

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ



دانشکده مهندسی عمران و معماری

گروه عمران

سقف‌های مرکب با عملکرد دوطرفه

محسن رضاپور کجیدی

استاد راهنما :

جناب آقای دکتر وحیدرضا کلات جاری

پایان نامه جهت اخذ درجه کارشناسی ارشد

بهمن ۱۳۹۴

تقدیم با بوسه بر دستان پدرم

به او که نمی‌دانم از بزرگی‌اش بگویم یا مردانگی، سخاوت، سکوت، مهربانی ...

پدرم راه تمام زندگیست

پدرم دلخوشی همیشگیست

تقدیم به مادر عزیزتر از جانم

مادرم ، هستی من ز هستی توست، تا هستم و هستی دارمت دوست

غمگسار جاودانی مادر است

چشم سار مهربانی مادر است

سپاس

از زحمات و الطاف استاد بزرگوار، جناب آقای دکتر کلات‌جاری که در
زمان انجام این تحقیق، دلسوزانه و بردبارانه مرا یاری نمودند و تحت
حمایت و پشتیبانی قرار دادند صمیمانه قدردانی می‌نمایم...

تعهد نامه

اینجانب **محسن رضاپور کجیدی** دانشجوی دوره کارشناسی ارشد رشته مهندسی عمران (سازه) دانشکده مهندسی عمران و معماری دانشگاه صنعتی شاهرود نویسنده پایان نامه "سقف های مرکب با عملکرد دو طرفه" تحت راهنمایی دکتر وحیدرضا کلات جاری، متعهد می شوم.

- تحقیقات در این پایان نامه توسط اینجانب انجام شده است و از صحت و اصالت برخوردار است.
- در استفاده از نتایج پژوهشهای محققان دیگر به مرجع مورد استفاده استناد شده است.
- مطالب مندرج در پایان نامه تاکنون توسط خود یا فرد دیگری برای دریافت هیچ نوع مدرک یا امتیازی در هیچ جا ارائه نشده است.
- کلیه حقوق معنوی این اثر متعلق به دانشگاه صنعتی شاهرود می باشد و مقالات مستخرج با نام « دانشگاه صنعتی شاهرود » و یا « Shahrood University of Technology » به چاپ خواهد رسید.
- حقوق معنوی تمام افرادی که در به دست آمدن نتایج اصلی پایان نامه تأثیرگذار بوده اند در مقالات مستخرج از پایان نامه رعایت می گردد.
- در کلیه مراحل انجام این پایان نامه ، در مواردی که از موجود زنده (یا بافتهای آنها) استفاده شده است ضوابط و اصول اخلاقی رعایت شده است.
- در کلیه مراحل انجام این پایان نامه، در مواردی که به حوزه اطلاعات شخصی افراد دسترسی یافته یا استفاده شده است اصل رازداری ، ضوابط و اصول اخلاق انسانی رعایت شده است .

تاریخ ۱۳۹۴/۱۱/۲۷

امضای دانشجو

مالکیت نتایج و حق نشر

- کلیه حقوق معنوی این اثر و محصولات آن (مقالات مستخرج، کتاب، برنامه های رایانه ای، نرم افزار ها و تجهیزات ساخته شده است) متعلق به دانشگاه صنعتی شاهرود می باشد. این مطلب باید به نحو مقتضی در تولیدات علمی مربوطه ذکر شود.
- استفاده از اطلاعات و نتایج موجود در پایان نامه بدون ذکر مرجع مجاز نمی باشد.

چکیده

سقف‌های مرکب نسبت به سیستم‌های سنتی اجرای سقف، مانند سیستم تیرچه‌بلوک دارای مزیت‌های اقتصادی و اجرایی فراوان می‌باشد. به منظور بهبود شرایط سقف‌های مرکب که دارای عملکرد یک‌طرفه هستند، عملکرد دوطرفه برای این سیستم پیشنهاد شده است. با استفاده از ضوابط حاکم بر سقف‌های مرکب و مدلسازی‌های گوناگون، تنش‌ها و تغییرمکان‌ها در سیستم جدید مورد بحث و بررسی قرار گرفته است. با توجه به مقایسه‌های انجام شده بین عملکرد یک‌طرفه و دوطرفه‌ی سقف‌های مرکب، نتیجه شد که مقدار نسبت تنش‌ها و فولاد مصرفی برای تیرهای فرعی، به ترتیب $11/34$ و $10/4$ درصد کاهش و میزان فرکانس 14 درصد افزایش یافته است. بنابراین عملکرد دوطرفه دارای مزایای اقتصادی و سازه‌ای بیشتری نسبت به عملکرد یک‌طرفه می‌باشد.

کلمات کلیدی : سقف‌های کامپوزیت، عملکرد دوطرفه، نرم‌افزار ETABS، نرم‌افزار ABAQUS.

فهرست مطالب

عنوان.....صفحه

فصل اول

- ۱-۱-مقدمه.....۲
- ۲-۱-مروری بر مطالعات گذشته.....۴

فصل دوم

- ۱-۲-تئوری رفتار تیرهای مرکب.....۸
- ۲-۲-اتصالات برشی.....۱۱
- ۳-۲-مزایا و معایب تیرهای مرکب.....۱۲
- ۴-۲-عرض موثر دال بتنی.....۱۴
- ۵-۲-خصوصیات هندسی مقطع تبدیل یافته.....۱۵
- ۶-۲-محاسبه‌ی تنش در مقطع تیر مرکب با اتصالات برشی.....۱۸
- ۶-۲-۱-تنش‌ها در مقطع تیر مرکب بدون استفاده از شمع‌بندی.....۱۸
- ۶-۲-۲-تنش در مقطع تیر مرکب با استفاده از شمع‌بندی.....۲۰
- ۷-۲-تنش‌های مجاز در تیرهای مرکب با اتصالات برشی.....۲۱
- ۸-۲-طراحی اتصالات برشی.....۲۲
- ۹-۲-تیرهای مرکب با عرشه‌های فولادی.....۲۸
- ۱۰-۲-شرایط لازم برای عملکرد مرکب.....۳۰
- ۱۱-۲-ضوابط لازم برای تیر مرکب برای عرشه‌ی فولادی عمود بر محور تیر.....۳۱
- ۱۲-۲-ضوابط لازم برای تیر مرکب با عرشه‌ی فولادی موازی محور تیر.....۳۲
- ۱۳-۲-کنترل برش در تیرهای مرکب.....۳۴
- ۱۴-۲-کنترل تغییر مکان در تیرهای مرکب.....۳۵

فصل سوم

۳۸.....	۱-۳-۱- مراحل مدل‌سازی سقف مرکب با عملکرد یک‌طرفه توسط ETABS
۳۸.....	۱-۳-۱- شروع ساخت مدل.....
۳۸.....	۱-۳-۲- تعریف مشخصات مدل.....
۴۲.....	۱-۳-۳- ترسیم مدل و اختصاص مشخصات به اعضا.....
۴۳.....	۱-۳-۴- اختصاص بارها.....
۴۴.....	۱-۳-۵- انجام عملیات تحلیل.....
۴۸.....	۱-۳-۶- انجام عملیات طراحی.....
۵۱.....	۱-۳-۷- خروجی نرم‌افزار.....
۵۴.....	۲-۳-۱- مراحل مدل‌سازی سقف مرکب با عملکرد دوطرفه توسط ETABS
۵۴.....	۲-۳-۱- شروع ساخت مدل.....
۵۴.....	۲-۳-۲- تعریف مشخصات مدل.....
۵۶.....	۲-۳-۳- معرفی مصالح.....
۵۶.....	۲-۳-۴- ترسیم مدل و اختصاص مشخصات به اعضا.....
۵۷.....	۲-۳-۵- اختصاص بارها.....
۵۹.....	۲-۳-۶- انجام عملیات تحلیل.....
۶۲.....	۲-۳-۷- انجام عملیات طراحی.....
۶۳.....	۲-۳-۸- خروجی نرم‌افزار.....
۶۴.....	۳-۳-۱- نحوه‌ی مدل‌سازی سقف‌های مرکب توسط Abaqus
۶۵.....	۳-۳-۱- ساخت هندسه‌ی مدل.....
۶۷.....	۳-۳-۲- تعریف خصوصیات مصالح، سطح مقطع و نسبت دادن آن‌ها به هندسه‌ی ایجاد شده.....
۷۰.....	۳-۳-۳- سرهم‌بندی پارت‌ها.....
۷۱.....	۳-۳-۴- تعیین نوع تحلیل و خروجی‌های مورد نیاز.....

۷۲.....	۵-۳-۳- تعیین اندرکنش و قیدهای مربوطه.....
۷۳.....	۶-۳-۳- تعریف بارها و شرایط تکیه گاهی.....
۷۶.....	۷-۳-۳- مش بندی قسمت های مختلف مدل.....
۷۷.....	۸-۳-۳- تعریف Job.....
۷۷.....	۹-۳-۳- خروجی نرم افزار.....
۷۸.....	۴-۳-۴- نتایج.....

فصل چهارم

۹۸.....	۱-۴- عملکرد یک طرفه با عرشه ی یک طرفه- IPE ۳۶۰.....
۱۰۸.....	۲-۴- عملکرد دو طرفه با عرشه ی دو طرفه- IPE ۳۶۰.....
۱۱۶.....	۳-۴- عملکرد دو طرفه با عرشه ی دو طرفه- IPE ۳۳۰.....
۱۲۵.....	۴-۴- عملکرد یک طرفه با عرشه ی یک طرفه- IPE ۳۶۰.....
۱۲۶.....	۵-۴- عملکرد دو طرفه با عرشه ی دو طرفه- IPE ۳۶۰.....
۱۲۸.....	۶-۴- عملکرد دو طرفه با عرشه ی دو طرفه- IPE ۳۳۰.....
۱۲۹.....	۷-۴- عملکرد دو طرفه با عرشه ی یک طرفه- IPE ۳۶۰.....
۱۳۱.....	۸-۴- عملکرد دو طرفه با عرشه ی یک طرفه- IPE ۳۳۰.....

فصل پنجم

۱۳۶.....	۱-۵- نتیجه گیری.....
۱۳۸.....	۲-۵- پیشنهاد برای تحقیقات آینده.....
۱۳۹.....	۳-۵- مراجع.....

فهرست تصاویر

عنوان..... صفحه

فصل اول

- شکل ۱-۱- اجزای تشکیل دهنده ی سقف مرکب ۲
- شکل ۲-۱- سقف مرکب با عملکرد دو طرفه با تیرچه ها ی با جان باز..... ۵

فصل دوم

- شکل ۱-۲ - رفتار تیر ساخته شده از بتن و فولاد با عملکرد غیر مرکب..... ۹
- شکل ۲-۲- رفتار تیر ساخته شده از بتن و فولاد با عملکرد مرکب..... ۱۰
- شکل ۳-۲- توسعه ی نیروهای برشی در محل اتصال بتن و فولاد در اثر عملکرد مرکب تیر..... ۱۰
- شکل ۴-۲- انواع اتصالات برشی رایج در تیرهای مرکب..... ۱۲
- شکل ۵-۲ - عرض موثر b_e در سیستم تیر مرکب..... ۱۴
- شکل ۶-۲- نیمرخ مرکب تحت لنگر خمشی مثبت..... ۱۶
- شکل ۷-۲- نیمرخ مرکب تحت تاثیر لنگر خمشی منفی..... ۱۷
- شکل ۸-۲ - نحوه ی قرار گرفتن گل میخ ها در تیر مرکب..... ۲۶
- شکل ۹-۲ - انواع رایج عرشه های فولادی در ساخت تیر مرکب..... ۲۹
- شکل ۱۰-۲- اجرای تیر فولادی با عرشه ی عمود و موازی محور تیر..... ۳۰
- شکل ۱۱-۲- ضوابط مربوط به ابعاد عرشه و گل میخ ها..... ۳۰
- شکل ۱۲-۲ - تیر مرکب با عرشه ی فولادی عمود بر محور تیر..... ۳۱
- شکل ۱۳-۲ - مقطع محاسباتی و محل قطع کنگره تیر مرکب با عرشه ی فولادی موازی محور تیر..... ۳۲
- شکل ۱۴-۲- حداقل عرض ماهیچه در روی تکیه گاه..... ۳۳

فصل سوم

- شکل ۱-۳- مشخصات مصالح بتنی و فولادی..... ۳۹
- شکل ۲-۳- مشخصات IPE۳۶۰..... ۴۰

- شکل ۳-۳- مشخصات عرشه‌ی یک طرفه..... ۴۱
- شکل ۳-۴- بارهای استاتیکی معرفی شده..... ۴۲
- شکل ۳-۵- مشخصات سازه در حالت عملکرد یک طرفه با عرشه‌ی یک طرفه..... ۴۳
- شکل ۳-۶- اختصاص بار SD ۴۴
- شکل ۳-۷- اختصاص بار زنده..... ۴۴
- شکل ۳-۸- شکل تغییر شکل یافته‌ی سازه..... ۴۵
- شکل ۳-۹- خروجی تحلیل ناشی از بار مرده..... ۴۶
- شکل ۳-۱۰- خروجی تحلیل ناشی از بار زنده..... ۴۷
- شکل ۳-۱۱- خروجی تحلیل ناشی از بار SD..... ۴۷
- شکل ۳-۱۲- طراحی تیرها به صورت کامپوزیت..... ۴۸
- شکل ۳-۱۳- تنظیمات تب Beam..... ۴۹
- شکل ۳-۱۴- تنظیمات تب Deflection..... ۵۰
- شکل ۳-۱۵- تنظیمات مربوط به ترکیبات بارهای طراحی..... ۵۱
- شکل ۳-۱۶- شکل مدل پس از طراحی..... ۵۱
- شکل ۳-۱۷- جزئیات مربوط به خصوصیات سازه و مقطع مقاوم..... ۵۲
- شکل ۳-۱۸- جزئیات مربوط به تنش ۵۳
- شکل ۳-۱۹- جزئیات مربوط به تغییر مکان..... ۵۳
- شکل ۳-۲۰- مشخصات عرشه‌ی دو طرفه..... ۵۵
- شکل ۳-۲۱- بارهای استاتیکی معرفی شده..... ۵۶
- شکل ۳-۲۲- مشخصات سازه در حالت عملکرد دو طرفه با عرشه‌ی دو طرفه..... ۵۷
- شکل ۳-۲۳- اختصاص بار مرده..... ۵۸
- شکل ۳-۲۴- اختصاص بار SD ۵۸
- شکل ۳-۲۵- اختصاص بار زنده ۵۹
- شکل ۳-۲۶- شکل تغییر شکل یافته‌ی سازه..... ۵۹

- شکل ۳-۲۷- خروجی تحلیل ناشی از بار مرده..... ۶۱
- شکل ۳-۲۸- خروجی تحلیل ناشی از بار SD..... ۶۱
- شکل ۳-۲۹- خروجی تحلیل ناشی از بار زنده..... ۶۲
- شکل ۳-۳۰- سقف مدل شده برای عرشه یک طرفه..... ۶۵
- شکل ۳-۳۱- سقف مدل شده برای عرشه دو طرفه..... ۶۶
- شکل ۳-۳۲- پروفیل..... ۶۶
- شکل ۳-۳۳- خصوصیات مصالح فولادی..... ۶۸
- شکل ۳-۳۴- خصوصیات مصالح بتنی..... ۶۹
- شکل ۳-۳۵- تعریف سطح مقطع..... ۶۹
- شکل ۳-۳۶- شکل مدل در حالت عملکرد یک طرفه و دوطرفه..... ۷۰
- شکل ۳-۳۷- تعیین نوع تحلیل..... ۷۱
- شکل ۳-۳۸- محل اتصال تیرها به یکدیگر..... ۷۲
- شکل ۳-۳۹- اشکال گوناگون اتصال صلب..... ۷۳
- شکل ۳-۴۰- درجات آزادی در تکیه گاهها..... ۷۴
- شکل ۳-۴۱- نحوه ی اعمال بار مرده ی سازه..... ۷۴
- شکل ۳-۴۲- شکل کلی مدل پس از اعمال بارها و شرایط تکیه گاهی..... ۷۶
- شکل ۳-۴۳- شکل کلی مدل پس از مش بندی..... ۷۶
- شکل ۳-۴۴- فرکانس عملکرد یک طرفه با عرشه ی یک طرفه..... ۸۶
- شکل ۳-۴۵- فرکانس عملکرد دو طرفه با عرشه ی دوطرفه (IPE۳۶۰)..... ۸۶
- شکل ۳-۴۶- فرکانس عملکرد دو طرفه با عرشه ی دوطرفه (IPE۳۳۰)..... ۸۸
- شکل ۳-۴۷- فرکانس عملکرد دو طرفه با عرشه ی یک طرفه (IPE۳۶۰)..... ۹۳
- شکل ۳-۴۸- فرکانس عملکرد دو طرفه با عرشه ی یک طرفه (IPE۳۳۰)..... ۹۳
- شکل ۳-۴۹- مقدار لنگر منفی برای بار مرده (IPE۳۶۰) در ابتدای تیر در حالت صلب..... ۹۴
- شکل ۳-۵۰- مقدار لنگر مثبت برای بار مرده (IPE۳۶۰) در وسط تیر در حالت صلب..... ۹۴

شکل ۳-۵۱- مقدار لنگر منفی برای بار مرده (IPE۳۶۰) در ابتدای تیر در حالت مفصلی.....۹۵

شکل ۳-۵۲- مقدار لنگر مثبت برای بار مرده (IPE۳۶۰) در وسط تیر در حالت مفصلی.....۹۶

فصل چهارم

شکل ۴-۱- مشخصات سازه در حالت عملکرد یک طرفه با عرشه‌ی یک طرفه.....۹۸

شکل ۴-۲- جزئیات مربوط به خصوصیات سازه و مقطع مقاوم.....۱۰۱

شکل ۴-۳- خروجی تحلیل ناشی از بار مرده.....۱۰۲

شکل ۴-۴- خروجی تحلیل ناشی از بار زنده.....۱۰۲

شکل ۴-۵- خروجی تحلیل ناشی از بار SD.....۱۰۳

شکل ۴-۶- جزئیات مربوط به تنش۱۰۵

شکل ۴-۷- جزئیات مربوط به تغییر مکان.....۱۰۶

شکل ۴-۸- مشخصات سازه در حالت عملکرد دو طرفه با عرشه‌ی دو طرفه.....۱۰۸

شکل ۴-۹- خروجی تحلیل ناشی از بار مرده.....۱۱۱

شکل ۴-۱۰- خروجی تحلیل ناشی از بار زنده.....۱۱۲

شکل ۴-۱۱- خروجی تحلیل ناشی از بار SD.....۱۱۲

شکل ۴-۱۲- مشخصات سازه در حالت عملکرد دو طرفه با عرشه‌ی دو طرفه.....۱۱۷

شکل ۴-۱۳- خروجی تحلیل ناشی از بار مرده.....۱۲۰

شکل ۴-۱۴- خروجی تحلیل ناشی از بار زنده.....۱۲۰

شکل ۴-۱۵- خروجی تحلیل ناشی از بار SD.....۱۲۱

فهرست جداول

عنوان..... صفحه

فصل دوم

جدول ۱-۲- نیروی برشی افقی مجاز برای اتصالات برشی بر حسب kg..... ۲۵

جدول ۲-۲- ضرایب مورد استفاده برای بتن با وزن مخصوص حداقل 1440 kg/m^3 ۲۵

فصل سوم

جدول ۱-۳- خروجی بارهای نرم افزار ETABS برای عملکرد یک طرفه با عرشه‌ی یک طرفه ناشی از تحلیل..... ۴۵

جدول ۲-۳- خروجی تغییر مکان‌های نرم افزار ETABS برای عملکرد یک طرفه با عرشه‌ی یک طرفه ناشی از تحلیل..... ۴۶

جدول ۳-۳- خروجی بارهای نرم افزار ETABS برای عملکرد دو طرفه با عرشه‌ی دو طرفه ناشی از تحلیل..... ۶۰

جدول ۴-۳- خروجی تغییر مکان‌های نرم افزار ETABS برای عملکرد دو طرفه با عرشه‌ی دو طرفه ناشی از تحلیل..... ۶۰

جدول ۵-۳- خروجی نرم افزار ETABS برای تنش‌ها در عملکرد دو طرفه با عرشه دو طرفه (IPE۳۶۰)..... ۶۳

جدول ۶-۳- خروجی نرم افزار ETABS برای تغییر مکان‌ها در عملکرد دو طرفه با عرشه دو طرفه (IPE۳۶۰)..... ۶۴

جدول ۷-۳- تنش‌ها در Abaqus و ETABS برای عملکرد یک طرفه با عرشه یک طرفه (IPE۳۶۰)..... ۷۸

جدول ۸-۳- تغییر مکان‌ها در Abaqus و ETABS برای عملکرد یک طرفه با عرشه یک طرفه (IPE۳۶۰)..... ۷۸

جدول ۹-۳- تنش‌ها در Abaqus و ETABS برای عملکرد دو طرفه با عرشه دو طرفه (IPE۳۶۰)..... ۷۹

جدول ۱۰-۳- تغییر مکان‌ها در Abaqus و ETABS برای عملکرد دو طرفه با عرشه دو طرفه (IPE۳۶۰)..... ۸۰

جدول ۳-۱۱- مقایسه‌ی تنش‌ها در ETABS برای عملکرد یک‌طرفه با عرشه یک طرفه و عملکرد دوطرفه با عرشه دو طرفه (IPE۳۶۰).....	۸۲
جدول ۳-۱۲- مقایسه‌ی تغییر مکان‌ها در ETABS برای عملکرد یک‌طرفه با عرشه یک طرفه و عملکرد دوطرفه با عرشه دو طرفه (IPE۳۶۰).....	۸۳
جدول ۳-۱۳- مقایسه‌ی تنش‌ها در Abaqus برای عملکرد یک‌طرفه با عرشه یک طرفه و عملکرد دوطرفه با عرشه دو طرفه (IPE۳۶۰).....	۸۴
جدول ۳-۱۴- مقایسه‌ی تغییر مکان‌ها در Abaqus برای عملکرد یک‌طرفه با عرشه یک طرفه و عملکرد دوطرفه با عرشه دو طرفه (IPE۳۶۰).....	۸۵
جدول ۳-۱۵- تنش‌ها در Abaqus و ETABS برای عملکرد دوطرفه با عرشه دوطرفه (IPE۳۳۰).....	۸۷
جدول ۳-۱۶- تغییر مکان‌ها در Abaqus و ETABS برای عملکرد دوطرفه با عرشه دوطرفه (IPE۳۳۰).....	۸۸
جدول ۳-۱۷- مقایسه‌ی تنش‌ها در ABAQUS برای عملکرد دوطرفه با عرشه دو طرفه و عملکرد دوطرفه با عرشه یک طرفه (IPE۳۶۰).....	۹۰
جدول ۳-۱۸- تغییر مکان‌ها در ABAQUS برای عملکرد دوطرفه با عرشه دو طرفه و عملکرد دوطرفه با عرشه یک طرفه (IPE۳۶۰).....	۹۰
جدول ۳-۱۹- تنش‌ها در ABAQUS برای عملکرد دوطرفه با عرشه دو طرفه و عملکرد دوطرفه با عرشه یک طرفه (IPE۳۳۰).....	۹۱
جدول ۳-۲۰- تغییر مکان‌ها در ABAQUS برای عملکرد دوطرفه با عرشه دو طرفه و عملکرد دوطرفه با عرشه یک طرفه (IPE۳۳۰).....	۹۱

فصل چهارم

جدول ۴-۱- خروجی نرم‌افزار ETABS برای تنش‌ها در عملکرد یک‌طرفه با عرشه یک طرفه (IPE۳۶۰).....	۱۰۷
جدول ۴-۲- خروجی نرم‌افزار ETABS برای تغییر مکان‌ها در عملکرد یک‌طرفه با عرشه یک طرفه (IPE۳۶۰).....	۱۰۷
جدول ۴-۳ - خروجی نرم‌افزار ETABS برای تنش‌ها در عملکرد دو طرفه با عرشه دو طرفه (IPE۳۶۰).....	۱۱۵

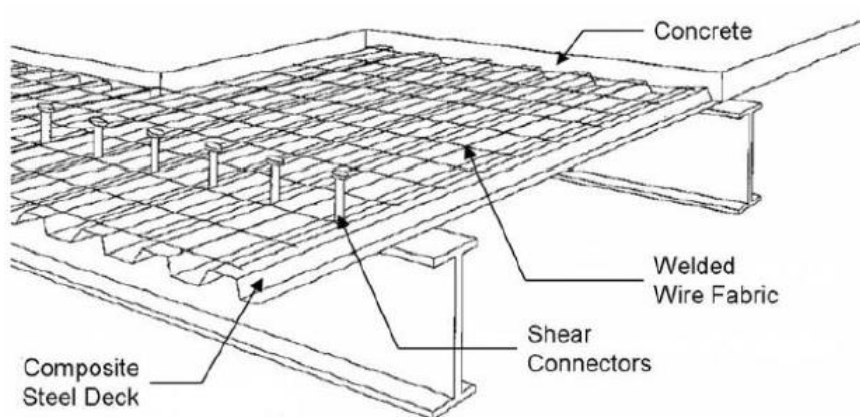
جدول ۴-۴- خروجی نرم افزار ETABS برای تغییر مکان ها در عملکرد دوطرفه با عرشه دوطرفه	(IPE۳۶۰).....
۱۱۶.....	
جدول ۴-۵- خروجی نرم افزار ETABS برای تنش ها در عملکرد دوطرفه با عرشه دو طرفه	(IPE۳۳۰).....
۱۲۴.....	
جدول ۴-۶- خروجی نرم افزار ETABS برای تغییر مکان ها در عملکرد دوطرفه با عرشه دو طرفه	(IPE۳۳۰).....
۱۲۴.....	
جدول ۴-۷- خروجی نرم افزار ABAQUS برای تنش ها در عملکرد یک طرفه با عرشه یک طرفه	(IPE۳۶۰).....
۱۲۵.....	
جدول ۴-۸- خروجی نرم افزار ABAQUS برای تغییر مکان ها در عملکرد یک طرفه با عرشه یک طرفه	(IPE۳۶۰).....
۱۲۶.....	
جدول ۴-۹- خروجی نرم افزار ABAQUS برای تنش ها در عملکرد دوطرفه با عرشه دوطرفه	(IPE۳۶۰).....
۱۲۷.....	
جدول ۴-۱۰- خروجی نرم افزار ABAQUS برای تغییر مکان ها در عملکرد دو طرفه با عرشه دو طرفه	(IPE۳۶۰).....
۱۲۷.....	
جدول ۴-۱۱- خروجی نرم افزار ABAQUS برای تنش ها در عملکرد دوطرفه با عرشه دوطرفه	(IPE۳۳۰).....
۱۲۸.....	
جدول ۴-۱۲- خروجی نرم افزار ABAQUS برای تغییر مکان ها در عملکرد دوطرفه با عرشه دو طرفه	(IPE۳۳۰).....
۱۲۹.....	
جدول ۴-۱۳- خروجی نرم افزار ABAQUS برای تنش ها در عملکرد دوطرفه با عرشه یک طرفه	(IPE۳۶۰).....
۱۳۰.....	
جدول ۴-۱۴- خروجی نرم افزار ABAQUS برای تغییر مکان ها در عملکرد دوطرفه با عرشه یک طرفه	(IPE۳۶۰).....
۱۳۱.....	
جدول ۴-۱۵- خروجی نرم افزار ABAQUS برای تنش ها در عملکرد دوطرفه با عرشه یک طرفه	(IPE۳۳۰).....
۱۳۲.....	
جدول ۴-۱۶- خروجی نرم افزار ABAQUS برای تغییر مکان ها در عملکرد دوطرفه با عرشه یک طرفه	(IPE۳۳۰).....
۱۳۳.....	

فصل اول:

کلیات

۱-۱- مقدمه

سقف‌های مرکب عرشه فولادی از چهار بخش دال مسلح بتنی، عرشه فولادی، برشگیر و تیر فولادی تشکیل شده است. از برشگیرها بر روی تیرهای فولادی استفاده می‌گردد تا با تحمل و انتقال نیروی برشی بین دال بتنی و تیر فولادی رفتار مرکب را تامین کنند. از مزیت‌های اصلی سقف‌های مرکب عرشه فولادی استفاده از عرشه‌های فرم داده شده به عنوان قالب ماندگار می‌باشد که بسته به خواص هندسی و مشخصات مکانیکی سطح مقطعشان می‌توانند دهانه‌های بزرگ (۲ تا ۵ متر) را بدون شمع‌بندی پوشش دهند.



شکل ۱-۱- اجزای تشکیل دهنده سقف مرکب

عرشه‌ها از فرم‌دهی ورق‌های فولادی با پوشش گالوانیزه به صورت پانلهایی با کنگره‌های موازی یکدیگر ایجاد می‌شوند. فرم‌دهی توسط دستگاه‌های نورد سرد انجام می‌گیرد. ضخامت عرشه‌ها بین ۸/۰ تا ۲/۱ میلی‌متر می‌باشد.

با توسعه فن جوشکاری، امروزه از قطعات اتصالی مختلفی که دارای عملکرد مناسبی در تحمل برش هستند در تیرهای مرکب استفاده می‌شوند.

انواع برشگیرهای متداول در تیرهای مرکب عبارتند از:

-گل میخ با سر پهن یا قلاب شده

-ناودانی یا نبشی

-میلگردهای مارپی

استفاده از تیرهای مرکب که از ترکیب رفتار یک ماده‌ی فلزی با یک ماده‌ی غیر فلزی حاصل می‌شود می‌توان تا حد امکان از خواص و مزایای فولاد نظیر مقاومت بالا و شکل پذیری مناسب حداکثر استفاده را به عمل آورد و معایب آن نظیر ضعف در مقابل انواع کمانش‌ها، خوردگی و آتش سوزی را با کمک پوشش بتن تا حدودی مرتفع نمود. برای دستیابی به عملکرد مرکب در تیرهای ساخته شده از فولاد و بتن لازم است جریان یا نیروی برشی توسعه یافته در محل اتصال دو ماده به نحو مناسبی توسط قطعات اتصالی موسوم به برشگیر تحمل شود.

در ضمن کاربرد تیرهای مرکب در پوشش سقف‌ها با دهانه‌های مختلف موجب صرفه‌جویی در مصرف فولاد، کاهش عمق تیر و افزایش استحکام سقف در مقابل بارهای وارده می‌شود.

البته به این نکته باید توجه کرد که سقف‌های کامپوزیت عملکرد یک‌طرفه داشته و نیروهای وارد شده را در یک جهت منتقل می‌کنند. به منظور بهبود شرایط سقف‌های کامپوزیت در نحوه‌ی انتقال بارها سیستم جدیدی با عنوان سقف‌های کامپوزیت با عملکرد دوطرفه معرفی شده است. برای دستیابی به این سیستم نحوه‌ی قرارگیری پروفیل‌های فولادی و همچنین شکل عرشه‌ی فولادی متناسب با حالت جدید تغییر کرده است.

به منظور بررسی موضوع یک سقف مربعی با ابعاد و بارگذاری ثابت در حالت‌های گوناگون و با استفاده از نرم‌افزارهای ETABS و ABAQUS مدل‌سازی شده و نتایج دو نرم‌افزار مورد بررسی قرار گرفته است.

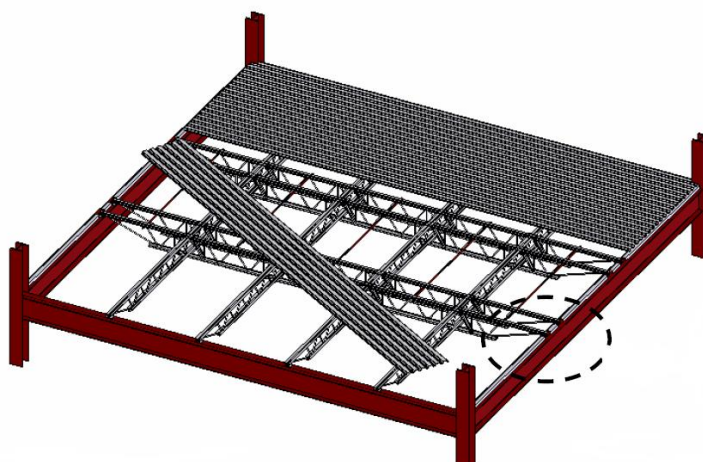
در این پایان نامه علاوه بر مروری بر مطالعات انجام شده ضوابط آیین نامه ای سقف های مرکب، نحوه ی مدلسازی ها و بررسی خروجی ها، مثال های عددی و نتایج به صورت مبسوط بیان شده است. در پایان نیز پیشنهادهایی برای اشخاصی که به تحقیق در این زمینه علاقه مند هستند ارائه شده است.

۱-۲- مروری بر مطالعات گذشته

استفاده از تیرهای مرکب در کشورهای اروپایی و آمریکا تا قبل از سال ۱۹۴۰ میلادی به تعداد محدودی پروژه ی ساخت پل محدود می شد. از سال ۱۹۴۴ با وارد شدن ضوابط مربوط به تیرهای مرکب در آیین نامه ی AASHTO، استفاده از تیرهای مرکب در طراحی و ساخت پل ها به صورت چشمگیری رواج یافت و کاربرد تیرهای مرکب در سازه های ساختمانی پس از آن مورد توجه قرار گرفت. آیین نامه AISI نیز از سال ۱۹۵۲ میلادی ضوابط مربوط به طراحی تیرهای مرکب را در سازه های فولادی در اختیار طراحان قرار دارد.

Ismail و همکاران در سال ۲۰۱۲ مطالعاتی را بر روی رفتار تیرهای مرکب با عملکرد یک طرفه انجام دادند [۱]. او و همکارانش در این پژوهش رفتار غیر خطی برای بتن و فولاد در نظر گرفتند. هم چنین اثر ارتفاع برشگیر و سختی اتصالات برشی روی رفتار تیرهای مرکب بررسی و به این نتیجه رسیدند که کاهش میزان سختی و کاهش ارتفاع برشگیرها باعث کاهش سختی تیرهای مرکب و در نتیجه کاهش بار نهایی می شود.

John schaad در سال ۲۰۰۵ در مورد عملکرد دو طرفه ی سقف های مرکب با استفاده از تیرچه ها با جان باز برای نسبت طول به عرض ثابت تحقیقاتی را انجام داده و دتایل های اجرایی را برای این سیستم پیشنهاد کرده است [۲]. در شکل ۱-۲ جزئیات سقف مدل شده نشان داده شده است.



شکل ۱-۲- سقف مرکب با عملکرد دو طرفه با تیرچه‌های با جان باز

او هم چنین مقایسه‌ای را بین این سیستم و سیستم سنتی یک طرفه انجام داده و مزیت‌ها و معایبی را برای این سیستم به شرح زیر بیان نموده است:

مزایا:

- عمق سقف نسبت به حالت غیر کامپوزیت ۳ in کاهش یافته است.
- چون بارها در دو جهت منتقل شده‌اند تیرهای سبک تری مورد استفاده قرار گرفته‌اند.
- تیرچه‌های کمتری برای حمل بار مورد نیاز است.

معایب:

- زمان و مواد بیشتری برای ساخت تیرچه‌های فرعی مورد نیاز است.
 - ابعاد پانل، طرح تیرچه‌ها را محدود می‌کند.
- Vasdravellis و همکاران در سال ۲۰۱۵ تحقیقاتی را بر روی رفتار و طراحی تیرهای کامپوزیت تحت اثر هم‌زمان خمش و نیروی محوری انجام دادند و به این نتیجه رسیدند که اتصالات برشی ضعیف منجر به شکست زودرس اتصالات برشی در زمان اعمال نیروی فشاری می‌شود و کاهش قابل توجه ظرفیت

لنگر نهایی را به همراه دارد [۳]. همچنین اهمیت به حساب آوردن نیروی محوری در مقاومت نهایی خمشی تیرهای کامپوزیت نشان داده می‌شود و قوانین مختلف برای ترکیب بارها بیان شده است.

Kirkland و همکاران در سال ۲۰۱۵ به بررسی اثر متقابل لنگر، برش و نیروی محوری در تیرهای کامپوزیت پرداختند [۴]. آن‌ها با توجه به مصارف گوناگون تیرهای کامپوزیت در پل‌های کابلی، اعضای شیبدار، استادیوم‌ها و دهانه‌ی پل‌ها که ممکن است در معرض هر گونه بارگذاری قرارگیرند به بررسی اثرات ترکیب این نیروها پرداختند. لازم به ذکر است آیین‌نامه‌های موجود برای طراحی تیرهای کامپوزیت اثر ترکیب بارها را در نظر نمی‌گیرند.

ضوابط حاکم بر سقف‌های مرکب

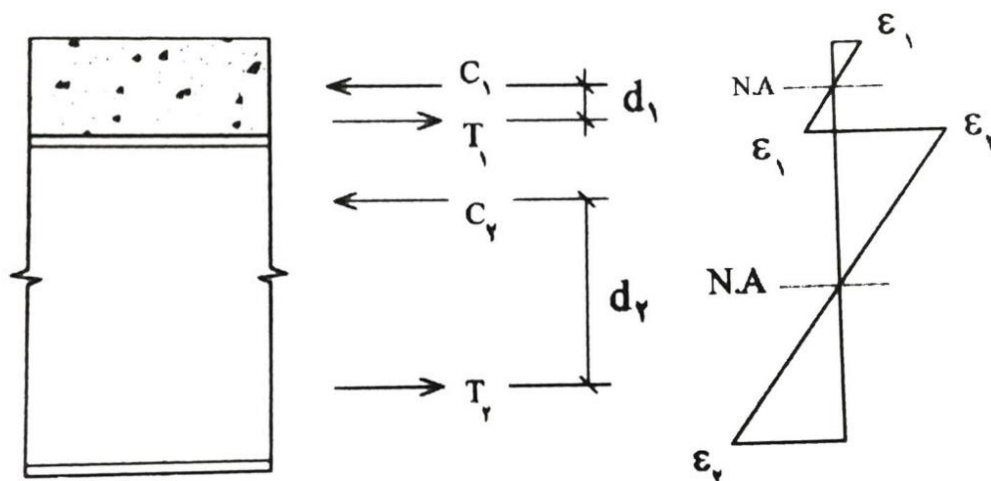
۲-۱- تئوری تیرهای مرکب

رفتار تیرهای مرکب مانند سایر اعضای خمشی است که در آنها با تقریب بسیار خوبی صفحات عمود بر محور تیر پس از خمش عمود بر محور تیر و به صورت مسطح باقی می‌مانند. تنها تفاوت تیرهای مرکب با تیرهای معمولی ساخته شده از یک جنس رفتار و عملکرد توأم فولاد و بتن است.

چنانچه دال بتنی و تیر فولادی هر یک به صورت مجزا در تحمل بارهای وارده عمل کنند آنگاه فرض مسطح ماندن صفحات عمود بر محور تیر پس از خمش منجر به توزیع کرنش خطی در هر یک از قسمت‌های فولادی و بتنی تیر خواهد شد. شکل ۲-۱ رفتار تیری را که دارای مقطع فولادی و دال بتنی است نشان می‌دهد که هیچگونه اتصالی در محل تماس فولاد و بتن وجود ندارد و از اصطکاک جزئی در محل تماس صرف‌نظر شده است. شکل ۲-۱ الف تغییر شکل خمشی تیر را با توجه به عملکرد غیر مرکب آن به صورت اغراق آمیز نشان می‌دهد. این رفتار موجب بروز کرنش‌های طولی مطابق شکل ۲-۱ ب خواهد شد. به عبارتی دیگر رفتار خمشی دال بتنی و تیر فولادی کاملاً از یکدیگر مستقل بوده و هر یک از قسمت‌های فولادی و بتنی دارای یک تارخشی جداگانه هستند. توزیع کرنش شکل ۲-۱ ب موجب توسعه‌ی تنش‌های فشاری و کششی در هر یک از نواحی بتن و فولاد به صورت جداگانه می‌شود که برایندها به صورت نیروهای T_1 ، C_1 ، T_2 و C_2 در شکل ۲-۱ ج نشان داده شده است.



الف- تغییر شکل خمشی تیر



ب- توزیع کرنش ج- نیروهای فشاری و کششی

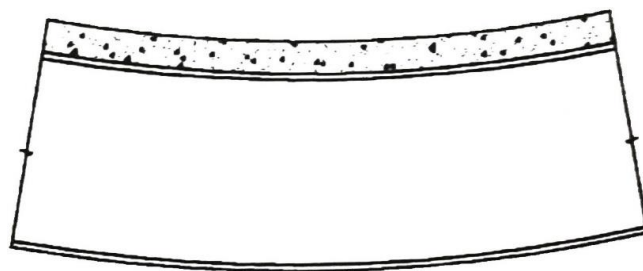
شکل ۱-۲ - رفتار تیر ساخته شده از بتن و فولاد با عملکرد غیر مرکب

در حالت رفتار غیر مرکب در محل اتصال بتن و فولاد لغزش رخ می‌دهد و فقط نیروهای فشاری عمود بر بال تیر آهن و نیز دال بتنی پدید می‌آید. با توجه به تعادل نیروهای کششی و فشاری در هر یک از قسمت‌های بتن و فولاد لازم است $C_1 = T_1$ و $C_2 = T_2$ باشد. در این صورت لنگر خمشی که تیر می‌تواند تحمل کند برابر خواهد بود با :

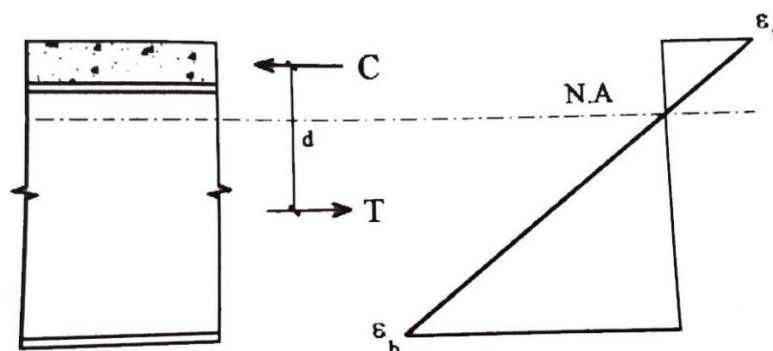
$$M_{\text{تیر}} = M_{\text{بتنی دال}} + M_{\text{تیر فولادی}} = C_1 d_1 + C_2 d_2 \quad (1-2)$$

چنانچه تیر ساخته شده از بتن و فولاد به صورت یکپارچه و با رفتار مرکب عمل کند، شکل ۲-۲، آنگاه تغییر شکل خمشی تیر پس از اعمال بارهای وارده مطابق شکل ۲-۲ الف خواهد بود. در این حالت قسمت فوقانی تیر تحت فشار و ناحیه پایینی تحت کشش قرار می‌گیرد و تیر تنها دارای یک محور خنثی خواهد بود و توزیع کرنش در عمق تیر همانند شکل ۲-۲ ب می‌باشد. در حالت رفتار مرکب ناحیه فولادی و بتنی هیچگونه لغزشی در محل اتصال دو ماده نمی‌دهد و در این صورت تیر تنها دارای یک محور خنثی است و لنگر خمشی که مقطع می‌تواند تحمل کند از رابطه زیر بدست می‌آید:

$$M_{\text{تیر مرکب}} = C d + T d \quad (2-2)$$



الف- تغییر شکل خمشی تیر

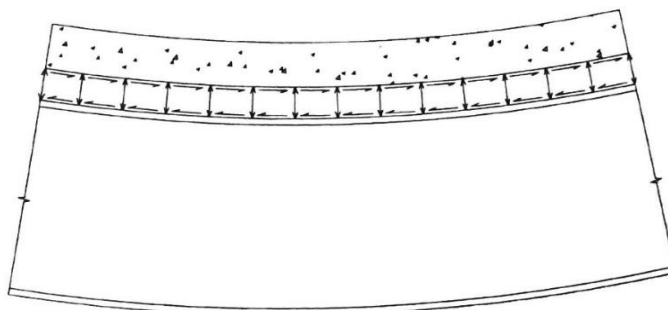


ب- توزیع کرنش

ج- نیروهای فشاری و کششی

شکل ۲-۲- رفتار تیر ساخته شده از بتن و فولاد با عملکرد مرکب

چون نیروی C از مجموع نیروهای C_1 و C_2 بزرگتر است و نیز بازوی d نسبت به d_1 و d_2 بزرگتر است لذا لنگر خمشی حاصل از رابطه (۲-۲)، از لنگر خمشی که از رابطه (۱-۲) بدست می‌آید بزرگتر است و در نتیجه عملکرد مرکب بتن و فولاد موجب افزایش ظرفیت باربری تیر خواهد شد. در حالت عملکرد مرکب تیر علاوه بر نیروهای قائم فشاری، نیروهای برشی نیز در محل اتصال فولاد و بتن توسعه می‌یابد که در شکل ۳-۲ نمایش داده شده است.



