



پروژه سازه های بتنی

استاد راهنما:

جناب آقای دکتر فلاحیان

تهیه کننده:

محمد تقی نظری ۸۹۱۱۶۲۰۹۹

تابستان ۱۳۹۱

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

مقدمه

پروژه ای که در حال حاضر در خدمت شما عزیزان گرامی قرار گرفته است تقریباً در حدی می‌باشد که می‌تواند نیاز دانشجویان گرامی برای انجام پروژه برطرف کند. این پروژه تقریباً تمام مواردی که امکان دارد استادان گرامی از دانشجویان بخواهند را در بر می‌گیرد. از جمله این موارد می‌توان به مرکز جرم و سختی، کنترل برش پانچ، محاسبه بار باد، کنترل منظم یا غیر منظم ساختمان، توزیع نیروهای برشی و پیچشی در پلان، تحلیل‌های قاب‌ها و ... به طور کامل به صورت دستی اشاره کرد. همچنین در ابتدای هر بخش توضیحاتی در مورد مطالب ارائه شده است تا دانشجویان و مهندسان بیشتر با مطالب آشنایی پیدا کنند. چون بنده برای پیشبرد این پروژه به منابع مختلفی مراجعه کردم و وقت زیادی را از دست دادم لذا تصمیم گرفتم این پروژه را در خدمت شما دوستان گرامی و آینده سازان ایران عزیزمان قرار دهم تا مورد استفاده شما قرار گیرد.

این را می‌دانم در این پروژه حتماً نقص‌هایی وجود دارد از جمله در ضرب و تقسیم ها یا تایپ مطالب امکان دارد اشتباهاتی داشته باشد که در صورت وجود عذرخواهی می‌طلبم.

در انتها خواهش دارم هرگونه اظهارنظر در مورد پروژه اعم از انتقاد یا پیشنهاد یا رفع نقص پروژه پیشنهادات خود را به ایمیل من ارسال نمایید تا در رفع مشکل اقدام نمایم. درضمن هرگونه سوال یا راهنمایی خواستید بنده در خدمت هستم.

پل ارتباطی بنده با شما:

mn67.nazari@yahoo.com

فهرست

فصل اول - معرفی و مشخصات پروژه

مشخصات معماری	۷
مشخصات سازه‌ای	۷
ضوابط و آیین نامه‌های طراحی	۷
ترکیبات بار	۷

فصل دوم - بارهای ثقلی

بارگذاری مرده	۹
سقف	۹
اسکلت سازه	۱۳
دیوار	۱۸
بار زنده	۳۲
بار برف	۳۳
کنترل برش پانچ	۳۴

فصل سوم - توزیع بارهای ثقلی

سیستم توزیع بارهای ثقلی بین اعضای باربر	۳۷
کاهش سربار زنده	۳۹
پله	۴۰
آسانسور	۴۳
محاسبه بار محوری ستون‌ها	۴۵
محاسبه بار خطی تیرها	۵۹

فصل چهارم - بارهای جانبی

بار زلزله	۶۷
بار باد	۷۸
مقایسه بار باد و زلزله	۸۳

فصل پنجم - سیستم‌های باربر جانبی

محاسبه مرکز جرم	۸۵
کنترل سازه در برابر واژگونی	۸۸

۸۹.....	سختی سازه
۱۰۱.....	مرکز سختی
۱۰۴.....	کنترل منظم بودن ساختمان
۱۰۹.....	گشتاورهای پیچشی ایجاد شده در طبقه
۱۱۲.....	توزیع نیروی برشی و لنگر پیچشی در پلان

فصل ششم – تحلیل دستی قاب‌ها

۱۲۰.....	تحلیل یک دهم دهانه
۱۲۵.....	تحلیل پرتال

فصل هفتم – طراحی دستی المان‌ها

۱۲۹.....	طراحی تیر
۱۳۸.....	طراحی ستون
۱۶۹.....	طراحی دال
۱۷۹.....	طراحی دیوار برشی
۱۸۴.....	طراحی پله
۱۸۵.....	طراحی شالوده
۱۹۵.....	مهار و وصله آرماتورها

فصل هشتم – نتایج و خروجی‌های Etabs & Safe

۲۰۱.....	طراحی سازه با استفاده از برنامه Etabs
۲۰۱.....	تحلیل استاتیکی
۲۰۱.....	تحلیل دینامیکی
۲۰۱.....	کنترل تحلیل دینامیکی
۲۰۳.....	کنترل <i>Drift</i>
۲۰۷.....	کنترل نسبت تنش
۲۱۲.....	کنترل دیوار برشی
۲۱۳.....	طراحی پی با استفاده از نرم افزار Safe

۲۱۴.....	منابع
----------	-------

فصل اول

معرفی و مشخصات پروژه

مشخصات معماری

ساختمانی با کاربری مسکونی در شهر تهران در زمینی به مساحت ۲۵۲ متر مربع واقع می‌باشد که از طرف جنوب و غرب به گذر ۱۴ متری مشرف می‌شود. بنا به مقررات شهرداری باید ۶۰٪ از زمین مورد استفاده قرار گیرد که به عبارتی ۱۵۱.۸ متر مربع می‌باشد. این ساختمان دارای پنج طبقه بار ارتفاع کف تا کف ۳.۳۰ متر بر روی زیرزمینی با ارتفاع ۲.۷۰ متر مربع می‌باشد. مساحت پارکینگ ۱۶۲ متر مربع می‌باشد و طبقات که همگی تیپ می‌باشند از دو واحد دو خوابه به مترهای مفید ۶۴.۰۸ و ۷۴.۸۲ متر مربع تشکیل شده‌اند.

مشخصات سازه‌ای

سیستم سازه‌ای که برای ساختمان موردنظر طراحی گردیده است در راستای X از قاب خمشی و در راستای Y از قاب خمشی همراه با دیوار برشی استفاده شده است. سقف این سازه از نوع دال می‌باشد. سازه در شهر تهران ایجاد شده است و کاربری آن مسکونی می‌باشد. همچنین خاک بستر سازه از نوع شماره II می‌باشد.

ضوابط و آیین نامه‌های طراحی

ضوابطی که برای بارگذاری و بحث نیروهای جانبی مورد استفاده قرار گرفته شده است بنا به مبحث ششم مقررات ملی ساختمان و آیین نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله (استاندارد ۲۸۰۰- ویرایش سوم) می‌باشد. همچنین از مبحث پانزدهم مقررات ملی ساختمان برای بحث آسانسور استفاده شده است.

برای طراحی المان‌های سازه‌ای از مبحث نهم مقررات ملی ساختمان استفاده شده است.

مشخصات مصالحی که در این پروژه استفاده شده است، به قرار زیر می‌باشد:

$$f_y = 300 \text{ mpa} \quad f_c = 30 \text{ mpa} \quad E_c = 25000 \text{ kg/m}^2$$

$$W_c = 2500 \text{ kg/m}^3 \quad v_c = 0.2$$

ترکیبات بار:

$$1.25DL + 1.5LL$$

$$DL + 1.2LL \pm EX$$

$$DL + 1.2LL \pm EY$$

$$0.85DL \pm 1.2EX$$

$$0.85DL \pm 1.2EY$$

فصل دوم

بارهای تعلی

بارگذاری مرده (بند ۶-۲):

بارمرده و یا بار دائمی، آن دسته از بارهایی هستند که در طول عمر سازه، به سازه وارد می‌شوند. این بارها می‌توانند سازه ای و یا غیر سازه ای باشند. از مهمترین مزایای بارهای مرده سازه ای می‌توان به وزن اجزای ساختمان از جمله، اسکلت سازه، دیوارها، سقف ها، راه پله ها و تیغه ها، و از مهمترین بارهای مرده غیر سازه ای می‌توان به وزن لوازم و تاسیسات ثابت از قبیل تجهیزات برقی، گرمایشی و تهویه ای، لوله های شبکه آب و فاضلاب و... اشاره کرد که بایستی وزن آنها حتما در محاسبات لحاظ شوند.

همواره هدف مهندسان طراح این بوده است که سازه ای هرچه ظریف تر و در حال ایمن طراحی نمایند. یکی از عوامل مؤثر در طراحی ظریف به خصوص در مناطق لرزه خیز، وزن سازه می‌باشد. زیرا با افزایش وزن سازه، نیروهای زلزله نیز افزایش می‌یابد.

استفاده از سفال ها در دیوارهای غیر باربر به جای آجرهای فشاری، استفاده از بلوک‌های سفالی و سیمانی در سقف‌ها، استفاده از بلوک‌های یونولیتی به جای بلوک‌های سفالی و سیمانی و یا استفاده از سقفهای کاذب و در حالت کلی استفاده از مصالح سبک با مقاومت زیاد که دارای نسبت وزن به مقاومت پایین می‌باشند، همه روش‌هایی برای کاهش بار مرده ساختمان می‌باشند.

محاسبه‌ی وزن اجزای ساختمان (بند ۶-۲-۲):

برای محاسبه وزن اجزای ساختمان، حجم قسمت مورد نظر در وزن مخصوص مصالح استفاده شده ، ضرب می‌شود. محاسبه حجم قسمت مورد نظر، از روش های هندسی با در دست بودن جزییات معماری میسر است. وزن مخصوص مصالح نیز در آیین نامه‌ها موجود است. وزن مخصوص اکثر مصالحی که در کارگاه‌های ایران کاربرد زیادی دارند، در پیوست (۶-۱) می‌باشد ششم مقررات ملی ساختمان آورده شده اند. پیدا کردن حجم بسته به اینکه عضو مورد نظر سازه ای و یا غیر سازه‌ای باشد، متفاوت خواهد بود. وزن کل عضو با جمع وزن تک تک قسمت‌های تشکیل دهنده آن بدست می‌آید.

سقف

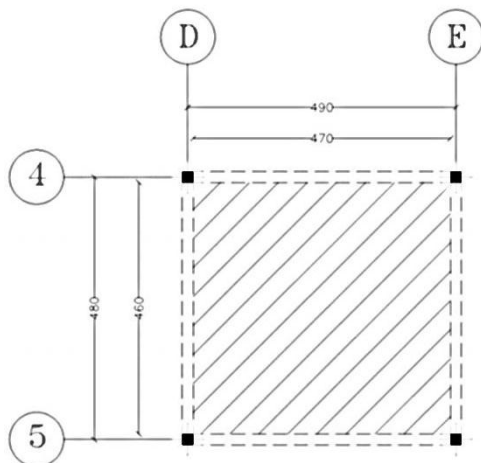
سقف‌های بتنی مسلح یکی از بهترین نوع سقف‌ها است که برای دهانه‌های بزرگ بسیار مناسب می‌باشد. بر حسب ابعاد دال و جهت آرماتورگذاری و اجرا و یا عدم اجرای تیرهای پیرامونی دال رفتار و مشخصات آن متفاوت خواهد بود.

ابعاد دال در رفتار دال دخیل هستند و اگر نسبت طول به عرض دال بیشتر از ۲ باشد، حتی اگر از چهار طرف بر روی تکیه گاه قرار گرفته باشد، رفتار دال یکطرفه خواهد بود و اگر نسبت طول به عرض کمتر از ۲ باشد رفتار دالی که روی چهار تیر تکیه دارد دوطرفه خواهد بود.

باتوجه به نقشه و انجام رابطه فوق در تمام چشمه ها مشاهده می‌شود که تمامی دهانه ها به صورت دال دوطرفه عمل می‌کنند.

برای حدث اولیه ضخامت دال طبق آیین نامه ضخامت دال بتنی نباید از $\frac{1}{16}$ محیط چشمه دال کوچکتر باشد. بنابراین برای یکدستی و راحتی کار در عمل، ضخامت دال را برای بحرانی ترین دهانه حساب می‌کنند.

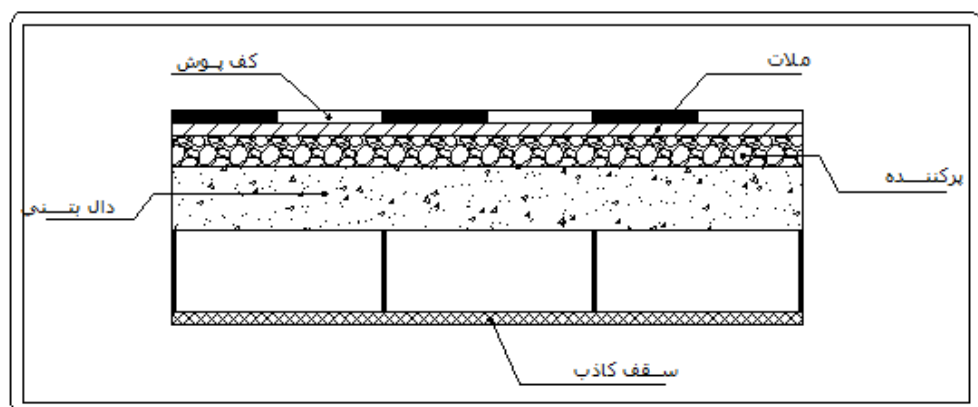
باتوجه به اینکه پانل $\frac{D-E}{4-5}$ حالت بحرانی تری از نظر طول دهانه از نظر طول دهانه و گیرداری لبه ها نسبت به دیگر پانل ها دارد ، برای تعیین حداقل ضخامت دال مورد استفاده قرار می گیرد.



$$h_{min} = \frac{1}{16} \times 2 \times (4.70 + 4.60) = 0.11 \text{ m}$$

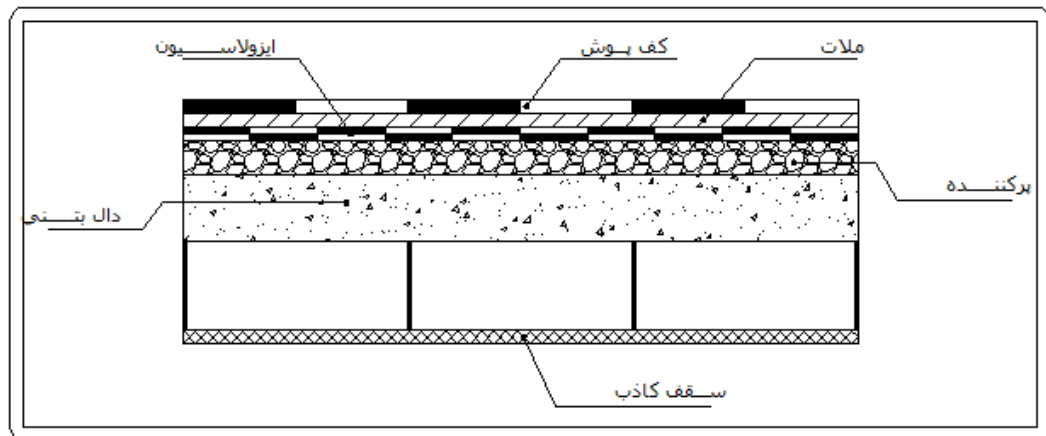
با توجه به نکات اجرایی ضخامت دال بتنی ۱۵ سانتی‌متر در نظر گرفته می‌شود.

محاسبه وزن سقف دال در طبقات در یک متر مربع:



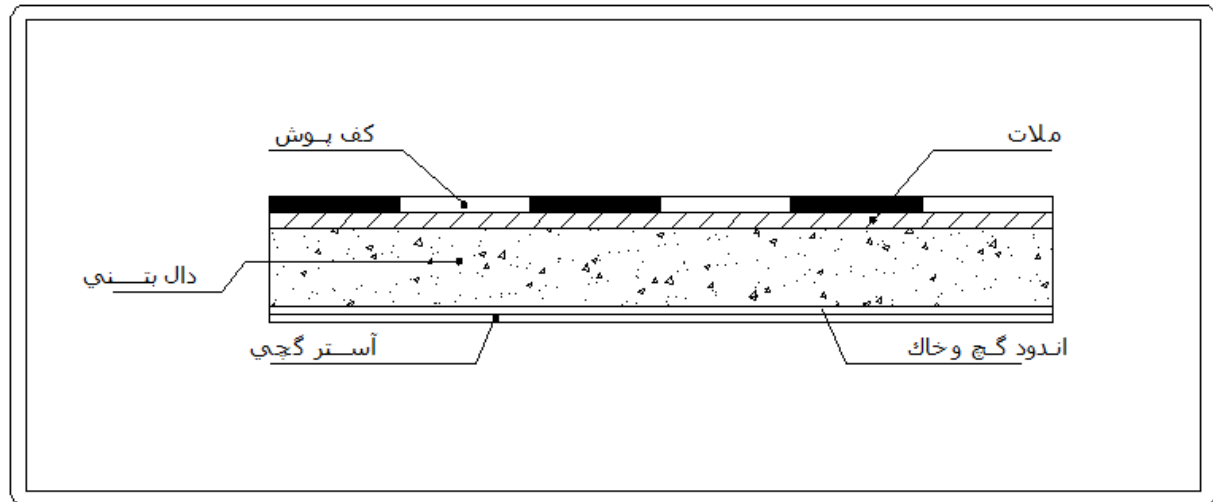
مبالغ مصرفی	وزن مخصوص (kg/m^3)	ضخامت (m)	تعداد	شدت بار (kg/m^2)
سرامیک	۲۱۰۰	۰.۰۰۵	۱	۱۰.۵
ملات ماسه و سیمان	۲۱۰۰	۰.۰۲۵	۱	۵۲.۵
بتن سبک با پوکه معدنی و سیمان	۱۳۰۰	۰.۰۵	۱	۶۵
دال بتن مسلح	۲۵۰۰	۰.۱۵	۱	۳۷۵
سقف کاذب با اندود گچی	۵۰			۵۰
$\Sigma = ۵۵۳ \text{ } kg/m^2$				

محاسبه وزن سقف دال بام در یک متر مربع:



مبالغ مصرفی	وزن مخصوص (kg/m^3)	ضخامت (m)	تعداد	شدت بار (kg/m^2)
موزائیک سیمانی	۲۲۵۰	۰.۰۲	۱	۴۵
مالات ماسه و سیمان	۲۱۰۰	۰.۰۲۵	۱	۵۲.۵
قیر و گونی اندود دولا	۱۵			۱۵
بتن سبک با پوکه معدنی و سیمان	۱۳۰۰	۰.۰۵	۱	۶۵
دال بتن مسلح	۲۵۰۰	۰.۱۵	۱	۳۷۵
سقف کاذب با اندود گچی	۵۰			۵۰
$\sum = ۶۰۲.۵ kg/m^2$				

محاسبه وزن سقف پاگرد در یک متر مربع:



مبالغ مصرفی	وزن مخصوص (kg/m^3)	ضخامت (m)	تعداد	شدت بار (kg/m^2)
سرامیک	۲۱۰۰	۰.۰۰۵	۱	۱۰.۵
ملات ماسه و سیمان	۲۱۰۰	۰.۰۲۵	۱	۵۲.۵
دال بتن مسلح	۲۵۰۰	۰.۱۵	۱	۳۷۵
ملات گچ و خاک	۱۶۰۰	۰.۰۲۵	۱	۴۰
سفید کاری با ملات گچ	۱۳۰۰	۰.۰۰۵	۱	۶.۵
$\sum = ۴۸۴.۵۰ \text{ } kg/m^2$				

اسکلت سازه

تعیین ابعاد اولیه برای تیر و ستون

باتوجه به آیین نامه ابعاد تیرهای زیر سری دال چنان باشد که رابطه زیر برقرار باشد.

$$\frac{b_w h_b^3}{l_n h_s^3} \geq 2$$

h_s : ضخامت دال

با توجه به اینکه عرض تیرها (b_w) معمولاً $\frac{1}{4}$ تا $\frac{3}{4}$ ارتفاع تیر (h_b) می‌باشد، با استفاده از روابط فوق می‌توان ارتفاع تیر را محاسبه کرد.

$$b_w = 0.75 h_b$$

$$\frac{0.75 h_b \times h_b^3}{4700 \times 150^3} = 2 \rightarrow h_b = 453 \text{ mm}$$

$$b_w = 0.75 \times 453 = 340 \text{ mm}$$

با توجه به نکات اجرایی ابعاد تیر به صورت زیر انتخاب می‌شود:

$$h_b = 500 \text{ mm}$$

$$b_w = 350 \text{ mm}$$

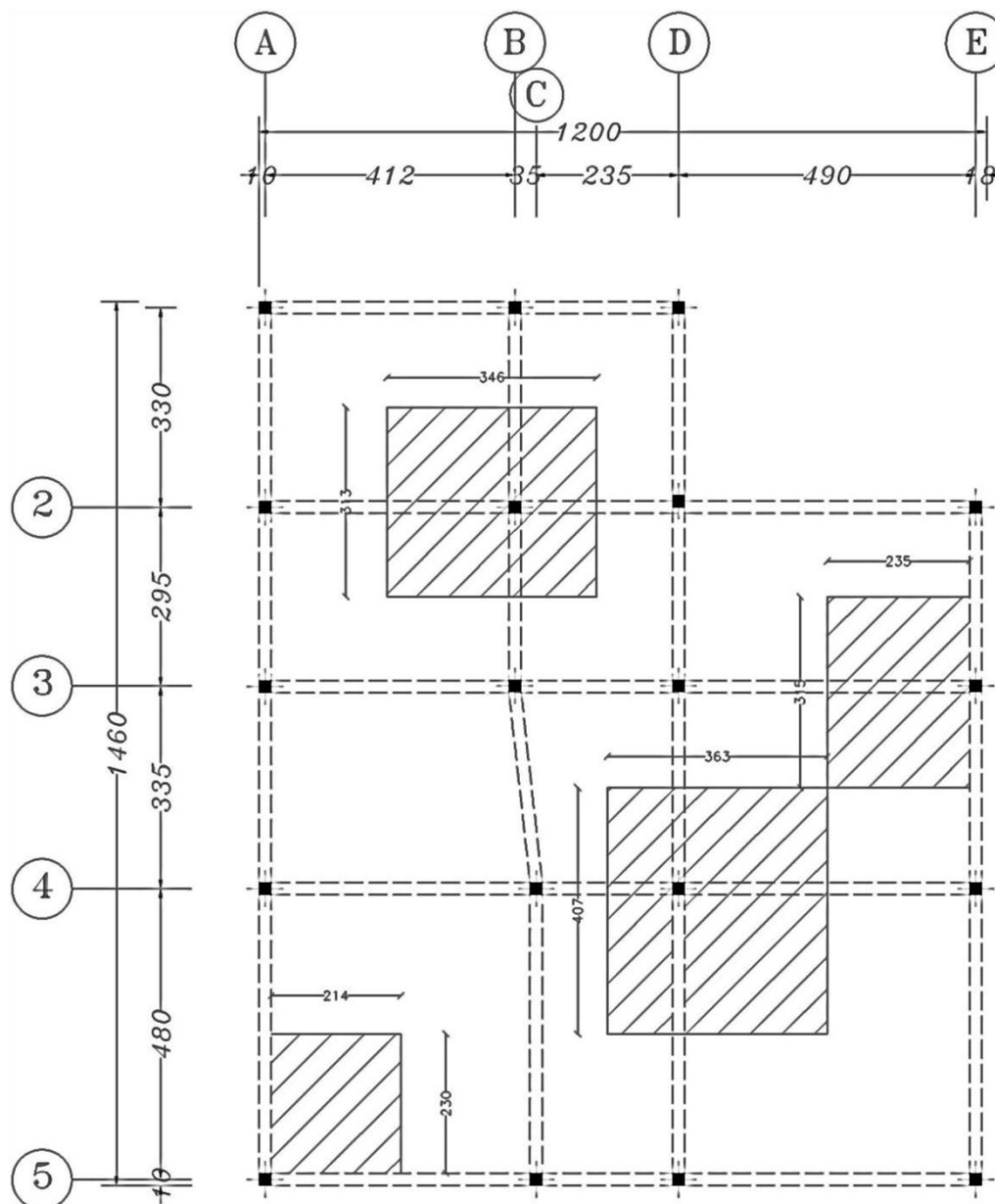
برای تخمین ابعاد اولیه ستون مربع می‌توان از رابطه تقریبی زیر استفاده کرد:

$$\text{ابعاد ستون مربع} = 200 + 50N \left(\frac{A}{25}\right)^{\frac{1}{3}} \geq 350 \text{ mm}$$

$$N = \text{تعداد کف های بالای ستون مورد نظر}$$

$$A = \text{سطح بارگیر ستون در یک طبقه بر حسب متر مربع}$$

رابطه فوق یک رابطه آماری بوده و برحسب ارتفاع و سطح بارگیر ستون باید قدری تعدیل گردد و اندازه بدست آمده لازم است به نزدیکترین و بزرگترین ضریب ۵۰ گرد گردد.



با بالا رفتن در طبقات عدد **N** کاهش می‌یابد که باعث کاهش ابعاد ستونها می‌گردد. ولی کاهش ابعاد ستونها در هر طبقه هم از نظر مقدار ناچیز است و هم از نظر اقتصادی مقرون به صرفه نخواهد بود زیرا هزینه های زیادی از نظر تعویض قالبها و نیز سختی اجرا خواهیم داشت. از طرف دیگر ادامه دادن ابعاد ستونها با ابعاد اولیه (ابعاد بدست آمده برای پارکینگ) مناسب نیز می‌باشد، لذا برای حالت بهینه در طبقه سوم یک تغییر ابعاد انجام می‌دهیم.

ابعاد ستون برای پارکینگ:

$$(A-5) \text{ ابعاد ستون گوشه} = 200 + 50 \cdot (6) \left(\frac{2.14 \times 2.3}{25} \right)^{\frac{1}{3}} = 374 \text{ mm} > 350 \text{ mm}$$

$$(B-2) \text{ ابعاد ستون میانی} = 200 + 50 \cdot (6) \left(\frac{3.46 \times 2.13}{25} \right)^{\frac{1}{3}} = 426 \text{ mm} > 350 \text{ mm}$$

$$(D-4) \text{ ابعاد ستون میانی} = 200 + 50 \cdot (6) \left(\frac{3.63 \times 4.07}{25} \right)^{\frac{1}{3}} = 451 > 350 \text{ mm}$$

$$(E-3) \text{ ابعاد ستون کناری} = 200 + 50 \cdot (6) \left(\frac{2.35 \times 3.15}{25} \right)^{\frac{1}{3}} = 399 \text{ mm} > 350 \text{ mm}$$

ابعاد ستون برای طبقه سوم:

$$(A-5) \text{ ابعاد ستون گوشه} = 200 + 50 \cdot (3) \left(\frac{2.14 \times 2.3}{25} \right)^{\frac{1}{3}} = 287 \text{ mm} < 350 \text{ mm} \rightarrow 350 \text{ mm}$$

$$(B-2) \text{ ابعاد ستون میانی} = 200 + 50 \cdot (3) \left(\frac{3.46 \times 2.13}{25} \right)^{\frac{1}{3}} = 313 \text{ mm} < 350 \text{ mm} \rightarrow 350 \text{ mm}$$

$$(D-4) \text{ ابعاد ستون میانی} = 200 + 50 \cdot (3) \left(\frac{3.63 \times 4.07}{25} \right)^{\frac{1}{3}} = 325 \text{ mm} < 350 \text{ mm} \rightarrow 350 \text{ mm}$$

$$(E-3) \text{ ابعاد ستون کناری} = 200 + 50 \cdot (3) \left(\frac{2.35 \times 3.15}{25} \right)^{\frac{1}{3}} = 299 \text{ mm} < 350 \text{ mm} \rightarrow 350 \text{ mm}$$

برای کاهش حجم محاسبات نسبت به محاسبات بالا اندازه دیگر ستونها را می‌گیریم:

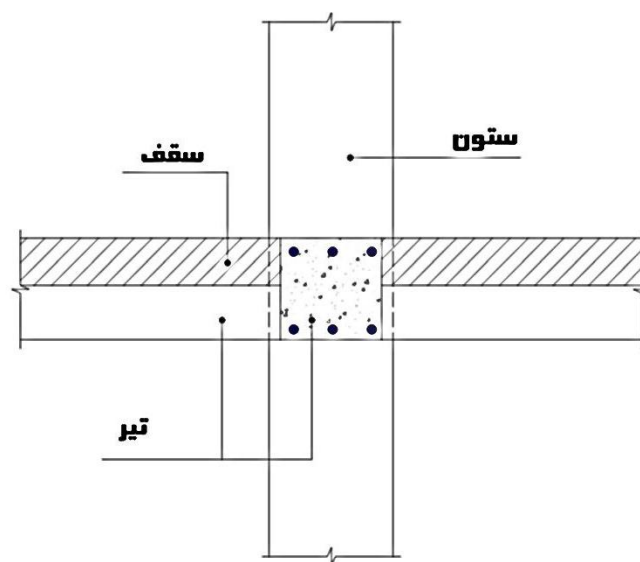
طبقات ۱ و ۲ و پارکینگ (زیر زمین)	طبقات ۳ و ۴ و ۵	
۴۰ cm	۳۵ cm	ستون های گوشه
۴۵ cm	۴۰ cm	ستون های کناری
۵۰ cm	۴۰ cm	ستون های میانی

محاسبه وزن اسکلت:

وزن اسکلت سازه که به صورت تقریبی محاسبه می‌شود، معمولاً به صورت بار گسترده در واحد سطح در نظر گرفته شده و در سقف همان طبقه اعمال می‌گردد.

❖ محاسبه وزن اسکلت هر طبقه، بدین صورت خواهد بود که تمام المان‌هایی که از بالا و پایین به سقف طبقه مورد نظر متصل هستند، بایستی در نظر گرفته شوند. یعنی باید نصف ارتفاع ستون‌های طبقه بالا و نصف ارتفاع ستون‌های طبقه پایین سقف مربوطه در محاسبات دخیل گردند.

❖ در محاسبه‌ی وزن تیرها و ستون‌ها در سازه بتنی قسمت‌هایی در نظر گرفته می‌شوند که در داخل سقف قرار ندارند. چون آن قسمت‌هایی که در سقف مدفون شده‌اند در محاسبه وزن کف، در نظر گرفته می‌شوند. (شکل زیر)



وزن قسمتی از تیر که در سقف مدفون نیست:

$$0.35 \times 0.35 \times 2500 = 306.25 \text{ kgf/m}$$

جزئیات محاسبه طول تیرها به شرح زیر است:

برای پارکینگ (زیرزمین):

$$L = 4 \times \{3.3 + 2.95 + 3.35 + 4.8 - (5 \times 0.5)\} + 5 \times \{4.12 + 2.7 + 4.9 - (4 \times 0.5)\} = 96.2$$

برای طبقات اول و دوم:

$$L = 3 \times \{3.3 + 2.95 + 3.35 + 4.8 - (5 \times 0.5)\} + \{2.95 + 3.35 + 4.8 - (4 \times 0.5)\} \\ + 4 \times \{4.12 + 2.7 + 4.9 - (4 \times 0.5)\} + \{4.12 + 2.7 - (3 \times 0.5)\} = 88.95$$

برای طبقات سوم و چهارم و پنجم (بام):

$$L = 3 \times \{3.3 + 2.95 + 3.35 + 4.8 - (5 \times .4)\} + \{2.95 + 3.35 + 4.8 - (4 \times .4)\}$$

$$+ 4 \times \{4.12 + 2.7 + 4.9 - (4 \times .4)\} + \{4.12 + 2.7 - (3 \times .4)\} = 92.8$$

$$L = 2 \times (4.8 - .35) + 2 \times (2.35 - .35) = 12.9$$

برای خرپشته:

وزن کامل اسکلت سازه در طبقات به شرح زیر است:

وزن واحد سطح (ton/m^2)	مساحت طبقه (m^2)	مجموع (ton)	وزن کل ستون (ton)	ارتفاع ستون (m)	تعداد ستون			وزن کل تیر (ton)	طول تیر (m)	وزن تیر (kgf/m)	طبقه
					میان	کناری	گوشه				
۰.۳۶۲	۱۶۷.۶۳	۶۰.۶۹۸	۳۱.۲۳۷	۳	۶	۱۰	۴	۲۹.۴۶۱	۹۶.۲	۳۰۶.۲۵	زیرزمین
۰.۴۳۸	۱۳۵.۸	۵۹.۵۸	۳۲.۳۴	۳.۳	۶	۸	۵	۲۷.۲۴۰	۸۸.۹۵	۳۰۶.۲۵	اول و دوم
۰.۳۸۲	۱۳۵.۸	۵۱.۹۵۵	۲۳.۵۳۵	۳.۳	۶	۸	۵	۲۸.۴۲	۹۲.۸	۳۰۶.۲۵	سوم و چهارم
۰.۲۹۵	۱۳۵.۸	۴۰.۱۸۶	۱۱.۷۶۶	۱.۶۵	۶	۸	۵	۲۸.۴۲	۹۲.۸	۳۰۶.۲۵	پنجم (بام)
۰.۳	۱۱.۲۸	۳.۴	۱.۴۷	۱.۲			۴	۱.۹۳۵	۱۲.۹	۱۵۰	خرپشته

دیوار

دیوارها دو دسته هستند:

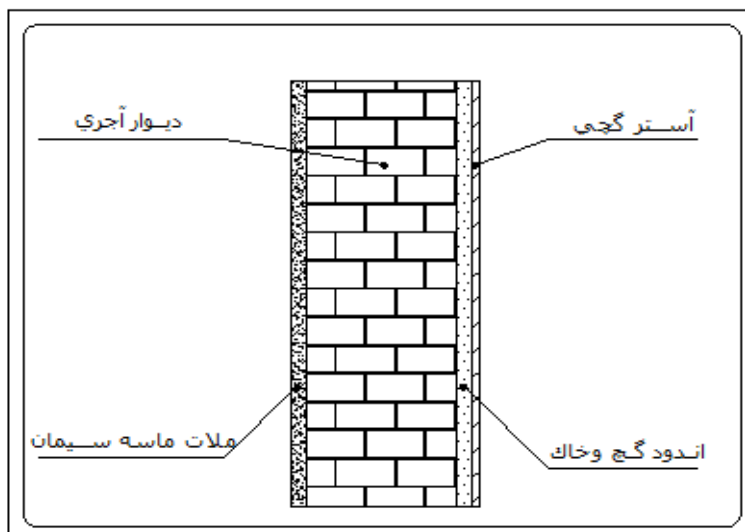
۱- دیوارهای محیطی ۲- تیغه ها

۱- دیوارهای محیطی:

این دیوارها فضای خارجی ساختمان را از فضای داخلی ساختمان جدا می‌کنند و چون به عنوان عایق حرارتی، رطوبتی و صوتی در نظر گرفته می‌شوند، حداقل ضخامت آنها باید ۲۰ سانتیمتر باشد. طبق آیین نامه بار دیوارهای پیرامونی بایستی در محل قرارگیری آن به صورت بار خطی بر روی تیر زیر آن قرار گیرد. (بند ۶-۲-۲-۴)

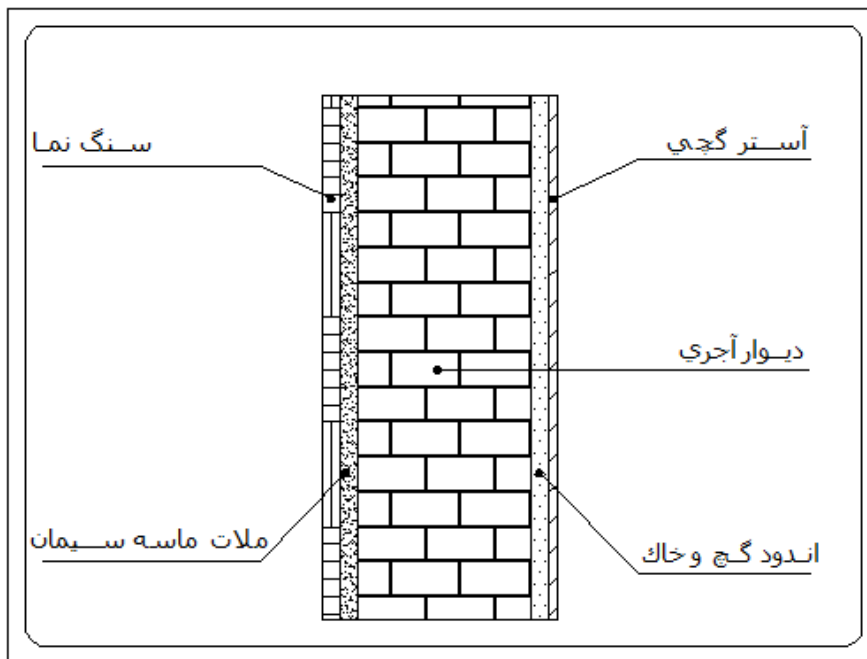
محاسبه بار انواع دیوارهای محیطی

دیوارهای محیطی بدون نما:



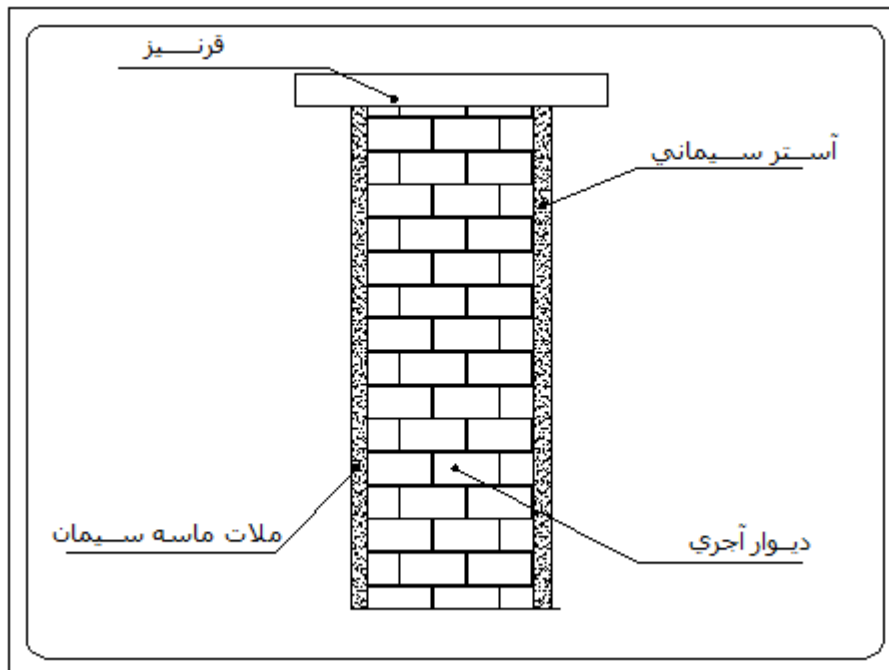
مبالغ مصرفی	وزن مخصوص (kg/m^3)	ضخامت (m)	تعداد	شدت بار (kg/m^2)
مالت ماسه سیمان	۲۱۰۰	۰.۰۳	۱	۶۳
آجرکاری با آجر مجوف و مالت ماسه وسیمان	۸۵۰	۰.۲	۱	۱۷۰
مالت گچ و خاک	۱۶۰۰	۰.۰۲۵	۱	۴۰
سفید کاری با مالت گچ	۱۳۰۰	۰.۰۰۵	۱	۶.۵
$\sum = 279.5 \text{ } kg/m^2$				

دیوارهای محیطی نمادار:



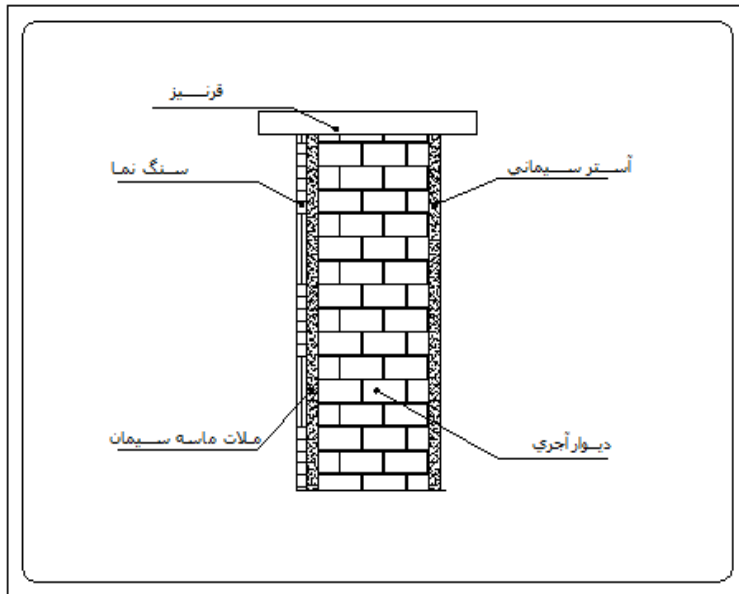
شدت بار (kg/m^2)	تعداد	ضخامت (m)	وزن مخصوص (kg/m^3)	مصالح مصرفی
۶۰	۱	۰.۰۲۵	۲۴۰۰	سنگ تراورتن
۸۴	۱	۰.۰۴	۲۱۰۰	مالات ماسه سیمان
۱۷۰	۱	۰.۲	۸۵۰	آجرکاری با آجر مجوف و ملات ماسه و سیمان
۴۰	۱	۰.۰۲۵	۱۶۰۰	مالات گچ و خاک
۶.۵	۱	۰.۰۰۵	۱۳۰۰	سفید کاری با ملات گچ
$\sum = ۳۶۰.۵ \text{ } kg/m^2$				

دیوار جان پناه بدون نما:



مصارف مصرفی	وزن مخصوص (kg/m^3)	ضخامت (m)	ارتفاع (m)	تعداد	شدت بار kgf/m
قرنیز از سنگ تراورتن	۲۴۰۰	۰.۳	۰.۰۵	۱	۳۶
ملات ماسه سیمان	۲۱۰۰	۰.۰۲	۰.۸	۲	۶۷.۲
آجرکاری با آجر مجوف و ملات ماسه و سیمان	۸۵۰	۰.۲	۰.۸	۱	۱۳۶
$\Sigma = ۲۳۹.۲ \text{ } kgf/m$					

دیوار جان پناه نمادار:

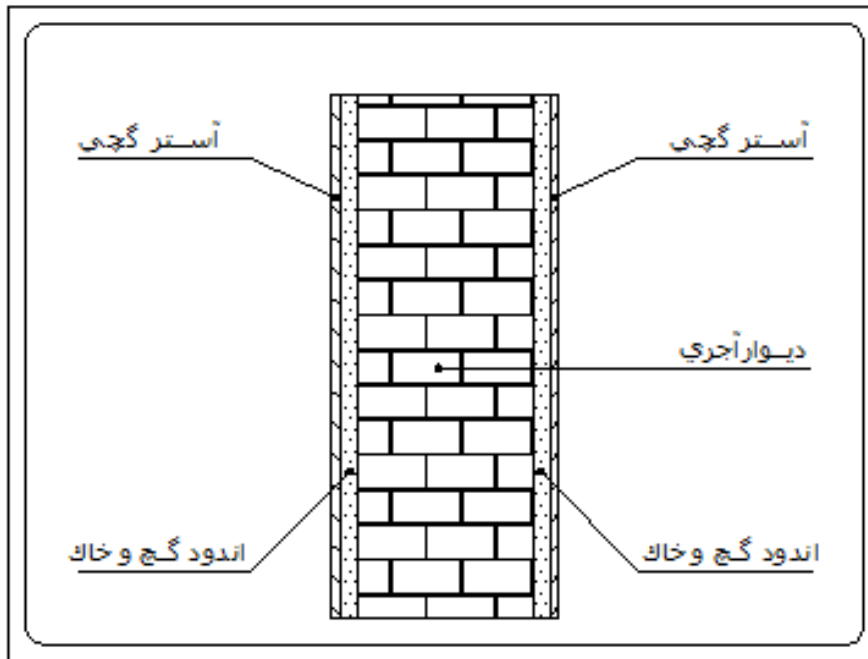


شدت بار (kgf/m)	تعداد	ارتفاع (m)	ضخامت (m)	وزن مخصوص (kg/m^3)	مصارف مصرفی
۳۶	۱	۰.۰۵	۰.۳	۲۴۰۰	قرنیز از سنگ تراورتن
۴۸	۱	۰.۸	۰.۰۲۵	۲۴۰۰	سنگ نما از تراورتن
۶۷.۲	۱	۰.۸	۰.۰۴	۲۱۰۰	مالات ماسه و سیمان
۱۳۶	۱	۰.۸	۰.۲	۸۵۰	آجرکاری با آجر مجوف و ملات ماسه و سیمان
۳۳.۶	۱	۰.۸	۰.۰۲	۲۱۰۰	مالات ماسه سیمان
$\sum = ۳۲۰.۸ \text{ } kgf/m$					

دیوار جان پناه بدون نما برای خرپشته:

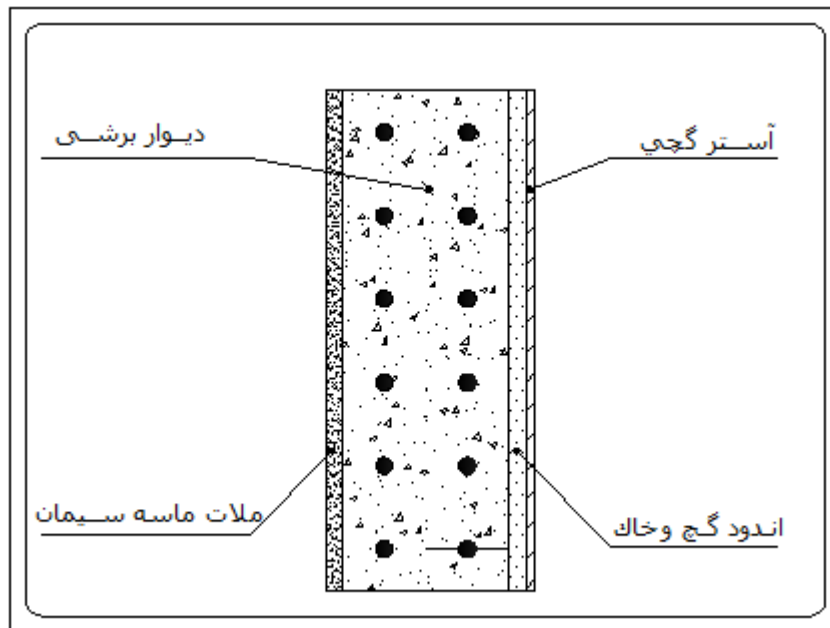
شدت بار (kgf/m)	تعداد	ارتفاع (m)	ضخامت (m)	وزن مخصوص (kg/m^3)	مصارف مصرفی
۳۶	۱	۰.۰۵	۰.۳	۲۴۰۰	قرنیز از سنگ تراورتن
۲۵.۲	۲	۰.۳	۰.۰۲	۲۱۰۰	مالات ماسه سیمان
۵۱	۱	۰.۳	۰.۲	۸۵۰	آجرکاری با آجر مجوف و ملات ماسه و سیمان
$\sum = ۱۱۲.۲ \text{ } kgf/m$					

دیوار اطراف راه پله:



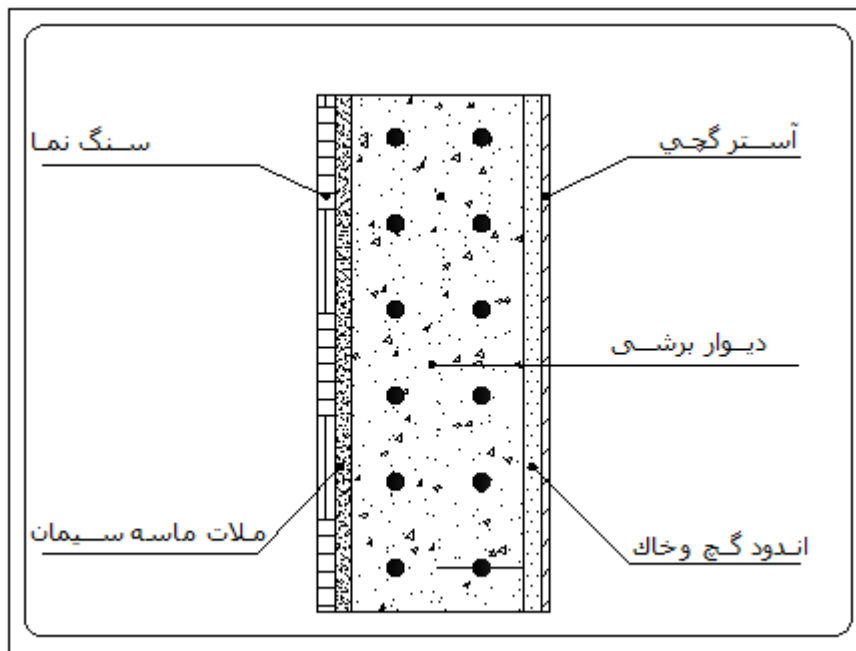
شدت بار (kg/m^2)	تعداد	ضخامت (m)	وزن مخصوص (kg/m^3)	مصالح مصرفی
۱۷۰	۱	۰.۲	۸۵۰	آجرکاری با آجر مجوف و ملات ماسه و سیمان
۸۰	۲	۰.۰۲۵	۱۶۰۰	ملات گچ و خاک
۱۳	۲	۰.۰۰۵	۱۳۰۰	سفید کاری با ملات گچ
$\sum = ۲۶۳ \text{ } kg/m^2$				

دیوار برشی بدون نما:



شدت بار (kg/m^2)	تعداد	ضخامت (m)	وزن مخصوص (kg/m^3)	مصالح مصرفی
۶۳	۱	۰.۰۳	۲۱۰۰	مات ماسه سیمان
۵۰۰	۱	۰.۲	۲۵۰۰	بتن آرمه
۴۰	۱	۰.۰۲۵	۱۶۰۰	مات گچ و خاک
۶.۵	۱	۰.۰۰۵	۱۳۰۰	سفید کاری با مات گچ
$\sum = ۶۰۹.۵ \text{ } kg/m^2$				

دیوار برشی نمادار:



شدت بار (kg/m^2)	تعداد	ضخامت (m)	وزن مخصوص (kg/m^3)	مصالح مصرفی
۶۰	۱	۰.۰۲۵	۲۴۰۰	سنگ تراورتن
۸۴	۱	۰.۰۴	۲۱۰۰	ملات ماسه سیمان
۵۰۰	۱	۰.۲	۲۵۰۰	بتن آرمه
۴۰	۱	۰.۰۲۵	۱۶۰۰	ملات گچ و خاک
۶.۵	۱	۰.۰۰۵	۱۳۰۰	سفید کاری با ملات گچ
$\sum = ۶۹۰.۵ \text{ } kg/m^2$				

❖ دیوارهای پیرامونی دارای درصد قابل توجهی بازشو به دلیل قرار گرفتن در نمای ساختمان دارند. بنابراین اگر ارتفاع خالص دیوار را برابر h_n باشد و بار معادل گسترده خطی دیواری که بر روی تیر زیر آن قرار می‌گیرد q باشد:

$$q = h_n \times (\text{وزن واحد سطح دیوار}) \times (1 - \text{نسبت بازشو}) \quad \text{نسبت بازشو} = \frac{\text{مساحت پنجره}}{\text{مساحت دیوار}}$$

❖ بار گسترده خطی است اما یکنواخت نمی‌باشد و به صورت پلکانی در زیر بازشوها شدت بار کاهش می‌یابد. اما چون ممکن است محل اجرای پنجره دقیق نباشد به همین دلیل q را یکنواخت فرض می‌کنیم.

