتی برای تنش تماسی در میل‌مهار داشته باشیم حداکثر عمق دفن مورد محاسبه $8do$ می‌باشد. (به تعاریف صفحه ۴۰۰ آئین‌نامه ACI 318-02 مراجعه فرمائید. do قطر میل‌مهار است)

$\phi = 0.7 \qquad C_1 = 12.5In.$

در نتیجه: $\phi \times V_b = 0.7 \times 7 \times (8d_o/d_o)^{0.2} \sqrt{do} \sqrt{0.004} \times C_1^{1.5}$

$$= 0.7 \times 7 \times 1.5157 \sqrt{1.125} \sqrt{0.004} \times 44.1942 =$$
$$= 7.42 \sqrt{1.125} \sqrt{0.004} \times 44.1942$$

همانطوریکه مشاهده می‌شود ضریب 7.42 با ضریب مندرج در اصل کتاب، 10.4 متفاوت می‌باشد. با توجه به فرمول‌های بکار رفته و ناپدید شدن ψ_7 از میان محاسبات، بنظر می‌رسد که $\psi_7 = 1.4$ (بخش $D.6.2.7$ آئین‌نامه) و مقدار $\phi = 0.7$ گرفته شده.

باتوجه به فرضیات فوق، که امید است به فرضیات نویسنده منطبق باشد، خواهیم داشت:

$$\phi V_b = 7.42 \times 1.4 \sqrt{1.125} \sqrt{0.004} \times 44.1942 = 30.833 ksi$$

باز هم بین این نتیجه و نتیجه مندرج در اصل کتاب، $29.0 ksi$، اختلاف می‌باشد. که بعد از توجه به $C_1 - 12in$ به نظر می‌رسد این نوشته در اصل $C_1 = 12in$ بوده و فاصله مرکز میل‌مهار تا کناره را نشان می‌دهد و بجای 12.5 اینچ $12\,in$ فرض شده که در نتیجه:

$$30.833 \times (41.5692/44.1942) = 29.00 ksi$$

می‌گردد که همان جواب کتاب است و البته احتمالاً عدد 30.83 صحیح است.

در اینجا توضیح چند نکته لازم است.

در مورد انتخاب $\phi = 0.7$ از بخش $D.4.4(C)i$ (صفحه۴۱۰) باید توجه داشت که اولاً: ظاهراً بارگذاری از بخش Appendix C، صفحه۳۹۳ آیین نامه، برداشته شده و نه از بخش2-9 صفحه۹۷ ثانیاً: شرائط مقاومتی از نوع A می‌باشد. بنابراین در مورد شرائط مقاومتی از انتهای بخش $D.4.5$ داریم:(صفحه۴۱۰ آیین‌نامه درمورد خرابی از نوع قلوه کنی، ترکیدگی از پهلو، کشیدگی بیرون و یا مقاومت دسته اهرمی در بتن)

شرط A: زمانی است که سطح با پتانسیل خرابی بوسیله میلگردهای تقویتی و اضافی تقاطع داشته و منشور خرابی با احتمال جداشدگی را، به عضو اصلی دوخته باشد.

شرط B: زمانی است که این تقویت انجام نشده.

بنابراین استفاده نویسنده از $\phi = 0.7$ (اگر این انتخاب انجام شده) بنظر می-رسد صحیح نیست و باید $\phi = 0.75$ انتخاب گردد، چراکه تقویت‌های رکابی و میل‌مهارهای ستونچه برای قطع‌کردن سطح احتمالی خرابی وجود دارند.

ضمناً آئین‌نامه در بخش $RD.6.2$ کنترل میل‌مهارهای جلویی را برای جلوگیری از ترک‌خوردگی قابل تذکر می‌داند و در مورد استفاده از میل-مهارهای عقبی، وقتی می‌توان این عمل را انجام داد که میل‌مهارها به صفحه ستون جوش شده باشند و در صورت استفاده از پیچ، آنگونه که در شکل این مسئله آمده، استفاده از میل‌مهارهای عقبی مجاز نبوده و احتمال آنکه میل مهار-

های جلویی قبل از آنکه میل‌مهارهای عقبی به باربری مناسب خود برسند، خراب شوند زیاد است. (به شکل صفحه ۱۰۲ مراجعه شود.)

استفاده از $C_1 = 12.5In.$ در محاسبه A_v به نظر صحیح نیست واحتمالاً باید فاصله میل‌مهارجلوئی تا کناره در این رابطه منظور گردد.

در بخش 11.5.5 صفحه ۱۵۲ آیین‌نامه آمده که اگر برش ضریبدار ازیکدوم V_c تجاوز نماید باید حداقل فولاد لازم بکاررود. ضمناً براساس بند 7.10.5.6 صفحه ۸۰ آیین‌نامه استفاده از بتن بدون تقویت برشی و جانبی در سر ستون و ستونچه در هنگام استفاده از میل‌مهار امکان پذیر نیست. بنابراین حتی اگر برش پایه بدون تقویت جوابگو نیز بود، از آرماتور تقویتی باید بهره گرفت.

این تقویت باید در 5 اینچ بالای ستونچه و حداقل متشکل از ۲ عدد میلگرد $4 \neq$ و یا سه عدد میلگرد $3 \neq$ باشد.