شکل ۳-۲- توسعه‌ی نیروهای برشی در محل اتصال بتن و فولاد در اثر عملکرد مرکب تیر

در صورت عملکرد تیر به صورت مرکب، ممان اینرسی و اساس مقطع تیر بر اساس محور خنثی مطابق شکل ۲-۲ محاسبه می‌شود که مقادیر آنها در این حالت به مراتب از حالت رفتار تیر با عملکرد غیر مرکب بیشتر است.

۲-۲-۲- اتصالات برشی

برای دستیابی به عملکرد مرکب در تیرهای ساخته شده از فولاد و بتن لازم است جریان یا نیروی برشی توسعه یافته در محل اتصال دو ماده به نحو مناسبی توسط قطعات اتصالی موسوم به برشگیر تحمل شود. با توسعه فن جوشکاری، امروزه از قطعات اتصالی مختلفی که دارای عملکرد مناسبی در تحمل برش هستند در تیرهای مرکب استفاده می‌شوند.

انواع برشگیرها متداول در تیرهای مرکب عبارتند از:

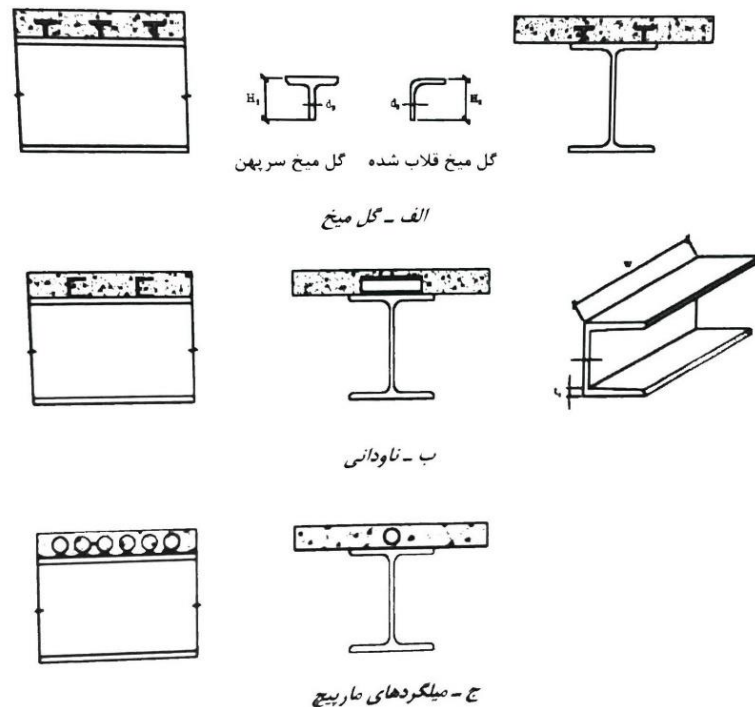
- گل میخ با سر پهن یا قلاب شده

- ناودانی یا نبشی

- میلگردهای مارپیچ

گل میخ‌های سرپهن از رایج‌ترین برشگیرها در ساخت تیرهای مرکب هستند که یا به وسیله یک تفنگ مخصوص یا به وسیله جوش به بال تیر آهن متصل می‌شوند. در صورت عدم دسترسی به گل میخ، استفاده از ناودانی به عنوان برشگیر نیز در ساخت تیرهای مرکب متداول است. هر چند تعبیه برشگیرها در تیرهای فولادی در محل کارخانه از جنبه اقتصادی و اطمینان از نحوه اتصال مناسب‌تر است، لیکن به دلیل آسیب دیدگی در حمل و نقل تیر و نیز مشکلات تردد در بال فوقانی تیر، اجرای آن در محل کارگاه ترجیح داده می‌شود.

برشگیرها علاوه بر انتقال برش موجود بین تیر فولادی و دال بتنی نقش مهمی در حفظ یکپارچگی و نیز ممانعت از بلند شدن دال بتنی از روی تیر فولادی ایفا می‌کند. در شکل ۴-۲ برشگیرهای متداول در تیرهای مرکب نمایش داده شده است.



شکل ۴-۲- انواع اتصالات برشی رایج در تیرهای مرکب

۲-۳- مزایا و معایب تیرهای مرکب

مزایای تیرهای مرکب را می‌توان به طور خلاصه به شرح زیر بیان نمود:

- دال بتنی علاوه بر تحمل بارهای زنده نقش مهمی در باربری کل تیر ایفا می‌کند. به طور مشخص هنگامی که دال بتنی کاملاً در فشار قرار می‌گیرد به علت بالا بودن مقاومت فشاری بتن، از دال بتنی به صورت بهینه استفاده می‌شود. در این حالت تیر فولادی در کشش قرار می‌گیرد که این نیز خود به دلیل مقاومت کششی بالای فولاد و عدم وقوع ناپایداری یک مزیت محسوب می‌شود.

- دال بتنی با ایجاد گیرداری مناسب در بال فوقانی تیر فولادی به عنوان یک تکیه‌گاه جانبی پیوسته عمل کرده و از ناپایداری پیچشی- جانبی بال جلوگیری می‌کند. هنگامی که از جان نازک در تیر ورق‌های استفاده می‌شود دال بتنی به دلیل تامین گیرداری مناسب باعث بهبود شرایط مرزی جان نازک تیر ورق شده و در نتیجه کمانش موضعی آن را به تاخیر می‌اندازد.

- رفتار توام بتن و فولاد علاوه بر کاهش عمق تیر فولادی باعث کاهش مصرف فولاد به میزان ۲۰ تا ۳۰ درصد خواهد بود.

- آزمایشات تجربی نشان داده است که رفتار تیرهای مرکب در تحمل بارهای اضافی و اتفاقی از تیرهای غیر مرکب بیشتر است.

- استفاده از تیرهای مرکب ارتفاع سقف را کاهش می‌دهد که این ویژگی مزیتی برای ساختمان‌های بلند است. کاهش ارتفاع سقف علاوه بر کاهش ارتفاع ساختمان، هزینه ساخت دیوارها، آسانسورها، داکت‌ها و پی‌ها را نیز کاهش می‌دهد.

- عملکرد توام دال بتنی و تیر فولادی موجب افزایش صلبیت سیستم کف سازه خواهد شد.

موارد زیر را می‌توان از معایب تیرهای مرکب برشمرد:

- عملکرد غیر مرکب تیر فولادی و دال بتنی و عدم کارایی بتن در ناحیه‌ی لنگر خمشی منفی. البته این مشکل را می‌توان با استفاده از میلگردهای طولی مناسب که در ناحیه‌ی لنگر خمشی منفی تعبیه می‌گردد برطرف نمود.

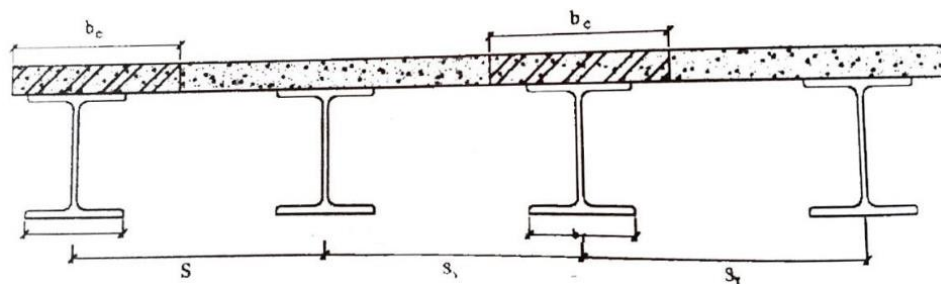
- پدیده‌ی خزش در بتن در ناحیه‌ی فشاری موجب تغییر شکل‌های دراز مدت در تیر مرکب می‌شود که باید به نحو مناسبی در محاسبات تیرهای مرکب، آن را در نظر گرفت.

- استفاده از تیرهای مرکب برای دهانه‌های کوتاه و تحت بارگذاری‌های سبک مقرون به صرفه نیست.

۲-۴- عرض موثر دال بتنی

برای محاسبات خصوصیات هندسی مقطع مرکب لازم است عرض موثری از دال بتنی که با تیر فولادی در تحمل بار مشارکت می‌کند تعیین شود. آیین نامه‌های طراحی برای تیرهای مرکب میانی و کناری مقادیری را بر اساس تحقیقات جانسون و لوئیس [۵] برای عرض موثر دال بتنی ارائه می‌کنند. ضوابط آیین‌نامه‌ی AISC و مبحث دهم از مقررات ملی ساختمانی ایران برای محاسبه‌ی عرض موثر دال بتنی با ضوابط آیین‌نامه‌ی ACI در محاسبه‌ی عرض موثر تیرهای بتنی T شکل سازگار است.

در شکل ۲-۵ یک سیستم تیر مرکب شامل تیر کناری و تیرهای میانی نشان داده شده است:



شکل ۲-۵ - عرض موثر b_e در سیستم تیر مرکب

آیین‌نامه AISC در بخش تنش‌های مجاز روابط زیر را برای محاسبه‌ی عرض موثر پیشنهاد می‌کند:

-تیرهای میانی

$$b_e \leq \min\left(\frac{L}{4}, \frac{S_1 + S_2}{2}\right) \quad (۲-۳)$$

-تیرهای کناری

$$b_e \leq \min\left(\frac{L}{8}, \frac{S + b_f}{2}\right) \quad (۲-۴)$$

که در روابط فوق L طول تیر است. روابط زیر توسط آیین‌نامه‌ی ACI برای عرض موثر پیشنهاد شده است.

-تیرهای میانی

$$b_e \leq \min\left(\frac{L}{4}, \frac{S_1+S_2}{2}, b_f + 16 t_c\right) \quad (5-2)$$

-تیرهای کناری

$$b_e \leq \min\left(\frac{L}{12} + b_f, \frac{b_f+S}{2}, b_f + 16 t_c\right) \quad (6-2)$$

بیشتر کتب طراحی سازه‌های فولادی از روابط (۵-۲) و (۶-۲) برای محاسبه‌ی عرض موثر استفاده می‌کنند. مبحث دهم از مقررات ملی ساختمانی ایران عرض موثر دال بتنی که در هر طرف تیر با آن به صورت مرکب عمل می‌نماید را کوچکترین مقادیر زیر پیشنهاد می‌کند:

- یک هشتم دهانه‌ی محور به محور تیر

- نصف فاصله‌ی مرکز به مرکز تیرهای مجاور

- فاصله‌ی محور تیر با لبه‌ی بتن

آیین‌نامه‌ی AASHTO برای تیرهای سراسری، طول L را در روابط (۵-۲) و (۶-۲) فاصله‌ی بین نقاط عطف (محل لنگرهای صفر) در نظر می‌گیرد.

لازم به ذکر است که مبحث دهم از مقررات ملی ساختمان ایران، حداقل ضخامت دال بتنی را برابر ۸ سانتی‌متر در نظر می‌گیرد.

۵-۲- خصوصیات هندسی مقطع تبدیل یافته

مشخصات هندسی مقطع مختلط باید طبق تئوری ارتجاعی محاسبه و از مقاومت کششی بتن صرف نظر گردد. در محاسبات تنش، در هنگام تعیین مشخصات هندسی مقطع، ناحیه‌ی فشاری بتن (با وزن مخصوص معمولی یا بتن سبک سازه‌ای) باید با سطح فولادی معادل جایگزین گردد که عرض آن از

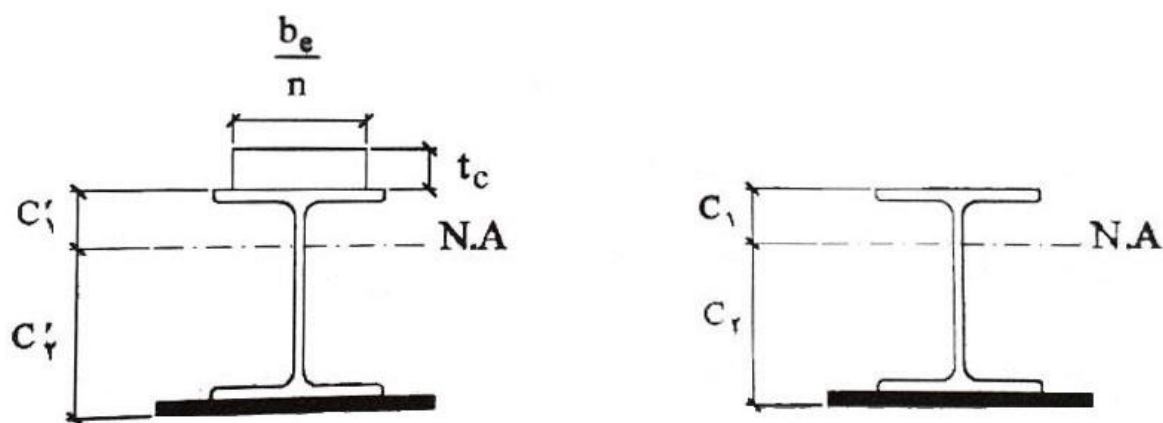
تقسیم عرض موثر بر n بدست می‌آید که $n = \frac{E_s}{E_c}$ و E_s به ترتیب ضریب الاستیسیته فولاد و بتن) می‌باشد. در محاسبات تغییر شکل، در تعیین n باید اثرات خزش نیز منظور گردد. در غیاب محاسبات دقیق‌تر، برای ملحوظ کردن اثر تغییر شکل‌های درازمدت، می‌توان از ضریب تبدیل $3n$ استفاده نمود.

مدول الاستیسیته E_s برای فولاد نرمه معمولی $2/03 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$ در نظر گرفته می‌شود. مدول الاستیسیته بتن E_c ، علاوه بر وزن مخصوص بتن W_c ، به مقاومت فشاری f'_c نیز بستگی دارد. آیین‌نامه‌ی ACI رابطه‌ی زیر را برای محاسبه‌ی مدول الاستیسیته E_c پیشنهاد می‌کند:

$$E_c = 0.135 W_c^{1/5} \sqrt{f'_c} \quad (7-2)$$

که در آن W_c وزن مخصوص بتن بر حسب kg/m^3 ، f'_c مقاومت ۲۸ روزه‌ی نمونه‌ی استوانه‌ای بتن بر حسب kg/cm^2 است. طبق توصیه‌ی ACI معمولاً ضریب n به نزدیکترین عدد صحیح گرد می‌شود.

شکل ۶-۲ نیمرخ فولادی و ورق تقویتی و نیز مقطع تبدیل یافته‌ی یک تیر مرکب را نشان می‌دهد که تحت تاثیر لنگر خمشی مثبت قرار دارد.

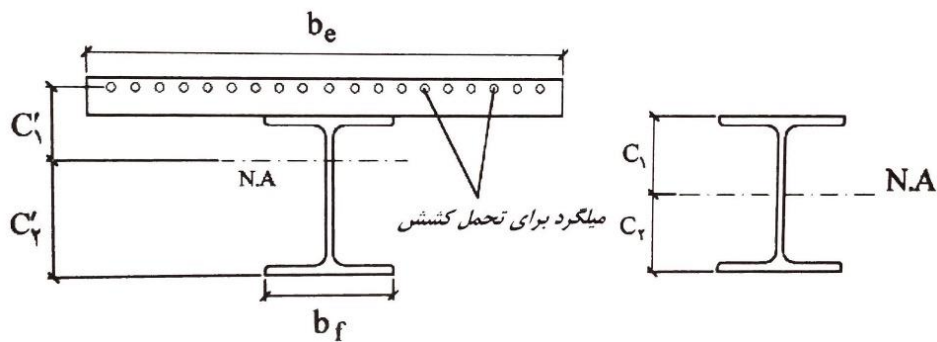


ب - مقطع تبدیل یافته‌ی نیمرخ مرکب

الف - نیمرخ فولادی با ورق تقویتی

شکل ۶-۲ - نیمرخ مرکب تحت لنگر خمشی مثبت

در شکل ۷-۲ نیمرخ فولادی و مقطع تبدیل یافته یک تیر مرکب که تحت تاثیر لنگر خمشی منفی قرار دارد نشان داده شده است.



ب - مقطع تبدیل یافته‌ی نیمرخ مرکب

الف - نیمرخ فولادی

شکل ۷-۲- نیمرخ مرکب تحت تاثیر لنگر خمشی منفی

اساس‌های مقطع نیمرخ فولادی با توجه به شکل‌های ۶-۲ الف و ۷-۲ الف از روابط زیر بدست

می‌آیند:

$$(S_S)_t = \frac{I_{N.A}}{C_t} , \quad (S_S)_b = \frac{I_{N.A}}{C_r} \quad (۸-۲)$$

در روابط فوق $I_{N.A}$ ممان اینرسی نیمرخ فولادی، $(S_S)_t$ و $(S_S)_b$ به ترتیب اساس‌های مقطع نیمرخ فولادی نسبت به تارهای فوقانی و تحتانی است.

برای محاسبه‌ی اساس‌های مقطع در مقطع تبدیل یافته با توجه به شکل‌های ۶-۲ ب و ۷-۲ ب می‌توان نوشت:

$$(S_{tr})_t = \frac{I_{tr}}{C'_t} , \quad (S_{tr})_b = \frac{I_{tr}}{C'_r} \quad (۹-۲)$$

که در آن I_{tr} ممان اینرسی مقطع تبدیل یافته نسبت به محور خنثی، $(S_{tr})_t$ و $(S_{tr})_b$ به ترتیب اساس‌های مقطع آن نسبت به تارهای فوقانی و تحتانی است. مقدار I_{tr} در تیر مرکب تحت تاثیر لنگر

خمشی مثبت برای تیر فولادی و دال بتنی با عرض $\frac{b_e}{n}$ و در تیر مرکب تحت تاثیر لنگر خمشی منفی برای تیر فولادی و میله‌گردهای داخل ناحیه‌ی عرض موثر محاسبه می‌گردد.

۲-۶- محاسبه‌ی تنش در مقطع تیر مرکب با اتصالات برشی

با توجه به اثر توام فولاد و بتن در اثر وجود اتصالات برشی و عدم وقوع لغزش، کرنش در محل اتصال فولاد و بتن یکسان است و تنها تنش‌ها در این محل متفاوت خواهند بود. محاسبه‌ی تنش در تیر مرکب به نحوه‌ی سیستم تیر مرکب که با یا بدون شمع‌بندی اجرا شده است، بستگی دارد.

۲-۶-۱- تنش‌ها در مقطع تیر مرکب بدون استفاده از شمع‌بندی

الف - تیر تحت اثر لنگر خمشی مثبت

در این حالت تیر فولادی بایستی به تنهایی قادر به تحمل لنگر خمشی M_D باشد. با توجه به شکل ۲-۶ الف می‌توان حداکثر تنش‌های فشاری و کششی در فولاد را به صورت زیر محاسبه کرد:

$$f_s = \frac{M_D}{(S_S)_t} \leq F_b \quad (۲-۱۰)$$

$$f_s = \frac{M_D}{(S_S)_b} \leq F_t \quad (۲-۱۱)$$

که در روابط فوق M_D لنگر کلیه‌ی نیروهایی است که تیر فولادی قبل از رسیدن بتن به ۰/۷۵ مقاومت نهایی خود تحمل می‌کند. $(S_S)_t$ و $(S_S)_b$ به ترتیب اساس مقطع نیمرخ فولادی نسبت به تارهای فوقانی و تحتانی است. F_t و F_b نیز تنش‌های مجاز خمشی در تارهای فشاری و کششی است که مقادیر آن‌ها ارائه خواهد شد.

پس از سفت شدن بتن مقطع مرکب در شکل ۲-۶ ب باید علاوه بر لنگر خمشی M_D لنگر خمشی M_L را نیز تحمل کند. تنش‌های فشاری و کششی به ترتیب در بتن و فولاد برابر خواهند بود با :

$$\text{مجاز فشاری بتن } f_c = \frac{M_L}{n(S_{tr})_t} \leq \text{تنش فشاری در بتن} \quad (۱۲-۲)$$

$$f_s = \frac{M_D}{(S_s)_b} + \frac{M_L}{(S_{tr})_b} \leq F_t \quad \text{تنش کششی در تیر فولادی} \quad (۱۳-۲)$$

M_L در روابط فوق لنگر بارهایی است که بعد از کسب ۰/۷۵ مقاومت نهایی بتن به تیر مرکب اعمال می‌شود. $(S_{tr})_t$ و $(S_{tr})_b$ به ترتیب اساس مقطع تبدیل یافته نسبت به تارهای فوقانی و تحتانی است.

ب- تیر تحت اثر لنگر خمشی منفی

در این حالت با مقطعی مطابق ۲-۷ الف بایستی تنش‌های ناشی از لنگر خمشی M_D را تحمل کند.

حداکثر تنش‌های فشاری و کششی در تیر فولادی از روابط زیر بدست می‌آید:

$$f_s = \frac{M_D}{(S_s)_b} \leq F_b \quad \text{تنش فشاری در تیر فولادی} \quad (۱۴-۲)$$

$$f_s = \frac{M_D}{(S_s)_t} \leq F_t \quad \text{تنش کششی در تیر فولادی} \quad (۱۵-۲)$$

بعد از سفت شدن بتن مقطع مرکب در شکل ۲-۷ ب باید علاوه بر لنگر خمشی M_D لنگر خمشی M_L را نیز تحمل کند. حداکثر تنش‌های فشاری و کششی به ترتیب در تیر فولادی و میله‌گرد برابراند با :

$$f_s = \frac{M_D}{(S_s)_b} + \frac{M_L}{(S_{tr})_b} \leq F_b \quad \text{تنش فشاری در تیر فولادی} \quad (۱۶-۲)$$

$$f_{trod} = \frac{M_L}{(S_{tr})_t} \leq \text{تنش کششی مجاز میله‌گرد} \quad \text{تنش کششی در تیر فولادی} \quad (۱۷-۲)$$

۲-۶-۲- تنش در مقطع تیر مرکب با استفاده از شمع بندی

الف- تیر تحت اثر لنگر خمشی مثبت

چنانچه در اجرای تیر مرکب از سیستم شمع بندی استفاده شود، لنگرهای خمشی M_L و M_D که به ترتیب ناشی از کلیه بارهای مرده و زنده است بایستی توسط مقطع تبدیل یافته تحمل شود. با توجه به شکل

۲-۶ ب تنش های حداکثر فشاری و کششی به ترتیب در فولاد و بتن برابر خواهند بود با:

$$\text{تنش مجاز فشاری بتن } f_c = \frac{M_L + M_D}{n(S_{tr})_t} \leq \text{تنش فشاری در بتن} \quad (۱۸-۲)$$

$$\text{تنش کششی در تیر فولادی } f_s = \frac{M_L + M_D}{(S_{tr})_b} \leq F_t \quad (۱۹-۲)$$

ب - تیر تحت اثر لنگر خمشی منفی

در این حالت مقطع مرکب تبدیل یافته مطابق شکل ۲-۷ ب است و حداکثر تنش های فشاری و کششی به ترتیب در تیر فولادی و میله گرد از روابط زیر تایین می شوند.

$$\text{تنش فشاری در تیر فولادی } f_s = \frac{M_L + M_D}{(S_{tr})_b} \leq F_b \quad (۲۰-۲)$$

$$\text{تنش کششی مجاز میله گرد } f_{trod} = \frac{M_L + M_D}{(S_{tr})_t} \leq \text{تنش کششی در تیر فولادی} \quad (۲۱-۲)$$

S_{tr} برای مقطع شکل ۲-۷ ب معمولا با فرض تساوی ضرایب الاستیسیته ی فولادهای تیر و میله گرد ها محاسبه می شود.

۷-۲- تنش‌های مجاز در تیرهای مرکب با اتصالات برشی

طبق آیین‌نامه‌ی AISC و مبحث دهم مقررات ملی ساختمان ایران چنانچه در تیرهای مرکب از اتصالات برشی کافی استفاده شود، تنش‌های فشاری و کششی مجاز در خمش در مقطع مرکب برای تیرهای فولادی که دارای شرایط فشردگی هستند برابر $0.66F_y$ در نظر گرفته می‌شود.

هنگامی که تیر مرکب تحت تاثیر لنگر خمشی مثبت قرار می‌گیرد، دال بتنی به دلیل صلبیت زیاد مانع کمانش موضعی و ناپایداری جانبی پیچشی بال فشاری می‌شود، از این رو طبق آیین‌نامه‌ی AISC و مبحث دهم از مقررات ملی ساختمانی ایران برای لنگر خمشی مثبت، مقطع تیر فولادی از کنترل ضابطه‌ی بال فشرده و محدودیت فواصل تکیه‌گاه‌های جانبی بال فشاری معاف است. لازم به ذکر است در حالت اجرای بدون شمع‌بندی و کنترل تنش‌ها در تیر فولادی قبل از سفت شدن بتن، برای اطمینان از فشردگی مقطع، لازم است محدودیت عرض به ضخامت بال فشاری و نیز فواصل تکیه‌گاه‌های جانبی رعایت شود.

چنانچه تیر مرکب شرایط فشردگی مندرج در آیین‌نامه‌های طراحی را دارا نباشد یا به عبارتی مقطع تیر لاغر باشد در این صورت تنش‌های مجاز به شرح زیر توسط آیین‌نامه‌های طراحی توصیه می‌شوند.

- تنش مجاز کششی در تیر فولادی $0.6F_y$ در نظر گرفته می‌شود.

- اگر تیر مرکب تحت لنگر خمشی مثبت قرار گرفته باشد، با توجه به صلبیت کافی دال پس از سفت شدن بتن و کسب ۷۵ درصد از مقاومت نهایی خود، تنش مجاز فشاری در فولاد را می‌توان $0.6F_y$ در نظر گرفت.

- چنانچه تیر مرکب تحت لنگر خمشی منفی قرار داشته باشد، تنش مجاز فشاری براساس کمیت بدون بعد $\frac{L_b}{r_T}$ که در آن L_b فواصل تکیه‌گاه‌های جانبی بال فشاری و r_T شعاع ژیراسیون بال فشاری و

۱/۳ جان تحت فشار نسبت به محور مار بر جان تیر است، مطابق روابط موجود در آیین‌نامه محاسبه می‌شود.

تنش مجاز فشاری خمشی بتن برابر با $0.45f'_c$ در نظر گرفته می‌شود که در آن f'_c مقاومت ۲۸ روزهی نمونه‌ی استوانه‌ای شکل است.

شایان ذکر است که آیین‌نامه‌های طراحی به علت رفتار مناسب نیمرخ فولادی در حالت حدی، و کوتاه بودن زمانی که تیر فولادی تحت اثر بتن خیس قرار دارد، تنش مجاز کششی فولاد در حالت بدون استفاده از شمع‌بندی را $0.9F_y$ پیشنهاد می‌کنند.

هر چند رابطه‌ی (۲-۱۹) برای تعیین تنش کششی فولاد در حالت لنگر خمشی مثبت و اجرای با شمع‌بندی بیان شده است، آیین‌نامه‌ی AISC و مقررات ملی ساختمان ایران استفاده از این رابطه را در حالت لنگر خمشی مثبت و اجرای تیر مرکب بدون استفاده از شمع‌بندی برای محاسبه‌ی تنش کششی فولاد به شرط تحقق رابطه‌ی زیر مجاز می‌داند [۶].

$$S_{tr} \leq \left(1/35 + 0.35 \frac{M_L}{M_D} \right) S_s \quad (2-22)$$

در رابطه‌ی فوق M_L و M_D قبلاً تعریف شده‌اند و همچنین:

S_{tr} : اساس مقطع تیر مرکب نسبت به بال کششی

S_s : اساس مقطع تیر فولادی نسبت به بال کششی

۲-۸- طراحی اتصالات برشی

با توجه به نگرش معیار تنش مجاز در آیین‌نامه‌های AISC و مبحث دهم از مقررات ملی ساختمان ایران این آیین‌نامه‌ها نیروی برشی طراحی در اتصالات برشی را نصف نیروی برشی در حالت حدی در نظر

می‌گیرد. بنابراین نیروی برشی طراحی برشگیرها، V_h ، برای تیر مرکب تحت اثر لنگر خمشی مثبت از رابطه‌ی زیر بدست می‌آید:

$$V_h = \min\left(\frac{0.85 f'_c b_e t_c}{2}, \frac{A_s F_y}{2}\right) \quad (2-23)$$

در رابطه‌ی فوق b_e عرض موثر دال بتنی و t_c ضخامت دال، f'_c مقاومت ۲۸ روزه‌ی نمونه‌ی استوانه‌ای شکل، A_s مساحت نیمرخ فولادی و F_y تنش تسلیم فولاد است.

چنان‌چه از میله‌گرد فشاری در دال بتنی برای تیر مرکب تحت اثر لنگر خمشی مثبت استفاده شود آنگاه V_h برابر خواهد بود با:

$$V_h = \min\left(\frac{0.85 f'_c b_e t_c}{2} + \frac{A'_s F_y}{2}, \frac{A_s F_y}{2}\right) \quad (2-24)$$

که در رابطه‌ی فوق A'_s مساحت میله‌گردهای فشاری در عرض موثر دال بتنی است.

در تیرهای مرکب پیوسته که در آن‌ها میله‌گردهای طولی در نواحی لنگر خمشی منفی به صورت مرکب با تیر فولادی عمل می‌نمایند، کل نیروهای برشی افقی طراحی که باید توسط اتصالات برشی طراحی در فاصله‌ی بین تکیه‌گاه داخلی و نقطه‌ی عطف مجاور تحمل شود از رابطه‌ی زیر بدست می‌آید:

$$V_h = \frac{A_{sr} F_{yr}}{2} \quad (2-25)$$

که در این رابطه:

A_{sr} : سطح مقطع میله‌گردهای طولی در عرض موثر در محل لنگر خمشی منفی،

F_{yr} : تنش تسلیم فولاد میله‌گردهای طولی است.

برای کسب اطمینان از عملکرد توام فولاد و بتن در تیر مرکب به صورت کامل، لازم است تعداد برشگیرها در محدوده‌ی لنگر خمشی حداکثر و صفر از مقدار محاسبه شده‌ی رابطه‌ی زیر کمتر نباشد:

$$N = \frac{V_h}{q_{all}} \quad (26-2)$$

که در آن:

N : تعداد اتصالات برشی در فاصله‌ی لنگر خمشی حداکثر و لنگر خمشی صفر،

V_h : نیروی برشی افقی طبق رابطه‌ی (23-2) الی (25-2) بر حسب مورد،

q_{all} : نیروی برشی مقاوم مجاز یک برشگیر است.

آیین‌نامه‌ی AISC در بخش LRFD بر اساس تحقیقات انجام گرفته در دانشگاه‌های توسط اسلاتر و دریسکول [۷] روابطی را برای تعیین مقاومت نهایی گل‌میخ‌ها و ناودانی ارائه داده است. چنان‌چه نیروی برشی مقاوم مجاز هر برشگیر نصف مقاومت نهایی آن در نظر گرفته شود آنگاه نیروی برشی مقاوم مجاز برای گل‌میخ سرپهن یا قلاب شده توسط رابطه‌ی زیر تعیین می‌شود:

$$q_{all} = 0.75 d_s \sqrt{f'_c E_c} \quad \text{برای} \quad \frac{H_s}{d_s} \geq 4 \quad (27-2)$$

نیروی برشی مقاوم مجاز ناودانی‌ها را نیز می‌توان از رابطه‌ی زیر محاسبه کرد:

$$q_{all} = 0.75 (t_f + 0.5 t_w) L_c \sqrt{f'_c E_c} \quad (28-2)$$

در روابط فوق:

d_s : قطر گل‌میخ، H_s : ارتفاع گل‌میخ،

t_f : ضخامت بال ناودانی، t_w : ضخامت جان ناودانی، L_c : طول ناودانی،

f'_c : مقاومت ۲۸ روزه‌ی نمونه‌ی استوانه‌ای شکل بتن و E_c : مدول الاستیسیته‌ی بتن است.

مبحث دهم از مقررات ملی ساختمان ایران نیروهای برشی افقی مجاز q_{all} را برای گل‌میخ و ناودانی

به شرح جدول ۱-۲ در نظر گرفته است.

(پیشنهاد مقررات ملی ساختمان ایران)

مقاومت فشاری بتن (f'_c (kg/cm ²))			نوع اتصالات برشی
۳۰۰	۲۵۰	۲۰۰	
۲۷۰۰	۲۵۰۰	۲۲۰۰	گل‌میخ سرپهن یا قلاب شده $d_s = ۱۳mm$ ، $H_s = ۵۰mm$
۴۲۰۰	۳۹۰۰	۳۵۰۰	گل‌میخ سرپهن یا قلاب شده $d_s = ۱۶mm$ ، $H_s = ۶۵mm$
۶۰۰۰	۵۶۰۰	۵۰۰۰	گل‌میخ سرپهن یا قلاب شده $d_s = ۲۰mm$ ، $H_s = ۷۵mm$
۸۲۰۰	۷۶۰۰	۶۸۰۰	گل‌میخ سرپهن یا قلاب شده $d_s = ۲۲mm$ ، $H_s = ۹۰mm$
$۸۹۰L_C$	$۸۴۰L_C$	$۷۳۰L_C$	ناودانی شماره‌ی ۸۰ $t_w = t_f = ۰/۶mm$
$۹۵۰L_C$	$۸۹۰L_C$	$۷۸۰L_C$	ناودانی شماره‌ی ۱۰۰ $t_w = ۶mm$ ، $t_f = ۸/۵mm$
$۱۰۰۰L_C$	$۹۵۰L_C$	$۸۳۰L_C$	ناودانی شماره‌ی ۱۰۰ $t_w = ۷mm$ ، $t_f = ۱۰mm$

جدول ۱-۲- نیروی برشی افقی مجاز برای اتصالات برشی بر حسب kg

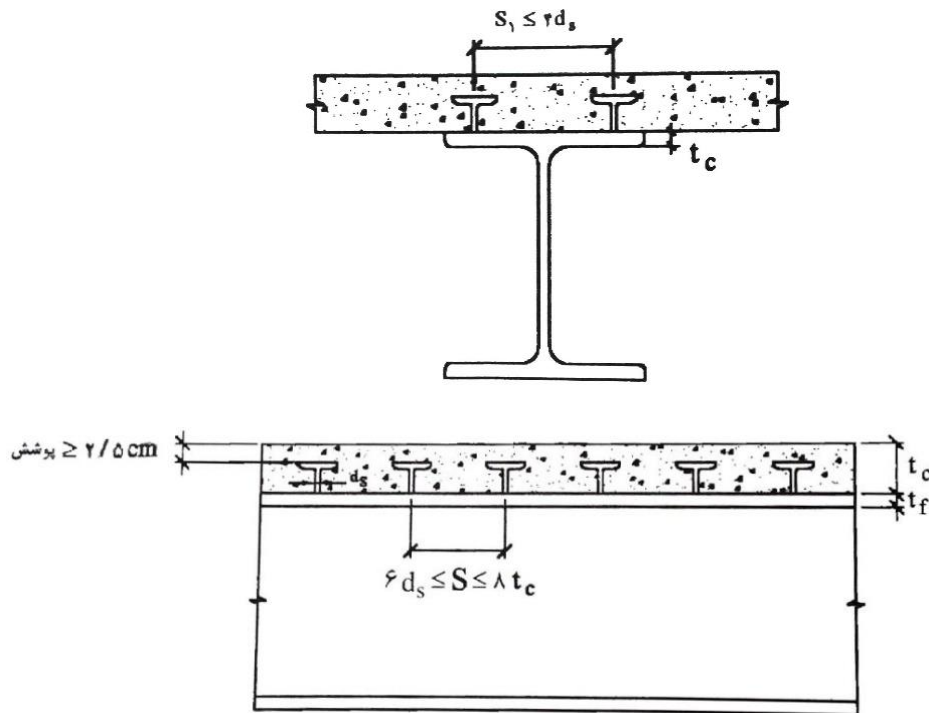
در جدول ۱-۲ طول ناودانی بر حسب cm است.

مقادیر مندرج در جدول ۱-۲ پیشنهادی مقررات ملی ساختمانی ایران در مقایسه با مقادیر حاصل از روابط (۲۷-۲) و (۲۸-۲) علی‌الخصوص در مورد ناودانی محافظه‌کارانه‌تر است. ضمناً مقادیر جدول ۲-۱ برای بتن با وزن مخصوص معمولی $w = ۲۳۵۰ \text{ kg/m}^3$ قابل قبول است. برای بتن با وزن مخصوص حداقل برابر با ۱۴۴۰ kg/m^3 باید مقادیر q_{all} مندرج در جدول ۱-۲ را در ضرایب ارائه شده در جدول ۲-۲ ضرب نمود.

وزن مخصوص بتن خشک شده در هوا (kg/m^3)							مقاومت فشاری بتن
۱۹۲۰	۱۸۴۰	۱۷۶۰	۱۶۸۰	۱۶۰۰	۱۵۲۰	۱۴۴۰	
۰/۸۸	۰/۸۶	۰/۸۳	۰/۸۱	۰/۷۸	۰/۷۶	۰/۷۳	$f'_c \leq ۲۸۰ \text{ kg/cm}^2$
۰/۹۹	۰/۹۶	۰/۹۳	۰/۹۱	۰/۸۷	۰/۸۵	۰/۸۲	$f'_c \geq ۳۵۰ \text{ kg/cm}^2$

جدول ۲-۲ ضرایب مورد استفاده برای بتن با وزن مخصوص حداقل ۱۴۴۰ kg/m^3

آیین‌نامه‌ی AISC و مبحث دهم از مقررات ملی ساختمانی در ایران ضوابط و محدودیت‌هایی را برای فواصل و قطر گل‌میخ‌ها توصیه می‌کنند. در شکل ۸-۲ محدودیت‌های مندرج در این آیین‌نامه‌ها برای گل‌میخ‌ها نشان داده شده است.



شکل ۸-۲ - نحوه‌ی قرار گرفتن گل‌میخ‌ها در تیر مرکب

ضمناً قطر گل‌میخ‌ها بایستی از $2/5$ برابر ضخامت بالی که به آن جوش داده می‌شود کمتر باشد. مگر اینکه گل‌میخ‌ها دقیقاً در بالای جان تیر فولادی در بال مربوطه جوش داده شود. پس از محاسبه‌ی نیروی افقی برشی V_h از روابط (۲۳-۲) الی (۲۵-۲) بر حسب مورد و انتخاب نوع اتصال برشی و تعیین مقاومت مجاز برشی آن q_{all} از رابطه‌ی مربوطه، یا جدول ۲-۲ تعداد برشگیرها N از رابطه‌ی زیر تعیین می‌شود:

$$N = \frac{V_h}{q_{all}} \quad (۲۹-۲)$$

که در رابطه‌ی فوق:

N : تعداد اتصالات برشی لازم در محدوده‌ی لنگر خمشی حداکثر و لنگر خمشی صفر می‌باشد. به دلیل نگرش رفتار حدی می‌توان اتصالات برشی را به صورت یکنواخت و با فواصل مساوی در محدوده‌ی لنگر خمشی حداکثر و لنگر خمشی صفر قرار داد. چون تغییرات لنگر خمشی و یا به عبارتی نیروی برشی در محدوده‌ی لنگر خمشی صفر و محل اعمال بار متمرکز بیشتر از محل‌های دیگر در طول تیر است، چنان‌چه بین لنگر خمشی صفر لنگر خمشی حداکثر نیروی متمرکز بر روی تیر مرکب اعمال شود آنگاه بایستی حداقل به تعداد N_1 اتصال برشی بین هر نیروی متمرکز و نزدیکتری نقطه‌ی لنگر خمشی صفر به کار برده شود. رابطه‌ی زیر توسط آیین‌نامه‌ی AISC و مقررات ملی ساختمانی ایران برای تعیین مقدار N_1 پیشنهاد شده است :

$$N_1 = \frac{N(\frac{M_\beta}{M_{max}} - 1)}{\beta - 1} \quad (30-2)$$

در رابطه‌ی بالا:

N : تعداد اتصالات برشی لازم بین نقطه‌ی لنگر خمشی حداکثر و نقطه‌ی لنگر خمشی صفر که از رابطه ی (29-2) تعیین می‌شود.

M : لنگر خمشی در محل بار متمرکز که مقدار آن از لنگر خمشی حداکثر کوچکتر است.

$$(M \leq M_{max})$$

و ضریب β از رابطه‌ی زیر بدست می‌آید:

$$\beta = \frac{s_{tr}}{s_s} \quad (31-2)$$

که در رابطه‌ی فوق s_{tr} ، اساس مقطع تبدیل یافته‌ی تیر مرکب نسبت به تار تحتانی و s_s ، اساس مقطع تیر فولادی است.

۹-۲- تیرهای مرکب با عرشه‌های فولادی

یکی از روش‌های اجرای تیرهای مرکب استفاده از عرشه‌های فولادی است. عرشه‌های فولادی به صورت ورق‌های خم‌شده یا کنگره‌دار در تیرهای مرکب به کار می‌رود و می‌توانند جایگزین قالب بندی و شمع بندی برای اجرای دال بتنی شوند [۸-۱۰].

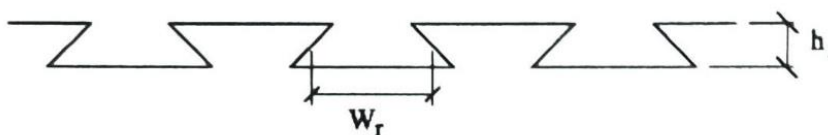
استفاده از ورق‌های خم‌شده از نظر معماری مطلوب است و وزن مرده‌ی کمتری نسبت به اجرای تیر مرکب با روش‌های معمول حاصل می‌شود.

ورق‌های به کار رفته در عرشه‌ی فولادی به منظور افزایش سختی، خم می‌شوند تا قابلیت تحمل وزن بتن را داشته باشند و بعد از بتن‌ریزی هم‌چنان در بتن باقی گذاشته می‌شوند. رایج‌ترین ورق‌های کنگره دار شکل‌هایی مطابق شکل ۹-۲ را دارا هستند. عمق ماهیچه‌ی عرشه را با h_r و عرض آن را با w_r نشان

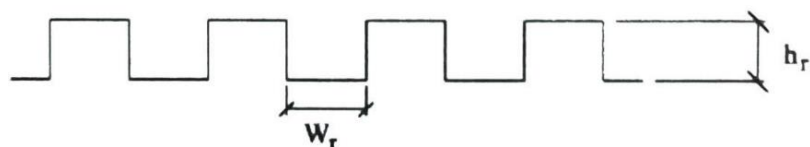
می‌دهند.