بار خطی دیوارهای طبقات:

محل دیوار	جهت	نوع دیوار	وزن واحد سطح (kg/m^2)	ارتفاع دیوار	نسبت بازشو	بار معادل خطی (ton/m)
دیوار همسایه شرقی	Y	بدون نما	۲۷۹.۵	۲.۸	ندارد	۰.۷۸۲
دیوار برشی شرقی	Y	بدون نما	۶۰۹.۵	۲.۸	ندارد	۱.۷۰۶
دیوار آشپزخانه	X	نمادار	۳۶۰.۵	۳	۰.۲۱۲	۰.۸۵۱
دیوار آشپزخانه	X	نمادار	۳۶۰.۵	۳	۰.۳	۰.۷۵۷
دیوار گذر غربی	Y	نمادار	۳۶۰.۵	۲.۸	ندارد	۱.۰۱
دیوار برشی غربی	Y	نمادار	۶۹۰.۵	۲.۸	ندارد	۱.۹۳۳
دیوار گذر غربی	Y	نمادار	۳۶۰.۵	۲.۸	۰.۳۶۴	۰.۶۴۱
دیوار گذر غربی	Y	نمادار	۳۶۰.۵	۲.۸	۰.۲۸۶	۰.۷۲
دیوار همسایه شمالی	X	بدون نما	۲۷۹.۵	۲.۸	ندارد	۰.۷۸۲
دیوار پاسیو	Y	بدون نما	۲۷۹.۵	۲.۸	۰.۳	۰.۵۴۷
دیوار پاسیو	X	بدون نما	۲۷۹.۵	۲.۸	۰.۳۲	۰.۵۳
دیوار اطراف پله	Y		۲۶۳	۲.۸	ندارد	۰.۷۳۶

۲- تیغه ها:

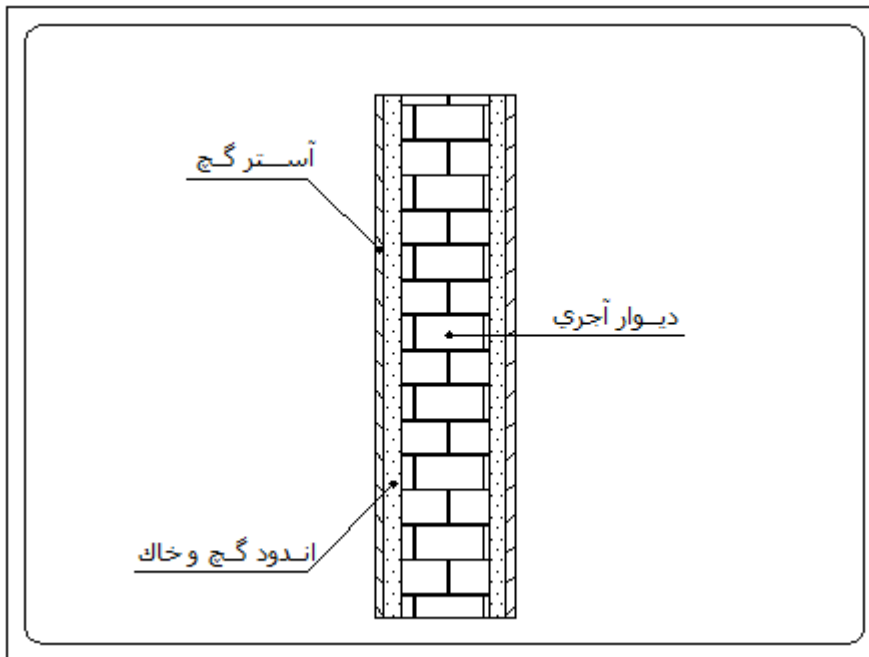
دیوارهای تیغه بندی به صورت ۱۰ الی ۱۵ سانتیمتر اجرا می‌شوند که ممکن است از بلوک‌های گچی، بلوک‌های سفالی و یا آجر فشاری در ساختن آن‌ها استفاده شده باشد. با توجه به اینکه تیغه بندی ساختمان در زمان بهره‌برداری ممکن است دچار تغییر گردد لذا اعمال بار تیغه در محل خود امری توجیه پذیر نمی‌باشد و در محاسبات از بار معادل سطحی تیغه‌ها (بار معادل تیغه بندی) استفاده می‌شود در محاسبات مربوط به تیغه‌ها وزن یک متر مربع از تیغه مطابق جزئیات معماری محاسبه می‌گردد، سپس این وزن در ارتفاع خالص دیوار و طول کل تیغه ضرب می‌گردد تا وزن کل تیغه بدست آید و در نهایت وزن کل تیغه بر مساحت مفید ساختمان (مساحت مفید) تقسیم می‌گردد تا بار معادل سطحی (بار معادل تیغه بندی) بدست آید. (بند ۲-۲-۶)

منظور از مساحت مفید جاهایی است که احتمال قرار گرفتن دیوار در آنجا وجود دارد. در محاسبه مساحت مفید ساختمان مساحت پله، آسانسور، پاسیو و... کسر می‌گردد.

ارتفاع خالص دیوارها به دو صورت محاسبه می‌گردد، یک دسته از دیوارهای داخلی که در زیر تیرها قرار می‌گیرند، به علت وجود آویز در تیرها ارتفاع خالص دیوار کمتر می‌شود. اما دسته دیگر از دیوارها که در زیر تیر قرار نمی‌گیرند ارتفاع خالص آن‌ها تا زیر سقف ادامه دارد و در واقع ارتفاع خالص این دسته از دیوارها نسبت به حالت قبل بیشتر است.

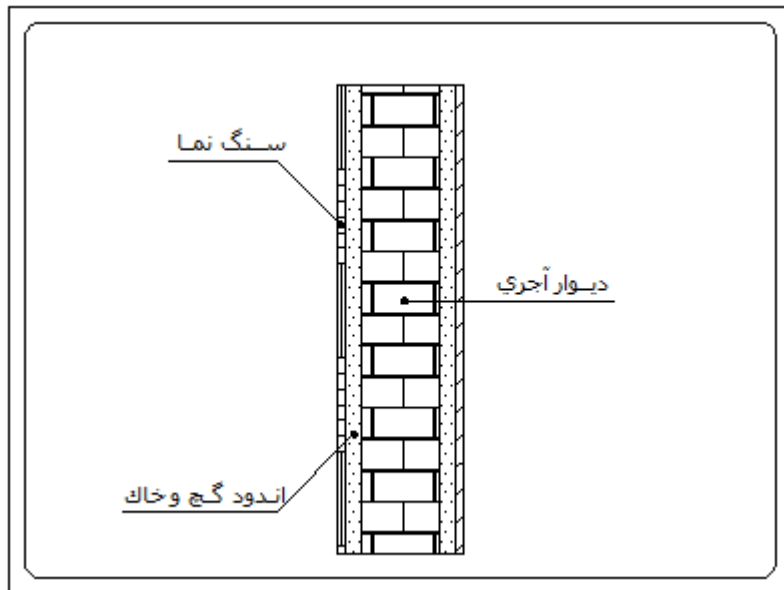
طبق مقررات مبحث ششم، اگر وزن یک مترمربع سطح تیغه کمتر از ۲۷۵ کیلوگرم نیرو بر متر مربع باشد می‌توان به جای بار گسترده خطی حاصل از تیغه، یک بار گسترده سطحی برای کف در نظر گرفت که آن را سربار معادل تیغه بندی می‌نامند. اگر وزن یک مترمربع سطح تیغه بیشتر از ۲۷۵ کیلوگرم نیرو بر متر مربع باشد، باید بار آنها را در محل واقعی خود اعمال شود و همچنین بایستی اثر آن در طراحی المان‌های کف طبقه در نظر گرفت. در هر حال در ساختمان‌هایی که بار زنده آن‌ها کمتر از ۵۰۰ کیلوگرم نیرو بر مترمربع باشد، نباید سربار معادل تیغه بندی کمتر از ۱۰۰ کیلوگرم نیرو بر متر مربع اختیار شود. این مقدار حداقل برای آیین در نظر گرفته می‌شود که ممکن است در طول عمر ساختمان جای تیغه‌ها تغییر یافته و یا حتی اضافه شود. اگر در ساختمان‌هایی از تیغه‌های سبک مانند دیوارهای ساندویچی و یا هر نوع دیوار از مصالح سبک که وزن آن کمتر از ۴۰ کیلوگرم نیرو بر متر مربع باشد استفاده شود، می‌توان مقدار حداقل سربار معادل تیغه بندی را به ۵۰ کیلوگرم نیرو بر متر مربع کاهش داد.

محاسبه بار مرده تیغه‌ها:



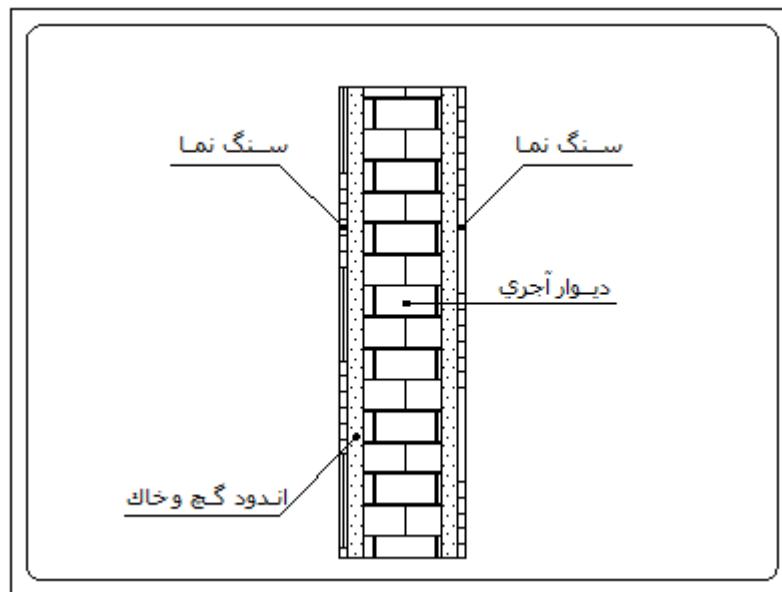
شدت بار (kg/m^2)	تعداد	ضخامت (m)	وزن مخصوص (kg/m^3)	مصلح مصرفی
۸۵	۱	۰.۱	۸۵۰	آجرکاری با آجر مجوف و ملات ماسه و سیمان
۸۰	۲	۰.۰۲۵	۱۶۰۰	ملات گچ و خاک
۱۳	۲	۰.۰۰۵	۱۳۰۰	سفید کاری با ملات گچ
$\sum = ۱۷۸ \text{ } kg/m^2$				

دیوار تیغه یک طرف به سمت سرویس:



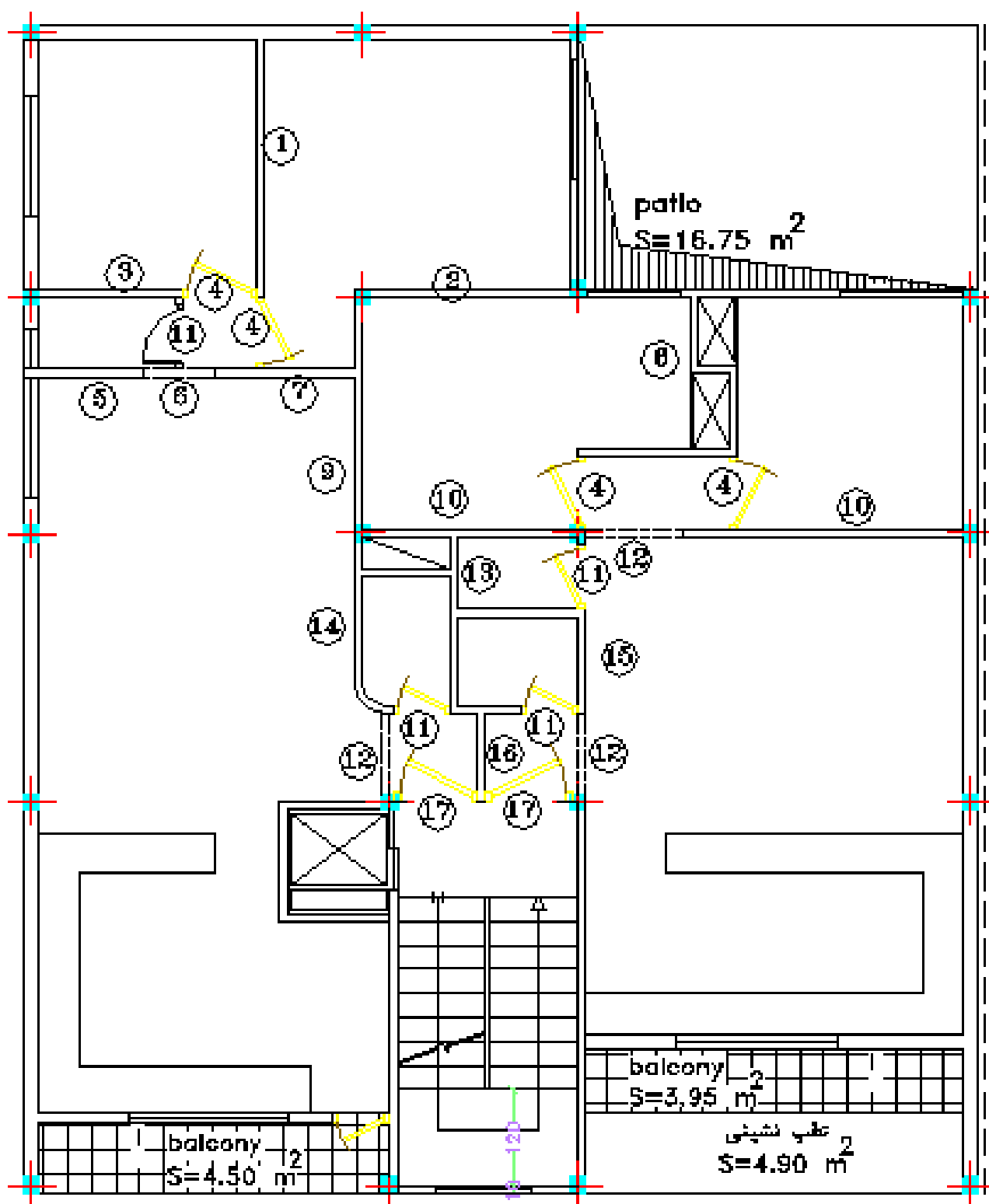
شدت بار (kg/m^2)	تعداد	ضخامت (m)	وزن مخصوص (kg/m^3)	مصلح مصرفی
۸۵	۱	۰.۱	۸۵۰	آجرکاری با آجر مجوف و ملات ماسه و سیمان
۴۲	۱	۰.۰۲	۲۱۰۰	ملات ماسه سیمان
۳۴	۱	۰.۰۲	۱۷۰۰	کاشی سرامیک دیواری
۴۰	۱	۰.۰۲۵	۱۶۰۰	ملات گچ و خاک
۶.۵	۱	۰.۰۰۵	۱۳۰۰	سفید کاری با ملات گچ
$\sum = ۲۰۷.۵ \text{ } kg/m^2$				

دیوار تیغه دو طرف سرویس:



شدت بار (kg/m^2)	تعداد	ضخامت (m)	وزن مخصوص (kg/m^3)	مصلح مصرفی
۸۵	۱	۰.۱	۸۵۰	آجرکاری با آجر مجوف و ملات ماسه و سیمان
۸۴	۲	۰.۰۲	۲۱۰۰	ملات ماسه سیمان
۶۸	۲	۰.۰۲	۱۷۰۰	کاشی سرامیک دیواری
$\sum = ۲۳۷.۵ \text{ } kg/m^2$				

❖ برای محاسبه بار معادل سطحی می‌توان طول دیوارهای مشابه همدیگر را جمع کرد و در نهایت در ارتفاع و وزن واحد سطح ضرب نمود ولی برای فهم بیشتر در پلان کنار هر تیغه دیوار شماره گذاری شده است تا در جدول نسبت به موقعیت دیوار بار آن حساب شده است.



موقعیت دیوار	نوع دیوار	تعداد	طول (m^2)	ارتفاع (m)	وزن واحد سطح (kg/m^2)	وزن کل (ton)
۱	تیغه	۱	۳.۱۰	۳	۱۷۸	۱.۶۵۵
۲	تیغه	۱	۲.۷۰	۲.۸	۱۷۸	۱.۳۴۵
۳	تیغه یک طرف سرویس	۱	۱.۸۰	۲.۸	۲۰۷.۵	۱.۰۴۵
۴	تیغه	۴	۰.۹۰	۰.۵	۱۷۸	۰.۳۲۰
۵	تیغه یک طرف سرویس	۱	۱.۳	۳	۲۰۷.۵	۰.۸۰۹
۶	تیغه	۱	۰.۹۰	۰.۴	۱۷۸	۰.۰۶۴
۷	تیغه	۱	۱.۷۲	۳	۱۷۸	۰.۹۱۸
۸	تیغه	۱	۴.۴۰	۳	۱۷۸	۲.۳۴۹
۹	تیغه	۱	۲.۵۰	۲.۸	۱۷۸	۱.۲۴۶
۱۰	تیغه یک طرف سرویس	۱	۲.۲۰	۲.۸	۲۰۷.۵	۱.۲۷۸
۱۱	تیغه	۳	۰.۷۰	۰.۵	۱۷۸	۰.۱۸۶
۱۲	تیغه	۲	۱.۱۰	۰.۴	۱۷۸	۰.۱۵۶
۱۳	دیوار تیغه دو طرف سرویس	۱	۴.۸۰	۳	۲۳۷.۵	۳.۴۲۰
۱۴	تیغه یک طرف سرویس	۱	۲.۱۰	۲.۸	۲۰۷.۵	۱.۲۲۰
۱۵	تیغه یک طرف سرویس	۱	۱.۸۰	۲.۸	۲۰۷.۵	۱.۰۴۵
۱۶	تیغه	۱	۱.۱۰	۳	۱۷۸	۰.۵۸۷
۱۷	تیغه	۲	۱.۲۰	۰.۴	۱۷۸	۰.۱۷۰
$\Sigma = ۱۷.۸۱۳ ton$						

$$\text{بار معادل سطحی} = \frac{۱۷.۸۱۳}{۱۳۵.۸} = ۰.۱۳۱ \text{ ton}/m^2$$

بار زنده

بار زنده یا غیر دائمی و یا در حالت کلی «سربار» به بارهایی اطلاق می‌شود که در اثر بهره برداری از ساختمان به آن وارد می‌شود و بر خلاف بار مرده، متغیر بوده و محل دقیق اعمال آن غیر قابل پیش بینی است. البته بار برف، زلزله، باد و... جزو این گروه قرار نمی‌گیرد. (بند ۳-۱-۶) کلا بارهای زنده به دو دسته تقسیم می‌شوند:

- ۱- بارهای زنده استاتیکی: به بارهایی می‌گویند که در اثر وزن اسباب و اثاثیه و افراد در طول مدت بهره‌برداری از ساختمان به آن اثر می‌کند و ممکن است موقعیت قرار گیری آن‌ها در طول عمر ساختمان به دفعات عوض شود و به طوری که اثر انرژی جنبشی قابل صرفه نظر کردن است.
- ۲- بارهای زنده ضربه‌ای: سربراهایی که سرعت حرکت آن‌ها قابل توجه بوده و اثر انرژی جنبشی آن‌ها بر ساختمان نیز قابل توجه است.

مقادیر سربار کف‌ها با توجه به نوع کاربری ساختمان، بسته به اینکه آیا کف مورد نظر، محل تجمع افراد خواهد بود یا نه و یا برحسب تجهیزاتی که به کار برده خواهند شد، تعیین می‌شود. این مقادیر در مبحث ششم که بر حسب آمار و احتمالات تعیین گردیده است که برای ساختمان‌های مسکونی به قرار زیر است: (خلاصه جدول ۳-۱-۶)

بار گسترده (kg/m^2)	نوع کاربری کف‌ها
-	بام‌های شیب دار با پوشش سبک با شیب کمتر از ۱۰ درجه
۵۰	بام‌های شیب دار با پوشش سبک با شیب بیشتر از ۱۰ درجه
۱۵۰	بام‌های تخت و یا با شیب کم که به عنوان محل تجمع مورد استفاده قرار نمی‌گیرد
۳۵۰	راهروهای اصلی و پلکان‌ها که در معرض رفت و آمد و تجمع کم باشد، نظیر راهروهای اصلی ساختمان‌های مسکونی و اداری
۷۵۰	موتورخانه‌ها
۲۰۰	اتاق‌ها و راهروهای خصوصی و سرویس‌ها
۵۰۰	انبارها

بار برف

مبحث ششم مقررات ملی ساختمان بار برف را وزن لایه برفی می‌داند که بر اساس آمار موجود در منطقه احتمال تجاوز آن در سال کمتر از دو درصد باشد. یعنی دوره بازگشت آن ۵۰ سال باشد.

مبحث ششم مقررات ملی ساختمان کشور را از لحاظ آب و هوایی و میزان بارش برف به شش منطقه تقسیم کرده و برای هر منطقه، بار برفی بر اساس آمار بارش برف، تعریف می‌کند و آن را بار برف مبنا (P_S) می‌نامد. با توجه به جدول (۶-۴-۱) مبحث ششم هر یک از شهرها در حیطه‌ی یکی از مناطق ارائه شده در جدول زیر قرار می‌گیرند.

شماره منطقه	نوع منطقه	حداقل بار برف مبنا (kg/m^2)
۱	مناطق با برف نادر	۲۵
۲	مناطق با برف کم	۵۰
۳	مناطق با برف متوسط	۱۰۰
۴	مناطق با برف زیاد	۱۵۰
۵	مناطق با برف سنگین	۲۰۰
۶	مناطق با برف فوق سنگین	۳۰۰

با مراجعه به جدول ۶-۴-۱ مبحث ششم مشاهده می‌شود که تهران در منطقه ۴ قرار دارد و با توجه به جدول بالا حداقل بار برف مبنا ۱۵۰ کیلوگرم بر متر مربع می‌باشد.

مقادیر مشخص شده در جدول بالا برای سقف‌های تخت می‌باشد و یا شیب آنها کمتر از ۱۵ درجه است. انتظار می‌رود اگر شیب سقف بیشتر شود، پایداری لایه‌های برف بر روی سقف شکسته شده و شروع به لغزیدن و ریزش کند. به همین دلیل مبحث ششم، ضریب (C_S) را تعریف کرده است. ضریب C_S در بار برف مبنا ضرب شده و مقدار بار برف مشخص می‌شود که آن را (P_r) می‌نامند.

ضریب اثر شیب، C_S برای بامهای مسطح و شیب دار به شرح زیر تعیین می‌شود:

الف: در بامهای مسطح و شیب دار با زاویه شیب کمتر از ۱۵ درجه: $C_S = ۱$

ب: در بامهای شیب دار با زاویه شیب بین ۱۵ درجه و ۶۰ درجه: $C_S = ۱ - \frac{\alpha - ۱۵}{۶}$

پ: در بامهای شیب دار با زاویه شیب بیشتر از ۶۰ درجه: $C_S = ۰.۲۵$

α زاویه سطح بام با افق بر حسب درجه است

$$P_r = C_S \cdot P_S \geq ۲۵ \text{ } kg/m^2$$

با توجه به نوع سقف که از نوع تخت می‌باشد، پس ضریب $C_S = ۱$ در نظر گرفته می‌شود.

$$P_r = ۱ \times ۱۵۰ = ۱۵۰ \text{ } kg/m^2$$

کنترل برش پانچ:

بنا به توصیه مبحث ششم مقررات ملی ساختمان کفها باید بتوانند علاوه بر بارگذاری‌های گسترده، بار متمرکز مشخص شده در جدول زیر در سطحی به ابعاد 15×15 سانتی متر را به صورت موضعی تحمل کنند.

بار متمرکز بر حسب $DN = kg$	نوع کاربری کفها
۱۰۰	بام
۴۵۰	کلاس ها
۹۰۰	دفاتر کار، اتاقهای عمل و صحنه ها
۹۰۰	انبارها
۷۰۰	مخازن کتاب
۷۵۰	محل عبور یا پارک خودروهای سواری با وزن حداکثر ۱۵۰۰ دکانیوتن
۱۰۰۰	محل عبور یا پارک خودروهای سواری با وزن حداکثر ۲۵۰۰ دکانیوتن
۲۰۰۰	محل عبور یا پارک خودروهای سواری با وزن حداکثر ۴۰۰۰ دکانیوتن
۳۰۰۰	محل عبور یا پارک خودروهای سواری با وزن حداکثر ۶۰۰۰ دکانیوتن
۴۰۰۰	محل عبور یا پارک خودروهای سواری با وزن حداکثر ۹۰۰۰ دکانیوتن

❖ البته تأثیر این بار متمرکز نباید به طور همزمان با بار گسترده یکنواخت وارد شود بلکه باید به صورت تک وارد شود.

$$DL = (0.15 \times 0.15) \times (602.5 \text{ بار گسترده بام}) = 13.55 \text{ kg}$$

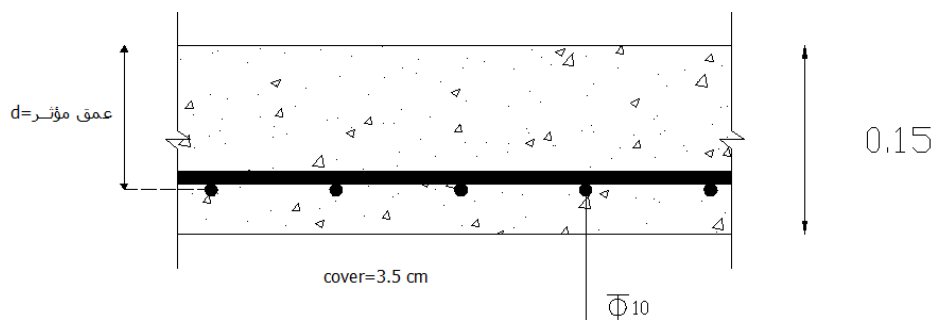
$$LL = 900 \quad \text{از روی جدول :}$$

$$1.25 DL + 1.5 LL \quad \text{ترکیب بارها طبق آیین نامه:}$$

$$(1.25 \times 13.55) + (1.5 \times 900) = 1366.93 \text{ kg}$$

برای کنترل برش پانچ ابتدا محیط بحرانی پانچ را محاسبه می‌کنیم. برای محیط بحرانی مقطع 15×15 سانتی متری از کف را

جدا کرده و از هر طرف به اندازه $\frac{d}{4}$ (عمق مؤثر d) به آن اضافه می‌کنیم و محیط بحرانی را حساب می‌کنیم.



	$\frac{d}{2}$	
		$\frac{d}{2}$

$$d = 150 - 35 - \frac{10}{2} = 110 \text{ mm}$$

$$\frac{d}{2} = 55 \text{ mm}$$

$$\text{محیط بحرانی} = 4 \times (150 + 110) = 1040 \text{ mm}$$

❖ در سقف‌های تیرچه بلوک عمق مؤثر برابر همان میزان بتنی است که روی تیرچه قرار می‌گیرد.

بر اساس رابطه زیر نیروی را برحسب تنش بدست می‌آوریم و در ابعاد مقطع (عمق مؤثر \times محیط بحرانی) ضرب می‌شود تا مقدار نیروی پانچ بدست آید.

$$V_{cp} \text{ تنش} = 0.4 \phi_c \sqrt{f_c} \Rightarrow 0.4 \times 0.6 \times \sqrt{25} = 1.2 \text{ N/mm}^2$$

$$V_{cp} \text{ نیرو} = 1.2 \times (1040 \times 110) = 137280 \text{ N} \Rightarrow 13728 \text{ kg}$$

$$13728 > 1366.93 \quad ok$$

فصل سوم

توزیع بارهای شلی

سیستم توزیع بار ثقلی بین اعضای باربر

همانطور که قبلاً توضیح داده شد، سقف‌ها از نظر عملکرد توزیع بار ثقلی، یک طرفه یا دو طرفه می‌باشند.

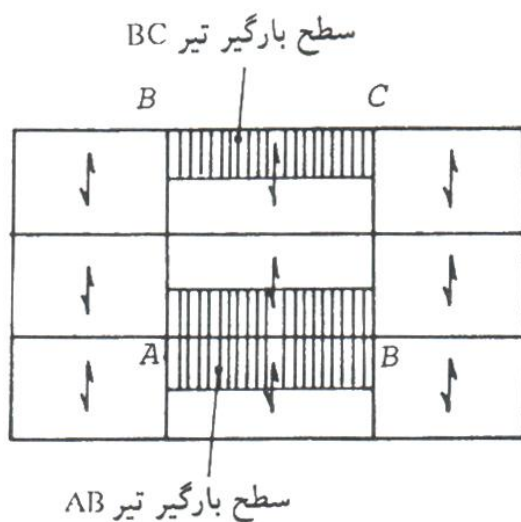
سقف‌های یک طرفه:

برای هر عضو باربر، سطحی که آن عضو وظیفه باربری آن را بر عهده دارد، سطح بارگیر نامیده می‌شود. با استفاده از این تعریف، می‌توانیم با در دست بودن شدت بار وارد بر واحد سطح، بار وارد بر عضو مورد نظر را محاسبه می‌نمائیم. دال یک طرفه دالی است که بار سقف را بین دو شاهتیر تقسیم می‌کند مانند سقف تیرچه بلوک و یا دال‌های بتنی که نسبت طول به عرض آنها بیشتر از دو باشد.

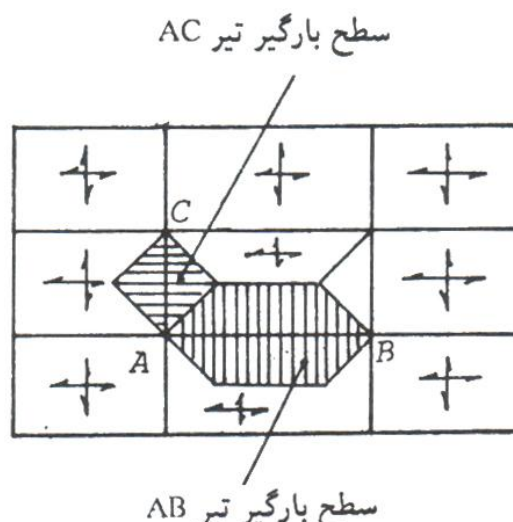
سطح بارگیر تیرها در پلان شکل زیر مشخص شده است که برابر است با نصف فاصله محور به محور آن‌ها از تیر مجاور از هر دو طرف، در امتداد تیر. با ضرب شدت بار واحد سطح، در سطح بارگیر تیرچه، بار وارد بر آن جهت طراحی به دست می‌آید.

سقف‌های دو طرفه:

برای محاسبه‌ی بار وارد بر تیرهای اطراف کف، از قانون نیم سازه‌های گوشه‌های پانل استفاده می‌کنیم. بدین ترتیب که در پانل مورد نظر، نیمساز هر گوشه پانل رسم می‌شود (فقط برای گوشه‌هایی که دو تیر از همان پانل بدان وارد شده است). بسته به تیرهای اطراف، سطوحی از برخورد نیمسازها به وجود می‌آید که سطح بارگیر هر شاهتیر را مشخص می‌کند. اگر پانل مربع شکل باشد بار وارد بر تیرهای اطراف به صورت مثلثی خواهد بود و اگر پانل به شکل مستطیل باشد بار وارد بر دو تیر متقابل به هم به صورت دوزنقه‌ای و بر دو تیر دیگر به صورت مثلثی خواهد بود.



سقف یک طرفه



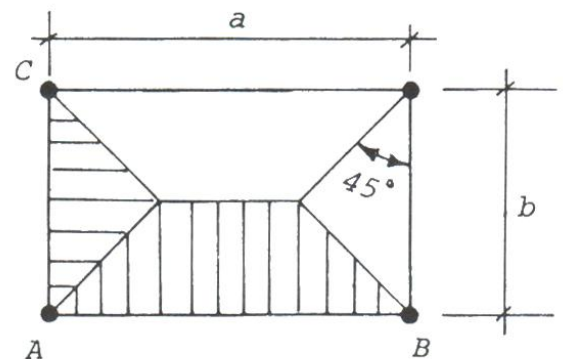
سقف دو طرفه

با استفاده از فرمول زیر می‌توان بار مثلی و دوزنقه‌ای را به بار خطی یکنواخت تبدیل نمود:

$$\text{سهم تیر AC} = \left(\frac{W_u \cdot L_b}{3} \right)$$

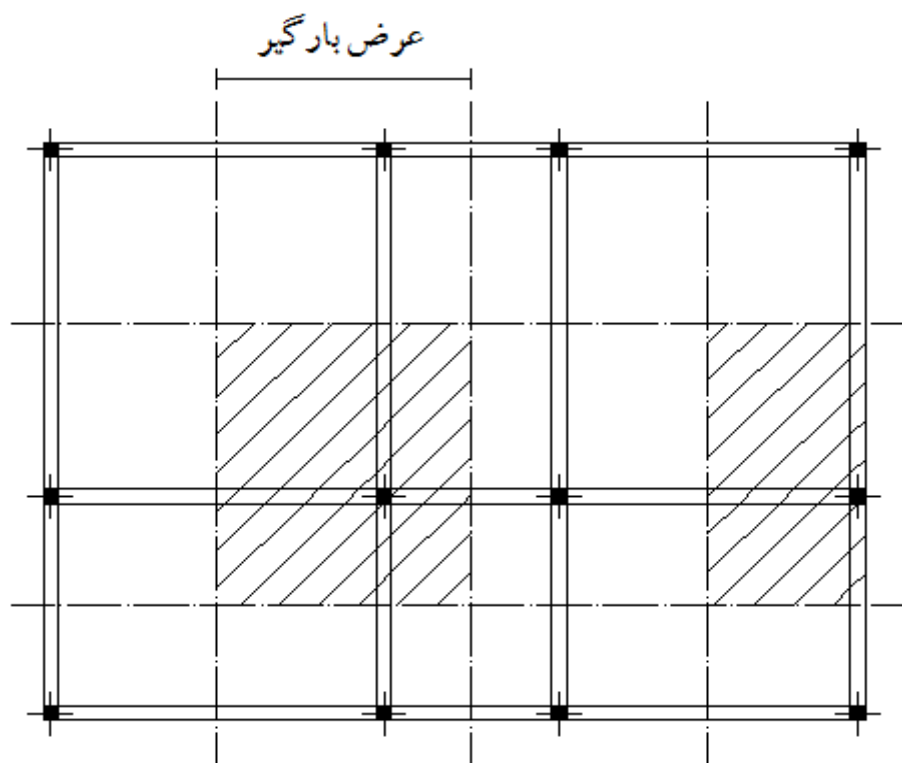
$$\text{سهم تیر AB} = \left(\frac{W_u \cdot L_b}{3} \right) \left(\frac{3-m^2}{2} \right)$$

$$m = \frac{L_b}{L_a}$$



ستون:

سطح بارگیر ستون‌ها در هر طبقه با سطحی که فاصله مرکز به مرکز پانل‌های مجاور ستون در دو امتداد تشکیل می‌دهند، برابر است. سطح بارگیر ستون در شدت بار وارد بر کف ضرب شده و نیروی محوری حاصل از بار کف همان طبقه محاسبه می‌شود. در ضمن هر ستون علاوه بر نیروی محوری حاصل از طبقه مورد نظر، نیروی محوری ستون‌های طبقات فوقانی خود را نیز به طور کامل تحمل می‌کند.



کاهش سربار زنده

انتظار می‌رود بار زنده‌ای که به هر متر مربع کف اختصاص داده می‌شود در یک لحظه‌ی مشخص، در کل سطح کف وجود نداشته باشد. لذا مبحث ششم اجازه داده است از مقادیر بار زنده این المان‌ها تا حدودی کاسته شود. مبحث ششم کاهش بار زنده را به صورت زیر بیان می‌کند که در هر حال نباید از ۵۰ درصد بیشتر باشد:

کاهش سربار تیرها:

اگر سطح بارگیر تیری بیشتر از ۱۸ متر مربع بوده و مربوط به کفی باشد که بار زنده آن از ۴۰۰ کیلوگرم نیرو بر متر مربع کمتر باشد، مقدار کاهش بار زنده از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

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

A: سطح بارگیر به متر مربع می‌باشد

R: مقدار کاهش بار زنده به درصد می‌باشد

کاهش سربار ستون‌ها:

برای ستون‌ها که بار چند طبقه را تحمل می‌کنند و مجموع سطح بارگیر آن‌ها بیشتر از ۱۸ متر مربع می‌باشد، کاهش بار زنده برابر با بزرگترین دو مقدار زیر است:

$$R_1 = 100 \left(0.7 - \frac{3}{\sqrt{A}} \right) \quad (1) \quad \text{مقدار کاهش بار زنده که از رابطه رو برو بدست می‌آید } (R_1) :$$

$$(2) \quad \text{مقدار درصد تعیین شده مطابق جدول زیر } (R_2) :$$

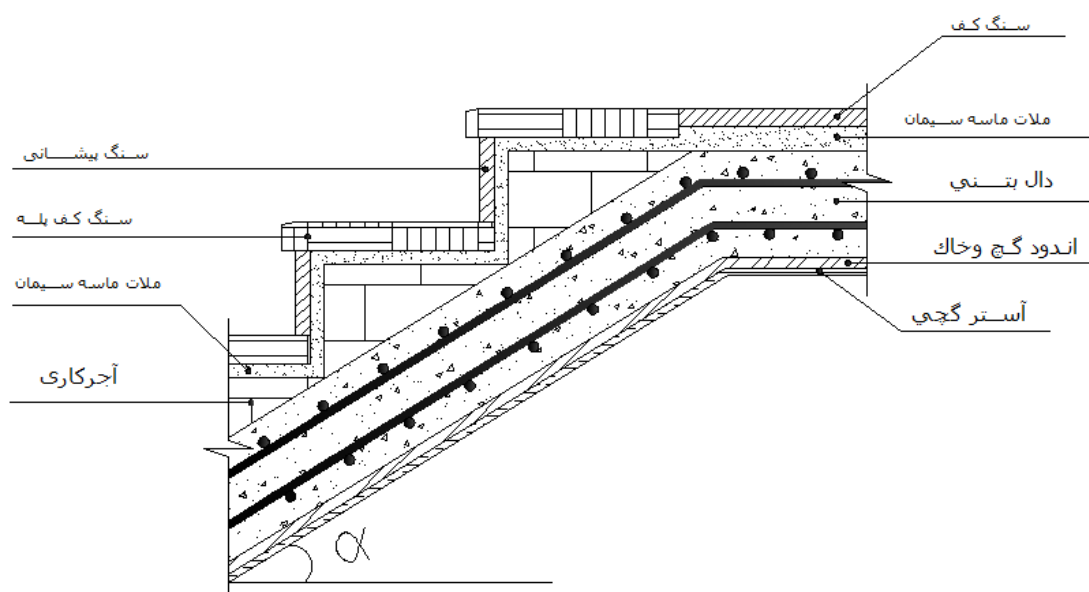
مقدار کاهش بار زنده	
صفر	عضو بار یک طبقه را تحمل می‌کند
۱۰ درصد	عضو بار دو طبقه را تحمل می‌کند
۲۰ درصد	عضو بار سه طبقه را تحمل می‌کند
۳۰ درصد	عضو بار چهار طبقه را تحمل می‌کند
۴۰ درصد	عضو بار پنج طبقه را تحمل می‌کند
۵۰ درصد	عضو بار شش طبقه و بیشتر را تحمل می‌کند

❖ بین R_1 و R_2 هرکدام که بزرگتر بود آن را انتخاب می‌کنیم.

پله

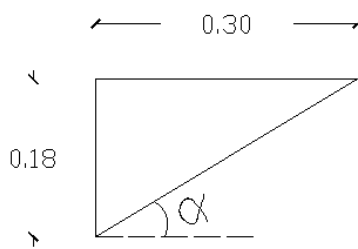
یکی از مهم ترین بارهای ثقلی است که هم در طراحی خود اجزای پله و هم اثر آن بر کل سازه، بایستی در نظر گرفته شود. بسته به اینکه پله فولادی و یا بتنی باشد بار مرده آن متفاوت خواهد بود. همچنین برای پاگرد و رمپ پله، بار مرده را جداگانه حساب کرد.

ابتدا بار مرده‌ی یک عدد پله را محاسبه کرده، سپس بار آن را در یک متر مربع محاسبه می‌نمائیم. همانطور که در شکل زیر نشان داده شده وزن کلیه اجزایی که در قسمت جدا شده قرار می‌گیرد به ازای عرض واحد (عمود بر صفحه کاغذ) در محاسبات دخیل می‌کنیم.



مبالغ مصرفی	وزن مخصوص (kg/m^3)	ابعاد (m)	شدت بار (kg/m)
سنگ کف از تراورتن	۲۴۰۰	۰.۳۲×۰.۰۴	۳۰
سنگ پیشانی از تراورتن	۲۴۰۰	۰.۱۲×۰.۰۲	۶
ملات ماسه و سیمان	۲۱۰۰	$(۰.۲۶ + ۰.۱۳) \times ۰.۰۲$	۱۶.۳۸
آجر فشاری با ملات ماسه و سیمان	۱۸۵۰	$(۰.۱۳ \times ۰.۲۶) \times ۰.۵$	۳۱.۲۶
نرده			۴.۵
$\Sigma = ۸۸.۱۴۵ \text{ } kg/m$			

حالا بار حاصل از یک از یک عدد پله را به صورت مورب پخش می‌کنیم تا بتوانیم با بار بدنه اصلی راه پله جمع کنیم:



$$\text{بار ناشی از وزن یک عدد پله در امتداد شیب} = \frac{88.145}{\sqrt{0.3^2 + 0.18^2}} = 251.94 \text{ kg/m}^2$$

بار بدنه اصلی:

مضامت (m)	تعداد	شدت بار (kg/m^2)	وزن مخصوص (kg/m^3)	مضامت (m)	تعداد	شدت بار (kg/m^2)	مضامت (m)
۰.۱۵	۱	۳۷۵	۲۵۰۰	۰.۱۵	۱	۳۷۵	۲۵۰۰
۰.۰۲۵	۱	۴۰	۱۶۰۰	۰.۰۲۵	۱	۴۰	۱۶۰۰
۰.۰۰۵	۱	۶.۵	۱۳۰۰	۰.۰۰۵	۱	۶.۵	۱۳۰۰
$\sum = 421.5 \text{ kg/m}^2$							

$$\text{بار کل در امتداد شیب} = 251.94 + 421.5 = 673.44 \text{ kg/m}^2$$

اگر بار کل در امتداد شیب را بر $\cos \alpha$ تقسیم کنیم، بار کل مرده را در امتداد افق را پیدا می‌کنیم.