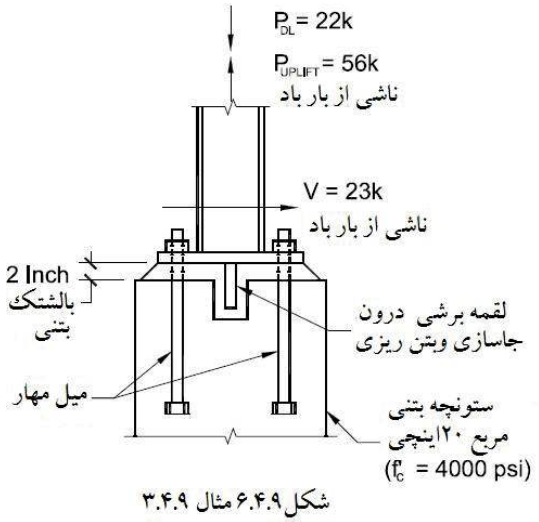
پیشنهاد می‌گردد برای روشن بودن موضوع به حل مسئله نمونه 6-34 مندرج در انتهای آئین‌نامه ACI 318-02 مراجعه فرمائید.م)

مثال ۹ . ٤ . ۳ طراحی لقمه برشی (پای ستون مفصل)

طراحی کنید یک لقمه برشی را برای ستون W 10 × 45 که در مثال ۹. ۴. ۲ آمده. شکل ۹. ۴ . ۶ را ببینید.

میل‌مهار در این مثال فقط برای انتقال نیروی برکنش از ستون به ستونچه بتنی طراحی شده و لقمه برشی برای انتقال کل بار برشی به ستونچه طراحی شده. از اثر اجزاء دیگر محصور در بتن صرفه نظر شده.

طراحی برای میل‌مهارها مشابه آنچه برای مثال ۹ . ۴. ۱ آورده شده است. که در آن میل‌مهار با قطر 7/8 اینچ انتخاب شده بود. بنابراین محاسبات میل‌مهار در این مثال نخواهد آمد.



شکل۶.۴.۹ مثال ۳.۴.۹

همانطوریکه مشاهده می‌شود، میل‌مهارها در خارج مقطع ستون در بیرون بال-های آن قرار گرفته‌اند تا با اتصال ورق لقمه برشی تداخل اجرائی نیابند.

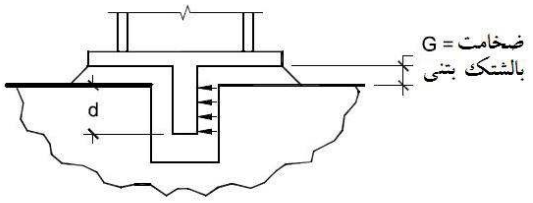
مراحل حل:

۱. مقدار دفن لازم برای لقمه در ستونچه بتنی تعیین کنید.
۲. ضخامت مناسب برای لقمه را تعیین کنید.

۳. محاسبه جوش برای اتصال لقمه به صفحه ستون.

حل:

۱. دو ضابطه برای طراحی عمق مناسب دفن لقمه برشی وجود دارد. این ضوابط عبارتند از مقاومت اتکائی(تماسی) بتن و مقاومت برشی بتن در جلوی لقمه. آنطوریکه در بخش ۹ . ۳ توضیح داده شد، مقاومت برشی بتن در جلوی لقمه بعنوان تنش نهایی کشش (در واژه مقاومت نهایی) به مقدار $4\varphi\sqrt{f_c'}$ با $\varphi = 0.75$ بررسی می‌شود و در سطح موثر که با زاویه ۴۵ درجه از لبه تماس لقمه به سطح آزاد (سطح ستونچه) عمل می‌کند، است. این سطح را سطح بیرون زدگی یا خرابی یا Projecting Area می‌گویند. سطح تماسی لقمهٔ برشی جزء مساحت Projecting به حساب نخواهد آمد. (با فرض رعایت شرائط A یاد شده در انتهای بند D.4.5 آئین‌نامه ۲۰۰۲ .م)



شکل ۷.۴.۹ عمق لقمه برشی

از آنجائیکه این ضابطه با واژه تنش نهایی است، مقاومت تماسی بتن نیز به صورت مقاومت نهایی خواهد بود. مقاومت تماسی نهایی در تماس با لقمه به صورت $0.8f_c' A_\ell$ است که در بخش۹.۳ آمد. از آنجائیکه قطر و مشخصات میل‌مهار فقط برای کشش نیروی برکنش تعیین شده بود مقدار $1.2(N_y - P_a)$ که در بخش ۹ . ۳ آمده، مقدار کمی است و از آن در این مثال صرفه نظر می-شود. بار برشی ضریب‌دار: $1.6(23) = 36.8kips$ است. با برابر گذاشتن این

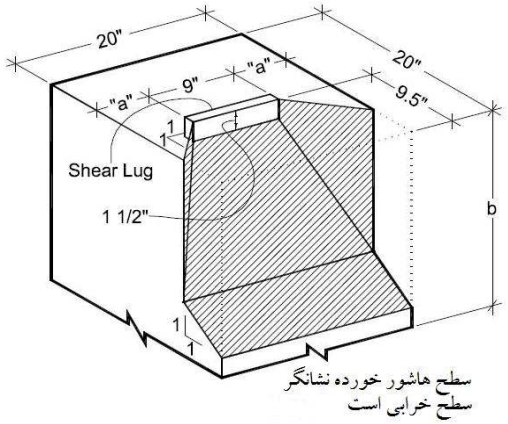
مقدار بار با ظرفیت تماسی بتن، داریم: $(0.8)(4000)(A_\ell)_{req} = 36{,}800$

$(A_\ell)_{\mathrm{Re}q} = 11.5in^2$

با فرض آنکه صفحه ستون و لقمه دارای عرض ۹ اینچ هستند، عمق دفن (d) لقمه برشی (در بتن) محاسبه می‌شود:

$$d = {}^{11.5}\!/_{9} = 1.28in \qquad Use. 1\,{}^{1}\!/_{2}\,in$$

شکل ۹ . ۴ . ۷ را ببینید.



