مقدمه مولفان

همواره اعتقاد داشته‌ایم که یک مهندس محاسب موفق، باید درک درستی از پارامترهای مؤثر بر عملکرد سازه‌ها داشته باشد و با کمک گرفتن از آنها، یک طراحی اصولی و مهندسی را ارائه نماید. از سوی دیگر باید در روند طراحی، فاکتورهای اقتصادی و نکات اجرایی نیز لحاظ شود. بر مبنای این نگرش، تلاش کرده‌ایم تا در ادامه مسیر تألیف «مجموعه کتاب‌های زیر ذره‌بین سری عمران»، کتابی متفاوت در زمینه طراحی سازه‌های فولادی ارائه کنیم و در آن، دلسوزانه و با عشق ورزیدن به این مرز و بوم، تمامی نکاتی که در ادامه مطالب ارائه شده در جلد اول، باید در روند طراحی حرفه‌ای و ایمن سازه‌های فولادی رعایت شوند را با نگاهی ریزبینانه شرح دهیم.

و اما اهداف اصلی تألیف این کتاب ...

در جلد اول کتاب‌های طراحی سازه‌های فولادی و طراحی سازه‌های بتنی با نرم‌افزار ETABS، نکات بسیار ارزنده‌ای مطرح شد. به‌گونه‌ای که مهندسین عزیز با مطالعه آنها، تسلط خوبی بر روی نرم‌افزار ETABS، محاسبات دستی و نکات حرفه‌ای طراحی ساختمان‌ها پیدا می‌کردند. در جلد دوم کتاب، پیش‌فرض آن است که مطالعه جلد اول کتاب‌ها انجام شده و تألیف، بیشتر به سمت انتقال تجربه‌های ناب و حرفه‌ای در طراحی متمایل شده و به‌دنبال آن است که علاوه بر پرداختن به پروژه‌های بزرگ‌تر، نکات طراحی انواع سیستم‌های سازه‌ای پرکاربرد در پروژه‌ها (که در جلد اول بحث نشده است) با یک روند منسجم و منظم ارائه شود. از سوی دیگر طراحی سقف‌ها و اتصالات رایج با بیانی مفهومی در کتاب ارائه شده است.

بر مبنای این اهداف، کتاب به سه بخش اصلی تقسیم شده است:

۱ بخش اول: پروژه طراحی ساختمان ۱۲ طبقه فولادی با سیستم مهاربندی همگرا و واگرای ویژه

اهداف اصلی مدنظر مؤلفین در این پروژه عبارت است از:

۱- تسلط بیشتر مهندسین بر روی مدلسازی پروژه‌های نسبتاً بزرگ

۲- ارتقای تفکر لرزه‌ای طراحان در مورد فیوز سازه‌ای در سازه‌های مهاربندی

۳- ارائه یک روند منسجم برای انجام کنترل‌های لرزه‌ای قاب‌های مهاربندی همگرای ویژه

۴- ارائه یک روند منسجم برای انجام کنترل‌های لرزه‌ای قاب‌های مهاربندی واگرای ویژه

۵- بررسی روند طراحی اتصالات مفصلی، مهاربندی و وصله ستون‌ها

۲ بخش دوم پروژه: طراحی ساختمان ۱۶ طبقه فولادی با سیستم قاب خمشی فولادی ویژه و دیوار برشی ویژه

اهداف اصلی مدنظر مؤلفین در این پروژه عبارت است از:

۱- آشنایی با محاسبه بار خاک وارد بر سازه و نحوه اعمال آن

۲- آشنایی با نحوه محاسبه بارگذاری تقریبی رمپ‌ها و اعمال آنها بر تیرهای رمپ

۳- ارائه یک روند منسجم برای طراحی سقف‌های عرشه فولادی و کامپوزیت سنتی

۴- ارائه یک روند منسجم برای طراحی دیوارهای حائل در سازه

۵- بررسی مهار جانبی در پروژه و نکات فنی برای کنترل آن توسط محاسب پروژه

۶- بررسی نکات طراحی قاب‌های خمشی ویژه به همراه روند طراحی ورق‌های پیوستگی و ورق‌های مضاعف

۷- بررسی نکات طراحی دیوار برشی بتنی در سازه فولادی با توجه به ضوابط AISC 2010

۸- مروری بر نکات اصلی و ضوابط طراحی اتصالات گیردار و وصله تیرها

در این پروژه تقریباً نکات مورد نیاز مهندسین عزیز در طراحی سازه‌های فولادی کامل می‌شود.

۳ بخش سوم: پیوست‌های کاربردی در طراحی سازه‌های فولادی

در این بخش، برخی نکات تکمیلی و پرکاربرد را با توجه به درخواست‌های مهندسین عزیز از مؤسسه، آورده‌ایم. این مطالب عبارتند از:

۱- نحوه ساخت فایل زلزله تشدید یافته

۲- حداقل‌های بارگذاری مرده با توجه به عرف مراکز نظام مهندسی

۳- آشنایی با ترکیب بارهای روش طراحی ASD

۴- آشنایی با تنظیمات طراحی به روش ASD در نرم‌افزار ETABS

۵- آشنایی با نکات جوشکاری و علائم جوش

۶- روند مفهومی طراحی سقف تیرچه کرمیت

مطالعه این موارد، در تکمیل دیدگاه‌های مهندسین عزیز بسیار مؤثر است.

و اما حرف آخر ...

هدف ما در این کتاب که حدود ۲ سال برای تألیف آن زمان صرف شده است، ارائه روشی مبتنی بر تفکر بوده تا شما عزیزان روند طراحی سازه‌های نسبتاً بزرگ فولادی را به‌صورت حرفه‌ای یاد بگیرید و بتوانید در شرکت‌های مهندسین مشاور، به مردم کشور عزیزمان خدمت کنید. در این کتاب با ارائه دو پروژه بزرگ‌تر و حرفه‌ای‌تر، قابلیت‌های طراحی شما را با نکاتی ناب (که به جرأت می‌توان گفت در کمتر کتابی ارائه شده است) بالاتر برده‌ایم.

دقت: فایل‌های مرتبط با این کتاب، در سایت مؤسسه سری عمران، نوار ابزار سمت راست قسمت خدمات نرم‌افزار در مهندسی عمران، زیر شاخه فایل‌های تکمیلی کتاب ETABS فولادی جلد دوم موجود است.

در نگارش این کتاب، از نظرات سازنده و ارزشمند جناب آقای مهندس صمد آقازاده، جناب آقای دکتر نادر فنایی و جناب آقای مهندس فرزاد آزاد بهره زیادی برده‌ایم و از آنها کمال قدردانی را داریم. همچنین از سرکار خانم مهندس معصومه عباس‌خانی که در ویرایش ادبی این اثر تلاش بسیار شایانی را داشته‌اند و مهندسین عزیز آقایان فردوسی و کیانی نیز نهایت تشکر و قدردانی را داریم.

در این مجال از جناب آقای دکتر حسام شریفیان مدیر مؤسسه سری عمران و جناب آقای دکتر محسن حیدری مدیر تألیف کتاب حاضر و خانواده‌های بردبار و صبورمان که در تألیف کتاب حاضر همواره باعث دلگرمی مؤلفین بوده‌اند، نیز نهایت قدردانی را داریم.

در پایان یادآوری می‌کنیم که این اثر، سومین کتاب از مجموعه چهار جلدی آموزش طراحی ساختمان‌ها با نرم‌افزار ETABS است که تحت عنوان «مجموعه کتاب‌های **زیر ذره‌بین** سری عمران» منتشر می‌شوند. اطلاعات مربوط به کتاب‌های در دست انتشار این مجموعه را می‌توانید از طریق وب سایت سری عمران به نشانی «www.serieomran.com» پیگیری نمایید. هم‌چنین از طریق این سایت می‌توانید نظرات و پیشنهادات سازنده خود را در مورد این کتاب در اختیار ما قرار دهید.

امید است که با تألیف این کتاب‌ها، به شما مهندسان عزیز کمک کنیم تا بتوانید قدم به قدم از این مفاهیم در طراحی صحیح سازه‌ها استفاده کنید و خانه‌هایی امن برای مردم این سرزمین بسازید.

«توفیق رفیق راهتان»

«محمد آهنگر، محمد علی تجلی، محمد حبیب‌نیا»

فهرست

پروژه اول طراحی ساختمان ۱۲ طبقه فولادی با سیستم مهاربندی همگرا و واگرای ویژه

قسمت اول: نگاهی مفهومی بر مفاهیم جدید مورد بررسی در پروژه ۹
A-۱- فاز اول: معرفی سیستم‌های مهاربندی و مروری بر مفاهیم پایه‌ای مروری بر مبانی فکری طراحی لرزه‌ای سیستم‌های مهاربندی در مبحث دهم مقررات ملی ساختمان ۹
A-۲- فاز دوم: بررسی دقیق‌تر مهاربندهای همگرا ۱۰
A-۳- فاز سوم: بررسی دقیق‌تر مهاربندهای واگرا ۱۳
A-۴- فاز چهارم: مروری بر مفاهیم اتصالات موجود در پروژه ۱۸
قسمت دوم: شناسنامه و مشخصات کلی پروژه ۲۷
B-۱- فاز اول: بررسی نقشه‌های معماری و اطلاعات اولیهٔ ساختمان ۳۵
B-۲- فاز دوم: بررسی دقیق نقشه‌های معماری با دید سازه‌ای ۳۵
B-۳- فاز سوم: مشخصات مصالح مصرفی و آیین‌نامه‌های طراحی سازه ۴۲
مشخصات مصالح مصرفی ۴۷
آیین‌نامه‌های مورد استفاده در طراحی سازه ۴۷
قسمت سوم: محاسبات دستی مربوط به بارگذاری پروژه ۴۷
C-۱- فاز اول: جزئیات و بارگذاری کف‌سازی‌های ساختمان ۴۸
C-۲- فاز دوم: جزئیات و بارگذاری دیوارهای پروژه ۴۸
C-۳- فاز سوم: بارگذاری پله در پروژه ۵۳
C-۴- فاز چهارم: جزئیات بارهای زندهٔ ساختمان ۵۵
C-۵- فاز پنجم: جزئیات بارگذاری ناشی از برف ۵۶
C-۶- فاز ششم: بارگذاری آسانسور ۵۷
C-۷- فاز هفتم: جزئیات بارگذاری زلزله ۵۹
C-۸- فاز هشتم: مروری بر بارگذاری باد در پروژه ۵۹
قسمت چهارم تهیه قالب اولیه فایل ETABS ۶۳
D-۱- فاز اول: تنظیمات اولیه و تهیهٔ فایل خام ETABS ۶۸
D-۲- فاز دوم: معرفی مصالح مورد استفاده در پروژه ۶۸
D-۳- فاز سوم: معرفی مقاطع ستون‌های سازه ۷۲
D-۴- فاز چهارم: معرفی مقاطع تیرهای سازه ۷۴
D-۵- فاز پنجم: معرفی مقاطع مهاربندها ۷۸
D-۶- فاز ششم: معرفی المان‌های کف ۸۳
D-۷- فاز هفتم: معرفی مقطع دیوار ۸۵
قسمت پنجم ترسیم هندسه مدل در ETABS ۸۶
E-۱- فاز اول: ترسیم ستون‌های سازه ۸۸
E-۲- فاز دوم: ترسیم تیرهای سازه و طره‌ها ۸۸
E-۳- فاز سوم: ترسیم تیرچه‌های سقف کامپوزیت ۹۱
E-۴- فاز چهارم: ترسیم کفها ۹۶
E-۵- فاز پنجم: ترسیم مهاربندها ۱۰۰
E-۶- فاز ششم: ترسیم دیوارهای حائل ۱۰۶
E-۷- فاز هفتم: انجام اصلاحات در مدل ترسیم شده ۱۰۹
قسمت ششم: بارگذاری و تحلیل سازه در ETABS ۱۱۲
F-۱- فاز اول: معرفی الگوهای بار ۱۱۹
F-۲- فاز دوم: اعمال بارهای سطحی وارد برکفها ۱۱۹
F-۳- فاز سوم: اعمال بارهای خطی وارد بر تیرها ۱۲۲
F-۴- فاز چهارم: تعریف حالت بارهای تحلیل طیفی ۱۲۶
F-۵- فاز پنجم: تعریف ترکیب بارهای طراحی ۱۲۸
F-۶- فاز ششم: تنظیمات مربوط به تحلیل در ETABS ۱۳۰
F-۷- فاز هفتم: تحلیل پروژه و بررسی روند ادامهٔ پروژه ۱۳۳
قسمت هفتم: تنظیمات اولیه طراحی در ETABS ۱۳۶
G-۱- فاز اول: تنظیمات طراحی در پنجرهٔ Preferences ۱۳۷
G-۲- فاز دوم: تنظیمات طراحی اعضای فولادی از پنجرهٔ Overwrites ۱۳۷
G-۳-فاز سوم: انتخاب ترکیبات بارگذاری جهت طراحی و انجام طراحی اولیه ۱۴۰
قسمت هشتم: بررسي ضوابط لرزه‌ای قاب‌های مهاربندی همگرای ویژه براساس فصل سوم مبحث دهم مقررات ملی ساختمان ۱۴۱
H-۱- فاز اول: مقدمه‌ای بر موارد طراحی لرزه‌ای قاب‌های مهاربندی همگرای ویژه ۱۴۳
H-۲- فاز دوم: کنترل ضوابط لرزه‌ای برای ستون‌های واقع در دهانهٔ مهاربندهای همگرای ویژه ۱۴۳
H-۳- فاز سوم: کنترل ضوابط لرزه‌ای برای تیرهای واقع در دهانهٔ مهاربندهای همگرای ویژه ۱۴۵
H-۴- فاز چهارم: کنترل ضوابط لرزه‌ای برای مهاربندهای همگرای ویژه ۱۵۵
قسمت نهم: کنترل ضوابط لرزه‌ای قاب‌های واگرای ویژه براساس فصل سوم مبحث دهم مقررات ملی ساختمان ۱۶۱
I-۱- فاز اول: مقدمه‌ای بر طراحی لرزه‌ای قاب‌های واگرای ویژه ۱۶۴
I-۲- فاز دوم: کنترل ضوابط لرزه‌ای قاب‌های مهاربندی شدهٔ واگرا براساس راهنمای ETABS ۱۶۴
I-۳- فاز سوم: کنترل ضوابط لرزه‌ای برای تیرهای واقع در دهانهٔ مهاربندهای واگرای ویژه ۱۶۵
I- ۴- فاز چهارم: کنترل تیرهای خارج از ناحیهٔ پیوند، ستون‌ها و مهاربندها براساس ظرفیت تیر پیوند ۱۶۷
I-۵- فاز پنجم: بررسی نکات اجرایی و محاسباتی سیستم‌های مهاربندی همگرا و واگرای ویژه ۱۷۵
قسمت دهم: طراحی اتصالات سازه به صورت دستی ۱۸۰
J-۱- فاز اول: مروری بر طراحی اتصال سادهٔ تیر به ستون ۱۸۷
طراحی یک نمونه اتصال ساده از نوع ورق جان ۱۸۷
طراحی یک نمونه اتصال ساده از نوع نبشی نشیمن ۱۸۹
J-۲- فاز دوم: مروری بر طراحی اتصالات مهاربندهای همگرا ۱۹۲
طراحی یک نمونه اتصال مهاربند همگرا به تیر و ستون ۱۹۵
مراحل ترسیم ورق گاست در Auto Cad ۱۹۹
جزئیات ورق اتصال گاست به تیر ۲۰۵
J-۳- فاز سوم: مروری بر طراحی اتصالات مهاربندهای واگرا ۲۰۸
J-۴- فاز چهارم: مروری بر طراحی وصلهٔ ستون‌ها ۲۱۱

پروژه دوم طراحی ساختمان ۱۶ طبقه فولادی با سیستم قاب خمشی فولادی ویژه و دیوار برشی ویژه

