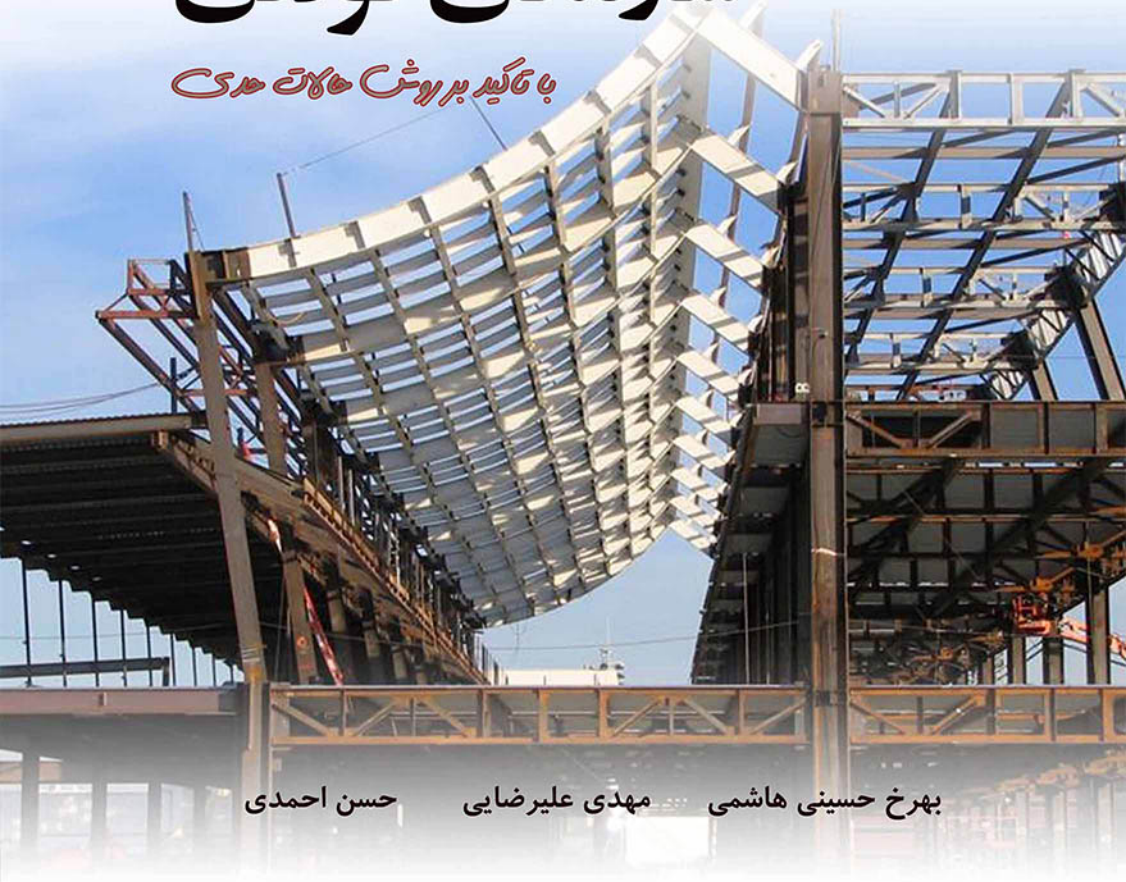


مرجع کاربردی - راهنمای مبحث دهم - شامل بیش از ۳۰۰ مثال کاربردی با حل تشریحی

تحلیل و طراحی

سازه‌های فولادی

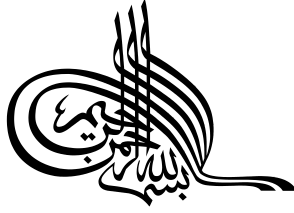
با تأکید بر روش حالات حدی



حسن احمدی

مهدی علیرضایی

بهرخ حسینی هاشمی



تحليل و طراحی سازه‌هاک فولادک

باتاکید بر روش حالات حدی

اصول طراحی به همراه مثال‌های کاربردی

نویسندگان:

دکتر بهرځ حسینی هاشمی (دانشیار، پژوهشگاه بین المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله)

دکتر مهدی علیرضایی (استادیار، عضو هیات علمی دانشگاه)

مهندس حسن احمدی (شرکت رایان سازه)

تابستان ۱۳۹۵



انتشارات دانشگاه تهران



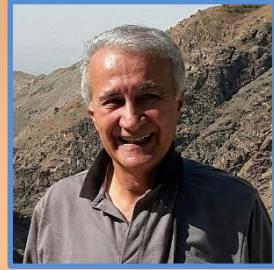
About the Authors

Dr. Behrokh Hosseini hashemi is an Associate professor of Structural Engineering Research Center (SERC) at International Institute of Earthquake Engineering and Seismology (IIEES) - Tehran/Iran and a member of IEEA. He has been a member of faculty since 1976. He received his bachelor and masters degree in Civil Engineering from Tehran University with high honors. For his Ph.D, he studied Structural Engineering at University College London. His experience in teaching expands to over 40 years in many subjects for under graduate students, including 'Static', 'Dynamic', 'Strength of Materials', 'Structural analysis', 'Steel design' and etc. He has also taught some subjects to post graduate students which are 'Theory of Elasticity and plasticity', 'Structural Stability', 'Advanced Design Steel Structures', 'Ductile Design of Steel Structures' and 'Seismic Evaluation and Rehabilitation of Existing Structures'. He has published more than 100 papers and reports on various aspects of seismic design and seismic evaluation and rehabilitation of steel structures. He is also a member of the drafting committee for seismic design code of new and existing structures. In addition, he has continually been involved in many engineering projects for design of new structures and seismic evaluation and retrofitting of existing structures.

He can be reached at:



behrokh@iiees.ac.ir



Dr. Mehdi Alirezaei (Ph.D., P.E.) is an Assistant professor. He holds a B.S.C.E from the University of Shahid Chamran, Ahvaz, M.S. from the Tarbiat Modares University (TMU) and Ph.D. from the International Institute of Earthquake Engineering and Seismology (IIEES). He has over 10 years of professional design experience, including involvement in the structural design of new construction projects with the majority of the structures being in the one- to fifteen-story range. Project types include commercial, retail, multifamily residential, recreation, educational and laboratory buildings. Topics of research interests include: earthquake engineering, with emphasis on seismic response analysis and fundamentals of reliable seismic design, dynamic analysis with emphasis on problems in mathematical modeling, computer-integrated analysis and design of steel structures, structural analysis, with emphasis on the basic concepts of structural behavior, design and developing professional software in structural and civil engineering and nonlinear analysis of structures. His research and teaching activities are mainly in structural engineering, with emphasis on steel and earthquake engineering.

He can be reached at:



M.Alirezaei@iiees.ac.ir



www.M-Alirezaei.com



@MehdiAlirezaei (ID)

[@AlirezaeiChannel](#)

(Personal Channel)



Hasan Ahmadi is a principal and head at RayanSazeh Company. RayanSazeh is recognized globally as the pioneering leader in software tools for civil engineering. Software from RayanSazeh is used by thousands of engineering firms in Iran and other countries for the design and detailing of major projects.



admin@Rayansazeh.com



www.RayanSazeh.com



Preface:

The purpose of this book is to show basic steel design with emphasis on seismic design to the new limit state code Subject 10 (from Iranian Construction National Code). It has been written primarily for undergraduates who will now start learning steel design to the new code, and will also be of use to recent graduates and designers wishing to update their knowledge. The book covers design of elements and joints in steel construction to the simple design method (over 300 examples); its scheme is the same as that used in the previous book by the principal authors. Design theory with some of the background to the code procedures is given and separate elements and a complete building frame are designed to show the use of the code.



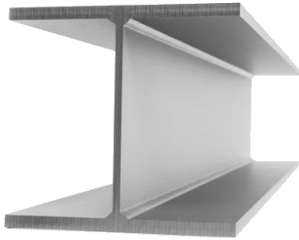


برای تهیه اینترنتی کتاب به سایت زیر مراجعه نمایید:

www.RayanSazeh.com



Online Shopping



عنوان کتاب: تحلیل و طراحی سازه‌های فولادی

مولفان: مهدی علیرضایی، بهرخ حسینی هاشمی، حسن احمدی

ناشر: انتشارات دانش اترک

نوبت چاپ: اول ۱۳۹۵

شمارگان: ۵۰۰ نسخه

قیمت:

شابک: ۹۷۸-۶۰۰-۷۳۷۹-۱۷-۲

مرکز پخش: تهران، میدان انقلاب، خیابان وحید نظری، بین فخر رازی و دانشگاه، پلاک ۶۵ طبقه اول واحد ۴ کتاب اترک

۰۲۱-۶۶۴۷۵۷۱۸-۱۹

۰۹۱۹۷۱۷۹۸۲۵ ☎

کلیه حقوق چاپ و نشر برای انتشارات دانش اترک محفوظ است.

مقدمه:

فولاد، یکی از مصالح پرکاربرد در ساخت ساختمان‌های مختلف است. اتصالات به کار رفته در انواع سازه‌های فولادی می‌توانند از نوع جوشی، پرچی و یا پیچ باشند و بسته به نوع اتصالات، قطعات طرح شده و کنترل‌های مربوطه بر روی آنها انجام می‌شود. در حال حاضر فولاد از مهمترین مصالح برای ساخت ساختمان و پل و سایر سازه‌های ثابت است. مقاومت فولاد (تنش تسلیم) مورد استفاده در بازه ۲۳۰۰ تا ۷۰۰۰ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع است که برای ساختمان‌های معمولی از فولاد با مقاومت ۲۴۰۰ که به آن فولاد نرمه گفته می‌شود استفاده می‌گردد. انتخاب نوع مقطع، روش ساخت، روش بهره‌برداری و محل ساخت ساختمان، خصوصیات و ویژگی‌های متنوعی برای ساخت اسکلت باربر یک ساختمان بوجود می‌آورد. مزیت‌های هر سیستم سازه‌ای و مصالح مورد نیاز آن سیستم را در صورتی می‌توان بکار برد که خصوصیات و ویژگی‌های آن مصالح و سیستم‌ها در مرحله طراحی به حساب آورده شود و طراح باید در مورد هر یک از مصالح به درستی قضاوت کند. این موضوع بویژه در ساختمان‌هایی که اسکلت فولادی دارند ضروری است. اغلب اظهار می‌شود که هزینه لازم برای محافظت ساختمان‌های فولادی در برابر آتش‌سوزی و خوردگی و عایق بندی صوتی بسیار زیاد است، ولی استفاده از راه‌های معقول و مناسب برای هر ساختمان، با توجه به سیستم بکار رفته در آن، می‌تواند باعث کاهش این هزینه شود. ایجا یک سیستم محافظت در برابر آتش‌سوزی در تمام ساختمان‌های فولادی لازم و ضروری است. آنچه از اقتصادی در این مسئله حائز اهمیت است، استفاده از روش صحیح حفاظت اجزای فولادی است. فصل یکم این کتاب، به تشریح مبانی و خصوصیات فولاد اختصاص داده شده است. در این فصل مشخصات مکانیکی فولاد مورد اشاره قرار گرفته است. در فصل دوم، مختصری در ارتباط با نحوه بارگذاری سازه‌ها و همچنین در ارتباط با رفتار سازه‌ها در برابر این بارها، توضیحاتی داده شده است. فصل سوم به الزامات تامین پایداری در سازه‌های فولادی اختصاص دارد. در این فصل به اصول تحلیل مستقیم، روش طول موثر و روش مرتبه اول محدود شده اشاره شده با استفاده از مثال‌های کاربردی، هر یک از این موارد تشریح شده است. فصل چهارم، به بررسی مشخصات مقاطع فولادی و رفتار خمیری آنها می‌پردازد. در این فصل روابط حاکم بر مقاطع فولادی با تاکید بر مقاطع با تقارن دبل، مورد بررسی قرار گرفته است. فصل پنجم تا سیزدهم به مباحث غیرلرزه‌ای محبت دهم اختصاص پیدا نموده است. در این فصول، اصول طرح اعضای فولادی برای کشش، فشار، خمش، برش و همچنین طراحی اعضای مرکب فولادی و کنترل اعضای فولادی برای روابط حدی سرویس، با استفاده از مثال‌های کاربردی زیاد، مورد بررسی قرار گرفته است. فصل چهاردهم به تحلیل غیرارتجاعی سازه‌های فولادی اختصاص دارد. در این فصل مبانی تحلیل غیرارتجاعی سازه‌های فولادی تشریح شده است. فصل پانزدهم و شانزدهم، شامل طراحی لرزه‌ای اعضای فولادی بوده که فصل سوم محبت دهم را پوشش می‌دهند. در این فصل سعی شده، با استفاده از بیان ساده مطالب، مفاهیم مرتبط با طراحی شکل‌پذیری قاب‌های خمشی و قاب‌های مهاربندی شده تشریح گردد. فصل هفدهم به طراحی دیوارهای برشی فولادی اشاره داشته و عمده ضوابط ارائه شده در این فصل به نقل از AISC341 می‌باشد. همچنین برای راحتی در محاسبات، در فصل هجدهم، برخی از روابط طراحی گفته شده در فصل‌های قبل، بصورت جدول‌بندی شده برای مقاطع مختلف متداول در ایران، آورده شده است. در نوشتن کتاب فرض بر آن بوده که خواننده با اصول تحلیل سازه در حد درس‌های دوره کارشناسی آشناست. این کتاب حاوی مثال‌های حل شده نسبتاً زیادی است (بیش از ۳۰۰ مثال حل شده) که در تنظیم مثال‌ها تلاش شده تا نکات ویژه گنجانده شود. در نوشتن مثال‌ها سعی شده تا حد امکان مثال‌های عددی و به صورت کاربردی در متن گنجانده شوند. امید است جامعه مهندسين عمران و کلیه متخصصین در این ارتباط، بیش از گذشته به اصول حرفه‌ای و تخصص خویش پایبند باشند، چرا که هر گونه کوتاهی در این زمینه تهدیدی جدی برای جان انسان‌هاست. این مجموعه را به رسم حق شناسی به تمامی کسانی که در طول زندگی، ما را در رشد و بالندگی یاری نموده و مشوق و همراه ما بوده‌اند تقدیم می‌کنیم. در اینجا از تمامی عزیزانی که دست یاری دادند، تا این مجموعه به زیور طبع آراسته گردد بسیار سپاسگزاریم. دریافت نظرات، پیشنهادات و رهنمون‌های همکاران محترم، دانشجویان گرامی و خوانندگان عزیز موجب امتنان است.

علیرضایی - حسینی هاشمی - احمدی - تابستان ۱۳۹۵

✉ : M.Alirezaei@iiees.ac.ir

🌐 : www.M-Alirezaei.com

رفع مسئولیت: اطلاعات و مثال‌های ذکر شده در این کتاب، بر اساس اصول اولیه طراحی و کلی برای سازه‌های متعارف بوده و در کارهای حرفه‌ای بایستی متناسب با شرایط واقعی و قضاوت مهندسی از روابط ارائه شده در این متن استفاده شود.



پیشگفتار انجمن مهندسی زلزله:

با توجه به رشد فزاینده علم و فناوری در دنیا و گسترش روزافزون دانشگاه‌ها و مؤسسات آموزش عالی در کشور، نقش پژوهش و کاربردی کردن آن در توسعه کشور روز به روز برجسته‌تر می‌شود. اگرچه در سال‌های اخیر، آموزش و پژوهش بیش از پیش مورد توجه قرار گرفته است و دولت و مسؤولان مشوق پژوهشگران بوده‌اند، اما، یکی از نگرانی‌های اساسی استادان، محققان و دانشجویان استفاده از منابع با ارزش علمی است. اهمیت انتشار کتاب‌ها و منابع علمی مناسب برای مطالعه دانشجویان، مهندسان طراح و تمامی کسانی که به پژوهش، تدریس و یا تحصیل در سطوح مختلف آموزش عالی مشغولند، از یک سو و کمبود کتاب‌های علمی مناسب، چه از نظر محتوایی و چه از نظر نحوه نگارش، ترجمه و توجه به نیازهای مهندسان داخل کشور، از سال‌ها پیش کاملاً محسوس بوده است.

تعامل و گفت‌وگوهای علمی پژوهشگران، کارشناسان و مهندسان در زمینه‌های مختلف طراحی لرزه‌ای سازه‌ها، کمک به پیشبرد تحقیقات، همکاری و حمایت از یافته‌های علمی و فعالیت‌های آموزشی، انجام خدمات مشاوره‌ای در زمینه‌های پژوهشی، آموزشی و فنی، انتشار کتب، گزارش‌ها و نشریات علمی از جمله اهداف بلندمدت «انجمن مهندسی زلزله ایران» است. در این راستا، کتاب حاضر، به عنوان یک مرجع مناسب بارگذاری، تحلیل و طراحی سازه‌های فولادی به جامعه فنی کشور تقدیم می‌شود. بیان ساده مطالب، استفاده از مثال‌های متنوع عددی برای درک مفاهیم کلیدی و جامعیت آن در زمینه‌های مختلف طراحی سازه‌های فولادی، از جمله ویژگی‌های این کتاب است. امید است مطالعه و کاربرد مطالب این کتاب، گامی مثبت در جهت اعتلای فرهنگ ساخت و ساز در کشور باشد.

محسن غفوری آشتیانی

رئیس انجمن مهندسی زلزله ایران

مرداد ۱۳۹۵ خورشیدی

فهرست مطالب

صفحه	عنوان
۱	فصل ۱- الزامات عمومی و خواص فولاد
۱	۱-۱- مقدمه
۸	۲-۱- نسبت پواسون فولاد
۸	۳-۱- اثر حرارت بر نمودار تنش کرنش فولاد
۱۱	۴-۱- اثر نرخ کرنش بر مقاومت تسلیم و کششی فولاد
۱۱	۵-۱- تنش تسلیم محتمل فولاد
۱۳	۶-۱- هیستریزیس و اثر باشینگر
۱۴	۷-۱- پروسه تسلیم فولاد
۱۵	۸-۱- کرن معادل فولاد
۱۶	۹-۱- مدل سازی نمودار تنش - کرنش فولاد
۲۱	۱۰-۱- مزایای رفتار پلاستیک فولاد
۲۳	۱۱-۱- اصول تحلیل
۲۴	۱۲-۱- آیین‌نامه‌های ساختمان‌های فولادی
۲۵	فصل ۲- بارهای طراحی و رفتار سازه‌های فولادی در برابر آنها
۲۵	۱-۲- مقدمه
۲۵	۲-۲- انواع بارهای موثر بر سازه
۲۶	۳-۲- بارهای مرده
۳۳	۴-۲- بارهای زنده
۳۸	۵-۲- ترکیب بارهای مرده و زنده
۳۹	۶-۲- بار برف
۶۳	۷-۲- بار جانبی خاک
۶۳	۸-۲- بار سیل
۶۴	۹-۲- بار باران

د	تحلیل و طراحی سازه‌های فولادی
۶۵	۱۰-۲- بارهای ناشی از باد
۶۹	۱۱-۲- بارهای ناشی از زلزله
۸۴	۱۲-۲- ترکیب بارهای طراحی طبق مبحث ششم و ASCE7
۸۶	۱۳-۲- رفتار سازه‌های فولادی تحت بارهای طراحی
۱۱۰	فصل ۳- الزامات تحلیل و طراحی برای تامین پایداری

۱۱۰	۱-۳- مقدمه
۱۱۰	۲-۳- آثار مرتبه دوم در تحلیل قاب
۱۱۴	۳-۳- آثار $P-\Delta$ و $P-\delta$
۱۱۶	۴-۳- روش تحلیل مستقیم
۱۲۲	۵-۳- روش ضریب طول موثر
۱۳۵	۶-۳- روش تحلیل ارتجاعی مرتبه اول محدود شده
۱۳۸	۷-۳- خلاصه سه روش تحلیل پایداری

۱۳۹	فصل ۴- الزامات مقاطع اعضای فولادی و رفتار خمیری آنها
۱۳۹	۱-۴- مقدمه
۱۳۹	۲-۴- مقاطع فولادی
۱۴۰	۳-۴- طبقه بندی مقاطع بر حسب کمانش موضعی
۱۴۷	۴-۴- مفصل پلاستیک
۱۴۸	۵-۴- ظرفیت خمشی خالص مقطع با دو محور تقارن
۱۶۲	۶-۴- طول مفصل خمیری
۱۶۴	۷-۴- تنش‌های پسماند
۱۶۶	۸-۴- ظرفیت مقطع تحت اثر نیروی محوری + لنگر خمشی
۱۶۹	۹-۴- ترکیب برش و خمش در مقاطع فولادی
۱۷۰	۱۰-۴- توزیع تنش محوری و برشی
۱۷۳	۱۱-۴- ترکیب برش + خمش + نیروی محوری در تیر فولادی

فصل ۵- الزامات طراحی اعضا برای نیروی کششی

۱۷۵	۱-۵- مقدمه
۱۷۶	۲-۵- محدودیت لاغری اعضا
۱۷۷	۳-۵- مقاومت کششی اعضا
۱۸۰	۴-۵- تعیین سطح مقطع خالص و موثر اعضای کششی
۱۸۴	۵-۵- آرایش پیچ‌ها بصورت شطرنجی
۱۸۹	۶-۵- برش قالبی
۱۹۲	۷-۵- کابل‌ها و میله‌ها
۱۹۲	۸-۵- اعضای با اتصالات مفصلی
۱۹۳	۹-۵- اعضای کششی مرکب از چند نیمرخ یا نیمرخ و ورق
۱۹۵	۱۰-۵- مثال‌های اضافی حل شده

فصل ۶- الزامات طراحی اعضا برای نیروی فشاری

۲۱۳	۱-۶- مقدمه
۲۱۴	۲-۶- تئوری ستون‌ها
۲۱۸	۳-۶- طول موثر
۲۲۷	۴-۶- ضوابط مبحث دهم
۲۲۹	۵-۶- کمانش موضعی
۲۳۴	۶-۶- کمانش پیچشی و کمانشی خمشی - پیچشی
۲۳۶	۷-۶- اعضای ساخته شده
۲۴۱	۸-۶- تاثیر نقص در ظرفیت باربری ستون‌ها
۲۴۶	۹-۶- مثال‌های اضافی حل شده

فصل ۷- الزامات طراحی اعضا برای خمش

۲۶۷	۱-۷- مقدمه
۲۶۸	۲-۷- حالات حدی تیر تحت خمش

تحلیل و طراحی سازه‌های فولادی

9

۲۶۸	۳-۷- مهار جانبی تیرها
۲۶۹	۴-۷- لنگر خمیری مقطع
۲۷۰	۵-۷- مقاطع فشرده، غیر فشرده و لاغر
۲۷۲	۶-۷- ضریب تغییرات کمانش جانبی - پیچشی
۲۷۴	۷-۷- کمانش جانبی - پیچشی
۲۷۶	۸-۷- خمش حول محور ضعیف
۲۷۶	۹-۷- خمش دو محوره
۲۷۶	۱۰-۷- اعضای با یک محور تقارن در خمش
۲۷۸	۱۱-۷- باز توزیع لنگر در تیرهای پیوسته
۲۷۹	۱۲-۷- مثال‌های اضافی حل شده

۳۰۱

فصل ۸- الزامات طراحی اعضا برای برش

۳۰۱	۱-۸- مقدمه
۳۰۳	۲-۸- برش در جان تیر
۳۰۶	۳-۸- برش محور ضعیف
۳۰۷	۴-۸- برش طولی در مقاطع ساخته شده از ورق
۳۰۸	۵-۸- مقاومت برش قالبی در اتصالات تیر به تیر
۳۰۹	۶-۸- تسلیم موضعی جان در برابر نیروی متمرکز کششی و فشاری
۳۱۲	۷-۸- لهیدگی جان در برابر نیروی متمرکز فشاری
۳۱۳	۸-۸- کمانش جانبی جان در مقابل نیروی متمرکز
۳۱۴	۹-۸- طراحی برای تلاش پیچشی
۳۱۹	۱۰-۸- مثال‌های اضافی حل شده

۳۲۶

فصل ۹- الزامات طراحی اعضا برای ترکیب نیروها

۳۲۶	۱-۹- مقدمه
۳۲۷	۲-۹- روابط اندرکنشی بین لنگر و نیروی محوری
۳۳۰	۳-۹- روش‌های تحلیل برای تعیین مقاومت مورد نیاز

تحلیل و طراحی سازه‌های فولادی

ز

- ۳۳۹ ۴-۹- طراحی تیر-ستون‌ها
- ۳۴۲ ۵-۹- مثال‌های اضافی حل شده

فصل ۱۰- الزامات طراحی اعضا با مقطع مختلط

- ۳۵۸ ۱-۱۰- مقدمه
- ۳۶۱ ۲-۱۰- ستون‌های محصور در بتن
- ۳۶۵ ۳-۱۰- ستون‌های پر شده با بتن
- ۳۷۰ ۴-۱۰- تیرهای مرکب محصور در بتن
- ۳۷۱ ۵-۱۰- مقاطع خمشی مرکب با دال بتنی مسطح
- ۳۸۲ ۶-۱۰- تیرهای مرکب همراه با ورق‌های فولادی کنگره‌ای عمود بر تیر
- ۳۸۴ ۷-۱۰- تیرهای مرکب همراه با ورق‌های فولادی کنگره‌ای موازی با تیر
- ۳۸۶ ۸-۱۰- مثال‌های اضافی حل شده

فصل ۱۱- الزامات طراحی اتصالات

- ۴۵۳ ۱-۱۱- مقدمه
- ۴۵۴ ۲-۱۱- طراحی اتصالات جوشی
- ۴۹۸ ۳-۱۱- طراحی اتصالات پیچی
- ۵۱۶ ۴-۱۱- صفحه ستون‌ها
- ۵۳۱ ۵-۱۱- انواع اتصالات تیر به ستون
- ۵۳۳ ۶-۱۱- اتصال ساده تیر به کمک نبشی جان
- ۵۴۶ ۷-۱۱- اتصال ساده نشسته تقویت نشده
- ۵۴۹ ۸-۱۱- اتصال ساده نشسته تقویت شده
- ۵۵۷ ۹-۱۱- اتصال خورجینی
- ۵۶۱ ۱۰-۱۱- اتصال گیردار تیر به بال ستون
- ۵۷۱ ۱۱-۱۱- اتصال گیردار تیر به جان ستون
- ۵۷۷ ۱۲-۱۱- اتصال گیردار تیر به ستون توسط ورق‌های فوقانی و تحتانی
- ۵۷۸ ۱۳-۱۱- اتصال گیردار تیر به ستون توسط سپری

تحلیل و طراحی سازه‌های فولادی

ح

- ۵۸۳ - ۱۱-۱۴- اتصال گیردار تیر به ستون توسط ورق انتهایی
- ۵۸۵ - ۱۱-۱۵- اتصال مستقیم گیردار تیر به ستون
- ۵۸۵ - ۱۱-۱۶- اتصال گیردار زانویی
- ۵۹۰ - ۱۱-۱۷- وصله تیرها
- ۵۹۳ - ۱۱-۱۸- مثال‌های اضافی حل شده

۶۰۸

فصل ۱۲- طراحی تیر ورق‌ها

- ۶۰۸ - ۱۲-۱- مقدمه
- ۶۱۱ - ۱۲-۲- مشخصات تیروورق
- ۶۱۱ - ۱۲-۳- مقاومت پس از کمانش جان
- ۶۱۲ - ۱۲-۴- طراحی برای برش با جان سخت نشده
- ۶۱۳ - ۱۲-۵- طراحی برای برش با جان سخت شده، بدون استفاده از عمل میدان کشش
- ۶۱۴ - ۱۲-۶- طراحی برای برش با جان سخت شده، با استفاده از عمل میدان کشش
- ۶۱۵ - ۱۲-۷- طراحی سخت کننده‌های عرضی
- ۶۱۷ - ۱۲-۸- طراحی خمشی تیروورق‌ها
- ۶۲۰ - ۱۲-۹- طراحی سخت کننده‌ها در برابر لهیدگی

۶۲۳

فصل ۱۳- الزامات حالات حدی بهره‌برداری برای سازه‌های فولادی

- ۶۲۳ - ۱۳-۱- مقدمه
- ۶۲۳ - ۱۳-۲- ملاحظات پیش خیز
- ۶۲۳ - ۱۳-۳- تغییر شکل‌ها
- ۶۲۴ - ۱۳-۴- تغییر مکان‌های جانبی
- ۶۲۴ - ۱۳-۵- ارتعاش (لرزش)

۶۳۷

فصل ۱۴- تحلیل غیرارتجاعی سازه‌های فولادی

۶۳۷

۱۴-۱- مقدمه

ط	تحلیل و طراحی سازه‌های فولادی
۶۳۸	۱۴-۲- تحلیل سازه‌ها؛ روش سختی
۶۶۹	۱۴-۳- تحلیل غیرارتجاعی سازه‌های فولادی
۶۷۰	۱۴-۴- تحلیل خمیری با استفاده از روش مفصل به مفصل
۶۷۳	۱۴-۵- تحلیل خمیری با استفاده از روش‌های دستی
۶۷۹	۱۴-۶- طراحی خمیری اعضای فولادی

فصل ۱۵- الزامات طراحی قاب‌های خمشی فولادی

۶۸۴	۱۵-۱- مقدمه
۶۸۶	۱۵-۲- مکان‌های محتمل برای تشکیل مفصل خمیری
۶۸۸	۱۵-۳- دوران خمیری مورد نیاز
۶۹۰	۱۵-۴- مهار جانبی و کمانش موضعی
۶۹۲	۱۵-۵- طراحی ستون در قاب‌های خمشی شکل‌پذیر
۶۹۷	۱۵-۶- چشمه اتصال
۷۰۹	۱۵-۷- اتصالات تیر به ستون
۷۱۵	۱۵-۸- بهبود رفتار لرزه‌ای در اتصالات گیردار
۷۱۹	۱۵-۹- الزامات طراحی قاب‌های خمشی شکل‌پذیر
۷۲۳	۱۵-۱۰- اتصالات از پیش تایید شده برای قاب‌های خمشی متوسط و ویژه

فصل ۱۶- الزامات طراحی قاب‌های مهاربندی شده فولادی

۸۱۷	۱۶-۱- مقدمه
۸۱۸	۱۶-۲- انواع مهاربندها
۸۲۰	۱۶-۳- قاب‌های مهاربندی شده همگرا
۸۷۲	۱۶-۴- طراحی لرزه‌ای ورق مهاربند برای قاب‌های همگرای ویژه
۹۰۶	۱۶-۵- جزئیات لرزه‌ای ورق مهاربند در قاب‌های مهاربندی شده همگرای ویژه
۹۲۵	۱۶-۶- قاب‌های مهاربندی شده واگرا
۹۶۷	۱۶-۷- قاب‌های مهاربندی شده کمانش ناپذیر

فصل ۱۷ - الزامات طراحی دیوارهای برشی فولادی

۹۸۷	۱-۱۷ - مقدمه
۹۹۰	۲-۱۷ - انواع دیوارهای برشی فولادی
۹۹۳	۳-۱۷ - رفتار و تحلیل دیوارهای برشی فولادی
۱۰۰۷	۴-۱۷ - الزامات طراحی دیوارهای برشی فولادی
۱۰۲۱	۵-۱۷ - الزامات طراحی دیوارهای برشی فولادی سوراخ شده

فصل ۱۸ - استفاده از مقادیر جدول بندی شده در طراحی

۱۰۳۳	۱-۱۸ - مقدمه
۱۰۳۳	۲-۱۸ - مشخصات مصالح فولادی
۱۰۳۴	۳-۱۸ - مشخصات هندسی مقاطع فولادی متداول در ایران
۱۰۳۸	۴-۱۸ - ظرفیت خمشی، برشی و طول مهار نشده مرزی برای مقاطع مختلف
۱۰۴۲	۵-۱۸ - ظرفیت فشاری برای مقاطع مختلف
۱۰۴۴	۶-۱۸ - مشخصات هندسی و ظرفیتی برای مقطع دابل ناودانی

فصل ۱ - الزامات عمومی و خواص فولاد

۱-۱ - مقدمه

فولاد ساختمانی جز مصالح ایده‌آل برای طراحی مقاوم در برابر زلزله است. فولاد قوی، سبک وزن، شکل پذیر، محکم و پرتاقت و قادر به اتلاف انرژی بسیار زیاد در اثر تسلیم شدن می‌باشد که این امر وقتی که تنش‌ها در محدوده غیرخطی می‌گیرند، تحقق پذیر است. باتوجه به فلسفه طراحی آیین‌نامه‌های جدید، که بر مبنای اعتماد به توانایی ذاتی سازه‌ها برای ایستادگی در برابر تغییرمکان‌های غیر الاستیک بدون گسیختگی است، فولاد جز مصالحی است که این قابلیت را فراهم می‌کند. در واقع دیگر مصالح موجود در ساختمان سازی نظیر بتن نیز رفتار شکل پذیرشان را از طریق میلگردهای فولادی که در آنها جاسازی می‌شود، بدست می‌آورند. فولاد ترکیبی از آهن و کربن و ترکیباتی نظیر منگنز، فسفر، گوگرد و سیلیکن است. فولاد با چدن و آهن نرم فرق می‌کند و علت آن هم کاهش مقدار کربن و دیگر مواد است. این تفاوت‌ها فولاد را شکل پذیرتر و مقاوم‌تر از چدن و آهن نرم می‌کند که هر دو این‌ها تمایل به شکننده بودن دارند. این خواص فولاد، شکل پذیری، چکش خواری، قابلیت ساخت و نصب آسان آن را مناسب برای استفاده در سازه‌های بلند نموده است (شکل ۱-۱). تا قبل از زلزله ۱۹۹۴ نورث‌ریچ و قبل از اینکه شکست‌های پیش بینی نشده‌ای در اتصالات کشف شود بسیاری از مهندسان به اشتباه این سازه‌های فولادی را ضد زلزله و جز بهترین سیستم‌های سازه‌ای در نظر می‌گرفتند. بعد از گذشت یک سال، زلزله کوبه (در سال ۱۹۹۵) نیز باعث فروریزش ۵۰ ساختمان فولادی شد که همه این‌ها پتانسیل آسیب پذیری این سازه‌ها را نشان می‌داد. با وجود این ناپایداری‌ها، چنانچه سازه فولادی خوب طراحی شود قابلیت عملکرد بسیار مناسب را خواهد داشت. برای اطمینان از عملکرد خوب سازه‌های فولادی، لازم است که:

- ❖ پیکربندی سازه طوری انجام شود که رفتار غیر الاستیک به خوبی در کل سازه پخش شود، و نه اینکه در تعداد مشخصی از طبقات یا المان‌ها متمرکز گردد.
- ❖ آماده‌سازی ستون‌ها با مقاومت کافی برای مقابله با بارهای لرزه‌ای که باعث واژگونی می‌شوند، بدون هرگونه کمانش.
- ❖ آماده‌سازی مهاربندی جانبی کافی برای اعضای خمشی جهت جلوگیری از کمانش پیچشی جانبی.
- ❖ اتصالات با مقاومت کافی که رفتار غیر خطی را تنها در اعضا ایجاد کنند.
- ❖ استفاده از مقاطع فشرده برای آن دسته از اعضا که قصد دارند رفتار غیر الاستیک را تجربه کنند، به منظور جلوگیری از کمانش موضعی و کاهش مقاومت ناگهانی که ممکن است در این اعضا ایجاد شود.

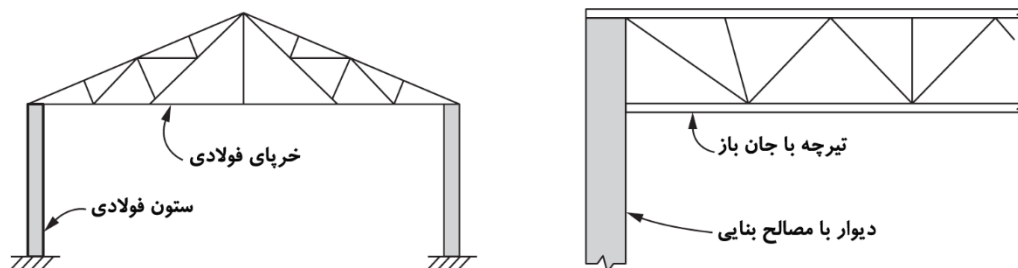


شکل ۱-۱ «خانه پرند» برای بازی‌های المپیک ۲۰۰۸، از فولاد پر مقاومت کم آلیاژ (HSLA) ساخته شده است.

ضوابط مبحث دهم ویرایش چهارم (سال ۹۲) عموماً برگرفته از AISC360-10 می‌باشند.

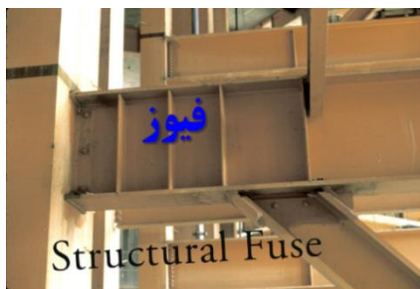


حوزه استفاده از فولاد در ساختمان بسیار گسترده است. از ساختمان‌های یک طبقه گرفته تا آسمان‌خراش‌های ده‌ها طبقه. در شکل ۲-۱ نمونه‌ای از استفاده از فولاد در سقف یک سازه خرپایی نشان داده شده است.



شکل ۲-۱ استفاده از سقف فولادی.

تعدادی از صفحات حذف شده است

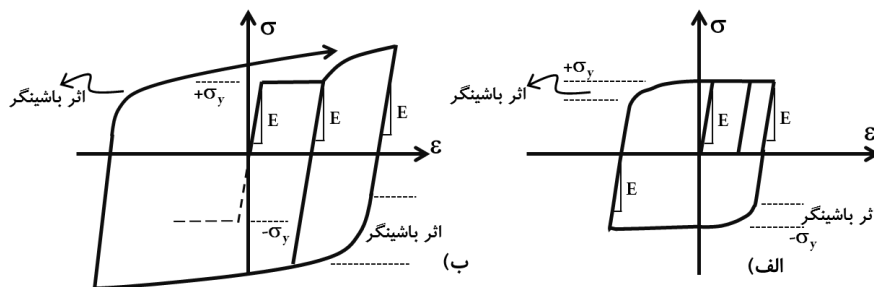


شکل ۱۷-۱ نمونه‌ای فیوز سازه‌ای (تیر پیوند در یک قاب مهاربندی شده واگرا).

۱-۶- هیستریزیس و اثر باشینگر

اثر باشینگر:

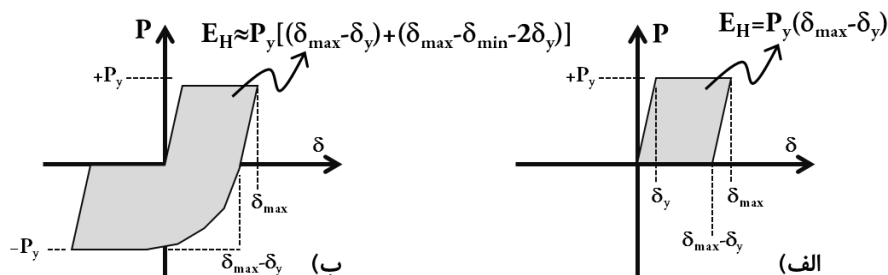
اثر باشینگر یکی از مشخصات طبیعی فولاد می‌باشد. در حالتی که از ناحیه ارتجاعی فراتر رود، در باربرداری ناحیه تیز قبلی رخ نداده و فولاد با نرمی مسیر بعدی را طی خواهد نمود. این پدیده در ناحیه کرنش سختی بیشتر قابل مشاهده است (شکل ۱۸-۱).



شکل ۱۸-۱ اثر باشینگر در فولاد.

هیستریزیس:

یکی از قابلیت‌های بسیار مهم فولاد، خاصیت جذب انرژی در سیکل‌های بارگذاری تناوبی با دامنه بزرگ است. برخلاف انرژی جنبشی و پتانسیل، انرژی هیستریزیک، قابل برگشت نیست. در شکل زیر، که یک بار پیشروند^۱ افزایشی را نشان می‌دهد، در باربرداری، میزان انرژی هیستریزیس، E_H را می‌توان به صورت روابط نشان داده شده در شکل ۱۹-۱ تعیین نمود.



شکل ۱۹-۱ هیستریزیس در فولاد.

¹ Progressively

در محاسبات فوق، از اثر گردش‌دگی نمودار نیرو، تغییر مکان به سبب اثرات باشینگر صرف‌نظر شده بود، لیکن در محاسبات دقیق می‌توان آن را در نظر گرفت.

۷-۱- پروسه تسلیم فولاد

در روند تسلیم عضو تحت بار محوری دیده شده که فولاد نرمه در ناحیه خمیری، دارای قسمت مسطحی است. همانطور که دیده شد مقدار ضریب ارتجاعی در ناحیه پلاستیک تقریباً برابر صفر می‌باشد (شکل ۱-۲۰). فولاد به صورت ماده چند بلوری^۱ است. وقتی بیش از حد ارتجاعی بارگذاری می‌شود تمایل به شکست در یک صفحه با زاویه ۴۵ درجه را دارد. وقتی که کرنش از ϵ_y (کرنش حد تسلیم) به ϵ_{sh} (کرنش متناظر با شروع سخت شوندگی) برسد، لغزش در این صفحه ایجاد می‌شود. به این صفحات، صفحات لُدر^۲ می‌گویند. بعد از اولین لغزش، صفحات دیگر نیز به صورت تصادفی دچار لغزش می‌شوند تا تمام صفحات جاری شوند. برای راحتی فرض کنید در طی کل زمانی که این پروسه به طول می‌کشد، تمام صفحاتی که جاری شدند را بتوان به صورت گروهی به طول ϕL در کنار هم در نظر گرفت. که در آن L طول قطعه تحت تنش تسلیم می‌باشد. در این حالت بقیه نقاط قطعه دارای کرنش ϵ_y بوده و ناحیه ϕL دارای کرنش ϵ_{sh} می‌باشد. بنابراین میانگین کرنش در طول قطعه به صورت زیر تعیین می‌شود:

$$\epsilon_{av} = \frac{\Delta L}{L} = \frac{\epsilon_y(L - \phi L) + \phi \epsilon_{sh} L}{L} = (1 - \phi)\epsilon_y + \phi \epsilon_{sh} = (1 - \phi)\epsilon_y + \phi s \epsilon_y \quad (9-1)$$

$$s = \frac{\epsilon_{sh}}{\epsilon_y} > 1 \quad (10-1)$$



شکل ۱-۲۰ پروسه تسلیم فولاد و شیب صفر بعد از تسلیم.

که در آن s ($s > 1$) نسبت ϵ_{sh} به ϵ_y می‌باشد. این رابطه نشان دهنده افزایش کرنش بدون ازدیاد تنش است. در حالی که سختی فولاد از E در حالتی که $\phi=0$ تا E_{sh} در حالتی که $\phi=1$ تغییر می‌کند اما هرگز صفر نمی‌شود.