شکل ۸.۴.۹ سطح خرابی جلوی لقمه

با استفاده از عمق دفن، مقاومت برشی بتن در جلوی لقمه کنترل می‌شود. سطح Projecting خرابی در سطح ستونچه در شکل ۹ . ۴ . ۸ نشان داده شده.

با فرض آنکه لقمه در وسط ستونچه قرار گرفته باشد و ضخامت آن نیز یک اینچ باشد.

درعرض ۲۰ اینچ ستونچه : $a = 5.5in$

$$b = 1.5in + 9.5in = 11.0in$$

سطح جلوی لبه (A_V) با کم شدن سطح لقمه، به شرح زیر است:

$$A_V = (20)(11.0) - 1.5(9) = 207in^2$$

با استفاده از این سطح، ظرفیت برشی بتن در جلوی لقمه (V_u) محاسبه می‌شود:

$$V_u = 4\varphi\sqrt{f'_c}\,A_v = 4(0.75)\sqrt{4000}\,(207)/1000$$

$$= 39.2kips > 36.8kips \qquad o.k.$$

با یک لقمه برشی، بتن قادر است که به مقابله با برش بپردازد. همانطوریکه در مثال ۹ . ۴ . ۲ میل‌مهارها برای انتقال برش از تقویت خاموت در بالای ستونچه استفاده می‌کنند.

۲. با استفاده از روش بار مجاز و یک مدل طره‌ای برای لقمه:

$$m_\ell = V(G + d/2) = 23(2 + 1.5/2) = 63.3kip\ in.$$

توجه: $G = 2in$ ضخامت بالشتک ملات است. برای فولاد A36(KSI) :

$$F_b = 0.75(36) = 27Ksi$$

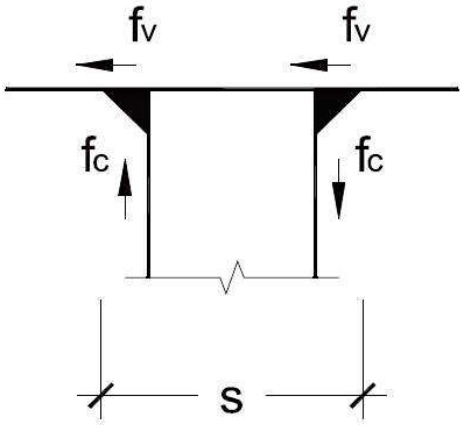
$$m_\ell = 27(9t^2/6) = 40.5.t^2$$

$$R_{eq} \quad t = 1.25in$$

با استفاده از یک لقمه به ضخامت $1(1/4)$ اینچ و فولاد F_y=36KSI جوابگو است.

براساس توضیحات در بخش ۹ .۳ پیشنهاد می‌شود که از ورق پای ستون با ضخامت $1(1/4)$ اینچ با این لقمه استفاده شود (هم ضخامت باشند.م)

۳. بسیاری از کارخانجات سازنده اسکلت با استفاده از جوش قوی گوشه-ای بجای جوش نفوذ کامل و یا نفوذ نسبی، برای اتصال لقمه به صفحه ستون



شکل ۹.۴.۹ نیروی وارد بر جوش لقمه برشی

استفاده می‌کنند. نیروی وارده بر جوش مطابق آنستکه در شکل ۹ . ۴. ۹ آمده است.

با فرض یک جوش گوشه‌ای 5/16 اینچ

$$S = 1.25 + 0.3125(1/3)(2) = 1.46in$$

$$f_c = \frac{63.3}{(1.46)(9)} = 4.82 kips/in$$

$$f_v = \frac{23}{(9)(2)} = 1.28 kips/in$$

منتجه بارجوش f_r:

$$f_r = \sqrt{(4.82)^2 + (1.28)^2} = 4.99^{kips}/_{in}$$

برای یک جوش گوشه ای 5/16 اینچ با استفاده از الکترود E70، بار مجاز:

$$f_{allow.} = 0.3125(0.707)(21) = 4.64^{kips}/_{in} < 4.99^{kips}/_{in}$$

از یک جوش گوشه‌ای با ضخامت 3/8 اینچ استفاده می کنیم.

۹-۵ پایه ستون با گیرداری نسبی:

در بعضی موارد، طراح ممکن است بخواهد ستونی را طراحی نماید که دارای پایه مفصل و یا کاملاً گیردار نیست. این در مواردی است که گیرداری کامل نمی‌تواند حاصل شود و یا جائیکه طراح می‌خواهد اثر گیرداری نسبی را بداند. این موضوع خارج از حوصله این بحث است، اگرچه یک بررسی کامل در مقاله Stiffness Design of Column bases (wald 1998) می‌تواند مورد مطالعه قرار گیرد.

۱۰. شرائط سرویس دهی (Serviceability)

اولین نکته طراحی سیستم مقابله با بارهای جانبی (بادبندهای سقف و دیوارها) باید برای بارهای وارده آئین‌نامه‌ای صورت گیرد، تا مقاومت کافی سازه‌ای را پدید آورد (که سیستم مقاومت نامیده می‌شود. م). دومین بخش ضوابط محدودیت‌های طراحی برای سرویس‌دهی می‌باشد.

این محدودیت‌ها به ندرت طبقه بندی شده‌اند و در پروژه‌های انتخابی است که براساس تجربه افراد درگیر درآن صورت می‌گیرد. (شرائط سرویس‌دهی

اکنون در بخشی از آئین‌نامه‌ها به صورت سخت‌گیرانه وارد شده و معمولاً به شرائط افتادگی، تغییر مکان افقی و لرزش که شرائط عمومی است برمی‌گردد و برای کل ساختمان یا جزئیات آن، شامل شرائط خصوصی نیز می‌شود. م)

درآئین‌نامه(AISC (Fisher, 2003 راهنمای شماره۳ ، ضوابطی را برای کنترل تغییر مکان افقی دیوار (dirft) ساختمان و افتادگی(deflection) ارائه می-نماید. این ضوابط، در هنگام استفاده، باید به مالک ارائه شود، چراکه رعایت آنها در کیفیت ساختمان اثرگذار است.