قسمت اول: نگاهی مفهومی بر ایده‌های مورد بررسی در پروژه ۲۲۳
A-۱- فاز اول: مروری بر انواع قاب‌های خمشی فولادی و مقایسهٔ مفهومی آنها ۲۲۳
A-۲- فاز دوم: استفاده از دیوار برشی بتن‌آرمه در سازه‌های فولادی ۲۳۰
A-۳- فاز سوم: دیدگاه‌های کاربردی در مورد فشار جانبی خاک وارد بر دیوار حائل ۲۳۶
A-۴- فاز چهارم: مباحثی مفهومی پیرامون سقف عرشه فولادی ۲۴۲
قسمت دوم: مشخصات کلی پروژه و بررسی نقشه‌های معماری ۲۴۸
B-۱- فاز اول: نگاهی به نقشه‌های معماری پروژه ۲۴۸
B-۲- فاز دوم: بررسی دقیق‌تر نقشه‌های معماری ۲۵۶
B-۳- فاز سوم: بحث در مورد تأثیر رمپ و دیوار حائل در طراحی پروژه ۲۶۰
B-۴- فاز چهارم: انتخاب سیستم سازه‌ای مناسب برای پروژه ۲۶۱
B-۵- فاز پنجم: مشخصات مصالح مصرفی در پروژه و آیین‌نامه‌های طراحی ۲۶۳
C-۱- فاز اول: بررسی فنی کف‌های پروژه با سیستم عرشه فولادی ۲۶۵
C-۲- فاز دوم: جزئیات کف‌سازی ساختمان و تعیین بارهای مردهٔ آن ۲۶۶
C-۳- فاز سوم: جزئیات دیوارهای غیرسازه‌ای ساختمان و محاسبهٔ بار آنها ۲۶۸
C-۴- فاز چهارم: جزئیات و نکات مربوط به پله‌های پروژه ۲۷۲
C-۵- فاز پنجم: بررسی بارهای زنده، برف و آسانسور مربوط به پروژه ۲۷۴
C-۶- فاز ششم: تعیین پارامترهای لرزه‌ای سازه و محاسبات اولیهٔ مربوط به زلزلهٔ پروژه ۲۷۷
قسمت چهارم: مدل‌سازی هندسه سازه در نرم‌افزار ETABS ۲۸۱
D-۱- فاز اول: تنظیمات اولیه و تهیه فایل خام ETABS ۲۸۱
D-۲- فاز دوم: معرفی مصالح مورد استفاده در سازهٔ فولادی ۲۸۷
D-۳- فاز سوم: معرفی مقاطع المان‌های میله‌ای سازه (ستون‌ها و تیرها) ۲۹۰
توضیحاتی در رابطه با ستون‌های باکس فولادی ۲۹۰
D-۴- فاز چهارم: معرفی المان‌های سطحی سازه (کف‌ها و دیوارها) ۲۹۸
D-۵- فاز پنجم: ترسیم هندسهٔ مدل در نرم‌افزار ETABS ۳۰۱
نحوهٔ ترسیم دیوارهای حائل پروژه ۳۱۶
D-۶- فاز ششم: اصلاح ویژگی‌های هندسهٔ مدل از منوی Assign ۳۱۷
قسمت پنجم: بارگذاری سازه در ETABS و انجام روند تحلیل سازه ۳۲۳
E-۱- فاز اول: معرفی الگوهای بار ۳۲۳
E-۲- فاز دوم: اعمال بارهای وارد بر سازه ۳۲۶
E-۳- فاز سوم: نحوهٔ اعمال فشار جانبی خاک بر مدل ۳۳۳
E-۴- فاز چهارم: معرفی حالت‌های بار تحلیل طیفی ۳۳۶
E-۵- فاز پنجم: تعریف ترکیب بارهای طراحی ۳۴۰
ترکیب بارهای دستهٔ (۱) و (۲) برای طراحی تیر، ستون و دیوار برشی ۳۴۳
ترکیب بارهای دستهٔ (۳) برای طراحی دیوارهای حائل ۳۴۴
E-۶- فاز ششم: تنظیمات پیش از تحلیل سازه و انجام تحلیل سازه ۳۴۶
قسمت ششم: بررسی طراحی سقف کامپوزیت عرشه فولادی ۳۵۰
F-۱- فاز اول: مروری بر سقف‌های کامپوزیت ۳۵۰
F-۲- فاز دوم: بررسی مراحل و اصول طراحی سقف‌های کامپوزیت ۳۵۲
F-۳- فاز سوم: بررسی نکات مربوط به کنترل ارتعاش در سقف‌های کامپوزیت ۳۶۰
F-۴- فاز چهارم: تنظیمات کلی طراحی سقف عرشه فولادی در ETABS ۳۶۲
F-۵- فاز پنجم: تنظیمات اختصاصی طراحی در تیرهای کامپوزیت و تعریف ترکیب بارهای لازم ۳۷۱
F-۶- بررسی نتایج طراحی تیرهای کامپوزیت در ETABS ۳۷۹
مروری بر طراحی دستی تیر با مقطع کامپوزیت ۳۸۳
قسمت هفتم: بررسی نکات طراحی دیوار حائل در پروژه‌ها ۳۹۲
G-۱- فاز اول: درک مفهومی از نحوهٔ عملکرد دیوار حائل و بررسی نیروهای طراحی آن ۳۹۲
۱- بررسی ضرایب ترک‌خوردگی دیوارهای حائل ۳۹۴
۲- نیروهای معادل با مفاهیم ارائه شده برای دیوار حائل در ETABS ۳۹۴
۳- مروری بر برخی از محدودیت‌های آیین‌نامه‌ای در دیوارهای حائل ۳۹۶
G-۲- فاز دوم: روند طراحی دیوار حائل با کمک نرم‌افزار ETABS ۳۹۷
G-۴- فاز چهارم: تحلیل و طراحی دیوار حائل با یک روش تقریبی ساده ۴۱۱
قسمت هشتم: نکات طراحی قاب‌های خمشی ویژه با کمک ETABS ۴۱۲
H-۱- فاز اول: بررسی تنظیمات عمومی نرم‌افزار در طراحی قاب‌های خمشی ویژه ۴۱۲
H-۲- فاز دوم: تنظیمات اختصاصی نرم‌افزار و بحث دقیق بر روی مهار جانبی ۴۱۵
بحث در مورد ضریب ULR (LTB) ۴۱۶
بحث در مورد ضریب ULR (minor) ۴۱۹
روند حرفه‌ای برای کنترل مهارهای جانبی مورد نیاز در قاب خمشی در فایل ۴۱۹
روند طراحی دستی مقطع لازم برای مهار جانبی در قاب‌های خمشی ۴۲۱
H-۳- بررسی نحوهٔ کنترل ضابطهٔ ستون قوی - تیر ضعیف در قاب‌های خمشی ویژه ۴۲۳
H-۴- فاز چهارم: بررسی ورق‌های پیوستگی و نکات طراحی چشمهٔ اتصال در قاب‌های خمشی متوسط و ویژه ۴۲۹
قسمت نهم: نکات اضافی طراحی‌دیوار برشی در سازه‌های فولادی ۴۳۹
I-۱- فاز اول: کلیاتی در مورد جانمایی و روش‌های طراحی دیوارهای برشی ۴۳۹
I-۲- فاز دوم: بررسی نکات طراحی دیوار برشی با ستون‌های فولادی غیر مدفون ۴۴۲
I-۳- فاز سوم: بررسی نکات طراحی دیوار برشی با ستون‌های فولادی مدفون ۴۴۸
روند طراحی گلمیخ‌های اتصال ستون فولادی به دیوار برشی ۴۵۱
قسمت دهم: کنترل‌های اضافی موردنیاز در پروژه ۴۵۴
J-۱- فاز اول: کنترل سازه برای زلزله بهره‌برداری ۴۵۴
J-۲- فاز دوم: کنترل بحث‌های ۲۵ درصد و ۵۰ درصد در قاب‌های دوگانه ۴۵۶
J-۳- فاز سوم: کنترل سازه برای انفجار ۴۵۹
قسمت یازدهم: مروری بر بحث‌های اتصالات موجود در پروژه ۴۶۴
K-۱- فاز اول: نگاهی مفهومی به طراحی اتصالات گیردار ۴۶۴
K-۲- فاز دوم: بررسی ضوابط طراحی اتصالات گیردار از پیش تأیید شده ۴۶۸
۱- اتصال مستقیم تیر با مقطع کاهش یافته (RBS) ۴۶۹
۲ و ۳- اتصال فلنجی (BUEEP و BSEEP) ۴۷۰
۴- اتصال پیچی با ورق‌های روسری و زیرسری (BFP) ۴۷۳
۵- اتصال جوشی با ورق‌های روسری و زیرسری (WFP) ۴۷۴
۶- اتصال مستقیم تقویت نشدهٔ جوشی (WUF-W) ۴۷۵
K-۳- فاز سوم: طراحی دستی اتصال گیردار RBS ۴۷۶
K-۴- فاز چهارم: روند طراحی وصلهٔ تیرها ۴۸۱

پیوست موارد کاربردی درطراحی سازه‌های فولادی

پیوست ۱ (نحوه ساخت فایل زلزله تشدید یافته) ۴۹۰
پیوست ۲ (حداقل‌های بارگذاری مرده با توجه به عرف مراکز نظام مهندسی). ۴۹۳
پیوست ۳ (آشنایی با ترکیب بارهای طراحی به روش ASD و تعریف آن در نرم‌افزار ETABS ۴۹۷
پیوست ۴ (آشنایی با مفاهیم طراحی به روش ASD و تنظیمات طراحی در آن) ... ۵۰۲
پیوست ۵ (مروری بر جوشکاری و علائم جوش) ۵۱۱
پیوست ۶ (روند مفهومی طراحی سقف تیرچه کرمیت) ۵۲۰

مروری بر قسمت‌های پروژه

در این پروژه یک ساختمان فولادی ۱۲ طبقه واقع در منطقه‌ای با خطر زلزلهٔ زیاد طراحی می‌شود. ساختمان در یک جهت دارای سیستم قاب ساده با مهاربندی همگرای ویژه بوده و در جهت دیگر، از نوع قاب ساده با مهاربندهای واگرای ویژه است. از طرفی جهت تحلیل و طراحی این سازه از آخرین ویرایش آیین‌نامه‌های موجود استفاده می‌شود. مطالب مورد بحث در این پروژه، در قالب ۱۰ قسمت زیر ارائه خواهد شد.

قسمت‌های مورد بحث در پروژه

- قسمت ۱: نگاهی مفهومی برمفاهیم جدید مورد بررسی در پروژه
- قسمت ۲: شناسنامه و مشخصات کلی پروژه
- قسمت ۳: محاسبات دستی مربوط به بارگذاری پروژه
- قسمت ۴: تهیه قالب اولیه فایل *ETABS*
- قسمت ۵: ترسیم هندسه مدل در *ETABS*
- قسمت ۶: بارگذاری و تحلیل سازه در *ETABS*
- قسمت ۷: تنظیمات اولیه طراحی در *ETABS*
- قسمت ۸: بررسی ضوابط لرزه‌ای قاب‌های مهاربندی همگرای ویژه براساس فصل سوم مبحث دهم مقررات ملی ساختمان
- قسمت ۹: کنترل ضوابط لرزه‌ای قاب‌های واگرای ویژه براساس فصل سوم مبحث دهم مقررات ملی ساختمان
- قسمت ۱۰: طراحی اتصالات سازه به‌صورت دستی

اهداف آموزشی مدنظر مؤلفین در این پروژه عبارتند از:

۱- تسلط بیشتر مهندسین بر روی مدلسازی پروژه‌های نسبتاً بزرگ

۲- ارتقاء تفکر لرزه‌ای طراحان در مورد فیوز سازه‌ای در سازه‌های مهاربندی

۳- ارائه یک روند منسجم برای انجام کنترل‌های لرزه‌ای قاب‌های مهاربندی همگرای ویژه

۴- ارائه یک روند منسجم برای انجام کنترل‌های لرزه‌ای قاب‌های مهاربندی واگرای ویژه

۵- مروری بر بحث‌های طراحی اتصالات مفصلی، مهاربندی و وصله ستون‌ها

امید است که با مطالعهٔ این پروژه، شما نیز به اهداف آموزشی موردنظر ما به‌طور کامل دست یابید.

بررسی روند فازی در قسمت اول

در ابتدای این پروژه، قصد داریم قبل از شروع به بررسی نقشه‌های پروژه و بحث‌های طراحی، دیدگاه‌های مفهومی را در مورد چالش‌های پیش‌رو در آن به شما منتقل کنیم. این مطالب در چهار فاز، مطابق روند زیر ارائه می‌شود:

روند فازی قسمت اول
- فاز اول: معرفی سیستم‌های مهاربندی و مروری بر مفاهیم پایه‌ای
- فاز دوم: بررسی دقیق‌تر مهاربندهای همگرا
- فاز سوم: بررسی دقیق‌تر مهاربندهای واگرا
- فاز چهارم: مروری بر مفاهیم اتصالات موجود در پروژه

A-۱- فاز اول: معرفی سیستم‌های مهاربندی و مروری بر مفاهیم پایه‌ای

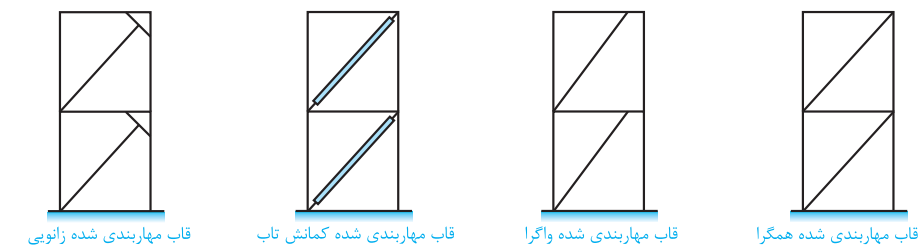
هدف از فاز اول

در این فاز قصد داریم یک نگاه کلی بر روی انواع مهاربندها داشته باشیم و از سوی دیگر، مفاهیم پایه‌ای جالبی را نیز در مورد فیوز سازه‌ای یاد بگیریم.

قاب‌های مهاربندی شده اصولاً خرپاهای صفحه‌ای قائمی هستند که مانند یک تیر طره‌ای، در برابر بارهای جانبی مقاومت می‌کنند. از اولین نمونهٔ قاب‌های خرپایی می‌توان به ساختمان کریستال پالاس (*Crystal Palace*) لندن اشاره نمود که در سال ۱۸۵۱ احداث گردید. با بهبود روش‌های ساخت چدن و فولاد و در دسترس قرار گرفتن این مصالح ساختمانی با قیمت ارزان، تمایل طراحان به استفاده از فولاد به جای مصالح بنایی افزایش یافت. به عنوان مثال برج شناخته شدهٔ ایفل در شهر پاریس، سازه‌ای بلند مرتبه است که می‌توان آن را یک قاب فضایی مهاربندی شده در نظر گرفت. قاب‌های مهاربندی شده در ابتدای قرن بیستم سیستم‌هایی مناسب برای مقابله با بار باد شناخته می‌شدند و عملکرد مناسب آن‌ها در تحمل بارهای جانبی باد، دست معماران برای حرکت به سمت سازه‌های بلند مرتبه را باز می‌گذاشت. با وجود آن که مهاربندها بر خلاف میل معماران برای داشتن فضاهای معماری باز هستند، اما با توجه به صرفه‌جویی فولاد نسبت به قاب‌های خمشی و سهولت در برآورده کردن معیارهای طرح لرزه‌ای آیین‌نامه‌ها، استفاده از قاب‌های مهاربندی شده در نواحی لرزه خیز گسترش یافته است.