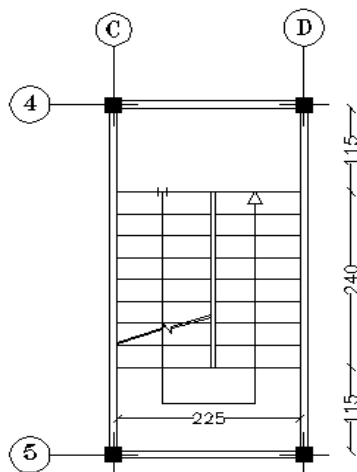
$$\alpha = \tan^{-1} \frac{18}{30} = 30.96$$

$$\text{بار کل مرده در امتداد افق} = \frac{673.44}{\cos 30.96} = 0.785 \text{ ton/m}^2$$

$$\text{بار کل زنده در امتداد افق} = 0.35 \text{ ton/m}^2$$

توزیع بار پله:

پله دو رمپه دارای دو قسمت مورب (همانند تیر مورب) می‌باشند که به آنها شمشیری پله گفته می‌شود و دو پاگرد را به هم متصل می‌کند. شمشیری پله به همراه پاگرد، روی دو تیر در ابتدا و انتها، تکیه می‌کند که معمولاً یکی از تیرها در تراز طبقه بوده و دومی در تراز مین طبقه قرار دارد. توزیع بار این پله‌ها نیز همانند سقف با عملکرد یک‌طرفه می‌باشد، یعنی سهم بارگیر هر تیر برابر با نصف فاصله مرکز تا مرکز دو تیر خواهد بود. از این مسات بدست آمده از پلان، مقداری به پاگرد اختصاص داشته و بقیه، مساحت رمپ‌ها خواهد بود.



قبلاً بار واحد سطح پاگرد و رمپ انواع پله را محاسبه کرده بودیم. با ضرب سهم بارگیر هر قسمت به شدت بار واحد سطح، بار گسترده‌ی وارد بر تیر بدست می‌آید.

در محاسبات بار پله می‌دانیم فضای چشم پله یک فضای خالی است که باید کسر گردد اما از آنجایی که بار متمرکز را به بار گسترده تبدیل می‌نمائیم ممکن است بار متمرکز حالت بحرانی تری را نسبت به بار گسترده ایجاد کند به همین دلیل در محاسبات فضای چشم پله را کسر نمی‌کنیم تا این کمبود جبران شود.

❖ از آنجایی تیرهای محوره‌ای ۴ و ۵ بر اساس معماری شبیه به هم هستند، فقط بار یک طرف را حساب می‌کنیم.

بار مرده وارد بر تیر C-D از محورهای ۴ و ۵:

بار مرده پاگرد $(484.50 \frac{kg}{m^2}) \times$ مساحت پاگرد متصل به تیر = کل بار وارد بر تیر حاصل از پاگرد

$$= (2.25 \times 1.15) \times 484.5 = 1253.64 \text{ kg}$$

بار مرده رمپ پله در امتداد افق $(785 \frac{kg}{m^2}) \times$ مساحت رمپ مؤثر در تیر = کل بار وارد بر تیر حاصل از رمپ

$$= (1.2 \times 2.25) \times 785 = 2120$$

$$\text{بار مرده گسترده معدل} = \frac{1253.64 + 2120}{2.25} = 1500 \frac{kg}{m} \rightarrow 1.5 \text{ ton/m}$$

بار زنده وارد بر تیر C-D از محورهای ۴ و ۵:

❖ طبق جدول ۱-۳-۶ مبحث ششم برای راهروها، بار زنده برابر $350 \frac{kg}{m^2}$ در نظر گرفته می‌شود.

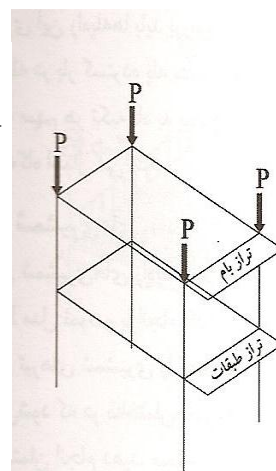
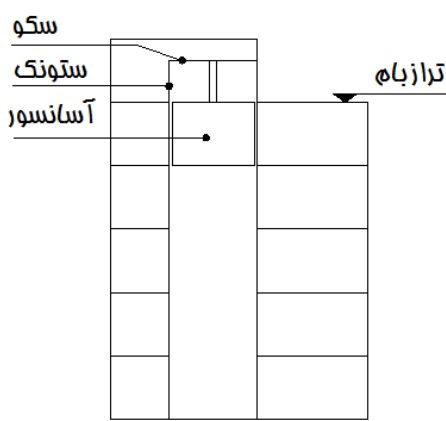
بار زنده پاگرد $(350 \frac{kg}{m^2}) \times$ مساحت پاگرد و رمپ مؤثر متصل به تیر = کل بار وارد بر تیر

$$= \left(2.25 \times \frac{4.7}{2}\right) \times 350 = 1850 \text{ kg}$$

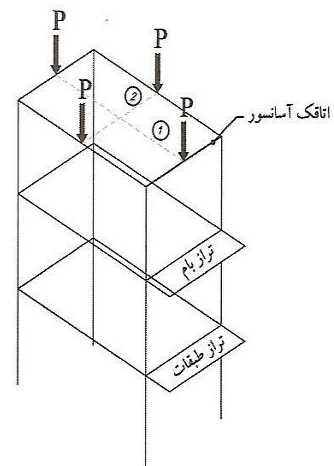
$$\text{بار زنده گسترده معدل} = \frac{1850}{2.25} = 822 \frac{kg}{m} \rightarrow 0.822 \text{ ton/m}$$

آسانسور

حرکت مکرر آسانسورها به سمت بالا و پایین، بارهای دینامیکی به سیستم باربر ساختمان وارد می‌کند که اثرات آن بایستی در محاسبات سازه ساختمان لحاظ شود. معمولاً در بالاترین تراز، آسانسورها دارای هستند که موتور و سایر تجهیزات بالابرنده در آنجا نصب می‌شود که آن را سکو می‌نامند. کابین آسانسور از سکو آویزان است و این سکو بایستی به تیر و یا ستون‌هایی تکیه داشته باشد. اگر سکو از تراز بام بالاتر باشد، معمولاً دارای چهار ستون کوچک در چهار گوشه خواهد بود که کل بار آسانسور به صورت چهار بار متمرکز به تیرهای زیر ستون‌های کوچک منتقل می‌شود. اگر سکو هم‌تراز با بام باشد و به تیرهای بام تکیه داده شود، بهتر است اثرات آن به صورت بار گسترده بین تیرها تقسیم شود.



(ب) بارگذاری آسانسور در صورت عدم مدلسازی اتاقک



(الف) بارگذاری آسانسور در صورت مدلسازی اتاقک آسانسور

طبق توصیه بحث ششم، در محاسبه بار زنده و مرده آسانسور، ضریب افزایش ۲ اعمال می‌شود. یعنی کلیه بارهای وارد بر آسانسور اعم از زنده و یا مرده دو برابر در نظر گرفته می‌شود. در صورت عدم دسترسی به اطلاعات برای آسانسور تا ظرفیت ۶ نفر بار مرده آسانسور و کلیه متعلقات آن را حدود ۱۰۰۰ کیلوگرم در نظر می‌گیرند. بار زنده و ابعاد چاه آسانسور بر اساس مبحث پانزدهم مقررات ملی ساختمان به قرار زیر است:

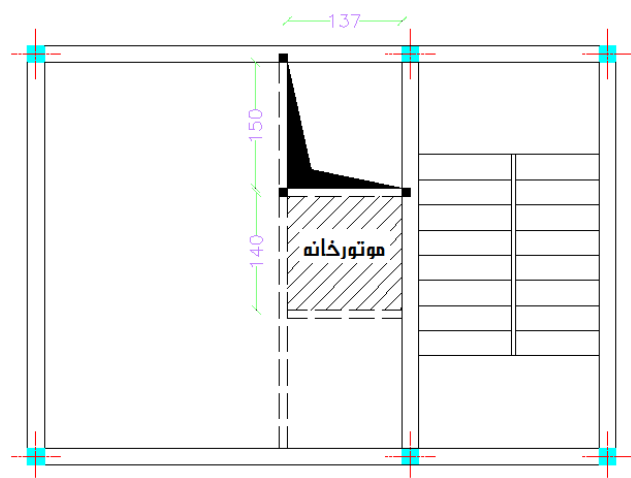
ظرفیت به کیلوگرم نیرو (بار زنده)	ظرفیت به نفر	ابعاد چاه آسانسور	
		عرض	عمق
۳۰۰	۴	۱۴۰	۱۶۰
۳۷۵	۵	۱۶۰	۱۶۰
۴۵۰	۶	۱۶۰ یا ۱۸۰	۱۷۰
۶۰۰	۸	۱۶۰ یا ۱۸۰	۱۹۰
۱۰۰۰	۱۳	۱۶۰ یا ۱۸۰	۲۶۰

برای این پروژه آسانسور با ظرفیت ۶ نفر در نظر گرفته شده است. بنابراین بار زنده آن 450 kg/m^2 حساب می‌شود.

❖ کل بار آسانسور فقط به تراز سقف آخر می‌رسد.

❖ تمامی حفره‌ها و بازشوهایی که در سقف‌ها اجرا می‌شوند باید اطراف آنها توسط تیر یا دال کنترل شود تا انتقال نیرو توسط تیرهای سازه‌ای باشد. به عبارت دیگر تنش‌هایی که در سطح پخش می‌شوند باید توسط تیرها به ستون‌ها برسند ولی اگر در اطراف حفره تیر نباشد بار به ستون‌ها نمی‌رسد و تنش‌ها در اطراف حفره‌ها متمرکز نمی‌گردد. مسیر انتقالی تنش‌ها مانند مسیر انتقال آب می‌باشد و باید مراحل مشخص را طی کند یعنی تنش‌ها از سزح به تیرها و سپس به ستون‌ها و در نهایت به پی انتقال یابد که اگر برای انتقال این تنش‌ها تیری در محل نباشد مقطع بحرانی می‌شود.

محاسبه بار آسانسور:

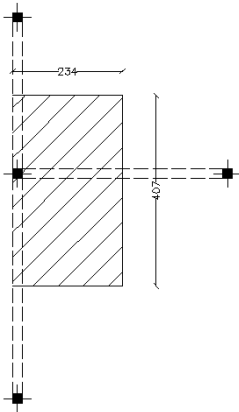


نوع بار	آسانسور	سکو	موتورخانه	مجموع (kg)	بار متمرکز (ton)
بار مرده	2×1000	$(1.5 \times 1.37) \times 0.2 \times 2500$	$(1.4 \times 1.37) \times 0.2 \times 2500$	۳۹۸۶.۵	۰.۹۶۶
بار زنده	2×450	-	۷۵۰	۱۶۵۰	۰.۴۱۲

محاسبه بار محوری ستون‌ها

برای نمونه یک ستون با جزئیات محاسبه می‌شود، سپس بقیه از ستون‌ها به صورت خلاصه در جدول محاسبه می‌شوند.

بار محوری ستون A-۴



$$2.34 \times 4.07 = 9.52 \text{ m}^2 \text{ : سطح بارگیر}$$

وزن دیوارهای محیطی در قسمت محاسبه بار دیوارها، محاسبه شده است:

$$4.07 \times 320.8 = 1305 \text{ kg} \text{ : وزن دیوارهای محیطی در بام}$$

$$(1.57 \times 1933) + (2.3 \times 1010) = 5357 \text{ kg} \text{ : وزن دیوارهای محیطی در طبقات}$$

$$(2.34 + 4.07 - (2 \times .4)) \times .35 \times .35 \times 2500 = 1718 \text{ kg} \text{ : وزن قسمت آویز تیرها}$$

$$3.15 \times .45 \times .45 \times 2500 = 1594 \text{ kg} \text{ : وزن ستون‌ها}$$

$$(602.5 \times 9.52) + 1305 + 1718 + 1594 = 10352 \text{ kg} \text{ : وزن مرده بام}$$

$$(553 \times 9.52) + (131 \times 9.52) + 5357 + 1718 + 1594 = 15180 \text{ kg} \text{ : وزن مرده طبقات}$$

بارگذاری در طبقه پنجم:

$$DL = 10.352 \text{ ton}$$

کاهش سربار ندارد $\Rightarrow 18 \nless 9.52$: سطح بارگیر

❖ توجه شود که طبق آیین نامه بام یک طبقه بحرانی محسوب می‌شود و کاهش سربار ندارد پس اگر سطح بارگیر بیشتر از ۱۸ متر مربع می‌شد نباید کاهش سربار را لحاظ کنیم.

$$LL = 150 \times 9.52 = 1428 \text{ ton}$$

بارگذاری در طبقه چهارم:

$$DL = DL_0 + 15.180 = 25.532 \text{ ton}$$

کاهش سربار ندارد $\Rightarrow 18 \nless 9.52$: سطح بارگیر

❖ برای محاسبه‌ی سطح بارگیر ستون، کف‌های بحرانی طبقات فوقانی را جمع نمی‌کنیم. اما برای محاسبه R_p کف‌های بحرانی لحاظ می‌شود.

$$LL = LL_{\Delta} + 200 \times 9.52 = 3.332 \text{ ton}$$

بارگذاری در طبقه سوم:

$$DL = DL_f + 15.180 = 40.712 \text{ ton}$$

کاهش سربار دارد $\Rightarrow 18 > 19.04 = 2 \times 9.52$: سطح بارگیر

$$R_1 = 100 \left(0.7 - \frac{3}{\sqrt{19.04}} \right) = 1.2 \%$$

$R_p = 20 \%$: بار ۳ سقف را تحمل می‌کند

$$R = \max(R_1 + R_p) = 20 \% < 50 \%$$

$$LL = LL_f + 200 \times 9.52 \times (1 - 0.20) = 4.855 \text{ ton}$$

بارگذاری در طبقه دوم:

$$DL = DL_p + 15.180 = 55.892 \text{ ton}$$

کاهش سربار دارد $\Rightarrow 18 > 28.56 = 3 \times 9.52$: سطح بارگیر

$$R_1 = 100 \left(0.7 - \frac{3}{\sqrt{28.56}} \right) = 13.86 \%$$

$R_p = 30 \%$: بار ۴ سقف را تحمل می‌کند

$$R = \max(R_1 + R_p) = 30 \% < 50 \%$$

$$LL = LL_p + 200 \times 9.52 \times (1 - 0.30) = 6.187 \text{ ton}$$

بارگذاری در طبقه اول:

$$DL = DL_p + 15.180 = 71.072 \text{ ton}$$

کاهش سربار دارد $\Rightarrow 18 > 38.08 = 4 \times 9.52$: سطح بارگیر

$$R_1 = 100 \left(0.7 - \frac{3}{\sqrt{38.08}} \right) = 21.38 \%$$

$R_p = 40 \%$: بار ۵ سقف را تحمل می‌کند

$$R = \max(R_1 + R_p) = 40 \% < 50 \%$$

$$LL = LL_p + 200 \times 9.52 \times (1 - 0.40) = 7.329 \text{ ton}$$

بارگذاری در پارکینگ (زیرزمین):

$$DL = DL_1 + 15.180 = 86.252 \text{ ton}$$

کاهش سربار دارد $\Rightarrow 18 > 47.6 = 9.52 \times 5$: سطح بارگیر

$$R_1 = 100 \left(0.7 - \frac{3}{\sqrt{47.6}} \right) = 26.51 \%$$

$R_r = 50 \%$: بار ۶ سقف را تحمل می‌کند

$$R = \max(R_1 + R_r) = 50 \% = 50 \%$$

$$LL = LL_r + 200 \times 9.52 \times (1 - 0.50) = 8.281 \text{ ton}$$

❖ برای کاهش حجم محاسبات ادامه ستون‌ها در جدول محاسبه شده‌اند.

$$(A = 2.16 \times 1.75 = 3.78 \text{ m}^2 \text{ سطح بارگیر})$$

بار محوری ستون A-۱:

بار زنده:

طبقه	سطح بارگیر مؤثر در کاهش سربار	$R_1 \%$	$R_r \%$	شدت سطحی (kg/m^2)	بار محوری زنده در طبقه (ton)	بار محوری زنده کل (ton)
پنجم (بام)	۰	-	-	۱۵۰	۰.۵۶۷	۰.۵۶۷
چهارم	$3.78 \nless 18$	-	-	۲۰۰	۰.۷۵۶	۱.۳۲۳
سوم	$7.56 \nless 18$	-	-	۲۰۰	۰.۷۵۶	۲.۰۸
دوم	$11.34 \nless 18$	-	-	۲۰۰	۰.۷۵۶	۲.۸۳۵
اول	$15.12 \nless 18$	-	-	۲۰۰	۰.۷۵۶	۳.۵۹۱
پارکینگ	$18.9 > 18$	۱	۵۰	۲۰۰	۰.۴۰۳۵	۴.۲

بار مرده:

طبقه	وزن دیوار محیطی (kg)	وزن تیرها (kg)	وزن ستون (kg)	وزن سقف (kg)	وزن بار معادل سطحی تیغه‌ها	وزن مرده در طبقه (ton)	بار محوری مرده کل (ton)
پنجم (بام)	۱۲۵۴	۹۲۱	۹۶۴	۲۲۷۷	-	۵.۴۱۶	۵.۴۱۶
چهارم	۲۶۰۵	۹۲۱	۹۶۴	۲۰۹۰	۴۹۵	۷.۰۷۵	۱۲.۵
سوم	۲۶۰۵	۹۲۱	۹۶۴	۲۰۹۰	۴۹۵	۷.۰۷۵	۱۹.۵۶
دوم	۲۶۰۵	۹۲۱	۱۲۶۰	۲۰۹۰	۴۹۵	۷.۳۷۱	۲۶.۹۳۷
اول	۲۶۰۵	۹۲۱	۱۲۶۰	۲۰۹۰	۴۹۵	۷.۳۷۱	۳۴.۳۰۸
پارکینگ	۲۶۰۵	۹۲۱	۱۲۶۰	۲۰۹۰	۴۹۵	۷.۳۷۱	۴۱.۶۸

بار محوری ستون A-۲:

$$A = 2.16 \times 3.13 = 6.76 \text{ m}^2 \text{ (سطح بارگیر)}$$

بار زنده:

طبقه	سطح بارگیر مؤثر در کاهش سربار	R_1 %	R_2 %	شدت سطحی (kg/m^2)	بار محوری زنده در طبقه (ton)	بار محوری زنده کل (ton)
پنجم (بام)	۰	-	-	۱۵۰	۰.۵۶۷	۰.۵۶۷
چهارم	$6.76 \nless 18$	-	-	۲۰۰	۱.۳۵۲	۱.۹۱۹
سوم	$13.52 \nless 18$	-	-	۲۰۰	۱.۳۵۲	۳.۲۷۱
دوم	$20.28 > 18$	۳.۳۸	۳۰	۲۰۰	۰.۹۴۶	۴.۲۱۷
اول	$27.04 > 18$	۱۲.۳	۴۰	۲۰۰	۰.۸۱۱	۵.۰۲۸
پارکینگ	$33.8 > 18$	۱۸.۳۹	۵۰	۲۰۰	۰.۶۷۶	۵.۷۰۴

بار مرده:

طبقه	وزن دیوار محیطی (kg)	وزن تیرها (kg)	وزن ستون (kg)	وزن سقف (kg)	وزن بار معادل سطحی تیغه‌ها	وزن مرده در طبقه (ton)	بار محوری مرده کل (ton)
پنجم (بام)	۹۶۲.۴	۱۳۴۴	۱۲۶۰	۴۰۷۲	-	۷.۶۳۸	۷.۶۳۸
چهارم	۱۹۱۳.۳	۱۳۴۴	۱۲۶۰	۳۷۳۸	۸۸۵	۹.۱۴	۱۶.۷۷۸
سوم	۱۹۱۳.۳	۱۳۴۴	۱۲۶۰	۳۷۳۸	۸۸۵	۹.۱۴	۲۵.۹۱۸
دوم	۱۹۱۳.۳	۱۳۴۴	۱۵۹۴	۳۷۳۸	۸۸۵	۹.۴۷۴	۳۵.۴
اول	۱۹۱۳.۳	۱۳۴۴	۱۵۹۴	۳۷۳۸	۸۸۵	۹.۴۷۴	۴۴.۸۶
پارکینگ	۱۹۱۳.۳	۱۳۴۴	۱۵۹۴	۳۷۳۸	۸۸۵	۹.۴۷۴	۵۴.۳۳۴

بار محوری ستون A-۳:

$$A = 3.15 \times 2.16 = 6.804 \text{ m}^2 \text{ (سطح بارگیر)}$$

بار زنده:

طبقه	سطح بارگیر مؤثر در کاهش سربار	R_1 %	R_2 %	شدت سطحی (kg/m^2)	بار محوری زنده در طبقه (ton)	بار محوری زنده کل (ton)
پنجم (بام)	۰	-	-	۱۵۰	۱.۰۲	۱.۰۲
چهارم	$6.804 \nless 18$	-	-	۲۰۰	۱.۳۶۰	۲.۳۸
سوم	$13.608 \nless 18$	-	-	۲۰۰	۱.۳۶۰	۳.۷۴
دوم	$20.41 > 18$	۳.۵	۳۰	۲۰۰	۰.۹۵۲	۴.۶۹۲
اول	$27.12 > 18$	۱۲.۴	۴۰	۲۰۰	۰.۸۱۶	۵.۵۰۸
پارکینگ	$34.02 > 18$	۱۸.۵۶	۵۰	۲۰۰	۰.۶۸	۶.۱۸۸

بار مرده:

بار محوری مرده کل (ton)	وزن مرده در طبقه (ton)	وزن بار معادل سطحی تیغه‌ها	وزن سقف (kg)	وزن ستون (kg)	وزن تیرها (kg)	وزن دیوار محیطی (kg)	طبقه
۷.۷۲	۷.۷۲	-	۴۱۰۰	۱۲۶۰	۱۳۵۰	۱۰۱۰	پنجم (بام)
۱۸.۶۷۵	۱۰.۹۹۵	۸۹۱	۳۷۶۲	۱۲۶۰	۱۳۵۰	۳۷۳۲	چهارم
۲۹.۶۷	۱۰.۹۹۵	۸۹۱	۳۷۶۲	۱۲۶۰	۱۳۵۰	۳۷۳۲	سوم
۴۱	۱۱.۳۲۹	۸۹۱	۳۷۶۲	۱۵۹۴	۱۳۵۰	۳۷۳۲	دوم
۵۲.۳۲۸	۱۱.۳۲۹	۸۹۱	۳۷۶۲	۱۵۹۴	۱۳۵۰	۳۷۳۲	اول
۶۳.۶۵۷	۱۱.۳۲۹	۸۹۱	۳۷۶۲	۱۵۹۴	۱۳۵۰	۳۷۳۲	پارکینگ

بار محوری ستون ۵-A:

$$A = ۲.۵ \times ۲.۳۴ = ۵.۸۵ \text{ m}^2 \text{ (سطح بارگیر)}$$

بار زنده:

بار محوری زنده کل (ton)	بار محوری زنده در طبقه (ton)	شدت سطحی (kg/m^2)	$R_2 \%$	$R_1 \%$	سطح بارگیر مؤثر در کاهش سربار	طبقه
۰.۸۷۷	۰.۸۷۷	۱۵۰	-	-	۰	پنجم (بام)
۲۰.۴۷	۱.۱۷	۲۰۰	-	-	$۵.۸۵ \nless ۱۸$	چهارم
۳۲.۲۱۷	۱.۱۷	۲۰۰	-	-	$۱۱.۷ \nless ۱۸$	سوم
۴۳.۸۸۷	۱.۱۷	۲۰۰	-	-	$۱۷.۵۵ \nless ۱۸$	دوم
۵۰.۸۸۷	۰.۷	۲۰۰	۴۰	۸	$۲۳.۴ > ۱۸$	اول
۵۶.۷۲	۰.۵۸۵	۲۰۰	۵۰	۱۴.۵	$۲۹.۲۵ > ۱۸$	پارکینگ

بار مرده:

بار محوری مرده کل (ton)	وزن مرده در طبقه (ton)	وزن بار معادل سطحی تیغه‌ها	وزن سقف (kg)	وزن ستون (kg)	وزن تیرها (kg)	وزن دیوار محیطی (kg)	طبقه
۷.۱۸۸	۷.۱۸۸	-	۳۵۲۴	۹۶۴	۱۲۶۰	۱۴۴۰	پنجم (بام)
۱۷.۱۴۹	۹.۹۶۱	۷۶۶	۳۲۳۵	۹۶۴	۱۲۶۰	۳۷۳۶	چهارم
۲۷.۱۱	۹.۹۶۱	۷۶۶	۳۲۳۵	۹۶۴	۱۲۶۰	۳۷۳۶	سوم
۳۷.۳۶۷	۱۰.۲۵۷	۷۶۶	۳۲۳۵	۱۲۶۰	۱۲۶۰	۳۷۳۶	دوم
۴۷.۶۲۴	۱۰.۲۵۷	۷۶۶	۳۲۳۵	۱۲۶۰	۱۲۶۰	۳۷۳۶	اول
۵۷.۸۸۱	۱۰.۲۵۷	۷۶۶	۳۲۳۵	۱۲۶۰	۱۲۶۰	۳۷۳۶	پارکینگ

بار محوری ستون B-۱:

$$A = ۳.۴۱ \times ۱.۷۵ = ۵.۹۶ \text{ m}^2 \text{ (سطح بارگیر)}$$

بار زنده:

طبقه	سطح بارگیر مؤثر در کاهش سربار	$R_1 \%$	$R_2 \%$	شدت سطحی (kg/m^2)	بار محوری زنده در طبقه (ton)	بار محوری زنده کل (ton)
پنجم (بام)	۰	-	-	۱۵۰	۰.۸۹۴	۰.۸۹۴
چهارم	$۵.۹۶ \nless ۱۸$	-	-	۲۰۰	۱.۱۹۲	۲.۰۸۶
سوم	$۱۱.۹۳ \nless ۱۸$	-	-	۲۰۰	۱.۱۹۲	۳.۲۷۸
دوم	$۱۷.۸۹ \nless ۱۸$	-	-	۲۰۰	۱.۱۹۲	۴.۴۷
اول	$۲۳.۸۵ > ۱۸$	۸.۵	۴۰	۲۰۰	۰.۷۱۵	۵.۱۸۵
پارکینگ	$۲۹.۸۱ > ۱۸$	۱۵.۰۵	۵۰	۲۰۰	۰.۵۹۶	۵.۷۸۱

بار مرده:

طبقه	وزن دیوار محیطی (kg)	وزن تیرها (kg)	وزن ستون (kg)	وزن سقف (kg)	وزن بار معادل سطحی تیغه‌ها	وزن مرده در طبقه (ton)	بار محوری مرده کل (ton)
پنجم (بام)	۸۱۵	۱۳۰۴	۱۲۶۰	۳۵۹۰	-	۷	۷
چهارم	۲۶۶۶	۱۳۰۴	۱۲۶۰	۳۲۹۵	۷۸۰	۹.۳۰۵	۱۶.۳۰۵
سوم	۲۶۶۶	۱۳۰۴	۱۲۶۰	۳۲۹۵	۷۸۰	۹.۳۰۵	۲۵.۶۱
دوم	۲۶۶۶	۱۳۰۴	۱۵۹۴	۳۲۹۵	۷۸۰	۹.۶۴	۳۵.۲۵
اول	۲۶۶۶	۱۳۰۴	۱۵۹۴	۳۲۹۵	۷۸۰	۹.۶۴	۴۴.۹
پارکینگ	۲۶۶۶	۱۳۰۴	۱۵۹۴	۳۲۹۵	۷۸۰	۹.۶۴	۵۴.۵۳

بار محوری ستون B-۲ و B-۳:

$$A = ۳.۴۱ \times ۳.۱۳ = ۱۰.۶۷ \text{ m}^2 \text{ (سطح بارگیر)}$$

بار زنده:

طبقه	سطح بارگیر مؤثر در کاهش سربار	$R_1 \%$	$R_2 \%$	شدت سطحی (kg/m^2)	بار محوری زنده در طبقه (ton)	بار محوری زنده کل (ton)
پنجم (بام)	۰	-	-	۱۵۰	۱.۶	۱.۶
چهارم	$۱۰.۶۷ \nless ۱۸$	-	-	۲۰۰	۲.۱۳۴	۳.۷۳۴
سوم	$۲۱.۳۴ > ۱۸$	۵	۲۰	۲۰۰	۱.۷۰۷	۵.۴۴۱
دوم	$۳۲.۰۱۶ > ۱۸$	۱۷	۳۰	۲۰۰	۱.۴۹۳	۷
اول	$۴۲.۶۸ > ۱۸$	۲۴	۴۰	۲۰۰	۱.۲۸	۸.۲۱
پارکینگ	$۵۳.۳۵ > ۱۸$	۲۹	۵۰	۲۰۰	۱.۰۶۷	۹.۲۸

بار مرده:

بار محوری مرده کل (ton)	وزن مرده در طبقه (ton)	وزن بار معادل سطحی تیغه‌ها	وزن سقف (kg)	وزن ستون (kg)	وزن تیرها (kg)	وزن دیوار محیطی (kg)	طبقه
۹.۴۱۵	۹.۴۱۵	-	۶۴۲۸	۱۲۶۰	۱۷۲۷	-	پنجم (بام)
۱۹.۷	۱۰.۲۸۴	۱۳۹۷	۵۹۰۰	۱۲۶۰	۱۷۲۷	-	چهارم
۱۹.۷۱	۱۰.۲۸۴	۱۳۹۷	۵۹۰۰	۱۲۶۰	۱۷۲۷	-	سوم
۳۰.۷۱	۱۱	۱۳۹۷	۵۹۰۰	۱۹۶۸	۱۷۲۷	-	دوم
۴۱.۷۱	۱۱	۱۳۹۷	۵۹۰۰	۱۹۶۸	۱۷۲۷	-	اول
۴۲.۷۱	۱۱	۱۳۹۷	۵۹۰۰	۱۹۶۸	۱۷۲۷	-	پارکینگ

بار محوری ستون C-۴:

$$A = ۳.۳۶ \times ۴.۰۷ = ۱۳.۶۷ \text{ m}^2 \text{ (سطح بارگیر)}$$

بار زنده:

بار محوری زنده کل (ton)	بار محوری زنده در طبقه (ton)	شدت سطحی (kg/m ^۲)	R _۲ %	R _۱ %	سطح بارگیر مؤثر در کاهش سربار	طبقه
۰.۴۸	۰.۴۸	۱۵۰	-	-	۰	خرپشته
۲.۵۳	۲.۰۵	۱۵۰	-	-	۰	پنجم (بام)
۵.۲۶۴	۲.۷۳۴	۲۰۰	-	-	۱۳.۶۷ > ۱۸	چهارم
۷.۴۵۱	۲.۱۸۷	۲۰۰	۲۰	۱۲.۶۳	۲۷.۳۵ > ۱۸	سوم
۹.۳۶۴	۱.۹۱۳	۲۰۰	۳۰	۲۳.۱۵	۴۱.۰۲ > ۱۸	دوم
۱۱	۱.۶۴	۲۰۰	۴۰	۳۰	۵۴.۷ > ۱۸	اول
۱۲.۳۷۱	۱.۳۶۷	۲۰۰	۵۰	۳۳.۷۱	۶۸.۳۶ > ۱۸	پارکینگ

بار مرده:

بار محوری مرده کل (ton)	وزن مرده در طبقه (ton)	وزن بار معادل سطحی تیغه‌ها	وزن سقف (kg)	وزن ستون (kg)	وزن تیرها (kg)	وزن دیوار محیطی (kg)	طبقه
۳.۱۶	۳.۱۶	-	۱۶۳۳	۶۰۷	۵۶۰	۳۶۰	خرپشته
۱۷.۷۷۶	۱۴.۶۱۶	-	۸۲۳۶	۱۲۶۰	۲۰۰۰	۳۱۲۰	پنجم (بام)
۳۳.۵۰۶	۱۵.۷۳	۱۷۹۰	۷۵۶۰	۱۲۶۰	۲۰۰۰	۳۱۲۰	چهارم
۴۹.۲۳۶	۱۵.۷۳	۱۷۹۰	۷۵۶۰	۱۲۶۰	۲۰۰۰	۳۱۲۰	سوم
۶۵.۶۷۴	۱۶.۴۳۸	۱۷۹۰	۷۵۶۰	۱۹۶۸	۲۰۰۰	۳۱۲۰	دوم
۸۲.۱۱۲	۱۶.۴۳۸	۱۷۹۰	۷۵۶۰	۱۹۶۸	۲۰۰۰	۳۱۲۰	اول
۹۸.۵۸	۱۶.۴۶۸	۱۷۹۰	۷۵۶۰	۱۹۶۸	۲۰۰۰	۳۱۲۰	پارکینگ

بار محوری ستون C-5:

$$A = 2.5 \times 3.41 = 8.52 \text{ m}^2 \text{ (سطح بارگیر)}$$

بار زنده:

طبقه	سطح بارگیر مؤثر در کاهش سربار	$R_1 \%$	$R_2 \%$	شدت سطحی (kg/m^2)	بار محوری زنده در طبقه (ton)	بار محوری زنده کل (ton)
خرپشته	۰	-	-	۱۵۰	۰.۵۳۷	۰.۵۳۷
پنجم (بام)	۰	-	-	۱۵۰	۱.۲۷۸	۱.۸۱۵
چهارم	$18 \nless 8.52$	-	-	۲۰۰	۱.۷۰۴	۳.۵۲
سوم	$18 \nless 17.05$	-	-	۲۰۰	۱.۷۰۴	۵.۲۲۳
دوم	$18 < 25.57$	۱۰.۶۷	۳۰	۲۰۰	۱.۱۹۲	۶.۴۱۵
اول	$18 < 34.1$	۱۸.۶۲	۴۰	۲۰۰	۱.۰۲۲	۷.۴۳۷
پارکینگ	$18 < 42.61$	۲۴.۰۴	۵۰	۲۰۰	۰.۸۵۲	۸.۲۹

بار مرده:

طبقه	وزن دیوار محیطی (kg)	وزن تیرها (kg)	وزن ستون (kg)	وزن سقف (kg)	وزن بار معادل سطحی تیغه‌ها	وزن مرده در طبقه (ton)	بار محوری مرده کل (ton)
خرپشته	۵۸۰	۵۶۰	۶۷۵	۱۸۵۲	-	۳.۶۶۷	۳.۶۷۷
پنجم (بام)	۲۱۷۳	۱۵۳۴	۱۲۶۰	۵۱۳۶	-	۱۰.۱۰۳	۱۳.۷۷
چهارم	۳۱۰۰	۱۵۳۴	۱۲۶۰	۴۷۱۱	۱۱۱۶	۱۱.۷۲۱	۲۵.۴۹۱
سوم	۳۱۰۰	۱۵۳۴	۱۲۶۰	۴۷۱۱	۱۱۱۶	۱۱.۷۲۱	۳۷.۲۱۲
دوم	۳۱۰۰	۱۵۳۴	۱۵۹۴	۴۷۱۱	۱۱۱۶	۱۲.۰۵۵	۴۹.۲۶۷
اول	۳۱۰۰	۱۵۳۴	۱۵۹۴	۴۷۱۱	۱۱۱۶	۱۲.۰۵۵	۶۱.۳۲۲
پارکینگ	۳۱۰۰	۱۵۳۴	۱۵۹۴	۴۷۱۱	۱۱۱۶	۱۲.۰۵۵	۷۳.۳۷۷

بار محوری ستون D-۱:

$$A = 1.45 \times 1.75 = 2.53 \text{ m}^2 \text{ (سطح بارگیر طبقات)}$$

$$A = 1.75 \times 3.8 = 6.65 \text{ m}^2 \text{ (سطح بارگیر پارکینگ)}$$

بار زنده:

طبقه	سطح بارگیر مؤثر در کاهش سربار	$R_1 \%$	$R_2 \%$	شدت سطحی (kg/m^2)	بار محوری زنده در طبقه (ton)	بار محوری زنده کل (ton)
پنجم (بام)	۰	-	-	۱۵۰	۰.۳۸	۰.۳۸
چهارم	$18 \nless 2.53$	-	-	۲۰۰	۰.۵۰۶	۰.۸۶۶
سوم	$18 \nless 5.07$	-	-	۲۰۰	۰.۵۰۶	۱.۳۹۲
دوم	$18 \nless 7.6$	-	-	۲۰۰	۰.۵۰۶	۱.۸۹۸
اول	$18 \nless 10.13$	-	-	۲۰۰	۰.۵۰۶	۲.۴۰۴
پارکینگ	$18 \nless 16.78$	-	-	۲۰۰	۱.۳۳	۳.۷۳۴

بار مرده:

بار محوری مرده کل (ton)	وزن مرده در طبقه (ton)	وزن بار معادل سطحی تیغه‌ها	وزن سقف (kg)	وزن ستون (kg)	وزن تیرها (kg)	وزن دیوار محیطی (kg)	طبقه
۳.۹۵۹	۳.۹۵۹	-	۱۵۲۴	۹۶۴	۸۲۶	۶۴۵	پنجم (بام)
۹.۲۳۸	۵.۲۷۹	۳۳۱	۱۴۰۰	۹۶۴	۸۲۶	۱۷۵۸	چهارم
۱۴.۵۱۷	۵.۲۷۹	۳۳۱	۱۴۰۰	۹۶۴	۸۲۶	۱۷۵۸	سوم
۲۰.۰۹۲	۵.۵۷۵	۳۳۱	۱۴۰۰	۱۲۶۰	۸۲۶	۱۷۵۸	دوم
۲۵.۶۶۷	۵.۵۷۵	۳۳۱	۱۴۰۰	۱۲۶۰	۸۲۶	۱۷۵۸	اول
۳۶.۶۰۴	۱۰.۹۳۷	۸۷۱	۳۶۷۷	۱۲۶۰	۱۵۳۱	۳۵۹۸	پارکینگ

❖ باتوجه به نقشه های معماری سقف پارکینگ کامل می‌باشد، لذا این سقف سنگین تر می‌باشد.

بار محوری ستون D-۲: $(A = (۳.۱۳ + ۱.۴۵) + (۲.۳۵ \times ۱.۵۸) = ۸.۲۵ \text{ m}^2)$ سطح بارگیر طبقات

$(A = ۳.۸ \times ۳.۱۳ = ۱۱.۸۹ \text{ m}^2)$ سطح بارگیر پارکینگ

بار زنده:

بار محوری زنده کل (ton)	بار محوری زنده در طبقه (ton)	شدت سطحی (kg/m^2)	R_1 %	R_2 %	سطح بارگیر مؤثر در کاهش سربار	طبقه
۱.۲۳۷	۱.۲۳۷	۱۵۰	-	-	۰	پنجم (بام)
۲.۸۸۷	۱.۶۵۰	۲۰۰	-	-	$۸.۲۵ > ۱۸$	چهارم
۴.۵۳۷	۱.۶۵۰	۲۰۰	-	-	$۱۶.۵ > ۱۸$	سوم
۵.۶۹۲	۱.۱۵۵	۲۰۰	۳۰	۹.۶۹	$۲۴.۷۵ > ۱۸$	دوم
۶.۶۸۲	۰.۹۹	۲۰۰	۴۰	۱۷.۷۷	$۳۳ > ۱۸$	اول
۷.۸۷۱	۱.۱۸۹	۲۰۰	۵۰	۲۵.۲۲	$۴۴.۸۹ > ۱۸$	پارکینگ

بار مرده:

بار محوری مرده کل (ton)	وزن مرده در طبقه (ton)	وزن بار معادل سطحی تیغه‌ها	وزن سقف (kg)	وزن ستون (kg)	وزن تیرها (kg)	وزن دیوار محیطی (kg)	طبقه
۹.۰۷۴	۹.۰۷۴	-	۴۹۷۰	۱۲۶۰	۱۸۴۶	۹۸۰	پنجم (بام)
۱۹.۸۷۹	۱۰.۸۰۵	۱۰۸۰	۴۵۶۲	۱۲۶۰	۱۸۴۶	۲۰۳۹	چهارم
۳۰.۶۸۴	۱۰.۸۰۵	۱۰۸۰	۴۵۶۲	۱۲۶۰	۱۸۴۶	۲۰۳۹	سوم
۴۲.۱۹۷	۱۱.۵۱۳	۱۰۸۰	۴۵۶۲	۱۹۶۸	۱۸۴۶	۲۰۳۹	دوم
۵۳.۷۱	۱۱.۵۱۳	۱۰۸۰	۴۵۶۲	۱۹۶۸	۱۸۴۶	۲۰۳۹	اول
۶۷.۷۱	۱۴	۱۵۵۷	۶۵۷۵	۱۹۶۸	۱۸۴۶	۲۰۳۹	پارکینگ

❖ باتوجه به نقشه های معماری سقف پارکینگ کامل می‌باشد، لذا این سقف سنگین تر می‌باشد.

بار محوری ستون D-۳:

$$A = 3.16 \times 3.8 = 12 \text{ m}^2 \text{ (سطح بارگیر)}$$

بار زنده:

طبقه	سطح بارگیر مؤثر در کاهش سربار	$R_1 \%$	$R_2 \%$	شدت سطحی (kg/m^2)	بار محوری زنده در طبقه (ton)	بار محوری زنده کل (ton)
پنجم (بام)	۰	-	-	۱۵۰	۱.۸	۱.۸
چهارم	$12 \neq 18$	-	-	۲۰۰	۲.۴	۴.۲
سوم	$24 > 18$	۸.۷	۲۰	۲۰۰	۱.۹۲	۶.۱۲
دوم	$36 > 18$	۲۰	۳۰	۲۰۰	۱.۶۸	۷.۸
اول	$48 > 18$	۲۶.۷	۴۰	۲۰۰	۱.۴۴	۹.۲۴
پارکینگ	$60 > 18$	۳۱.۲۷	۵۰	۲۰۰	۱.۲	۱۰.۴۴

بار مرده:

طبقه	وزن دیوار محیطی (kg)	وزن تیرها (kg)	وزن ستون (kg)	وزن سقف (kg)	وزن بار معادل سطحی تیغه‌ها	وزن مرده در طبقه (ton)	بار محوری مرده کل (ton)
پنجم (بام)	-	۱۸۵۵	۱۲۶۰	۷۳۲۰	-	۱۰.۴۳۵	۱۰.۴۳۵
چهارم	-	۱۸۵۵	۱۲۶۰	۶۶۳۶	۱۵۷۲	۱۱.۳۲۳	۲۱.۷۵۸
سوم	-	۱۸۵۵	۱۲۶۰	۶۶۳۶	۱۵۷۲	۱۱.۳۲۳	۳۳.۰۸۱
دوم	-	۱۸۵۵	۱۹۶۸	۶۶۳۶	۱۵۷۲	۱۲.۰۳۱	۴۵.۱۱۲
اول	-	۱۸۵۵	۱۹۶۸	۶۶۳۶	۱۵۷۲	۱۲.۰۳۱	۵۷.۱۴۳
پارکینگ	-	۱۸۵۵	۱۹۶۸	۶۶۳۶	۱۵۷۲	۱۲.۰۳۱	۶۹.۱۷۴

بار محوری ستون D-۴:

$$A = 3.68 \times 4.07 = 14.97 \text{ m}^2 \text{ (سطح بارگیر)}$$

بار زنده:

طبقه	سطح بارگیر مؤثر در کاهش سربار	$R_1 \%$	$R_2 \%$	شدت سطحی (kg/m^2)	بار محوری زنده در طبقه (ton)	بار محوری زنده کل (ton)
خرپشته	۰	-	-	۱۵۰	۰.۴۹۸	۰.۴۹۸
پنجم (بام)	۰	-	-	۱۵۰	۲.۲۴۵	۲.۷۴۳
چهارم	$14.97 \neq 18$	-	-	۲۰۰	۳	۵.۷۴۳
سوم	$29.95 > 18$	۱۵.۱۸	۲۰	۲۰۰	۲.۳۹۵	۸.۱۳۸
دوم	$44.92 > 18$	۲۵.۲۳	۳۰	۲۰۰	۲.۰۹۵	۱۰.۲۳۳
اول	$59.89 > 18$	۳۱.۲۳	۴۰	۲۰۰	۱.۷۹۶	۱۲.۰۲۹
پارکینگ	$74.86 > 18$	۳۵.۸۶	۵۰	۲۰۰	۱.۴۹۷	۱۳.۵۲۶

بار مرده:

بار محوری مرده کل (ton)	وزن مرده در طبقه (ton)	وزن بار معادل سطحی تیغه‌ها	وزن سقف (kg)	وزن ستون (kg)	وزن تیرها (kg)	وزن دیوار محیطی (kg)	طبقه
۳.۵۲۹	۳.۵۲۹	-	۲۰۰۳	۶۰۷	۵۱۲	۴۰۷	خرپشته
۱۹.۹۸۳	۱۶.۴۵۴	-	۹۰۱۹	۱۲۶۰	۲۰۹۷	۴۰۷۸	پنجم (بام)
۳۷.۶۵۷	۱۷.۶۷۴	۱۹۶۱	۸۲۷۸	۱۲۶۰	۲۰۹۷	۴۰۷۸	چهارم
۵۵.۳۳۱	۱۷.۶۷۴	۱۹۶۱	۸۲۷۸	۱۲۶۰	۲۰۹۷	۴۰۷۸	سوم
۷۳.۷۱۳	۱۸.۳۸۲	۱۹۶۱	۸۲۷۸	۱۹۶۸	۲۰۹۷	۴۰۷۸	دوم
۹۲.۰۹۵	۱۸.۳۸۲	۱۹۶۱	۸۲۷۸	۱۹۶۸	۲۰۹۷	۴۰۷۸	اول
۱۱۰.۴۷۷	۱۸.۳۸۲	۱۹۶۱	۸۲۷۸	۱۹۶۸	۲۰۹۷	۴۰۷۸	پارکینگ

$$(A = 3.63 \times 2.5 = 9.075 \text{ m}^2) \text{ سطح بارگیر}$$

بار محوری ستون ۵-D:

بار زنده:

بار محوری زنده کل (ton)	بار محوری زنده در طبقه (ton)	شدت سطحی (kg/m^2)	$R_2 \%$	$R_1 \%$	سطح بارگیر مؤثر در کاهش سربار	طبقه
۰.۴۸	۰.۴۸	۱۵۰	-	-	۰	خرپشته
۲.۱۱۱	۱.۶۳۱	۱۵۰	-	-	۰	پنجم (بام)
۳.۹۲۶	۱.۸۱۵	۲۰۰	-	-	$9.075 \nless 18$	چهارم
۵.۳۷۸	۱.۴۵۲	۲۰۰	۲۰	۱	$18.15 > 18$	سوم
۶.۶۴۸	۱.۲۷	۲۰۰	۳۰	۱۲.۵	$27.225 > 18$	دوم
۷.۷۳۷	۱.۰۸۹	۲۰۰	۴۰	۲۰.۲	$36.3 > 18$	اول
۸.۶۴۴	۰.۹۰۷	۲۰۰	۵۰	۲۵.۴۶	$45.375 > 18$	پارکینگ

بار مرده:

بار محوری مرده کل (ton)	وزن مرده در طبقه (ton)	وزن بار معادل سطحی تیغه‌ها	وزن سقف (kg)	وزن ستون (kg)	وزن تیرها (kg)	وزن دیوار محیطی (kg)	طبقه
۳.۵۰۵	۳.۵۰۵	-	۱۹۲۸	۶۷۵	۴۹۵	۴۰۷	خرپشته
۱۵.۹۱۱	۱۲.۴۰۶	-	۵۴۶۷	۱۲۶۰	۱۶۰۱	۴۰۷۸	پنجم (بام)
۲۹.۰۵۶	۱۳.۱۴۵	۱۱۸۸	۵۰۱۸	۱۲۶۰	۱۶۰۱	۴۰۷۸	چهارم
۴۲.۲۰۱	۱۳.۱۴۵	۱۱۸۸	۵۰۱۸	۱۲۶۰	۱۶۰۱	۴۰۷۸	سوم
۵۵.۶۸	۱۳.۴۷۹	۱۱۸۸	۵۰۱۸	۱۵۹۴	۱۶۰۱	۴۰۷۸	دوم
۶۹.۱۵۹	۱۳.۴۷۹	۱۱۸۸	۵۰۱۸	۱۵۹۴	۱۶۰۱	۴۰۷۸	اول
۸۲.۶۳۸	۱۳.۴۷۹	۱۱۸۸	۵۰۱۸	۱۵۹۴	۱۶۰۱	۴۰۷۸	پارکینگ

بار محوری ستون E-۱:

$$A = 2.55 \times 1.75 = 4.46 \text{ m}^2 \text{ (سطح بارگیر)}$$

بار زنده:

طبقه	سطح بارگیر مؤثر در کاهش سربار	$R_1 \%$	$R_2 \%$	شدت سطحی (kg/m^2)	بار محوری زنده در طبقه (ton)	بار محوری زنده کل (ton)
پارکینگ	۰	-	-	۱۵۰	۰.۶۷	۰.۶۷

بار مرده:

طبقه	وزن دیوار محیطی (kg)	وزن تیرها (kg)	وزن ستون (kg)	وزن سقف (kg)	وزن بار معادل سطحی تیغه‌ها	وزن مرده در طبقه (ton)	بار محوری مرده کل (ton)
پارکینگ	۳۱۸۶.۳	۱۱۹۴	۹۴۶	۲۶۸۷	-	۸.۰۱۳	۸.۰۱۳

❖ باتوجه به نقشه‌های معماری سقف پارکینگ کامل می‌باشد، لذا این سقف سنگین‌تر می‌باشد.