¹ Polycrystalline

² Luder

تعدادی از صفحات حذف شده است

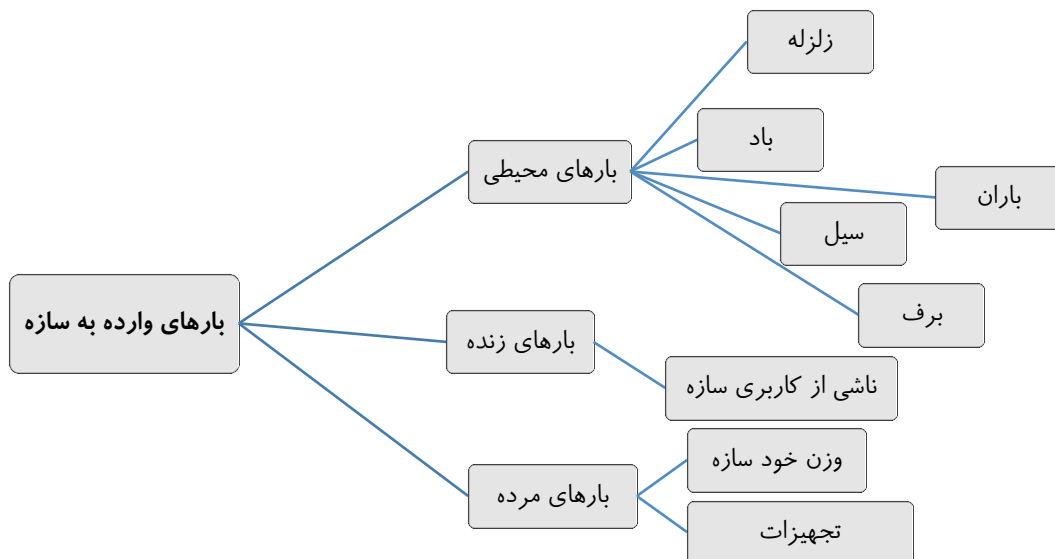
فصل ۲ - بارهای طراحی و رفتار سازه‌های فولادی در برابر آنها

۱-۲ - مقدمه

در این فصل به بررسی بارهای طراحی مطابق با الزامات مبحث ششم خواهیم پرداخت. اهمیت بارگذاری درست و دقیق بر سازه کمتر از طراحی آن نیست. بنابراین گام ابتدایی برای طراحی یک سازه، بارگذاری صحیح و شناخت بارهای وارده بر آن است. تعیین بارهایی که در طول عمر ساختمان به آن وارد می‌شوند و ترکیب‌های مختلف از نامساعدترین شرایط بارگذاری و نحوه انتقال بار به شالوده یکی از مراحل اساسی طرح یک سازه می‌باشد. در صورتی که در مرحله بارگذاری یک سازه، اشتباهی صورت گیرد، تحلیل، طراحی و اجرای آن سازه زیر سؤال قرار می‌گیرد. از آنجایی که آیین‌نامه‌های بارگذاری همواره حداقل ایمنی و مقاومت را تضمین می‌کنند محاسبان و طراحان باید علاوه بر مراعات ضوابط و اصول آیین‌نامه‌ها، قضاوت مهندسی و درک صحیح و عمیق از هر نوع سازه‌ای را داشته باشند. همچنین در انتهای این فصل رفتار کلی سازه‌های فولادی در برابر هر یک از بارها، برای درک رفتار کلی آنها، آورده شده است.

۲-۲ - انواع بارهای موثر بر سازه

بارهای موثر بر سازه را می‌توان بصورت زیر خلاصه نمود:



برای طراحی سازه بایستی ترکیبی از محتمل‌ترین حالات مختلف بارگذاری در نظر گرفته شود.

می‌توان بصورت یکطرفه در نظر گرفت. بار اعمال شده به دال‌ها بصورت گسترده سطحی بوده که نصف بار هر چشمه دال به هر یک از تیرهای اطراف خواهد رسید.

۲-۳-۱-۱- سطح بارگیر تیرهای فرعی

در صورتی که اتصال تیرهای فرعی به تیرهای اصلی را در دو انتهای آنها مفصلی در نظر بگیریم، سهم بار دریافت شده از هر یک از تیرهای فرعی بصورت متمرکز به تیرهای اصلی خواهد رسید. به عنوان مثال، در شکل ۲-۱ سطح بارگیر تیر بین دو گره ② و ⑤ با سطح هاشور خورده abcd نشان داده شده است. در صورتی که فاصله تیرهای اصلی با y و فاصله تیرهای فرعی از یکدیگر با x نشان داده شده باشد، سطح بارگیر این تیر که به میزان $x/2$ از هر طرف خود بار می‌گیرد، برابر است با:

$$A_T = xy$$

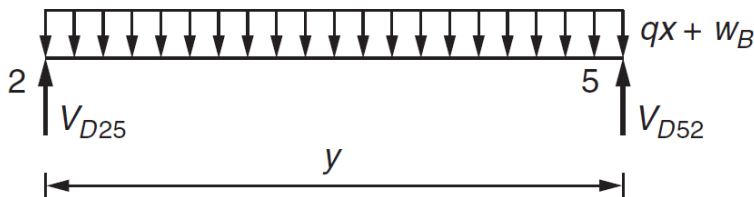
در صورتی که عرض بارگیر برابر $B_T = x$ باشد، برای یک دال با وزن واحد سطح $q \text{ kg/m}^2$ و با فرض وزن واحد طول تیرهای فرعی را برابر $w_B \text{ kg/m}$ ، وزن واحد طول روی تیر بین دو گره ② و ⑤ برابر است با:

$$w_{D25} = qB_T + w_B = qx + w_B$$

بنابراین عکس‌العمل تکیه‌گاهی برای تیر بین دو گره ② و ⑤ برابر است با:

$$V_{D25} = y \frac{(qx + w_B)}{2} = V_{D52}$$

بارهای اعمالی به تیر بین دو گره ② و ⑤، در شکل ۲-۲ نشان داده شده است.



شکل ۲-۲ بارهای اعمالی به تیر ۲۵.

بصورت مشابه، عکس‌العمل تکیه‌گاهی برای تیر بین دو گره ⑥ و ⑨ برابر است با:

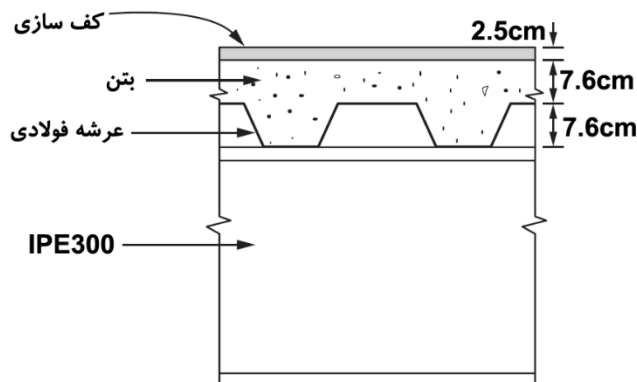
$$w_{D69} = qB_T + w_B = q \frac{x}{2} + w_B$$

$$W_{D69} = qA_T + w_B y = y \left(q \frac{x}{2} + w_B \right)$$

$$V_{D69} = y \left(q \frac{x}{2} + w_B \right) / 2 = V_{D96}$$

تحلیل و طراحی سازه‌های فولادی

مثال ۴ سقف نشان داده شده در شکل ۱-۲ را در نظر بگیرید که مربوط به سقف یک سازه دو طبقه می‌باشد. جزئیات اجرایی سقف در شکل ۳-۲ نشان داده شده است. در صورتی که فاصله تیرهای فرعی $x=3\text{ m}$ و فاصله تیرهای اصلی $y=9\text{ m}$ باشد، و سقف دارای جزئیاتی مشابه شکل نشان داده شده در شکل ۳-۲ باشد، همچنین وزن مخصوص بتن سبک استفاده شده در سقف برابر 1750 کیلوگرم بر متر مکعب باشد، مقدار شدت بار روی تیر و همچنین عکس‌العمل تیر را محاسبه نمایید.



شکل ۳-۲ جزئیات یک سقف عرشه فولاد.

وزن عرشه فولادی را می‌تواند حدود 10 کیلوگرم بر متر مربع در نظر گرفت. وزن کف‌سازی 60 کیلوگرم بر متر مربع در نظر گرفته می‌شود. وزن بتن برابر است با:

$$\text{Lightweight concrete fill } 1750 \times 0.076 + 1750 \times 0.076 \times 0.5 = 200 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

وزن سقف کاذب و تاسیسات نیز هر کدام به میزان 15 کیلوگرم بر متر مربع در نظر گرفته می‌شود.

کف‌سازی:	60 کیلوگرم بر متر مربع
وزن بتن	200 کیلوگرم بر متر مربع
عرشه فولادی	10 کیلوگرم بر متر مربع
سقف کاذب	15 کیلوگرم بر متر مربع
تجهیزات مکانیکی	15 کیلوگرم بر متر مربع
جمع کل:	300 کیلوگرم بر متر مربع

سطح بارگیر تیر بین دو گره ② و ⑤ برابر است با:

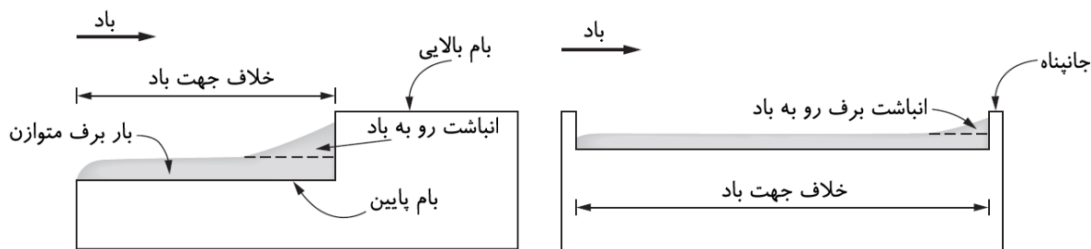
$$A_T = xy = 3\text{ m} \times 9\text{ m} = 27\text{ m}^2$$

کل بار روی تیر بین دو گره ② و ⑤ برابر است با:

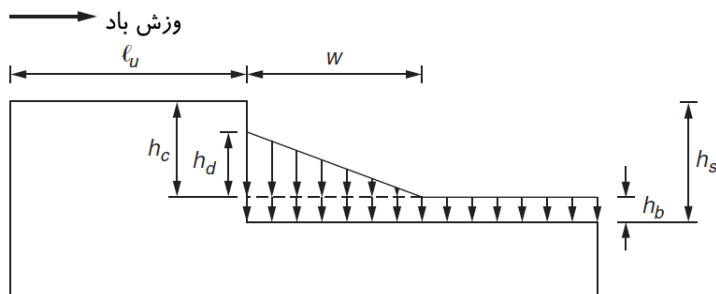
$$W_{D25} = qA_T + w_B y = \left[300 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \times 27\text{ m}^2 + 42.2 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \times 9\text{ m} \right] \times 10^{-3} \approx 8.45\text{ ton}$$

عدد 42.2 میزان وزن واحد طول تیر IPE300 می‌باشد که از جدول مقاطع بدست آمده است. بنابراین عکس‌العمل تکیه‌گاهی تیر بین دو گره ② و ⑤ ناشی از بارهای مرده برابر با:

تعدادی از صفحات حذف شده است

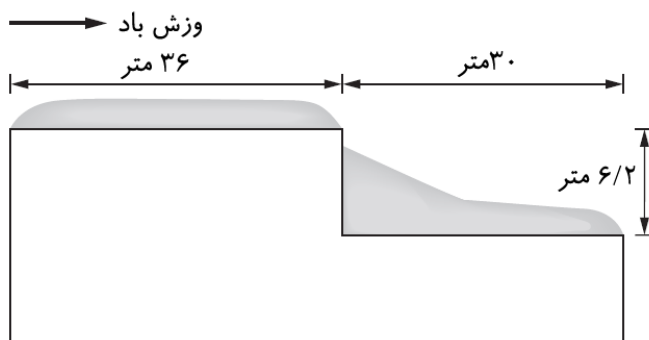


شکل ۱۸-۲ انباشت رو به باد.



شکل ۱۹-۲ توزیع بار برف پشت به باد.

مثال ۱۵ یک سازه تجاری با گرمایش مناسب، در حومه شهر همدان را در نظر بگیرید. نسبت شیب سقف این سازه ۱ به ۴۸ می‌باشد. بار برف این بام را طبق مبحث ششم تعیین نمایید.



شکل ۲۰-۲ جزئیات مربوط به مثال.

با مراجعه به جدول ۶-۷-۱، مبحث ششم، شهر همدان در منطقه ۴ قرار داشته و با توجه به بند ۶-۷-۱ مقدار بار برف زمین آن برابر ۱/۵ کیلونیوتن بر متر مربع است ($P_g=1.5 \text{ kN/m}^2$). با توجه به آنکه برف زمین از ۱ کیلونیوتن بر متر مربع بیشتر است، نیازی به اعمال بند ۶-۷-۱۲ مبحث ششم، نیست. شیب بام برابر است با:

$$\theta = \arctan\left(\frac{1}{48}\right) = 1.19^\circ < 15^\circ \text{ بنابراین شیب کم است}$$

از مثال قبل داریم:

$$P_r = 0.7C_s C_t C_e I_s P_g = 0.7 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 1.05 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} > P_m = I_s = 1 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

مقدار چگالی برف طبق رابطه ۶-۷-۳ مبحث ششم برابر است با:

تعدادی از صفحات حذف شده است

لبه	حالت بارگذاری الف		حالت بارگذاری ب	
	$C_p C_g$	P (kPa)	$C_p C_g$	P (kPa)
1	1	0.28	-0.85	-0.24
1E	1.5	0.42	-0.9	-0.26
2	-1.3	-0.37	-1.3	-0.37
2E	-2	-0.57	-2	-0.57
3	-0.9	-0.25	-0.7	-0.2
3E	-1.3	-0.37	-1	-0.28
4	-0.8	-0.23	-0.85	-0.24
4E	-1.2	-0.34	-0.9	-0.26
5	n/a	n/a	0.75	0.21
5E	n/a	n/a	1.15	0.33
6	n/a	n/a	-0.55	-0.16
6E	n/a	n/a	-0.8	-0.23

۱۱-۲- بارهای ناشی از زلزله

یک زمین‌لرزه توسط لرزش زمین، در اثر رها شدن انرژی^۱ از پوسته زمین^۲ آشکار می‌شود. این انرژی ممکن است از منابع مختلفی مانند جابجایی پوسته زمین^۳، فوران آتشفشانی^۴، انفجارهای ایجاد شده به دست بشر و یا ریزش تونل‌های زیرزمینی سرچشمه گیرد. طراحی سازه‌ها در برابر زلزله بر این اساس می‌باشد که در زلزله‌های شدید جان ساکنین حفظ شود ولی اجازه داده می‌شود سازه دچار خرابی‌هایی (به صورت محدود) گردد. به عبارت دیگر در زلزله‌های شدید مقداری خرابی برای سازه پذیرفته شده می‌باشد. زیرا که اگر بخواهیم سازه‌ها را طوری طراحی نماییم که در شدیدترین زلزله‌ها بدون خرابی باقی بمانند از نظر اقتصادی به هیچ وجه توجیه پذیر نمی‌باشد. بایستی بین نیروهای ایجاد شده توسط باد و زلزله تمایز گذاشت. زیرا که نیروهای موثر بر سازه در اثر باد به جوانب سازه (به صورت یک نیروی خارجی) اثر کرده در حالی که نیروهای زلزله باعث حرکت در پی^۵ سازه و در نهایت ایجاد نیروهای لختی در جرم سازه می‌شوند. یک رفتار ساده در حین ایجاد نیروهای دینامیکی زلزله بر یک سازه در شکل ۲-۵۰ نمایش داده شده است.

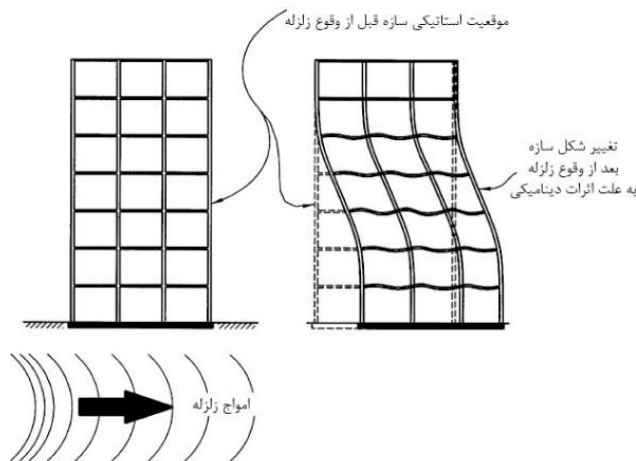
¹ Release of energy

² Earth's crust

³ Dislocations of the crust

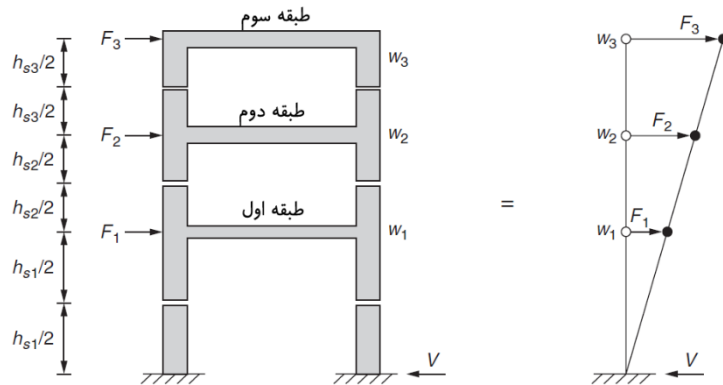
⁴ Volcanic eruptions

⁵ Foundation



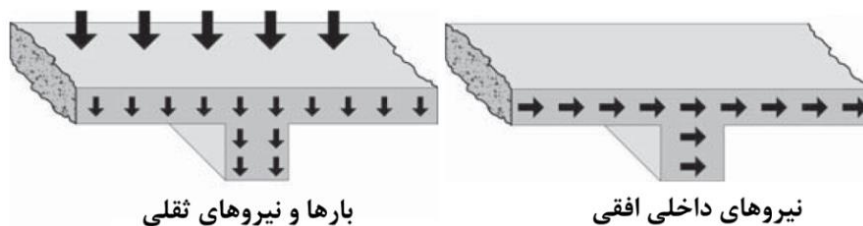
شکل ۲-۵۰ رفتار سازه در حین زلزله.

در حین وقوع زلزله نیروهای اینرسی در هر طبقه بسته به جرم و سختی آن طبقه ایجاد می‌شود. در شکل ۲-۵۱ سهمیه نیروی جانبی هر طبقه از کل نیروی جانبی سازه نشان داده شده است. مطابق این شکل، نیروی جانبی هر طبقه تناسب مستقیم با میزان سهمیه جرمی آن طبقه دارد. سهمیه جرمی هر طبقه برابر با کل بارهای مرده و درصدی از بارهای زنده آن طبقه به همراه نصف دیوارهای بالا و پایین آن طبقه می‌باشند.



شکل ۲-۵۱ سهمیه نیروی هر طبقه در اثر زلزله.

این نیروی داخلی ایجاد شده نیروی اینرسی یا نیروی ماند نیز نامیده می‌شود. در اثر جنبش زمین و شتاب افقی اعمال شده و در نهایت حرکت روسازه، این نیروی داخلی در جرم آن ایجاد می‌شود. این نیرو در تمام اجزای سازه ایجاد می‌گردد. در صورتی که یک متر مربع از سطح سقف را مانند شکل ۲-۵۲ در نظر بگیریم، در آن علاوه بر نیروهای ثقلی که ناشی از بارهای مرده و زنده سازه هستند، نیروهایی افقی که ناشی از حاصل ضرب جرم این قسمت در شتاب اعمالی می‌باشد، ایجاد می‌گردد. همانطور که دیده می‌شود نیروهای قائم دارای ماهیتی خارجی بوده ولیکن نیروهای افقی ایجاد شده، ماهیتی داخلی دارند.

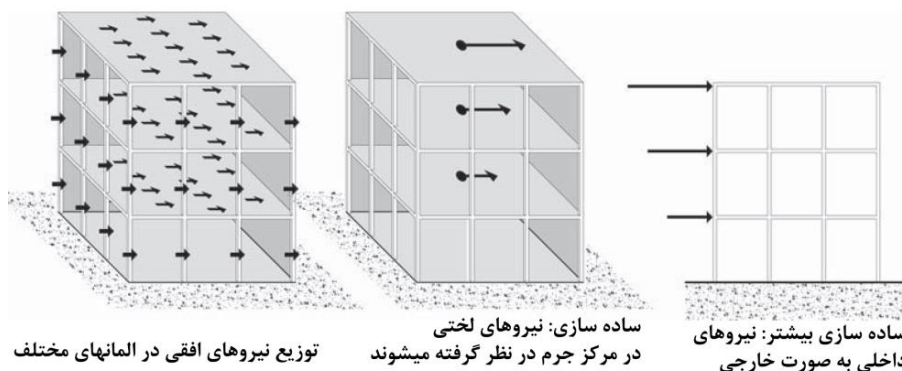


بارها و نیروهای ثقلی

نیروهای داخلی افقی

شکل ۲-۵۲ تفاوت بین ماهیت بارهای افقی و قائم

با بررسی نیروهای ثقلی و افقی می‌توان تمام نیروهای ثقلی و افقی را به صورت همزمان در مرکز جرم^۱ (CoM)، به صورت متمرکز در نظر گرفت. در یک ساختمان معمولی بیشتر وزن یک سازه ناشی از وزن سقف طبقات و بام می‌باشد. بنابراین بیشتر طراحان برای ساده سازی، مانند شکل ۲-۵۳، به جای در نظر گرفتن نیروی داخلی ایجاد شده در هر المان، تمام نیروهای جانبی ایجاد شده در هر طبقه را در مرکز جرم آن طبقه در نظر می‌گیرند. برای سازه‌هایی که توزیع نیروهای ثقلی بر روی آن یکنواخت است، مرکز جرم سازه تقریباً متناظر با مرکز سطح پلان است. نیروهای ناشی از باد به سبب جهت اعمال شبیه به نیروهای ناشی از زلزله می‌باشند ولیکن به سبب ماهیت خارجی بودنشان با نیروهای لختی ناشی از زلزله تفاوت عمده دارند.



توزیع نیروهای افقی در المانهای مختلف

ساده سازی: نیروهای لختی در مرکز جرم در نظر گرفته میشوند

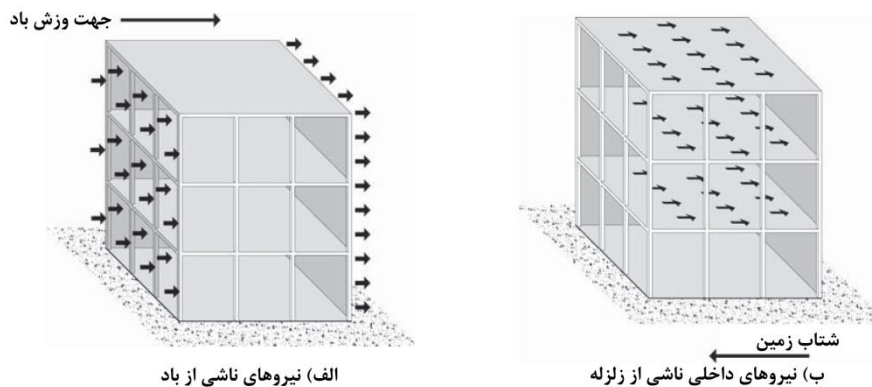
ساده سازی بیشتر: نیروهای داخلی به صورت خارجی

شکل ۲-۵۳ ساده سازی نیروهای لختی ایجاد شده در اثر زلزله

همانند شکل ۲-۵۴، نیروهای خارجی ناشی از باد در سطح جانبی ساختمان اثر کرده و موجب فشردگی آن وجه از سازه می‌شوند. این نیروها را می‌توان به صورت متمرکز در مرکز سطح بادخور در نظر گرفت. همچنین نیروهای ناشی از زلزله به صورت رفت و برگشت می‌باشند ولی نیروهای ناشی از باد در یک جهت اعمال می‌شوند. هر دو نیروی ناشی از باد و زلزله دارای ماهیتی کاملاً دینامیکی می‌باشند.

مهمترین عامل ایجاد نیروهای لختی در جرم سازه، جرم آنها می‌باشد. براساس قانون دوم نیوتن، نیروی ایجاد شده متناسب با جرم آنها است. با سبک سازی ساختمان‌ها می‌توان، نیروهای ایجاد شده در آنها را در اثر زلزله به مقدار قابل توجهی کاهش داد. این مهم با بکارگیری اجزاء سبک در ساختمان تحقق می‌یابد. متأسفانه در بسیاری از کشورها برای ساخت ساختمان‌ها معمولاً این اصل مهم نادیده گرفته می‌شود.

¹ Centre of Mass



در یک مدل سازه‌ای قاب، اعضای قاب توسط المان‌های قاب در محل نقاط گره‌ی^۱ به یکدیگر مرتبط می‌شوند. موقعیت هر یک از این گره‌ها توسط یک سیستم مختصات کلی^۲ تعریف می‌شود. در صورتی که بتوان از اثر دینامیکی نیروها و وابستگی آنها به زمان صرف نظر نمود، می‌توان از یک تحلیل استاتیکی بهره جست تا زمان تحلیل، به میزان قابل ملاحظه‌ای کاهش یابد.

۲-۱۱-۱- روش استاتیکی معادل^۳ (بر اساس ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰)

در اکثر آیین‌نامه‌ها روش استاتیکی معادل به عنوان اصلی‌ترین روش بارگذاری لرزه‌ای مطرح است. ارکان اصلی این روش عبارتند از:

- ۱- تعیین دوره تناوب سازه
- ۲- تعیین برش پایه
- ۳- توزیع برش پایه در ارتفاع سازه
- ۴- واریسی‌ها

این روش بارگذاری نیروی زلزله را معادل یک نیروی افقی می‌پندارد. بنابراین ابتدا نیروی برش پایه براساس دوره تناوب سازه محاسبه سپس در ارتفاع سازه توزیع می‌شود، آنگاه سهم عناصر لرزه‌بر به نسبت سختی مشخص می‌گردد و اعضای سازه براساس نیروی حاصل طرح می‌گردند. در این میان واریسی‌های مختلفی نظیر کنترل جابجایی، پیچش و مانند اینها صورت می‌گیرد. در ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ ایران روش استاتیکی معادل براساس معادل‌سازی سازه بصورت یک سیستم یک درجه آزادی و با در نظر گرفتن دوره تناوب طبیعی اول آن برای ساختمان‌ها ارائه شده. در آیین‌نامه حداقل نیروی برشی پایه یا مجموع نیروی جانبی زلزله در هر یک از امتدادهای ساختمان با استفاده از رابطه زیر تعیین می‌شود:

$$V = CW \quad (۲-۱۶)$$

که در رابطه فوق، V ، نیروی برشی در تراز پایه ساختمان، W ، وزن کل ساختمان شامل وزن مرده و درصدی از بار زنده و بار برف و همچنین C ، ضریب بار زلزله طبق ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ از رابطه زیر بدست می‌آید:

^۱ Nodal points

^۲ Global coordinate system

^۳ Equivalent Static Force Procedure

تعدادی از صفحات حذف شده است

فصل ۳ – الزامات تحلیل و طراحی برای تامین پایداری

۱-۳- مقدمه

در این فصل که منطبق بر بند ۱۰-۲-۱ مبحث دهم می‌باشد، الزامات تحلیل و طراحی مجموعه سازه برای تامین پایداری براساس حالات حدی مورد بررسی قرار خواهد گرفت. بطور کلی تحلیل سازه مستقل از طراحی است. لیکن در سازه‌های فولادی، این روند به هم وابستگی دارد.

۲-۳- آثار مرتبه دوم در تحلیل قاب

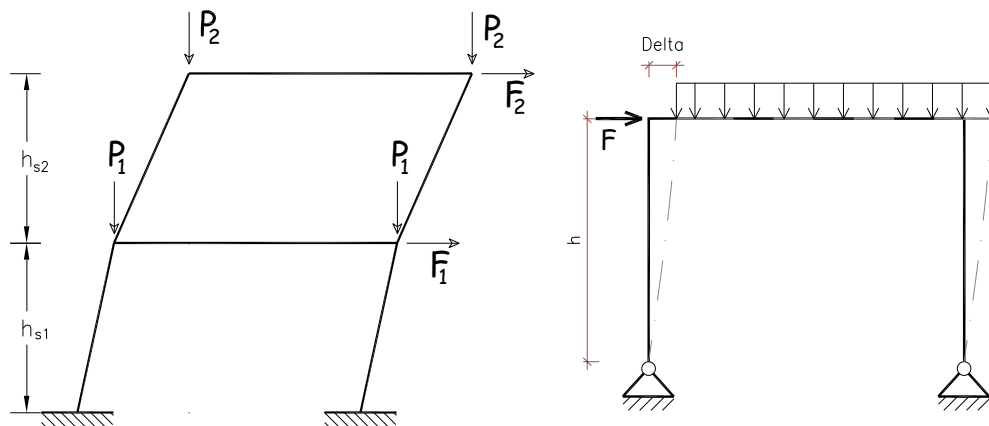
در بخش ۱۰-۲-۱ مبحث دهم به این مهم پرداخته شده است. در این راستا آثار مرتبه دوم $P-\Delta$ و $P-\delta$ از اهمیت بسزایی برخوردار است. وقتی یک سازه تحت بارهای جانبی قرار گیرد، به سبب لنگرهای مضاعف ایجاد شده در سازه بخاطر جابجایی جانبی آن، میزان لنگرها و نیروهای بدست آمده ثانویه، بیشتر از حالتی است که تحلیل مرتبه اول انجام شده باشد. این اثرات مرتبه دوم در اثر جابجایی کلی قاب و همچنین انحنای اعضاء در اثر خمش ایجاد شده در آنها، بوجود می‌آید. طبق آیین‌نامه در تحلیل سازه، بایستی تغییرشکل‌های برشی، خمشی، محوری و پیچشی در نظر گرفته شوند. بارهای جانبی که همزمان با بارهای ثقلی اعمال می‌شوند، سبب تغییر مکان جانبی سازه شده که وجود بارهای ثقلی سبب ایجاد لنگر مضاعفی در پای ستون می‌شود. بعنوان یک شاخص، نسبت لنگر ثانویه ($P\Delta$) به لنگر اولیه (Fh) را شاخص پایداری می‌نامند و با نماد θ نمایش داده می‌شود. بنابراین طبق شکل ۱-۳ (شکل سمت راست) می‌توان بصورت زیر بیان نمود:

$$\theta = \frac{P\Delta}{Fh} \quad (1-3)$$

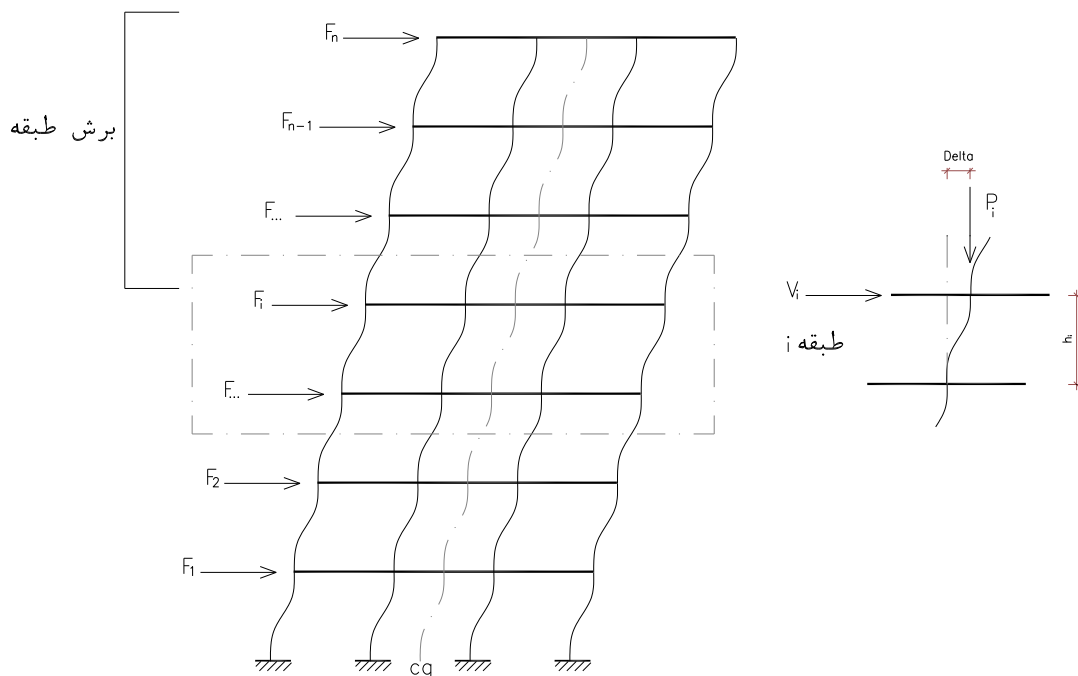
برای شکل ۱-۳ (شکل سمت چپ) شاخص پایداری را می‌توان برای هر طبقه بصورت زیر تعیین نمود:

$$M_{p2} = F_2 h_{s2} \quad M_{s2} = 2P_2 \Delta_2 \quad \Rightarrow \quad \theta_2 = \frac{M_{s2}}{M_{p2}} \quad (2-3)$$

$$M_{p1} = (F_1 + F_2) h_{s1} \quad M_{s1} = 2(P_1 + P_2) \Delta_1 \quad \Rightarrow \quad \theta_1 = \frac{M_{s1}}{M_{p1}} \quad (3-3)$$



شکل ۱-۳ تغییر شکل قاب تحت بار جانبی.



شکل ۲-۳ جابجایی طبقات ناشی از بارهای جانبی.

معمولاً از روش تکرار^۱ برای تعیین اثرات پی دلتا استفاده می‌شود. در هر سیکل، برش طبقه به صورت زیر اصلاح می‌شود.

$$\Sigma V_i = \Sigma V_1 + \frac{(\Sigma P)\Delta_{i-1}}{h} \quad (۴-۳)$$

در این روش بعد از تحلیل مرتبه اول، جابجایی طبقات بدست آمده و برش ثانویه حاصل از جابجایی طبقه (جمله دوم رابطه بالا) با برش حاصل از گام قبل جمع شده تا برش طبقه در گام جدید، بدست آید. بدین صورت نیروی جانبی طبقات اصلاح

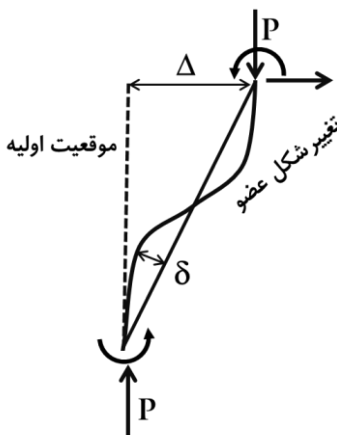
^۱ Iterative P-delta Method

تعدادی از صفحات حذف شده است

$$P_u = P_{nt} + B_2 P_{lt}$$

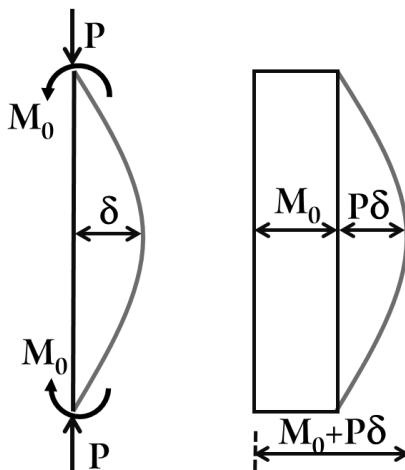
(۳-۳۱)

که در رابطه اخیر P_{nt} نیروی محوری مرتبه اول برای حالتی که از انتقال جانبی جلوگیری شده باشد و P_{lt} نیروی محوری مرتبه اول فقط به علت انتقال جانبی است. ضریب B_1 برای اعضای که تحت نیروی فشاری نیستند برابر یک در نظر گرفته می‌شود. ضریب B_1 برای در نظر گرفتن اثرات $P-\delta$ بوده که برای هر عضو تحت اثر نیروی محوری فشاری و لنگر خمشی بایستی محاسبه شود و ضریب B_2 برای در نظر گرفتن $P-\Delta$ بوده که برای هر طبقه بایستی محاسبه شود. ضریب B_2 به هر دو نیروهای محوری و لنگر اعمال می‌شود (شکل ۳-۱۰).

شکل ۳-۱۰ اثرات $P-\delta$ و $P-\Delta$.

۳-۵-۲-اعضاء در قاب‌های مهارشده

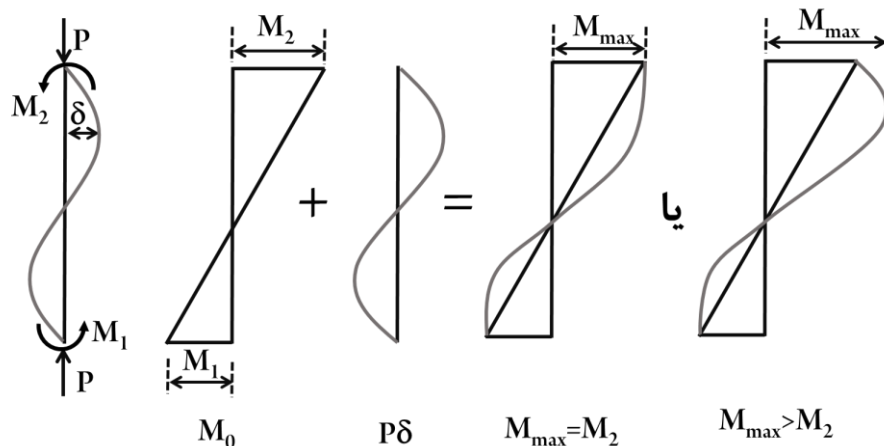
رابطه (۳-۲۹) برای حالتی که تیر بدون حرکت جانبی باشد و دو انتهای عضو نسبت به هم حرکت نداشته باشند، بدست آمد. برای این منظور شکل ۳-۱۱ را در نظر بگیرید که تحت نیروی محوری و لنگر خمشی در دو انتهای خود قرار دارد. لنگر خمشی متمرکز M_0 بشکلی اعمال می‌شود که در عضو تولید خمش ساده می‌نماید بطوریکه یک انحناء در عضو ایجاد شده است.



شکل ۳-۱۱ عضو تحت بار محوری و لنگر خمشی در دو انتها.

تحلیل و طراحی سازه‌های فولادی

در حالتی که خیز آن زیاد شود، حداکثر تشدید لنگر در وسط آن ایجاد خواهد شد. تحت لنگر متمرکز در انتها، مقدار لنگر در سراسر عضو ثابت بوده و با لنگر ناشی از اثرات ثانویه جمع می‌شود. در شکل ۳-۱۲ عضو تحت بار محوری و لنگرهای هم‌جهت در دو انتها نشان داده شده است که باعث ایجاد خمش مضاعف در عضو می‌شود. حداکثر لنگر ایجاد شده تحت لنگرهای اعمالی در یکی از دو انتهای آن و حداکثر ضریب تشدید لنگر در بین دو انتهای آن ایجاد می‌شود. بسته به میزان بار محوری P ، ضریب تشدید لنگر می‌تواند کوچکتر یا بزرگتر از لنگرهای انتهایی عضو باشد.



شکل ۳-۱۲ عضو تحت بار محوری و انحناء مضاعف.

مقدار حداکثر لنگر در یک تیر-ستون به توزیع لنگر خمشی در آن بستگی دارد. این توزیع توسط ضریب C_m بیان می‌شود. ضریب تشدید بدست آمده در رابطه (۳-۲۹) برای بدترین حالت بصورت زیر قابل نوشتن است:

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - (\frac{\alpha P_r}{P_{e1}})} \geq 1.0 \quad (۳۲-۳)$$

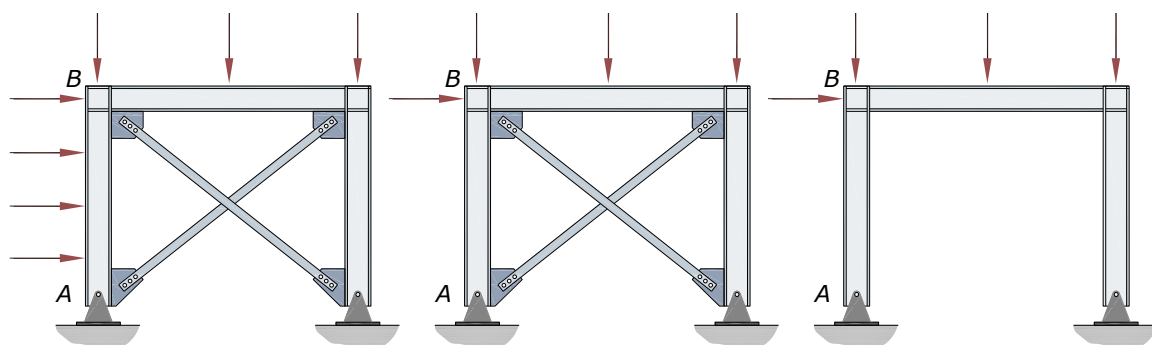
که در آن P_r برابر با مقاومت فشاری مورد نیاز تشدید نیافته در روش حالات حدی برابر P_u و در روش تنش مجاز برابر P_a می‌باشد و این مقدار را می‌توان براساس تخمین مرتبه اول $P_{nt} \approx P_{n1} + P_{t1}$ محاسبه نمود. ضریب $\alpha=1.0$ برای روش حالات حدی و برابر $\alpha=1.6$ برای روش تنش مجاز است. پارامتر P_{e1} مقاومت کمانش بحرانی الاستیک عضو در صفحه خمش بوده و با فرض عدم انتقال جانبی از رابطه زیر تعیین می‌شود:

$$P_{e1} = \frac{\pi^2 EI}{(K_1 L)^2} \quad (۳۳-۳)$$

همچنین L طول عضو، I امان اینرسی در صفحه خمش، K_1 ضریب طول موثر در صفحه خمش با فرض عدم حرکت جانبی که می‌توان در جهت اطمینان برابر ۱ فرض نمود. در صورتی که الزامات طراحی روش تحلیل مستقیم مورد نظر باشد، در صورت رابطه فوق، عبارت EI بایستی با EI^* مطابق با رابطه (۳-۱۳) تعویض شود. در صورتی که از روش تحلیل طول موثر یا مرتبه اول محدود شده استفاده شود، نیازی به کاهش EI نیست. زیر نویس‌های ۱ بیانگر حالت مهار شده و زیرنویس ۲ بیانگر حالت مهارنشده برای عضو هستند.

۳-۵-۱- تعیین مقدار ضریب توزیع لنگر

ضریب توزیع لنگر C_m تنها در حالتی که قاب مهارشده باشد، اعمال می‌شود. در این حالت، این اعضا می‌توان به دو دسته تقسیم نمود: الف) برای تیر-ستون‌هایی که فاقد هر نوع بار جانبی در بین دو انتهای خود در صفحه خمش هستند. ب) تیر-ستون‌هایی که در معرض بار جانبی در بین دو انتهای خود هستند. نمونه‌ای از این حالت در شکل ۳-۱۳ نشان داده شده است. عضو AB قاب شکل ۳-۱۳ الف، بدون مهار جانبی می‌باشد. این عضو در شکل ۳-۱۳ ب، و شکل ۳-۱۳ پ، با مهار جانبی بوده ولیکن در حالت (ب) بدون نیروی جانبی بین دو انتهای خود و در حالت (پ) با نیروی جانبی در بین دو انتهای آن نشان داده شده است.



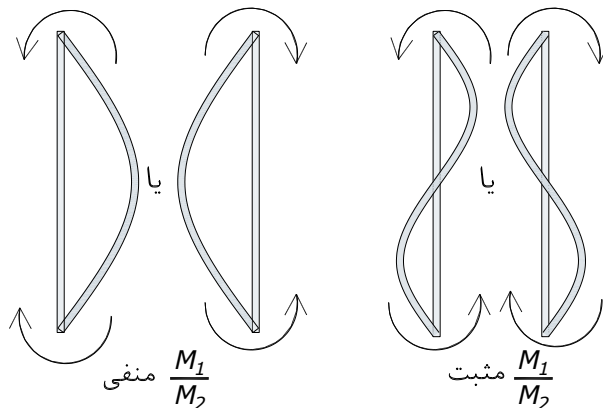
الف) قاب مهار نشده ب) قاب مهار شده بدون بار جانبی پ) قاب مهار شده با بار جانبی

شکل ۳-۱۳ قاب بدون مهار جانبی و با مهار جانبی.

در صورتی که تیر ستون فاقد هر نوع بار جانبی در بین دو انتهای خود در صفحه خمش باشد، ضریب C_m طبق مبحث دهم طبق رابطه زیر تعیین می‌شود.

$$C_m = 0.6 - 0.4 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) \quad (۳۴-۳)$$

پارامترهای M_1 و M_2 لنگرهای خمشی مرتبه اول دو انتهای ناحیه مهار نشده عضو مورد نظر در صفحه خمش بوده و $|M_1| \leq |M_2|$ می‌باشد. در رابطه فوق اگر انحنای عضو بصورت ساده باشد، نسبت M_1/M_2 منفی و در صورت انحنای مضاعف، این نسبت مثبت است. این نسبت برای حالت‌های مختلف انحنای عضو در شکل ۳-۱۴ نشان داده شده است.



شکل ۳-۱۴ علامت نسبت لنگر خمشی در دو انتهای تیر-ستون.