در حال حاضر به صورت کلی می‌توان قاب‌های مهاربندی شده را به چهار دستهٔ کلی زیر تقسیم کرد:

انواع قاب‌های مهاربندی
- قاب‌های مهاربندی شدهٔ همگرا (*CBF*)
- قاب‌های مهاربندی شدهٔ واگرا (*EBF*)
- قاب‌های مهاربندی شدهٔ کمانش تاب (*BRB*)
- قاب‌های مهاربندی شدهٔ زانویی (*KBF*)



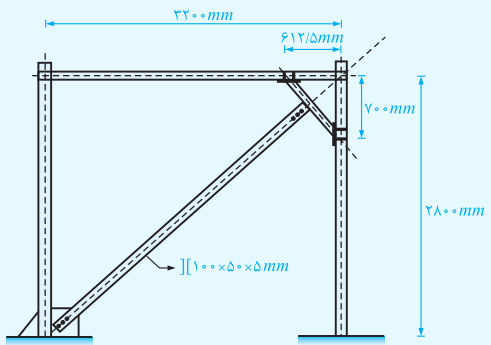
شکل ۱: انواع قاب‌های مهاربندی شده

مهاربندی‌های همگرا و واگرا در انواع مختلف در مبحث دهم مقررات ملی ساختمان (ویرایش ۱۳۹۲) پوشش داده شده‌اند. دقت شود که در آیین‌نامه‌های ایران تنها همین دو نوع سیستم مهاربندی معتبر شناخته شده‌اند، هر چند که در جدول (۳-۴) ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰، سیستم مهاربند کمانش‌تاب نیز به سیستم‌های مورد قبول اضافه شده است. مهاربندها مانند دیگر اعضای خرپایی، عناصری با باربری عمدتاً محوری هستند که تحت بارهای فشاری در معرض کمانش و از دست دادن ظرفیت خود قرار دارند. در دهۀ ۱۹۸۰ میلادی ایدۀ مهاربندهای کمانش‌تاب یا به اختصار *BRB* (*Buckling Restrained Brace*) برای اولین بار مطرح گردید. مقطع این مهاربندها با قرارگیری در یک غلاف خارجی در برابر کمانش محافظت می‌گردند. نمونه‌ای از این مهاربندها در شکل مقابل نمایش داده شده است. استفاده از این نوع مهاربندی در آیین‌نامۀ طرح لرزه‌ای *AISC* مجاز شمرده شده و ضوابط طراحی آن‌ها به تفصیل ارائه شده است.

شکل ۲: نمایی از مهاربند کمانش‌تاب

دید مهندسی

مهاربندهای زانویی ایده‌ای نو است که اکنون در نقاط مختلف جهان تحقیقات جامعی پیرامون آن در حال انجام می‌باشد. این نوع مهاربندی‌ها با تجهیز به یک عضو تسلیم شونده به خوبی انرژی زلزله را مستهلک می‌کنند. در حال حاضر این نوع مهاربندی در آیین‌نامه‌های طرح لرزه‌ای پوشش داده نشده است، ولی نتایج مثبت تحقیقات آزمایشگاهی می‌تواند منجر به باز شدن مسیر استفاده از مهاربند زانویی در سازه‌ها شود. در شکل مقابل نمونه‌ای از مهاربند زانویی نشان داده شده است.

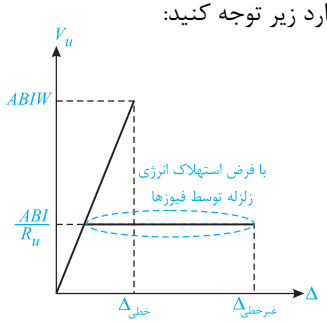


شکل ۳: نمونه‌ای از مهاربند زانویی

مروری بر مبانی فکری طراحی لرزه‌ای سیستم‌های مهاربندی در مبحث دهم مقررات ملی ساختمان

به‌طور کلی برای نگاه دقیق به طراحی اعضاء در حالت لرزه‌ای، باید از طراحی غیرخطی بر مبنای ظرفیت این اعضاء استفاده کرد که کاری دشوار و زمان‌بر می‌باشد. آیین‌نامه‌هایی نظیر *AISC* و مبحث دهم مقررات ملی ساختمان، تلاش کرده‌اند تا با کمک ضوابط لرزه‌ای، تأثیر نتایج تحلیل غیرخطی را در طراحی‌های انجام شده توسط مهندسین با تحلیل خطی، در نظر بگیرند و با این کار طراحی را واقعی‌تر کنند. در ادامه برای درک بهتر این موضوع، به موارد زیر توجه کنید:

۱ در هر سیستم سازه‌ای، تعدادی از اعضاء با وارد شدن به محدودۀ تغییرشکل‌های غیرخطی در هنگام زلزله، وظیفۀ ایجاد شکل‌پذیری و کم کردن نیروی زلزله و رساندن آن به مقدار $\frac{ABI}{R_u}W$ را عهده‌دار هستند که به آنها اصطلاحاً فیوز سازه‌ای می‌گویند[1]. از لحاظ مفهومی برای ایجاد شکل‌پذیری در هنگام زلزله، در این اعضاء مفصل پلاستیک تشکیل می‌شود.



شکل ٤: مفهوم کلی کاهش نیروی زلزله توسط فیوزها

۱- نیروی زلزله در اثر رفتار شکل‌پذیر فیوز از مقدار $ABIW$، به $\frac{ABI}{R_u}W$ می‌رسد.

۲ سایر اعضاء سازه (به غیر از فیوزها) در هنگام زلزله باید رفتار ارتجاعی از خود نشان دهند.

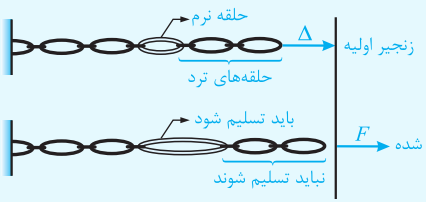
دید مهندسی

آشنایی با اصل زنجیر پاولی می‌تواند در درک مفاهیم طرح لرزه‌ای سودمند باشد. زنجیری مطابق شکل مقابل با حلقه‌های ترد را در نظر بگیرید که تحت کشش افزایندهٔ T قرار دارد. در نهایت در یک مقدار نامشخص T_u و در جایی نامعلوم از طول زنجیر، گسیختگی رخ خواهد داد.

شکل ۵: بررسی یک زنجیر در حالت کلی

حال فرض کنید در طول زنجیر، یک حلقهٔ خاص و نرم وجود دارد که به عمد ضعیف‌تر از باقی حلقه‌ها است. این حلقه به نحوی ساخته شده است که حداکثر نیرویی به اندازهٔ T_a را تحمل کند و پس از آن تسلیم شده و تغییر شکل می‌دهد. در این حالت پس از رسیدن نیروی کشش زنجیر به T_a، حلقه ضعیف شروع به تغییر شکل می‌دهد و باقی حلقه‌ها نیرویشان ثابت مانده و سالم می‌مانند.

در طرح لرزه‌ای سازه‌ها نیز اعضای فیوز که در اصطلاح فنی «اعضای تغییر شکل کنترل» نامیده می‌شوند، چنین نقشی را دارند. در زلزله این اعضا تسلیم می‌شوند و اجازه نمی‌دهند مقدار نیروی زلزله در اعضای دیگر سازه از حد الاستیک فراتر رود. جلوگیری از کمانش موضعی و کمانش کلی فیوزها از اهمیت خاصی برخوردار است، زیرا به‌طور مستقیم به میزان جذب و استهلاک انرژی در آنها مربوط می‌باشد.

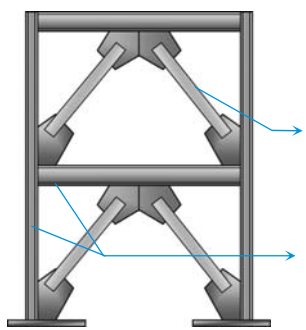


شکل ٦: تشبیه سازه به یک زنجیر ایمن

دقت: شکل‌پذیری یعنی توانایی تغییرشکل دادن و استهلاک انرژی بدون افت مقاومت (در فرکانس‌های بالا مانند زلزله)، این موضوع در رفتار حلقهٔ مورد بررسی مشهود است.

۳ آیین‌نامهٔ *AISC* و مبحث دهم مقررات ملی ساختمان، قسمت‌هایی که در هنگام زلزله از خود رفتار غیرخطی نشان می‌دهند را ناحیهٔ محافظت شده (*Protected zone*) می‌نامند.

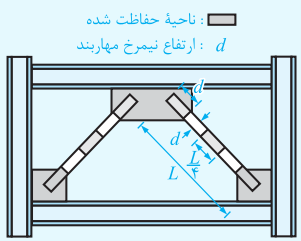
۴ با توجه به بند (۱۰-۳-۲-۲) از مبحث دهم مقررات ملی ساختمان، در سیستم‌های مهاربندی همگرای ویژه (*SCBF*) ناحیهٔ حفاظت شده در تمام طول مهاربند است. این موضوع یعنی در طراحی این قاب‌ها، از لحاظ مفهومی به‌صورت شکل مقابل عمل می‌کنیم:



شکل ۷: رفتار اعضاء قاب همگرا در طراحی لرزه‌ای

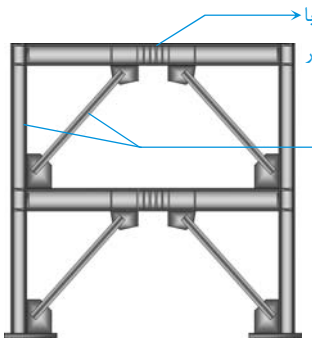
نگاه دقیق‌تر

اگر بخواهیم دقیق‌تر در مورد نواحی حفاظت شده در مهاربندهای همگرا بحث کنیم، باید گفت در این مهاربندها ناحیهٔ یک چهارم وسط عضو مهاربند و دو ناحیهٔ انتهایی آن در مجاورت ورق اتصال به طول حداقل ارتفاع مقطع، محل تشکیل مفصل پلاستیک احتمالی در سازه می‌باشند.



شکل ۸: ناحیهٔ محافظت شدهٔ مهاربندهای همگرا

۵ با توجه به بند (۱۰-۳-۲-۲) از مبحث دهم مقررات ملی ساختمان، در قاب‌های مهاربندی واگرای ویژه، ناحیهٔ حفاظت شده (فیوز سازه‌ای) قسمتی از تیرهای دهانهٔ مهاربندی به نام تیر پیوند (*Link Beam*) می‌باشد. در این قاب‌ها، از لحاظ مفهومی در هنگام طراحی به‌صورت شکل مقابل عمل می‌کنیم:



شکل ۹: رفتار اعضاء قاب واگرا در طراحی لرزه‌ای

در ادامه با طراح چند سؤال مفهومی، درک شما را از مفاهیم ارائه شده بیشتر خواهیم کرد.

● **سؤال ۱: مهندسی در روند طراحی یک قاب مهاربندی واگرا، ادعا می‌کند که می‌خواهد مهاربندها را به‌گونه‌ای طراحی کند که آنها نیز مانند فیوز سازه‌ای در هنگام زلزله عمل کنند، آیا این ایده از لحاظ مفاهیم طراحی لرزه‌ای صحیح است؟**

پاسخ: این موضوع که در یک سیستم سازه‌ای در هنگام رخ دادن زلزله کدام عضو نقش فیوز را بر عهده دارد، بر عهدهٔ آیین‌نامه است و مهندس نمی‌تواند مفاهیم پایه‌ای طراحی آیین‌نامه برای یک سیستم سازه‌ای را تغییر دهد. در قاب‌های واگرا، رفتار غیرخطی در هنگام زلزله بر عهدهٔ *Link Beam* بوده و مهاربندها باید در هنگام زلزله رفتار ارتجاعی از خود نشان دهند و ایدهٔ اشاره شده نادرست است.

● **سؤال ۲: فرض کنید که یک طراح، برای تیر پیوند در یک قاب دو طبقه، *IPE* 270 را در نقشهٔ اجرایی انتخاب کرده است. از سوی دیگر مهندس مجری به‌دلیل پروفیل‌های موجود در کارگاه، می‌خواهد تیر پیوند را با *IPE* 300 اجرا کند، آیا این کار مفاهیم طراحی را نقض می‌کند و یا موضوعی در جهت ضریب اطمینان محسوب می‌شود؟**

پاسخ: به‌طور کلی طراحی لرزه‌ای فیوز در یک سازه، موضوع بسیار مهمی است. اگر فیوز در یک سازه قوی‌تر از مقدار طراحی شده اجرا شود، مشکلی که ایجاد می‌شود آن است که فیوز دیرتر (در نیروی بزرگ‌تری) از خود رفتار غیرخطی نشان می‌دهد و این موضوع باعث بزرگ‌تر شدن نیرو در سایر اعضاء می‌شود، در حالی‌که آن اعضاء برای آن طراحی نشده‌اند و به آنها آسیب می‌رساند.

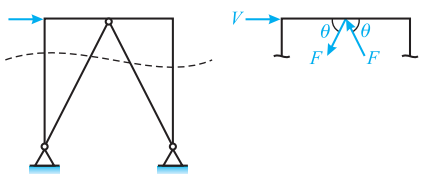
مثالی برای درک بهتر

در ذهن خود فیوز برق یک ساختمان را در نظر بگیرید که در یک جریان مشخص برق را قطع می‌کند تا به وسایل الکتریکی داخل خانه آسیبی نرسد. حال اگر این فیوز کمی قوی‌تر شود و در جریان بزرگ‌تری برق را قطع کند، وسایل موجود در ساختمان آسیب می‌بینند زیرا تحمل جریان بزرگ‌تری که وارد مدار می‌شود، برای آنها پیش‌بینی نشده است.

تذکر: تیر پیوند باید تا حد امکان ضعیف باشد تا عملکرد غیرارتجاعی آن زودتر از بقیهٔ قسمت‌های دهانهٔ مهاربندی (تیر خارج از ناحیهٔ پیوند، ستون، مهاربندها و اتصالات) آغاز شود.

● **سؤال ۳: در بین مهندسین سازه معروف است که شکل‌پذیری سیستم‌های با مهاربند واگرای ویژه، بیشتر از سیستم‌های با مهاربند همگرای ویژه است (این موضوع، از مقدار ضریب R_u بیشتر در استاندارد ۲۸۰۰ برای آنها نیز مشخص می‌باشد). دلیل این موضوع را چگونه ارزیابی می‌کنید؟**

پاسخ: به‌طور کلی در سیستم‌های مهاربندی (همگرا و واگرا)، تحمل نیروهای جانبی و تأمین سختی جانبی بر عهدهٔ مؤلفهٔ افقی نیروی ایجاد شده در مهاربندها می‌باشد.



شکل ۱۰: تحمل نیروهای جانبی توسط مهاربندها

بررسی تعادل افقی: $F = \frac{V}{2\cos\theta}$

از سوی دیگر در سیستم‌های همگرا، وظیفهٔ مستهلک کردن انرژی زلزله نیز بر عهدهٔ مهاربند است (با ایجاد رفتار غیرخطی که در ناحیهٔ محافظت شده رخ می‌دهد) ، این در حالی است که در سیستم‌های واگرا، وظیفهٔ مستهلک کردن انرژی مشابه با قاب‌های خمشی بر عهدهٔ تیر پیوند است. از لحاظ مفهومی، قاب‌های واگرا را می‌توان به نوعی یک ایدهٔ بینابین قاب‌های خمشی و قاب‌های همگرا تصور کرد که هر دو خاصیت سختی و شکل‌پذیری را توأمان دارا می‌باشد. جالب است بدانید که به دلیل عدم تسلط طراحان و مجریان کشورمان، از این نوع مهاربند کمتر در پروژه‌ها استفاده می‌شود، در حالی‌که این سیستم مهاربندی در صورت طراحی و اجرای درست، عملکرد بسیار مناسبی دارد.