برای آنکه ضوابط سرویس‌دهی مناسب باشند، باید شامل سه مورد باشند:

a) بارگذاری

b) محدودیت‌های ساخت و اجرا و

c) یک آنالیز تحقیقی.

با توجه به بارهای جانبی، بارهای پیشنهاد شده توسط راهنمای شماره ۳ فشار باد ناشی از سرعت باد با تاریخچه یک دوره گردش ده ساله است. این فشار تقریباً ۷۵ درصد ضوابط طراحی مقاومت، براساس تاریخچه یک دوره ۵۰ ساله است. مقدار افتادگی در زیر آمده است که مرتبط با نوع دیوارهایی است که در ساختمان بکار رفته و قبلاً توضیح داده شد. مؤلف پیشنهاد می‌نماید، که تغییر مکان افقی قاب با استفاده از قاب لخت مورد محاسبه قرار گیرد.

همچنین محاسبه برای افتادگی بچه پل‌ها (تیرچه‌ها و یا رابط‌های بین قاب‌ها به صورت عرضی. م) نیز با استفاده از مشخصات تیرچه لخت صورت گیرد محاسبه مقدار کمکی و همگامی اعضاء غیر سازه‌ای که به صورت ترکیب با اعضاء سازه‌ای عمل می‌کند و آنرا محدود می‌کند، مشکل است. بنابراین بررسی مستقیم (صرفه نظرکردن از این کمک و همکاری)پیشنهاد می‌گردد و بار وارده و محدودیت‌های تعیین شده توسط آنالیز مورد نظر است. محدودیت‌های افتادگی برای سیستم سقف‌ها و دیوارهای مختلفی به شرح زیر است.

۱۰-۱ شرایط سرویس‌دهی برای طراحی سقف:

علاوه بر تطبیق با شرائط مقاومتی طراحی سقف، لازم است که شرائط سرویس‌دهی نیز به صورت مناسب برای هر جزء و سیستم که به سقف مربوط می‌شود و یا می‌چسبد، مانند سقف، سقف کاذب،وسائل آویز و غیره برآورده شود. بنابراین لازم است که افتادگی سیستم سقف کنترل گردد. ضوابط مختلفی توسط ارگان‌های مختلفی ارائه شده که بخشی در زیر می‌آید:

۱. آئین‌نامه آمریکا (AISC 1989):

ارتفاع کامل پرلین نباید کمتر از طول دهانه تقسیم بر عدد ۲۰ باشد.

۲. انجمن عرشه فولادی آمریکا (SDI 2000) :

a: حداکثر افتادگی عرشه ناشی از بار یکنواخت زنده برابر طول دهانه تقسیم بر عدد ۲۴۰ می‌باشد.

b: حداکثر افتادگی عرشه ناشی از بار 200 Ib متمرکز بر وسط دهانه در یک فوت عرض عرشه برابر طول دهانه تقسیم بر عدد ۲۴۰ می‌باشد.

۳. انجمن تیرچه‌های با جان باز آمریکا (SJI 2002) :

a: حداکثر افتادگی تیرچه‌هایی که سقف گچی را نگهداری می‌نماید (زیر آن گچ شده .م)در اثر بار زنده برابر طول دهانه تقسیم بر عدد ۳۶۰ می‌باشد.

b : حداکثر افتادگی تیرچه‌ها که سقف را بدون پوشش گچی زیر تحمل می-نماید، تحت اثر بار زنده برابر طول دهانه تقسیم بر عدد ۲۴۰ می‌باشد.

۴. انجمن ملی پیمانکاران سقف (NRCA 2001) :

a : حداکثر افتادگی عرشه ناشی از بار کامل یکنواخت برابر طول دهانه تقسیم بر عدد ۲۴۰ می‌باشد.

b : حداکثر افتادگی عرشه ناشی از یک بار 300Ib در وسط دهانه برابر طول دهانه تقسیم بر عدد ۲۴۰ می‌باشد.

c: حداکثر افتادگی سقف سازه‌ای ناشی از مجموع بار به طول دهانه تقسیم بر عدد ۲۴۰ می‌باشد.

۵. راهنمای کارخانه‌ای (Factory Mutual (FM,2000:

a : حداکثر افتادگی عرشه ناشی از یک بار 300Ib متمرکز در وسط دهانه، طول دهانه تقسیم بر ۲۰۰ می‌باشد.

راهنمای شماره ۳ از سری AISC مقدار افتادگی برای پرلین‌هائی که سقف‌های با ورق فلزی را نگهداری می‌کنندمحدود نموده است. اولاً یک حد افتادگی دهانه بر عدد ۱۵۰ برای بار برف پیشنهاد می‌شود. ثانیاً وقتیکه یک پرلین منعطف در نزدیکی گوشه‌ها قرار گرفته باید افتادگی آن جهت تخلیه آب مورد توجه قرار گیرد. در این‌مورد بار طراحی مناسب مقدار بار مرده به اضافهٔ ۵۰ درصد از بار برف و یا بار مرده باضافه 5Psf (۵ پاوند بر فوت مربع. م) بار زنده برای تخلیه مناسب زه‌کشی صورت گیرد.