تعدادی از صفحات حذف شده است

فصل ۴ – الزامات مقاطع اعضای فولادی و رفتار خمیری آنها

۴-۱- مقدمه

در این فصل که منطبق بر بند ۱۰-۲-۲ مبحث دهم می‌باشد، الزامات مربوط به مقاطع و ضوابط فشردگی آنها مورد بررسی قرار خواهد گرفت. همچنین بررسی رفتار خمیری مقاطع در بخش بعدی این فصل مورد بررسی قرار گرفته است. تاکید اصلی بر روی رفتار خمیری مقاطع با تقارن دوپل است. همچنین اثر نیروی محوری در ظرفیت خمیری و اثر تنش‌های پسماند، از دیگر قسمت‌های این فصل خواهند بود.

۴-۲- مقاطع فولادی

امروزه مقاطع فولادی در شکل‌های متنوعی تولید می‌شوند. تعدادی از مقاطع متعارف در شکل ۴-۱ و توصیف آنها در جدول ۴-۱ نشان داده شده است.



W-Shapes



M-Shapes



S-Shapes



HP-Shapes



C-Shapes



L-Shapes



WT-Shapes



ST-Shapes



HSS-Shapes

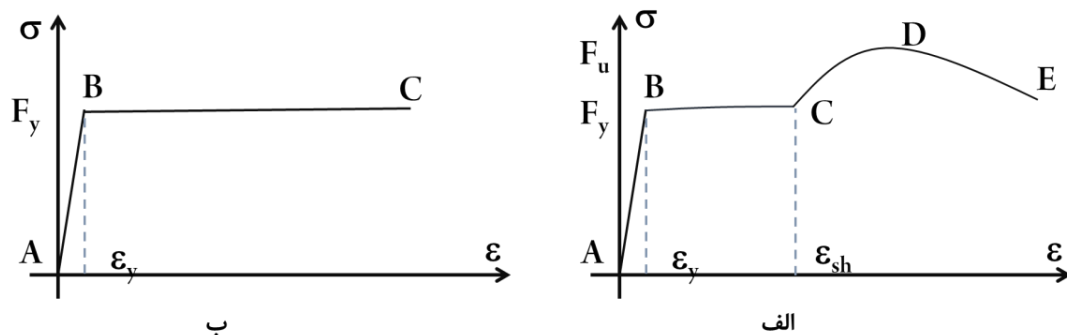


Pipe

شکل ۴-۱ انواع مقاطع تولیدی.

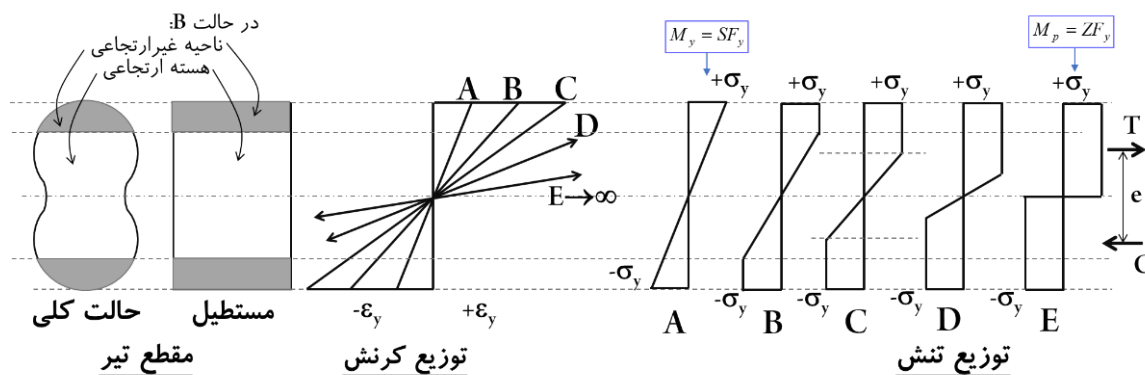
جدول ۴-۱ مقاطع فولادی نورد شده.

نام	شکل
W	تیر بال پهن
M	تیر متفرقه
S	تیرهای استاندارد
HP	شمع اتکایی
C	ناودانی استاندارد
MC	ناودانی متفرقه



شکل ۴-۴ مدل رفتاری واقعی و ایده‌آل فولاد.

مقاطع با تقارن دابل، به لحاظ مطالعات در باب تحلیل‌های خمیری راحت‌تر از بقیه مقاطع هستند. زیرا که وجود دو محور تقارن در این مقاطع منجر به آن می‌شود که همیشه تار خنثی مقطع در محل مرکز سطح هندسی آن قرار گیرد. با استفاده از یک مدل الاستوپلاستیک، برای یک مقطع دلخواه مانند شکل ۴-۵ می‌توان مقدار تنش را بررسی نمود.



شکل ۴-۵ توزیع کرنش و تنش در مقطع با تقارن دابل.

لنگر حد تسلیم اولین تار با M_y و لنگر تسلیم کل مقطع (لنگر پلاستیک) با M_p بر روی شکل، نشان داده شده است. همچنین مقدار S اساس مقطع الاستیک و Z اساس مقطع پلاستیک بوده که با روابط زیر تعیین می‌شوند. اساس مقطع الاستیک از تقسیم ممان اینرسی مقطع تیر بر دورترین تار و اساس مقطع پلاستیک از گرفتن لنگر اول سطح مقطع بدست می‌آید.

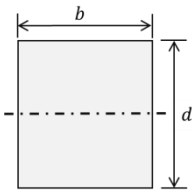
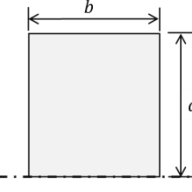
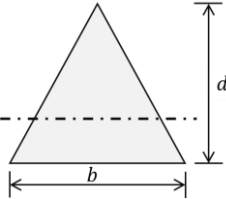
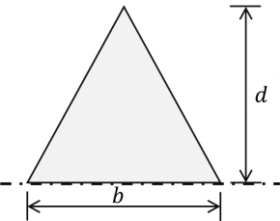
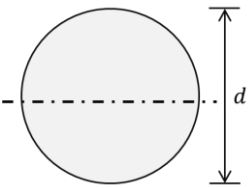
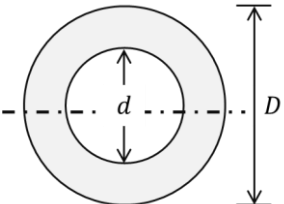
$$S = \frac{I}{c} \quad Z = \sum A_i y_i \quad (3-4)$$

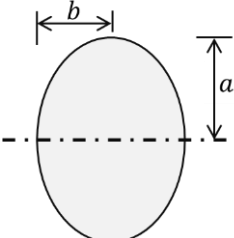
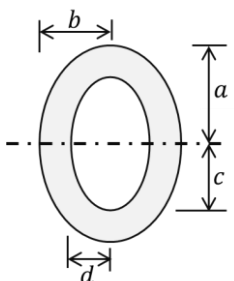
گام نخست برای تحلیل یک مقطع، تعیین مشخصات آن از جمله مرکز هندسی، ممان اینرسی و اساس مقطع آن می‌باشد. گشتاور دوم سطح یا ممان اینرسی سطح خاصیتی از یک مقطع است که با بهره‌گیری از آن می‌توان رفتار یک تیر را در برابر خمش و تغییر شکل حول محورهای آن بدست آورد. میزان تنش و تغییر شکل خمشی یک تیر هم به میزان بار وارده و هم به شکل هندسی مقطع مورد نظر بستگی دارد، هر چه ممان اینرسی یک مقطع بیشتر باشد میزان تنش و تغییر شکل خمشی آن مقطع کمتر است، به همین دلیل است که تیرهایی با ممان اینرسی بزرگتر، مانند مقاطع I شکل، در ساختمان‌ها استفاده

تحلیل و طراحی سازه‌های فولادی

می‌شوند. برای تعیین روابط مربوط به این کمیت‌ها به کتاب‌های استاتیک و مقاومت مصالح مراجعه نمایید. در جدول ۵-۴ مشخصات هندسی برای برخی مقاطع مهم نشان داده شده است.

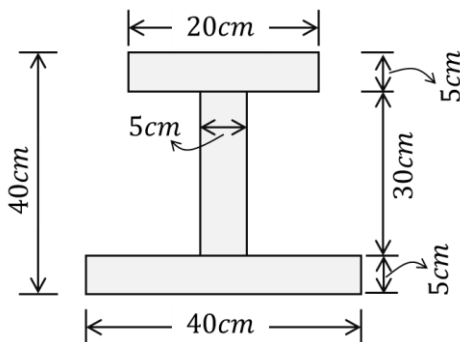
جدول ۵-۴ مشخصات مقاطع استاندارد.

مقطع	ممان اینرسی I	مدول مقطع S	شعاع ژیراسیون r
	$\frac{bd^3}{12}$	$\frac{bd^2}{6}$	$\frac{d}{\sqrt{12}}$
	$\frac{bd^3}{3}$	$\frac{bd^2}{3}$	$\frac{d}{\sqrt{3}}$
	$\frac{bd^3}{36}$	$\frac{bd^2}{24}$	$\frac{d}{\sqrt{18}}$
	$\frac{bd^3}{12}$	$\frac{bd^2}{12}$	$\frac{d}{\sqrt{6}}$
	$\frac{\pi d^4}{64}$	$\frac{\pi d^3}{32}$	$\frac{d}{4}$
	$\frac{\pi}{64}(D^4 - d^4)$	$\frac{\pi(D^4 - d^4)}{32D}$	$\frac{\sqrt{D^2 + d^2}}{4}$

	$\frac{\pi a^3 b}{4}$	$\frac{\pi a^2 b}{4}$	$\frac{a}{2}$
	$\frac{\pi}{4}(a^3 b - c^3 d)$	$\frac{\pi(a^3 b - c^3 d)}{4a}$	$\frac{1}{a} \sqrt{\frac{a^3 b - c^3 d}{ab - cd}}$

ممان اینرسی مقطع نشان داده شده در شکل ۴-۶ را تعیین نمایید.

مثال ۵۷



شکل ۴-۶ تعیین مشخصات مقطع.

با توجه به تقارن سازه نسبت به محور y ، مقدار $\bar{x} = 20 \text{ cm}$ می‌باشد. برای مقدار \bar{y} داریم:

$$\bar{y} = \frac{40 \times 5 \times 2.5 + 30 \times 5 \times 20 + 5 \times 20 \times 37.5}{40 \times 5 + 30 \times 5 + 5 \times 20} = 16.11 \text{ cm}$$

$$I = \frac{40 \times 5^3}{12} + (40 \times 5 \times (16.11 - 2.5)^2) + \frac{5 \times 30^3}{12} + (30 \times 5 \times (16.11 - 20)^2) + \frac{20 \times 5^3}{12} + (20 \times 5 \times (16.11 - 37.5)^2) = 96944 \text{ cm}^4$$

۴-۵-۱- ضریب شکل

به نسبت حداکثر ظرفیت خمشی به ظرفیت حد تسلیم مقطع، ضریب شکل گفته می‌شود:

$$\text{shape factor} = k = \frac{M_p}{M_y} = \frac{ZF_y}{SF_y} = \frac{Z}{S}$$

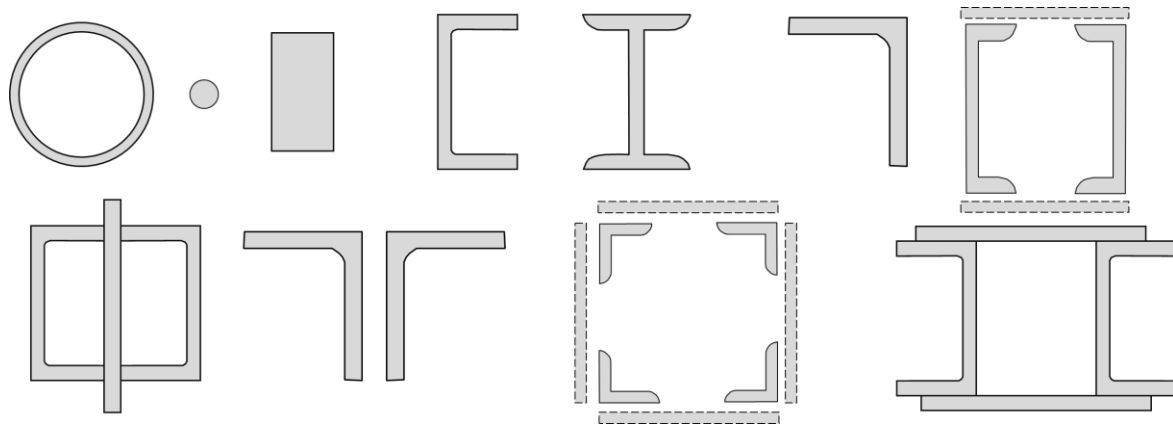
(۴-۴)

تعدادی از صفحات حذف شده است

فصل ۵ - الزامات طراحی اعضا برای نیروی کششی

۱-۵ - مقدمه

در این فصل که منطبق بر بند ۱۰-۲-۳ مبحث دهم می‌باشد، الزامات مربوط به طراحی مقاطع فولادی، برای کشش خالص مورد بررسی قرار می‌گیرد. طراحی اعضای کششی جزو ساده‌ترین موارد طراحی در سازه‌های فولادی است. در این اعضا، نیرو عمده برای طراحی، نیروهای کششی هستند. به سبب آنکه در تعیین مقاومت کششی، تنها سطح مقطع اعضا مهم می‌باشد، برای این اعضا، هر شکلی را می‌توان مورد استفاده قرار داد. میلگرد و نبشی از پرکاربردترین مقاطع کششی هستند. یکی از جاهایی که اعضای کششی زیاد استفاده می‌شود، خرپاهای فولادی است. از مقاطع ساخته شده از ورق و مقاطع نورد شده نیز می‌توان برای اعضای کششی استفاده نمود (شکل ۱-۵). یکی از مقاطع پرکاربرد ساخته شده، استفاده از مقاطع دبل نبشی می‌باشد.



شکل ۱-۵ مقاطع متداول برای اعضای کششی.

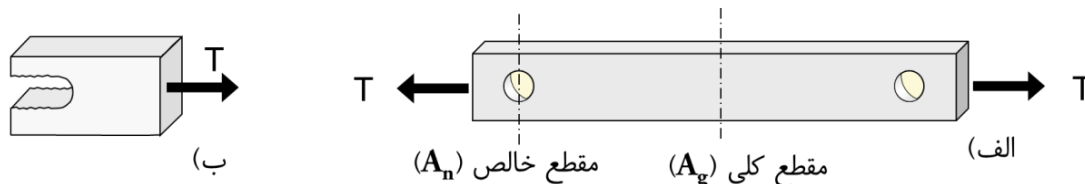
در بند ۱۰-۲-۳-۱ مبحث دهم به الزامات عمومی برای اعضای تحت کشش پرداخته شده است. در مبحث دهم، برای طراحی اعضای تحت کشش (اعضایی که نیروی کششی محوری آنها در امتداد محور مرکزی عضو بارگذاری شده باشد) تنها معیار مقاومت به عنوان ضابطه اصلی در نظر گرفته می‌شود و کنترل لاغری عضو تنها بخاطر حفظ شرایط بهره‌برداری ارائه شده است. مقدار تنش محوری در عضو را می‌توان از رابطه زیر تعیین نمود که در آن P مقدار نیرو و A سطح مقطع عضو است.

$$f = \frac{P}{A}$$

(۱-۵)

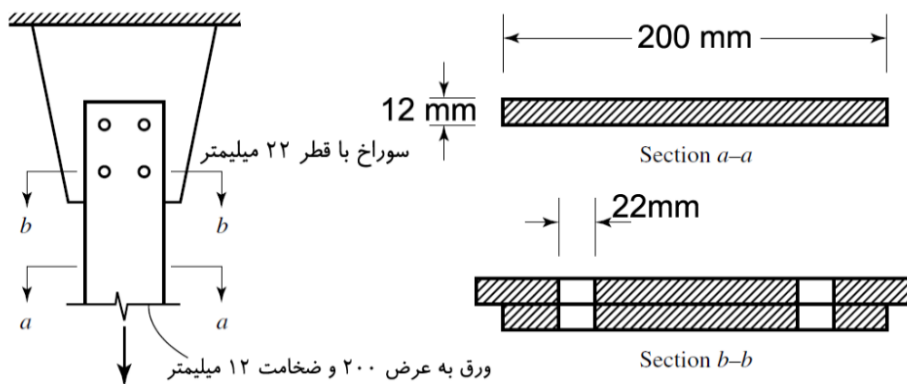
تحلیل و طراحی سازه‌های فولادی

در صورتی که سطح مقطع عضو متغیر باشد، تنش ایجاد شده در آن نیز تابعی از مقطع آن خواهد بود. همچنین در صورتی که محل اعمال بار در مرکز سطح مقطع نباشد، توزیع تنش در مقطع یکنواخت نخواهد بود. در صورتی که مقطع تحت کشش دارای سوراخ باشد، از مقطع کاسته شده و کمترین مساحت قطعه را مقطع خالص می‌گویند. در شکل ۲-۵ مقطع خالص و مقطع کلی برای یک ورق تحت کشش محوری نشان داده شده است. در مقطع خالص (کمترین سطح مقطع عضو) امکان ایجاد پارگی ورق وجود دارد.



شکل ۲-۵ مقطع خالص و مقطع کلی یک قطعه تحت کشش محوری.

وجود سوراخ در مقطع تحت کشش نیز سبب غیریکنواخت شدن و تمرکز تنش در برخی نقاط خواهد شد و سطح مقطع عضو نیز کاهش می‌یابد. معمولاً برای انتقال کششی از یک عضو به عضو دیگر از جوش و یا مطابق شکل ۳-۵ از پیچ و مهره استفاده می‌شود. مطابق این شکل، یک ورق 200×12 میلیمتری به یک ورق اتصال، متصل شده و بارهای وارده را منتقل می‌نماید.



شکل ۳-۵ مقطع فولادی تحت کشش محوری.

سطح مقطع ورق در مقطع a-a برابر $20 \times 12 = 24 \text{ cm}^2$ بوده در حالی که سطح مقطع b-b برابر $24 - (2 \times 1.2 \times 2.2) = 18.72 \text{ cm}^2$ است. به این سطح مقطع کاهش یافته، سطح موثر^۱ یا مقطع موثر^۲ و به سطح مقطع کاهش نیافته سطح مقطع کل^۳ گفته می‌شود.

۲-۵- محدودیت لاغری اعضاء

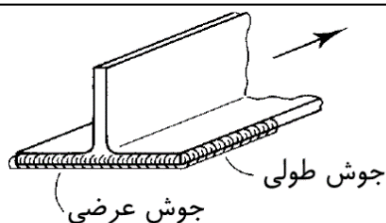
در اعضای کششی به جز مهارهای کششی که دارای پیش تنیدگی اولیه به مقدار کافی باشند، بایستی نسبت $(L/r)_{\max}$ از ۳۰۰ فراتر نرود.

¹ Net area

² Net section

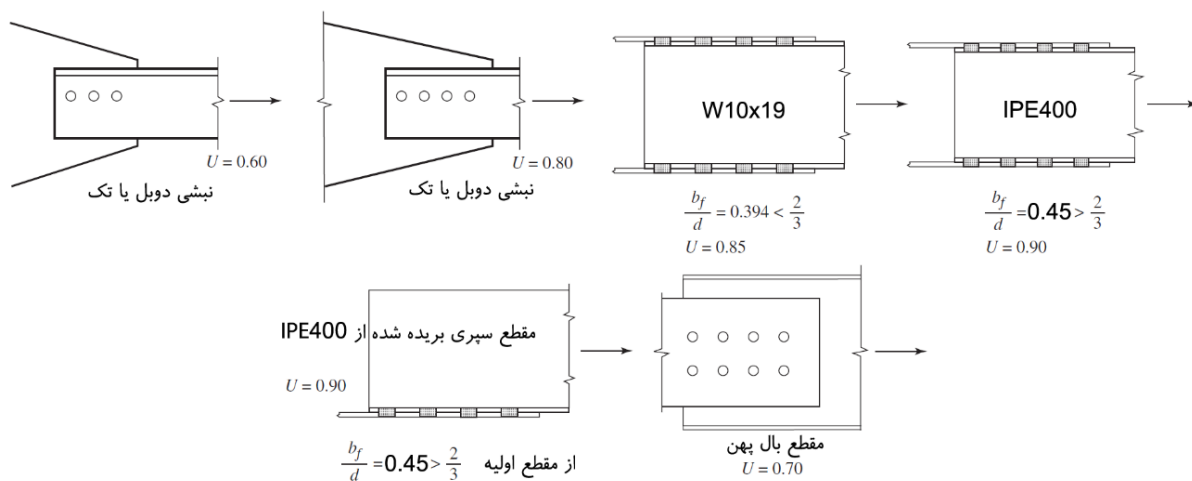
³ Gross area

تعدادی از صفحات حذف شده است



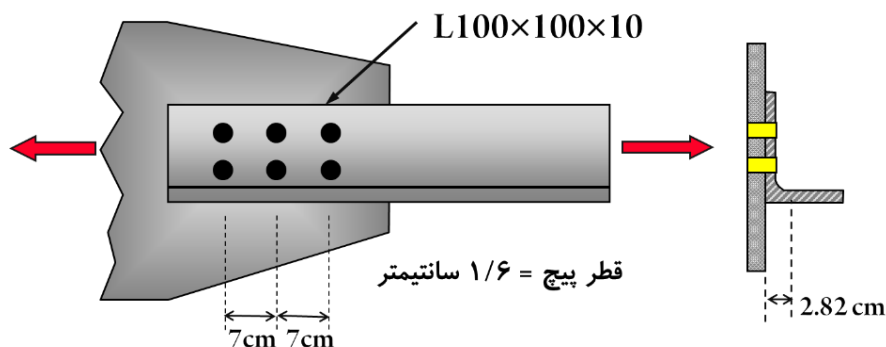
شکل ۵-۱۱ جوش طولی و عرضی.

همچنین در شکل ۵-۱۲ مقادیر ضریب تاخیر برای چند مقطع مختلف نشان داده شده است.



شکل ۵-۱۲ مقادیر ضریب تاخیر برش برای چند مقطع.

مثال ۷۲ برای اتصال نشان داده شده در شکل ۵-۱۳، سطح مقطع موثر را تعیین نمایید.



شکل ۵-۱۳ تعیین سطح مقطع موثر در یک اتصال نبشی با پیچ.

با استفاده از جدول مقاطع استاندارد، مقدار سطح مقطع کلی نبشی برابر $A_g = 19.2 \text{ cm}^2$ می‌باشد. سطح مقطع خالص نبشی (با کم کردن مساحت سوراخ‌ها) برابر است با:

$$A_n = A_g - A_{\text{holes}} = 19.2 - 2 \times 1.0 \times (1.6 + 0.3) = 15.4 \text{ cm}^2$$

تحلیل و طراحی سازه‌های فولادی

به سبب آنکه تنها یک بال از نبشی به ورق متصل می‌باشد، بایستی اثر کاهش سطح مقطع در نظر گرفته شود. با استفاده از جدول مقاطع، فاصله بین سطح مقطع نبشی تا لبه بال برابر 2.82 cm است.

$$\text{طول اتصال} = l = 7 + 7 = 14 \text{ cm}$$

$$U = 1 - \frac{\bar{x}}{l} = 1 - \frac{2.82}{14} = 0.798 \quad \text{با استفاده از رابطه (۵-۹)}$$

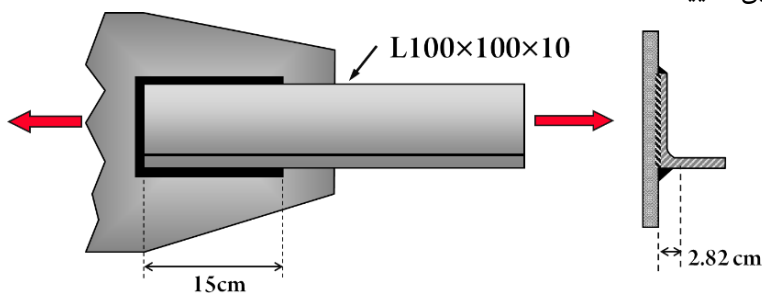
$$A_e = UA_n = 0.798 \times 15.4 \text{ cm}^2 = 12.3 \text{ cm}^2$$

همچنین برای حالت ۸ از جدول ۱۰-۲-۳-۱ مبحث دهم، با توجه به آنکه سه پیچ در هر ردیف وجود دارد، مقدار $U=0.6$ می‌شود. در این حالت، سطح مقطع موثر برابر است با:

$$A_e = UA_n = 0.6 \times 15.4 \text{ cm}^2 = 9.24 \text{ cm}^2$$

هر دو مقدار ضریب تاختی به کار رفته از نظر آیین‌نامه قابل قبول بوده و اجازه داده می‌شود از مقدار بزرگتر U استفاده شود.

مثال ۷۳ اتصال مثال قبل یکبار دیگر در شکل ۵-۱۴ اما اینبار توسط جوش نشان داده شده است. سطح مقطع موثر را برای آن تعیین نمایید.



شکل ۵-۱۴ اتصال نبشی با جوش.

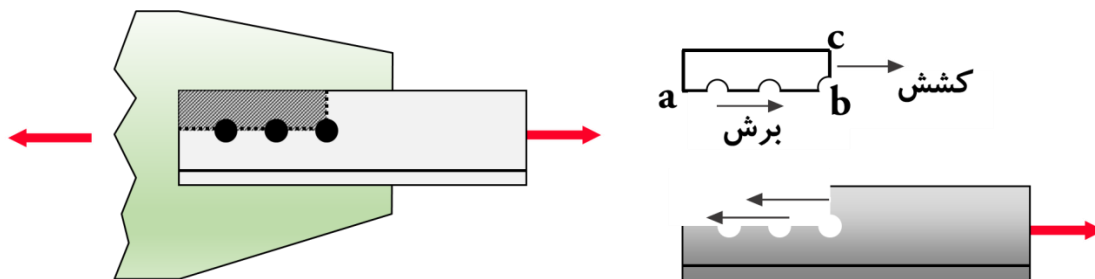
با توجه به مثال قبل داریم:

$$U = 1 - \frac{\bar{x}}{l} = 1 - \frac{2.82}{15} = 0.812 \quad \text{با استفاده از رابطه (۵-۹)}$$

$$A_e = UA_g = 0.812 \times 19.2 \text{ cm}^2 = 15.6 \text{ cm}^2$$

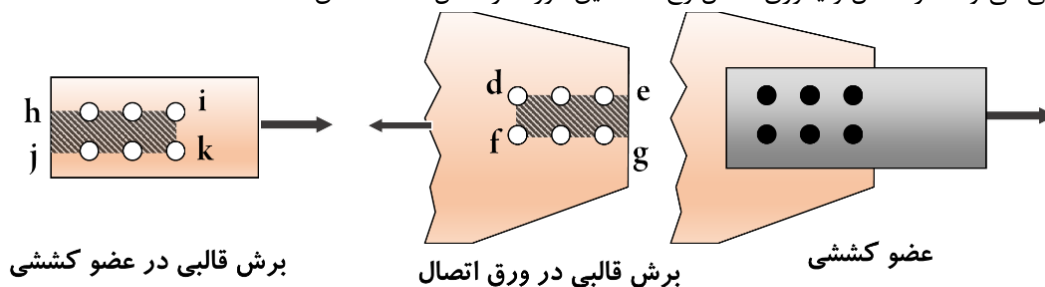
در اعضای کششی به منظور در نظر گرفتن لقی سوراخ و اثر ترک خوردگی‌های مویی در اطراف سوراخ به سبب عملیات سوراخکاری، قطر سوراخ در نظر گرفته شده را ۳ میلی‌متر بیشتر از قطر پیچ در نظر می‌گیرند. در واقع 1.5 mm به سبب ترک‌ها و 1.5 mm نیز بخاطر لقی، بیشتر در نظر گرفته می‌شود.

تعدادی از صفحات حذف شده است



شکل ۵-۲۳ پدیده برش قالبی.

برش قالبی می‌تواند در اتصال و یا ورق اتصال رخ دهد. این مورد در شکل ۵-۲۴ نشان داده شده است.



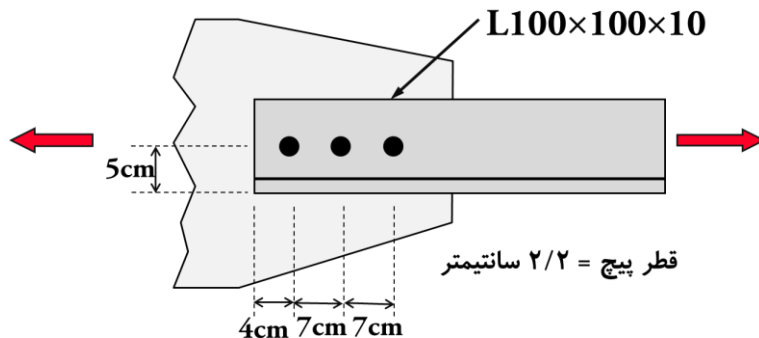
شکل ۵-۲۴ حالات مختلف برش قالبی.

طبق ضوابط مبحث دهم، برای کنترل برش قالبی در اتصالات، مقاومت طراحی برش قالبی، ϕR_n از مجموع مقاومت برشی در روی سطح مار بر وسیله اتصال و مقاومت کششی در سطح عمود بر آن به شرح زیر تعیین می‌شود:

$$\phi R_n = 0.75 \left[U_{bs} F_u A_{nt} + \min \left\{ \begin{array}{l} 0.6 F_u A_{nv} \\ 0.6 F_y A_{gv} \end{array} \right\} \right] \quad (۱۳-۵)$$

که در آن A_{nt} سطح مقطع خالص تحت کشش، A_{nv} سطح مقطع خالص تحت برش، A_{gv} سطح مقطع کل تحت برش و U_{bs} ضریب توزیع تنش بوده که برای حالت یکنواخت مساوی یک و برای حالت غیریکنواخت برابر ۰/۵ می‌باشد. برای تعیین این کمیت به شکل ۱۰-۹-۲-۱۰ مبحث دهم مراجعه نمایید.

مثال ۷۹ برای اتصال نشان داده شده در شکل ۵-۲۵ که تحت کشش می‌باشد، برش قالبی را کنترل نمایید. فولاد بکار رفته ST37 می‌باشد.



شکل ۵-۲۵ کنترل برش قالبی.

$$A_{gv} = 1.0 \times 18 = 18 \text{ cm}^2$$

سطح مقطع کل برشی

$$A_{nv} = 1.0 \times (18 - 2.5(2.2 + 0.3)) = 11.75 \text{ cm}^2$$

سطح مقطع خالص برشی

$$A_{nt} = 1.0 \times (5 - 0.5(2.2 + 0.3)) = 3.75 \text{ cm}^2$$

سطح مقطع خالص کششی

ضریب ۲/۵ به سبب آنکه دو سوراخ و نصفی تحت برش هستند و ۰/۵ نیز به سبب آنکه یک نصفه سوراخ تحت کشش است، بکار رفته است. با توجه به آنکه توزیع تنش کششی یکنواخت می‌باشد، $U_{bs} = 1.0$ است.

$$\phi R_n = 0.75 \left[1.0 \times 3700 \times 3.75 + \min \left\{ \begin{array}{l} 0.6 \times 3700 \times 11.75 \\ 0.6 \times 2400 \times 18 \end{array} \right\} \right] \times 10^{-3} = 29.8 \text{ ton}$$

مثال ۸۰ یک عضو کششی به طول ۲ متر، بایستی یک نیروی مرده ۶ تنی و زنده ۱۵ تنی را تحمل نماید. مقطع

عضو کششی را از تسمه با جنس ST37 و قطر پیچ ۲۲ میلیمتری طراحی نمایید.

مقاومت مورد نیاز طبق مبحث ششم برابر است با:

$$P_u = 1.2D + 1.6L = 1.2 \times 6 + 1.6 \times 15 = 31.2 \text{ ton}$$

$$A_g = \frac{P_u}{\phi_t F_y} = \frac{31.2 \times 10^3}{0.9 \times 2400} = 14.4 \text{ cm}^2$$

سطح مقطع کل مورد نیاز

$$A_e = \frac{P_u}{\phi_t F_u} = \frac{31.2 \times 10^3}{0.75 \times 3700} = 11.24 \text{ cm}^2$$

سطح مقطع موثر مورد نیاز

با فرض ضخامت ۲/۵ سانتیمتری برای ورق داریم:

$$w_g = \frac{A_g}{t} = \frac{14.4 \text{ cm}^2}{2.5 \text{ cm}} = 5.76 \text{ cm}$$

عرض ورق مورد نیاز

از یک ورق PL60x25 میلیمتری استفاده می‌نماییم.

$$A_e = A_n = A_g - A_{\text{hole}} = (2.5 \times 6) - (2.2 + 0.3) \times 2.5 = 8.75 \text{ cm}^2 < 11.24 \text{ cm}^2$$

خوب نیست

بنابراین عرض ورق را بیشتر در نظر می‌گیریم. با فرض یک ورق PL10x2.5 داریم:

$$A_e = A_n = A_g - A_{\text{hole}} = (2.5 \times 10) - (2.2 + 0.3) \times 2.5 = 18.75 \text{ cm}^2 > 11.24 \text{ cm}^2$$

خوب است

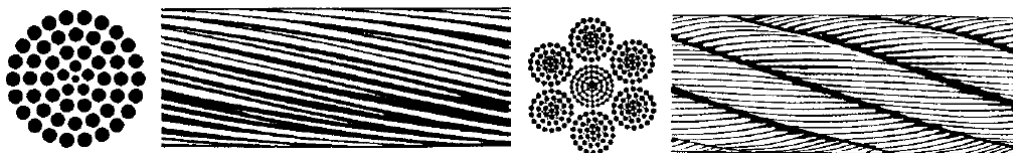
$$I_{\min} = \frac{10 \times 2.5^3}{12} = 13.02 \text{ cm}^4$$

$$A = 10 \times 2.5 = 25 \text{ cm}^2 \Rightarrow r_{\min} = \sqrt{\frac{I_{\min}}{A}} = \sqrt{\frac{13.02 \text{ cm}^4}{25 \text{ cm}^2}} = 0.72 \text{ cm}$$

$$\frac{L}{r_{\min}} = \frac{200 \text{ cm}}{0.72 \text{ cm}} = 277 < 300 \text{ خوب است}$$

۵-۷- کابل‌ها و میله‌ها

وقتی مسئله لاغری وجود نداشته باشد، معمولاً از کابل یا میلگرد برای عضو کششی استفاده می‌شود. در شکل ۵-۲۶ دو نمونه از کابل‌های مورد استفاده در اعضای کششی نشان داده شده است.



شکل ۵-۲۶ دو نمونه از کابل‌های مورد استفاده از اعضای کششی.

طبق ضوابط بخش ۱۰-۲-۹-۳-۳ مبحث دهم، مقدار مقاومت نهایی پیچ‌ها و قطعات دندان‌شده برابر است با:

$$\phi R_n = 0.75 F_n A_b \quad (۵-۱۴)$$

مقدار F_n بایستی از جدول ۱۰-۲-۹-۱۰ مبحث دهم تعیین شود.

مثال ۸۱ از یک میلگرد برای تحمل بار کششی مرده ۱ تنی و زنده ۳ تنی استفاده می‌شود. در صورتی که از میلگرد

AIII برای این مورد استفاده شود، قطر میلگرد چقدر بایستی باشد؟

مقاومت مورد نیاز طبق مبحث ششم برابر است با:

$$P_u = 1.2D + 1.6L = 1.2 \times 1 + 1.6 \times 3 = 6 \text{ ton}$$

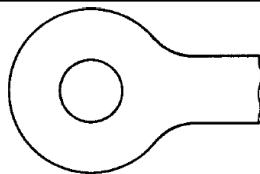
$$A_b = \frac{P_u}{0.75(0.75F_u)} = \frac{6000}{0.75 \times 0.75 \times 6000} = 1.77 \text{ cm}^2$$

$$A_b = 1.77 \text{ cm}^2 = \frac{\pi d^2}{4} \Rightarrow d = 1.5 \text{ cm}$$

از میلگرد با قطر ۱۶ استفاده می‌شود.

۵-۸- اعضای با اتصالات مفصلی

هنگامی که نیاز باشد، اتصالات عضو کششی به سازه بصورت مفصلی باشد، مانند اتصالات کابلی در سازه‌های کابلی معمولاً از یک تسمه سر پهن با خار مغزی یا ورق‌های مفصلی شده با خار مغزی استفاده می‌کنند. خار مغزی یک نوع اتصال ویژه‌ای می‌باشد که مطابق شکل ۵-۲۷ در آن لنگر صفر بوده و عضو کاملاً رفتار مفصلی دارد.



شکل ۲۷-۵ خار مغزی.

طبق بند ۱۰-۲-۳-۶ مبحث دهم، مقاومت کششی طراحی در اعضای کششی با تسمه لولا شده باید برابر کوچکترین مقدار محاسبه شده براساس حالت‌های حدی زیر در نظر گرفته شود:

الف) گسیختگی کششی در سطح مقطع خالص (شکل ۲۸-۵ الف):

$$\phi_t = 0.75 \quad P_n = F_u (2t_p b_{eff}) \quad (۱۵-۵)$$

ب) گسیختگی برشی در سطح مقطع موثر (شکل ۲۸-۵ ب):

$$\phi_{sf} = 0.75 \quad P_n = 0.6 F_u A_{sf} \quad (۱۶-۵)$$

پ) مقاومت اتکایی در سطح تصویر شده قلم لولا (پین) و با توجه به الزامات بند ۱۰-۲-۱۰-۶ مبحث دهم:

$$\phi = 0.75 \quad P_n = 1.8 F_y A_{pb} \quad (۱۷-۵)$$

ت) تسلیم در سطح مقطع کلی (شکل ۲۸-۵ پ):

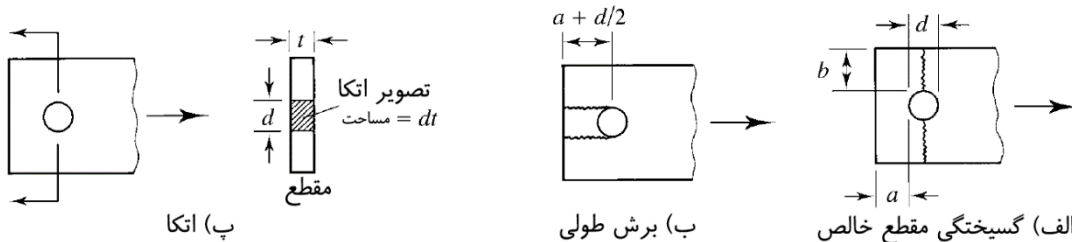
$$\phi_t = 0.9 \quad P_n = F_y A_g \quad (۱۸-۵)$$

در روابط فوق، t_p ضخامت تسمه در ناحیه سوراخ، t_w ضخامت تسمه در ناحیه دور از سوراخ و b_{eff} پهنای موثر که بصورت زیر محاسبه می‌شود:

$$b_{eff} = 2t_p + 16 \text{ mm} \leq b \quad (۱۹-۵)$$

که در آن b فاصله بین لبه سوراخ تا لبه تسمه در امتداد عمود بر نیرو و A_{sf} سطح مقطع موثر در مسیر گسیختگی و برابر با:

$$A_{sf} = 2t_p \left(a + \frac{d_p}{2} \right) \quad (۲۰-۵)$$



شکل ۲۸-۵ گسیختگی کشش و برشی ورق.

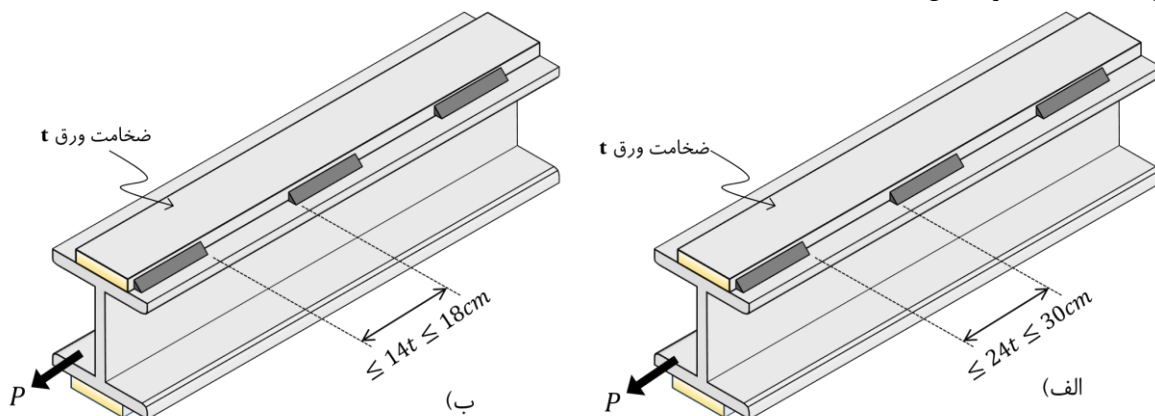
۹-۵- اعضا کششی مرکب از چند نیمرخ یا نیمرخ و ورق

در طراحی اعضای کششی مرکب از چند نیمرخ یا نیمرخ و ورق باید الزامات بند ۱۰-۲-۳-۵ مبحث دهم رعایت شود. چنانچه در یک مقطع مرکب تحت کشش، ورق‌های متصل به یک نیمرخ فولادی یا به یک ورق دیگر توسط وسایل اتصال یا نوارهای جوش منقطع به دیگری متصل شوند، فاصله مرکز به مرکز وسایل اتصال یا فاصله آزاد بین نوارهای جوش منقطع در امتداد طولی عضو نباید از مقادیر زیر بیشتر شود:

تحلیل و طراحی سازه‌های فولادی

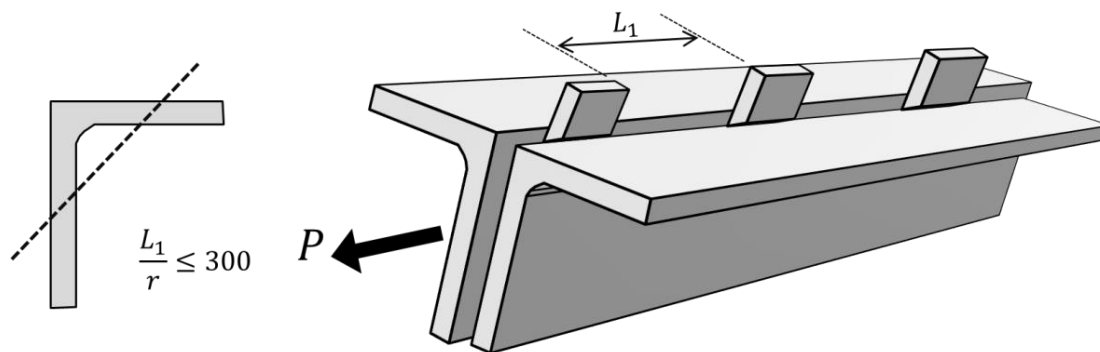
* در قطعات رنگ شده و قطعاتی که رنگ نمی‌شوند ولی احتمال زنگ زدگی و خوردگی ندارند، ۲۴ برابر ضخامت نازکترین ورق یا ۳۰ سانتیمتر (شکل ۵-۲۹-الف).

* در قطعات رنگ نشده که تحت اثر زنگ زدگی و خوردگی (حاصل از عوامل جوی) قرار گیرند، ۱۴ برابر ضخامت نازکترین ورق یا ۱۸۰ میلیمتر (شکل ۵-۲۹-ب).



شکل ۵-۲۹ فاصله مرکز تا مرکز وسایل اتصال در قطعات کششی مرکب.

در اعضای کششی که از دو (یا تعداد بیشتری) نیمرخ یا ورق تشکیل می‌شوند و بین آنها به فواصلی قطعات لقمه قرار گرفته و در این نقاط به یکدیگر متصل می‌شوند، فاصله بین لقمه‌ها باید طوری اختیار شود که ضریب لاغری هر یک از اجزای تشکیل دهنده عضو در فاصله آزاد از ۳۰۰ تجاوز نکند (شکل ۵-۳۰).