بار محوری ستون D-۲:

$$A = 2.55 \times 1.58 = 4.023 \text{ m}^2 \text{ (سطح بارگیر طبقات)}$$

$$A = 2.55 \times 3.13 = 7.98 \text{ m}^2 \text{ (سطح بارگیر پارکینگ)}$$

بار زنده:

طبقه	سطح بارگیر مؤثر در کاهش سربار	$R_1 \%$	$R_2 \%$	شدت سطحی (kg/m^2)	بار محوری زنده در طبقه (ton)	بار محوری زنده کل (ton)
پنجم (بام)	۰	-	-	۱۵۰	۰.۶۰۳	۰.۶۰۳
چهارم	$4.023 \nless 18$	-	-	۲۰۰	۰.۸۰۴	۱.۴۰۷
سوم	$8.046 \nless 18$	-	-	۲۰۰	۰.۸۰۴	۲.۲۱۱
دوم	$12.069 \nless 18$	-	-	۲۰۰	۰.۸۰۴	۳.۰۱۵
اول	$16.092 \nless 18$	-	-	۲۰۰	۰.۸۰۴	۳.۸۱۹
پارکینگ	$24.072 > 18$	۸.۸	۵۰	۲۰۰	۰.۷۹۸	۴.۶۱۷

بار مرده:

طبقه	وزن دیوار محیطی (kg)	وزن تیرها (kg)	وزن ستون (kg)	وزن سقف (kg)	وزن بار معادل سطحی تیغه‌ها	وزن مرده در طبقه (ton)	بار محوری مرده کل (ton)
پنجم (بام)	۹۴۰	۹۸۹	۹۴۴	۲۴۲۳	-	۵.۳۱۶	۵.۳۱۶
چهارم	۲۲۳۵	۹۸۹	۹۴۴	۲۲۲۴	۵۲۷	۶.۹۳۹	۱۲.۲۵۵
سوم	۲۲۳۵	۹۸۹	۹۴۴	۲۲۲۴	۵۲۷	۶.۹۳۹	۱۹.۱۹۴
دوم	۲۲۳۵	۹۸۹	۱۲۶۰	۲۲۲۴	۵۲۷	۷.۲۳۵	۲۶.۴۲۹
اول	۲۲۳۵	۹۸۹	۱۲۶۰	۲۲۲۴	۵۲۷	۷.۲۳۵	۳۳.۶۶۴
پارکینگ	۳۴۹۳	۱۴۶۳	۱۲۶۰	۴۴۱۲	۵۲۷	۱۱.۱۱۵	۴۴.۷۷۹

بار محوری ستون ۳-E:

$$A = 3.15 \times 2.45 = 7.71 \text{ m}^2 \text{ (سطح بارگیر)}$$

بار زنده:

طبقه	سطح بارگیر مؤثر در کاهش سربار	R_1 %	R_2 %	شدت سطحی (kg/m^2)	بار محوری زنده در طبقه (ton)	بار محوری زنده کل (ton)
پنجم (بام)	۰	-	-	۱۵۰	۱.۱۵۶	۱.۱۵۶
چهارم	$7.71 \nless 18$	-	-	۲۰۰	۱.۵۴۲	۲.۶۹۸
سوم	$15.73 \nless 18$	-	-	۲۰۰	۱.۵۴۲	۴.۲۴
دوم	$23.14 > 18$	۷.۶۳	۳۰	۲۰۰	۱.۰۷۹	۵.۳۱۹
اول	$30.85 > 18$	۱۵.۹۸	۴۰	۲۰۰	۰.۹۲۵	۶.۲۴۴
پارکینگ	$38.56 > 18$	۲۱.۶۸	۵۰	۲۰۰	۰.۷۷۱	۷.۰۱۵

بار مرده:

طبقه	وزن دیوار محیطی (kg)	وزن تیرها (kg)	وزن ستون (kg)	وزن سقف (kg)	وزن بار معادل سطحی تیغه‌ها	وزن مرده در طبقه (ton)	بار محوری مرده کل (ton)
پنجم (بام)	۷۵۳	۱۴۳۹	۱۲۶۰	۴۶۴۵	-	۸.۱۵۱	۸.۱۵۱
چهارم	۳۶۵۶	۱۴۳۹	۱۲۶۰	۴۲۶۳	۱۰۱۰	۱۱.۶۲۸	۱۹.۷۷۹
سوم	۳۶۵۶	۱۴۳۹	۱۲۶۰	۴۲۶۳	۱۰۱۰	۱۱.۶۲۸	۳۱.۴۰۷
دوم	۳۶۵۶	۱۴۳۹	۱۵۹۴	۴۲۶۳	۱۰۱۰	۱۱.۹۶۲	۴۳.۳۶۹
اول	۳۶۵۶	۱۴۳۹	۱۵۹۴	۴۲۶۳	۱۰۱۰	۱۱.۹۶۲	۵۵.۳۳۱
پارکینگ	۳۶۵۶	۱۴۳۹	۱۵۹۴	۴۲۶۳	۱۰۱۰	۱۱.۹۶۲	۶۷.۲۹۳

بار محوری ستون ۴-E:

$$A = 4.07 \times 2.55 = 10.37 \text{ m}^2 \text{ (سطح بارگیر)}$$

بار زنده:

طبقه	سطح بارگیر مؤثر در کاهش سربار	R_1 %	R_2 %	شدت سطحی (kg/m^2)	بار محوری زنده در طبقه (ton)	بار محوری زنده کل (ton)
پنجم (بام)	۰	-	-	۱۵۰	۱.۵۵۵	۱.۵۵۵
چهارم	$10.37 \nless 18$	-	-	۲۰۰	۲.۰۷۴	۳.۶۲۹
سوم	$20.75 > 18$	۴.۱۴	۲۰	۲۰۰	۱.۶۵۹	۵.۲۸۸
دوم	$31.12 > 18$	۱۶.۲۲	۳۰	۲۰۰	۱.۴۵۱	۶.۷۳۹
اول	$41.49 > 18$	۲۳.۴۲	۴۰	۲۰۰	۱.۲۴۴	۷.۹۸۳
پارکینگ	$51.86 > 18$	۲۸.۳۴	۵۰	۲۰۰	۱.۰۳۷	۹.۰۲

بار مرده:

بار محوری مرده کل (ton)	وزن مرده در طبقه (ton)	وزن بار معادل سطحی تیغه‌ها	وزن سقف (kg)	وزن ستون (kg)	وزن تیرها (kg)	وزن دیوار محیطی (kg)	طبقه
۱۰.۲۳۱	۱۰.۲۳۱	-	۶۲۴۷	۱۲۶۰	۱۷۵۱	۹۷۳	پنجم (بام)
۲۴.۶۱۳	۱۴.۳۸۲	۱۳۵۸	۵۷۳۴	۱۲۶۰	۱۷۵۱	۴۲۷۹	چهارم
۳۸.۹۹۵	۱۴.۳۸۲	۱۳۵۸	۵۷۳۴	۱۲۶۰	۱۷۵۱	۴۲۷۹	سوم
۵۳.۷۱۱	۱۴.۷۱۶	۱۳۵۸	۵۷۳۴	۱۵۹۴	۱۷۵۱	۴۲۷۹	دوم
۶۸.۴۲۷	۱۴.۷۱۶	۱۳۵۸	۵۷۳۴	۱۵۹۴	۱۷۵۱	۴۲۷۹	اول
۸۳.۱۴۳	۱۴.۷۱۶	۱۳۵۸	۵۷۳۴	۱۵۹۴	۱۷۵۱	۴۲۷۹	پارکینگ

بار محوری ستون E-۵:

$$A = ۲.۵ \times ۲.۵۵ = ۶.۳۷ \text{ m}^2 \text{ (سطح بارگیر)}$$

بار زنده:

بار محوری زنده کل (ton)	بار محوری زنده در طبقه (ton)	شدت سطحی (kg/m^2)	R_f %	R_1 %	سطح بارگیر مؤثر در کاهش سربار	طبقه
۰.۹۵۵	۰.۹۵۵	۱۵۰	-	-	۰	پنجم (بام)
۲.۲۲۹	۱.۲۷۴	۲۰۰	-	-	$۶.۳۷ > ۱۸$	چهارم
۳.۵۰۳	۱.۲۷۴	۲۰۰	-	-	$۱۲.۷۵ > ۱۸$	سوم
۴.۳۹۴	۰.۸۹۱	۲۰۰	۳۰	۱.۳۹	$۱۹.۱۲ > ۱۸$	دوم
۵.۱۵۸	۰.۷۶۴	۲۰۰	۴۰	۱۰.۵۷	$۲۵.۴۹ > ۱۸$	اول
۵.۷۹۵	۰.۶۳۷	۲۰۰	۵۰	۱۶.۸۵	$۳۱.۸۶ > ۱۸$	پارکینگ

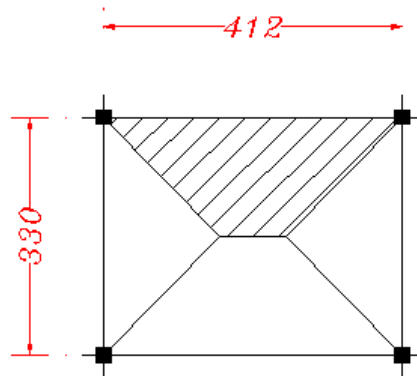
بار مرده:

بار محوری مرده کل (ton)	وزن مرده در طبقه (ton)	وزن بار معادل سطحی تیغه‌ها	وزن سقف (kg)	وزن ستون (kg)	وزن تیرها (kg)	وزن دیوار محیطی (kg)	طبقه
۷.۳۷۵	۷.۳۷۵	-	۳۸۳۷	۹۶۴	۱۲۷۰	۱۳۰۴	پنجم (بام)
۱۷.۷۶۳	۱۰.۳۸۸	۸۳۴	۳۵۲۲	۹۶۴	۱۲۷۰	۳۷۹۸	چهارم
۲۸.۱۵۱	۱۰.۳۸۸	۸۳۴	۳۵۲۲	۹۶۴	۱۲۷۰	۳۷۹۸	سوم
۳۸.۸۳۵	۱۰.۶۸۴	۸۳۴	۳۵۲۲	۱۲۶۰	۱۲۷۰	۳۷۹۸	دوم
۴۹.۵۱۹	۱۰.۶۸۴	۸۳۴	۳۵۲۲	۱۲۶۰	۱۲۷۰	۳۷۹۸	اول
۶۰.۲۰۳	۱۰.۶۸۴	۸۳۴	۳۵۲۲	۱۲۶۰	۱۲۷۰	۳۷۹۸	پارکینگ

محاسبه بار خطی تیرها

برای نمونه یک تیر با جزئیات محاسبه می‌شود، سپس بقیه از تیرها به صورت خلاصه در جدول محاسبه می‌شوند.

بار خطی تیر ۱ از دهانه A تا B:



$$L_a = 4.12 \quad , \quad L_b = 3.3$$

$$m = \frac{L_b}{L_a} = \frac{3.3}{4.12} = 0.8$$

پشت بام:

$$W_{uDL} = \text{شدت بار سقف بام} = 602.5 \text{ kg/m}^2$$

$$W_{uLL} = \text{شدت بار سقف بام} = 150 \text{ kg/m}^2$$

وزن دیوارهای محیطی در قسمت محاسبه بار دیوارها، محاسبه شده است. (239.2 kgf/m)

❖ توجه شود که طبق آیین نامه بام یک طبقه بحرانی محسوب می‌شود و کاهش سربار ندارد.

$$DL = \left\{ \left(\frac{W_u \cdot L_b}{3} \right) \left(\frac{3 - m^2}{2} \right) \right\} + 239.2 = \left\{ \left(\frac{602.5 \times 3.3}{3} \right) \left(\frac{3 - 0.8^2}{2} \right) \right\} + 239.2 = 1021 \text{ ton/m}$$

$$LL = \left\{ \left(\frac{W_u \cdot L_b}{3} \right) \left(\frac{3 - m^2}{2} \right) \right\} = \left\{ \left(\frac{150 \times 3.3}{3} \right) \left(\frac{3 - 0.8^2}{2} \right) \right\} = 119.4 \text{ ton/m}$$

طبقات:

$$W_{uDL} = (\text{شدت بار سقف طبقات}) + (\text{بار معادل سطحی تیغه‌ها}) = 553 + 131 = 684 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{وزن دیوار محیطی} = 782 \text{ kgf/m}$$

$$DL = \left\{ \left(\frac{W_u \cdot L_b}{3} \right) \left(\frac{3 - m^2}{2} \right) \right\} + 782 = \left\{ \left(\frac{684 \times 3.3}{3} \right) \left(\frac{3 - 0.8^2}{2} \right) \right\} + 782 = 1.67 \text{ ton/m}$$

کاهش سربار ندارد $\Rightarrow 18 \nless A = 4.158 \text{ m}^2$ (سطح بارگیر)

$$LL = \left\{ \left(\frac{W_u \cdot L_b}{3} \right) \left(\frac{3 - m^2}{2} \right) \right\} = \left\{ \left(\frac{200 \times 3.3}{3} \right) \left(\frac{3 - 0.8^2}{2} \right) \right\} = 0.259 \text{ ton/m}$$

بار خطی تیر ۱ از دهانه B تا D:

سقف	m	$W_{uDL} (kg/m^2)$	وزن دیوار محیطی (kgf/m)	سطح بارگیر (m^2)	$W_{uLL} (kg/m^2)$	بار خطی مرده (ton/m)	بار خطی زنده (ton/m)
بام	-	602.5	239.2	$18 \nless 1.82$	150	0.781	0.135
طبقات	-	684	782	$18 \nless 1.82$	200	1.397	0.18

بار خطی تیر ۱ از دهانه D تا E:

سقف	m	$W_{uDL} (kg/m^2)$	وزن دیوار محیطی (kgf/m)	سطح بارگیر (m^2)	$W_{uLL} (kg/m^2)$	بار خطی مرده (ton/m)	بار خطی زنده (ton/m)
پارکینگ	0.67	602.5	838	$18 \nless 5.36$	200	1.682	0.28

بار خطی تیر ۲ از دهانه A تا B:

سقف	m_1	m_2	$W_{uDL} (kg/m^2)$	وزن دیوار محیطی (kgf/m)	سطح بارگیر (m^2)	$W_{uLL} (kg/m^2)$	بار خطی مرده (ton/m)	بار خطی زنده (ton/m)
بام	0.8	0.71	602.5	-	$18 \nless 8.06$	150	1.521	0.378
طبقات	0.8	0.71	684	-	$18 \nless 8.06$	200	1.727	0.505

• به خاطر اینکه تیر از دو طرف سطح بارگیر دارد، m_1 و m_2 جداگانه برای هرطرف اختصاص داده می‌شود.

بار خطی تیر ۲ از دهانه B تا D:

سقف	m	$W_{uDL} (kg/m^2)$	وزن دیوار محیطی (kgf/m)	سطح بارگیر (m^2)	$W_{uLL} (kg/m^2)$	بار خطی مرده (ton/m)	بار خطی زنده (ton/m)
بام	-	602.5	-	$18 \nless 3.64$	150	1.084	0.27
طبقات	-	684	-	$18 \nless 3.64$	200	1.231	0.36

بار خطی تیر ۲ از دهانه D تا E:

سقف	m_1	m_2	$W_{uDL} (kg/m^2)$	وزن دیوار محیطی (kgf/m)	سطح بارگیر (m^2)	$W_{uLL} (kg/m^2)$	بار خطی مرده (ton/m)	بار خطی زنده (ton/m)
بام	0.67	0.6	602.5	239.2	$18 \nless 10.42$	150	1.866	0.405
طبقات	0.67	0.6	684	530	$18 \nless 10.42$	200	2.377	0.54

بار خطی تیر ۳ از دهانه A تا B:

سقف	m_1	m_2	$W_{uDL} (kg/m^2)$	وزن دیوار محیطی (kgf/m)	سطح بارگیر (m^2)	$W_{uLL} (kg/m^2)$	بار خطی مرده (ton/m)	بار خطی زنده (ton/m)
بام	۰.۷۱	۰.۸۱	۶۰۲.۵	-	۸.۱۵ \times ۱۸	۱۵۰	۱.۵۲۷	۰.۳۸
طبقات	۰.۷۱	۰.۸۱	۶۸۴	-	۸.۱۵ \times ۱۸	۲۰۰	۱.۷۳۴	۰.۵۰۷

بار خطی تیر ۳ از دهانه B تا D:

سقف	m	$W_{uDL} (kg/m^2)$	وزن دیوار محیطی (kgf/m)	سطح بارگیر (m^2)	$W_{uLL} (kg/m^2)$	بار خطی مرده (ton/m)	بار خطی زنده (ton/m)
بام	-	۶۰۲.۵	-	۳.۷۴ \times ۱۸	۱۵۰	۱.۰۸۴	۰.۳۶
طبقات	-	۶۸۴	-	۳.۷۴ \times ۱۸	۲۰۰	۱.۲۳۱	۰.۳۶

بار خطی تیر ۳ از دهانه D تا E:

سقف	m_1	m_2	$W_{uDL} (kg/m^2)$	وزن دیوار محیطی (kgf/m)	سطح بارگیر (m^2)	$W_{uLL} (kg/m^2)$	بار خطی مرده (ton/m)	بار خطی زنده (ton/m)
بام	۰.۶	۰.۶۸	۶۰۲.۵	-	۱۰.۴۵ \times ۱۸	۱۵۰	۲.۴۵۳	۰.۶۱
طبقات	۰.۶	۰.۶۸	۶۸۴	-	۱۰.۴۵ \times ۱۸	۲۰۰	۲.۷۸۵	۰.۸۱۴

بار خطی تیر ۴ از دهانه A تا C:

سقف	m	$W_{uDL} (kg/m^2)$	وزن دیوار محیطی (kgf/m)	سطح بارگیر (m^2)	$W_{uLL} (kg/m^2)$	بار خطی مرده (ton/m)	بار خطی زنده (ton/m)
بام	۰.۷۴	۶۰۲.۵	-	۶.۹۷ \times ۱۸	۱۵۰	۱.۳۳۷	۰.۳۳۲
طبقات	۰.۷۴	۶۸۴	-	۶.۹۷ \times ۱۸	۲۰۰	۱.۵۱۷	۰.۳۴۳

بار خطی تیر ۴ از دهانه C تا D:

سقف	m	$W_{uDL} (kg/m^2)$	وزن دیوار محیطی (kgf/m)	سطح بارگیر (m^2)	$W_{uLL} (kg/m^2)$	بار خطی مرده (ton/m)	بار خطی زنده (ton/m)
بام	-	۶۰۲.۵	۷۳۶+۱۵۰۰	۳.۷۴ \times ۱۸	۱۵۰	۲.۷۰۷	۰.۱۱۷
طبقات	-	۶۸۴	۷۳۶+۱۵۰۰	۳.۷۴ \times ۱۸	۲۰۰	۲.۷۷۱	۰.۱۵۶

❖ نیروی ۱۵۰۰ برای بار حاصل از محاسبات پله می‌باشد که به تیر وارد می‌شود.

بار خطی تیر ۴ از دهانه D تا E:

سقف	m_1	m_2	$W_{uDL} (kg/m^2)$	وزن دیوار محیطی (kgf/m)	سطح بارگیر (m^2)	$W_{uLL} (kg/m^2)$	بار خطی مرده (ton/m)	بار خطی زنده (ton/m)
بام	۰.۶۸	۰.۹۸	۶۰۲.۵	-	۱۱.۳۹ ± ۱۸	۱۵۰	۱.۸۳۶	۰.۴۵۷
طبقات	۰.۶۸	۰.۹۸	۶۸۴	-	۱۱.۳۹ ± ۱۸	۲۰۰	۲.۰۸۵	۰.۶۱

بار خطی تیر ۱-۴ از دهانه A تا C:

سقف	m	$W_{uDL} (kg/m^2)$	وزن دیوار محیطی (kgf/m)	سطح بارگیر (m^2)	$W_{uLL} (kg/m^2)$	بار خطی مرده (ton/m)	بار خطی زنده (ton/m)
بام	۰.۷	۶۰۲.۵	-	۶.۹۱ ± ۱۸	۱۵۰	۱.۳۰۱	۰.۳۲۳
طبقات	۰.۷	۶۸۴	-	۶.۹۱ ± ۱۸	۲۰۰	۱.۴۷۷	۰.۴۳۱

بار خطی تیر ۵ از دهانه A تا C:

سقف	m	$W_{uDL} (kg/m^2)$	وزن دیوار محیطی (kgf/m)	سطح بارگیر (m^2)	$W_{uLL} (kg/m^2)$	بار خطی مرده (ton/m)	بار خطی زنده (ton/m)
بام	۰.۷	۶۰۲.۵	۳۲۰.۸	۴.۵۳ ± ۱۸	۱۵۰	۱.۱۱	۰.۱۹۶
طبقات	۰.۷	۶۸۴	۷۵۷	۴.۵۳ ± ۱۸	۲۰۰	۱.۶۵۲	۰.۲۶۱

بار خطی تیر ۵ از دهانه D تا E:

سقف	m	$W_{uDL} (kg/m^2)$	وزن دیوار محیطی (kgf/m)	سطح بارگیر (m^2)	$W_{uLL} (kg/m^2)$	بار خطی مرده (ton/m)	بار خطی زنده (ton/m)
بام	۰.۹۸	۶۰۲.۵	۳۲۰.۸	۶ ± ۱۸	۱۵۰	۱.۳۰۳	۰.۲۴۴
طبقات	۰.۹۸	۶۸۴	۸۵۱	۶ ± ۱۸	۲۰۰	۱.۹۶۷	۰.۳۲۶

بار خطی تیر A از دهانه ۱ تا ۲:

سقف	m	$W_{uDL} (kg/m^2)$	وزن دیوار محیطی (kgf/m)	سطح بارگیر (m^2)	$W_{uLL} (kg/m^2)$	بار خطی مرده (ton/m)	بار خطی زنده (ton/m)
بام	-	۶۰۲.۵	۳۲۰.۸	۲.۶۴ ± ۱۸	۱۵۰	۰.۹۸۳	۰.۱۶۵
طبقات	-	۶۸۴	۷۲۰	۲.۶۴ ± ۱۸	۲۰۰	۱.۴۷۲	۰.۲۲

بار خطی تیر A از دهانه ۲ تا ۳:

سقف	m	$W_{uDL} (kg/m^2)$	وزن دیوار محیطی (kgf/m)	سطح بارگیر (m^2)	$W_{uLL} (kg/m^2)$	بار خطی مرده (ton/m)	بار خطی زنده (ton/m)
بام	-	۶۰۲.۵	۳۲۰.۸	۲.۱۹ \times ۱۸	۱۵۰	۰.۹۱۳	۰.۱۴۷
طبقات	-	۶۸۴	۶۴۱	۲.۱۹ \times ۱۸	۲۰۰	۱.۳۱۳	۰.۱۹۶

بار خطی تیر A از دهانه ۳ تا ۴:

سقف	m	$W_{uDL} (kg/m^2)$	وزن دیوار محیطی (kgf/m)	سطح بارگیر (m^2)	$W_{uLL} (kg/m^2)$	بار خطی مرده (ton/m)	بار خطی زنده (ton/m)
بام	-	۶۰۲.۵	۳۲۰.۸	۲.۷۸ \times ۱۸	۱۵۰	۰.۹۳۳	۰.۱۶۷
طبقات	-	۶۸۴	۱۹۳۳	۲.۷۸ \times ۱۸	۲۰۰	۲.۶۹۶	۰.۲۳۳

بار خطی تیر A از دهانه ۴ تا ۵:

سقف	m	$W_{uDL} (kg/m^2)$	وزن دیوار محیطی (kgf/m)	سطح بارگیر (m^2)	$W_{uLL} (kg/m^2)$	بار خطی مرده (ton/m)	بار خطی زنده (ton/m)
بام	-	۶۰۲.۵	۳۲۰.۸	۲.۴۴ \times ۱۸	۱۵۰	۰.۹۵	۰.۱۵۶
طبقات	-	۶۸۴	۱۰۱۰	۲.۴۴ \times ۱۸	۲۰۰	۱.۷۲۳	۰.۲۰۸

بار خطی تیر B از دهانه ۱ تا ۲:

سقف	m	$W_{uDL} (kg/m^2)$	وزن دیوار محیطی (kgf/m)	سطح بارگیر (m^2)	$W_{uLL} (kg/m^2)$	بار خطی مرده (ton/m)	بار خطی زنده (ton/m)
بام	۰.۸۱	۶۰۲.۵	-	۵.۲۷ \times ۱۸	۱۵۰	۱.۲۹۸	۰.۳۲۳
طبقات	۰.۸۱	۶۸۴	-	۵.۲۷ \times ۱۸	۲۰۰	۱.۴۷۳	۰.۴۳

بار خطی تیر B از دهانه ۲ تا ۳:

سقف	m	$W_{uDL} (kg/m^2)$	وزن دیوار محیطی (kgf/m)	سطح بارگیر (m^2)	$W_{uLL} (kg/m^2)$	بار خطی مرده (ton/m)	بار خطی زنده (ton/m)
بام	۰.۹۱	۶۰۲.۵	-	۴.۳۶ \times ۱۸	۱۵۰	۱.۱۸	۰.۲۹۴
طبقات	۰.۹۱	۶۸۴	-	۴.۳۶ \times ۱۸	۲۰۰	۱.۳۴۱	۰.۳۹۲

بار خطی تیر B از دهانه ۳ تا ۴:

سقف	m	$W_{uDL} (kg/m^2)$	وزن دیوار محیطی (kgf/m)	سطح بارگیر (m^2)	$W_{uLL} (kg/m^2)$	بار خطی مرده (ton/m)	بار خطی زنده (ton/m)
بام	۰.۸	۶۰۲.۵	-	۵.۱۶ \times ۱۸	۱۵۰	۱.۳۱۲	۰.۳۲۶
طبقات	۰.۸	۶۸۴	-	۵.۱۶ \times ۱۸	۲۰۰	۱.۵	۰.۴۳۵

بار خطی تیر C از دهانه ۴ تا ۵:

سقف	m	$W_{uDL} (kg/m^2)$	وزن دیوار محیطی (kgf/m)	سطح بارگیر (m^2)	$W_{uLL} (kg/m^2)$	بار خطی مرده (ton/m)	بار خطی زنده (ton/m)
خرپشته	-	۶۰۲.۵	۱۱۲.۲	۵.۶۴ \times ۱۸	۱۵۰	۰.۸۲	۰.۱۷۶
بام	-	۶۰۲.۵	۷۳۶	۲.۴۴ \times ۱۸	۱۵۰	۱.۰۶۴	۰.۱۵۶
طبقات	-	۶۸۴	۷۳۶	۲.۴۴ \times ۱۸	۲۰۰	۱.۴۵	۰.۲۰۸

❖ سقف خرپشته به دلیل اینکه نسبت طول به عرض آن از ۲ بیشتر است، پس بنابراین دال یکطرفه محسوب می‌شود.

بار خطی تیر D از دهانه ۱ تا ۲:

سقف	m	$W_{uDL} (kg/m^2)$	وزن دیوار محیطی (kgf/m)	سطح بارگیر (m^2)	$W_{uLL} (kg/m^2)$	بار خطی مرده (ton/m)	بار خطی زنده (ton/m)
بام	۰.۸۱	۶۰۲.۵	-	۵.۳۵ \times ۱۸	۱۵۰	۱.۲۹۸	۰.۳۲۳
طبقات	۰.۸۱	۶۸۴	-	۵.۳۵ \times ۱۸	۲۰۰	۱.۴۷۳	۰.۴۳

بار خطی تیر D از دهانه ۲ تا ۳:

سقف	m	$W_{uDL} (kg/m^2)$	وزن دیوار محیطی (kgf/m)	سطح بارگیر (m^2)	$W_{uLL} (kg/m^2)$	بار خطی مرده (ton/m)	بار خطی زنده (ton/m)
بام	۰.۹۱	۶۰۲.۵	-	۴.۳۶ \times ۱۸	۱۵۰	۱.۱۸۱	۰.۲۹۴
طبقات	۰.۹۱	۶۸۴	-	۴.۳۶ \times ۱۸	۲۰۰	۱.۳۴۱	۰.۳۹۲

بار خطی تیر D از دهانه ۳ تا ۴:

سقف	m	$W_{uDL} (kg/m^2)$	وزن دیوار محیطی (kgf/m)	سطح بارگیر (m^2)	$W_{uLL} (kg/m^2)$	بار خطی مرده (ton/m)	بار خطی زنده (ton/m)
بام	۰.۸	۶۰۲.۵	-	۵.۲۲ \times ۱۸	۱۵۰	۱.۳۱۲	۰.۳۲۶
طبقات	۰.۸	۶۸۴	-	۵.۲۲ \times ۱۸	۲۰۰	۱.۴۹	۰.۴۳۵

بار خطی تیر D از دهانه ۴ تا ۵:

سقف	m	$W_{uDL} (kg/m^2)$	وزن دیوار محیطی (kgf/m)	سطح بارگیر (m^2)	$W_{uLL} (kg/m^2)$	بار خطی مرده (ton/m)	بار خطی زنده (ton/m)
خرپشته	-	۶۰۲.۵	۱۱۲.۲	۵.۶۴ \times ۱۸	۱۵۰	۰.۸۲	۰.۱۷۶
بام	-	۶۰۲.۵	۷۳۶	۵.۷۶ \times ۱۸	۱۵۰	۱.۷	۰.۲۴
طبقات	-	۶۸۴	۷۳۶	۵.۷۶ \times ۱۸	۲۰۰	۱.۸۳	۰.۳۲

بار خطی تیر E از دهانه ۱ تا ۲:

سقف	m	$W_{uDL} (kg/m^2)$	وزن دیوار محیطی (kgf/m)	سطح بارگیر (m^2)	$W_{uLL} (kg/m^2)$	بار خطی مرده (ton/m)	بار خطی زنده (ton/m)
پارکینگ	-	۶۰۲.۵	۸۳۸	۲.۷۲ \times ۱۸	۲۰۰	۱.۵	۰.۶۶

بار خطی تیر E از دهانه ۲ تا ۳:

سقف	m	$W_{uDL} (kg/m^2)$	وزن دیوار محیطی (kgf/m)	سطح بارگیر (m^2)	$W_{uLL} (kg/m^2)$	بار خطی مرده (ton/m)	بار خطی زنده (ton/m)
بام	-	۶۰۲.۵	۲۹۳.۲	۲.۷۲ \times ۱۸	۱۵۰	۰.۸۸۵	۰.۱۴۷
طبقات	-	۶۸۴	۷۸۲	۲.۷۲ \times ۱۸	۲۰۰	۱.۴۵۴	۰.۱۹۶

بار خطی تیر E از دهانه ۳ تا ۴:

سقف	m	$W_{uDL} (kg/m^2)$	وزن دیوار محیطی (kgf/m)	سطح بارگیر (m^2)	$W_{uLL} (kg/m^2)$	بار خطی مرده (ton/m)	بار خطی زنده (ton/m)
بام	-	۶۰۲.۵	۲۹۳.۲	۲.۷۸ \times ۱۸	۱۵۰	۰.۹۵۶	۰.۱۶۷
طبقات	-	۶۸۴	۱۰۷۶	۲.۷۸ \times ۱۸	۲۰۰	۱.۸۹۳	۰.۲۳۳

بار خطی تیر E از دهانه ۴ تا ۵:

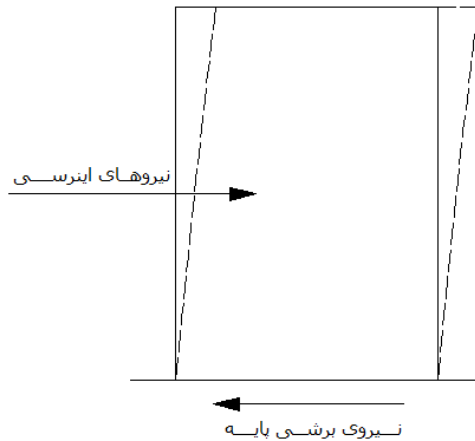
سقف	m	$W_{uDL} (kg/m^2)$	وزن دیوار محیطی (kgf/m)	سطح بارگیر (m^2)	$W_{uLL} (kg/m^2)$	بار خطی مرده (ton/m)	بار خطی زنده (ton/m)
بام	-	۶۰۲.۵	۲۹۳.۲	۲.۷۲ \times ۱۸	۱۵۰	۱.۲۷۵	۰.۲۴
طبقات	-	۶۸۴	۷۸۲	۲.۷۲ \times ۱۸	۲۰۰	۱.۸۷۶	۰.۳۲

فصل چهارم

بارهای جانبی

بارگذاری زلزله (روش تحلیل استاتیکی معادل)

عملکرد زلزله بر سازه:



ارتعاشات افقی زلزله، ایجاد نیروهای اینرسی می‌کند. در واقع حرکت زمین در موقع زلزله، به صورت شتابی، از زمین به ساختمان منتقل می‌شود. در کل تأثیر زلزله بر روی سازه، ایجاد یک نیروی برشی اسن که در اثر حرکت رفت و برگشتی ایجاد می‌گردد. (بند ۵-۲-۶-۶ مبحث ششم) این نیروی برشی را برش پایه می‌گویند.

نیروهای جانبی ناشی از زلزله:

مقدار نیروی برشی کل و چگونگی پخش آن در طبقات مختلف براساس مطالعات تجربی و نظری توسط آئین نامه‌های گوناگون مشخص گردیده است. نقطه مشترک تمام روابط و فرمول‌های ارائه شده در تمامی آئین نامه‌ها این است که نیروی برش پایه حاصل از نیروی زلزله را به صورت ضریبی از وزن کل ساختمان در نظر می‌گیرند.

(بند ۱-۵-۲-۷-۶ مبحث ششم): حداقل نیروی برشی پایه یا مجموع نیروهای جانبی زلزله در هر یک از امتدادهای ساختمان با استفاده از رابطه زیر محاسبه می‌گردد:

$$V = CW \geq 0.1AIW$$

V : نیروی برشی در تراز پایه

W : وزن کل ساختمان

C : ضریب زلزله

محاسبه وزن کل ساختمان:

برای محاسبه وزن مرده ساختمان برای زلزله، در هر سقف علاوه بر بار مرده سقف و معادل تیغه بندی، وزن اسکلت و دیوارهای پیرامونی را نصف از پایین سقف و نصف از بالای سقف حساب می‌کنند.

❖ (بند ۴-۲-۷-۶ مبحث ششم): در محاسبه نیروی جانبی زلزله، بار زنده طراحی ساختمان‌ها و سازه‌ها به میزانی که در جدول زیر آمده است، مشخص شده است:

(جدول ۶-۷-۱ مبث ششم)

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

❖ در محاسبه نیروی زنده برای زلزله نباید کاهش سربار را اعمال کرد.

❖ در صورتی که وزن خرپشته از ۲۵٪ وزن بام بیشتر باشد، یک طبقه محسوب می شود.

محاسبه وزن بام:

$$kg \ 81819.5 = 135.8 \times (\text{مساحت طبقه}) \times 602.5 \times (\text{وزن سقف}) = \text{بار مرده کف}$$

❖ وزن اسکلت سازه در مراحل قبل حساب شده است.

$$kg \ 40186 = \text{وزن اسکلت}$$

$$kg \ 39165 = \frac{4.7 \times 871}{2} + \frac{3.15 \times 170.6}{2} + \frac{6.55 \times 782}{2} + \frac{19.1 \times 736}{2} + \frac{2.7 \times 641}{2} + \frac{3 \times 720}{2} + \frac{6 \times 782}{2} + \frac{3 \times 547}{2} + \frac{4.5 \times 530}{2} + \frac{2.15 \times 236}{2} + \frac{4.3 \times 757}{2} + \frac{4.5 \times 1010}{2} + \frac{3.15 \times 1933}{2} + \frac{2.7 \times 641}{2} + \frac{3 \times 720}{2} + \frac{6 \times 782}{2} + \frac{3 \times 547}{2} + \frac{4.5 \times 530}{2}$$

❖ وزن پله در مراحل قبل حساب شده است.

$$kg \ 3773 = \frac{6474}{2} = \text{وزن پله}$$

$$kg \ 20370 = 135.8 \times 150 = \text{بار زنده}$$

$$W_{\text{بام}} = 81819.5 + 40186 + 39165 + 3773 + (0.2 \times 20370) = 169017 \text{ kg} \approx 170 \text{ ton}$$

محاسبه وزن طبقات سوم و چهارم:

$$kg \ 92887 = 135.8 \times (\text{مساحت طبقه}) \times 131 + 553 \times (\text{بار معادل تیغه بندی} + \text{وزن سقف}) = \text{بار مرده کف}$$

❖ وزن اسکلت سازه در مراحل قبل حساب شده است.

$$kg \ 51955 = \text{وزن اسکلت}$$

$$\begin{aligned} &= (19.1 \times 736) + (6.55 \times 782) + (3.15 \times 1706) + (4.7 \times 871) + (2.15 \times 236) + \\ &+ (4.3 \times 757) + (4.5 \times 1010) + (3.15 \times 1933) + (2.7 \times 641) + (3 \times 720) + (6 \times 782) + \\ &+ (3 \times 547) + (4.5 \times 530) = 55229 \text{ kg} \end{aligned}$$

❖ وزن پله در مراحل قبل حساب شده است.

$$\text{وزن پله} = 6474 \text{ kg}$$

$$\text{بار زنده} = 135.8 \times 200 = 27160 \text{ kg}$$

$$W_{\text{چهارم و سوم}} = 92887 + 51955 + 55229 + 6474 + (0.2 \times 27160) = 211977 \text{ kg} \approx 212 \text{ ton}$$

محاسبه وزن طبقات اول و دوم:

$$135.8 = 92887 \text{ kg} \quad \left(\text{مساحت طبقه} \right) 131 \times 553 + \left(\text{بار معادل تیغه بندی} + \text{وزن سقف} \right) = \text{بار مرده کف}$$

❖ وزن اسکلت سازه در مراحل قبل حساب شده است.

$$\text{وزن اسکلت} = 59580 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} &= (19.1 \times 736) + (6.55 \times 782) + (3.15 \times 1706) + (4.7 \times 871) + (2.15 \times 236) + \\ &+ (4.3 \times 757) + (4.5 \times 1010) + (3.15 \times 1933) + (2.7 \times 641) + (3 \times 720) + (6 \times 782) + \\ &+ (3 \times 547) + (4.5 \times 530) = 55229 \text{ kg} \end{aligned}$$

❖ وزن پله در مراحل قبل حساب شده است.

$$\text{وزن پله} = 6474 \text{ kg}$$

$$\text{بار زنده} = 135.8 \times 200 = 27160 \text{ kg}$$

$$W_{\text{دوم و اول}} = 92887 + 59580 + 55229 + 6474 + (0.2 \times 27160) = 219602 \text{ kg} \approx 220 \text{ ton}$$

محاسبه وزن پارکینگ:

$$135.8 = 92887 \text{ kg} \quad \left(\text{مساحت طبقه} \right) 131 \times 553 + \left(\text{بار معادل تیغه بندی} + \text{وزن سقف} \right) = \text{بار مرده کف}$$

❖ وزن اسکلت سازه در مراحل قبل حساب شده است.

$$\text{وزن اسکلت} = 60698 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} &= \left(\frac{19.1 \times 736}{2} + \frac{6.55 \times 782}{2} + \frac{3.15 \times 1706}{2} + \frac{4.7 \times 871}{2} + \frac{2.15 \times 236}{2} + \frac{4.3 \times 757}{2} + \frac{4.5 \times 1010}{2} + \frac{3.15 \times 1933}{2} + \right. \\ &\left. + \frac{2.7 \times 641}{2} + \frac{3 \times 720}{2} + \frac{6 \times 782}{2} + \frac{3 \times 547}{2} + \frac{4.5 \times 530}{2} \right) + \left(\frac{23.1 \times 615}{2} + \frac{20.5 \times 793}{2} + \frac{19.1 \times 736}{2} \right) = 47426 \text{ kg} \end{aligned}$$

❖ وزن پله در مراحل قبل حساب شده است.

$$\text{وزن پله} = 6474 \text{ kg}$$

$$\text{بار زنده} = 135.8 \times 200 = 27160 \text{ kg}$$

$$W_{\text{پارکینگ}} = 92887 + 60698 + 47426 + 6474 + (0.2 \times 27160) = 212917 \text{ kg} \approx 213 \text{ ton}$$

$$W_{\text{total}} = 170 + (2 \times 212) + (2 \times 220) + 213 = 1247 \text{ ton}$$

C: ضریب زلزله از رابطه زیر بدست می‌آید:

$$C = \frac{ABI}{R}$$

A: نسبت شتاب مبنای طرح (بند ۶-۷-۲-۵-۳ مبحث ششم):

نسبت شتاب مبنای طرح در مناطق مختلف کشور، بر اساس میزان لرزه خیزی آن‌ها، به شرح جدول شماره ۶-۷-۲ آئین نامه تعیین می‌شود. مناطق چهارگانه عنوان شده در این جدول در پیوست شماره ۶-۴ مبحث ششم مشخص شده‌اند.

(جدول ۶-۷-۲ مبحث ششم)

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

با توجه به اینکه تهران در درجه بندی خطر نسبی زلزله طبق پیوست ۶-۴ مبحث ششم جزو مناطق پهنا با خطر نسبی خیلی زیاد محسوب می‌شود، بنابراین نسبت شتاب مبنای طرح (A)، ٪۳۵ انتخاب می‌شود.

B: ضریب بازتاب ساختمان (بند ۶-۷-۲-۵-۴ مبحث ششم):

ضریب بازتاب ساختمان بیانگر نحوه پاسخ ساختمان به حرکت زمین است. این ضریب با استفاده از روابط زیر و یا از روی شکل‌های (۶-۷-۱ الف) و (۶-۷-۱ ب) مبحث ششم تعیین می‌شود:

$$B = 1 + S \left(\frac{T}{T_s} \right) \quad 0 \leq T \leq T_s$$

$$B = S + 1 \quad T_s \leq T \leq T_{s2}$$

$$B = (S + 1) \left(\frac{T_{s2}}{T} \right)^{\frac{1}{4}} \quad T \geq T_{s2}$$

T: زمان تناوب اصلی نوسان (بند ۶-۷-۲-۵-۶ مبحث ششم):

زمان تناوب اصلی نوسان که بر حسب ثانیه می‌باشد، بسته به مشخصات ساختمان و ارتفاع آن از تراز پایه با استفاده از روابط تجربی زیر تعیین می‌گردد:

الف- برای ساختمان‌هایی با سیستم خمشی:

۱- چنانچه جداگرهای میانقابی مانعی برای حرکت قابها ایجاد ننمایند:

$$T = 0.08 H^{\frac{2}{3}} \quad \text{در قاب‌های فولادی}$$

$$T = 0.07 H^{\frac{2}{3}} \quad \text{در قاب‌های بتن آرمه}$$

۲- چنانچه جداگرهای میانقابی مانعی برای حرکت قابها ایجاد ننماید:

مقدار T برابر با ۸۰ درصد مقادیر عنوان شده در بالا در نظر گرفته می‌شود.

ب- برای ساختمان‌های با سایر سیستم‌ها، در تمامی موارد وجود یا عدم وجود جداگرهای میانقابی:

$$T = 0.05 H^{\frac{2}{3}}$$

در روابط فوق، H ارتفاع ساختمان بر حسب متر، از تراز پایه است.

تراز پایه (بند ۶-۷-۲-۵-۲ مبحث ششم):

تراز پایه، بنا به تعریف، به تراز در ساختمان اطلاق می‌شود که در هنگام وقوع زلزله از آن تراز به پایین حرکتی در ساختمان نسبت به زمین مشاهده نشود. این تراز معمولاً در تراز سطح فوقانی شالوده در نظر گرفته می‌شود.

با توجه به اینکه تراز پایه ۱۹.۲ متر می‌باشد و سیستم ساختمان مورد نظر، در راستای X قاب خمشی می‌باشد و در راستای Y قاب خمشی با دیوار برشی می‌باشد، لذا جزو ساختمان‌هایی با سایر سیستم‌ها حساب می‌شود، بنابراین:

$$T_X = 0.07 H^{\frac{2}{3}} = 0.07 \times 19.2^{\frac{2}{3}} = 0.63$$

$$T_Y = 0.05 H^{\frac{2}{3}} = 0.05 \times 19.2^{\frac{2}{3}} = 0.458$$

T_s, T_s, T_s و S: پارامترهایی هستند که به نوع زمین و میزان خطر لرزه خیزی وابسته‌اند. مقادیر این پارامترها در جدول شماره ۶-

۷-۳ مبحث ششم آمده است که با توجه به نوع زمین که در جدول ۶-۷-۴ بند ۶-۷-۲-۵-۵ مبحث ششم تعیین می‌گردند.

