

# www.icivil.ir

پرتال جامع دانشجویان و مهندسين عمران

ارائه كتابها و جزوات رايجان مهندسي عمران

بهترين و برترين مقالات روز عمران

انجمن هاي تفصلي مهندسي عمران

خبرنگاه تفصلي مهندسي عمران



@icivilir



icivil.ir



# فیلم های آموزشی طراحی و محاسبات ساختمان

## Etabs - Safe

تدریس اختصاصی مهندس سلطان آبادی  
(مولف کتابهای مرجع آموزش نرم افزار های Etabs)

بیش از ۴۴ ساعت فیلم آموزشی

طراحی سازه های فولادی به روش LRFD با نرم افزارهای Etabs و Safe

طراحی سازه های بتنی با نرم افزارهای Etabs و Safe

طراحی و محاسبات سقف ها ( دال ساده - یوبوت - کوبیاس و ... ) با Safe

مطابق با آخرین تغییرات آیین نامه ها

تشریح کامل نکات آیین نامه ای حین آموزش

مشاهده سرفصل ها و دانلود نمونه های رایگان ...



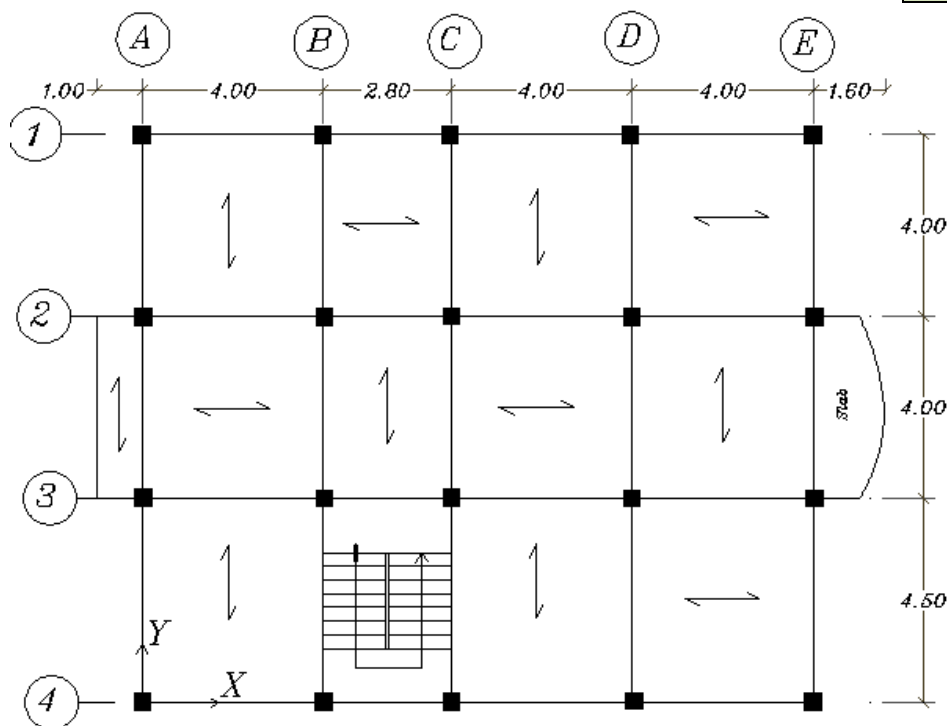
ETABS  
به زبان فارسی

مدل سازی، تحلیل و طراحی ساختمان بتنی چهار طبقه (سه طبقه روی پیلوت + خرپشته) توسط نرم افزار Etabs9.5

**الف) توضیحات**  
۱- نقشه های معماری

توجه: این جزوه بدون در نظر گرفتن اثر 100+30 نوشته شده است. این اثر حتما باید اعمال شود.

**الف) توضیحات**



شکل ۱-۱- پلان آکس بندی

**نکته:** چون اتاق راه پله ما کناری می باشد، نیازی به وجود تیر تراز طبقه (B4-C4) نیست. اما قرار دادن آن در جهت اطمینان است. در این پروژه این تیر مدل نشده است.

**نکته مهم:**

۱- در صورت وجود دیوار در اطراف کنسول های دال بتنی، باید یک تیر مجازی بتنی مربعی به ابعاد تقریبی ضخامت دال بتنی (در اینجا  $B15 \times 15$ ) مدل کرد و بار دیوار را به روی آن وارد کرد. همچنین در صورتی که بخواهیم بار زلزله متمرکز در جهت قائم را به دو انتهای این کنسول ها وارد کنیم، باید حداقل دو تیر کنسول را به ابعاد تقریبی ضخامت دال بتنی (در اینجا  $B15 \times 15$ ) مدل کرد و دو بار متمرکز فوق را به انتهای آن ها وارد کرد. توجه شود که تقریبات فوق در جهت اطمینان است.

۲- همچنین در انتهای کنسول های تیرچه بلوک باید یک تیر بتنی به عنوان تیر رابط کنسول مدل، (در اینجا به ابعاد  $B20 \times 25$ ) و به آن اختصاص داد تا وزن آن در تحلیل سازه به جای وزن دابل تیرچه لحاظ شود. همچنین در صورت وجود بار دیوار به روی آن ها، بتوان بارهای فوق را به روی آن وارد کرد. توجه شود که تقریبات فوق در جهت اطمینان است.

منتهی توجه شود که در هنگام طراحی، باید از طراحی تیرهای مجازی فوق جلوگیری شود، چون در عمل همچنین تیری نداریم. پس مقدار پوشش میلگردهای چنین تیرهایی اهمیتی ندارد.

**توجه:** پاگرد شمالی اتاق راه پله تیرچه بلوک و پاگرد جنوبی اتاق راه پله دال بتنی است.

**توجه:** ارتفاع جان پناه از روی دال بتنی سقف برابر یک متر فرض می شود.

**توجه:** در طبقه همکف ۳۰ سانتیمتر کفسازی برای عبور تاسیسات و فاضلاب روی فونداسیون در نظر گرفته می‌شود. که مقداری از پله هم در آن مدفون است.

## ۲- معرفی پروژه

در این پروژه یک ساختمان ۴ طبقه بتنی در شهر قائمشهر طراحی می‌گردد. کاربری ساختمان مسکونی می‌باشد. طبقه اول این ساختمان، انباری و پارکینگ و بقیه طبقات مسکونی می‌باشد. نوع خاک محل اجرای ساختمان از نوع ۳ و خطر لرزه‌خیزی این شهر از نوع زیاد است. سیستم انتقال بار ثقلی کف‌های طبقات، سقف تیرچه بلوک (بلوک سیمانی) می‌باشد. سیستم مقاوم در برابر بارهای ثقلی و همچنین بارهای جانبی ناشی از زلزله در هر دو جهت، قاب خمشی با شکل‌پذیری متوسط است.

## ۳- آیین‌نامه‌های مورد استفاده در این پروژه

بارگذاری ثقلی: مبحث ششم مقررات ملی ساختمان

بارگذاری جانبی: آیین‌نامه ۲۸۰۰ ایران (ویرایش سوم)

کنترل تحلیل سازه: مبحث نهم مقررات ملی ساختمان و آیین‌نامه ۲۸۰۰ ایران

طراحی اسکلت سازه: آیین‌نامه ۹۹-۱۳۱۸ ACI

کنترل طراحی سازه: مبحث نهم مقررات ملی ساختمان

## ۴- حدس اولیه مقاطع تیرها، ستون‌ها و سقف‌ها

طبقات	ابعاد تیرها (عمق x عرض B)	ابعاد ستون‌ها (عمق x عرض C)
STORY 1,2	B40x40	C40x40
STORY 3	B35x35	C35x35
ROOF	B35x35	C35x35
PENT	B30x30	C30x30

نکته: طراحی سقف‌ها در برنامه Etabs امکان‌پذیر نیست. فلذا از مقادیر حداقل آیین‌نامه باید استفاده کنیم. طراحی سقف در برنامه Safe امکان‌پذیر است.

طبق جدول ۹-۱۴-۲ مبحث نهم ص ۲۵۴ (۱۳۸۸)، حداقل ضخامت سقف‌های تیرچه بلوک (بلوک + دال بتنی) با تکیه‌گاه‌های ساده از دو طرف باید از یک بیستم طول دهانه بیشتر باشد. در این پروژه بزرگترین طول دهانه ۵/۱۰ متر است پس:

$$t \geq \frac{L}{20} = \frac{450}{20} = 22.5 \text{ cm}$$

که در جهت اطمینان، ۲۰ سانتی‌متر بلوک و ۵ سانتی‌متر دال بتنی (در مجموع ۲۵ سانتی‌متر) در نظر گرفتیم.

حداقل ضخامت سقف کنسول‌های تیرچه بلوک (بلوک + دال بتنی) باید از یک دهم طول دهانه بیشتر باشد. پس:

$$t \geq \frac{L}{10} = \frac{450}{10} = 45 \text{ cm}$$

حداقل ضخامت سقف کنسول‌های دال بتنی باید از یک هشتم طول دهانه بیشتر باشد. پس:

$$t \geq \frac{L}{8} = \frac{400}{8} = 50 \text{ cm}$$

**توجه:** این مقادیر برای فولاد طولی نوع S400 تنظیم شده، برای سایر انواع فولادها این مقادیر باید در ضریب  $(0.4 + \frac{fy}{700})$  ضرب شوند.

## ۵- بارگذاری

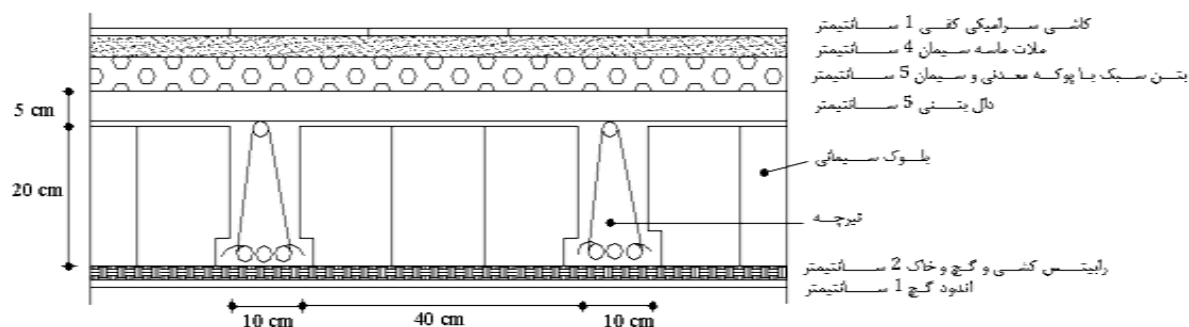
بارهای وارد بر سازه به دو بخش بارهای ثقلی و بارهای جانبی تقسیم می‌شوند.

## ۵-۱- بارهای ثقلی

بارهای ثقلی وارد بر ساختمان شامل بارهای مرده و زنده می‌باشد. مقدار بارهای مرده بر اساس جزئیات اجرایی سقف‌ها و دیوارها و مقدار بارهای زنده بر اساس کاربری قسمت‌های مختلف ساختمان از مبحث ششم مقررات ملی ساختمان تعیین می‌گردد.

**نکته:** توزیع بار کف‌ها به تیرها، به صورت خودکار توسط برنامه Etabs انجام می‌گیرد و فقط کاربر کافی است که مقدار بار مرده، بار زنده و در صورت نیاز بار معادل تیغه‌بندی را به نرم‌افزار معرفی کند.

## الف) سقف‌ها



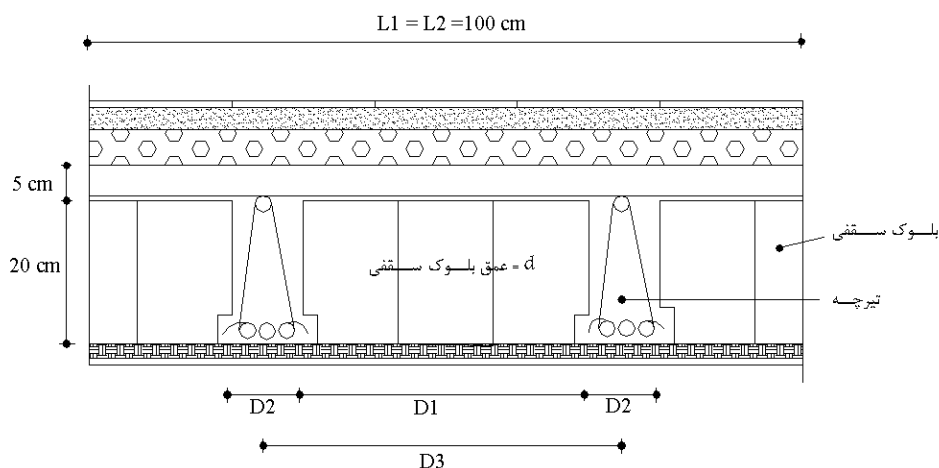
شکل ۱-۲- جزئیات مقطع سقف طبقات

$$w = 0.01 \times 2100 + 0.04 \times 2100 + 0.05 \times 600 + 0.05 \times 2500 + \frac{100}{50} \times 0.1 \times 0.2 \times 2500 + 10 \times 12 + 40 + 0.01 \times 1300 = 533 \frac{kg}{m^2}$$

**نکته ۱:** دال بتنی و تیرچه بتن مسلح می‌باشند (ضخامت اولیه سازه‌ای سقف (تیرچه + دال) ۲۵ سانتی‌متر فرض شد).

**نکته ۲:** بعد عمود بر کاغذ بلوک سیمانی ۲۰ سانتیمتر است.

**نکته ۳:** تعداد بلوک سقفی با ابعاد مشخص که در هر متر مربع جای می‌گیرد از فرمول  $n = \frac{L_2}{dD_1} \left( L_1 - \frac{L_1}{D_3} D_2 \right)$  به دست می‌آید که  $L_2$  بعد واحد عمود بر کاغذ است.

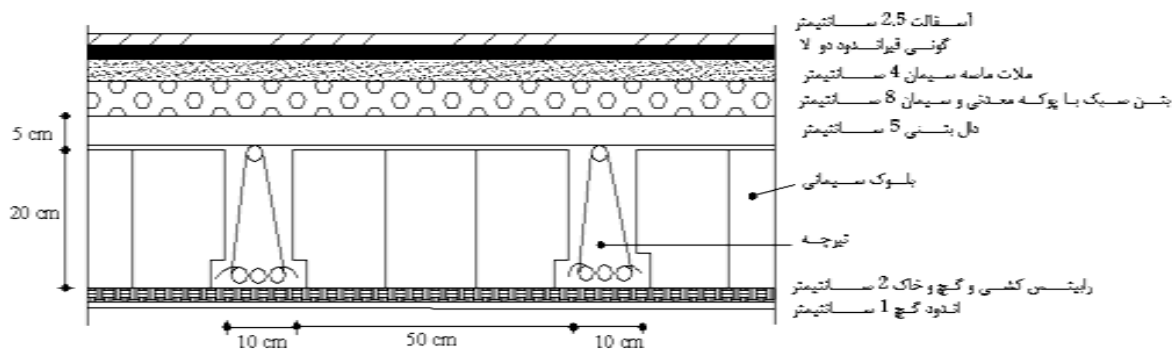


شکل ۱-۳- محاسبه تعداد بلوک سقفی در هر متر مربع

$$n = \frac{100}{20 \times 40} \left( 100 - \frac{100}{50} 10 \right) = 10 \text{ عدد}$$

وزن هر بلوک سیمانی هم ۱۲ کیلوگرم فرض می‌شود.

**نکته ۴:** وزن واحد سطح رایتس کشی با گچ و خاک در حدود ۴۰ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع است. (مرجع: کتاب سید بهزاد طلایی طباء).



شکل ۱-۴- جزئیات مقطع سقف بام

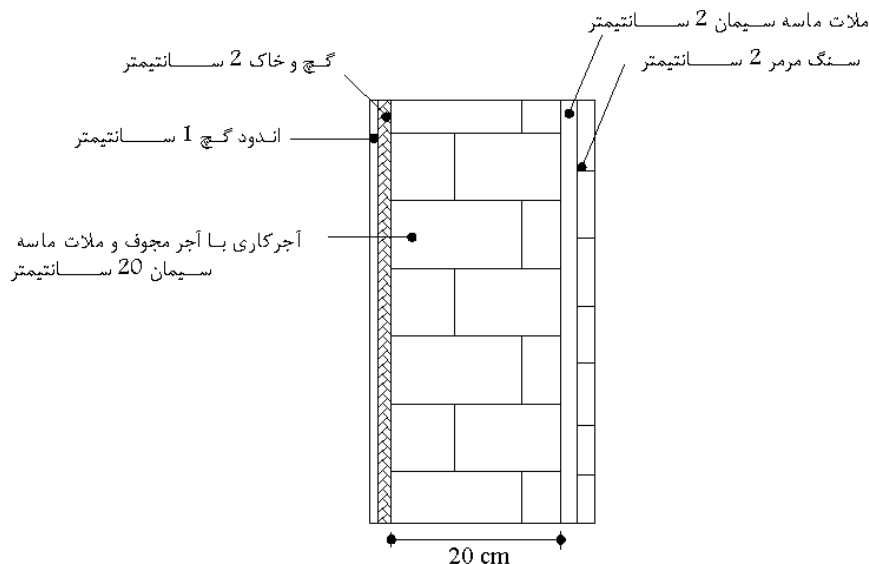
$$w = 0.025 \times 2200 + 15 + 0.04 \times 2100 + 0.08 \times 600 + 0.05 \times 2500 + \frac{100}{50} \times 0.1 \times 0.2 \times 2500 + 10 \times 12$$

$$+ 40 + 0.01 \times 1300 = 600 \frac{kg}{m^2}$$

برای سقف بام با توجه به وجود شیب‌بندی، به ضخامت پوک‌ریزی بیشتری نسبت به طبقات عادی نیاز است.

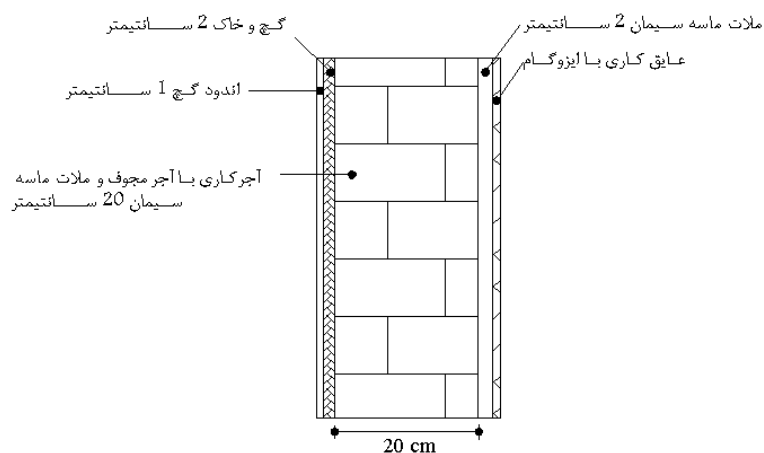
(ب) دیوارها

××× منظور از آجر مجوف، آجر سفال سوراخ‌دار است.



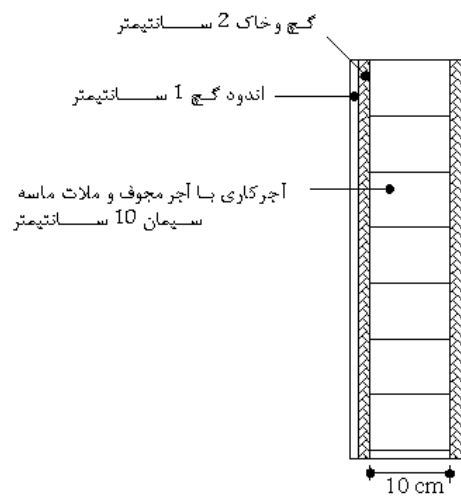
شکل ۱-۵- مقطع دیوار ۲۰ سانتی نمادار

$$w = 0.02 \times 2700 + 0.02 \times 2100 + 0.2 \times 850 + 0.02 \times 1600 + 0.01 \times 1300 = 311 \frac{kg}{m^2}$$



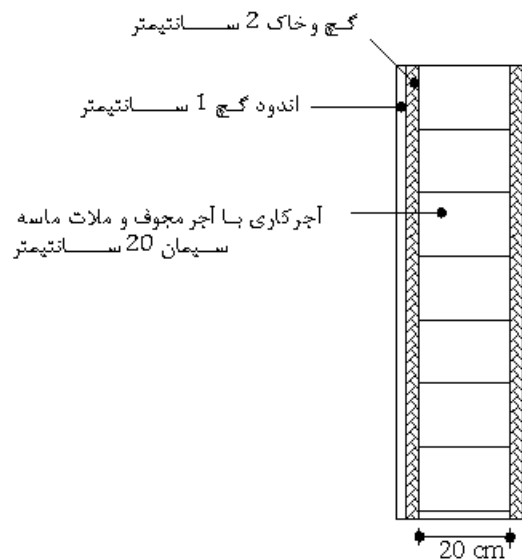
شکل ۱-۶- مقطع دیوار ۲۰ سانتی بدون نما

$$w = 0.2 * 850 + 0.02 \times 1600 + 0.01 \times 1300 + 0.02 \times 2100 + 5 = 262 \frac{kg}{m^2}$$



شکل ۱-۷- مقطع دیوار ۱۰ سانتی داخلی (پارتیشن ۱۰ سانتی)

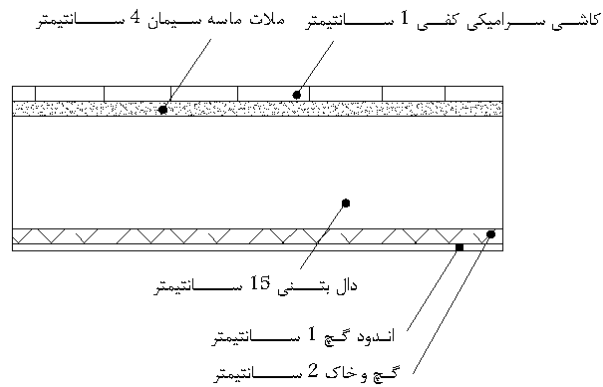
$$w = 0.1 * 850 + 2 \times 0.02 \times 1600 + 2 \times 0.01 \times 1300 = 175 \frac{kg}{m^2}$$



شکل ۱-۸- مقطع دیوار ۲۰ سانتی اتاق راه‌پله

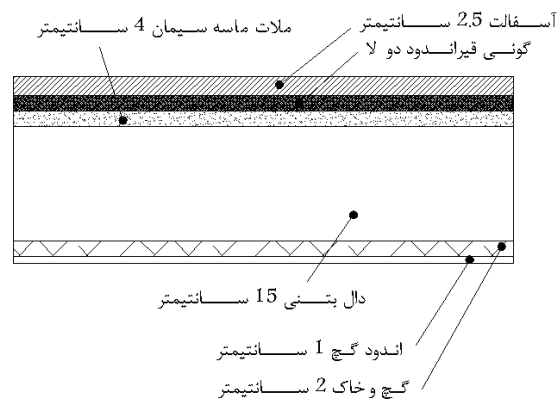
$$w = 0.2 * 850 + 2 \times 0.02 \times 1600 + 2 \times 0.01 \times 1300 = 260 \frac{kg}{m^2}$$

**توجه:** برای جلوگیری از انتقال سر و صدای عبور و مرور در اتاق راه‌پله به واحدها، ضخامت این دیوارها را ۲۰ سانتیمتر در نظر می‌گیرند.



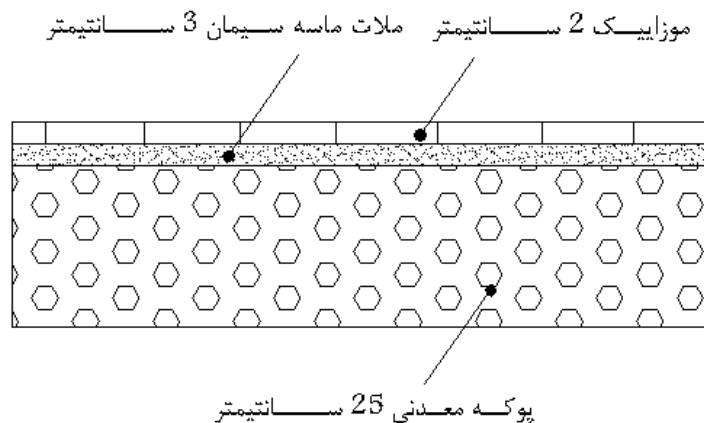
شکل ۹-۱- مقطع کنسول طبقات

$$w = 0.01 * 2100 + 0.04 \times 2100 + 0.15 \times 2500 + 0.02 * 1600 + 0.01 * 1300 = 525 \frac{kg}{m^2}$$



شکل ۱۰-۱- مقطع کنسول بام

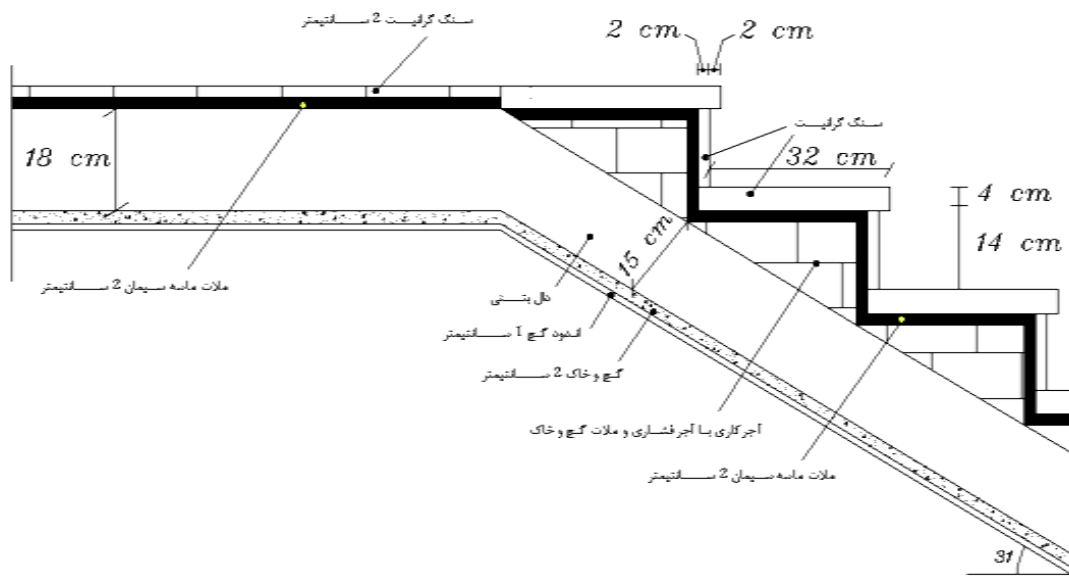
$$w = 0.025 \times 2200 + 15 + 0.04 \times 2100 + 0.15 \times 2500 + 0.02 * 1600 + 0.01 * 1300 = 574 \cong 575 \frac{kg}{m^2}$$



شکل ۱۱-۱- مقطع بلوکاز روی فونداسیون

$$w = 0.02 \times 2250 + 0.03 * 2100 + 0.25 * 600 = 258 \cong 260 \frac{kg}{m^2}$$





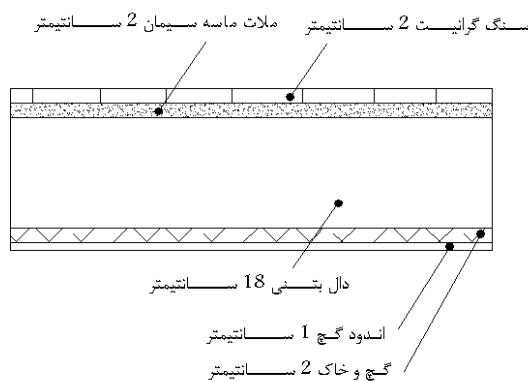
شکل ۱۲-۱- نمای پله

وزن یک متر عرض (عمود بر کاغذ) از یک پله را در ابتدا به دست می آوریم:

$0.34 \times 0.04 \times 2800 \times 1 = 35.84 \text{ kg}$	سنگ کف پله (سنگ گرانیت)
$0.14 \times 0.02 \times 2800 \times 1 = 8.4 \text{ kg}$	سنگ پیشانی پله (سنگ گرانیت)
$\frac{1}{2} \times 0.3 \times 0.18 \times 1750 \times 1 = 46.55 \text{ kg}$	آجرکاری با آجر فشاری و ملات گچ و خاک
$\frac{1}{2} \times 0.32 \times 0.16 \times 2100 \times 1 = 53.76 \text{ kg}$	ملات ماسه سیمان سنگ کاری
$0.15 \times \frac{0.28}{\cos 34.25} \times 2500 \times 1 = 127 \text{ kg}$	دال بتنی (مسلح)
$0.02 \times \frac{0.28}{\cos 34.25} \times 1600 \times 1 = 10.84 \text{ kg}$	گچ و خاک
$0.01 \times \frac{0.28}{\cos 34.25} \times 1300 \times 1 = 4.4 \text{ kg}$	اندود گچ
<b>287 kg</b>	<b>وزن کل</b>

با توجه به این که در هر متر از طول (طول افقی) پله  $\frac{1}{0.3} \left( \frac{3}{33} \right)$  جای می گیرد پس وزن واحد سطح پله برابر است با:

$$3.33 \times 287 \cong 956 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$



شکل ۱۳-۱- مقطع پاگرد دال بتنی

$$w = 0.02 \times 2800 + 0.02 \times 2100 + 0.18 \times 2500 + 0.02 \times 1600 + 0.01 \times 1300 = 593 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

جدول زیر خلاصه بار گذاری عناصر سازه را نشان می دهد:

بار مرده	بار زنده	
$533 + 130 \frac{kg}{m^2}$	$200 \frac{kg}{m^2}$	کف طبقات
$600 \frac{kg}{m^2}$	$150 \frac{kg}{m^2}$	کف بام
$311 \frac{kg}{m^2}$	-	دیوار ۲۰ سانتی نمادار
$262 \frac{kg}{m^2}$	-	دیوار ۲۰ سانتی بدون نما
$175 \frac{kg}{m^2}$	-	دیوار ۱۰ سانتی داخلی
$260 \frac{kg}{m^2}$	-	دیوار ۲۰ سانتیمتری اتاق راه پله
$956 \frac{kg}{m^2}$	$350 \frac{kg}{m^2}$	پله
$593 \frac{kg}{m^2}$	$350 \frac{kg}{m^2}$	پاگرد دال بتنی اتاق راه پله
$525 \frac{kg}{m^2}$	$300 \frac{kg}{m^2}$	کنسول دال بتنی طبقات
$575 \frac{kg}{m^2}$	$150 \frac{kg}{m^2}$	کنسول دال بتنی بام
$600 \frac{kg}{m^2}$	$150 \frac{kg}{m^2}$	کنسول تیرچه بلوک بام
$260 \frac{kg}{m^2}$	$500 \frac{kg}{m^2}$	بلوکاز روی فونداسیون

**توجه:** بار زنده بام را برابر بیشترین مقدار بین بار زنده بام ( $150 \frac{kg}{m^2}$ ) و بار برف ( $150 \frac{kg}{m^2}$ ) در نظر می گیریم.

**توجه:** بار زنده کنسول بام شبیه بار زنده کف بام است و بار زنده کنسول هایی که جزیی از فضای داخلی ساختمان است شبیه بار زنده کف طبقات است.

**نکته ۱:** به دلیل اینکه وزن تیغه های داخلی بین ۲۷۵ و ۱۵۰ کیلوگرم بر مترمربع است بار این تیغه ها را می توان به صورت بار معادل که به صورت یکنواخت بر کف ها گسترده شده است در نظر گرفت. منتهی حتماً باید اثر موضعی بار تیغه ها را به طور جداگانه در طراحی کف ها منظور داشت. یعنی باید به صورت دستی تیرچه های زیر این تیغه ها را طراحی کرد.

بار معادل تیغه بندی را باید در این پروژه به وزن کف های طبقات (به جزء بام) اضافه و بعد به کف های سازه اعمال کنیم. بار معادل تیغه بندی برای ساختمان های مسکونی معمولاً در حدود ۱۳۰ کیلوگرم بر متر مربع است.

**نکته ۲:** برای در نظر گرفتن اثر بازشوها در دیوارهای ۲۰ سانتی نمادار، اعمال ضریب ۰/۷ به بار این دیوارها معمولاً کافی می باشد. در جهت اطمینان در پروژه های معمولی بهتر است از اعمال ضریب ۰/۷ صرف نظر شود که در این پروژه نیز آن را پذیرفتیم.

**نکته ۳:** ارتفاع جان پناه معمولاً ۸۰ سانتیمتر است اما در جهت اطمینان به دلیل ضعف در اجرای دقیق ۸۰ سانتیمتر ارتفاع دیوار جان پناه را ۱۰۰ سانتیمتری فرض می کنیم.

**نکته ۴:** طبق بند ۶-۳-۵ مبحث ششم مقررات ملی ساختمان، بار زنده کف بالکن های طره ای ساختمان ها باید برابر با کف اتاق هایی که به آن ها متصل هستند در نظر گرفته شود، ولی مقدار آن نباید کمتر از ۳۰۰ دکانیوتون (کیلوگرم) بر متر مربع منظور گردد. چنانچه بالکن به عنوان محل تجمع مورد استفاده قرار می گیرد این بار باید حداقل برابر با ۵۰۰ دکانیوتون (کیلوگرم) بر متر مربع منظور شود.

## نکات مهم در مورد شمشیری و پاگردهای اتاق راه پله:

۱- شمشیری اتاق راه پله که از نوع رمپ بتنی مسلح است را مدل نمی کنیم چون برنامه Etabs در شناخت آن ضعف دارد. با مدل کردن شمشیری، یک سختی کاذب برشی در حد سختی یک دیوار برشی در سازه به وجود می آید که در واقعیت همچنین چیزی وجود ندارد.