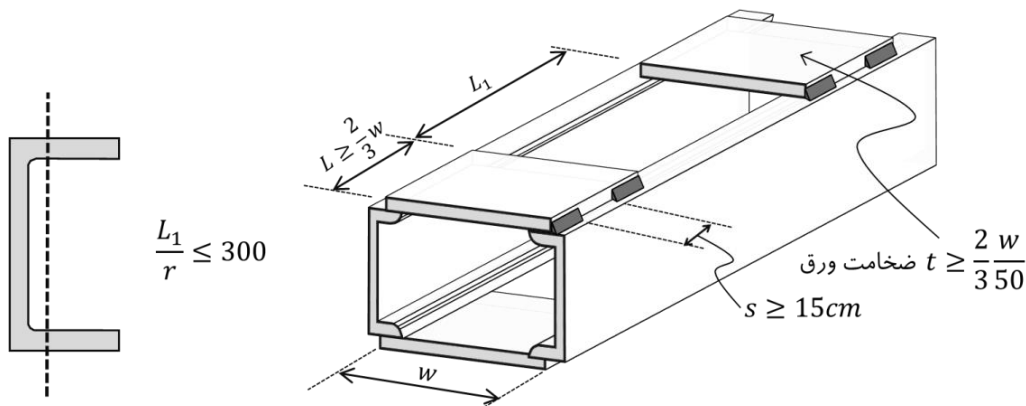
شکل ۵-۳۰ اعضای کششی متشکل از دو نیمرخ با لقمه.

در اعضای کششی که از دو (یا تعداد بیشتر) نیمرخ در تماس با یکدیگر تشکیل می‌شوند، فاصله مرکز به مرکز وسایل اتصال یا فاصله آزاد بین نوارهای جوش منقطع باید طوری اختیار شود که ضریب لاغری هر یک از اجزای تشکیل دهنده عضو در فاصله آزاد از ۳۰۰ تجاوز ننماید. بعلاوه، فاصله مرکز به مرکز وسایل اتصال یا فاصله آزاد بین نوارهای جوش منقطع نباید از ۶۰۰ میلیمتر بیشتر باشد.

در اعضای کششی مرکب، بکار بردن ورق‌های پوششی مشبک در وجوه باز نیمرخ مرکب مجاز است. ضخامت ورق‌های پوششی مشبک نباید کمتر از $\frac{1}{50}$ فاصله بین خطوط جوش یا قیدهایی باشد که آنها را به اجزای عضو متصل می‌کند. فاصله

مرکز به مرکز وسایل اتصال یا فاصله آزاد بین نواریهای جوش منقطع در امتداد طولی ورق مشبک نباید از ۱۵۰ میلیمتر تجاوز کند.

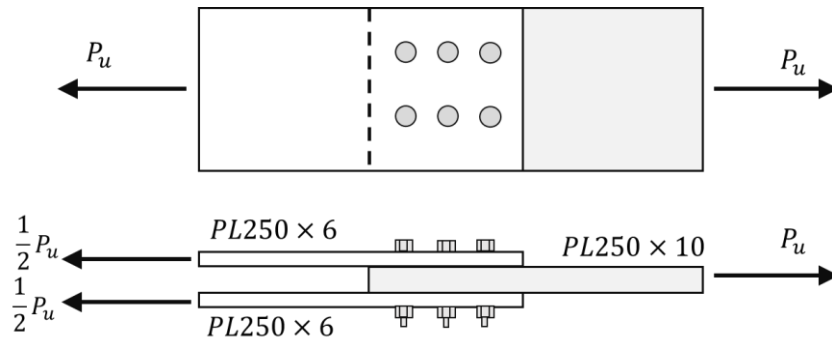
در اعضای کششی مرکب به کاربردن بست‌های موازی در وجوه باز نیمرخ مرکب مجاز است. پهنای بست‌های موازی در امتداد طولی عضو بایستی حداقل به اندازه از $\frac{2}{3}$ فاصله بین خطوط جوش یا قیدهایی باشد که آنها را به اجزای عضو متصل می‌کند. ضخامت بست‌های موازی نباید کمتر از $\frac{1}{50}$ فاصله مذکور باشد. فاصله مرکز به مرکز بست‌های موازی باید طوری اختیار شود که ضریب لاغری هر یک از اجزای تشکیل دهنده عضو در این فاصله از ۳۰۰ تجاوز نکند (شکل ۵-۳۱).



شکل ۵-۳۱ عضو کششی با بست‌های موازی.

۵-۱۰- مثال‌های اضافی حل شده

مثال ۸۲ سطح مقطع خالص برای ورق $PL250 \times 10$ mm را که توسط دو ردیف خط پیچ با قطر ۱۶ میلیمتر، مطابق شکل ۵-۳۲، به دو ورق دیگر متصل شده است را تعیین نمایید.



شکل ۵-۳۲ ورق تحت نیروی کششی.

$$A_n = (25 \times 1.0) - 2(1.6 + 0.3) \times 1.0 = 21.2 \text{ cm}^2$$

تعدادی از صفحات حذف شده است

فصل ۶- الزامات طراحی اعضا برای نیروی فشاری

۱-۶- مقدمه

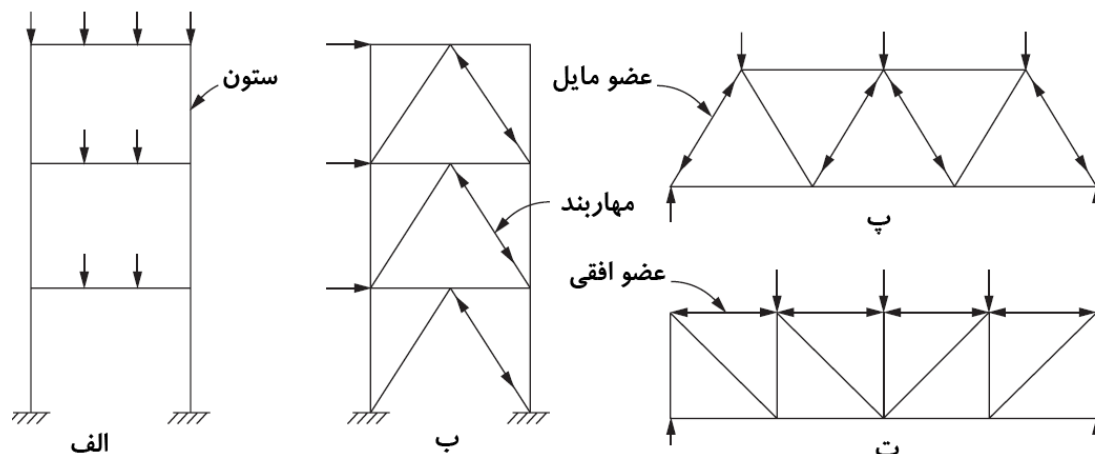
در این فصل که منطبق بر بند ۱۰-۲-۴ مبحث دهم می‌باشد، الزامات مربوط به طراحی مقاطع فولادی با مقطع منشوری برای فشار خالص مورد بررسی قرار می‌گیرد. منظور از اعضای فشاری، اعضای هستند که بطور محوری تحت بارگذاری که از امتداد محور عضو، عبور می‌نماید، قرار دارند (مانند مهاربندها و ستون‌ها). در این حالت، نوع تنش ایجاد شده در عضو حالت ساده و یکنواختی داشته و شدت تنش در عضو فولادی برابر $f=P/A$ است که در آن f تنش محوری و A سطح مقطع عضو و P نیروی فشاری موثر در عضو است. در صورتی که مقطع فولادی علاوه بر نیروی محوری، لنگر خمشی را نیز تحمل نماید، تحت عنوان تیر ستون از آن یاد می‌شود.

مطابق بند ۱۰-۲-۴ مبحث دهم در خصوص الزامات عمومی طراحی اعضا برای نیروی فشاری می‌توان از مقاطع تک، مقاطع مرکب و ساخته شده از ورق یا ترکیبی از ورق یا نیمرخ استفاده کرد. مقاومت طرح اعضای فشاری در روش حالات حدی برابر $\phi_c P_n$ می‌باشد که P_n مقاومت اسمی فشاری براساس مود کمانش (طبق بند ۱۰-۲-۴ مبحث دهم از مقررات ملی) و $\phi_c = 0.9$ ضریب تقلیل مقاومت می‌باشد.

طبق بند ۱۰-۲-۴ مبحث دهم از مقررات ملی، بایستی از بکار بردن اجزای فشاری لاغر خودداری نمود.

طبق بند ۱۰-۲-۳ مبحث دهم از مقررات ملی، ضریب لاغری حداکثر در اجزای فشاری نباید از ۲۰۰ تجاوز نماید.

مطابق شکل ۱-۶ اعضای فشاری ممکن است به شکل‌های مختلفی در یک سازه فولادی بکار گرفته شوند.



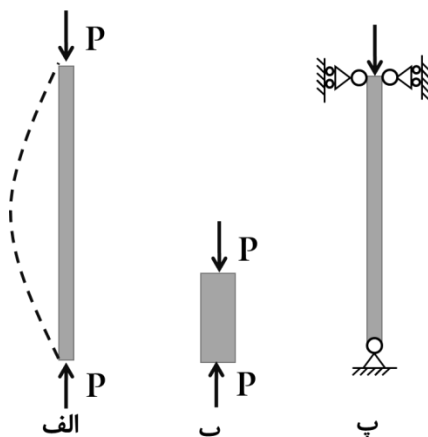
شکل ۱-۶ انواع اعضای فشاری.

تحلیل و طراحی سازه‌های فولادی

در شکل ۱-۶ الف، یک ستون نشان داده شده است که بارهای ثقلی تراز بالاتر را به زمین منتقل می‌نماید. در شکل ۱-۶ ب یک مهاربند که وظیفه تامین سختی در قاب فولادی را بر عهده دارد، تحت بارهای جانبی باد و زلزله ممکن است به فشار کار کند. همچنین در شکل ۱-۶ پ و ت، اعضای خرپا نیز می‌توانند به عنوان بارزترین اعضای فشاری مورد توجه قرار گیرند.

۲-۶- تئوری ستون‌ها

شکل ۲-۶ الف، را در نظر بگیرید که در آن نیروی P بصورت آهسته بر عضو اعمال می‌شود. در صورت افزایش بار P عضو شروع به کمانش نموده و به سمت ناپایداری حرکت می‌کند. این وضعیت با خط چین نشان داده شده است. به باری که منجر به کمانش عضو شود، بار بحرانی کمانش^۱ می‌گویند.



شکل ۲-۶ عضو فشاری بصورت دو سر مفصل.

در صورتی که عضو به مانند شکل ۲-۶ ب، چاق باشد، نیروی مورد نیاز برای به کمانش در آوردن عضو، بسیار زیاد خواهد بود و عضو براحتی دچار کمانش نمی‌شود و حتی ممکن است قبل از اینکه کمانشی برای آن ایجاد شود، عضو در فشار محوری تسلیم گردد. میزان بار مورد نیاز برای به کمانش در آوردن عضو تابعی از لاغری آن عضو است و برای اعضای که لاغری بالایی داشته باشند، این بار می‌تواند به میزان زیادی ناچیز باشد. برای یک عضو لاغر، بار بحرانی کمانش ارتجاعی بصورت زیر قابل بیان است:

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{L^2} \quad (1-6)$$

که در رابطه اخیر، E ضریب ارتجاعی فولاد، I ممان اینرسی مقطع حول محور ضعیف قطعه و L طول عضو بین نقاط تکیه‌گاهی است. در رابطه فوق، دو انتهای عضو مفصلی بوده و فقط در برابر حرکت جانبی مقید هستند. شرایط رابطه اخیر در شکل ۲-۶ پ نشان داده شده است. این رابطه برای اولین بار در سال ۱۷۵۹ و توسط یک ریاضیدان سوئسی به نام لئوناردو اویلر^۲ ارائه شد. بار بحرانی برخی اوقات تحت عنوان بار اویلر یا بار کمانشی اویلر^۳ نیز شناخته می‌شود. برای راحتی، امتداد نیروی محوری در عضو فشاری را مانند شکل ۳-۶ در امتداد محور x در نظر می‌گیریم.

¹ Critical buckling load

² Leonhard Euler

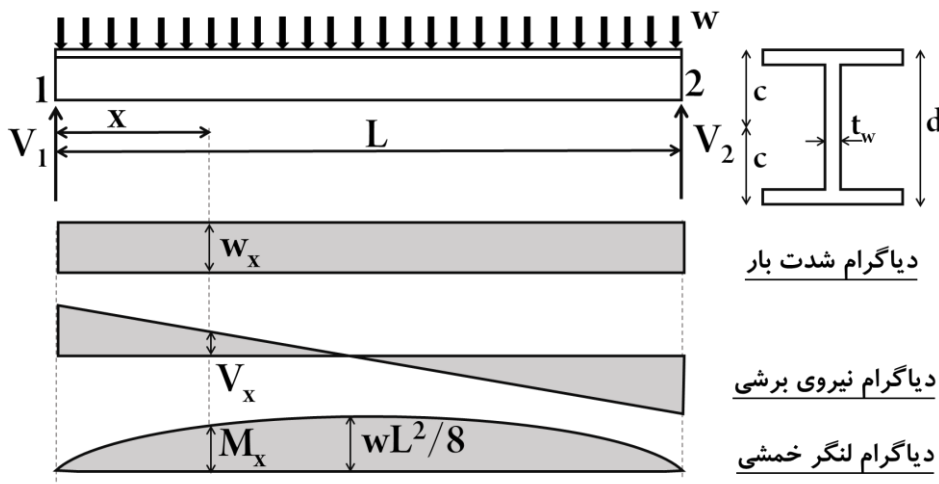
³ Euler load or the Euler buckling load

تعدادی از صفحات حذف شده است

فصل ۷ - الزامات طراحی اعضاء برای خمش

۱-۷ - مقدمه

در این فصل که ضوابط آن مطابق با بخش ۱۰-۲-۵ مبحث دهم مقررات ملی می‌باشد، الزامات مربوط به طراحی مقاطع فولادی که تحت خمش ساده حول یکی از محورهای اصلی قرار دارند، بررسی می‌شود. انواع حالات مختلف خمش در اینجا مورد بحث قرار گرفته است. ضوابط این بخش به نحوی است که فرض شده مقاطع در صفحه‌ای موازی محورهای اصلی و مار بر مرکز برش بارگذاری شده‌اند و در برابر پیچش، نگهداری می‌شوند. طبق مبحث دهم، مقاومت خمش طرح، برابر ۹۰٪ مقاومت خمشی اسمی در نظر گرفته می‌شود. به عبارتی، مقاومت خمش طرح در روش حالات حدی $M_c = \phi_b M_n$ که $\phi_b = 0.9$ می‌باشد. مطابق شکل ۷-۱، یک تیر تحت یک بارگذاری گسترده خطی در نظر بگیرید. بارهای وارد بر تیرها که معمولاً تحت عنوان اعضاء خمشی از آنها یاد می‌شود، بصورت عمود بر محور طولی تیر است. همانطور که در این شکل نشان داده شده است، اعمال بار عمود بر محور طولی تیر سبب تولید نیروی برشی V_x و لنگر خمشی M_x در فاصله‌ای به میزان x از انتهای سمت چپ تیر می‌شود.



شکل ۷-۱ بارگذاری گسترده روی تیر و نمودارهای برش و خمش برای آن.

در صورتی که تنش‌های ایجاد شده در تیر در محدوده ارتجاعی بوده و مقطع دارای تقارن دوپل باشد، مقدار تنش حداکثر فشاری و کششی در دورترین تار بالایی و پایینی مقطع برابر است با:

$$f_c = f_t = \frac{M_x c}{I}$$

(۷-۱)

که در آن f_t حداکثر تنش کششی و f_c حداکثر تنش فشاری، c فاصله دورترین تار مقطع تا تار خنثی که برابر نصف عمق تیر بوده و I نیز ممان اینرسی مقطع تیر می‌باشد. همچنین برای این تیر تنش برشی در جان تیر برابر است با:

$$f_v = \frac{V_x}{dt_w} \quad (۲-۷)$$

که در آن t_w ضخامت جان تیر است.

۲-۷- حالات حدی تیر تحت خمش

در حالتی که بارگذاری ایجاد شده برای تیر زیاد شود، سه حالت ممکن است برای آن ایجاد شود:

لکه تسلیم مصالح و ایجاد مفاصل پلاستیک در تیر و در نهایت مکانیزم شدن تیر.

لکه کمانش جانبی- پیچشی تیر^۱.

لکه کمانش موضعی^۲ بال و یا جان تیر در صورتی که فشرده نباشند.

در صورتی که تیر دارای مهارهای جانبی کافی باشد، قبل از ایجاد کمانش‌های جانبی- پیچشی، تسلیم در آن ایجاد می‌شود. همچنین در صورتی که از مقاطع فشرده برای تیر استفاده نماییم، کمانش موضعی در بال یا جان آن ایجاد نخواهد شد.

۳-۷- مهار جانبی تیرها

در صورتی که برای تیرهای با مقطع فشرده، بارهای اعمالی بصورت فزاینده باشند، سه حالت مختلف شکست ممکن است ایجاد شد:

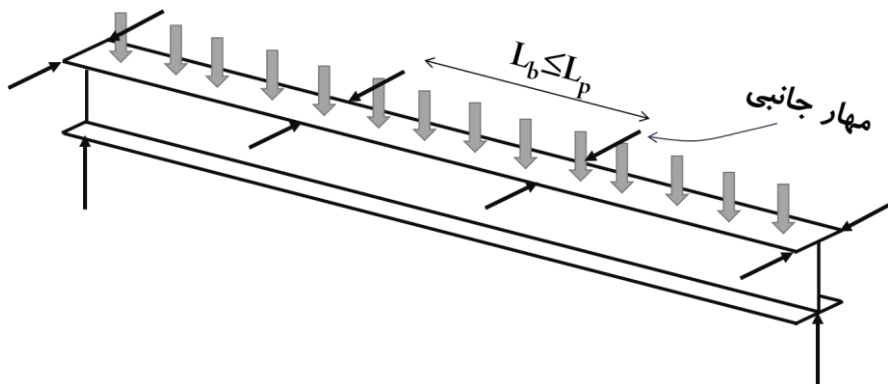
لکه مفاصل پلاستیک در تیر ایجاد شود. این حالت وقتی ایجاد می‌شود که تیر به مانند شکل ۲-۷، دارای مهارهای

جانبی کافی باشد. در این شکل، فاصله بین مهارهای جانبی تیر با L_b نشان داده شده است. مقدار حدی طول برای ایجاد این

حالت، برابر L_p است. یعنی در صورتی که فاصله بین مهارهای جانبی تیر از L_p کمتر باشد، این حالت حدی ایجاد شده و مفصل

پلاستیک در نقطه با لنگر حداکثر ایجاد می‌شود. مقدار لنگر ایجاد شده در تیر برای این حالت برابر است با:

$$M_n = M_p \quad (۳-۷)$$



شکل ۲-۷ مهار جانبی تیر در فواصل مشخص.

¹ Lateral-torsional buckling of the beam.

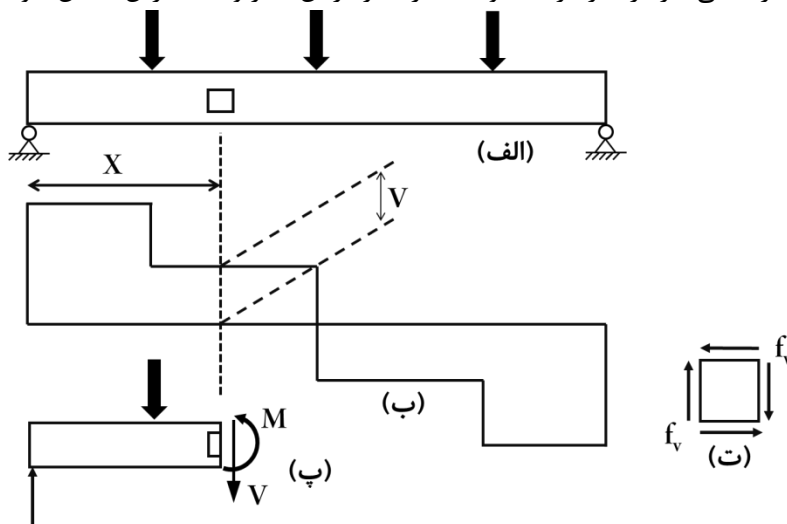
² Local buckling

تعدادی از صفحات حذف شده است

فصل ۸ - الزامات طراحی اعضا برای برش

۱-۸ - مقدمه

در این فصل که منطبق بر بند ۱۰-۲-۶ مبحث دهم می‌باشد، الزامات مربوط به طراحی مقاطع با تقارن یک یا دو محوره، تحت اثر برش در صفحه جان، اعضای با مقطع نبشی تک، اعضا با مقطع توخالی نظیر مقاطع لوله‌ای و قوطی شکل و اعضای با مقطع دارای تقارن یک محوره و یا دو محوره تحت اثر برش در امتداد عمود بر محور ضعیف پرداخته می‌شود. تغییرات لنگر خمشی در تیر، باعث ایجاد برش در آن می‌شود. مطابق شکل ۱-۸ الف یک تیر دو سر ساده که تحت سه بار متمرکز قرار دارد را در نظر بگیرید. در شکل ۱-۸ ب، دیاگرام نیروی برشی برای این تیر نشان داده شده است. یک المان از تیر به فاصله x از بر تکیه‌گاه سمت چپ نیز در این شکل مشخص شده است. در محل این المان نیروی برشی برابر V می‌باشد. در صورتی که این المان در تار خنثی تیر در نظر گرفته شود، مقدار لنگر در آن صفر و تحت برش خالص خواهد بود.

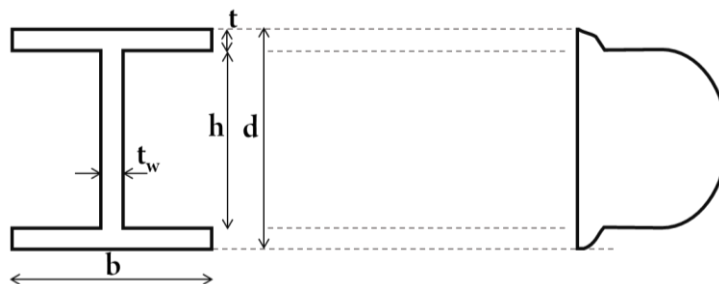


شکل ۱-۸ دیاگرام نیروی برشی در یک تیر دو سر ساده.

مقدار تنش برشی، در مقطع تیر، با استفاده از اصول مقاومت مصالح بصورت زیر است:

$$f_v = \frac{VQ}{It} \quad (1-8)$$

که در رابطه اخیر، V برش موجود در مقطع، Q ممان اول سطح، I ممان اینرسی سطح مقطع حول محور تحت خمش و t عرض مقطع تیر می‌باشد. در شکل ۲-۸، نمودار تغییرات برش در مقطع یک تیر I شکل ترسیم شده است.



شکل ۲-۸ نمودار برش در مقطع.

همانطور که در شکل ۲-۸، نشان داده شده است، حداکثر برش در تیر در محل تار خنثی ایجاد شده است. همانطور که دیده می‌شود، جان تیر، بیشترین سهم در تحمل برش دارند و سهم ناچیزی از این برش توسط بال تحمل می‌شود. در رابطه اخیر فرض بر آن بوده که نیروی برشی در عرض تیر ثابت می‌باشد. در اکثر موارد می‌توان با دقت مناسب فرض کنیم، تمام برش توسط جان تحمل می‌شود:

$$f_v = V / A_w \quad (۲-۸)$$

که در آن A_w مساحت جان و برابر حاصل ضرب عمق تیر d در ضخامت جان t_w است. مقدار برش یکنواخت حدوداً ۸۸٪ حداکثر برش ایجاد شده در جان است.

مثال ۱۴۱ یک تیر دو سر مفصل با مقطع IPB200 که یک بار گسترده خطی به شدت، 1200 kg/m (شامل بارهای وارده به همراه وزن خود تیر) را تحمل می‌کند، را در نظر بگیرید. طول تیر ۶ متر و بطور جانبی دارای مهار جانبی کافی است. برش حداکثر و برش میانگین تیر را تعیین نمایید.

برش حداکثر در یک تیر دو سر ساده، در تکیه‌گاه‌ها و در محل تار خنثی ایجاد می‌شود. مقدار آن برابر است با:

$$V = 1200 \times 6 / 2 = 3600 \text{ kg}$$

برای نصف مقطع IPB200 داریم:

$$A = 39.05 \text{ cm}^2, \quad d = 10 \text{ cm}, \quad y = 1.77 \text{ cm}$$

که مقدار y فاصله مرکز سطح مقطع سپری (نصف مقطع) تا لبه بالایی تیر است.

$$Q = A(d - y) = 39.05 \text{ cm}^2 \times (10 \text{ cm} - 1.77 \text{ cm}) = 321.38 \text{ cm}^3$$

برای مقطع IPB200 داریم:

$$I = 5696 \text{ cm}^4, \quad t_w = 0.9 \text{ cm}$$

بنابراین برش حداکثر برابر است با:

$$f_v = \frac{VQ}{It_w} = \frac{3600 \times 321.38}{5696 \times 0.9} = 225 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

برش میانگین تیر برابر است با:

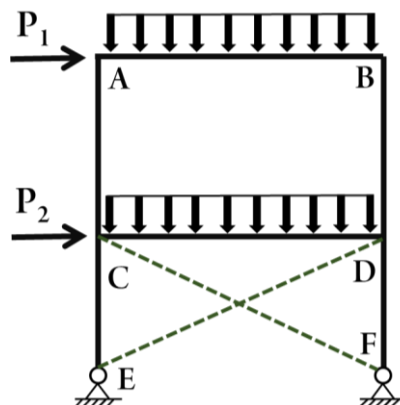
$$f_v = \frac{V}{dt_w} = \frac{3600}{20 \times 0.9} = 200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

تعدادی از صفحات حذف شده است

فصل ۹ – الزامات طراحی اعضا برای ترکیب نیروها

۹-۱- مقدمه

در این فصل که منطبق بر بند ۱۰-۲-۷ مبحث دهم می‌باشد، به الزامات مربوط به طراحی مقاطع تحت اثر همزمان نیروی محوری و لنگر پیچشی حول یکی از محورها یا هر دو محور با یا بدون لنگر پیچشی و نیز اعضای تحت اثر پیچش خالص پرداخته می‌شود. ستون‌های یک سازه به ندرت تحت بارهای محوری حاصل قرار دارند و معمولاً به سبب خروج از مرکزیت‌های اعمال بار و بارهای جانبی اعمال شده بر قاب، تحت ترکیبی از نیروها قرار می‌گیرند. این مورد در حالتی که سازه دارای درجات نامعینی زیاد باشد (مانند قاب‌های خمشی)، بیشتر دیده می‌شود. در برخی مقاطع می‌توان از وجود اثر لنگر خمشی در آنها صرف نظر نمود و آنها را به مانند اعضای فشاری خالص طراحی نمود. معمولاً به اعضای که تحت لنگر خمشی خالص باشند، تیر و به اعضای که تحت نیروی محوری خالص باشند، ستون گفته می‌شود. به اعضای که اثر نیروی محوری و لنگر خمشی در آنها قابل توجه باشد تیر-ستون گفته می‌شود. قاب خمشی نشان داده شده در شکل ۹-۱ را در نظر بگیرید. عضو افقی AB علاوه بر اینکه تحت بارهای ثقلی بوده و بایستی این بارها را حمل نماید، به اعضای قائم نیز در تحمل بار جانبی متمرکز P_1 کمک می‌کند. عضو CD دارای موقعیت بحرانی تری نسبت به عضو AB است. زیرا این عضو بایستی علاوه بر بارهای ثقلی روی آن، نیروی جانبی P_1+P_2 را نیز تحمل نماید.



شکل ۹-۱ قاب تحت بارهای جانبی و ثقلی.

دلیل خط چین ترسیم شدن مهاربند ضربدری در طبقه اول، جلوگیری از حرکت جانبی قاب در این طبقه است. فرض می‌کنیم در این حالت عضو CF در فشار کمانش می‌نماید و عضو ED در کشش، مانع جابجایی قاب می‌شود. با اعضای قائم نشان داده شده در این شکل، نیز بایستی به عنوان تیر ستون برخورد شود. در طبقه بالا، عضو AC و BD تحت اثر نیروی محوری ایجاد شده ناشی از بار جانبی بوده و علاوه بر آن، لنگر خمشی قابل ملاحظه‌ای هم از طریق اتصالات گیردار تیر به ستون، دریافت

می‌کنند. اگرچه نیروی محوری ایجاد شده تحت بارهای جانبی در قاب‌ها معمولاً از لنگر خمشی ایجاد شده تحت بارهای ثقیل بیشتر است، لیکن نمی‌توان در قاب‌های خمشی، اثر توام لنگر خمشی و نیروی محوری را نادیده گرفت و در این قاب‌ها بایستی به ستون‌ها به عنوان یک تیر ستون، نگاه شود.

۹-۲- روابط اندرکنشی بین لنگر و نیروی محوری

بطور کلی می‌توان رابطه زیر را بین نیروی مورد نیاز و ظرفیت موجود بیان نمود:

$$\frac{\text{مقاومت مورد نیاز}}{\text{مقاومت موجود}} \leq 1.0 \quad (۱-۹)$$

به عبارتی دیگر، صورت رابطه فوق، بیانگر نیاز عضو و مخرج رابطه بیانگر ظرفیت عضو می‌باشند. برای اعضای فشاری، مقاومت‌ها بصورت محوری می‌باشند. به عنوان مثال برای طراحی به روش حالات حدی داریم:

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} \leq 1.0 \quad (۲-۹)$$

و همچنین برای طراحی به روش تنش مجاز برابر است با:

$$\frac{P_a}{P_n / \Omega_c} \leq 1.0 \quad (۳-۹)$$

این بیان از نسبت مقاومت مورد نیاز به مقاومت موجود را می‌توان به شکل زیر بازنویسی نمود. در ادامه تنها روش حالات حدی مورد بحث قرار خواهد گرفت:

$$\frac{P_r}{P_c} \leq 1.0 \quad (۴-۹)$$

که در آن P_r مقاومت محوری مورد نیاز و P_c مقاومت محوری موجود و یا ظرفیت محوری عضو است. در صورت حضور نیروهای بیشتر در یک عضو، رابطه فوق را می‌توان به شکل روابط اندرکنشی بین نیروها نوشت. برای مثال، در صورت وجود نیروی محوری و لنگر خمشی در یک عضو، رابطه اندرکنشی آن بصورت زیر خواهد بود:

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{M_r}{M_c} \leq 1.0 \quad (۵-۹)$$

که در رابطه اخیر، M_r لنگر خمشی مورد نیاز بوده و برابر M_u لنگر حاصل از ترکیب بارهای ضریبدار است و M_c برابر ظرفیت خمشی موجود که در روش حالات حدی برابر $\phi_b M_n$ است. در صورت انجام یک تحلیل ارتجاعی و برقراری قانون اصل جمع آثار قوا^۱، تنش نهایی حاصل از اعمال بارهای محوری و تنش‌های ناشی از خمش حول محورهای x و y را می‌توان بصورت $f_{\text{combined}} = f_a + f_{bx} + f_{by}$ بیان نمود. حال در صورتی خمش عضو حول دو محور x و y باشد، رابطه اندرکنشی بین لنگر و نیرو را می‌توان بصورت زیر نوشت:

$$\frac{P_r}{P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0 \quad (۶-۹)$$

که در رابطه اخیر، زیرنویس x و y بیانگر خمش حول محور x و y عضو می‌باشد. رابطه (۶-۹) در مبحث دهم به عنوان رابطه اصلی برای حالت ترکیب تنش‌ها مورد استفاده قرار گرفته است. در مبحث دهم، دو رابطه برای در نظر گرفتن این اثر اندرکنشی داده شده است. یک رابطه برای حالتی که نیروی محوری زیاد باشد و رابطه دوم برای حالتی که نیروی محوری کم

¹ Principle of superposition

تعدادی از صفحات حذف شده است

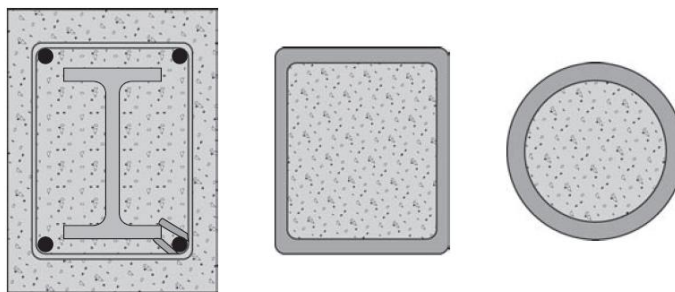
فصل ۱۰ - الزامات طراحی اعضا با مقطع مختلف

۱۰-۱- مقدمه

در این فصل که منطبق بر بند ۱۰-۲-۸ مبحث دهم می‌باشد، الزامات مربوط به طراحی مقاطع مرکب متشکل از نیمرخ‌های نورد شده یا ساخته شده از ورق، محیط یا محاط شده در بتن که بواسطه چسبندگی کافی با یکدیگر بطور توأم عمل می‌کنند و نیز الزامات طراحی تیرهای با دهانه‌های ساده و پیوسته با دال بتنی متکی بر آن به همراه برشگیر که با یا بدون استفاده از پایه موقت اجرا می‌شوند، بررسی خواهد شد.

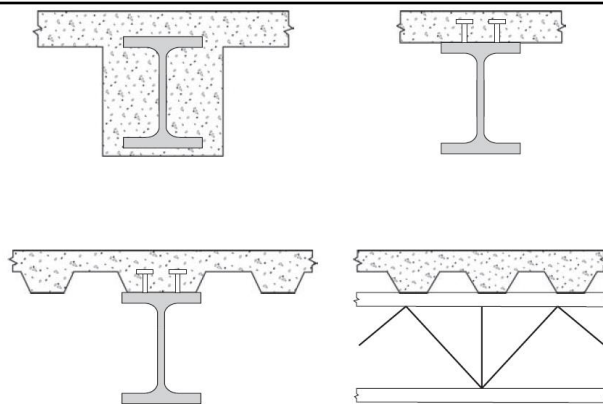
در مقاطع مرکب، باربری مقطع توسط بتن و فولاد بصورت توأم انجام می‌شود. در شکل ۱۰-۱ چند نمونه از ستون‌های مرکب نشان داده شده است. یک ستون مرکب می‌تواند به دو صورت طراحی و اجرا شود:

- یک ستون فولادی بطور کامل در بتن محصور شود.
- یک ستون فولادی با مقطع مستطیلی یا دایره‌ای توخالی، با بتن پر شود.



شکل ۱۰-۱ ستون‌های مرکب.

در حالتی که ستون توسط بتن پر شود، ستون فولادی نقش قالب بتن را نیز بازی خواهد نمود. در این حالت بتن و فولاد با هم بارهای وارده را تحمل می‌نمایند و ظرفیت مقطع و همچنین مقاومت در برابر کماتش موضعی ستون افزایش خواهد یافت. یکی از مزایای این مقاطع، هزینه پایین بتن در برابر فولاد است. در حالتی که مقطع فولادی توسط بتن محصور شود، می‌تواند محافظت خوبی را در برابر آتش سوزی برای ستون ایجاد نماید. در شکل ۱۰-۲ چند نمونه از تیرهای مرکب نشان داده شده است.



شکل ۱۰-۲ تیرهای مرکب.

تیرهای مرکب را می‌توان به حالت‌های زیر، طراحی و اجرا نمود:

- تیر فولادی محاط در بتن.
- تیر فولادی با دال تخت و استفاده از برشگیر بین این دو مصالح.
- تیر فولادی با دال به همراه برشگیر و ورق‌های فولادی شکل‌داده شده.
- دال بتنی با ورق‌های فولادی شکل‌داده شده بر روی تیر با جان باز.

در حالتی که از مقطع مرکب برای اعضای خمشی استفاده می‌شود، ظرفیت خمشی عضو به میزان قابل ملاحظه‌ای افزایش یافته و منجر به یک طرح اقتصادی با مقاطع کوچکتر خواهد شد. لیکن بایستی به یک نکته توجه داشت و آن هم استفاده از تیرهای مرکب در دهانه‌های بلند می‌باشد، که با کاهش وزن ممکن است ارتعاش آنها قابل توجه شود.

در تعیین آثار بار در اعضا و اتصالات سازه‌هایی که دارای اعضای با مقطع مرکب هستند، لازم است توجه کافی به مقطع موثر اعضا، در هر مرحله از افزایش بارگذاری مبذول گردد. الزامات مربوط به پوشش بتن روی آرماتورها، فواصل آرماتورها، خم و مقاومت برشی اجزای بتنی باید با توجه به الزامات مبحث نهم کنترل شود.

طراحی اعضای مرکب معمولاً به دو روش صورت می‌گیرد. روش اول، روش توزیع تنش خمیری و روش دوم روش همسازی کرنش‌ها می‌باشد. در روش توزیع تنش خمیری، تنش در بخش فولادی مقطع، هم در فشار و هم در کشش برابر F_y می‌باشد که بطور غیریکنواخت در مقطع توزیع شده است و همچنین تنش در بتن (ناحیه فشاری) بطور یکنواخت و برابر $0.85f_c$ می‌باشد که در حالتی که مقطع فولادی توخالی توسط بتن پر شده باشد، این مقدار برابر $0.95f_c$ در نظر گرفته می‌شود. در روابط داده شده F_y تنش تسلیم مقطع فولاد و f_c مقاومت مشخصه نمونه استوانه‌ای بتن می‌باشد. در روش سازگاری کرنش‌ها، تغییرات کرنش در ارتفاع مقطع بصورت خطی فرض می‌شود و حداکثر مقدار آن در ناحیه فشاری بتن برابر 0.003 می‌باشد. این روش در محاسبه مقاومت اسمی مقاطع نامنظم و تیر ستون‌ها استفاده می‌شود و مبحث دهم از مقررات ملی، از روش توزیع تنش خمیری استفاده می‌نماید. طبق مبحث دهم، محدودیت‌های زیر برای فولاد و بتن بایستی رعایت شود:

✓ مقدار مقاومت مشخصه نمونه استوانه‌ای بتن برای بتن‌های با وزن مخصوص معمولی، بین $200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ تا $700 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$

باشد.

تحلیل و طراحی سازه‌های فولادی

✓ مقدار مقاومت مشخصه نمونه استوانه‌ای بتن برای بتن‌های سبک با وزن مخصوص حداقل $1440 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^3}$ ، بین

$$200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \text{ تا } 400 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \text{ باشد.}$$

✓ تنش تسلیم فولاد کمتر از $4000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ باشد.

✓ تنش تسلیم میلگردهای مورد استفاده در مقطع مرکب نباید از $5000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ بیشتر باشد.

همچنین طبق بند ۱۰-۲-۸-۲-۲ مبحث دهم، برای اعضای محوری مرکب پر شده با بتن، بایستی شرایط زیر کنترل گردد:

✓ مساحت مقطع فولادی باید حداقل یک درصد مساحت کلی مقطع مرکب باشد.

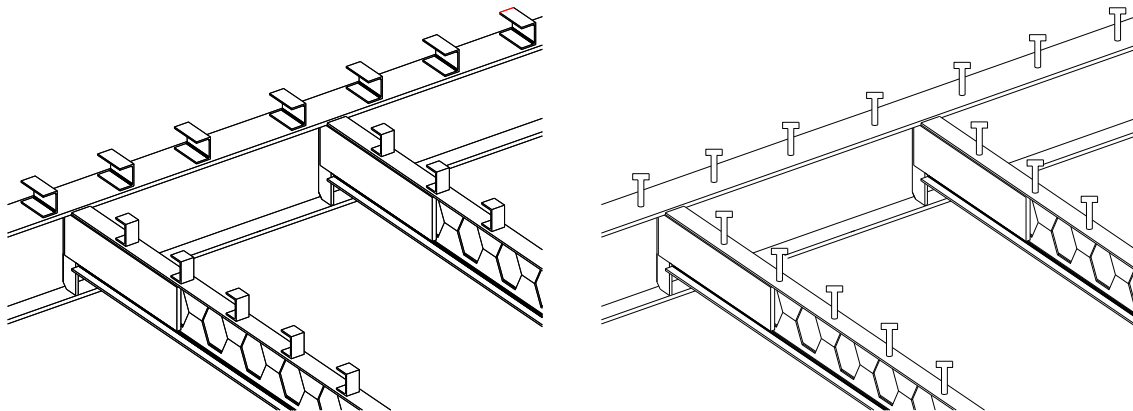
✓ حداکثر نسبت $\frac{b}{t}$ در مقطع توخالی مستطیلی و حداکثر نسبت $\frac{D}{t}$ در مقطع توخالی لوله‌ای شکل پر شده با بتن از

جدول ۱۰-۲-۸-۱ مبحث دهم تعیین شود.

برای تخمین وزن واحد طول تیر مرکب می‌توان از رابطه زیر استفاده نمود:

$$wt = \left[\frac{M_u}{\left(\frac{d}{2} + Y_{con} - \frac{a}{2} \right) \phi F_y} \right] \quad (1-10)$$

اجرای سقف‌های مرکب به یکی از دو روش نشان داده شده در شکل ۱۰-۳ انجام می‌گیرد. در شکل سمت راست، عملکرد مرکب تیرهای فولادی و دال بتنی توسط گل میخ‌هایی که بر روی تیرها جوش شده، تامین می‌شود و در شکل سمت چپ این عملکرد توسط ناودانی‌های روی تیر تامین می‌شود.

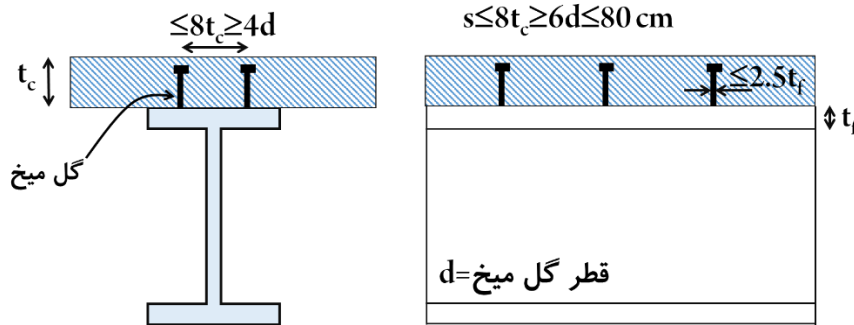


شکل ۱۰-۳ روش‌های اجرای سقف مرکب.

تعدادی از صفحات حذف شده است

۱۰-۵-۸-۳- جزئیات بندی برشگیرهای تیرهای مرکب

طبق مبحث دهم، به استثنای برشگیرهای نصب شده در داخل کنگره ورق‌های فولادی شکل داده شده، برشگیرها باید حداقل ۲۵ میلیمتر پوشش جانبی از بتن داشته باشند. حداقل فاصله گل‌میخ تا لبه بتن در امتداد برش افقی برای بتن با وزن معمولی برابر ۲۰۰ میلیمتر و برای بتن سبک ۲۵۰ میلیمتر باشد. مطابق شکل ۱۰-۱۴ حداقل فاصله مرکز تا مرکز بین برشگیرهای از نوع گل‌میخ مساوی ۶ برابر قطر آنها در امتداد محور طولی تیر و ۴ برابر قطر آنها در امتداد عمود بر محور طولی تیر با مقطع مرکب می‌باشد، مگر در داخل کنگره‌های ورق‌های فولادی شکل داده شده که حداقل فاصله مرکز تا مرکز در هر امتداد را می‌توان ۴ برابر قطر گل‌میخ انتخاب نمود. حداکثر فاصله مرکز تا مرکز بین برشگیرها نباید از ۸ برابر ضخامت کل دال بتنی یا ۸۰۰ میلیمتر تجاوز نماید.



شکل ۱۰-۱۴ جزئیات مربوط به گل‌میخ‌ها در دال‌های تخت.

مثال ۱۸۴ مقطع مرکب نشان داده شده در شکل ۱۰-۱۰ را در نظر بگیرید که از مقطع تیر IPE300 و یک دال بتنی

به ضخامت ۱۰ سانتیمتر و مقاومت مشخصه ۳۰۰ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع تشکیل شده است. عرض موثر تیر برابر ۳ متر و طول تیر برابر ۷ متر در نظر گرفته شود. در صورتی که بار روی تیر بصورت یکنواخت توزیع شده باشد، تعداد برشگیرهای مورد نیاز برای ایجاد عملکرد مرکب کامل را تعیین نمایید. قطر گل‌میخ‌های استفاده شده برابر ۱۶ میلیمتر و تنش تسلیم نهایی آنها ۵۰۰۰ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع در نظر گرفته شود.