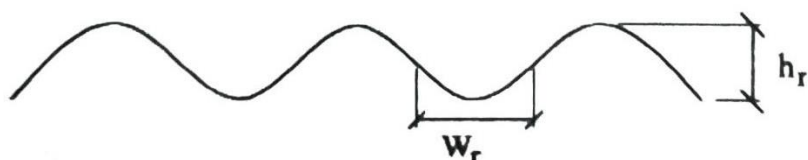
الف - ورق کنگره‌ای دوزنقه‌ای



ب - ورق کنگره‌ای دوزنقه‌ای



ج - ورق کنگره‌ای مربعی

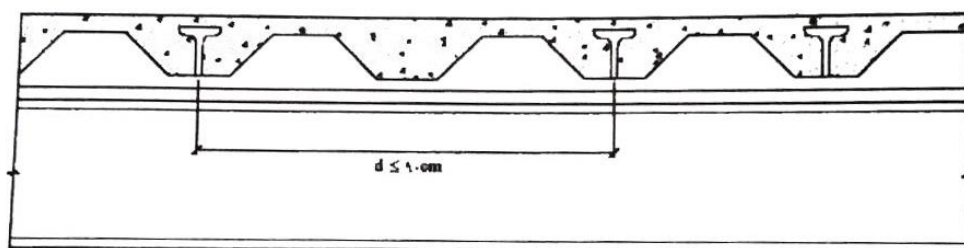


د - ورق کرکره‌ای یا سینوسی

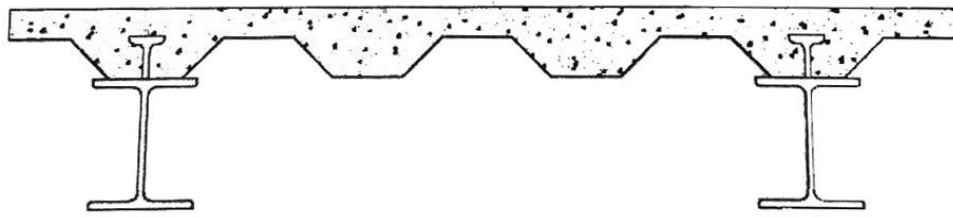
شکل ۲-۹ - انواع رایج عرشه‌های فولادی در ساخت تیر مرکب

ورق‌های خم‌شده را می‌توان به دو صورت عرشه‌ی فولادی عمود بر محور تیر، شکل ۲-۱۰ الف و موازی محور تیر، شکل ۲-۱۰ ب اجرا نمود.

ورق‌های کنگره‌دار با روش اجرای تیر مرکب با عرشه‌ی فولادی عمود بر محور تیر عملکرد بهتری نسبت به اجرای عرشه‌ی فولادی موازی محور تیر از خود نشان می‌دهد. در حالت اجرای عرشه‌ی فولادی عمود بر محور تیر، ورق‌های فولادی در جهت عمود بر محور تیر مانند یک تیر سرتاسری رفتار می‌کنند. ورق‌های کنگره‌دار در اجرای تیر مرکب با عرشه‌ی فولادی موازی محور تیر ظرفیت باربری چندانی نداشته و ورق نقش قالب و پایه را به خوبی ایفا نمی‌کند. در این نحوه‌ی اجرا استفاده از پایه‌های موقت ضروری است.



الف - عرشه فولادی عمود بر محور تیر



ب - عرشه فولادی موازی محور تیر

شکل ۱۰-۲- اجرای تیر فولادی با عرشه‌ی عمود و موازی محور تیر

۲-۱۰- شرایط لازم برای عملکرد مرکب

در اجرای تیرهای مرکب با عرشه‌های فولادی در صورتی می‌توان از اثر توأم بتن و فولاد اطمینان داشت که ضوابط پیشنهادی آیین‌نامه AISC و مقررات ملی ساختمانی ایران به شرح زیر مراعات شود، شکل ۲-۱۱.

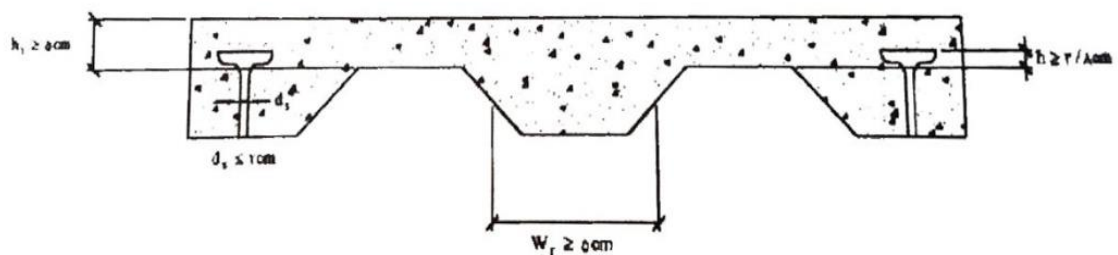
- عمق ماهیچه‌ی عرشه، h_r ، بایستی از $7/5 \text{ cm}$ کمتر باشد، $h_r \leq 7/5 \text{ cm}$.

- عرض ماهیچه‌ی عرشه، w_r ، بایستی از 5 cm بزرگتر باشد، $w_r \geq 5 \text{ cm}$ و در محاسبات نباید بزرگتر از حداقل پهنای آزاد در نزدیک سطح بالایی عرشه‌ی فولادی در نظر گرفته شود.

- دال بتنی بایستی توسط گل‌میخ‌هایی با قطر حداکثر 2 cm (سانتی‌متر) $(d_s \leq 2 \text{ cm})$ به تیر فولادی متصل شود. گل‌میخ‌ها را می‌توان از میان عرشه‌ی فولادی و یا مستقیماً به بال تیر فولادی جوش نمود.

- فاصله‌ی بالای گل‌میخ از بالای عرشه باید حداقل $3/8 \text{ cm}$ باشد.

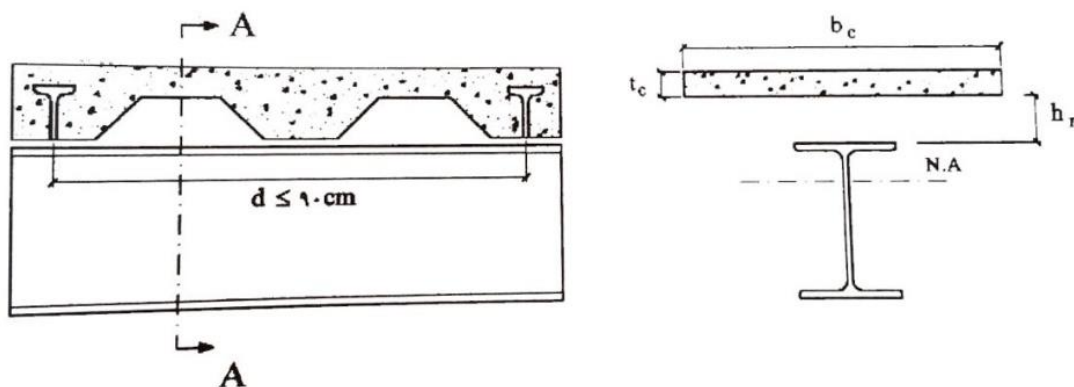
- ضخامت دال بتنی در بالای عرشه‌ی فولادی حداقل بایستی 5 cm سانتی‌متر باشد.



شکل ۲-۱۱- ضوابط مربوط به ابعاد عرشه و گل‌میخ‌ها

۱۱-۲- ضوابط لازم برای تیر مرکب برای عرشی فولادی عمود بر محور تیر

- ۱- از بتن موجود در زیر سطح فوقانی عرشی کنگره‌دار در محاسبات مشخصات هندسی مقطع و محاسبه V_h طبق رابطه‌ی (۲۸-۲) بایستی صرف‌نظر نمود. به شکل ۱۲-۲ توجه کنید.



شکل ۱۲-۲ - تیر مرکب با عرشی فولادی عمود بر محور تیر

- ۲- فواصل گل‌میخ‌ها در امتداد تیر نبایستی از ۹۰ سانتی‌متر تجاوز کند، $d \leq 90 \text{ cm}$.
- ۳- برای تعیین نیروی افقی برشی مجاز برای هر گل‌میخ بایستی مقادیر مندرج در جدول ۲-۲ را در ضریب کاهش R_F محاسبه شده از رابطه‌ی (۳۲-۲) ضرب نمود. ضریب R_F توسط آزمایشگاه تعیین می‌شود و به این دلیل است که وقتی یک گل‌میخ داخل یک کنگره قرار می‌گیرد در فاصله‌ی کوتاهی از کناره‌ی گل‌میخ، بتن تمام می‌شود و نمی‌توان به صورت کامل از ظرفیت برشی گل‌میخ استفاده کرد.

$$R_F = \left(\frac{w_r}{\sqrt{N_r}} \right) \left(\frac{H_s}{h_r} - 1 \right) \leq 1 \quad (32-2)$$

که در رابطه‌ی فوق:

h_r : ارتفاع ماهیچه‌ی عرشه،

H_s : طول گل‌میخ بعد از جوش که بایستی از $h_r + 7/5 \text{ cm}$ تجاوز نکند، حتی اگر طول واقعی آن بزرگتر باشد، $H_s \leq h_r + 7/5 \text{ cm}$ ،

N_R : تعداد گل‌میخ‌ها در روی یک تیر واقع در یک کنگره (ماهیچه) که در محاسبات حداکثر برابر با ۳

منظور می‌شود، $N_R \leq 3$.

W_F : عرض متوسط کنگره که توسط بتن پر شده است.

۴- برای مقابله با نیروی برکنش، عرشه‌ی فولادی باید به تمام تیرها یا شاهتیرهای فولادی که به صورت

مقطع مرکب طراحی می‌شوند، در فواصلی حداکثر برابر با ۴۰ سانتی‌متر مهار شود.

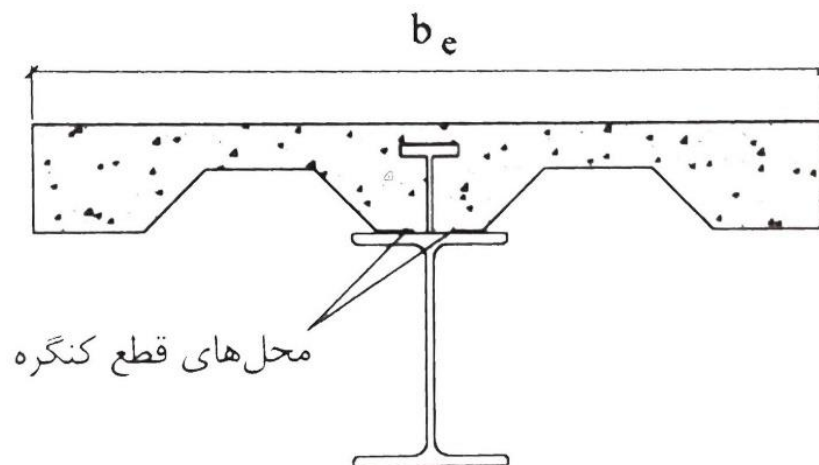
۱۲-۲- ضوابط لازم برای تیر مرکب با عرشه‌ی فولادی موازی محور تیر

۱- بتن موجود در زیر کنگره در عرشه‌ی فولادی را می‌توان در تعیین مشخصات هندسی مقطع و محاسبه

ی V_h منظور نمود، به شکل ۱۳-۲ توجه کنید.

۲- کنگره‌ها می‌توانند بر روی تیر فولادی از هم جدا شده و یک برآمدگی بتنی را بسازند. به عبارت دیگر

محل قطع کنگره‌ها روی تیر است، شکل ۱۳-۲.



شکل ۱۳-۲ - مقطع محاسباتی و محل قطع کنگره در تیر مرکب با عرشه‌ی فولادی موازی محور تیر

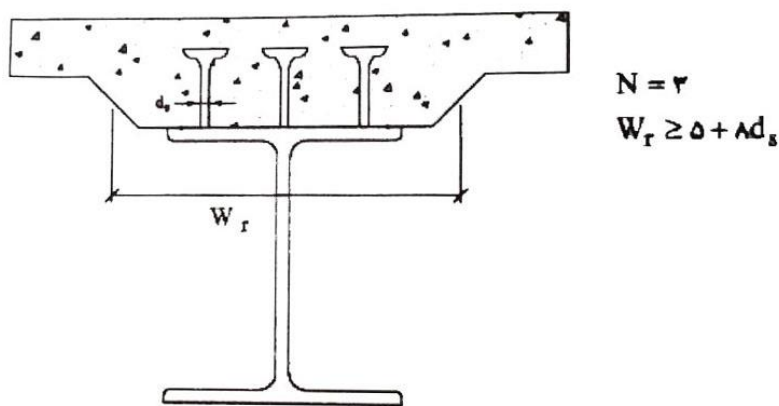
۳- هرگاه ارتفاع اسمی کنگره‌ها بزرگتر یا مساوی $3/8$ cm باشد ($h_F \geq 3/8$ cm) عرض متوسط

ماهیچه W_F موجود در روی تیر تکیه‌گاهی و یا کنگره‌های پر شده توسط بتن نایستی کمتر از ۵ cm

برای حالت یک گل‌میخ در عرض باشد. این عرض حداقل برای هر گل‌میخ اضافی به اندازه‌ی ۴ برابر قطر گل‌میخ بایستی افزایش یابد، به رابطه‌ی (۳۳-۲) و شکل ۱۴-۲ توجه کنید.

$$h_r \geq 3/8 \text{ cm} \quad \left\{ \begin{array}{l} w_r \geq 5 \text{ cm} \\ w_r \geq 5 \text{ cm} + 4d_s(n - 1) \end{array} \right. \quad (33-2)$$

n: تعداد گل‌میخ‌ها در روی تیر تکیه‌گاهی است.



شکل ۱۴-۲- حداقل عرض ماهیچه در روی تکیه‌گاه

۴- برش افقی مجاز هر گل‌میخ q_{all} را می‌توان از جدول ۲-۲ تعیین کرد. در صورتی که نسبت $\frac{w_r}{h_r}$

کمتر از ۱/۵ باشد مقدار برش افقی مجاز مندرج در جدول ۲-۲ را بایستی در ضریب کاهنده‌ی R_F محاسبه شده توسط رابطه‌ی زیر ضرب نمود:

$$R_F = 0.6 \left(\frac{w_r}{h_r} \right) \left(\frac{H_s}{h_r} - 1 \right) \leq 1 \quad (34-2)$$

۲-۱۳- کنترل برش در تیرهای مرکب

تیرهای مرکب بایستی بتوانند نیروهای برشی ناشی از بارهای وارده قبل و بعد از سفت شدن بتن را به صورت رضایت بخشی تحمل نمایند. هر چند دال بتنی در تیرهای مرکب بعد از سفت شدن بتن به شرط عملکرد توام فولاد و بتن، می تواند در تحمل نیروی برشی مشارکت داشته باشد لیکن در ناحیهی عکس العمل ها به دلیل عدم اتصال مستقیم بین دال بتنی و تکیه گاه برای انتقال این برش، عملاً برش موجود در دال بتنی بدون عکس العمل باقی می ماند. لذا در جهت اطمینان آیین نامه های طراحی توصیه می نمایند برش موجود در تیر در ناحیهی عکس العمل ها تنها توسط جان تیر فولادی تحمل و کنترل شود.

بنابراین طبق آیین نامه ی AISC و مبحث دهم از مقررات ملی ساختمانی ایران جان و اتصال انتهایی تیر فولادی بایستی برای تحمل نیروی برشی ناشی از بارهای مرده و زنده طراحی شود.

چنانچه رابطه ی $\frac{h}{t_w} \leq \frac{3185}{\sqrt{F_y}}$ برقرار باشد که در آن h و t_w به ترتیب عمق و ضخامت جان تیر فولادی می باشد، در این صورت :

$$F_V = \frac{V_{\max}}{dt_w} \leq 0.4F_y \quad (2-35)$$

اگر $\frac{h}{t_w} > \frac{3185}{\sqrt{F_y}}$ باشد در این صورت جان تیر فولادی در معرض کمانش قطری یا برشی قرار دارد و کنترل برش در تیر مرکب توسط رابطه ی زیر تعیین می شود:

$$F_V = \frac{V_{\max}}{ht_w} \leq F_V \quad (2-36)$$

در روابط (۲-۳۵) و (۲-۳۶) :

V_{\max} : نیروی برشی ناشی از کلیه بارهای مرده و زنده وارد بر تیر مرکب،

d : عمق تیر،

F_V : تنش مجاز برشی تیر فولادی است که با توجه به معیار کمانش قطری یا برشی تیر بدست می آید.

۲-۱۴- کنترل تغییر مکان در تیرهای مرکب

محاسبه‌ی تغییر مکان در تیرهای مرکب به نحوه‌ی اجرای آن بستگی دارد. در تیرهای مرکب بدون

شمع‌بندی، بار وارده طی دو مرحله‌ی قبل و بعد از سفت شدن بتن به آن وارد می‌شود.

تغییر مکان تیرهای مرکب اصولاً بر مبنای رفتار الاستیک آن‌ها ارائه می‌شود.

چنانچه در اجرای تیر مرکب از سیستم شمع‌بندی استفاده شود، تغییرمکان حداکثر تیر در ناحیه‌ی

الاستیک که دارای طول دهانه‌ی آزاد L و شامل بارهای مرده‌ی قبل از سفت شدن بتن W_{D_1} و بارهای

مرده‌ی بعد از سفت شدن W_{D_2} و بارهای زنده که پس از سفت شدن بتن اعمال می‌شود W_L باشد

توسط رابطه‌ی زیر تعیین می‌شود:

$$\delta_{\max} = \beta'_1 \frac{(W_{D_1} + W_{D_2})L^r}{EI'_{tr}} + \beta'_2 \frac{W_L L^r}{EI'_{tr}} \quad (2-37)$$

اگر در اجرای تیر مرکب از سیستم شمع‌بندی استفاده نشود، بارهای مرده‌ی W_{D_1} قبل از سفت شدن

بتن و کسب ۷۵ درصد مقاومت نهایی آن توسط تیر فولادی و بارهای مرده‌ی W_{D_2} و بارهای زنده‌ی

W_L بعد از سفت شدن بتن توسط تیر مرکب تحمل می‌شوند. در این صورت برای تغییر مکان حداکثر

تیر مرکب می‌توان از رابطه‌ی زیر استفاده نمود:

$$\delta_{\max} = \beta'_3 \frac{W_{D_1} L^r}{EI_S} + \beta'_4 \frac{W_{D_2} L^r}{EI'_{tr}} + \beta'_5 \frac{W_L L^r}{EI'_{tr}} \quad (2-38)$$

در روابط (۲-۳۷) و (۲-۳۸) :

$\beta'_1, \beta'_2, \beta'_3, \beta'_4, \beta'_5$: ضرایب تغییر مکان که به نوع بارگذاری و شرایط سر حدی تیر مرکب بستگی

دارند.

E : مدول الاستیسیته‌ی فولاد که می‌توان برای فولاد نرمه معمولی آن را برابر $2/0.3 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$ در نظر گرفت.

I_S : ممان اینرسی مقطع تیر فولادی،

I_{tr} : ممان اینرسی مقطع تبدیل یافته‌ی تیر مرکب حول محور خنثی،

I'_{tr} : ممان اینرسی مقطع تبدیل یافته‌ی تیر مرکب حول محور خنثی، با این تفاوت که در محاسبه‌ی آن عرض موثر دال بتنی b_e بر ضریب $3n$ تقسیم می‌شود ($n = \frac{E_S}{E_C}$).

استفاده از ضریب $3n$ در محاسبه‌ی ممان اینرسی مقطع تبدیل یافته برای تغییر مکان به جای ضریب معمولی n ، برای منظور نمودن اثرات افت و خزش در بتن در اثر بارگذاری طولانی مدت است [۱۱]. به عبارت دیگر چون خزش در بتن به مرور موجب کاهش صلبیت تیر مرکب می‌شود، این اثر با کاهش ممان اینرسی تیر مرکب جبران می‌شود. شایان ذکر است که عمده‌ی خزش در تیرهای مرکب ناشی از بارهای مرده است و بارهای زنده تاثیر چندانی در به وجود آوردن پدیده‌ی خزش در تیر مرکب ندارد. تغییر مکان حداکثر به دست آمده از روابط (۳۷-۲) و (۳۸-۲) بایستی از مقادیر مجاز مطابق روابط زیر کوچکتر باشد:

$$\delta_{\max} \leq \frac{L}{360} \quad \text{برای بار زنده‌ی تنها} \quad (39-2)$$

$$\delta_{\max} \leq \frac{L}{240} \quad \text{برای تمام بارهای مرده و زنده} \quad (40-2)$$

مدلسازی

۳-۱- مراحل مدل‌سازی سقف مرکب با عملکرد یک‌طرفه توسط ETABS :

در این مرحله یک سقف مربعی با ابعاد $10\text{ m} \times 10\text{ m}$ را به صورت کامپوزیت تحلیل و طراحی می‌کنیم. عملیات ساخت، تحلیل و طراحی مدل شامل مراحل زیر است :

- شروع ساخت مدل
- تعریف مشخصات مدل
- ترسیم مدل و اختصاص مشخصات به اعضا
- اختصاص بارها
- تحلیل
- طراحی
- خروجی نرم‌افزار

حال هر مرحله را به صورت مجزا مورد بحث و بررسی قرار می‌دهیم.

۳-۱-۱- شروع ساخت مدل : در این مرحله محورها (خطوط شبکه) تعریف و هندسه‌ی کلی

شکل ایجاد می‌شود.

۳-۱-۲- تعریف مشخصات مدل : در این بخش مشخصات مدل همانند مصالح، مقطع تیرها،

مقطع سقف، بارها و سایر مشخصات تعریف می‌شوند. تمامی دستورات مورد نیاز در منوی Define قرار دارند.

معرفی مصالح : با استفاده از دستور Define>Material Properties مصالح فولادی و بتنی را با

مشخصات زیر تعریف می‌کنیم. واحد برنامه در این حالت kgf-cm می‌باشد.

Material Property Data

Material Name <input type="text" value="CONC"/>	Display Color Color
Type of Material <input checked="" type="radio"/> Isotropic <input type="radio"/> Orthotropic	Type of Design Design Concrete
Analysis Property Data	Design Property Data (ACI 318-05/IBC 2003)
Mass per unit Volume <input type="text" value="2.500E-06"/> Weight per unit Volume <input type="text" value="2.500E-03"/> Modulus of Elasticity <input type="text" value="245000"/> Poisson's Ratio <input type="text" value="0.2"/> Coeff of Thermal Expansion <input type="text" value="9.900E-06"/> Shear Modulus <input type="text" value="102083.333"/>	Specified Conc Comp Strength, f'_c <input type="text" value="210"/> Bending Reinf. Yield Stress, f_y <input type="text" value="4000"/> Shear Reinf. Yield Stress, f_{ys} <input type="text" value="4000"/> <input type="checkbox"/> Lightweight Concrete Shear Strength Reduc. Factor <input type="text"/>
<input type="button" value="OK"/>	<input type="button" value="Cancel"/>

Material Property Data

Material Name <input type="text" value="STEEL"/>	Display Color Color
Type of Material <input checked="" type="radio"/> Isotropic <input type="radio"/> Orthotropic	Type of Design Design Steel
Analysis Property Data	Design Property Data
Mass per unit Volume <input type="text" value="8.000E-06"/> Weight per unit Volume <input type="text" value="7.850E-03"/> Modulus of Elasticity <input type="text" value="2030000"/> Poisson's Ratio <input type="text" value="0.3"/> Coeff of Thermal Expansion <input type="text" value="1.170E-05"/> Shear Modulus <input type="text" value="780769.23"/>	Minimum Yield Stress, F_y <input type="text" value="2400"/> Minimum Tensile Strength, F_u <input type="text" value="4000"/> Cost per Unit Weight <input type="text" value="27.6799"/>
<input type="button" value="OK"/>	<input type="button" value="Cancel"/>

شکل ۳-۱- مشخصات مصالح بتنی و فولادی

معرفی مقاطع تیرها : مقاطع تیرهای کامپوزیت حتما باید از نوع I باشند چون برنامه تنها مقاطع

I شکل را برای تیرهای کامپوزیت شناسایی می‌کند. برای این کار از دستور Define>Frame Section

استفاده می‌کنیم. البته مقاطع I شکل به علت پر کاربرد بودن در نرم‌افزار وجود دارد کافی است آن‌ها

را Import کنیم. در شکل ۳-۲ مشخصات IPE۳۶۰ نمایش داده شده است.

I/Wide Flange Section

Section Name

Extract Data from Section Property File

Properties

Property Modifiers

Material

▼

Dimensions

Outside height (t3)	<input type="text" value="36."/>
Top flange width (t2)	<input type="text" value="17."/>
Top flange thickness (tf)	<input type="text" value="1.27"/>
Web thickness (tw)	<input type="text" value="0.8"/>
Bottom flange width (t2b)	<input type="text" value="17."/>
Bottom flange thickness (tfb)	<input type="text" value="1.27"/>

Display Color ☐

شکل ۳-۲- مشخصات IPE۳۶۰

مقطع سقف : سقف را به صورت عرشی یک طرفه با حداکثر ضخامت ۱۰cm و حداقل ضخامت ۶cm همراه با عرشی فولادی تعریف می‌کنیم. وزن Deak را نیز 10 kg/m^2 در نظر می‌گیریم. این تنظیمات در منوی Define>Wall/ Slab/Deak Section انجام می‌گیرد.

شکل ۳-۳- مشخصات عرشه‌ی یک طرفه

بارها : بارهای مرده و زنده در این مرحله معرفی می‌شوند. برای تعریف بارها از دستور Define>Static

load Cases استفاده می‌کنیم. در مورد بار مرده در سازه‌هایی که دارای سقف‌های مرکب هستند متفاوت با سازه‌های دیگر عمل می‌شود. این تفاوت در نوع باراست که شامل دو نوع می‌باشد :

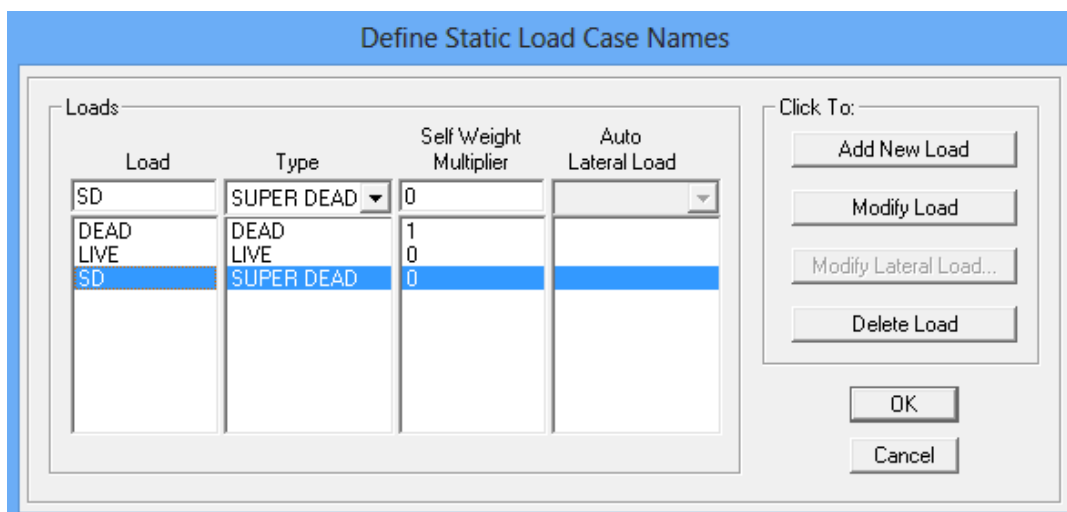
بار مرده‌ی گروه اول : شامل وزن تیرها و دال بتنی قبل از گیرش که از نوع Dead تعریف می‌شود.

بار مرده‌ی گروه دوم : بارهایی که بعد از سخت شدن دال به کف وارد می‌شوند شامل وزن

کف‌سازی، نازک‌کاری و بار معادل تیغه‌بندی‌ها که از نوع SD(Super Dead) تعریف می‌شوند.

در تعریف بار SD(Super Dead) در قسمت Self Weight Multiplier ضریب صفر را به صورت پیش

فرض می‌پذیریم چون این بار به صورت خارجی برای برنامه تعریف می‌گردد.



شکل ۳-۴- بارهای استاتیکی معرفی شده

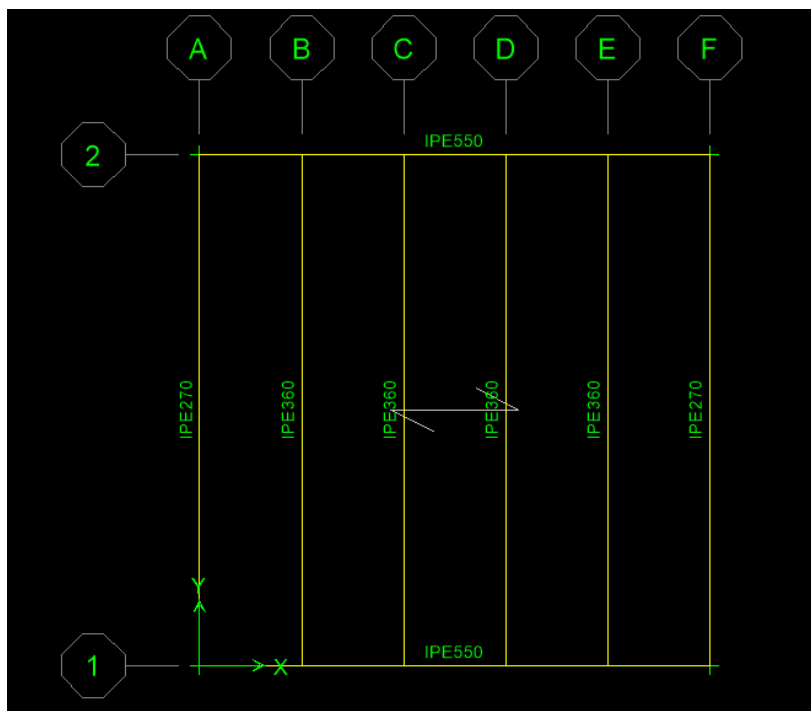
۳-۱-۳- ترسیم مدل و اختصاص مشخصات به اعضا: در این بخش هندسه‌ی سازه ترسیم

می‌شود. در حین عملیات ترسیم مقطع اعضا را نیز به آن‌ها اختصاص می‌دهیم. برای تیرهای کامپوزیت IPE^{۳۶۰} را در فواصل ۲m از هم در نظر می‌گیریم. برای چهار تیر فرعی میانی IPE^{۳۶۰} و برای دو تیر فرعی کناری که باربری کمتری دارند IPE^{۲۷۰} در نظر گرفته شده است. تیرهای اصلی نیز که عمود بر تیرهای فرعی می‌باشند IPE^{۵۵۰} انتخاب شده اند.

در مورد سقف باید دقت شود جهت توزیع بار عمود بر جهت تیرهای کامپوزیت باشد تا هر کدام از تیرهای کامپوزیت قسمتی از بار وارده را تحمل کنند و به تیرهای اصلی انتقال دهند.

اتصال تیرهای فرعی به تیرهای اصلی به صورت صلب و محل تکیه‌گاهها به صورت تکیه‌گاه ساده در نظر گرفته شده است.

شکل زیر مشخصات اختصاص داده شده به اعضا را نشان می‌دهد.



شکل ۳-۵- مشخصات سازه در حالت عملکرد یک طرفه با عرشه‌ی یک طرفه

۳-۱-۴- **اختصاص بارها :** در این مرحله بارهای مختلف به اعضا اختصاص داده می‌شوند. بارهای

اختصاص یافته شامل بارهای زیر می‌باشند :

الف) بارهای مرده‌ی قبل از سفت شدن بتن : این بار شامل وزن تیر فولادی، وزن عرشه و

وزن دال بتنی است. چون در تعریف تیر فولادی، عرشه و دال بتنی خصوصیات وزنی آن‌ها را تعریف

کرده‌ایم برنامه به صورت خودکار بارهای ناشی از آن‌ها را به عنوان بار مرده‌ی قبل از سفت شدن بتن

محاسبه می‌کند.

ب) بار مرده‌ی بعد از سفت شدن بتن : این بار شامل بار مرده‌ی کف‌سازی روی سقف و نازک

کاری زیر سقف و هم‌چنین بار معادل تیغه‌بندی است که شدت آن‌ها به ترتیب برابر 215 kg/m^2 و

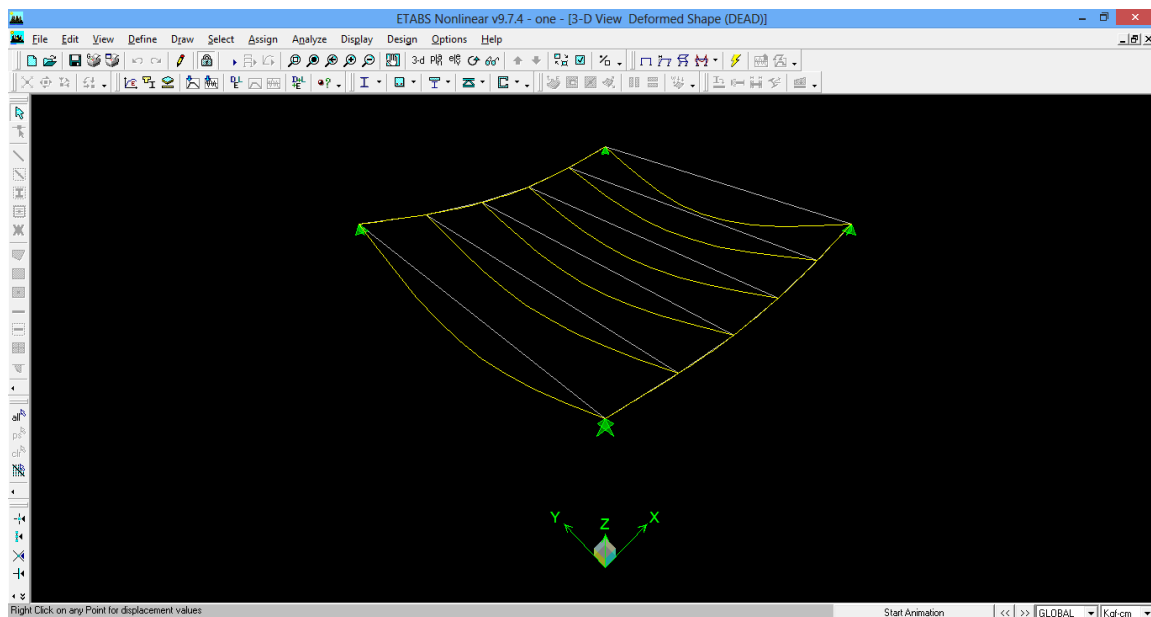
100 kg/m^2 می‌باشد. این بارها به صورت سطحی به کف اختصاص داده می‌شوند.

شکل ۳-۶- اختصاص بار SD

ج) بارزنده : این بار نیز که شدت آن برابر 200 kg/m^2 است به صورت سطحی به سقف اختصاص داده می‌شود.

شکل ۳-۷- اختصاص بار زنده

۳-۱-۵- انجام عملیات تحلیل : دستور `Analyze>Run Analysis` را اجرا نموده و پس از آن مراحل تحلیل نمایش داده می‌شود. در پایان عملیات تحلیل، هندسه‌ی تغییر شکل یافته‌ی مدل تحت بار مرده در پنجره‌ی نمای سه بعدی دیده خواهد شد.



شکل ۳-۸- شکل تغییر شکل یافته‌ی سازه

با اجرای دستور Display و پس از آن با استفاده از زیر منوی ... Show Member Forces گزینه‌ی Frame/Pear... را انتخاب کرده و ok می‌کنیم در نتیجه با کلیک راست بر روی هر عضو می‌توان تنش‌ها و تغییر شکل‌ها برای بارهای مختلف را مشاهده کرد.

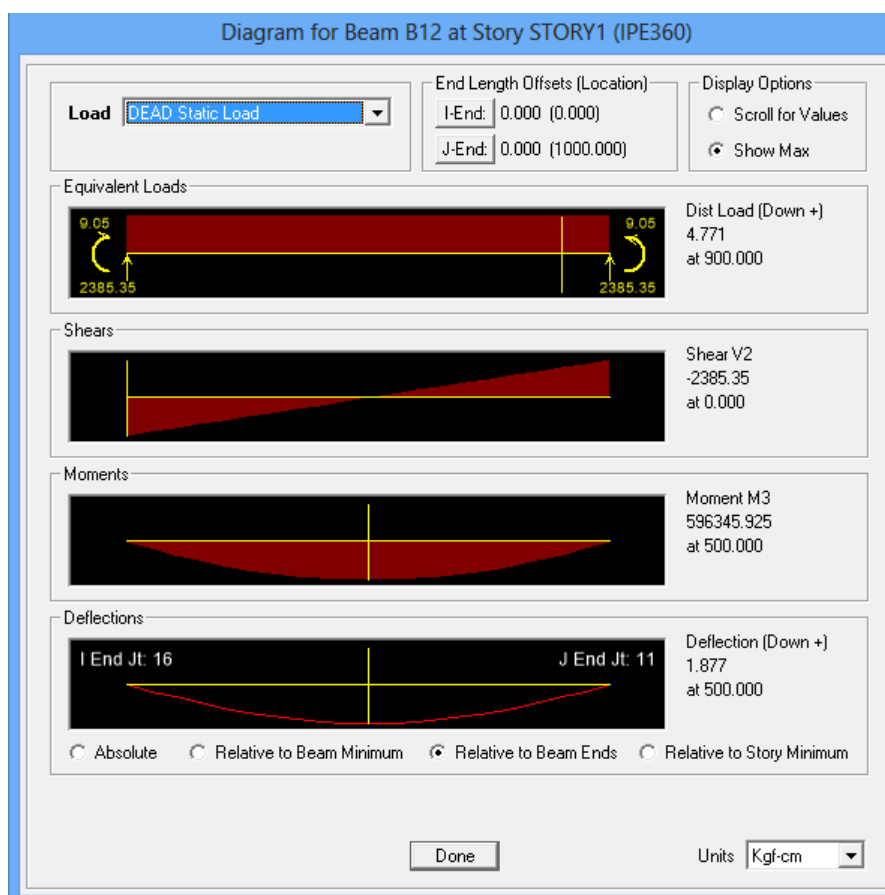
نتایج محاسبات سازه حاصل از تحلیل ناشی از بارهای گوناگون برای تیرهای فرعی (IPE۳۶۰) در جدول زیر بیان شده است.

مقدار خروجی	پارامتر
۵۹۶۳/۴۵۹ kg. m	لنگر خمشی حداکثر در وسط تیر ناشی از بارمرده‌ی قبل از سفت شدن بتن
۷۸۷۵/۱۰۸ kg. m	لنگر خمشی حداکثر در وسط تیر ناشی از بارمرده‌ی بعد از سفت شدن بتن
۵۰۰۰/۰۶۸ kg. m	لنگر خمشی حداکثر در وسط تیر ناشی از بار زنده
۲۳۸۵/۳۵ kg	نیروی برشی حداکثر در انتهای تیر ناشی از بارمرده‌ی قبل از سفت شدن بتن
۳۱۵۰ kg	نیروی برشی حداکثر در انتهای تیر ناشی از بارمرده‌ی بعد از سفت شدن بتن
۲۰۰۰ kg	نیروی برشی حداکثر در انتهای تیر ناشی از بار زنده

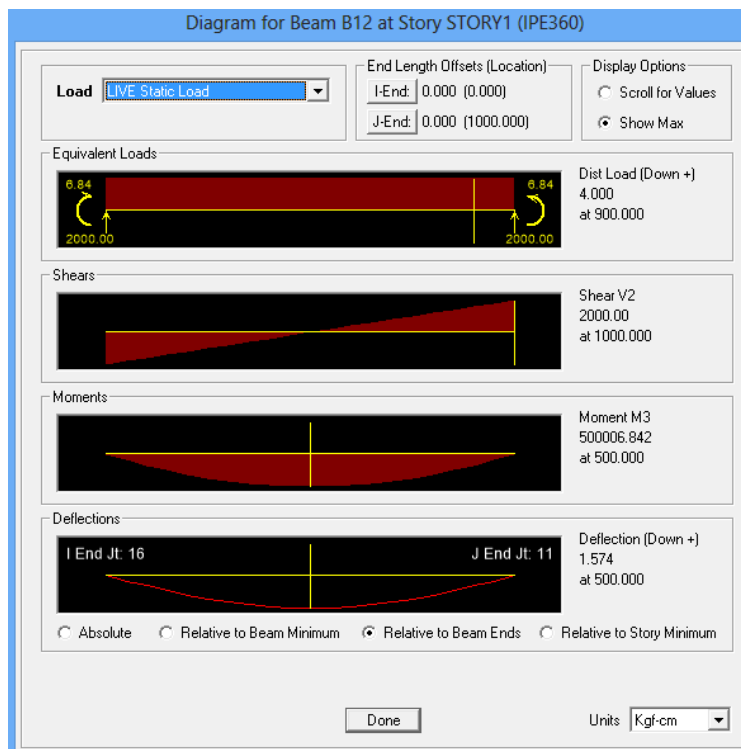
جدول ۳-۱- خروجی بارهای نرم‌افزار ETABS برای عملکرد یک طرفه باعرشه‌ی یک طرفه ناشی از تحلیل

پارامتر	مقدار خروجی بر حسب cm
تغییر مکان حداکثر در وسط تیر ناشی از بار مرده‌ی قبل از سفت شدن بتن	۱/۸۷۷
تغییر مکان حداکثر در وسط تیر ناشی از بار مرده‌ی بعد از سفت شدن بتن	۲/۴۷۹
تغییر مکان حداکثر در وسط تیر ناشی از بار زنده	۱/۵۷۴

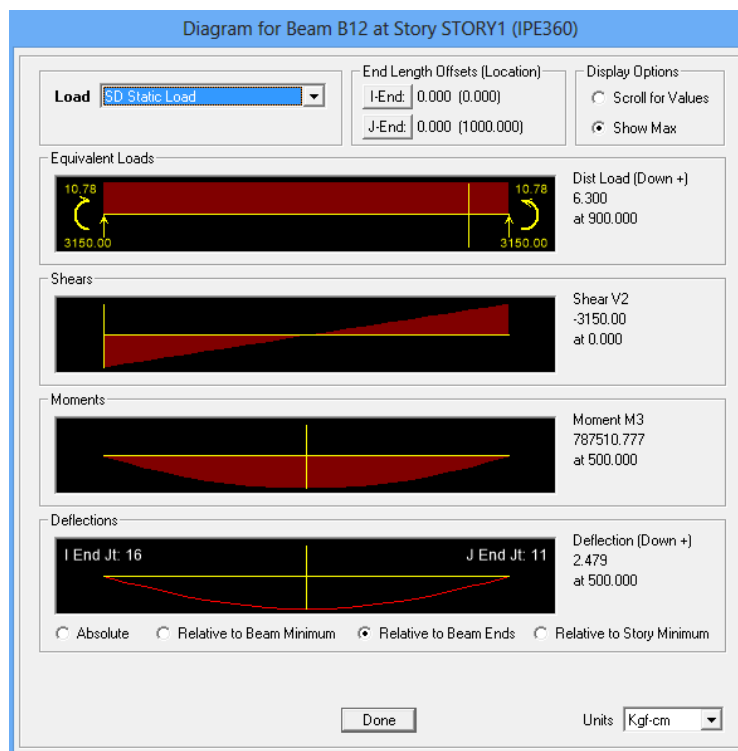
جدول ۳-۲- خروجی تغییر مکان‌های نرم‌افزار ETABS برای عملکرد یک طرفه باعرشی یک طرفه ناشی از تحلیل



شکل ۳-۹- خروجی تحلیل ناشی از بار مرده



شکل ۳-۱۰- خروجی تحلیل ناشی از بار زنده



شکل ۳-۱۱- خروجی تحلیل ناشی از بار SD

۳-۱-۶- انجام عملیات طراحی : در این بخش تیرهای مرکب را بر اساس آیین‌نامه AISC-

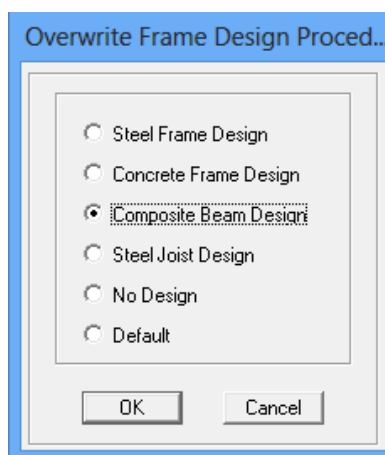
۸۹ ASD طراحی خواهیم کرد.