در مورد مسائل مکانیکی یا تونل‌های آویز و سایر که بوسیله سقف نگهداری می‌شوند، باید در طراحی سقف با محدودیت افتادگی در محدوده طول دهانه تقسیم بر عدد ۱۵۰ تا ۲۴۰ قرار بگیرند. در عین حال این محدوده افتادگی باید مورد تائید کارخانه سازنده این وسائل و همچنین مالک باشد. می بایست که توجه به اختلاف در افتادگی و شرایط بارهای موضعی صورت گیرد.

۱۰-۲ دیوارهای ساخته از پانل فلزی :

در ارتباط با شرائط سرویس‌دهی دیوارهای پانل فلزی، دو جنبه دارد:

۱. مقطع موجدار آنها، باعث نرمی و انعطاف آنها برای تابیدگی خارج از صفحه می‌گردد.

۲. مواد و اتصالات آنها منعطف و شکل‌پذیر است. (تابیدگی و جاری شدن‌های احتمالی باعث ترک در آنها نمی‌شود.) همچنین مواد برای لبه و گوشه‌ها و آبروها و ورق تیزه و آراستنی داخل بدون خرابی خواهد بود. بهمین علت و محدودیت‌های افتادگی در ارتباط با این دیوارها نسبتاً دست بازتر است:

۱. تغییر شکل افقی قاب عمود بر صفحه دیوار، عبارتست از ارتفاع زانوی قاب تقسیم بر عدد ۶۰ تا ۱۰۰.

۲. افتادگی بچه تیرها(درون دیوارها موازی زمین عمود بر صفحه قاب‌ها و نگهدارنده دیوار. م) و ستون‌های سرکله (ستون‌های باد) محدود به طول دهانه تقسیم بر عدد ۱۲۰ است. مگر آنکه جزئیات دیوار و وسائل نگهدارنده‌های دیوار نیازمند محدودیت‌های دیگری باشند.

۱۰-۳ دیوارهای ساخته از پانل‌های پیش ساخته:

دیوارهای بدون باربری پیش ساخته معمولاً از زمین تا ارتفاع زانوی قاب ادامه می‌یابند و بعنوان یک عضو با تکیه ساده عمل می‌کند. بنابراین تغییر مکان افقی تغییر در شرائط استاتیکی دیوار ایجاد نمی‌کند. محدودیت تغییر مکان افقی در

قاب ساختمانی کنترل کننده مقدار حرکت در مفصل پایهٔ دیوار است. این محدودیت باید ارتفاع زانوی قاب تقسیم بر عدد ۱۰۰ باشد.

در مورد ستون‌های باد (سرکله)حداکثر تغییر مکان افقی باید طول دهانه تقسیم بر عدد ۲۴۰ باشد ولی از 1.5 اینچ تجاوز ننماید.

۱۰-٤ دیوارهای مصالح بنایی

دیوارهای مصالح بنایی ممکنست توخالی، تزریق بتن شده، توپر و یا آرماتوربندی و تزریق بتن شده باشد. مصالح بنایی به خودی خود شکننده و غیر شکل‌پذیر است. مصالح بنایی به همراه تقویت فولادی بطورکلی رفتاری شکل‌پذیر دارد ولی شواهدی در مورد ترک‌خوردن در هنگام ورود کشش به مصالح بنایی را نشان می‌دهد. در هنگامی که مصالح بنایی به قاب فولادی نگهدارنده خود می‌چسبد، تغییر مکان تکیه‌گاه ممکن است به القاء تنش در مصالح بنایی منجر شود. معمولاً امکان استفاده از فولادی کافی (سختی) جهت پائین نگه‌داشتن مقدار تنش در مصالح بنایی از سطح مجاز ترک‌خوردن وجود ندارد. نتیجتاً کشش خمشی ترک‌خوردگی در مصالح بنایی وقتیکه جزئیات مناسبی نیز بکار نرفته باشد، محتمل و خسارت‌آور است. روش صحیح جلوگیری، تحمیل‌کردن محدودیت‌های مستدل بر میزان حرکت تکیه‌گاه‌ها و جزئیات نصب مصالح بنایی، برای به حداقل رساندن مشکلات ایجاد ترک می‌باشد.

مصالح بنایی باید با درزهای عمودی کنترل در کنار ستون‌های ساختمان و ستون‌های باد (ستون سرکله) استفاده شود. این موضوع باعث جلوگیری از تنش خمشی در سطح خارجی دیوار در این نقاط در اثر بار باد وارد شده می‌گردد. از آنجائیکه بالای دیوار معمولاً آزاد برای چرخش است، ملزومات خاصی در مورد آن لازم نیست. در مورد اتصال پایه دیوار مشکل می‌توان نکته‌ای را گفت. برای تحمل بار وزن دیوار، اتصال پایه باید توپر باشد، بعلاوه ملات در این اتصال، پایه دیوار را تا زمان ترک‌خوردن با شرائط گیرداری تحمل می‌نماید.

پیشنهاد در مورد حداکثر تغییر مکان قاب به حداکثر عرض ترک در پایه دیوار محدود می‌شود. از آنجائیکه دیوارهای تقویت‌شده می‌تواند ترک‌های افقی در پایه را به تعداد زیادی اتصال توسعه دهد، ضوابط مجزایی برای آن وجود دارد. اگر اتصال پایه مناسبی طراحی شده، رفتار دیوارهای تقویت‌شده را می‌توان مشابه دیوار پیش‌ساخته بتنی فرض نمود. به صورت دیگر عضوی با دهانه ساده و تکیه‌گاه‌های مفصلی را در نظر گرفت. دراین صورت محدودیت‌های که در مورد دیوار پیش‌ساخته بتنی رعایت می‌شود را باید اعمال نمود. در زمانیکه از دیوارهای با تخته‌های گچی یا سیمانی پیش ساخته پوشیده شده استفاده می‌شود، توجه کافی به اتصال بین پانل فلزی دیوار و تخته‌ها باید صورت گیرد. جهت درستی اتصال بین دو مصالح حرکت نسبی بین دو سیستم در مقابله با باد باید مورد کنترل قرار گیرد. محدودیت‌های پیشنهادی برای تغییر مکان عضو نگهدارنده مصالح بنایی عبارتست از :