جدول شماره ۶-۷-۴ طبقه بندی نوع زمین

نوع زمین	مواد متشکل ساختگاه	حدود تقریبی \bar{V}_s (متر بر ثانیه)
I	الف- سنگهای آذرین (دارای بافت درشت و ریزدانه)، سنگهای رسوبی سخت و بسیار مقاوم و سنگهای دگرگونی توده ای (گنایس ها- سنگهای متبلور سیلیکاته) طبقات کنگلومرایی	بیشتر از ۷۵۰
	ب- خاکهای سخت (شن و ماسه متراکم، رس بسیار سخت) با ضخامت کمتر از ۳۰ متر از روی بستر سنگی	$۳۷۵ \leq \bar{V}_s \leq ۷۵۰$
II	الف- سنگهای آذرین سست (مئند توف)، سنگهای سست رسوبی دگرگونی متورق و به طور کلی سنگهایی که بر اثر هوازدگی (تجزیه و تخریب) سست شده اند.	$۳۷۵ \leq \bar{V}_s \leq ۷۵۰$
	ب- خاکهای سخت (شن و ماسه متراکم، رس بسیار سخت) با ضخامت بیشتر از ۳۰ متر	$۳۷۵ \leq \bar{V}_s \leq ۷۵۰$
III	الف- سنگهای متلاشی شده بر اثر هوازدگی	$۱۷۵ \leq \bar{V}_s \leq ۳۷۵$
	ب- خاکهای با تراکم متوسط، طبقات شن و ماسه با پیوند متوسط بین دانه ای و رس با سختی متوسط	$۱۷۵ \leq \bar{V}_s \leq ۳۷۵$
IV	الف- نهشته های نرم با رطوبت زیاد بر اثر بالا بودن سطح آب زیرزمینی ب- هرگونه پروفیل خاک که شامل حداقل ۶ متر خاک رس با اندیس خمیری بیشتر از ۲۰ و درصد رطوبت بیشتر از ۴۰ باشد	کمتر از ۱۷۵

(جدول ۶-۷-۳ مبحث ششم)

نوع زمین	T_s	خطر نسبی کم و متوسط	خطر نسبی زیاد و خیلی زیاد
		S	S
I	۰.۴	۱.۵	۱.۵
II	۰.۵	۱.۵	۱.۵
III	۰.۷	۱.۷۵	۱.۷۵
IV	۱	۲.۲۵	۱.۷۵

با توجه به نوع زمین که از نوع شماره II می باشد، T_s, T و S به ترتیب ۰.۱ و ۰.۵ و ۱.۵ تعیین می گردد.

$$T_X \geq T_s \Rightarrow ۰.۶۳ > ۰.۵ \Rightarrow B_X = (S + ۱) \left(\frac{T_s}{T} \right)^{\frac{2}{3}} = (۱.۵ + ۱) \left(\frac{۰.۵}{۰.۶۳} \right)^{\frac{2}{3}} = ۲.۱۴$$

$$T. \leq T_Y \leq T_s \Rightarrow ۰.۱ < ۰.۴۵۸ < ۰.۵ \Rightarrow B_Y = S + ۱ = ۱.۵ + ۱ = ۲.۵$$

I: ضریب اهمیت ساختمان (بند ۶-۷-۲-۵-۷ مبحث ششم):

ضریب اهمیت ساختمان با توجه به گروه طبقه بندی آنها، به شرح ۶-۷-۱-۷ مبحث ششم، مطابق جدول شماره ۶-۷-۵ مبحث ششم تعیین می‌گردد:

(جدول ۶-۷-۵ مبحث ششم)

ضریب اهمیت	طبقه بندی ساختمان
۱.۴	گروه ۱
۱.۲	گروه ۲
۱	گروه ۳
۰.۸	گروه ۴

گروه بندی ساختمان بر حسب اهمیت (بند ۶-۷-۱ مبحث ششم):

مبحث ششم ساختمان‌ها را از نظر اهمیت به چهار گروه تقسیم می‌شوند:

گروه ۱- ساختمان‌های با اهمیت خیلی زیاد:

در این گروه، ساختمان‌هایی قرار دارند که قابل استفاده بودن آنها پس از وقوع زلزله اهمیت خاص دارد و وقفه در بهره برداری از آنها به طور غیر مستقیم موجب افزایش تلفات و خسارات می‌شود، مانند: بیمارستانها و درمانگاه‌ها، مراکز آتش نشانی، مراکز و تاسیسات آبرسانی، نیروگاه‌ها و تاسیسات برق رسانی، برجهای مراقبت فرودگاه‌ها، مراکز مخابرات، رادیو و تلویزیون، تاسیسات انتظامی، مراکز کمک رسانی و بطور کلی تمام ساختمان‌هایی که استفاده از آنها در نجات و امداد مؤثر می‌باشد.

گروه ۲- ساختمان‌های با اهمیت زیاد:

این گروه شامل سه دسته زیر است:

الف- ساختمان‌هایی که خرابی آنها موجب تلفات زیاد می‌شود، مانند: مدارس، مساجد، استادیومها، سینما و تئاترها، سالن اجتماعات، فروشگاه‌های بزرگ، ترمینالهای مسافری، یا هر فضای سرپوشیده که محل تجمع بیش از ۳۰۰ نفر در زیر یک سقف باشد.

ب- ساختمان‌هایی که خرابی آنها سبب از دست رفتن ثروت ملی می‌گردد، مانند: موزه‌ها، کتابخانه‌ها، و به طور کلی مراکزی که در آنها اسناد و مدارک ملی و یا آثار پر ارزش نگهداری می‌شود.

پ- ساختمان‌ها و تاسیسات صنعتی که خرابی آنها موجب آلودگی محیط زیست و یا آتش سوزی وسیع می‌شود، مانند: پالایشگاه‌ها، انبارهای سوخت و مراکز گاز رسانی.

گروه ۳-ساختمان‌هایی با اهمیت متوسط:

این گروه ساختمان‌ها شامل کلیه ساختمان‌های مشمول این بخش، بجز ساختمان‌های عنوان شده در سه گروه دیگر می‌باشد، مانند: ساختمان‌های مسکونی و اداری و تجاری، هتلها، پارکینگ‌های چند طبقه، انبارها، کارگاه‌ها، ساختمان‌های صنعتی و غیره.

گروه ۴-ساختمان‌هایی با اهمیت کم:

این گروه شامل دو دسته زیر است:

الف- ساختمان‌هایی که خسارت نسبتاً کمی از خرابی آنها حادث می‌شود و احتمال بروز تلفات در آنها بسیار کم است، مانند انبارهای کشاورزی و سالنهای مرغداری.

ب- ساختمان‌های موقت که مدت بهره برداری از آنها کمتر از ۲ سال است.

با توجه به مسکونی بودن ساختمان، در گروه ۳ جزو ساختمان‌های با اهمیت متوسط حساب می‌شود و با توجه به جدول ۵-۷-۶ مبحث ششم ضریب اهمیت (I)، «۱» در نظر گرفته می‌شود.

R: ضریب رفتار ساختمان (بند ۶-۷-۲-۵-۸ مبحث ششم):

ضریب رفتار ساختمان در بر گیرنده آثار عواملی از قبیل شکل پذیری، درجه نامعینی و اضافه مقاومت موجود در سازه است. این ضریب با توجه به نوع سیستم باربر ساختمان، که در آن محدودیت‌های بند ۶-۷-۳-۱ مبحث ششم رعایت شده باشد، طبق جدول شماره ۶-۷-۶ مبحث ششم تعیین می‌گردد.

جدول شماره ۶-۷-۶ مقادیر ضریب رفتار ساختمان، R، همراه با حداکثر ارتفاع مجاز ساختمان H_m

سیستم سازه	سیستم مقاوم در برابر نیروهای جانبی	R	H_m (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 دوگانه 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

با توجه به اینکه ساختمان مورد نظر در راستای X قاب خمشی بتن آرمه متوسط می‌باشد، ضریب رفتار (R) ، ۷ در نظر گرفته می‌شود و در راستای Y قاب خمشی بتن آرمه متوسط با دیوار برشی می‌باشد، ضریب رفتار (R) ، ۸ در نظر گرفته می‌شود.

$$R_X = 7 \quad R_Y = 8$$

محاسبه ضریب زلزله:

$$C_X = \frac{AB_X I}{R_X} = \frac{0.35 \times 2.14 \times 1}{7} = 0.107$$

$$C_Y = \frac{AB_Y I}{R_Y} = \frac{0.35 \times 2.5 \times 1}{8} = 0.1093$$

محاسبه نیروی برشی پایه:

$$V_X = C_X \times W_{total} = 0.107 \times 1247 = 133.429 \text{ ton} > V_{min} = 0.1 \times 0.35 \times 1 \times 1247 = 43.645 \text{ ok}$$

$$V_Y = C_Y \times W_{total} = 0.1093 \times 1247 = 136.2971 \text{ ton} > V_{min} = 0.1 \times 0.35 \times 1 \times 1247 = 43.645 \text{ ok}$$

توزیع نیروی جانبی زلزله در ارتفاع ساختمان (بند ۶-۷-۲-۵-۹ مبحث ششم):

در روش تحلیل استاتیکی معادل، نیروی زلزله در ارتفاع ساختمان توزیع می‌گردد که به صورت نیروی متمرکز در مرکز جرم طبقه اثر می‌کند. مقدار این نیرو که رابطه مستقیم با وزن طبقه و ارتفاع طبقه از تراز پایه دارد از رابطه زیر بدست می‌آید:

$$F_i = (V - F_t) \frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j}$$

که در این رابطه:

F_i : نیروی جانبی در تراز طبقه i

W_i : وزن طبقه i می باشد

h_i : ارتفاع تراز i ، ارتفاع سقف طبقه i ، از تراز پایه

n : تعداد طبقات ساختمان از تراز پایه به بالا

F_t : نیروی جانبی اضافه در تراز سقف طبقه n که به وسیله رابطه زیر تعیین می شود:

$$T > 0.7 \text{ sec} \Rightarrow F_t = 0.07 TV < 0.25 V$$

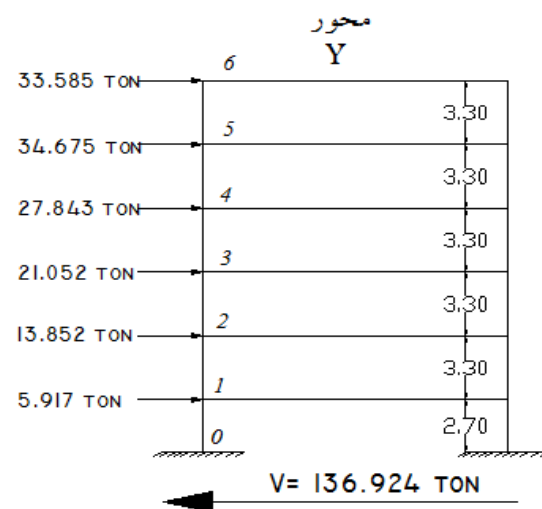
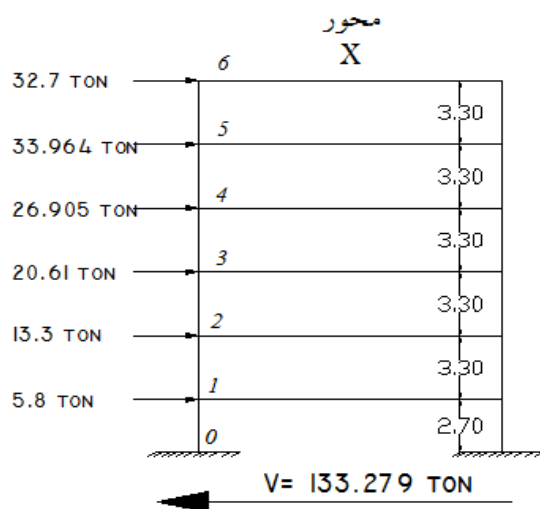
$$T \leq 0.7 \text{ sec} \Rightarrow F_t = 0$$

$$T_X = 0.63 < 0.7 \Rightarrow F_t = 0$$

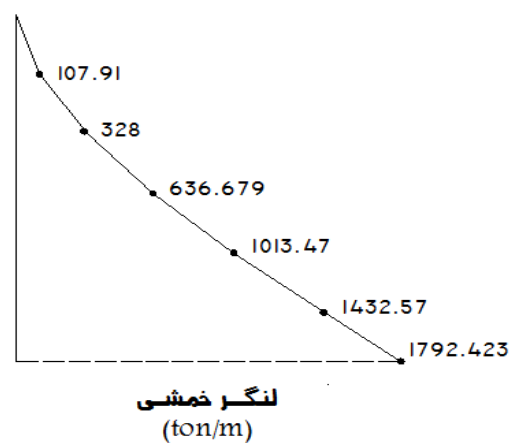
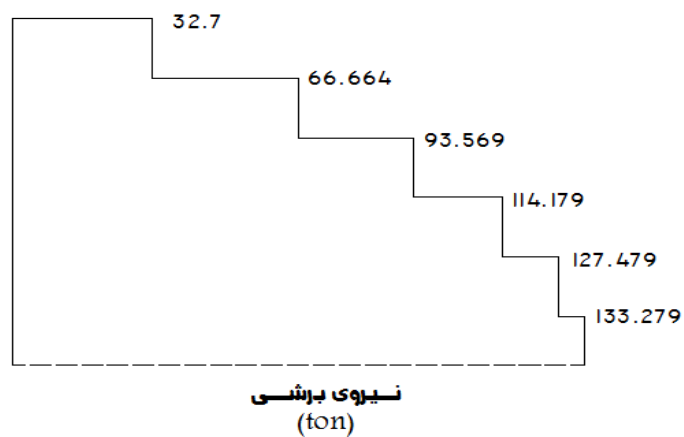
$$T_Y = 0.458 < 0.7 \Rightarrow F_t = 0$$

$F_{iy} \text{ (ton)}$	$F_{ix} \text{ (ton)}$	$W_i \times h_i$	$W_i \text{ (ton)}$	$h_i \text{ (m)}$	سقف طبقه
۳۳.۵۸۵	۳۲.۷	۳۲۶۴	۱۷۰	۱۹.۲	۶ (بام)
۳۴.۶۷۵	۳۳.۹۶۴	۳۳۷۰	۲۱۲	۱۵.۹	۵
۲۷.۴۸۳	۲۶.۹۰۵	۲۶۷۱	۲۱۲	۱۲.۶	۴
۲۱.۰۵۲	۲۰.۶۱	۲۰۴۶	۲۲۰	۹.۳	۳
۱۳.۵۸۲	۱۳.۳	۱۳۲۰	۲۲۰	۶	۲
۵.۹۱۷	۵.۸	۵۷۵.۱	۲۱۳	۲.۷	۱ (پارکینگ)
		۱۳۲۴۶.۱			Σ

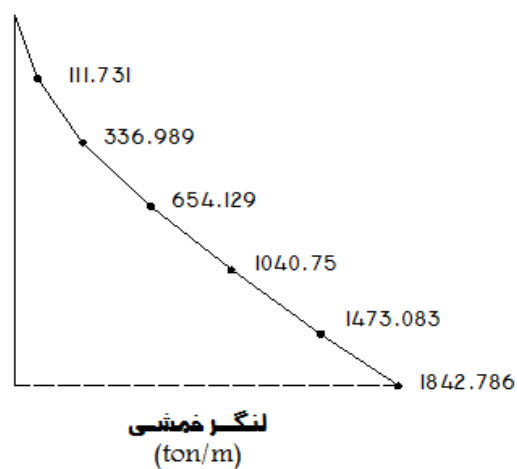
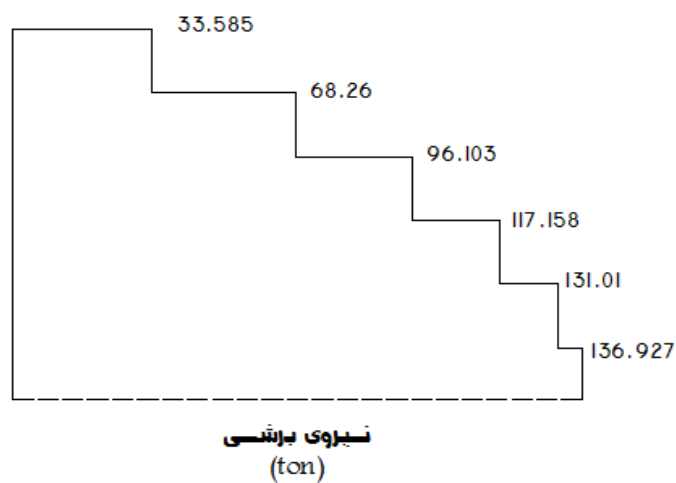
توزیع نیروی برشی:



نمودارهای برشی و خمشی در راستای X:



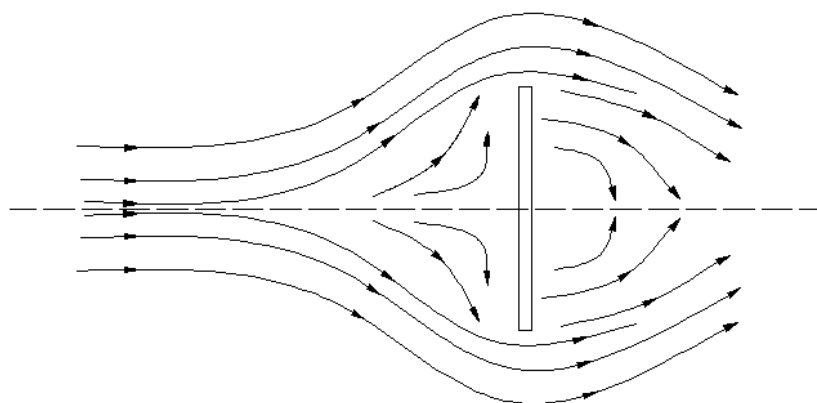
نمودارهای برشی و خمشی در راستای Y:



بار باد

عملکرد باد بر سازه:

تفاوت اثر نیروی باد و نیروی زلزله از نظر کیفی، همان نحوه وارد شدن و اثر آن‌ها بر سازه می‌باشد. زلزله در سازه ایجاد شتاب می‌کند که طبق رابطه $F = ma$ این شتاب به نیرو تبدیل می‌شود. در واقع زلزله در تمام اجزا و ذرات سازه نیرو وارد می‌کند، در صورتی که نیروی باد یک عامل خارجی است و هر مانعی که در جلوی آن باشد تحت تأثیر آن قرار می‌گیرد و بدان نیرو وارد می‌کند.



برای تعیین اثر ناشی از باد، در طراحی بایستی اثر باد در دو امتداد عمود برهم (معمولا محورهای اصلی ساختمان) و به طور غیر همزمان بررسی شود. لازم به توضیح است که در طراحی اعضای سازه اثرات بار باد و بار زلزله به طور جداگانه بررسی می‌شوند و هر کدام بیشترین اثر را در سازه داشته باشد تعیین کننده می‌باشد و هیچگاه به طور همزمان به سازه اثر داده نمی‌شود زیرا احتمال رخ دادن زلزله و وزیدن باد شدید به طور همزمان بسیار اندک می‌باشد.

نیروی جانبی باد: (بند ۶-۶-۴ مبحث ششم)

برخورد جریان هوا به مانع و گذشتن جریان از اطراف مانع باعث می‌شود که در وجوه رو به باد نیروی فشاری و در سایر وجوه نیروی فشاری منفی (مکش) ایجاد شود. با معلوم بودن فشار یا مکش ایجاد شده توسط باد و سطوح ساختمان که فشار یا مکش مورد نظر بر آن وارد می‌شود، نیروی حاصل از رابطه زیر بدست می‌آید:

$$F = A \cdot p$$

P: فشار یا مکش ناشی از باد است که براساس ضوابط بند ۶-۶-۵ مبحث ششم (فشار یا مکش ناشی از باد) محاسبه می‌شود.

A: مساحت سطحی از ساختمان است که فشار یا مکش P بر آن وارد می‌شود.

فشار یا مکش ناشی از باد: (بند ۶-۶-۵ مبحث ششم)

فشار یا مکش ناشی از باد بر روی سطوح ساختمان، در هر ارتفاعی از آن، از رابطه زیر محاسبه می شود. اصطلاح فشار برای حالتی است که جهت نیرو رو به سطح و اصطلاح مکش برای حالتی است که جهت نیرو از طرف سطح به طرف خارج باشد.

$$p = C_e \cdot C_q \cdot q$$

q : فشار مبنای باد C_q : ضریب شکل C_e : ضریب اثر تغییر سرعت

C_e : ضریب اثر تغییر سرعت: (بند ۶-۶-۶ مبحث ششم)

طبق توصیه مبحث ششم، ضریب اثر تغییر سرعت را می‌توان به جای محاسبه از روابطی که در بند ۶-۶-۶ آئین نامه آمده است، از جدول ۶-۶-۲ مبحث ششم که به طور محافظه کارانه می‌باشد، استفاده کرد.

جدول شماره ۶-۶-۲ مبحث ششم (ضریب اثر تغییر سرعت برای ارتفاع ترازهای مختلف)

۱۰۰-۱۲۰	۸۰-۱۰۰	۶۰-۸۰	۵۰-۶۰	۴۰-۵۰	۳۰-۴۰	۲۰-۳۰	۱۰-۲۰	۰-۱۰	ارتفاع تراز مورد نظر (m)
۲.۹	۲.۸	۲.۶	۲.۴	۲.۳	۲.۲	۲.۱	۱.۹	۱.۶	نواحی داخل شهر، دارای ساختمان‌ها یا درختان متعدد
۳	۲.۹	۲.۸	۲.۷	۲.۶	۲.۵	۲.۴	۲.۲	۲	نواحی باز خارج شهر، دارای ساختمان‌ها یا درختان پراکنده

از آنجایی که ارتفاع ساختمان مورد نظر ۱۹.۲ متر می‌باشد، و ۱.۵ متر از ساختمان در داخل زمین می‌باشد، لذا ارتفاع تراز مورد نظر در ساختمان برای محاسبه فشار باد، ۱۷.۷ متر می‌باشد و سازه در نواحی دارای ساختمان‌های متعدد می‌باشد، بنابراین:

$$0 < h < 10 \text{ m} \Rightarrow C_e = 1.6$$

$$10 \text{ m} < h < 17.7 \text{ m} \Rightarrow C_e = 1.9$$

q : فشار مبنای باد: (بند ۶-۶-۳ مبحث ششم)

فشار مبنای باد بنا به تعریف، فشاری است که باد با سرعتی برابر با سرعت مبنای باد بر سطح عمود بر جهت وزش باد وارد می کند. آئین نامه سرعت و فشار مبنای باد شهرهای مختلف را در جدول شماره ۶-۶-۱ قرار داده است.

با توجه به قرار داشتن ساختمان مورد نظر در شهر تهران، فشار مبنای باد به قرار زیر است:

$$q = 50 \text{ kg/m}^2$$

C_q : ضریب شکل، برای سازه اصلی برابر جانبی ساختمان: (بند ۶-۶-۷ مبحث ششم)

(بند ۶-۶-۷-۲ مبحث ششم): در ساختمانهای کوتاهتر از ۶۰ متر، به جز ساختمانهای کوتاه که دارای سقفهای شیب دارند مانند ساختمان کارخانجات و انبارها، به جای محاسبه اثر باد بر روی سطوح رو به باد و پشت به باد، می توان اثر بار را بر روی سطوح رو به باد محاسبه نمود و در رابطه ۶-۶-۲ مبحث ششم به جای A مساحت تصویر این سطوح را بر روی صفحه ای که عمود بر جهت باد است منظور کرد. در این حالت ضریب شکل باید به شرح زیر در نظر گرفته شود:

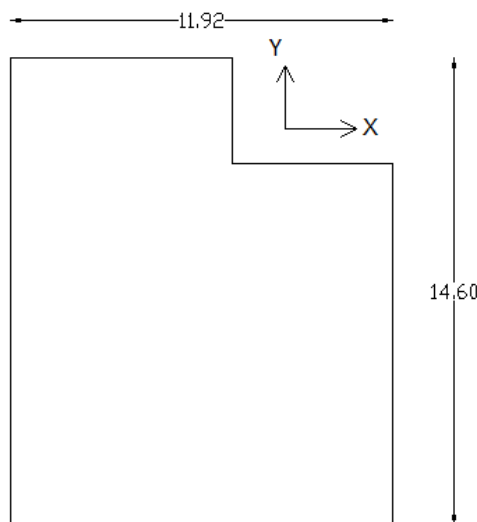
الف- در ساختمانهای کوتاهتر از ۱۲ متر $C_q = ۱.۳$

ب- در ساختمانهای با ارتفاع بین ۱۲ و ۶۰ متر $C_q = ۱.۴$

چون ارتفاع ساختمان مورد نظر ۱۷.۷ متر است و از ۶۰ متر کمتر می باشد، پس می توان اثر باد را فقط در سطوح رو به باد در نظر گرفت. بنابراین:

$C_q = ۱.۴$

A : در روابط فوق عرض بارگیر ساختمان ضربدر واحد ارتفاع می باشد. بدین ترتیب F مربوطه نیروی گسترده وارد در واحد ارتفاع خواهد بود.



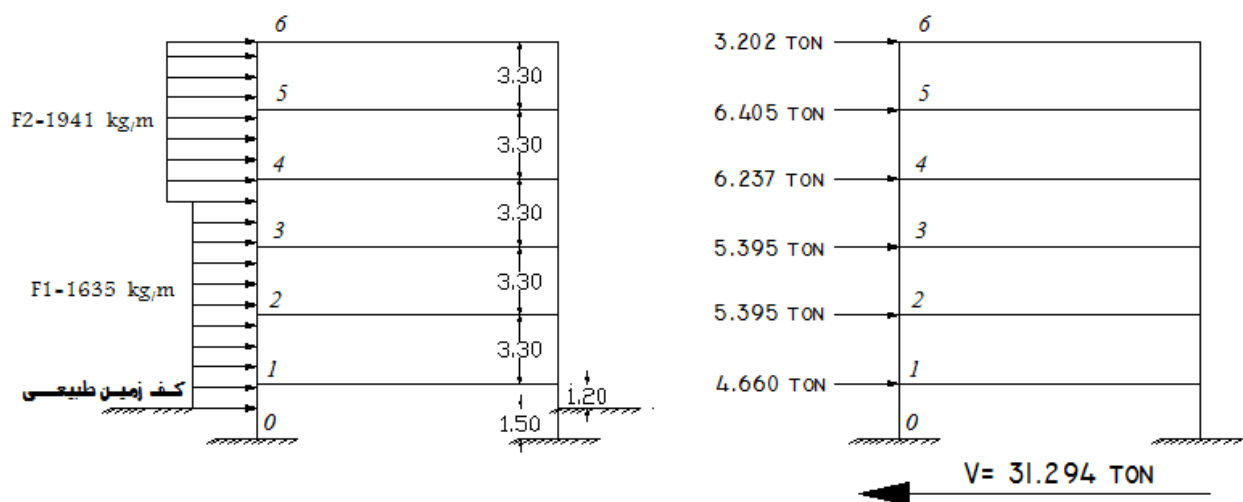
عرض بارگیر وقتی باد موازی محور X می وزد، برابر ۱۴.۶ متر و وقتی باد موازی محور Y می وزد، برابر ۱۱.۹۲ متر می باشد.

محاسبه نیروی باد در راستای محور X :

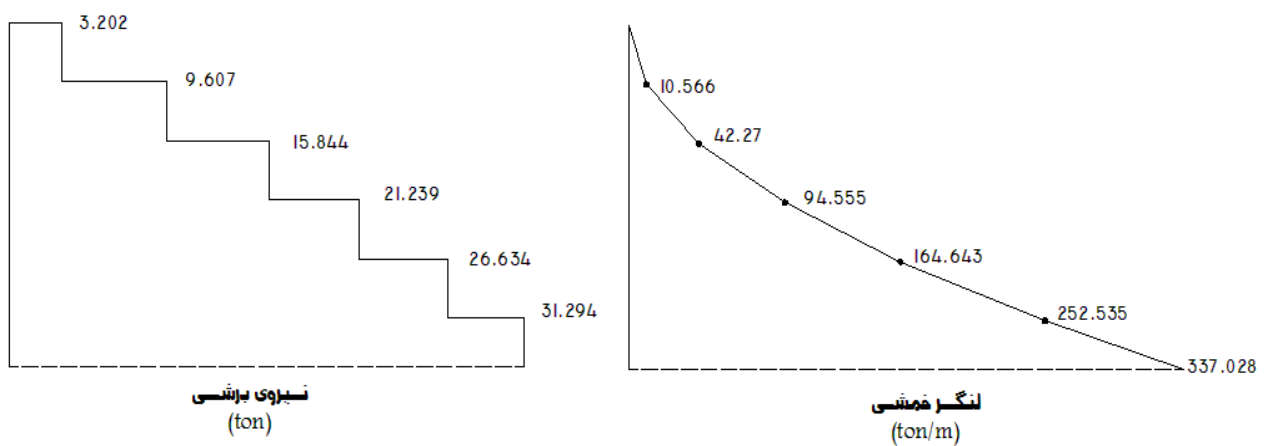
$$0 < z < 10 \text{ m} \Rightarrow F_1 = 1.6 \times 50 \times 1.4 \times 14.6 = 1635 \text{ kgf/m}$$

$$10 \text{ m} < z < 17.7 \text{ m} \Rightarrow F_2 = 1.9 \times 50 \times 1.4 \times 14.6 = 1941 \text{ kgf/m}$$

توزیع نیروی باد وارد بر ساختمان در امتداد X :



نمودار نیروی برشی و لنگر خمشی به قرار زیر است:

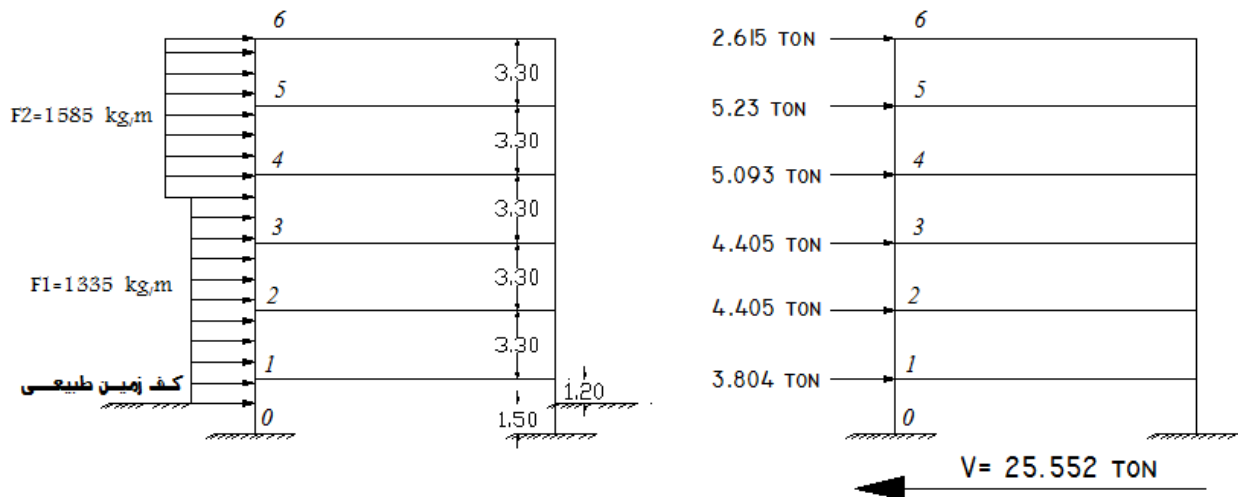


محاسبه نیروی باد در راستای محور Y :

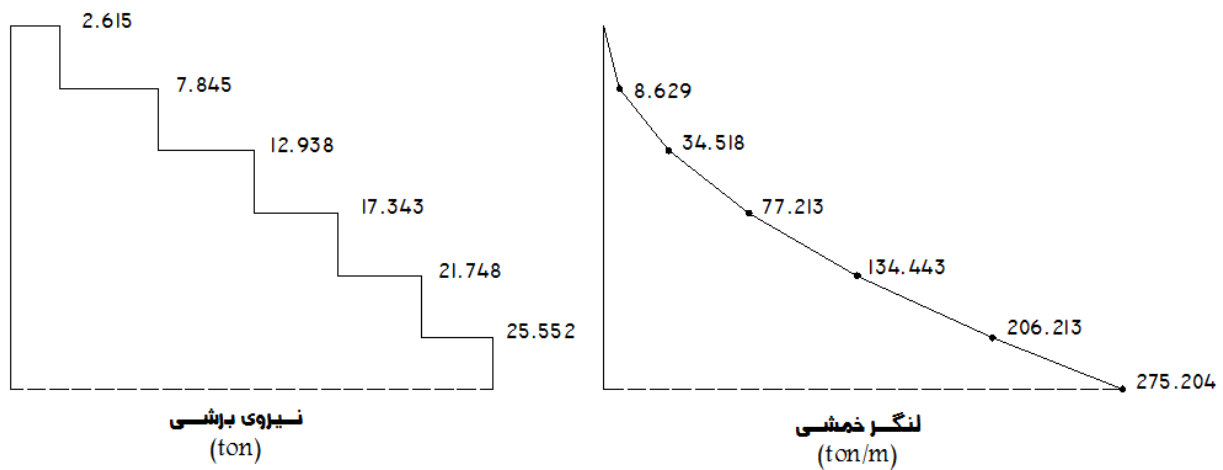
$$0 < z < 10 \text{ m} \Rightarrow F_1 = 1.6 \times 50 \times 1.4 \times 11.92 = 1335 \text{ kgf/m}$$

$$10 \text{ m} < z < 17.7 \text{ m} \Rightarrow F_2 = 1.9 \times 50 \times 1.4 \times 11.92 = 1585 \text{ kgf/m}$$

توزیع نیروی باد وارد بر ساختمان در امتداد Y :



نمودار نیروی برشی و لنگر خمشی به قرار زیر است:



مقایسه بار باد و زلزله

بند ۶-۶-۱-۳ مبحث ششم: در طراحی اعضای سازه اثر ناشی از بار باد با بار زلزله جمع نمی شود. کلیه اعضای سازه باید برای اثر هر یک از این دو که بیشتر باشد، طراحی شوند.

همانطور که طبق آئین نامه بیان گردید، نباید بار باد و زلزله را با هم یا به طور همزمان در طراحی تأثیر داد. بنابراین در طراحی، هر کدام از نیروهای باد و زلزله که بیشترین تأثیر را داشته باشد اعمال می کنیم.

نتیج حاصل از محاسبات نیروهای اثر باد و زلزله در جدول زیر خلاصه شده است:

بار زلزله		بار باد		
محور Y	محور X	محور Y	محور X	
۱۸۴۲.۷۸۶	۱۷۹۲.۴۲۳	۲۷۵.۲۰۴	۳۳۷.۰۲۸	گشتاور واژگونی (ton/m)
۱۳۶.۹۲۴	۱۳۳.۲۷۹	۲۵.۵۵۲	۳۱.۲۹۴	نیروی برشی پایه (ton)

بر اساس جدول به راحتی مشاهده می شود که نیروی اثر زلزله بیشتر است.

فصل پنجم

سیستم‌های باربر جانبی

محاسبه مرکز جرم

مرکز جرم هر طبقه نقطه ای است که نیروهای جانبی طبقه در آن اثر می‌کند و این نقطه منطبق بر محل اثر برآیند بارهای قائم آن طبقه می‌باشد. اگر شدت بارهای وارد بر یک طبقه از ساختمان یکنواخت باشد، معمولاً مرکز جرم بر مرکز سطح منطبق می‌گردد، در غیر این صورت برای محاسبه مرکز جرم، بعد از تقسیم سطح به سطوحی که شدت بار قائم در آنها یکنواخت است، نسبت به محور X و Y گشتاور استاتیکی می‌گیریم و مختصات مرکز جرم از روابط زیر حاصل می‌گردد:

$$X_{CM} = \frac{\sum (W_i \cdot x_{CMi})}{\sum W_i}$$

$$Y_{CM} = \frac{\sum (W_i \cdot y_{CMi})}{\sum W_i}$$

که در روابط فوق:

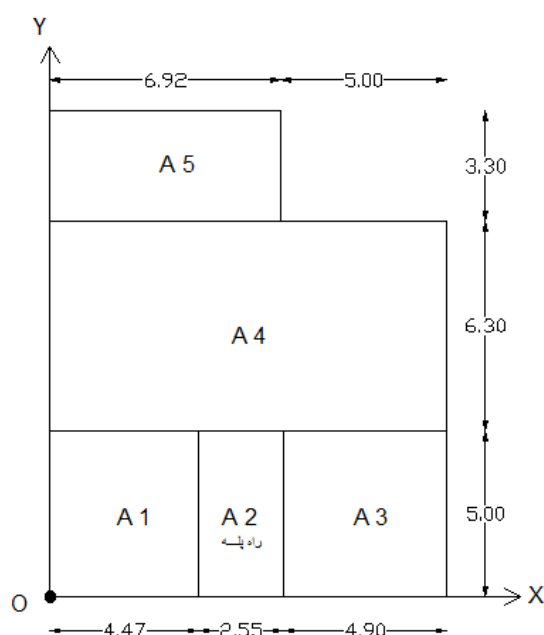
(X_{CM}, Y_{CM}) : مختصات مرکز ثقل می‌باشد.

W_i : وزن طبقه i می‌باشد.

x_{CMi} : فاصله مرکز سطح مورد نظر از محور Y می‌باشد.

y_{CMi} : فاصله مرکز سطح مورد نظر از محور X می‌باشد.

لازم به ذکر است که در محاسبه مرکز جرم طبقه بار مرده وارد بر سطح، وزن دیوارها (به جز دیوارهای جداگر) و وزن ستون‌ها باید اثر داده شوند، که برای سادگی محاسبات، وزن ستون‌ها به طور کلی وزن اسکلت را به صورت بار گسترده یکنواخت به کف طبقه اثر می‌دهند.



برای آسانتر شدن محاسبات و جلوگیری از خطای احتمالی، ابتدا پلان را به سطوحی تقسیم بندی می‌کنیم که شدت بار در آنها یکنواخت می‌باشد. همچنین شدت بار دیوارها را در واحد طول بدست می‌آوریم. با توجه به مرکز محورهای مختصات نسبت داده شده به پلان سطوح فوق الذکر را تشکیل می‌دهیم.

محاسبه مرکز جرم بام:

$$W_u = \left(\text{سقف بار} + \text{بار اسکلت} \right) = 295 + 602.5 = 897.5 \text{ kg/m}^2$$

❖ شدت بار دیوارهای نما در قسمت محاسبه بار دیوارها حساب شده است.

$$A_1 = 4.7 \times 5 = 23.5 \text{ m}^2$$

$$A_3 = 4.9 \times 5 = 24.5 \text{ m}^2$$

$$A_f = 12.15 \times 6.3 = 76.545 \text{ m}^2$$

$$A_\delta = 6.92 \times 3.3 = 22.836 \text{ m}^2$$

$$\begin{aligned} \sum (W_i \cdot x_{CMi}) = & \left(897.5 \times 23.5 \times \frac{4.47}{2} \right) + \left(3373 \times \left(4.47 + \frac{2.55}{2} \right) \right) + \left(897.5 \times 24.5 \times \left(7.02 + \frac{4.9}{2} \right) \right) \\ & + \left(76.545 \times 897.5 \times \frac{11.92}{2} \right) + \left(22.836 \times 897.5 \times \frac{6.92}{2} \right) + (13.1 \times 320.8 \times 0.1) \\ & + (3 \times 239.2 \times 6.92) + (10.1 \times 239.2 \times 12.05) + \left(6.02 \times 239.2 \times \frac{6.92}{2} \right) \\ & + \left(4.7 \times 239.2 \times \left(6.92 + \frac{5}{2} \right) \right) + \left(4.17 \times 320.8 \times \frac{4.74}{2} \right) + \left(4.6 \times 320.8 \times \left(7.02 + \frac{4.9}{2} \right) \right) \\ & + \left(2 \times 736 \times \left(4.47 + \frac{2.55}{2} \right) \right) + (4.7 \times 736 \times 4.47) + (4.7 \times 736 \times 7.02) \\ & + \left(\frac{6.55 \times 782}{2} \times 11.92 \right) + \left(\frac{3.15 \times 170.6}{2} \times 11.92 \right) + \left(\frac{4.7 \times 851}{2} \times \left(7.02 + \frac{4.9}{2} \right) \right) \\ & + \left(\frac{4.3 \times 757}{2} \times \frac{4.47}{2} \right) + \left(\left(\frac{4.5 \times 10.1}{2} + \frac{3.15 \times 1933}{2} + \frac{2.7 \times 641}{2} + \frac{3 \times 720}{2} \right) \times 0.1 \right) \\ & + \left(\frac{6 \times 782}{2} \times \frac{6.92}{2} \right) + \left(\frac{3 \times 547}{2} \times 6.92 \right) + \left(\frac{4.5 \times 530}{2} \times \left(6.92 + \frac{5}{2} \right) \right) = 921286.51099 \text{ kgf.m} \\ & \approx 922 \text{ ton.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sum (W_i \cdot y_{CMi}) = & \left(897.5 \times 23.5 \times \frac{5}{2} \right) + \left(3373 \times \frac{5}{2} \right) + \left(897.5 \times 24.5 \times \frac{5}{2} \right) + \left(76.545 \times 897.5 \times \left(5 + \frac{6.3}{2} \right) \right) \\ & + \left(22.836 \times 897.5 \times \left(11.3 + \frac{3.3}{2} \right) \right) + \left(13.1 \times 320.8 \times \frac{14.6}{2} \right) + \left(3 \times 239.2 \times \left(11.3 + \frac{3.3}{2} \right) \right) \\ & + \left(10.1 \times 239.2 \times \frac{11.3}{2} \right) + (6.02 \times 239.2 \times 14.6) + (4.7 \times 239.2 \times 11.3) + (4.17 \times 320.8 \times 0.1) \\ & + (4.6 \times 320.8 \times 0.1) + (2 \times 736 \times 0.1) + 2 \times \left(4.7 \times 736 \times \frac{5}{2} \right) \\ & + \left(\left(\frac{2.7 \times 782}{2} + \frac{2.7 \times 641}{2} \right) \times \left(8.35 + \frac{2.75}{2} \right) \right) + \left(\left(\frac{3.15 \times 170.6}{2} + \frac{3.15 \times 1933}{2} \right) \times \left(5 + \frac{3.15}{2} \right) \right) \\ & + \left(\left(\frac{4.4 \times 782}{2} + \frac{4.5 \times 10.1}{2} \right) \times \frac{5}{2} \right) + \left(\left(\frac{4.7 \times 871}{2} + \frac{4.3 \times 757}{2} \right) \times 0.1 \right) \\ & + \left(\left(\frac{3 \times 720}{2} + \frac{3 \times 547}{2} \right) \times \left(11.1 + \frac{3.5}{2} \right) \right) + \left(\frac{6 \times 782}{2} \times 14.6 \right) + \left(\frac{4.5 \times 530}{2} \times 11.3 \right) \\ & = 1131896.793 \text{ kgf.m} \approx 1132 \text{ ton.m} \end{aligned}$$

❖ وزن طبقه در قسمت محاسبه بار زلزله حساب شده است.

$$W_i = 81819.5 + 40186 + 39165 + 3773 = 164943.5 \text{ kg} \approx 165 \text{ ton}$$

$$X_{CM} = \frac{922}{165} = 5.58 \text{ m}$$

$$Y_{CM} = \frac{1132}{165} = 6.86 \text{ m}$$

محاسبه مرکز جرم طبقات:

$$W_u = \left(\text{بار سقف} + \text{سربار معادل تیغه بندی} + \text{بار اسکلت} \right) = 382 + 131 + 553 = 1066 \text{ kg/m}^2$$

$$\begin{aligned} \sum (W_i \cdot x_{CMi}) &= \left(1066 \times 23.5 \times \frac{4.47}{2} \right) + \left(6474 \times \left(4.47 + \frac{2.55}{2} \right) \right) + \left(1066 \times 24.5 \times \left(7.02 + \frac{4.9}{2} \right) \right) \\ &+ \left(76.545 \times 1066 \times \frac{11.92}{2} \right) + \left(22.836 \times 1066 \times \frac{6.92}{2} \right) + (2 \times 736 \times .1) + (4.7 \times 736 \times 4.47) \\ &+ (4.7 \times 736 \times 7.02) + (6.55 \times 782 \times 11.92) + (3.15 \times 1706 \times 11.92) \\ &+ \left(4.7 \times 851 \times \left(7.02 + \frac{4.9}{2} \right) \right) + \left(4.3 \times 757 \times \frac{4.47}{2} \right) \\ &+ \left((4.5 \times 1010 + 3.15 \times 1933 + 2.7 \times 641 + 3 \times 720) \times .1 \right) + \left(6 \times 782 \times \frac{6.92}{2} \right) \\ &+ (3 \times 547 \times 6.92) + \left(4.5 \times 530 \times \left(6.92 + \frac{5}{2} \right) \right) = 1162925.86066 \text{ kgf.m} \approx 1163 \text{ ton.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sum (W_i \cdot y_{CMi}) &= \left(1066 \times 23.5 \times \frac{5}{2} \right) + \left(6474 \times \frac{5}{2} \right) + \left(1066 \times 24.5 \times \frac{5}{2} \right) + \left(76.545 \times 1066 \times \left(5 + \frac{6.3}{2} \right) \right) \\ &+ \left(22.836 \times 1066 \times \left(11.3 + \frac{3.3}{2} \right) \right) + (2 \times 736 \times .1) + 2 \times \left(4.7 \times 736 \times \frac{5}{2} \right) \\ &+ \left((2.7 \times 782 + 2.7 \times 641) \times \left(8.35 + \frac{2.75}{2} \right) \right) + \left((3.15 \times 1706 + 3.15 \times 1933) \times \left(5 + \frac{3.15}{2} \right) \right) \\ &+ \left((4.4 \times 782 + 4.5 \times 1010) \times \frac{5}{2} \right) + \left((4.7 \times 851 + 4.3 \times 757) \times .1 \right) \\ &+ \left((3 \times 720 + 3 \times 547) \times \left(11.1 + \frac{3.5}{2} \right) \right) + (6 \times 782 \times 14.6) + (4.5 \times 530 \times 11.3) \\ &= 140185.0012 \text{ kgf.m} \approx 140.8 \text{ ton.m} \end{aligned}$$

❖ وزن طبقه در قسمت محاسبه بار زلزله حساب شده است.