تعریف تیر کامپوزیت : ابتدا باید برای برنامه تعریف کنیم که تیرها را از نوع کامپوزیت طراحی

کند. برای این کار کافی است تمام تیرهای کامپوزیت را انتخاب کرده سپس دستور

Design>Overwrite... را اجرا کرده می‌کنیم. در پنجره‌ی نمایش داده شده گزینه‌ی Composite

Beam Design را انتخاب خواهیم کرد.



شکل ۳-۱۲- طراحی تیرها به صورت کامپوزیت

تنظیمات کلی طراحی تیرهای کامپوزیت : حال تنظیمات کلی طراحی تیرهای کامپوزیت را

انجام می‌دهیم. برای این کار باید از منوی Options زیر منوی Preferences>Composite Beam

Design را اجرا کنیم.

در قسمت Design Code آیین‌نامه‌ی مورد قبول خود را انتخاب می‌کنیم. بهترین آیین‌نامه از بین

آیین‌نامه‌های موجود آیین‌نامه‌ی ۸۹ AISC-ASD می باشد چون مشابه مبحث دهم مقررات ملی

ساختمانی ایران است.

در تب Beam گزینه‌ی مهم Shored? است. گزینه‌ی NO را انتخاب می‌کنیم تا سیستم سقف بدون

شمع‌بندی طراحی شود.

Preferences

Factors

Beam Deflection Vibration Price

Shored?	No
Middle Range (%)	70
Pattern Live Load Factor	0.75
Stress Ratio Limit	1.
Single Segment for Studs?	No
Stud Increase Factor	1.
Additional Minimum Studs	0

Reset Tab

Design Code AISC-ASD89

Reset All OK Cancel

شکل ۳-۱۳- تنظیمات تب Beam

در تب Deflection تنظیمات مختلفی که مربوط به تغییر مکان هاست انجام می‌شود. گزینه‌ی آخر این تب

(Creep Factor) مربوط به در نظر گرفتن اثر خزش در بتن است. مطابق مبحث دهم زمانی که این اثر در نظر گرفته شود بجای ضریب تبدیل n از ضریب تبدیل $۳n$ استفاده می‌کنیم. پس برای این گزینه عدد ۳ را وارد می‌کنیم.

Preferences

Factors | **Beam** | Deflection | Vibration | Price

PreComp DL Limit, L/	0.
Super DL+LL Limit, L/	240.
Live Load Limit, L/	360.
Total-Camber Limit, L/	240.
Camber DL (%)	100.
Camber Ignore Limit	1.905
Camber Abs Max Limit	10.16
Camber Max Limit, L/	180.
Camber Interval	0.635
Camber Rounding Down	Yes
Creep Factor	3.

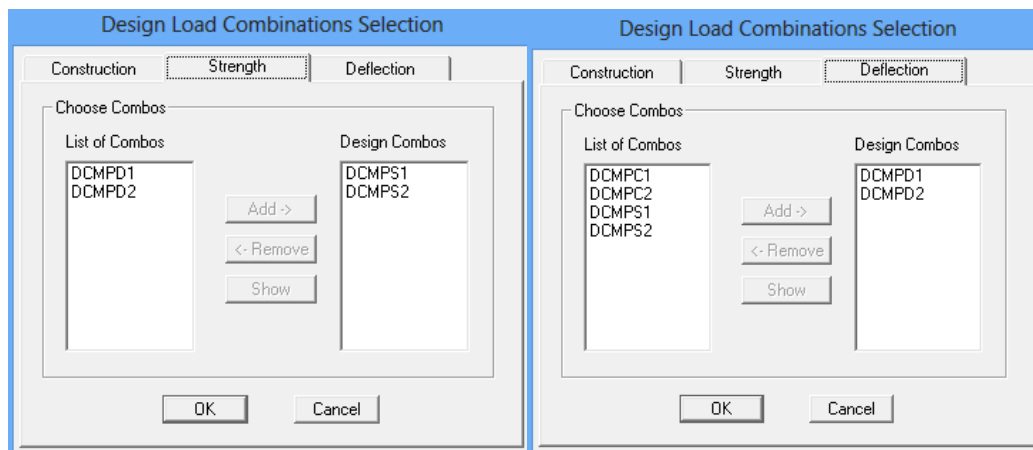
Reset Tab

Design Code: AISC-ASD89

Reset All OK Cancel

شکل ۳-۱۴- تنظیمات تب Deflection

ترکیب بارهای طراحی : باید ترکیب بارهایی را که برای طراحی این اعضا در نظر می گیریم را برای برنامه تعریف کنیم . در مرحله انتخاب آیین نامه (AISC-ASD ۸۹) برنامه به صورت خودکار ترکیب بارهایی را تعریف می کند که دقیقا با ترکیب بارهای مورد نیاز این اعضا در مبحث دهم (ویرایش ۸۷) مطابقت دارد و لذا فقط باید آن ها را برای طراحی به برنامه فراخوانیم. برای این کار از منوی Design به زیر منوی Composite Beam Design رفته و بر روی گزینه ی Select Design Combo... کلیک کرده و ترکیبات بار زیر را انتخاب می کنیم.

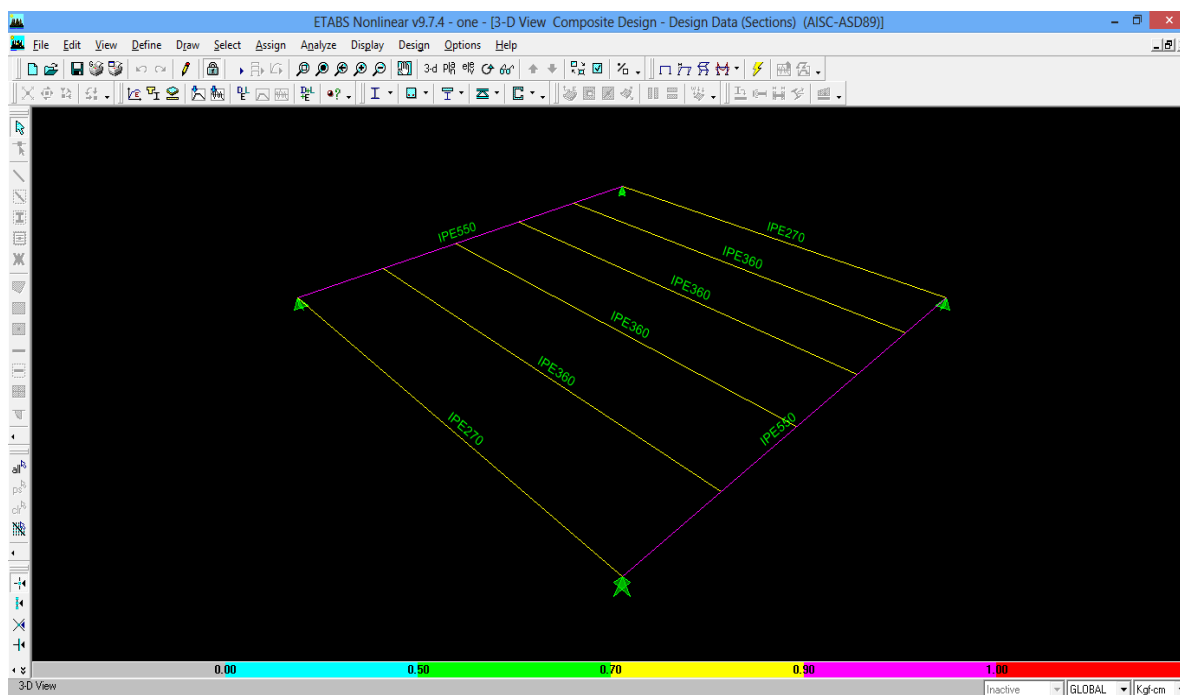


شکل ۳-۱۵- تنظیمات مربوط به ترکیبات بارهای طراحی

طراحی تیر کامپوزیت : در انتها دستور Design>Composite Beam Design را اجرا می کنیم و

بر روی گزینه ی Start Design Without Similarity کلیک خواهیم کرد و بعد از مدتی طراحی تیرهای

کامپوزیت انجام می گیرد.



شکل ۳-۱۶- شکل مدل پس از طراحی

۳-۱-۷- خروجی نرم افزار : ملاحظه می شود که مقطع IPE^{۳۶۰} که برای تیرهای کامپوزیت


انتخاب شده مناسب است و در محدوده ی اقتصادی نیز قرار دارد. با کلیک راست بر روی هر پروفیل

جزئیات طراحی عضو نشان داده می‌شود. زیر منوی Details>summary جزئیات مربوط به خصوصیات سازه و مقطع مقاوم، زیر منوی Details>Strength جزئیات مربوط به تنش‌ها و زیر منوی Details>Serviceability جزئیات مربوط به خیزها را نشان می‌دهند.

نحوه‌ی محاسبات نرم‌افزار در فصل چهارم به صورت دستی و با جزئیات کامل بیان شده است.

Composite Beam Design (AISC-ASD89)			
Summary	Strength	Stud Details	Serviceability
AISC-ASD89 Composite Beam Design Beam Label: B12 Units: Kgf-cm			
Beam Label: B12	Story: STORY1	Shored: No	Overwrites: Yes
Group: None	Length: 1000.000	Camber: 0.000	b-cp: N/A
Beam: IPE360	Loc X: 400.000	Comparative: \$15796.78	t-cp: N/A
Fy: 2400.000	Loc Y: 500.000	Stud Diam.: 1.910	Fy-cp: N/A
Fu: 4000.000	Requested as: Composite		Consider-cp: No
RLLF: 0.948	Designed as: Composite		
Deck Left: DECK	Deck Right: DECK	b _{eff} Left: 100.000	b _{eff} Right: 100.000
Dir. Left: Perpendicular	Dir. Right: Perpendicular	F _c Left: 210.000	F _c Right: 210.000
C _{top} Left: 2.355	C _{top} Right: 2.355	E _c (S) Left: 232948.353	E _c (S) Right: 232948.353
C _{bot} Left: 0.000	C _{bot} Right: 0.000	E _c (D) Left: 81666.667	E _c (D) Right: 81666.667
		E _c (V) Left: 314480.276	E _c (V) Right: 314480.276
I _s : 16270.00	y _{bar} : 18.000	I _{eff} (S): 46420.74	y _{eff} (S): 34.362
I _{bare} : 16270.00	y _{trans} (S): 34.362	I _{eff} (D): 34546.83	y _{eff} (D): 27.976
I _{trans} (S): 46420.74	y _{trans} (D): 27.976	I _{eff} (V): 49491.38	y _{eff} (V): 35.972
I _{trans} (D): 34546.83	y _{trans} (V): 35.972		
I _{trans} (V): 49491.38			
q: [4000.00(1 stud/row), 4000.00(2 studs/row)]			
Stud Layout: 48			
Seg. Length: 976.460			
Stud Ratio: 0.750			
PCC: 100.00%	Utilization Limit: 1.000	Deflection Ratio: 0.863	
Overall Ratio: 0.880	Stress Ratio: 0.880		

شکل ۳-۱۷- جزئیات مربوط به خصوصیات سازه و مقطع مقاوم



Composite Beam Design (AISC-ASD89)

×

Summary

Strength

Stud Details

Serviceability

AISC-ASD89

Composite Beam Design

Beam Label: B12

Units: Kgf-cm

Moment Design

Pmax:0.00

Pmax Combo:NA

Type	Combo	Location	M	fb	Fb	1/3 Factor	Ratio	Lb
Constr Pos	DCMPC2	Bot. Flange	696347.294	770.390	1584.000	No	0.486	0.000
Final Pos	DCMPS2	Bot. Flange	1883863.544	1394.484	1584.000	No	0.880	0.000
Final Pos	DCMPS2	Top Flange	1883863.544	66.481	1584.000	No	0.042	0.000
Final Pos	DCMPS2	Web Top	1883863.544	14.941	1584.000	No	0.009	0.000
Final Pos	DCMPS2	Web Bottom	1883863.544	1342.945	1584.000	No	0.848	0.000
Final Pos	DCMPS2	Bot. Flange	1883863.544	1394.484	1584.000	No	0.880	0.000
Final Pos	DCMPS2	Conc. Left	1883863.544	37.042	94.500	No	0.392	0.000
Final Pos	DCMPS2	Conc. Right	1883863.544	37.042	94.500	No	0.392	0.000
Final Seq	DCMPS2	Top Flange	1883863.544	705.192	2160.000	No	0.326	0.000
Final Seq	DCMPS2	Bot. Flange	1883863.544	1612.810	2160.000	No	0.747	0.000


Shear Design

Type	Combo	Block	V	fv	Fv	1/3 Factor	Ratio
Constr Left	DCMPC2	OK	2785.35	103.48	960.00	No	0.108
Constr Right	DCMPC2	OK	2785.35	103.48	960.00	No	0.108
Final Left	DCMPS2	OK	7535.35	279.96	960.00	No	0.292
Final Right	DCMPS2	OK	7535.35	279.96	960.00	No	0.292

End Reactions

Left Combo	L. Reaction	Right Combo	R. Reaction
DCMPS2	7535.35	DCMPS2	7535.35

شکل ۳-۱۸- جزئیات مربوط به تنش



Composite Beam Design (AISC-ASD89)

✕

Summary

Strength

Stud Details

Serviceability

AISC-ASD89

Composite Beam Design

Beam Label: B12

Units: Kgf-cm

Deflection Design

Type	Consider	Combo	Defl	Limit	Ratio	OK
PreComp DL	Yes	DCMPD2	1.877	8.333	0.225	Yes
Super Load	Yes	DCMPD2	1.719	4.167	0.413	Yes
Live Load	Yes	DCMPD2	0.552	2.778	0.199	Yes
Total-Camber	Yes	DCMPD2	3.596	4.167	0.863	Yes

شکل ۳-۱۹- جزئیات مربوط به تغییرمکان

۳-۲- مراحل مدل‌سازی سقف مرکب با عملکرد دوطرفه توسط ETABS :

برنامه‌ی ETABS برای مدل‌سازی سقف‌های مرکب با عملکرد یک‌طرفه طراحی شده است و عملاً نمی‌توان برای حالت دو طرفه طراحی را انجام داد. اما می‌توان از نتایجی که از تحلیل سقف‌های مرکب با عملکرد دو طرفه بدست می‌آید استفاده کرد و با استفاده از این نتایج طراحی را به صورت دستی انجام داد. بنابراین مراحل تحلیل و طراحی سقف مربعی با ابعاد $10\text{m} \times 10\text{m}$ به صورت کامپوزیت و با عملکرد دو طرفه به صورت زیر است :

- شروع ساخت مدل
- تعریف مشخصات مدل
- ترسیم مدل و اختصاص مشخصات به اعضا
- اختصاص بارها
- تحلیل
- طراحی دستی
- خروجی نرم‌افزار

حال هر مرحله را به صورت مجزا مورد بحث و بررسی قرار می‌دهیم.

۳-۲-۱- شروع ساخت مدل : در این مرحله محورها (خطوط شبکه) تعریف و هندسه‌ی کلی

شکل ایجاد می‌شود.

۳-۲-۲- تعریف مشخصات مدل : در این بخش مشخصات مدل همانند مصالح، مقطع تیرها،

مقطع سقف، بارها و سایر مشخصات تعریف می‌شوند. تمامی دستورات مورد نیاز در منوی Define قرار دارند.

۳-۲-۳- معرفی مصالح : با استفاده از دستور Define>Material Properties مصالح فولادی و

بتنی را با مشخصات زیر تعریف می کنیم. واحد برنامه در این حالت kgf-cm می باشد.

مشخصات مصالح فولادی و بتنی در تمامی موارد یکسان است.

معرفی مقاطع تیرها : مقاطع تیرهای کامپوزیت حتما باید از نوع I باشند چون برنامه تنها مقاطع

I شکل را برای تیرهای کامپوزیت شناسایی می کند. برای این کار از دستور Define>Frame Section

استفاده می کنیم. البته مقاطع I شکل به علت پر کاربرد بودن در نرم افزار وجود دارد کافی است آن ها را

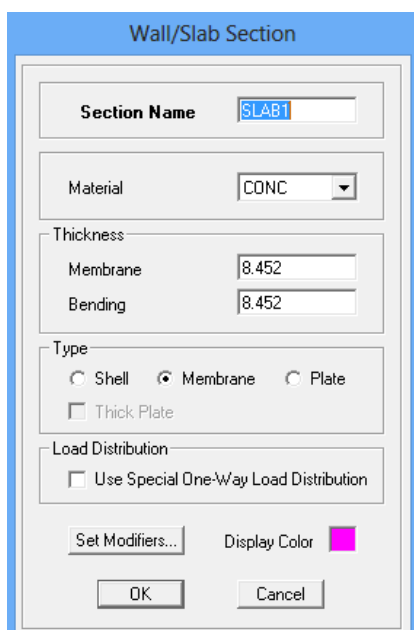
Import کنیم.

مقطع سقف : برای مدل کردن سقف چون می خواهیم نیرو در دو جهت انتقال یابد از دال دو طرفه

برای تحلیل استفاده می کنیم. ضخامت دال با توجه به مدل در نظر گرفته شده برای سقف ۸/۴۲۵ cm

می باشد. در مورد هندسه و ضخامت دال دو طرفه در بخش مدلسازی با آباکوس توضیحات لازم داده

خواهد شد.



شکل ۳-۲۰- مشخصات عرشه ی دو طرفه

بارها : بارهای مرده و زنده در این مرحله معرفی می‌شوند. برای تعریف بارها از دستور Define>Static

load Cases استفاده می‌کنیم. در مورد بار مرده در سازه‌هایی که دارای سقف‌های مرکب هستند

متفاوت با سازه‌های دیگر عمل می‌شود. این تفاوت در نوع بار مرده است که شامل دو نوع می‌باشد :

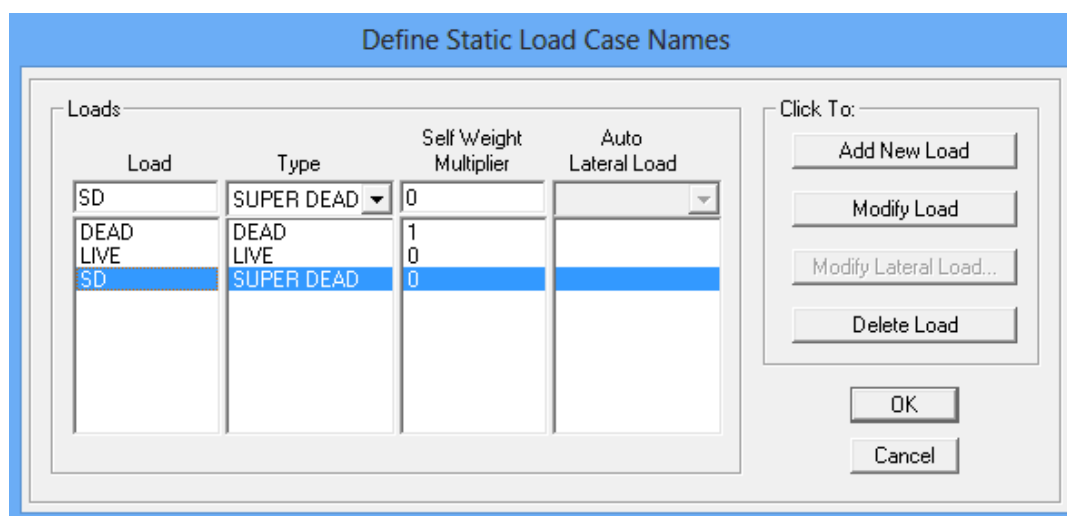
بار مرده‌ی گروه اول : شامل وزن تیرها و دال بتنی قبل از گیرش که از نوع Dead تعریف می‌شود.

بار مرده‌ی گروه دوم : بارهایی که بعد از سخت شدن دال به کف وارد می‌شوند شامل وزن

کف‌سازی، نازک‌کاری و بار معادل تیغه‌بندی‌ها که از نوع SD(Super Dead) تعریف می‌شوند.

در تعریف بار SD(Super Dead) در قسمت Self Weight Multiplier ضریب صفر را به صورت پیش

فرض می‌پذیریم چون این بار به صورت خارجی برای برنامه تعریف می‌گردد.



شکل ۳-۲۱- بارهای استاتیکی معرفی شده

۳-۲-۴- ترسیم مدل و اختصاص مشخصات به اعضا : در این بخش هندسه‌ی سازه ترسیم

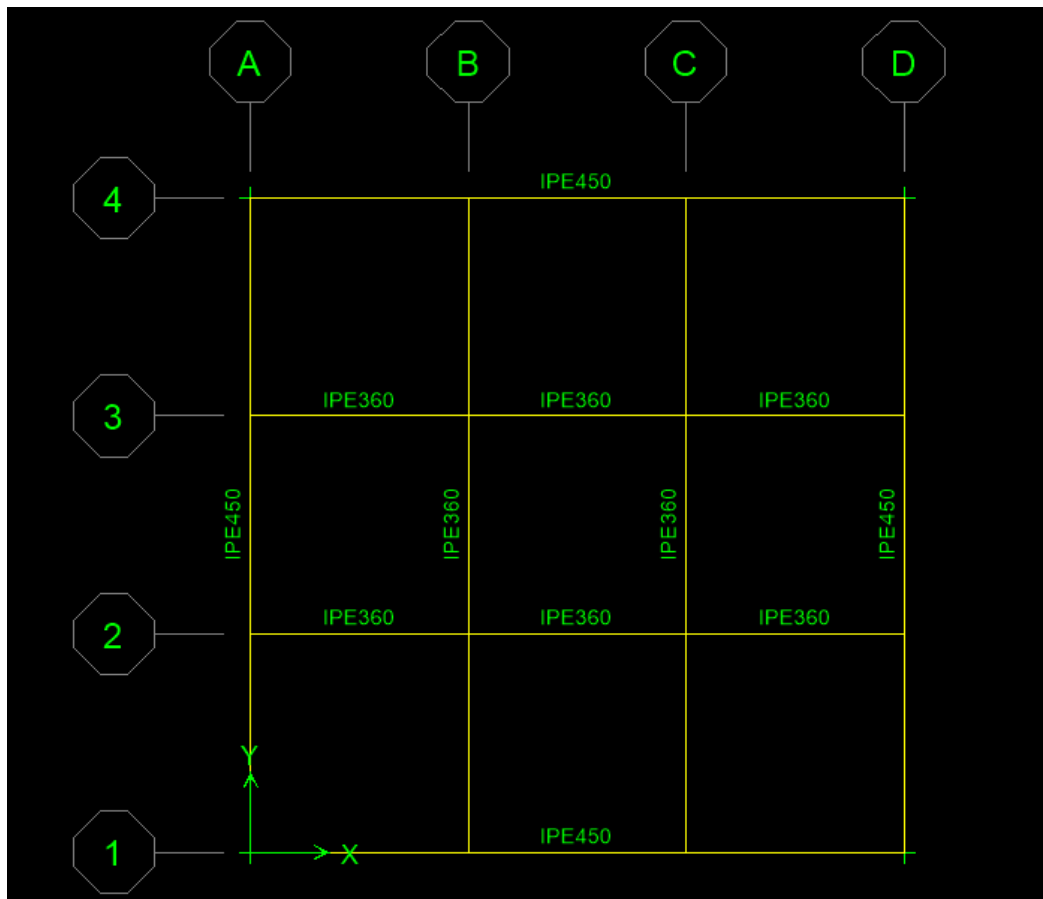
می‌شود. در حین عملیات ترسیم مقطع اعضا را نیز به آن‌ها اختصاص می‌دهیم. برای تیرهای فرعی

IPE۳۶۰ را در فواصل $\frac{1}{4}m$ از هم و به صورت شکل (۳-۲۲) در نظر می‌گیریم. تیرهای اصلی نیز

IPE۴۵۰ انتخاب شده‌اند. اتصال تیرهای فرعی به یکدیگر و همچنین اتصال تیرهای فرعی به تیرهای

اصلی به صورت صلب در نظر گرفته شده است. محل تکیه‌گاهها نیز به صورت تکیه‌گاه ساده انتخاب شده است.

شکل زیر مشخصات اختصاص داده شده به اعضا را نشان می‌دهد.



شکل ۳-۲۲- مشخصات سازه در حالت عملکرد دو طرفه با عرشی دو طرفه

۳-۲-۵- اختصاص بارها : در این مرحله بارهای مختلف به اعضا اختصاص داده است. بارهای اختصاص یافته شامل بارهای زیر می‌باشند:

الف) بارهای مرده‌ی قبل از سفت شدن بتن : این بار شامل وزن تیر فولادی، وزن عرشه و وزن دال بتنی است. چون در تعریف تیر فولادی و دال بتنی خصوصیات وزنی آن‌ها را تعریف کرده‌ایم برنامه به صورت خودکار بارهای ناشی از آن‌ها را به عنوان بار مرده‌ی قبل از سفت شدن بتن در نظر

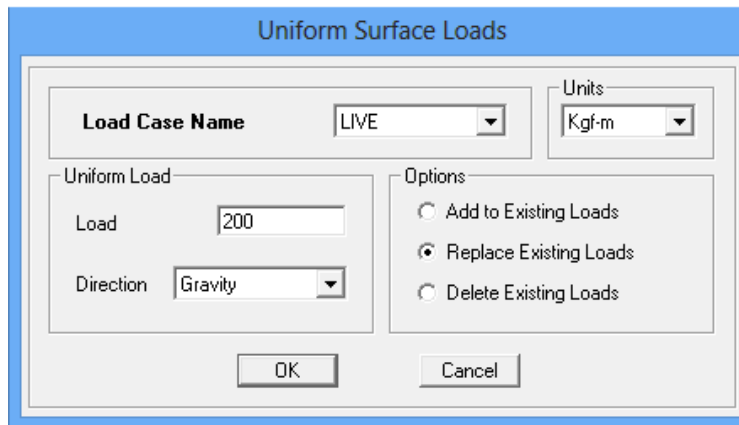
می‌گیرد. ولی چون از دال بتنی استفاده کرده‌ایم باید وزن عرشه را به صورت سطحی و با شدت 10 kg/m^2 به کف اعمال کنیم.

شکل ۳-۲۳- اختصاص بار مرده

ب) بار مرده‌ی بعد از سفت شدن بتن : این بار شامل بار مرده‌ی کف‌سازی روی سقف و نازک کاری زیر سقف و همچنین بار معادل تیغه‌بندی که شدت آن‌ها به ترتیب 215 kg/m^2 و 100 kg/m^2 می‌باشد در نظر گرفته شده است. این بارها به صورت سطحی به کف اختصاص داده می‌شوند.

شکل ۳-۲۴- اختصاص بار SD

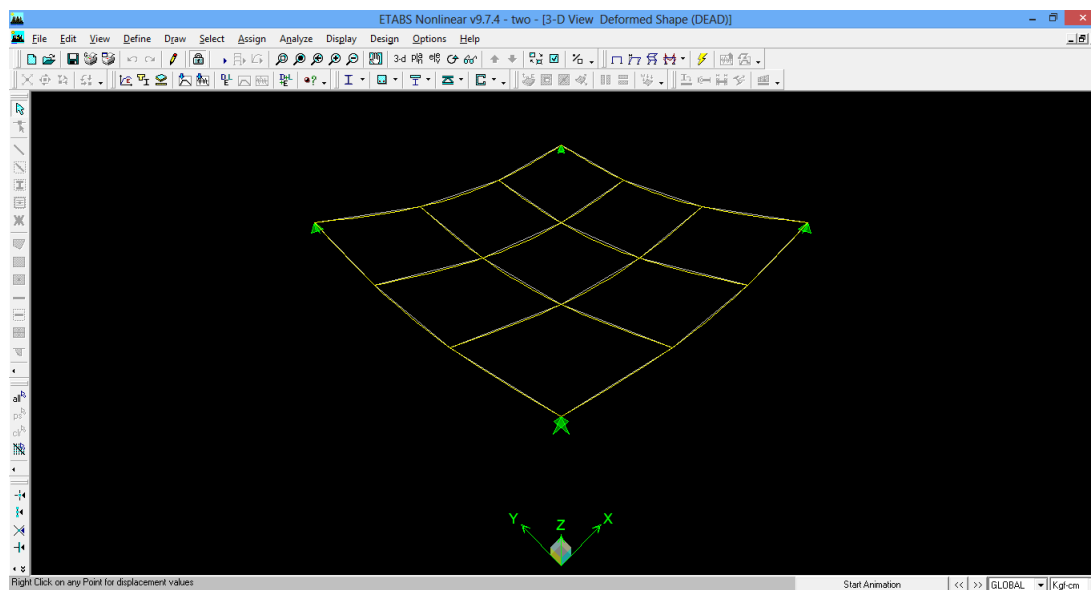
ج) بار زنده : این بار نیز که شدت آن برابر 200 kg/m^2 است به صورت سطحی به سقف اختصاص داده می‌شود.



شکل ۳-۲۵- اختصاص بار زنده

۳-۲-۶-انجام عملیات تحلیل : دستور Anlyze>Run Analysis را اجرا نموده و پس از آن

مراحل تحلیل نمایش داده می‌شود. در پایان عملیات تحلیل هندسه‌ی تغییر شکل یافته‌ی مدل تحت بار مرده در پنجره‌ی نمای سه بعدی دیده خواهد شد.



شکل ۳-۲۶- شکل تغییر شکل یافته‌ی سازه

خروجی‌های نرم‌افزار : با اجرای دستور Display و پس از آن با استفاده از زیر منوی Show

Member Forces ... گزینه‌ی Frame/Pear... را انتخاب کرده و ok میکنیم در نتیجه با کلیک راست

بر روی هر عضو می‌توان تنش‌ها و تغییر شکل‌ها برای بارهای مختلف را مشاهده کرد.

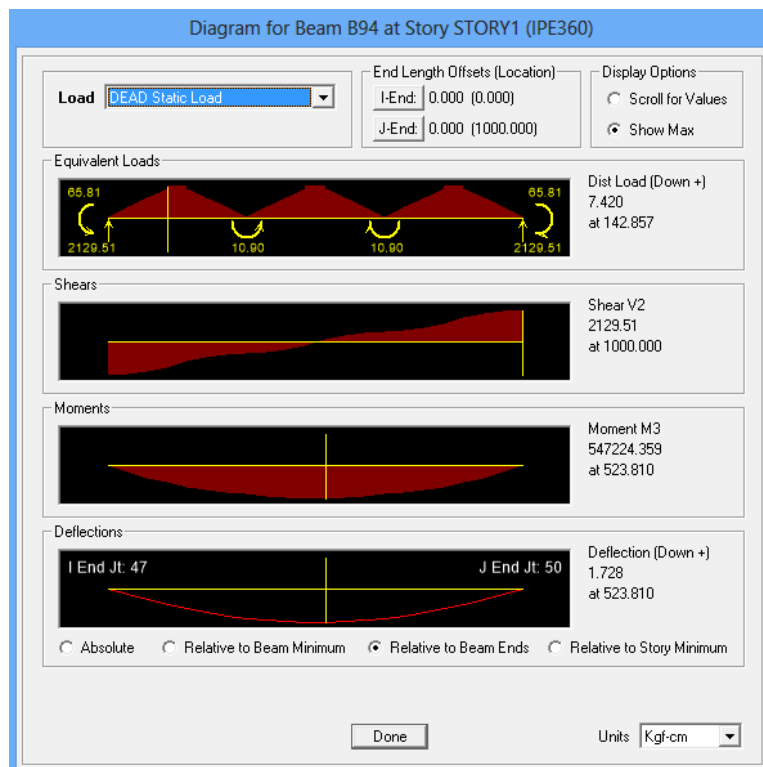
با توجه به یکسان بودن دهانه‌ها و متقارن بودن شکل در هر دو جهت، خرجی‌های بدست آمده در هر دو راستا کاملاً یکسان بوده است. نتایج محاسبات سازه پس از تحلیل ناشی از بارهای گوناگون برای تیرهای فرعی (IPE^{۳۶۰}) در جداول زیر ارائه شده است.

پارامتر	مقدار خروجی
لنگر خمشی حداکثر در وسط تیر ناشی از بارمرده‌ی قبل از سفت شدن بتن	۵۴۷۲/۲۴۴ kg. m
لنگر خمشی حداکثر در وسط تیر ناشی از بارمرده‌ی بعد از سفت شدن بتن	۶۷۷۵/۵ kg. m
لنگر خمشی حداکثر در وسط تیر ناشی از بار زنده	۴۳۰۱/۹ kg. m
نیروی برشی حداکثر در انتهای تیر ناشی از بارمرده‌ی قبل از سفت شدن بتن	۲۱۲۹/۵۱ kg
نیروی برشی حداکثر در انتهای تیر ناشی از بارمرده‌ی بعد از سفت شدن بتن	۲۶۲۵ kg
نیروی برشی حداکثر در انتهای تیر ناشی از بار زنده	۱۶۶۶/۶۷ kg

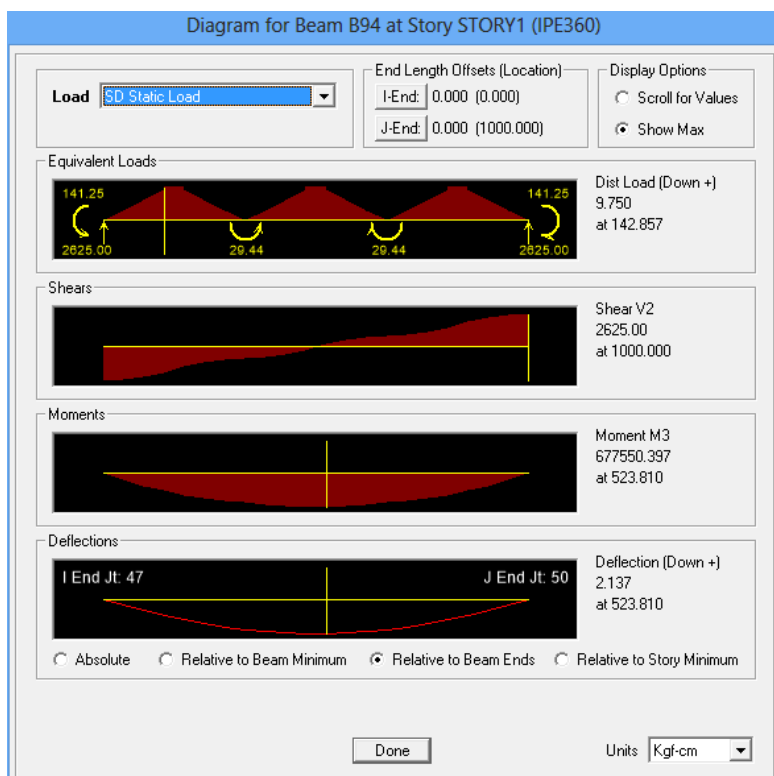
جدول ۳-۳- خروجی بارهای نرم‌افزار ETABS برای عملکرد دو طرفه با عرشه‌ی دو طرفه ناشی از تحلیل

پارامتر	مقدار خروجی بر حسب cm
تغییر مکان حداکثر در وسط تیر ناشی از بارمرده‌ی قبل از سفت شدن بتن	۱/۷۲۸
تغییر مکان حداکثر در وسط تیر ناشی از بارمرده‌ی بعد از سفت شدن بتن	۲/۱۳۷
تغییر مکان حداکثر در وسط تیر ناشی از بار زنده	۱/۳۵۷

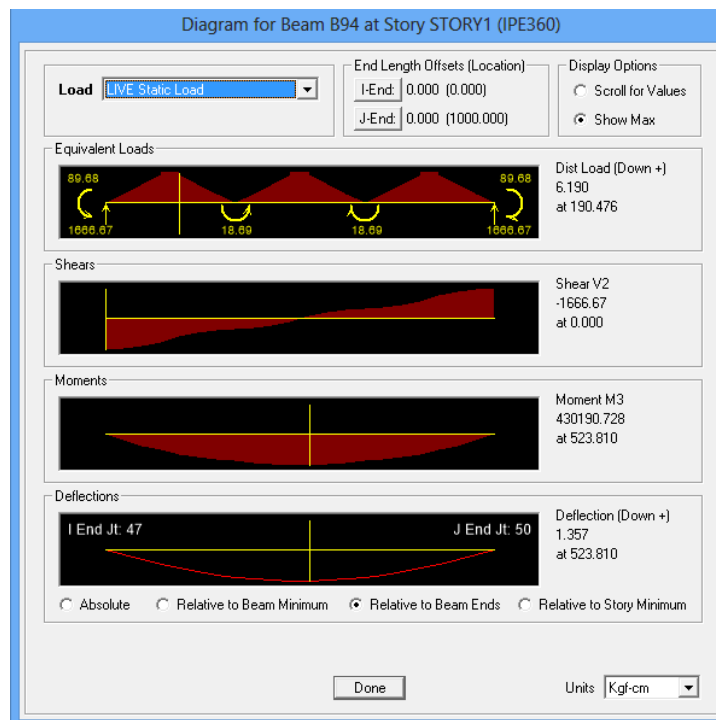
جدول ۳-۴- خروجی تغییر مکان‌های نرم‌افزار ETABS برای عملکرد دو طرفه با عرشه‌ی دو طرفه ناشی از تحلیل



شکل ۳-۲۷- خروجی تحلیل ناشی از بار مرده



شکل ۳-۲۸- خروجی تحلیل ناشی از بار SD



شکل ۳-۲۹- خروجی تحلیل ناشی از بار زنده

۳-۲-۷- انجام عملیات طراحی: در این بخش تیرهای مرکب را بر اساس آیین‌نامه-AISC ASD^{۸۹}

به صورت دستی طراحی خواهیم کرد. برای این کار خصوصیات مقطع مقاوم سقف را محاسبه کرده و با کمک خروجی‌های بدست آمده از آنالیز روابط مربوط به تنش‌ها و تغییرمکان‌ها را کنترل و با مقدار مجاز مقایسه می‌کنیم.

مقطع مقاوم: با توجه به شکل سقف و نحوه‌ی قرارگیری آن، مقطع مقاوم سقف را محاسبه می‌کنیم. جزئیات محاسبات مربوط به مقطع مقاوم در فصل چهارم بیان شده است. در اینجا تنها نتایج نهایی را ذکر می‌کنیم.

$$S_s = 90.4 \text{ cm}^3$$

$$I_s = 16270 \text{ cm}^4$$

$$I_{tr}^S = 45448/25 \text{ cm}^4$$

$$I_{tr}^D = 33194/3 \text{ cm}^4$$

$$(S_{tr}^S)_t = 3668/14 \text{ cm}^3$$

$$(S_{tr}^S)_b = 1350/9 \text{ cm}^3$$

۳-۲-۸- خروجی نرم افزار : با داشتن حداکثر لنگر خمشی و نیروی برشی و هم چنین محاسبه‌ی

خصوصیات مقطع مقاوم تیرمی توان تنش‌ها را براساس ضوابط آیین‌نامه که در فصل دوم این پایان‌نامه بیان شده است محاسبه نمود. جزئیات محاسبات در فصل چهارم بیان شده است. در اینجا خروجی محاسبات مربوط به تنش‌ها برای تیر فرعی (IPE۳۶۰) در جدول زیر ارائه شده است :

نسبت تنش‌ها	تنش مجاز بر حسب kg/cm^2	تنش محاسبه شده بر حسب kg/cm^2	پارامتر
۰/۴۴۲	۱۵۸۴	۷۰۰/۶	تنش خمشی در تیر فولادی قبل از سفت شدن بتن
۰/۷۷۳	۱۵۸۴	۱۲۲۵/۰۸	تنش کششی در نیمرخ مرکب بعد از سفت شدن بتن (فرمول اول)
۰/۶۶	۲۱۶۰	۱۴۲۵/۴۱	تنش کششی در نیمرخ مرکب بعد از سفت شدن بتن (فرمول دوم)
۰/۳۹۹	۹۴/۵	۳۷/۷۴۸	تنش فشاری در بتن
۰/۲۵	۹۶۰	۲۳۹/۸۸	برش در نیمرخ مرکب

جدول ۳-۵- خروجی نرم افزار ETABS برای تنش‌ها در عملکرد دوطرفه با عرشه دو طرفه (IPE۳۶۰)

برای محاسبه‌ی تغییرمکان باید به این نکته توجه کرد که خروجی بدست آمده از آنالیز که در جدول ۳-۶ به آن‌ها اشاره شده است تنها خصوصیات پروفیل را به عنوان مقطع مقاوم در نظر می‌گیرد در حالی که برای بار مرده‌ی پس از سفت شدن و بار زنده خصوصیات مقطع مرکب به عنوان مقطع مقاوم باید در نظر گرفته شود. بنابراین تغییرمکان طراحی ناشی از بار مرده‌ی قبل از سفت شدن بتن با تغییر مکان آنالیز ناشی از بار مرده‌ی قبل از سفت شدن بتن برابر است ولی برای محاسبه‌ی تغییر مکان ناشی از بار

مرده‌ی بعد از سفت شدن بتن و همچنین بار زنده باید تغییرمکان حاصل از آنالیز را برای این دو بار را در عبارت $\frac{I_s}{I_{tr}}$ ضرب کنیم تا خصوصیات مقطع تبدیل یافته جایگزین خصوصیات پروفیل شود. جزئیات محاسبات در فصل چهارم بیان شده است. در اینجا خروجی محاسبات مربوط به تغییر مکان‌ها برای (IPE۳۶۰) در جدول زیر ارائه شده است :

نسبت تغییرمکان‌ها	تغییرمکان مجاز بر حسب cm	تغییرمکان محاسبه شده بر حسب cm	پارامتر
۰/۱۷۴	۲/۷۷۸	۰/۴۸۵	کنترل تغییر مکان ناشی از بار زنده
۰/۷۸۲	۴/۱۶۷	۳/۲۶	کنترل تغییر مکان ناشی از مجموع بار مرده و زنده

جدول ۳-۶- خروجی نرم‌افزار ETABS برای تغییرمکان‌ها در عملکرد دوطرفه با عرشه‌دو طرفه (IPE۳۶۰)

۳-۳- نحوه‌ی مدل‌سازی سقف‌های مرکب توسط Abaqus :

در این مرحله سقف‌های مربعی با ابعاد $10\text{ m} \times 10\text{ m}$ و با خصوصیتی که در مدل‌سازی با ETABS تعریف شده‌اند در حالت یک‌طرفه و دوطرفه مدل‌سازی می‌شود و نتایج حاصل مورد ارزیابی قرار می‌گیرد. البته با توجه به حالات مختلفی که برای هر سقف وجود دارد نیاز به ساخت چندین مدل و مقایسه‌ی نتایج حاصل با خروجی‌های بدست آمده در مراحل قبلی خواهد بود. مراحل مدل‌سازی توسط نرم‌افزار اجزا محدودی Abaqus به صورت زیر می‌باشد :

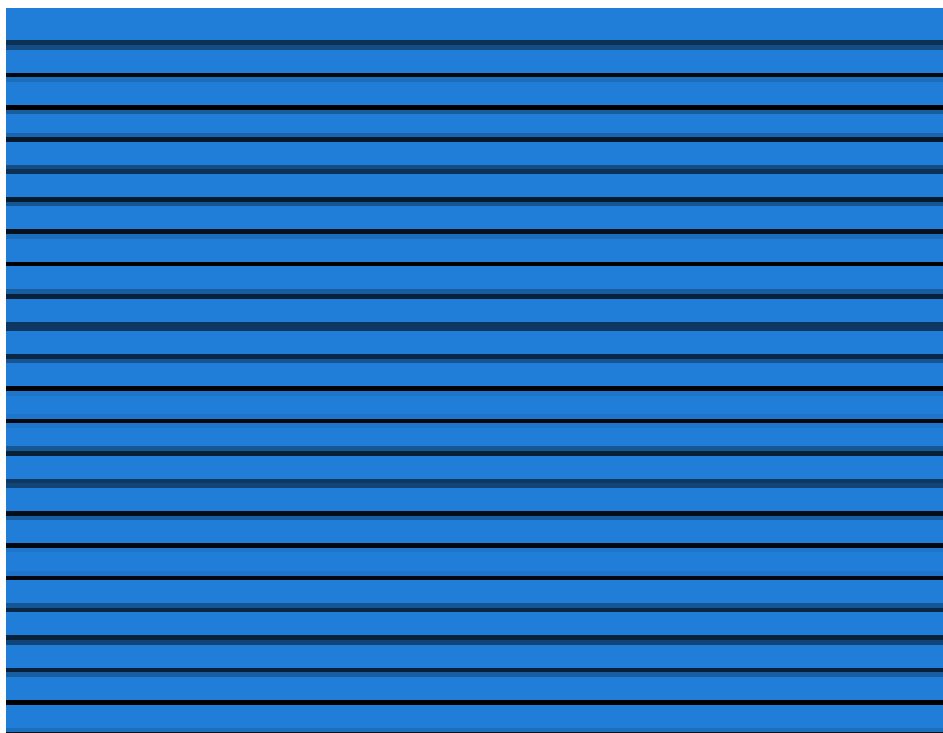
- ساخت هندسه‌ی مدل
- تعریف خصوصیات مصالح، سطح مقطع و نسبت دادن آن‌ها به هندسه‌ی ایجاد شده
- سرهم‌بندی پارت‌ها

- تعیین نوع تحلیل و خروجی‌های مورد نیاز
- تعریف اندرکنش‌ها و قیدهای مربوطه
- تعریف بارها و شرایط تکیه‌گاهی
- مش‌بندی قسمت‌های مختلف مدل
- تعریف Job (مدول Job)
- خروجی نرم‌افزار

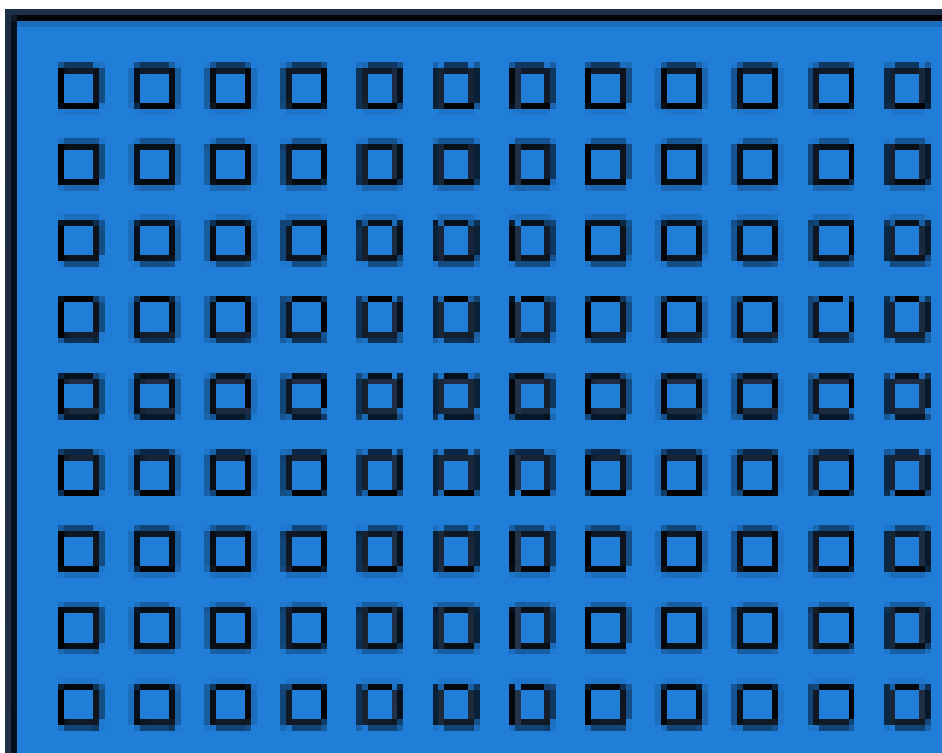
حال خصوصیات هر مرحله را به صورت جداگانه توضیح خواهیم داد.