سؤال ۴: همان‌طور که می‌دانید در بحث طراحی لرزه‌ای، مبحث دهم مقررات ملی ساختمان طراح را ملزم به رعایت ضوابط فشردگی لرزه‌ای می‌کند. با توجه به بند (۱۰-۳-۱۲-۱-ح)، در قاب‌های واگرای ویژه، مهاربندها باید محدودیت فشردگی لرزه‌ای λ_{md} (مربوط به شکل‌پذیری متوسط) را رعایت کنند در حالی‌که با توجه به بند (۱۰-۳-۱۱-۱)، در قاب‌های همگرای ویژه اعضای مهاربند باید محدودیت فشردگی لرزه‌ای λ_{hd} (مربوط به شکل‌پذیری ویژه) را رعایت کنند که سختگیرانه‌تر است. دلیل سختگیری بیشتر آیین‌نامه نسبت به مهاربندها در قاب‌های همگرای ویژه چیست؟

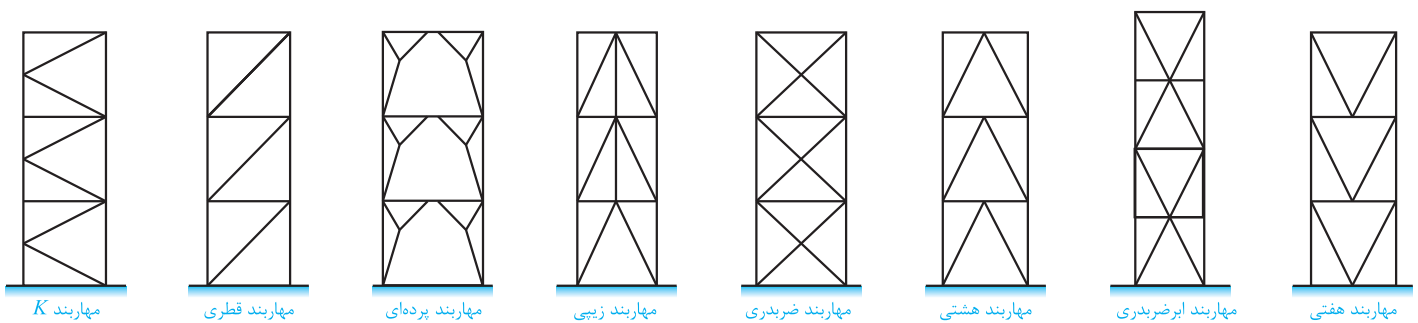
پاسخ: از لحاظ مفهومی در قاب‌های همگرای ویژه، المان شکل‌پذیر که مفصل پلاستیک در آن تشکیل می‌شود مهاربند است، این در حالی است که در قاب‌های واگرا، مهاربند باید در هنگام زلزله رفتار الاستیک از خود نشان دهد. این نگرش سبب می‌شود که در قاب‌های همگرا، نسبت به مهاربند دیدگاه سختگیرانه‌تری وجود داشته باشد و نیاز باشد که محدودیت λ_{hd} برای آنها رعایت شود. از سوی دیگر همانطورکه می‌دانید، محدودیت‌های فشردگی لرزه‌ای، عملاً مانع از کمانش موضعی عضو می‌شوند. از لحاظ مفهومی، کمانش موضعی دشمن شکل‌پذیری محسوب می‌شود و شکل‌پذیری را می‌کاهد و این موضوع سبب سختگیری بیشتر بر روی مهاربندها در سیستم $SCBF$ (قاب مهاربندی همگرای ویژه) می‌باشد.

A-۲- فاز دوم: بررسی دقیق‌تر مهاربندهای همگرا

هدف از فاز دوم

در این فاز قصد داریم قبل از ورود به پروژه، دیدگاه‌های مفهومی و عمیقی را در مورد ضوابط و کنترل‌های سیستم‌های مهاربندی همگرا به‌دست آوریم.

قاب مهاربندی شدهٔ همگرا، سیستمی متشکل از تیرها، ستون‌ها و مهاربندها هستند که به نحوی آرایش شده‌اند که تشکیل یک خرپای قائم را دهند. این سیستم با عملکرد خرپایی در مقابل بارهای جانبی مقاومت می‌کند. عملکرد خرپایی به صورت عمده توسط مقاومت و سختی محوری عناصر مهاربندی برای مقابله با بار و تغییرشکل جانبی ایجاد می‌شود. از سوی دیگر، تیرها، ستون‌ها و مهاربندها به نحوی در کنار هم قرار می‌گیرند که میان‌تار اعضا در یک نقطه متقارب یا نزدیک به متقارب باشد تا رفتار خمشی اعضا در برابر بار جانبی به حداقل برسد. انواع متعارف قاب‌های مهاربندی شدهٔ همگرا در شکل (۱۱) نشان داده شده است:



شکل ۱۱: انواع مهاربندی‌های همگرا

مروری بر قسمت‌های این پروژه

در این پروژه یک ساختمان فولادی ۱۶ طبقه، واقع در منطقه‌ای با خطر زلزلهٔ بسیار زیاد طراحی می‌شود. ساختمان در یک جهت دارای سیستم قاب خمشی فولادی ویژه بوده و در جهت دیگر، قاب خمشی فولادی ویژه با دیوارهای برشی بتنی همراه شده است که در مورد آن می‌توان به موارد زیر اشاره کرد:

۱) کاربری ساختمان از نوع مخابراتی (با اهمیت خیلی زیاد) و در شهر قزوین (با خطر نسبی خیلی زیاد) می‌باشد که این موضوع طراح را ملزم به استفاده از سیستم قاب خمشی با شکل‌پذیری ویژه می‌کند. از طرفی در این پروژه از دیوار برشی نیز برای رسیدن به اهدافمان بهره می‌گیریم.

۲) در این پروژه به‌دلیل تعداد طبقات زیرزمین موجود، از دیوار حائل استفاده شده و طراحی آن را نیز مورد بحث قرار می‌دهیم. از طرفی سقف پروژه نیز از نوع عرشه فولادی انتخاب شده است و به‌طور کامل نکات طراحی آن را نیز یاد می‌گیریم.

مطالب مورد بحث در این پروژه، در قالب (۱۱) قسمت به شرح زیر ارائه می‌شود:

قسمت‌های مورد بحث در پروژه

- قسمت ۱: نگاهی مفهومی بر ایده‌های مورد بررسی در پروژه
- قسمت ۲: مشخصات کلی پروژه و بررسی نقشه‌های معماری
- قسمت ۳: جزئیات بارگذاری ثقلی و لرزه‌ای در پروژه
- قسمت ۴ : مدل‌سازی هندسه سازه در نرم‌افزار *ETABS*
- قسمت ۵: بارگذاری سازه در *ETABS* و انجام روند تحلیل سازه
- قسمت ۶: بررسی طراحی سقف کامپوزیت عرشه فولادی
- قسمت ۷: بررسی نکات طراحی دیوار حائل در پروژه‌ها
- قسمت ۸: نکات طراحی قاب‌های خمشی ویژه با کمک *ETABS*
- قسمت ۹: نکات اضافی طراحی دیوار برشی در سازه‌های فولادی
- قسمت ۱۰: کنترل‌های اضافی مورد نیاز در پروژه
- قسمت ۱۱: مروری بر بحث‌های اتصالات در پروژه

اهداف آموزشی این پروژه از کتاب عبارتند از:

۱- آشنایی با محاسبهٔ بار خاک وارد بر سازه و نحوهٔ اعمال آن

۲- آشنایی با نحوهٔ محاسبهٔ بارگذاری تقریبی رمپ‌ها و اعمال آنها بر تیرهای رمپ

۳- ارائه یک روند منسجم برای طراحی سقف‌های عرشه فولادی و کامپوزیت سنتی

۴- ارائه یک روند منسجم برای طراحی دیوارهای حائل در سازه

۵- بررسی مهار جانبی در پروژه و نکات فنی برای کنترل آن توسط محاسب پروژه

۶- بررسی نکات طراحی قاب‌های خمشی ویژه به همراه روند طراحی ورق‌های پیوستگی و ورق‌های مضاعف

۷- بررسی نکات طراحی دیوار برشی بتنی در سازهٔ فولادی با توجه به ضوابط *AISC* 2010

۸- مروری بر نکات اصلی و ضوابط طراحی اتصالات گیردار و وصلهٔ تیرها

بررسی روند فازی در قسمت اول

در ابتدای این پروژه، قصد داریم پیش از شروع بررسی نقشه‌های پروژه و طراحی آن، دیدگاه‌های عمیقی را در مورد چالش‌های پیش‌رو در پروژه به شما منتقل کنیم. مطالب این قسمت، در چهار فاز به‌صورت زیر ارائه می‌شود:

روند فازی قسمت اول
- فاز اول: مروری بر انواع قاب‌های خمشی فولادی و مقایسهٔ مفهومی آنها
- فاز دوم: استفاده از دیوار برشی بتن‌آرمه در سازه‌های فولادی
- فاز سوم: دیدگاه‌های کاربردی در مورد فشار جانبی خاک وارد بر دیوار حائل
- فاز چهارم: مباحثی مفهومی پیرامون سقف عرشه فولادی

A-۱- فاز اول: مروری بر انواع قاب‌های خمشی فولادی و مقایسهٔ مفهومی آنها

هدف از فاز اول

در این فاز قصد داریم اطلاعات کلی و مفهومی را در مورد قاب‌های خمشی متوسط و ویژه، به شما عزیزان منتقل کنیم و در نهایت نیز یک جمع‌بندی منطقی، در مورد آنها ارائه دهیم. این فاز دید بسیار خوبی را به شما مهندسین عزیز در مورد قاب‌های خمشی ویژه منتقل می‌کند.

استفاده از سیستم قاب خمشی به‌دلیل شکل‌پذیری نسبتاً مناسب در مقایسه با سیستم‌های مهاربندی و همچنین تداخل کمتر با معماری سازه، یکی از مطلوب‌ترین سیستم‌های باربر جانبی برای مهندسین سازه و معماری محسوب می‌شود که در کشور ما نیز رواج زیادی دارد.

سیستم قاب خمشی می‌تواند به تنهایی یا در ترکیب با یک سیستم باربر جانبی دیگر مانند سیستم مهاربندی یا دیوار برشی، مورد استفاده قرار گیرد. با توجه به مبحث دهم مقررات ملی ساختمان و استاندارد ۲۸۰۰، سیستم‌های قاب خمشی فولادی برحسب میزان شکل‌پذیری به سه دستهٔ زیر تقسیم‌بندی می‌شوند:

انواع قاب خمشی فولادی
- ۱- قاب خمشی معمولی (*Ordinary Moment Frame (OMF)*)
- ۲- قاب خمشی متوسط (*Intermediate Moment Frame (IMF)*)
- ۳- قاب خمشی ویژه (*Special Moment Frame (SMF)*)

همانطورکه در جلد اول کتاب اشاره کردیم، از قاب خمشی معمولی فولادی در ساختمان‌های با ارتفاع متوسط و بلند استفاده نمی‌شود و از سوی دیگر بسیاری از مهندسین تا محدودیت‌های مربوط به ارتفاع سازه و کاربری آنها را مجبور نکند، به سمت استفاده از قاب خمشی ویژه پیش نمی‌روند.

دید مهندسی

با توجه به ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰، دو سیستم قاب خمشی متوسط و ویژهٔ فولادی، ضریب رفتار و محدودیت ارتفاعی به‌صورت زیر را دارند:

جدول ۱ : ضریب رفتار و محدودیت ارتفاع قاب خمشی

قاب خمشی فولادی ویژه	$R_u = ۷/۵$	$H_{max} = ۲۰۰\ m$
قاب خمشی فولادی متوسط	$R_u = ۵$	$H_{max} = ۵۰\ m$

با توجه به جدول (۱)، در سازه‌هایی که ارتفاع آنها در محدودهٔ ۵۰ متر تا ۲۰۰ متر قرار می‌گیرد، اگر بخواهیم تنها از قاب خمشی فولادی استفاده کنیم ناگزیر به استفاده از قاب خمشی ویژهٔ فولادی هستیم. دقت شود که در این پروژه نیز با همین موضوع روبرو بوده و از قاب خمشی ویژهٔ فولادی استفاده خواهیم کرد.
از طرفی با توجه به بند (۳-۳-۵-۳) از استاندارد ۲۸۰۰، در مناطق با خطر نسبی خیلی زیاد (مانند تهران و قزوین) برای ساختمان‌های با اهمیت خیلی زیاد (مانند بیمارستان و مراکز مخابراتی) نیز الزاماً باید از سیستم‌های با عنوان ویژه (نظیر قاب خمشی ویژهٔ فولادی) استفاده کرد.

در ادامه می‌خواهیم با یک مقایسهٔ مفهومی و جالب، در قالب ۱۰ موضوع مؤثر در امر طراحی، ذهن شما عزیزان را در مورد تفاوت انواع قاب خمشی فولادی روشنتر سازیم.

موضوع ۱: مقایسهٔ برش پایهٔ زلزله و ضریب رفتار

مطابق جدول (۳-۴) از استاندارد ۲۸۰۰، ضرایب رفتار برای سیستم‌های قاب خمشی فولادی متوسط و ویژه به‌ترتیب برابر ۵ و ۷/۵ می‌باشد و در نتیجه نیروی برش پایهٔ زلزله ($\frac{ABI}{R_u}W$) در شرایط مشابه، در سازه با سیستم قاب خمشی ویژه کمتر از قاب خمشی متوسط خواهد بود (۰/۶۷ برابر). به عبارت بهتر یعنی در قاب خمشی ویژه، به‌دلیل وجود شکل‌پذیری بیشتر در سازه، انرژی زیادتری نسبت به قاب خمشی متوسط مستهلک شده و نیروی زلزلهٔ کمتری به سازه وارد می‌شود. البته در آیتم‌های بعدی مشاهده خواهیم کرد که برای تأمین این شکل‌پذیری، باید ضوابط سختگیرانه‌تری را در طراحی سازه عملی سازیم.

موضوع ۲: مقایسهٔ کلی در بحث فشردگی مقاطع تیرها

به‌طور کلی به‌دلیل وجود پتانسیل تغییرشکل‌های زیاد در قاب‌های خمشی، ضوابط فشردگی لرزه‌ای مقاطع در این قاب‌ها از الزاماتی است که باید جهت جلوگیری از کمانش موضعی بال‌ها و جان کنترل گردد. اما جالب است بدانید که محدودیت‌های قاب‌های خمشی ویژه و متوسط، در مورد فشردگی لرزه‌ای با یکدیگر متفاوت می‌باشد. با توجه به جدول (۱۰-۳-۴-۱) از مبحث دهم مقررات ملی ساختمان، نتیجهٔ محدودیت نسبت پهنا به ضخامت برای تیرهای با شکل‌پذیری متوسط و زیاد برای بال و جان مقاطع I شکل ساخته شده از ورق به‌صورت زیر است:

جدول ۲: حداکثر نسبت پهنای آزاد به ضخامت در تیرهای I شکل با شکل‌پذیری متوسط و زیاد برای فولاد $ST\ 37$ و $ST\ 52$

نوع فولاد	نوع جزء	اعضای با شکل‌پذیری متوسط	اعضای با شکل‌پذیری زیاد
$ST-37$	بال مقاطع I شکل	۱۰/۹	۸/۶
	جان تیرهای I شکل و قوطی شکل ساخته شده از ورق*	۱۰۸/۵	۷۰/۷
$ST-52$	بال مقاطع I شکل	۸/۹	۷/۱
	جان تیرهای I شکل و قوطی شکل ساخته شده از ورق*	۸۸/۶	۵۷/۷

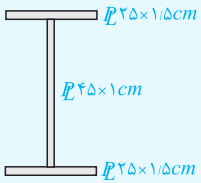
* اعداد جدول با فرض $C_a = 0$ در جدول مبحث دهم مقررات ملی ساختمان به‌دست آورده شده‌اند.

دقت: مقادیر جدول فوق برای تیرهای فولادی در قاب‌های خمشی محاسبه شده‌اند و در صورتی‌که این مقاطع به‌عنوان ستون استفاده شوند، این نسبت با توجه به پارامتر C_a محاسبه می‌گردد.

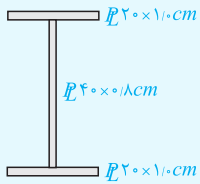
این موضوع نشان می‌دهد که الزامات لرزه‌ای در بحث انتخاب نسبت پهنای آزاد به ضخامت در شکل‌پذیری ویژه، سخت‌گیرانه‌تر از شکل‌پذیری متوسط است. البته بنا به تجربه می‌توان گفت این موضوع در مورد تیرها چندان جای نگرانی ندارد و معمولاً دست مهندس را در انتخاب مقطع به‌طرز محسوسی نمی‌بندد، زیرا اغلب تیرورق‌هایی که ما در ساختمان از آنها استفاده می‌کنیم، محدودیت‌های فشردگی لرزه‌ای متوسط و ویژه را دارا هستند.