مشخصات مقطع فولادی IPE300 برابر است با:

$$A_s = 53.8 \text{ cm}^2 \quad d = 30 \text{ cm}$$

مساحت موثر دال بتنی برابر است با:

$$A_c = bt_c = 300 \times 10 = 3000 \text{ cm}^2$$

مقدار نیروی برشی افقی موجود در گل‌میخ‌ها برابر با کمترین دو مقدار ظرفیت نهایی بتن و ظرفیت مقطع فولادی است:

$$V_r' = 0.85f_c' A_c = 0.85 \times 300 \times 3000 \times 10^{-3} = 765 \text{ ton}$$

ظرفیت نهایی مقطع فولادی، با فرض جاری شدن کامل آن برابر است با:

$$V_r' = F_y A_s = 2400 \times 53.8 \times 10^{-3} = 129 \text{ ton} < 0.85f_c' A_c$$

بنابراین ظرفیت مقطع فولادی حاکم می‌باشد. برای تعیین ضریب ارتجاعی بتن داریم:

$$E_c = 0.043w_c^{1.5} \sqrt{f_c} = 0.043 \times 2500^{1.5} \sqrt{30} = 29400 \text{ MPa} = 294000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

تعدادی از صفحات حذف شده است

$$\Rightarrow V_n = 0.6F_y A_w C_v = 0.6 \times 2400 \times 38 \times 1.0 \times 10^{-3} = 54.7 \text{ ton}$$

$$\Rightarrow \phi_v V_n = 0.9 \times 54.7 \text{ ton} = 49.2 \text{ ton} > 6 \text{ ton}$$

محاسبه مقاومت برشی موجود بتن مسلح: همانطور که دیده شد، مقاومت برشی مقطع فولادی برای این سازه به تنهایی کافی بود، لیکن مقاومت برشی بتن نیز محاسبه می‌شود. با توجه به عدم حضور میلگرد در مقطع، مقاومت برشی بتن، به تنهایی در نظر گرفته می‌شود. طبق بند ۹-۱۵-۳ مبحث نهم داریم:

$$V_c = v_c b_i h_i \rightarrow v_c = 0.2 \phi_c \sqrt{f'_c}$$

مقدار ضریب تقلیل مقاومت بتن $\phi_c = 0.65$ و مقاومت مشخصه بتن بایستی در این رابطه بر حسب مگاپاسکال در رابطه قرار داده شود.

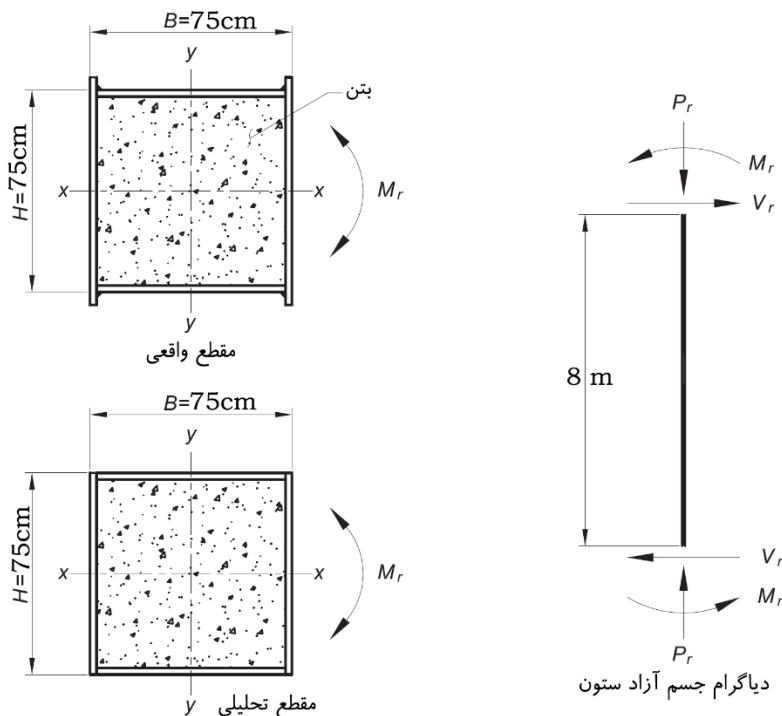
$$V_c = (0.2 \times 0.65 \sqrt{35}) 35.8 \times 237.4 = 2400 \text{ N} \approx 2400 \text{ kg} = 2.4 \text{ ton} < 6 \text{ ton} \quad \text{خوب نیست}$$

همانطور که دیده شد، ظرفیت برشی بتن بسیار ناچیز بوده و مقاومت برشی فولادی کافی است.

مثال ۱۹۳ با توجه به شکل ۱۰-۴۳، مقدار ضخامت مورد نیاز برای ورق را تعیین نمایید. طول ستون ۸ متر و نیروهای

درج شده در زیر براساس تحلیل مستقیم بدست آمده‌اند. بتن داخلی مقطع دارای $f'_c = 500 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ و از نوع بتن

معمولی است.



شکل ۱۰-۴۳ ستون مرکب به همراه ابعاد و اندازه‌ها

$$P_r = 500 \text{ ton} \quad M_r = 70 \text{ ton.m} \quad V_r = 16 \text{ ton}$$

$$F_y = 2400 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}, \quad F_u = 3700 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad \text{برای فولاد}$$

فصل ۱۱ – الزامات طراحی اتصالات

۱۱-۱- مقدمه

در این فصل که منطبق بر بند ۱۰-۲-۹ مبحث دهم می‌باشد، الزامات مربوط به طراحی اتصالات فولادی شامل اجزای اتصال دهنده و وسایل اتصال شرح داده می‌شود. اتصال، ترکیبی از پیوندها است که برای انتقال نیرو بین دو یا چند عضو به کار برده می‌شود. اتصالات بر حسب نوع نیرویی که منتقل می‌کنند (لنگر، برش و نیروی محوری) و سختی مورد نظر برای آنها (صلب، نیمه صلب و ساده)، طبقه بندی می‌شوند. اتصالات از پیش تایید شده، اتصالات با جزئیات مشخصی هستند که درستی عملکرد آنها برای دستیابی به رفتار لرزه‌ای مورد نظر سازه، توسط آزمایش‌ها و شواهد عینی، از جانب مراجع معتبر تأیید شده باشد. بطور کلی اتصالات جزو بحرانی‌ترین قسمت‌های یک سازه فولادی هستند. بطور کلی در سازه‌های فولادی، اتصالات بصورت پیچی یا جوشی قابل انجام است. در گذشته از پرچ نیز برای اتصالات استفاده می‌شد که در حال حاضر این روش اتصال دیگر استفاده نمی‌شود.

مقاومت طراحی اتصالات برابر ϕR_n ، باید براساس الزامات این بخش تعیین شود. مقاومت مورد نیاز R_n باید بر مبنای تحلیل سازه برای ترکیب بارگذاری طراحی یا بر مبنای مقاومت مورد نیاز اجزای متصل شونده تعیین گردد.

۱۱-۱-۱- اتصال ساده

اتصال که در مقابل دوران از خود سختی قابل توجهی نشان نمی‌دهد و تنها قادر به انتقال نیروهای محوری و برشی می‌باشد.

۱۱-۱-۲- اتصال گیردار یا خمشی

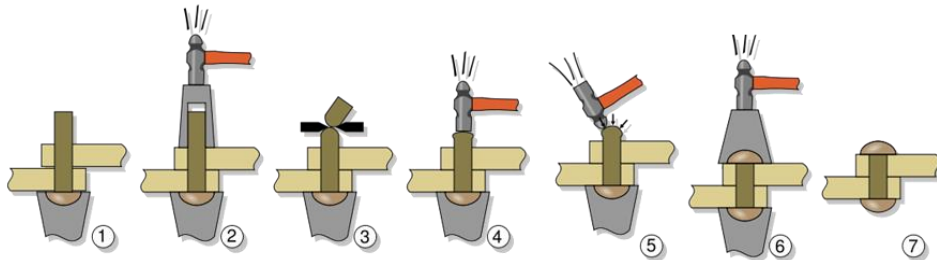
اتصال که اجزای آن دارای سختی و مقاومت کافی باشد، به نحوی که زاویه بین اعضای متصل شونده در گره را، پس از تغییر-شکل ثابت نگه دارد.

۱۱-۱-۳- انواع اتصال بر حسب فن اتصال

پرچ: یکی از وسایل قدیمی برای اتصالات سازه‌های فولادی پرچ است. در اغلب پل‌های قدیمی فلزی از پرچ به عنوان یک وسیله اتصال استفاده می‌کردند. پرچ می‌تواند از فولاد نورد شده سرد یا گرم تهیه شود. پرچ‌ها با قطرهای ۱ تا ۴ سانتیمتر تولید می‌شوند. پرچ‌ها در اتصالات دائمی، که نیازی به باز و بسته شدن نداشته باشند استفاده می‌شوند. برخی از انواع میخ‌پرچ‌ها را می‌توان در جاهایی که تنها به یک طرف کار دسترسی داریم استفاده کرد. هنگام انتخاب میخ‌پرچ‌ها باید به نیروهای کششی و برشی وارد بر قطعه کار توجه کرد و متناسب با آن‌ها میخ‌پرچ‌هایی با قطر، جنس و در فاصله‌های مناسب انتخاب نمود. توصیه شده است که جنس میخ‌پرچ و قطعه کار مشابه هم باشند، مثلاً برای اتصال ورق‌های مسی بهتر است از میخ‌پرچ‌های مسی استفاده کنیم؛ برای اتصال قطعات فلزی میخ‌پرچ آلومینیومی معمولاً مناسب و رایج است؛ ولی اگر قرار باشد از میخ‌پرچ آلومینیومی برای اتصال یک قطعه فلزی به یک قطعه نرم یا شکننده استفاده کنیم بهتر است قطعه نرم را روی کار قرار دهیم یا

تحلیل و طراحی سازه‌های فولادی

پشت قطعه نرم از واشر استفاده کنیم، همچنین در این موارد استفاده از میخ‌پرچ‌های سرپهن (که به آن‌ها میخ‌پرچ‌های واشرسرخود، واشردار یا گل‌پهن نیز می‌گویند) مفید خواهد بود. یکی از عوامل بیرون‌زدگی میخ از قطعه کار و در نتیجه اتصال نامناسب ضعیف‌بودن قطعه آخر است که برای رفع این مشکل از ورق‌های فلزی یا واشر در پشت کار استفاده می‌کنند. نحوه پرچکاری در شکل ۱۱-۱ نشان داده شده است.



شکل ۱۱-۱ نحوه پرچکاری.

ابتدا مورد اتصال که به اندازه‌ای در حدود یک میلیمتر بیشتر از قطر پرچ سوراخ شده‌اند، روی یکدیگر قرار داده می‌شوند. سپس پرچ در کوره سرخ شده و سطح بدنه قلم پرچ حرارت داده شده را به وسیله برس فلزی پاک کرده و به درون سوراخ‌هایی که قبلاً آماده شده است وارد می‌کنند. با ثابت نگه داشتن سر کلاهدک پرچ، سر دیگر آن توسط یک چکش کوبیده می‌شود تا به فرم کلاهدک در آمده و پرچ محکم شود. عمل کوبیدن می‌تواند به وسیله یک دستگاه کوبنده که با هوای فشرده کار می‌کند صورت گیرد. با انجام عملیات فوق، بدنه پرچ بطور کامل داخل سوراخ فرو رفته و فضای داخل آن را پر می‌کند. علاوه بر آن هنگام سرد شدن پرچ منقبض شده که خود باعث ایجاد نیروی پیش‌تیندگی در پرچ می‌شود.

پیچ: نوعی از وسایل اتصال، پیچ است که به صورت استوانه‌ای رزوه بوده و معمولاً از جنس فولادی می‌باشد. بطور کلی در دو رده معمولی و پرمقاومت ساخته می‌شوند که در ادامه بطور مفصل به آنها پرداخته شده است.

جوش: یک اتصال دائمی بین دو قطعه می‌باشد. جوشکاری یا فن فلزات از دیر باز مورد توجه بشر بوده است و در ابتدا ظروف آشپزخانه و جواهرات و امروزه در صنایع کشتی سازی و هوا فضا کاربرد بسیاری دارد. طبق مدارکی که در کتاب‌ها و استانداردها آمده است جوشکاری ۸۲۰۰ سال قدمت دارد. در ادامه بطور مفصل به آنها پرداخته شده است.

۱۱-۲- طراحی اتصالات جوشی

جوشکاری (Welding): فرآیند اتصال دادن، با حرارت دادن مواد یا بدون حرارت دادن، با اعمال فشار یا بدون اعمال فشار، با استفاده از فلز پرکننده یا بدون فلز پرکننده، به نحوی ذوب و انجماد مداوم در امتداد درز اتصال صورت می‌گیرد و یا اتصال لبه‌ها، از طریق له شدن در هم انجام می‌شود را جوشکاری گویند.

جوش (Weld): اتصال موضعی فلز، که در آن اتصال با حرارت دادن به میزان مناسب، با کاربرد فشار یا بدون کاربرد فشار، با استفاده از مواد پرکننده یا بدون مواد پرکننده، صورت می‌گیرد را جوش گویند. (فلز پرکننده دارای نقطه ذوبی معادل همان فلزات پایه است.)

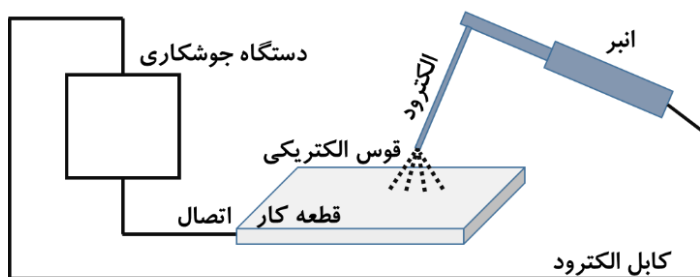
حوضچه جوش (Weld Pool): حجم موضعی فلز مذاب در یک جوش، قبل از انجماد فلز تازه جوش داده شده را حوضچه جوش گویند.

۴. جوشکاری قوسی زیر پودری (SAW)

دو روش جوش الکتریکی با الکتروود روکش دار^۱ (SMAW) و جوش قوس الکتریکی زیرپودری^۲ (SAW) بیشتر از سایر روش‌های جوشکاری مورد استفاده قرار دارند.

۱۱-۲-۳-۱- جوشکاری قوسی با الکتروود روکش دار (SMAW)

این فرآیند جوشکاری، فرآیند جوشکاری قوسی است که در آن، قوس بین یک الکتروود روپوش دار و قطعه کار، زده می‌شود و حرارت لازم برای ذوب کردن فلز پایه و الکتروود تأمین می‌شود. در این فرآیند از مکانیزم فشار استفاده نمی‌شود. کار محافظت از حوضچه مذاب در این فرآیند بر عهده پوشش الکتروود می‌باشد که این پوشش در هنگام جوشکاری در اثر حرارت تجزیه شده و به صورت سرباره و گاز از فلز جوش محافظت می‌کند. سرباره نقش پوشش حرارتی داشته و از سرد شدن سریع جوش جلوگیری کرده و کیفیت جوش را اصلاح می‌کند. همچنین سرباره دارای ترکیباتی می‌باشد که به فلز جوش اضافه شده و به این ترتیب عناصر از دست رفته منطقه جوش در حین جوشکاری جایگزین می‌شود (شکل ۱۱-۲).

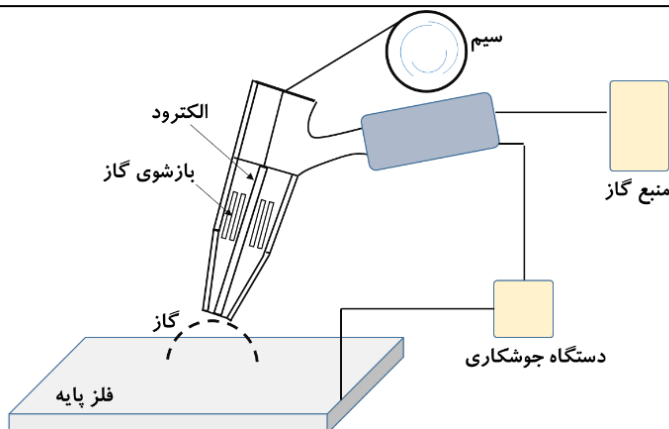


شکل ۱۱-۲ جوشکاری با قوس الکتریکی.

اصول کار: حرارت قوس، برای ذوب فلز پایه و نوک الکتروود پوشش دار مصرف شدنی بکار می‌رود. الکتروود و قطعه کار قسمتی از مدار الکتریکی هستند. این مدار از منبع تغذیه نیرو شروع می‌شود و شامل کابل‌های جوشکاری، نگه دارنده الکتروود (انبر)، اتصال قطعه کار، قطعه کار (فلز پایه) و الکتروود جوشکاری قوسی می‌باشد. یکی از دو کابل از منبع نیرو به قطعه کار و دیگری به نگه دارنده الکتروود متصل است. جوشکاری موقعی شروع می‌شود که قوس بین نوک الکتروود و قطعه کار برقرار شود. حرارت شدید قوس، نوک الکتروود و سطح قطعه کار نزدیک به قوس را ذوب می‌کند. قطرات ریز فلز مذاب سریعاً در نوک الکتروود تشکیل می‌شوند، که از طریق جریان قوس به حوضچه مذاب منتقل می‌شوند. در این حالت، فلز پیرکننده با مصرف تدریجی الکتروود رسوب می‌کند. قوس روی قطعه کار با طول و سرعت معینی حرکت می‌کند و قسمتی از فلز پایه را ذوب و مداوماً فلز جوش را افزایش می‌دهد. (قوس یکی از گرم‌ترین منابع حرارتی، با درجه حرارتی بیش از ۵۰۰۰ درجه سانتیگراد در مرکز قوس می‌باشد.) ذوب فلز پایه تقریباً بلافاصله پس از شروع قوس صورت می‌گیرد. انتقال فلز، در صورتی که جوش‌ها در حالت تخت یا افقی صورت گیرند، با نیروی ثقل، انبساط گازی، نیروهای الکتریکی و الکترومغناطیسی و کشش سطحی انجام می‌گیرد. در مورد سایر حالات، ثقل علیه نیروها عمل می‌کند. فرآیند به نیروی برق برای ذوب الکتروود و ذوب مقدار کافی فلز پایه، همچنین

¹ Shielded metal arc welding

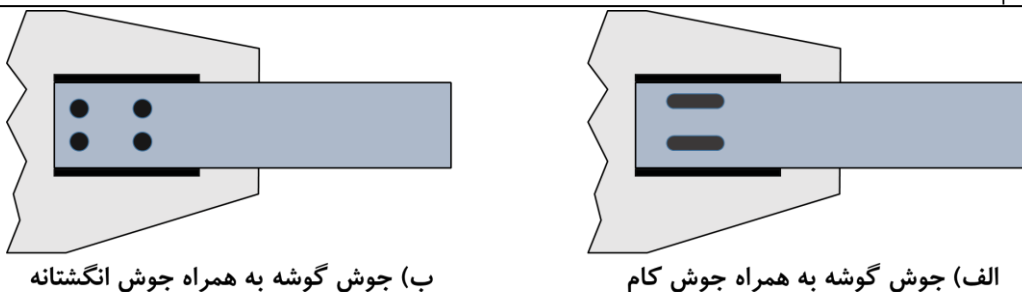
² Submerged arc welding



شکل ۱۱-۳ جوشکاری تحت گازهای محافظ با الکتروود مصرفی.

قابلیت‌ها و محدودیت‌های فرآیند جوشکاری GMAW:

- ۱- این فرآیند جوشکاری نسبت به دیگر فرآیندهای قوسی دیگر مانند SMAW مزایای زیادی دارد که به شرح زیر می‌باشد:
 - ۱- این فرآیند طوری است که می‌تواند در مورد بیشتر فلزات مغناطیسی مفید باشد.
 - ۲- اتوماسیون یا رباتیک کردن این فرآیند به دلیل پیوسته بودن الکتروود و به علت طول قوس ثابت، آسان می‌باشد.
 - ۳- تمرکز قوس الکتریکی به علت توان بر سطح بالا زیاد می‌باشد، بنابراین امکان جوشکاری ورق‌های نازک و حالت‌های غیر تخت راحت‌تر است و پیچیدگی و تابیدگی کمتر، سرعت و نفوذ، بیشتر خواهد بود.
 - ۴- در این فرآیند میزان جرعه نسبتاً کم است.
 - ۵- سیم جوش بطور مستمر تغذیه می‌گردد، بنابراین زمان برای تعویض الکتروود صرف نمی‌شود.
 - ۶- این فرآیند می‌تواند به راحتی در تمام وضعیت‌ها استفاده شود.
 - ۷- حوضچه مذاب و قوس الکتریکی به راحتی قابل مشاهده است.
 - ۸- سرباره حذف شده یا بسیار نازک است.
 - ۹- از الکتروود با قطر نسبتاً کم استفاده می‌شود که باعث چگالی جریان بالاتری می‌گردد.
 - ۱۰- درصد بالایی از الکتروود یا سیم جوش در منطقه اتصال رسوب می‌کند.
 - ۱۱- سرعت‌های انتقال سریع‌تر و میزان رسوب بالاتری نسبت به نوع جوشکاری دستی TIG دارد.
 - ۱۲- عمق نفوذ جوش بیشتر از فرآیند SMAW است، در نتیجه اجازه می‌دهد که جوش کوچکتر با استحکام مورد نظر بوجود آید.
- این فرآیند جوشکاری دارای مزیت‌های فراوانی است، ولی در کنار این مزیت‌ها دارای محدودیت‌هایی نیز می‌باشد که مهمترین این محدودیت‌ها عبارتند از:
 - ۱- وسایل و تجهیزات این فرآیند جوشکاری پیچیده‌تر بوده و در نتیجه حمل و نقل مشکل خواهد بود.
 - ۲- تجهیزات این فرآیند گران بوده و هزینه تعمیر و نگهداری دستگاه‌های این فرآیند بالا می‌باشد.
 - ۳- سرعت سرد شدن جوش به علت عدم وجود لایه سرباره سریع‌تر از روش‌های قوسی با محافظت سرباره است، در نتیجه ممکن است خواص متالورژیکی و مکانیکی فلز جوش را تغییر دهد.



ب) جوش گوشه به همراه جوش انگشتانه

الف) جوش گوشه به همراه جوش کام

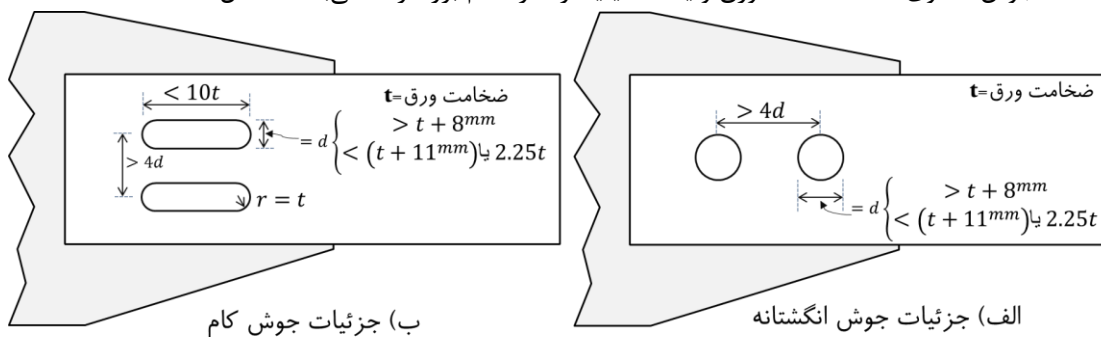
شکل ۱۱-۱۴ کاربرد جوش کام و انگشتانه.

حداقل قطر سوراخ جوش انگشتانه نباید کمتر از ضخامت ورق به علاوه ۸ میلی‌متر باشد که بهتر است به اولین عدد زوج بزرگتر گرد شود. حداکثر قطر برابر ضخامت ورق به علاوه ۱۱ میلی‌متر یا $2/25$ برابر ضخامت ورق (هر کدام که بزرگتر باشد) است.

$$t \leq 8 \text{ mm} \rightarrow d_{\max} = t + 11 \text{ mm}$$

$$t \geq 9 \text{ mm} \rightarrow d_{\max} = 2.25t$$

حداقل فاصله مرکز به مرکز جوش انگشتانه، ۴ برابر قطر سوراخ است. طول شکاف جوش کام نباید بیش از ۱۰ برابر ضخامت ورقی باشد که در آن ایجاد می‌شود. عرض شکاف نباید کمتر از ضخامت ورق به علاوه ۸ میلی‌متر باشد که بهتر است به اولین عدد زوج بزرگتر گرد گردد. حداکثر عرض مساوی ضخامت ورق به علاوه ۱۱ میلی‌متر یا $2/25$ برابر ضخامت ورق (هر کدام بزرگتر باشد) است (شکل ۱۱-۱۵). انتهای شکاف باید بصورت نیم دایره و یا در صورت گوشه‌دار بودن، دارای گردی با شعاع حداقل ضخامت ورق باشد. حداقل فاصله مرکز به مرکز شکاف‌ها در امتداد عرضی، چهار برابر عرض شکاف و حداقل فاصله مرکز به مرکز شکاف‌ها در امتداد طولی، مساوی دو برابر طول شکاف است. در صورتی که ضخامت ورق برابر و یا کوچکتر از ۱۶ میلی‌متر باشد، تمام ضخامت سوراخ و یا شکاف بایستی با جوش پر شود. در صورتی که ضخامت ورق بزرگتر از ۱۶ میلی‌متر باشد، ضخامت جوش مساوی نصف ضخامت ورق و یا ۱۶ میلی‌متر (هر کدام بزرگترند) می‌باشد (شکل ۱۱-۱۵).



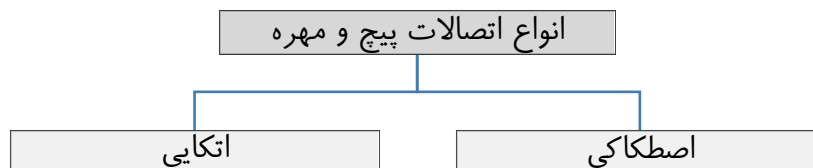
ب) جزئیات جوش کام

الف) جزئیات جوش انگشتانه

شکل ۱۱-۱۵ جزئیات و ملاحظات جوش کام و انگشتانه.

انواع وضعیت جوشکاری: با توجه به نحوه قراگیری جوش نسبت به جوشکار، وضعیت تخت، افقی، قائم و بالاسری برای جوش متصور است. در شکل ۱۱-۱۶ وضعیت‌های مختلف جوشکاری نشان داده شده است.

تعدادی از صفحات حذف شده است

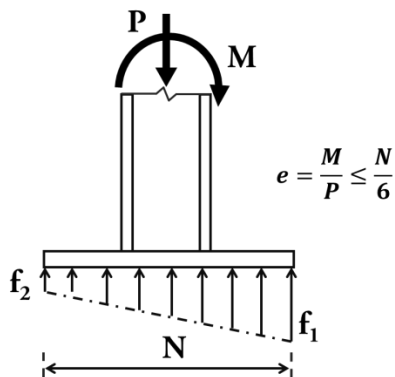


در طراحی اعضای لرزه‌ای تنها استفاده از اتصالات اصطکاکی مجاز است (پیچ‌ها برای نیرویی در حدود ۷۰٪ حداقل مقاومت کششی آن پیش‌تنیده می‌شوند). در این اتصالات، پیچ به میزان مشخصی بیشتر سفت شده و در آن یک نیروی محوری تولید می‌شود. این نیرو سبب می‌شود، انتقال نیروها در دو صفحه متصل شده، توسط اصطکاک بین آن‌ها انجام شود. در کشور ما برخی از پیچ‌های اتکایی براساس استاندارد DIN931 و DIN934 تولید می‌شوند. استاندارد DIN931، استاندارد ساخت برای ساخت پیچ و DIN934 استاندارد ساخت برای مهره می‌باشد. پیچ و مهره‌هایی که براساس این استاندارد تهیه می‌شوند، قابل پیش‌تنیدگی نیستند. در حالی که در ایران پیچ‌های پرمقاومت (قابل استفاده در اتصالات اصطکاکی) از نوع 10.9 را می‌توان براحتی پیدا نمود. این پیچ‌ها بایستی براساس DIN6914، مهره آن‌ها براساس DIN6915 و واشر متناسب با آن‌ها براساس DIN6916 ساخته شده باشد. در جدول ۵-۱۱ مشخصات پیچ‌های معمولی و پر مقاومت نشان داده شده است. از دیگر نکات مهم در انتخاب پیچ مناسب، توجه به قطر پیچ است. قبل از انتخاب قطر پیچ، بایستی در استاندارد قطر پیچ موجود بررسی شود. به عنوان مثال، در صورتی که طراح، از پیچ پرمقاومت 10.9 با استاندارد ساخت DIN6914 استفاده نماید، تنها از قطرهای ۱۶، ۲۰، ۲۲، ۲۴، ۲۷، ۳۰ و ۳۶ میلیمتر می‌تواند استفاده نماید و در این استاندارد قطر ۱۸ میلیمتر وجود ندارد.

جدول ۵-۱۱ مشخصات پیچ‌های معمولی و پرمقاومت.

تنش کششی نهایی (F_u) مصالح پیچ	تنش تسلیم مصالح پیچ (F_y)	نام استاندارد		نوع پیچ
		ISO	ASTM	
400 Mpa	240 Mpa	-	A307	پیچ‌های معمولی
400 Mpa	240 Mpa	4.6	-	
420 Mpa	320 Mpa	4.8	-	
500 Mpa	300 Mpa	5.6	-	
520 Mpa	400 Mpa	5.8	-	
600 Mpa	480 Mpa	6.8	-	
800 Mpa	-	-	A325 $d \leq 24$ mm	پیچ‌های پر مقاومت
725 Mpa	-	-	A325 $d > 24$ mm	
1000 Mpa	-	-	A490	
800 Mpa	-	8.8	-	
1000 Mpa	-	10.9	-	
1200 Mpa	-	12.9	-	

تعدادی از صفحات حذف شده است



شکل ۶۷-۱۱ توزیع تنش زیر کف ستون با خروج از مرکزیت کم.

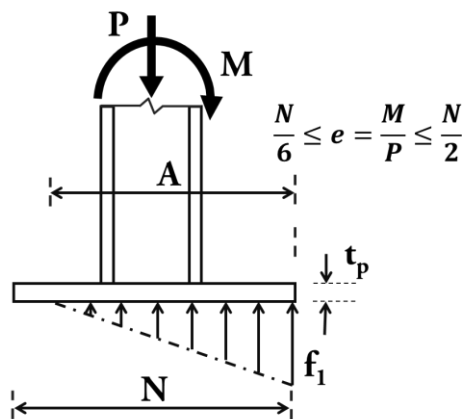
در صورتی که به ورق به عنوان مقطع یک تیر نگاه شود، مقدار شدت تنش در لبه‌های ورق کف ستون برابر است با:

$$f_{1\&2} = \frac{P}{BN} \pm \frac{Mc}{I} \quad (۴۹-۱۱)$$

که در آن B و N ابعاد ورق بوده و $c=N/2$ و همچنین I ممان اینرسی و برابر $BN^3/12$ است. در صورتی که $e=N/6$ باشد، مقدار $f_2=0$ خواهد بود. در طراحی به روش حالات حدی، مقدار نیروی محوری و لنگر خمشی بایستی براساس ترکیب بارهای ضریب‌دار بوده و تنش حداکثر f_1 نبایستی از مقدار زیر بیشتر شود:

$$0.85\phi_c f_c \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 1.7\phi_c f_c \quad (۵۰-۱۱)$$

در صورتی که مقدار خروج از مرکزیت معادل e بین $N/2$ و $N/6$ باشد (شرایط خروج از مرکزیت میانی) تنش فشاری زیر کف ستون مطابق شکل ۶۸-۱۱ در بخشی از ورق رخ می‌دهد.

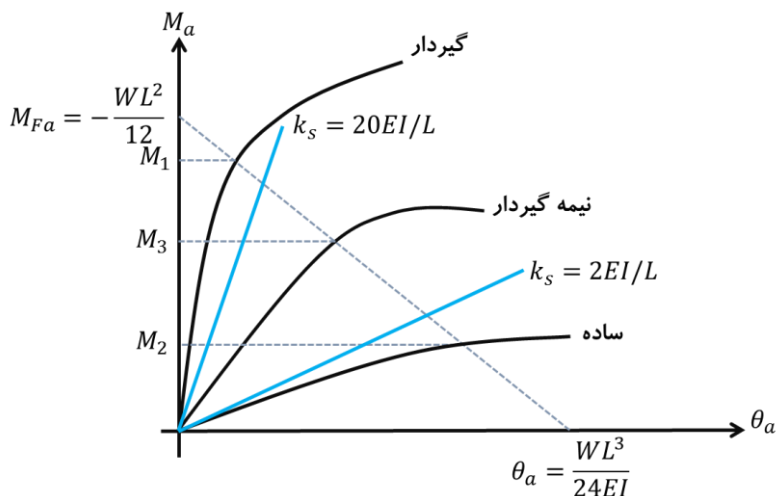


شکل ۶۸-۱۱ توزیع تنش در خروج از مرکزیت میانه.

مقدار تنش حداکثر ایجاد شده در این حالت برابر است با:

$$f_1 = \frac{2P}{AB} \quad (۵۱-۱۱)$$

تعدادی از صفحات حذف شده است

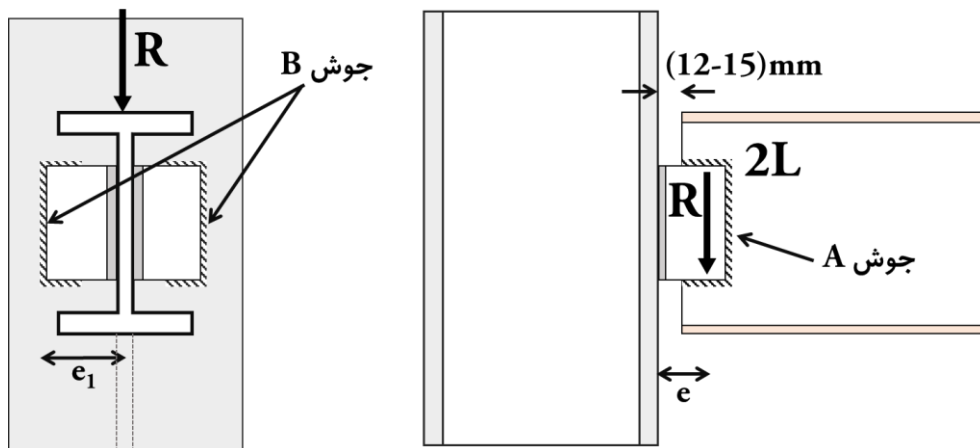


شکل ۱۱-۷۳ معادله خط تیر و منحنی لنگر خمشی بر حسب دوران.

با توجه به شکل ۱۱-۷۳، اتصال گیردار (صلب) باید، M_1 حداقل معادل ۹۰٪ لنگر گیرداری M_{Fa} را انتقال دهد. برای یک اتصال نیمه گیردار (نیمه صلب) انتظار می‌رود، M_3 لنگری معادل حدود ۵۰٪ لنگر گیرداری را انتقال دهد. یک اتصال ساده M_2 ، حداکثر لنگری معادل ۲۰٪ لنگر گیرداری M_{Fa} را انتقال می‌دهد. سختی سکانتی اتصال را می‌توان با $K_s = M_s / \theta_s$ بیان نمود. در صورتی که $K_s > 20EI/L$ باشد، اتصال را می‌توان بصورت گیردار در نظر گرفت. در اتصالات ساده مقدار $K_s < 2EI/L$ است. برای اتصالات با سختی مابین این دو مقدار نیز می‌توان آن اتصال را بصورت نیمه گیردار در نظر گرفت.

۱۱-۶- اتصال ساده تیر به کمک نبشی جان

استفاده از نبشی جان یکی از روش‌های ساده و معمول در اجرای اتصالات مفصلی تیر به تیر و تیر به ستون است. این نوع اتصال را می‌توان توسط جوش یا پیچ انجام داد. در شکل ۱۱-۷۴ اتصال یک تیر I شکل به بال ستون توسط جوش نشان داده شده است. همچنین در شکل ۱۱-۷۵ اتصال همین تیر به ستون توسط پیچ نشان داده شده است.



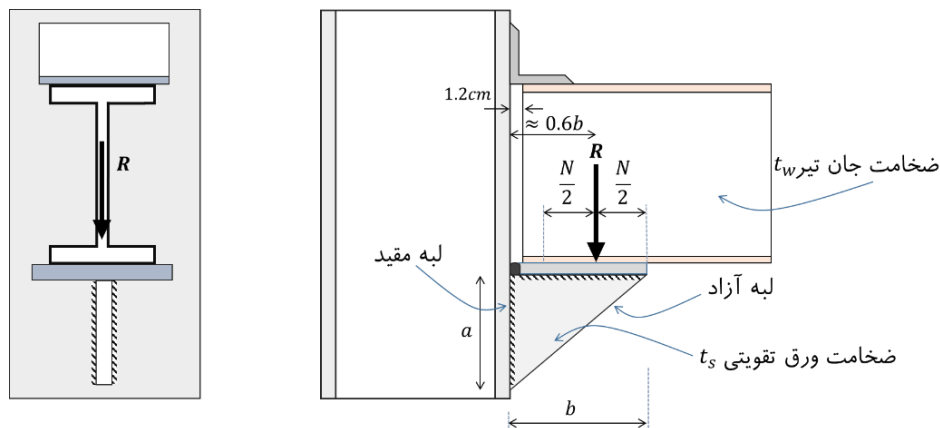
شکل ۱۱-۷۴ اتصال ساده با استفاده از جوش.

تعدادی از صفحات حذف شده است

مقدار $a_w = 1.83 > 0.72$ می‌باشد. بنابراین مناسب نیست و بایستی یا طول ورق تقویتی بیشتر در نظر گرفته شود و یا اینکه از دو ورق تقویتی استفاده نماییم.

مراحل طراحی اتصال نشسته تقویت شده با ورق مثلثی: رفتار اتصالات نشسته با ورق مثلثی شکل با حالتی که تقویت صورت قائم باشد، متفاوت است. صلبیت این اتصال نسبت به حالت ورق قائم بیشتر است. بررسی کمانش موضعی ورق‌های مثلثی شکل در طراحی اتصال نشسته شده با این گونه ورق‌ها از اهمیت خاصی برخوردار است. تحقیقات تجربی و عددی موید این مطلب است که ورق‌های مثلثی شکل از قدرت بعد از کمانش قابل توجهی برخوردار هستند و معمولاً در اینگونه ورق‌ها به علت توزیع محدود تنش‌ها، جاری شدن در لبه آزاد قبل از وقوع کمانش موضعی رخ می‌دهد. بنابراین ظرفیت نهایی ورق‌های مثلثی شکل از بار کمانش اولیه آن‌ها به مراتب بیشتر است.

الف) روش الاستیک دقیق: سالمون و همکاران روش نسبتاً دقیقی مبتنی بر نتایج تجربی و تئوری برای تحلیل و طراحی نشیمن‌های با ورق مثلثی شکل ارائه دادند. در شکل ۹۲-۱۱ یک اتصال نشسته با ورق تقویتی مثلثی شکل نشان داده شده است.



شکل ۹۲-۱۱ اتصال نشسته با ورق مثلثی شکل.

فرضیات این روش به قرار زیر هستند:

- ۱- ورق افقی فوقانی در سرتاسر طول خود به بال ستون توسط جوش نفوذی متصل است.
 - ۲- واکنش تکیه‌گاهی R به صورت گسترده با محل اثری در حدود $0.6b$ بر نشیمن اعمال می‌شود.
 - ۳- نسبت b/a که در آن b طول لبه بارگذاری شده و a طول لبه مقید شده به ستون در محدود $0.5 \leq b/a \leq 2.0$ باشد.
- سالمون و همکاران نشان دادند که توزیع تنش در زیر عکس‌العمل R پیچیده بوده و حداکثر تنش در لبه آزاد ورق رخ می‌دهد. این محققین کنترل و تعیین f_{max} تنش حداکثر موجود روی لبه آزاد را توسط رابطه زیر پیشنهاد کردند.

$$f_{max} = \frac{R}{bt_s z} \leq F_y \quad (97-11)$$

که در رابطه فوق z ضریب کوچکتر از واحد نسبت تنش متوسط به تنش حداکثر ($z = (R/bt_s)/f_{max}$) است که مقدار آن توسط سالمون و همکاران بصورت زیر پیشنهاد شده است:

$$z = 1.39 - 2.2 \left(\frac{b}{a}\right) + 1.27 \left(\frac{b}{a}\right)^2 - 0.25 \left(\frac{b}{a}\right)^3 \quad (98-11)$$

تعدادی از صفحات حذف شده است

با یک تحلیل تقریبی مبتنی بر خطوط گسیختگی می‌توان فرض نمود نیروی کششی P_{bf} توسط مقاومت مستقیم ناحیه میانی سخت بال فشاری با طول m و مقاومت خمش بال ستون در طرفین جان ستون آن تحمل شود. بنابراین P_n مقاومت اسمی بال در برابر نیروی کششی با استفاده از خطوط گسیختگی با تقریب خوبی برابر است با:

$$P_n = 7t_{fc}^2 F_{yf} + t_{fb} m F_{yw} \quad (۱۲۲-۱۱)$$

جمله اول رابطه فوق معرف مقاومت خمشی بال ستون به عنوان دو ورق در طرفین جان ستون و جمله دوم بیانگر سهم باری است که بصورت مستقیم به جان ستون اعمال می‌شود. با اعمال ضریب اطمینان 0.8 برای رابطه فوق داریم:

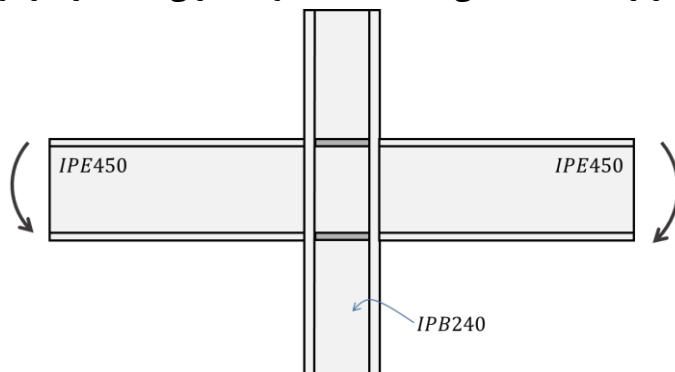
$$t_{fc} = \sqrt{\frac{P_n}{7F_{yf}} \left(1.25 - \frac{t_{fb} m F_{yw}}{P_n} \right)} \quad (۱۲۳-۱۱)$$

حداقل مقدار $\frac{t_{fb} m F_{yw}}{P_n}$ طبق مشاهدات تجربی برابر 0.15 می‌باشد. بنابراین داریم:

$$t_{fc} \geq 0.4 \sqrt{\frac{P_n}{F_{yf}}} \quad (۱۲۴-۱۱)$$

مثال ۲۲۹ مطابق شکل ۱۱-۱۰۵، اتصال دو تیر IPE450 به ستونی با مقطع IPB240 را بصورت گیردار طراحی

نمایید. در صورت نیاز از سخت کننده‌هایی استفاده نمایید. فولاد مصرفی ST37 در نظر گرفته شود.



شکل ۱۱-۱۰۵ مثال طراحی اتصال گیردار تیر به بال ستون.