۳-۳-۱- ساخت هندسه‌ی مدل : در گام اول مدلسازی باید قسمت‌های مختلف تشکیل

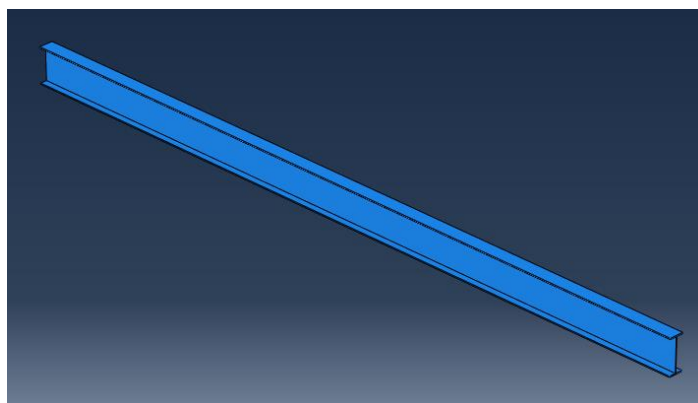
دهنده‌ی سقف شامل اجزای تیرها و دال را ترسیم کنیم که این مراحل در مدول Part انجام می‌گیرد. تعدادی از پارت‌های ایجاد شده در اشکال زیر نشان داده شده است.



شکل ۳-۳۰- سقف مدل شده برای عرشه یک طرفه



شکل ۳-۳۱- سقف مدل شده برای عرشه دو طرفه



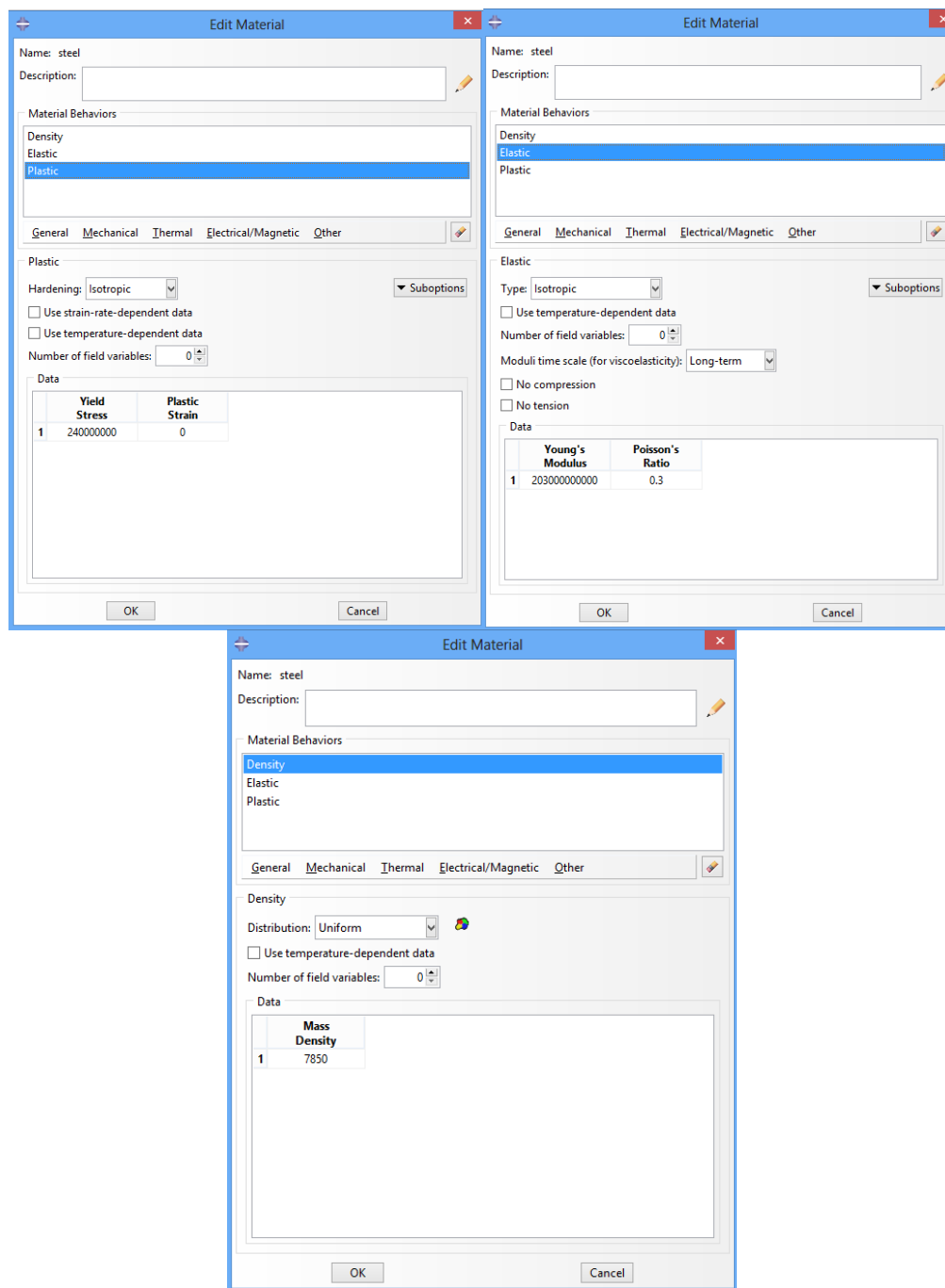
شکل ۳-۳۲- پروفیل

با استفاده از عرشه‌های موجود در بازار که به صورت کنگره دار هستند سقف مدل شده برای حالت یک طرفه ایجاد می‌شود. این عرشه‌ها دارای حداقل ضخامت ۶ سانتی‌متر و حداکثر ضخامت ۱۰ سانتی‌متر می‌باشند. فاصله‌ی بین کنگره‌ها نیز ۱۵ سانتی‌متر است. اما برای ایجاد سقف مدل شده برای حالت دو طرفه که دارای مربع‌های توخالی است باید عرشه، شکل شانه‌ی تخم مرغ را داشته باشد تا هندسه‌ی مورد نظر ایجاد شود. مربع‌های توخالی دارای بعد ۱۷ سانتی‌متر و عمق ۵ سانتی‌متر می‌باشند. فاصله بین مربع‌ها نیز ۱۳ سانتی‌متر در نظر گرفته شده است. ضخامت سقف نیز ۱۰ سانتی‌متر می‌باشد.

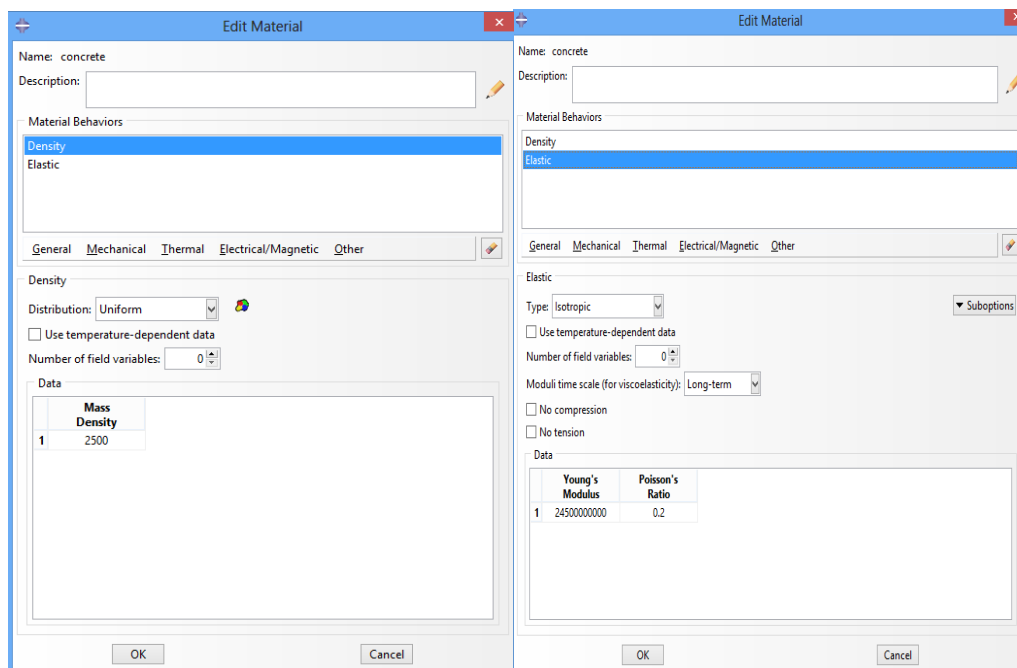
۳-۳-۲- تعریف خصوصیات مصالح، سطح مقطع و نسبت دادن آن‌ها به هندسه‌ی

ایجاد شده :

تعیین خصوصیات مصالح : همان‌طور که می‌دانیم در این مثال دو نوع مصالح فولادی و بتنی وجود دارد. در مدول Property با استفاده از مسیر Material>Create مصالح فولادی را با نام Steel و مصالح بتنی را با نام Concrete تعریف نموده‌ایم. در شکل ۳-۳۳ و ۳-۳۴ خصوصیات تعریف شده نمایش داده شده است.



شکل ۳-۳۳- خصوصیات مصالح فولادی



شکل ۳-۳۴- خصوصیات مصالح بتنی

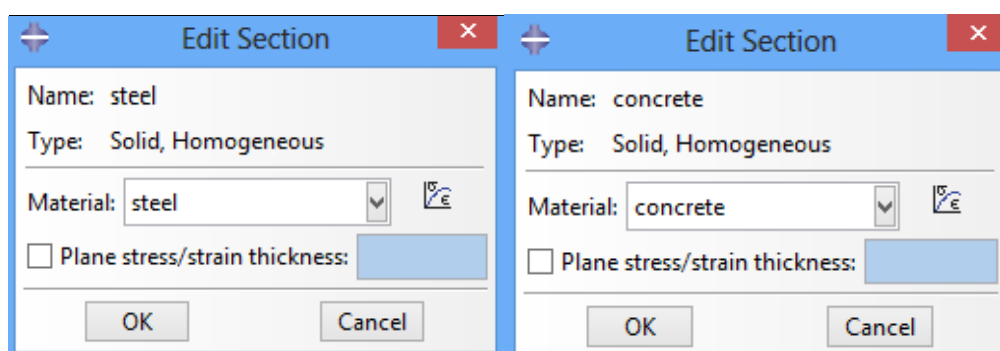
در مورد مصالح بتنی برای در نظر گرفتن اثرات افت و خزش مدول الاستیسیته‌ی بتن را بر عدد ۳

تقسیم می‌کنیم تا عبارت $\frac{b_e}{3n}$ که در محاسبات مورد استفاده قرار می‌گیرد تحقق یابد.

سطح مقطع : از منوی **Create > Section** سطح مقطع‌هایی با نام **Steel** و **Concrete** از نوع **Solid**

Homogenous برای مصالح فولادی و بتنی تعریف می‌شود تا خصوصیات مصالح به صورت یکنواخت در

همه جای پارت‌ها در نظر گرفته شود.



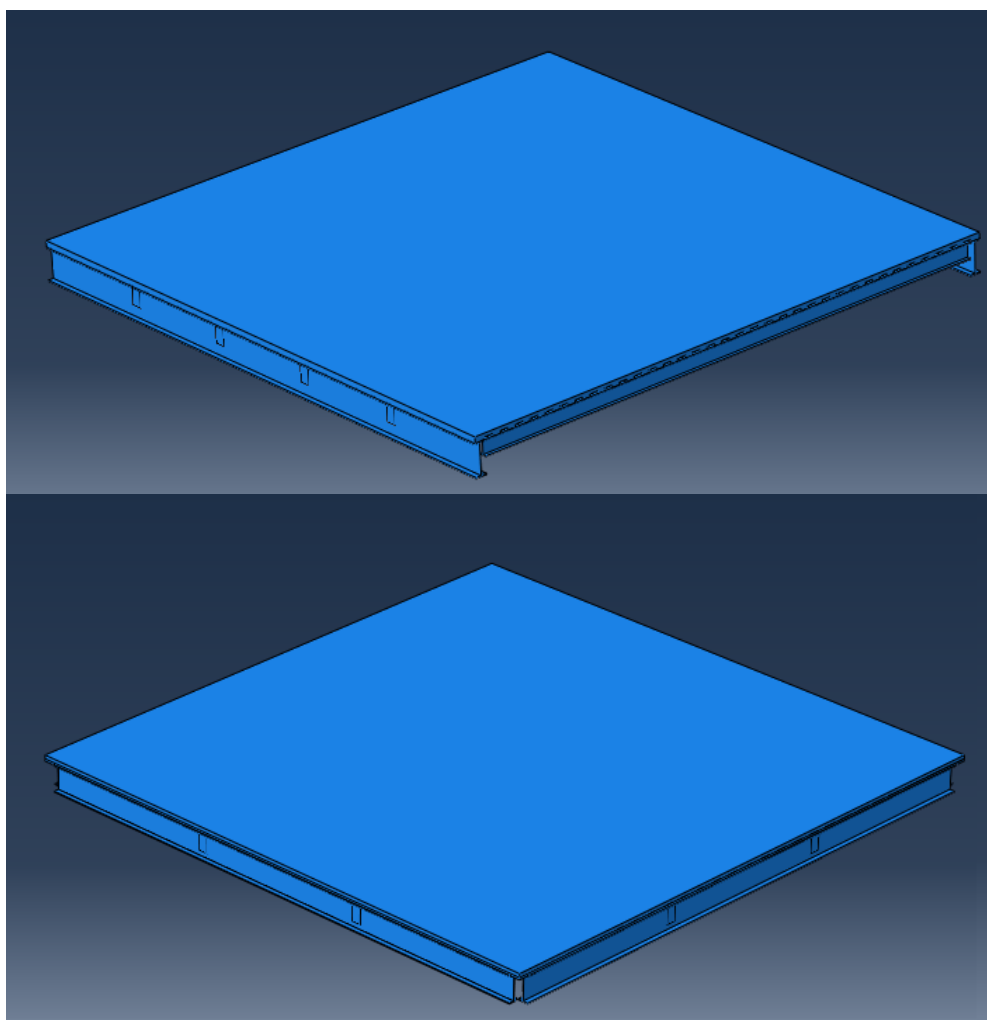
شکل ۳-۳۵- تعریف سطح مقطع

نسبت دادن سطح مقطع به هندسه‌های ایجاد شده : با استفاده از آیکون Assign>Section

خصوصیات هر Part را به آن اختصاص می‌دهیم. برای دال بتنی سطح مقطع Concrete و برای تیرها سطح مقطع Steel را تخصیص می‌دهیم.

۳-۳-۳- سرهم‌بندی پارت‌ها : در این بخش با فراخوانی پارت‌های ساخته شده شکل کلی

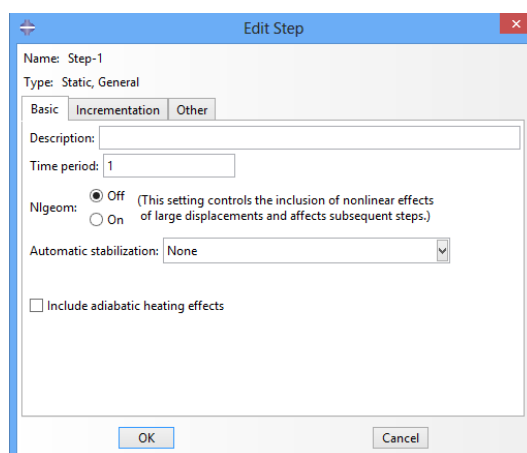
مدل‌ها ایجاد می‌شود. این مراحل در مدول Assembly انجام می‌گردد. در پایان این مرحله شکل کلی سازه را به صورت زیر مشاهده خواهیم کرد.



شکل ۳-۳۶- مدل در حالت عملکرد یک‌طرفه و دوطرفه

۳-۳-۴- تعیین نوع تحلیل و خروجی‌های مورد نیاز : آنالیز مورد استفاده در این

مدلسازی از نوع استاتیکی است که در مدول Step برای نرم‌افزار تعریف می‌شود.



شکل ۳-۳۷- تعیین نوع تحلیل

عدد یک در قسمت Time Period در آنالیز استاتیکی مفهوم خاصی نداشته و تنها معیاری برای اعمال تدریجی بارگذاری است. به طوری که در زمان صفر هیچ گونه بارگذاری و یا تغییر مکانی به سیستم وارد نمی‌شود و در زمان انتهایی Time Period مقدار صد در صد بارها و تغییر مکان‌های اعمالی به سیستم وارد می‌شود.

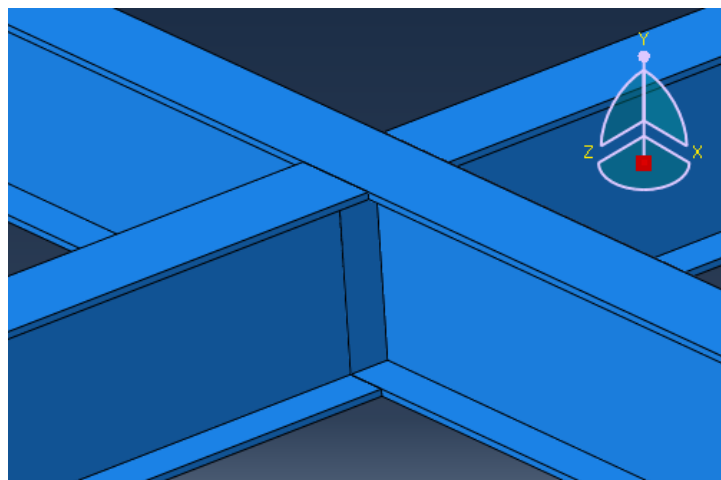
گام مهم بعدی در این مرحله تعیین پارامترهای خروجی است. در نرم‌افزار دو نوع خروجی می‌توان تعریف نمود : Field Output و History Output. در Field Output خروجی‌های مربوط به یک ناحیه و History Output خروجی‌های بسیار دقیق که مربوط به یک نقطه، المان و یا مجموعه‌ای اندکی از نقاط و المان‌ها است نشان داده می‌شود. در این پایان‌نامه مطابق نیاز از خروجی‌های مختلف در حالات یک‌طرفه و دوطرفه استفاده شده است که در قسمت خروجی‌ها مشاهده خواهند شد.

با توجه به ساخت مدل‌هایی برای عملکرد یک‌طرفه و دوطرفه توسط نرم‌افزار Abaqus از توانایی این نرم‌افزار برای بررسی فرکانس سقف‌های مرکب استفاده شده است. برای این کار در مدول Step نوع

تحلیل را Frequency انتخاب می‌کنیم و فرکانس اصلی سقف را از خروجی نرم‌افزار استخراج خواهیم کرد.

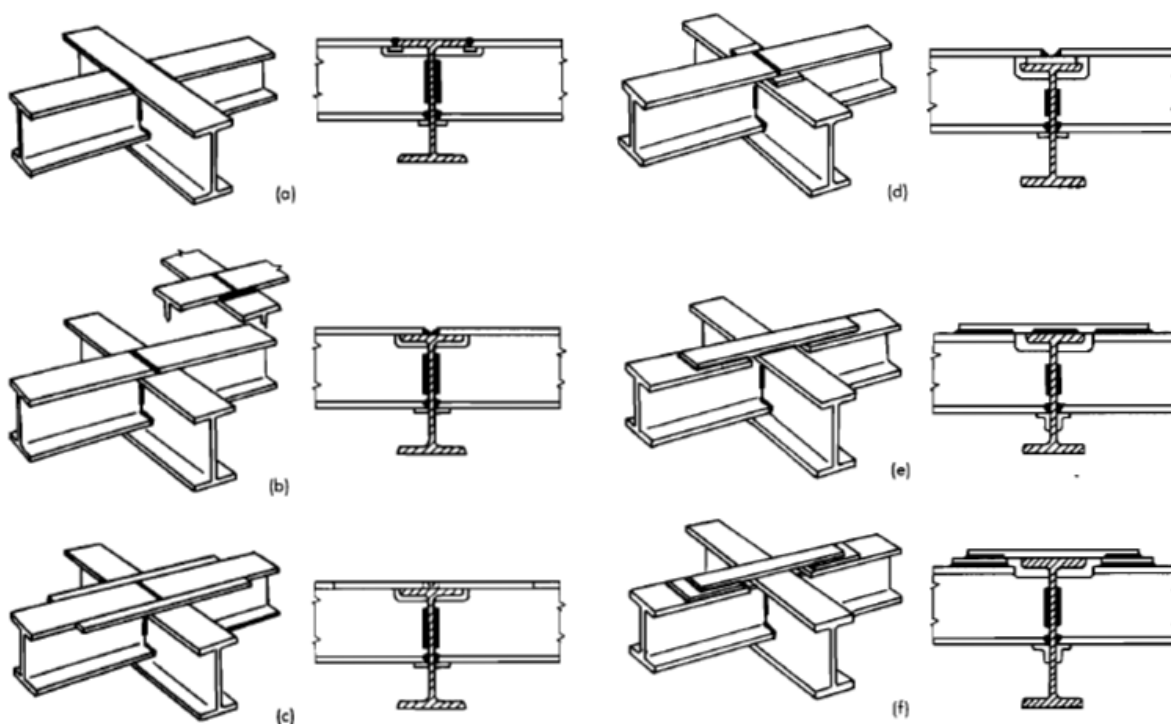
۳-۳-۵- تعیین اندرکنش و قیدهای مربوطه : در مدلسازی مدنظر دو نوع سطح تماس وجود دارند که باید در مدول Interaction به صورت زیر تعریف شوند.

سطح تماس بین تیرهای فولادی در محل اتصال تیرها به یکدیگر در عملکرد دو طرفه : اتصال تیرهای فولادی به یکدیگر در عملکرد دو طرفه باید به صورت صلب باشند تا عملکرد سراسری مناسب را ایجاد نمایند. برای تعریف این سطوح تماس، آن‌ها را به صورت جوش شده در نظر می‌گیریم. در تعریف این نوع عملکرد، Tie گزینه‌ی مناسبی است زیرا این قید امکانی را فراهم می‌سازد تا دو ناحیه کاملاً به یکدیگر بچسبند.



شکل ۳-۳۸- محل اتصال تیرها به یکدیگر

Blodgett در کتاب Design of welded Structures شیوهای گوناگون برای اتصال صلب تیر به تیر را بیان می‌کند. در شکل (۳-۳۹) اشکال گوناگون اتصال صلب نشان داده شده است [۱۲].



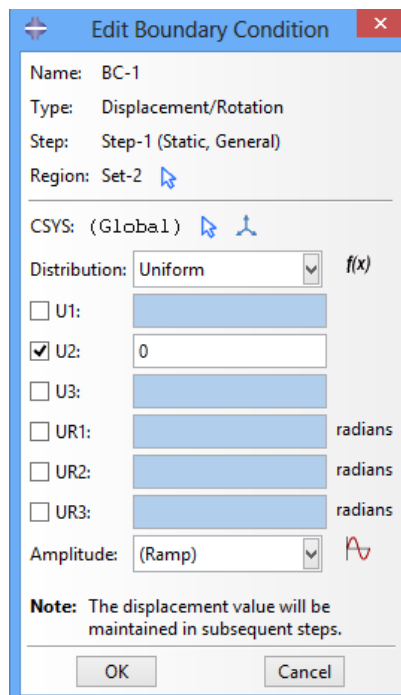
شکل ۳-۳۹- اشکال گوناگون اتصال صلب

سطح تماس بین تیرهای فولادی و دال بتنی در عملکرد یک طرفه و دوطرفه :

همان طور که می دانیم نیروی برشی موجود در سطح تماس بین تیر فولادی و دال بتنی توسط برشگیرها تحمل می شوند که باعث عملکرد یکپارچه ی سقف مرکب می شود. برای تعریف اثر برشگیرها در این سطح نیز می توان از قید Tie استفاده نمود تا هیچگونه لغزشی در این سطوح وجود نداشته باشد و عملکرد مناسب ایجاد گردد.

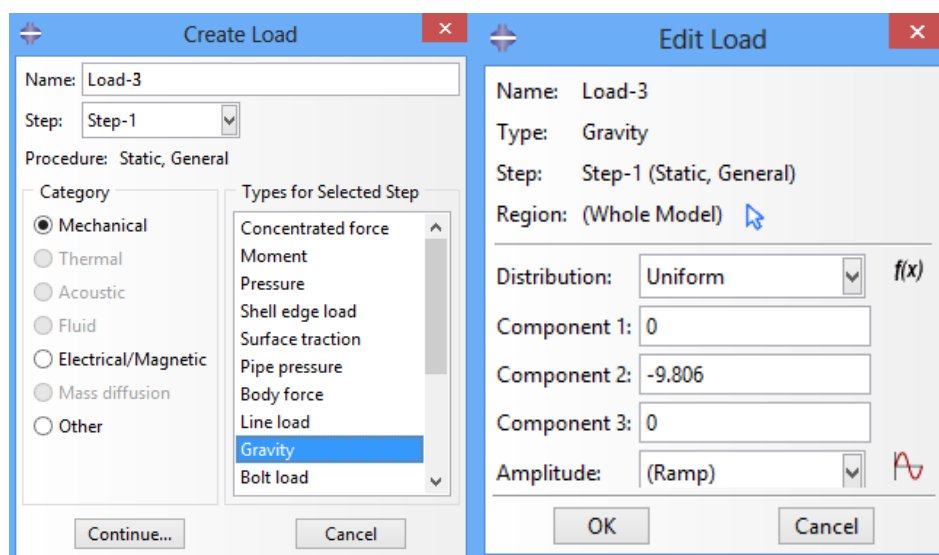
۳-۳-۶- تعریف بارها و شرایط تکیه گاهی : این مرحله در مدول Load انجام می گیرد. برای

تعیین شرایط تکیه گاهی پس از انتخاب مکان تکیه گاهها در عملکرد یک طرفه و دوطرفه درجه ی آزادی U_۲ (تغییر مکان در جهت قائم) می بندیم تا شرایط یک تکیه گاه ساده ایجاد گردد.



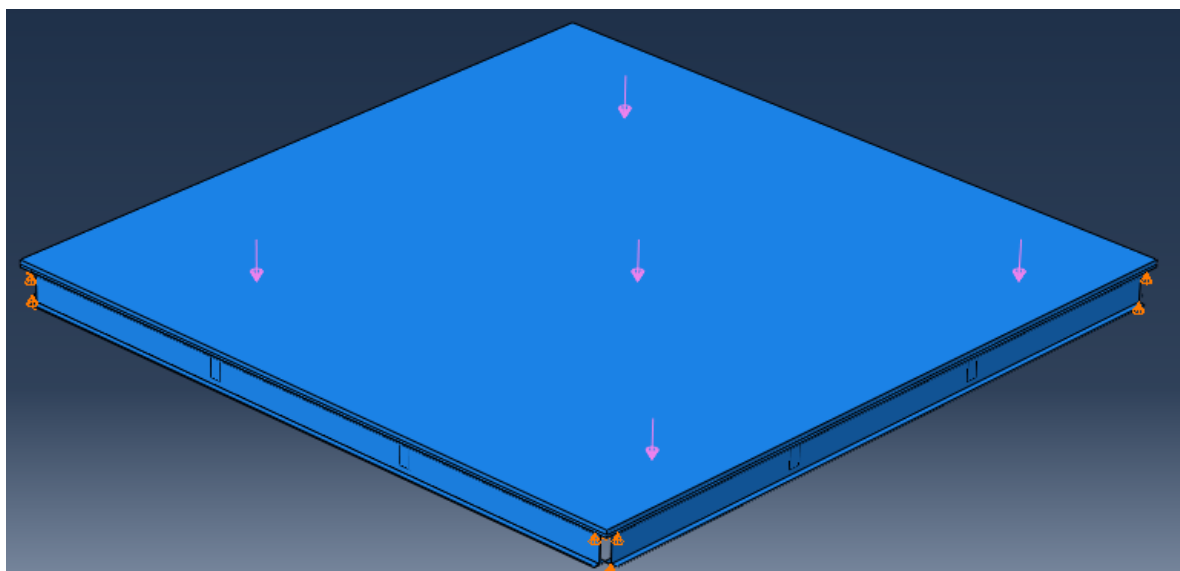
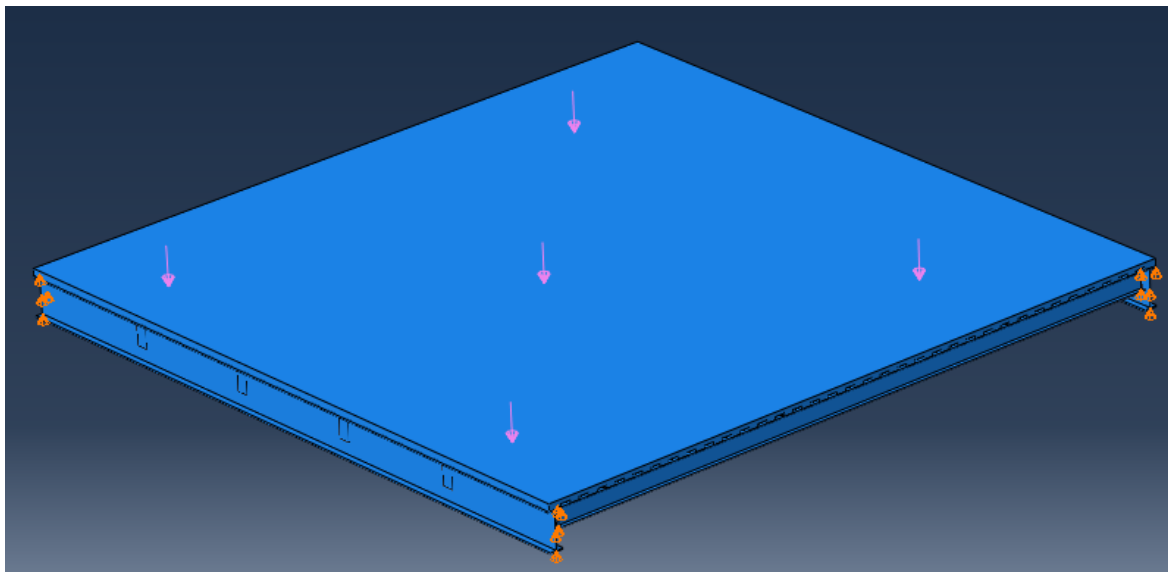
شکل ۳-۴۰- درجات آزادی در تکیه‌گاهها

برای تعیین بار مرده‌ی ناشی از وزن تیر فولادی و دال بتنی با استفاده از مسیر Create Load گزینه‌ی Gravity را انتخاب کرده و با وارد کردن شتاب گرانش در جهت قائم بار ناشی از وزن مدل که در رفتار آن بسیار موثر است اعمال می‌شود.



شکل ۳-۴۱- نحوه‌ی اعمال بار مرده‌ی سازه

برای تعریف بقیه‌ی بارها که به صورت خارجی به سیستم وارد می‌شوند شامل بارزنده، بارمرده‌ی عرشه‌ی فولادی، بار مرده‌ی کف سازی روی سقف و نازک‌کاری زیر سقف و بار معادل تیغه بندی با استفاده از مسیر Create Load و انتخاب گزینه‌ی Pressure فشار معادل بارهای بالا را به سطح دال بتنی وارد می‌کنیم. در نهایت شکل کلی مدل در حالت یک‌طرفه و دوطرفه پس از اعمال بارها و شرایط تکیه‌گاهی به صورت زیر خواهد بود :

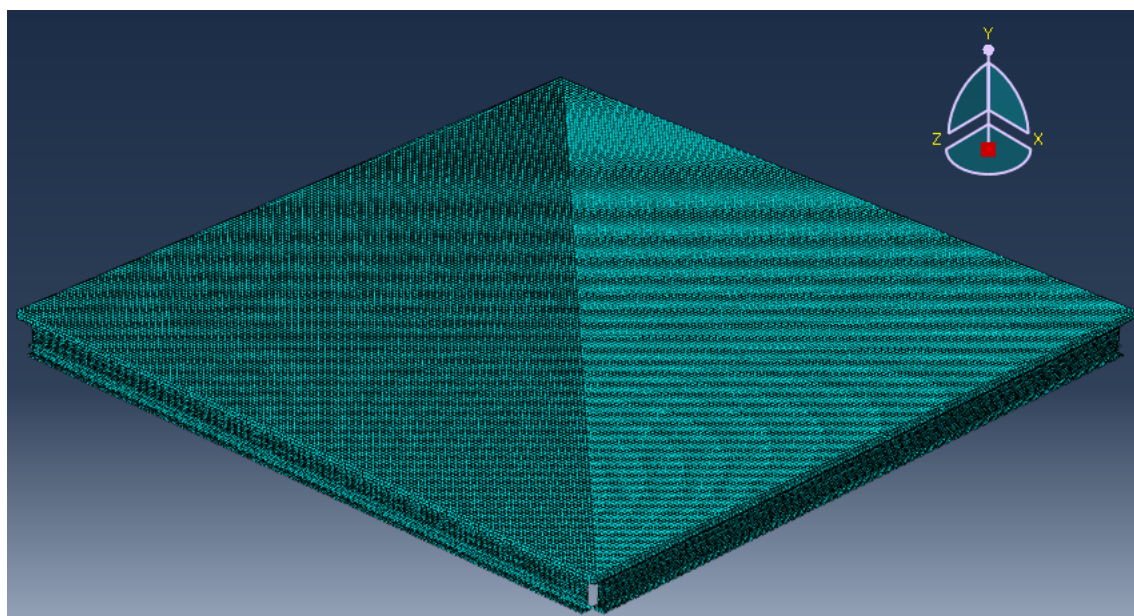
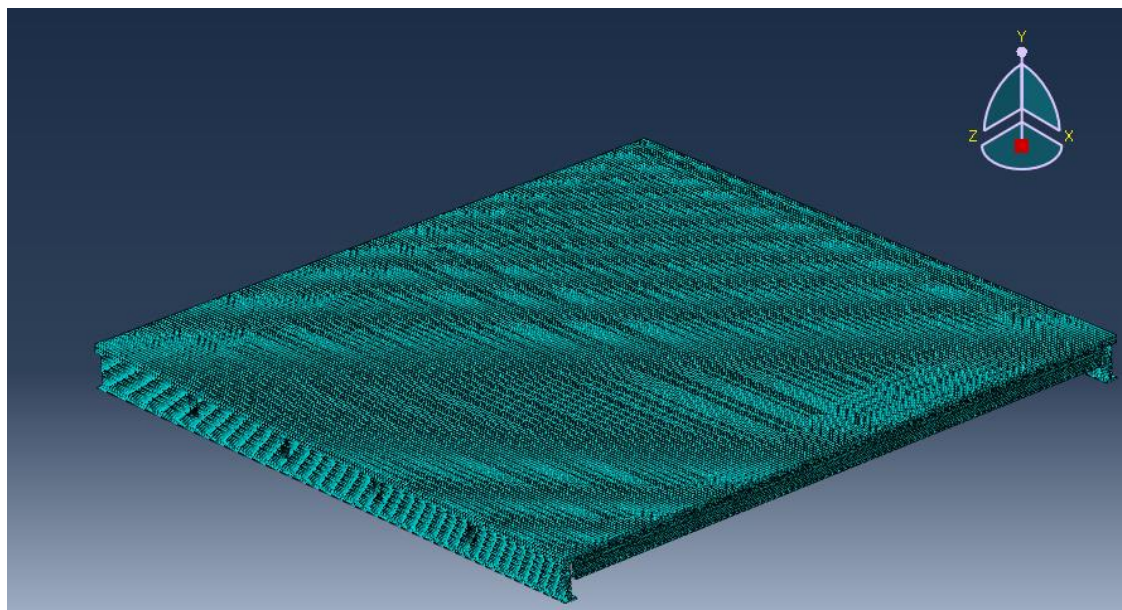


شکل ۳-۴۲- شکل کلی مدل پس از اعمال بارها و شرایط تکیه‌گاهی

۳-۳-۷- مش بندی قسمت های مختلف مدل : در مدول Mesh کار المان بندی قسمت های

مختلف مدل انجام می گیرد.

در اشکال زیر شکل مدل بعد از مش بندی نشان داده شده است.



شکل ۳-۴۳- شکل کلی مدل پس از مش بندی

۳-۳-۸-تعریف Job: پس از اتمام کار مدلسازی و مش‌بندی، در منوی Job فرمان حل مدل داده می‌شود. در پایان فرایند حل با فشردن Results مدل وارد محیط Visualization شده و می‌توان نتایج را مشاهده نمود.

۳-۳-۹- خروجی نرم‌افزار : برای بررسی نتایج در حالات مختلف بارگذاری مدل‌های گوناگونی طبق مراحل گفته شده‌ی قبلی ساخته شده و نتایج این مدلسازی‌ها بر اساس قوانین آیین‌نامه برای سقف‌های مرکب با عملکرد یک‌طرفه و دوطرفه در فصل چهارم بیان شده است. تنش‌ها و تغییرمکان‌های مجاز در تمام مدلسازی‌ها یکسان در نظر گرفته شده است.

۳-۴- نتایج : حال نتایج نرم‌افزارها را با یکدیگر مقایسه کرده و پیرامون نتایج بدست آمده بحث و بررسی می‌کنیم. ابتدا نتایج دو نرم‌افزار برای عملکرد یک‌طرفه را با هم مقایسه می‌کنیم. این مقایسه در جداول زیر ارائه شده است.

پارامتر	تنش Abaqus kg/cm ^۲	نسبت تنش‌ها	تنش ETABS kg/cm ^۲	نسبت تنش‌ها	تفاوت نسبت تنش‌ها (%)
کنترل تنش خمشی در تیر فولادی قبل از سفت شدن بتن	۷۲۷	۰/۴۵۹	۷۷۰/۳۹	۰/۴۸۶	۲/۷
کنترل تنش کششی در نیمرخ مرکب بعد از سفت شدن بتن (فرمول اول)	۱۴۴۰	۰/۹۰۹	۱۳۹۴/۴۸۴	۰/۸۸	۲/۹
کنترل تنش کششی در نیمرخ مرکب بعد از سفت شدن بتن (فرمول دوم)	۱۶۱۰	۰/۷۴۵	۱۶۱۲/۸۱	۰/۷۴۷	۰/۲
تنش فشاری در بتن	۴۱/۹۳	۰/۴۴۴	۳۷/۰۴۲	۰/۳۹۲	۵/۲
کنترل برش در نیمرخ مرکب	۲۳۴/۵	۰/۲۴۴	۲۷۹/۹۶	۰/۲۹۲	۴/۸

جدول ۳-۷- تنش‌ها در Abaqus و ETABS برای عملکرد یک‌طرفه با عرشه یک طرفه (IPE۳۶۰)

پارامتر	تغییر مکان Abaqus cm	نسبت تغییر مکان	تغییر مکان ETABS cm	نسبت تغییر مکان	تفاوت نسبت تغییر مکان (%)
کنترل تغییر مکان ناشی از بار زنده	۰/۶۴۷	۰/۲۳۳	۰/۵۵۲	۰/۱۹۹	۳/۴
کنترل تغییر مکان ناشی از مجموع بار مرده و زنده	۴/۱۱۱	۰/۹۸۶	۳/۵۹۶	۰/۸۶۳	۱۲/۳

جدول ۳-۸- تغییر مکان‌ها در Abaqus و ETABS برای عملکرد یک‌طرفه با عرشه یک طرفه (IPE۳۶۰)

در مرحله بعد نتایج دو نرم افزار برای حالت عملکرد دو طرفه با عرشه ی دو طرفه با هم مقایسه شده است.