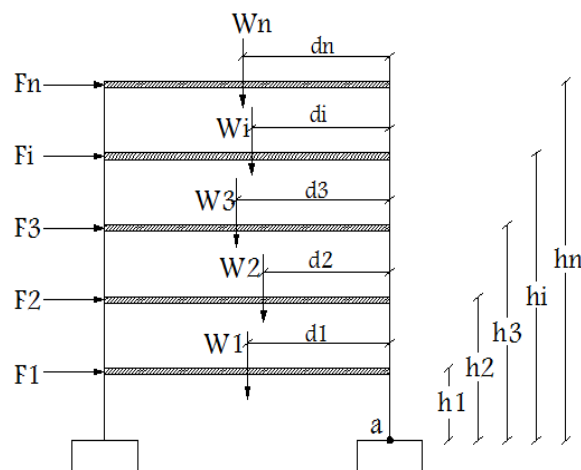
$$W_i = 92887 + 51955 + 55229 + 6474 = 206545 \text{ kg} \approx 20.7 \text{ ton}$$

$$X_{CM} = \frac{1163}{20.7} = 5.61$$

$$Y_{CM} = \frac{140.8}{20.7} = 6.8$$

کنترل سازه در برابر واژگونی (بند ۶-۷-۳-۵ مبحث ششم)

ساختمان‌ها و سازه‌های غیر ساختمانی باید در کل از نظر واژگونی پایدار باشند. لنگر واژگونی در تراز شالوده ناشی از نیروهای جانبی زلزله برابر با مجموع حاصلضرب نیروی جانبی هر تراز در ارتفاع آن تراز نسبت به زیر شالوده ساختمان یا سازه است. ضریب اطمینان در مقابل واژگونی (نسبت لنگر مقاوم به لنگر واژگونی) باید حداقل برابر با ۱/۷۵ اختیار شود. در محاسبه لنگر مقاوم، بار تعادل برابر با قائمی است که برای تعیین نیروهای جانبی به کار رفته است. (شکل روبرو را ملاحظه بفرمایید)



❖ گشتاور واژگونی نسبت به نقطه a محاسبه می‌گردد.

$$M_o = \sum F_i \cdot h_i \quad (\text{گشتاور واژگونی})$$

$$M_R = \sum W_i \cdot d_i \quad (\text{گشتاور مقاوم})$$

$$\gamma = \frac{M_R}{M_o} > 1.75$$

❖ مرکز جرم و وزن طبقات قبلاً حساب شده است.

❖ وزن سازه از قبل حساب شده است.

❖ گشتاور واژگونی در قسمت بار زلزله حساب شده است.

$$X_{cm} = 5.61 \text{ m}$$

$$Y_{cm} = 6.8 \text{ m}$$

$$M_{Ry} = 1247 \times 5.61 = 6995.67 \text{ ton.m}$$

$$M_o = 1792.423$$

$$\gamma = \frac{6995.67}{1792.423} = 3.9 > 1.5 \Rightarrow ok$$

سختی سازه

سختی سازه بنا به تعریف مقدار نیرویی است که در سازه، تغییر شکل واحد ایجاد نماید. سختی یک سازه بیانگر مقاومت یک سازه در مقابل تغییر شکل است و ارتباطی با مقاومت سازه ندارد. به عبارت دیگر یک سازه ممکن است مقاومت خوبی داشته باشد ولی سخت نباشد و در مقابل بار، تغییر شکل قابل ملاحظه‌ای دهد.

سختی جانبی اعضای باربر جانبی

الف - قاب خمشی:

با در نظر گرفتن مفروضات زیر، می‌توان رابطه‌ای براس سختی جانبی یک طبقه از قاب ارائه کرد:

- (۱) دوران تمام گره‌های قاب در یک طبقه یکسان باشد.
- (۲) نیروهای برشی برای هر ستون از طبقه مفروض، درصدی از نیروهای برشی آن طبقه باشد.
- (۳) نقاط عطف تیرها و ستون‌ها به ترتیب در وسط دهانه و ارتفاع فرض شود.

$$k = \frac{24E}{h^2 \left[\sum \frac{1}{k_c} + \sum \frac{1}{k_{bb}} + \sum \frac{1}{k_{bt}} \right]}$$

k : سختی جانبی در هر طبقه از یک قاب می‌باشد.

E : مدول الاستیسیته مصالح قاب می‌باشد.

$\sum k_c$: مجموع $\frac{I}{L}$ نسبی ستون‌ها در طبقه مفروض می‌باشد که I گشتاور اینرسی حول محور خمش و L طول مرکز به مرکز عضو می‌باشد.

$\sum k_{bb}$: مجموع $\frac{I}{L}$ نسبی تیرهای تحتانی طبقه مفروض می‌باشد.

$\sum k_{bt}$: مجموع $\frac{I}{L}$ نسبی تیرهای فوقانی طبقه مفروض می‌باشد.

h : ارتفاع طبقه

در پایین‌ترین طبقه ساختمان که اتصال ستون‌ها به شالوده گیردار و یا مفصلی باشد، سختی جانبی از روابط زیر تعیین می‌گردد:

- (۱) پای ستون‌ها گیردار باشد:

$$k = \frac{24E}{h^2 \left[\sum \frac{1}{k_c} + \frac{1}{\sum k_{bt} + \frac{\sum k_c}{12}} \right]}$$

۲) پای ستون‌ها مفصلی باشد:

$$k = \frac{24E}{h^2 \left[\frac{8}{\sum k_c} + \frac{3}{\sum k_{bt}} \right]}$$

برای محاسبه گشتاور اینرسی در سازه‌های بتنی، میلگرد را اثر نمی‌دهند و همچنین طبق تبصره ۲ بند (۲-۳-۶) آیین نامه زلزله، اثر ترک خوردگی بتن بایستی لحاظ شود. برای این منظور لازم است گشتاور اینرسی مقاطع قطعات برای تیرها $0.5I_g$ و برای ستون‌ها و دیوارها I_g منظور شود. (I_g گشتاور اینرسی مقطع کل عضو بدون در نظر گرفتن فولاد است)

❖ برای راحتی ابتدا گشتاور اینرسی تمام مقاطع به کار رفته در این سازه را در جدول زیر آورده شده است:

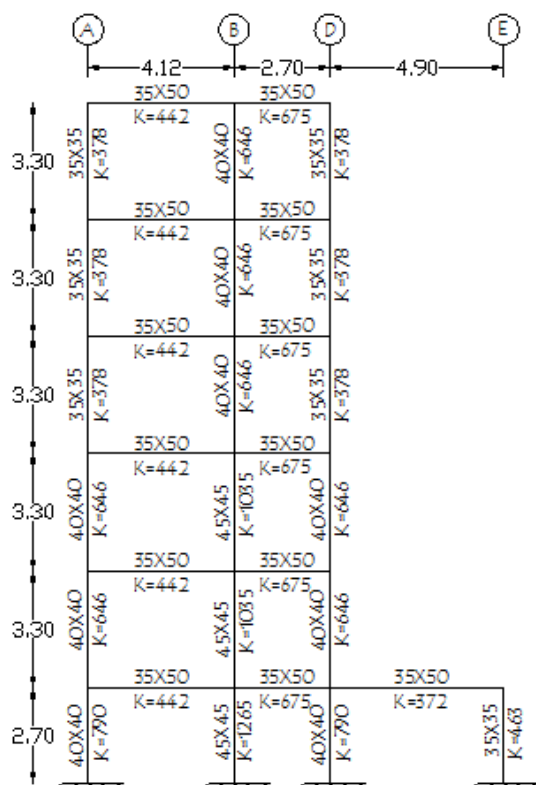
اثر ترک خوردگی	گشتاور اینرسی (I)(cm^4)	سطح مقطع (cm^2)	
۱۸۲۲۹۱	۳۶۴۵۸۳	۱۷۵۰	۳۵ × ۵۰
۱۲۵۰۵۲	۱۲۵۰۵۲	۱۲۲۵	۳۵ × ۳۵
۲۱۳۳۳۳	۲۱۳۳۳۳	۱۶۰۰	۴۰ × ۴۰
۳۴۱۷۱۸	۳۴۱۷۱۸	۲۰۲۵	۴۵ × ۴۵
۵۲۰۸۳۳	۵۲۰۸۳۳	۲۵۰۰	۵۰ × ۵۰

در این سازه فقط در راستای X و Y از قاب خمشی استفاده می‌شود.

محاسبه سختی جانبی قاب ۱:

تمام مشخصات مقاطع و همچنین نسبت $\frac{I}{L}$ هر عضو را روی همان عضو یادداشت شده است.

مدول الاستیسیته بتن:



طبقه پنجم و چهارم و سوم:

$$h = 33 \cdot \text{cm}$$

$$\sum k_c = 646 + (2 \times 378) = 1402 \text{ cm}^2$$

$$\sum k_{bt} = 442 + 675 = 1117 \text{ cm}^2, \quad \sum k_{bb} = 442 + 675 = 1117 \text{ cm}^2$$

$$k = \frac{24E}{h^2 \left[\frac{2}{\sum k_c} + \frac{1}{\sum k_{bb}} + \frac{1}{\sum k_{bt}} \right]} = \frac{24 \times 2.1 \times 10^5}{33^2 \times \left[\frac{2}{1402} + \frac{1}{1117} + \frac{1}{1117} \right]} = 14386.18 \text{ kg} = 14.386 \text{ ton}$$

طبقه دوم:

$$h = 33 \cdot \text{cm}$$

$$\sum k_c = (646 \times 2) + 1035 = 2327 \text{ cm}^2$$

$$\sum k_{bt} = 442 + 675 = 1117 \text{ cm}^2, \quad \sum k_{bb} = 442 + 675 = 1117 \text{ cm}^2$$

$$k = \frac{24E}{h^2 \left[\frac{2}{\sum k_c} + \frac{1}{\sum k_{bb}} + \frac{1}{\sum k_{bt}} \right]} = \frac{24 \times 2.1 \times 10^5}{33^2 \times \left[\frac{2}{2327} + \frac{1}{1117} + \frac{1}{1117} \right]} = 17464.61 \text{ kg} = 17.464 \text{ ton}$$

طبقه اول:

$$h = 33 \cdot \text{cm}$$

$$\sum k_c = (646 \times 2) + 1035 = 2327 \text{ cm}^2$$

$$\sum k_{bt} = 442 + 675 = 1117 \text{ cm}^2, \quad \sum k_{bb} = 442 + 675 + 372 = 1489 \text{ cm}^2$$

$$k = \frac{24E}{h^2 \left[\frac{2}{\sum k_c} + \frac{1}{\sum k_{bb}} + \frac{1}{\sum k_{bt}} \right]} = \frac{24 \times 2.1 \times 10^5}{33^2 \times \left[\frac{2}{2327} + \frac{1}{1489} + \frac{1}{1117} \right]} = 19074.54 \text{ kg} = 19.074 \text{ ton}$$

طبقه زیرزمین (پارکینگ): (اتصال پای ستون گیردار می‌باشد).

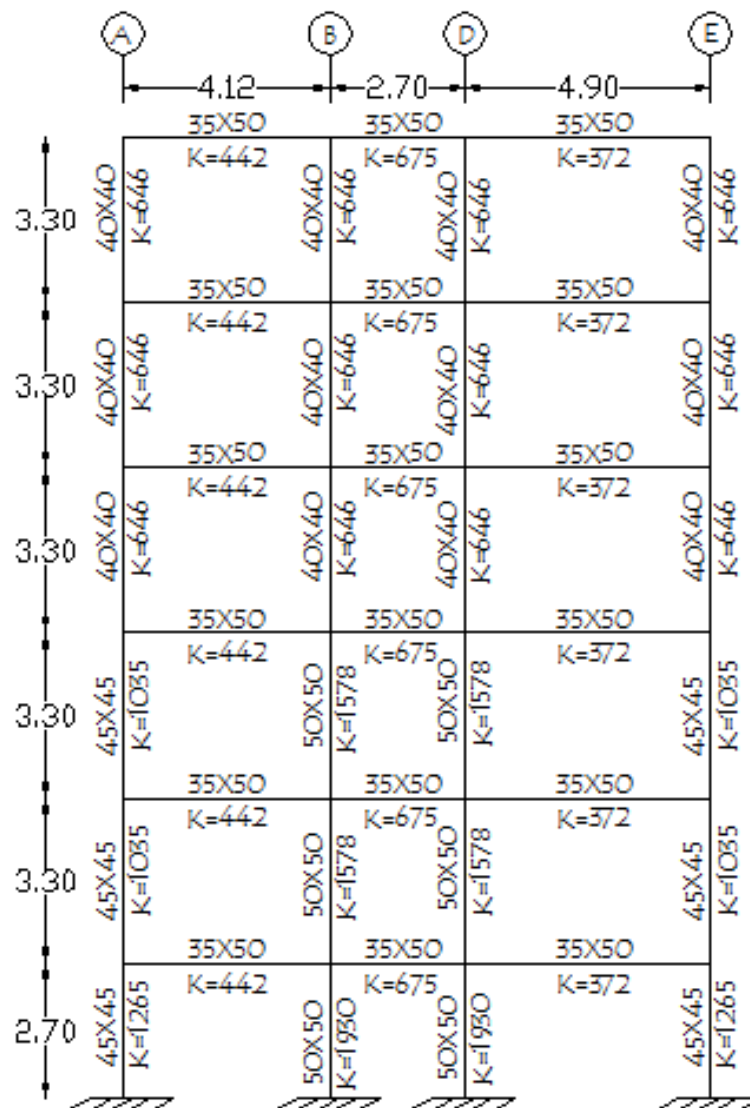
$$h = 27 \cdot \text{cm}$$

$$\sum k_c = (790 \times 2) + 1265 + 463 = 3308 \text{ cm}^2, \quad \sum k_{bt} = 442 + 675 + 372 = 1489 \text{ cm}^2$$

$$k = \frac{24E}{h^2 \left[\frac{2}{\sum k_c} + \frac{1}{\sum k_{bt} + \frac{\sum k_c}{12}} \right]} = \frac{24 \times 2.1 \times 10^5}{27^2 \times \left[\frac{2}{3308} + \frac{1}{1489 + \frac{3308}{12}} \right]} = 59026.147 \text{ kg} = 59.026 \text{ ton}$$

محاسبه سختی جانبی قاب ۲ و ۳:

تمام مشخصات مقاطع و همچنین نسبت $\frac{I}{L}$ هر عضو را روی همان عضو یادداشت شده است.

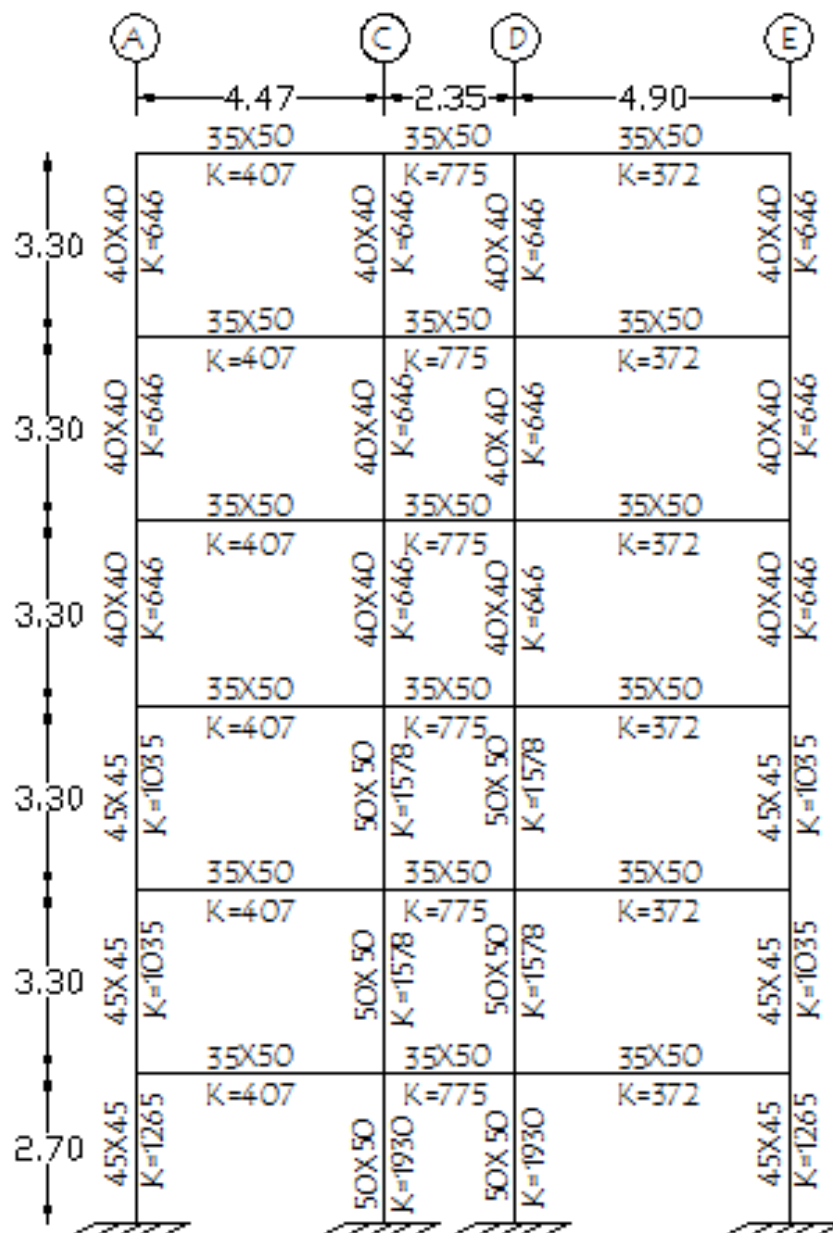


برای کاهش حجم محاسبات قاب‌های دیگر را در جدول خلاصه می‌شوند.

طبقه	h (cm)	$\sum k_c$ (cm ^۳)	$\sum k_{bb}$ (cm ^۳)	$\sum k_{bt}$ (cm ^۳)	k (ton)
پنجم و چهارم و سوم	۳۳۰	۲۵۸۴	۱۴۸۹	۱۴۸۹	۲۱.۸۵۹
دوم و اول	۳۳۰	۵۲۲۶	۱۴۸۹	۱۴۸۹	۲۶.۸۱۵
زیرزمین (پارکینگ)	۲۷۰	۶۳۹۰	-	۱۴۸۹	۸۵.۵۹۸

محاسبه سختی جانبی قاب ۴:

تمام مشخصات مقاطع و همچنین نسبت $\frac{I}{L}$ هر عضو را روی همان عضو یادداشت شده است.

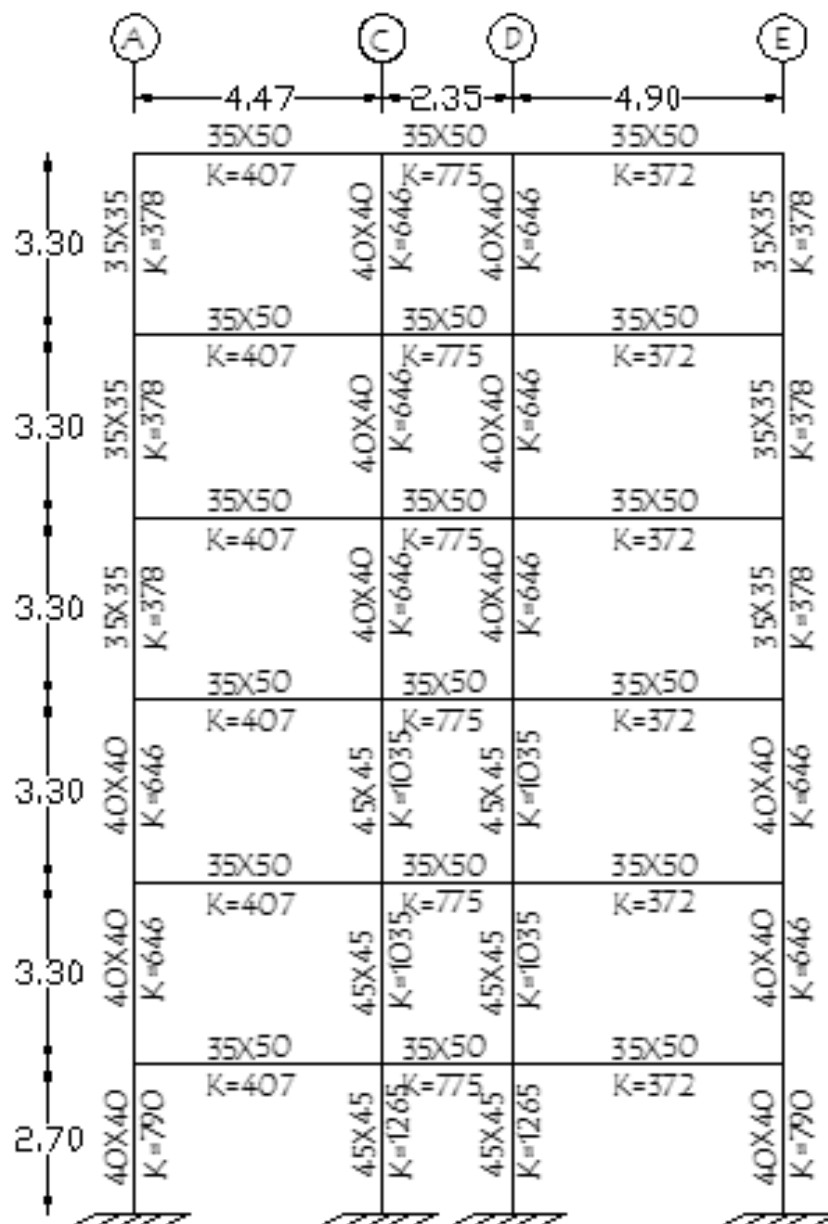


برای کاهش حجم محاسبات قاب‌های دیگر را در جدول خلاصه می‌شوند.

طبقه	$h \text{ (cm)}$	$\sum k_c \text{ (cm}^3\text{)}$	$\sum k_{bb} \text{ (cm}^3\text{)}$	$\sum k_{bt} \text{ (cm}^3\text{)}$	$k \text{ (ton)}$
پنجم و چهارم و سوم	۳۳۰	۲۵۸۴	۱۵۵۴	۱۵۵۴	۲۲.۴۴۵
دوم و اول	۳۳۰	۵۲۲۶	۱۵۵۴	۱۵۵۴	۲۷.۷۱۸
زیرزمین (پارکینگ)	۲۷۰	۶۳۹۰	-	۱۵۵۴	۸۷.۲۶۳

محاسبه سختی جانبی قاب ۵:

تمام مشخصات مقاطع و همچنین نسبت $\frac{I}{L}$ هر عضو را روی همان عضو یادداشت شده است.

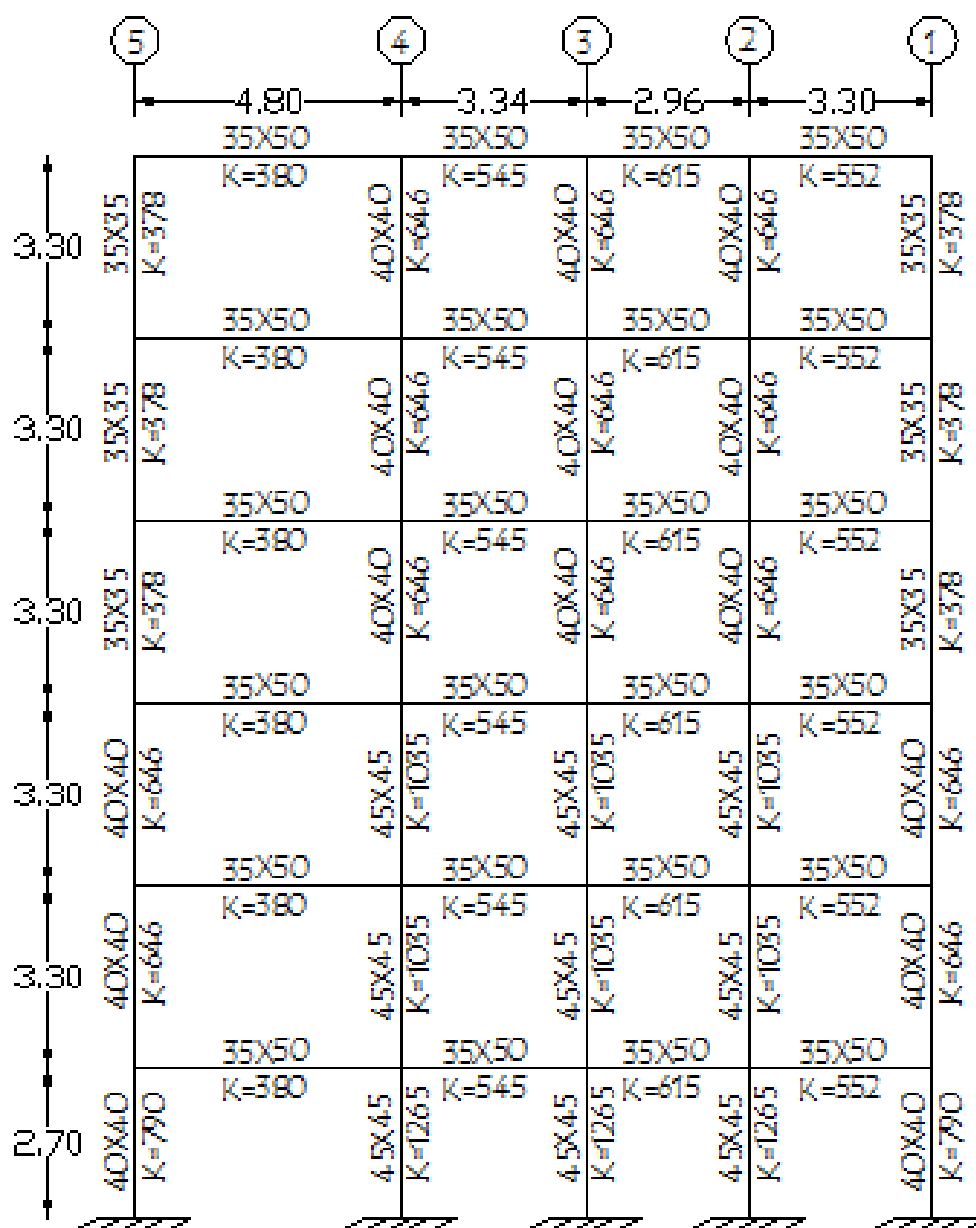


برای کاهش حجم محاسبات قاب‌های دیگر را در جدول خلاصه می‌شوند.

طبقه	h (cm)	$\sum k_c$ (cm ^۳)	$\sum k_{bb}$ (cm ^۳)	$\sum k_{bt}$ (cm ^۳)	k (ton)
پنجم و چهارم و سوم	۳۳۰	۲۰۴۸	۱۵۵۴	۱۵۵۴	۲۰.۴۴۶
دوم و اول	۳۳۰	۳۳۶۲	۱۵۵۴	۱۵۵۴	۲۴.۵۹۲
زیرزمین (پارکینگ)	۲۷۰	۴۱۱۰	-	۱۵۵۴	۶۸.۱۸۷

محاسبه سختی جانبی قاب A:

تمام مشخصات مقاطع و همچنین نسبت $\frac{l}{L}$ هر عضو را روی همان عضو یادداشت شده است.

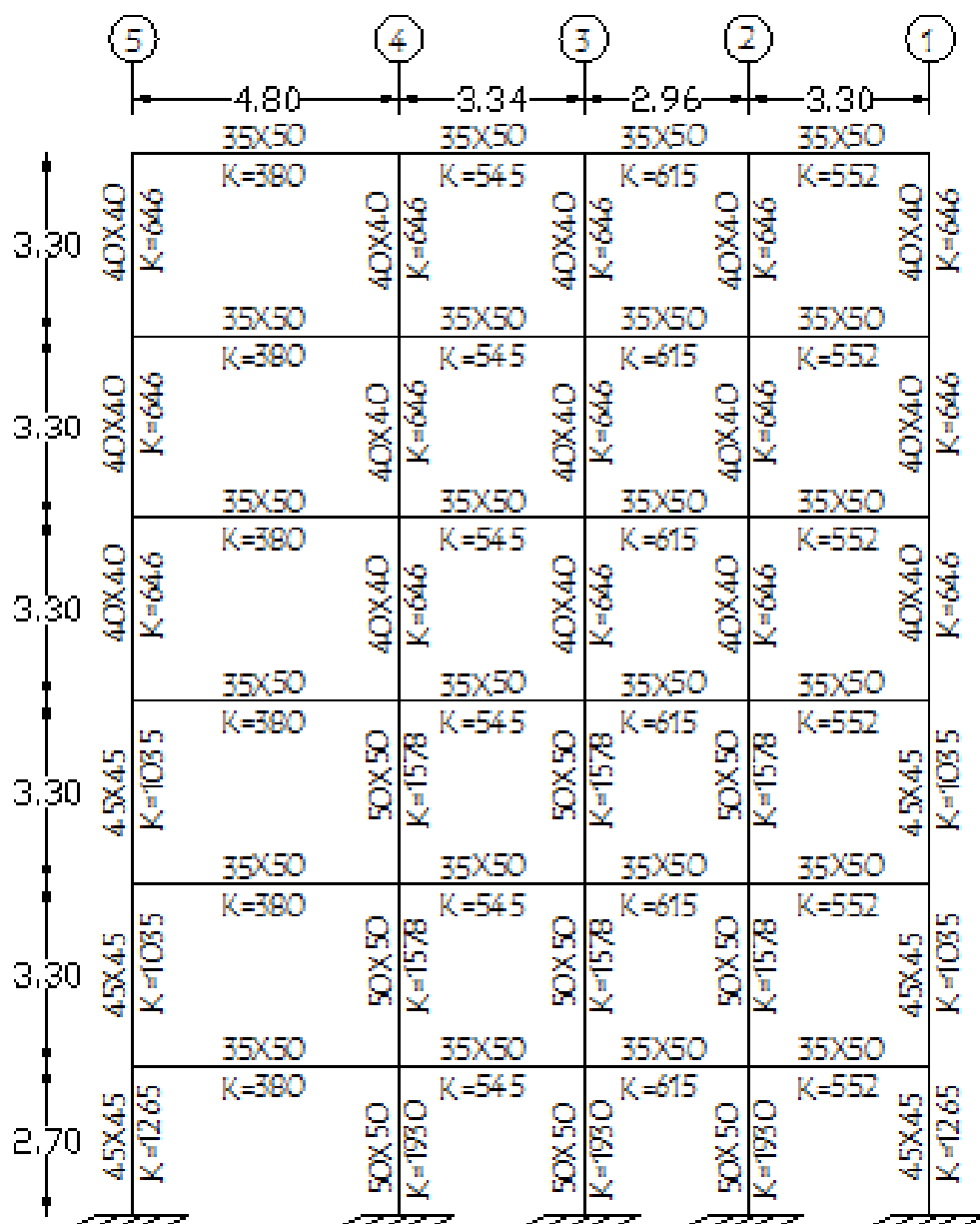


برای کاهش حجم محاسبات قاب‌های دیگر را در جدول خلاصه می‌شوند.

طبقه	h (cm)	$\sum k_c$ (cm ^۳)	$\sum k_{bb}$ (cm ^۳)	$\sum k_{bt}$ (cm ^۳)	k (ton)
پنجم و چهارم و سوم	۳۳۰	۲۶۹۴	۲۰۹۲	۲۰۹۲	۲۷.۲۵
دوم و اول	۳۳۰	۴۳۹۷	۲۰۹۲	۲۰۹۲	۳۲.۸۰۲
زیرزمین (پارکینگ)	۲۷۰	۵۳۷۵	-	۲۰۹۲	۹۰.۲۷۸

محاسبه سختی جانبی قاب B:

تمام مشخصات مقاطع و همچنین نسبت $\frac{I}{L}$ هر عضو را روی همان عضو یادداشت شده است.

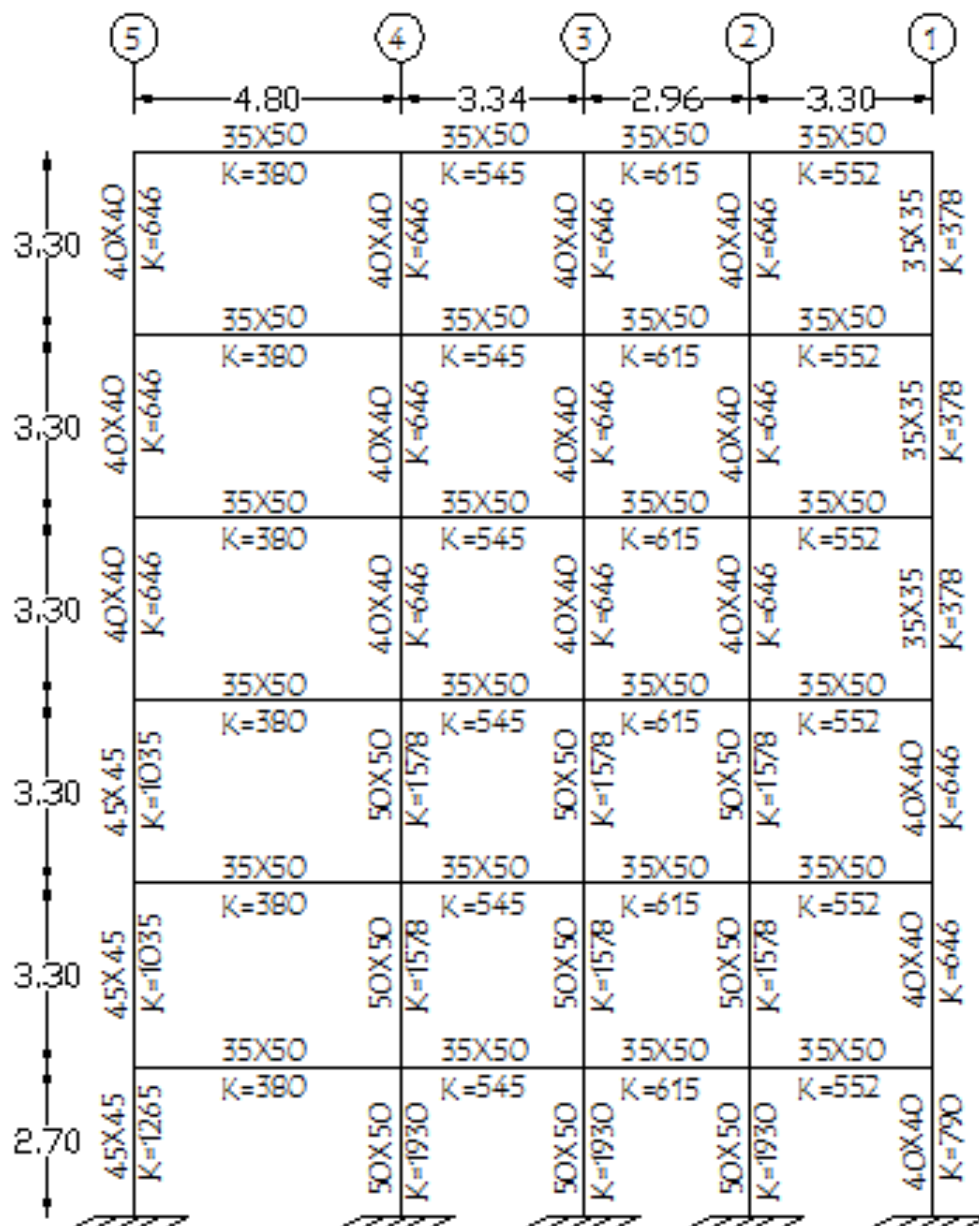


برای کاهش حجم محاسبات قاب‌های دیگر را در جدول خلاصه می‌شوند.

طبقه	$h \text{ (cm)}$	$\sum k_c \text{ (cm}^2\text{)}$	$\sum k_{bb} \text{ (cm}^2\text{)}$	$\sum k_{bt} \text{ (cm}^2\text{)}$	$k \text{ (ton)}$
پنجم و چهارم و سوم	۳۳۰	۳۲۳۰	۲۰۹۲	۲۰۹۲	۲۹۳۸
دوم و اول	۳۳۰	۶۸۰۴	۲۰۹۲	۲۰۹۲	۳۷۰۲۵
زیرزمین (پارکینگ)	۲۷۰	۸۳۲۰	-	۲۰۹۲	۱۱۵۳۴

محاسبه سختی جانبی قاب D:

تمام مشخصات مقاطع و همچنین نسبت $\frac{I}{L}$ هر عضو را روی همان عضو یادداشت شده است.

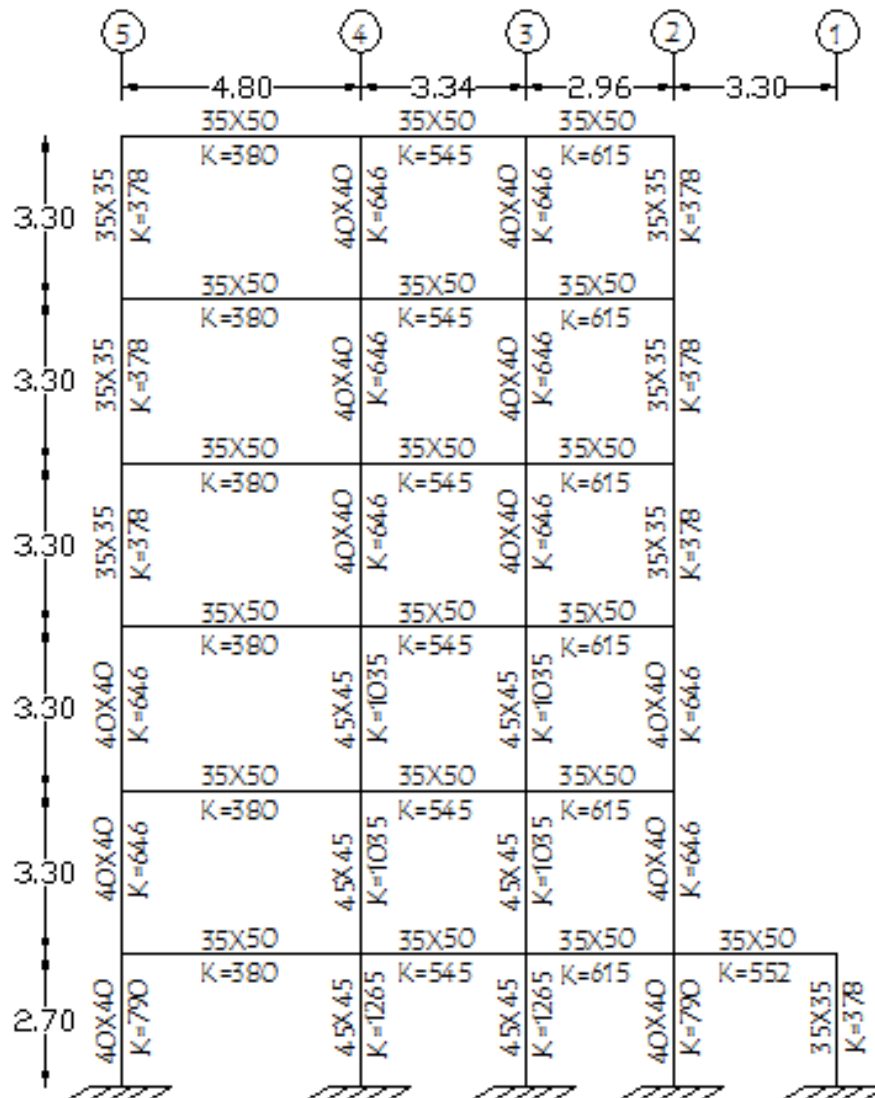


برای کاهش حجم محاسبات قاب‌های دیگر را در جدول خلاصه می‌شوند.

طبقه	$h \text{ (cm)}$	$\sum k_c \text{ (cm}^3\text{)}$	$\sum k_{bb} \text{ (cm}^3\text{)}$	$\sum k_{bt} \text{ (cm}^3\text{)}$	$k \text{ (ton)}$
پنجم و چهارم و سوم	۳۳۰	۲۹۶۲	۲۰۹۲	۲۰۹۲	۲۸.۳۷۱
دوم و اول	۳۳۰	۶۴۱۵	۲۰۹۲	۲۰۹۲	۳۶.۵۰۵
زیرزمین (پارکینگ)	۲۷۰	۷۸۴۵	-	۲۰۹۲	۱۱۱.۶۶۴

محاسبه سختی جانبی قاب E:

تمام مشخصات مقاطع و همچنین نسبت $\frac{I}{L}$ هر عضو را روی همان عضو یادداشت شده است.

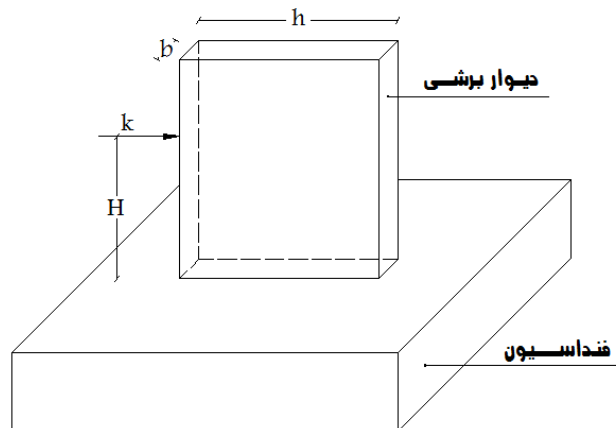


برای کاهش حجم محاسبات قاب‌های دیگر را در جدول خلاصه می‌شوند.

طبقه	$h \text{ (cm)}$	$\sum k_c \text{ (cm}^3\text{)}$	$\sum k_{bb} \text{ (cm}^3\text{)}$	$\sum k_{bt} \text{ (cm}^3\text{)}$	$k \text{ (ton)}$
پنجم و چهارم و سوم	۳۳۰	۲۰۴۸	۱۵۴۰	۱۵۴۰	۲۰.۳۴
دوم	۳۳۰	۳۳۶۲	۱۵۴۰	۱۵۴۰	۲۴.۴۴
اول	۳۳۰	۳۳۶۲	۲۰۹۲	۱۵۴۰	۲۶.۸۷۲
زیرزمین (پارکینگ)	۲۷۰	۴۴۸۸	-	۲۰۹۲	۸۱.۲۲۶

ب- دیوار برشی:

در سیستم‌هایی که عنصر مقاوم در مقابل نیروی جانبی، فقط دیوار برشی می‌باشد، نیروی برشی هر طبقه در هر امتداد، به نسبت سختی جابجایی دیوارهای برشی آن طبقه بین آنها تقسیم می‌گردد. سختی جانبی دیوار برشی از رابطه زیر بدست می‌آید:



$$k = \frac{3EI}{\left(1 + \frac{3E}{1.6G} \left(\frac{h}{H}\right)^3\right) H^3}$$

k : سختی جانبی دیوار برشی در تراز H می‌باشد.

H : ارتفاع دیوار از بالای فونداسیون تا تراز مورد نظر برای محاسبه سختی می‌باشد.

h : عمق دیوار می‌باشد.

E : مدول الاستیسیته مصالح دیوار می‌باشد.

I : گشتاور اینرسی دیوار در حول محور مرکزی عمود بر صفحه دیوار که از رابطه زیر بدست می‌آید:

$$I = \frac{1}{12} b h^3$$

G : مدول الاستیسیته برشی است که از رابطه زیر قابل محاسبه می‌باشد.

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)}$$

نسبت $\frac{E}{G}$ را برای بتن می‌توان ۲.۵ فرض کرد.

$$k = \frac{3EI}{\left(1 + \frac{3E}{1.6} \left(\frac{h}{H}\right)^2\right) H^3} \Rightarrow \left(\frac{E}{G} = 2.5\right) \Rightarrow k = \frac{3EI}{\left(1 + \frac{3}{1.6} \times 2.5 \left(\frac{h}{H}\right)^2\right) H^3} \Rightarrow k = \frac{3EI}{0.75 \left(\frac{h}{H}\right)^2 \times H^3}$$

در این سازه در راستای محور Y از دیوار برشی استفاده شده است.

مدول الاستیسیته بتن:

$$E = 2.1 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$$

❖ با توجه به پلان و نحوه قرار گیری مهاربندها، یک طرف حساب می‌شود. برای خلاصه نویسی محاسبات در جدول زیر خلاصه شده است:

طبقه	H (cm)	b (cm)	h (cm)	I (cm ⁴)	k (ton)
پنجم	۱۹۲۰	۲۰	۲۹۴	۴۲۳۵۳۶۴۰	۲۱۴.۳۷۵
چهارم	۱۵۹۰	۲۰	۲۹۴	۴۲۳۵۳۶۴۰	۲۵۸.۸۶۷
سوم	۱۲۶۰	۲۰	۲۹۴	۴۲۳۵۳۶۴۰	۳۲۶.۶۶۶
دوم	۹۳۰	۲۰	۲۸۹	۴۰۲۹۲۸۱	۴۳۵.۰۵۳
اول	۶۰۰	۲۰	۲۸۹	۴۰۲۹۲۸۱	۶۷۴.۳۳۳
پارکینگ (زیرزمین)	۲۷۰	۲۰	۲۸۹	۴۰۲۹۲۸۱	۱۴۹۸.۵۱۸

مرکز سختی

مرکز سختی یک طبقه با (با فرض رفتار الاستیک خطی) نقطه‌ای در کف طبقه است که وقتی برآیند نیروهای جانبی زلزله در آن نقطه وارد می‌شوند، چرخشی در آن طبقه رخ ندهد و کلیه نقاط به یک اندازه تغییر مکان افقی پیدا کنند، یعنی فقط حرکت انتقالی داشته باشند.

برای تعیین مختصات مرکز سختی بدین صورت عمل می‌کنیم که سختی عنصر مقاوم را همانند یک نیرویی به موازات همان عنصر و در مرکز آن فرض کرده و نسبت به محورهای X و Y گشتاور استاتیکی گرفته و از روابط زیر مرکز سختی طبقه محاسبه می‌شود:

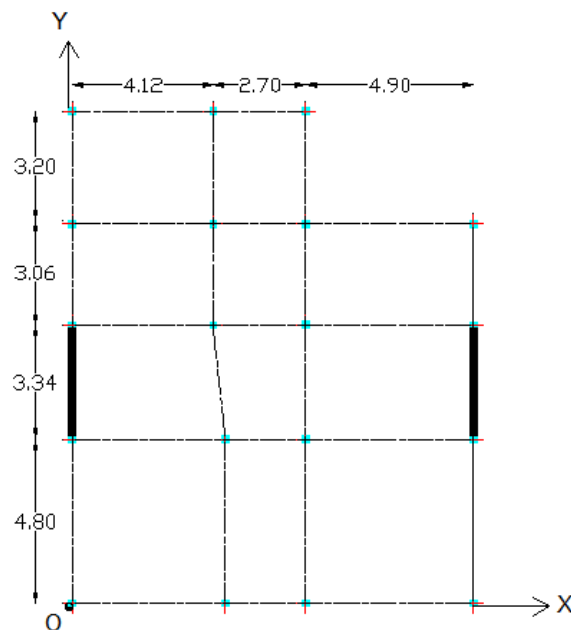
$$X_{CR} = \frac{\sum(k_{yi} \cdot x_i)}{\sum k_{yi}}$$

$$Y_{CR} = \frac{\sum(k_{xi} \cdot y_i)}{\sum k_{xi}}$$

X_{CR} , Y_{CR} : مختصات مرکز سختی طبقه می‌باشند.

k_{xi} , k_{yi} : سختی جانبی عنصر مقاوم i می‌باشد.