مشخصات IPE400 بصورت زیر است:

$$d_b = 45 \text{ cm} \quad t_{fb} = 1.46 \text{ cm} \quad t_{wb} = 0.94 \text{ cm} \quad b_{fb} = 19 \text{ cm} \quad Z_x = 1702 \text{ cm}^3$$

مشخصات IPB240 بصورت زیر است:

$$d_c = 24 \text{ cm} \quad t_{fc} = 1.7 \text{ cm} \quad t_{wc} = 1.0 \text{ cm} \quad b_{fc} = 24 \text{ cm} \quad k = 3.8 \text{ cm}$$

مقدار نیروی حداکثر قابل انتقال به ستون از طرف تیرها برابر است با:

$$P_{bf} = \phi A_f F_y = 0.9 \times 1.46 \times 19 \times 2400 \times 10^{-3} = 60 \text{ ton}$$

کنترل ظرفیت نیرویی قابل انتقال در حالت بدون استفاده از سخت کننده و براساس معیار تسلیم موضعی جان و لهیدگی جان برابر است با:

$$P_{bf} = \phi(5k + t_{fb})F_{yw}t_{wc} = 1.0(5 \times 3.8 + 1.46)2400 \times 1.0 \times 10^{-3} = 49.1 \text{ ton}$$

$$P_{bf} = \phi 0.8 t_{wc}^2 \left[1 + 3 \left(\frac{t_{fb}}{d} \right) \left(\frac{t_{wc}}{t_{fc}} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{E F_{yw} t_{fc}}{t_{wc}}}$$

تعدادی از صفحات حذف شده است

فصل ۱۲ - طراحی تیر ورقها

۱-۱۲- مقدمه

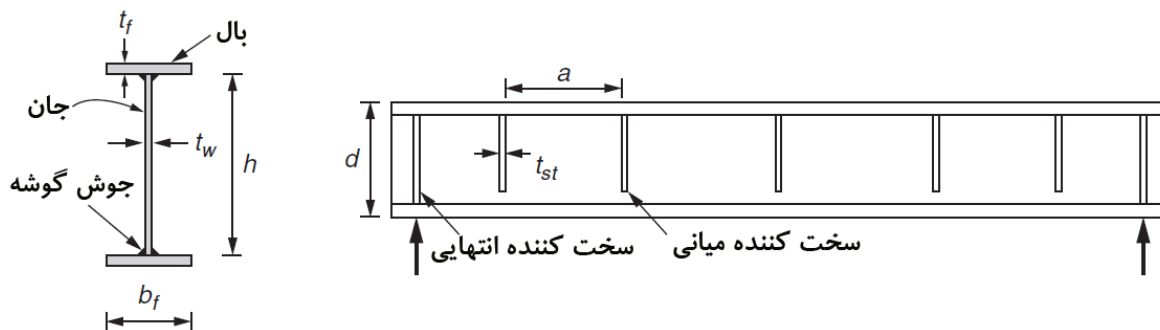
در این بخش به بررسی ضوابط طراحی تیرورق‌های فولادی می‌پردازیم. مطالب ارائه شده در این فصل، تکمیل کننده مطالب مربوط به طراحی اعضای خمشی و برشی می‌باشد. تیر ورق‌ها اعضای خمشی هستند که برای ساخت آن‌ها از ترکیب مناسب ورق‌های فولادی استفاده می‌شود. در مواردی که نیمرخ‌های نورد شده موجود قادر به تحمل بارهای وارده بر عضو خمشی نباشند، استفاده از تیر ورق اجتناب ناپذیر است. البته روش‌های دیگری نیز وجود دارد که زیاد مورد استفاده قرار نمی‌گیرند. ضمن رعایت اصول و ضوابط طراحی این گونه تیرها با استفاده از ورق‌های فولادی می‌توان تیرهایی به عنوان اعضای خمشی طراحی و اجرا کرد که علاوه بر دارا بودن عملکرد مناسب و بهینه در مقابل بارهای وارده، از نظراقتصادی نیز در مقایسه با تیرهای دارای نیمرخ‌های نورد شده با صرفه‌تر باشند. تیرورق‌ها به عنوان اعضای اصلی در ساخت پلها و روگذرها با دهانه‌های نسبتاً بزرگ، حمال‌های اصلی سازه‌های ساختمان‌های معمولی با دهانه‌های بزرگ و نیز قاب‌های سازه‌های صنعتی به صورت گسترده‌ای مورد استفاده قرار می‌گیرند. از سال ۱۹۵۰ میلادی تا کنون با گسترش صنعت جوشکاری، استفاده از تیر ورق‌ها برای پوشش دهانه‌های بزرگ تر از ۱۵ متر بیش از پیش مورد استقبال مهندسان و طراحان قرار گرفته است. عمده تیرورق‌ها متشکل از دو ورق بال و یک ورق جان است که به طرز مناسبی جهت تهیه یک مقطع به شکل I به یکدیگر جوش داده می‌شوند. استفاده از ورق‌های فولادی با تنش تسلیم متفاوت در مقطع و نیز در طول دهانه تیر این امکان را برای طراح فراهم می‌کند که مقاطعی با ظرفیت خمشی بالا در محل‌هایی از تیر که لنگر خمشی بزرگی را تجربه می‌کنند طرح نماید. تیر ورق‌ها را می‌توان به صورت دو سر ساده، سراسری بر روی چندین تکیه‌گاه ساده و نیز عضوی از یک قاب خمشی فولادی طراحی و اجرا کرد. معمولاً مقاطع تیرورق‌ها در تیرهای سراسری و نیز در قاب‌های صنعتی به صورت متغیر طراحی و اجرا می‌شوند تا باربری آن در مقابل لنگرهای خمشی بهینه گردد. اصولاً تیر ورق‌های I شکل برای تیرهایی با دهانه بین ۲۰ تا ۵۰ متر دارای عملکرد مناسب و اقتصادی است. برای پوشش دهانه‌های بزرگ در پل‌ها و روگذرها، طراحان استفاده از سیستم‌های کابلی نظیر سیستم کابلی ایستا و سیستم کابلی معلق را ترجیح می‌دهند. استفاده از دال بتنی در تیر ورق‌ها به گونه‌ای که بتن دال بتواند همراه با تیر ورق عملکرد یکپارچه داشته باشد برای پوشش‌های دهانه بزرگ بسیار رایج بوده و موجب بهبود و افزایش تحمل باربری تیر ورق می‌شود. هر چند مقاطع تیر ورق‌ها می‌تواند به صورت قوطی، جعبه‌ای و نیز متشکل از بال با بیش از یک جان طراحی و اجرا شوند، لیکن در این بخش تمرکز اصلی بر روی تیرهایی با مقطع I شکل خواهد بود.

همانطور که می‌دانیم رعایت دو معیار اساسی مقاومت و پایداری در طراحی اعضای سازه‌های فولادی از اهمیت خاص برخوردار است. چون مقاطع تیرورق‌ها معمولاً متشکل از ورق‌های نازک فولادی است توجه به معیار پایداری و انواع کمانش‌هایی که ممکن است به صورت موضعی و کلی در آن رخ دهد حائز اهمیت بسیار است، به عبارت دیگر تفاوت عمده در طراحی یک تیر

تحلیل و طراحی سازه‌های فولادی

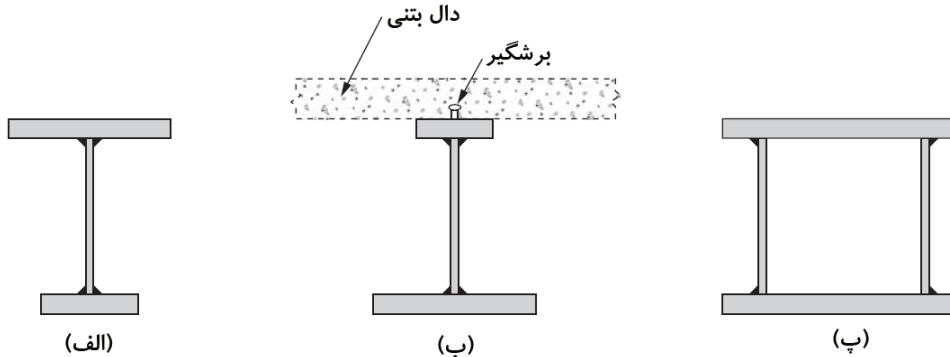
این صورت جوش‌هایی که ورق تقویت را به جان تیر ورق وصل می‌کنند نباید نزدیکتر از ۴ برابر و دورتر از ۶ برابر ضخامت جان از بر جوش اتصال جان و بال ختم شوند.

در شکل ۱-۱۲ یک نمونه تیر ورق فولادی که مقطع آن از سه ورق ساخته شده، نشان داده شده است. این تیرورق شامل دو بال با ضخامت زیاد و یک جان با ضخامت کمتر است. برای بالا بردن ظرفیت برشی این تیرورق‌ها که معمولاً در آن‌ها برای استفاده بهینه از مصالح، ضخامت جان کم، در نظر گرفته می‌شود، از سخت کننده‌های میانی استفاده می‌کنند و همچنین دو انتهای تیرورق و یا هر جایی که تحت نیروهای متمرکز قرار داشته باشند، از سخت کننده‌هایی جهت مقابله با نیروهای قائم استفاده می‌شود.



شکل ۱-۱۲ نمونه‌ای از یک تیرورق.

در حالتی که مقاطع نورد شده جوابگوی بارهای وارده نباشند، معمولاً از تیرورق‌ها با عمق زیاد استفاده می‌شود. از تیرورق‌ها برای پوشش دهانه‌های زیاد در ساختمان‌های مسکونی یا اداری و همچنین تیرهای جرثقیل‌ها در ساختمان‌های صنعتی و یا در پل‌ها استفاده می‌شود. برای اقتصادی شدن طرح، از تیرورق‌هایی با نسبت عمق به دهانه ۱/۱۰ تا ۱/۱۲ استفاده می‌شود. با افزایش عمق تیرورق، ممان اینرسی آن افزایش یافته و در نهایت خیز تیر کمتر می‌شود. همچنین می‌توان فولاد استفاده شده در جان تیرورق را از فولادهای با مقاومت پایین‌تر انتخاب نمود. اگرچه این مورد چندان متداول نیست، ولیکن در کارهای بزرگ می‌تواند به اقتصاد طرح کمک زیادی نماید. در شکل ۱-۱۲ انواع تیرورق نشان داده شده است. در شکل «الف» تیرورق بصورت I شکل با یک محور تقارن می‌باشد. در شکل «ب» تیرورق که دارای عملکرد مختلط می‌باشد، نشان داده شده است و در شکل «پ» یک تیر ورق بصورت جعبه‌ای نشان داده شده که از آن می‌توان برای استفاده در پل‌ها بهره برد.



شکل ۱-۱۲ انواع تیرورق.

تعدادی از صفحات حذف شده است

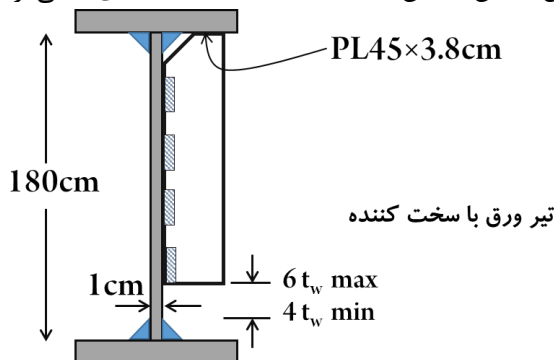
مقاومت برشی اسمی اعضای دارای جان سخت شده برابر است با:

$$V_n = 0.6F_y A_w C_v \quad (۸-۱۲)$$

مقدار C_v ضریب برشی جان، در حالتی که $\lambda \leq 1.10(k_v E / F_y)^{0.5}$ باشد، برابر $C_v = 1.0$ در نظر گرفته می‌شود. برای کماتش غیرارتجاعی و در حالتی که $1.10(k_v E / F_y)^{0.5} \leq \lambda \leq 1.37(k_v E / F_y)^{0.5}$ این ضریب برابر $C_v = 1.1(k_v E / F_y)^{0.5} / (h/t_w)$ می‌باشد. در حالتی که $\lambda > 1.37(k_v E / F_y)^{0.5}$ مقدار $C_v = 1.51 E k_v / (F_y (h/t_w)^2)$ خواهد بود.

مثال ۲۴۷ مقدار ظرفیت برشی تیوروق نشان داده شده در شکل ۵-۱۲ را که از فولاد ST37 ساخته شده است را

بدون توجه به عمل میدان کشش، تعیین نمایید. فاصله سخت کننده‌های میانی از یکدیگر ۲۰۰ سانتیمتر است.



شکل ۵-۱۲ مقطع تیوروق سخت شده.

$$A_w = h t_w = 180 \times 1 = 180 \text{ cm}^2$$

نسبت پانلی در مقطع تیوروق برابر است با $a/h = 200/180 = 1.11$ می‌باشد. ضریب کماتش جان تیوروق برابر است با:

$$k_v = 5 + \frac{5}{(a/h)^2} = 5 + \frac{5}{1.11^2} = 9.06$$

نسبت عمق به ضخامت برابر است با:

$$h/t_w = 180 > 1.37 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} = 119$$

بنابراین مقدار $C_v = 1.51 E k_v / (F_y (h/t_w)^2) = 1.51 \times 2 \times 10^6 \times 9.06 / (2400 \times (180)^2) = 0.35$ خواهد بود. بنابراین داریم:

$$\phi V_n = 0.9 \times 0.6 F_y A_w C_v = 0.9 \times 0.6 \times 2400 \times 180 \times 0.35 \times 10^{-3} = 81.6 \text{ ton}$$

۱۲-۶- طراحی برای برش با جان سخت شده، با استفاده از عمل میدان کشش

در صورت مجاز بودن به استفاده از عمل میدان کشش، مقاومت برشی اسمی V_n باید به شرح زیر براساس حالات حدی تسلیم میدان کشش در نظر گرفته شود:

$$\text{الف) برای } h/t_w \leq 1.1 \sqrt{k_v E / F_y}$$

$$V_n = 0.6 F_y A_w \quad (۹-۱۲)$$

$$\text{ب) برای } h/t_w > 1.1 \sqrt{k_v E / F_y}$$

$$V_n = 0.6 F_y A_w \left[C_v + \frac{1 - C_v}{1.15 \sqrt{1 + (a/h)^2}} \right] \quad (۱۰-۱۲)$$

تعدادی از صفحات حذف شده است

فصل ۱۳ – الزامات حالات حدی بهره‌برداری برای سازه‌های فولادی

۱۳-۱- مقدمه

شرایط بهره‌برداری عبارت‌اند از شرایطی که در آن مجموعه سازه، شامل اعضا و اتصالات آن‌ها ضمن انجام وظیفه اصلی خود، (مقاومت در برابر بارهای وارده)، قابلیت نگهداری، حفظ ظاهر، دوام و آسایش ساکنین را تأمین نمایند. مجموعه سازه شامل اعضا و اتصالات آن‌ها باید از نظر قابلیت بهره‌برداری مورد کنترل و طراحی قرار گیرند. در تحلیل و طراحی براساس حالات حدی بهره‌برداری باید ضرایب ایمنی جزئی مقاومت ϕ و نیز مطابق ترکیب بارهای ارائه شده در مبحث ششم مقررات ملی بارگذاری شوند و ضرایب ایمنی بارگذاری برای آن‌ها برابر یک باشد. به عبارتی ترکیب‌بارها استفاده شده در حالت بهره‌برداری (بدون ضریب) استفاده شود. طبق مبحث دهم، برخی از شرایط و حالات بهره‌برداری بصورت زیر می‌باشد:

* ملاحظات پیش خیز

* تغییرشکل‌ها

* تغییر مکان‌های جانبی

* ارتعاش (لرزش)

* ملاحظات آثار ناشی از حرکت باد

* انقباض و انقباض

* لغزش اتصالات

۱۳-۲- ملاحظات پیش خیز

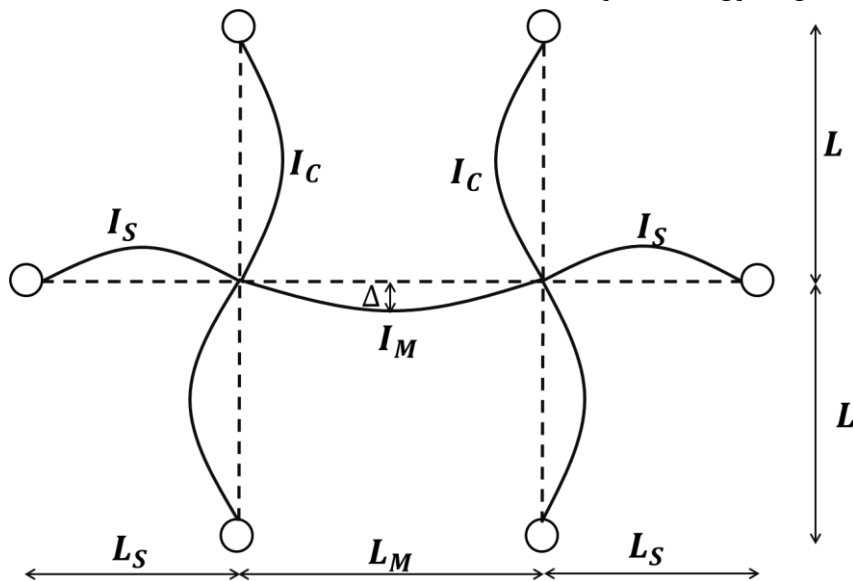
در خرپاهای با دهانه بیش از ۱۲ متر، لازم است به اندازه تغییرشکل بار مرده، پیش خیز داده شود. در شاه‌تیرهای مربوط به جراثقال با دهانه بیش از ۱۲ متر باید پیش خیزی در حدود تغییرشکل ناشی از بار مرده به اضافه نصف تغییرشکل بار زنده، پیش‌بینی شود. همچنین تیرها و خرپاهایی که خیز معینی برای آن‌ها قید نشده باشد، باید در کارخانه طوری ساخته شوند که به هر حال پس از نصب، تغییرشکل رو به بالا (پیش‌خیز) داشته باشند.

۱۳-۳- تغییرشکل‌ها

تغییرشکل تیرها و شاه‌تیرها در سازه‌های فولادی، تحت بارهای سرویس وارده بر روی آن‌ها بایستی به حدی باشد که لطمه‌ای به سرویس‌دهی آن‌ها وارد نشود. طبق مبحث دهم، تیرها و شاه‌تیرهایی که سقف‌های نازک‌کاری شده را تحمل می‌کنند، باید طوری محاسبه و طراحی شوند که تغییرشکل حداکثر ناشی از بار مرده و زنده از $1/240$ طول دهانه و تغییرشکل حداکثر ناشی

$$\Delta = \left[\frac{0.6 + 2 \frac{k_m}{k_c} (1 + 1.2\lambda) + 1.2n_c \frac{k_c}{k_s}}{3 + 2 \frac{k_m}{k_s} + 6n_c \frac{k_c}{k_s}} \right] \Delta_{ss} \quad (11-13)$$

که در روابط اخیر، $k_c = I_C/L_C$ ، $k_s = I_S/L_S$ ، $k_m = I_M/L_M$ ، L_C و L_M و L_S نیز در شکل ۵-۱۳ نشان داده شده است. همچنین Δ_{ss} خیز تیر بلندتر دو سر مفصل با طول دهانه L_M و $\lambda = (L_S/L_M)^2$ است.



شکل ۵-۱۳ خیز ناشی از خمش در تیرهای پیوسته به ستون.

۱۳-۵-۴- طراحی برای تحریک ناشی از رفت و آمد

در صورتی که حداکثر شتاب a_p نسبت به شتاب ثقل زمین، به سبب رفت و آمد از a_0/g تجاوز نکند، قابل قبول است:

$$\frac{a_p}{g} = \frac{P_0 \exp(-0.35f_n)}{\beta W} \quad (12-13)$$

که در آن P_0 یک نیروی ثابت که بیانگر تحریک است، f_n فرکانس طبیعی اصلی تیر فرعی و یا شاه‌تیر، β نسبت میرایی مودال و W وزن موثر تحمل شده توسط تیر است. مقادیر پیشنهادی برای P_0 ، β و a_0/g در جدول ۲-۱۳ نشان داده شده است.

جدول ۲-۱۳ مقادیر پیشنهادی برای تعیین میزان تحریک.

	P_0	β	a_0/g
مساجد، مسکونی و دفاتر کار	0.29 kN	0.02-0.05*	0.5%
فروشگاه‌های بزرگ	0.29 kN	0.02	1.5%
پل مسقف	0.41 kN	0.01	1.5%
پل بدون سقف	0.41 kN	0.01	5.0%

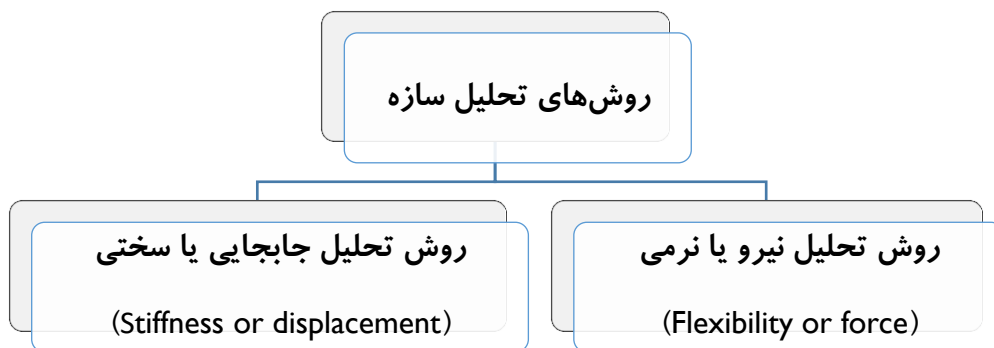
برای کف طبقات با اجزای ناسازه‌ای ناچیز برابر 0.02، برای کف طبقات با اجزای ناسازه‌ای ولی قابل انتقال برابر 0.03 و برای کف طبقات با اجزای ناسازه‌ای زیاد به ارتفاع کلی طبقه برابر 0.05 در نظر گرفته می‌شود.

تعدادی از صفحات حذف شده است

فصل ۱۴ – تحلیل غیرارتجاعی سازه‌های فولادی

۱۴-۱- مقدمه

در این فصل به مباحث مربوط به تحلیل غیرارتجاعی سازه‌های فولادی خواهیم پرداخت. در تحلیل غیرارتجاعی سازه، هدف اصلی تعیین ظرفیت نهایی قاب در لحظه شکست است. طراحی سازه براساس تحلیل غیرارتجاعی که تحت عنوان طراحی پلاستیک نیز شناخته می‌شود، براساس تعیین حداکثر باری که سازه تا قبل از فرو ریزش می‌تواند تحمل کند، می‌باشد. شکل‌پذیری بصورت قابلیت ورود مصالح به حوزه غیرارتجاعی، بدون خرابی گفته می‌شود. برای اطمینان از شکل‌پذیری سازه، طبق مبحث دهم، در اعضایی که در آن‌ها احتمال تشکیل مفصل پلاستیک وجود دارد، مقدار تنش تسلیم مصالح نباید از $0.75F_y A_g$ کمتر باشد. همچنین مقاطع اعضایی که تحت نیروهای ترکیبی (نیروی فشاری و لنگر خمشی) قرار دارند و احتمال تشکیل مفصل پلاستیک در بال و جان آن‌ها وجود دارد، باید فشرده باشند و در اعضای محوری فشاری در آن‌ها امکان تشکیل مفصل پلاستیک وجود دارد، به منظور تامین شکل‌پذیری مورد نیاز مقاومت طراحی آن‌ها از $0.75F_y A_g$ بیشتر در نظر گرفته نشود. برای تحلیل سازه‌ها، معمولاً از دو روش زیر استفاده می‌شود.



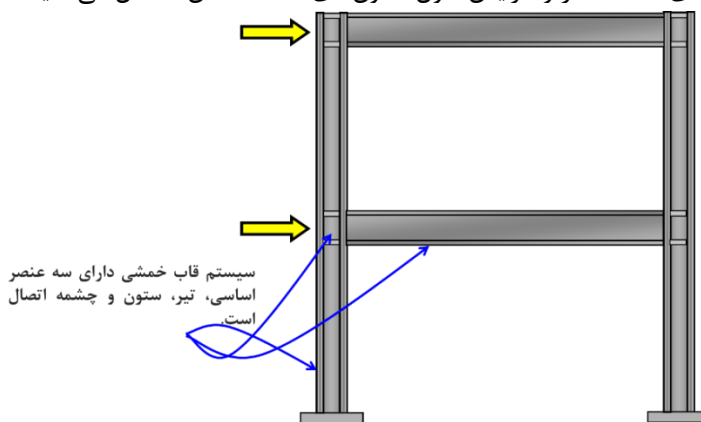
در روش نرمی، نیروها (مانند عکس‌العمل‌های تکیه‌گاهی) مجهول می‌باشند. لیکن در روش سختی جابجایی‌ها (مانند دوران‌ها و جابجایی طبقات) مجهول می‌باشند. استفاده از روش سختی برای نوشتن برنامه‌های کامپیوتری مناسب‌تر می‌باشد. روش نرمی معمولاً برای سازه‌های با درجات نامعینی کم قابل استفاده می‌باشد.

تعدادی از صفحات حذف شده است

فصل ۱۵ – الزامات طراحی قاب‌های خمشی فولادی

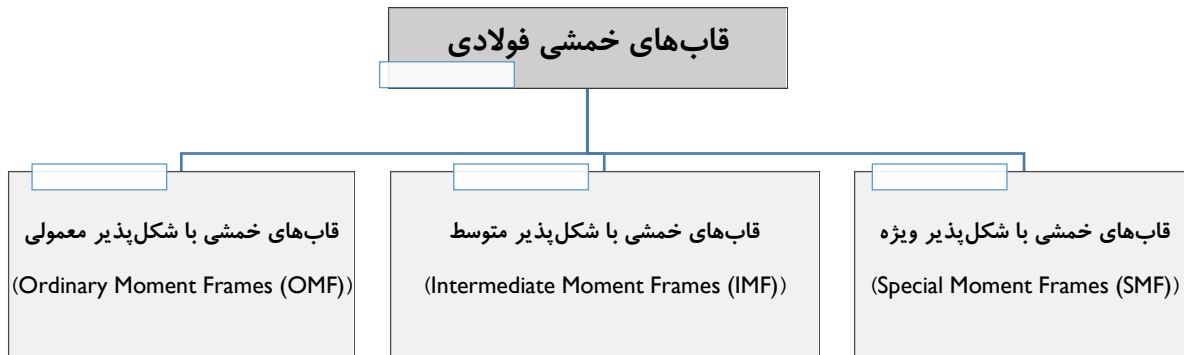
۱-۱۵- مقدمه

در این فصل که منطبق بر بخش ۱۰-۳ مبحث دهم می‌باشد، الزامات طراحی لرزه‌ای قاب‌های خمشی فولادی مورد بررسی قرار خواهد گرفت. قاب خمشی سیستم باربری است که باربری جانبی آن، توسط رفتار طره‌ای و برشی قاب و عملکرد برشی چشمه اتصال تأمین می‌گردد. در رفتار طره‌ای، قاب مانند یک طره قائم عمل می‌کند و خمش حاصل از بار جانبی را به طور عمده، توسط کوتاه شدگی ستون‌های تحت فشار و افزایش طول ستون‌های تحت کشش، تحمل می‌نماید (شکل ۱-۱۵).



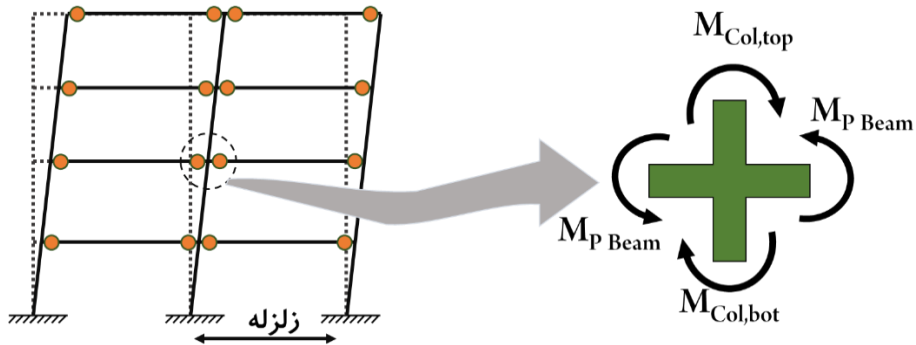
شکل ۱-۱۵ سیستم قاب خمشی.

مطابق شکل زیر، قاب‌های خمشی در سه رده با شکل‌پذیری‌های معمولی، متوسط و ویژه طراحی می‌شوند. همانطور که دیده می‌شود، ضریب رفتار قاب خمشی با شکل‌پذیری ویژه بیش از ۲ برابر قاب خمشی با شکل‌پذیری معمولی است.



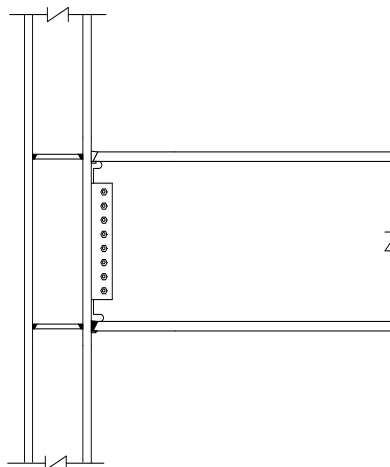
تحلیل و طراحی سازه‌های فولادی

باشد. حداکثر دوران ایجاد شده در تیر را می‌توان برابر Δ_M/h تخمین زد که در آن h ارتفاع طبقه و Δ_M جابجایی نسبی غیرارتجاعی طبقه و برابر $C_d \times \Delta_{eu}$ می‌باشد. پارامتر Δ_{eu} جابجایی حاصل از تحلیل ارتجاعی و C_d ضریب بزرگنمایی جابجایی که در استاندارد ۲۸۰۰، مقدار آن داده است.



شکل ۱۵-۷ قاب خمشی در حالت ایجاد مکانیزم.

شکل ۱۵-۸ یک اتصال گیردار تیر به ستون را نشان می‌دهد. بحرانی‌ترین ناحیه یک قاب خمشی، منطقه اتصال تیر به ستون می‌باشد که از حساسیت زیادی برخوردار است. تیر بایستی بدون ایجاد خسارت در اتصال تیر به ستون جاری شود. بنابراین نیاز لرزه‌ای بالایی را بایستی به این ناحیه کوچک وارد کند.



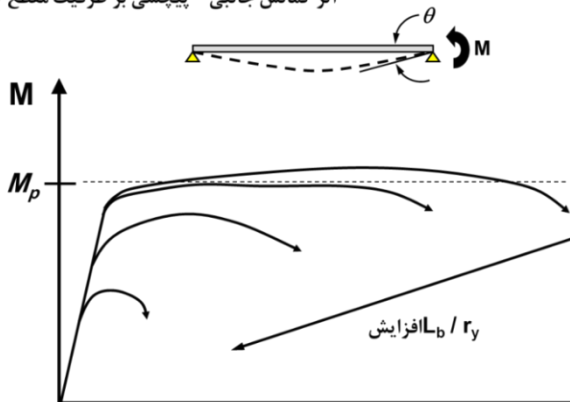
شکل ۱۵-۸ یک نمونه اتصال گیردار تیر به ستون.

۱۵-۴ - مهار جانبی و کمانش موضعی

با توجه به آنکه در قاب‌های خمشی، تیرها نقش فیوز سازه‌ای را بازی می‌کنند، در هنگام ایجاد مفاصل خمیری در تیرها، بایستی شرایطی برای تیر فراهم شود، که اتلاف انرژی به سبب رفتار خمیری را دچار خلل نکند. برای این منظور بایستی جلوی کمانش کلی و موضعی تیر گرفته شود. برای جلوگیری از کمانش موضعی تیر، بایستی نسبت عرض به ضخامت اجزای فولادی به مقادیری که در آیین‌نامه‌ها اشاره شده، کمتر باشد. به عنوان مثال، در تیرهای I شکل، قاب‌های خمشی متوسط، نسبت

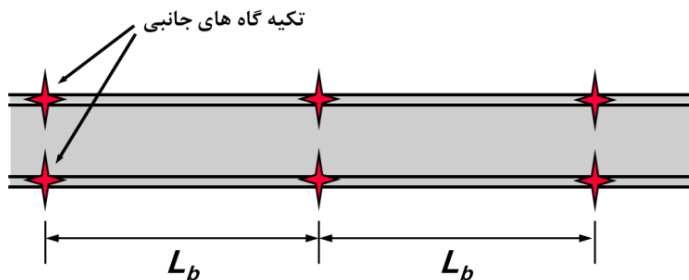
۹-۱۵ نشان داده شده است، با افزایش فاصله بین مهارهای جانبی از شکل‌پذیری عضو به مقدار قابل توجهی کاسته می‌شود. همانطور که در شکل

اثر کمانش جانبی - پیچشی بر ظرفیت مقطع تیر



شکل ۹-۱۵ اثر مهار جانبی بر شکل‌پذیری اعضا.

همچنین تیرها باید در هر دو بال خود دارای مهاربندی جانبی کافی باشند، به طوری که از هرگونه کمانش جانبی و پیچشی در خلال تغییرشکل‌های غیرارتجاعی جلوگیری شود. فاصله مهاربندهای جانبی نباید از $0.086(E/F_y)r_y$ در قاب‌های خمشی با شکل‌پذیری ویژه و از $0.17(E/F_y)r_y$ در قاب‌های خمشی با شکل‌پذیری متوسط تجاوز کند (r_y شعاع ژیراسیون مقطع تیر، حول محور ضعیف است) (شکل ۱۰-۱۵). همچنین در محل مورد نظر تشکیل مفصل پلاستیک، محل اعمال بارهای متمرکز در طول تیر که امکان تشکیل مفصل پلاستیک در آن‌ها وجود دارد و در محل تغییر مقطع تیر، تعبیه مهار جانبی الزامی است.



شکل ۱۰-۱۵ مکان‌های مهار جانبی تیرهای قاب خمشی.

تعدادی از صفحات حذف شده است

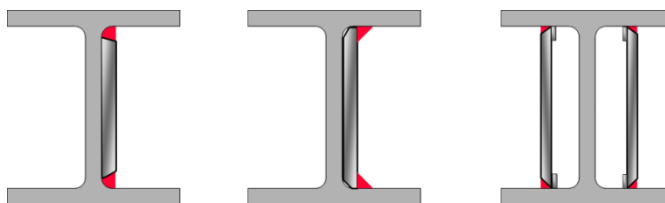
که در آن:

t_z : ضخامت جان (یا هر یک از جان‌های) ستون یا هر یک از ورق‌های تقویت چشمه اتصال

d_z : عمق چشمه اتصال که فاصله خالص بین ورق‌های پیوستگی می‌باشد.

w_z : عرض چشمه اتصال که فاصله خالص بین بال‌های ستون می‌باشد.

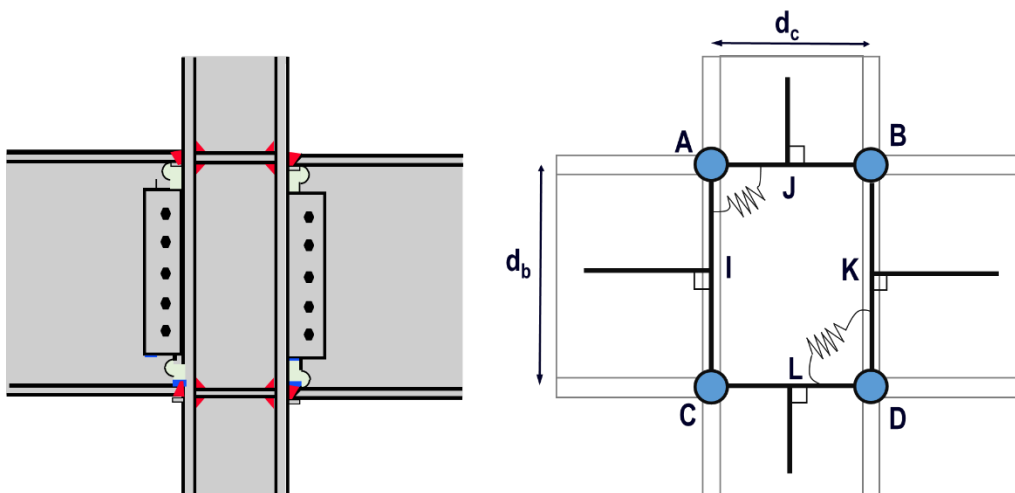
در صورتی که ورق‌های تقویت چشمه اتصال، با پیچ یا جوش انگشتانه کافی به جان ستون متصل شده باشند، مجموع ضخامت جان ستون و ورق‌های تقویت چشمه اتصال به عنوان t_z منظور می‌گردد. در شکل ۱۵-۲۶ گزینه‌های مختلف برای ورق مضاعف نشان داده شده است.



شکل ۱۵-۲۶ حالت‌های مختلف قرارگیری ورق‌های مضاعف جان ستون.

۱۵-۶-۴- مدلسازی چشمه اتصال

کراوینگر (Krawinkler) در سال ۱۹۷۸ یک مدل ساده برای در نظر گرفتن اثرات چشمه اتصال ارائه داد. این مدل در حین سادگی باعث افزایش درجات آزادی قاب می‌شود. مدل کراوینگر فرض می‌نماید سطح چشمه اتصال دارای دو مکانیزم مقاوم و بصورت موازی است: ۱- مقاومت برشی جان ستون به همراه ورق‌های مضاعف ۲- مقاومت خمشی بال ستون. این دو مکانیزم در میحث دهم (رابطه ۱۰-۲-۹-۳۴) برای تعیین مقاومت برشی چشمه اتصال بکار رفته است. مدل ریاضی چشمه اتصال پیشنهاد شده توسط کراوینگر در شکل ۱۵-۲۷ نشان داده شده است.



شکل ۱۵-۲۷ مدل کراوینگر برای چشمه اتصال.

طبق رابطه ۱۰-۲-۹-۳۴ میحث دهم از مقررات ملی برای مقاومت چشمه اتصال داریم:

تعدادی از صفحات حذف شده است

- استفاده از تیرهای با جان سوراخ دار متوالی مجاز نیست و در صورت لزوم ایجاد سوراخ دسترسی در جان تیر، این سوراخ باید خارج از منطقه تشکیل مفصل پلاستیک، در یک سوم میانی طول تیر قرار گیرد. اطراف سوراخ باید به نحوی تقویت شود که مقاومت برشی و خمشی تیر کامل فراهم گردد و از کلیه حالات زوال ترد نیز جلوگیری شود.
- در ناحیه مفصل پلاستیک، ایجاد هرگونه تغییر ناگهانی در عرض بال و یا ضخامت بال مجاز نمی‌باشد.
- مقطع تیرها باید فشرده لرزه‌ای باشد.
- اتصال بال به جان تیر باید به صورت پیوسته بوده، در هر مقطع قادر به تحمل جریان برشی نظیر حداکثر برش ایجاد شونده در همان مقطع باشد.
- وصله تیرها باید خارج از محدوده مفصل پلاستیک قرار گیرد. در صورت استفاده از ورق وصله در بال، ظرفیت باربری ورق وصله و اتصال دهنده‌های جوشی و یا پیچی آن، حداقل ۱/۱ برابر ظرفیت باربری مقطع ضعیف‌تر وصله شونده باشد. در صورت استفاده از ورق وصله برای جان، این ورق‌ها باید به صورت متقارن، در دو طرف جان به کار روند؛ به طوری که ظرفیت باربری ۱/۱ برابر ظرفیت باربری جان مقطع ضعیف‌تر را فراهم سازند.

مثال ۲۶۸ در یک قاب خمشی فولادی، برای طراحی تیر بایستی از تنش تسلیم مورد انتظار استفاده شود یا برای

طراحی اتصال تیر به ستون؟ چرا؟

در این قاب‌ها برای طراحی تیر، بایستی از تنش تسلیم کران پایین (با تنش تسلیم حداقل) استفاده شود و بقیه اعضای دیگر به مانند اتصالات تیر به ستون برای تنش تسلیم مورد انتظار تیر طراحی می‌شوند.

۱۵-۱۰- اتصالات از پیش تایید شده برای قاب‌های خمشی متوسط و ویژه

یکی از اتفاقات مهم در صنعت ساختمان‌های فولادی، که منجر به تغییرات اساسی در آیین‌نامه‌ها و دستورالعمل‌های طراحی، نظارت و اجرا شد، وقوع دو زلزله در سال‌های ۱۹۹۴ و ۱۹۹۵ به ترتیب در آمریکا و ژاپن بود. در این زلزله‌های اتصالات گیردار بطور جدی دچار آسیب شدند. بعد از این رویدادها، آیین‌نامه‌های طراحی رویکرد خود را نسبت به طراحی اتصالات گیردار عوض نمودند. یکی از استانداردهایی که از سال ۲۰۰۵ در کشور آمریکا در این زمینه تولید شد، توسط AISC و با شماره ۳۵۸ نامگذاری شد. هدف این آیین‌نامه ایجاد بستری مطمئن برای طراحی مطلوب اتصالات گیردار در قاب‌های خمشی متوسط و ویژه است. در صورت عدم استفاده از این آیین‌نامه، بایستی از آزمایش‌های رفت و برگشت برای اثبات عملکرد اتصال در هر پروژه‌ای بهره گرفت. ویرایش دوم این آیین‌نامه که مبنای توصیه‌های آن‌ها مطالعات گسترده تجربی و عددی صورت گرفته توسط پژوهشگران سراسر جهان بوده، در سال ۲۰۱۰ و ضمیمه‌ی دوم آن در سال ۲۰۱۴ به آن اضافه شد. با توجه به رویکرد مبحث دهم در بخش انتهایی ضوابط لرزه‌ای برای این اتصالات گیردار، در این بخش ضوابط بسط داده شده برای این اتصالات بیان می‌شود.

اتصالات از پیش تایید شده برای قاب‌های خمشی متوسط و ویژه^۱، اتصالاتی هستند که در آیین‌نامه AISC-358 و مبحث دهم، مورد بررسی قرار گرفته‌اند. به عبارتی استفاده از این اتصالات بر طبق روابط بیان شده در این آیین‌نامه و همچنین رعایت کردن ضوابط آن‌ها امکانپذیر است و نیاز به کنترل و ضوابط خاصی نیست. همانگونه که از نام این اتصالات معلوم است، اتصالات از

¹ Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames

پیش تایید شده نیاز به هیچ کنترلی ندارند و از پیش توسط آیین‌نامه‌های معتبر جهان مورد تایید قرار گرفته‌اند و می‌توان با خیالی آسوده از این نوع اتصال در طراحی سازه‌های فولادی در مناطق لرزه خیز زیاد استفاده نمود. در این حالت کلیه اتصالات باید بصورت صلب در نظر گرفته شوند. همچنین کلیه جوش‌های بکار رفته در این اتصالات باید از طریق آزمایش‌های غیر مخرب نظیر رادیوگرافی و التراسونیک (فراصوتی) تایید گردند. طبق ضوابط مبحث دهم و AISC-358، اتصالات گیردار از پیش تایید شده را می‌توان بصورت زیر خلاصه نمود:

۱- اتصال مستقیم تیر با مقطع کاهش یافته^۱ (RBS).

۲- اتصال فلنجی چهار پیچی بدون استفاده از ورق لچکی^۲ (BUEEP).

۳- اتصال فلنجی چهار پیچی یا هشت پیچی با استفاده از ورق لچکی^۳ (BSEEP).

۴- اتصال پیچی به کمک ورق‌های روسری و زیر سری^۴ (BFP).

۵- اتصال جوشی به کمک ورق‌های روسری و زیر سری^۵ (WFP).

۶- اتصال مستقیم تقویت نشده جوشی^۶ (WUF-W).

۷- اتصال کایزر پیچی با براکت^۷ (KBB).

۸- اتصال کان‌ایکسال (ConXtech ConXL).

۹- اتصال با ورق کناری (SidePlate).

تمام اتصالات فوق به غیر اتصال جوشی به کمک ورق‌های روسری و زیر سری (ردیف ۵) را می‌توان در قاب‌هاب خمشی با شکل‌پذیری متوسط و ویژه مورد استفاده قرار داد. استفاده از اتصال جوشی به کمک ورق‌های روسری و زیر سری تنها در قاب‌های خمشی با شکل‌پذیری متوسط مجاز است.

۱۵-۱۰-۱- محدودیت‌های مربوط به اتصالات از پیش تایید شده

✍ برای مقاطع تیر می‌توان از مقاطع نورد شده و یا مقاطع ساخته شده از ورق که دارای دو محور تقارن بوده و یا مقاطع I شکل استفاده نمود. اتصال بال به جان بایستی در کل طول بصورت پیوسته باشد.

✍ در دو انتهای تیرهای ساخته شده از ورق، به فاصله $d+S_n$ که در آن d عمق تیر است، اتصال جان به بال باید از نوع جوش نفوذی با نفوذ کامل با جوش گوشه تقویتی در هر دو طرف جان باشد. ضخامت جوش‌های گوشه تقویتی در هر طرف نباید از ۸ میلیمتر یا ضخامت جان تیر در نظر گرفته شود. در مواردی که در بخش‌های مربوط به اتصالات گیردار از پیش تایید شده در این خصوص الزام دیگری وضع شده باشد، تامین این شرایط برای اتصال جان به بال الزامی نیست.