۱- تغییر مکان جانبی قاب عمود بر دیوار مسلح نشده باید در یک اتصال محدود به عرض $1/16\,in$ برای یک ترک در پایه باشد. مقدار تغییر مکان قاب مجاز بوسیله این شرائط می‌تواند به صورت محافظه‌کارانه بوسیله مربوط کردن ضخامت دیوار به ارتفاع زانوی قاب و فرض عرض ترک معادل $1/16\,in$ در صفحه دیوار و عرض صفر برای طرف دیگر دیوار باشد.

$$\left(\frac{\text{تغییر مکان راس دیوار}}{\text{ارتفاع دیوار تا زانوی قاب}} = \frac{1/16\ \text{In.}}{\text{ضخامت دیوار}}\right) \text{ م.}$$

۲- تغییر مکان جانبی قاب عمود بر دیوار مسلح شده، محدود به ارتفاع زانوی قاب تقسیم بر عدد ۱۰۰ گردد.

۳- تغییر مکان ستون‌های باد و بچه‌پل ها باید محدود به دهانه آنها تقسیم بر عدد ۲۴۰ گردد ولی نباید بیشتر از $1/5\,in$ باشد.

...پایان قسمت اول...

REFERENCES:

ACI Committee 302, *"Guide for Concrete Floor and Slab Construction,* (ACI 302.1 R-96), 1997, Farmington Hills, MI.

ACI Committee 360, *"Design of Slabs on Grade," (ACI 360 R-92) (re-approved 1997),* 1992, Farmington Hills, MI.

ACI Committee 318, *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-02) and Commentary (ACI 318R-02),* 2002, Farmington Hills, MI.

ACI Committee 349, *Code Requirements for Nuclear Safety Related Concrete Structures (ACI 349-01) and Commentary (ACI 439R-OI),* 2001, Farmington Hills, MI.

Adams, Peter E, 1974, *The Design of Steel Beam-Column,* Canadian Steel Industries Construction Council, Willowdale, Ontario.

American Concrete Institute, 200 I, *Code Requirements for Nuclear Safety Related Concrete Structures (ACI 349-01),* ACI, Farmington Hills, MI.

American Concrete Institute, 2002, *Building Code Requirements for Reinforced Concrete, (ACI 318-02),* ACI, Farmington Hills, MI.

American Institute of Steel Construction, 1989, *Specification for Structural Steel Buildings, Allowable Stress Design, Plastic Design with Commentary,* AISC, Chicago, IL.

American Institute of Steel Construction, *Column Base Plates,* 1990, AISC Steel Design Guide Series No.1, AISC, Chicago, IL.

American Institute of Steel Construction, 1992, *Engineeringfor Steel Construction,* AISC, Chicago, IL.

American Institute of Steel Construction, *Erection Bracing ofLow-Rise Structural Steel Buildings,* 1997, AISC Steel Design Guide Series 1, AISC, Chicago, IL.

American Institute of Steel Construction, 1999, *Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Steel Buildings and Commentary,* Chicago, IL.

American Institute of Steel Construction, 2000, *Code of Standard Practicefor Steel Buildings and Bridges,* AISC, Chicago, IL.

American Institute of Steel Construction, 200 I, *Manual of Steel Construction-Load and Resistance Factor Design,* Third Edition, AISC, Chicago, IL.

American Institute of Steel Construction, 2002, *Detailing for Steel Construction,* AISC, Chicago, IL.

American Iron and Steel Institute, 2001, *North American Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members,* AISI, Washington, D.C.

American Society of Civil Engineers, 2003, *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures,* ASCE 7-02, ASCE Reston, VA.

American Society of Civil Engineers, 2002, *Design Loads' on Structures During Construction,* SEIIASCE 37-02, ASCE, Reston, VA.

American Society of Heating, Refrigerating and Air-Conditioning Engineers, 1989, *Energy Efficient Design of New Buildings Except Low-rise Residential Buildings,* ASHRAE, Atlanta, GA.

American Welding Society, 1998, *Structural Welding Code Sheet Steel,* AWS D1.3-98, Fourth Edition, AWS, Miami, FL.

American Welding Society, 2002, *Structural Welding Code-Steel,* AWS Dl.l: 2002, AWS, Miami, FL.

Association of Iron and Steel Engineers, 2003, Technical Report No. 13, *Guidefor the Design and Construction of Mill Buildings,* AISE, Pittsburgh, PA.

Chen, S., and Tong, G., 1994, *Design for Stability: Correct Use of Braces,* Steel Structures, J. Singapore Struct. Steel Soc., Vol. 5, No. I, Dec., pp.15-23.

Crane Manufacturers of America, 2000, *Specifications for Top Running & Under Running Single Girder Electric Traveling Cranes Utilizing Under Running Trolley Hoist,* CMAA 74, CMAA, Charlotte, NC.

Crane Manufacturers of America, 2002, *Specifications for Electric Overhead Traveling Cranes,* CMAA 70, CMAA, Charlotte, NC.

Departments of the Army, Navy and the Air Force, 1992, *Seismic Design for Buildings, TM 5-80-10,* Washington, DC.

Factory Mutual Research Corporation, 2000, *Approval Guide, 2000-Equipment, Materials, Service for Conservation of Property,* Factory Mutual, Norwood, MA.

Factory Mutual Research Corporation, various dates, *Loss Prevention Data for Roofing Contractors,* FM, Norwood, MA.