درک حرفه‌ای‌تر از موضوع ارائه شده

دو مقطع شکل مقابل را به‌عنوان تیرورق‌های نسبتاً پرکاربرد، در قاب‌های خمشی فولادی در نظر بگیرید:



شکل ۲: مقطع دوم



شکل ۱: مقطع اول

کنترل فشردگی مقطع اول: $\frac{h}{t_w}=\frac{۴۰}{۰/۸}=۵۰$ ، $\frac{\frac{۱}{۲}(b-t_w)}{t_f}=\frac{۲۰-۰/۸}{۲\times۱}=۹/۶$

کنترل فشردگی مقطع دوم: $\frac{h}{t_w}=\frac{۴۵}{۱}=۴۵$ ، $\frac{\frac{۱}{۲}(b-t_w)}{t_f}=\frac{۲۵-۱}{۲\times۱/۵}=۸$

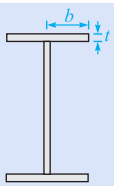
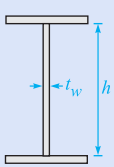
با توجه به محاسبات فوق و اعداد جدول (۲) مشاهده می‌شود که فشردگی جان تیرها با اختلاف زیاد نسبت به مقدار مجاز تأمین می‌شود و اغلب طراح در قاب‌های خمشی متوسط و ویژه، مشکلی از این جهت ندارد. از سوی دیگر تأمین فشردگی مجاز بال‌ها در قاب‌های خمشی با شکل‌پذیری زیاد، کمی دشوارتر است که البته این موضوع نیز با تغییر اندک در ضخامت بال مقطع قابل حل می‌باشد.

- توجه شود که اگر فولاد مصرفی از نوع $ST\ 37$ باشد، بال مقطع اول شرط فشردگی ویژه را تأمین نکرده است (مرز آن ۸/۶ می‌باشد) در حالی که مشکلی از نظر شکل‌پذیری متوسط ندارد. البته نسبت موجود، بسیار به حد مجاز نزدیک است.

موضوع ۳: مقایسهٔ کلی در بحث فشردگی مقاطع ستون‌ها

با توجه به جدول (۱۰-۳-۴-۱) از مبحث دهم مقررات ملی ساختمان، در مقاطع ستون‌های فولادی کنترل محدودیت فشردگی بال‌ها عیناً مشابه با مقاطع تیرها می‌باشد و در مورد این موضوع نیاز به بحث جدیدی نیست. از طرفی ضوابط کنترل فشردگی جان ستون‌ها متفاوت بوده و کمی سخت‌گیرانه‌تر از تیرها می‌باشد. این موضوع به‌دلیل حضور پارامتر C_a در این کنترل می‌باشد $(C_a=\frac{P_u}{\phi_c P_y})$.

جدول ۳: محدودیت نسبت پهنا به ضخامت در ستون‌های قاب خمشی با شکل‌پذیری متوسط و زیاد

حالت	شرح اجزا	نسبت پهنا به ضخامت	حداکثر نسبت پهنا به ضخامت		مثال‌های نمونه
			λ_{md} اعضای با شکل‌پذیری متوسط	λ_{hd} اعضای با شکل‌پذیری زیاد	
اجزای با یک لبه متکی	بال‌های مقاطع I شکل نورد شده و ساخته شده از ورق	$\frac{b}{t}$	$۰/۳۸\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$۰/۳\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
اجزای با دو لبه متکی	جان مقاطع I شکل نورد شده و ساخته شده از ورق وقتی به عنوان تیر یا ستون به کار می‌روند.	$\frac{h}{t_w}$	برای $C_a\le ۰/۱۲۵$: $۳/۷۶\sqrt{\frac{E}{F_y}}(۱-۲/۷۵\,C_a)$ برای $C_a>۰/۱۲۵$: $۱/۱۲\sqrt{\frac{E}{F_y}}(۲/۳۳-C_a)\ge ۱/۴۹\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ که در آن $C_a=\frac{P_u}{\phi_c P_y}$	برای $C_a\le ۰/۱۲۵$: $۲/۴۵\sqrt{\frac{E}{F_y}}(۱-۰/۹۳\,C_a)$ برای $C_a>۰/۱۲۵$: $۰/۷۷\sqrt{\frac{E}{F_y}}(۲/۹۳-C_a)\ge ۱/۴۹\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ که در آن $C_a=\frac{P_u}{\phi_c P_y}$	

همانطور که مشاهده می‌کنید، کنترل فشردگی ستون‌ها نیاز به آن دارد که تحلیل سازه انجام شده و مقدار پارامتر P_u (نیروی محوری ایجاد شده در ستون تحت اثر بارهای ضریب‌دار) مشخص باشد که این موضوع توسط نرم‌افزار به طور خودکار انجام می‌گیرد. در اینجا با انتخاب تقریبی $P_u = \frac{۱}{۲}\phi_c P_y$ و در نتیجه $C_a = ۰/۵$ که معمولاً فرضی منطقی در قاب‌های خمشی می‌باشد، جدول زیر به‌دست می‌آید (این جدول عملاً برای ستون H شکل نیز برقرار است):

جدول ٤: حداکثر نسبت پهنای آزاد به ضخامت در جان ستون‌های I شکل با شکل‌پذیری متوسط و زیاد

نوع فولاد	نوع جزء	اعضای با شکل‌پذیری متوسط	اعضای با شکل‌پذیری زیاد
$ST-37$	جان مقاطع I شکل	۵۹/۲	۵۴/۰
$ST-52$	جان مقاطع I شکل	۴۸/۳	۴۴/۱

همانطورکه از مقادیر جدول فوق مشاهده می‌شود، کنترل فشردگی جان در ستون‌ها نسبت به تیرها در این حالت بسیار محدودتر شده است ولی از سوی دیگر مقادیر محدودیت ارائه شده توسط آیین‌نامه در شکل‌پذیری‌های متوسط و ویژه برای جان ستون، به یکدیگر نزدیک‌تر شده است. این موضوع بدین معنی است که ستون‌هایی که جان آنها از نظر کنترل فشردگی در شکل‌پذیری متوسط جواب می‌دهد، احتمالاً برای شکل‌پذیری زیاد نیز مناسب می‌باشند.

دید مهندسی

مهندسین در مقاطع Box ، برای کنترل فشردگی بال و جان، از دو تبصرهٔ زیر مربوط به جدول (۱۰-۳-۴-۱) مبحث دهم مقررات ملی ساختمان استفاده می‌کنند:

تبصره ۱: در مقاطع I شکل قوطی‌شده و مقاطع قوطی شکل ساخته شده از ورق اگر به‌عنوان ستون مورد استفاده قرار گیرند، محدودیت نسبت پهنا به ضخامت در اعضای با شکل‌پذیری زیاد می‌تواند به $۰/۶\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ محدود شود.

تبصره ۲: نسبت پهنا به ضخامت در بال‌های مقاطع توخالی مستطیلی شکل (HSS) و بال‌های مقاطع قوطی‌شکل ساخته شده از ورق در صورتی که به‌عنوان تیر یا ستون در ردهٔ شکل‌پذیری متوسط مورد استفاده قرار گیرند، می‌تواند به $۱/۱۲\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ محدود شود.

دقت شود که استفاده از دو تبصرهٔ فوق، شرایط سخت‌گیرانه‌تری را برای جان نسبت به جدول (۳) ایجاد می‌کند. از دو تبصرهٔ فوق می‌توان فهمید که تأمین بحث فشردگی در ستون‌های باکس، در فشردگی ویژه به شکل چشمگیری دشوارتر است.

موضوع ۴: مقایسهٔ کلی اتصالات

به‌طور کلی در قاب‌های خمشی، باید از اتصالات گیردار از پیش تأیید شده توسط آیین‌نامه استفاده شود و یا کفایت اتصال توسط آزمایش‌های توصیه شده توسط مراجع معتبر تأیید شود. اتصالات گیردار ارائه شده در جدول زیر، به‌عنوان اتصالات گیردار از پیش تأیید شدهٔ مبحث دهم مقررات ملی ساختمان محسوب می‌شوند:

جدول ٥: انواع اتصالات گیردار از پیش تأیید شده

ردیف	نوع اتصال	مخفف	نوع سیستم سازه‌ای قابل کاربرد
۱	اتصال مستقیم تیر با مقطع کاهش یافته	RBS	قاب‌های خمشی متوسط و ویژه
۲	اتصال فلنجی چهار پیچی بدون استفاده از ورق لچکی	BUEEP	قاب‌های خمشی متوسط و ویژه
۳	اتصال فلنجی چهار یا هشت پیچی با استفاده از ورق لچکی	BSEEP	قاب‌های خمشی متوسط و ویژه
۴	اتصال پیچی با کمک ورق‌های روسری و زیرسری	BFP	قاب‌های خمشی متوسط و ویژه
۵	اتصال جوشی به کمک ورق‌های روسری و زیرسری	WFP	قاب‌های خمشی متوسط
۶	اتصال مستقیم تقویت نشدهٔ جوشی	WUF-W	قاب‌های خمشی متوسط و ویژه

با توجه به جدول (۵)، مشاهده می‌شود که همهٔ اتصالات از پیش تأیید شده توسط آیین‌نامه (به جز اتصال سنتی *WFP* که مختص ایران بوده و در *AISC* به آن اشاره نشده است)، قابل استفاده در هر دو نوع قاب‌های خمشی متوسط و ویژه می‌باشند. این موضوع نشان می‌دهد که قاب‌های خمشی متوسط و ویژه علی‌رغم تصور بسیاری از مهندسین، از نظر شکل کلی اتصالات گیردار تفاوت چندانی با یکدیگر ندارند.

توضیحات مفصل در مورد جزئیات اتصالات گیردار از پیش تأیید شده را در بخش یازدهم پروژه مشاهده خواهید کرد.

موضوع ۵: مقایسهٔ نسبت حداقل دهانهٔ آزاد تیر به عمق مقطع

به‌طور کلی با توجه به ضوابط مبحث دهم مقررات ملی ساختمان، نسبت حداقل دهانهٔ آزاد تیر به عمق مقطع، در اتصالات از پیش تأیید شدهٔ مختلف برای قاب‌های خمشی ویژه و متوسط متفاوت است. به‌عنوان مثال در صورت استفاده از اتصال *RBS* در قاب خمشی، با توجه به مورد (۱۱) از بند (۱۰-۳-۱۳-۲) مبحث دهم، نسبت دهانهٔ آزاد تیر به عمق مقطع نباید از ۷ در قاب‌های خمشی ویژه و از ۵ در قاب‌های خمشی متوسط کمتر در نظر گرفته شود. این موضوع یعنی به‌عنوان مثال در یک دهانهٔ آزاد هفت متری داریم:

دهانهٔ آزاد ۷ متری $\xrightarrow{\text{قاب خمشی ویژه}}$ $\frac{L}{d} > ۷ \Rightarrow d < \frac{۱}{۷} L \Rightarrow d < ۱\,m$

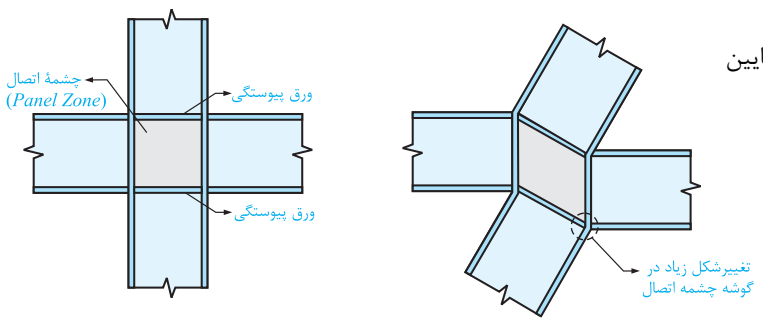
دهانهٔ آزاد ۷ متری $\xrightarrow{\text{قاب خمشی متوسط}}$ $\frac{L}{d} > ۵ \Rightarrow d < \frac{۱}{۵} L \Rightarrow d < ۱/۴\,m$

این موضوع در دهانه‌های بلند دردسرساز نبوده و تنها ممکن است در دهانه‌های کوچک و خصوصاً در قاب‌های خمشی ویژه کمی مشکل آفرین باشد (چرا؟).

دقت: از لحاظ مفهومی در نظر گرفتن یک مقدار حداقل برای نسبت $\frac{L}{d}$ در قاب‌های خمشی، به منظور جلوگیری از ایجاد تیرهای عمیق در سازه است.

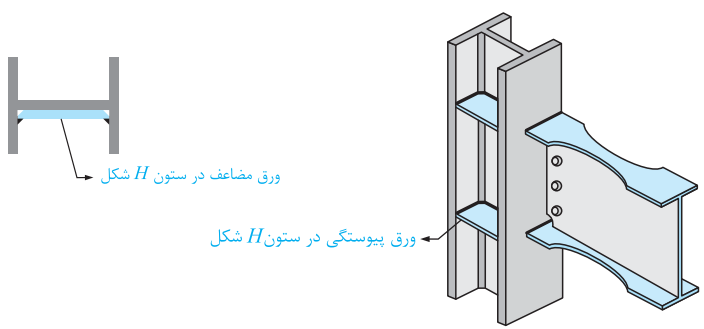
موضوع ۶: مقایسهٔ چشمهٔ اتصال

در قاب‌های خمشی، به ناحیه‌ای از جان ستون که بین امتداد بال‌های بالا و پایین تیر محصور شده است، **چشمهٔ اتصال** گفته می‌شود.



شکل ۳: نمایش چشمهٔ اتصال و تغییر شکل‌های آن

از لحاظ مفهومی در صورت وجود ضعف برشی در چشمهٔ اتصال، طراح باید از **ورق‌های مضاعف** و برای انتقال مناسب نیروهای ناشی از لنگر تیر به ستون، از **ورق‌های پیوستگی** استفاده کند.



شکل ٤: نمایش ورق پیوستگی و ورق مضاعف در ستون‌های H شکل

در قسمت هشتم پروژه، در مورد مفاهیم طراحی ورق‌های پیوستگی و چشمهٔ اتصال بحث‌های مفصلی انجام خواهیم داد. جالب است بدانید که مطابق بندهای (۱۰-۳-۹-۵) و (۱۰-۳-۹-۶) از مبحث دهم مقررات ملی ساختمان، الزامات طراحی ورق‌های تقویتی چشمهٔ اتصال (ورق‌های مضاعف) و ورق‌های پیوستگی، در قاب خمشی ویژه عیناً مشابه قاب خمشی متوسط می‌باشد.

موضوع ۷: مقایسهٔ مهار جانبی تیرها

به‌طور کلی در قاب‌های خمشی متوسط و ویژه، رعایت فاصلهٔ مهارهای جانبی در تیرها از اهمیت زیادی برخوردار است. مطابق بند (۱۰-۳-۶) از مبحث دهم مقررات ملی ساختمان، در ارتباط با مهار جانبی تیرهای باربر جانبی لرزه‌ای در قاب‌های خمشی متوسط و ویژه، الزامات زیر باید تأمین شوند:

الف) کلیهٔ تیرهای باربر جانبی لرزه‌ای باید در فاصلهٔ L_b دارای مهاربندی جانبی کافی باشند، به‌طوری که از هرگونه کمانش جانبی، پیچشی و پیچشی - جانبی در هنگام رخ دادن تغییرشکل‌های فرا ارتجاعی جلوگیری شود. مهار جانبی در تیرها باید به‌گونه‌ای تعبیه شود که در محل اتصال آنها به تیر، از تغییرمکان جانبی هر دو بال تیر یا از پیچش کل مقطع به نحو مؤثری جلوگیری به عمل آید.

ب) تعبیهٔ مهار جانبی در محل اعمال بارهای متمرکز خارجی در طول تیر، در محل تغییر مقطع تیر و در محل‌هایی که برای اتصالات از پیش تأیید شده در آیین‌نامه پیش بینی شده است، الزامی است.