محاسبه مرکز سختی طبقه پنجم:



$$\begin{aligned} \sum(k_{yi} \cdot x_i) &= (214.375 + 27.5 \times 2) + (29.38 \times 4.22) + (28.37 \times 6.92) + (214.375 + 20.34 \\ &\quad \times 11.72) = 3119.538 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sum(k_{xi} \cdot y_i) &= (20.446 \times 2) + (22.445 \times 4.9) + (21.859 \times 8.24) + (21.859 \times 11.3) \\ &\quad + (14.386 \times 14.4) = 748.352 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$\sum k_{yi} = (2 \times 214.375) + 27.5 + 29.38 + 28.37 + 20.34 = 534.34$$

$$\sum k_{xi} = 20.446 + 22.445 + 21.859 + 21.859 + 14.386 = 100.995$$

$$X_{CR} = \frac{3119.538}{534.34} = 5.83 \text{ m}$$

$$Y_{CR} = \frac{748.352}{100.995} = 7.40 \text{ m}$$

محاسبه مرکز سختی طبقه چهارم:

$$\begin{aligned} \sum (k_{yi} \cdot x_i) &= (258.867 + 27.5 \times 2) + (29.38 \times 4.22) + (28.37 \times 6.92) + (258.867 + 20.34 \\ &\times 11.72) = 3649.883 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sum (k_{xi} \cdot y_i) &= (20.446 \times 2) + (22.445 \times 4.9) + (21.859 \times 8.24) + (21.859 \times 11.3) \\ &+ (14.386 \times 14.4) = 748.352 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$\sum k_{yi} = (2 \times 258.867) + 27.5 + 29.38 + 28.37 + 20.34 = 623.324$$

$$\sum k_{xi} = 20.446 + 22.445 + 21.859 + 21.859 + 14.386 = 100.995$$

$$X_{CR} = \frac{3649.883}{623.324} = 5.85 \text{ m}$$

$$Y_{CR} = \frac{748.352}{100.995} = 7.40 \text{ m}$$

محاسبه مرکز سختی طبقه سوم:

$$\begin{aligned} \sum (k_{yi} \cdot x_i) &= (326.666 + 27.5 \times 2) + (29.38 \times 4.22) + (28.37 \times 6.92) + (326.666 + 20.34 \\ &\times 11.72) = 4458.047 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sum (k_{xi} \cdot y_i) &= (20.446 \times 2) + (22.445 \times 4.9) + (21.859 \times 8.24) + (21.859 \times 11.3) \\ &+ (14.386 \times 14.4) = 748.352 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$\sum k_{yi} = (2 \times 326.666) + 27.5 + 29.38 + 28.37 + 20.34 = 758.922$$

$$\sum k_{xi} = 20.446 + 22.445 + 21.859 + 21.859 + 14.386 = 100.995$$

$$X_{CR} = \frac{4458.047}{758.922} = 5.87 \text{ m}$$

$$Y_{CR} = \frac{748.352}{100.995} = 7.40 \text{ m}$$

محاسبه مرکز سختی طبقه دوم:

$$\begin{aligned} \sum (k_{yi} \cdot x_i) &= (435.053 + 32.802 \times 2) + (37.025 \times 4.22) + (36.505 \times 6.92) + (435.053 \\ &+ 24.44 \times 11.72) = 5887.689 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$\sum (k_{xi} \cdot y_i) = (24.446 \times 2) + (27.718 \times 4.9) + (26.815 \times 8.24) + (26.815 \times 11.3) + (17.464 \times 14.4) = 916.154 \text{ ton}$$

$$\sum k_{yi} = (2 \times 435.053) + 32.802 + 37.025 + 36.505 + 24.44 = 1000.878$$

$$\sum k_{xi} = 24.446 + 27.718 + 26.815 + 26.815 + 17.464 = 123.258$$

$$X_{CR} = \frac{5887.689}{1000.878} = 5.88 \text{ m}$$

$$Y_{CR} = \frac{916.154}{123.258} = 7.43 \text{ m}$$

محاسبه مرکز سختی طبقه اول:

$$\sum (k_{yi} \cdot x_i) = (674.333 + 32.802 \times 2) + (37.025 \times 4.22) + (36.505 \times 6.92) + (674.333 + 26.872 \times 11.72) = 8768.409 \text{ ton}$$

$$\sum (k_{xi} \cdot y_i) = (24.446 \times 2) + (27.718 \times 4.9) + (26.815 \times 8.24) + (26.815 \times 11.3) + (19.074 \times 14.4) = 939.33 \text{ ton}$$

$$\sum k_{yi} = (2 \times 674.333) + 32.802 + 37.025 + 36.505 + 26.872 = 1481.81$$

$$\sum k_{xi} = 24.446 + 27.718 + 26.815 + 26.815 + 19.074 = 124.868$$

$$X_{CR} = \frac{8768.409}{1481.81} = 5.91 \text{ m}$$

$$Y_{CR} = \frac{939.33}{124.868} = 7.52 \text{ m}$$

محاسبه مرکز سختی پارکینگ:

$$\sum (k_{yi} \cdot x_i) = (1498.518 + 90.278 \times 2) + (115.34 \times 4.22) + (111.664 \times 6.92) + (1498.518 + 81.226 \times 11.72) = 20091.867 \text{ ton}$$

$$\sum (k_{xi} \cdot y_i) = (68.187 \times 2) + (87.263 \times 4.9) + (85.598 \times 8.24) + (85.598 \times 11.3) + (59.026 \times 14.4) = 2963.785 \text{ ton}$$

$$\sum k_{yi} = (2 \times 1498.518) + 90.278 + 115.34 + 111.664 + 81.226 = 3395.544$$

$$\sum k_{xi} = 68.187 + 87.263 + 85.598 + 85.598 + 59.026 = 385.672$$

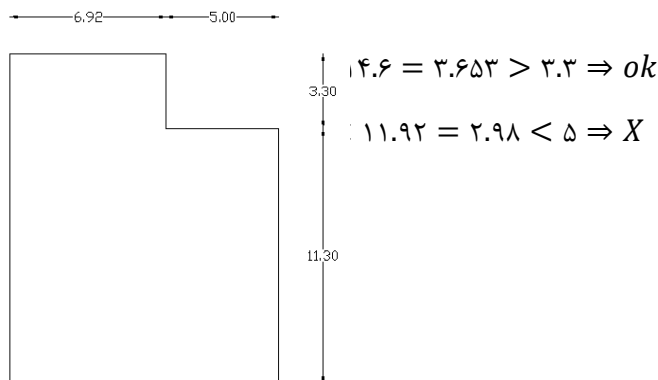
$$X_{CR} = \frac{20091.867}{3395.544} = 5.91 \text{ m}$$

$$Y_{CR} = \frac{2963.785}{385.672} = 7.6 \text{ m}$$

کنترل منظم بودن ساختمان

بند ۶-۷-۱-۸-۱-۱ قسمت الف - مبحث ششم:

پلان ساختمان دارای شکل متقارن و یا تقریباً متقارن نسبت به محورهای اصلی ساختمان، که معمولاً عناصر مقاوم در برابر زلزله در امتداد آن قرار دارند، باشد. همچنین در صورت وجود فرورفتگی یا پیش آمدگی در پلان، اندازه آن در هر امتداد از ۲۵ درصد بعد خارجی ساختمان در آن امتداد تجاوز ننماید.



طبق بند ۶-۷-۲-۳ مبحث ششم ساختمان‌های نامنظم تا ۵ طبقه را می‌توان تحلیل استاتیکی انجام داد.

بند ۶-۷-۱-۸-۱-۱ قسمت ب - مبحث ششم:

در هر طبقه فاصله بین مرکز جرم و مرکز سختی در هر یک از دو امتداد متعامد ساختمان از ۲۰ درصد بعد ساختمان در آن امتداد بیشتر نباشد.

طبقه پنجم:

$$e_x = 5.83 - 5.58 = 0.25 < \frac{11.92}{5} = 2.38 \Rightarrow ok$$

$$e_y = 7.4 - 6.86 = 0.54 < \frac{14.6}{5} = 2.92 \Rightarrow ok$$

طبقه چهارم:

$$e_x = 5.85 - 5.61 = 0.24 < \frac{11.92}{5} = 2.38 \Rightarrow ok$$

$$e_y = 7.4 - 6.8 = 0.6 < \frac{14.6}{5} = 2.92 \Rightarrow ok$$

طبقه سوم:

$$e_X = 5.87 - 5.61 = 0.26 < \frac{11.92}{5} = 2.38 \Rightarrow ok$$

$$e_Y = 7.4 - 6.8 = 0.6 < \frac{14.6}{5} = 2.92 \Rightarrow ok$$

طبقه دوم:

$$e_X = 5.88 - 5.61 = 0.27 < \frac{11.92}{5} = 2.38 \Rightarrow ok$$

$$e_Y = 7.43 - 6.8 = 0.63 < \frac{14.6}{5} = 2.92 \Rightarrow ok$$

طبقه اول:

$$e_X = 5.91 - 5.61 = 0.3 < \frac{11.92}{5} = 2.38 \Rightarrow ok$$

$$e_Y = 7.52 - 6.8 = 0.72 < \frac{14.6}{5} = 2.92 \Rightarrow ok$$

پارکینگ (زیرزمین):

$$e_X = 5.91 - 5.61 = 0.3 < \frac{11.92}{5} = 2.38 \Rightarrow ok$$

$$e_Y = 7.6 - 6.8 = 0.8 < \frac{14.6}{5} = 2.92 \Rightarrow ok$$

بند ۶-۷-۱-۸-۱-۲ قسمت الف- مبحث ششم:

توزیع جرم در ارتفاع ساختمان، تقریباً یکنواخت باشد به طوری که جرم هیچ طبقه ای، به استثنای بام و خریشته بام نسبت به جرم طبقه زیر خود بیشتر از ۵۰ درصد تغییر نداشته باشد. $[(0.5 W_{i-1}) \leq W_i \leq (1.5 W_{i-1})]$

$$0.5 W_{\text{زیرزمین}} \leq W_{\text{اول}} \leq 1.5 W_{\text{زیرزمین}} \Rightarrow 106.5 \leq 220 \leq 319.5 \Rightarrow ok$$

$$0.5 W_{\text{اول}} \leq W_{\text{دوم}} \leq 1.5 W_{\text{اول}} \Rightarrow 110 \leq 220 \leq 330 \Rightarrow ok$$

$$0.5 W_{\text{دوم}} \leq W_{\text{سوم}} \leq 1.5 W_{\text{دوم}} \Rightarrow 110 \leq 212 \leq 330 \Rightarrow ok$$

$$0.5 W_{\text{سوم}} \leq W_{\text{چهارم}} \leq 1.5 W_{\text{سوم}} \Rightarrow 106 \leq 212 \leq 318 \Rightarrow ok$$

بند ۶-۷-۱-۸-۱-۲ قسمت ب- مبحث ششم:

سختی جانبی در هیچ طبقه ای کمتر از ۷۰ درصد سختی جانبی طبقه روی خود و یا کمتر از ۸۰ درصد متوسط سختی سه طبقه روی خود نباشد. طبقه ای که سختی جانبی آن کمتر از محدوده عنوان شده در این بند باشد، انعطاف پذیر تلقی شده و طبقه ساختمان نرم نامیده می‌شود.

$$k_i \geq 0.70 (k_{i+1}) , \quad k_i \geq 0.80 k' , \quad k' = \frac{k_{i+1} + k_{i+2} + k_{i+3}}{3}$$

قالب ۱:

$$k'_{\text{اول و دوم و سوم}} = \frac{19.04 + 17.464 + 14.386}{3} = 16.963$$

$$k'_{\text{دوم و سوم و چهارم}} = \frac{17.464 + 14.386 + 14.386}{3} = 15.412$$

$$k'_{\text{سوم و چهارم و پنجم}} = \frac{3 \times 14.386}{3} = 14.386$$

$$k_{\text{پارکینگ}} \geq 0.70 (k_{\text{اول}}) \Rightarrow 59.026 > 13.28 \Rightarrow ok , \quad k_{\text{پارکینگ}} \geq 0.80 k'_{\text{اول و دوم و سوم}} \Rightarrow 59.026 > 13.57 \Rightarrow ok$$

$$k_{\text{اول}} \geq 0.70 (k_{\text{دوم}}) \Rightarrow 19.04 > 12.224 \Rightarrow ok , \quad k_{\text{اول}} \geq 0.80 k'_{\text{دوم و سوم و چهارم}} \Rightarrow 19.04 > 12.32 \Rightarrow ok$$

$$k_{\text{دوم}} \geq 0.70 (k_{\text{سوم}}) \Rightarrow 17.464 > 10.07 \Rightarrow ok , \quad k_{\text{دوم}} \geq 0.80 k'_{\text{سوم و چهارم و پنجم}} \Rightarrow 17.464 > 11.508 \Rightarrow ok$$

❖ سختی جانبی طبقات سه و چهار و پنج یکی است.

قالب ۲ و ۳:

$$k'_{\text{اول و دوم و سوم}} = \frac{26.815 + 26.815 + 21.859}{3} = 25.163$$

$$k'_{\text{دوم و سوم و چهارم}} = \frac{26.815 + 21.859 + 21.859}{3} = 23.511$$

$$k'_{\text{سوم و چهارم و پنجم}} = \frac{3 \times 21.859}{3} = 21.859$$

$$k_{\text{پارکینگ}} \geq 0.70 (k_{\text{اول}}) \Rightarrow 85.598 > 18.77 \Rightarrow ok , \quad k_{\text{پارکینگ}} \geq 0.80 k'_{\text{اول و دوم و سوم}} \Rightarrow 85.598 > 20.13 \Rightarrow ok$$

$$k_{\text{اول}} \geq 0.70 (k_{\text{دوم}}) \Rightarrow 26.815 > 18.77 \Rightarrow ok , \quad k_{\text{اول}} \geq 0.80 k'_{\text{دوم و سوم و چهارم}} \Rightarrow 26.815 > 18.808 \Rightarrow ok$$

$$k_{\text{دوم}} \geq 0.70 (k_{\text{سوم}}) \Rightarrow 26.815 > 15.3 \Rightarrow ok , \quad k_{\text{دوم}} \geq 0.80 k'_{\text{سوم و چهارم و پنجم}} \Rightarrow 26.815 > 17.487 \Rightarrow ok$$

❖ سختی جانبی طبقات سه و چهار و پنج یکی است.

قاب ۴:

$$k'_{\text{اول و دوم و سوم}} = \frac{27.718 + 27.718 + 22.445}{3} = 25.96$$

$$k'_{\text{دوم و سوم و چهارم}} = \frac{27.718 + 22.445 + 22.445}{3} = 24.202$$

$$k'_{\text{سوم و چهارم و پنجم}} = \frac{3 \times 22.445}{3} = 22.445$$

$$k_{\text{پارکینگ}} \geq 70\% (k_{\text{اول}}) \Rightarrow 87.263 > 19.402 \Rightarrow ok, \quad k_{\text{پارکینگ}} \geq 80\% k'_{\text{اول و دوم و سوم}} \Rightarrow 87.263 > 20.768 \Rightarrow ok$$

$$k_{\text{اول}} \geq 70\% (k_{\text{دوم}}) \Rightarrow 27.718 > 19.402 \Rightarrow ok, \quad k_{\text{اول}} \geq 80\% k'_{\text{دوم و سوم و چهارم}} \Rightarrow 27.718 > 19.521 \Rightarrow ok$$

$$k_{\text{دوم}} \geq 70\% (k_{\text{سوم}}) \Rightarrow 27.718 > 15.71 \Rightarrow ok, \quad k_{\text{دوم}} \geq 80\% k'_{\text{سوم و چهارم و پنجم}} \Rightarrow 27.718 > 17.956 \Rightarrow ok$$

❖ سختی جانبی طبقات سه و چهار و پنج یکی است.

قاب ۵:

$$k'_{\text{اول و دوم و سوم}} = \frac{24.592 + 24.592 + 20.446}{3} = 23.21$$

$$k'_{\text{دوم و سوم و چهارم}} = \frac{24.592 + 20.446 + 20.446}{3} = 21.828$$

$$k'_{\text{سوم و چهارم و پنجم}} = \frac{3 \times 20.446}{3} = 20.446$$

$$k_{\text{پارکینگ}} \geq 70\% (k_{\text{اول}}) \Rightarrow 68.187 > 17.214 \Rightarrow ok, \quad k_{\text{پارکینگ}} \geq 80\% k'_{\text{اول و دوم و سوم}} \Rightarrow 68.187 > 18.568 \Rightarrow ok$$

$$k_{\text{اول}} \geq 70\% (k_{\text{دوم}}) \Rightarrow 24.592 > 17.214 \Rightarrow ok, \quad k_{\text{اول}} \geq 80\% k'_{\text{دوم و سوم و چهارم}} \Rightarrow 24.592 > 17.462 \Rightarrow ok$$

$$k_{\text{دوم}} \geq 70\% (k_{\text{سوم}}) \Rightarrow 24.592 > 14.312 \Rightarrow ok, \quad k_{\text{دوم}} \geq 80\% k'_{\text{سوم و چهارم و پنجم}} \Rightarrow 24.592 > 16.356 \Rightarrow ok$$

❖ سختی جانبی طبقات سه و چهار و پنج یکی است.

قاب A:

$$k'_{\text{اول و دوم و سوم}} = \frac{32.802 + 32.802 + 27.25}{3} = 30.951$$

$$k'_{\text{دوم و سوم و چهارم}} = \frac{32.802 + 27.25 + 27.25}{3} = 29.1$$

$$k'_{\text{سوم و چهارم و پنجم}} = \frac{3 \times 27.25}{3} = 27.25$$

$$k_{\text{پارکینگ}} \geq 70\% (k_{\text{اول}}) \Rightarrow 90.278 > 22.961 \Rightarrow ok, \quad k_{\text{پارکینگ}} \geq 80\% k'_{\text{اول و دوم و سوم}} \Rightarrow 90.278 > 24.76 \Rightarrow ok$$

$$k_{\text{اول}} \geq 70\% (k_{\text{دوم}}) \Rightarrow 32.802 > 22.961 \Rightarrow ok, \quad k_{\text{اول}} \geq 80\% k'_{\text{دوم و سوم و چهارم}} \Rightarrow 32.802 > 23.28 \Rightarrow ok$$

$$k_{\text{دوم}} \geq 70\% (k_{\text{سوم}}) \Rightarrow 32.802 > 19.075 \Rightarrow ok, \quad k_{\text{دوم}} \geq 80\% k'_{\text{سوم و چهارم و پنجم}} \Rightarrow 32.802 > 21.8 \Rightarrow ok$$

❖ سختی جانبی طبقات سه و چهار و پنج یکی است.

قالب B:

$$k'_{\text{اول و دوم و سوم}} = \frac{37.025 + 37.025 + 29.38}{3} = 34.47$$

$$k'_{\text{دوم و سوم و چهارم}} = \frac{37.025 + 29.38 + 29.38}{3} = 31.928$$

$$k'_{\text{سوم و چهارم و پنجم}} = \frac{3 \times 29.38}{3} = 29.38$$

$$k_{\text{پارکینگ}} \geq 70\% (k_{\text{اول}}) \Rightarrow 115.34 > 25.917 \Rightarrow ok, \quad k_{\text{پارکینگ}} \geq 80\% k'_{\text{اول و دوم و سوم}} \Rightarrow 115.34 > 27.576 \Rightarrow ok$$

$$k_{\text{اول}} \geq 70\% (k_{\text{دوم}}) \Rightarrow 37.025 > 25.917 \Rightarrow ok, \quad k_{\text{اول}} \geq 80\% k'_{\text{دوم و سوم و چهارم}} \Rightarrow 37.025 > 25.542 \Rightarrow ok$$

$$k_{\text{دوم}} \geq 70\% (k_{\text{سوم}}) \Rightarrow 37.025 > 20.566 \Rightarrow ok, \quad k_{\text{دوم}} \geq 80\% k'_{\text{سوم و چهارم و پنجم}} \Rightarrow 37.025 > 23.504 \Rightarrow ok$$

❖ سختی جانبی طبقات سه و چهار و پنج یکی است.

قالب D:

$$k'_{\text{اول و دوم و سوم}} = \frac{36.505 + 36.505 + 28.37}{3} = 33.79$$

$$k'_{\text{دوم و سوم و چهارم}} = \frac{36.505 + 28.37 + 28.37}{3} = 31.081$$

$$k'_{\text{سوم و چهارم و پنجم}} = \frac{3 \times 28.37}{3} = 28.37$$

$$k_{\text{پارکینگ}} \geq 70\% (k_{\text{اول}}) \Rightarrow 111.664 > 25.553 \Rightarrow ok, \quad k_{\text{پارکینگ}} \geq 80\% k'_{\text{اول و دوم و سوم}} \Rightarrow 111.664 > 27.32 \Rightarrow ok$$

$$k_{\text{اول}} \geq 70\% (k_{\text{دوم}}) \Rightarrow 36.505 > 25.553 \Rightarrow ok, \quad k_{\text{اول}} \geq 80\% k'_{\text{دوم و سوم و چهارم}} \Rightarrow 36.505 > 24.864 \Rightarrow ok$$

$$k_{\text{دوم}} \geq 70\% (k_{\text{سوم}}) \Rightarrow 36.505 > 19.859 \Rightarrow ok, \quad k_{\text{دوم}} \geq 80\% k'_{\text{سوم و چهارم و پنجم}} \Rightarrow 36.505 > 22.696 \Rightarrow ok$$

❖ سختی جانبی طبقات سه و چهار و پنج یکی است.

قاب E:

$$k'_{\text{اول و دوم و سوم}} = \frac{26.872 + 24.44 + 20.34}{3} = 23.884$$

$$k'_{\text{دوم و سوم و چهارم}} = \frac{24.44 + 20.34 + 20.34}{3} = 21.706$$

$$k'_{\text{سوم و چهارم و پنجم}} = \frac{3 \times 20.34}{3} = 20.34$$

$$k_{\text{پارکینگ}} \geq 70\% (k_{\text{اول}}) \Rightarrow 81.226 > 18.81 \Rightarrow ok, \quad k_{\text{پارکینگ}} \geq 80\% k'_{\text{اول و دوم و سوم}} \Rightarrow 81.226 > 19.107 \Rightarrow ok$$

$$k_{\text{اول}} \geq 70\% (k_{\text{دوم}}) \Rightarrow 26.872 > 17.108 \Rightarrow ok, \quad k_{\text{اول}} \geq 80\% k'_{\text{دوم و سوم و چهارم}} \Rightarrow 36.505 > 17.364 \Rightarrow ok$$

$$k_{\text{دوم}} \geq 70\% (k_{\text{سوم}}) \Rightarrow 24.44 > 14.238 \Rightarrow ok, \quad k_{\text{دوم}} \geq 80\% k'_{\text{سوم و چهارم و پنجم}} \Rightarrow 36.505 > 16.272 \Rightarrow ok$$

❖ سختی جانبی طبقات سه و چهار و پنج یکی است.

دیوار برشی:

$$k'_{\text{اول و دوم و سوم}} = \frac{326.666 + 435.053 + 674.33}{3} = 478.683$$

$$k'_{\text{دوم و سوم و چهارم}} = \frac{258.867 + 326.666 + 435.053}{3} = 340.195$$

$$k'_{\text{سوم و چهارم و پنجم}} = \frac{214.375 + 258.867 + 326.666}{3} = 266.636$$

$$k_{\text{پارکینگ}} \geq 70\% (k_{\text{اول}}) \Rightarrow 1498.518 > 472.033 \Rightarrow ok, \quad k_{\text{پارکینگ}} \geq 80\% k'_{\text{اول و دوم و سوم}} \Rightarrow 1498.518 > 382.946 \Rightarrow ok$$

$$k_{\text{اول}} \geq 70\% (k_{\text{دوم}}) \Rightarrow 674.333 > 304.537 \Rightarrow ok, \quad k_{\text{اول}} \geq 80\% k'_{\text{دوم و سوم و چهارم}} \Rightarrow 674.333 > 272.156 \Rightarrow ok$$

$$k_{\text{دوم}} \geq 70\% (k_{\text{سوم}}) \Rightarrow 435.053 > 225.666 \Rightarrow ok, \quad k_{\text{دوم}} \geq 80\% k'_{\text{سوم و چهارم و پنجم}} \Rightarrow 435.053 > 213.308 \Rightarrow ok$$

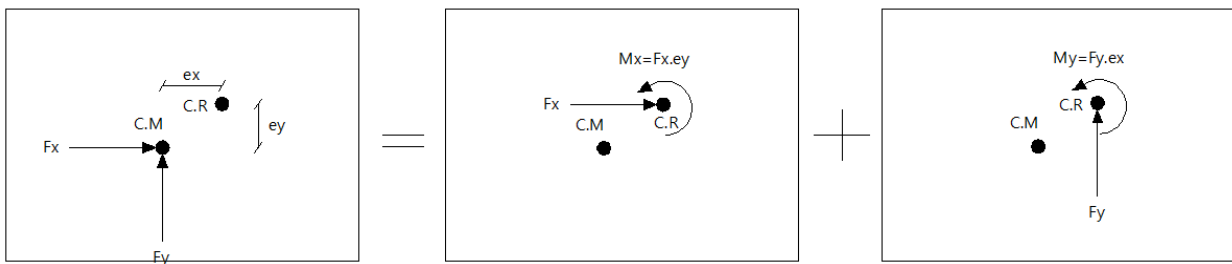
$$k_{\text{سوم}} \geq 70\% (k_{\text{چهارم}}) \Rightarrow 326.666 > 181.206 \Rightarrow ok$$

$$k_{\text{چهارم}} \geq 70\% (k_{\text{پنجم}}) \Rightarrow 258.867 > 150.062 \Rightarrow ok$$

گشتاورهای پیچشی ایجاد شده در طبقه

نیروهای جانبی حاصل از زلزله به مرکز جرم طبقه وارد می‌شوند. معمولاً مرکز سختی طبقه بر مرکز جرم طبقه منطبق نمی‌شود. فاصله عمودی مرکز جرم و مرکز سختی به عنوان بازویی برای ایجاد گشتاور پیچشی حول مرکز سختی خواهد بود.

شکل زیر نحوه انتقال نیروها به مرکز سختی و گشتاورهای پیچشی حاصل از آن‌ها حول مرکز سختی را نشان می‌دهد:



بند ۶-۷-۲-۵-۱۰-۲ مبحث ششم: لنگر پیچشی ایجاد شده در طبقه i ، بر اثر نیروهای جانبی زلزله، از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$M_i = \sum_{j=1}^n (e_{ij} + e_{aj}) \cdot F_j$$

e_{ij} : برون مرکزی نیروی جانبی طبقه j نسبت به مرکز سختی طبقه i ، فاصله افقی مرکز جرم طبقه j و مرکز سختی طبقه i .

e_{aj} : برون مرکزی اتفاقی طبقه j ، این برون مرکزی طبق ضابطه بند ۶-۷-۲-۵-۱۰-۳ محاسبه می‌شود.

بند ۶-۷-۲-۵-۱۰-۳: برون مرکزی اتفاقی در تراز هر طبقه، e_{aj} ، 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، در نظر گرفته می‌شود. این برون مرکزی باید در هر دو جهت و حداقل برابر با ۵ درصد بعد ساختمان در آن طبقه، در امتداد عمود بر نیروی جانبی، اختیار شود.

F_j : نیروی جانبی در تراز طبقه j

محاسبه گشتاور ایجاد شده:

طبقه پنجم (بام)

خروج از مرکزیت در اثر فاصله مرکز جرم و مرکز سختی:

$$e_x = 5.83 - 5.58 = 0.25 \text{ m}$$

$$e_y = 7.4 - 6.86 = 0.54 \text{ m}$$

خروج از مرکزیت اتفاقی:

$$e_{ax} = 0.05L_x = 0.05 \times 11.92 = 0.592 \text{ m}$$

$$e_{ay} = 0.05L_y = 0.05 \times 14.6 = 0.73 \text{ m}$$

$$F_{jx} = 32.7 \text{ ton}$$

$$F_{jy} = 33.585 \text{ ton}$$

$$M_{ix} = (0.25 + 0.592) \times 32.7 = 27.533 \text{ ton}$$

$$M_{iy} = (0.54 + 0.73) \times 33.585 = 53.046 \text{ ton}$$

❖ برای کمتر شدن حجم محاسبات ادامه طبقات در جدول زیر خلاصه شده است:

طبقه	$e_x (m)$	$e_y (m)$	$e_{ax} (m)$	$e_{ay} (m)$	$F_{jx} (m)$	$F_{jy} (m)$	$M_{ix} (m)$	$M_{iy} (m)$
پنجم (بام)	0.25	0.54	0.592	0.73	32.7	33.585	27.533	53.046
چهارم	0.24	0.6	0.592	0.73	33.964	34.675	28.258	46.117
سوم	0.26	0.6	0.592	0.73	26.905	27.483	22.923	36.552
دوم	0.27	0.63	0.592	0.73	20.61	21.052	17.765	28.63
اول	0.3	0.72	0.592	0.73	13.3	13.582	11.863	17.201
پارکینگ	0.3	0.7	0.592	0.73	5.8	5.917	5.173	8.461

توزیع نیروی برشی و لنگر پیچشی در پلان

در صورت صلب بودن کف طبقات، نیروی برشی در هر طبقه ساختمان باید بین عناصر مختلف سیستم قائم مقاوم در برابر نیروهای جانبی، به تناسب سختی این عناصر توزیع گردد. نیروی برشی طبقه به نسبت سختی، بین عناصر مقاوم موازی با امتداد زلزله توزیع می‌گردد و همچنین لنگر پیچشی طبقه به نسبت سختی و فاصله از مرکز سختی، بین تمام عناصر مقاوم توزیع می‌گردد. به عبارت دیگر لنگر پیچشی باعث باربرداری یک تعداد از عناصر مقاوم و بارگذاری تعداد دیگر می‌شود.

پس از تعیین سختی جانبی هر طبقه و گشتاور پیچشی، نیروی برشی هر جزء مقاوم در طبقه مورد نظر از روابط زیر بدست می‌آید:

$$V_{ix} = k_i \left(\frac{V_x}{\sum k_x} \pm \frac{M_{Tx} d_i}{\sum (k_i d_i^2)} \right)$$

$$V_{iy} = k_i \left(\frac{V_y}{\sum k_y} \pm \frac{M_{Ty} d_i}{\sum (k_i d_i^2)} \right)$$

V_{iy} ، V_{ix} : به ترتیب نیروی برشی عنصر مقاوم i در طبقه‌ی مورد نظر در جهت x و y می‌باشد.

k_i : سختی عنصر مقاوم i ام در طبقه مورد نظر

$\sum k_y$ ، $\sum k_x$: به ترتیب مجموع سختی عنصر مقاوم موازی با محور x و y در طبقه مورد نظر

M_{Ty} ، M_{Tx} : به ترتیب لنگر پیچشی ناشی از برون محوری نیروی برشی V_y و V_x نسبت به مرکز سختی

d_i : فاصله عنصر i ام از مرکز سختی (از مرکز سختی خطی به دیوار برشی عمود نمایند)

$\sum (k_i d_i^2)$: مجموع حاصل ضرب سختی جانبی هر عنصر مقاوم در مجذور فاصله اش از مرکز سختی. گشتاور اینرسی قطبی نیز نامیده می‌شود.

توزیع نیروی برشی و لنگر پیچشی در قاب‌های محور X:

❖ در این راستا از قاب‌ها از قاب خمشی استفاده شده است.

طبقه پنجم:

$$\sum (k_i d_i^2) = (14.386 \times 7.1^2) + (21.859 \times 3.8^2) + (21.859 \times 0.84^2) + (22.445 \times 2.5^2) + (20.446 \times 7.3^2) = 2286.114$$

$$\sum k_x = 14.386 + 21.859 + 21.859 + 22.445 + 20.446 = 100.995 \text{ ton}$$

$$V_x = 32.7 \text{ ton} \quad , \quad M_{ix} = 27.533 \text{ ton}$$

قاب ۱:

$$d_i = 7.1 \text{ m} \quad , \quad k = 14.386 \text{ ton}$$

$$V_x = 14.386 \times \left(\frac{32.7}{100.995} + \frac{27.533 \times 7.1}{2286.114} \right) = 5.888 \text{ ton}$$

قاب ۲:

$$d_i = 3.8 \text{ m} \quad , \quad k = 21.859 \text{ ton}$$

$$V_x = 21.859 \times \left(\frac{32.7}{100.995} + \frac{27.533 \times 3.8}{2286.114} \right) = 7.177 \text{ ton}$$

قاب ۳:

$$d_i = 0.84 \text{ m} \quad , \quad k = 21.859 \text{ ton}$$

$$V_x = 21.859 \times \left(\frac{32.7}{100.995} + \frac{27.533 \times 0.84}{2286.114} \right) = 7.298 \text{ ton}$$

قاب ۴:

$$d_i = 2.5 \text{ m} \quad , \quad k = 22.445 \text{ ton}$$

$$V_x = 22.445 \times \left(\frac{32.7}{100.995} + \frac{27.533 \times 2.5}{2286.114} \right) = 7.943 \text{ ton}$$

قاب ۵:

$$d_i = 7.3 \text{ m} \quad , \quad k = 20.446 \text{ ton}$$

$$V_x = 20.446 \times \left(\frac{32.7}{100.995} + \frac{27.533 \times 7.3}{2286.114} \right) = 8.417 \text{ ton}$$

❖ برای کاهش حجم محاسبات ادامه قاب‌ها در جدول خلاصه شده است.

طبقه چهارم:

$$\sum (k_i d_i^3) = (14.386 \times 7.1^3) + (21.859 \times 3.8^3) + (21.859 \times 0.84^3) + (22.445 \times 2.5^3) + (20.446 \times 7.3^3) = 2286.114$$

$$\sum k_x = 14.386 + 21.859 + 21.859 + 22.445 + 20.446 = 100.995 \text{ ton}$$

$$V_x = 33.964 \text{ ton} \quad , \quad M_{ix} = 28.258 \text{ ton}$$

$V_x \text{ (ton)}$	$d_i \text{ (cm)}$	$k \text{ (ton)}$	قاب
6.101	7.1	14.386	۱
8.378	3.8	21.859	۲
7.578	0.84	21.859	۳
8.242	2.5	22.445	۴
8.722	7.3	20.446	۵

طبقه سوم:

$$\sum (k_i d_i^3) = (14.386 \times 7.1^3) + (21.859 \times 3.8^3) + (21.859 \times 0.84^3) + (22.445 \times 2.5^3) + (20.446 \times 7.3^3) = 2286.114$$

$$\sum k_x = 14.386 + 21.859 + 21.859 + 22.445 + 20.446 = 100.995 \text{ ton}$$

$$V_x = 26.905 \text{ ton} \quad , \quad M_{ix} = 22.923 \text{ ton}$$

$V_x \text{ (ton)}$	$d_i \text{ (cm)}$	$k \text{ (ton)}$	قاب
4.856	7.1	14.386	۱
6.656	3.8	21.859	۲
6.007	0.84	21.859	۳
6.541	2.5	22.445	۴
6.943	7.3	20.446	۵

طبقه دوم:

$$\sum (k_i d_i^3) = (17.464 \times 7.1^3) + (26.815 \times 3.8^3) + (26.815 \times 0.84^3) + (27.718 \times 2.5^3) + (24.592 \times 7.3^3) = 2738.984$$

$$\sum k_x = 17.464 + 26.815 + 26.815 + 27.718 + 24.592 = 123.404 \text{ ton}$$

$$V_x = 20.61 \text{ ton} \quad , \quad M_{ix} = 17.765 \text{ ton}$$

$V_x \text{ (ton)}$	$d_i \text{ (cm)}$	$k \text{ (ton)}$	قاب
3.72	7.1	17.464	۱
5.139	3.8	26.815	۲
4.624	0.84	26.815	۳
5.078	2.5	27.718	۴
5.271	7.3	24.592	۵

طبقه اول:

$$\sum (k_i d_i^2) = (19.074 \times 7.1^2) + (26.815 \times 3.8^2) + (26.815 \times 0.84^2) + (27.718 \times 2.5^2) + (24.592 \times 7.3^2) = 2971.374$$

$$\sum k_x = 19.074 + 26.815 + 26.815 + 27.718 + 24.592 = 125.014 \text{ ton}$$

$$V_x = 13.3 \text{ ton} \quad , \quad M_{ix} = 11.863 \text{ ton}$$

قالب	$k \text{ (ton)}$	$d_i \text{ (cm)}$	$V_x \text{ (ton)}$
۱	۱۹.۰۷۴	۷.۱	۲.۵۷
۲	۲۶.۸۱۵	۳.۸	۳.۲۶
۳	۲۶.۸۱۵	۰.۸۴	۲.۹۴۲
۴	۲۷.۷۱۸	۲.۵	۳.۲۲۵
۵	۲۴.۵۹۲	۷.۳	۳.۳۳۳

پارکینگ:

$$\sum (k_i d_i^2) = (59.026 \times 6.9^2) + (85.598 \times 3.6^2) + (85.598 \times 0.64^2) + (87.263 \times 2.7^2) + (68.187 \times 7.5^2) = 8426.304$$

$$\sum k_x = 59.026 + 85.598 + 85.598 + 87.263 + 68.187 = 385.672 \text{ ton}$$

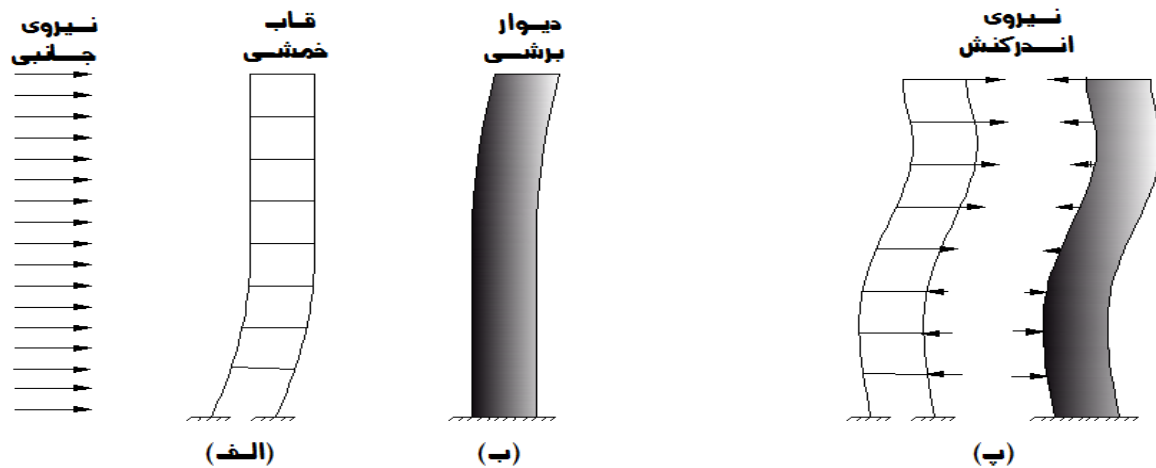
$$V_x = 5.8 \text{ ton} \quad , \quad M_{ix} = 5.173 \text{ ton}$$

قالب	$k \text{ (ton)}$	$d_i \text{ (cm)}$	$V_x \text{ (ton)}$
۱	۵۹.۰۲۶	۶.۹	۱.۱۳۷
۲	۸۵.۵۹۸	۳.۶	۱.۴۷۶
۳	۸۵.۵۹۸	۰.۶۴	۱.۳۲
۴	۸۷.۲۶۳	۲.۷	۱.۴۵۷
۵	۶۸.۱۸۷	۷.۵	۱.۳۴

توزیع نیروی برشی و لنگر پیچشی در قاب‌های محور ۷:

در این راستا از ترکیب قاب خمشی و دیوار برشی استفاده شده است.

در صورتی که خواسته باشیم بانبروی جانبی توسط عمل ترکیبی قاب و دیوار برشی مقابله نماییم، بنا به رفتار این دو، مسئله توزیع نیروی جانبی بین آنها پیچیده‌تر خواهد شد. قاب صلب خمشی که از اتصال اعضای قائم (ستون‌ها) و اعضای افقی (تیرها) تشکیل یافته است، در مقابل نیروی جانبی زیر اساسا در مود خمشی است. اثر متقابل این دو تغییر شکل که در شکل زیر نشان داده شده است، باعث می‌شود که در طبقات پایین، قاب به دیوار برشی تکیه کرده، یعنی در طبقات پایین اکثر نیروی برشی طبقات توسط دیوار برشی تحمل گردد و در طبقات بالا، دیوار برشی به قاب تکیه نماید، یعنی نیروی برشی طبقات بالا توسط قاب تحمل گردد.



اندرکنش قاب خمشی و دیوار برشی

الف) تغییر شکل قاب خمشی در مود برشی

ب) تغییر شکل دیوار برشی در مود خمشی

پ) اثر متقابل قاب و دیوار برشی

در برخورد با چنین مسئله‌ای آیین نامه زلزله می‌گوید که دیوارهای برشی مستقلاً صد درصد نیروی جانبی را تحمل نمایند در حالی که قاب‌های خمشی حداقل ظرفیت تحمل ۳۰ درصد نیروی جانبی را دارا باشند. (ساختمان‌های ۸ طبقه و یا کوتاه‌تر از ۳۰ متر)

محاسبه توزیع بار جانبی برای دیوار برشی:

❖ برای کاهش حجم محاسبات از جدول استفاده شده است.

طبقه	M_{iy}	k	V_y	$\sum (k_i d_i^2)$	$\sum k_y$	$d_i(A \text{ قاب})$	$d_i(E \text{ قاب})$	$V_y(A \text{ قاب})$	$V_y(E \text{ قاب})$
پنجم	۵۳.۰۴۶	۲۱۴.۳۷۵	۳۳.۵۸۵	۱۴۲۵۷.۴۱۶	۴۲۹.۳۵	۵.۶۳	۵.۹	۲۱.۲۶۴	۲۱.۴۷۹
چهارم	۴۶.۱۱۷	۲۵۸.۸۶۷	۳۴.۶۷۵	۱۷۱۸۳.۴۳۶	۵۱۷.۷۳۴	۵.۶۵	۵.۸۷	۱۹.۷۴۲	۱۹.۸۳۶
سوم	۳۶.۵۵۲	۳۲۶.۶۶۶	۲۷.۴۸۳	۲۱۶۸۱.۲۷۹	۶۵۳.۳۳۲	۵.۶۷	۵.۸۵	۱۶.۸۶۱	۱۶.۹۹۶
دوم	۲۸.۶۳	۴۳۵.۰۵۳	۲۱.۰۵۲	۲۸۸۷۳.۵۹۷	۸۷۰.۱۰۶	۵.۶۸	۵.۸۴	۱۲.۹۷۶	۱۳.۰۴۵
اول	۱۷.۲۰۱	۶۷۴.۳۳۳	۱۳.۵۸۲	۴۴۷۴۸.۸۷۲	۱۳۴۸.۶۶۶	۵.۷۱	۵.۸۱	۸.۲۷۱	۸.۲۹۶
پارکینگ	۸.۴۶۱	۱۴۹۸.۵۱۸	۵.۹۱۷	۹۹۲۶۵.۵۷۸	۲۹۹۷.۰۳۶	۵.۷۹	۵.۷۲	۳.۷۱۳	۳.۷۰۴

محاسبه توزیع بار جانبی برای دیوار قاب‌ها:

طبقه پنجم:

$$\sum (k_i d_i^2) = (27.25 \times 5.63^2) + (29.38 \times 1.61^2) + (28.371 \times 1.09^2) + (20.34 \times 5.9^2) = 1681.639$$

$$\sum k_x = 27.25 + 29.38 + 28.371 + 20.34 = 105.341 \text{ ton}$$

❖ طبق توصیه آیین نامه قاب‌ها تنها ۳۰ درصد نیروهای برشی را تحمل می‌کنند. بنابراین:

$$V_x = 0.3 \times 33.585 = 10.075 \text{ ton}$$

$$M_{ix} = 53.046 \text{ ton}$$

قاب	k (ton)	d_i (cm)	V_x (ton)
A	27.25	5.63	7.445
B	29.38	1.61	4.302
D	28.371	1.09	3.688
E	20.34	5.9	5.73

طبقه چهارم:

$$\sum (k_i d_i^2) = (27.25 \times 5.65^2) + (29.38 \times 1.63^2) + (28.371 \times 1.07^2) + (20.34 \times 5.87^2) = 1705.365$$

$$\sum k_x = 27.25 + 29.38 + 28.371 + 20.34 = 105.341 \text{ ton}$$

$$V_x = 0.3 \times 34.675 = 10.402 \text{ ton}, \quad M_{ix} = 46.117 \text{ ton}$$

قاب	k (ton)	d_i (cm)	V_x (ton)
A	27.25	5.65	6.854
B	29.38	1.63	4.196
D	28.371	1.07	3.622
E	20.34	5.87	5.237

طبقه سوم:

$$\sum (k_i d_i^2) = (27.25 \times 5.67^2) + (29.38 \times 1.65^2) + (28.371 \times 1.05^2) + (20.34 \times 5.85^2) = 1653.0244$$

$$\sum k_x = 27.25 + 29.38 + 28.371 + 20.34 = 105.341 \text{ ton}$$

$$V_x = 0.3 \times 27.483 = 8.244 \text{ ton}, \quad M_{ix} = 36.552 \text{ ton}$$

قاب	k (ton)	d_i (cm)	V_x (ton)
A	27.25	5.67	5.55
B	29.38	1.65	3.371
D	28.371	1.05	2.879
E	20.34	5.85	4.222

طبقه دوم:

$$\sum (k_i d_i^2) = (32.802 \times 5.68^2) + (37.025 \times 1.66^2) + (36.505 \times 1.04^2) + (24.44 \times 5.84^2) = 2033.322$$

$$\sum k_x = 32.802 + 37.025 + 36.505 + 24.44 = 130.772 \text{ ton}$$

$$V_x = 0.3 \times 210.52 = 63.15 \text{ ton}, \quad M_{ix} = 28.63 \text{ ton}$$

$V_x \text{ (ton)}$	$d_i \text{ (cm)}$	$k \text{ (ton)}$	قاب
4.207	5.68	32.802	A
2.653	1.66	37.025	B
2.297	1.04	36.505	D
3.189	5.84	24.44	E

طبقه اول:

$$\sum (k_i d_i^2) = (32.802 \times 5.71^2) + (37.025 \times 1.69^2) + (36.505 \times 1.01^2) + (26.872 \times 5.81^2) = 2119.559$$

$$\sum k_x = 32.802 + 37.025 + 36.505 + 26.782 = 133.114 \text{ ton}$$

$$V_x = 0.3 \times 133.582 = 40.074 \text{ ton}, \quad M_{ix} = 17.201 \text{ ton}$$

$V_x \text{ (ton)}$	$d_i \text{ (cm)}$	$k \text{ (ton)}$	قاب
2.523	5.71	32.802	A
1.64	1.69	37.025	B
1.416	1.01	36.505	D
2.09	5.81	26.872	E

پارکینگ (زیرزمین):

$$\sum (k_i d_i^2) = (90.278 \times 5.71^2) + (115.34 \times 1.69^2) + (111.664 \times 1.01^2) + (81.226 \times 5.81^2) = 6128.636$$

$$\sum k_x = 90.278 + 115.34 + 111.664 + 81.226 = 398.508 \text{ ton}$$

$$V_x = 0.3 \times 591.7 = 177.5 \text{ ton}, \quad M_{ix} = 8.461 \text{ ton}$$

$V_x \text{ (ton)}$	$d_i \text{ (cm)}$	$k \text{ (ton)}$	قاب
1.113	5.71	90.278	A
0.782	1.69	115.34	B
0.653	1.01	111.664	D
1.013	5.81	81.226	E

فصل هشتم

تحلیل دستی قاب‌ها

تحلیل تقریبی قاب‌ها

پرکار و وقت گیر بودن تحلیل سازه‌های نامعین و همچنین احتیاج به معلوم بودن سطح مقطع و یا ممان اینرسی اعضا و یا نسبت آن‌ها در شروع تحلیل، همیشه انگیزه‌ای برای پیدا کردن روش‌های تقریبی ساده‌تری بوده است. در تمام روش‌های تقریبی، سعی بر این است که با استفاده از مفروضات منطقی که خطای حاصل از آن‌ها در عرف مسائل مهندسی قابل قبول باشد، تحلیل سازه نامعین را با استفاده از اصول ایستایی (استاتیک) میسر نمود.