Federal Construction Council, 1974, Technical Report No. 65, *1974, Expansion Joints in Buildings,* National Research Council, Washington, D.C. (out of print)

Fisher, James M. and West, Michael A., 2003, AISC Design Guide 3, Second Edition, *Serviceability Design Considerationsfor Steel Buildings,* AISC, Chicago, IL.

Fisher, James M., 1981, "Structural Details in Industrial Buildings," *Engineering Journal,* Vol. 18, No.3, AISC, Chicago, IL.

Fisher, James M., 1983, "The Importance of Tension Chord Bracing," *Engineering Journal,* Vol. 20, No.3, AISC, Chicago, IL.

Fisher, James M. and Van de Pas, Julius P., 2002, "New Fatigue Provisions for the Design of Crane Runway Girders," *Engineering Journal,* Vol. 29, No.2, AISC, Chicago, IL.

Galambos, Theodore, v., 1960, *Influence of Partial Base Fixity on Frame Stability,* ASCE Structural Division Journal, Vol. 86, No. ST5, New York.

Gaylord, Gaylord and Stallmeyer, 1992, *Design of Steel Structures,* Third Edition, McGraw-Hili, New York, NY.

International Code Council, 2003, *International Building Code,* ICC, Country Club Hills, IL

Lutz, L.A., and Fisher, J.M., 1985, "A Unified Approach for Stability Bracing Requirements," *Engineering Journal,* Vol. 22, No.4, AISC, Chicago, IL.

Metal Building Manufacturers Association, 2002, *Low Rise Building Systems Manual,* MBMA, Cleveland, OH.

Mueller, John E., 1965, "Lessons from Crane Runways," *Engineering Journal,* Vol. 2, No. I, AISC, Chicago, IL, 1965.

Nair, R. Shankar, 1988a, "Secondary Stresses in Trusses," *Engineering Journal,* Vol. 25, No.4, AISC, Chicago, IL.

Nair, R. Shankar, 1988b, "Simple Solutions to Stability Problems in the Design Office," *Proceedings of the* 1988 *AISC, National Steel Construction Conference Proceedings,* AISC, Chicago, IL.

Occupational Safety and Health Administration, 200 I, *Safety and Health Standardsfor the Construction Industry,* 29 *CFR* 1926 *Part R Safety Standardsfor Steel Erection,* OSHA, Washington, DC.

Reemsynder, 1978, "Fatigue Cracking in Welded Crane and Steel Engineer, AISE, Pittsburg, PA. Runway Girders: Causes and Repair Procedures," *Iron and Steel Engineer,* AISE, Pittsburg, PA.

Ricker, David T., 1982, "Tips for Avoiding Crane Runway Problems," *Engineering Journal,* Vol. 19, No.4, AISC, Chicago, IL.

Ringo, Boyd C. and Anderson, Robert B., 1996, *Designing Floor Slabs on Grade,* The Aberdeen Group, Addison, IL.

Robertson, G.w., and Kurt, C.E., I 986,"Behavior of Nested Z-shaped Purlins," *Eighth International Specialty Conference on Cold-Formed Steel Structures,* University of Missouri-Rolla, Rolla, MO.

Rolfes, lA. and Fisher, J.M., 2001, "Fatigue of Crane Runway Girder Connections to Column Cap Plates," *Proceedings of the 2001 Iron and Steel Exposition,* AISE Annual Convention, AISE, Cleveland, OH.

Salmon, Charles G. and Johnson, John E., 1997, *Steel Structures Design and Behavior,* Third Edition, Harper and Row, New York, NY.

Schlenker, Norman, 1972, "The Case for the Semi-Box Girder," *Engineering Journal,* Vol. 9, No.1, AISC, Chicago, IL.

Steel Deck Institute, 1987, *Diaphragm Design Manual,* SOl, Canton, OH.

Steel Deck Institute, 2000, *Specification and Commentary for Steel Roof Deck,* SOl, Canton, OH.

Steel Deck Institute, 200 I, *Design Manual for Composite Decks" Form Decks' and Roof Decks,* SDI, Canton, OH.

Steel Joist Institute, 1971, "Structural Design of Steel Joist Roofs to Resist Ponding Loads," *Technical Digest #3,* SJI, Myrtle Beach, SC, 1971.

Steel Joist Institute, 2002, *Standard Specifications, Load Tables & Weight Tables for Steel Joists and Joist Girders,* SJI, Myrtle Beach, SC.

The National Roofing Contractors Association, 2001, *N.R.C.A. Roofing and Waterproofing Manual,* NRCA, Chicago, IL.

Wald, F., and Jaspart, J.P., 1998, *Stiffness Design of Column Bases,* J. Construct. Steel Research, 46 (1-3), Paper No. 135, Sheffield, UK.

مشخصات میلگرد – استاندارد آمریکائی

Imperial Bar Size	"Soft" Metric Size	Weight per unit length (lb/ft)	Mass per unit length (kg/m)	Nominal Diameter (in)	Nominal Diameter (mm)	Nominal Area (in²)	Nominal Area (mm²)
#3	#10	0.376	0.561	0.375 = ⅜	9.525	0.11	71
#4	#13	0.668	0.996	0.500 = ½	12.7	0.20	129
#5	#16	1.043	1.556	0.625 = ⅝	15.875	0.31	200
#6	#19	1.502	2.24	0.750 = ¾	19.05	0.44	284
#7	#22	2.044	3.049	0.875 = ⅞	22.225	0.60	387
#8	#25	2.670	3.982	1.000	25.4	0.79	509
#9	#29	3.400	5.071	1.128	28.65	1.00	645
#10	#32	4.303	6.418	1.270	32.26	1.27	819
#11	#36	5.313	7.924	1.410	35.81	1.56	1006
#14	#43	7.650	11.41	1.693	43	2.25	1452
#18	#57	13.60	20.284	2.257	57.3	4.00	2581
#18J		14.60	21.775	2.337	59.4	4.29	2678

کتاب‌های منتشر شده در انتشارات کُرمیت‌پارس:

۱- **قاب‌های شیبدار:** بطور اعم در مورد محاسبات ساختمان‌های صنعتی از فونداسیون تا سقف بوده و بطور اخص به محاسبات تیرورق‌ها و تیرستون‌ها براساس* *AISC* آئین‌نامه آمـــریکا می‌پردازد. این کتاب سیزده بار تجدید چاپ شده است.