۲- پاگرد تیرچه بلوک را در اتاق راه پله مدل می کنیم تا بار شمشیری به صورت دستی به تیر داخلی پاگرد اعمال گردد. اما نیازی به مدل کردن پاگرد از نوع دال بتنی نیست چون اولاً تیر داخلی ندارد که به آن بار شمشیری اعمال گردد و ثانیاً برنامه Etabs قادر به طراحی آن نیست فلذا نیازی به مدل کردن آن نیست چون هیچ سختی ای ندارد که در سازه موثر باشد.

**نکته:** رفتارهای سقف های Deck از نوع صرفاً غشایی (Membrane) است. کنسول دال بتنی نیز با رفتار صرفاً غشایی (Membrane) فرض می شود. سختی خمشی این سقف ها با توجه به رفتار صرفاً خمشی آنها برابر صفر خواهد بود.

### ۵-۲- بارهای جانبی

با توجه به منظم بودن (در ارتفاع و پلان) ساختمان و کمتر بودن ارتفاع آن از ۵۰ متر (طبق بند ۲-۲-۲ آیین نامه ۲۸۰۰ ویرایش سوم)، می توان برای محاسبه و اعمال نیروی جانبی زلزله از روش استاتیکی معادل استفاده نمود.

**نکته:** کاربر تنها ضریب زلزله (C) در هر دو جهت متعامد بر ساختمان را به نرم افزار معرفی می کند، سپس نرم افزار به طور خودکار پس از به دست آوردن وزن موثر ساختمان (W)، برش پایه را محاسبه و به طور خودکار آن را بین طبقات توزیع می نماید.

#### جدول ۱- درصد میزان مشارکت بار زنده و بار برف در محاسبه نیروی جانبی زلزله

محل بار زنده	درصد میزان بار زنده
بام های شیب دار با شیب ۲۰٪ و بیشتر [۱]	-----
بام های مسطح یا با شیب کمتر از ۲۰٪	۲۰
ساختمان های مسکونی، اداری، هتل ها و پارکینگ ها	۲۰
بیمارستان ها، مدارس، فروشگاه ها و ساختمان های محل اجتماع یا ازدحام	۴۰
انبارها و کتابخانه ها	۶۰
مخازن آب و سایر مایعات	۱۰۰

[۱] در صورتی که احتمال ماندگار شدن برف بر روی این بام ها زیاد باشد، درصد مشارکت، مانند بام های مسطح در نظر گرفته شود.

#### جدول ۲- نسبت شتاب مبنای طرح در مناطق با لرزه خیزی مختلف

منطقه	توصیف	نسبت شتاب مبنای طرح (A)
۱	پهنه با خطر نسبی خیلی زیاد	۳۵٪
۲	پهنه با خطر نسبی زیاد	۳۰٪
۳	پهنه با خطر نسبی متوسط	۲۵٪
۴	پهنه با خطر نسبی کم	۲۰٪

#### جدول ۳- پارامترهای مربوط به روابط تعیین ضریب بازتاب

نوع زمین	T <sub>0</sub>	T <sub>s</sub>	خطر نسبی کم و متوسط	خطر نسبی زیاد و خیلی زیاد
I	۰/۱	۰/۴	S	S
II	۰/۱	۰/۵	۱/۵	۱/۵
III	۰/۱۵	۰/۷	۱/۷۵	۱/۷۵
IV	۰/۱۵	۱	۲/۲۵	۱/۷۵

$$\begin{cases} B = 1 + S \left( \frac{T}{T_0} \right) & 0 \leq T \leq T_0 \\ B = 1 + S & T_0 \leq T \leq T_S \\ B = (1 + S) \left( \frac{T_S}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & T \geq T_S \end{cases}$$

نکته: بر طبق مشاهدات تجربی نوع زمین می توان گفت:

نوع زمین	شکل	محل
I	سنگی	فیروزکوه
II	کلنگی	تهران، اصفهان، پل سفید، قم
III	گلی	مازندران
IV	باتلاقی	-

جدول ۴- مقادیر ضریب رفتار ساختمان (R)، همراه با حداکثر ارتفاع مجاز ساختمان (H<sub>m</sub>)

سیستم سازه	سیستم مقاوم در برابر نیروهای جانبی	R	H <sub>m</sub> (متر)
الف- سیستم دیوارهای باربر	۱- دیوارهای برشی بتن آرمه ویژه	۷	۵۰
	۲- دیوارهای برشی بتن آرمه متوسط	۶	۵۰
	۳- دیوارهای برشی بتن آرمه معمولی	۵	۳۰
	۴- دیوارهای برشی با مصالح بنایی مسلح	۴	۱۵
ب- سیستم قاب ساختمانی ساده	۱- دیوارهای برشی بتن آرمه ویژه	۸	۵۰
	۲- دیوارهای برشی بتن آرمه متوسط	۷	۵۰
	۳- دیوارهای برشی بتن آرمه معمولی	۵	۳۰
	۴- دیوارهای برشی با مصالح بنایی مسلح	۴	۱۵
	۵- مهاربندی برون محور فولادی [۱]	۷	۵۰
	۶- مهاربندی هم محور فولادی [۱]	۶	۵۰
پ- سیستم قاب خمشی	۱- قاب خمشی بتن آرمه ویژه [۲]	۱۰	۱۵۰
	۲- قاب خمشی بتن آرمه متوسط [۲]	۷	۵۰
	۳- قاب خمشی بتن آرمه معمولی [۲] و [۳]	۴	-
	۴- قاب خمشی فولادی ویژه [۱]	۱۰	۱۵۰
	۵- قاب خمشی فولادی متوسط [۱]	۷	۵۰
	۶- قاب خمشی فولادی معمولی [۳] و [۴]	۵	-
ت- سیستم دو گانه یا ترکیبی	۱- قاب خمشی ویژه (فولادی یا بتنی) + دیوارهای برشی بتن آرمه ویژه	۱۱	۲۰۰
	۲- قاب خمشی بتنی متوسط + دیوارهای برشی بتن آرمه متوسط	۸	۷۰
	۳- قاب خمشی فولادی متوسط + دیوارهای برشی بتن آرمه متوسط	۸	۷۰
	۴- قاب خمشی فولادی ویژه + مهاربندی برون محور فولادی	۱۰	۱۵۰
	۵- قاب خمشی فولادی ویژه + مهاربندی هم محور فولادی	۹	۱۵۰
	۶- قاب خمشی فولادی متوسط + مهاربندی برون محور فولادی	۷	۷۰
	۷- قاب خمشی فولادی متوسط + مهاربندی هم محور فولادی	۷	۷۰

#### یادداشت‌ها

[۱] برای تعریف این سازه ها و ضوابط مربوط به طراحی آن‌ها در برابر زلزله به مبحث دهم این مقررات مراجعه شود.

[۲] قاب‌های خمشی بتن آرمه معمولی، متوسط و ویژه به ترتیب همان قاب‌های خمشی با شکل پذیری کم، متوسط و زیاد در آیین‌نامه بتن ایران «آبا» اند، با این تفاوت که در قاب‌های خمشی متوسط فاصله تنگ‌ها (خاموت‌ها) از یکدیگر در ناحیه  $L_0$  (ناحیه بحرانی) ستون‌ها، نباید بیشتر از ۱۵ سانتیمتر در نظر گرفته شود.

[۳] استفاده از این سیستم برای ساختمان‌های «با اهمیت خیلی زیاد و زیاد» در تمام مناطق لرزه خیزی و برای ساختمان‌های «با اهمیت متوسط» در مناطق لرزه خیزی ۱ و ۲ مجاز نمی‌باشد. ارتفاع حداکثر این سیستم برای ساختمان‌های «با اهمیت متوسط» در مناطق لرزه خیزی ۳ و ۴ به ۱۵ متر محدود می‌گردد.

[۴] برای ساختمان‌های یک طبقه و یا ساختمان‌های صنعتی، «با اهمیت متوسط و کم» در تمام مناطق لرزه خیز تا ارتفاع ۱۸ متر مجاز است.

××× طبق یادداشت [۳]، استفاده از قاب خمشی بتن آرمه معمولی و قاب خمشی فولادی معمولی در قائمشهر مجاز نمی‌باشد.

**با توجه به جداول و روابط فوق، ضریب زلزله ساختمان حاضر به صورت زیر قابل تعیین است:**

$$T = 0.07H^{\frac{3}{4}} = 0.07 \times 12.7^{\frac{3}{4}} = 0.47 \text{ sec}$$

ارتفاع ساختمان از روی تراز پایه (در این پروژه از روی پی) تا بام برابر ۱۲/۷ متر است.

**نکته ۱:** طبق آیین‌نامه ۲۸۰۰، در این پروژه به دلیل کمتر بودن وزن خریشته از ۲۵ درصد وزن بام، از ارتفاع خریشته در محاسبه‌ی زمان تناوب اصلی ساختمان صرف‌نظر می‌شود و وزن خریشته به وزن بام افزوده شده و در محاسبه‌ی نیروی زلزله لحاظ می‌گردد. در این پروژه شرایط به همین صورت است.

**نکته ۲:** طبق تبصره ۱ بند ۳-۲-۶ آیین‌نامه ۲۸۰۰، می‌توان زمان تناوب اصلی ساختمان را با استفاده از روشهای تحلیلی (یا کامپیوتری که پس از تحلیل سازه توسط نرم‌افزار قابل مشاهده است (روش تئوری)) یا رابطه ۲-۸ به دست آورد مشروط بر آنکه مقدار آن از ۱/۲۵ برابر زمان تناوب به دست آمده از روابط تجربی بیشتر نشود. از آن جایی که در بیشتر پروژه‌ها پی‌ریز تحلیلی یا تئوری از پی‌ریز تجربی (تقریبی) بیشتر است، از حداکثر مقدار پی‌ریز (۱/۲۵ پی‌ریز تجربی) استفاده می‌کنیم.

$$T = 1.25 \times 0.47 = 0.59 \text{ sec}$$

پس از تحلیل این انتخاب کنترل می‌گردد (ص ۴۳ جزوه).

**نکته ۳:** طبق آیین‌نامه ۲۸۰۰، در صورتیکه  $T > 0.7 \text{ sec}$ ، نیروی جانبی اضافی (نیروی شلاقی  $F_t$ ) در صورتیکه که وزن خریشته کمتر از ۲۵ درصد وزن بام باشد، در تراز بام و در غیر این صورت در تراز سقف خریشته اثر داده می‌شود.

$$T = 0.59 \leq 0.7 \Rightarrow F_t = 0$$

از اینجا چون  $(0.15 \leq 0.59 \leq 0.7) T_0 \leq T \leq T_s$ ، فلذا:

$$B = 1 + S = 1 + 1.75 = 2.75$$

**نکته ۴:** طبق آیین‌نامه ۲۸۰۰، برای کنترل برش پایه حداقل، باید نسبت ضریب بازتاب به ضریب رفتار ساختمان بزرگتر مساوی ۰/۱ ( $\frac{B}{R} \geq 0.1$ ) باشد، پس این کنترل را به صورت زیر انجام می‌دهیم:

$$\frac{B}{R} = \frac{2.75}{7} = 0.393 \geq 0.1 \quad \text{OK}$$

در نتیجه:

$$C_x = C_y = \frac{ABI}{R} = \frac{0.3 \times 2.75 \times 1}{7} \cong 0.118$$

۶- مشخصات مصالح مصرفی در سازه	
$f'_c = 210 \times 10^4 \text{ kg/m}^2 = 210 \text{ kg/cm}^2 = 21 \text{ N/mm}^2$	مقاومت فشاری ۲۸ روزه قالب استوانه‌ای شکل بتن
$f_y = 4000 \times 10^4 \text{ kg/m}^2$ (AIII)	تنش تسلیم آرماتورهای خمشی
$f_{ys} = 3000 \times 10^4 \text{ kg/m}^2$ (AII)	تنش تسلیم آرماتورهای برشی
$M = 245 \text{ kg/m}^3$	جرم واحد حجم بتن
$W = 2400 \text{ kgf/m}^3$	وزن واحد حجم بتن

$E = 15100\sqrt{f'_c} = 15100\sqrt{210} = 2.18 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2 = 2.18 \times 10^9 \text{ kg/m}^2$	مدول ارتجاعی بتن (ACI) $f'_c (\text{kg/cm}^2)$
$E = 15800\sqrt{f'_c} = 15800\sqrt{210} = 2.3 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2 = 2.3 \times 10^9 \text{ kg/m}^2$	مدول ارتجاعی بتن (مبحث نهم) $f'_c (\text{N/mm}^2)$
$\nu = 0.2$	نسبت پواسون

**نکته ۱:** طبق بند ۹-۱۰-۷-۱ مبحث نهم، در تحلیل خطی مقدار مدول ارتجاعی در بتن معمولی با وزن مخصوص ۲۳ تا ۲۵ کیلونیوتون بر متر مکعب و مقاومت فشاری مشخصه ۲۰ تا ۴۰ مگاپاسکال از رابطه‌ی زیر قابل تعیین است:

$$E = 15800\sqrt{f'_c}, f'_c (\text{kg/cm}^2) \text{ یا } E = 5000\sqrt{f'_c}, f'_c (\text{N/mm}^2) \quad ۱-۱$$

**توجه:** در جهت اطمینان و جبران ضعف‌های اجرا از مقدار مدول ارتجاعی به دست آمده از رابطه‌ی پیشنهادی ACI استفاده می‌کنیم. هر چه مدول ارتجاعی کمتر باشد سختی محوری و خمشی کمتر فلذا جابه‌جایی سازه بیشتر می‌گردد که برای جبران این جابه‌جایی بیشتر باید ابعاد مقاطع افزایش یابد تا مجدداً سختی سازه افزوده گردد و جابه‌جایی‌ها کنترل گردد که این افزایش مقاطع در جهت اطمینان است.

ضریب انبساط حرارتی ارائه شده در مبحث نهم برای بتن  $\frac{1}{\text{و}} 10 \times 10^{-6}$  و در آیین‌نامه ACI،  $\frac{1}{\text{و}} 9.9 \times 10^{-6}$  است که اختلاف چندانی با هم ندارند. در این پروژه از پیش فرض برنامه که همان مقدار ACI استفاده می‌کنیم. مدول برشی هم طبق فرمول  $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$  تابعی از مدول ارتجاعی و ضریب پواسون است و خود برنامه به طور خودکار آنها را حساب می‌کند.

**نکته ۲:** طبق بند ۹-۲۰-۲-۳-۱ مبحث نهم، بتن مورد استفاده در اجزای مقاوم در برابر زلزله برای سازه‌های با شکل‌پذیری متوسط باید از رده C20 و یا بالاتر (مقاومت بتن ۲۰ مگاپاسکال و بالاتر) و برای با شکل‌پذیری زیاد باید از رده C25 و یا بالاتر (مقاومت بتن ۲۵ مگاپاسکال و بالاتر) باشد.

## ۷- بار تیغه‌بندی

طبق بند ۶-۲-۲-۲ مبحث ششم، در صورتی که وزن یک متر مربع سطح تیغه‌های داخلی از ۲۷۵ کیلوگرم کمتر یا مساوی باشد، می‌توان بار تیغه‌ها را به صورت معادل یکنواخت به بار مرده سقف افزود.

در این پروژه وزن هر متر مربع تیغه‌های داخلی ۱۷۵ کیلوگرم است پس چون از ۲۷۵ کمتر و از ۱۵۰ بیشتر است باید می‌توان آنرا به صورت گسترده بر سطح اعمال کرد و علاوه بر آن باید اثر موضعی بار تیغه‌ها را به طور جداگانه در طراحی کف‌ها (طراحی تیرچه‌ها تحت بار دیوار) منظور داشت. در ضمن اگر وزن هر متر مربع تیغه‌های داخلی از ۲۷۵ کیلوگرم بیشتر باشد، استفاده از بار معادل تیغه‌بندی مجاز نیست و باید بار تیغه‌ها را در محل واقعی خود اعمال نمود. جهت محاسبه‌ی بار معادل تیغه‌بندی از رابطه‌ی زیر استفاده می‌شود:

$$\text{بار معادل گسترده تیغه‌ها} = \frac{W \times L \times H}{A} \geq 100 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

که  $W$  وزن هر متر مربع تیغه،  $L$  طول کل تیغه‌ها در طبقه،  $H$  ارتفاع تیغه‌ها در طبقه و  $A$  سطح کل طبقه (به جزء بازشوها از جمله راه‌پله و ...) می‌باشد. معمولاً بار معادل تیغه‌بندی ۱۳۰ کیلوگرم در هر متر مربع در نظر گرفته می‌شود ما هم در این پروژه از این مقدار استفاده می‌کنیم.

## ۸- کاهش سربار زنده

طبق بند ۶-۳-۸-۱ در کلیه کف‌ها به جز کف بامها، کارخانه‌ها، کارگاه‌ها، انبارها، محل پارک خودروها و محل‌های اجتماع و ازدحام، مقدار بار زنده را می‌توان بر اساس ضوابط بندهای ۶-۳-۸-۲ و ۶-۳-۸-۳ کاهش داد. مقدار کاهش در هر حالت نباید بیشتر از ۵۰ درصد باشد.

الف) کاهش سربار زنده تیرها

بر اساس بند ۶-۳-۸-۲ مبحث ششم مقررات ملی ساختمان، در طراحی تیرهایی که سطح بارگیر آنها بیشتر از ۱۸ متر مربع بوده و متعلق به کفهایی هستند که بار زنده در آنها کمتر از ۴۰۰ دکانیوتن بر متر مربع است، مقدار کاهش بار زنده از رابطه زیر محاسبه می شود.

$$R = 100(0.7 - \frac{3}{\sqrt{A}})$$

که A: سطح بارگیر یا جمع سطوح بارگیر عضو (متر مربع) که به صورت تجمعی از بالا حساب نمی شود.

R: کاهش سربار زنده به درصد.

با توجه به تیر ریزی شطرنجی سقف ها، سطح بارگیر تیرها کمتر از ۱۸ مترمربع بوده و کاهش سربار زنده به آنها تعلق نمی گیرد.

(ب) کاهش سربار زنده ستون ها

بر اساس بند ۶-۳-۸-۳ مبحث ششم مقررات ملی ساختمان، در طراحی ستون هایی که بار چند طبقه را تحمل می کنند و جمع سطوح بارگیر آنها بیشتر از ۱۸ متر مربع بوده مقدار کاهش بار زنده برابر با ماکزیمم دو مقدار زیر است:

(الف)

$$R = 100(0.7 - \frac{3}{\sqrt{A}})$$

که A: سطح بارگیر یا جمع سطوح بارگیر عضو (متر مربع) که به صورت تجمعی از بالا حساب می شود.

R: کاهش سربار زنده به درصد.

(ب)

چنانچه ستون بار یک طبقه را تحمل می نماید (ستون هایی که بام را تحمل می کنند) ..... صفر درصد

- چنانچه ستون بار دو طبقه را تحمل می نماید ..... ۱۰ درصد

- چنانچه ستون بار سه طبقه را تحمل می نماید ..... ۲۰ درصد

- چنانچه ستون بار چهار طبقه را تحمل می نماید ..... ۳۰ درصد

- چنانچه ستون بار پنج طبقه را تحمل می نماید ..... ۴۰ درصد

- چنانچه ستون بار شش طبقه و بیشتر را تحمل می نماید ..... ۵۰ درصد

**نکته:** سطح بالکن ها و اتاق راه پله (البته نه اتاق پله ای تمامی ساختمان ها بلکه مثلاً اتاق راه پله ای ساختمان های مسکونی و ...) را باید در محاسبه سطح بارگیر ستون ها محاسبه کرد.

**توجه:** هر چه ضریب کاهش بار زنده را کمتر در نظر بگیریم به اطمینان نزدیکتر است. فلذا در هنگام رند کردن مقادیر R ستون ها یا سطح بارگیر ستون ها، بهتر است اعداد را به سمت پایین گرد می کنیم (پیشنهاد خودم).

با توجه به ضعف اجرا، بهتر است از این قسمت در جهت اطمینان صرف نظر کنیم. که در این پروژه نیز همینطور بوده است.

#### ۹- محاسبه مولفه قائم نیروی زلزله وارد بر بالکن ها

طبق بند ۳-۱۲-۱ آیین نامه ۲۸۰۰، برای بالکن ها و پیش آمدگی هایی که به صورت طره ساخته می شوند، مولفه قائم نیروی زلزله نیز باید در نظر گرفته شود. این نیروی قائم به صورت زیر قابل تعیین است:

$$F_p = 2 \times 0.7A \cdot I \cdot W_p$$

۲-۱

که  $W_p$  بار مرده به اضافی کل سربار (بار زنده) آن است (بدون ضریب). این نیرو را باید یکبار در جهت نیروهای ثقلی (رو به پایین) و بار دیگر در جهت رو به بالا بدون در نظر گرفتن اثر متقابل بارهای ثقلی اعمال نمود. در نظر گرفتن مولفه قائم نیروی زلزله، بر روی نتایج تیرها و ستون های اطراف کنسول ها تاثیر می گذارد و نباید برای طراحی کل سازه ملاک عمل واقع شوند.

طبق بند ۲-۳-۱۲ آیین نامه ۲۸۰۰، نیروی قائم زلزله همراه با نیروهای افقی باید در ترکیبات زیر به کار برده شوند:

$$\begin{aligned} \pm E_x \pm 0.3(\pm E_y \pm E_z) \\ \pm E_y \pm 0.3(\pm E_x \pm E_z) \\ \pm E_z \pm 0.3(\pm E_x \pm E_y) \end{aligned}$$

### الف) طبقات تیپ

**توجه:** کنسول غربی تیرچه بلوک و کنسول شرقی دال بتنی است.

الف-۱) برای کنسول غربی

$$\begin{cases} W_p = (533 + 300) \times (4 \times 1) = 3332 \text{ kg} \\ F_v = 2 \times 0.7 \times 0.3 \times 1 \times \frac{3332}{2} \cong 700 \text{ kg} \end{cases}$$

الف-۲) برای کنسول شرقی

$$\begin{cases} W_p = (525 + 300) \times (1.6 \times 4) = 5280 \text{ kg} \\ F_v = 2 \times 0.7 \times 0.3 \times 1 \times \frac{5280}{2} \cong 1100 \text{ kg} \end{cases}$$

### ب) بام

**توجه:** کنسول غربی تیرچه بلوک و کنسول شرقی دال بتنی است.

ب-۱) برای کنسول غربی

$$\begin{cases} W_p = (600 + 150) \times (4 \times 1) = 3000 \text{ kg} \\ F_v = 2 \times 0.7 \times 0.3 \times 1 \times \frac{3000}{2} = 630 \text{ kg} \end{cases}$$

ب-۲) برای کنسول شرقی

$$\begin{cases} W_p = (575 + 150) \times (4 \times 1.6) = 4640 \text{ kg} \\ F_v = 2 \times 0.7 \times 0.3 \times 1 \times \frac{4640}{2} = 1000 \text{ kg} \end{cases}$$

**توجه:** برنامه کنسول را از آکس تیر رسم می کند، که این کار باعث هم پوشانی بتن کنسول با تیر می شود که در واقعیت همچنین چیزی نداریم اما در جهت اطمینان از حذف این هم پوشانی صرف نظر می کنیم.

**توجه:** مساحت کنسول قطاع دایره ای در جهت اطمینان به صورت مستطیل کامل در نظر گرفته شد.

این بارها به صورت بارهای متمرکز نقطه ای به انتهای کنسول ها اعمال می شود. حالت بار قائم زلزله وارد بر طره ها از نوع Quake (بار رفت و برگشت لرزه ای)، معرفی و به صورت خالص یعنی بدون منظور نمودن اثر کاهنده ی بارهای ثقلی (بارمرده + بار زنده) اعمال می گردد ( $F_v$  را در نرم افزار با نام  $EQ_z$  اعمال کرده ایم).

### ب) مدل سازی کامپیوتری

#### ۱- مدل سازی یا ترسیم سه بعدی سازه

این پروژه با نرم افزار Etabs (Ver9.2) مدل سازی و طراحی می شود.

#### گام ۱- معرفی خطوط شبکه در راستای X,Y و ارتفاع سازه

در جعبه واحدها، واحد  $\text{Kg}\cdot\text{m}$  را انتخاب و سپس در صورت وجود فایلی از یک پروژه آماده، می توانید با انتخاب گزینه Choose.edb تمامی مشخصات مدل قبلی به غیر از هندسه ی آن مدل را وارد مدل جدید کنید. در غیر این صورت بر روی NO کلیک کنید.

پنجره های زیر را عیناً کامل نمایید.



Building Plan Grid System and Story Data Definition

**Grid Dimensions (Plan)**

☒ Uniform Grid Spacing

Number Lines in X Direction: 5

Number Lines in Y Direction: 4

Spacing in X Direction: 4

Spacing in Y Direction: 4

☐ Custom Grid Spacing

Grid Labels... Edit Grid...

**Story Dimensions**

☒ Simple Story Data

Number of Stories: 5

Typical Story Height: 3.2

Bottom Story Height: 3.1

☐ Custom Story Data Edit Story Data...

Units: Meters

**Add Structural Objects**

Steel Deck Staggered Truss Flat Slab Flat Slab with Perimeter Beams Waffle Slab Two Way or Ribbed Slab Grid Only

OK Cancel

شکل ۱-۱۴- معرفی خطوط شبکه در راستای X,Y و ارتفاع سازه

Define Grid Data

Edit Format

**X Grid Data**

	Grid ID	Spacing	Line Type	Visibility	Bubble Loc.	Grid Color
1	A	4	Primary	Show	Top	
2	B	2.8	Primary	Show	Top	
3	C	4	Primary	Show	Top	
4	D	4	Primary	Show	Top	
5	E	0	Primary	Show	Top	
6						
7						
8						
9						
10						

**Y Grid Data**

	Grid ID	Spacing	Line Type	Visibility	Bubble Loc.	Grid Color
1	4	4.5	Primary	Show	Left	
2	3	4	Primary	Show	Left	
3	2	4	Primary	Show	Left	
4	1	0	Primary	Show	Left	
5						
6						
7						
8						
9						
10						

Units: Meters

Display Grids as:  
☐ Ordinates ☒ Spacing

☐ Hide All Grid Lines  
☐ Blue to Grid Lines

Bubble Size: 1

Reset to Default Color  
 Reorder Ordinates

OK Cancel

شکل ۱-۱۵- معرفی خطوط شبکه در راستای X,Y

شکل ۱-۱۶- معرفی ارتفاع سازه

Figure 1 shows the elevation view of the bridge pier. The pier has a total height of 32 m. It features a central column with four horizontal buttresses. The vertical dimensions are: 0.25 m for the top section, 2.95 m for the first main section, 0.25 m for the second main section, and 2.95 m for the bottom section. The base of the pier is labeled 'کف سازی' (Kaf Sazi). The foundation is shown with a water level at 0.30 m and a ground level at 0.00 m.

شکل ۱-۱۷- معرفی ارتفاع طبقات

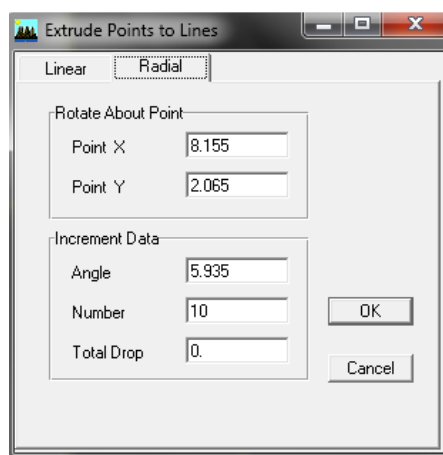
ارتفاع‌های نوشته شده در سمت چپ طبقه، ارتفاعی است که باید در نرم‌افزار وارد کرد.

**نکته:** با توجه به اینکه شکل پذیری قاب بتنی از نوع متوسط می باشد، می توان محل وصله ها را در تراز طبقه در نظر گرفت. بنابراین نیازی به تغییر پارامترهای بخش Splice Point نیست.

## گام ۲- ترسیم المان های سازه (ستون، تیر و سقف)

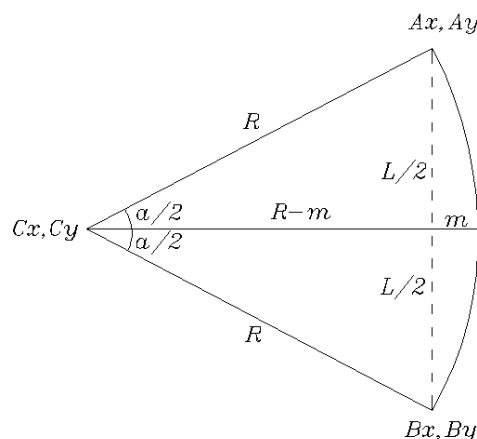
با استفاده از گزینه های  و  می توانید عناصر سازه را ترسیم نمایید. اما بهتر است با استفاده از گزینه های ترسیم سریع عناصر خطی  و ترسیم سریع ستون  و ترسیم سریع سقف  آنها را ترسیم و بعد در صورت نیاز آنها را ویرایش کنید. برای ترسیم تیر پاگرد شمالی (تیرچه بلوک) اتاق راه پله در تراز طبقه، بر روی دکمه ترسیم سریع عناصر خطی کلیک و جلوی گزینه Plan Offset Normal عدد ۱/۲ متر را تایپ کنید و سپس بر روی تیر B3-C3 کلیک کنید. سپس سقف (از نوع تیرچه بلوک) پاگرد را رسم کنید. برای رسم تیر پاگرد نیم طبقه روی دکمه مغناطیسی  (Snap to Line Ends and Midpoints) در نوار ابزار جانبی کلیک کنید تا قسمت وسط عناصر خطی قابلیت انتخاب داشته باشند. سپس توسط دکمه  تیرهای B4-C4 را به وسط طبقات دراگ و دروپ کنید. مقاطع این تیرها و تیرهای داخلی پاگرد تیرچه بلوک B30×30 است. برای ترسیم کنسول غربی، می توانید Draw-Draw Point Objects را انتخاب و سپس در پنجره شناور ظاهر شده در قسمت Plan Offset X مقدار ۱- را تایپ و سپس بر روی ستون های A3 و A2 کلیک کنید و در نهایت تیرها (سه عدد تیر) و کف طره را رسم نمایید.

**توجه:** نسبت طول به عرض بزرگتر از ۲ است پس دال از نوع دال بتنی یکطرفه است ( $2.83/1.2 = 2.36 > 2$ ). برای ترسیم کنسول شرقی که از نوع دال بتنی است می توانید از همان دستور Draw-Draw Point Objects استفاده کنید. چون امکان ترسیم کمان در برنامه Etabs وجود ندارد باید از یکسری خطوط شکسته برای ترسیم کمان استفاده کنیم. با توجه به اینکه اگر Angle مثبت باشد ترسیم در این برنامه در جهت پادساعتگرد (مثلاثی) است، بر روی گره پایینی انتهای کنسول کلیک و سپس دستور Edit-Extrude points to Lines را اجرا و در قسمت Radial، پنجره را به صورت زیر کامل کنید.



شکل ۱-۱۸- ترسیم کمان

توجه: Total Drop اختلاف بین دو انتهای کمان در راستای m است. که در این کمان صفر است.



شکل ۱-۹- روابط ریاضی طراحی کمان (قوس دایره‌ای)



$$R^2 = (R - m)^2 + (L/2)^2 \Rightarrow R = \frac{4m^2 + L^2}{8m} \rightarrow R = \frac{4(0.6)^2 + 4^2}{8 \times 0.6} = 3.63m$$

$$Cx = Ax - R \cos \frac{a}{2} = Ax - R + m, \quad Cy = Ay - \frac{L}{2} \quad \text{That} \quad \sin \frac{a}{2} = \frac{L}{2R}, \quad \cos \frac{a}{2} = \frac{R - m}{R}$$

$$Cx = 15.8 - 3.63 + 0.6 = 12.77m, \quad Cy = 8.5 - \frac{4}{2} = 6.5m$$

$$a = 2 \times \arcsin \frac{L}{2R} = 2 \times \arcsin \frac{4}{2 \times 3.63} = 66.87^\circ$$

**توجه:** زاویه  $a$  را تقسیم بر Number کرده و در قسمت Angle می‌نویسیم.

در ادامه سطح کمان را با استفاده از دستور  رسم نمایید. حال با توجه به اینکه این کنسول از نوع دال بتنی است کلیه تیرهای این کنسول را انتخاب و سپس آنها را Delete کنید. برای حذف نقاط سبز رنگ بر روی  کلیک کنید و تیک invisible را در قسمت Object Present in View فعال کنید.

توجه: در کلیه مراحل ترسیم کنسول‌ها، Similar Stories فعال باشد.

## ۲- معرفی مشخصات گام ۱- معرفی مشخصات مصالح

پنجره‌های زیر را عیناً کامل نمایید.

شکل ۱-۲۰- معرفی مشخصات مصالح

**نکته:** برای انجام تحلیل و کنترل نتایج تحلیل باید مشخصات بتن را طبق مبحث نهم وارد کنیم. سپس چون طراحی بر اساس مبحث نهم توسط برنامه Etabs امکان پذیر نیست هنگام طراحی و کنترل نتایج طراحی، مجدداً از آیین‌نامه ACI برای تعریف مشخصات

بتن استفاده می‌کنیم. لازم به ذکر است که استفاده از آیین‌نامه ACI برای تعریف مشخصات بتن در تحلیل و طراحی بهتر است چون به احتیاط نزدیک‌تر است.