پ) مهارهای جانبی تیرهای باربر جانبی لرزه‌ای باید مطابق رابطهٔ زیر، برای نیرویی حداقل برابر با P_{bu} طراحی شوند [۱].

$$P_{bu}=\frac{۰/۰۶ R_y F_y Z_b}{h_۰}$$

که در آن:

Z_b: اساس مقطع پلاستیک مقطع تیر $h_۰$: فاصلهٔ مرکز تا مرکز بال‌های تیر

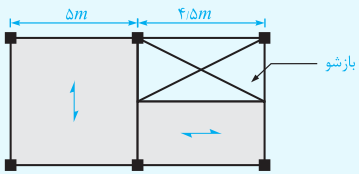
ت) با توجه به مبحث دهم مقررات ملی ساختمان، مقدار حداکثر L_b برای تیرهای باربر جانبی لرزه‌ای در سیستم‌های با شکل‌پذیری متوسط برابر $۰/۱۷ r_y \frac{E}{F_y}$ و در سیستم‌های با شکل‌پذیری زیاد برابر $۰/۰۸۶ r_y \frac{E}{F_y}$ می‌باشد که در آن، r_y شعاع ژیراسیون مقطع تیر حول محور ضعیف است.

همانطورکه مشاهده می‌کنید، روند کنترل فوق در دو قاب خمشی متوسط و ویژه یکسان بوده و تنها مقدار حداکثر L_b در این دو سیستم متفاوت می‌باشد. این موضوع سبب می‌شود که در قاب‌های خمشی ویژه، در صورت نیاز به اجرای مهار جانبی، فاصلهٔ بین مهارها تقریباً نصف قاب‌های خمشی متوسط باشد و به عبارت دیگر تعداد مهارهای لازم دو برابر می‌شود.

دقت: در مورد بحث مهار جانبی، توضیحات بسیار مفصلی را در قسمت هشتم از پروژه ارائه خواهیم کرد.

نگاه حرفه‌ای به موضوع مطرح شده

موضوع مطرح شده در این قسمت به ویژه برای تیرهای واقع در کنار بازشو که تأمین مهار جانبی برای آنها مشکل می‌باشد، دردسرساز است. به‌عنوان مثال مطابق شکل زیر اگر یک تیر به طول ۴/۵ متر در کنار بازشو قرار گرفته باشد و نتوانیم از مهار جانبی در طول آن استفاده کنیم، مقدار r_y لازم برای مقطع این تیر در دو سطح شکل‌پذیری متوسط و ویژه به شرح زیر خواهد بود (برای فولاد $ST-37$):



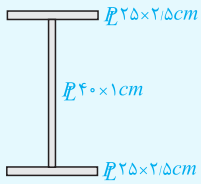
شکل ۵: پلان مورد بررسی برای مفهوم ارائه شده

کنترل در شکل‌پذیری متوسط: $L_b \le ۰/۱۷ r_y \frac{E}{F_y} \Rightarrow r_y \ge \frac{L_b F_y}{۰/۱۷ E}=\frac{۴۵۰\times۲۴۰۰}{۰/۱۷\times۲\times۱۰^۶}=۳/۱۷\ cm$

با $IPE۳۰۰$ در شکل‌پذیری متوسط، بحث مهار جانبی در این تیر مشکلی ندارد $(r_y=۳/۳۵\ cm)$.

کنترل در شکل‌پذیری ویژه: $L_b \le ۰/۰۸۶ r_y \frac{E}{F_y} \Rightarrow r_y \ge \frac{L_b F_y}{۰/۰۸۶ E}=\frac{۴۵۰\times۲۴۰۰}{۰/۰۸۶\times۲\times۱۰^۶}=۶/۲۵\ cm$

۱- رابطهٔ ارائه شده برای P_{bu} در مبحث دهم مقررات ملی ساختمان، مقداری دست بالا می‌باشد و در آیین‌نامهٔ $AISC$، این رابطه برای طراحی مهار در محل مفصل پلاستیک ارائه شده است.



شکل ٦: تیر ورق انتخابی

● با تیرورقی به‌صورت مقابل در شکل‌پذیری ویژه، بحث مهار جانبی در این تیر مشکلی ندارد ($r_y = ۶/۲۸\ cm$).

همانطورکه مشاهده می‌کنید، بحث مهار جانبی در اینگونه از تیرها (فارغ از نیازهای مقاومتی عضو) در قاب‌های با شکل‌پذیری ویژه مشکل‌ساز خواهد بود و باید با دقت نظر خاصی آن را طراحی کرد. برخی از مهندسین برای پرهیز از مواجه شدن با این موضوع، اینگونه تیرها را دو سر مفصل طراحی کرده و نقشهٔ اجرایی مناسب را برای آن ارائه می‌دهند که به نوعی پاک کردن صورت مسئله است، زیرا باعث کم شدن سختی جانبی قاب خمشی می‌شود.

● موضوع ۸: مقایسهٔ دریفت

همانطورکه در جلد اول کتاب مشاهده کردیم، مطابق استاندارد ۲۸۰۰، تغییرمکان نسبی واقعی (غیرخطی) از حاصلضرب تغییرمکان نسبی طبقه (تحت زلزلهٔ طرح) در ضریب بزرگنمایی تغییرمکان جانبی (C_d) مطابق رابطهٔ زیر به‌دست می‌آید:

$$\Delta_m = C_d \times \Delta_e$$

با توجه به جدول (۳-۴) از استاندارد ۲۸۰۰، مقدار C_d برای قاب‌های خمشی فولادی ویژه برابر ۵/۵ و در قاب‌های خمشی فولادی متوسط برابر ۴ است. بنابراین شاید در نگاه اول به نظر برسد که کنترل دریفت در قاب‌های خمشی ویژه بسیار دشوارتر از قاب‌های خمشی متوسط است. اما باید گفت که از سوی دیگر، مقدار Δ_e به مقدار برش پایهٔ زلزله وابسته است که در قاب خمشی ویژه به شکل چشمگیری کمتر از قاب خمشی متوسط می‌باشد و نمی‌توان با قطعیت کنترل دریفت را در دو نوع سازهٔ قاب خمشی مقایسه کرد. تجربهٔ مهندسی مؤلفین نشان می‌دهد که در اغلب موارد، کنترل دریفت در قاب خمشی ویژه نه تنها دردسر بیشتری نسبت به قاب خمشی متوسط ندارد، بلکه شاید راحت‌تر نیز باشد.

● موضوع ۹: مقایسهٔ ضابطهٔ طراحی ستون قوی - تیر ضعیف

به طور کلی در حالتی‌که در هنگام زلزله مفاصل خمیری در تیرهای سازه تشکیل می‌شود، امکان اتلاف انرژی زیادی برای کل قاب به‌وجود می‌آید. از سوی دیگر برای جلوگیری از ایجاد طبقهٔ نرم در سازه، باید تا حد امکان از تشکیل مفاصل خمیری در ستون‌ها جلوگیری شود. ضابطهٔ طراحی ستون قوی - تیر ضعیف، مهمترین کنترل متفاوت در قاب‌های خمشی متوسط و ویژه می‌باشد که مبحث دهم مقررات ملی ساختمان در بند (۱۰-۳-۹-۲) رعایت آن را تنها برای قاب‌های خمشی ویژه الزام کرده است که ممکن است با توجه به شرایط سازه، در برخی موارد تأثیر چشمگیری داشته باشد. نحوهٔ کنترل این بند، یکی از موضوعات اصلی طراحی در قاب‌های خمشی ویژه است و نحوهٔ انجام آن را در قسمت هشتم این پروژه، به‌طور کامل شرح خواهیم داد.

● موضوع ۱۰: مقایسهٔ در بحث طراحی پی

همانطورکه در موضوع (۱) بیان کردیم، در قاب خمشی ویژه نیروی زلزلهٔ کمتری به سازه وارد می‌شود و در نتیجهٔ آن، نیروی زلزلهٔ کمتری به فونداسیون منتقل خواهد شد. این موضوع سبب می‌شود که در نهایت فشار کمتری به خاک وارد شده و پی سازه کمی سبک‌تر طراحی شود.

جمع‌بندی نکات مربوط به قاب خمشی ویژه

با توجه به موارد مطرح شده، می‌توان به بحث‌های فنی و مهم زیر در مورد قاب‌های خمشی فولادی اشاره کرد:

۱- در ذهن بسیاری از مهندسین این جمله نقش بسته است که قاب خمشی ویژه از قاب خمشی متوسط بسیار سنگین‌تر و همراه با جزئیات اجرایی سخت‌تر می‌باشد که این موضوع، با توجه به توضیحات ارائه شده درست نمی‌باشد.

۲- از لحاظ استهلاک انرژی در هنگام زلزله، قاب خمشی ویژه عملکرد بهتری نسبت به قاب خمشی متوسط دارد و می‌توان به آن مطمئن‌تر بود.

۳- در بحث‌های طراحی و اجرا، تفاوت‌های چندان زیادی بین این دو سیستم وجود ندارد (به جز بحث طراحی ستون قوی - تیر ضعیف) و بسیاری از سازه‌هایی که به‌عنوان قاب خمشی متوسط توسط مهندسین ارائه می‌شود، با تغییرات محدودی به‌عنوان قاب خمشی ویژه نیز قابل استفاده هستند.

در مجموع به مهندسین عزیز توصیه می‌گردد که با درک درست از روش طراحی از روند طراحی قاب‌های خمشی ویژه، برخلاف فضای حاکم بر طراحی کشورمان، حتی در ساختمان‌های چند طبقهٔ رایج شهری نیز در صورت امکان از این سیستم سازه‌ای استفاده کنند.

A-۲- فاز دوم: استفاده از دیوار برشی بتن‌آرمه در سازه‌های فولادی

هدف از فاز دوم

استفاده از دیوارهای برشی بتن‌آرمه در سازه‌های فولادی، از موضوعات رایج و البته بحث‌برانگیز طراحی در سال‌های اخیر محسوب می‌شود. در این فاز قصد داریم دیدگاه‌های مفهومی و جالبی را در مورد این بحث به شما عزیزان منتقل کنیم و در قسمت نهم پروژه، این بحث‌ها را در *ETABS* تکمیل می‌کنیم.

استفاده از دیوار برشی بتن‌آرمه در سازه‌های فولادی، در سال‌های اخیر مورد توجه طراحان زیادی قرار گرفته است که در این قسمت از فصل، می‌خواهیم به بررسی مزایا، معایب و مفاهیم مرتبط با آن بپردازیم.

به‌طور کلی استفاده از دیوارهای برشی بتن‌آرمه به‌جای مهاربندهای فولادی، دارای مزایای نسبی زیر می‌باشد:

۱- قابلیت اجرای مناسب در دهانه‌های کناری (اجرای درست اتصالات مهاربندی در قاب‌هایی که چسبیده به دیوار همسایه است، معمولاً دشوار می‌باشد)

۲- صلبیت و سختی مناسب زیاد دیوار برشی

۳- کاهش لاغری ستون‌های کنار دیوار به‌دلیل داشتن مهار جانبی مناسب در اثر حضور دیوار

توجه: در کنار مزیت‌های عنوان شده برای این سیستم، باید گفت که استفاده از دیوار برشی بتنی در سازهٔ فولادی نیاز به در نظر گرفتن تمهیداتی جهت اتصال سازهٔ فولادی به دیوار دارد و همچنین طراحی پی در اینگونه از سازه‌ها نیز برای مهندس طراح معمولاً کمی چالش‌زا است. از طرفی طراحی دیوار برشی در سازهٔ فولادی، دارای ابهاماتی است که آن را در قسمت نهم پروژه بررسی خواهیم کرد.

محدودیت‌های استفاده از دیوارهای برشی بتن‌آرمه در سازه‌های فولادی با توجه به استاندارد ۲۸۰۰

ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ اجازه می‌دهد که در سیستم قاب‌های فولادی ساختمانی، انواع دیوارهای برشی با شکل‌پذیری ویژه، متوسط و معمولی اجرا شود، اما در ترکیب با قاب‌های خمشی (سیستم‌های ترکیبی یا دوگانه)، تنها استفاده از دیوارهای برشی با شکل‌پذیری ویژه و متوسط مجاز است. در حالت اول دیوارهای برشی بتن‌آرمه، تمام بار جانبی سازه را تحمل کرده ولی در حالت دوم، دیوارهای برشی درصدی از بار جانبی را تحمل کرده و ضریب رفتار بالاتری نسبت به سیستم اول دارند. محدودیت کاربرد و ارتفاع، ضریب رفتار و دیگر پارامترهای طراحی لرزه‌ای اینگونه از سیستم‌های سازه‌ای، مطابق جدول زیر می‌باشد:

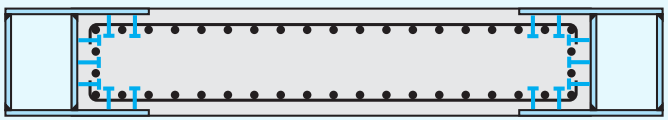
جدول ٦: ضریب رفتار و مشخصات سازه‌های فولادی با دیوارهای برشی بتن‌آرمه

سیستم سازه‌ای	سیستم مقاوم در برابر نیروهای جانبی	R_u	Ω_0	C_d	H_m (متر)
سیستم قاب ساختمانی	دیوارهای برشی بتن‌آرمهٔ ویژه	۶	۲/۵	۵	۵۰
	دیوارهای برشی بتن‌آرمهٔ متوسط	۵	۲/۵	۴	۳۵
	دیوارهای برشی بتن‌آرمهٔ معمولی	۴	۲/۵	۳	-
سیستم دوگانه یا ترکیبی	قاب خمشی فولادی ویژه + دیوارهای برشی بتن‌آرمهٔ ویژه	۷/۵	۲/۵	۵/۵	۲۰۰
	قاب خمشی فولادی متوسط + دیوارهای برشی بتن‌آرمهٔ متوسط	۶	۲/۵	۴/۵	۵۰

دید مهندسی

بهره‌گیری از حالت ستون نیمه مدفون منجر به افزایش بعد مقطع ستون فولادی و همچنین افزایش ابعاد و تعداد میل مهارهای کششی کف ستون می‌شود که علاوه بر جنبه‌های اقتصادی طرح، مشکلات اجرایی را نیز به همراه دارد. همچنین در این حالت برای اتصال ستون به دیوار، تنها در یک وجه امکان استفاده از برشگیر وجود دارد که طبیعتاً تراکم برشگیرها نیز بیشتر می‌شود.

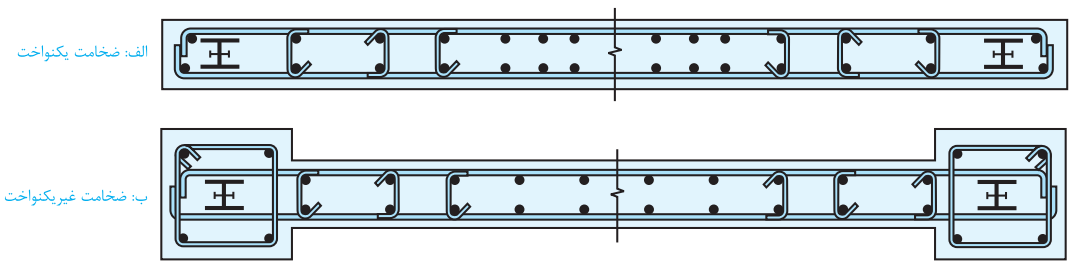
در مواردی‌که تعداد برشگیرهای موردنیاز به‌گونه‌ای است که فضای کافی برای قراردادن آنها در وجه ستون وجود ندارد و همچنین مقطع ستون فولادی به شکل جعبه‌ای است، شکل زیر برای ایجاد فضای مناسب جهت اجرای برشگیرها و همچنین جهت افزایش ظرفیت کششی و فشاری ستون پیشنهاد می‌شود. این دیتیل شرایط محصورشدگی مناسبی برای بتن دیوار در ناحیهٔ پرفشار نزدیک به ستون ایجاد می‌نماید. برای ستون H شکل نیز به شرطی که بال ستون به موازات محور طولی دیوار باشد، این ایده قابل استفاده است.



شکل ۱۱: ایجاد فضای کافی برای اتصال برشگیرها

دقت شود که طراحی ستون‌های طرفین دیوار برشی با نرم‌افزار *ETABS* در این حالت، دارای نکات خاص و ظریفی است که در قسمت نهم پروژه به آن پرداخته می‌شود.