✍ در ستون‌های H شکل ساخته شده از ورق، در محل اتصال تیر به ستون به فاصله‌ای شامل عمق تیر بعلاوه ۳۰ سانتیمتر، بالا و پایین بال‌های تیر، اتصال جان به بال‌های مقطع ستون باید از نوع جوش نفوذی با نفوذ کامل با جوش گوشه تقویتی در

¹ Reduced Beam Section

² Bolted Unstiffened Extended End Plate

³ Bolted Stiffened Extended End Plate

⁴ Bolted Flange Plate

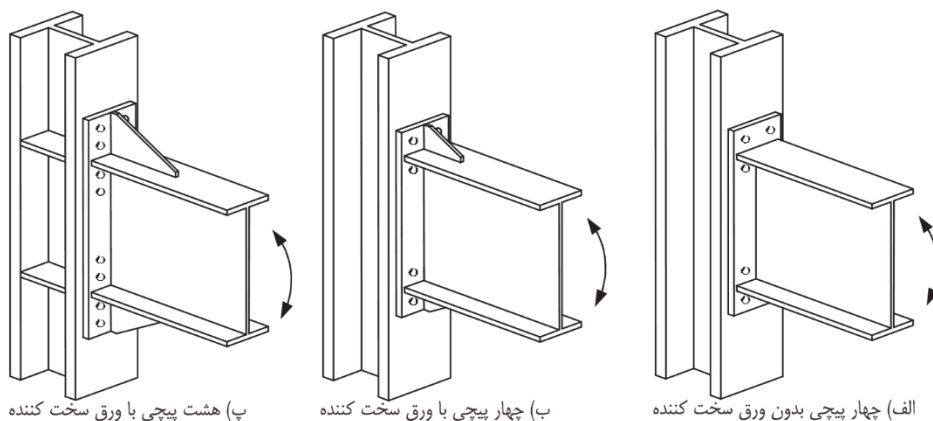
⁵ Welded Flange Plate

⁶ Welded Unreinforced Flange-Welded Web

⁷ Kaiser Bolted Bracket

تعدادی از صفحات حذف شده است

شده است. اتصالات نشان داده شده در این شکل، جزو اتصالات از پیش تایید شده بوده که آزمایش‌های زیادی بر روی آن‌ها صورت گرفته است.



پ) هشت پیچی با ورق سخت کننده

ب) چهار پیچی با ورق سخت کننده

الف) چهار پیچی بدون ورق سخت کننده

شکل ۶۴-۱۵ اتصال فلنچی چهار پیچی با و بدون ورق لچکی و اتصال فلنچی هشت پیچی با ورق سخت کننده.

در شکل ۶۴-۱۵، اتصال فلنچی چهار پیچی بدون سخت کننده نشان داده شده است که می‌توان از این اتصال در سازه‌های طبقاتی استفاده نمود. در صورتی استفاده از ورق لچکی به عنوان سخت کننده، می‌توان ضخامت ورق انتهایی را کمتر در نظر گرفت. استفاده از اتصالات فلنچی دارای مزایا و معایبی است. مهمترین مزایای استفاده از اتصال فلنچی را می‌توان بصورت زیر خلاصه نمود:

- با توجه به استفاده از پیچ در این اتصال، امکان عملیات ساخت در دمای پایین نیز فراهم است.
- با توجه به اینکه جوشکاری اتصال در کارخانه صورت می‌گیرد، کنترل کیفی آن راحت تر می‌باشد.
- استفاده از این اتصالات باعث اقتصادی شدن طرح می‌شود.

از جمله معایب عمده عبارتند از:

- برش انتهای تیر بایستی صاف و بدون اعوجاج صورت گیرد.
- ستون بایستی شاقولی و با کمترین خطا اجرا شود.
- ورق‌های انتهایی معمولاً به سبب گرمای ناشی از جوشکاری دچار اعوجاج می‌شوند.
- در صورت بزرگ شدن ابعاد ورق انتهایی ممکن است در کف سازی دخالت نماید.

بطور کلی استفاده از این سیستم می‌تواند سبب اقتصادی شدن طرح گردد. اولین تحقیقات در این زمینه بیش از ۵۰ سال پیش توسط دیسکوی^۱ انجام شد. بعد از آن محقق زیادی از جمله موراری^۲ در این ارتباط مطالعات تجربی و تحلیلی زیادی را انجام دادند. با توجه به لزوم استفاده از اتصالات اصطکاکی، پیچ‌های مورد استفاده بایستی از نوع پرمقاومت (رده‌های ۸.۸ به بالا) باشند. کمترین فاصله ممکن بین لبه بال تیر تا نزدیکترین پیچ، یکی از فاکتورهای اساسی در اقتصادی شدن طرح اتصال می‌باشد. حداقل این فاصله برای پیچ‌های تا قطر ۲۵ میلیمتر برابر قطر پیچ به علاوه ۱۳ میلیمتر و برای پیچ‌های با قطر بیشتر این مقدار برابر قطر پیچ به علاوه ۱۹ میلیمتر در نظر گرفته می‌شود. در اتصالات با ورق انتهایی، فرض می‌شود، نیروهای برشی

¹ Disque

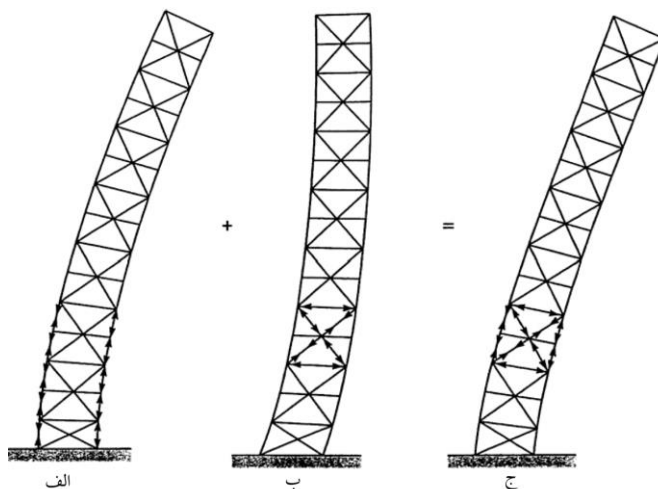
² Thomas M. Murray

تعدادی از صفحات حذف شده است

فصل ۱۶- الزامات طراحی قاب‌های مهاربندی شده فولادی

۱۶-۱- مقدمه

در این فصل که منطبق بر بخش ۱۰-۳ مبحث دهم می‌باشد، الزامات طراحی لرزه‌ای قاب‌های مهاربندی شده فولادی مورد بررسی قرار خواهد گرفت. با توجه به فلسفه طراحی آیین‌نامه‌های جدید، که بر مبنای اعتماد به توانایی ذاتی سازه‌ها برای ایستادگی در برابر تغییر مکان‌های غیر الاستیک بدون گسیختگی است، فولاد جزو مصالحی است که این قابلیت را دارد. در واقع، دیگر مصالح موجود در ساختمان سازی، نظیر بتن نیز رفتار شکل پذیر را از طریق میلگردهای فولادی که در آن‌ها جاسازی می‌شود بدست می‌آورند. استفاده از مهاربندها در ساختمان‌ها سبب تشکیل یک خرپای قائم می‌شود که ستون‌ها نقش یال‌های بالایی و پایینی و مهاربندها نقش اعضای خرپا را بازی می‌کنند. میزان سختی قاب‌های مهاربندی شده زیاد بوده که این سختی به نحوه قرار گیری و پیکربند مهاربندها بستگی دارد. در حین اعمال بارهای جانبی، این نیروها توسط قاب‌های مهاربندی شده جذب می‌شود. در این لحظه ستون روبه نیرو کشیده و ستون پشت به نیرو فشرده می‌شود. لیکن این عمل در لحظه برگشت بار برعکس می‌شود. اعضای مهاربندها را می‌توان از مقاطعی به شکل مستطیل، I شکل، دایره‌ای، دابل نبشی و دابل ناودانی انتخاب نمود.



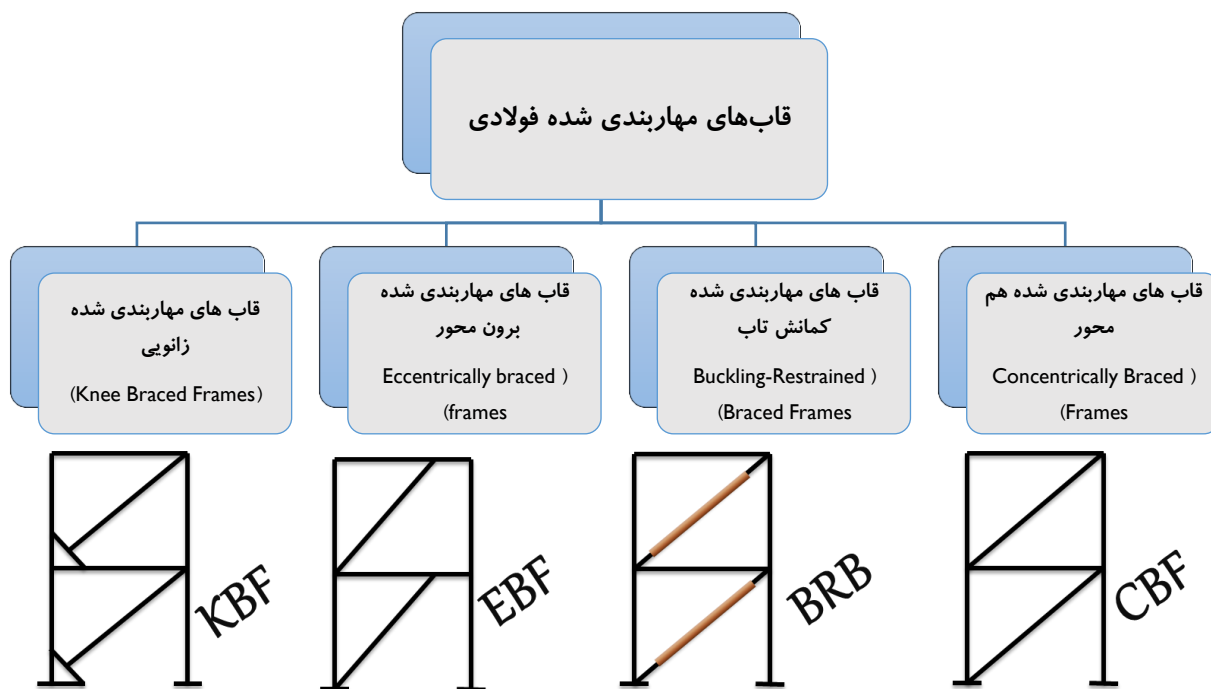
شکل ۱۶-۱ تغییر شکل قاب مهاربندی شده: الف) تغییر شکل خمشی ب) تغییر شکل برشی ج) ترکیب تغییر شکل‌ها.

با توجه به شکل ۱۶-۱ الف، اعمال نیروی جانبی به قاب مهاربندی شده سبب ایجاد نیروهای کششی و فشاری (بسته به جهت اعمال نیرو) در ستون‌های دو طرف قاب می‌شود. در این حالت تغییر شکل جانبی قاب به صورت خمشی می‌باشد. لیکن سهم تغییر شکل ناشی از مهاربندها مانند شکل ۱۶-۱ ب به صورت برشی بوده که باعث ایجاد حداکثر شیب قاب در پای آن و شیب

صفر در بالای آن می‌شود. از ترکیب تغییر شکل خمشی ناشی از ستون‌ها و تغییر شکل برشی ناشی از مهاربندها، شکل ۱۶-۱ ج حاصل می‌شود. بهر حال تغییر شکل خمشی قاب عموماً حاکم می‌باشد.

۱۶-۲- انواع مهاربندها

استفاده از سیستم مهاربندی روش کارآمدی برای کاستن از تغییر مکان‌های جانبی قاب در اثر بارها جانبی می‌باشد. همچنین به دلیل رفتار خرابایی این سیستم و ایجاد نیروهای محوری، ابعاد اعضا نسبت به سیستم قاب خمشی کاهش می‌یابد. به طور کلی سیستم‌های مهاربندی را می‌توان به چهار دسته کلی، مهاربندهای همگرا^۱ (CBF)، مهاربندهای واگرا^۲ (EBF)، کمانش ناپذیر^۳ (BRBF) و زانویی^۴ (KBF) تقسیم نمود (شکل ۱۶-۲). در قاب‌های مهاربندی شده همگرا، امتداد تمام اعضا در یک نقطه طبقه به هم می‌رسند. لیکن مهاربندهای واگرا، قاب مهاربندی شده‌ای است که در آن، دست کم یکی از دو انتهای عضو مهاربندی، با فاصله کوتاهی از اتصال مهاربند دیگر، یا اتصال تیر به ستون، به تیر متصل شده باشد. قاب‌های مهاربندی شده زانویی دارای ضوابط آیین‌نامه‌ای نبوده و تحقیقات زیادی در ارتباط با این قاب‌ها در طی دو دهه گذشته صورت گرفته است ولیکن قاب‌های مهاربندی شده کمانش شده آن‌ها در AISC341 گنجانده شد.



شکل ۱۶-۲ تقسیم بندی قاب‌های مهاربندی شده فولادی.

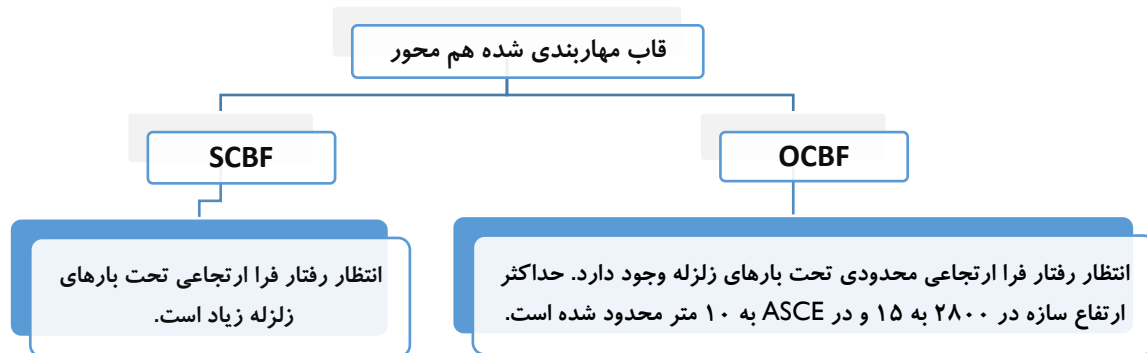
¹ Concentric Braced Frames (CBF)

² Eccentric Braced Frames (EBF)

³ Buckling Restrained Braced Frames (BRBF)

⁴ Knee Braced Frames (KBF)

تعدادی از صفحات حذف شده است



استراتژی این فلسفه طراحی طوری است که مطمئن شویم تغییرشکل‌های خمیری فقط در بادبندها اتفاق می‌افتد و سایر قسمت‌های سازه مثل ستون‌ها و تیرها و اتصالات بدون پذیرفتن خرابی، زلزله‌های شدید را تحمل کرده و باربری ثقلی سازه را حفظ نمایند. بدین مفهوم که بادبندها به عنوان عضو کنترل شونده توسط تغییرمکان^۱ و سایر اعضای سازه ای و اتصالات به عنوان عضو کنترل شونده توسط نیرو^۲ می‌شوند و در نتیجه رفتار شکل پذیر سازه تأمین می‌شود. در مقایسه با قاب‌های خمشی، در قاب‌های مهاربندی شده محدودیت‌هایی در تغییرشکل‌های غیرارتجاعي برگشت پذیر وجود دارد و مطلوبست که مکانیسم غیرارتجاعي در نقاط خاصی از سازه باشد. مفصل پلاستیک تا حد امکان در سطوح مختلف سازه پخش شود تا اینکه مقدار تغییرشکل پلاستیک در مکان‌های خاص کاهش یابد. در اولین سطح، بادبندها با کمانش غیرارتجاعي یا تسلیم خود انرژی را جذب می‌نمایند و سایر اعضای سازه تقاضاهای ناشی از رفتار غیرارتجاعي بادبندها را تحمل کرده، پایداری آن‌ها را تأمین می‌نمایند. قاب مهاربندی شده همگرا، با چنان جزئیاتی است که در آن، اعضای کششی و فشاری مهاربند، تغییرشکل‌های غیرارتجاعي محدودی را، در برابر زلزله طرح، از خود نشان می‌دهند. در این قاب‌ها، محور طولی مهاربند، با محور طولی تیرها و ستون‌ها، در مهاربندهای قطری و ضربدری؛ و محور طولی مهاربندها، با محور طولی تیر، در مهاربندهای ۷ و ۸، هم‌مس هستند. جزئیات ارائه شده برای ورق‌های اتصال بایستی به نحوی باشد که ایجاد خمش خارج از صفحه برای مهاربند امکان‌پذیر باشد. قاب‌های مهاربندی شده همگرای ویژه، چنان طراحی و جزئیات‌بندی می‌شوند که در اثر نیروی زلزله، تغییرشکل‌های غیرارتجاعي قابل ملاحظه‌ای در مهاربندهای کششی و فشاری آن‌ها ایجاد شود. در مهاربندهای تحت کشش، ناحیه شکل‌پذیر در تمام طول عضو مهاربند تشکیل می‌شود و ناحیه شکل‌پذیر کششی نام دارد. در مهاربندهای تحت فشار، کمانش غیرارتجاعي در دو سر و وسط عضو مهاربند، مفصل پلاستیک خمشی ایجاد می‌نماید. این دو ناحیه شکل‌پذیر، در مجموع رفتار غیرارتجاعي سیستم قاب مهاربندی شده همگرای ویژه را تشکیل می‌دهد. استراتژی طرح لرزه‌ای در قاب‌های مهاربندی شده هم محور، که چند نمونه از پیکربندهای آن در شکل ۱۶-۵ نشان داده شده، اطمینان یافتن از رفتار غیرارتجاعي فقط در بادبندهاست، زیرا که تغییرشکل غیرارتجاعي پایدار بادبندها، منبع اصلی جذب انرژی زلزله است. در این شکل پیکربندی سمت چپ پایین، ضربدری، چپ بالا، قطری می‌باشد. این دو رده پیکربندی به ترتیب دارای کمترین و بیشترین شکل‌پذیری در بین مهاربندهای

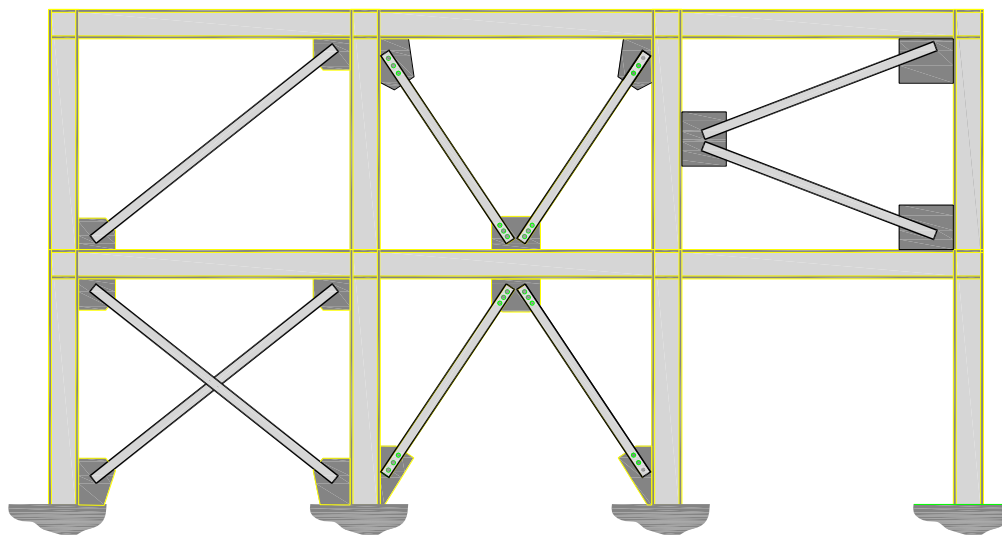
¹ Displacement controlled

² Force controlled

تحلیل و طراحی سازه‌های فولادی

همگرا را دارا هستند. پیکربندی‌های نشان داده شده در دهانه میانی بصورت هفتی و هشتی می‌باشند. پیکربندی K شکل در ویرایش جدید مبحث دهم بکلی ممنوع شده است.

- ☞ تا قبل از کمانش عضو فشاری تفاوتی بین OCBF و SCBF وجود ندارد.
- ☞ قاب مهاربندی شده OCBF نیازی به جزئیات سخت به مانند قاب‌های SCBF ندارند.
- ☞ محدودیت لاغری اعضای قاب در OCBF نسبت به SCBF راحت تر می‌باشد.
- ☞ در UBC97، ضریب رفتار قاب‌های OCBF برابر $5/6$ و SCBF برابر $6/4$ در نظر گرفته شده است.
- ☞ 2800 (ویرایش چهارم) مقدار ضریب رفتار قاب SCBF را برابر $5/5$ در نظر می‌گیرد (ضریب رفتار حالات حدی) و برای OCBFها مقدار ضریب رفتار $3/5$ را پیشنهاد می‌دهد. همانطور که دیده می‌شود، مقدار ضریب رفتار قاب‌های مهاربندی شده همگرای معمولی حدوداً 60% مقدار ضریب رفتار در قاب‌های همگرای ویژه است.



شکل ۱۶-۵ پیکربندهای مختلف برای مهاربندهای هم‌محور.

برای این کار و برای محافظت سایر اعضای غیرشکل پذیر و کنترل شونده توسط نیرو در سازه مهاربندی شده، باید تخمین واقعی و صحیح از رفتار غیرارتجاعی بادبندها و نیروهای بوجود آمده در آنها هنگام زلزله‌های شدید، داشته باشیم. برای رسیدن به اهدافی که در بالا ذکر شد و نیز رسیدن به پاسخ شکل پذیر مورد نیاز باید بر رفتار هیستریزیس و غیرارتجاعی بادبندها شناخت کامل و مسلطی داشته باشیم زیرا با وجود آنکه تلاش‌هایی در جهت مشخص کردن رفتار هیستریزیس بادبندها صورت گرفته ولی در آئین‌نامه‌های لرزه‌ای نکات مبهم و ناسازگار وجود دارد، برخی از آنها مطابق معیارهای طراحی اولیه می‌باشد و برخی نیز بر اساس روابط هندسی و محدودیت‌های ابعادی می‌باشد. رفتار سیکلی مهاربندها شامل پدیده‌های کمانش غیرارتجاعی، تسلیم مهاربند، کمانش موضعی، کاهش ظرفیت در رفتار پس از کمانش، اثرات بوشینگر و سخت شده گی کرنش در کشش می‌باشد. این پدیده‌ها تقاضای قابل توجهی در سایر اعضاء و اتصالات مهاربندها بوجود می‌آورند.

۱۶-۳-۱- تعداد دهانه‌های مهاربندی شده مورد نیاز

در قاب‌های مهاربندی شده، نیروهای طراحی به شدت به تعداد و مکان قرار گرفتن مهاربندها بستگی دارند. طبق توصیه آیین‌نامه بهتر است هر سمت مرکز جرم دو دهانه مهاربندی شده وجود داشته باشد. وجود تعداد دهانه مهاربندی شده بیشتر باعث نامعینی کلی سازه خواهد شد. طبق ویرایش چهارم ۲۸۰۰، در صورتی که تعداد دهانه‌های مهاربندی شده کم باشد، نیروهای طراحی بایستی به میزان ۲۰٪ افزایش داده شوند. این نامعینی سازه در آیین‌نامه‌های بارگذاری با ρ نشان داده شده است. نحوه تعیین این ضریب در ASCE7-10 با چیزی که اولین بار توسط UBC97 برای تعیین نامعینی سازه ارائه شد، فرق دارد. نحوه تعیین این ضریب در استاندارد ۲۸۰۰ شبیه ASCE7-10 بوده ولیکن در ASCE7-10 این ضریب برای سازه‌هایی که شرایط نامعینی آن‌ها اقناع نشود برابر $\rho=1.3$ و در استاندارد ۲۸۰۰ این برابر $\rho=1.2$ داده شده است. در آیین‌نامه UBC97، مقدار نیروی برشی بدست آمده، بایستی در ضریب افزونگی ρ که نشان دهنده درجه نامعینی سیستم می‌باشد، ضرب شود.

$$1.0 \leq \rho = 2 - \frac{6.1}{r_{\max} \sqrt{A_B}} \leq 1.5 \quad (1-16)$$

که در رابطه فوق، A_B ، مساحت کف طبقه بر حسب متر مربع، r_{\max} حداکثر نسبت برش المان طبقه می‌باشد. مقدار r_i برابر با مقدار بیشترین نیروی ایجاد شده در تمام المان موجود در هر طبقه به برش آن طبقه می‌باشد. حداکثر نسبت برش r_{\max} بیشترین مقدار r_i در دو سوم ارتفاع ساختمان می‌باشد. با استفاده از ضریب افزونگی می‌توان میزان سختی سازه را تعیین نمود. به عنوان مثال می‌توانیم تعداد مهاربندهای مورد نیاز در یک ساختمان مهاربندی شده را بر حسب مساحت طبقات با مساوی قرار دادن ضریب افزونگی $\rho=1.0$ تعیین نمود.

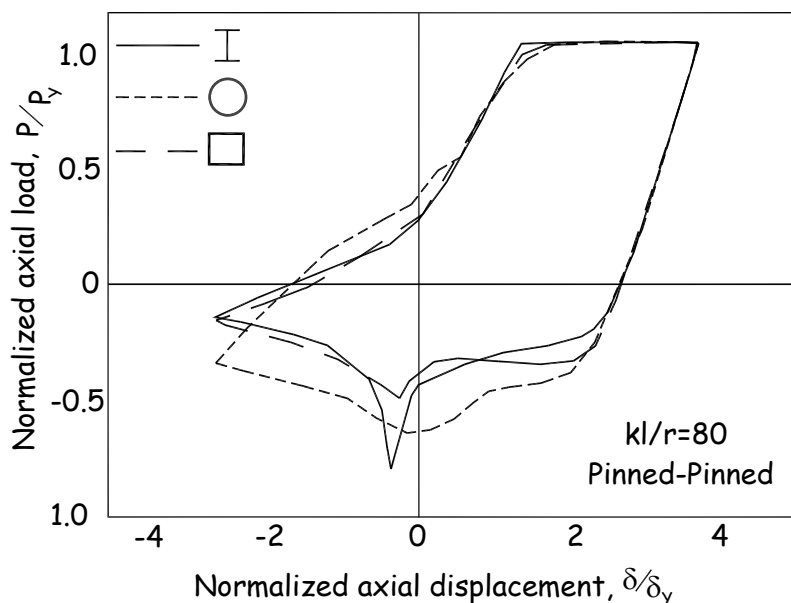
$$\rho = 2 - \frac{6.1}{r_{\max} \sqrt{A_B}} = 1 \Rightarrow \frac{6.1}{r_{\max} \sqrt{A_B}} = 1 \Rightarrow r_{\max} = \frac{6.1}{\sqrt{A_B}}$$

$$\text{تعداد مهاربندهای مورد نیاز} = \frac{1}{r_{\max}} = \frac{\sqrt{A_B}}{6.1} = 0.164 \sqrt{A_B}$$

که در رابطه فوق، A_B ، مساحت کف طبقه بر حسب متر مربع است. مقدار رابطه فوق تنها یک پیشنهاد اولیه برای تعداد مهاربندهای مورد نیاز بوده و در شرایط مختلف از جمله، در حالتی که سازه دارای نامنظمی پیچشی است، تقریب رابطه فوق زیاد خواهد بود.

۱۶-۳-۲- رفتار فراازتجاعی مهاربندهای همگرا

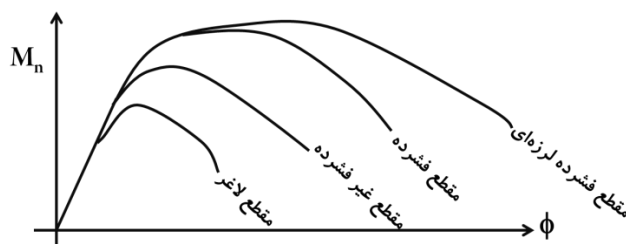
استفاده از جذب انرژی بادبند فشاری در قاب‌های مهاربندی همگرا، مفهوم جدیدی است که علاوه بر مزیت‌های اقتصادی، می‌تواند عملکرد لرزه‌ای مطمئن‌تری را در زلزله‌های شدید تضمین نماید. با کماتش بادبند، خمش در آن ایجاد می‌شود و در نهایت منجر به تشکیل مفصل پلاستیک در محل لنگر حداکثر (در وسط عضو) می‌شود. بوجود آمدن کماتش غیرازتجاعی باعث می‌شود که بادبند فشاری به منبع مهمی برای جذب انرژی لرزه‌ای تبدیل شود. به عبارت دیگر از مهمترین عوامل و پارامترهایی که بر رفتار لرزه‌ای قاب‌های مهاربندی شده تأثیر می‌گذارد، اثر مهاربند فشاری است که در بسیاری از موارد نادیده گرفته می‌شود، ولی تعیین منحنی هیستریزس بادبند فشاری و مقدار جذب انرژی و نیز تأثیر آن بر عملکرد لرزه‌ای می‌تواند در شناخت بهتر و واقعی رفتار هیستریزس مؤثر باشد. عمده ضعف لرزه‌ای مهاربندهای هم محور افت مقاومت فشاری بعد از اولین کماتش آن می‌باشد. در شکل ۱۶-۶ رفتار یک عضو محوری تحت بارگذاری محوری نشان داده شده است. همانطور که از شکل



شکل ۱۶-۲۷ اثر شکل مقطع مهاربند بر رفتار غیرارتجاعی آن.

۱۶-۳-۷- اثر فشردگی مقطع مهاربند بر رفتار غیرارتجاعی آن

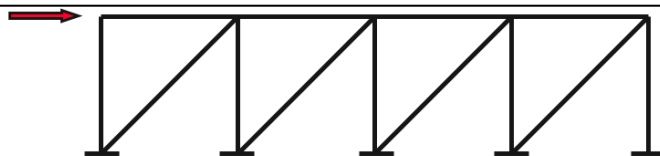
جهت جلوگیری از کمانش موضعی بایستی جدول ۱۰-۳-۴-۱ میحث دهم ویرایش ۹۲ کنترل شود. مطابق شکل ۱۶-۲۸ بطور شماتیک رابطه لنگر- انحناء برای مقاطع مختلف نشان داده شده است. مقاطع فشرده لرزه‌ای دارای سطح بیشتری نسبت به مقاطع لاغر و غیر فشرده می‌باشد. مساحت زیر این منحنی نشان دهنده میزان اتلاف انرژی ورودی بوده و بایستی اجزایی که قرار است وارد فاز غیر خطی شوند، دارای مقاطع فشرده لرزه‌ای باشند. طبق مبحث دهم، در مهاربندهای با شکل‌پذیری معمولی، مقاطع اعضای مهاربندی شده و تیرهای نظیر دهانه‌های مهاربندی شده از نوع ۷ و ۸ باید از نوع فشرده لرزه‌ای با محدودیت نسبت پهنا به ضخامت برابر λ_{md} مطابق جدول ۱۰-۴-۳-۱ این مبحث و مقاطع کلیه ستون‌ها و تیرهای نظیر دهانه مهاربندی شده در مهاربندهای از نوع قطری و ضربدری باید فشرده باشند.



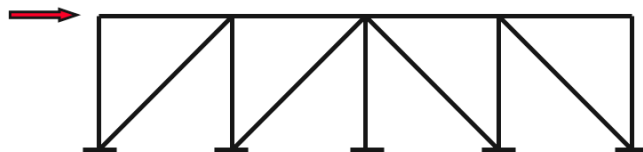
شکل ۱۶-۲۸ رابطه لنگر- دوران برای مقطع مختلف؛ مقطع غیر فشرده= اتلاف انرژی کمتر.

در مهاربندهای با شکل‌پذیری ویژه، مقاطع اعضای مهاربندی شده و ستون‌های نظیر دهانه‌های مهاربندی شده باید از نوع فشرده لرزه‌ای با محدودیت حداکثر نسبت پهنا به ضخامت برابر λ_{hd} مطابق مقادیر جدول ۱۰-۴-۳-۱ مبحث دهم و مقاطع

تعدادی از صفحات حذف شده است

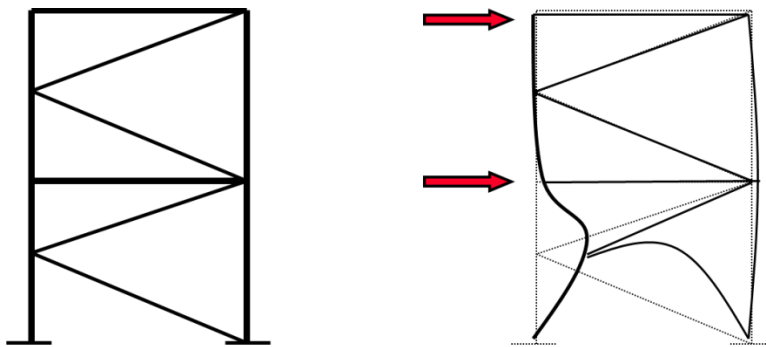


شکل ۱۶-۴۷ پیکربندی نامناسب قاب.



شکل ۱۶-۴۸ پیکربندی مناسب قاب.

استفاده از مهاربندی K شکل در قاب‌های مهاربندی شده همگرا توصیه نمی‌شود و طبق آیین‌نامه استفاده از این پیکربندی برای کلیه قاب‌ها ممنوع می‌باشد. دلیل این امر نیز ایجاد نیروی نامتعادل در وسط ستون می‌باشد. شکل ۱۶-۴۹ رفتار نامطلوب این مهاربندها را نشان می‌دهد.



شکل ۱۶-۴۹ پیکربندی مهاربند K شکل.

همانطور که از شکل پیداست، در صورتی مهاربندها به ظرفیت خود برسند، یک نیروی نامتعادلی در وسط ستون ایجاد می‌شود که باعث تخریب ستون خواهد شد. در مهاربند ۷، مهاربندهای تحت بار ثقلی (نسبتاً ناچیز است) پیش تنیده بوده ولی ستون‌های آن چون از بالاترین تراز نیرو دریافت می‌کنند، کمی سنگین‌تر خواهند شد. همچنین به سبب آنکه مهاربند پایین به زمین سخت متصل شده، تمرکز خرابی به طبقات بالا منتقل می‌شود. در مهاربند ضربدری، نیروی نامتعادل روی تیر (بصورت نیروی محوری) خواهیم داشت و در رفتار غیرخطی، منحنی هیستریزیس دوکی شکل می‌شود و اتلاف انرژی مناسبی بدست نمی‌آید و همچنین نیروی محوری بزرگی در تیر ایجاد می‌شود. در مهاربند قطری، برای یک سطح شکل پذیری مشخص، شکل پذیری این گروه نسبت به سایر گروه‌های بادبندی همگرا، بیشتر است، زیرا که در طول کمانشی بیشتری، تغییرشکل جانبی در آن اتفاق می‌افتد و در نتیجه کمانش موضعی کمتری را متحمل می‌شوند.

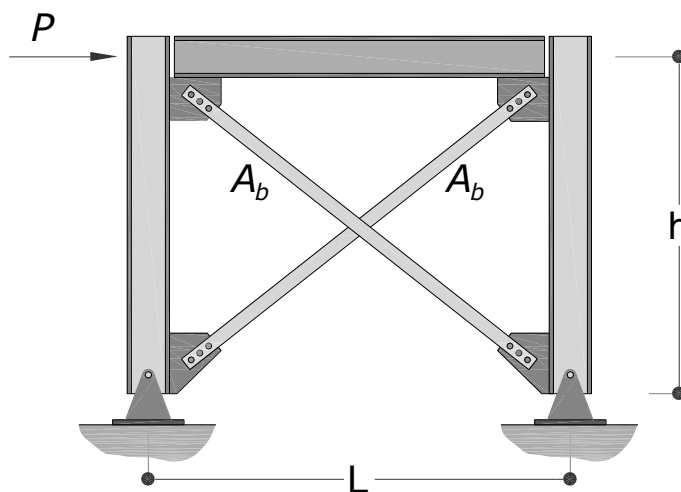
شاید متداولترین نوع بادبندهای همگرا، شکل بادبندی ضربدری یا X شکل است. این نوع شکل بادبند که در حالت‌های مختلف طرح و اجرا می‌شود، نسبت به شکل بادبندی قطری، دارای مزیت‌ها و احتمالاً معایبی است که باید به دقت مورد مطالعه قرار گیرد. عمده مزیت بادبندهای X شکل از اتصال وسط دو بادبند به همدیگر ناشی می‌شود، که بادبند کششی بصورت قید در وسط بادبند فشاری عمل می‌کند و اتکای جانبی قابل توجهی بوجود می‌آورد و در نتیجه رفتار غیرارتجاعی بادبند فشاری و

تحلیل و طراحی سازه‌های فولادی

مکانیسم تشکیل مفصل پلاستیک را تحت تأثیر قرار می‌دهد. همچنین با کاهش طول آزاد بادبند در این حالت و افزایش بار بحرانی آن‌ها در فشار، مقاومت جانبی بادبندهای X شکل نسبت به بادبندهای قطری افزایش چشمگیری می‌کند. اگر چه مهاربندهای ضربدری از نوع صرفاً کششی (Tension Only) توسط طراحان رواج یافت ولی در زلزله‌های گذشته عملکرد خوبی نشان ندادند و آیین‌نامه‌های ساختمانی معتبر آن‌ها را بجز برای ساختمان‌های کوچک و یا مناطق با خطر زلزله کم، لغو کردند. از طرفی، طراحی لرزه‌ای ایجاب می‌کند علاوه بر اینکه بادبند فشاری را باید در نظر گرفت بلکه در ظرفیت جذب انرژی سیستم بادبندی باید سهم قابل توجهی را به کمانش غیرارتجاعی آن تخصیص داد.

۱۶-۳-۹- تخمین سختی مهاربندهای همگرا

سختی زیاد از مشخصات قاب‌های مهاربندی شده همگرا می‌باشد. برای تعیین سختی کافی است، جابجایی واحدی در قاب ایجاد نماییم و مقدار نیروی مورد نیاز برای این جابجایی واحد تعیین شود. این نیرو همان سختی قاب می‌باشد. در شکل ۱۶-۵۰ یک قاب مهاربندی شده همگرای ضربدری نشان داده شده است. برای تعیین سختی یک نیروی جانبی به سازه اعمال شده بطوری که جابجایی جانبی آن برابر واحد شود.



شکل ۱۶-۵۰ قاب مهاربندی شده همگرای ضربدری.

با توجه به اینکه هدف بدست آوردن سختی ارتجاعی قاب برای مقاصد طراحی است، بنابراین مهاربندها نیز در حیطه ارتجاعی بوده و نیروی مهاربند کششی و فشاری با هم برابر است. در صورتی که مهاربندها لاغر نبوده و کمانش نکنند، هر دو مهاربند در ایجاد سختی جانبی قاب مشارکت نموده ولیکن در صورتی که یکی از مهاربندها لاغر باشد و تحت بارهای جانبی برآحتی در اثر نیروی فشاری ایجاد شده در آن دچار کمانش شود، در اینصورت در تعیین سختی جانبی قاب مشارکت نخواهد کرد. بنابراین دو حالت خاص را می‌توان برای قاب فوق تصور نمود:

الف) حالتی که مهاربند فشاری لاغر نبوده و کمانش نکند:

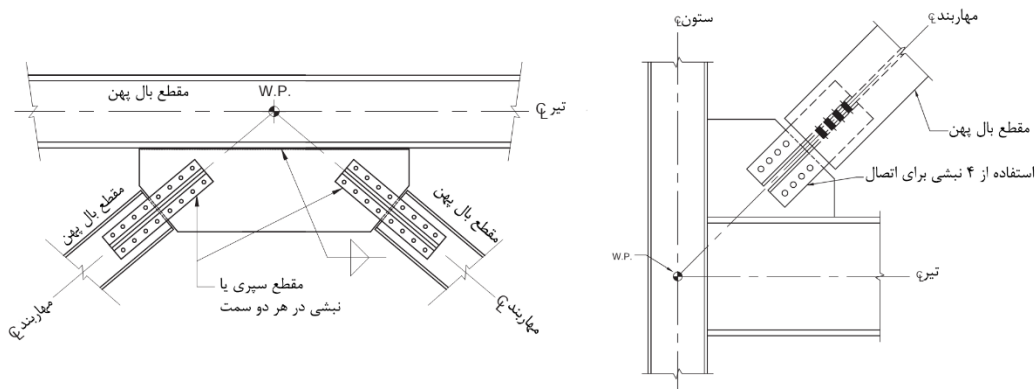
$$k = 2 \times \frac{EL^2 A_b}{(L^2 + h^2)^{\frac{3}{2}}} \quad (۱۶-۵)$$

تعدادی از صفحات حذف شده است

طراحی اتصالات: برای طراحی اتصالات مهاربندها بایستی حداکثر ظرفیت کششی و فشاری مهاربند ملاک قرار گیرد. در بخش‌های بعد، جزئیات بیشتری در مورد طراحی اتصالات و جزئیات اجرایی آن‌ها ارائه خواهد شد.

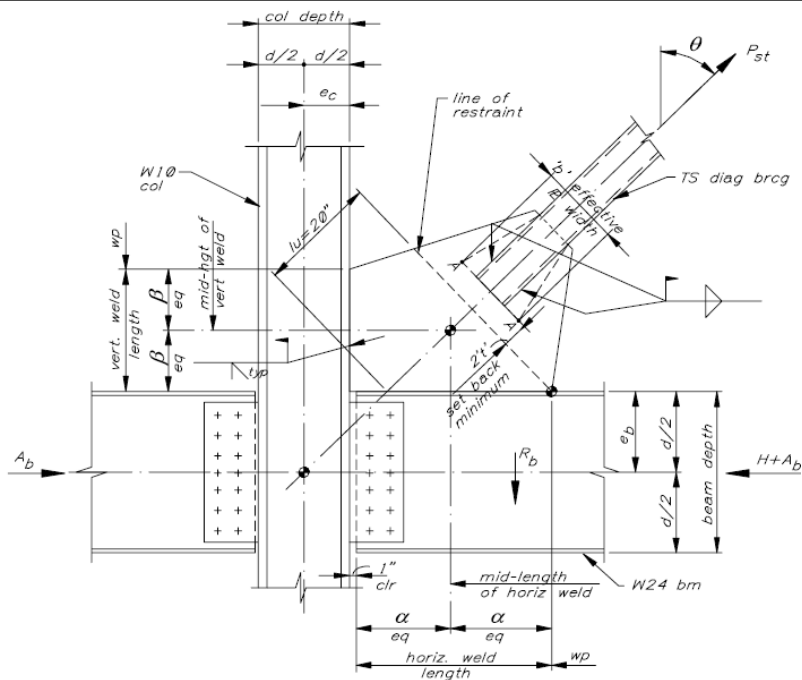
۱۶-۴- طراحی لرزه‌ای ورق مهاربند برای قاب‌های همگرای ویژه

قاب‌های مهاربندی شده همگرای ویژه، چنان طراحی و جزئیات‌بندی می‌شوند که در اثر نیروی زلزله، تغییرشکل‌های غیرارتجاعی قابل ملاحظه‌ای در مهاربندی‌های کششی و فشاری آن‌ها ایجاد شود. در مهاربندهای تحت کشش، ناحیه شکل‌پذیر در تمام طول عضو مهاربند تشکیل می‌شود و ناحیه شکل‌پذیر کششی نام دارد. در مهاربندهای تحت فشار، کمناش غیرارتجاعی در دو سر و وسط عضو مهاربند، مفصل پلاستیک خمشی ایجاد می‌نماید. این دو ناحیه شکل‌پذیر، در مجموع رفتار غیرارتجاعی سیستم قاب مهاربندی شده همگرای ویژه را تشکیل می‌دهد. برای دستیابی به عملکرد فوق، سایر اعضا و اتصالات سازه، شامل ستون‌ها، وصله ستون‌ها، اتصالات پای ستون و پی ستون‌های دهانه مهاربندی شده، تیرهای دهانه مهاربندی شده و وصله آن‌ها، اتصالات تیر به ستون در مسیر نیروهای جانبی، دیافراگم‌ها و اتصالات مهاربندی‌ها باید به نحو مناسب طراحی و جزئیات‌بندی شوند و عضو مهاربند ضعیف‌ترین قسمت باشد. در شکل ۱۶-۷۱ چند نمونه از اتصالات مهاربندهای همگرا با مقاطع مختلف به ورق اتصال نشان داده شده است. در حالتی از مقطع دابل ناودانی، دابل نبشی و یا مقطع قوطی برای مهاربند استفاده شود، اتصال آن به تک ورق اتصال راحت بوده و مشکل خاصی وجود نخواهد داشت. لیکن در صورتی که مطابق این شکل، از مقاطع بال‌پهن به عنوان مهاربند استفاده شده برای اتصال آن به ورق‌ها می‌توان مطابق جزئیات نشان داده شده از سپری یا نبشی استفاده نمود. به عبارتی برای اتصال مهاربند به ورق از قطعات اضافی استفاده شده است. بایستی در این حالت مقطع مهاربند در صفحه دارای تقارن باشد.