**نکته:** مشخصات مصالح بتنی (CONCRETE) برای محاسبه‌ی وزن اسکلت ساختمان و تحلیل و طراحی اعضای بتنی به کار می‌روند.

### گام ۲- معرفی آرماتورهای $\Phi 18, \Phi 22, \Phi 24$ به برنامه

دستور Options-Preferences-Reinforcement Bar Size را اجرا نمایید. در پنجره‌ی ظاهر شده آرماتورهای ذیل را مشاهده می‌کنیم:

میل‌گردهای ASTM (اندازه‌ی استاندارد):

# 18, # 14, # 10, # 9, # 8, 7, # 6, # 5, # 4, # 3, # 2

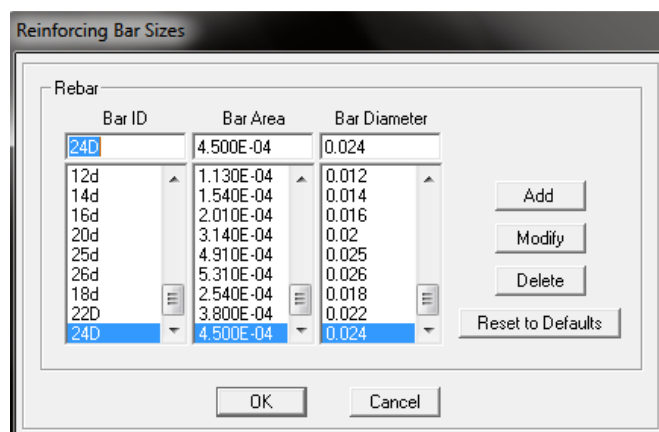
میل‌گردهای ASTM (اندازه در سیستم متریک):

55M, 45M, 35M, 30M, 25M, 20M, 15M, 10M

میل‌گردهای European (اندازه در سیستم متریک):

28d, 26d, 25d, 20d, 16d, 14d, 12d, 10d, 8d, 6d

- آرماتورهایی که با علامت  $\Phi$  یا d یا ط مشاهده می‌کنید، آرماتورهای اروپا در سیستم متریک می‌باشند.
- آرماتورهای رایج در ایران از نظر نام‌گذاری، قطر و مساحت با آرماتورهای اروپا هماهنگ می‌باشند.
- آرماتورهای  $18\Phi, 22\Phi, 24\Phi$  در میان آرماتورهای اروپا موجود نمی‌باشند ولی در صورت نیاز می‌توان به راحتی آن‌ها را به برنامه افزود.



شکل ۱-۲- معرفی آرماتورهای  $18\Phi, 22\Phi, 24\Phi$

### گام ۳- معرفی مقاطع تیر و ستون و سقف

#### ۳-۱- تعیین پوشش بتنی روی میلگردها

ضخامت پوشش بتنی روی میلگردها نباید کمتر از مقادیر زیر اختیار شود:

الف - قطر میلگردها

ب - چهار سوم بزرگترین اندازه اسمی سنگدانه‌ها

ج - مقادیر جدول زیر

نوع شرایط محیطی					نوع قطعه
فوق العاده شدید	بسیار شدید	شدید	متوسط	ملایم	
۷۵	۶۵	۵۰	۴۵	۳۵ میلیمتر	تیرها و ستونها

۶۰	۵۰	۳۵	۳۰	۲۰	داله، دیوارها و تیرچه‌ها
۵۵	۴۵	۳۰	۲۵	۲۰	پوسته‌ها و صفحات پلیسهای
۹۰	۷۵	۶۰	۵۰	۴۰	شالوده‌ها

مقادیر داده شده در جدول را می‌توان به استثنای شرایط محیطی بسیار شدید و فوق العاده شدید به اندازه ۵ میلیمتر برای بتن های رده C35 و یا C40، یا ۱۰ میلیمتر برای بتن های رده‌ی بالاتر کاهش داد، مشروط بر آن که ضخامت پوشش به هر حال از ۲۰ میلیمتر کمتر نشود.

در ضمن این مقادیر را باید برای میلگردهای با قطر بیشتر از ۳۶ میلیمتر به اندازه ۱۰ میلیمتر افزایش داد.

(ج، ب، الف)  $\geq \max$  پوشش از آکس آرماتورها

که برای مازندران معمولاً گزینه (ج) حداکثر است.

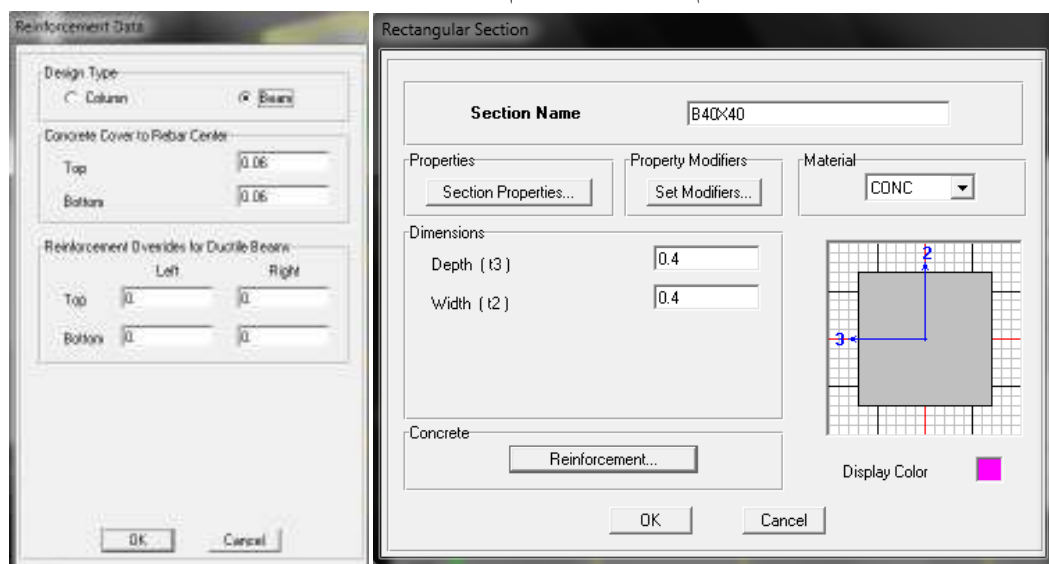
با توجه به اینکه شرایط محیطی ساختمان پروژه حاضر متوسط می‌باشد فلذا مقدار پوشش بتنی از آکس میلگردهای طولی (مورد نیاز نرم‌افزار) عبارت است از:

پوشش از آکس میلگردهای طولی (مثلاً برای ستون دارای میلگردهای طولی  $\Phi 20$  و خاموت  $\Phi 10$ ) = ۴۵ میلیمتر (شرایط محیطی متوسط) + ۱۰ میلیمتر (خاموت) + ۱۰ میلیمتر (نصف قطر میلگرد طولی) = ۶۵ میلیمتر. که تقریب ۵ میلیمتر بالا یا پایین مجاز است. پس برای کل ستون‌ها و تیرها ۶ سانتیمتر پوشش از آکس آرماتورهای طولی در نظر می‌گیریم.

نکته ۳: شرایط محیطی محل اجرا (قائم‌شهر) دارای رطوبت متوسط است.

### ۲-۳- معرفی مقاطع تیرها

تیرهای B30x30 و B35x35، B40x40 را به نرم‌افزار معرفی می‌کنیم.

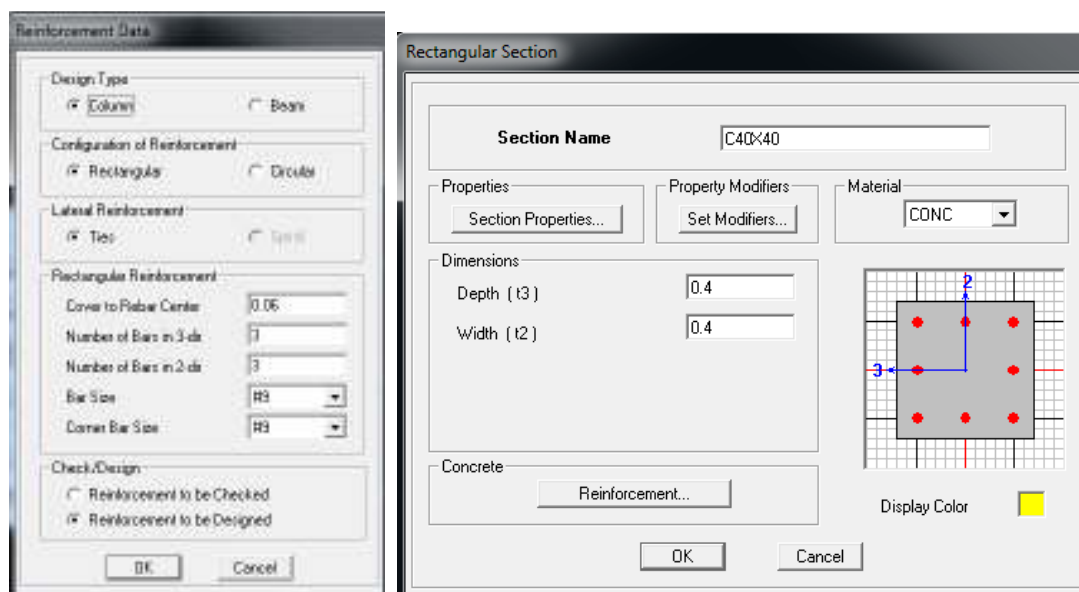


شکل ۱-۲۲- معرفی مقاطع تیرها

سپس تیرهای مجازی B20x25، B15x15 را به همین روش تعریف می‌کنیم. مقدار پوشش در این تیرها مهم نیست.

### ۳-۳- معرفی مقاطع ستون‌ها

ستون‌های C30x30 و C35x35 و C40x40 را به نرم‌افزار معرفی می‌کنیم.



شکل ۱-۲۳- معرفی مقاطع ستون‌ها

توضیحاتی در مورد روش‌های طراحی ستون در برنامه (Reinforcement to be Checked و Reinforcement to be Designed):

**روش اول:** کاربر با معرفی ابعاد ستون، آرایش و نمره‌ی آرماتورها نسبت نیرو به ظرفیت مقطع را درخواست می‌کند. که پس از طراحی سازه، می‌توان کفایت مقطع را کنترل کرد (Reinforcement to be Checked).

**روش دوم:** کاربر ابعاد ستون را معرفی می‌کند و برنامه مساحت آرماتور مورد نیاز مقطع را محاسبه می‌کند. لذا در این روش مشخص کردن تعداد و نمره‌ی آرماتور تاثیری در نتایج خروجی (مساحت آرماتورهای طولی ستون) نخواهد داشت (Reinforcement to be Designed) و تنها باید مقدار پوشش را وارد کرد. با توجه به سرعت بالا و راحتی این روش در این پروژه از روش دوم استفاده شده است. البته باید توجه داشت در نهایت برای ارائه فایل طراحی نهایی به نظام مهندسی باید ستون‌های نوع اول در سازه تعبیه شده باشند.

**تذکره:** برخلاف میلگردهای طولی ستون، مقدار آرماتورهای برشی تیر و ستون و میلگردهای طولی تیر را نمی‌توان به نرم‌افزار معرفی کرد.

**تذکره:** مقدار آرماتورهای ستون در نتایج تحلیل خطی سازه تاثیری ندارد (در برنامه Etabs). که در واقعیت این گونه نیست.

### ۳-۴- معرفی مقاطع سقف‌ها

برای کل سقف‌ها (به جز کنسول‌هایی که دال بتنی هستند) از تیرچه بلوک شکل ۱-۲۴ استفاده شده است.

شکل ۱-۲۴- معرفی مقاطع سقف‌ها

**توضیحاتی در مورد سقف Filled Deck:** همان‌طوری که مقطع این سقف را در شکل ۱-۲۴ مشاهده می‌کنید، این سقف شامل یک ورق فولادی موج دار می‌باشد که روی این ورق فولادی بتن‌ریزی می‌شود و برای جلوگیری از لغزش بین بتن و ورق فولادی بر روی موج پایین این ورق در فواصل مشخص گل میخ (Stud)، جوش می‌شود. اگر بتوانیم این ورق فولادی را از دیتیل سقف حذف نماییم، می‌توانیم از آن برای معرفی سقف‌های تیرچه بلوک استفاده کنیم. برای این منظور در جعبه نوشتاری Unit Weight/Area (وزن واحد سطح ورق فولادی موج دار زیر سقف)، عدد صفر را وارد کنیم تا برنامه ورق فولادی را از سقف حذف کرده و اطلاعات مربوط به گل میخ‌ها را در قسمت Composite Deck Stude نادیده بگیرد.

**توجه:** از گزینه UnFilled Deck برای معرفی سقف‌های تیرچه بلوک نمی‌توان استفاده کرد.

**نکته:** سقف طبقات را صلب فرض می‌کنیم. (در عمل با اجرای حداقل ۵ سانتیمتر بتن به روی سقف‌های تیرچه بلوک، سقف عملکرد صلب خواهد داشت).

برای معرفی دال‌های یکطرفه کنسول طبق زیر عمل کنید:

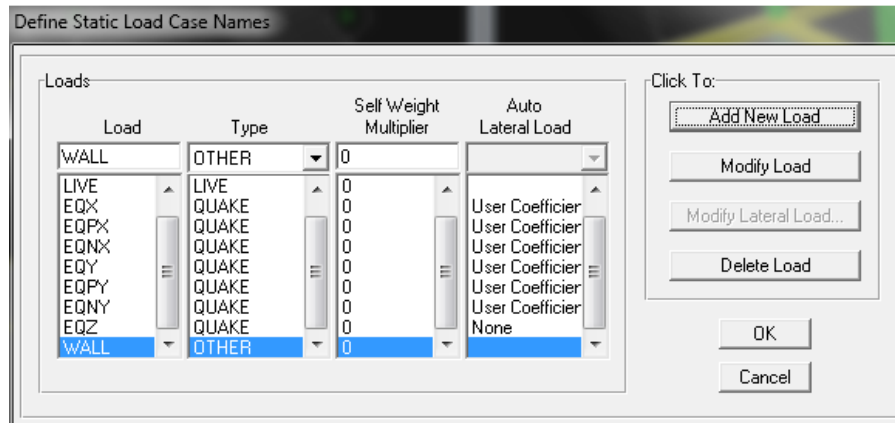
شکل ۱-۲۵- معرفی مقاطع دال بتنی کنسول‌ها



زدن تیک Use Special One-Way Load Distribution باعث پخش بار به صورت یکطرفه می گردد.

### ۳- معرفی حالات بار استاتیکی

حالات باری که ساختمان تحت آن تحلیل و طراحی می شود شامل بارهای ثقلی و جانبی می باشد این بارها به صورت زیر در نرم افزار معرفی می گردند.



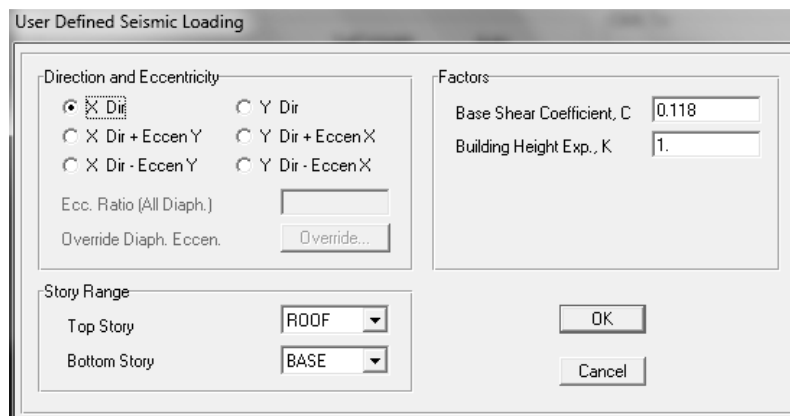
شکل ۱-۲۶- معرفی حالات بار استاتیکی

**نکته ۱:** حالت بار WALL در هیچ کدام از ترکیب بارهای طراحی سازه شرکت نمی کند (برای این کار کافی است نوع این بار را OTHER انتخاب کنیم) و تنها برای معرفی نحوه محاسبه جرم طبقات مطابق آیین نامه ۲۸۰۰ به نرم افزار معرفی می گردد.

**نکته ۲:** ضریب Self Weight (Multiplier) فقط برای بار مرده ۱ و برای سایر بارها برابر صفر می باشد تا وزن اجزای سازه شامل اسکلت ساختمان (تیرها، ستون ها و سقف ها) به بار مرده افزوده گردد.

**نکته ۳:** هنگام بارگذاری سطحی سقف ها باید بار تیرچه و دال بتنی روی آن از کل بار مرده کاسته شود و بار باقی مانده (از نوع DEAD) به سقف اعمال گردد.

**نکته ۴:** به حالت بار نوع LIVE ضریب کاهش سربار اعمال نمی شود، و این ضریب به حالت بار نوع REDUCE LIVE اعمال می گردد. البته در این پروژه از کاهش سربار صرف نظر شده است.



شکل ۱-۲۷- معرفی EQX


در Top Story تراز بالای اعمال نیروی جانبی زلزله (اگر وزن خرپشته از ۲۵ درصد وزن بام کمتر باشد، باید طبقه بام را انتخاب کنیم در غیر این صورت باید طبقه خرپشته را انتخاب نمود) و در Bottom Story تراز پایین (تراز پایه) اعمال نیروی جانبی زلزله به نرم افزار معرفی می گردد.

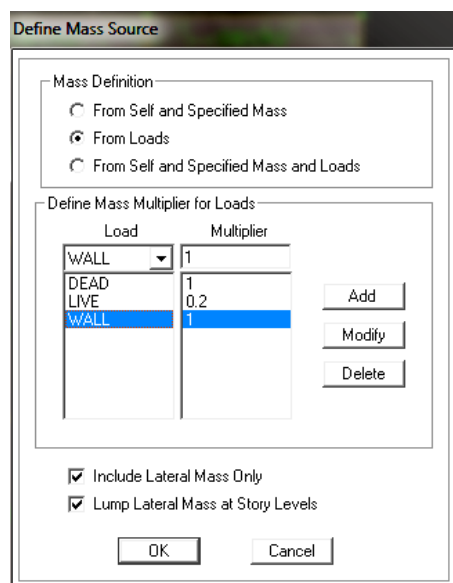
**نکته ۵:** طبق بند ۲-۳-۱۰-۳ آیین نامه ۲۸۰۰، در ساختمان‌های تا ۵ طبقه و یا کوتاه‌تر از ۱۸ متر، در مواردی که برون مرکزی نیروی جانبی طبقه در طبقات بالاتر از هر طبقه کمتر از ۵ درصد بعد ساختمان در آن طبقه در امتداد عمود بر نیروی جانبی باشد، محاسبه ساختمان در برابر لنگر پیچشی (هم لنگر پیچشی واقعی و هم لنگر پیچشی تصادفی) الزامی نیست (یعنی البته می‌توان در جهت اطمینان اثر پیچش واقعی و تصادفی را در تحلیل و طراحی ساختمان در نظر گرفت). لذا بهتر است که همواره در جهت اطمینان در تمام ساختمان‌ها پیچش و پیچش تصادفی در نظر گرفته شود. طبق بند ۲-۳-۱۰-۳ آیین نامه ۲۸۰۰، برون مرکزی اتفاقی در تراز هر طبقه به منظور به حساب آوردن احتمال تغییرات اتفاقی توزیع جرم و سختی از یک سو و نیروی ناشی از مولفه پیچشی زلزله از سوی دیگر، حداقل برابر ۵ درصد بعد ساختمان در آن طبقه در امتداد عمود بر نیروی جانبی در نظر گرفته می‌شود. در صورتی که ساختمان مشمول نامنظمی بند ۱-۸-۱-۱-۱ می‌شود (بعد تحلیل بررسی می‌شود و فعلاً نیازی به آن نداریم) برون مرکزی اتفاقی حداقل باید در ضریب بزرگنمایی ( $A_j$ ) طبق رابطه‌ی زیر ضرب شود.

$$A_j = \left( \frac{\Delta_{max}}{1.2\Delta_{ave}} \right)^2 \quad 1 \leq A_j \leq 3 \quad 3-1$$

که  $\Delta_{max}$  حداکثر تغییر مکان طبقه‌ی  $j$  و  $\Delta_{ave}$  میانگین تغییر مکان دو انتهای ساختمان در طبقه‌ی  $j$  می‌باشد. در این پروژة اثر لنگر پیچشی (واقعی و تصادفی) لحاظ شده است. نحوه اعمال پیچش واقعی در قسمت تنظیمات پارامترهای تحلیل توضیح داده می‌شود. نحوه اعمال پیچش تصادفی هم با تعریف این حالت بارها می‌باشد که پس از انتخاب در تحلیل و طراحی سازه شرکت می‌کنند.

#### ۴- معرفی نحوه‌ی محاسبه‌ی جرم طبقه

برنامه‌ی Etabs قادر است جرم طبقات سازه را با استفاده از بارهای ثقلی (انتخاب گزینه‌ی From Loads از پنجره Define Mass Source) وارد بر آن‌ها محاسبه کند و در محاسبه نیروی زلزله وارد بر طبقات از آن‌ها استفاده نماید. طبق جدول ۱ بند ۲-۳-۱ آیین نامه ۲۸۰۰ جرم سازه با کاربری مسکونی شامل ۱۰۰ درصد بار مرده و ۲۰ درصد بار زنده است. برای معرفی نحوه‌ی محاسبه‌ی جرم طبقه، دستور Define-Mass Source را اجرا و یا روی  کلیک نمایید، سپس مطابق تصویر زیر عیناً پنجره را کامل کنید.



شکل ۱-۲۸- معرفی نحوه محاسبه جرم

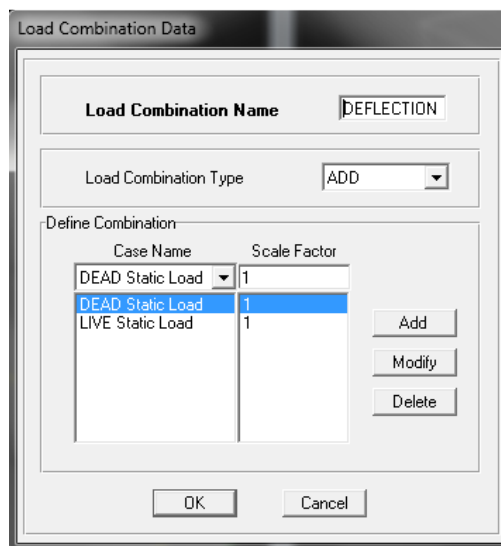
**نکته ۱:** نرم افزار Etabs چون وزن طبقات را از روی بارهای وارده محاسبه می‌کند اختلافی در محاسبه وزن واقعی طبقات رخ می‌دهد. وزن طبقه عبارت است مجموع مقادیر زیر:

۱- بارهای مرده منظور در محاسبه‌ی وزن طبقات: بار مرده کف، نصف بار معادل تیغه‌بندی بالا و پایین کف (از نوع DEAD)، نصف بار دیوارهای پیرامونی بالا و پایین. در طبقه‌ی بام نیز بار مرده کف، نصف بار معادل تیغه‌بندی پایین کف (از نوع WALL). چون یک بار مجازی است و در واقعیت وجود ندارد، نصف بار دیوارهای پیرامونی پایین کف (از نوع WALL) و بار جان‌پناه به این طبقه اعمال می‌گردد.

**نکته ۲:** با فعال کردن گزینه‌ی (Include Lateral Mass Only) تنها درجه‌های آزادی جرمی انتقالی در جهت‌های X,Y و دوران حول محور Z فعال خواهند شد و از نقش سایر درجات آزادی صرف‌نظر خواهد شد (از جمله حرکت دینامیکی قائم). مطابق بند ۲-۱-۴ آیین‌نامه ۲۸۰۰، ساختمان باید در دو امتداد عمود بر هم در برابر نیروهای جانبی محاسبه شود. در صورت وجود دیافراگم صلب و با فرض حرکت جانبی، تنها درجات آزادی انتقالی در جهت‌های X,Y و دوران حول محور Z فعال خواهند شد. درجات آزادی انتقالی جهت‌های X,Y برش و درجه‌ی آزادی دورانی حول محور Z پیچش ایجاد می‌کند. همچنین با فعال کردن گزینه‌ی (Lump Lateral Mass at Story Levels)، جرم طبقه در محل مرکز جرم متمرکز خواهد شد و نیروی زلزله به آن نقطه اعمال می‌گردد. این گزینه برای سقف‌های صلب مناسب می‌باشد (در سقف‌های تیرچه بلوک اجرای ۵ سانتیمتر دال بتنی روی تیرچه بلوک‌ها باعث صلب شدن سقف می‌گردد).

#### ۵- معرفی ترکیب بار جهت کنترل خیز تیرها (بار سرویس)

دستور Define-Load Combinations (D+L+E) را اجرا نمائید و سپس پنجره زیر را عیناً کامل نمائید.



شکل ۱-۲۹- معرفی ترکیب بار جهت کنترل خیز تیرها

#### ۶- معرفی ترکیب بار جهت طراحی کنسول‌ها

برنامه Etabs این قابلیت را دارد که ترکیب بارهای مورد نیاز برای طراحی اعضای سازه‌های بتنی را طبق آیین‌نامه ACI318-99 ایجاد نماید، پس نیازی به معرفی ترکیب بارهای طراحی اعضای سازه نمی‌باشد. اما از آن جایی که طبق آیین‌نامه زلزله ۲۸۰۰ ایران، مولفه قائم زلزله را فقط باید در طراحی کنسول‌ها (کنسول‌هایی که به صورت طره ساخته می‌گردند) دخالت داد پس این ترکیب بارها، باید در برنامه معرفی شوند.

- بر اساس بند ۲-۳-۱۲ آیین‌نامه ۲۸۰۰، نیروی قائم زلزله همراه با نیروهای افقی باید در ترکیبات زیر به کار برده شوند:
- ۱۰۰ درصد نیروی زلزله در هر امتداد افقی با ۳۰ درصد نیروی زلزله در امتداد عمود بر آن و ۳۰ درصد نیروی زلزله در امتداد قائم.
- ۱۰۰ درصد نیروی زلزله در امتداد قائم با ۳۰ درصد نیروی زلزله در هر یک از دو امتداد افقی عمود بر هم.

این نیرو باید در هر دو جهت رو به بالا و پایین و بدون منظور نمودن اثر کاهنده‌ی بارهای ثقلی در نظر گرفته شود. در نظر گرفتن مولفه نیروی زلزله قائم، روی نتایج تیرها و ستون‌های اطراف کنسول‌ها تاثیر می‌گذارد و نباید برای طراحی کل سازه ملاک عمل واقع شوند.

$$\begin{aligned}EZ_1 &= 1.05DL + 1.275LL + 1.275RL + 1.4025EQX + 0.3 \times 1.4025EQY + 0.3 \times 1.4025EQZ \\EZ_2 &= 1.05DL + 1.275LL + 1.275RL - 1.4025EQX - 0.3 \times 1.4025EQY + 0.3 \times 1.4025EQZ \\EZ_3 &= 1.05DL + 1.275LL + 1.275RL + 1.4025EQX - 0.3 \times 1.4025EQY + 0.3 \times 1.4025EQZ \\EZ_4 &= 1.05DL + 1.275LL + 1.275RL - 1.4025EQX + 0.3 \times 1.4025EQY + 0.3 \times 1.4025EQZ \\EZ_5 &= +1.4025EQX + 0.3 \times 1.4025EQY - 0.3 \times 1.4025EQZ \\EZ_6 &= -1.4025EQX - 0.3 \times 1.4025EQY - 0.3 \times 1.4025EQZ \\EZ_7 &= +1.4025EQX - 0.3 \times 1.4025EQY - 0.3 \times 1.4025EQZ \\EZ_8 &= -1.4025EQX + 0.3 \times 1.4025EQY - 0.3 \times 1.4025EQZ\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}EZ_9 &= 1.05DL + 1.275LL + 1.275RL + 0.3 \times 1.4025EQX + 1.4025EQY + 0.3 \times 1.4025EQZ \\EZ_{10} &= 1.05DL + 1.275LL + 1.275RL - 0.3 \times 1.4025EQX - 1.4025EQY + 0.3 \times 1.4025EQZ \\EZ_{11} &= 1.05DL + 1.275LL + 1.275RL + 0.3 \times 1.4025EQX - 1.4025EQY + 0.3 \times 1.4025EQZ \\EZ_{12} &= 1.05DL + 1.275LL + 1.275RL - 0.3 \times 1.4025EQX + 1.4025EQY + 0.3 \times 1.4025EQZ \\EZ_{13} &= +0.3 \times 1.4025EQX + 1.4025EQY - 0.3 \times 1.4025EQZ \\EZ_{14} &= -0.3 \times 1.4025EQX - 1.4025EQY - 0.3 \times 1.4025EQZ \\EZ_{15} &= +0.3 \times 1.4025EQX - 1.4025EQY - 0.3 \times 1.4025EQZ \\EZ_{16} &= -0.3 \times 1.4025EQX + 1.4025EQY - 0.3 \times 1.4025EQZ\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}EZ_{17} &= 1.05DL + 1.275LL + 1.275RL + 0.3 \times 1.4025EQX + 0.3 \times 1.4025EQY + 1.4025EQZ \\EZ_{18} &= 1.05DL + 1.275LL + 1.275RL - 0.3 \times 1.4025EQX - 0.3 \times 1.4025EQY + 1.4025EQZ \\EZ_{19} &= 1.05DL + 1.275LL + 1.275RL + 0.3 \times 1.4025EQX - 0.3 \times 1.4025EQY + 1.4025EQZ \\EZ_{20} &= 1.05DL + 1.275LL + 1.275RL - 0.3 \times 1.4025EQX + 0.3 \times 1.4025EQY + 1.4025EQZ \\EZ_{21} &= +0.3 \times 1.4025EQX + 0.3 \times 1.4025EQY - 1.4025EQZ \\EZ_{22} &= -0.3 \times 1.4025EQX - 0.3 \times 1.4025EQY - 1.4025EQZ \\EZ_{23} &= +0.3 \times 1.4025EQX - 0.3 \times 1.4025EQY - 1.4025EQZ \\EZ_{24} &= -0.3 \times 1.4025EQX + 0.3 \times 1.4025EQY - 1.4025EQZ\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}EZ_{25} &= 0.9DL + 1.43EQX + 0.3 \times 1.43EQY + 0.3 \times 1.43EQZ \\EZ_{26} &= 0.9DL - 1.43EQX - 0.3 \times 1.43EQY + 0.3 \times 1.43EQZ \\EZ_{27} &= 0.9DL + 1.43EQX - 0.3 \times 1.43EQY + 0.3 \times 1.43EQZ \\EZ_{28} &= 0.9DL - 1.43EQX + 0.3 \times 1.43EQY + 0.3 \times 1.43EQZ \\EZ_{29} &= +1.43EQX + 0.3 \times 1.43EQY - 0.3 \times 1.43EQZ \\EZ_{30} &= -1.43EQX - 0.3 \times 1.43EQY - 0.3 \times 1.43EQZ \\EZ_{31} &= +1.43EQX - 0.3 \times 1.43EQY - 0.3 \times 1.43EQZ \\EZ_{32} &= -1.43EQX + 0.3 \times 1.43EQY - 0.3 \times 1.43EQZ\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}EZ_{33} &= 0.9DL + 0.3 \times 1.43EQX + 1.43EQY + 0.3 \times 1.43EQZ \\EZ_{34} &= 0.9DL - 0.3 \times 1.43EQX - 1.43EQY + 0.3 \times 1.43EQZ \\EZ_{35} &= 0.9DL + 0.3 \times 1.43EQX - 1.43EQY + 0.3 \times 1.43EQZ \\EZ_{36} &= 0.9DL - 0.3 \times 1.43EQX + 1.43EQY + 0.3 \times 1.43EQZ \\EZ_{37} &= +0.3 \times 1.43EQX + 1.43EQY - 0.3 \times 1.43EQZ \\EZ_{38} &= -0.3 \times 1.43EQX - 1.43EQY - 0.3 \times 1.43EQZ \\EZ_{39} &= +0.3 \times 1.43EQX - 1.43EQY - 0.3 \times 1.43EQZ \\EZ_{40} &= -0.3 \times 1.43EQX + 1.43EQY - 0.3 \times 1.43EQZ\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}EZ_{41} &= 0.9DL + 0.3 \times 1.43EQX + 0.3 \times 1.43EQY + 1.43EQZ \\EZ_{42} &= 0.9DL - 0.3 \times 1.43EQX - 0.3 \times 1.43EQY + 1.43EQZ \\EZ_{43} &= 0.9DL + 0.3 \times 1.43EQX - 0.3 \times 1.43EQY + 1.43EQZ\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}EZ_{44} &= 0.9DL - 0.3 \times 1.43EQX + 0.3 \times 1.43EQY + 1.43EQZ \\EZ_{45} &= +0.3 \times 1.43EQX + 0.3 \times 1.43EQY - 1.43EQZ \\EZ_{46} &= -0.3 \times 1.43EQX - 0.3 \times 1.43EQY - 1.43EQZ \\EZ_{47} &= +0.3 \times 1.43EQX - 0.3 \times 1.43EQY - 1.43EQZ \\EZ_{48} &= -0.3 \times 1.43EQX + 0.3 \times 1.43EQY - 1.43EQZ\end{aligned}$$

**توجه:** با توجه به صرف نظر نمودن از اعمال کاهش سربار زنده ستون‌ها و تیرها، در معرفی ترکیب بارها RL را وارد نمی‌کنیم.

**توجه:** در این پروژه به دلیل اینکه در نظر گرفتن برون محوری تصادفی نیروی زلزله تاثیر چندانی در نتایج تحلیل و طراحی کل سازه ندارد، از اثر بارهای زلزله با برون محوری تصادفی در معرفی ترکیب بارهای طراحی کنسول‌ها صرف نظر شده است.

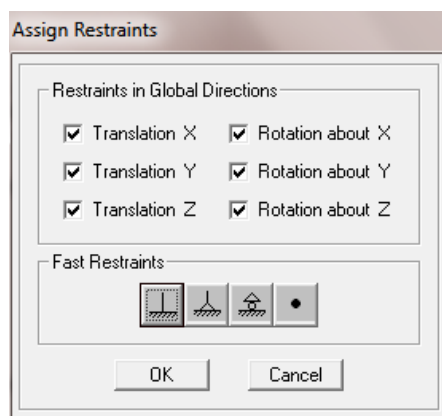
### ۳- اختصاص (Assign) مشخصات

#### ۳-۱- اختصاص مشخصات اعضای سازه

طبق جدول صفحه ۲، مشخصات ستون‌ها و تیرهای حدس اولیه را به آن‌ها اختصاص می‌دهیم. در ادامه کفایت این مقاطع کنترل خواهد شد. مشخصات سقف‌های حدس اولیه را نیز به سقف‌ها اختصاص دهید.