۲- **جداول تیرچه‌های فولادی با جان باز (کُرمیت):** در این کتاب مقاطع بال فوقانی و تحتانی تیرچه‌های کُرمیت در حالت‌های مختلف پیشنهاد گردیده که به علت استقبال فراوان خوانندگان متجاوز از بیست مرتبه تجدید چاپ شده است.

۳- **جوشکاری فولاد:** این کتاب ترجمه کتاب *Welded Joint Desing* نـــوشته *HICKS,John Geffrey* می‌باشد و درآن به روش‌های مختلف جوشکاری پرداخته شده است.

۴- **ارتعاشات کف‌ها ناشی از فعالیتهای انسانی:** این کـــتاب ترجمه کـــتاب *Floor Vibrations Due to Human Activity* ازســـری راهـــنمای *AISC** آئین‌نامه آمریکا در مورد روش‌های محاسبه و کنترل سقف‌ها در مقابل لرزش ناشی از عملیات انسانی و کف سالن‌های ورزشـــی می‌باشد. همانطوریکه در مبحث دهم مقررات ملی آمده، در نبود هیچ آئین‌نامه در مورد لرزش کف‌ها استفاده از مرجع معتبر لازم داشته شده. بنابراین استفاده از این کتاب برای مهندسین توصیه می‌شود.

---

*. *American Institute of Steel construction*

۵- **ساختمان‌های کوتاه و میان مرتبه:** این کتاب ترجمه کتاب *Low- and Mediom - Rise Steel Buildings* از سری راهنمای *AISC* [*] آئین‌نامه آمریکا در مورد خطوط کلی طراحی ساختمان‌های کوتاه و میان مرتبه می‌باشد.

۶- **مشخصات برای طراحی با روش مقاومت مجاز (*ASD*) , (*LRFD*) برای اعضاء تک نبشی:** روش محاسبه به دو روش *ASD* و *LRFD* در مورد رفتار نبشی‌ها می‌باشد.

۷- **فولاد اعلاء:** جزوه کوچکی در مورد استفاده از فولادهای اعلاء و محاسن و معایب استفاده از آن است و روابط *AISC*[*] آئین‌نامه آمریکا در مورد تیرچه-های دوگانه می‌باشد.

۸- **جزوه سبک‌سازی:** این کتاب در دو بخش تدوین گردیده، بخش اول خلاصه مقالات ارائه شده در سمینار سبک‌سازی ساختمان که در سال ۱۳۷۷ برگزار گردیده می‌باشد و بخش دوم به پیشنهاد روش‌هایی در مورد سبک‌سازی سازه‌ها می‌پردازد.

۹- **پرسش و پاسخ:** درتاریخ ۱۳۸۶/۰۶/۱۰ در شهر مشهد جلسه‌ای با حضور اساتید و مهندسین و دست‌اندرکاران ساختمان تشکیل گردید.

ماحصل چهار ساعته این جلسه سوال‌هایی بود که توسط عزیزان می‌شد و توسط شرکت کُرمیت‌پارس پاسخ ارائه می‌گردید. ازآنجائیکه این سوالات به دفعات مورد پرسش قرار گرفته، این انتشارات اقدام به چاپ کتاب پرسش و پاسخ نمود.

---

*. *American Institute of Steel construction*

متن این کتاب انتقال و برگردان مستقیم آن جلسه نمی‌باشد و پاسخ به این سوالات در این کتاب جامع‌تر می‌باشد.

۱۰- **پیچ و مهره**: این کتاب ترجمه کتاب *High Strength Bolts A Primer for structural Engineers* نوشته *Geoffrey Kulak* می‌باشد و توسط این انتشارات ترجمه و چاپ گردیده است. ترجمه از سری راهنمای *AISC* * با توضیح و حواشی فراوان مترجم در مورد طراحی، نصب و نظارت بر پیچ‌های معمولی واعلاء می‌باشد. سی‌و شش صفحه از این کتاب اختصاص به حل مسائل نمونه توسط مترجم بر اساس آئین‌نامه *AISC* * *360 10* آئین‌نامه ۲۰۱۰ آمریکا برای انواع بار وارده برای اتصالات به نحوه اصطکاکی و ساده می‌باشد. استفاده از این کتاب را عمیقاً به مهندسین توصیه می‌نمائیم.

۱۱- **زلزله و ساختمان**: بررسی زلزله گیلان و نتایج بررسی آن و تاثیر بازشوها در رفتار کف‌ها و تغییر مکان جانبی ساختمان است.

این کتاب در تابستان سال ۱۳۷۹ و به دنبال زلزله خرداد ماه سال ۱۳۶۹ گیلان به چاپ رسیده و در آن به بررسی تاثیر بازشوها در رفتار کف‌ها و تغییر مکان جانبی ساختمان پرداخته شده‌است.

بررسی مبسوطی نیز در مورد رفتار دیافراگم سقف در این کتاب منعکس می‌باشد.

---

*. *American Institute of Steel construction*