پارامتر	تنش Abaqus kg/cm ^۲	نسبت تنش ها	تنش ETABS kg/cm ^۲	نسبت تنش ها	تفاوت نسبت تنش ها (%)
کنترل تنش خمشی در تیر فولادی قبل از سفت شدن بتن	۶۴۹	۰/۴۱	۷۰۰/۰۶	۰/۴۴۲	۳/۲
کنترل تنش کششی در نیمرخ مرکب بعد از سفت شدن بتن (فرمول اول)	۱۲۳۳/۵	۰/۷۷۹	۱۲۲۵/۰۸	۰/۷۷۳	۰/۶
کنترل تنش کششی در نیمرخ مرکب بعد از سفت شدن بتن (فرمول دوم)	۱۳۹۰/۵	۰/۶۴۴	۱۴۲۵/۴۱	۰/۶۶	۱/۶
تنش فشاری در بتن	۲۵	۰/۲۶۵	۳۷/۷۴۸	۰/۳۹۹	۱۴/۹
کنترل برش در نیمرخ مرکب	۲۱۵	۰/۲۲۴	۲۳۹/۸۸	۰/۲۵	۲/۶

جدول ۳-۹- تنش ها در Abaqus و ETABS برای عملکرد دو طرفه با عرشه دو طرفه (IPE۳۶۰)

تفاوت نسبت تغییر مکان (%)	نسبت تغییر مکان	تغییر مکان ETABS cm	نسبت تغییر مکان	تغییر مکان Abaqus cm	پارامتر
۰/۵	۰/۱۷۴	۰/۴۸۵	۰/۱۶۹	۰/۴۷	کنترل تغییر مکان ناشی از بار زنده
۴/۷	۰/۷۸۲	۳/۲۶	۰/۷۳۵	۳/۰۶۵	کنترل تغییر مکان ناشی از مجموع بار مرده و زنده

جدول ۳-۱۰- تغییر مکان‌ها در Abaqus و ETABS برای عملکرد دو طرفه با عرشه دو طرفه (IPE۳۶۰)

برای حالت عملکرد یک طرفه با عرشه‌ی یک طرفه تغییر مکان ناشی از مجموع بار مرده و زنده تفاوت بالایی را نشان می‌دهد. علت این امر این است که در مدل ABAQUS به علت صلب بودن اتصال تیر فرعی به تیر اصلی مقداری پیچش در تیر اصلی به وجود می‌آید ولی ETABS چون المان را به صورت Grid در نظر می‌گیرد اثر پیچش در محاسبه‌ی تغییر مکان نشان داده نمی‌شود. در حالت عملکرد دو طرفه با عرشه‌ی دو طرفه به علت عملکرد دو طرفه و توزیع بار بین تیرهای اصلی پیرامون اثر پیچش تیر اصلی کمتر مشاهده می‌شود.

برای حالت عملکرد دو طرفه با عرشه‌ی دو طرفه تنش فشاری تفاوت قابل ملاحظه‌ای دارد. علت این امر این است که نرم‌افزار ETABS تنش فشاری را روی عرض موثر محاسبه می‌کند ولی نرم‌افزار ABAQUS مقدار تنش فشاری واقعی را نشان می‌دهد.

در مورد تنش برشی توجه به این نکته مهم است که ETABS طبق فرمول بیان شده در فصل دوم مقدار تنش برشی متوسط را حساب می‌کند ولی ABAQUS مقدار تنش برشی ماکزیمم را نشان می‌دهد. به همین دلیل انتظار داریم تفاوت این دو تنش زیاد باشد ولی نتایج، این مطلب را نشان نمی‌دهد. علت این امر در مقطع مقاوم در نظر گرفته شده توسط دو نرم‌افزار است. ETABS تنها جان پروفیل را

به عنوان مقطع مقاوم در نظر می‌گیرد در حالی که ABAQUS علاوه بر در نظر گرفتن کل پروفیل از مقاومت برشی دال بتنی نیز استفاده می‌کند به همین دلیل نتیجه‌ی بدست آمده تفاوت پایداری را نشان می‌دهد. در سایر موارد مشاهده می‌شود تنش‌ها و تغییر مکان‌های محاسبه شده توسط دو نرم‌افزار به یکدیگر نزدیک بوده و در نتیجه تفاوت نسبت‌های بدست‌آمده درصد پایداری را بیان می‌کنند.

حال مقادیر بدست آمده توسط نرم‌افزار ETABS برای عملکرد یک طرفه با عرشه‌ی یک طرفه و عملکرد دو طرفه با عرشه دو طرفه را با هم مقایسه می‌کنیم. البته توجه به این نکته ضروری است که تقریباً مصرف مصالح در هر دو حالت یک طرفه و دو طرفه برابر می‌باشد. در هر دو حالت برای تیرهای فرعی از چهار تا IPE^{۳۶۰} استفاده شده است. برای تیرهای پیرامون در عملکرد یک طرفه از دو تا IPE^{۲۷۰} و دو تا IPE^{۵۵۰} و برای عملکرد دو طرفه از چهار تا IPE^{۴۵۰} استفاده شده است. IPE^{۴۵۰} تقریباً میانگین وزنی دو پروفیل مصرف شده برای تیرهای کناری در عملکرد یک طرفه می‌باشد. وزن واحد طول IPE^{۲۷۰} ، IPE^{۴۵۰} و IPE^{۵۵۰} به ترتیب برابر ۵۷/۱ ، ۷۷/۶ و ۱۰۶ می‌باشند.

در مورد دال روی پروفیل حجم بتن مصرفی برای عرشه یک طرفه ۸/۰۲ متر مکعب و برای عرشه‌ی دو طرفه ۸/۴۲۵ متر مکعب می‌باشد که تفاوت ناچیزی وجود دارد. با توجه به این که مساحت سقف ۱۰۰ متر مربع می‌باشد در مدلسازی با ETABS ضخامت دال دو طرفه را ۸/۴۲۵ سانتی‌متر در نظر گرفته ایم.

تنش (۱) مربوط به عملکرد یک طرفه با عرشه‌ی یک طرفه و تنش (۲) مربوط به عملکرد دو طرفه با عرشه دو طرفه می‌باشد.

پارامتر	تنش (۱) ETABS kg/cm ^۲	نسبت تنش‌ها	تنش (۲) ETABS kg/cm ^۲	نسبت تنش‌ها	بهبود تنش‌ها (%)
کنترل تنش خمشی در تیر فولادی قبل از سفت شدن بتن	۷۷۰/۳۹	۰/۴۸۶	۷۰۰/۶	۰/۴۴۲	۴/۴
کنترل تنش کششی در نیمرخ مرکب بعد از سفت شدن بتن (فرمول اول)	۱۳۹۴/۴۸۴	۰/۸۸	۱۲۲۵/۰۸	۰/۷۷۳	۱۰/۷
کنترل تنش کششی در نیمرخ مرکب بعد از سفت شدن بتن (فرمول دوم)	۱۶۱۲/۸۱	۰/۷۴۷	۱۴۲۵/۴۱	۰/۶۶	۸/۷
تنش فشاری در بتن	۳۷/۰۴۲	۰/۳۹۲	۳۷/۷۴۸	۰/۳۹۹	۰/۷
کنترل برش در نیمرخ مرکب	۲۷۹/۹۶	۰/۲۹۲	۲۳۹/۸۸	۰/۲۵	۴/۲

جدول ۱۱-۳- مقایسه‌ی تنش‌ها در ETABS برای عملکرد یک‌طرفه باعرشه‌یک طرفه و عملکرد دوطرفه با عرشه‌دو

طرفه (IPE۳۶۰)

تغییر مکان (۱) مربوط به عملکرد یک‌طرفه باعرشه‌ی یک طرفه و تغییر مکان (۲) مربوط به عملکرد دوطرفه باعرشه‌ی دو طرفه می‌باشد.

پارامتر	تغییر مکان (۱) ETABS cm	نسبت تغییر مکان	تغییر مکان (۲) ETABS cm	نسبت تغییر مکان	بهبود تغییر مکان (%)
کنترل تغییر مکان ناشی از بار زنده	۰/۵۵۲	۰/۱۹۹	۰/۴۸۵	۰/۱۷۴	۲/۵
کنترل تغییر مکان ناشی از مجموع بار مرده و زنده	۳/۵۹۶	۰/۸۶۳	۳/۲۶	۰/۷۸۲	۸/۱

جدول ۳-۱۲- مقایسه‌ی تغییر مکان‌ها در ETABS برای عملکرد یک طرفه با عرشه یک طرفه و عملکرد دو طرفه با عرشه دو طرفه (IPE۳۶۰)

نتایج بدست آمده از نرم افزار ETABS نشان می‌دهد استفاده از حالت دو طرفه در مقایسه با حالت یک طرفه با توجه به یکسان بودن مصرف مصالح ۶ درصد نسبت تنش‌ها تغییر مکان‌ها را بهبود می‌بخشد. سپس مقادیر بدست آمده توسط نرم‌افزار Abaqus را برای عملکرد یک طرفه و عملکرد دو طرفه با عرشه دو طرفه را مقایسه می‌کنیم.

پارامتر	تنش (۱) Abaqus kg/cm ^۲	نسبت تنش‌ها	تنش (۲) Abaqus kg/cm ^۲	نسبت تنش‌ها	بهبود تنش‌ها (%)
کنترل تنش خمشی در تیر فولادی قبل از سفت شدن بتن	۷۲۷	۰/۴۵۹	۶۴۹	۰/۴۱	۴/۹
کنترل تنش کششی در نیمرخ مرکب بعد از سفت شدن بتن (فرمول اول)	۱۴۴۰	۰/۹۰۹	۱۲۳۳/۵	۰/۷۷۹	۱۳
کنترل تنش کششی در نیمرخ مرکب بعد از سفت شدن بتن (فرمول دوم)	۱۶۱۰	۰/۷۴۵	۱۳۹۰/۵	۰/۶۴۴	۱۰/۱
تنش فشاری در بتن	۴۱/۹۳	۰/۴۴۴	۲۵	۰/۲۶۵	۱۷/۹
کنترل برش در نیمرخ مرکب	۲۳۴/۵	۰/۲۴۴	۲۱۵	۰/۲۲۴	۲

جدول ۳-۱۳- مقایسه‌ی تنش‌ها در Abaqus برای عملکرد یک‌طرفه با عرشه‌یک طرفه و عملکرد دوطرفه با عرشه‌دو

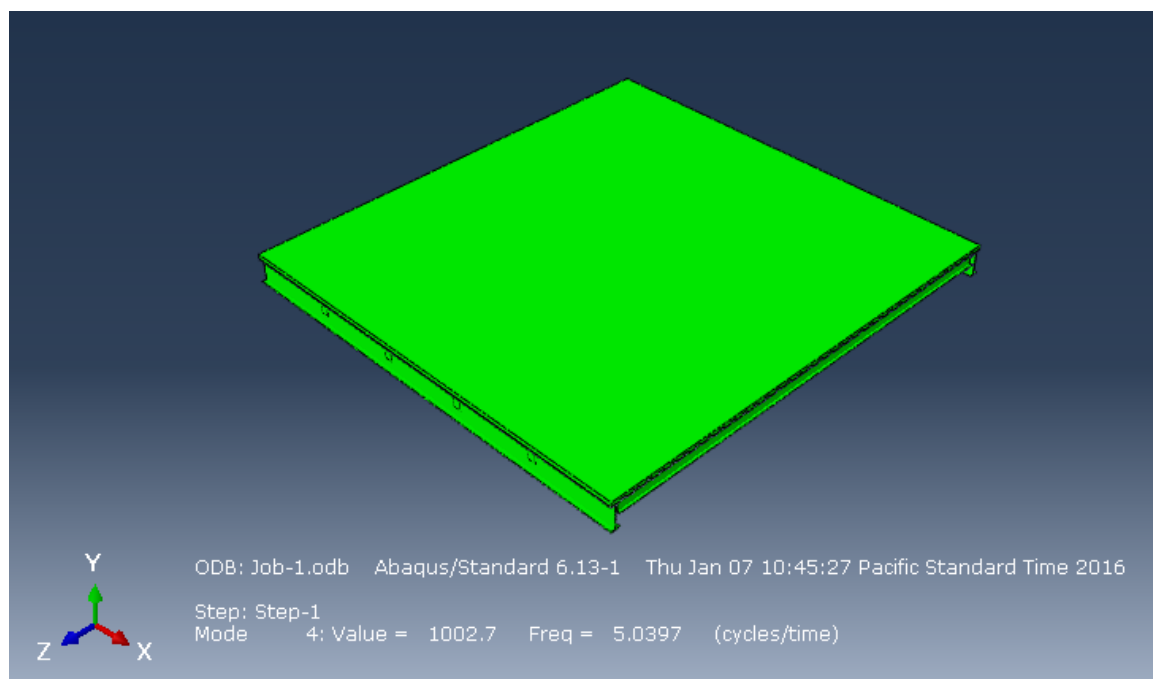
طرفه (IPE۳۶۰)

پارامتر	تغییر مکان (۱) Abaqus cm	نسبت تغییر مکان	تغییر مکان (۲) Abaqus cm	نسبت تغییر مکان	بهبود تغییر مکان (%)
کنترل تغییر مکان ناشی از بار زنده	۰/۶۴۷	۰/۲۳۳	۰/۴۷	۰/۱۶۹	۶/۴
کنترل تغییر مکان ناشی از مجموع بار مرده و زنده	۴/۱۱۱	۰/۹۸۶	۳/۰۶۵	۰/۷۳۵	۲۵/۱

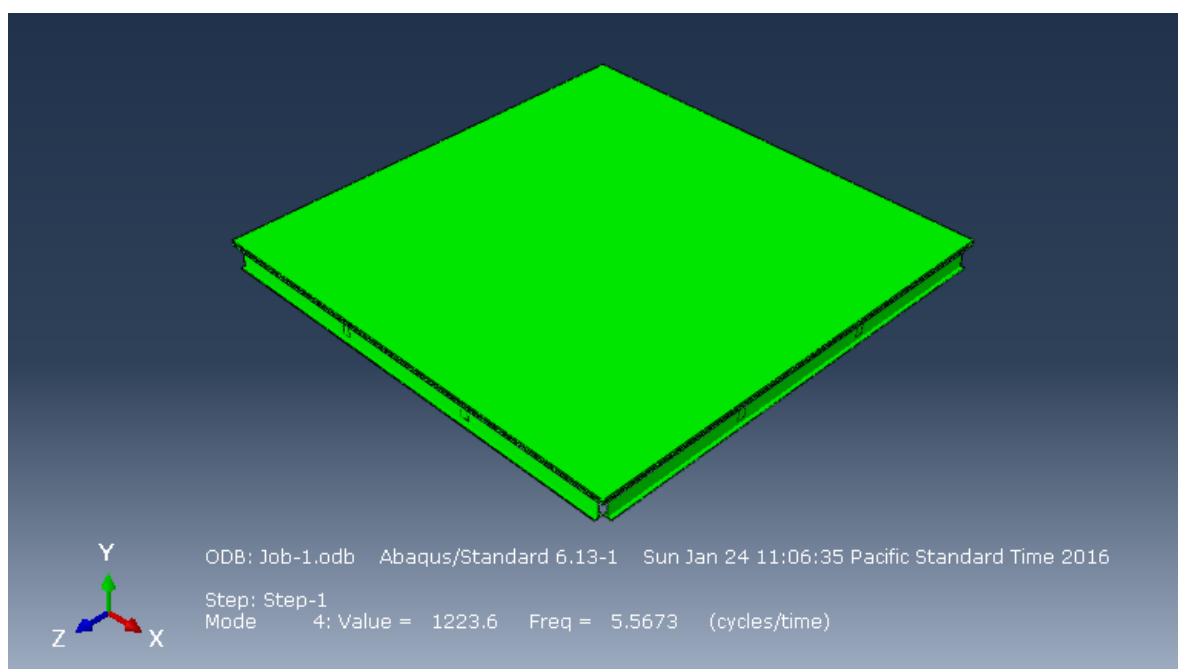
جدول ۳-۱۴ - مقایسه‌ی تغییر مکان‌ها در Abaqus برای عملکرد یک‌طرفه با عرشه یک طرفه و عملکرد دو طرفه با

عرشه دو طرفه (IPE۳۶۰)

نتایج بدست آمده از نرم افزار Abaqus نشان می‌دهد استفاده از حالت دو طرفه در مقایسه با حالت یک طرفه با توجه به یکسان بودن مصرف مصالح ۱۱/۳۴ درصد نسبت تنش‌ها و تغییر مکان‌ها را بهبود می‌بخشد. هم چنین فرکانس محاسبه شده برای عملکرد یک طرفه و دو طرفه به ترتیب برابر ۵/۰۳۹۷ و ۵/۵۶۷۳ هرتز می‌باشد که بهبود شرایط قابل توجهی را نشان می‌دهد. اگر این مقدار به صورت درصد بیان شود ۱۰/۴ درصد میزان فرکانس نسبت به حالت یک طرفه بهبود پیدا کرده است. توجه به این نکته ضروری است که در مورد سقف‌های سبک مانند سقف‌های کامپوزیت کنترل ارتعاش دارای اهمیت زیادی می‌باشد که مدلسازی‌های انجام شده نشان می‌دهد که عملکرد دو طرفه با کاهش دامنه‌ی ارتعاش سقف این پارامتر را تا حد قابل توجهی بهبود می‌بخشد.



شکل ۳-۴۴- فرکانس عملکرد یک طرفه با عرشه‌ی یک طرفه



شکل ۳-۴۵- فرکانس عملکرد دو طرفه با عرشه‌ی دوطرفه (IPE۳۶۰)

با توجه به نتایج بدست آمده از جداول ۳-۱۳ و ۳-۱۴ مشاهده می‌شود مدل ساخته شده برای عملکرد یک طرفه با عرشه‌ی یک طرفه در حالت بهینه قرار دارد اما برای عملکرد دو طرفه با عرشه‌ی دو طرفه می‌توان شماره‌ی پروفیل را کاهش داد. بدین منظور برای عملکرد دو طرفه با عرشه‌ی دو طرفه IPE۳۶۰

را با IPE۳۳۰ جایگزین کرده‌ایم و محاسبات مربوط به تنش‌ها و تغییر مکان‌ها را مجدداً با پروفیل‌های جدید انجام داده‌ایم تا به حالت بهینه برسیم.

حال نتایج دو نرم‌افزار را برای عملکرد دو طرفه با عرشه‌ی دو طرفه (IPE۳۳۰) را با هم مقایسه می‌کنیم.

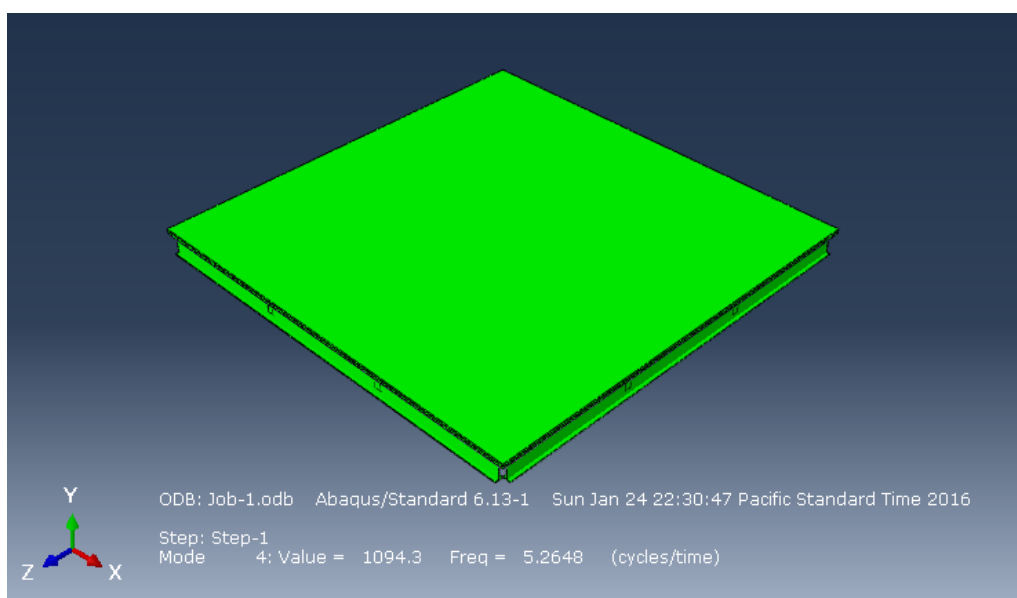
پارامتر	تنش Abaqus kg/cm ^۲	نسبت تنش‌ها	تنش ETABS kg/cm ^۲	نسبت تنش‌ها	تفاوت نسبت تنش‌ها (%)
کنترل تنش خمشی در تیر فولادی قبل از سفت شدن بتن	۸۳۳	۰/۵۲۵	۸۶۸/۴۴	۰/۵۴۸	۲/۳
کنترل تنش کششی در نیمرخ مرکب بعد از سفت شدن بتن (فرمول اول)	۱۵۱۱	۰/۹۵۴	۱۴۹۰/۲۴	۰/۹۴۱	۱/۳
کنترل تنش کششی در نیمرخ مرکب بعد از سفت شدن بتن (فرمول دوم)	۱۷۴۰/۵	۰/۸۰۶	۱۷۵۳/۴۵	۰/۸۱۲	۰/۶
تنش فشاری در بتن	۲۸	۰/۲۹۶	۴۲/۹۵۶	۰/۴۵۴	۱۹/۸
کنترل برش در نیمرخ مرکب	۲۴۹	۰/۲۵۹	۲۷۶/۹	۰/۲۸۸	۲/۹

جدول ۳-۱۵- تنش‌ها در Abaqus و ETABS برای عملکرد دو طرفه با عرشه‌ی دو طرفه (IPE۳۳۰)

تفاوت نسبت تغییر مکان (%)	نسبت تغییر مکان	تغییر مکان ETABS cm	نسبت تغییر مکان	تغییر مکان Abaqus cm	پارامتر
۰/۶	۰/۲۲۴	۰/۶۲۲	۰/۲۱۸	۰/۶۰۵	کنترل تغییر مکان ناشی از بار زنده
۵/۳	۱/۰۲۹	۴/۲۹	۰/۹۷۶	۴/۰۶۷	کنترل تغییر مکان ناشی از مجموع بار مرده و زنده

جدول ۳-۱۶- تغییر مکان ها در Abaqus و ETABS برای عملکرد دوطرفه با عرشه دو طرفه (IPE۳۳۰)

مشاهده می شود تنش ها و تغییر مکان ها برای هر دو نرم افزار به یکدیگر نزدیک می باشد و مدلسازی نیز در حالت بهینه قرار دارد. خروجی ناشی از فرکانس برای حالت عملکرد دوطرفه با عرشه ی دوطرفه (IPE۳۳۰) ۵/۲۶۴۸ هرتز می باشد که در مقایسه با عملکرد یک طرفه با عرشه ی یک طرفه (IPE۳۶۰) که میزان فرکانس آن ۵/۰۳۹۷ هرتز محاسبه شد حتی با توجه به کاهش مصرف فولاد وضعیت مطلوب تری را نشان می دهد.



شکل ۳-۴۶- فرکانس عملکرد دو طرفه با عرشه ی دوطرفه (IPE۳۳۰)

با توجه به کاهش شماره‌ی پروفیل برای تیرهای فرعی از IPE۳۶۰ برای عملکرد یک‌طرفه با عرشه‌ی یک طرفه به IPE۳۳۰ برای عملکرد دوطرفه با عرشه‌ی دو طرفه مقدار ۳۲۰ کیلوگرم مصرف فولاد کاهش پیدا کرده است. اگر این مقدار به صورت درصد بیان شود ۱۴ درصد مصرف فولاد در تیرهای فرعی کاهش پیدا کرده است. مقدار مصالح مصرفی برای تیرهای پیرامون و دال بتنی در هر دو حالت عملکرد یک‌طرفه و دوطرفه تقریباً یکسان است.

پس با توجه به خروجی‌های بدست‌آمده می‌توان نتیجه گرفت که برای عملکرد دو طرفه با عرشه‌ی دو طرفه IPE۳۳۰ مناسب می‌باشد که کاهش قابل توجه مصرف فولاد را نشان می‌دهد. البته از نظر معماری نیز وضعیت مطلوب‌تری حاصل می‌شود زیرا ضخامت سقف کاهش پیدا می‌کند.

خروجی ناشی از فرکانس برای حالت عملکرد دوطرفه با عرشه‌ی دوطرفه (IPE۳۳۰) ۵/۲۶۴۸ هرتز می‌باشد که در مقایسه با عملکرد یک‌طرفه با عرشه‌ی یک طرفه (IPE۳۶۰) که میزان فرکانس آن ۵/۰۳۹۷ هرتز محاسبه شد حتی با توجه به کاهش مصرف فولاد وضعیت مطلوب‌تری را نشان می‌دهد.

حال با توجه به این‌که در بازار عملاً عرشه‌ی دو طرفه وجود ندارد عملکرد دو طرفه را با عرشه‌ی یک طرفه مدلسازی کرده‌ایم. این مدلسازی را برای تیرهای فرعی با پروفیل‌های IPE۳۶۰ و IPE۳۳۰ انجام شده است. (عرشه‌ی یک‌طرفه شکل ۳-۳۰ و عرشه‌ی دو طرفه شکل ۳-۳۱).

حال نتایج عملکرد دوطرفه با عرشه‌ی دو طرفه را با عملکرد دو طرفه با عرشه‌ی یک طرفه برای هر دو پروفیل مقایسه می‌کنیم.

تنش (۱) مربوط به عملکرد دوطرفه با عرشه‌ی یک طرفه و تنش (۲) مربوط به عملکرد دوطرفه با عرشه‌ی دو طرفه می‌باشد. تغییر مکان (۱) مربوط به عملکرد دوطرفه با عرشه‌ی یک طرفه و تغییر مکان (۲) مربوط به عملکرد دوطرفه با عرشه‌ی دو طرفه می‌باشد.

نسبت تنش‌ها	تنش (۲) Abaqus kg/cm ^۲	نسبت تنش‌ها	تنش (۱) Abaqus kg/cm ^۲	پارامتر
۰/۴۱	۶۴۹	۰/۳۹۶	۶۲۷	کنترل تنش خمشی در تیر فولادی قبل از سفت شدن بتن
۰/۷۷۹	۱۲۳۳/۵	۰/۷۸۶	۱۲۴۵	کنترل تنش کششی در نیمرخ مرکب بعد از سفت شدن بتن (فرمول اول)
۰/۶۴۴	۱۳۹۰/۵	۰/۶۴۱	۱۳۸۴	کنترل تنش کششی در نیمرخ مرکب بعد از سفت شدن بتن (فرمول دوم)
۰/۲۶۵	۲۵	۰/۲۵۴	۲۴	تنش فشاری در بتن
۰/۲۲۴	۲۱۵	۰/۲۴۴	۲۳۴	کنترل برش در نیمرخ مرکب

جدول ۳-۱۷- مقایسه‌ی تنش‌ها در ABAQUS برای عملکرد دوطرفه باعرشه‌دو طرفه و عملکرد دوطرفه با عرشه‌یک

طرفه (IPE۳۶۰)

نسبت تغییر مکان	تغییر مکان (۲) Abaqus cm	نسبت تغییر مکان	تغییر مکان (۱) Abaqus cm	پارامتر
۰/۱۶۹	۰/۴۷	۰/۱۷۸	۰/۴۹۴	کنترل تغییر مکان ناشی از بار زنده
۰/۷۳۵	۳/۰۶۵	۰/۷۱۵	۲/۹۶	کنترل تغییر مکان ناشی از مجموع بار مرده و زنده

جدول ۳-۱۸- تغییر مکان‌ها در ABAQUS برای عملکرد دوطرفه با عرشه‌دو طرفه و عملکرد دوطرفه با عرشه یک

طرفه (IPE۳۶۰)

نسبت تنش‌ها	تنش (۲) Abaqus kg/cm ^۲	نسبت تنش‌ها	تنش (۱) Abaqus kg/cm ^۲	پارامتر
۰/۵۲۵	۸۳۳	۰/۵۳۲	۸۴۲	کنترل تنش خمشی در تیر فولادی قبل از سفت شدن بتن
۰/۹۵۴	۱۵۱۱	۰/۹۶۳	۱۵۲۶	کنترل تنش کششی در نیمرخ مرکب بعد از سفت شدن بتن (فرمول اول)
۰/۸۰۶	۱۷۴۰/۵	۰/۷۹۹	۱۷۲۵	کنترل تنش کششی در نیمرخ مرکب بعد از سفت شدن بتن (فرمول دوم)
۰/۲۹۶	۲۸	۰/۲۸۶	۲۷	تنش فشاری در بتن
۰/۲۵۹	۲۴۹	۰/۲۹۶	۲۸۴	کنترل برش در نیمرخ مرکب

جدول ۳-۱۹- تنش‌ها در ABAQUS برای عملکرد دوطرفه با عرشه‌دو طرفه و عملکرد دوطرفه با عرشه

یک‌طرفه (IPE۳۳۰)

نسبت تغییر مکان	تغییر مکان (۲) Abaqus cm	نسبت تغییر مکان	تغییر مکان (۱) Abaqus cm	پارامتر
۰/۲۱۸	۰/۶۰۵	۰/۲۲۶	۰/۶۲۹	کنترل تغییر مکان ناشی از بار زنده
۰/۹۷۶	۴/۰۶۷	۰/۸۴۶	۳/۶۵	کنترل تغییر مکان ناشی از مجموع بار مرده و زنده

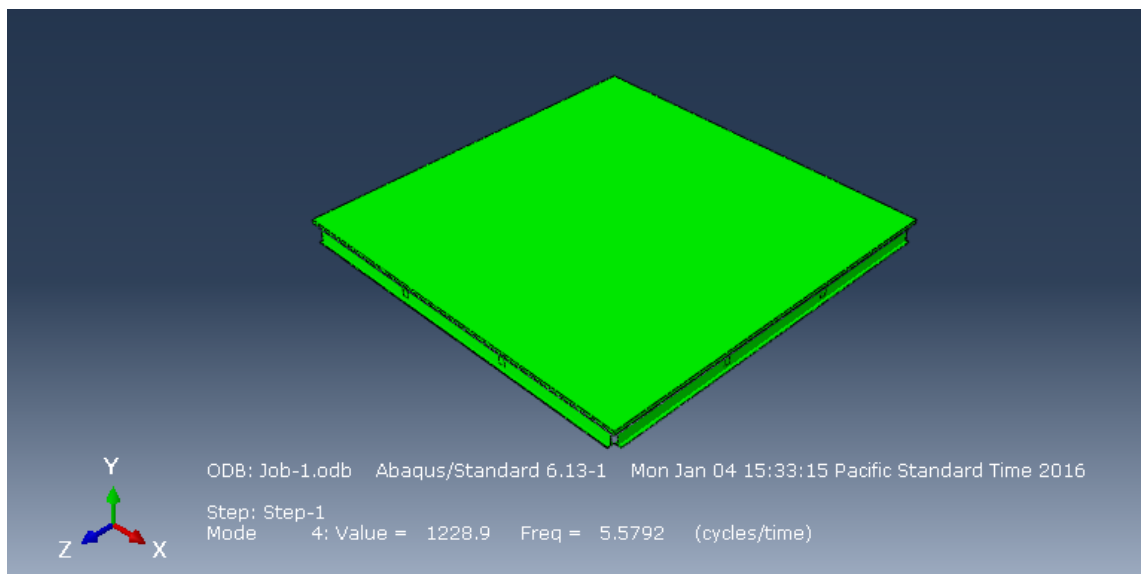
جدول ۳-۲۰- تغییر مکان‌ها در ABAQUS برای عملکرد دوطرفه با عرشه‌دو طرفه و عملکرد دوطرفه با عرشه

یک‌طرفه (IPE۳۳۰)

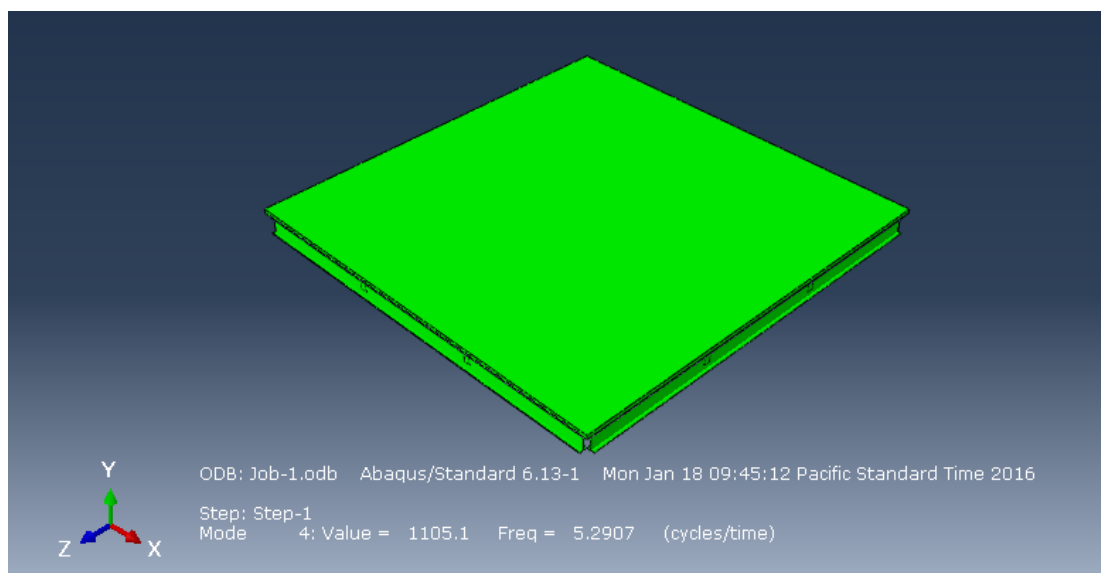
مقایسه‌ی نسبت تنش‌ها و نسبت تغییر مکان‌ها برای عملکرد دو طرفه با عرشه‌ی یک طرفه در مقایسه با عملکرد دو طرفه با عرشه‌ی دو طرفه تفاوت چندانی را نشان نمی‌دهد. فرکانس‌های محاسبه شده برای عملکرد دو طرفه با عرشه‌ی دو طرفه و عملکرد دو طرفه با عرشه‌ی یک طرفه برای IPE^{۳۶۰} به ترتیب برابر ۵/۵۶۷۳ و ۵/۵۷۹۲ هرتز و برای IPE^{۳۳۰} به ترتیب برابر ۵/۲۶۴۸ و ۵/۲۹۰۷ هرتز می‌باشد که این پارامتر نیز تفاوت قابل مشاهده‌ای را نشان نمی‌دهد.

اما استفاده از عرشه‌ی دو طرفه یک مزیت است چون در هنگام استفاده از عرشه‌ی یک طرفه باید تنش‌ها را در دو جهت عرشه‌ی عمود بر محور تیر و عرشه‌ی موازی با محور تیر محاسبه کنیم که این محاسبات با توجه به جداول ۴-۱۳ و ۴-۱۵ (فصل چهارم) نشان می‌دهد پروفیل‌های موجود در جهت عرشه‌ی عمود بر محور تیر تنش بیشتری را در مقایسه با پروفیل‌های موجود در جهت عرشه‌ی موازی با محور تیر تحمل می‌کنند ولی این مشکل برای عرشه‌ی دو طرفه وجود ندارد و توزیع بار بین تیرها متوازن است. بنابراین عرشه‌ی دو طرفه متناسب با عملکرد دو طرفه است.

در صورتی که نیروی برشی بین دال بتنی و تیر فولادی زیاد باشد یا با تراکم برشگیرها از نظر تعداد و فاصله مواجه باشیم عرشه‌ی دو طرفه دارای فضای بیشتری برای نصب برشگیرها است. در صورتی که عرشه‌ی یک طرفه به علت کنگره‌ای بودن در وضعیت مشابه فضای کمتری برای نصب برشگیرها در اختیار ما قرار می‌دهد.

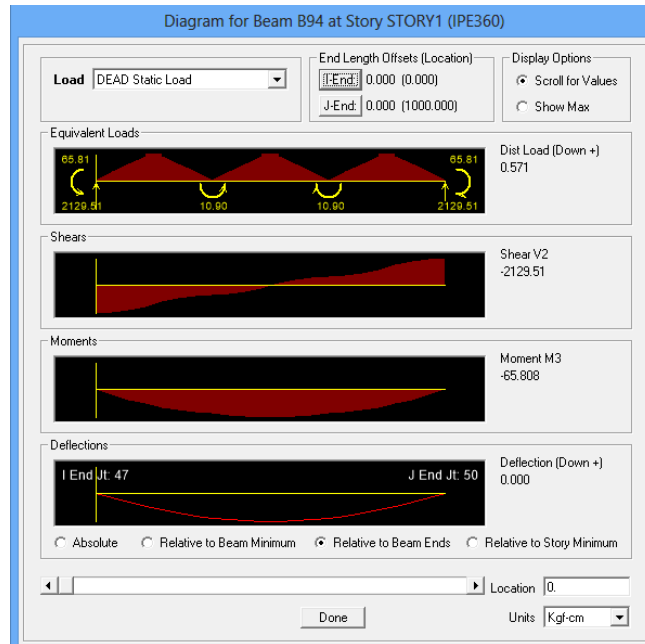


شکل ۳-۴۷- فرکانس عملکرد دو طرفه با عرشه‌ی یک طرفه (IPE۳۶۰)

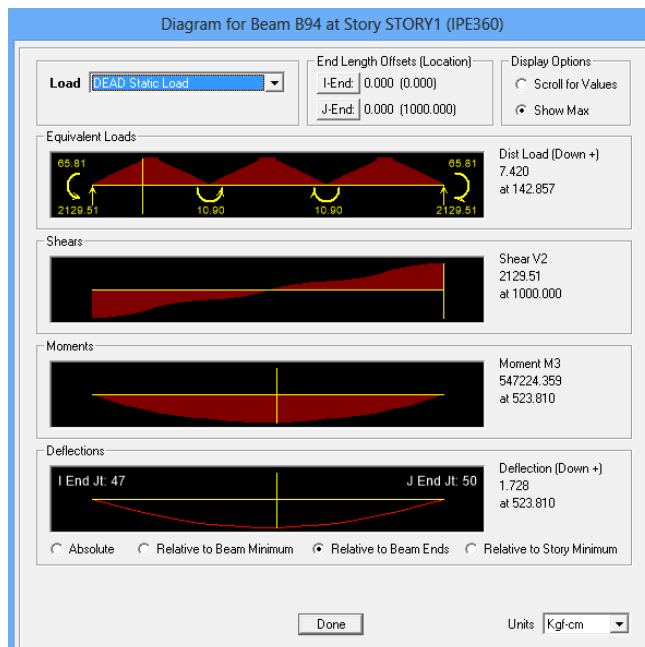


شکل ۳-۴۸- فرکانس عملکرد دو طرفه با عرشه‌ی یک طرفه (IPE۳۳۰)

توجه: اتصال تیرهای فرعی به تیرهای اصلی در تمام مدلسازی‌های ETABS و ABAQUS به صورت صلب در نظر گرفته شده ولی لنگر منفی در هیچکدام از موارد مورد بررسی قرار نگرفته است. علت این امر کوچک بودن مقدار لنگر منفی در حالت صلب می‌باشد.

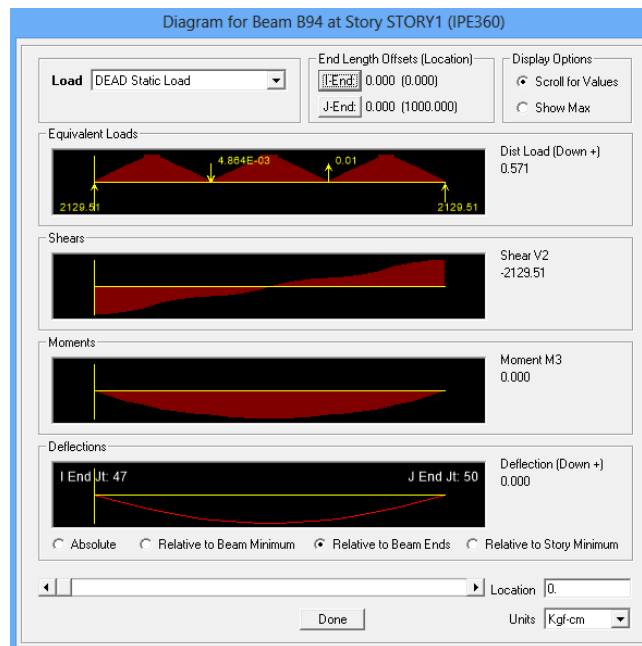


شکل ۳-۴۹- مقدار لنگر منفی برای بار مرده (IPE۳۶۰) در ابتدای تیر در حالت صلب
 در شکل ۳-۴۹ مقدار لنگر منفی بر حسب kg.cm برای بار مرده نشان داده شده است. این مقدار با توجه
 به شکل ۳-۵۰ که مقدار ماکزیمم لنگر مثبت برای بار مرده را نشان می‌دهد قابل صرف نظر کردن است.

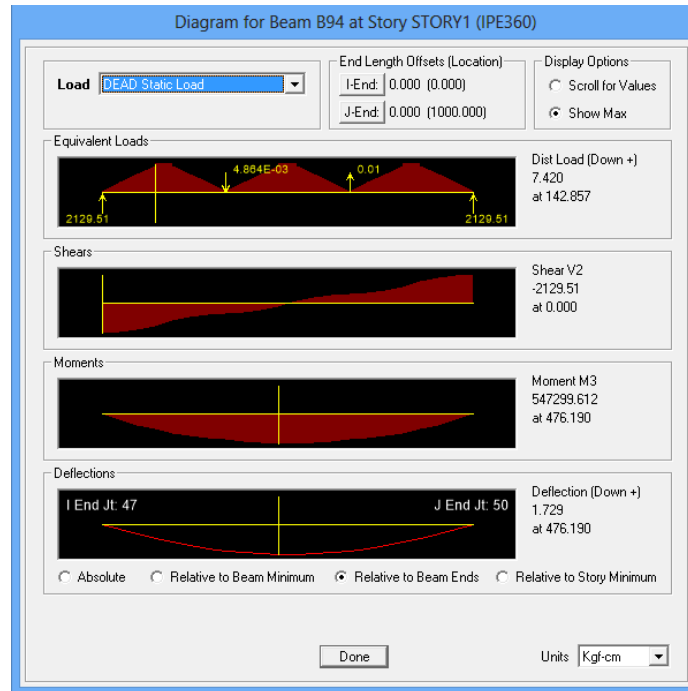


شکل ۳-۵۰- مقدار لنگر مثبت برای بار مرده (IPE۳۶۰) در وسط تیر در حالت صلب

مقادیر نرم افزار برای اتصال تیرهای فرعی به تیرهای اصلی به صورت مفصلی در شکل های ۵۱-۳ و ۳-۵۲ نشان داده شده است. مقادیر بدست آمده با حالت صلب تفاوت چندانی ندارد. بنابراین می توان نتیجه گرفت اتصال تیرهای فرعی به تیرهای اصلی به صورت صلب یا مفصلی تاثیر قابل ملاحظه ای در محاسبات ندارد.