#### ۳-۲- اختصاص تکیه‌گاه‌های سازه

در نمای پلان به طبقه‌ی Base رفته و با ترسیم کادری به دور پلان این طبقه، کل عناصر نقطه‌ای موجود را انتخاب نمایید. سپس دستور Assign-Joint/Point-Restraints(Supports) را اجرا نمایید. با توجه به اینکه تکیه‌گاه سازه‌های بتنی همواره گیردار می‌باشد طبق شکل زیر پنجره‌ی موجود را کامل نمایید:



شکل ۱-۳۰- انتخاب اتصال گیردار برای پای ستون‌های طبقه‌ی Base

#### ۳-۳- اصلاح وزن هم‌پوشانی تیرها و ستون‌ها و سقف‌ها

به دلیل وجود فصل مشترک در محل اتصال اعضای سقف با تیرهای سازه، باید وزن المان تیرها اصلاح شود. ضریب کاهش جرم و وزن تیر داخلی پلان با ارتفاع H برابر است با:

$$1 - \frac{w}{\gamma_c \times H}$$

که w وزن واحد سطح تیرچه و دال ( $210 \text{ kg/m}^2$ ) و  $\gamma_c$  وزن واحد حجم بتن ( $2400 \text{ kg/m}^3$ ) است. همچنین ضریب کاهش جرم و وزن تیر پیرامونی پلان با ارتفاع H برابر است با:

$$1 - \frac{0.5 \times w}{\gamma_c \times H}$$

که برای تیرهای ۴۰ سانتی، ضریب کاهش برای تیرهای داخلی برابر است با:

$$1 - \frac{220}{2400 \times 0.4} = 0.77$$

برای تیرهای ۴۰ سانتی، ضریب کاهش برای تیرهای پیرامونی برابر است با:

$$1 - \frac{0.5 \times 220}{2400 \times 0.4} = 0.89$$

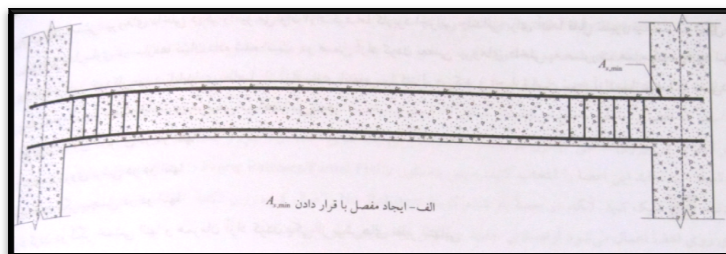
برای اعمال این ضرایب، باید در هنگام اختصاص ضرائب کاهش سختی به تیرها، باید تیرها با مقاطع یکسان را جداگانه انتخاب کنید (داخلی و پیرامونی را نیز رعایت کنید). سپس در پنجره Property Modification Factors Analysis در جعبه‌های Weight و Mass آنها را وارد کنید. اکثر مهندسين محاسب بر این باورند که به دلیل وجود ضعف اجرای سازه‌ها در کشورمان، بهتر است که در جهت اطمینان، از اصلاح وزن تیرها صرف نظر شود. فلذا بهتر است اصلاح وزن را فقط در محاسبه پروژه‌هایی که از کنترل کیفیت اجرای آنها مطمئن هستیم انجام دهیم. به همین ترتیب از اصلاح اثر هم‌پوشانی تیرها و ستون‌ها و هم‌پوشانی ستون‌ها و سقف‌ها صرف نظر می‌کنیم.

### ۳-۴- آزاد سازی لنگر و پیچش دو انتهای تیرهای فرعی (مفصلی کردن)

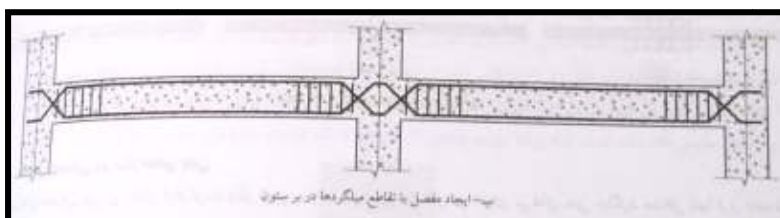
تیرهای فرعی تیرهایی هستند که رابط بین دو ستون نیستند (مثل تیرهای تودلی از قبیل تیر رابط کنسول‌ها و تیرهای پاگرد راه‌پله و ...). در اتصال اعضای بتنی نیز امکان آزاد کردن لنگر وجود دارد. به عنوان مثال اگر در انتهای تیرهای بتنی میلگرد حداقل قرار داده شود و طول مهاري محدودی تامین شود این تیرها ناچار هستند به صورت مفصلی عمل کنند. باید به این مسئله مهم توجه داشت که آنچه در عمل اجرا می‌شود باید با آنچه در طراحی محاسبه می‌شود کاملاً همخوانی داشته باشد.

نمونه بارزی از تیرهای بتنی دو سر ساده، تیرچه‌های بتنی در سقف‌های تیرچه بلوک هستند. در تیرچه‌ها با فرض قرار ندادن میلگرد منفی، می‌توان اتصال انتهایی را مفصلی فرض کرد. صرف وجود پیوستگی بتن در سازه‌های بتنی، گیردار بودن اتصال تیر به ستون را تضمین نمی‌کند و باید حتماً میلگرد لازم برای این منظور تامین شود. در برنامه Etabs امکان تعریف تیرچه‌ها و در نهایت تحلیل و کنترل نتایج تحلیل و طراحی و کنترل نتایج طراحی برای تیرچه‌ها وجود ندارد.

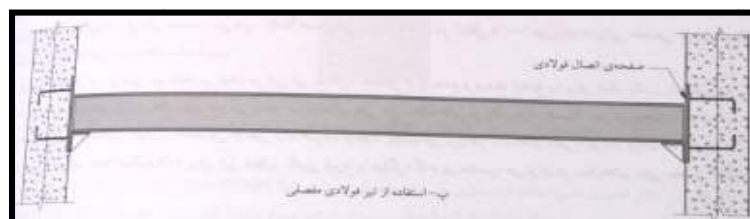
**نکته:** بعضی از مهندسين برای مفصلی اجرا کردن تیرهای فرعی، با گذاشتن یک فوم در محل اتصال ۲ تیر آن را به قول خودشان مفصلی اجرا می‌کنند که این کار کاملاً اشتباه بوده چون این نحوه اجرا باعث خرابی در همین نقطه اتصال خواهد شد. نحوه اجرای درست این تیرها در زیر آمده است:



شکل ۱-۳۱- ایجاد مفصل خمشی در تیرهای بتنی



شکل ۱-۳۲- ایجاد مفصل خمشی در تیرهای بتنی




شکل ۱-۳۳- ایجاد مفصل خمشی در تیرهای بتنی

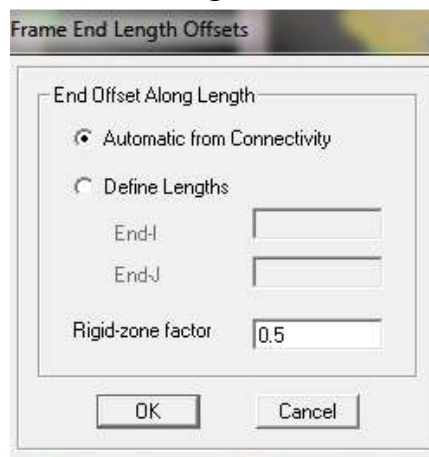
نمونه‌ی دیگری از اتصالات ساده در سازه‌های بتنی، دالهای پله هستند. دالهای پله تنها برای بارهای ثقلی طراحی می‌شوند و با توجه به عدم طراحی برای لنگرهای زلزله می‌توان آنها را در مقابل بارهای زلزله به صورت ساده یا مفصلی فرض کرد. این دالها در مقابل حرکت جانبی زلزله یا باد سختی تولید نمی‌کنند. باید با میلگر گذاری مناسب از ایجاد لنگر در انتهای دال پله جلوگیری کرد.

در نهایت به این دلیل ضعف در اجرا که ممکن است دقیقاً نتوان اتصالات تیرهای فرعی را مفصلی پیاده کرد، این اتصالات را صلب فرض می‌کنیم.

### ۳-۵- اختصاص نواحی صلب انتهایی


اعضای قاب (Frame) به صورت المان‌های خطی که در نقاطی به یکدیگر متصل شده‌اند (گره قاب) مدل می‌شوند. هنگامی که دو المان مثل تیر و ستون در یک گره به هم متصل می‌شوند مقداری هم‌پوشانی در اتصال آنها به وجود می‌آید. که در واقعیت معمولاً نصف این ناحیه مشترک در تغییر شکل‌ها شرکت کرده و نصف مابقی صلب می‌باشد.

برای این اختصاص روی گزینه‌ی  کلیک کرده تا کلیه عناصر سازه انتخاب شوند. سپس دستور Assign-Frame/Line-End(Length)Offsets را اجرا و در جعبه‌ی Rigid Zone Factor عدد ۰/۵ را وارد کنید. **توجه:** اعمال کردن یا نکردن ضریب ناحیه صلب انتهایی به تیر نوع None بی‌تاثیر است.



شکل ۱-۳۴- اختصاص نواحی صلب

### ۳-۶- ایجاد اتصالات گیردار

در قاب‌های خمشی بتنی معمولاً کلیه اتصالات تیر به ستون‌ها به صورت گیردار هستند، برای ایجاد این اتصالات روی آیکون  کلیک کرده و سپس دستور Assign-Frame/Line-Frame Releases را اجرا نمایید و در پنجره‌ی ظاهر شده گزینه‌ی No Releases را فعال کنید (البته در هنگام ترسیم تیرها و ستون‌ها، حالت پیش فرض صلب یا گیردار بوده است).

### ۳-۷- اختصاص ضرائب کاهش سختی به تیرها و ستون‌ها (در اثر ترک خوردگی)

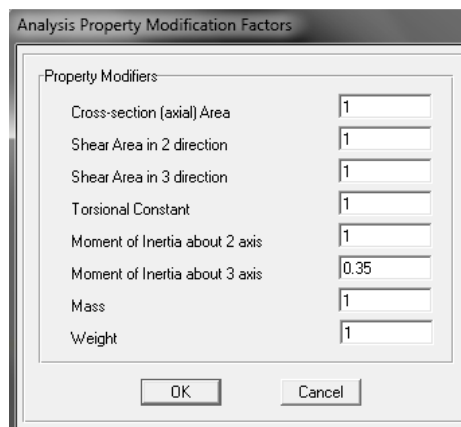
مطابق بند ۱-۱۱-۱۰ آیین‌نامه ACI318-99 و بند ۱۰-۳-۴-۲ آیین‌نامه بتن آبا:

در تحلیل سازه‌ها، سختی خمشی و پیچشی اعضای سازه را می‌توان بر اساس مقطع ترک نخورده، بدون در نظر گرفتن میلگردها، یا بر اساس مقطع ترک خورده با در نظر گرفتن میلگردها، محاسبه کرد.



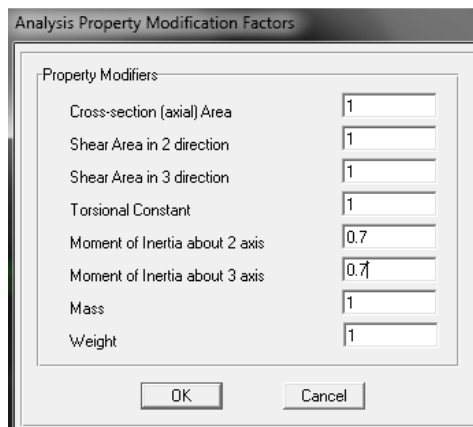
در تحلیل سازه باید سختی خمشی و پیچشی اعضای ترک خورده به نحو مناسب محاسبه و منظور گردد. اثر ترک خوردگی با توجه به تغییر شکل‌های محوری و خمشی و آثار درازمدت باید محاسبه شود اما در غیاب محاسبات دقیق برای منظور کردن اثر ترک خوردگی، می‌توان از ضرائب زیر برای منظور نمودن اثر ترک خوردگی در سختی خمشی و پیچشی تیرها و ستون‌ها استفاده نمود:

- در قاب‌های مهار نشده سختی تیرها و ستون‌ها را به ترتیب معادل  $0.7$  و  $0.35$  برابر سختی مقطع ترک نخورده آن‌ها منظور نمود.
  - در قاب‌های مهار شده سختی تیرها و ستون‌ها را به ترتیب معادل  $0.5$  و  $1$  برابر سختی مقطع ترک نخورده آن‌ها منظور نمود.
- ترک خوردگی تیر و ستون با اصلاح ممان اینرسی انجام می‌شود.
- مهار شدگی طبقات ساختمان وابسته به ضریب پایداری طبقه است که چون قبل تحلیل سازه مجهول است فلذا با فرض مهار نشده بودن قاب ساختمان پروژه، ضرائب  $0.7$  و  $0.35$  را به ترتیب برای ممان اینرسی تیرها و ستون‌ها اختصاص می‌دهیم. بعد تحلیل صحت این فرض کنترل می‌گردد.
- تیرهای ساختمان را انتخاب نمائید و سپس دستور Assign-Frame/Line-Frame Property Modifiers را اجرا و سپس پنجره زیر را عیناً کامل کنید:



شکل ۱-۳۵- اختصاص ضرائب کاهش سختی به تیرها

ستون‌های ساختمان را انتخاب نمائید و دستور فوق را مجدداً اجرا کنید و سپس پنجره زیر را عیناً کامل کنید:



شکل ۱-۳۶- اختصاص ضرائب کاهش سختی به ستون‌ها

توجه: لنگر خمشی تیرها حول محور محلی ۳ و لنگر خمشی ستون‌ها حول محورهای محلی ۲ و ۳ است.


### ۳-۸- اختصاص دیافراگم صلب به طبقات سازه



با اختصاص دیافراگم صلب به طبقات، نقاط واقع در هر طبقه به صورت یکپارچه عمل می کنند و بین نقاط سقف حرکتی نسبی ای رخ نخواهد داد. صلبیت کف طبقات به خاطر دال بتنی (معمولاً ۵ سانتی) یکپارچه‌ی سقف ایجاد می شود. معرفی دیافراگم صلب درجات آزادی طبقه را کاهش می دهد و آن را به ۳ درجه آزادی می رساند (۲ درجه انتقالی در جهت X,Y و یک درجه آزادی دورانی حول محور Z).

کلیه سقف های سازه را انتخاب کرده (Select-by Area Object Type-Floor) و سپس دستور Assign-Shell/Area-Diaphragm را اجرا و از پنجره‌ی باز شده دیافراگم D1 را انتخاب نمایید.

**توجه:** با اختصاص دیافراگم صلب به کف طبقات، نیروی محوری کلیه تیرهایی که به کف صلب متصل هستند برابر صفر خواهد بود.

**نکته:** چون در این مرحله از منوی Assign-Shell/Area استفاده می کنیم پس انتخاب دکمه  بلامانع است. البته اگر تیر تراز نیم طبقه نداشته باشیم. پس در این پروژه این راه مجاز نیست.

**توجه:** در برنامه Etabs امکان در نظر گرفتن سقف شبه صلب وجود دارد. در صورت عدم معرفی دیافراگم صلب، برنامه Etabs قادر است با استفاده از سختی غشایی سقف ها، صلبیت سقف را محاسبه کند. در این صورت سقف واقعی مدل شده است.

### ۹-۳- تنظیم پارامترهای لرزه‌ای

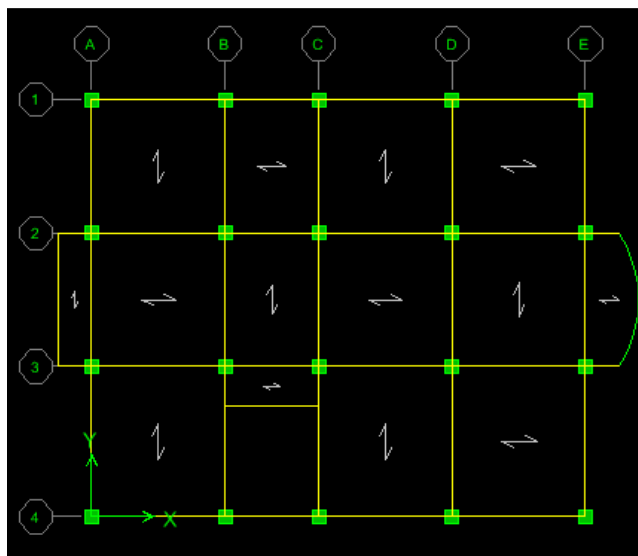
در طراحی سازه‌ای بتن مسلح در برنامه Etabs از آیین نامه ACI318-99 استفاده می کنیم. از آنجایی که در ترکیب بار این آیین نامه، اثرات لرزه‌ای ویژه لحاظ شده است نیازی به معرفی مجدد این ضوابط در برنامه نمی باشد

**نکته:** برای سازه‌های بتنی همواره این تیک غیر فعال است.

برای غیر فعال کردن آن دستور Define-Special Seismic Load Effects را اجرا و در پنجره ظاهر شده گزینه Do not Include Special Seismic Design Data را انتخاب کنید.

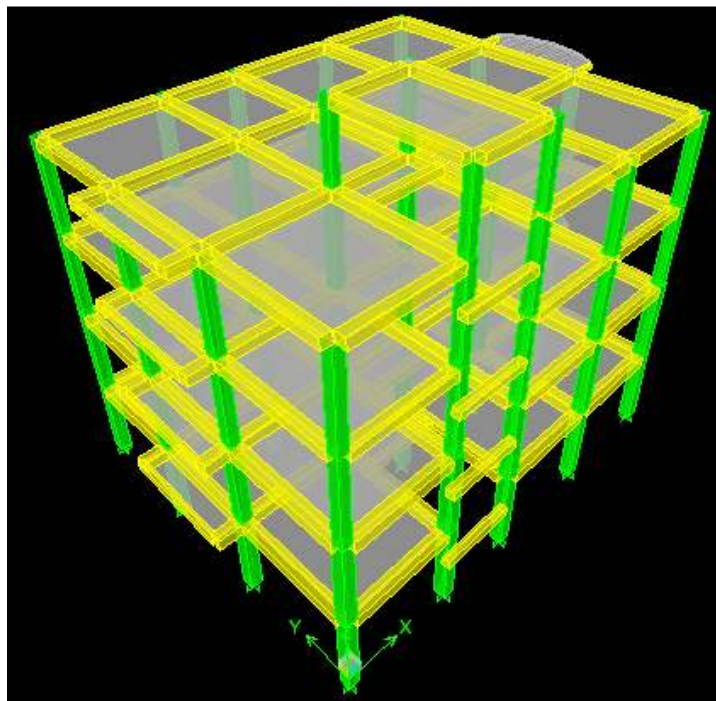
### ۱۰-۳- تنظیم تیرریزی سقف ها

برنامه به طور پیش فرض جهت تیرچه ها را در جهت X قرار می دهد اما کاربر می تواند با قضاوت مهندسی خویش جهت تیرچه ها را تغییر دهد. برای این کار پس از انتخاب (با کلیک روی آنها) پانل هایی که می خواهیم (طبق نقشه معماری) جهت تیرچه ریزی آنها را تغییر دهیم، دستور Assign-Shell/Area-Local Axes را اجرا و سپس در جعبه‌ی نوشتاری Angle زاویه قرارگیری تیرچه ها (نسبت به محور X) را ۹۰ درجه وارد کنید.



شکل ۱-۳۷- پلان سقف طبقات

همانطوری که مشاهده می شود یک تیر نوع None به تیر رابط کنسول های دال بتنی فقط در طبقه بام اختصاص داده شده تا بار جان پناه را روی آن وارد کرد. بار مرده و زنده کف به این تیر منتقل نمی شود. این تیر بار جان پناه را به صورت دو بار متمرکز به تیرهای انتهایی کنسول منتقل می کند. این تیر وزن نداشته و در تحلیل و طراحی شرکت نمی کند. پلان سه بعدی سازه هم در زیر قابل مشاهده است:



شکل ۱-۳۸- پلان سه بعدی سازه در نرم افزار

#### ۴- بارگذاری سازه

##### ۴-۱- بارگذاری عناصر نقطه ای

#### اعمال بار مولفه قائم زلزله به کنسول ها

بارهای قائم ناشی از مولفه قائم نیروی زلزله را طبق جدول زیر به گره های انتهایی کنسول های طبقات وارد می کنیم.

گره	کنسول غربی	کنسول شرقی
طبقات	700	630
بام	690	1000


این بارها باید با علامت منفی (یعنی در جهت بار ثقلی) در قسمت Force Global Z وارد شوند.

#### ۴-۲- بارگذاری عناصر خطی

#### اعمال بار دیوارهای پیرامونی نمای شرق و غرب (با نما)

##### ۱- اعمال بار دیوارهای پیرامونی با نما به تیرهای پیرامونی

با کلیک بر روی تیرهای پیرامونی شرق و غرب (تیرهایی که بر روی آنها دیوارهای با سنگ نما وجود دارد) آنها را انتخاب کنید (از جعبه ی طبقات مشابه گزینه ی [Similar Stories](#) را انتخاب کنید و در پلان یکی از طبقات که مشابه یکدیگرند این انتخاب تیرها انجام شود).

**توجه:** برای انتخاب تیرهای پیرامونی بهتر است گزینه مغناطیسی مغناطیسی  (Snap to Line Ends and Midpoints) فعال باشد تا تیرها به راحتی انتخاب گردند.

**نکته:** در صورتی که در دیوارهای سمت نما بازشو وجود داشته باشد، معمولاً ۳۰ درصد وزن دیوار به سبب وجود بازشوها کسر می‌گردد. که در جهت اطمینان از کسر بازشوها صرف نظر می‌گردد.

ارتفاع خالص دیوار روی تیر برابر ۲/۸۰ متر است فلذا وزن واحد طول دیوارهای سمت نما به صورت زیر محاسبه می‌گردد:

$$311 \times 2.8 \cong 870 \text{ kg/m}$$

**توجه:** برای جلوگیری از پیچیده شدن در محاسبات ارتفاع دیوارهای موجود بر روی تیرها، عمق تیر را در این محاسبات مقدار یکسان ۴۰ سانتیمتر فرض می‌کنیم.

## ۲- اصلاح بار جان‌پناه طبقه بام

به پلان طبقه بام رفته و از جعبه‌ی طبقات مشابه گزینه‌ی ☐ One Story را انتخاب کنید. تیرهای پیرامونی سمت شرق و غربی را که بار جان‌پناه به آن وارد می‌گردد را انتخاب کنید. (توجه داشته باشید که جان‌پناه از روی تمامی تیرهای کنسول می‌گذرد). بار جان‌پناه نمادار و بدون نما معمولاً ۳۰ تا ۴۰ کیلوگرم بر مترمربع بیشتر از بار دیوارهای پیرامونی با نما و بدون نما است.

$$351 \times 1 \cong 351 \text{ kg/m}$$

## ۳- اصلاح جرم محاسباتی طبقه بام در مورد وزن نصف ارتفاع دیوارهای شرق و غرب این طبقه

به پلان طبقه بام رفته و از جعبه‌ی طبقات مشابه گزینه‌ی ☐ One Story را انتخاب کنید. در ادامه برای اصلاح بار تیرهای شرقی و غربی طبقه بام، آنها را انتخاب و بار زیر را از نوع بار WALL به این تیرها اختصاص دهید (از جعبه‌ی طبقات مشابه گزینه‌ی ☐ One Story را انتخاب کنید). (توجه داشته باشید که بار WALL را به تیرهای جانبی کنسول طبقه بام نیز باید اعمال گردد).

$$\frac{311 \times 2.8}{2} \cong 435 \text{ kg/m}$$

## اعمال بار دیوارهای پیرامونی نمای شمال و جنوب (بدون نما)

### ۱- اعمال بار دیوارهای پیرامونی بدون به تیرهای پیرامونی

با کلیک بر روی تیرهای پیرامونی شمال و جنوب (تیرهایی که بر روی آنها دیوارهای با سنگ نما وجود ندارد) آنها را انتخاب کنید (از جعبه‌ی طبقات مشابه گزینه‌ی ☐ Similar Stories را انتخاب کنید و در پلان یکی از طبقات که مشابه یکدیگرند این انتخاب تیرها انجام شود). توجه شود که تیر B4-C4 (تیر تراز نیم طبقه) هم انتخاب بشود.

ارتفاع خالص دیوار روی تیر برابر ۲/۸۰ متر است فلذا وزن واحد طول دیوارهای بدون نما به صورت زیر محاسبه می‌گردد:

$$262 \times 2.8 \cong 735 \text{ kg/m}$$

## ۲- اصلاح بار جان‌پناه طبقه بام

به پلان طبقه بام رفته و از جعبه‌ی طبقات مشابه گزینه‌ی ☐ One Story را انتخاب کنید. تیرهای پیرامونی سمت شمال و جنوب (به جزء تیر تراز نیم طبقه بام که بار جان‌پناه روی آن نیست بلکه بار خرپشته و نصف دیوار پیرامونی روی آن وارد می‌شود) این طبقه را انتخاب کنید. بار جان‌پناه نمادار و بدون نما معمولاً ۳۰ تا ۴۰ کیلوگرم بر مترمربع بیشتر از بار دیوارهای پیرامونی با نما و بدون نما است.

$$302 \times 1 \cong 305 \text{ kg/m}$$

## ۳- اصلاح جرم محاسباتی طبقه بام در مورد وزن نصف ارتفاع دیوارهای شمال و جنوب این طبقه

در ادامه برای اصلاح بار تیرهای شمال و جنوب طبقه بام، آنها را انتخاب و بار زیر را از نوع بار WALL به این تیرها اختصاص دهید (از جعبه‌ی طبقات مشابه گزینه‌ی ☐ One Story را انتخاب کنید).

$$\frac{262 \times 2.8}{2} \cong 370 \text{ kg/m}$$

**توجه:** جرم‌هایی که در وسط ارتفاع دو طبقه قرار دارند، برنامه نصف وزن این تیر و بار رویش را جزء جرم طبقه بالا و نصف آنرا جزء جرم طبقه پایین محسوب می‌کند. فلذا تقریباً در مورد تیر B4-C4 و دیوار روی آن، مشکلی در اصلاح جرم نیست.

**نکته:** بار WALL یک بار مجازی است که چون نوع آن Other است در طراحی شرکت نمی کند اما در تحلیل شرکت می کند.

**نکته:** اگر ارتفاع دیوارهای زیر طبقه اول، کمتر از ارتفاع دیوار روی طبقه اول باشد در این صورت یک بار منفی WALL باید به تیرهای طبقه اول اعمال کرد تا اختلاف بین بار و جرم را اصلاح کرد که در جهت اطمینان می توان این بار WALL را اعمال نکرد تا جرم این طبقه سنگین تر لحاظ گردد.

### اعمال بار اتاق راه پله

۱- اعمال بار مرده و زنده ناشی از اتاق راه پله به تیرهای اصلی متصل به پاگردها

به قاب ۴ رفته و سپس تمامی تیرهای نیم طبقه را انتخاب کنید.

**توجه:** گزینه Add در این حالت باید فعال باشد.

$$\frac{956 \times 2.1}{2} + 593 \times 1.2 \cong 1720 \text{ kg/m}$$

بار مرده خطی وارد بر تیرهای نیم طبقه

$$\frac{350 \times 3.3}{2} \cong 1155 \text{ kg/m}$$

بار زنده خطی وارد بر تیرهای نیم طبقه

سپس به پلان یکی از طبقات مشابه رفته و درحالی که **Similar Stories** فعال است تیر داخلی پاگرد تیرچه و بلوک را انتخاب کنید.

$$\frac{956 \times 2.1}{2} \cong 1005 \text{ kg/m}$$

بار مرده خطی وارد بر تیرهای داخلی پاگرد

$$\frac{350 \times 2.1}{2} \cong 370 \text{ kg/m}$$

بار زنده خطی وارد بر تیرهای داخلی پاگرد

### ۲- اعمال بار دیوارهای پیرامونی اتاق راه پله

از جعبه ی طبقات مشابه گزینه ی **Similar Stories** را انتخاب کنید و در پلان یکی از طبقات که مشابه یکدیگرند تیرهای اطراف اتاق پله (به جزء تیر تراز نیم طبقه) را انتخاب کنید.

**توجه:** چون تراز تیر نیم طبقه در طبقه همکف با تراز بقیه ی تیرهای نیم طبقه فرق می کند در صورتی که در موقعیت پلان سازه و در پلان بام بر روی این تیر کلیک کنیم، تیر تراز نیم طبقه در طبقه همکف انتخاب نخواهد شد که باید به این نکته توجه داشت و آن تیر را نیز انتخاب کرد.

$$260 \times (3.2 - 0.4) = 728 \text{ kg/m}$$

### ۳- اصلاح بار دیوار بالایی موجود بر روی تیر نیم طبقه بام

ارتفاع دیوار موجود بر روی این تیر برابر است با  $4/1 - 0/3$  که این بار باید در حالیکه One story فعال است به این تیر وارد شود. تا این مرحله بار مرده اعمالی بر روی این تیر برابر  $2455 \text{ kg/m}$  کیلوگرم بر متر است  $(735 + 1720 = 2455 \text{ kg/m})$  که با جایگزینی مقدار  $1000$  به جای  $735$ ، مقدار بار مرده ای که در نهایت باید بر روی این تیر باید باشد برابر است با  $(1000 + 1720 = 2720)$ .

-گزینه Replace در هنگام اعمال بار باید فعال باشد. همچنین گزینه One story.

### ۴- اعمال بار دیوارهای خرپشته به تیرهای مربوط در طبقه بام

چون در هنگام اعمال بار دیوارهای اتاق راه پله، گزینه **Similar Stories** فعال بود، بار این دیوارها که بیشتر از بار دیوارهای خرپشته است به تیرهای طبقه بام وارد شد فلذا نیازی به انجام این مرحله نیست.

در این مرحله بار دیوارهای  $20$  سانتیمتری با نما برای تیرهای جانبی کنسول (از نوع DEAD) را بر روی تیرهای مربوط در طبقات تیپ (به جزء بام) اعمال می کنیم. به روی این تیرها در طبقه بام در مراحل قبلی بار جان پناه اعمال شده بود.

$$311 \times 2.8 \cong 875 \text{ kg/m}$$

### ۳-۴- بارگذاری عناصر سطحی

**نکته:** از آنجایی که قسمت‌های بتنی سقف (۵ سانتیمتر دال بتنی + تیرچه) در تعریف مقطع سقف تیرچه بلوک (Deck25) تعریف گردید فلذا وزن آنها جزء بار اسکلت سازه بوده و خود برنامه بار آنها را حساب می‌کند و نباید آنها را دوباره به کف‌ها اعمال کنیم بلکه تنها باید وزن کفسازی و سقف کاذب (در صورت وجود) را به آن وارد کنیم. از بار مرده کنسول‌های دال بتنی، تنها باید بار قسمت‌های کفسازی را به آنها وارد کرد.

#### ۱- بار کف طبقات تیپ

کلیه سقف‌ها به جزء بام و خرپشته و کنسول‌های طبقات و پاگرد اتاق راه‌پله را انتخاب کنید.

$$533 + 130 = 663 \cong 665 - 225 = 440 \frac{kg}{m^2}$$

بار مرده سطحی

بار زنده سطحی

#### ۲- بار کف بام و خرپشته

کلیه سطوح سقف بام و خرپشته را انتخاب کنید. (به جزء کنسول دال بتنی طبقه بام)

$$600 - 225 = 375 \frac{kg}{m^2}$$

بار مرده سطحی

بار زنده سطحی

در این حالت گزینه‌ی ☒ One Story را انتخاب کنید و به طبقه بام بروید.

#### ۳- بار کنسول‌های دال بتنی و تیرچه بلوک طبقات

بار کنسول دال بتنی عبارت است از:

$$525 - 375 = 150 \frac{kg}{m^2}$$

بار مرده سطحی

بار زنده سطحی

بار کنسول تیرچه بلوک هم عبارت است از:

$$533 - 225 \cong 310 \frac{kg}{m^2}$$

بار مرده سطحی

بار زنده سطحی

#### ۴- بار کنسول‌های دال بتنی طبقه بام

One Story را فعال کرده و پلان طبقه بام بروید. بار کنسول دال بتنی عبارت است از:

$$575 - 375 = 200 \frac{kg}{m^2}$$

بار مرده سطحی

بار زنده سطحی

#### ۵- بار پاگرد اتاق راه‌پله

$$533 - 225 \cong 310 \frac{kg}{m^2}$$

بار مرده سطحی

بار زنده سطحی

(از جعبه‌ی طبقات مشابه گزینه‌ی ☒ Similar Stories را انتخاب کنید و در پلان یکی از طبقات که مشابه یکدیگرند این انتخاب کنسول‌ها انجام شود لازم به ذکر است که کنسول‌های طبقه‌ی بام را نباید انتخاب کنید).

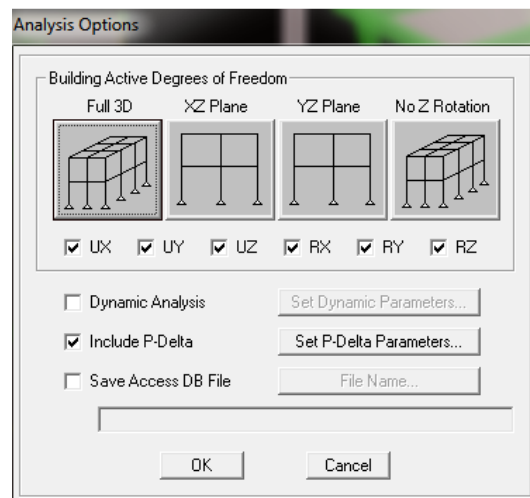
#### ۶- بار نصف دیوارهای داخلی به کف طبقه‌ی بام

کلیه کف‌های طبقه‌ی بام (به جزء کف پاگرد راه‌پله و کنسول‌ها) را انتخاب نموده و بار ۶۵ کیلوگرم بر متر مربع را از نوع بار WALL به آن‌ها اختصاص دهید. (از جعبه‌ی طبقات مشابه گزینه‌ی ☒ One Story را انتخاب کنید و در پلان طبقه‌ی بام سطوح را انتخاب کنید).