۳- حالتی‌که دیوار برشی به ستون متصل بوده و ستون در دیوار مدفون است: در این حالت ستون فولادی کاملاً در داخل دیوار بتنی قرار گرفته و مطابق شکل‌های زیر، توسط آرماتورهای قائم و خاموت‌های پیرامونی محصور می‌گردد. در این حالت دیوارهای برشی به دو صورت ضخامت یکنواخت و غیر یکنواخت (فرم دمبلی) اجرا می‌گردد.



شکل ۱۲: دیتیل‌های کلی ستون‌های فولادی مدفون در دیوار برشی

این حالت می‌تواند مناسب‌ترین گزینه، هم از نظر فنی و هم از نظر اقتصادی، برای استفاده از سیستم دیوار برشی بتنی در قاب فولادی باشد. در این صورت، نیروی محوری و لنگر خمشی به وسیلهٔ عملکرد مختلط ستون فولادی و بخش‌های انتهایی دیوار بتنی به‌عنوان المان مرزی تحمل شده و نیروی برشی نیز توسط دیوار بتنی تحمل می‌گردد.

دید مهندسی

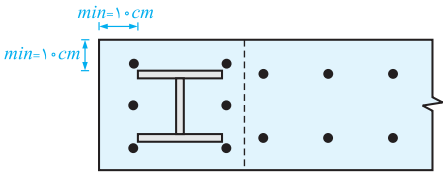
- در این حالت، ستون فولادی عملاً معادل با آرماتور موجود در دیوار برشی عمل می‌نماید.
- با توجه به عرف ضخامت ۴۰ *cm* برای دیوار برشی در سازه‌های فولادی، اکثراً امکان جانمایی ستون فولادی در دیوار برشی با عرض یکنواخت وجود دارد.
- اگر ابعاد ستون بزرگ باشد یا نسبت آرماتور طولی با لحاظ کردن سطح مقطع ستون از ۴ درصد بیشتر شود، آنگاه از دیوار با فرم کلی دمبلی (شکل ۱۲- ب) استفاده می‌شود.

در طراحی ستون مدفون در دیوار برشی، باید نکات فنی زیر توسط مهندسین عزیز رعایت گردد:

۱- در این حالت به منظور محاط شدن بهتر ستون فولادی، استفاده از مقاطع H شکل توصیه می‌شود (مقاطع باکس در این موضوع ضعیف عمل می‌کنند ولی استفاده از آنها، توسط *AISC* منع نشده است).

۲- عملکرد مختلط دیوار و ستون باید توسط تعبیهٔ برشگیرهای مناسب تأمین گردد که ضوابط آن را در قسمت نهم از فصل مشاهده خواهیم کرد. دقت شود که در بحث اجرای برشگیر، در ستون‌های مدفون در دیوار وضعیت بسیار بهتری نسبت به ستون های نیمه مدفون داریم.

۳- ابعاد ستون فولادی در این حالت، با توجه به تیرها و اتصالات فولادی متصل شونده به آن در نظر گرفته می‌شود و از سوی دیگر، حداقل فاصلهٔ نقاط گوشهٔ ستون از هر وجه دیوار، حداقل ۱۰ سانتی‌متر در نظر گرفته می‌شود که در شکل مقابل نشان داده شده است.

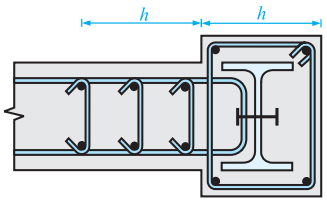


شکل ۱۳: فاصلهٔ ستون فولادی از لبهٔ دیوار

۴- مطابق ضابطهٔ $H.5b$ آیین‌نامهٔ $AISC\ 341-10$ ستون فولادی مورد استفاده در دیوار برشی ویژه، باید فشردهٔ لرزه‌ای با شکل‌پذیری بالا (*Highly Ductile*) باشد. با توجه به عدم تعریف دیوار برشی با شکل‌پذیری متوسط در این آیین‌نامه، این ضابطه برای حالتی‌که دیوار برشی براساس استاندارد ۲۸۰۰ ایران با شکل‌پذیری متوسط در نظر گرفته می‌شود نیز باید اعمال گردد[۱]. از این ضابطه می‌توان نتیجه گرفت که ستون دوبل با بست نمی‌تواند گزینهٔ مناسبی برای این ستون‌ها باشد، هرچند که در برخی از مناطق کشور کماکان استفاده می‌شود.

۵- وقتی که شرایط مدفون بودن ستون در دیوار فراهم باشد، ستون باید برای حالت مختلط طراحی شود. الزامات طراحی ستون‌های مختلط که در بخش (۱۰-۲-۸-۲-۱) از مبحث دهم مطرح شده است (در مبحث دهم محاط در بتن نامیده شده است) عبارت است از:

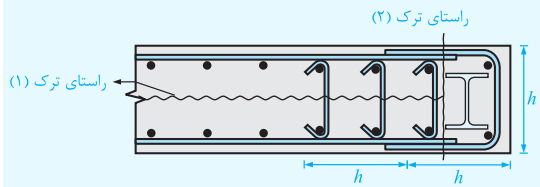
- سطح مقطع هستهٔ فولادی باید حداقل یک درصد مساحت کلی مقطع مختلط باشد.
- پوشش بتنی هستهٔ فولادی باید به کمک میلگردهای طولی و تنگ‌های عرضی یا مارپیچ مسلح شده باشد. حداقل قطر تنگ‌های عرضی ۱۰ میلی‌متر است. در هر حال، فاصلهٔ تنگ‌های عرضی در راستای طولی عضو نباید از نصف بُعد کوچکتر مقطع مختلط تجاوز نماید.
- نسبت آرماتورهای طولی (ρ_{sr}) باید حداقل ۰/۰۰۴ باشد.



شکل ۱۴: استفاده از دیوار برشی بتنی متصل به ستون فولادی (ستون مستغرق)

شرایط آرماتورگذاری برای ستون‌های فولادی مدفون

۱ **آرماتورگذاری عرضی عضو مرزی:** میلگردهای افقی دیوار با توجه به ترک‌های شمارهٔ (۲) بایستی تا پشت ستون ادامه یافته و آن را محصور کنند. برای این کار از یک میلگرد U شکل مطابق شکل مقابل که همپوشانی مناسب با میلگرد افقی دیوار دارد، استفاده می‌کنیم.



شکل ۱۵: جزئیات آرماتورگذاری عرضی عضو مرزی

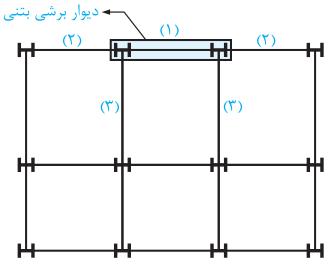
از طرفی ضوابط المان مرزی نیز باید در طولی برابر حداقل دو برابر ضخامت دیوار از انتهای آن رعایت گردد. دقت شود در صورتی که مطابق ضوابط مبحث نهم مقررات ملی ساختمان، مقادیر بیشتری برای المان مرزی نیاز باشد، آن مقدار ملاک قرار خواهد گرفت. از طرفی همانطورکه در تعریف شرایط مدفون بودن ستون گفته شد، قطر میلگردهای عرضی این ناحیه نباید از ۱۰*mm* کمتر باشد.

۲ **آرماتورگذاری طولی عضو مرزی:** آرماتورگذاری طولی عضو مرزی مطابق ضوابط مبحث نهم انجام می‌شود. همانطورکه در تعریف شرایط مستغرق بودن ستون گفته شد، نسبت آرماتورهای طولی باید حداقل برابر ۰/۰۰۴ باشد. از طرفی مطابق بند (۱۰-۲-۸-۱-ث) مبحث دهم، فاصلهٔ آزاد بین مقطع فولادی و آرماتور طولی باید از ۱/۵ برابر قطر آرماتور طولی و ۴۰ میلی‌متر بزرگتر باشد. الزامات مربوط به پوشش، وصله، خم و فاصلهٔ میلگردها نیز مطابق مبحث نهم خواهد بود.

۱- البته در پیش‌نویس مبحث نهم مقررات ملی ساختمان که بر $ACI\ 2014$ منطبق است نیز دیوار برشی با ردهٔ شکل‌پذیری متوسط موجود نمی‌باشد.

چند توصیه کلی در رابطه با جزئیات تیرها در مجاورت دیوار برشی بتنی

شکل مقابل که پلان یک سازهٔ فولادی با دیوار برشی بتنی است را در نظر بگیرید:



شکل ۱۶: پلان یک سازهٔ فولادی با دیوار برشی بتنی

در مورد تیرهای (۱)، (۲) و (۳) در شکل نشان داده شده، می‌توان به نکات زیر اشاره کرد:

۱ تیر (۱) تیری است که از درون دیوار برشی عبور می‌کند و همانطورکه در ابتدای بحث مطرح کردیم، به‌دلیل سهولت مسائل اجرایی بهتر است همواره اجرا شود و از سوی دیگر توصیه می‌گردد عرض بال آن از یک سوم ضخامت دیوار بیشتر نشود. عرض بال ۱۰ سانتی‌متر انتخاب رایجی بین مهندسین محسوب می‌شود.

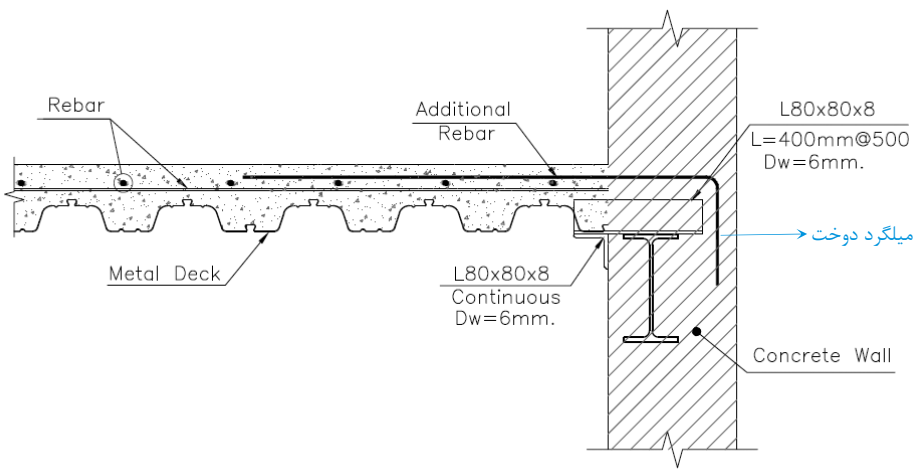
از سوی دیگر به‌دلیل سختی بالای دیوار برشی، برخی برای تیر (۱) دیتیل مفصلی ارائه می‌دهند. این موضوع در کنترل ضابطهٔ ۲۵ درصد در سیستم‌های دوگانه، دردسرهایی را به همراه دارد.

۲ تیر (۲) عملاً انتقال‌دهندهٔ بخش قابل توجهی از نیروی زلزله به دیوار می‌باشد و با توجه به استاندارد ۲۸۰۰، اصطلاحاً به آن عضو جمع‌کننده (*Collector*) می‌گویند. با توجه به این مطلب، استفاده از تیرهای لانه‌زنبوری برای آن به هیچ‌وجه توصیه نمی‌شود. همچنین مهندسان با تجربه در صورتی‌که تیرهای (۲) فرم مفصلی باشند، از اتصال مفصلی با ورق جان برای آنها استفاده می‌کنند تا انتقال نیرو از تیر به دیوار به شکل مطلوب‌تری انجام شود. در این حالت، ضوابط طراحی اعضاء جمع‌کننده نیز باید برای آنها لحاظ شود.

۳ تیر (۳) عمود بر صفحهٔ دیوار می‌باشد و به نوعی دیوار برشی را مهار کرده است. این موضوع عملکرد مناسب‌تری را در تحمل نیرو برای ستون‌های کنار دیوار فراهم می‌کند که مطلوب می‌باشد. دقت شود که در هر دو حالت دیوار مدفون و دیوار نیمه مدفون، نیروی فشاری زیادی در ستون‌های اطراف دیوار برشی ایجاد می‌شود.

چند توصیه کلی در رابطه با جزئیات سقف در مجاورت دیوار برشی بتنی

شکل زیر که برشی از سقف عرشه فولادی متصل شده به یک دیوار برشی بتنی را نشان می‌دهد، را در نظر بگیرید:



شکل ۱۷: یک نمونه از جزئیات اتصال سقف عرشه فولادی به دیوار برشی

دلایل کاربرد زیاد سقف عرشه فولادی

در حال حاضر سقف عرشه فولادی علی‌رغم اینکه از سیستم‌های جدید اجرای سقف در ساختمان‌های فولادی محسوب می‌شود، جای خود را در صنعت ساختمان ایران به خوبی باز کرده است. سیستم سقف عرشه فولادی از لحاظ عملکرد مشابه سقف کامپوزیت ساده است، ولی در اجرا تفاوت دارد. به‌طور کلی مزایای این روش در صورت اجرای درست، بیش از سقف‌های کامپوزیت ساده است. در ادامه چند مزیت اصلی این سقف‌ها را بررسی می‌کنیم:

- **اجرای سریع:** به‌خاطر اینکه ورق عرشهٔ فولادی خود نقش قالب را ایفا می‌کند، در اجرای این سقف‌ها نیازی به قالب‌بندی و شمع‌گذاری نیست. بنابراین پس از نصب این ورق‌ها (که بسیار ساده و با سرعت بالا انجام می‌شود)، می‌توان بتن‌ریزی سقف را انجام داد. با توجه به اینکه تجهیزاتی نظیر شمع، قالب و ... برای بتن‌ریزی این سقف‌ها نیاز نیست، پیمانکار توانایی اجرای چند سقف را به‌طور همزمان دارا می‌باشد. دقت شود که در سقف‌های کامپوزیت ساده، نهایتاً ۲ یا ۳ سقف با هم بتن‌ریزی شوند، در حالی‌که در پروژه‌های با سقف عرشه فولادی، ممکن است چندین سقف با هم بتن‌ریزی شوند و این موضوع یکی از مهمترین مزیت‌های آن نسبت به سقف کامپوزیت ساده محسوب می‌شود.
- **هزینهٔ کمتر:** با توجه به سرعت بالای ساخت این سقف‌ها و عدم نیاز به تجهیزات خاص، اجرای این سقف‌ها معمولاً کم هزینه‌تر از سقف‌های کامپوزیت ساده است. همچنین به خاطر ورق‌های کنگره‌ای، فاصلهٔ بتن از محور خنثی افزایش یافته و لنگر خمشی بیشتری توسط مقطع تحمل می‌شود. این موضوع سبب می‌شود که فاصلهٔ تیرچه‌ها در سقف‌های عرشه فولادی بیشتر از سقف‌های کامپوزیت عادی بتواند انتخاب شود. دقت شود حتی اگر دستمزد اجرای این سقف‌ها بیش از سقف‌های کامپوزیت ساده باشد، جبران هزینهٔ ناشی از تسریع روند ساخت، در مجموع برای کارفرما صرفه اقتصادی را به همراه خواهد داشت.
- **سهولت اجرا:** یکی از بزرگترین مزیت‌های این سقف‌ها، عدم استفاده از شمع در اجرای آنهاست. همچنین با توجه به کنار گذاشته شدن برشگیرهای سنتی نظیر ناودانی و استفاده از گلمیخ در این سقف‌ها، علاوه بر نزدیک شدن اصول اجرای سقف‌ها به استانداردها، جوشکاری به حداقل می‌رسد و اجرا آسان می‌گردد.

دقت: توضیحات مفصل و کاملی در مورد المان‌های سقف عرشه فولادی را در قسمت اول پروژه ارائه کردیم.

F-۲- فاز دوم: بررسی مراحل و اصول طراحی سقف‌های کامپوزیت

هدف از فاز دوم

در این فاز قصد داریم به‌صورت مفهومی مراحل طراحی سقف‌های کامپوزیت (سقف کامپوزیت ساده و سقف کامپوزیت عرشه فولادی) را بررسی کرده و اصول کلی حاکم بر طراحی آنها را یاد بگیریم. یادآوری می‌شود که در پروژهٔ اول کتاب از سقف کامپوزیت ساده و در این پروژه از سقف عرشه فولادی استفاده کرده ایم.