شکل ۳-۵۱- مقدار لنگر منفی برای بار مرده (IPE۳۶۰) در ابتدای تیر در حالت مفصلی



شکل ۳-۵۲- مقدار لنگر مثبت برای بار مرده (IPE۳۶۰) در وسط تیر در حالت مفصلی

محاسبات عددی

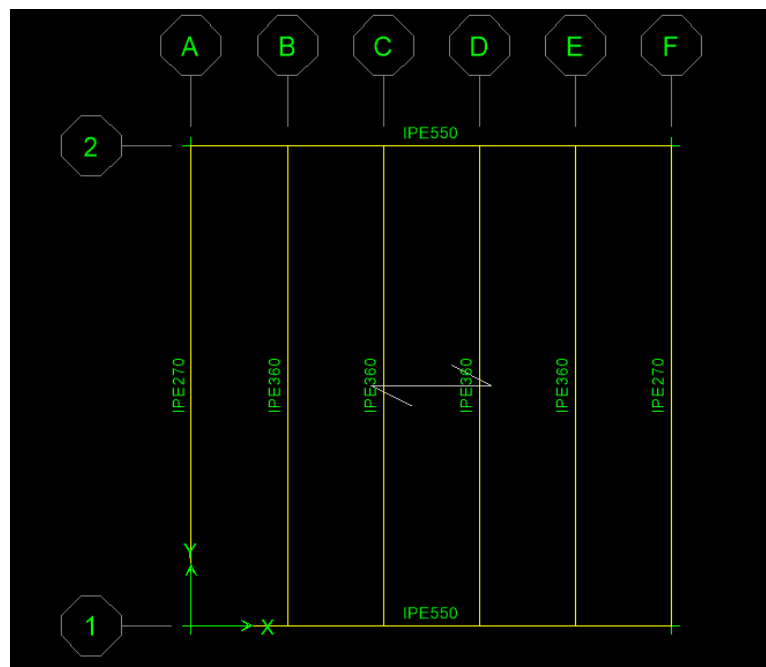
۴-۱- عملکرد یک طرفه با عرشی یک طرفه-IPE 360

در این قسمت جزئیات محاسبات نرم افزار ETABS برای عملکرد یک طرفه با عرشی یک طرفه بیان شده و نحوه ی محاسبه ی تنش ها و تغییر مکان ها نشان داده است. برای تیرهای فرعی مطابق شکل ۴-۱ از چهار تا IPE۳۶۰ و برای تیرهای پیرامون از دو تا IPE۲۷۰ و دو تا IPE۵۵۰ استفاده شده است. عرشی یک طرفه نیز مطابق شکل ۳-۳ یا شکل ۳-۳۰ در نظر گرفته شده است. محاسبات انجام شده برای تیرهای فرعی بیان شده است.

مشخصات مصالح:

$$f'_c = ۲۱۰ \text{ kg/cm}^۲ \quad F_y = ۲۴۰۰ \text{ kg/cm}^۲ \quad \rho_c = ۲۵۰۰ \text{ kg/m}^۳$$

ابعاد سقف: از سیستم بدون شمع بندی استفاده شده است. ابعاد سقف $۱۰ \text{ m} \times ۱۰ \text{ m}$ و فاصله ی تیرهای فرعی از یکدیگر ۲ متر می باشد.



شکل ۴-۱- مشخصات سازه در حالت عملکرد یک طرفه با عرشی یک طرفه

بارهای مرده و زنده:

$$\text{بار زنده} = 200 \text{ kg/m}^2$$

$$215 \text{ kg/m}^2 = \text{مجموع بار مرده ی کف سازی روی سقف و نازک کاری زیر سقف}$$

$$100 \text{ kg/m}^2 = \text{بار معادل تیغه بندی}$$

$$10 \text{ kg/m}^2 = \text{وزن عرشه ی فولادی}$$

انتخاب مقطع : IPE 360

$$b_f = 17 \text{ cm} \quad t_s = 0.8 \text{ cm} \quad t_g = 1.27 \text{ cm} \quad d = 36 \text{ cm}$$

$$s_s = 9.4 \text{ cm}^2 \quad I_s = 16270 \text{ cm}^4 \quad A = 72.7 \text{ cm}^2 \quad G = 57.1 \text{ kg/m}$$

محاسبه ی عرض موثر دال بتنی :

$$t_c = 10 \text{ cm} \text{ ضخامت بتن}$$

$$b_e \leq \min \left(\frac{L}{4}, \frac{S_1 + S_2}{2}, b_f + 16 t_c \right)$$

$$b_e = \min \left(\frac{1000}{4}, \frac{333/3 + 333/3}{2}, 17 + 16(10) \right) = 177 \text{ cm}$$

محاسبه ی n :

$$E_c = 0.135 w_c^{1/5} \sqrt{f'_c} = 0.135 (2500)^{1/5} (210)^{1/5} = 2/45 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_s = 2 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2 \times 10^6}{2/45 \times 10^5} = 8/16$$

طبق توصیه‌ی ACI معمولاً ضریب n به نزدیکترین عدد صحیح گرد می‌شود. $n = 8$

محاسبه‌ی مقطع مرکب تبدیل یافته

محاسبه‌ی تارخنشی نسبت به تار پایینی مقطع مرکب با فرض اینکه مکان آن در پروفیل باشد :

$$\bar{y} = \frac{(22/125 \times 6)(43) + (72/7)(18)}{(22/125 \times 6) + (72/7)} = 34/362 \text{ cm}$$

محاسبه‌ی ممان اینرسی و اساس مقطع :

$$\begin{aligned} I_{tr}^s &= 16270 + (72/7)(34/362 - 18)^2 + \frac{1}{12}(22/125)(6)^3 \\ &\quad + (22/125)(6)(43 - 34/362)^2 \\ &= 46420/72 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

$$(S_{tr}^s)_t = \frac{I_{tr}^s}{46 - 34/362} = 3988/7 \text{ cm}^3$$

$$(S_{tr}^s)_b = \frac{I_{tr}^s}{34/362} = 1350/9 \text{ cm}^3$$

محاسبه‌ی مقطع مرکب تبدیل یافته با در نظر گرفتن اثر افت و خزش :

$$\frac{b_e}{3n} = \frac{177}{3 \times 8} = 7/375 \text{ cm}$$

محاسبه‌ی تارخنشی نسبت به تار پایینی مقطع مرکب با فرض اینکه مکان آن در پروفیل باشد :

$$\bar{y} = \frac{(7/375)(6)(43) + (72/7)(18)}{(7/375 \times 6) + (72/7)} = 27/976 \text{ cm}$$

محاسبه‌ی ممان اینرسی:

$$I_{tr}^D = 16270 + (72/7)(27/976 - 18)^2 + \frac{1}{12}(7/375)(6)^3$$

$$+ (7/375)(6)(43 - 27/976)^2 = 34546/83 \text{ cm}^4$$

Composite Beam Design (AISC-ASD89)			
Summary	Strength	Stud Details	Serviceability
AISC-ASD89 Composite Beam Design Beam Label: B12 Units: Kgf-cm			
Beam Label: B12	Story: STORY1	Shored: No	Overwrites: Yes
Group: None	Length: 1000.000	Camber: 0.000	b-cp: N/A
Beam: IPE360	Loc X: 400.000	Comparative: \$15796.78	t-cp: N/A
Fy: 2400.000	Loc Y: 500.000	Stud Diam.: 1.910	Fy-cp: N/A
Fu: 4000.000	Requested as: Composite		Consider-cp: No
RLLF: 0.948	Designed as: Composite		
Deck Left: DECK	Deck Right: DECK	b-eff Left: 100.000	b-eff Right: 100.000
Dir. Left: Perpendicular	Dir. Right: Perpendicular	F'c Left: 210.000	F'c Right: 210.000
Ctop Left: 2.355	Ctop Right: 2.355	Ec(S) Left: 232948.353	Ec(S) Right: 232948.353
Cbot Left: 0.000	Cbot Right: 0.000	Ec(D) Left: 81666.667	Ec(D) Right: 81666.667
		Ec(V) Left: 314480.276	Ec(V) Right: 314480.276
Is: 16270.00			
Ibare: 16270.00	ybare: 18.000	Ieff(S): 46420.74	yeff(S): 34.362
Itrans(S): 46420.74	ytrans(S): 34.362	Ieff(D): 34546.83	yeff(D): 27.976
Itrans(D): 34546.83	ytrans(D): 27.976	Ieff(V): 49491.38	yeff(V): 35.972
Itrans(V): 49491.38	ytrans(V): 35.972		
q: [4000.00(1 stud/row), 4000.00(2 studs/row)]			
Stud Layout: 48			
Seg. Length: 976.460			
Stud Ratio: 0.750			
PCC: 100.00%	Utilization Limit: 1.000	Deflection Ratio: 0.863	
Overall Ratio: 0.880	Stress Ratio: 0.880		

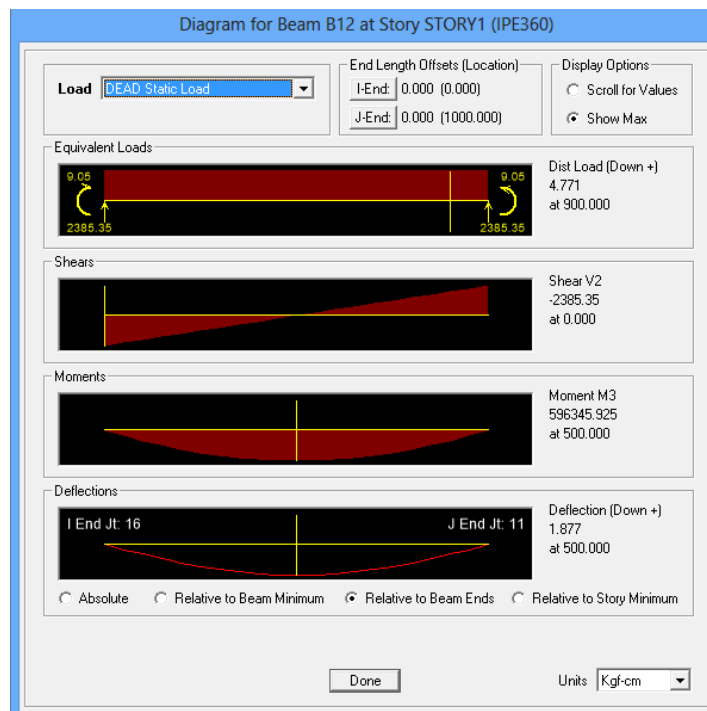
شکل ۴-۲- جزییات مربوط به خصوصیات سازه و مقطع مقاوم

محاسبه‌ی حداکثر لنگر خمشی، حداکثر نیروی برشی و تغییر مکان‌ها: لنگر خمشی حداکثر و تغییر مکان‌ها در وسط تیر و نیروی برشی در تکیه گاه‌ها توسط نرم‌افزار ETABS از آنالیزه سازه بدست آمده است.

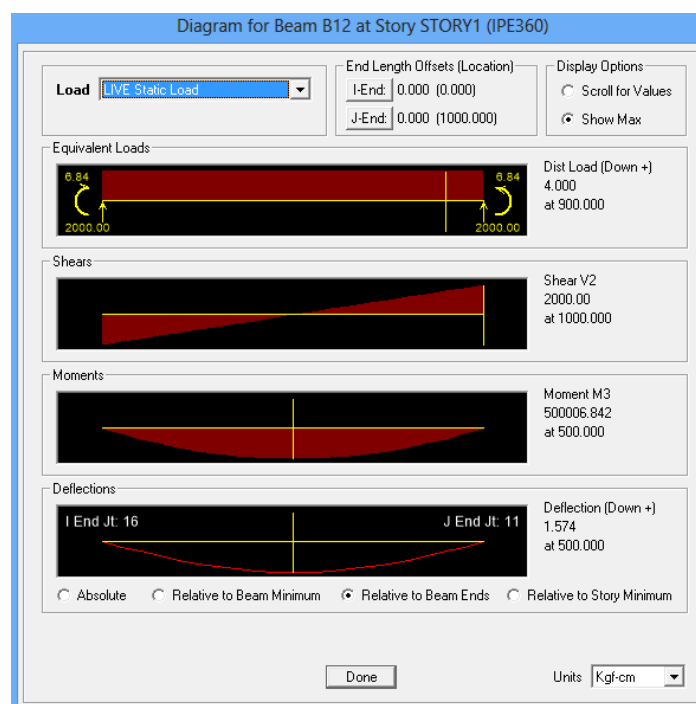
$$M_D = 5963/459 \text{ kg.m} \quad M_{SD} = 7875/108 \text{ kg.m} \quad M_L = 5000/068 \text{ kg.m}$$

$$V_D = 2385/35 \text{ kg} \quad V_{SD} = 3150 \text{ kg} \quad V_L = 2000 \text{ kg}$$

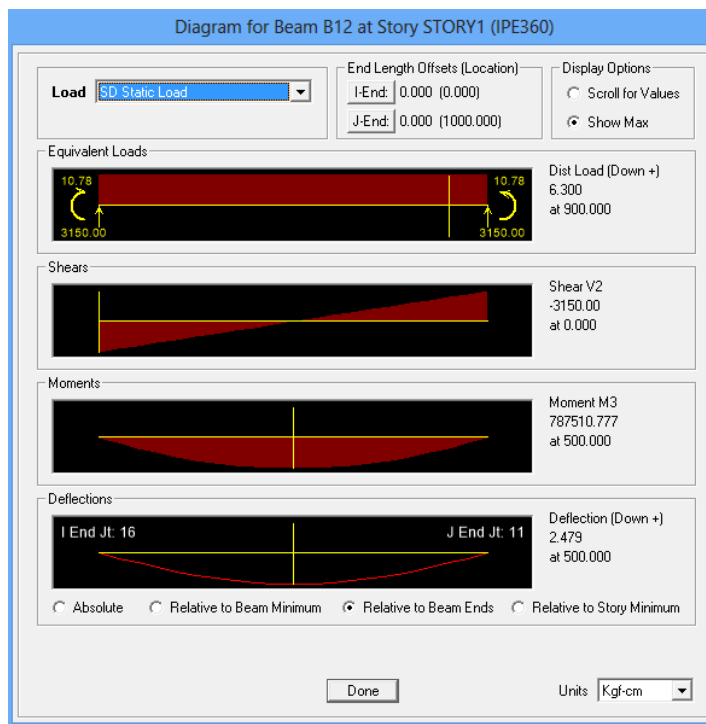
$$\delta_{\text{آنالیز}}^D = 1/877 \text{ cm} \quad \delta_{\text{آنالیز}}^{SD} = 2/479 \text{ cm} \quad \delta_{\text{آنالیز}}^L = 1/574 \text{ cm}$$



شکل ۴-۳- خروجی تحلیل ناشی از بار مرده



شکل ۴-۴- خروجی تحلیل ناشی از بار زنده



شکل ۴-۵- خروجی تحلیل ناشی از بار SD

کنترل تنش خمشی در تیر فولادی قبل از سفت شدن بتن

برای محاسبات تنش ۰/۲ بار زنده را به عنوان بارهای حین اجرا در نظر می گیریم.

$$f_s = \frac{M_D + 0.2M_L}{(S_S)_t} \leq F_t = 0.66F_y$$

$$f_s = \frac{((5963/459) + 0.2(5000/0.68)) \times 100}{90.4} \leq F_t = 0.66(2400)$$

$$770/39 \text{ kg/cm}^2 \leq 1584 \text{ kg/cm}^2$$

ok

نسبت تنش موجود به تنش مجاز = ۰/۴۸۶

$$f_s = \frac{M_D + 0.2M_L}{(S_S)_b} \leq F_b = 0.66F_y$$

$$f_s = \frac{((5963/459) + 0.2(5000/0.68)) \times 100}{90.4} \leq F_b = 0.66(2400)$$

$$770/39 \text{ kg/cm}^2 \leq 1584 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{ok}$$

$$\text{نسبت تنش موجود به تنش مجاز} = 0/486$$

کنترل تنش کششی در نیمرخ مرکب بعد از سفت شدن بتن

$$f_s = \frac{M_D + (M_{SD} + M_L)}{(S_{tr}^S)_b} \leq F_t = 0/66 F_y$$

$$f_s = \frac{((5963/459) + (7875/108) + (5000/068)) \times 100}{1350/9} \leq F_t = 0/66(2400)$$

$$1394/484 \text{ kg/cm}^2 \leq 1584 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{ok}$$

$$\text{نسبت تنش موجود به تنش مجاز} = 0/88$$

$$f_s = \frac{M_D}{(S_S)_b} + \frac{M_{SD} + M_L}{(S_{tr}^S)_b} \leq F_t = 0/9 F_y$$

$$f_s = \frac{5963/459 \times 100}{904} + \frac{(7875/108 + 5000/068) \times 100}{1350/9} \leq F_t = 0/9(2400)$$

$$1612/81 \text{ kg/cm}^2 \leq 2160 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{ok}$$

$$\text{نسبت تنش موجود به تنش مجاز} = 0/747$$

کنترل تنش فشاری در بتن

$$f_c = \frac{M_{SD} + M_L}{n(S_{tr}^S)_t} \leq 0/45 f'_c$$

$$f_c = \frac{(7875/108 + 5000/068) \times 100}{8(3988/7)} \leq 0/45(210)$$

$$37/042 \text{ kg/cm}^2 \leq 94/5 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{ok}$$

$$\text{نسبت تنش موجود به تنش مجاز} = 0/392$$

کنترل برش در نیمرخ مرکب

$$V_{\max} = (V_D + V_{SD} + V_L) = (2385/35 + 3150 + 2000) = 7535/35 \text{ kg}$$

$$f_v = \frac{V_{\max}}{ht_w} \leq 0.4F_y$$

$$\frac{7535/35}{(36 - 2(1/27))(0.8)} \leq 0.4(2400)$$

$$279/96 \text{ kg/cm}^2 \leq 960 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{ok}$$

$$0.292 = \text{نسبت تنش موجود به تنش مجاز}$$

Composite Beam Design (AISC-ASD89)

Summary

Strength

Stud Details

Serviceability

AISC-ASD89

Composite Beam Design

Beam Label: B12

Units: Kgf-cm

Moment Design

Pmax:0.00

Pmax Combo:NA

Type	Combo	Location	M	fb	Fb	1/3 Factor	Ratio	Lb
Constr Pos	DCMPC2	Bot. Flange	696347.294	770.390	1584.000	No	0.486	0.000
Final Pos	DCMPS2	Bot. Flange	1883863.544	1394.484	1584.000	No	0.880	0.000
Final Pos	DCMPS2	Top Flange	1883863.544	66.481	1584.000	No	0.042	0.000
Final Pos	DCMPS2	Web Top	1883863.544	14.941	1584.000	No	0.009	0.000
Final Pos	DCMPS2	Web Bottom	1883863.544	1342.945	1584.000	No	0.848	0.000
Final Pos	DCMPS2	Bot. Flange	1883863.544	1394.484	1584.000	No	0.880	0.000
Final Pos	DCMPS2	Conc. Left	1883863.544	37.042	94.500	No	0.392	0.000
Final Pos	DCMPS2	Conc. Right	1883863.544	37.042	94.500	No	0.392	0.000
Final Seq	DCMPS2	Top Flange	1883863.544	705.192	2160.000	No	0.326	0.000
Final Seq	DCMPS2	Bot. Flange	1883863.544	1612.810	2160.000	No	0.747	0.000

Shear Design

Type	Combo	Block	V	fv	Fv	1/3 Factor	Ratio
Constr Left	DCMPC2	OK	2785.35	103.48	960.00	No	0.108
Constr Right	DCMPC2	OK	2785.35	103.48	960.00	No	0.108
Final Left	DCMPS2	OK	7535.35	279.96	960.00	No	0.292
Final Right	DCMPS2	OK	7535.35	279.96	960.00	No	0.292

End Reactions

Left Combo	L. Reaction	Right Combo	R. Reaction
DCMPS2	7535.35	DCMPS2	7535.35

شکل ۴-۶- جزییات مربوط به تنش

کنترل تغییر مکان ناشی از بار زنده

$$\delta L_{\text{آنا لیز}} = 1/574 \text{ cm}$$

$$\delta L_{\text{طراحی}} = \delta L_{\text{آنالیز}} \left(\frac{I_s}{I_{tr}^s} \right) \leq \frac{L}{360}$$

$$1/574 \left(\frac{16270}{46420/74} \right) \leq \frac{1000}{360}$$

$$0.552 \text{ cm} \leq 2/$$

۷۸۸ cm

ok

نسبت تغییر مکان موجود به تغییر مکان مجاز = ۰/۱۹۹

کنترل تغییر مکان ناشی از مجموع بار مرده و زنده


$$\delta_{\text{max طراحی}} = \delta D_{\text{آنالیز}} + (\delta SD_{\text{آنالیز}}) \left(\frac{I_s}{I_{tr}^D} \right) + (\delta L_{\text{آنالیز}}) \left(\frac{I_s}{I_{tr}^s} \right) \leq \frac{L}{240}$$

$$1/877 + (2/479) \left(\frac{16270}{34546/83} \right) + (1/574) \left(\frac{16270}{46420/83} \right) \leq \frac{1000}{240}$$

$$3/596 \text{ cm} \leq 4/167 \text{ cm}$$

ok

نسبت تغییر مکان موجود به تغییر مکان مجاز = ۰/۸۶۳



Composite Beam Design (AISC-ASD89)

✕

Summary

Strength

Stud Details

Serviceability

AISC-ASD89

Composite Beam Design

Beam Label: B12

Units: Kgf-cm

Deflection Design

Type	Consider	Combo	Defl	Limit	Ratio	OK
PreComp DL	Yes	DCMPD2	1.877	8.333	0.225	Yes
Super Load	Yes	DCMPD2	1.719	4.167	0.413	Yes
Live Load	Yes	DCMPD2	0.552	2.778	0.199	Yes
Total-Camber	Yes	DCMPD2	3.596	4.167	0.863	Yes

شکل ۴-۷- جزییات مربوط به تغییر مکان

نتایج بدست آمده در جداول زیر ارائه شده است :

نسبت تنش ها به معنی نسبت تنش موجود به تنش مجاز و نسبت تغییر مکان ها به معنی نسبت

تغییر مکان موجود به تغییر مکان مجاز می باشد.

نسبت تنشها	تنش مجاز بر حسب kg/cm^2	تنش محاسبه شده بر حسب kg/cm^2	پارامتر
۰/۴۸۶	۱۵۸۴	۷۷۰/۳۹	تنش خمشی در تیر فولادی قبل از سفت شدن بتن
۰/۸۸	۱۵۸۴	۱۳۹۴/۴۸۴	تنش کششی در نیمرخ مرکب بعد از سفت شدن بتن (فرمول اول)
۰/۷۴۷	۲۱۶۰	۱۶۱۲/۸۱	تنش کششی در نیمرخ مرکب بعد از سفت شدن بتن (فرمول دوم)
۰/۳۹۲	۹۴/۵	۳۷/۰۴۲	تنش فشاری در بتن
۰/۲۹۲	۹۶۰	۲۷۹/۹۶	برش در نیمرخ مرکب

جدول ۴-۱- خروجی نرم افزار ETABS برای تنشها در عملکرد یک طرفه با عرشه یک طرفه (IPE۳۶۰)

نسبت تغییر مکانها	تغییر مکان مجاز بر حسب cm	تغییر مکان محاسبه شده بر حسب cm	پارامتر
۰/۱۹۹	۲/۷۷۸	۰/۵۵۲	کنترل تغییر مکان ناشی از بار زنده
۰/۸۶۳	۴/۱۶۷	۳/۵۹۶	کنترل تغییر مکان ناشی از مجموع بار مرده و زنده

جدول ۴-۲- خروجی نرم افزار ETABS برای تغییر مکانها در عملکرد یک طرفه با عرشه یک طرفه (IPE۳۶۰)

۴-۲- عملکرد دو طرفه با عرشی دو طرفه - IPE 360

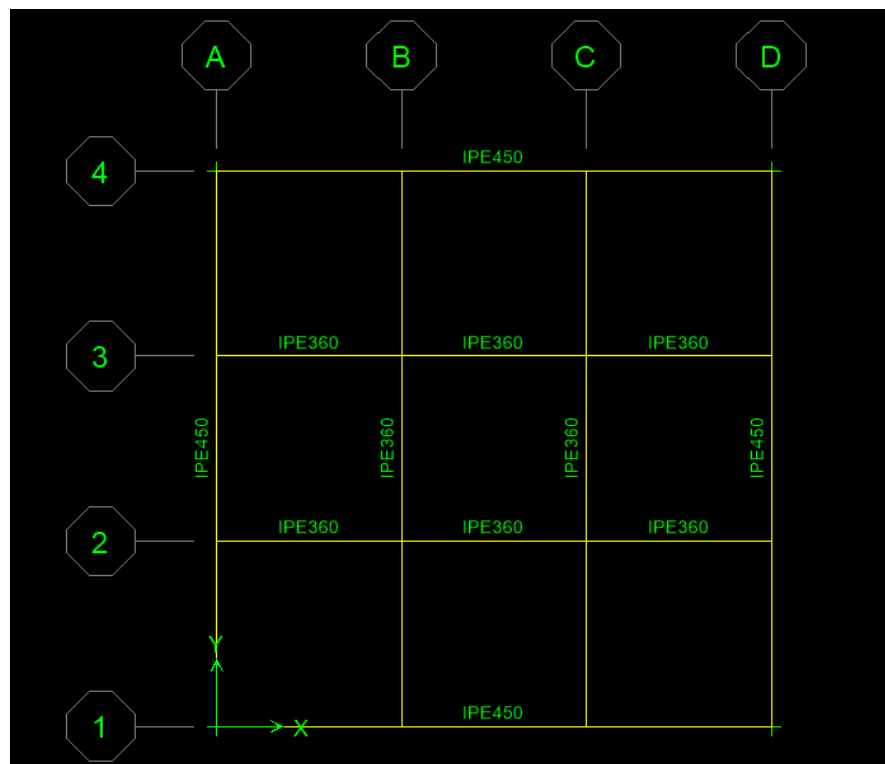
در این قسمت جزئیات محاسبات نرم افزار ETABS برای عملکرد دوطرفه با عرشی دوطرفه بیان شده و نحوه محاسبه تنش ها و تغییر مکان ها نشان داده است. برای تیرهای فرعی مطابق شکل ۴-۸ از چهار تا IPE ۳۶۰ و برای تیرهای پیرامون از چهار تا IPE ۴۵۰ استفاده شده است. عرشی دوطرفه نیز مطابق شکل ۳-۳۱ در نظر گرفته شده است. محاسبات انجام شده برای تیرهای فرعی بیان شده است.

مشخصات مصالح:

$$f'_c = ۲۱۰ \text{ kg/cm}^۲ \quad F_y = ۲۴۰۰ \text{ kg/cm}^۲ \quad \rho_c = ۲۵۰۰ \text{ kg/m}^۳$$

ابعاد و مشخصات سقف: از سیستم بدون شمع بندی استفاده شده است. ابعاد سقف $۱۰ \text{ m} \times ۱۰ \text{ m}$ و

فاصله تیرهای فرعی از یکدیگر $\frac{۱۰}{۳}$ متر می باشد.



شکل ۴-۸ - مشخصات سازه در حالت عملکرد دو طرفه با عرشی دو طرفه

بارهای مرده و زنده:

$$\text{بار زنده} = 200 \text{ kg/m}^2$$

$$215 \text{ kg/m}^2 = \text{مجموع بار مرده ی کف سازی روی سقف و نازک کاری زیر سقف}$$

$$100 \text{ kg/m}^2 = \text{بار معادل تیغه بندی}$$

$$10 \text{ kg/m}^2 = \text{وزن عرشه ی فولادی}$$

انتخاب مقطع : IPE 360

$$b_f = 17 \text{ cm} \quad t_s = 0.8 \text{ cm} \quad t_g = 1.27 \text{ cm} \quad d = 36 \text{ cm}$$

$$s_s = 9.4 \text{ cm}^2 \quad I_s = 16270 \text{ cm}^4 \quad A = 72.7 \text{ cm}^2 \quad G = 57.1 \text{ kg/m}$$

محاسبه ی عرض موثر دال بتنی :

$$t_c = 10 \text{ cm} \text{ ضخامت بتن}$$

$$b_e \leq \min \left(\frac{L}{4}, \frac{S_1 + S_2}{2}, b_f + 16 t_c \right)$$

$$b_e = \min \left(\frac{1000}{4}, \frac{333/3 + 333/3}{2}, 17 + 16(10) \right) = 177 \text{ cm}$$

محاسبه ی n :

$$E_c = 0.135 w_c^{1/5} \sqrt{f'_c} = 0.135 (2500)^{1/5} (210)^{0.5} = 2/45 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_s = 2 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2 \times 10^6}{2/45 \times 10^5} = 8/16$$

طبق توصیه ی ACI معمولا ضریب n به نزدیکترین عدد صحیح گرد می شود. $n = 8$

محاسبه‌ی مقطع مرکب تبدیل یافته

محاسبه‌ی تارخنشی نسبت به تار پایینی مقطع مرکب با فرض اینکه مکان آن در پروفیل باشد :

$$\bar{y} = \frac{(22/125 \times 5)(43/5) + (72/7)(18)}{(22/125 \times 5) + (72/7)} = 33/61 \text{ cm}$$

محاسبه‌ی ممان اینرسی و اساس مقطع :

$$\begin{aligned} I_{tr}^s &= 16270 + (72/7)(33/61 - 18)^2 + \frac{1}{12}(22/125)(6)^3 \\ &\quad + (22/125)(6)(43 - 33/61)^2 \\ &= 45448/25 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

$$(S_{tr}^s)_t = \frac{I_{tr}^s}{46 - 33/61} = 3668/14 \text{ cm}^3$$

$$(S_{tr}^s)_b = \frac{I_{tr}^s}{33/61} = 1350/9 \text{ cm}^3$$

محاسبه‌ی مقطع مرکب تبدیل یافته با در نظر گرفتن اثر افت و خزش :

$$\frac{b_e}{3n} = \frac{177}{3 \times 8} = 7/375 \text{ cm}$$

محاسبه‌ی تارخنشی نسبت به تار پایینی مقطع مرکب با فرض اینکه مکان آن در پروفیل باشد :

$$\bar{y} = \frac{(7/375)(5)(43/5) + (72/7)(18)}{(7/375 \times 5) + (72/7)} = 27/0.84 \text{ cm}$$

محاسبه‌ی ممان اینرسی:

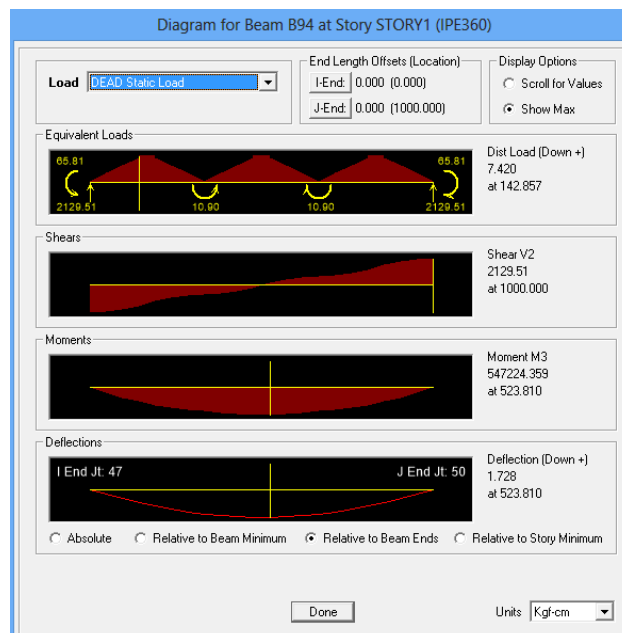
$$\begin{aligned} I_{tr}^D &= 16270 + (72/7)(27/0.84 - 18)^2 + \frac{1}{12}(7/375)(6)^3 \\ &\quad + (7/375)(6)(43 - 27/0.84)^2 = 34194/3 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

محاسبه‌ی حداکثر لنگر خمشی ، حداکثر نیروی برشی و تغییر مکان‌ها: لنگر خمشی حداکثر و تغییر مکان‌ها در وسط تیر و نیروی برشی در تکیه گاهها توسط نرم‌افزار ETABS از آنالیزه سازه بدست آمده است.

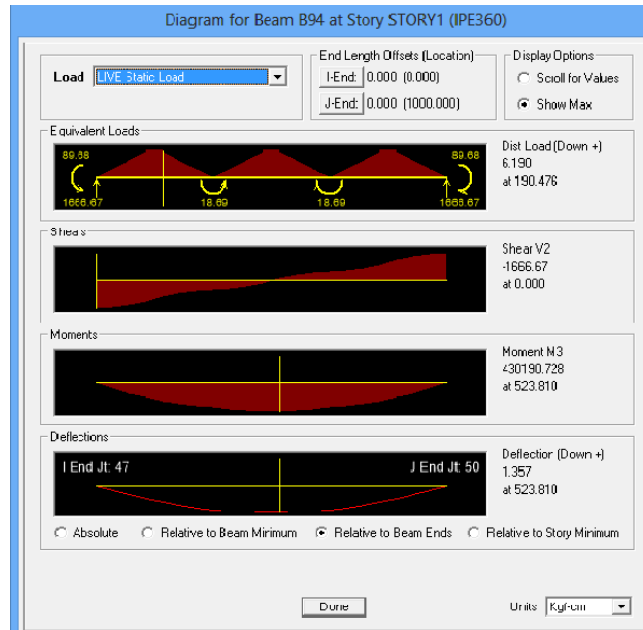
$$M_D = 5472/244 \text{ kg.m} \quad M_{SD} = 6775/5 \text{ kg.m} \quad M_L = 4301/9 \text{ kg.m}$$

$$V_D = 2035 \text{ kg} \quad V_{SD} = 2625 \text{ kg} \quad V_L = 1666/67 \text{ kg}$$

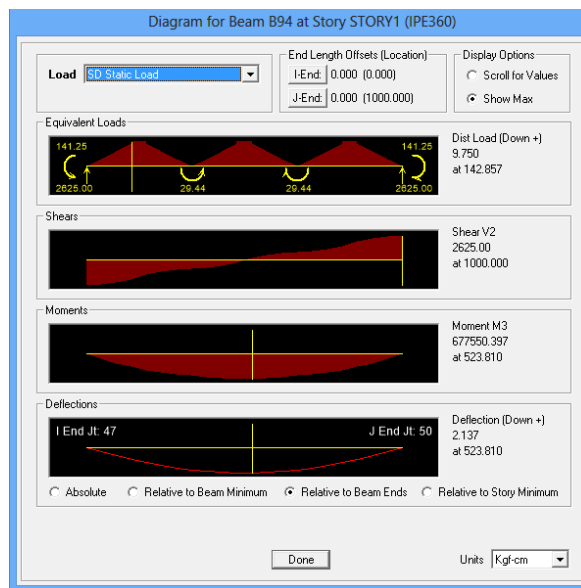
$$\delta_{SD}^{SD} = 2/137 \text{ cm} \quad \delta_L^{L} = 1/357 \text{ cm} \quad \delta_D^{D} = 1/728 \text{ cm}$$



شکل ۴-۹- خروجی تحلیل ناشی از بار مرده



شکل ۴-۱۰- خروجی تحلیل ناشی از بار زنده



شکل ۴-۱۱- خروجی تحلیل ناشی از بار SD

کنترل تنش خمشی در تیر فولادی قبل از سفت شدن بتن

برای محاسبات تنش $\sigma/2$ بار زنده را به عنوان بارهای حین اجرا در نظر می‌گیریم.

$$f_s = \frac{M_D + \sigma/2 M_L}{(S_s)_t} \leq F_t = \sigma/66 F_y$$

$$f_s = \frac{((5472/244) + \sigma/2(4301/9)) \times 100}{90.4} \leq F_t = \sigma/66(2400)$$

$$700/6 \text{ kg/cm}^2 \leq 1584 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{ok}$$

$$\text{نسبت تنش موجود به تنش مجاز} = 0/442$$

$$f_s = \frac{M_D + 0/2 M_L}{(S_s)_b} \leq F_b = 0/66 F_y$$

$$f_s = \frac{((5472/244) + 0/2(4301/9)) \times 100}{904} \leq F_b = 0/66(2400)$$

$$700/6 \text{ kg/cm}^2 \leq 1584 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{ok}$$

$$\text{نسبت تنش موجود به تنش مجاز} = 0/442$$

کنترل تنش کششی در نیمرخ مرکب بعد از سفت شدن بتن

$$f_s = \frac{M_D + (M_{SD} + M_L)}{(S_{tr}^S)_b} \leq F_t = 0/66 F_y$$

$$f_s = \frac{((5472/244) + (6775/5) + (4301/9)) \times 100}{1350/9} \leq F_t = 0/66(2400)$$

$$1225/08 \text{ kg/cm}^2 \leq 1584 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{ok}$$

$$\text{نسبت تنش موجود به تنش مجاز} = 0/773$$

$$f_s = \frac{M_D}{(S_s)_b} + \frac{M_{SD} + M_L}{(S_{tr}^S)_b} \leq F_t = 0/9 F_y$$

$$f_s = \frac{5472/244 \times 100}{904} + \frac{(6775/5 + 4301/9) \times 100}{1196} \leq F_t = 0/9(2400)$$

$$1425/41 \text{ kg/cm}^2 \leq 2160 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{ok}$$

$$\text{نسبت تنش موجود به تنش مجاز} = 0/66$$

کنترل تنش فشاری در بتن

$$f_c = \frac{M_{SD} + M_L}{n(S_{tr}^S)_t} \leq . / 45 f'_c$$

$$f_c = \frac{(6775/5 + 4301/9) \times 100}{8(3668/14)} \leq . / 45 (210)$$

$$37/748 \text{ kg/cm}^2 \leq 94/5 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{ok}$$

$$= 0/399 = \text{نسبت تنش موجود به تنش مجاز}$$

کنترل برش در نیمرخ مرکب

$$V_{\max} = (V_D + V_{SD} + V_L) = (2129/51 + 1666/67 + 2625) \\ = 6421/18 \text{ kg}$$

$$f_v = \frac{V_{\max}}{ht_w} \leq . / 4 F_y$$

$$\frac{6421/18}{(36 - 2(1/27))(0/8)} \leq . / 4 (2400)$$

$$239/88 \text{ kg/cm}^2 \leq 960 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{ok}$$

$$= 0/25 = \text{نسبت تنش موجود به تنش مجاز}$$

کنترل تغییر مکان ناشی از بار زنده

$$\delta L_{\text{آنالیز}} = 1/357 \text{ cm}$$

$$\delta L_{\text{طراحی}} = \delta L_{\text{آنالیز}} \left(\frac{I_s}{I_{tr}^S} \right) \leq \frac{L}{360}$$

$$1/357 \left(\frac{16270}{45448/25} \right) \leq \frac{1000}{360}$$

$$0/485 \text{ cm} \leq 2/788 \text{ cm} \quad \text{ok}$$

نسبت تنش موجود به تنش مجاز = ۰/۱۷۴

کنترل تغییر مکان ناشی از مجموع بار مرده و زنده

$$\delta_{\text{max طراحی}} = \delta_{\text{D آنالیز}} + (\delta_{\text{SD}}) \left(\frac{I_s}{I_{\text{tr}}^D} \right) + (\delta_{\text{L آنالیز}}) \left(\frac{I_s}{I_{\text{tr}}^S} \right) \leq \frac{L}{240}$$

$$1/728 + (2/137) \left(\frac{16270}{33194/3} \right) + (1/357) \left(\frac{16270}{45448/25} \right) \leq \frac{1000}{240}$$

$$3/26 \text{ cm} \leq 4/167 \text{ cm}$$

ok

نسبت تنش موجود به تنش مجاز = ۰/۷۸۲

نسبت تنش ها	تنش مجاز بر حسب kg/cm ^۲	تنش محاسبه شده بر حسب kg/cm ^۲	پارامتر
۰/۴۴۲	۱۵۸۴	۷۰۰/۶	تنش خمشی در تیر فولادی قبل از سفت شدن بتن
۰/۷۷۳	۱۵۸۴	۱۲۲۵/۰۸	تنش کششی در نیمرخ مرکب بعد از سفت شدن بتن (فرمول اول)
۰/۶۶	۲۱۶۰	۱۴۲۵/۴۱	تنش کششی در نیمرخ مرکب بعد از سفت شدن بتن (فرمول دوم)
۰/۳۹۹	۹۴/۵	۳۷/۷۴۸	تنش فشاری در بتن
۰/۲۵	۹۶۰	۲۳۹/۸۸	برش در نیمرخ مرکب

جدول ۳-۴- خروجی نرم افزار ETABS برای تنش ها در عملکرد دو طرفه با عرشه دو طرفه (IPE۳۶۰)

پارامتر	تغییر مکان محاسبه شده بر حسب cm	تغییر مکان مجاز بر حسب cm	نسبت تغییر مکان‌ها
کنترل تغییر مکان ناشی از بار زنده	۰/۴۸۵	۲/۷۷۸	۰/۱۷۴
کنترل تغییر مکان ناشی از مجموع بار مرده و زنده	۳/۲۶	۴/۱۶۷	۰/۷۸۲

جدول ۴-۴- خروجی نرم افزار ETABS برای تغییر مکان‌ها در عملکرد دوطرفه با عرشه دو طرفه (IPE۳۶۰)

۴-۳- عملکرد دو طرفه با عرشه‌ی دو طرفه - IPE 330

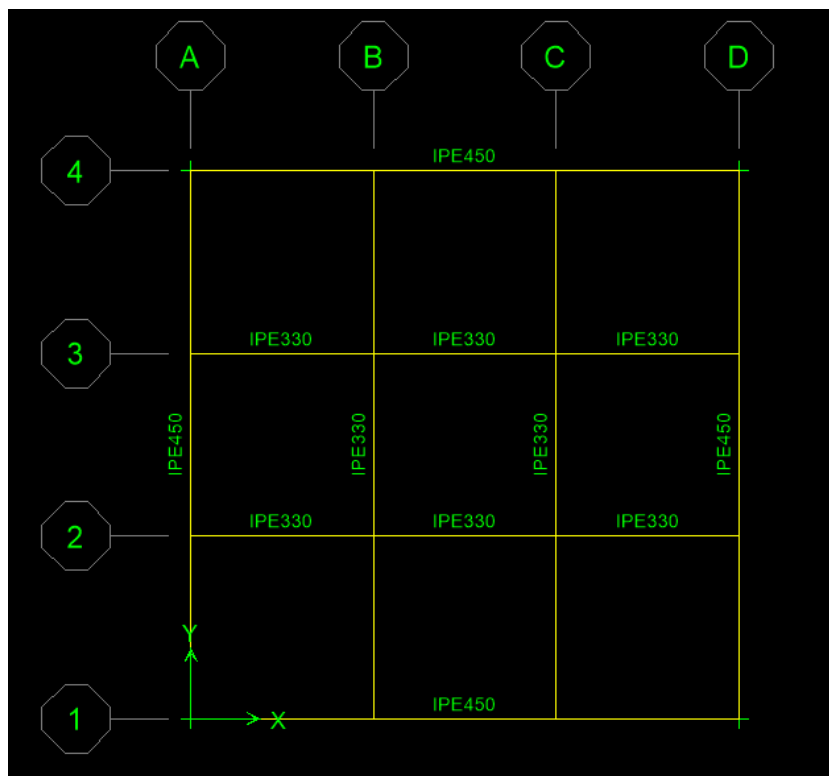
در این قسمت جزئیات محاسبات نرم افزار ETABS برای عملکرد دوطرفه با عرشه‌ی دوطرفه بیان شده و نحوه‌ی محاسبه‌ی تنش‌ها و تغییر مکان‌ها نشان داده است. برای تیرهای فرعی مطابق شکل ۴-۱۲ از چهار تا IPE۳۳۰ و برای تیرهای پیرامون از چهار تا IPE۴۵۰ استفاده شده است. عرشه‌ی دوطرفه نیز مطابق شکل ۳-۳۱ در نظر گرفته شده است. محاسبات انجام شده برای تیرهای فرعی بیان شده است.