## ۵- تنظیم پارامترهای مورد نیاز جهت تحلیل مدل

## ۵-۱- تنظیمات نحوه‌ی تحلیل سازه

دستور Analyze-Set Analysis Options را اجرا کنید. سپس مطابق تصاویر زیر عیناً پنجره‌ها را کامل نمائید.



شکل ۱-۳۹- معرفی پارامترهای مورد نیاز جهت تحلیل مدل

**توجه:** با انتخاب Full 3D برنامه اثر پیچش واقعی را در تحلیل سازه در نظر می‌گیرد. در غیر این صورت اگر بخواهیم اثر پیچش واقعی را در سازه در نظر نگیریم باید گزینه No Z Rotation را انتخاب کنیم.

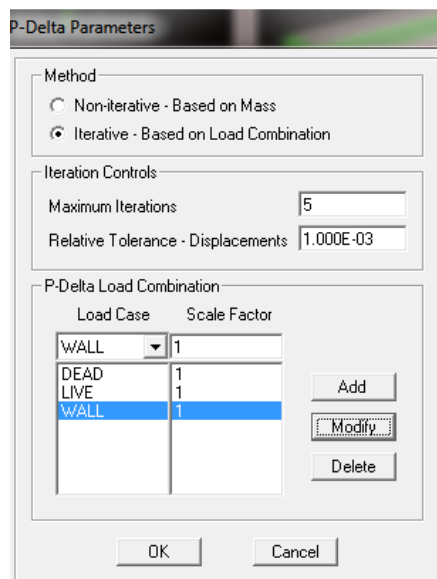
**توجه:** در تحلیل استاتیکی معادل برای مشاهده کردن زمان تناوب اصلی محاسبه شده ساختمان توسط برنامه (یعنی از روش تنوری)، می‌توان گزینه‌ی Dynamic Analysis را فعال کرد و پس از کلیک بر روی Set Dynamic Parameters فقط تعداد مود را یک قرار داد و بعد از سازه تحلیل گرفت و در قسمت Show Mode Shape مقدار زمان تناوب اصلی ساختمان را خواند. در این پروژه برنامه آن را ۱/۰۶۸۳ ثانیه محاسبه کرده است.

**نکته:** طبق تبصره ۱ بند ۳-۲-۶ آیین‌نامه ۲۸۰۰، می‌توان زمان تناوب اصلی ساختمان را با استفاده از روشهای تحلیلی (یا کامپیوتری که پس از تحلیل سازه توسط نرم‌افزار قابل مشاهده است (روش تنوری)) یا رابطه ۲-۸ به دست آورد مشروط بر آنکه مقدار آن از ۱/۲۵ برابر زمان تناوب به دست آمده از روابط تجربی بیشتر نشود. از آن جایی که در بیشتر پروژه‌ها پریرود تحلیلی یا تنوری از پریرود تجربی (تقریبی) بیشتر است، از حداکثر مقدار پریرود (۱/۲۵) پریرود تجربی استفاده می‌کنیم.

$$T = 1.25 \times 0.47 = 0.59 \text{ sec} < 1.0683 \Rightarrow T = 0.593 \text{ sec}$$

**نکته:** ترکیب بار P-Delta را مطابق آیین‌نامه ۲۸۰۰ (ص ۱۲۰)، DEAD + LIVE + WALL وارد می‌کنیم.

**نتیجه:** برای کنترل نتایج تحلیل سازه از ترکیب بار P-Delta آیین‌نامه ۲۸۰۰ و برای طراحی سازه‌های بتن مسلح با استفاده از نرم‌افزار Etabs حتماً باید از ترکیب بار P-Delta آیین‌نامه ACI استفاده نمائیم. در واقع ابتدا تحت ترکیب بار P-Delta آیین‌نامه ۲۸۰۰ تحلیل سازه را انجام داده و پس از جواب دادن کنترل‌های تحلیل سازه مطابق آیین‌نامه ایران (آیین‌نامه ۲۸۰۰ و مبحث نهم مقررات ملی)، تحلیل مجددی را تحت ترکیب بار P-Delta آیین‌نامه ACI انجام و بدون کنترل نتایج تحلیل، بالافاصله طراحی سازه را تحت آیین‌نامه ACI318-99 انجام می‌دهیم و در نهایت نتایج طراحی را مطابق آیین‌نامه ایران (مبحث نهم مقررات ملی) را کنترل می‌نماییم. ترکیب بار P-Delta مطابق آیین‌نامه ACI، 1.4DEAD + 1.7 LIVE + 1.4WALL، است.



شکل ۱-۴۰- معرفی پارامترهای مورد نیاز جهت تحلیل مدل و کنترل نتایج تحلیل (۲۸۰۰)  
نکته: معمولاً برنامه با ۳ بار تکرار در تحلیل مدل همگرا می شود منتهی در جهت اطمینان مقدار تکرار را ۵ در نظر می گیریم.

### ۳-۵- کنترل مدل سازی

قبل شروع تحلیل مدل برای مرتب شدن شماره های اعضا روی گزینه ی **all** کلیک و سپس دستور **Edit-Auto Relabel All ...** اجرا کنید. سپس دستور **Analyze-Check Model** را اجرا نمایید. در پنجره ی ظاهر شده به جزء گزینه ی **Selected Objects**، **Only**، سایر گزینه ها را مطابق تصویر ۱-۵۲ فعال کنید.



شکل ۱-۴۱- کنترل ترسیمی مدل


در صورتی که در مدل اشکالی از لحاظ ترسیمی، عدم همپوشانی، ترسیم اعضا روی هم و ... مشاهده شود، پیغام خطا صادر می شود که در این صورت باید مشکلات مدل سازی را رفع کنید. در صورت عدم مشاهده ی اشکال، نرم افزار پیغام:

Model Has Been Checked, No Warning Messages را می دهد.

که در این پروژه به همین ترتیب بوده است.



## ۶- شروع تحلیل

سپس دستور Analyze-Run Analysis را اجرا و یا بر روی گزینه‌ی  کلیک کنید.

## ۷- کنترل تحلیل سازه

## ۷-۱- کنترل عدم وجود خطا و یا هشدار در حین عملیات تحلیل

دستور File-Last Analysis Run Log را اجرا و پس از باز شدن فایل متنی با پسوند Log، با مشاهده‌ی Error یا Warning در تحلیل مدل، قفل نرم‌افزار را باز و نسبت به اصلاح مدل اقدام فرمائید. در این پروژه هیچ پیغام خطا یا هشدار مشاهده نگردید.

## هشدار (Warning)

وجود هشدار در تحلیل مدل به این معنی است که مشکلی در مدل مشاهده شده و نرم‌افزار Etabs آن را به نوعی رفع کرده است. اما به این معنی نیست که می‌توان از وجود Warning در مدل چشم‌پوشی کرد، بلکه به دلیل عدم اطلاع از علت آن و نحوه‌ی رفع آن توسط برنامه، چشم‌پوشی از Warning را توصیه نمی‌کنیم حتی اگر مجبور شویم مدل را دوباره در نرم‌افزار انجام دهیم.

## خطا (Error)

وجود خطا در تحلیل مدل به این معنی است که مشکلی در مدل مشاهده شده و نرم‌افزار Etabs قادر به رفع آن نیست. در این حالت عملیات تحلیل به پایان نمی‌رسد. وجود پیغام خطا در تحلیل می‌تواند علت‌های زیادی داشته باشد، از جمله:

- وضعیت نامناسب گیرداری اعضای خمشی
- عدم اتصال تیر به ستون
- عدم رعایت واحد مشخصات مصالح و ...

**نکته:** در برنامه Etabs، در هنگام نمایش گرافیکی تغییرشکل سازه، تیرها و سقف‌ها جدای از هم جابه‌جایی دارند. هر چند که برنامه هنگام تحلیل و طراحی آنها را یکپارچه در نظر می‌گیرد.

## ۷-۲- کنترل بارگذاری نقطه‌ای، خطی و سطحی سازه

## □ کنترل بارگذاری نقطه‌ای و خطی

دستور Display-Show Loads-Frame/Line... را اجرا نمائید. با انتخاب گزینه‌ی ... Span Loading می‌توان کلیه بارهای متمرکز، گسترده یکنواخت خطی و گسترده غیر یکنواخت خطی را که مستقیماً توسط کاربر به اعضای خطی اعمال گردیده است مشاهده نمود و صحت آن‌ها را کنترل کنید. با انتخاب گزینه‌ی ... All Loading کلیه بارهای توزیع شده از عناصر سطحی توسط برنامه، به علاوه‌ی بارهایی که مستقیماً به عناصر خطی سازه توسط کاربر اعمال گردیده است را می‌توان مشاهده نمود (بهتر است برای کنترل بارگذاری نقطه‌ای و خطی، به قاب‌های سازه بروید).

## □ کنترل بارگذاری سطحی

دستور Display-Show Loads-Shell/Area... را اجرا نمائید (بهتر است برای کنترل بارگذاری سطحی، به پلان‌های سازه بروید). **نکته:** در مشاهده انیمیشن جابه‌جایی و تغییرشکل سازه تحت حالت بارهای اعمالی، جهت قطع صدا می‌توانید از منوی Option تیک Sound را بردارید.

## ۷-۳- کنترل حداکثر خیز مجاز تیرها

خیز حداکثر تیرها تحت بار زنده (LIVE)، برابر  $L/360$  و تحت بار مرده به علاوه‌ی زنده (DEAD+LIVE) برابر  $L/240$  است. برای این کنترل دستور Display-Show Member Forces/Stress Diagram-Frame/Pier/Spandrel Forces را اجرا و در قسمت Component نیروی برشی در امتداد محور محلی ۲ (Shear 2-2) را انتخاب و بر روی دکمه‌ی OK کلیک کنید. حال با کلیک راست روی هر تیر، پنجره‌ای شامل نمودارهای بارگذاری، برش، لنگر و تغییرات خیز در طول تیر نمایش داده می‌شود.



توجه شود که چون مقطع تیرها در هر طبقه ثابت است، در هر طبقه فقط تیرهای بحرانی را بررسی می کنیم. چون اگر آنها جوابگو بودند سایر تیرها حتماً جوابگو خواهند بود.

شرایط دارا بودن وضعیت بحرانی برای تیرهای تحت بارهای ثقیلی:

۱- تیر باربر ثقیلی باشد.

۲- دارای طول دهانه بزرگتری باشد.

۳- دارای عرض بارگیر بزرگتری باشد.

$E3 - E4: \frac{L}{360} = \frac{4.5}{360} \times 100 = 1.25 \text{ cm}$		
تیر E3-E4 طبقه اول	تیر E3-E4 طبقه بام	LIVE
		کنترل خیز تیرها

$C1 - C2: \frac{L}{240} = \frac{4.5}{240} \times 100 = 1.875 \text{ cm}$		
تیر E3-E4 طبقه اول	تیر E3-E4 طبقه بام	DEAD+LIVE=DEFLECTION
		کنترل خیز تیرها

که تمامی تیرها جوابگو می باشد. اما در صورتی که خیز حداکثر تیر از خیز مجاز بیشتر شود، می توانید با افزایش ارتفاع مقطع آن را اصلاح کنید.

**نکته:** در سازه های بتنی زیاد نگران خیز نیستیم.

#### ۴-۷- کنترل جابه جایی نسبی طبقات سازه

تغییر مکان جانبی نسبی هر طبقه، اختلاف تغییر مکان های مراکز جرم کف در بالا و پایین طبقه با فرض رفتار خطی سازه در اثر بار جانبی زلزله می باشد (منظور از طبقه، فاصله ی بین دو کف است). تغییر مکان جانبی نسبی طبقه ممکن است برای زلزله ی طرح و یا زلزله ی سطح بهره برداری محاسبه شود.

- زلزله ی شدید که به آن **زلزله ی طرح** اطلاق می شود، زلزله ای است که احتمال وقوع زلزله ای معادل یا بزرگتر از آن در طول ۵۰ سال عمر مفید ساختمان، حداکثر ۱۰ درصد باشد.

- زلزله ی خفیف و متوسط که به آن **زلزله ی سطح بهره برداری** اطلاق می شود، زلزله ای است که احتمال وقوع زلزله ای معادل یا بزرگتر از آن در طول ۵۰ سال عمر مفید ساختمان بیش از ۹۹/۵ درصد باشد.

**نکته:** ساختمان های «با اهمیت خیلی زیاد و زیاد» و یا بلندتر از ۵۰ متر و یا بیشتر از ۱۵ طبقه، باید برای زلزله سطح بهره برداری کنترل شوند، فلذا در این پروژه نیازی به کنترل ساختمان برای زلزله سطح بهره برداری نیست.

**در تحلیل سازه و تعیین تغییر مکان جانبی، ممکن است از تحلیل خطی و یا تحلیل غیر خطی استفاده شود.**

□ اگر تغییر مکان با فرض رفتار خطی (مصالح) سازه تعیین شود به آن تغییر مکان جانبی نسبی طرح می گویند. در تحلیل سازه با فرض رفتار خطی برای تعیین این تغییر مکان (تغییر مکان جانبی نسبی طرح)، اگر سازه بتن آرمه باشد باید اثرات ترک خوردگی در اعضا را منظور نمود. بدین منظور طبق بند ۲-۵-۶ آیین نامه ۲۸۰۰ (ویرایش سوم)، در تعیین تغییر مکان جانبی نسبی طرح، ممان اینرسی مقطع ترک خورده قطعات را می توان برای تیرها  $0.35I_g$  و برای ستون ها  $0.7I_g$  منظور کرد که  $I_g$  ممان اینرسی ناخالص مقطع ترک نخورده بدون توجه به میلگردهای داخل مقطع است.

□ اگر تغییر مکان بر اساس تحلیل غیر خطی و با منظور نمودن رفتار واقعی سازه (رفتار غیر خطی یا غیر ارتجاعی مصالح) تحت زلزله ی طرح تعیین شود، به آن تغییر مکان جانبی نسبی واقعی طرح گفته می شود (این رفتار تنها در زلزله ی طرح قابل بررسی

است). منتهی می‌توان بدون انجام تحلیل غیرخطی، از نتایج تحلیل سازه با فرض خطی بودن رفتار سازه استفاده کرد و تغییر مکان نسبی واقعی طرح (یا تغییر مکان جانبی نسبی غیر ارتجاعی طرح) از رابطه‌ی زیر به دست آورد:

$$\bar{\Delta}_{Mi} = 0.7R\bar{\Delta}_{wi} \quad ۴-۱$$

$\bar{\Delta}_{Mi}$ : تغییر مکان جانبی نسبی واقعی طرح در طبقه‌ی  $i$  (با لحاظ کردن اثرات P-Delta (رفتار غیر خطی هندسی))  
 $\bar{\Delta}_{wi}$ : تغییر مکان جانبی نسبی طرح در طبقه‌ی  $i$  (خروجی نرم‌افزار Etabs است که با انجام تحلیل خطی (تحلیل معادل استاتیکی یا تحلیل دینامیکی) توسط نرم‌افزار Etabs با لحاظ کردن اثرات P-Delta (رفتار غیر خطی هندسی) محاسبه می‌شود)  
 $R$ : ضریب رفتار سازه.

در واقع از نتایج تحلیل خطی استفاده کردیم و تنها با اعمال یک ضریب ( $0.7R$ )، تغییر مکان جانبی نسبی غیرارتجاعی سازه را توسط تغییر مکان جانبی نسبی ارتجاعی (خطی) محاسبه کردیم.  
**توجه:** آثار ناشی از اثرات ثانویه  $P - \Delta$ ، با انتخاب تحلیل P-Delta در نرم‌افزار، به صورت خودکار توسط نرم‌افزار Etabs در محاسبه‌ی  $\bar{\Delta}_W$  منظور شده است. انجام این تحلیل در سازه‌های بتن آرمه اجباری است.

#### بند ۲-۵-۴ آیین‌نامه ۲۸۰۰ (ویرایش سوم):

تغییر مکان جانبی نسبی واقعی طرح در محل مرکز جرم هر طبقه نباید از مقادیر زیر بیشتر شود. در رعایت این محدودیت، آثار ناشی از اثرات ثانویه  $P - \Delta$  (موضوع بند ۲-۶) باید در محاسبه‌ی تغییر مکان‌ها منظور شده باشد.  
 برای ساختمان‌های با زمان تناوب اصلی کمتر از  $0.7$  ثانیه ( $T < 0.7 \text{ sec}$ ):

$$\bar{\Delta}_M \leq 0.025h$$

برای ساختمان‌های با زمان تناوب اصلی بیشتر یا مساوی  $0.7$  ثانیه ( $T \geq 0.7 \text{ sec}$ ):

$$\bar{\Delta}_M \leq 0.02h$$

$\bar{\Delta}_M$  از رابطه‌ی ۴-۱ قابل محاسبه است. مقدار مجاز آن با توجه به اینکه زمان تناوب اصلی ساختمان کمتر از  $0.7$  ثانیه است برابر است با:

$$T = 0.07H^{\frac{3}{4}} = 0.07 \times 12.7^{\frac{3}{4}} = 0.47 \text{ sec} \Rightarrow \bar{\Delta}_M \leq 0.025h$$

با توجه به اینکه تعداد ستون‌ها در جهت  $X$  بیشتر است پس سختی در جهت  $X$  بیشتر است. پس فقط جابه‌جایی نسبی طبقات را در جهت  $Y$  کنترل می‌کنیم که اگر جوابگو بود در آن جهت هم حتماً جوابگو خواهد بود. در این پروژه برای امتحان، هر دو راستا را کنترل می‌کنیم.

برای کنترل جابه‌جایی نسبی طبقات دستور Display>Show Tables را اجرا و سپس در پنجره‌ی باز شده گزینه‌ی Displacement را فعال و بقیه را غیر فعال کنید. روی دکمه‌ی Select Cases/Combo کلیک و حالت‌های بار EQX, EQY را انتخاب و سپس روی دکمه‌ی Ok کلیک کنید. در پنجره‌ی باز شده گزینه‌ی Diaphragm CM Displacements (جابه‌جایی مطلق طبقات) را مطابق شکل ۵۳-۱ انتخاب نمایید.

# Diaphragm CM Displacements

Edit View

Diaphragm CM Displacements

	Story	Diaphragm	Load	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ	Point	X	Y	Z
▶	PENT	D1	EQX	0.0509	-0.0006	0.0000	0.00000	0.00000	0.00039	51	5.400	2.250	15.200
	PENT	D1	EQY	0.0003	0.0568	0.0000	0.00000	0.00000	0.00007	51	5.400	2.250	15.200
	ROOF	D1	EQX	0.0472	0.0000	0.0000	0.00000	0.00000	0.00029	52	7.319	6.158	12.700
	ROOF	D1	EQY	0.0000	0.0535	0.0000	0.00000	0.00000	0.00006	52	7.319	6.158	12.700
	STORY3	D1	EQX	0.0369	0.0000	0.0000	0.00000	0.00000	0.00024	53	7.293	6.090	9.500
	STORY3	D1	EQY	0.0000	0.0416	0.0000	0.00000	0.00000	0.00004	53	7.293	6.090	9.500
	STORY2	D1	EQX	0.0220	0.0000	0.0000	0.00000	0.00000	0.00016	54	7.296	6.114	6.300
	STORY2	D1	EQY	0.0000	0.0246	0.0000	0.00000	0.00000	0.00002	54	7.296	6.114	6.300
	STORY1	D1	EQX	0.0086	0.0000	0.0000	0.00000	0.00000	0.00006	55	7.295	6.117	3.100
	STORY1	D1	EQY	0.0000	0.0094	0.0000	0.00000	0.00000	0.00001	55	7.295	6.117	3.100



OK

شکل ۱-۴۲- مشاهده جابه‌جایی مرکز جرم طبقات سازه

که ستون‌های X,Y,Z مختصات مرکز جرم طبقات، UX,UY,UZ تغییر مکان مطلق مرکز جرم طبقات را نشان می‌دهند.

**توجه:** کنترل تغییر مکان نسبی تمامی طبقات تحت بارهای زلزله با برون محوری تصادفی نیز باید کنترل گردد. در این پروژه به دلیل طولانی نشدن محاسبات، از این کنترل صرف‌نظر می‌گردد.

**توجه:** جابه‌جایی طبقه PENT در اثر اعمال مستقیم بار زلزله نیست. چون وزن این طبقه کمتر از ۲۵ درصد وزن بام است و نیروی زلزله به آن وارد نمی‌شود. جابه‌جایی طبقه خرپشته در اثر جابه‌جایی طبقه بام است.

Story	UX (cm)	$\bar{\Delta}_W = U_i - U_{i-1}$ (cm)	$\bar{\Delta}_M = 0.7R \cdot \bar{\Delta}_W$ (cm)	0.025h (cm)	Check
PENT	5.09	5.09-4.72=0.37	0.7*7*0.37=1.81	0.025*250=6.25	OK
ROOF	4.72	1.03	5.05	0.025*320=8	OK
STORY3	3.69	1.49	7.3	0.025*320=8	OK
STORY2	2.2	1.34	6.57	0.025*320=8	OK
STORY1	0.86	0.86	4.21	0.025*310=7.75	OK
Story	UY (cm)	$\bar{\Delta}_W = U_i - U_{i-1}$ (cm)	$\bar{\Delta}_M = 0.7R \cdot \bar{\Delta}_W$ (cm)	0.025h (cm)	Check
PENT	5.68	0.33	0.7*7*0.33=1.62	0.025*250=6.25	OK
ROOF	5.35	1.19	5.83	0.025*320=8	OK
STORY3	4.16	1.7	8.33	0.025*320=8	NOT OK
STORY2	2.46	1.52	7.45	0.025*320=8	OK
STORY1	0.94	0.94	4.61	0.025*310=7.75	OK

همانطوری که از نتایج پیداست سازه در جهت Y کمتر از X است فلذا در این جهت جابه‌جایی‌ها بیشتر بوده است و در یکی از طبقات تغییر مکان از حد مجاز آیین‌نامه ایران فراتر بوده است. در صورتی که جابه‌جایی‌های نسبی طبقات از محدوده‌ی مجاز آیین‌نامه تجاوز کند، می‌توان با افزایش ابعاد تیرها یا ستون‌های آن طبقه، جابه‌جایی‌های آن طبقه و حتی طبقات مجاور را کاهش دهیم تا از حدود آیین‌نامه فراتر نروند.

**توجه:** برای هر ۶ بار زلزله باید این کنترل انجام گیرد. که در نهایت مشاهده شد که سختی جانبی طبقه سوم ضعیف است که باید ابعاد تیرها و ستون‌های این طبقه را افزود. برای جبران، تیرها و ستون‌های طبقه سوم را C40X40 و B40X40 می‌کنیم. حال مجدداً از سازه تحلیل می‌گیریم.

کنترل جابه‌جایی نسبی به روش تقریباً تقریبی:

باید توجه شود که Drift برنامۀ Etabs با Drift آیین‌نامه ۲۸۰۰ فرق دارد.

$$Drift_{2800} = 0.7R(\Delta_n - \Delta_{n-1}) \leq 0.025h$$

$$Drift_{Etabs} = \frac{\Delta_n - \Delta_{n-1}}{h} \leq \frac{0.025}{0.7R} = \frac{0.025}{0.7 \times 7} = 0.0051$$

برای تمامی طبقات

در پنجره‌ی قبلی گزینه‌ی Diaphragm Drift را انتخاب می‌کنیم. مقدار Drift تمامی طبقات در راستای X باید کمتر از 0.0051 باشد. که برای تمامی طبقات OK بوده است.

$$Drift\ Etabs = \frac{\Delta_n - \Delta_{n-1}}{h} \leq \frac{0.025}{0.7R} = \frac{0.025}{0.7 \times 7} = 0.0051$$

در پنجره‌ی قبلی گزینه‌ی Diaphragm Drift را انتخاب می‌کنیم. مقدار Drift تمامی طبقات در راستای Y باید کمتر از 0.0051 باشد. که برای تمامی طبقات OK بوده است.

**نکته:** علت تقریبی بودن این کنترل به این علت است که در محاسبات برنامه Etabs برای محاسبه Drift، میزان جابه‌جایی‌های حداکثر گره‌های سازه را برنامه به کار می‌برد که این فرض در زمانی که در سازه پیچش داشته باشیم به دلیل متفاوت بودن میزان جابه‌جایی گره‌های سازه با جابه‌جایی مرکز جرم طبقات، مخالف آیین نامه ۲۸۰۰ است. چون آیین نامه ۲۸۰۰ Drift مرکز جرم را قبول دارد و کنترل را برای آن پیشنهاد می‌کند.

**نکته مهم:** همانطوری که مشاهده می‌شود، تغییر مکان نسبی طبقه خرپشته خیلی کمتر از مقدار مجاز آن می‌باشد. در نگاه اول به این ترتیب به نظر می‌رسد که می‌توان ابعاد مقاطع را کوچکتر کرد اما باید توجه داشت که محدودیت‌های آیین‌نامه‌ای را در مورد ابعاد مقاطع باید رعایت کرد و در واقع باید حداقل‌ها را رعایت نمود. به عنوان مثال کنترل ابعاد هندسی برای طبقه خرپشته:

محدودیت هندسی در قاب‌های با شکل‌پذیری متوسط برای اعضای خمشی برابر است با: (طبق مبحث ۲۰)

الف) ارتفاع موثر مقطع نباید بیشتر از یک چهارم طول آزاد دهانه باشد.

$$30 - 6 = 24\text{ cm} \leq \frac{1}{4} \times (450 - 30) = 105\text{ cm} \quad ok$$

ب) عرض مقطع نباید کمتر از یک چهارم ارتفاع آن و ۲۵ سانتیمتر باشد.

$$30\text{ cm} \geq \max\left(\frac{1}{4} \times 30, 25\right) = 25\text{ cm} \quad ok$$

پ) عرض مقطع نباید:

- بیشتر از عرض عضو تکیه گاهی، در صفحه عمود بر محور طولی عضو خمشی، به اضافه سه چهارم ارتفاع عضو خمشی، در هر طرف عضو تکیه گاهی.

$$30\text{ cm} \leq 30 + \frac{3}{4} \times 30 = 52.5\text{ cm} \quad ok$$

- بیشتر از عرض عضو تکیه گاهی به اضافه یک چهارم بعد دیگر مقطع تکیه گاهی، در هر طرف عضو تکیه گاهی اختیار شود.

$$30\text{ cm} \leq 30 + \frac{3}{4} \times 30 = 52.5\text{ cm} \quad ok$$

محدودیت هندسی در قاب‌های با شکل‌پذیری متوسط برای اعضای تحت فشار و خمشی برابر است با: (طبق مبحث ۲۰)

الف) عرض مقطع نباید کمتر از سه دهم بعد دیگر آن و نباید کمتر از ۲۵ سانتیمتر باشد.

$$30\text{ cm} \geq \max\left(\frac{3}{10} \times 30, 25\right) = 25\text{ cm} \quad ok$$

ب) نسبت عرض مقطع به طول آزاد ستون نباید از  $1/25$  کمتر باشد.

$$30/280 = 0.107 \geq 1/25 = 0.04 \quad ok$$

پس ابعاد حداقل قابل انتخاب برای تیر و ستون‌های این سازه فعلاً ۲۵ سانتیمتر است. که در جهت اطمینان از ۳۰ سانتی‌متر استفاده شده است.

پس از تحلیل، باید فاصله‌ی بین مرکز جرم و مرکز سختی را در دو جهت مختلف مورد بررسی قرار داد و بر اساس بند ۱-۸-۱ آیین‌نامه ۲۸۰۰ (ویرایش سوم) تحقیق نمود که اگر در هر طبقه‌ی ساختمان، فاصله‌ی بین مرکز جرم و مرکز سختی در هر یک از دو امتداد از ۲۰ درصد بعد ساختمان در آن امتداد بیشتر باشد، ساختمان نامنظم تلقی شده که در ساختمان‌های بیش از ۵ طبقه یا بلندتر از ۱۸ متر باید تحلیل دینامیکی انجام شود. در ضمن در این حالت (نامنظم بودن ساختمان) طبق بند ۲-۱-۴ آیین‌نامه ۲۸۰۰ (ویرایش سوم) در ترکیبات بارگذاری، نیروی زلزله هر امتداد با ۳۰ درصد نیروی زلزله عمود بر آن باید ترکیب شود. برای این کنترل، دستور Display-Show Tables را اجرا و سپس در پنجره‌ی باز شده روی علامت  $\oplus$  کنار گزینه‌ی Building Output کلیک نمائید. سپس روی جعبه‌ی کناری گزینه‌ی Table:Center Mass Rigidity کلیک نمائید و دکمه‌ی OK را بزنید.

Center Mass Rigidity												
Edit View		Center Mass Rigidity										
	Story	Diaphragm	MassX	MassY	XCM	YCM	CumMassX	CumMassY	XCCM	YCCM	XCR	YCR
▶	PENT	D1	1203.1631	1203.1631	5.400	2.250	1203.1631	1203.1631	5.400	2.250	5.685	3.004
	ROOF	D1	23156.9848	23156.9848	7.319	6.158	24360.1479	24360.1479	7.224	5.965	7.241	6.470
	STORY3	D1	26219.3010	26219.3010	7.293	6.105	50579.4489	50579.4489	7.260	6.038	7.251	6.500
	STORY2	D1	26475.1478	26475.1478	7.295	6.117	77054.5966	77054.5966	7.272	6.065	7.257	6.467
	STORY1	D1	26435.9907	26435.9907	7.295	6.117	103490.5873	103490.5873	7.278	6.078	7.268	6.387

شکل ۱-۴۳- مشاهده مختصات مرکز جرم طبقات

که MassX, MassY با هم برابر بوده و مقدار جرم طبقه را نشان می‌دهد. XCM, YCM مختصات مرکز جرم طبقه و XCR, YCR مختصات مرکز سختی طبقه می‌باشد. بعد ساختمان پروژه به ترتیب برابر ۱۲/۵۰ و ۱۴/۸۰ متر می‌باشد.

STORY	XCM - XCR (m)	ALLOWABLE (m)	CHECK
ROOF	0.078	0.2*14.8=2.96	OK
STORY3	0.042	2.96	OK
STORY2	0.038	2.96	OK
STORY1	0.027	2.96	OK

STORY	YCM - YCR (m)	ALLOWABLE (m)	CHECK
ROOF	0.31	0.2*12.5=2.5	OK
STORY3	0.4	2.5	OK
STORY2	0.35	2.5	OK
STORY1	0.27	2.5	OK

پس ساختمان منظم بوده و می‌توان از تحلیل استاتیکی معادل برای تحلیل سازه تحت بارهای جانبی استفاده کرد و نیازی به تحلیل دینامیکی نیست. در ضمن نیازی به رعایت بند ۲-۱-۴ آیین‌نامه ۲۸۰۰ (ویرایش سوم) نیست.

در ضمن همانطوری که گفتیم طبق بند ۲-۳-۱۰-۳ آیین‌نامه ۲۸۰۰، در ساختمان‌های تا ۵ طبقه و یا کوتاه‌تر از ۱۸ متر، در مواردی که برون مرکزی نیروی جانبی طبقه در طبقات بالاتر از هر طبقه کمتر از ۵ درصد بعد ساختمان در آن طبقه در امتداد عمود بر نیروی جانبی باشد، محاسبه ساختمان در برابر لنگر پیچشی (هم لنگر پیچشی واقعی و هم لنگر پیچشی تصادفی) الزامی نیست. در اینجا مشاهده می‌شود که برون مرکزی نیروی جانبی طبقه در طبقات بالاتر از هر طبقه کمتر از ۵ درصد بعد ساختمان در آن طبقه در امتداد عمود بر نیروی جانبی است لذا الزامی برای محاسبه ساختمان در برابر لنگر پیچشی واقعی و تصادفی نیست.

STORY	XCM - XCR (m)	۵ (m) درصد بعد ساختمان در جهت X	الزام در نظر گرفتن پیچش
ROOF	0.078		NO
STORY3	0.042		NO
STORY2	0.038		NO
STORY1	0.027		NO

STORY	YCM - YCR (m)	۵ درصد بعد ساختمان در جهت Y (m)	الزام در نظر گرفتن پیچش
ROOF	0.31		NO
STORY3	0.4		NO
STORY2	0.35		NO
STORY1	0.27		NO

### ۶-۷- کنترل واژگونی ساختمان

طبق بند ۲-۳-۱۱ آیین نامه ۲۸۰۰ (ویرایش سوم)، کل ساختمان باید از نظر واژگونی پایدار باشد. ضریب اطمینان در مقابل واژگونی (نسبت لنگر مقاوم ( $M_R$ ) به لنگر واژگونی ( $M_O$ )) باید حداقل ۱/۷۵ اختیار شود ( $S.F = \frac{M_R}{M_O} \geq 1.75$ ). لنگر مقاوم ناشی از وزن کل سازه، وزن شالوده و وزن خاک روی شالوده و لنگر واژگونی ناشی از نیروهای جانبی زلزله در تراز شالوده برابر با مجموع حاصل ضرب نیروی جانبی هر تراز در ارتفاع آن نسبت به تراز زیر شالوده ساختمان است. برنامه‌ی Etabs این قابلیت را دارد که لنگرهای واژگونی، جرم طبقات، جرم کل سازه (بدون پی و خاک رویش) و مرکز جرم طبقات سازه را محاسبه کند. برای کنترل واژگونی ساختمان، دستور Display>Show Tables را اجرا و سپس در پنجره‌ی ظاهر شده گزینه‌ی ANALYSIS RESULTS و از زیر فهرست آن گزینه‌ی Building Output را انتخاب کنید. روی دکمه‌ی Select Cases/Combo کلیک و حالت‌های بار EQX, EQY را انتخاب و سپس روی دکمه‌ی Ok کلیک کنید. در پنجره‌ی باز شده گزینه‌ی Center Mass Rigidity را انتخاب نمایید. در پنجره‌ی ظاهر شده (شکل ۱-۴۳) در ستون جرم تجمعی طبقات (CumMassY یا CumMassX)، پایین‌ترین عدد این ستون را در شتاب ثقل ( $g = 9.81 \text{ m/s}^2$ ) ضرب کنید.

$$W \cong 103490 * 9.81 = 1015237 \text{ N} \quad \text{وزن کل سازه}$$

از آنجایی که هنوز ابعاد و حجم پی سازه مشخص نشده است، در جهت اطمینان از وزن پی و کف سازی روی آن صرف نظر می‌کنیم.