شکل ۱۶-۷۱ اتصال مهاربندهای با مقطع بال‌پهن به ورق اتصال.

لیکن در صورتی که مطابق شکل ۱۶-۷۲ مقطع مهاربند بصورت بال‌پهن و با ابعاد بزرگ باشد، می‌توان برای اتصال آن از ورق اتصال جان نیز استفاده نمود. البته بایستی توجه داشت که بیشتر نیروی منتقل شده از طرف مهاربند به اتصال توسط بال‌های آن انجام می‌شود و نقش جان کم‌تر می‌باشد.



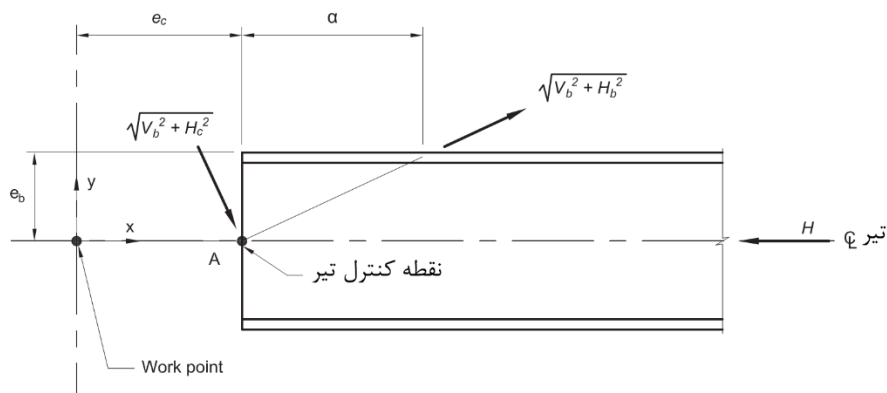
شکل ۹۱-۱۶ تعیین پارامترهای طراحی ورق اتصال.

$$V_b = \left(\frac{e_b}{r}\right) P_{st} \quad (۳۶-۱۶)$$

$$V_c = \left(\frac{\beta}{r}\right) P_{st} \quad (۳۷-۱۶)$$

$$H_c = \left(\frac{e_c}{r}\right) P_{st} \quad (۳۸-۱۶)$$

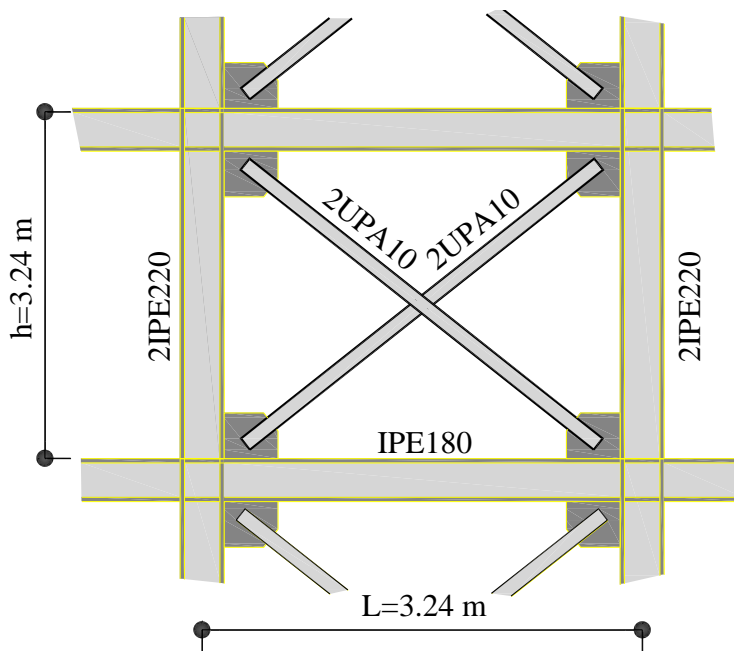
در روابط فوق، e_b نصف عمق تیر، e_c نصف عمق ستون و در حالتی که اتصال ورق به جان ستون صورت گیرد، می‌توان $e_c=0$ در نظر گرفت. همچنین θ زاویه مهاربند با محور قائم، α نصف طول ورق بر روی تیر و β نصف طول ورق بر روی ستون می‌باشد. **نقطه کنترلی تیر:** در شکل ۹۲-۱۶ دیاگرام جسم آزاد تیر در محل اتصال ورق مهاربند به آن نشان داده شده است.



شکل ۹۲-۱۶ دیاگرام جسم آزاد تیر.

تعدادی از صفحات حذف شده است

مثال ۲۸۸ مطلوبست طراحی اتصال یک مهاربند ضربدری مطابق شکل ۱۶-۱۱۸، نوع فولاد مصرفی ST37 و مقطع تیر، ستون و مهاربند بر روی شکل نشان داده شده است. نوع الکتروود مصرفی E60 و کنترل کیفی بصورت چشمی و در کارگاه در نظر گرفته شود.



شکل ۱۶-۱۱۸ جزئیات قاب مهاربند ضربدری به همراه ابعاد قاب.

برای دویل ناودانی ۱۰ داریم:

$$2UPA10: \quad A_g = 21.8 \text{ cm}^2 \quad r_2 = 3.352 \text{ cm} \quad l = 458.21 \text{ cm}$$

* حداکثر نیروی کششی (ظرفیت کششی) مهاربند:

$$P_t = F_y R_y A_g = 2400 \times 1.2 (21.8 \text{ cm}^2) = 62780 \text{ kg}$$

* حداکثر نیروی فشاری (ظرفیت فشاری) مهاربند:

$$\frac{kl}{r} = \frac{0.5 \times 458.21}{3.352} = 68.35 < 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 136 \xrightarrow{\text{Page 48 subject 10}} F_{cre} = \left(0.658 \frac{R_y F_y}{F_e} \right) R_y F_y$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} = 4225 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \Rightarrow F_{cre} = 2165 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \Rightarrow P_n = 2165 \times 21.8 = 47200 \text{ kg}$$

برای طراحی ورق مهاربند داریم:

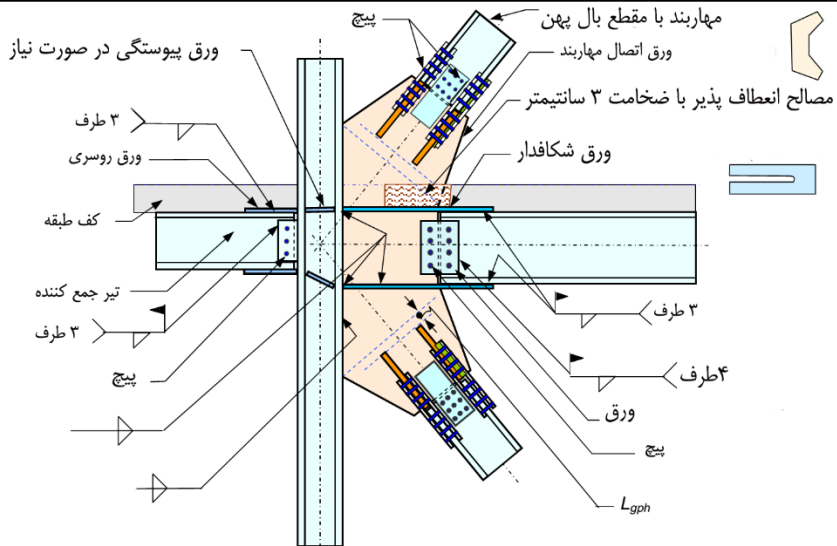
$$e_b = \frac{d_b}{2} = \frac{18}{2} = 9 \text{ cm} \quad , \quad e_c = \frac{d_c}{2} = \frac{22}{2} = 11 \text{ cm}$$

$$\theta = 45^\circ \quad \alpha - \beta \tan \theta = e_b \tan \theta - e_c$$

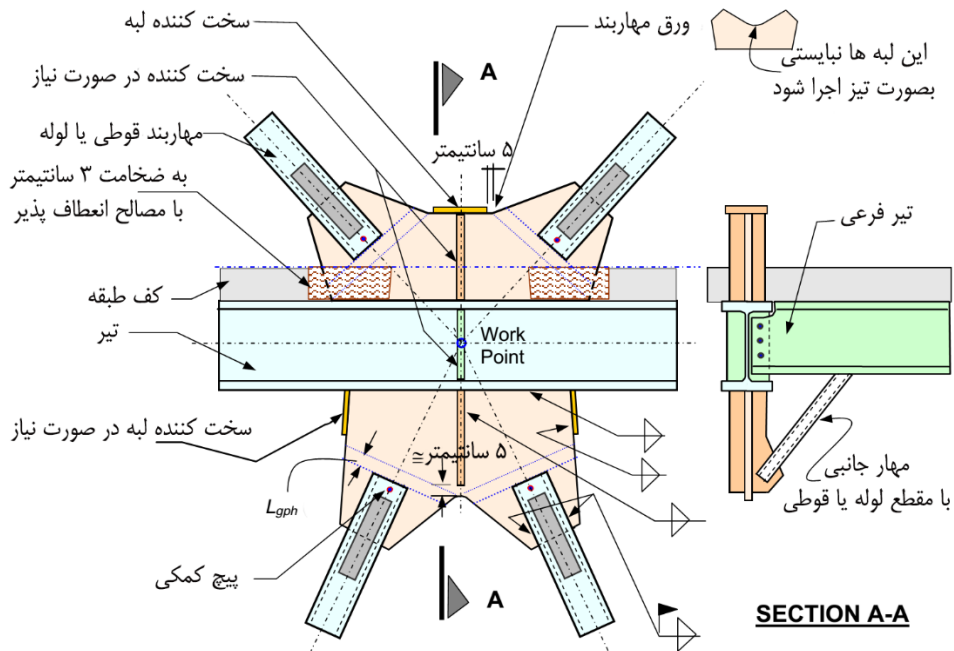
$$\rightarrow \alpha - \beta \tan(45^\circ) = 9 \tan(45^\circ) - 11 \Rightarrow \alpha = \beta - 2$$

برای سعی اولیه مقدار $\alpha = 15 \text{ cm}$ در نظر می‌شود.

تعدادی از صفحات حذف شده است



شکل ۱۶-۱۳۷ یک نمونه از جزئیات داده شده برای حالتی که کمانش مهاربند خارج از صفحه باشد.

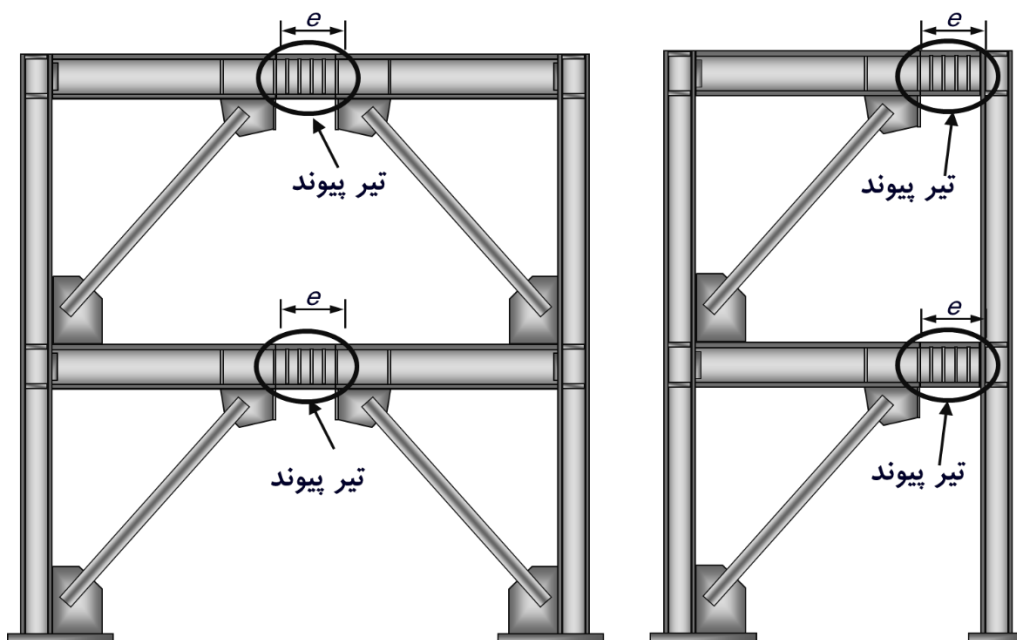


شکل ۱۶-۱۳۸ یک نمونه از جزئیات داده شده برای حالتی که کمانش مهاربند خارج از صفحه باشد.

تعدادی از صفحات حذف شده است

۲. کاهش تغییرمکان جانبی در مقایسه با سیستم قاب خمشی مقاوم.
 ۳. کاهش مقدار نیروی برشی و لنگر خمشی به منظور کاهش ابعاد شالوده در مقایسه با قاب خمشی مقاوم، چون اتصالات تیر به ستون مفصل می‌باشد، لذا لنگر ناچیزی در انتهای ستون بوجود می‌آید.
 ۴. کاهش اثر P- Δ در ستون‌ها در مقایسه با سیستم قاب خمشی مقاوم.
 ۵. کاربرد این سیستم در تعدیل سختی سازه و نامنظمی بر سازه در ارتفاع.
 ۶. داشتن سختی سیستم مهاربندی همگرا به همراه شکل پذیری و قابلیت جذب انرژی بسیار خوب سیستم قاب خمشی مقاوم و داشتن منحنی هیستریزیس پایدار و منظم با سطح زیر منحنی بسیار خوب.
- از جمله معایب این سیستم عبارتند از:

۱. هزینه‌ی بالای اجزای این سیستم نسبت به مهاربندی همگرا: بدلیل نوع مکانیزم این سیستم، المان‌های تیر، مهاربند و ستون شبکه خرپایی در مقایسه با شبکه خرپایی سیستم مهاربندی همگرا، سنگین‌تر می‌شود. البته این مورد در برخی موارد برعکس بوده و به سبب آنکه این سیستم دارای ضریب رفتار بیشتری است، ممکن است باعث کاهش وزن سازه نیز گردد.
 ۲. عدم قابلیت تعویض سریع تیر پیوند پس از یک زلزله‌ی شدید: چون پس از یک زلزله‌ی شدید تیر پیوند به دلیل دوران‌های زیاد صدمه می‌بیند، امکان تعویض سریع وجود ندارد. این نقص را می‌توان با بکار بردن تیر پیوند قائم از بین برد.
 ۳. به منظور فعال کردن ظرفیت استهلاک انرژی پیوندهای برشی، المان‌ها قطری سنگین مورد نیاز است که این المان‌ها فقط در هنگام اعمال بارهای جانبی شدید به کار خواهند افتاد.
 ۴. امکان خسارت در کف ساختمان در مجاورت تیر پیوند در حین زلزله‌های شدید وجود دارد (به دلیل دوران زیاد تیر پیوند).
- در شکل ۱۶-۱۵۴ دو پیکربندی متعارف در قاب‌های مهاربندی شده واگرا نشان داده شده است.



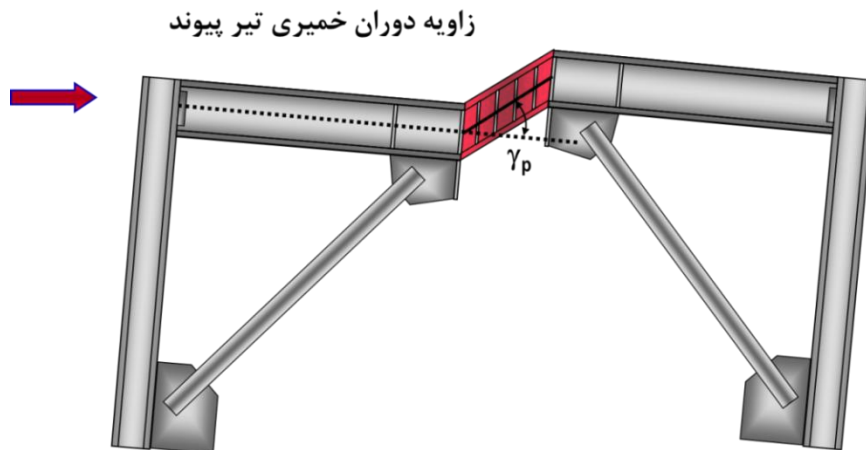
شکل ۱۶-۱۵۴ دو پیکربندی متعارف در قاب‌های مهاربندی شده واگرا.

تحلیل و طراحی سازه‌های فولادی

بار انتقال یافته به مهاربندها، تیرها و ستون‌های قاب محافظت می‌نماید. برای طراحی سیستم‌های مهاربندی واگرا، درک صحیح از رفتار تیرپیوند در محدوده‌ی غیرارتجاعی مورد نیاز بوده و عامل مهم و بحرانی که بر روی این رفتار تأثیر می‌گذارد، طول تیر پیوند می‌باشد. مکانیزم تسلیم، ظرفیت استهلاک انرژی و مکانیزم‌های نهایی شکست همگی به طول تیر پیوند بستگی دارند. برای پیوندهای خیلی کوتاه، برش تعیین کننده رفتار غیرارتجاعی تیرپیوند بوده در صورتی که برای پیوندهای طولی‌تر خمش تعیین کننده می‌باشد. برای تیرهای پیوند خیلی کوتاه قبل از اینکه لنگرهای انتهایی به مقدار M_p برسند، نیروی برشی V_p می‌رسد و تیرپیوند در برش تسلیم شده و تشکیل مفصل برشی می‌دهد. برای پیوندهای خیلی بلند، قبل از اینکه تسلیم برشی بتواند روی دهد، لنگرهای انتهایی به مقدار M_p رسیده و در هر دو انتهای تیر پیوند تشکیل لولای خمشی می‌دهند. به علت تأثیر بسیار مهم کرنش سخت شونده‌ی بر روی رفتار تیرپیوند، هم تسلیم برشی و هم تسلیم خمشی می‌توانند بر دامنه‌ی وسیعی از طول پیوند واقع شوند.

۱۶-۶-۷- زاویه دوران تیر پیوند

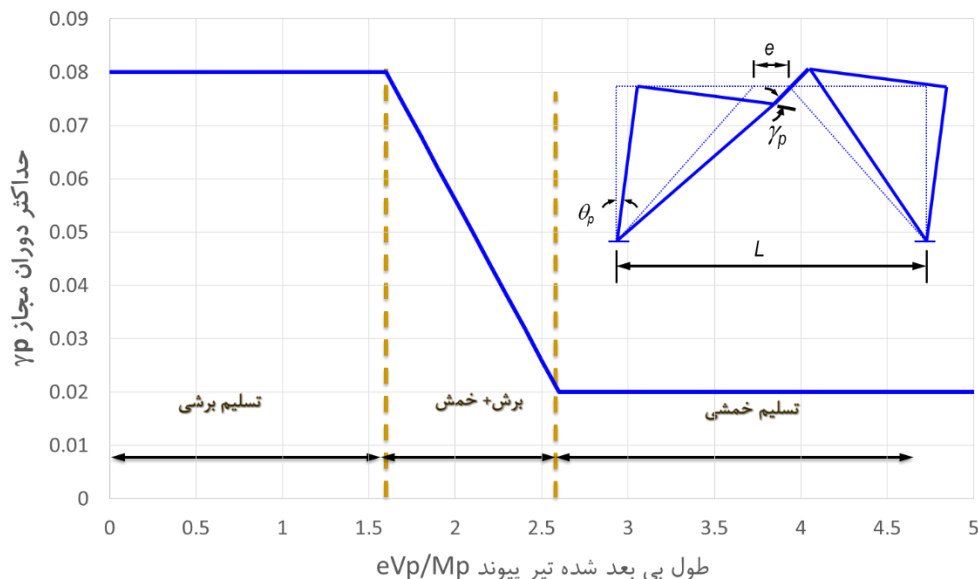
در طراحی قاب‌های واگرا باید دوران پلاستیک مورد نیاز تخمین زده شود. سپس این عدد با دوران پلاستیکی که تیر پیوند می‌تواند تأمین کند، مقایسه شود. یک روش ساده و مفید برای تخمین دوران مورد نیاز، استفاده از مکانیزم جذب انرژی می‌باشد که بر اساس فرض رفتار پلاستیک اعضای قاب بنا نهاده شده است. در تحلیل پلاستیک قاب‌ها چنین مکانیزمی به عنوان مکانیزم خرابی شناخته می‌شود. هدف طراح جلوگیری از تشکیل مکانیزم نمی‌باشد، بلکه هدف، کنترل محل مفاصل پلاستیک در مکانیزم و اطمینان از مناسب بودن دوران پلاستیک مورد نیاز در مقایسه با دوران پلاستیک موجود در سیستم می‌باشد. زاویه دوران تیر پیوند و تیر خارج از تیر پیوند (شکل ۱۶-۱۶) بایستی به مقادیر مجاز آن که با توجه به رفتار تیر پیوند تعیین می‌شود محدود شود.



شکل ۱۶-۱۶ زاویه دوران خمیری تیر پیوند بر حسب رادیان.

در شکل ۱۶-۱۶ مقدار دوران مجاز تیر پیوند و تیر خارج از تیر پیوند به نقل از مبحث دهم، نشان داده شده است. توانایی تیر پیوند برای تحمل دوران پلاستیک بدون از دست داد مقاومت، ضابطه‌ی اصلی طراحی قاب‌های واگرا است. همانطور که قبلاً عنوان شد نیاز دوران پلاستیک تیرهای پیوند با استفاده از مکانیزم‌های جذب انرژی تخمین زده می‌شود و ممکن است ۵ تا ۱۰ برابر بزرگتر از دوران پلاستیک یک تیر قاب خمشی باشد. فراهم آوردن این دوران‌های پلاستیک، معیاری مهم در طراحی

قاب‌های مهاربندی واگرا است. در پیوندهای کوتاه، وقوع تسلیم برشی از ایجاد کرنش‌های خمشی خیلی زیاد جلوگیری می‌کند و به علت وجود تفاوت اساسی در مکانیزم‌های تسلیم، روش‌های شکست نهایی برای پیوندهای کوتاه و بلند متفاوت هستند. در پیوندهای طولانی نه تنها اساساً چرخش‌های غیرارتجاعی کمتری را فراهم می‌کنند، بلکه چرخش غیرارتجاعی واقعی موجود را نیز نمی‌تواند به طور قابل اعتمادی پیش بینی کرد. بنابراین توصیه می‌شود که محدوده‌ی طول تیر پیوند از معادله مربوط به تیرهای پیوند برشی، تبعیت نماید.



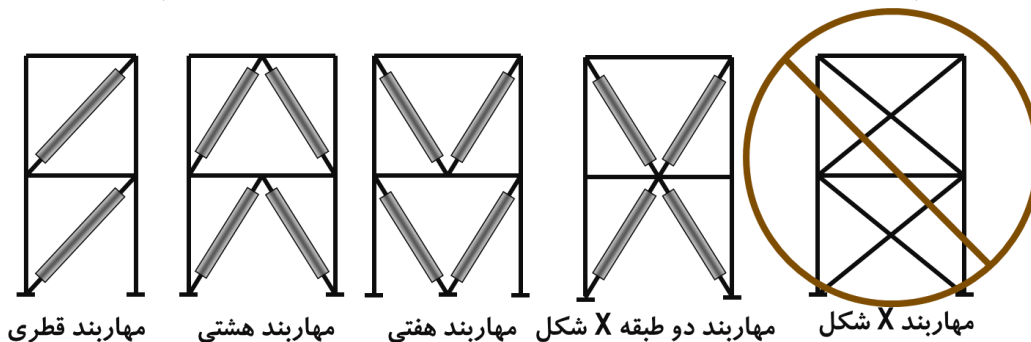
شکل ۱۶-۱۶۹ مقدار دوران مجاز تیر پیوند و تیر خارج از تیر پیوند با توجه رفتار تیر پیوند طبق مبحث دهم.

عملکرد قاب‌های مهاربندی واگرا را می‌توان از طریق مکانیزم‌های جذب انرژی پلاستیک کامل بررسی نمود. شکل ۱۶-۱۷۰ مکانیزم‌های جذب انرژی در مهاربندهای برون محور را نشان می‌دهد. براساس هندسه مکانیزم‌ها، رابطه بین زاویه دوران نسبی غیرارتجاعی قاب، θ_p ، و دوران غیرارتجاعی تیر پیوند، γ_p ، بصورت زیر است.

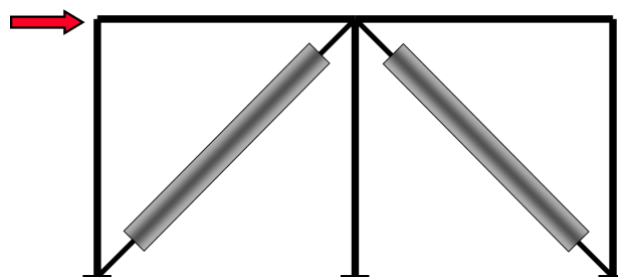
$$\gamma_p = \frac{L}{e} \theta_p \quad (150-16)$$

تعدادی از صفحات حذف شده است

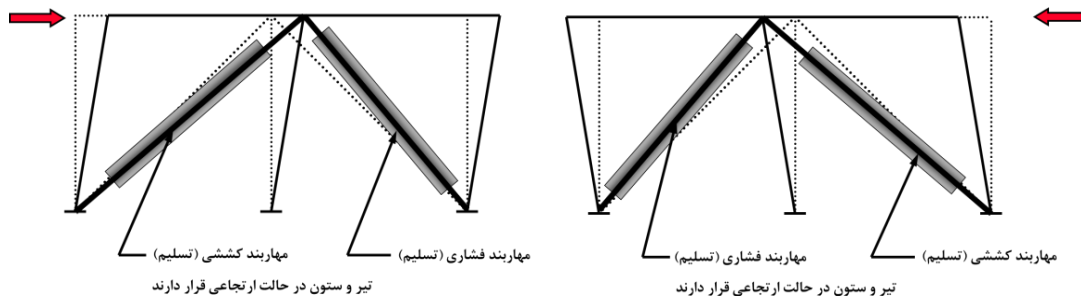
بسیار بزرگی که در مهاربندهای ویژه هشتی ناشی از کمانش مهاربند فشاری در این سازه‌ها مشاهده می‌شود، با استفاده از مهاربندهای کمانش ناپذیر به حداقل میرسد در نتیجه تیر دهانه مهاربندی شده دارای ابعاد بسیار کوچکتری خواهد بود.



شکل ۲۰-۱۶ پیکربندی‌های قابل اجرا برای مهاربندهای کمانش ناپذیر.



شکل ۲۰-۲۱ قاب مهاربندی شده کمانش ناپذیر، قبل از اعمال بار جانبی.



شکل ۲۰-۱۶ قاب مهاربندی شده کمانش ناپذیر، تحت بارهای جانبی رفت و برگشتی.

☞ برای مهاربندهای کمانش ناپذیر استفاده از پیکربندی K شکل ممنوع است.

در شکل ۲۰-۲۱ یک قاب با مهاربندهای کمانش ناپذیر نشان داده شده است. شکل ۲۰-۳۱ رفتار این قاب را تحت بارهای رفت و برگشتی زلزله نشان می‌دهد. همانطور که دیده می‌شود، تحت بارهای رفت و برگشت، رفتار مهاربند کمانش ناپذیر یکسان بوده و کمانش در مهاربند فشاری رخ نمی‌دهد.

☞ ابعاد هسته فولادی براساس نیروهای آیین‌نامه‌ای طرح می‌گردد.

☞ طراحی بقیه اعضا (تیر، ستون، اتصالات مهاربند، صفحه ستون و ...) برای حداکثر نیروی قابل تولید توسط مهاربند انجام می‌شود.

تعدادی از صفحات حذف شده است

فصل ۱۷ – الزامات طراحی دیوارهای برشی فولادی

۱۷-۱- مقدمه

این فصل بطور خلاصه و اجمالی رفتار و عملکرد لرزه‌ای دیوارهای برشی فولادی^۱ (SPSW) را مورد بررسی قرار خواهد داد. امروزه استفاده از دیوارهای برشی فولادی به عنوان یک سیستم باربر جانبی لرزه‌ای بطور کارآمد در بهسازی لرزه‌ای به منظور افزایش مقاومت جانبی ساختمان در برابر زلزله در سازه‌های فولادی و بتنی مورد توجه قرار گرفته است. به مانند هر سیستم لرزه‌بر دیگر، دیوارهای برشی فولادی نیز وظیفه مقابله با نیروهای اینرسی زلزله را بر عهده دارند، که این مهم بدون توجه به اثرات شکل‌پذیری و جزئیات مناسب برای آن امکان‌پذیر نخواهد بود. از اوایل سال ۱۹۷۰ میلادی استفاده از این سیستم لرزه‌بر در برخی کشورها مانند ژاپن و ایالات متحده مورد توجه قرار گرفت که این سازه‌ها در طی زلزله‌های گذشته عملکرد خوبی را نشان داده‌اند. در سال ۲۰۰۵ آیین‌نامه AISC، ضوابطی را برای طرح لرزه‌ای این سیستم ارائه داد. شکل‌پذیری بالا و قابلیت اتلاف انرژی این سیستم در صورتی که بطور مناسبی طراحی و اجرا شود، بسیار بالا خواهد بود. همچنین از دیگر مزایای این سیستم، سختی بالا و کاهش جابجایی طبقات است. این سیستم در قیاس با دیوار برشی بتنی دارای وزن کمتری بوده و همچنین می‌توان با استفاده از جوش‌های کارخانه‌ای و استفاده از پیچ و مهره برای اتصال آن در کارگاه^۲ بطور قابل ملاحظه‌ای زمان اجرای پروژه و همچنین کنترل کیفیت اجرا را بالا برد. ورق استفاده شده در دیوار برشی فولادی دارای ضخامت ناچیزی در قیاس با ضخامت دیوار برشی بتنی است که این امر باعث استفاده بهینه از فضای معماری خواهد شد.

سیستم دیوار برشی فولادی متشکل از ورق‌های فولادی، ستون‌های حایل^۳ (VBE) و تیرهای^۴ (HBE) که در تراز هر طبقه وجود دارد، تشکیل شده است. رفتار و عملکرد دیوارهای برشی فولادی را می‌توان با عملکرد تیرورق‌ها شبیه‌سازی نمود (شکل ۱۷-۱ را ببینید). ستون‌های دیوار برشی فولادی را می‌توان به بال تیرورق و تیرهای موجود در تراز طبقات به مانند جان تیر می‌باشند. در مقایسه با سیستم‌های مهاربندی شده دیگر، این سیستم نیز می‌تواند مزایای این قاب‌های مهاربندی شده را به لحاظ ملاحظات معماری دارا باشد. به عنوان مثال در شکل ۱۷-۲، برخی از دیوارهای برشی سخت شده و سخت نشده جهت مقایسه آن‌ها با سیستم مهاربندی شده نشان داده شده است. در سیستم‌های تیر ورق بال تیر توانایی تحمل نیروی برشی را ندارد ولی در سیستم دیوار برشی فولادی به علت قوی بودن ستون‌ها این المان‌ها می‌توانند به خوبی نیروی برشی حاصل را

¹ Special plate shear wall (SPSW)

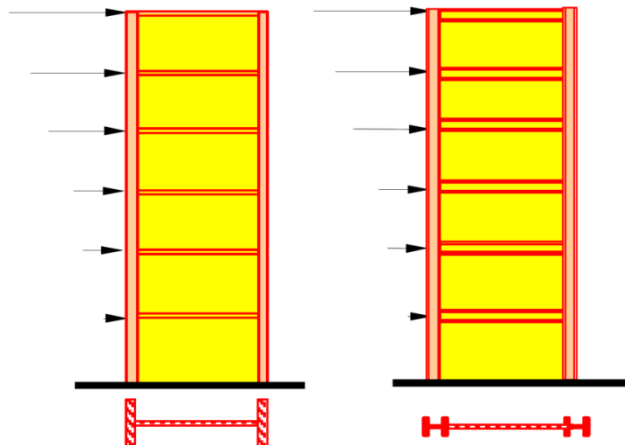
² Shop Welded-Field Bolted

³ Vertical Boundary Element

⁴ Horizontal Boundary Element

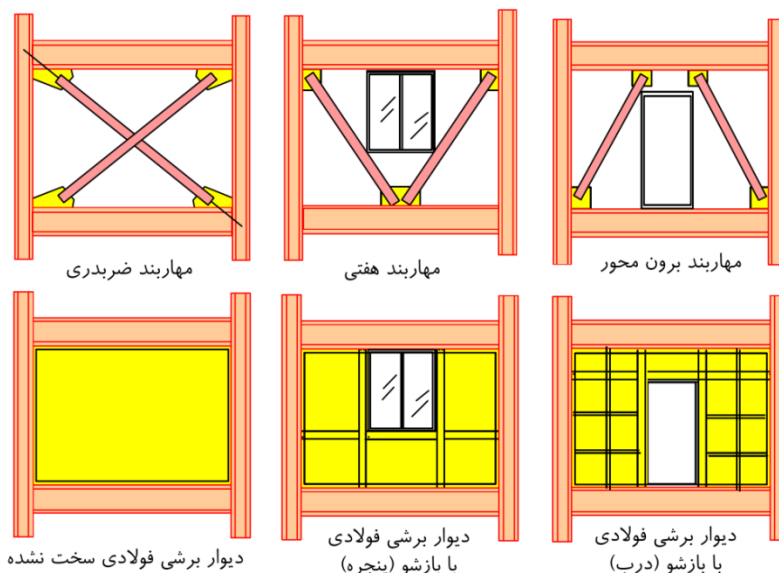
تحلیل و طراحی سازه‌های فولادی

تحمل کنند. بر اساس تحقیقات گذشته رفتار این سیستم در حوزه‌ی غیر ارتجاعی و میزان جذب انرژی آن در این ناحیه نسبت به سیستم‌های مهاربندی بهتر است. به علت گسترده بودن مصالح همانند دیوار برشی بتنی در این نوع سیستم تعدیل تنش بسیار بهتر نسبت به سایر سیستم‌های موجود صورت می‌گیرد. این سیستم در کشورهای با لرزه خیزی بالا از قبیل آمریکا و ژاپن مورد استفاده واقع شده است. از این سیستم هم برای طرح سازه‌های جدید و هم برای مقاوم سازی سازه‌های موجود استفاده می‌شود و شرایط اجرای آن دارای پیچیدگی زیادی نیست.



شکل ۱۶-۱۷ تشابه دیوار برشی فولادی (سمت راست) با تیوروق (سمت چپ).

به خاطر نوع سیستم، طرح و جزئیات اجرایی آن، این سیستم دارای شکل‌پذیری بالا و قابلیت جذب انرژی زیاد است، که موجب افزایش کارایی و اقتصادی شدن این سیستم به عنوان یک سیستم مقاوم در برابر بار جانبی خواهد شد. نسبت به مهاربندهای ضربدردی و ۷ شکل، سیستم دیوارهای برشی فولادی دارای سختی اولیه زیاد هستند که موجب کنترل دررفت طبقات می‌شود.



شکل ۱۶-۱۷ سه سیستم مهاربندی (شکل‌های بالا) و دهانه‌های متناظر در دیوار برشی فولادی.

تعدادی از صفحات حذف شده است

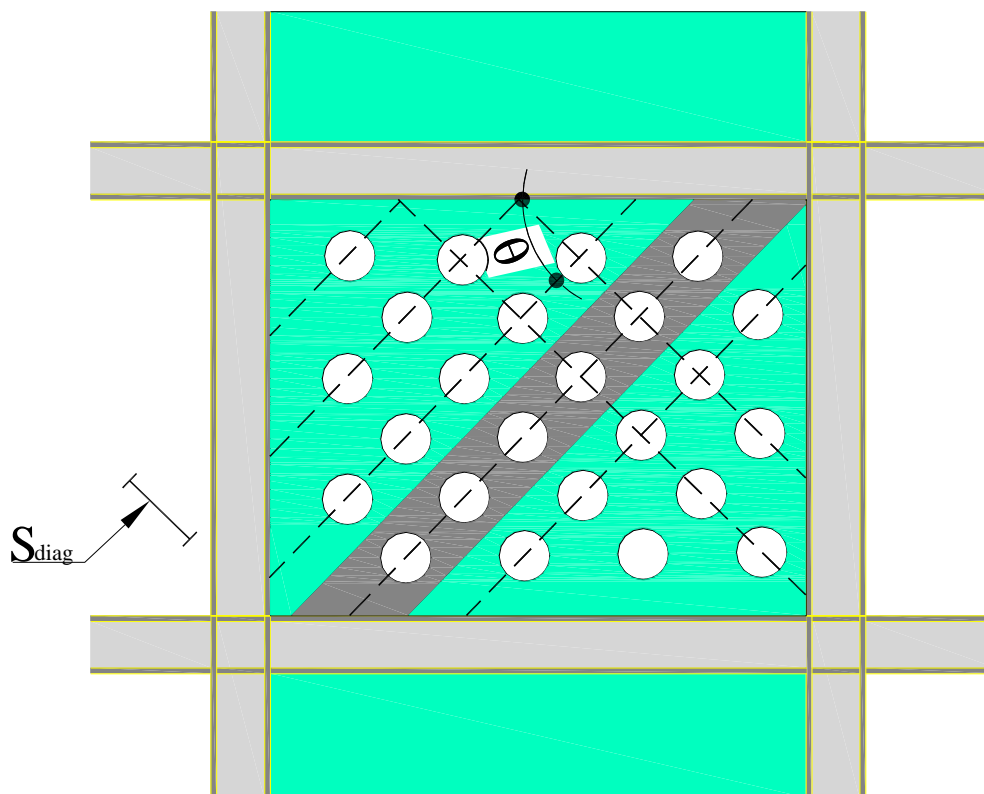
$$a_{w(HBE)} = \frac{R_y F_y t_w \cos \alpha \sqrt{2}}{\phi \times 0.6 F_{EXX} [1 + 0.5 \cos^{1.5} \alpha]} \quad (۸۲-۱۷)$$

$$a_{w(VBE)} = \frac{R_y F_y t_w \sin \alpha \sqrt{2}}{\phi \times 0.6 F_{EXX} [1 + 0.5 \cos^{1.5} \alpha]} \quad (۸۳-۱۷)$$

که در رابطه فوق F_{EXX} تنش کششی نهایی فلز الکتروود است.

۱۷-۵- الزامات طراحی دیوارهای برشی فولادی سوراخ شده

در سازه‌های کوتاه، معمولاً ضخامت ورق مورد نیاز برای جان دیوار برشی، کمتر ضخامت ورق‌ها موجود در بازار بدست می‌آید. در این حالت، طراح مجبور خواهد بود از ضخامت ورق‌های حداقل موجود استفاده نماید که این امر در طراحی ظرفیتی اعضای قاب، سبب غیراقتصادی شدن المان‌های لبه‌ای دیوار می‌شود. بدین منظور، استفاده از ورق‌های سوراخ‌شده با الگوی منظم سوراخ‌ها، سبب کاهش نیاز لرزه‌ای المان‌های دیگر می‌شود. نمونه‌ای از این قاب‌ها در شکل ۱۷-۴۵ نشان داده شده است.



شکل ۱۷-۴۵ دیوار برشی سوراخ شده.

در این دیوارها چند پارامتر بایستی تعریف شوند. قطر سوراخ‌ها با D ، فاصله بین نوارهای قطری با S_{diag} (فاصله عمودی بین نوارها)، تعداد ردیف‌های افقی سوراخ با N_i ، ارتفاع پانل با H_{panel} و زاویه نوارهای قطری با θ نمایش داده می‌شود. سوراخ‌ها بایستی بصورت یکنواخت در طول دیوار در نظر گرفته شوند تا جاری شدن دیوار در تمام نقاط تا حد امکان یکسان صورت گیرد. طبق AISC 341-10، فاصله تا HBE و VBE، بایستی حداقل برابر D و حداکثر برابر $D+0.7S_{diag}$ باشد. تحت آزمایش‌های

تعدادی از صفحات حذف شده است

فصل ۱۸ - استفاده از مقادیر جدول بندی شده در طراحی

۱۸-۱ - مقدمه

یکی از روش‌های سریع جهت طراحی مقاطع فولادی استفاده از جداول از پیش آماده شده است. در این بخش برای بسیاری از حالات طراحی، جداولی آماده شده تا طراح با استفاده از این جداول بتواند بدون نیاز به قرار دادن مقادیر مسئله در روابط طولی قادر به طراحی مقطع باشد. توجه شود با توجه به جزئیات متنوع در سازه‌های فولادی، امکان جدول بندی تمام حالات وجود ندارد. در تهیه این جداول سعی شده از مقاطعی که بیشتر مورد توجه هستند استفاده شود.

۱۸-۲ - مشخصات مصالح فولادی

در جدول ۱۸-۱ مشخصات شیمیایی انواع فولاد و در جدول ۱۸-۲ مشخصات مکانیکی انواع فولاد نشان داده شده است.

جدول ۱۸-۱ مشخصات شیمیایی انواع فولاد.

نوع فولاد	C		Mn	Si	P	S	N	Cu	Other	CEV			
	max.		max.	max.	max.	max.	max.	max.	max.	max.			
	%		%	%	%	%	%	%	%	%			
	ضخامت اسمی (mm)									ضخامت اسمی (mm)			
	≤16	>16	>40							≤30	>30	>40	
		≤40									≤40	≤125	
S235JR	0,17	0,17	0,20	1,40	-	0,04	0,040	0,012	0,55	-	0,35	0,35	0,38
S235J0	0,17	0,17	0,17	1,40	-	0,035	0,035	0,012	0,55	-	0,35	0,35	0,38
235J0	0,17	0,17	0,17	1,40	-	0,030	0,030	-	0,55	-	0,35	0,35	0,38
S275JR	0,21	0,21	0,22	1,50	-	0,040	0,040	0,012	0,55	-	0,40	0,40	0,42
S275J0	0,18	0,18	0,18	1,50	-	0,035	0,035	0,012	0,55	-	0,40	0,40	0,42
S275J2	275	265	255	245	235	225	410-560	400-540	23	22	21	19	-20
S355JR	0,24	0,24	0,24	1,60	0,55	0,040	0,040	0,012	0,55	-	0,45	0,47	0,47
S355J0	0,20	0,20	0,22	1,60	0,55	0,035	0,035	0,012	0,55	-	0,45	0,47	0,47
S355J2	0,20	0,20	0,22	1,60	0,55	0,030	0,030	-	0,55	-	0,45	0,47	0,47
S355K2	0,20	0,20	0,22	1,60	0,55	0,030	0,030	-	0,55	-	0,45	0,47	0,47
S450J0	0,20	0,20	0,22	1,70	0,55	0,035	0,035	0,025	0,55	-	0,47	0,49	0,49

Analysis & Design of Steel Structures

Emphasizing Load and Resistance Factor Design

➤ اصول تحلیل پایداری سازه‌ها

➤ اصول تحلیل غیرارتجاعي سازه‌های فولادی

➤ اصول طراحی اتصالات از پیش تایید شده فولادی

➤ اصول طراحی اعضای کششی، فشاری، خمشی، برشی، مختلط و تیر- ستون‌ها

➤ اصول طراحی قاب‌های مهاربندی شده همگرا، واگرا، کمانش ناپذیر، قاب‌های خمشی و دیوارهای برشی فولادی

➤ براساس ویرایش چهارم ۲۸۰۰ و ویرایش جدید مبحث دهم مقررات ملی ساختمان



تلفن مرکز پخش: ۱۹-۶۶۴۷۵۷۱۸ ۰۹۱۹۷۱۷۹۸۲۵

شابک: ۹۷۸-۶۰۰-۳۳۷۹-۱۷-۲ ISBN: 978-600-7379-17-2