مشخصات مصالح:

$$f'_c = ۲۱۰ \text{ kg/cm}^۲ \quad F_y = ۲۴۰۰ \text{ kg/cm}^۲ \quad \rho_c = ۲۵۰۰ \text{ kg/m}^۳$$

ابعاد و مشخصات سقف: از سیستم بدون شمع‌بندی استفاده شده است. ابعاد سقف $۱۰ \text{ m} \times ۱۰ \text{ m}$ و

فاصله‌ی تیرهای فرعی از یکدیگر $\frac{۱۰}{۳}$ متر می‌باشد.



شکل ۴-۱۲- مشخصات سازه در حالت عملکرد دو طرفه با عرشه‌ی دو طرفه

بارهای مرده و زنده:

$$\text{بار زنده} = 200 \text{ kg/m}^2$$

$$215 \text{ kg/m}^2 = \text{مجموع بار مرده‌ی کف سازی روی سقف و نازک‌کاری زیر سقف}$$

$$100 \text{ kg/m}^2 = \text{بار معادل تیغه بندی}$$

$$10 \text{ kg/m}^2 = \text{وزن عرشه‌ی فولادی}$$

انتخاب مقطع : IPE 330

$$b_f = 16 \text{ cm} \quad t_s = 0.75 \text{ cm} \quad t_g = 1.15 \text{ cm} \quad d = 33 \text{ cm}$$

$$s_s = 713 \text{ cm}^3 \quad I_s = 11770 \text{ cm}^4 \quad A = 62.6 \text{ cm}^2 \quad G = 49/1 \text{ kg/m}$$

محاسبه‌ی عرض موثر دال بتنی :

ضخامت بتن $t_c = 10 \text{ cm}$

$$b_e \leq \min\left(\frac{L}{4}, \frac{S_1 + S_2}{2}, b_f + 16 t_c\right)$$

$$b_e = \min\left(\frac{1000}{4}, \frac{333/3 + 333/3}{2}, 16 + 16(10)\right) = 166 \text{ cm}$$

محاسبه‌ی n :

$$E_c = 0.135 w_c^{1/5} \sqrt{f'_c} = 0.135 (2500)^{1/5} (210)^{1/5} = 2/45 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_s = 2 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2 \times 10^6}{2/45 \times 10^5} = 8/16$$

طبق توصیه‌ی ACI معمولاً ضریب n به نزدیکترین عدد صحیح گرد می‌شود.

$$n = 8$$

محاسبه‌ی مقطع مرکب تبدیل یافته

محاسبه‌ی تارخشی نسبت به تار پایینی مقطع مرکب با فرض اینکه مکان آن در پروفیل باشد:

$$\bar{y} = \frac{(20/75 \times 5)(40/5) + (62/6)(16/5)}{(20/75 \times 5) + (62/6)} = 32/0.29 \text{ cm}$$

محاسبه‌ی ممان اینرسی و اساس مقطع:

$$\begin{aligned} I_{tr}^s &= 11770 + (62/6)(32/0.29 - 16/5)^2 + \frac{1}{12}(20/75)(6)^3 \\ &\quad + (20/75)(6)(40 - 32/0.29)^2 \\ &= 35339/47 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

$$(S_{tr}^s)_t = \frac{I_{tr}^s}{43 - 32/0.29} = 3221/17 \text{ cm}^3$$

$$(S_{tr}^s)_b = \frac{I_{tr}^s}{32/0.29} = 110.3/36 \text{ cm}^3$$

محاسبه‌ی مقطع مرکب تبدیل یافته با در نظر گرفتن اثر افت و خزش :

$$\frac{b_e}{3n} = \frac{166}{3 \times 8} = 6/92 \text{ cm}$$

محاسبه‌ی تارخشی نسبت به تارپایینی مقطع مرکب با فرض اینکه مکان آن در پروفیل باشد :

$$\bar{y} = \frac{(6/92)(5)(40/5) + (62/6)(16/5)}{(6/92 \times 5) + (62/6)} = 25/889 \text{ cm}$$

محاسبه‌ی ممان اینرسی:

$$I_{tr}^D = 11770 + (62/6)(25/889 - 16/5)^2 + \frac{1}{12}(6/92)(6)^3 + (6/92)(6)(40 - 25/889)^2 = 25960/54 \text{ cm}^4$$

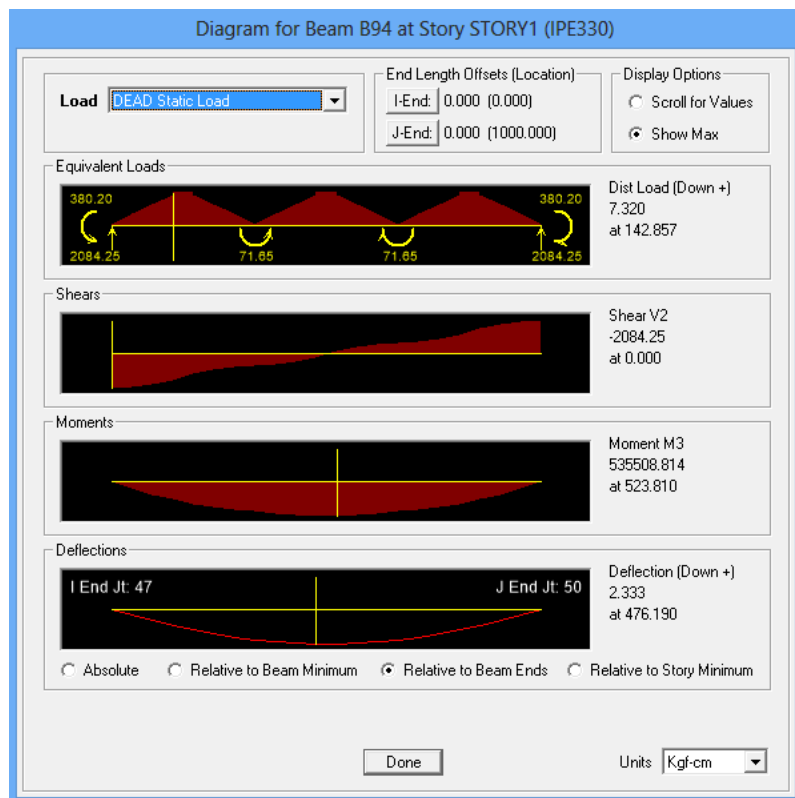
محاسبه‌ی حداکثر لنگر خمشی ، حداکثر نیروی برشی و تغییر مکان‌ها: لنگر خمشی حداکثر و

تغییر مکان‌ها در وسط تیر و نیروی برشی در تکیه گاهها توسط نرم‌افزار ETABS از آنالیزه سازه بدست آمده است.

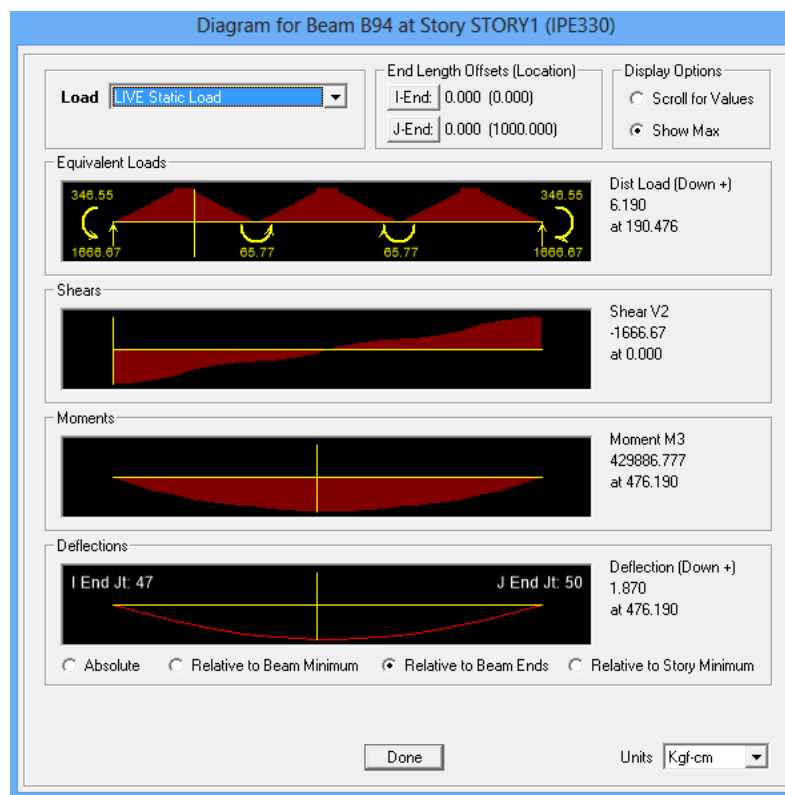
$$M_D = 5335/0.88 \text{ kg. m} \quad M_{SD} = 6770/717 \text{ kg. m} \quad M_L = 4298/868 \text{ kg. m}$$

$$V_D = 2084/25 \text{ kg} \quad V_{SD} = 2625 \text{ kg} \quad V_L = 1666/67 \text{ kg}$$

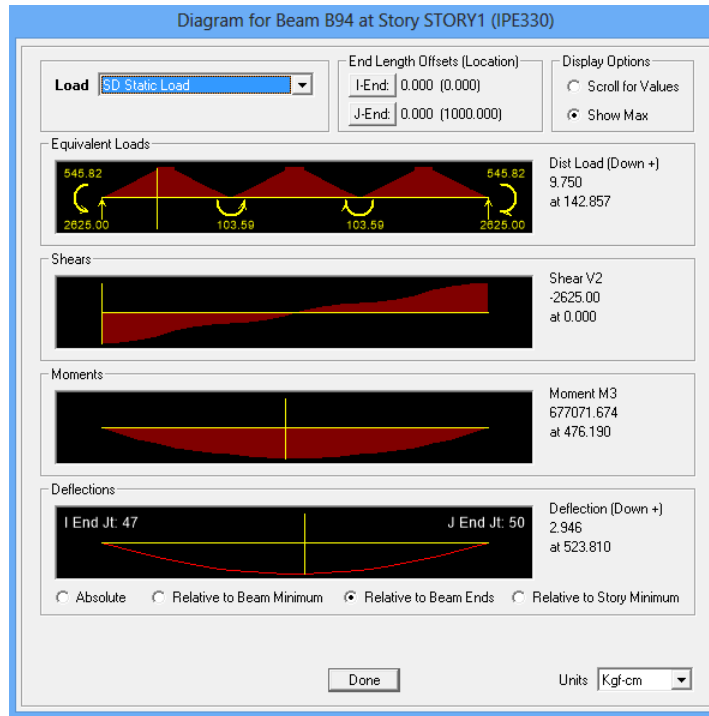
$$\delta_{\text{آنالیز}}^D = 2/333 \text{ cm} \quad \delta_{\text{آنالیز}}^{SD} = 2/946 \text{ cm} \quad \delta_{\text{آنالیز}}^L = 1/87 \text{ cm}$$



شکل ۴-۱۳- خروجی تحلیل ناشی از بار مرده



شکل ۴-۱۴- خروجی تحلیل ناشی از بار زنده



شکل ۴- ۱۵- خروجی تحلیل ناشی از بار SD

کنترل تنش خمشی در تیر فولادی قبل از سفت شدن بتن

برای محاسبات تنش $0/2$ بار زنده را به عنوان بارهای حین اجرا در نظر می گیریم.

$$f_s = \frac{M_D + 0/2 M_L}{(S_S)_t} \leq F_t = 0/66 F_y$$

$$f_s = \frac{((5335.088) + 0/2(4298/868)) \times 100}{714} \leq F_t = 0/66(2400)$$

$$868/44 \text{ kg/cm}^2 \leq 1584 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{ok}$$

$0/548 =$ نسبت تنش موجود به تنش مجاز

$$f_s = \frac{M_D + 0/2 M_L}{(S_S)_b} \leq F_b = 0/66 F_y$$

$$f_s = \frac{((5335.088) + 0/2(4298/868)) \times 100}{714} \leq F_b = 0/66(2400)$$

$$868/44 \text{ kg/cm}^2 \leq 1584 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{ok}$$

$$\text{نسبت تنش موجود به تنش مجاز} = ۰/۵۴۸$$

کنترل تنش کششی در نیمرخ مرکب بعد از سفت شدن بتن

$$f_s = \frac{M_D + (M_{SD} + M_L)}{(S_{tr}^S)_b} \leq F_t = ۰/۶۶F_y$$

$$f_s = \frac{((۵۳۳۵/۰۸۸) + (۶۷۷۰/۷۱۷) + (۴۲۹۸/۸۶۸)) \times ۱۰۰}{۱۱۰۰/۸۶} \leq F_t = ۰/۶۶(۲۴۰۰)$$

$$۱۴۹۰/۲۴ \text{ kg/cm}^2 \leq ۱۵۸۴ \text{ kg/cm}^2 \quad \text{ok}$$

$$\text{نسبت تنش موجود به تنش مجاز} = ۰/۹۴۱$$

$$f_s = \frac{M_D}{(S_s)_b} + \frac{M_{SD} + M_L}{(S_{tr}^S)_b} \leq F_t = ۰/۹F_y$$

$$f_s = \frac{۵۳۳۵/۰۸۸ \times ۱۰۰}{۷۱۴} + \frac{(۶۷۷۰/۷۱۷ + ۴۲۹۸/۸۶۸) \times ۱۰۰}{۱۱۰۰/۸۶} \leq F_t = ۰/۹(۲۴۰۰)$$

$$۱۷۵۳/۴۵ \text{ kg/cm}^2 \leq ۲۱۶۰ \text{ kg/cm}^2 \quad \text{ok}$$

$$\text{نسبت تنش موجود به تنش مجاز} = ۰/۸۱۲$$

کنترل تنش فشاری در بتن

$$f_c = \frac{M_{SD} + M_L}{n(S_{tr}^S)_t} \leq ۰/۴۵f'_c$$

$$f_c = \frac{(۶۷۷۰/۷۱۷ + ۴۲۹۸/۸۶۸) \times ۱۰۰}{۸(۳۲۲۱/۱۷)} \leq ۰/۴۵(۲۱۰)$$

$$۴۲/۹۵۶ \text{ kg/cm}^2 \leq ۹۴/۵ \text{ kg/cm}^2 \quad \text{ok}$$

$$\text{نسبت تنش موجود به تنش مجاز} = ۰/۴۵۴$$

کنترل برش در نیمرخ مرکب

$$V_{\max} = (V_D + V_{SD} + V_L) = (2084/25 + 1666/67 + 2625) \\ = 6375/92 \text{ kg}$$

$$f_v = \frac{V_{\max}}{ht_w} \leq 0.4F_y$$

$$\frac{6375/92}{(33 - 2(1/15))(0.75)} \leq 0.4(2400)$$

$$276/9 \text{ kg/cm}^2 \leq 960 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{ok}$$

$$\text{نسبت تنش موجود به تنش مجاز} = 0.288$$

کنترل تغییر مکان ناشی از بار زنده

$$\delta L_{\text{آنالیز}} = 1/87 \text{ cm}$$

$$\delta L_{\text{طراحی}} = \delta L_{\text{آنالیز}} \left(\frac{I_s}{I_{tr}^s} \right) \leq \frac{L}{360}$$

$$1/87 \left(\frac{11770}{35339/47} \right) \leq \frac{1000}{360}$$

$$0.622 \text{ cm} \leq 2/788 \text{ cm} \quad \text{ok}$$

$$\text{نسبت تنش موجود به تنش مجاز} = 0.224$$

کنترل تغییر مکان ناشی از مجموع بار مرده و زنده

$$\delta_{\text{طراحی}}^{\max} = \delta_{\text{آنالیز}}^D + (\delta_{\text{آنالیز}}^{SD}) \left(\frac{I_s}{I_{tr}^D} \right) + (\delta_{\text{آنالیز}}^L) \left(\frac{I_s}{I_{tr}^s} \right) \leq \frac{L}{240}$$

$$2/333 + (2/946) \left(\frac{11770}{25960/54} \right) + (1/87) \left(\frac{11770}{35339/47} \right) \leq \frac{1000}{240}$$

$$4/29 \text{ cm} \leq 4/167 \text{ cm} \quad \text{ok}$$

نسبت تنش موجود به تنش مجاز = $1/0.29$

نسبت تنش‌ها	تنش مجاز بر حسب kg/cm^2	تنش محاسبه شده بر حسب kg/cm^2	پارامتر
۰/۵۴۸	۱۵۸۴	۸۶۸/۴۴	تنش خمشی در تیر فولادی قبل از سفت شدن بتن
۰/۹۴۱	۱۵۸۴	۱۴۹۰/۲۴	تنش کششی در نیمرخ مرکب بعد از سفت شدن بتن (فرمول اول)
۰/۸۱۲	۲۱۶۰	۱۷۵۳/۴۵	تنش کششی در نیمرخ مرکب بعد از سفت شدن بتن (فرمول دوم)
۰/۴۵۴	۹۴/۵	۴۲/۹۵۶	تنش فشاری در بتن
۰/۲۸۸	۹۶۰	۲۷۶/۹	برش در نیمرخ مرکب

جدول ۴-۵- خروجی نرم افزار ETABS برای تنش‌ها در عملکرد دوطرفه با عرشه دو طرفه (IPE۳۳۰)

نسبت تغییر مکان‌ها	تغییر مکان مجاز بر حسب cm	تغییر مکان محاسبه شده بر حسب cm	پارامتر
۰/۲۲۴	۲/۷۷۸	۰/۶۲۲	کنترل تغییر مکان ناشی از بار زنده
۱/۰۲۹	۴/۱۶۷	۴/۲۹	کنترل تغییر مکان ناشی از مجموع بار مرده و زنده

جدول ۴-۶- خروجی نرم افزار ETABS برای تغییر مکان‌ها در عملکرد دوطرفه با عرشه دو طرفه (IPE۳۳۰)

۴-۴- عملکرد یک طرفه با عرشه‌ی یک طرفه- IPE 360

در این قسمت مدل ساخته شده در قسمت ۴-۱ با نرم‌افزار Abaqus مدل شده و خروجی‌های بدست آمده در جداول زیر ارائه شده است. برای تیرهای فرعی از چهارتا IPE۳۶۰ و برای تیرهای پیرامون از دو تا IPE۲۷۰ و دو تا IPE۵۵۰ استفاده شده است. عرشه‌ی یک‌طرفه نیز مطابق شکل ۳-۳۰ در نظر گرفته شده است. محاسبات خروجی‌های برای تیرهای فرعی بیان شده است.

پارامتر	تنش محاسبه شده بر حسب kg/cm^2	تنش مجاز بر حسب kg/cm^2	نسبت تنش‌ها
تنش خمشی در تیر فولادی قبل از سفت شدن بتن	۷۲۷	۱۵۸۴	۰/۴۵۹
تنش کششی در نیمرخ مرکب بعد از سفت شدن بتن (فرمول اول)	۱۴۴۰	۱۵۸۴	۰/۹۰۹
تنش کششی در نیمرخ مرکب بعد از سفت شدن بتن (فرمول دوم)	۱۶۱۰	۲۱۶۰	۰/۷۴۵
تنش فشاری در بتن	۴۱/۹۳	۹۴/۵	۰/۴۴۴
برش در نیمرخ مرکب	۲۳۴/۵	۹۶۰	۰/۲۴۴

جدول ۴-۷- خروجی نرم‌افزار ABAQUS برای تنش‌ها در عملکرد یک‌طرفه با عرشه‌ی یک طرفه (IPE۳۶۰)

نسبت تغییر مکان ها	تغییر مکان مجاز بر حسب cm	تغییر مکان محاسبه شده بر حسب cm	پارامتر
۰/۲۳۳	۲/۷۷۸	۰/۶۴۷	کنترل تغییر مکان ناشی از بار زنده
۰/۹۸۶	۴/۱۶۷	۴/۱۱۱	کنترل تغییر مکان ناشی از مجموع بار مرده و زنده

جدول ۴-۸- خروجی نرم افزار ABAQUS برای تغییر مکان ها در عملکرد یک طرفه با عرشه یک طرفه (IPE۳۶۰)

۴-۵- عملکرد دو طرفه با عرشه‌ی دو طرفه - IPE 360

در این قسمت مدل ساخته شده در قسمت ۴-۲ با نرم افزار Abaqus مدل شده و خروجی‌های بدست آمده در جداول زیر ارائه شده است. برای تیرهای فرعی از چهار تا IPE۳۶۰ و برای تیرهای پیرامون از چهار تا IPE۴۵۰ استفاده شده است. عرشه‌ی دوطرفه نیز مطابق شکل ۳-۳۱ در نظر گرفته شده است. محاسبات خروجی‌های برای تیرهای فرعی بیان شده است.

پارامتر	تنش محاسبه شده بر حسب kg/cm^2	تنش مجاز بر حسب kg/cm^2	نسبت تنش‌ها
تنش خمشی در تیر فولادی قبل از سفت شدن بتن	۶۴۹	۱۵۸۴	۰/۴۱
تنش کششی در نیمرخ مرکب بعد از سفت شدن بتن (فرمول اول)	۱۲۳۳/۵	۱۵۸۴	۰/۷۷۹
تنش کششی در نیمرخ مرکب بعد از سفت شدن بتن (فرمول دوم)	۱۳۹۰/۵	۲۱۶۰	۰/۶۴۴
تنش فشاری در بتن	۲۵	۹۴/۵	۰/۲۶۵
برش در نیمرخ مرکب	۲۱۵	۹۶۰	۰/۲۲۴

جدول ۴-۹- خروجی نرم افزار ABAQUS برای تنش‌ها در عملکرد دوطرفه با عرشه دوطرفه (IPE۳۶۰)

پارامتر	تغییر مکان محاسبه شده بر حسب cm	تغییر مکان مجاز بر حسب cm	نسبت تغییر مکان‌ها
کنترل تغییر مکان ناشی از بار زنده	۰/۴۷	۲/۷۷۸	۰/۱۶۹
کنترل تغییر مکان ناشی از مجموع بار مرده و زنده	۳/۰۶۵	۴/۱۶۷	۰/۷۳۵

جدول ۴-۱۰- خروجی نرم افزار ABAQUS برای تغییر مکان‌ها در عملکرد دوطرفه با عرشه دو طرفه (IPE۳۶۰)

۴-۶- عملکرد دو طرفه با عرشه‌ی دو طرفه-IPE 330

در این قسمت مدل ساخته شده در قسمت ۴-۳ با نرم‌افزار Abaqus مدل شده و خروجی‌های بدست آمده در جداول زیر ارائه شده است. برای تیرهای فرعی از چهارتا IPE۳۳۰ و برای تیرهای پیرامون از چهار تا IPE۴۵۰ استفاده شده است. عرشه‌ی دوطرفه نیز مطابق شکل ۳-۳۱ در نظر گرفته شده است. محاسبات خروجی‌های برای تیرهای فرعی بیان شده است.

پارامتر	تنش محاسبه شده برحسب kg/cm^2	تنش مجاز برحسب kg/cm^2	نسبت تنش‌ها
تنش خمشی در تیر فولادی قبل از سفت شدن بتن	۸۳۳	۱۵۸۴	۰/۵۲۵
تنش کششی در نیمرخ مرکب بعد از سفت شدن بتن(فرمول اول)	۱۵۱۱	۱۵۸۴	۰/۹۵۴
تنش کششی در نیمرخ مرکب بعد از سفت شدن بتن(فرمول دوم)	۱۷۴۰/۵	۲۱۶۰	۰/۸۰۶
تنش فشاری در بتن	۲۸	۹۴/۵	۰/۲۹۶
برش در نیمرخ مرکب	۲۴۹	۹۶۰	۰/۲۵۹

جدول ۴-۱۱- خروجی نرم‌افزار ABAQUS برای تنش‌ها در عملکرد دوطرفه با عرشه‌دوطرفه (IPE۳۳۰)

پارامتر	تغییر مکان محاسبه شده بر حسب cm	تغییر مکان مجاز بر حسب cm	نسبت تغییر مکان‌ها
کنترل تغییر مکان ناشی از بار زنده	۰/۶۰۵	۲/۷۷۸	۰/۲۱۸
کنترل تغییر مکان ناشی از مجموع بار مرده و زنده	۴/۰۶۷	۴/۱۶۷	۰/۹۷۶

جدول ۴-۱۲- خروجی نرم‌افزار ABAQUS برای تغییر مکان‌ها در عملکرد دوطرفه با عرشه‌دو طرفه (IPE۳۳۰)

۴-۷- عملکرد دو طرفه با عرشه‌ی یک طرفه-IPE 360

در این قسمت مدل ساخته شده در قسمت ۴-۲ با نرم‌افزار Abaqus مدل شده با این تفاوت که شکل عرشه از حالت دو طرفه به حالت یک‌طرفه تغییر کرده است. برای تیرهای فرعی از چهارتا IPE۳۶۰ و برای تیرهای پیرامون از چهار تا IPE۴۵۰ استفاده شده است. عرشه‌ی یک‌طرفه نیز مطابق شکل ۳-۳۰ در نظر گرفته شده است. محاسبات خروجی‌های برای تیرهای فرعی بیان شده و خروجی‌های بدست آمده در جداول زیر ارائه شده است.

نسبت تنشها	تنش مجاز kg/cm^2	تنش محاسبه شده kg/cm^2	پارامتر
۰/۳۹۴	۱۵۸۴	۶۲۴	کنترل تنش خمشی در تیر فولادی قبل از سفت شدن بتن در حالت عرشه‌ی عمود بر محور تیر
۰/۳۹۶	۱۵۸۴	۶۲۷	کنترل تنش خمشی در تیر فولادی قبل از سفت شدن بتن در حالت عرشه‌ی موازی با محور تیر
۰/۷۸۶	۱۵۸۴	۱۲۴۵	کنترل تنش کششی در نیمرخ مرکب بعد از سفت شدن بتن در حالت عرشه‌ی عمود بر محور تیر (فرمول اول)
۰/۷۶۳	۱۵۸۴	۱۲۰۹	کنترل تنش کششی در نیمرخ مرکب بعد از سفت شدن بتن در حالت عرشه‌ی موازی با محور تیر (فرمول اول)
۰/۶۴۱	۲۱۶۰	۱۳۸۴	کنترل تنش کششی در نیمرخ مرکب بعد از سفت شدن بتن در حالت عرشه‌ی عمود بر محور تیر (فرمول دوم)
۰/۶۳۱	۲۱۶۰	۱۳۶۲	کنترل تنش کششی در نیمرخ مرکب بعد از سفت شدن بتن در حالت عرشه‌ی موازی با محور تیر (فرمول دوم)
۰/۲۴۳	۹۴/۵	۲۳	کنترل تنش فشاری در بتن در حالت عرشه‌ی عمود بر محور تیر
۰/۲۵۴	۹۴/۵	۲۴	کنترل تنش فشاری در بتن در حالت عرشه‌ی موازی با محور تیر
۰/۲۴۴	۹۶۰	۲۳۴	کنترل برش در نیمرخ مرکب در حالت عرشه‌ی عمود بر محور تیر
۰/۲۱۳	۹۶۰	۲۰۴	کنترل برش در نیمرخ مرکب در حالت عرشه‌ی موازی با محور تیر

جدول ۴-۱۳- خروجی نرم‌افزار ABAQUS برای تنش‌ها در عملکرد دوطرفه با عرشه‌یک طرفه (IPE۳۶۰)

نسبت تغییر مکان‌ها	تغییر مکان مجاز بر حسب cm	تغییر مکان محاسبه شده بر حسب cm	پارامتر
۰/۱۷۸	۲/۷۸۸	۰/۴۹۴	کنترل تغییر مکان ناشی از بار زنده در حالت عرشهی عمود بر محور تیر
۰/۱۷۶	۲/۷۸۸	۰/۴۸۸	کنترل تغییر مکان ناشی از بار زنده در حالت عرشهی موازی با محور تیر
۰/۷۱۵	۴/۱۶۷	۲/۹۷۸	کنترل تغییر مکان ناشی از مجموع بار مرده و زنده در حالت عرشهی عمود بر محور تیر
۰/۷۱	۴/۱۶۷	۲/۹۶	کنترل تغییر مکان ناشی از مجموع بار مرده و زنده در حالت عرشهی موازی با محور تیر

جدول ۴-۱۴- خروجی نرم‌افزار ABAQUS برای تغییر مکان‌ها در عملکرد دوطرفه با عرشه یک طرفه (IPE۳۶۰)

۴-۸- عملکرد دو طرفه با عرشه‌ی یک طرفه-IPE 330

در این قسمت مدل ساخته شده در قسمت ۴-۳ با نرم‌افزار Abaqus مدل شده با این تفاوت که شکل عرشه از حالت دو طرفه به حالت یک‌طرفه تغییر کرده است. برای تیرهای فرعی از چهارتا IPE۳۳۰ و برای تیرهای پیرامون از چهار تا IPE۴۵۰ استفاده شده است. عرشه‌ی یک‌طرفه نیز مطابق شکل ۳-۳۰ در نظر گرفته شده است. محاسبات خروجی‌های برای تیرهای فرعی بیان شده و خروجی‌های بدست آمده در جداول زیر ارائه شده است.

نسبت تنشها	تنش مجاز kg/cm^2	تنش محاسبه شده kg/cm^2	پارامتر
۰/۵۲۶	۱۵۸۴	۸۳۴	کنترل تنش خمشی در تیر فولادی قبل از سفت شدن بتن در حالت عرشی عمود بر محور تیر
۰/۵۳۲	۱۵۸۴	۸۴۲	کنترل تنش خمشی در تیر فولادی قبل از سفت شدن بتن در حالت عرشی موازی با محور تیر
۰/۹۶۳	۱۵۸۴	۱۵۲۶	کنترل تنش کششی در نیمرخ مرکب بعد از سفت شدن بتن در حالت عرشی عمود بر محور تیر(فرمول اول)
۰/۹۴۱	۱۵۸۴	۱۴۹۰	کنترل تنش کششی در نیمرخ مرکب بعد از سفت شدن بتن در حالت عرشی موازی با محور تیر(فرمول اول)
۰/۷۹۵	۲۱۶۰	۱۷۲۵	کنترل تنش کششی در نیمرخ مرکب بعد از سفت شدن بتن در حالت عرشی عمود بر محور تیر(فرمول دوم)
۰/۶۳۱	۲۱۶۰	۱۷۱۷	کنترل تنش کششی در نیمرخ مرکب بعد از سفت شدن بتن در حالت عرشی موازی با محور تیر(فرمول دوم)
۰/۲۷۵	۹۴/۵	۲۶	کنترل تنش فشاری در بتن در حالت عرشی عمود بر محور تیر
۰/۲۸۶	۹۴/۵	۲۷	کنترل تنش فشاری در بتن در حالت عرشی موازی با محور تیر
۰/۲۹۶	۹۶۰	۲۸۴	کنترل برش در نیمرخ مرکب در حالت عرشی عمود بر محور تیر
۰/۲۵۴	۹۶۰	۲۴۴	کنترل برش در نیمرخ مرکب در حالت عرشی موازی با محور تیر

جدول ۴-۱۵- خروجی نرم افزار ABAQUS برای تنش ها در عملکرد دوطرفه با عرشی یک طرفه (IPE۳۳۰)

نسبت تغییر مکان‌ها	تغییر مکان مجاز بر حسب cm	تغییر مکان محاسبه شده بر حسب cm	پارامتر
۰/۲۲۶	۲/۷۸۸	۰/۶۲۹	کنترل تغییر مکان ناشی از بار زنده در حالت عرشه‌ی عمود بر محور تیر
۰/۲۱۶	۲/۷۸۸	۰/۶	کنترل تغییر مکان ناشی از بار زنده در حالت عرشه‌ی موازی با محور تیر
۰/۸۷۶	۴/۱۶۷	۳/۶۵	کنترل تغییر مکان ناشی از مجموع بار مرده و زنده در حالت عرشه‌ی عمود بر محور تیر
۰/۸۴۶	۴/۱۶۷	۳/۵۲۴	کنترل تغییر مکان ناشی از مجموع بار مرده و زنده در حالت عرشه‌ی موازی با محور تیر

جدول ۴-۱۶- خروجی نرم‌افزار ABAQUS برای تغییر مکان‌ها در عملکرد دوطرفه با عرشه‌یک طرفه (IPE۳۳۰)

نتیجه گیری

و

مراجع

۵-۱- نتیجه گیری

مقایسه‌ی خروجی نرم‌افزار ETABS برای عملکرد دو طرفه با عرشه‌ی دو طرفه در مقایسه با عملکرد یک طرفه با عرشه‌ی یک طرفه که مقدار مصالح مصرفی در هر دو حالت تقریباً یکسان است نشان دهنده‌ی بهبود ۶ درصدی نسبت تنش‌ها و نسبت تغییرمکان‌ها می‌باشد.

مقایسه بالا را با نرم‌افزار ABAQUS انجام داده و مقدار بهبود نسبت تنش‌ها و نسبت تغییرمکان‌ها ۱۱/۳۴ درصد بدست می‌آید. هم چنین فرکانس محاسبه شده برای عملکرد یک طرفه و دو طرفه به ترتیب برابر ۵/۰۳۹۷ و ۵/۵۶۷۳ هرتز می‌باشد که بهبود شرایط قابل توجهی را نشان می‌دهد. اگر این مقدار به صورت درصد بیان شود ۱۰/۴ درصد میزان فرکانس نسبت به حالت یک طرفه بهبود پیدا کرده است.

با توجه به مقادیر تنش‌ها و تغییرمکان‌ها برای عملکرد دو طرفه با عرشه‌ی دو طرفه شماره‌ی پروفیل تیرهای فرعی را از IPE۳۶۰ به IPE۳۳۰ تقلیل می‌دهیم تا طرح اقتصادی باشد (عملکرد یک طرفه با عرشه‌ی یک طرفه با توجه به مصالح مصرفی در حالت بهینه قرار دارد). محاسبات تحلیل و طراحی را با این پروفیل تکرار می‌کنیم. نتایج بدست آمده نشان می‌دهد پروفیل جدید برای بارگذاری تعریف شده مناسب است. به همین دلیل کاهش مصرف فولاد با توجه به کاهش شماره‌ی پروفیل تیرهای فرعی، ۳۲۰ کیلوگرم می‌باشد. اگر این مقدار به صورت درصد بیان شود ۱۴ درصد مصرف فولاد در تیرهای فرعی کاهش پیدا کرده است. مقدار مصالح مصرفی برای تیرهای پیرامون و دال بتنی در هر دو حالت عملکرد یک طرفه و دو طرفه تقریباً یکسان است. خروجی ناشی از فرکانس برای حالت عملکرد دو طرفه با عرشه‌ی دو طرفه (IPE۳۳۰) ۵/۲۶۴۸ هرتز می‌باشد که در مقایسه با عملکرد یک طرفه با عرشه‌ی یک طرفه (IPE۳۶۰) که میزان فرکانس آن ۵/۰۳۹۷ هرتز محاسبه شد حتی با توجه به کاهش مصرف فولاد وضعیت مطلوب‌تری را نشان می‌دهد.

حال با توجه به این که در بازار عرشه‌ی دو طرفه وجود ندارد عملکرد دو طرفه را با عرشه‌ی یک طرفه مدلسازی کرده‌ایم. مقایسه‌ی نسبت تنش‌ها و نسبت تغییر مکان‌ها برای عملکرد دو طرفه با عرشه‌ی یک طرفه در مقایسه با عملکرد دو طرفه با عرشه‌ی دو طرفه تفاوت چندانی را نشان نمی‌دهد. فرکانس‌های محاسبه شده برای عملکرد دو طرفه با عرشه‌ی دو طرفه و عملکرد دو طرفه با عرشه‌ی یک طرفه برای IPE^{۳۶۰} به ترتیب برابر ۵/۵۶۷۳ و ۵/۵۷۹۲ هرتز و برای IPE^{۳۳۰} به ترتیب برابر ۵/۲۶۴۸ و ۵/۲۹۰۷ هرتز می‌باشد که این پارامتر نیز تفاوت قابل مشاهده‌ای را نشان نمی‌دهد.

اما استفاده از عرشه‌ی دو طرفه یک مزیت است چون برای حالت عرشه‌ی یک طرفه پروفیل‌های موجود در جهت عرشه‌ی عمود بر محور تیر تنش بیشتری را در مقایسه با پروفیل‌های موجود در جهت عرشه‌ی موازی با محور تیر تحمل می‌کنند ولی این مشکل برای عرشه‌ی دو طرفه وجود ندارد و توزیع بار بین تیرها متوازن است. بنابراین عرشه‌ی دو طرفه متناسب با عملکرد دو طرفه است.

در صورتی که نیروی برشی بین دال بتنی و تیر فولادی زیاد باشد یا با تراکم برشگیرها از نظر تعداد و فاصله مواجه باشیم عرشه‌ی دو طرفه دارای فضای بیشتری برای نصب برشگیرها است. در صورتی که عرشه‌ی یک طرفه به علت کنگره‌ای بودن در وضعیت مشابه فضای کمتری برای نصب برشگیرها در اختیار ما قرار می‌دهد.

با توجه به بررسی‌های انجام شده در فصول قبلی بهبود وضعیت سقف‌های کامپوزیت با عملکرد دو طرفه در مقایسه با وضعیت سقف‌های کامپوزیت با عملکرد یک طرفه از نظر سازه‌ای و معماری نشان داده شده است. این مزیت‌ها را به صورت اختصار به شرح زیر می‌توان بیان نمود:

۱- افزایش ظرفیت باربری

۲- کاهش مصرف فولاد

۳- کاهش بار مرده

۴- بهبود وضعیت ارتعاش

۵- کاهش ارتفاع کف تا کف سقف

۶- کاهش ارتفاع تیرهای اصلی

۵-۲- پیشنهاد برای تحقیقات آینده

این تحقیق تلاش کرده است شرایط سقف‌های کامپوزیت را تا حدودی بهبود ببخشد و مزیت‌های استفاده از این سیستم را بیشتر نماید. البته مطالعات بسیاری را می‌توان به منظور بررسی‌های علمی بیشتر موضوع انجام داد که در ادامه به تعدادی از آن‌ها اشاره می‌شود:

۱- این پایان‌نامه به بررسی سقف‌های مرکب با عملکرد دو طرفه با ابعاد و بارگذاری ثابت پرداخته است که می‌توان کارهای انجام شده را برای ابعاد گوناگون سقف و تحت بارگذاری‌های مختلف بررسی نمود.

۲- نحوه‌ی قرارگیری تیرهای فرعی در عملکرد دوطرفه ثابت فرض شده است که می‌توان با افزایش یا کاهش تیرهای فرعی در جهت‌های مختلف نتایج حاصل را بررسی نمود.

۳- با استفاده از نرم‌افزارهای اجزای محدود می‌توان نحوه‌ی توزیع بار، لرزش، تغییر شکل‌ها و پارامترهای گوناگون دیگر را برای مدل‌های ساخته شده بررسی نمود.

۴- هم‌چنین می‌توان تحقیقاتی را بر روی شکل و هندسه‌ی عرشه‌ی فولادی جهت به وجود آوردن شکل‌های بهینه برای دال بتنی انجام داد.

۵- در نهایت و شاید مهم‌تر از همه نتایج حاصل از ارزیابی اقتصادی برای توسعه‌ی این سیستم لازم می‌باشد. این ارزیابی نه تنها باید شامل میزان مصالح مصرفی باشد بلکه هزینه‌های اجرایی و زمان ساخت‌وساز را شامل شود.

- [1] Ismail R. E. S., El-Katt M. T. H., Zien Eldin H. A., kasem Y. M. Y., (2012), "Analytical Modeling of Nonlinear Behavior of Composite Stub-Girders", International Journal of Steel Structures, Vol 12, No 4.
- [2] Schaad J. A., (2005), " Two-Way Steel Floor System Using Open-Web Joists", Milwaukee, Wisconsin.
- [3] Vasdravellis G., Uy B., Ton E. L., Kirkland B., (2015), " Behaviour and design of composite beams subjected to sagging bending and axial compression".
- [4] Kirkland B., Kim P., Uy B., Vasdravellis G., (2015), " Moment–shear–axial force interaction in composite beams".
- [5] Johnson J. E., lewis A. D. M., (1966), "Structural Behavior in a Gypsum Roof-Deck System", Journal of Structural Division, ASCE, Vol. 92, No ST2, PP. 283-296.
- [6] AISC, (1989), Specification for Structural Steel Building-Allowable Stress Design and Plastic Design, American Institute of Steel construction.
- [7] Slutter R. G., Driscoll, (1965), "Flexural Strength of Steel-Concrete Composite Beam", Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 91, No. ST2, PP. 71-99.
- [8] Grant J .A., Fisher J. W., Slutter R .G., (1977), "Composite Beams with Formed Steel Deak", Engineering Journal, AISC, Vol. 14, No. 2, PP. 24-23.
- [9] Vinnakota S., Foley C. M., Vinnakota M. R., (1988), "Design of Partially or Fully Composite Beam with Ribbed Metal Deak, Using LRFD Specification", Engineering Journal, AISC, Vol. 25, No. 2, pp. 60-78.

[10] Tide R. H. R., Galambos T. V., (1970), "Composite Open-Web Steel Joists", Engineering Journal, AISC, Vol. 7, No. 1, pp. 27-36.

[11] Roll F., (1971), "Effect of Differential Shrinkage and Creep on a composite Steel-Concrete Structure", Designing for Effects of Creep, Temperature in Concrete Structures, SP-27, Detroit, MI: American Concrete Institute, pp. 187-214.

[12] Blodgett O. W., (1966), "Design of Welded Structures", The Jams F. Lincoln Welding Foundation.

[۱۳] ازهری م., میرقادری س. ر., (۱۳۹۰), "طراحی سازه‌های فولادی", جلد دوم, چاپ دوازدهم, انتشارات ارکان دانش.

[۱۴] شهبازی ر., یکرنگ نیا م. ر., (۱۳۹۳), "راهنمای کاربردی Abaqus به همراه مسائل مهندسی عمران سازه - ژئوتکنیک, چاپ دوم, نشر علم عمران.

[۱۵] باجی ح., (۱۳۹۰), "محاسبات پروژه‌های ساختمانی با استفاده از ETABS و SAFE", چاپ دوازدهم, ویرایش سوم, نشر علم عمران.

[۱۶] مبحث دهم از مقررات ملی ساختمان ایران., (۱۳۸۸), "طراحی و اجرای ساختمان‌های فولادی", وزارت مسکن و شهرسازی.

Abstract

Composite Floors are more economical and practical than traditional systems such as block joist system. In order to improvement of condition of composite Floors which have one-way performance, the two-way performance in this study is suggested. By using of governing rules on composite Floors and varied modelings the stress and displacements in two-way system are discussed. By considering tho the comparisons which are done inhere between the one-way and two-way performances of composite floors, it is resulted in that the value of stresses ration and used steel for subsidiary beams are decreased 11.34 and 10.4 perecent, respectively, also the value of frequency is increased 14 percent.therfore the two-way performance is more sufficient structurally and economically than the one-way performance.

Keywords: Composite Floor, two-way performance, ETABS, ABAQUS.



Shahrood University of Technology

Faculty of Civil Engineering

Composite Floor With Two-way Performance

Mohsen rezapour

Supervisor :

Dr. Vahid Reza Kalatjari

February 2016