XCCM, YCCM در شکل ۱-۴۳ مختصات مرکز برش طبقات می‌باشد که برای تعیین لنگر مقاوم باید وزن کل سازه را در مرکز برش پایین‌ترین طبقه (مرکز ثقل سازه)، ضرب کرد.

$$M_{RX} = 1015237 \times 7.28 = 7390925 \text{ N.m}$$

$$M_{RY} = 1015237 \times 6.08 = 6172640 \text{ N.m}$$

برای مشاهده‌ی لنگر واژگونی نیز دستور Display>Show Story Response Plots را اجرا کنید. در پنجره‌ی ظاهر شده Story Overturning Moments را طبق شکل‌های ۱-۴۴ و ۱-۴۵ انتخاب نمایید.

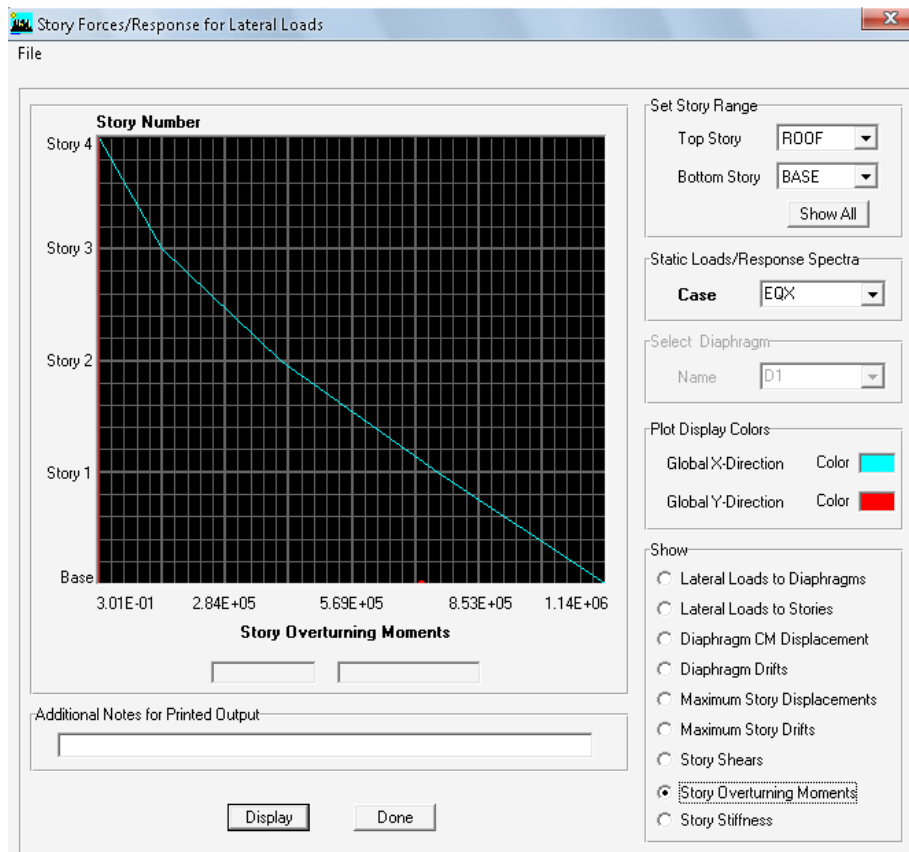
$$M_{OX} = 1.14 \times 10^6 \text{ N.m}$$

$$M_{OY} = 1.14 \times 10^6 \text{ N.m}$$

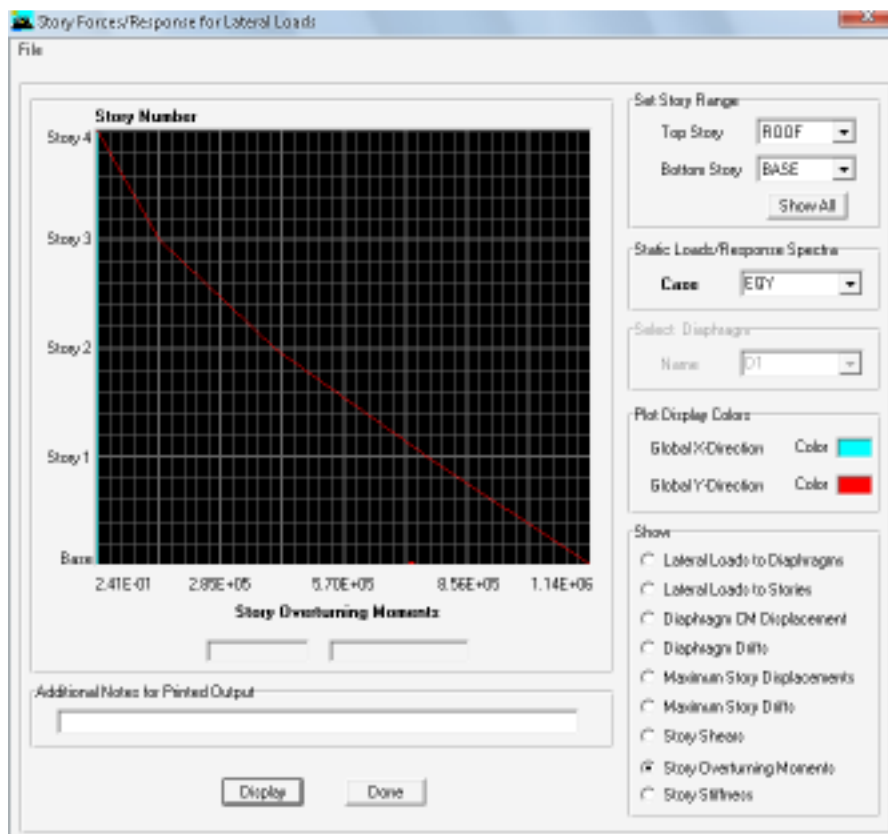
محاسبه ضریب اطمینان واژگونی:

$$S.F_X = \frac{M_{RX}}{M_{OX}} = \frac{7390925}{1.14 \times 10^6} = 6.48 > 1.75 \quad OK$$

$$S.F_Y = \frac{M_{RY}}{M_{OY}} = \frac{6172640}{1.14 \times 10^6} = 5.41 > 1.75 \quad OK$$



شکل ۴۴-۱- مشاهده نمودار لنگر واژگونی طبقات در جهت X



شکل ۴۵-۱- مشاهده نمودار لنگر واژگونی طبقات در جهت Y



## ۷-۷- کنترل شاخص پایداری طبقات ساختمان

برای محاسبه‌ی شاخص پایداری طبقات  $(\theta_i = \frac{P\Delta_w}{Vh})_i$ ، باید پارامترهای  $V, h, P, \Delta_w$  تعیین گردد.  $\Delta_w, V$  را از خروجی‌های تحلیل سازه (نحوه‌ی محاسبه جرم برابر همان بار مرده + بیست درصد بار زنده باشد) برداشت کنید. اما برای تعیین  $P$ ، در ابتدا باید نحوه‌ی محاسبه‌ی جرم طبقات را به صورت DEAD+WALL+LIVE تغییر داد و سپس مدل را مجدداً تحلیل کنید و مجموع وزن کلیه‌ی طبقات (CumMassX یا CumMassY) را از خروجی‌های تحلیل سازه (شکل ۴۶-۱) برداشت نمایید.

Center Mass Rigidity

Edit View

Center Mass Rigidity

	Story	Diaphragm	MassX	MassY	XCM	YCM	CumMassX	CumMassY	XCCM	YCCM	XCR	YCR
▶	PENT	D1	1357.3442	1357.3442	5.400	2.250	1357.3442	1357.3442	5.400	2.250	5.685	3.004
	ROOF	D1	25696.5580	25696.5580	7.321	6.142	27053.9022	27053.9022	7.225	5.946	7.241	6.470
	STORY3	D1	29711.6058	29711.6058	7.301	6.081	56765.5080	56765.5080	7.264	6.017	7.251	6.500
	STORY2	D1	29967.4526	29967.4526	7.303	6.091	86732.9606	86732.9606	7.278	6.042	7.257	6.467
	STORY1	D1	29928.2955	29928.2955	7.303	6.091	116661.2560	116661.2560	7.284	6.055	7.268	6.387

OK

شکل ۴۶-۱- مشاهده مجموع بارهای مرده و زنده طبقات (P)

Story Shears

Edit View

Story Shears

	Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
▶	PENT	EQX	Top	0.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000
	PENT	EQX	Bottom	0.00	0.00	0.00	0.000	-0.301	-31.513
	PENT	EQY	Top	0.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000
	PENT	EQY	Bottom	0.00	0.00	0.00	0.000	40.687	-0.241
	ROOF	EQX	Top	0.00	-43957.02	0.00	270683.366	-0.301	-31.513
	ROOF	EQX	Bottom	0.00	-43957.02	0.00	270682.228	-0.607	-142988.164
	ROOF	EQY	Top	0.00	0.00	-43957.02	-321700.264	40.687	-0.241
	ROOF	EQY	Bottom	0.00	0.00	-43957.02	-321700.455	143335.289	-2.033
	STORY3	EQX	Top	0.00	-81186.52	0.00	497985.779	-0.607	-142988.164
	STORY3	EQX	Bottom	0.00	-81186.52	0.00	497985.146	-0.590	-409083.196
	STORY3	EQY	Top	0.00	0.00	-81186.52	-593211.446	143335.289	-2.033
	STORY3	EQY	Bottom	0.00	0.00	-81186.52	-593211.539	410296.363	-5.990
	STORY2	EQX	Top	0.00	-106116.47	0.00	650486.219	-0.590	-409083.196
	STORY2	EQX	Bottom	0.00	-106116.47	0.00	650486.012	0.509	-760176.638
	STORY2	EQY	Top	0.00	0.00	-106116.47	-775087.026	410296.363	-5.990
	STORY2	EQY	Bottom	0.00	0.00	-106116.47	-775087.057	762793.227	-11.731
	STORY1	EQX	Top	0.00	-118365.44	0.00	725410.560	0.509	-760176.638
	STORY1	EQX	Bottom	0.00	-118365.44	0.00	725410.510	1.638	-1137180.852
	STORY1	EQY	Top	0.00	0.00	-118365.44	-864449.261	762793.227	-11.731
	STORY1	EQY	Bottom	0.00	0.00	-118365.44	-864449.279	1140735.865	-15.415

OK

شکل ۴۷-۱- برش طبقات

Story	P (N)	$\Delta_{wx}$ (cm)	$\nu$	h (cm)	Check
PENT		4.51	0	250	-
ROOF	265399	4.16	43957	320	$0.078 < 0.179$
STORY3	556870	3.31	81187	320	$0.071 < 0.179$
STORY2	850850	2.2	106116	320	$0.055 < 0.179$
STORY1	1144447	0.87	118365	310	$0.021 < 0.179$



Story	P (N)	$\Delta_{wY}$ (cm)		h (cm)		Check
PENT		4.98	0	250	-	OK
ROOF	265399	4.69	43957	320	$0.88 < 0.179$	OK
STORY3	556870	3.71	81187	320	$0.08 < 0.179$	OK
STORY2	850850	2.45	106116	320	$0.061 < 0.179$	OK
STORY1	1144447	0.95	118365	310	$0.03 < 0.179$	OK

**توجه:** برنامه جرم طبقات را بر حسب کیلوگرم و نیروها را بر اساس نیوتون ارائه می دهد.

اگر مقدار شاخص پایداری طبقه ای از  $\theta_{max}$  بیشتر باشد، سازه در طبقه ی مورد نظر ناپایدار محسوب شده و باید در طراحی آن تجدیدنظر گردد.

$$\theta_{max} = \frac{1.25}{R} \leq 0.25$$

$$\theta_{max} = \frac{1.25}{7} = 0.179$$

۵-۱

### کنترل ها:

۱- در صورتیکه مقدار شاخص پایداری هر طبقه از  $0.1 < \theta_i$ ، اثر P-Delta بر روی لنگرهای خمشی و برش طبقه قابل صرف نظر کردن است. اما در جهت اطمینان و در ضمن توجه به این نکته که در برنامه ی Etabs پیش فرض طراحی برنامه برای سازه های بتنی بر اساس انجام تحلیل P-Delta می باشد، باید حتماً اثر P-Delta را در محاسبات لحاظ کنیم.

⊕ توجه داشته باشید که در برنامه Etabs الگوریتم های طراحی بر مبنای انجام تحلیل  $P - \Delta$  تهیه شده اند.

۲- در صورتیکه  $0.1 < \theta_i < \theta_{max}$  باشد اثر P-Delta قابل ملاحظه بوده و باید (اجباراً) به صورت مناسبی در تحلیل سازه لحاظ گردد.

۳- در صورتیکه  $\theta_i > \theta_{max}$  احتمال ناپایداری در سازه وجود داشته و باید در طراحی تجدیدنظر شود.

که در این پروژه شاخص پایداری تمامی طبقات در جهت X,Y کمتر از  $0.1$  است. پس سازه از این لحاظ پایدار است. در جهت اطمینان و در ضمن توجه به این نکته که در برنامه ی Etabs پیش فرض طراحی برنامه برای سازه های بتنی بر اساس انجام تحلیل P-Delta می باشد، اثر P-Delta را در محاسبات لحاظ کردیم (با انتخاب تحلیل P-Delta در پنجره تنظیمات نوع تحلیل در نرم افزار Etabs، شکل ۱-۵۰).

### ۸-۷- بررسی مهار شده یا مهار نشده بودن طبقات سازه

#### بند ۹-۱۳-۳-۱ مبحث نهم مقررات ملی ساختمان

طبقه ی مهار شده به طبقه ای گفته می شود که تغییر مکان جانبی نسبی آن ناچیز باشد. چنانچه ضریب پایداری طبقه (که از رابطه ی زیر به دست می آید) کمتر از  $0.05$  باشد، طبقه، مهار شده ی جانبی تلقی می گردد. در این حالت تمامی قطعات فشاری واقعی در این طبقه اصطلاحاً مهار شده نامیده می شود.

$$Q = \frac{\sum N_u \delta_u}{H_u h_s} \begin{cases} Q < 0.05 \Rightarrow \text{طبقه مهار شده} \\ Q \geq 0.05 \Rightarrow \text{طبقه مهار نشده} \end{cases}$$

۶-۱

$N_u$ : مجموع بارهای مرده و زنده ی ضریب دار موجود در طبقه

$\delta_u$ : تغییر مکان نسبی اولیه (از تحلیل اولیه خطی) تحت بار  $H_u$  در طبقه

$H_u$ : برش نهایی طبقه

$h_s$ : ارتفاع طبقه

جهت محاسبه ی  $\sum N_u$  باید ترکیب بار محاسبه ی جرم طبقات را به صورت  $1.25DEAD + 1.25WALL + 1.5LIVE$  معرفی نمائید.

محاسبه ی بقیه ی پارامترها شبیه محاسبه ی شاخص پایداری می باشد.

## بر اساس بند ۹-۱۰-۸-۳ مبحث نهم:

- در قاب‌های مهار نشده، ممان اینرسی مقطع تیرها و ستون‌ها را می‌توان به ترتیب معادل  $0.7/0.35$  و برابر ممان اینرسی مقطع ترک نخورده‌ی آن‌ها در نظر گرفت. که ما با فرض مهار شده بودن طبقات، این ضرائب را برای تیرها و ستون‌ها اختصاص دادیم.

- در قاب‌های مهار شده، ممان اینرسی مقطع تیرها و ستون‌ها را می‌توان به ترتیب معادل  $0.5/1$  و برابر ممان اینرسی مقطع ترک نخورده‌ی آن‌ها در نظر گرفت.

Story	$N_u$ (N)	$\delta_{ux}$ (cm)		$h_s$ (cm)	
PENT	17117	4.51	0	250	-
ROOF	340007	4.16	43957	320	$0.101 > 0.05$
STORY3	715051	3.31	81187	320	$0.091 > 0.05$
STORY2	1093233	2.2	106116	320	$0.071 > 0.05$
STORY1	1470935	0.87	118365	310	$0.035 < 0.05$

Story	$N_u$ (N)	$\delta_{uy}$ (cm)			
PENT	17117	4.98	0	250	-
ROOF	340007	4.69	43957	320	$0.113 > 0.05$
STORY3	715051	3.71	81187	320	$0.102 > 0.05$
STORY2	1093233	2.45	106116	320	$0.079 > 0.05$
STORY1	1470935	0.87	118365	310	$0.035 < 0.05$

به این ترتیب به این نتیجه می‌رسیم که قاب‌های سازه مهار نشده محسوب می‌شوند و ضرائب کاهش سختی  $0.7/0.35$  برای آن‌ها مناسب می‌باشند.

پس از پایان تحلیل سازه و کنترل نتایج تحلیل، حال نوبت به طراحی سازه می‌باشد. در ابتدا یک Save as از فایل تحلیل گرفته و به اسم Design01 ذخیره می‌کنیم. برای طراحی سازه تغییرات زیر را در پروژه انجام دهید:

الف) محاسبه‌ی جرم طبقات را در همان حالت (DEAD+WALL+0.2LIVE) باقی بگذارید.

ب) ترکیب بار P-Delta را به حالت ضریب‌دار (آیین‌نامه 99-ACI318) تغییر دهید:

1.4DEAD+1.4WALL+1.7LIVE.

ج) مدول ارتجاعی بتن را طبق آیین‌نامه 99-ACI318 برابر  $2.18E9$  کیلوگرم بر مترمربع وارد کنید.

سپس سازه را تحلیل و بدون کنترل‌های ۸ گانه‌ی تحلیل سازه، طراحی سازه را آغاز نمایید.

## ۸- طراحی ساختمان بتنی

الف) معرفی آن اعضای از قاب خمشی بتنی، که قصد طراحی آن‌ها را داریم

روی گزینه‌ی  کلیک کنید و پس از آن دستور Design-Overwrite Frame Design Procedure را اجرا و در پنجره‌ی ظاهر شده گزینه‌ی Concrete Frame Design را انتخاب کنید و بر روی OK کلیک نمایید تا برنامه کلیه اعضای بتنی را طراحی کند.

**نکته:** اگر این کار را انجام ندهیم باز هم برنامه سازه را طراحی می‌کند ولی خوبی این کار این است که اگر به عضوی از روی فراموشی مقطع بتنی اختصاص نداده باشیم برنامه هنگام اجرای طراحی یک Error مبنی بر این که بعضی از اعضای بتنی نیستند اراده می‌دهد.

در صورت وجود تیرهایی که نیاز به طراحی آنها نیست مثلاً برای تیرهای فرعی مرتبط کننده‌ی کنسول‌ها (نه تیرهای نوع None)، ابتدا این تیرها را در تمامی طبقات و بام انتخاب و پس از آن دستور Design-Overwrite Frame Design Procedure را اجرا و در پنجره‌ی ظاهر شده گزینه‌ی No Design را انتخاب کنید و بر روی OK کلیک نمایید تا برنامه این اعضای را طراحی نکند. تیرهای که در این پروژه نیاز به طراحی ندارند در شکل زیر انتخاب شده‌اند:

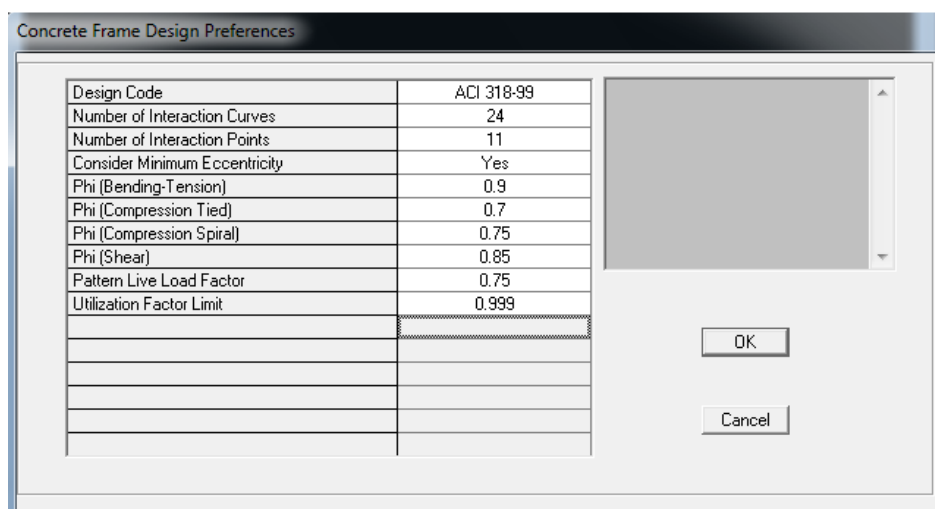
### ب) معرفی نوع سیستم مقاوم در برابر بارهای جانبی

روی گزینه‌ی **all** کلیک کنید و پس از آن دستور Design- Concrete Frame Design-View/Revise Overwrites را اجرا و در پنجره‌ی ظاهر شده گزینه‌ی Element Type را تیک زده و از جعبه کشویی روبه‌روی آن قاب خمشی بتنی متوسط ( Sway Intermediate) را انتخاب و سپس بروی OK کلیک نمایید. توجه شود که پس از هر بار شکستن قفل تحلیل برنامه یا باز و بسته کردن نرم‌افزار، این تخصیص باید مجدداً انجام شود. (البته ظاهراً نیازی به این کار نیست).

**نکته:** اختصاص ضرائب کاهش سربار زنده‌ی ستون‌های ساختمان در این پنجره امکان‌پذیر است منتهی در جهت اطمینان از این کاهش سربار صرف‌نظر شده است. اما جهت یادگیری برای اختصاص دادن ضرائب کاهش بار زنده، ابتدا طبق جدول صفحه ۱۶ همین تحقیق، ستون‌های مورد نظر هر طبقه را انتخاب کرده (یا با ترسیم کادر چپ به راست به دور آنها در حالت پلان و یا با انتخاب آنها در نمای ساختمان) و سپس دستور ... Design-Concrete Frame Design-View/Revise Overwrites را اجرا و در قسمت Live Load Reduction Factor مقدار ضریب کاهش بار زنده مورد نظر را وارد می‌کنیم.

### ج) تنظیم پارامترهای پروسه طراحی

همواره پارامترهای پروسه طراحی برنامه، برای سازه‌های بتنی مناسب می‌باشند و نیازی به تغییر آنها نیست. این پارامترها را می‌توان توسط دستور Option-Preferences-Concrete Frame Design را اجرا کنید.



شکل ۱-۴۸- پارامترهای طراحی بتنی

**توجه:** مقدار ضریب Utilization Factor Limit مستقل از نوع آیین‌نامه است بلکه به قضاوت مهندسی وابسته است. اما آیین‌نامه مقدار حداکثر آن را یک معرفی می‌کند. بهتر است اگر از گزینه Design برای معرفی مقاطع ستون‌ها استفاده کردیم، مقدار ضریب Utilization Factor Limit را ۰/۹۹۹ قرار دهیم.

### پ) کنترل ترکیب بارهای طراحی

برنامه‌ی Etabs به طور خودکار با انتخاب آیین‌نامه طراحی سازه (در اینجا ACI318-99)، ترکیبات بارگذاری مناسب آن آیین‌نامه را فراخوانی می‌کند و در طراحی سازه شرکت می‌دهد. اما با کنترل این ترکیب بارها، شاهد وجود اختلافات فاحشی با ترکیب بارهای واقعی آیین‌نامه ACI318-99 خواهیم بود. علاوه بر این طبق آیین‌نامه ۲۸۰۰ باید چندین ترکیب بار اضافی برای طراحی کنسول‌های سازه به برنامه معرفی کنیم.

۱) ترکیبات بار طراحی سازه‌های بتن آرمه طبق ACI 318-99

الف) ترکیبات بارگذاری طراحی ساختمان‌های بتنی به صورت زیر است:

$$\begin{aligned} \text{DCON1} &= 1.4\text{DL} \\ \text{DCON2} &= 1.4\text{DL} + 1.7\text{LL} \\ \text{DCON3,4} &= 1.05\text{DL} + 1.275\text{LL} \pm 1.4025\text{EQX} \\ \text{DCON5,6} &= 1.05\text{DL} + 1.275\text{LL} \pm 1.4025\text{EQY} \\ \text{DCON7,8} &= 0.9\text{DL} \pm 1.43\text{EQX} \\ \text{DCON9,10} &= 0.9\text{DL} \pm 1.43\text{EQY} \end{aligned} \quad \text{۷-۱}$$

ب) در صورت تعریف حالات بارگذاری زلزله با پیچش تصادفی، ترکیبات بارگذاری باید به صورت زیر تعریف گردد:

$$\begin{aligned} \text{DCON1} &= 1.4\text{DL} \\ \text{DCON2} &= 1.4\text{DL} + 1.7\text{LL} \\ \text{DCON3,4} &= 1.05\text{DL} + 1.275\text{LL} \pm 1.4025\text{EQX} \\ \text{DCON5,6} &= 1.05\text{DL} + 1.275\text{LL} \pm 1.4025\text{EQPX} \\ \text{DCON7,8} &= 1.05\text{DL} + 1.275\text{LL} \pm 1.4025\text{EQNX} \\ \text{DCON9,10} &= 1.05\text{DL} + 1.275\text{LL} \pm 1.4025\text{EQY} \\ \text{DCON11,12} &= 1.05\text{DL} + 1.275\text{LL} \pm 1.4025\text{EQPY} \\ \text{DCON13,14} &= 1.05\text{DL} + 1.275\text{LL} \pm 1.4025\text{EQNY} \\ \text{DCON15,16} &= 0.9\text{DL} \pm 1.43\text{EQX} \\ \text{DCON17,18} &= 0.9\text{DL} \pm 1.43\text{EQPX} \\ \text{DCON19,20} &= 0.9\text{DL} \pm 1.43\text{EQNX} \\ \text{DCON21,22} &= 0.9\text{DL} \pm 1.43\text{EQY} \\ \text{DCON23,24} &= 0.9\text{DL} \pm 1.43\text{EQPY} \\ \text{DCON25,26} &= 0.9\text{DL} \pm 1.43\text{EQNY} \end{aligned} \quad \text{۸-۱}$$

ج) بر اساس بند ۲-۳-۱۲-۳ آیین‌نامه ۲۸۰۰، در صورت وجود طره، نیروی قائم زلزله همراه با نیروهای افقی باید در ترکیبات زیر

فقط برای طراحی تیرها و ستون‌های اطراف کنسول‌ها به کار برده شوند و نباید برای طراحی کل سازه ملاک عمل واقع شوند:

- ۱۰۰ درصد نیروی زلزله در هر امتداد افقی با ۳۰ درصد نیروی زلزله در امتداد عمود بر آن و ۳۰ درصد نیروی زلزله در امتداد قائم.

- ۱۰۰ درصد نیروی زلزله در امتداد قائم با ۳۰ درصد نیروی زلزله در هر یک از دو امتداد افقی عمود بر هم.

برای حالتی که در سازه مورد بررسی، ۱- کاهش بار زنده را اعمال نمی‌کنیم، ۲- کنسول طره‌ای داشته باشیم ۳- و بخواهیم اثر پیچش تصادفی را در نظر بگیریم برنامه به طور خودکار DCON1 تا DCON44 را می‌سازد که از این ترکیب بارها:

ترکیب بارهای نوع اول:

(DCON1,2,3,4,5,6,7,8,9,10,11,12,13,14,31,32,33,34,35,36,37,38,39,40,41,42) برای طراحی کل سازه به جزء

کنسول‌ها و تیرها و ستون‌های متصل به آنها.

و ترکیب بارهای نوع دوم:

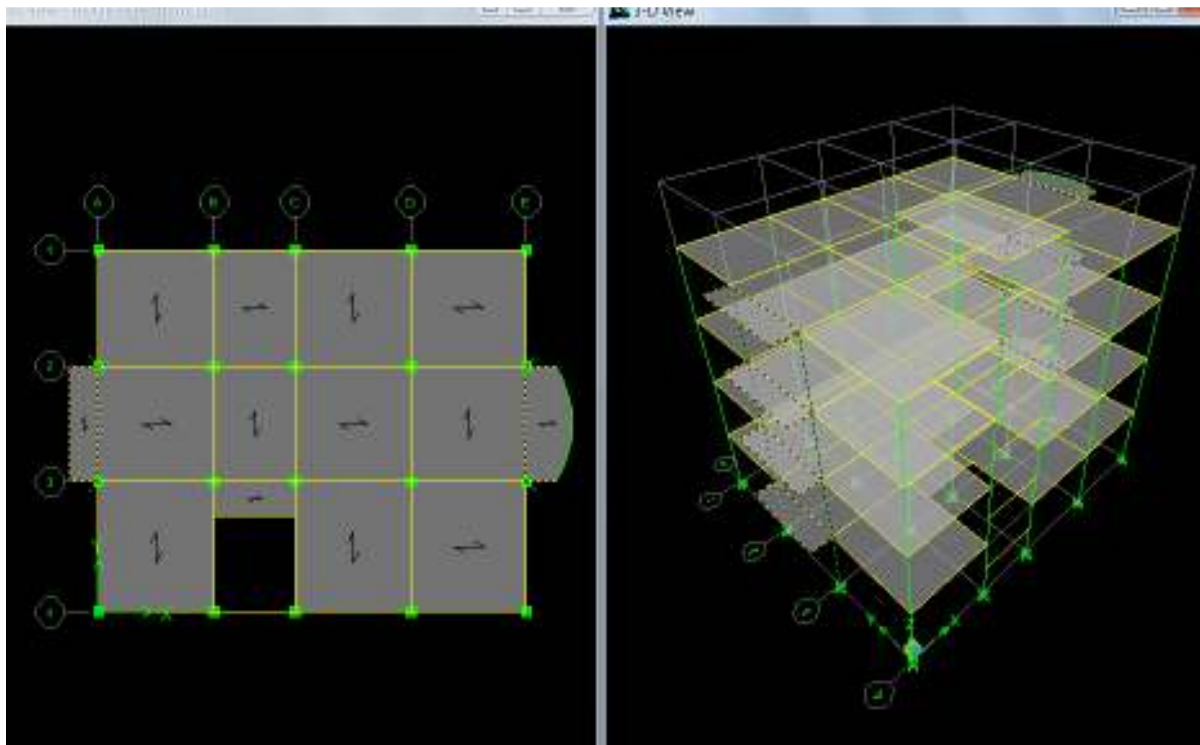
(48 تا EZ1) برای طراحی کنسول‌ها و تیر و ستون‌های اطراف کنسول‌ها کاربرد دارد.

توجه گردد که ترکیب بارهای نوع اول را در قسمت Design Combos وارد و سازه را طراحی کرده و سپس از فایل، Save as

گرفته (به اسم Design02) و کلیه ترکیب بارهای نوع اول را Remove و سپس ترکیب بارهای نوع دوم را به قسمت Design

Combos اضافه (Add) می‌کنیم. حال فقط کلیه تیر و ستون‌های متصل به کنسول‌ها را برای طراحی انتخاب و سپس دکمه شروع

طراحی را می‌زنیم.



شکل ۱-۴۹- انتخاب تیرها و ستون‌های متصل به کنسول

### د) شروع طراحی ساختمان

طراحی ساختمان در دو مرحله انجام می‌گیرد:

۱- کلیه تیر و ستون‌های متصل به کنسول‌ها را انتخاب و پس از آن دستور Design-Overwrite Frame Design Procedure را اجرا و در پنجره‌ی ظاهر شده گزینه‌ی No Design را انتخاب کنید و بر روی OK کلیک نمایید تا برنامه این اعضاء را فعلاً طراحی نکند. ترکیب بارهای نوع اول را انتخاب و سپس با اجرای دستور Design-Concrete Frame Design-Start Design/Check Of Structure طراحی ساختمان را شروع کنید.

۲- یک Save as دیگر از فایل Design01 گرفته و به اسم Design02 ذخیره می‌کنیم. کلیه اعضاء سازه به جزء تیر و ستون‌های متصل به کنسول‌ها را انتخاب و پس از آن دستور Design-Overwrite Frame Design Procedure را اجرا و در پنجره‌ی ظاهر شده گزینه‌ی No Design را انتخاب کنید و بر روی OK کلیک نمایید تا برنامه این اعضاء را طراحی نکند. ترکیب بارهای نوع دوم را انتخاب و سپس با اجرای دستور Design-Concrete Frame Design-Start Design/Check Of Structure طراحی ساختمان را شروع کنید.

و پس از پایان طراحی، آرماتورهای مورد نیاز خمشی (طولی) تیرها و ستون‌ها نمایش داده می‌شود. برای مشاهده‌ی بهتر مساحت آرماتورها بهتر است از واحد  $\text{Kgf-cm}$  را انتخاب کنیم. توجه شود که چون در این پروژه در تعریف مقاطع ستون‌ها گزینه‌ی Check زده شده بود، برنامه آرماتورهای مورد نیاز ستون‌ها را نمایش نمی‌دهد.