مراحل طراحی سقف‌های کامپوزیت

هر چند سقف‌های کامپوزیت ساده و سقف‌های عرشه فولادی تفاوت‌های ظاهری با یکدیگر دارند، ولی مراحل و اصول کلی حاکم بر طراحی آنها بسیار مشابه است و در واقع این دو نوع سقف در اغلب نکات با یکدیگر یکسان هستند. در جدول زیر، مراحل کلی طراحی سقف‌های کامپوزیت به‌ترتیب اولویت انجام آنها در روند طراحی، بیان شده است:

جدول ۴۵: مراحل طراحی سقف‌های کامپوزیت

مرحلهٔ ۱	تعیین ضخامت دال بتنی سقف (و ضخامت عرشه در سقف عرشه فولادی)
مرحلهٔ ۲	تعیین آرماتورهای مورد نیاز در دال بتنی سقف
مرحلهٔ ۳	طراحی تیرچه‌های فولادی سقف برای قبل از گیرش بتن (مرحلهٔ بتن‌ریزی)
مرحلهٔ ۴	طراحی مقطع کامپوزیت سقف برای پس از گیرش بتن
مرحلهٔ ۵	طراحی مقطع برای برش بعد از گیرش و طراحی برشگیرها
مرحلهٔ ۶	کنترل تغییرشکل سقف
مرحلهٔ ۷	کنترل ارتعاش سقف

توجه: در حالت کلی، همهٔ (۷) مرحلهٔ طراحی سقف‌های کامپوزیت می‌تواند به‌صورت دستی انجام گیرد ولی در عمل مهندسان طراحی سازه، با کمک نرم‌افزار، روش‌های سریع‌تری را برای طراحی این سقف‌ها در پیش می‌گیرند. در واقع مراحل (۱) و (۲) در سقف‌های کامپوزیت ساده، براساس محاسبات بسیار سریع دستی (که در پروژهٔ اول آن را مشاهده کردیم) و در سقف‌های عرشه فولادی براساس کاتالوگ‌های موجود از شرکت‌های مجری این سقف‌ها انجام می‌گیرد. مراحل ۳ تا ۷ نیز با کمک نرم‌افزار *ETABS* قابل انجام است. در ادامهٔ بحث، این (۷) مرحله را بررسی خواهیم کرد.

مراحل (۱) و (۲) در طراحی سقف‌های عرشه فولادی

چنانچه قصد داشته باشیم از سقف عرشه فولادی در پروژه استفاده کنیم، مراحل (۱) و (۲) شامل تعیین ضخامت دال بتنی، آرماتورهای دال و ضخامت ورق عرشه خواهد بود. جالب است بدانید که این دو مرحله توسط شرکت‌های مجری سقف عرشه فولادی از قبل انجام شده است و برای تعیین آنها، کافی است به جداول ارائه شده توسط این مجریان مراجعه کنیم. در ادامه یکی از این جداول را به‌طور نمونه مشاهده می‌کنید (اعداد انتخاب شده بر روی شکل در مثال ارائه شده در صفحهٔ بعد کاربرد دارد):

با مش - جدول مرجع سریع

حداکثر دهانه (m)

تکیه‌گاه موقت (شمع‌بندی)	دهانه	نرخ آتش‌سوزی	ضخامت دال (mm)	مش	ضخامت عرشه (mm)	0.9			1.0			1.1			1.2		
					مجموع بارهای وارده (kN/m^2)	3.5	5.0	10.0	3.5	5.0	10.0	3.5	5.0	10.0	3.5	5.0	10.0
بدون تکیه‌گاه موقت	دال و عرشه تک‌دهانه	1 hr	130	A142		3.1	3.1	2.3	3.2	3.2	2.3	3.3	3.3	2.4	3.4	3.4	2.5
			130	A252		3.1	3.1	2.6	3.2	3.2	2.7	3.3	3.3	2.7	3.4	3.4	2.8
			160	A252		2.9	2.9	2.9	3.0	3.0	3.0	3.1	3.1	3.0	3.2	3.2	3.1
		1.5 hr	140	A193		3.0	2.9	2.1	3.1	3.0	2.2	3.2	3.1	2.2	3.3	3.1	2.3
			170	A252		2.8	2.8	2.4	2.9	2.9	2.5	3.0	3.0	2.5	3.1	3.1	2.6
		2 hr	150	A193		2.8	2.5	1.9	2.9	2.5	1.9	3.0	2.5	1.9	3.0	2.6	1.9
			180	A252		2.7	2.7	2.1	2.8	2.8	2.1	3.0	3.0	2.2	3.0	3.0	2.2
	دال و عرشه دودهانه	1 hr	130	A142		3.6	3.6	2.	3.8	3.8	2.8	3.9	3.9	2.9	4.0	3.9	2.9
			130	A252		3.6	3.6	3.2	3.9	3.9	3.2	3.9	3.9	3.3	4.0	4.0	3.3
			160	A252		3.3	3.3	3.3	3.7	3.7	3.7	3.8	3.8	3.8	3.9	3.9	3.8
		1.5 hr	140	A193		3.5	3.5	2.6	3.8	3.6	2.6	3.9	3.6	2.7	4.0	3.6	2.7
			170	A252		3.2	3.2	3.2	3.6	3.6	3.2	3.8	3.8	3.3	3.9	3.9	3.3
		2 hr	150	A193		3.4	3.0	2.3	3.5	3.1	2.3	3.5	3.1	2.4	3.5	3.1	2.4
			180	A252		3.1	3.1	2.8	3.5	3.5	2.8	3.7	3.7	2.9	3.8	3.8	2.9
یک ردیف تکیه‌گاه موقت	دال و عرشه دودهانه	1 hr	130	A393		4.6	4.1	3.2	4.7	4.2	3.3	4.8	4.3	3.3	4.8	4.3	3.4
			160	2xA252		5.0	4.5	3.6	5.1	4.6	3.7	5.2	4.7	3.7	5.2	4.7	3.8
		1.5 hr	140	A393		4.1	3.7	2.9	4.1	3.7	2.9	4.2	3.8	2.9	4.2	3.8	3.0
			170	2xA252		4.3	3.9	3.1	4.4	4.0	3.2	4.5	4.1	3.2	4.5	4.1	3.3
		2 hr	150	A393		3.7	3.3	2.6	3.7	3.4	2.6	3.8	3.4	2.7	3.8	3.4	2.7
			180	2xA252		3.9	3.5	2.8	3.9	3.6	2.9	4.0	3.6	2.9	4.0	3.6	2.9

جدول مش

نوع مش	A142	A193	A252	A393
شبکه میلگرد	ϕ6mm@200	ϕ7@200mm	ϕ8@200mm	ϕ10@200mm

شکل ۱۶۸: جدول محاسبهٔ سریع ضخامت ورق و مش میلگرد

☒ مشخصات مقطع (درواحد عرض)

ظرفیت لنگرنهایی (kNm/m)		ممان اینرسی	ارتفاع تا محور خنثی	سطح مقطع فولاد	وزن پروفیل	ضخامت طراحی	ضخامت اسمی
میانی	انتهایی	(cm^4/m)	(mm)	(mm^2/m)	(kN/m_2)	(mm)	(mm)
7.50	9.30	92.77	29.6	1276	0.103	0.86	0.90
9.36	11.27	106.15	30.5	1424	0.114	0.96	1.00
11.21	13.24	119.53	31.2	1572	0.125	1.06	1.10
13.07	15.21	132.91	31.7	1721	0.137	1.16	1.20

شکل ۱۶۹: جدول مشخصات ورق‌های عرشه

برای استفاده از جدول نشان داده شده در شکل (۱۶۸) و موارد مشابه با آن، نکات زیر قابل ذکر است:

۱) سقف‌های عرشه فولادی غالباً بدون **تکیه‌گاه موقت** (بدون شمع در زیر تیرچه‌ها) اجرا می‌شوند و معمولاً دال و عرشه تک دهانه هستند. پس این بخش از جداول باید مدنظر قرار گیرد.

۲) ضخامت فلز عرشه، معمولاً در بازهٔ ۰/۹ تا ۱/۲ میلی‌متر قابل انتخاب است ولی معمولاً کارفرمایان ترجیح می‌دهند که از عرشه‌هایی با ضخامت کمتر استفاده کنند (برای کاهش وزن ورق و در نتیجه کاهش هزینه). استفاده از عرشه با ضخامت $1mm$ در سقف‌ها رایج است.

۳) مقدار مش حرارتی برای هر حالت، با کمک جدول از قبل مشخص گردیده و دیگر نیازی به محاسبهٔ دستی آن نیست.

۴) در مورد نرخ آتش‌سوزی (مقاومت در برابر آتش بر حسب ساعت) و ضخامت دال باید گفت که هر ردیفی از جدول با توجه به خواستهٔ طراح و کارفرما قابل انتخاب است. مقدار بارهای ثقلی وارد بر کف نیز به راحتی با یک محاسبهٔ سرانگشتی قابل انتخاب می‌باشد.

با توجه به نکات فوق، برای استفاده از این جدول کافی است یکی از ردیف‌ها و یکی از ستون‌های جدول براساس قضاوت مهندسی تعیین شود و در نتیجه عدد حداکثر دهانه برحسب متر به‌دست می‌آید که نشان‌دهندهٔ حداکثر فاصلهٔ مجاز تیرچه‌ها در سقف عرشه فولادی است. به‌طور مثال در جدول صفحهٔ قبل در صورتی‌که فرضیات زیر در نظر گرفته شود، حداکثر فاصلهٔ مجاز تیرچه‌ها در سقف عرشه فولادی برابر ۳ متر خواهد بود و باید از مش حرارتی $\Phi 8@200mm$ در دال استفاده شود:

۱) سقف بدون شمع‌بندی اجرا شود و دال و عرشه تک دهانه باشند.

۲) نرخ آتش‌سوزی یک ساعت انتخاب شود و ضخامت دال ۱۶۰ میلی‌متر باشد.

۳) ضخامت فلز عرشه ۱ میلی‌متر باشد و بارهای ثقلی سقف برابر $10\,kN/m^2$ ($1000\,kgf/m^2$) باشند.

دقت: روند انتخاب اعداد فوق، در شکل (۱۶۸) نشان داده شده است.

دقت: نحوهٔ انجام مراحل (۱) و (۲) در سقف کامپوزیت ساده را در پروژهٔ اول کتاب انجام دادیم.

کمی دقت

پیش از شروع توضیحات مربوط به گام‌های بعدی و طراحی سقف عرشه فولادی، لازم است تفاوت مفهومی بین مراحل (۳) و (۴) را بیان کنیم.

در سقف‌های کامپوزیت پس از نصب تیرچه‌های فولادی و بتن‌ریزی دال، مدت زمانی طول می‌کشد تا بتن به مقاومت کافی برسد. در این مدت بارهای وارده باید توسط تیرچه‌های فولادی (به تنهایی) تحمل شوند زیرا بتن مقاومت سازه‌ای ندارد. پس از گیرش بتن، تیرچه‌های فولادی و دال بتنی به سبب وجود برشگیر بین آنها، به‌صورت یکپارچه عمل می‌کنند (اصطلاحاً مقطع کامپوزیت تشکیل می‌دهند) و می‌توانند بارهای وارده را به کمک یکدیگر تحمل کنند. از همین‌رو طراحی مقاومتی سقف‌های کامپوزیت در دو فاز زیر انجام می‌گیرد:

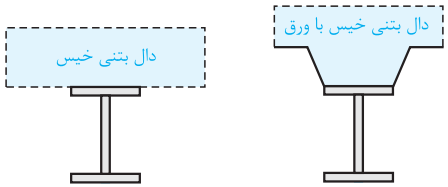
۱- طراحی مقاومتی در فاز قبل از گیرش بتن که برای بارهای مرتبط با آن انجام می‌شود.

۲- طراحی مقاومتی در فاز پس از گیرش بتن که برای بارهای مرتبط با آن انجام شود.

مرحلهٔ ۳: طراحی مقطع برای خمش قبل از گیرش بتن

برای طراحی تیر در این مرحله، توجه به نکات زیر ضروری است:

۱- در این مرحله، هنوز کل بار مرده و زندهٔ وارد بر سازه، به کف اعمال نشده است. در واقع بارهای مردهٔ وارد بر سقف در این مرحله، تنها ناشی از وزن بتن تازه، وزن پروفیل تیرچه و وزن عرشه فولادی یا قالب‌های چوبی در سقف کامپوزیت سنتی است. از سوی دیگر، وزن کارگران و تجهیزات اجرایی، به‌عنوان بار زنده محسوب می‌شود. مقطع فولادی تیرچه که در شکل مقابل مشاهده می‌کنید، باید بتواند لنگر خمشی و نیروی برشی ناشی از بارهای فوق را تحمل کند.



شکل ۱۷۰: بررسی مقطع قبل از گیرش بتن

توجه: واضح است که اگر در هنگام اجرای سقف کامپوزیت از شمع‌بندی در زیر تیرچه‌ها استفاده شده باشد، بخش قابل توجهی از بارهای فوق توسط شمع‌ها تحمل شده و لذا می‌توان مقطع کوچکتری را برای تیرچه‌های فولادی طراحی نمود.

۲- در این مرحله، پروفیل فولادی به‌دلیل وجود عرشهٔ روی تیر (و همچنین حضور قالب‌های چوبی در کامپوزیت سنتی) با یک نگاه تقریبی مهار جانبی شده محسوب می‌شود و می‌توان ظرفیت خمشی تیر در این مرحله را به‌صورت دست بالا برابر ZF_y در نظر گرفت.

۳- با توجه به موارد قبل، یک تخمین اولیه برای مقطع پروفیل فولادی، به‌صورت زیر محاسبه می‌شود:

مقطع اولیه برای تیرچه‌ها به‌صورت تقریبی انتخاب می‌شود. $M_{u_1} \le \phi_b Z F_y \Rightarrow Z_{min} = \dfrac{M_{u_1}}{\phi_b F_y} \Rightarrow$

M_{u_1}: لنگر ضریب‌دار وارد بر تیر، قبل از گیرش بتن

$$M_{u_1} = q_{u_1} \frac{L^2}{8} \quad , \quad q_{u_1} = [1/2 \times (\text{وزن مرده سطحی قبل از گیرش بتن}) + 1/6 \times (\text{وزن زنده سطحی قبل از گیرش بتن})] \times \text{عرض بارگیر تیر}$$

اغلب برابر فاصله تیرچه‌ها از یکدیگر

تخمین خیز قبل از عملکرد مرکب

کنترل خیز در سقف‌های کامپوزیت براساس بند (۱۰-۲-۱۰-۲) مبحث دهم مقررات ملی ساختمان می‌باشد که به‌طور کلی برای حالت بعد از گیرش بتن چک می‌شود (این موضوع را در ادامه بحث مطرح خواهیم کرد). با این وجود، با توجه به *AISC Design Guide 3*، قبل از گیرش بتن هم کنترل خیز به‌صورت زیر قابل انجام است. این موضوع در صورت کنترل شدن، ممکن است مقطعی که از تخمین فوق به‌دست آوردیم را تغییر دهد.

$$\Delta_{nc} = \frac{5 q_D L^4}{384 EI} < \frac{L}{360}$$

Δ_{nc}: خیز تیر قبل از عملکرد مرکب (*not composite*)

q_D: بار مردهٔ مؤثر بر عرض بارگیر قبل از گیرش بتن

L: طول تیرچهٔ فولادی

E: مدول الاستیسیتهٔ فولاد ($2\times10^6\ kgf/cm^2 = 2\times10^5\ MPa$)

I: ممان اینرسی تیرچهٔ فولادی به تنهایی

۱ در صورت برقرار نبودن رابطهٔ فوق، یا باید مقطع را قوی‌تر کرد و یا از پیش‌خیز در سقف استفاده کرد که البته دادن پیش‌خیز، با عرف اجرایی کشورمان چندان همخوانی ندارد.

۲ این موضوع به‌طور پیش‌فرض در *ETABS* نیز انجام نمی‌شود ولی در صورت تمایل، می‌توانیم با تنظیماتی آن را انجام دهیم که در ادامه آن را مشاهده خواهید کرد.