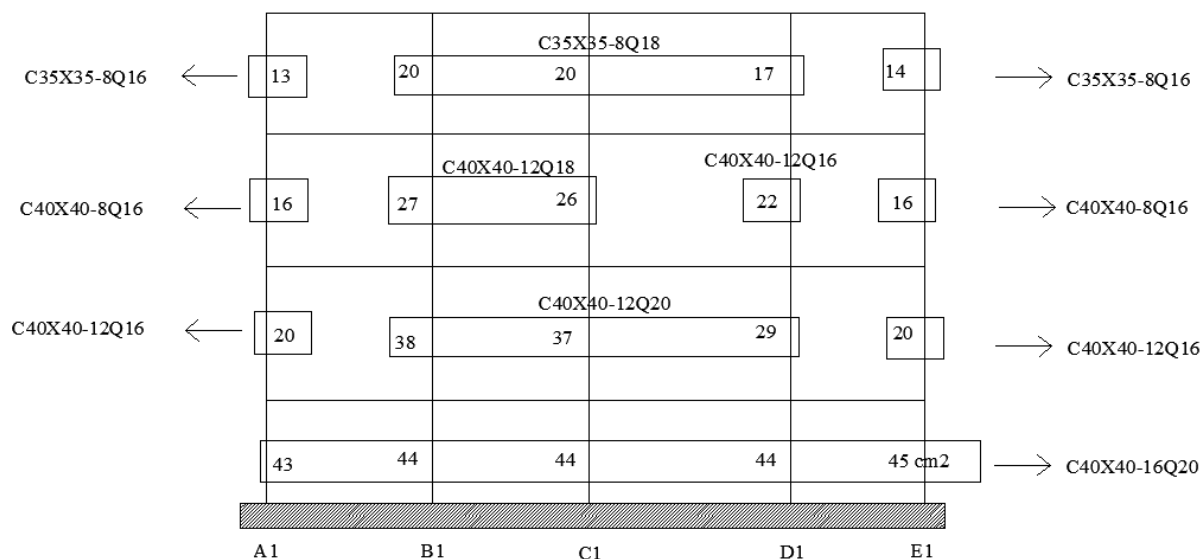
### چ) بررسی کنترل طراحی ساختمان و ارائه نقشه‌های اجرایی

#### ۱) بررسی و کنترل کفایت مقاطع ستون‌ها

چون در این پروژه از روش Design برای تعریف مقاطع ستون‌ها تعریف شده است، مقدار Ratio برای تمامی ستون‌ها کمتر از یک و اقتصادی می‌باشد. پس نیازی به این کنترل نیست.

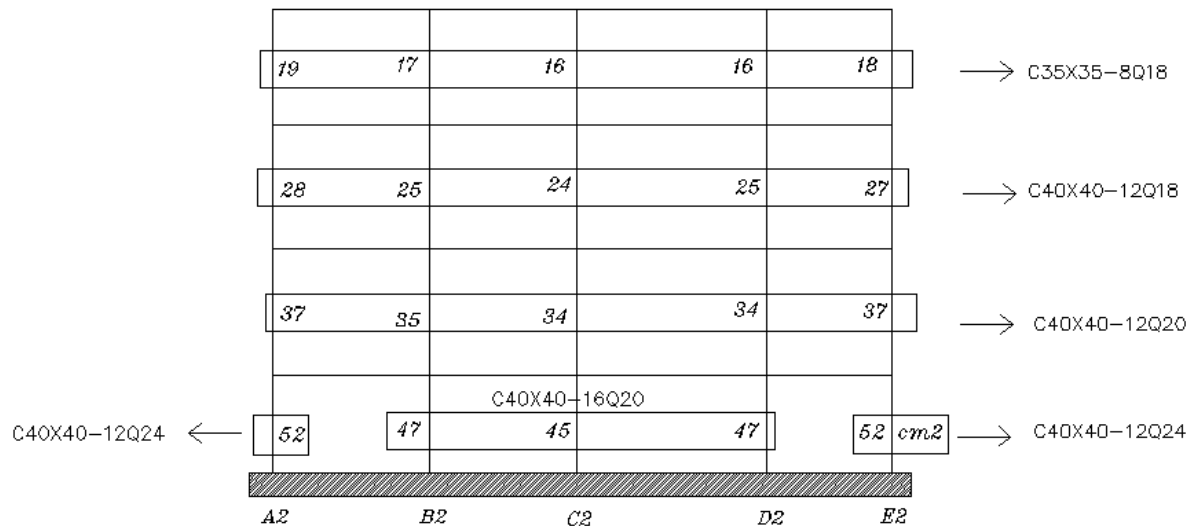
**نکته:** برای اقتصادی شدن طرحمان، باید مقطع ستون‌ها آرماتورهای متفاوتی داشته باشند حتی به صورت نامتقارن و خارج از تیپ بندی معینی. که این کار از لحاظ اجرایی نیز مشکلی ندارد و مرسوم است.

مقاطع در نهایت به صورت زیر انتخاب شده‌اند:

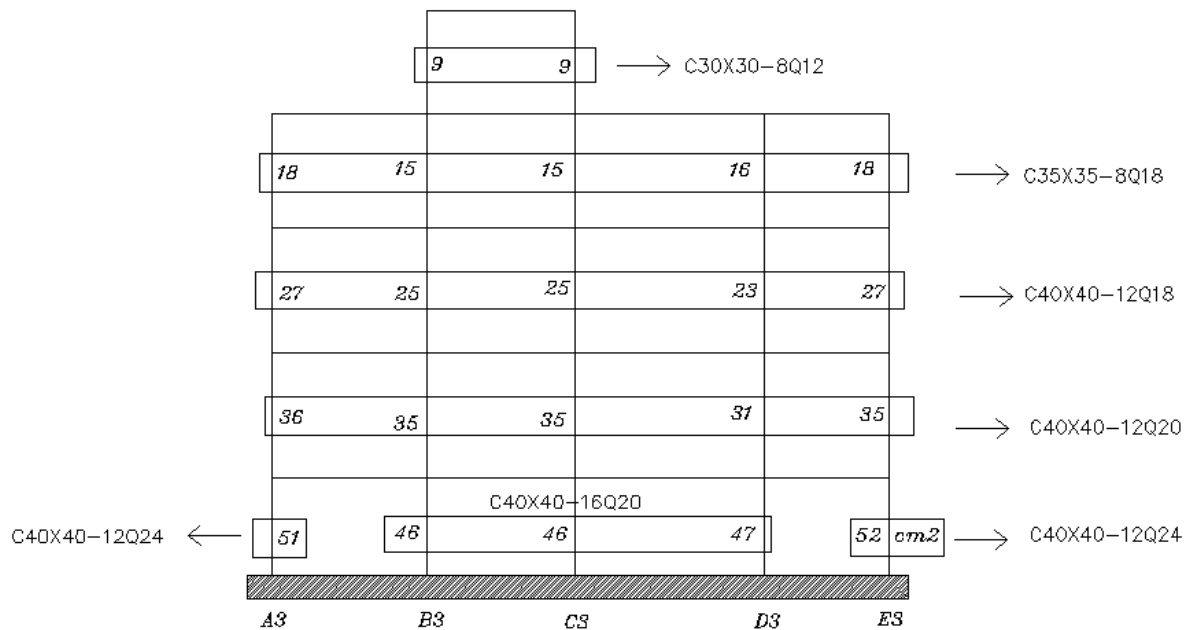


شکل ۱-۶۲- مقاطع نهایی ستون‌های قاب ۱

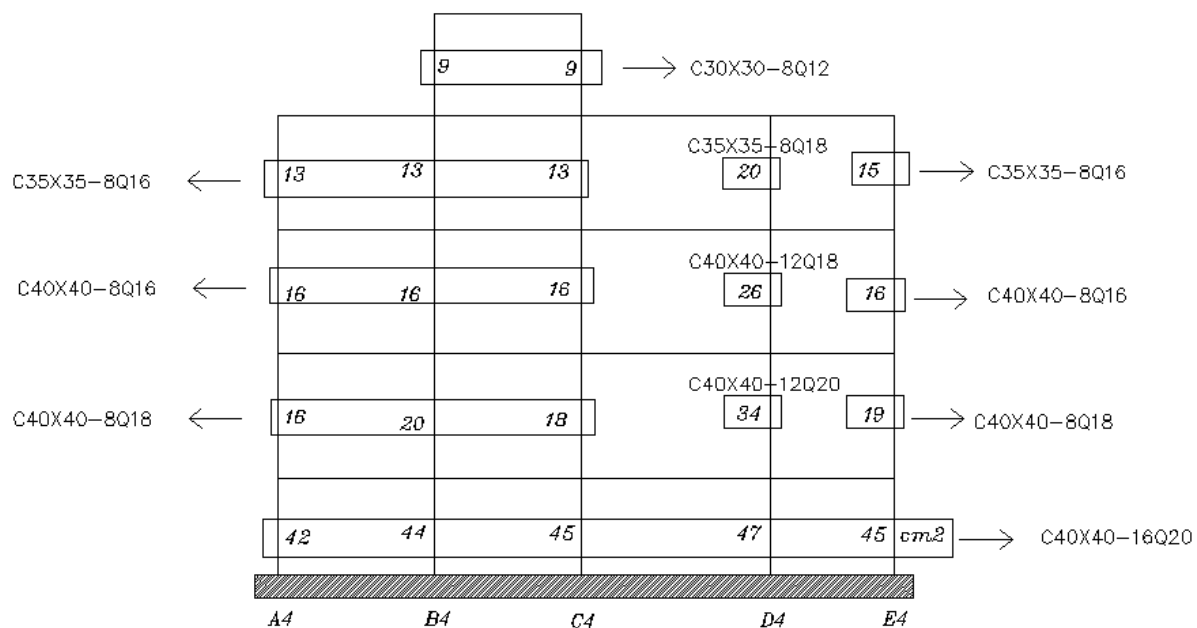
برای سایر قاب‌ها نیز به همین ترتیب می‌توان آرایش، تعداد و نمره میلگردها را انتخاب کرد. توجه گردد برای انتخاب آرماتورهای ستون‌هایی که به کنسول‌ها متصل هستند، باید به فایل Design02 رجوع کرد.



شکل ۱-۶۳- مقاطع نهایی ستون‌های قاب ۲



شکل ۱-۶۴- مقاطع نهایی ستون‌های قاب ۳



شکل ۱-۶۵- مقاطع نهایی ستون‌های قاب ۴

**نکته:** باید توجه نمود که هنگام برداشت نمودن میزان مساحت میلگردهای طولی مورد نیاز ستون‌های ساختمان، روند مقدار مساحت مورد نیاز آرماتورهای طولی از پایین به بالا باید نزولی باشد. در ضمن باید مقدار حداقل و حداکثر آرماتورهایی را که می‌توان در مقطع ستون قرار داد را کنترل کرد (طبق گام زیر).

## ۲) تعیین آرماتورهای طولی ستون‌ها

در اینجا محدودیت‌های آرماتورگذاری طولی ستون برای قاب‌های خمشی با شکل‌پذیری متوسط طبق فصل بیستم مبحث نهم مقررات ملی بررسی می‌شود.



طبق بند ۹-۲۰-۳-۲-۱ مبحث نهم مقررات ملی:

الف- در ستون‌ها نسبت آرماتور طولی نباید کمتر از ۱ درصد و بیشتر از ۳ درصد باشد که این محدودیت در محل وصله‌ها (چون مقدار آرماتورها ۲ برابر می‌شود) به ۶ درصد محدود می‌شود. در صورت استفاده از فولاد S400، حداکثر نسبت آرماتور طولی خارج از محل وصله‌ها به ۴/۵ درصد محدود می‌شود. فولادهای طولی مقاطع ستون‌های این ساختمان S400 می‌باشد.

محدودیت مقدار آرماتورهای طولی ستون در خارج از محل وصله‌ها:

$$S340(All) \rightarrow 0.01 \leq \rho \leq 0.03$$

$$S400(Alll) \rightarrow 0.01 \leq \rho \leq 0.045$$

در این پروژه برای آرماتورهای طولی ستون از S400 و برای آرماتورهای عرضی ستون از S340 استفاده شده است.

کنترل نهایی درصد میلگردهای طولی مجاز در ستون‌ها:

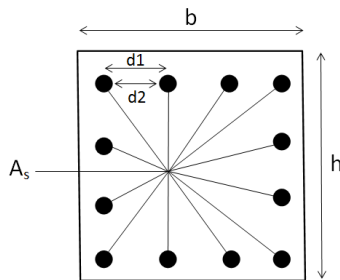
برای این کار دستور Design-Concrete Frame Design-Display Design

Info را اجرا کنید. از پنجره‌ی باز شده، از جعبه‌ی کشویی Design Output،



گزینه‌ی Rebar Percentage را انتخاب نمایید. سپس با استفاده از گزینه‌ی

به نمای قاب‌های سازه رفته و برای تمامی ستون‌ها این مقادیر را کنترل کنید. این بند در این پروژه OK است.



$$\rho = A_s / b \cdot d$$

طبق بند ۹-۲۰-۳-۲-۲ مبحث نهم مقررات ملی:

ب- فاصله‌ی محور تا محور میلگردهای طولی از ۲۰ سانتیمتر بیشتر نباشد. ( $d1 \leq 20 \text{ cm}$ )

برای بعضی از مقاطع بحرانی‌تر این کنترل در زیر انجام شده است:

برای ستون‌هایی که ۸ عدد میلگرد طولی دارند، حداکثر فاصله آکس تا آکس میلگردهای مجاور در هر جهت برابر است با:

$$\frac{35 - 6 - 6}{2} = 11.5 < 20 \text{ cm}$$

$$\frac{40 - 6 - 6}{2} = 14 < 20 \text{ cm}$$

پس برای ستون‌هایی که ۱۲ عدد میلگرد طولی دارند، حداکثر فاصله آکس تا آکس میلگردهای مجاور در هر جهت برابر است با:

$$\frac{40 - 6 - 6}{3} = 9 < 20 \text{ cm}$$

و برای ستون‌هایی که ۱۶ عدد میلگرد طولی دارند، حداکثر فاصله آکس تا آکس میلگردهای مجاور در هر جهت برابر است با:

$$\frac{40 - 6 - 6}{4} = 7 < 20 \text{ cm}$$

طبق بند ۹-۱۱-۱۱-۱ مبحث نهم مقررات ملی:

ج- فاصله‌ی آزاد بین هر دو میلگرد موازی واقع در یک سفره نباید از هیچ یک مقادیر ۱ تا ۳ این بند کمتر باشد:

۱- قطر میلگرد بزرگتر.

$$d2 \geq \max(1, 2, 3) \cong 3 \text{ cm}$$

۲- ۲/۵ سانتیمتر.

۳- ۱/۳۳ برابر قطر اسمی بزرگترین سنگدانه.

برای بعضی مقاطع مشکوک‌تر این کنترل در زیر انجام شده است:

$$C40 \times 40 - 16\phi 22 \rightarrow \frac{40 - 6 - 6}{4} - 2.2 = 4.8 > 3 \text{ cm}$$



$$C35 \times 35 - 8\emptyset 18 \rightarrow \frac{35 - 6 - 6}{2} - 1.8 = 9.7 > 3 \text{ cm}$$

و ....

طبق بند ۹-۱۱-۲-۹ مبحث نهم مقررات ملی:

د- حداقل تعداد میلگردهای طولی در قطعات فشاری با تنگ مستطیلی، ۴ عدد است.

### ۳) آرماتورهای عرضی (برشی) ستون

محدودیت آرماتورهای عرضی ستون طبق بند ۹-۲۰-۳-۲-۵ مبحث نهم:

#### الف) در ناحیه عادی

۱- تمامی میلگردهای اعضای فشاری باید با خاموت در بر گرفته شوند.

۲- قطر خاموت‌ها نباید کمتر از یک سوم قطر بزرگترین میلگرد طولی و کمتر از ۶ میلیمتر باشد.

$$d_b \geq \max (1/3 \times D_{\max}, 6mm)$$

$$D_{\max} \leq 30 \text{ mm}$$

که  $D_{\max}$  قطر بزرگترین میلگرد طولی ستون است.

۳- فاصله آکس تا آکس هر دو خاموت متوالی:

$$s \leq \min (25 \text{ cm}, \text{کوچکترین بعد عضو فشاری}, 12D_{\min}, 36d_b)$$

که  $D_{\min}$  قطر کوچکترین میلگرد طولی ستون و  $d_b$  قطر خاموت است.

۴- تعداد خاموت‌ها در هر مقطع باید طوری باشد که هر یک از میلگردهای زیر در گوشه یک خاموت با زاویه داخلی حداکثر

۱۳۵ درجه قرار گیرد و به طور جانبی نگه داشته شود.

- هر میلگردی که در گوشه‌های عضو قرار دارد.

- هر میلگرد غیر گوشه‌ای به صورت حداکثر یک در میان.

- هر میلگردی که فاصله آزاد آن تا میلگرد نگهداری شده مجاور بیش از ۱۵ سانتیمتر باشد.

#### ب) در ناحیه ویژه

طول ناحیه بحرانی یا ویژه برابر است با:

$$L_0 \geq \max (45 \text{ cm}, \text{بعد بیشتر ستون}, \text{ارتفاع آزاد ستون} \times 1/6)$$

۱- قطر خاموت‌ها نباید از ۸ میلیمتر کمتر باشد.

۲- فاصله هر دو خاموت متوالی:

$$x \leq \min (25 \text{ cm}, \text{نصف کوچکترین ضلع مقطع ستون}, 8D_{\min}, 24d_b)$$


که  $D_{\min}$  قطر کوچکترین میلگرد طولی ستون و  $d_b$  قطر خاموت است.

۳- فاصله اولین خاموت از بر اتصال ستون به تیر:

$$z \leq x/2$$

۴- در محل اتصال ستون به شالوده، آرماتور طولی ستون که به داخل فونداسیون برده شده است، باید در طول حداقل ۳۰ سانتیمتر

با خاموت‌های زیر تقویت گردد. ضابطه مربوط به قطر خاموت و فاصله هر دو خاموت، مثل ضوابط خاموت برای ناحیه ویژه است.

برای مشاهده‌ی بهتر مساحت آرماتورها بهتر است واحد  Kg-f-cm را انتخاب کنیم و برای نمایش مساحت آرماتورها تا ۲ رقم

اعشار دستور Option-Preferences-Output Decimals اجرا و در پنجره‌ی ظاهر شده در جعبه‌ی Rebar Areas عدد ۲ را وارد

کنید و سپس بر روی دکمه‌ی OK کلیک نمائید. برای نمایش مساحت آرماتورهای عرضی مورد نیاز ستون‌ها، دستور Design-

Concrete Frame Design-Display Design Information را اجرا و از پنجره‌ی ظاهر شده از بخش Design Output گزینه‌ی Shear Reinforcing را برگزینید و سپس بر روی دکمه‌ی OK کلیک نمایید. به یکی از نماهای سازه بروید.

گام ۱- برنامه مقدار آرماتور برشی مورد نیاز ستون‌ها را در جهت محور محلی ۲ به صورت  $(\frac{A_v}{S})_2$  و در جهت محور محلی ۳ به صورت  $(\frac{A_v}{S})_3$  بر روی هر ستون گزارش می‌دهد که  $(\frac{A_v}{S})_3$  در سمت راست هر ستون و  $(\frac{A_v}{S})_2$  در سمت چپ هر ستون نمایش داده می‌گردد. نسبت حداکثر  $\frac{A_v}{S}$  برداشت و خاموت مورد نیاز ستون طبق آن محاسبه می‌شود.

**تذکره:** برنامه‌ی Etabs قادر به کنترل  $(\frac{A_v}{S})_{min}$  برای تیرها و ستون‌ها نمی‌باشد، پس نیاز است که این کنترل توسط کاربر انجام گیرد.

$$(\frac{A_v}{S})_{min} = \frac{0.35b_w}{f_{ys}} = \frac{0.35 \times 400}{300} = 0.47 \text{ mm}^2/\text{mm} = 0.047 \text{ cm}^2/\text{cm} - \text{Story 1,2,3}$$

$$(\frac{A_v}{S})_{min} = \frac{0.35b_w}{f_{ys}} = \frac{0.35 \times 350}{300} = 0.41 \text{ mm}^2/\text{mm} = 0.041 \text{ cm}^2/\text{cm} - \text{Story Roof}$$

$$(\frac{A_v}{S})_{min} = \frac{0.35b_w}{f_{ys}} = \frac{0.35 \times 300}{300} = 0.35 \text{ mm}^2/\text{mm} = 0.035 \text{ cm}^2/\text{cm} - \text{Pent}$$

که این مقدار حداقل باید برای تمامی نقاطی که نسبت  $\frac{A_v}{S}$  آنها کمتر از  $(\frac{A_v}{S})_{min}$  است، با آرماتور حداقل برشی تعبیه گردد.

این نسبت مورد نیاز برای ستون‌های سازه بر حسب سانتیمتر در جدول زیر آورده شده است.

PENT	ROOF	Story 3	Story 2	Story 1	ستون
-	0.067	0.06	0.078	$A_v/S = 0.092 \text{ cm}^2/\text{cm}$	A1
-	0.104	0.103	0.136	$A_v/S = 0.138 \text{ cm}^2/\text{cm}$	B1
-	0.103	0.103	0.135	$A_v/S = 0.136 \text{ cm}^2/\text{cm}$	C1
-	0.101	0.091	0.120	$A_v/S = 0.121 \text{ cm}^2/\text{cm}$	D1
-	0.076	0.07	0.087	$A_v/S = 0.09 \text{ cm}^2/\text{cm}$	E1
-	0.041	0.047	0.047	$A_v/S = 0.047 \text{ cm}^2/\text{cm}$	A2
-	0.1	0.101	0.047	$A_v/S = 0.047 \text{ cm}^2/\text{cm}$	B2
-	0.098	0.097	0.047	$A_v/S = 0.047 \text{ cm}^2/\text{cm}$	C2
-	0.096	0.047	0.047	$A_v/S = 0.047 \text{ cm}^2/\text{cm}$	D2
-	0.041	0.047	0.047	$A_v/S = 0.047 \text{ cm}^2/\text{cm}$	E2
-	0.041	0.047	0.047	$A_v/S = 0.047 \text{ cm}^2/\text{cm}$	A3
0.044	0.041	0.047	0.047	$A_v/S = 0.047 \text{ cm}^2/\text{cm}$	B3
0.043	0.041	0.047	0.047	$A_v/S = 0.047 \text{ cm}^2/\text{cm}$	C3
-	0.096	0.047	0.047	$A_v/S = 0.047 \text{ cm}^2/\text{cm}$	D3
-	0.041	0.047	0.047	$A_v/S = 0.047 \text{ cm}^2/\text{cm}$	E3
-	0.074	0.068	0.084	$A_v/S = 0.086 \text{ cm}^2/\text{cm}$	A4
0.043	0.068	0.069	0.047	$A_v/S = 0.047 \text{ cm}^2/\text{cm}$	B4
0.043	0.067	0.064	0.047	$A_v/S = 0.047 \text{ cm}^2/\text{cm}$	C4
-	0.111	0.103	0.047	$A_v/S = 0.047 \text{ cm}^2/\text{cm}$	D4
-	0.08	0.07	0.086	$A_v/S = 0.086 \text{ cm}^2/\text{cm}$	E4

طرح برشی ستون در ناحیه عادی:

برای ستون A1 طبقه اول ( $A_v/S = 0.092$ ,  $C40 \times 40 - 16\emptyset 20$ ):

$$d_b \geq \max(1/3 \times D_{\max}, 6\text{mm}) = \max\left(\frac{1}{3} \times 20, 6\right) = 6.67\text{mm} \Rightarrow d_b = 10\text{ mm}$$

$$S \leq \min(12D_{\min}, 36d_b, \text{کوچکترین بعد عضو فشاری}, 250\text{mm}) = \min(12 \times 20, 36 \times 10, 8400, 250) = 240\text{ mm}$$

$$\Rightarrow S = 150\text{ mm}$$

$$A_v/S = 0.092 \text{ cm}^2/\text{cm} \times 100 = 9.2 \text{ cm}^2/\text{m} \Rightarrow A_v = 0.15 \times 9.2 = 1.38 \text{ cm}^2 \rightarrow \frac{A_v}{3} = 1.38/3 = 0.46$$

$\rightarrow \emptyset 10@15\text{cm}$  (با فرض سه ساق خاموت)

که  $A_v$  مساحت کل ساق‌های مورد نیاز برای خاموت مقطع ستون است.

طرح برشی ستون در ناحیه ویژه:

برای ستون A1 طبقه اول ( $A_v/S = 0.092, C40 \times 40 - 16\phi 20$ ):

$$d_b \geq 8 \text{ mm} \Rightarrow d_b = 10 \text{ mm}$$

$$L_0 \geq \max\left(\frac{1}{6} \times \text{ارتفاع آزاد ستون}, 450 \text{ mm}\right) = \max\left(\frac{1}{6} \times 270, 40, 45\right) = 45 \text{ cm} \Rightarrow L_0 = 60 \text{ cm}$$

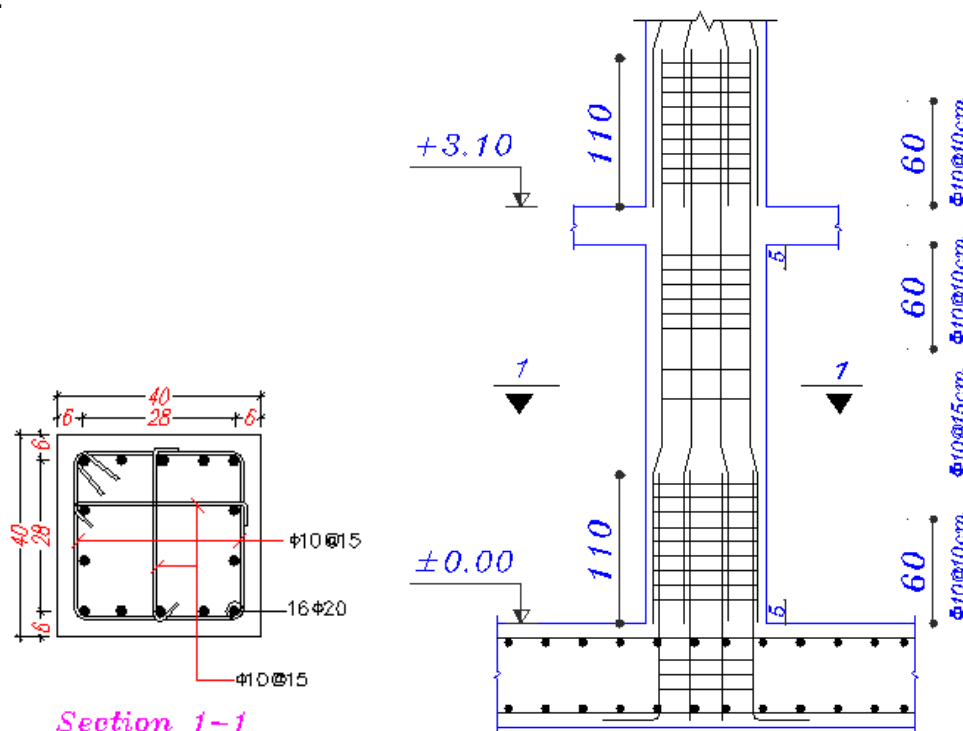
$$x \leq \min\left(8D_{\min}, 24d_b, \text{نصف کوچکترین بعد عضو فشاری}, 250 \text{ mm}\right) = \min\left(8 \times 20, 24 \times 8, \frac{400}{2}, 250\right) = 160 \text{ mm}$$

$$\rightarrow x = 10 \text{ cm}$$

$$A_v/S = 0.092 \text{ cm}^2/\text{cm} \times 100 = 9.2 \text{ cm}^2/\text{m} \Rightarrow A_v = 0.1 \times 9.2 = 0.92 \text{ cm}^2 \rightarrow \frac{A_v}{3} = 0.92/3 = 0.31$$

$\rightarrow \phi 10@10\text{cm}$  (با فرض سه ساق خاموت)

$$z \leq \frac{x}{2} = \frac{10}{2} = 5 \text{ cm} \rightarrow z = 5 \text{ cm}$$



شکل ۱-۶۶- جزئیات آرماتور گذاری ستون A1 طبقه اول

برای سایر ستونها نیز به همین ترتیب محاسبات انجام می گیرد.

**نکته ۱:** با آرایش خاموت گذاری (با فرض سه ساق خاموت)  $\phi 10@15\text{cm}$  در ناحیه عادی ستونها تا  $A_v/S = 0.156 \text{ cm}^2/\text{cm}$

جوابگو است. و با آرایش خاموت گذاری (با فرض دو ساق خاموت)  $\phi 10@15\text{cm}$  در ناحیه عادی ستونها تا  $A_v/S = 0.104 \text{ cm}^2/\text{cm}$  جوابگو است.

**نکته ۲:** با آرایش خاموت گذاری (با فرض سه ساق خاموت)  $\phi 10@10\text{cm}$  در ناحیه ویژه ستونها تا  $A_v/S = 0.234 \text{ cm}^2/\text{cm}$

جوابگو است. و با آرایش خاموت گذاری (با فرض دو ساق خاموت)  $\phi 10@10\text{cm}$  در ناحیه ویژه ستونها تا  $A_v/S = 0.156 \text{ cm}^2/\text{cm}$  جوابگو است.

با رعایت کردن این دو نکته به راحتی می توان آرماتورهای برشی ستون را در ناحیه عادی و ویژه پیدا کرد.

#### ۴) آرماتورهای طولی تیر

طبق بند ۹-۲۰-۳-۱-۲-۱ مبحث نهم، در تمامی مقاطع تیرها، نسبت آرماتورهای کششی هم در بالا و هم در پایین، نباید کمتر از  $\max\left(\frac{1.4}{f_y}, \frac{0.25\sqrt{f_c}}{f_y}\right)$  و بیشتر از ۰/۰۲۵ اختیار شود.

$$\max\left(\frac{1.4}{f_y}, \frac{0.25\sqrt{f_c}}{f_y}\right) \leq \rho \leq 0.025$$

که  $f_c, f_y$  بر حسب مگاپاسکال هستند.

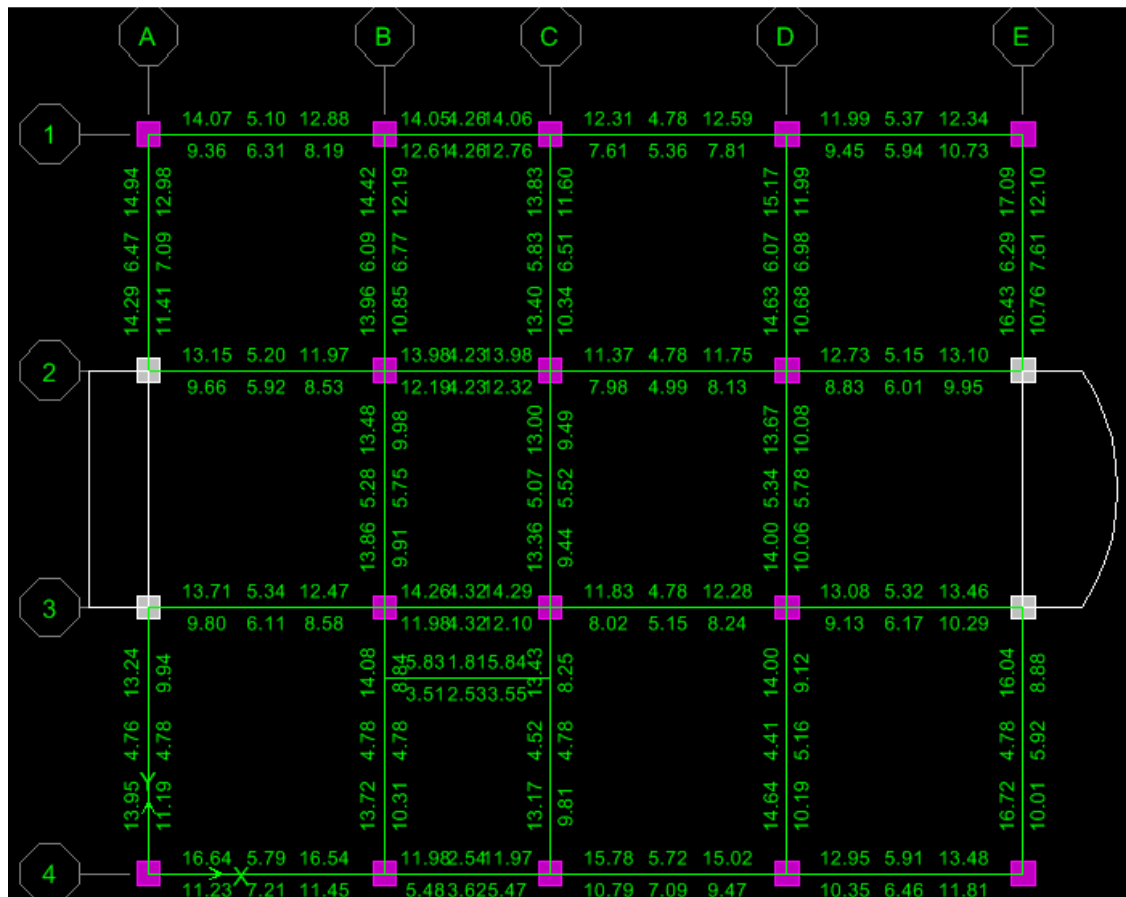
طبق بند ۹-۲۰-۳-۱-۲-۱ مبحث نهم، حداقل دو میلگرد با قطر مساوی یا بزرگتر از ۱۲ میلیمتر باید هم در پایین و هم در بالای مقطع عضو خمشی در سراسر طول ادامه یابند.

در این پروژه برای کلیه تیرها باید این محدودیت کنترل گردد:

$$\max\left(\frac{1.4}{f_y}, \frac{0.25\sqrt{f_c}}{f_y}\right) \leq \rho \leq 0.025 \Rightarrow \max\left(\frac{1.4}{400}, \frac{0.25\sqrt{21}}{400}\right) = \max(0.0035, 0.0029) = 0.0035 \leq \rho \leq 0.025$$

پس از طراحی تیرها، برنامه مقدار آرماتور خمشی (طولی) تیرها را در بالا و پایین و در سه ایستگاه ابتدا، وسط و انتهای تیر، بر روی تیرها نمایش می‌دهد. برای مشاهده‌ی بهتر مساحت آرماتورها بهتر است واحد  $\text{Kg-f-cm}$  را انتخاب کنیم. برای نمایش مساحت آرماتورهای طولی مورد نیاز تیرها، دستور Design-Concrete Frame Design-Display Design Information را اجرا و از پنجره‌ی ظاهر شده از بخش Design Output گزینه‌ی Longitudinal Reinforcing را برگزینید و سپس بر روی دکمه‌ی OK و در نهایت بر روی گزینه‌ی  $\frac{e}{f_y}$  کلیک نمایید.

**نکته:** برای جلوگیری از حجم زیاد نقشه‌های اجرایی و پیچیده شدن نقشه، بهتر است برای قاب‌هایی که مساحت آرماتور طولی تیرهای آن تا ۱ سانتی‌متر مربع اختلاف دارند را یک تیپ معرفی کرد. برای مشاهده بهتر، بهتر است در پلان باشید و تنها از یک پنجره استفاده کنید.



شکل ۱-۶۷-آرماتورهای طولی تیرهای طبقه اول

**نکته:** تحت اثر بار ثقلی تار پایین وسط دهانه تیر و تار بالای نزدیک تکیه گاه ها تحت کشش و بقیه نقاط تحت فشار می افتد. اما تحت اثر نیروی رفت و برگشت زلزله یک تار تحت فشار و چند لحظه بعد تحت کشش می افتد. از آنجایی که برنامه  $A_{s\ min}$  را چک نمی کند، مهندس محاسب باید بطور دستی آرماتور کششی حداقل را در تیرها کنترل کند.  $A_{s\ min}$  برای تیرهای مربعی ۴۰ سانتی متری برابر است با:

$$A_{s\ min} = \rho_{min} \times b \times d$$

پس آرماتورهای بالا و پایین وسط دهانه بعضی دهانه ها کم هستند و باید آرماتور حداقل در این نواحی استفاده شوند.

$A_{s\ min}$  برای تیرهای مربعی ۳۰ سانتی متری برابر است با:

$$A_{s\ min} = \rho_{min} \times b \times d = 0.0035 \times 300 \times 240 = 252 \text{ mm}^2 = 2.52 \text{ cm}^2$$

تعیین آرماتورهای طولی تیرهای قاب ۱ طبقه اول:

آرماتور سراسری تیرها برابر هستند با:

$$= \max(A_{s\ min}, \text{حداکثر مقدار ایستگاه وسط تیر}) = \max(4.76, 7.21) = 7.21 \text{ cm}^2 \rightarrow 3\phi 18 (7.63 \text{ cm}^2)$$

$$0.0035 \leq \rho \leq 0.025 \Rightarrow \rho = 7.63 / (40 \times 34) = 0.0055 \rightarrow OK$$

در هر جایی که مقدار آرماتور مورد نیاز بیشتر از  $A_{s\ min}$  بود باید آرماتور تقویت قرار داد.

**نکته:** بهتر است نمره آرماتورهای تقویت و سراسری یا هم نمره باشند یا حداقل ۲ نمره با هم اختلاف داشته باشند (برای اینکه آرماتوربند یا مهندس ناظر آن دو را براحتی از هم تشخیص دهند و اشتباه نگیرند مثلاً یا هر دو ۱۸ باشند یا یکی ۱۸ و دیگری ۱۴).

طبق بند ۹-۱۱-۱۱-۱ مبحث نهم مقررات ملی، فاصله ی آزاد بین هر دو میلگرد موازی واقع در یک سفره نباید از هیچ یک مقادیر ۱ تا ۳ این بند کمتر باشد:

۱- قطر میلگرد بزرگتر.

$$\geq \max(1,2,3) \cong 3 \text{ cm}$$

۲- ۲/۵ سانتیمتر.

۳- ۱/۳۳ برابر قطر اسمی بزرگترین سنگدانه.

**نکته:** محل قطع عملی (که بیشتر از محل قطع تئوری است) آرماتورهای تقویتی در بالای تیر یک سوم دهانه از بر ستون و در پایین تیر یک چهارم دهانه از بر ستون است که می توان در جهت اطمینان آنها را نیز یک سوم دهانه از بر ستون در نظر گرفت. جزئیات آرماتورگذاری تقویتی طبق روش ساده شده بالا برای ساختمان های معمولی که بارهای معمولی را تحمل می کنند قابل قبول است. اما باید توجه داشت که برای کارهای خاص باید از روش دقیق (آیین نامه ای) بهره جست.

**نکته:** برای تعیین آرماتورهای تقویتی تیرها، باید تیرها را تیپ بندی کرد. برای این کار می توان تیرهایی که مقدار آرماتورهای طولی آنها تا ۱ سانتی متر مربع اختلاف دارند را یک تیپ معرفی کرد.

#### تیر A1-B1:

مقدار آرماتورهای تقویت (از بر ستون ها) برابر است با:

برای سمت چپ بالا:

$$14.07 - 7.63 = 6.44 \text{ cm}^2 \rightarrow 3\emptyset 18 \Rightarrow \frac{1}{3}L_n = \frac{1}{3} \times 360 = 120 \text{ cm}$$

$$0.0035 \leq \rho \leq 0.025 \Rightarrow \rho = (7.63 + 7.63)/(40 \times 34) = 0.011 \rightarrow OK$$

این محدودیت معمولاً کنترل شده است پس از کنترل سایر مقاطع تیرها صرف نظر می کنیم.

فاصله آزاد بین میلگردها هم باید بزرگتر مساوی ۳ سانتی متر باشد، که با انتخاب سه عدد آرماتور تقویتی این فاصله حداقل به ۵/۲ سانتی متر می رسد که برای این تیر (با عرض ۴۰ سانتی متر) قابل قبول است.

برای سمت چپ پایین:

$$9.36 - 7.63 = 1.73 \text{ cm}^2 \rightarrow 1\emptyset 18 \Rightarrow \frac{1}{3}L_n = \frac{1}{3} \times 360 = 120 \text{ cm}$$

برای سمت راست بالا: (ماکزیمم مقدار قسمت بالای آرماتورهای مورد نیاز دو طرف ستون باید انتخاب شود)

$$14.05 - 7.63 = 6.42 \text{ cm}^2 \rightarrow 3\emptyset 18 \Rightarrow \frac{1}{3}L_n = \frac{1}{3} \times 360 = 120 \text{ cm}$$

برای سمت راست پایین: (ماکزیمم مقدار قسمت پایین آرماتورهای مورد نیاز دو طرف ستون باید انتخاب شود)

$$12.61 - 7.63 = 4.98 \text{ cm}^2 \rightarrow 2\emptyset 18 \Rightarrow \frac{1}{3}L_n = \frac{1}{3} \times 360 = 120 \text{ cm}$$

#### تیر B1-C1:

برای سمت چپ بالا و برای سمت چپ پایین:

در گام قبل تعیین شد.

برای سمت راست بالا:

$$14.06 - 7.63 = 6.43 \text{ cm}^2 \rightarrow 3\emptyset 18 \Rightarrow \frac{1}{3}L_n = \frac{1}{3} \times 360 = 120 \text{ cm}$$

برای سمت راست پایین:

$$12.76 - 7.63 = 5.13 \text{ cm}^2 \rightarrow 2\emptyset 18 \Rightarrow \frac{1}{3}L_n = \frac{1}{3} \times 360 = 120 \text{ cm}$$

به همین ترتیب آرماتورهای طولی سایر قاب ها را می توان طراحی کرد.

**نکته:** معمولاً بالای تیرها به آرماتورهای طولی بیشتری نیاز دارد. فلذا می‌بینیم که آرماتورهای تقویت معمولاً در بالای تیرها قرار دارند.

**نکته عمومی:** در مقاطع ۴۵ سانتیمتری تیرهای بتنی، بهتر است تعداد آرماتورهای طولی و تقویتی را برای جلوگیری از تراکم زیاد آرماتورها بیش از ۶ عدد قرار نداد.

## ۵) آرماتورهای عرضی (برشی) تیر

### تیر A1-B1 طبقه اول:

طرح برشی تیر در ناحیه عادی:

طبق بند ۹-۲۰-۳-۱-۲-۶ مبحث نهم، فاصله خاموت‌ها در خارج ناحیه ویژه نباید بیشتر از نصف ارتفاع موثر مقطع اختیار شود.  
 $x \leq d/2$

طرح برشی تیر در ناحیه ویژه:

طبق بند ۹-۲۰-۳-۱-۲-۴ مبحث نهم، ناحیه بحرانی تیر برابر است با:  
 در طولی معادل دو برابر ارتفاع مقطع از بر تکیه گاه به سمت وسط دهانه.

$$L_0 \geq 2h$$

طبق بند ۹-۲۰-۳-۱-۲-۵ مبحث نهم، خاموت‌های ناحیه بحرانی تیر باید دارای شرایط زیر باشند:  
 الف) قطر خاموت‌ها کمتر از ۶ میلیمتر نباشد.

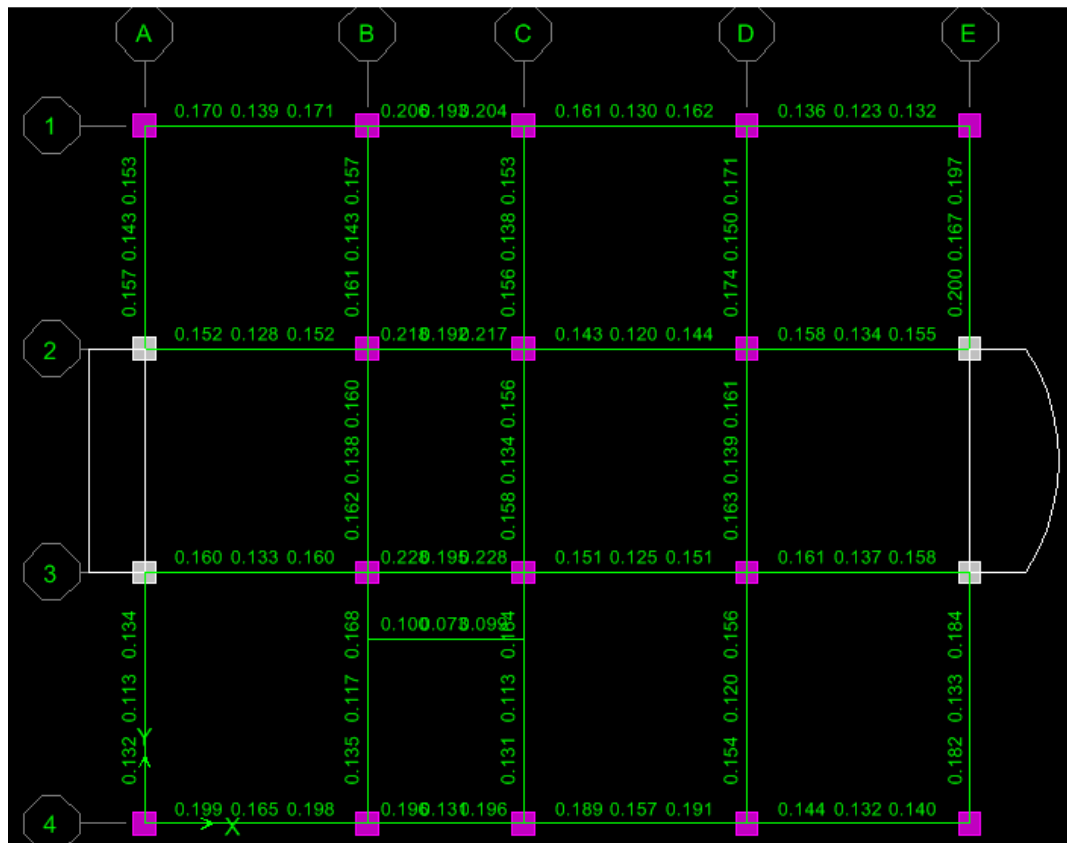
$$d_b \geq 6 \text{ mm}$$

ب) فاصله خاموت‌ها از یکدیگر بیشتر از مقادیر: یک چهارم ارتفاع موثر مقطع، ۸ برابر قطر کوچکترین آرماتور طولی، ۲۴ برابر قطر خاموت‌ها و ۳۰۰ میلیمتر نباشد.

$$s \leq \min(d/4, 8D_{\min}, 24d_b, 300 \text{ mm})$$

پ) فاصله اولین خاموت از بر تکیه گاه بیشتر از ۵۰ میلیمتر نباشد.

برای مشاهده‌ی بهتر مساحت آرماتورها بهتر است واحد  $\text{Kg/cm}^2$  را انتخاب کنیم. برای نمایش مساحت آرماتورهای عرضی مورد نیاز تیرها، دستور Design-Concrete Frame Design-Display Design Information را اجرا و از پنجره‌ی ظاهر شده از بخش Design Output گزینه‌ی Shear Reinforcing را برگزینید و سپس بر روی دکمه‌ی OK کلیک نمائید.



شکل ۱-۶۸-آرماتورهای عرضی مورد نیاز طبقه اول

گام ۱- برنامه نسبت سطح مقطع آرماتور برشی به فاصله ی آنها  $(\frac{A_v}{S})$  را برای تکیه گاه ها و وسط دهانه تیرها طبق شکل ۱-۶۷ گزارش می دهد.

تذکره: برنامه ی Etabs قادر به کنترل  $(\frac{A_v}{S})_{min}$  برای تیرها و ستونها نمی باشد، پس نیاز است که این کنترل توسط کاربر انجام گیرد.

$$(\frac{A_v}{S})_{min} = \frac{0.35b_w}{f_{ys}} = \frac{0.35 \times 400}{300} = 0.47 \text{ mm}^2/\text{mm} = 0.047 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

که طبق شکل بالا این مقدار حداقل باید برای تمامی نقاطی که نسبت  $\frac{A_v}{S}$  آنها کمتر از  $(\frac{A_v}{S})_{min}$  است، با آرماتور حداقل برشی تعبیه گردد.

خاموت ناحیه عادی:

$$d_b \geq 6 \text{ mm} \Rightarrow d_b = 8 \text{ mm}$$

$$x \leq d/2 = \frac{40 - 6}{2} = 17 \text{ cm} \Rightarrow x = 15 \text{ cm}$$

عدد وسط دهانه تیر A1-B1 را طبق تصویر ۱-۶۸ می خوانیم:

$$A_v/S = 0.139 \text{ cm}^2/\text{cm} \times 100 = 13.9 \text{ cm}^2/\text{m} \Rightarrow A_v = 0.15 \times 13.9 = 2.085 \text{ cm}^2 \rightarrow \frac{A_v}{3} = 2.09/3 = 0.7$$

$\rightarrow \emptyset 10@15\text{cm}$  (با فرض سه ساق خاموت)

که  $A_v$  سطح مقطع شاخه های تنگ ها اعم از خاموت های برشی و پیچشی است.

خاموت ناحیه ویژه:

$$d_b \geq 6 \text{ mm} \Rightarrow d_b = 8 \text{ mm}$$

$$L_0 \geq 2 \times 40 = 80 \text{ cm} \Rightarrow L_0 = 90 \text{ cm}$$

$$s \leq \min(d/4, 8D_{min}, 24d_b, 300 \text{ mm}) = \min(340/4, 8 \times 18, 24 \times 8, 300) = 85 \text{ mm} \Rightarrow s = 8 \text{ cm}$$



عدد ماکزیمم تکیه گاه سمت چپ تیر A1-B1 را طبق تصویر ۱-۶۸ می خوانیم:

$$A_v/S = 0.17 \text{ cm}^2/\text{cm} \times 100 = 17 \text{ cm}^2/\text{m} \Rightarrow A_v = 0.08 \times 17 = 1.36 \text{ cm}^2 \rightarrow 2 = 1.36/2 = 0.68$$

→ Ø10@8cm (با فرض دو ساق خاموت)

که  $A_v$  سطح مقطع شاخه های تنگ ها اعم از خاموت های برشی و پیچشی است.

### تیرهای کنسول های طبقه ی اول:

برای تیرهای با طول کم از شرایط خاموت گذاری ناحیه ویژه استفاده خواهیم کرد.

به دو دلیل: الف- در جهت اطمینان ب- به این علت که وقتی در تیرهای با طول کم به طول  $L_0$  از تکیه گاه تیر برای خاموت گذاری ناحیه ویژه اختصاص یابد، مابقی طول تیر ناچیز است.

پس برای تیر کنسول محور ۲ (که ابعاد آنها هم مثل تیرهای طبقه است) از شرایط خاموت گذاری ناحیه ویژه استفاده خواهیم کرد.

$$\frac{A_v}{S} = 0.000 < \left(\frac{A_v}{S}\right)_{min} = 0.047 \text{ cm}^2/\text{cm} \Rightarrow \frac{A_v}{S} = 0.047 \text{ cm}^2/\text{cm} \times 100 = 4.7 \text{ cm}^2/\text{m} \rightarrow$$

$$A_v = 0.08 \times 4.7 = 0.376 \text{ cm}^2 \rightarrow \frac{A_v}{2} = 0.376/2 = 0.188 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Ø6@8cm (با فرض دو ساق خاموت)}$$

**توجه:** معمولاً آرماتورهای طولی و عرضی کنسول، ادامه آرماتورهای طولی و عرضی تیرهای اصلی متصل می باشد.

پس تیر کنسول محور ۲ را می توان شبیه خاموت گذاری ناحیه ویژه تیر A2-B2 قرار داد. یعنی از:

(با فرض دو ساق خاموت) Ø10@8cm برای آرماتورهای عرضی تیرهای کنسول با توجه به عرف طراحی و همچنین در جهت اطمینان استفاده می کنیم.

تیر کنسول محور ۳ هم را هم می توان شبیه خاموت گذاری ناحیه ویژه تیر A3-B3 قرار داد.

### تیر داخلی پاگرد اتاق پله در تراز طبقه ی اول:

برای تیرهای با طول کم از شرایط خاموت گذاری ناحیه ویژه استفاده خواهیم کرد.

به دو دلیل: الف- در جهت اطمینان ب- به این علت که وقتی در تیرهای با طول کم به طول  $L_0$  از تکیه گاه تیر برای خاموت گذاری ناحیه ویژه اختصاص یابد، مابقی طول تیر ناچیز است.

$$A_v/S = 0.1 \Rightarrow \frac{A_v}{S} = 0.1 \text{ cm}^2/\text{cm} \times 100 = 10 \text{ cm}^2/\text{m} \rightarrow$$

$$A_v = 0.08 \times 10 = 0.8 \text{ cm}^2 \rightarrow \frac{A_v}{2} = 0.8/2 = 0.4 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Ø8@8cm (با فرض دو ساق خاموت)}$$

برای سایر تیرها نیز به همین ترتیب محاسبات انجام می گیرد.

**نکته ۱:** با آرایش خاموت گذاری (با فرض سه ساق خاموت) Ø10@15cm در ناحیه عادی تیرها تا  $A_v/S = 0.156 \text{ cm}^2/\text{cm}$

جوابگو است. و با آرایش خاموت گذاری (با فرض دو ساق خاموت) Ø10@15cm در ناحیه عادی تا  $A_v/S = 0.104 \text{ cm}^2/\text{cm}$  جوابگو است.

**نکته ۲:** با آرایش خاموت گذاری (با فرض سه ساق خاموت) Ø10@10cm در ناحیه ویژه تیرها تا  $A_v/S = 0.234 \text{ cm}^2/\text{cm}$

جوابگو است. و با آرایش خاموت گذاری (با فرض دو ساق خاموت) Ø10@10cm در ناحیه ویژه تا  $A_v/S = 0.156 \text{ cm}^2/\text{cm}$  جوابگو است.

با رعایت کردن این دو نکته به راحتی می توان آرماتورهای برشی تیر را در ناحیه عادی و ویژه پیدا کرد.

## طول مهاري و طول همپوشاني و طول خم لازم در آرماتورها:

**نکته:** طبق بند ۹-۱۸-۲-۱-۱ مبحث نهم، در تمامی قطعات بتن آرمه نیروهای کششی یا فشاری موجود در میلگردها در هر مقطع باید به وسیله مهار میلگردها در دو سمت آن مقطع به بتن منتقل گردد. مهار میلگردها در بتن به یکی از سه طریق زیر یا با ترکیبی از آنها امکان پذیر است.

الف) پیوستگی موجود بین بتن و آرماتور در سطح جانبی آرماتور

ب) ایجاد قلاب استاندارد در انتهای میلگرد

پ) بکارگیری وسایل مکانیکی در طول میلگرد

## طول خم لازم در آرماتورها

**نکته:** طبق بند ۹-۱۸-۲-۱-۲ مبحث نهم، قلاب‌ها برای مهار آرماتور فشاری موثر نیستند.

**نکته:** طبق بند ۹-۱۸-۲-۳ مبحث نهم، حداقل قطر داخلی خم‌ها (D) برای میلگردهای اصلی با قطر کمتر مساوی ۲۸ میلی‌متر برابر  $6d_b$  است. همچنین طبق بند ۹-۱۸-۲-۲ مبحث نهم:

برای میلگردهای اصلی:

- خم ۹۰ درجه (گونیا) به اضافه حداقل  $12d_b$  طول مستقیم در انتهای آزاد میلگرد.
- خم ۱۸۰ درجه (نیم‌دایره) به اضافه حداقل  $4d_b$  طول مستقیم در انتهای آزاد میلگرد و بزرگتر مساوی ۶۰ میلیمتر.

حداقل طول و قطر داخلی خم (قلاب) در میلگردهای اصلی			
$d$	$L$	$\frac{L}{1}$	$D$
	7.2	6	3.6
	9.6	6	4.8
	12	6	6
	14.4	6	7.2
	16.8	6	8.4
	19.2	6.4	9.6
	21.6	7.2	10.8
	24	8	12
	26.4	8.8	13.2
	28.8	9.6	14.4

**نکته:** طبق بند ۹-۱۸-۲-۳ مبحث نهم، حداقل قطر داخلی خم‌ها (D) برای خاموت‌های با قطر کمتر مساوی ۱۶ میلی‌متر برابر  $4d_b$  است. همچنین طبق بند ۹-۱۸-۲-۲ مبحث نهم:

برای خاموت‌ها:

- خم ۹۰ درجه (گونیا) به اضافه حداقل  $6d_b$  طول مستقیم در انتهای آزاد میلگرد و بزرگتر مساوی ۶۰ میلیمتر.
- خم ۱۳۵ درجه (چنگک) به اضافه حداقل  $6d_b$  طول مستقیم در انتهای آزاد میلگرد و بزرگتر مساوی ۶۰ میلیمتر.

طول و قطر داخلی خم (قلاب) در خاموت‌ها			
$d$	$L$	$L$	$D$
	6	6	2.4
	6	6	3.2
	6	6	4
	7.2	7.2	4.8
	8.4	8.4	5.8
	9.6	9.6	9.6

### طول مهاری میلگرد مستقیم در کشش

$l_d$  طول گیرایی میلگرد در کشش است که حداقل مقدار آن طبق بند ۹-۱۸-۲-۴-۱ برابر است با:

$$l_d = \left[ \frac{f_y}{1.1\sqrt{f_c}} \times \frac{\alpha\beta\gamma\lambda}{\left(\frac{c+k_{tr}}{d_b}\right)} \right] d_b \geq 300 \text{ mm}$$

$$\left(\frac{c+k_{tr}}{d_b}\right) \leq 2.5, \quad \alpha.\beta \leq 1.7$$

$$\text{for } d_b \leq 20 \text{ mm} \rightarrow \gamma = 0.8$$

$$\text{for } d_b > 20 \text{ mm} \rightarrow \gamma = 1$$

$$\lambda = 1 \rightarrow \text{برای بتن‌های معمولی}$$

$$\lambda = 1.3 \rightarrow \text{برای بتن‌های سبک}$$

### فرضیات:

۱-  $f_c = 21 \text{ MPa}$  و  $f_y = 400 \text{ MPa}$

۲- بتن معمولی است (نه سبک).

۳- آرماتور بدون اندود اپوکسی است.

۴- حداقل فاصله مرکز به مرکز آرماتورها ۱۰ سانتی‌متر و حداقل پوشش بتنی روی آرماتورها ۵ سانتی‌متر است.

طول مهاری میلگرد مستقیم در کشش ( $l_d$ )			
$d$	تیرها و فونداسیون‌ها		ستون‌ها و دیوارها
	آرماتور فوقانی (cm)	آرماتور تحتانی (cm)	
	30	35	30
	35	45	35
	45	55	45
	50	65	50
	60	80	60
	70	90	70
	75	100	75
	85	110	85
	120	150	120
	130	165	130

### طول وصله پوششی آرماتورها

**نکته:** طبق بند ۹-۱۸-۴-۱-۲ مبحث نهم، وصله پوششی تنها در مورد میلگردهای با قطر کمتر از ۳۶ میلی متر مجاز می باشد.

**نکته:** طبق بند ۹-۱۸-۴-۱-۲ مبحث نهم، حداقل طول پوشش در وصله های پوششی میلگردهای کششی، برابر است با  $1.3l_d$ .

که  $l_d$  طول گیرایی میلگرد در کشش است.

### فرضیات:

- ۱-  $f_c = 21 \text{ MPa}$  و  $f_y = 400 \text{ MPa}$
- ۲- بتن معمولی است (نه سبک).
- ۳- آرماتور بدون اندود اپوکسی است.
- ۴- حداقل فاصله مرکز به مرکز آرماتورها ۱۰ سانتی متر و حداقل پوشش بتنی روی آرماتورها ۵ سانتی متر است.

طول همپوشانی آرماتورها			
d	تیرها و فونداسیون ها		ستون ها و دیوارها
	آرماتور تحتانی (cm)	آرماتور فوقانی (cm)	
	40	45	40
	45	60	45
	60	70	60
	65	85	65
	80	105	80
	90	120	90
	100	130	100
	110	145	110
	160	200	160
	170	215	170

### طول مهاری میلگرد قلاب دار در کشش

$l_{dh}$  طول گیرایی میلگرد قلاب دار در کشش است که حداقل مقدار آن طبق بند ۹-۱۸-۲-۷-۱ برابر است با:

$$l_{dh} = \left[ 0.25k_1k_2\beta\lambda \frac{f_y}{\sqrt{f_c}} \right] d_b \geq \max(8d_b, 150 \text{ mm})$$

$\beta = 1 \rightarrow$  برای میلگردهای بدون اندود اپوکسی

$$k_1 = 1, k_2 = 1$$

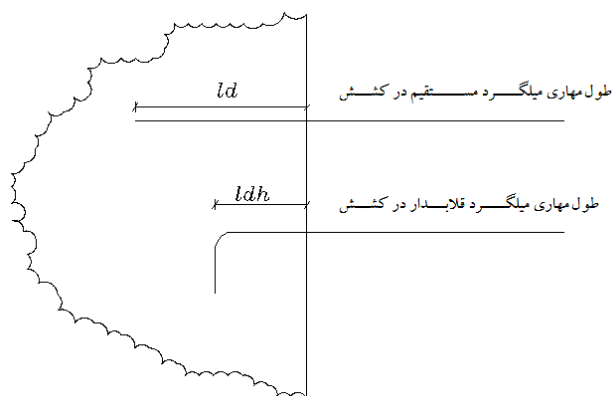
$\lambda = 1 \rightarrow$  برای بتن های معمولی

$\lambda = 1.3 \rightarrow$  برای بتن های سبک

d	l
18	
22	
27	
30	
35	
40	
45	
50	
55	

### فرضیات:

- ۱-  $f_c = 21 \text{ MPa}$  و  $f_y = 400 \text{ MPa}$
- ۲- آرماتور بدون اندود اپوکسی است.
- ۳-  $k_1 = 1, k_2 = 1$
- ۴- بتن معمولی است (نه سبک).



### کلاف میانی (Tie Beam)

برای اینکه در دهانه‌های بزرگ، تیرچه به صورت تکی عمل نکند و یکپارچگی سقف حفظ شود از کلاف عرضی استفاده می‌شود. همچنین برای جلوگیری از پیچش تیرهای T شکل و برای توزیع یکنواخت بار روی سقف تیرچه بلوک و همچنین در محل‌هایی که بار منفرد وجود دارد کلاف بتنی میانی را عمود بر جهت تیرچه‌ها در سقف تعبیه می‌کنند. حداقل عرض کلاف میانی برابر عرض بتن پاشنه تیرچه (معمولاً) می‌باشد.

$L \geq 6$	$4 \leq L < 6$	$L < 4m$	برای بارهای زنده کمتر از ۳۵۰ کیلوگرم بر متر مربع
دو کلاف	یک کلاف	لازم نیست	

**توجه:** حداقل میلگردهای طولی برابر نصف آرماتور کششی تیرچه می‌باشد. (اما از 2Ø14 نباید کمتر باشد).

$L \geq 7$	$4 \leq L < 7$	برای بارهای زنده بیشتر از ۳۵۰ کیلوگرم بر متر مربع
سه کلاف	دو کلاف	

**توجه:** حداقل میلگردهای طولی برابر آرماتور کششی تیرچه می‌باشد.

**نکته:** میلگردهای کلاف میانی در بالا و پایین تعبیه می‌شود. میلگرد پایینی روی بتن پاشنه تیرچه و میلگرد بالایی زیر میلگرد فوقانی تیرچه قرار می‌گیرد.

### توضیحات

۱- بتن مصرفی اسکلت و فونداسیون از نوع B-250 و با عیار سیمان حداقل  $300 \text{ kg/m}^3$  و با حداقل مقاومت ۲۸ روزه‌ی نمونه‌ی استوانه‌ای (15 × 30 cm) معادل  $210 \text{ kg/cm}^2$  می‌باشد.

۲- تمامی آرماتورهای خمشی (طولی) از نوع AIII با تنش تسلیم  $F_y = 4000 \text{ kg/cm}^2$  و آرماتورهای برشی (عرضی) از نوع AII با تنش تسلیم  $3000 \text{ kg/cm}^2$  می‌باشند.

۳- سیمان مصرفی در بتن، سیمان پرتلند معمولی (تیپ I) می‌باشد.

۴- حداکثر تلورانس مجاز جهت پیاده کردن آکس ستون‌ها  $\pm 5$  سانتیمتر می‌باشد.

۵- در صورتیکه بار زنده‌ی سقف کمتر از  $350 \text{ kg/m}^2$  و طول دهانه بین ۴ تا ۶ متر باشد یک کلاف میانی در سقف نصب شود و برای دهانه‌های بزرگتر مساوی ۶ متر دو کلاف میانی در سقف نصب شود که حداقل سطح مقطع میلگردهای طولی این دو مورد برابر نصف مقدار میلگرد کششی تیرچه باشد. در مورد بار زنده‌ی بیش از  $350 \text{ kg/m}^2$  و دهانه‌ی ۴ تا ۷ متر، دو کلاف میانی و

- برای دهانه‌ی بزرگتر مساوی ۷ متر، سه کلاف میانی اجرا شود و حداقل سطح مقطع میلگردهای طولی آن برابر سطح مقطع میلگرد کششی تیرچه باشد.
- ۶- جهت متراکم کردن بتن سقف باید حداقل ۱۰ ثانیه بتن را لرزاند و ظاهر شدن دوغاب سیمان در وسط کار و اطراف لوله ویراتور نشانه‌ی متراکم شدن بتن است.
- ۷- قالب‌برداری سطوح جانبی (گونه‌ها) بعد از کسب حدود ۳۰٪ و قالب و شمع بندی اعضای بتنی که فقط وزن خود را بعد از قالب‌برداری تحمل می‌کنند مانند شمع زیر سقف و کلاف‌ها بعد از حصول ۶۵٪ و قالب‌برداری تیرهای اصلی و طره و پایه‌های اطمینان بعد از کسب ۸۵٪ الی ۱۰۰٪ مقاومت ۲۸ روزه صورت پذیرد.
- ۸- حداکثر نسبت آب به سیمان ۵۰٪ و اسلامپ بتن ۵ تا ۱۰ سانتیمتر است.
- ۹- وسط دهانه‌ی تیرچه هنگام اجرا  $\frac{1}{300}$  طول دهانه باید به طرف بالا خیز داشته باشد.
- ۱۰- حداقل پوشش بتن از بر آرماتورهای عرضی تیرها و ستون‌ها ۴/۵ سانتیمتر و از بر آرماتورهای عرضی فونداسیون‌ها ۵ سانتیمتر می‌باشد. در صورتی که بتن فونداسیون در معرض تماس مستقیم با خاک باشد، حداقل پوشش بتن روی میلگردها ۷/۵ سانتیمتر و در حالت استفاده از بتن مگر در مورد میلگردهای تحتانی برابر همان ۵ سانتیمتر می‌باشد.
- ۱۱- فولاد مصرفی در ساخت تیرچه‌ها با تنش جاری شدن حداقل  $4000 \text{ kg/cm}^2$  می‌باشد.
- ۱۲- مقاومت خاک طبق گزارش برابر  $1.5 \text{ kg/cm}^2$  در نظر گرفته شده است.
- ۱۳- سفره زیرین میلگردها بایستی به کمک لقمه‌های ماسه سیمان که با مفتول‌های نرم به میلگردها بسته می‌شوند از کف قالب بالاتر نگه داشته شوند.
- ۱۴- در صورت مشاهده‌ی هر گونه اختلاف بین نقشه‌های سازه و معماری و اجرایی، اصلاحات با نظر این دفتر فنی و محاسب انجام شود.

پس از قطعی شدن نتایج تحلیل و طراحی توسط برنامه‌ی Etabs، برای طراحی فونداسیون سازه باید نیروهای عکس‌العمل تکیه‌گاهی پای ستون‌ها در Base سازه را به برنامه‌ی Safe منتقل کنید. برای این کار مراحل زیر را انجام دهید:

**نکته:** تغییر مساحت میلگردهای یک ستون بر خلاف تغییر ابعاد مقطع ستون‌ها، تاثیری بر عکس‌العمل‌های تکیه‌گاهی (مورد نیاز در طراحی فونداسیون‌ها) ندارد (در برنامه Etabs). پس از آنجایی که دو فایل ۱ و ۲ ابعاد مقاطع یکسانی دارند فلذا می‌توان این عملیات را روی فایل ۱ یا فایل ۲ انجام داد.

فایل ۱ یا فایل ۲ را از پوشه Design برنامه‌ی Etabs باز و سپس دستور File-Export-Save Story as SAFE.f2k Text File را اجرا و در پنجره‌ی ظاهر شده، در جعبه‌ی Story to Export طبقه‌ی BASE را انتخاب و گزینه‌ی Export Floor Loads and Above Loads from را برگزینید. روی دکمه‌ی Select Cases کلیک و سپس تمامی بارها را انتخاب کنید. مطابق شکل زیر:



شکل ۱-۶۹- انتقال نیروهای عکس‌العمل تکیه‌گاهی از برنامه‌ی Etabs به برنامه‌ی Safe

**توجه:** انتخاب یا عدم انتخاب حالت بار WALL فرقی ندارد چون این بار در ترکیب بارهای طراحی فونداسیون وارد نمی‌شود.