روش تقریبی برای تحلیل قاب جزء تحت بار قائم (روش یک دهم دهانه)

در روش تحلیل به روش ۰.۱ دهانه به ترتیب زیر باید عمل کرد :

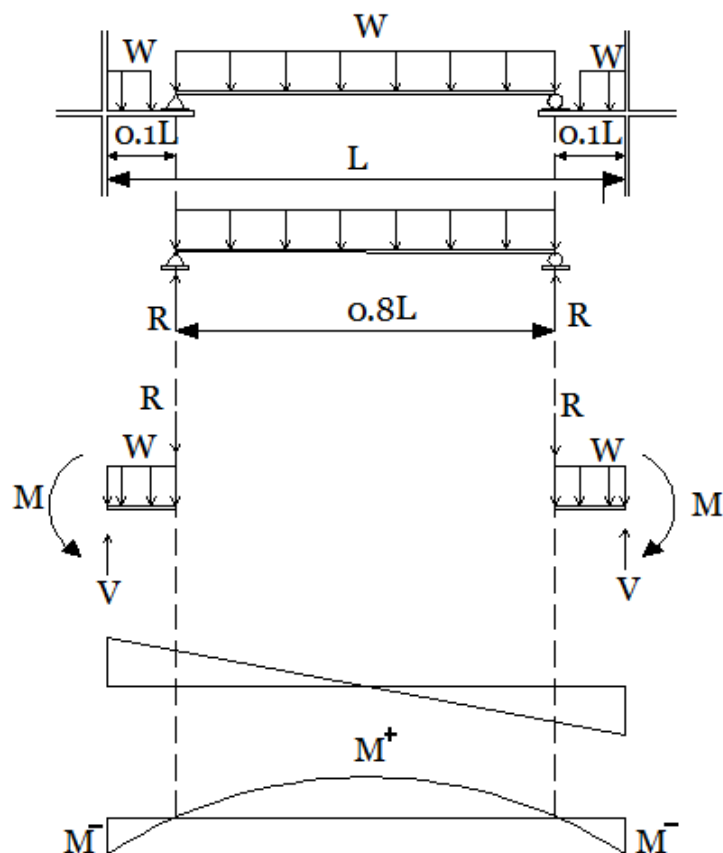
- ❖ نقاط عطف به فاصله $0.1L$ از محور ستونهای تکیه گاهی فرض می شود به این ترتیب $0.8L$ وسط دهانه تیرها به شکل یک تیر دو سر مفصل تحلیل می شود.
- ❖ نیروی محوری در تیرها صفر فرض می شود.
- ❖ قاب ساده شده حاصل را به کمک معادلات تعادل تحلیل می کنیم :

$$R = \frac{.8LW}{2}$$

$$V = R + 0.1LW = 0.5LW$$

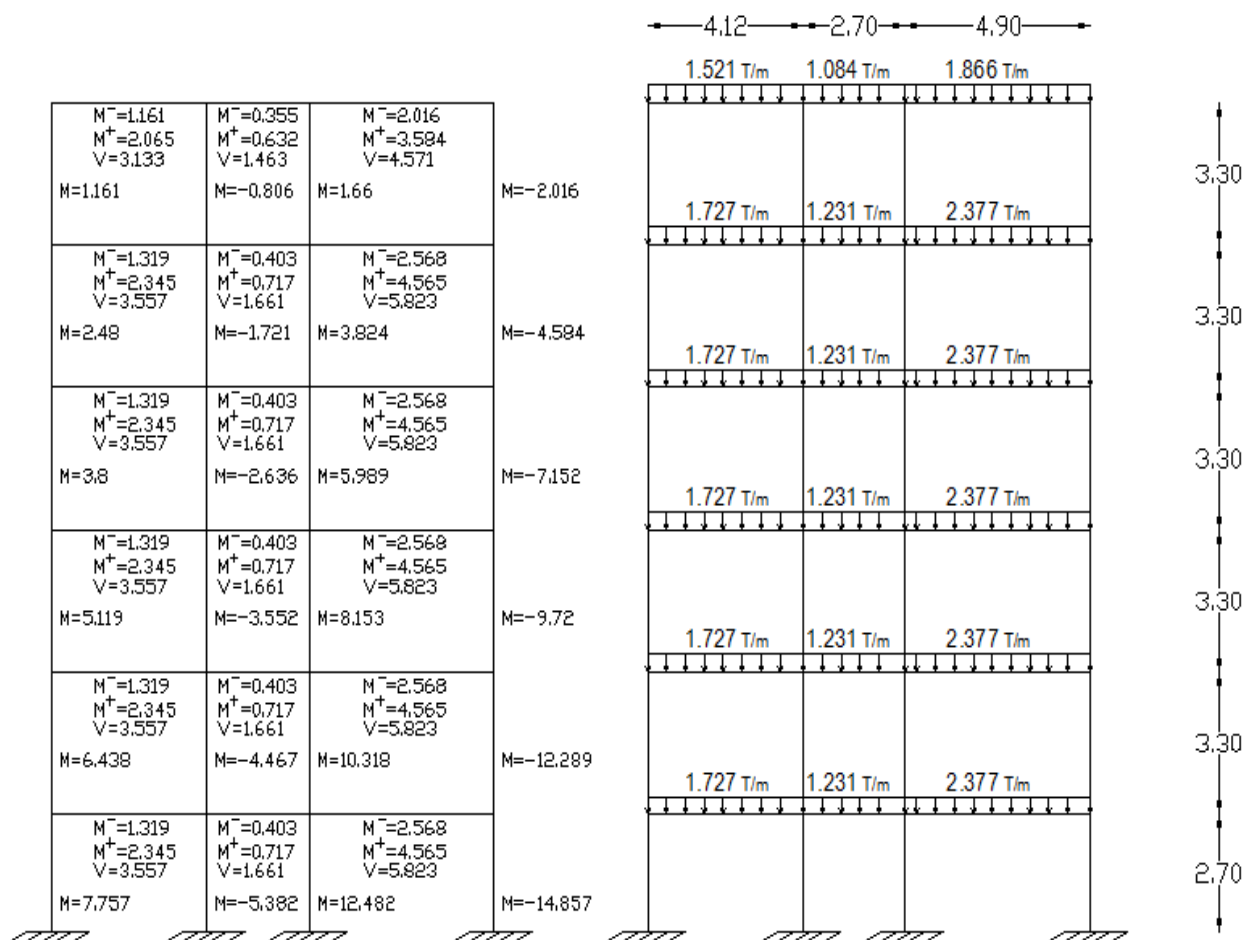
$$M^- = 0.1LW^2 + 0.1LR$$

$$M^+ = \frac{WL^2}{8}$$



تحلیل قاب ۲ تحت بار مرده:

در تحلیل قاب ۲ در اثر بار مرده، بارهایی که در قسمت محاسبات بارگذاری ثقلی، محاسبه شده اند را به صورت بار خطی بر تیرها بر حسب تن بر متر در نظر گرفته و برای کم کردن حجم محاسبات، تمام عملیات محاسبات حذف شده است و نتایج حاصل از این تحلیل در کنار عضو مربوطه در شکل زیر آمده است. همانطور که مشاهده می‌شود، شکل سمت راست مربوط به بارهای خطی حاصل از بارگذاری مرده می‌باشد و شکل سمت چپ نتایج حاصل از تحلیل یک دهم دهانه قاب ۲ حاصل از بارهای مرده می‌باشد.

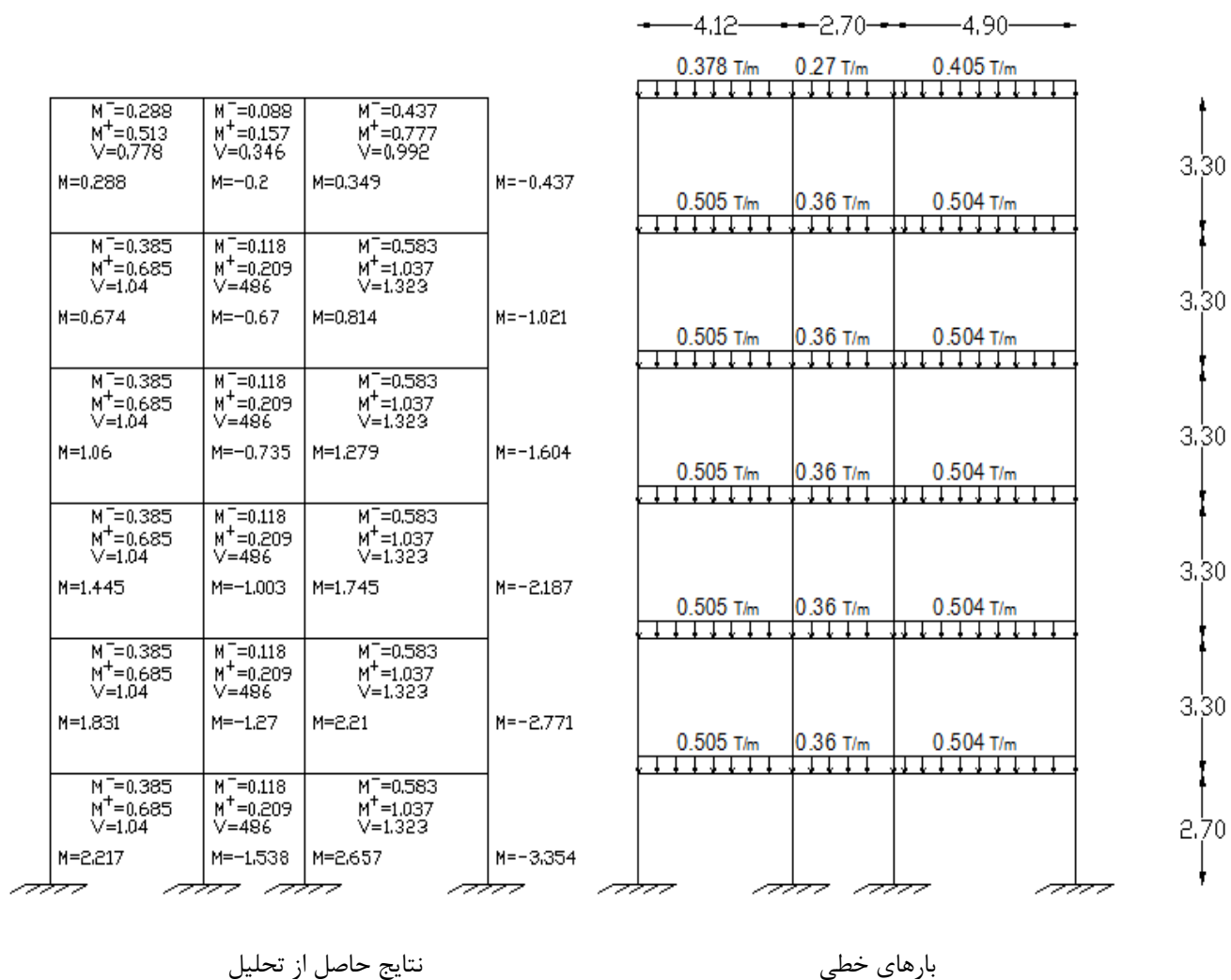


نتایج حاصل از تحلیل

بارهای خطی

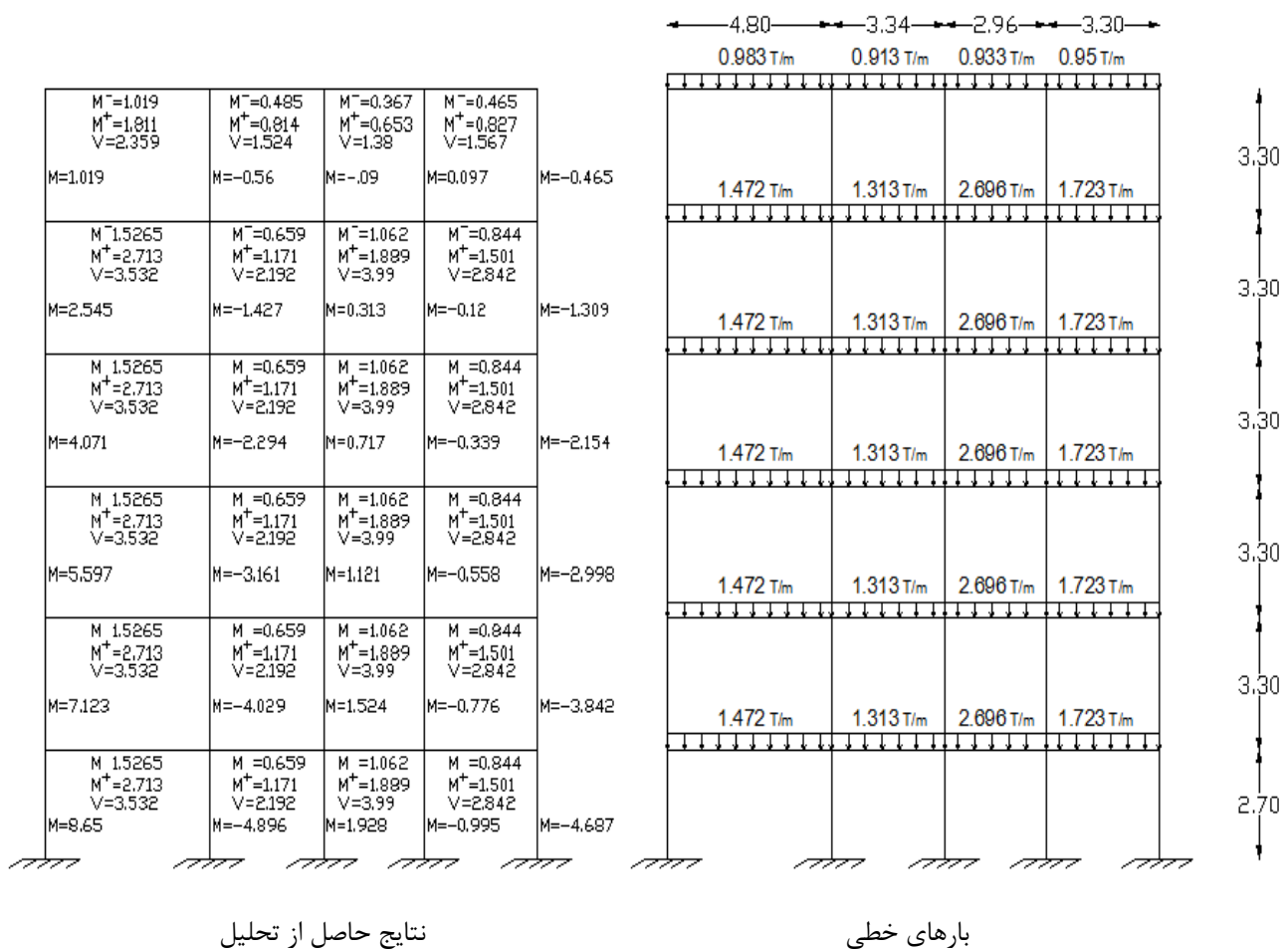
تحلیل قاب ۲ تحت بار زنده:

در تحلیل قاب ۲ در اثر بار زنده، بارهایی که در قسمت محاسبات بارگذاری ثقلی، محاسبه شده اند را به صورت بار خطی بر تیرها بر حسب تن بر متر در نظر گرفته و برای کم کردن حجم محاسبات، تمام عملیات محاسبات حذف شده است و نتایج حاصل از این تحلیل در کنار عضو مربوطه در شکل زیر آمده است. همانطور که مشاهده می‌شود، شکل سمت راست مربوط به بارهای خطی حاصل از بارگذاری زنده می‌باشد و شکل سمت چپ نتایج حاصل از تحلیل یک دهم دهانه قاب ۲ حاصل از بارهای مرده می‌باشد.



تحلیل قاب A تحت بار مرده:

در تحلیل قاب A در اثر بار مرده، بارهایی که در قسمت محاسبات بارگذاری ثقلی، محاسبه شده اند را به صورت بار خطی بر تیرها بر حسب تن بر متر در نظر گرفته و برای کم کردن حجم محاسبات، تمام عملیات محاسبات حذف شده است و نتایج حاصل از این تحلیل در کنار عضو مربوطه در شکل زیر آمده است. همانطور که مشاهده می‌شود، شکل سمت راست مربوط به بارهای خطی حاصل از بارگذاری مرده می‌باشد و شکل سمت چپ نتایج حاصل از تحلیل یک دهم دهانه قاب A⁻ حاصل از بارهای مرده می‌باشد.

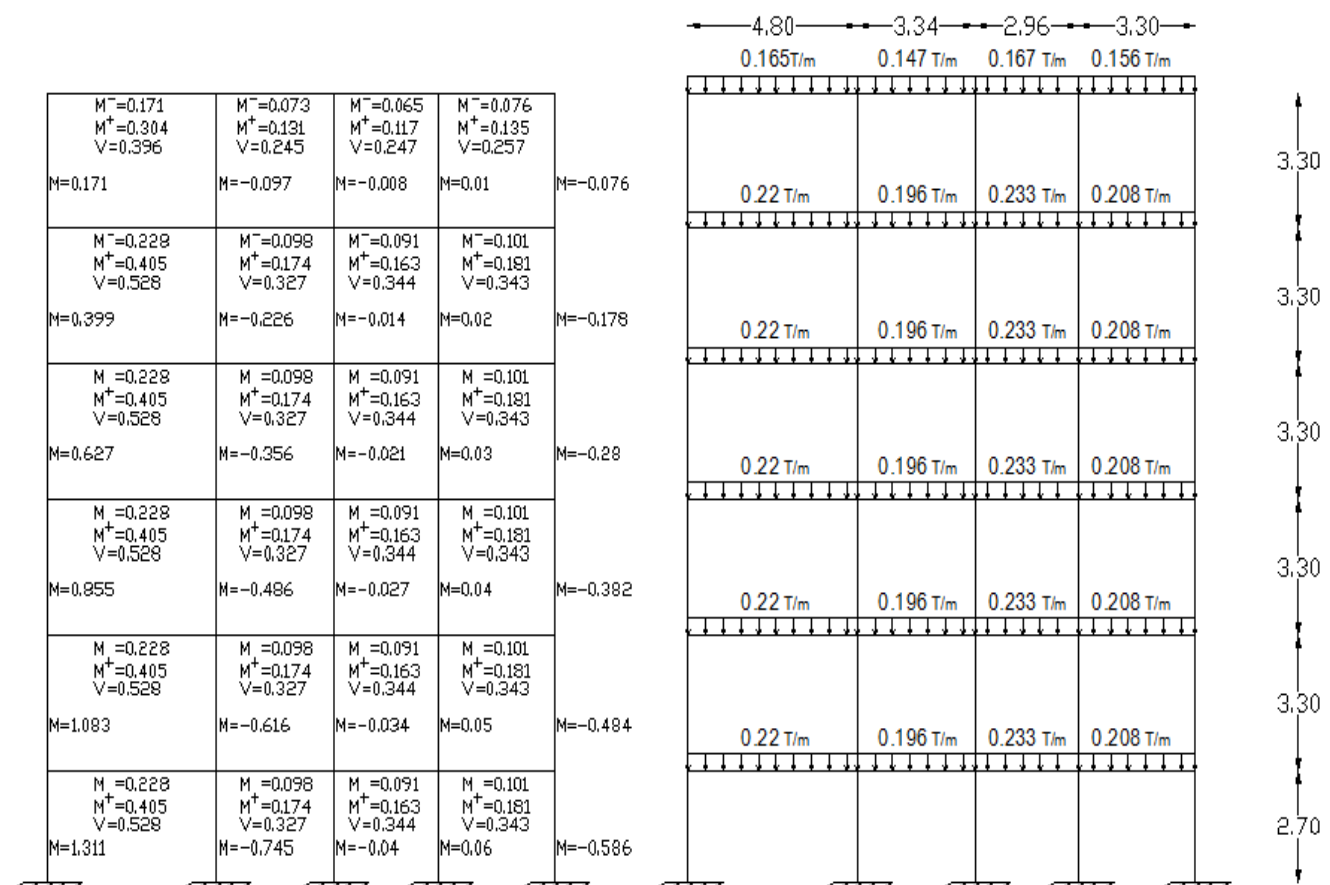


نتایج حاصل از تحلیل

بارهای خطی

تحلیل قاب A تحت بار زنده:

در تحلیل قاب A در اثر بار زنده، بارهایی که در قسمت محاسبات بارگذاری ثقلی، محاسبه شده اند را به صورت بار خطی بر تیرها بر حسب تن بر متر در نظر گرفته و برای کم کردن حجم محاسبات، تمام عملیات محاسبات حذف شده است و نتایج حاصل از این تحلیل در کنار عضو مربوطه در شکل زیر آمده است. همانطور که مشاهده می‌شود، شکل سمت راست مربوط به بارهای خطی حاصل از بارگذاری زنده می‌باشد و شکل سمت چپ نتایج حاصل از تحلیل یک دهم دهانه قاب A حاصل از بارهای مرده می‌باشد.



نتایج حاصل از تحلیل

بارهای خطی

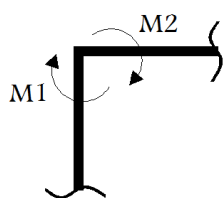
روش گام به گام تحلیل قاب با استفاده از روش پرتال

توجه شود برای تحلیل باید از چپ به راست و از بالا به پایین حرکت کرد.

گام اول: نیروی برشی هر طبقه به نسبت دهانه بین ستون‌ها تقسیم شده و در وسط هر ستون با حرف V مشخص می‌شود. باید توجه داشت در طبقات پایین تر برای محاسبه نیروی برشی ستونها باید نیروی برشی آن طبقه با طبقات بالای خود جمع شود.

گام دوم: چون در این روش نقطه عطف ستون در وسط ارتفاع ستون فرض می‌شود، از ضرب نیروی برشی ستون در نصف ارتفاع ستون، گشتاور خمشی ستون حول محور عمود بر صفحه محاسبه شده و در وسط ارتفاع ستون با حرف M مشخص می‌شود. چون نقطه عطف در وسط ارتفاع قرار دارد، گشتاورهای خمشی بالا و پایین ستون با یکدیگر مساوی می‌باشند. اگر تکیه گاه‌های قاب مفصلی باشند در طبقه همکف گشتاور خمشی ستون از ضرب نیروی برشی ستون در ارتفاع کل ستون در ارتفاع کل ستون حاصل می‌گردد.

گام سوم: با توجه به تغییر شکل قاب در مقابل بارهای جانبی، در هر گروه، مجموع گشتاور خمشی ستونها باید برابر مجموع گشتاور خمشی تیرها باشد. گشتاور خمشی ستونها در گام دوم محاسبه شده اند، با شروع از آخرین طبقه از سمت چپ (سمت نیروهای مؤثر) و حرکت از چپ به راست و از بالا به پایین گشتاورهای خمشی انتهایی تیرها محاسبه می‌شوند. چون نقطه عطف تیرها در وسط دهانه فرض شده است، گشتاورهای خمشی دو انتهای هر تیر باید با یکدیگر مساوی باشند. بنابراین گشتاور خمشی هر تیر با علامت M در وسط و پایین آن نوشته می‌شود.



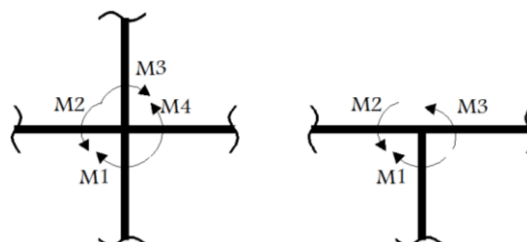
الف) ابتدا با از سمت چپ با استفاده از لنگر بدست آمده از ستون، لنگر تیر را هم حساب می‌کنیم.

$$M_1 = M_2$$

ب) سپس با استفاده از لنگرها بدست آمده به ترتیب که پیش برویم، به راحتی بقیه هم حساب می‌شوند.

$$M_4 = M_1 - M_2 + M_3$$

$$M_1 = M_2 + M_3$$

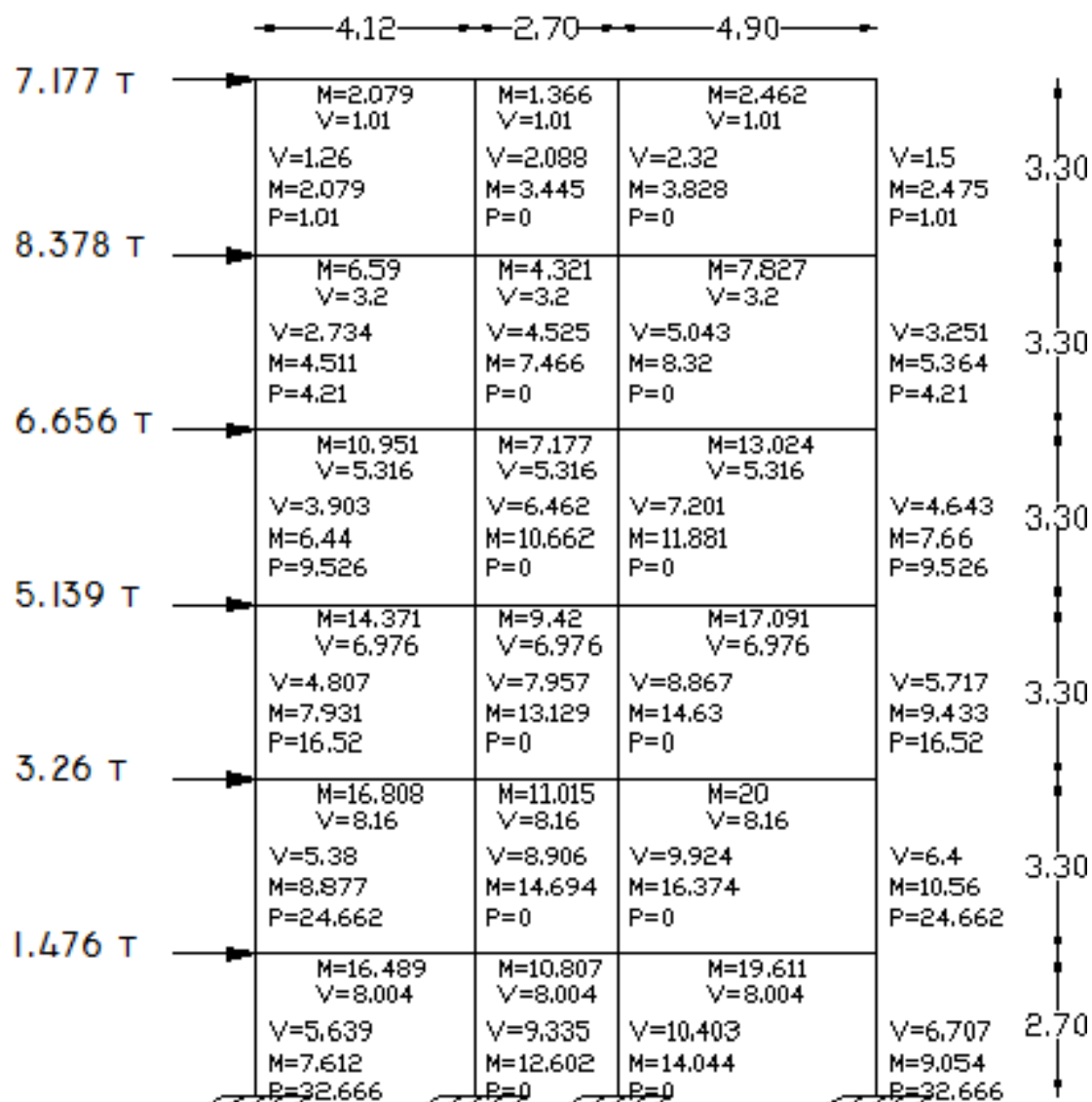


گام چهارم: نیروی برشی تیرها از تقسیم گشتاور خمشی بر نصف دهانه محاسبه شده و در وسط دهانه با علامت V مشخص می‌شود.

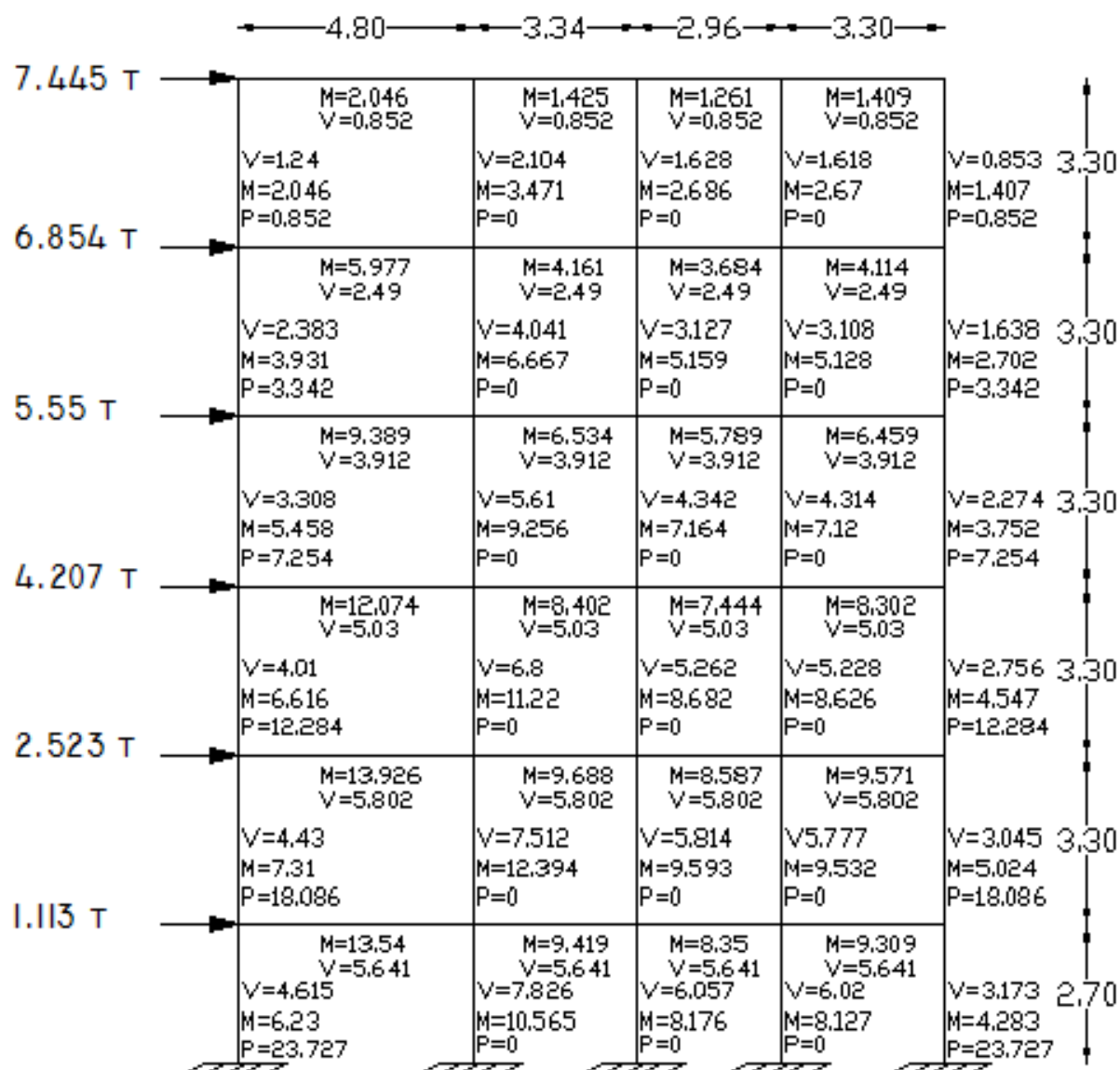
گام پنجم: با توجه به نیروی برشی تیرها، نیروی محوری ستون‌ها محاسبه می‌شود. نیروی محوری ستون‌های کناری از لحاظ عددی مساوی نیروی برشی تیر متصل به آن می‌باشد که البته باید نیروی محوری ستون فوقانی را نیز به آن اضافه کرد. نیروی محوری ستون‌های میانی مساوی تفاضل نیروی برشی تیر سمت چپ و راست متصل به آن است که باید به نتیجه حاصل، نیروی محوری ستون فوقانی را افزود. در صورتی که دهانه‌های قاب با یکدیگر مساوی، و یا نیروی برشی ستون به نسبت دهانه‌ها تقسیم شده باشد، نیروی محوری ستون میانی صفر خواهد بود.

گام ششم: نیروی محوری تیرها، غالباً در طراحی مهم نمی‌باشند. لیکن با روابط ایستایی قابل محاسبه می‌باشند.

تحلیل قاب ۲:



تحلیل قاب A:



در این پروژه فقط دو قاب ۱ و A به صورت دستی تحلیل می‌شوند.

فصل هفتم

طراحی دستی المان‌ها

طراحی تیر

در این پروژه فقط تیر محور ۲ از دهانه B تا E در طبقه اول مورد محاسبه قرار می‌گیرد.

طبق نتایج بدست آمده از تحلیل پرتال و یک دهم دهانه، ترکیب بارها طبق جدول ۹-۱۰-۱ مبحث نهم مقررات ملی ساختمان، به صورت زیر می‌باشد:

لنگر مثبت وسط دهانه: $M^+ = 73 \text{ KN.m}$

لنگر مثبت وسط دهانه: $M^- = 113 \text{ KN.m}$

نیروی برشی نهایی در تکیه‌گاه‌ها: $V = 112 \text{ KN}$

اطلاعات مربوط به قرار زیر است:

- ❖ ابعاد اولیه مقطع طبق محاسباتی که در قسمت تعیین وزن اسکلت انجام گرفته $350 \times 500 \text{ mm}$ می‌باشد و در جهت اطمینان از عرض مؤثر دال در ناحیه فشاری صرفه نظر می‌شود.
- ❖ طول دهانه طبق نقشه ۴.۹۰ متر می‌باشد.
- ❖ ضخامت پوشش بتن روی میلگردها (d) طبق جدول ۹-۶-۵ مبحث نهم آیین نامه به قرار زیر است:

نوع شرایط محیطی					نوع قطعه
فوق العاده شدید	بسیار شدید	شدید	متوسط	ملایم	
۷۵	۶۵	۵۰	۴۵	۳۵	تیرها و ستون‌ها
۶۰	۵۰	۳۵	۳۰	۲۰	دال‌ها، دیوارها و تیرچه‌ها
۵۵	۴۵	۳۰	۲۵	۲۰	پوسته‌ها و صفحات پلیسه‌ای
۹۰	۷۵	۶۰	۵۰	۴۰	شالوده‌ها

طبق جدول بالا بر اساس شرایط شدید، ضخامت پوشش بتن ۵۰ میلیمتر انتخاب می‌شود.

- ❖ حداقل مقاومت مشخصه بتن (f_c) بر اساس جدول ۹-۶-۲ مبحث نهم، 30 Mpa در نظر می‌گیریم.
- ❖ رده بندی میلگردها $S400$ در نظر گرفته می‌شود. و طبق جدول ۹-۴-۲ مبحث نهم، حداقل تنش تسلیم (f_y) 400 Mpa و حداقل مقدار مجاز مقاومت کششی حداکثر فولاد 600 Mpa انتخاب می‌شود.
- ❖ مقادیر مقاومت‌های مشخصه بتن و فولاد در ضرایب ایمنی جزئی، طبق بند ۹-۱۰-۱۰-۱ مبحث نهم مقررات ملی ساختمان به شرح زیر ضرب می‌شوند:

$$\phi_c = 0.6 \quad (1) \quad \text{ضریب ایمنی جزئی مقاومت بتن}$$

$$\phi_s = 0.85 \quad (2) \quad \text{ضریب ایمنی جزئی مقاومت فولاد}$$

تعیین آرما توره‌های خمشی برای لنگر مثبت (M^+):

گام اول: ظرفیت خمشی مقطع

$$\rho_{max} = 0.6\beta \cdot \frac{f_c}{f_y} \cdot \frac{600}{600 + f_y} \Rightarrow \rho_{max} = 0.6 \times 0.85 \times \frac{30}{400} \times \frac{600}{600 + 400} = 0.23$$

$$d = 500 - 50 = 450 \text{ mm}$$

$$A_{smax} = \rho b d = 0.23 \times 350 \times 450 = 3622.5 \text{ mm}^2$$

$$a = \frac{A_{smax} \cdot \phi_s f_y}{0.85 \phi_c f_c b} = \frac{3622.5 \times 0.85 \times 400}{0.85 \times 0.6 \times 30 \times 350} = 230$$

$$M_r = A_{smax} \cdot \phi_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 3622.5 \times 0.85 \times 400 \times \left(450 - \frac{230}{2} \right) = 412.6 \text{ KN.m}$$

گام دوم: تعیین نوع تحمل مقطع

$$M_r > M_u \Rightarrow \text{پس مقطع به صورت تک آرمه عمل می‌کند}$$

گام سوم: به منظور حصول از اطمینان، ظرفیت خمشی مقطع حداقل باید برابر ممان خمشی لازم از آنالیز خطی مقطع باشد:

$$M_r = M_u = 73 \text{ KN.m}$$

گام چهارم: (تعیین سطح مقطع فولاد (A_s))

$$A_s = \frac{0.85 \phi_c f_c b d}{\phi_s f_y} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 M_u}{0.85 \phi_c f_c b d^2}} \right)$$

$$A_s = \frac{0.85 \times 0.6 \times 30 \times 350 \times 450}{0.85 \times 400} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 73 \times 10^6}{0.85 \times 0.6 \times 30 \times 350 \times 450^2}} \right)$$

$$A_s = 494.365 \text{ mm}^2$$

گام پنجم: کنترل ρ

طبق بند ۹-۱۱-۵-۱ مبحث نهم، رابطه زیر باید برقرار باشد:

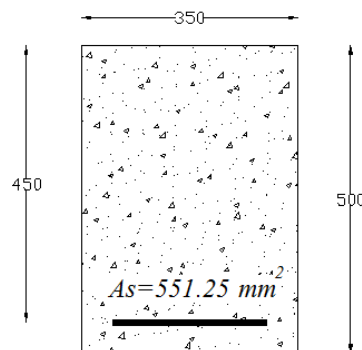
$$\rho \leq 0.25$$

$$\rho = \frac{A_s}{b d} = \frac{494.365}{350 \times 450} = 0.0031 \leq 0.25 \Rightarrow ok$$

همچنین طبق بند ۹-۱۱-۵-۲ مبحث نهم، حداقل آرما تور به کار رفته از بزرگترین مقادیر بدست آمده از روابط زیر باید بیشتر باشد:

$$\rho_{min} = \frac{1.4}{f_y} = \frac{1.4}{400} = 0.0035, \quad \rho_{min} = \frac{0.25\sqrt{f_c}}{f_y} = \frac{0.25 \times \sqrt{30}}{400} = 0.0034$$

$$0.0031 > 0.0035 \Rightarrow \rho = 0.0035 \Rightarrow A_s = \rho b d = 0.0035 \times 350 \times 450 = 551.25 \text{ mm}^2$$



تعیین آرماتورهای خمشی برای لنگر منفی (M^-):

گام اول: ظرفیت خمشی مقطع

$$\rho_{max} = 0.6\beta \cdot \frac{f_c}{f_y} \cdot \frac{600}{600 + f_y} \Rightarrow \rho_{max} = 0.6 \times 0.85 \times \frac{30}{400} \times \frac{600}{600 + 400} = 0.23$$

$$d = 500 - 50 = 450 \text{ mm}$$

$$A_{s_{max}} = \rho b d = 0.23 \times 350 \times 450 = 3622.5 \text{ mm}^2$$

$$a = \frac{A_{s_{max}} \cdot \phi_s f_y}{0.85 \phi_c f_c b} = \frac{3622.5 \times 0.85 \times 400}{0.85 \times 0.6 \times 30 \times 350} = 230$$

$$M_r = A_{s_{max}} \cdot \phi_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 3622.5 \times 0.85 \times 400 \times \left(450 - \frac{230}{2} \right) = 412.6 \text{ KN.m}$$

گام دوم: تعیین نوع تحمل مقطع

$$M_r > M_u \Rightarrow \text{پس مقطع به صورت تک آرمه عمل می کند}$$

گام سوم: به منظور حصول از اطمینان، ظرفیت خمشی مقطع حداقل باید برابر ممان خمشی لازم از آنالیز خطی مقطع باشد:

$$M_r = M_u = 113 \text{ KN.m}$$

گام چهارم: (تعیین سطح مقطع فولاد (A_s))

$$A_s = \frac{0.85 \phi_c f_c b d}{\phi_s f_y} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 M_u}{0.85 \phi_c f_c b d^2}} \right)$$

$$A_s = \frac{0.85 \times 0.6 \times 30 \times 350 \times 450}{0.85 \times 400} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 113 \times 10^6}{0.85 \times 0.6 \times 30 \times 350 \times 450^2}} \right)$$

$$A_s = 781.66 \text{ mm}^2$$

گام پنجم: کنترل ρ

طبق بند ۹-۱۱-۵-۱ مبحث نهم، رابطه زیر باید برقرار باشد:

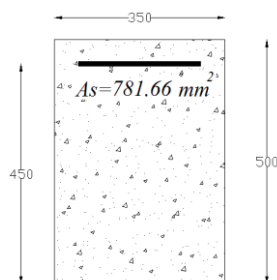
$$\rho \leq 0.025$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{781.66}{350 \times 450} = 0.005 \leq 0.025 \Rightarrow ok$$

همچنین طبق بند ۹-۱۱-۵-۱ مبحث نهم، حداقل آرماتور به کار رفته از بزرگترین مقادیر بدست آمده از روابط زیر باید بیشتر باشد:

$$\rho_{min} = \frac{1.4}{f_y} = \frac{1.4}{400} = 0.0035, \quad \rho_{min} = \frac{0.25\sqrt{f_c}}{f_y} = \frac{0.25 \times \sqrt{30}}{400} = 0.0034$$

$$0.005 > 0.0035 \Rightarrow ok$$

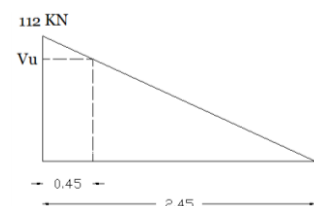


طراحی تیر تحت برش و پیچش:

گام اول: تعیین نیروی برشی نهایی (V_u) و نیروی پیچشی نهایی (T_u)

نیروی برشی نهایی (V_u) و نیروی پیچشی نهایی (T_u) به فاصله d از لبه ستون اتفاق می‌افتد.

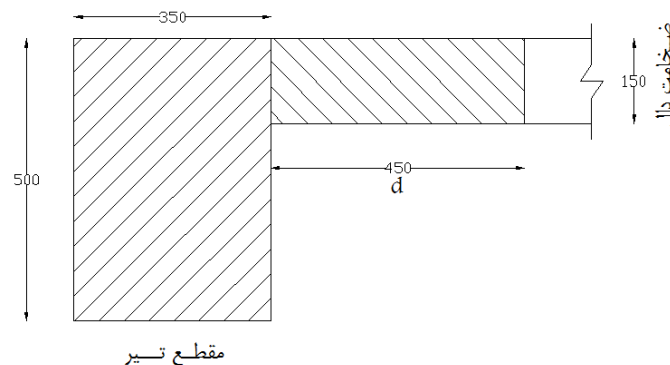
دیagram نیروی برشی برای نصف دهانه:



$$V_u = 112 - \frac{.45 \times 112}{2.45} = 91 \text{ KN}$$

از تشابه مثلثات داریم:

❖ به دلیل اینکه تیر مربوطه یک تیر لبه‌ای به حساب می‌آید، لذا نیروی پیچشی نهایی مانند زیر می‌باشد:



$$T_u = .67 T_{cr}$$

$$T_{cr} = 2 \left(\frac{A_c}{P_c} \right) V_c$$

رابطه ۹-۱۲-۱۵ مبحث نهم:

$$V_c = .2 \phi_c \sqrt{f_c}$$

رابطه ۹-۱۲-۴ مبحث نهم:

❖ برای محاسبه A_c و P_c ، کل مقطع را L شکل در نظر می‌گیریم.

$$A_c = 500 \times 350 + 450 \times 150 = 242500$$

$$P_c = 2 \times (500 + 350) + (2 \times 450) + 150 = 2750$$

$$T_u = .67 \times 2 \times \left(\frac{242500^2}{2750} \right) \times .2 \times .6 \times \sqrt{30} = 18 \text{ KN.m}$$

گام دوم: کنترل ضرورت طراحی برای پیچش

بند ۹-۱۲-۷-۱ مبحث نهم: در صورتی که لنگر پیچشی نهایی (T_u) از مقدار $.25 T_{cr}$ کمتر باشد، طراحی برای پیچش ضرورتی ندارد. مقدار T_{cr} را می‌توان از رابطه زیر به دست آورد:

$$T_{cr} = 2 \left(\frac{A_c}{P_c} \right) V_c$$

$$V_c = .2 \phi_c \sqrt{f_c}$$

$$T_{cr} = .4 \phi_c \sqrt{f_c} \left(\frac{A_c}{P_c} \right)$$

بنابراین:

$$.25 T_{cr} = .1 \phi_c \sqrt{f_c} \left(\frac{A_c}{P_c} \right)$$

و:

$$.1 \times .6 \times \sqrt{30} \times \left(\frac{242500^2}{2750} \right) = 7.027 \text{ KN.m} < 18 \Rightarrow \text{پس نیاز به طراحی پیچشی دارد.}$$

گام سوم: کنترل کافی بودن ابعاد مقطع

بند ۹-۱۲-۱۰-۸ مبحث نهم: با توجه به اینکه عریض شدن بیشتر ترک‌های مورب فشاری بتن منجر به محدودیت بیشتر می‌گردد، بنابراین باید رابطه زیر برقرار باشد:

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w d}\right)^2 + \left(\frac{T_u P_h}{1.7 A_{oh}}\right)^2} \leq 0.25 \phi_c f_c$$

P_h : محیط سطح محصور شده به وسیله خاموت

A_{oh} : مساحت سطح محصور شده به وسیله خاموت

$$P_h = 2 \times [(\delta_0 - 2 \times \delta_0) + (3\delta_0 - 2 \times \delta_0)] = 1300 \text{ mm}$$

$$A_{oh} = (\delta_0 - 2 \times \delta_0) \times (3\delta_0 - 2 \times \delta_0) = 10000 \text{ mm}^2$$

$$\sqrt{\left(\frac{91 \times 10^3}{350 \times 450}\right)^2 + \left(\frac{18 \times 10^6 \times 1300}{1.7 \times 10000}\right)^2} = 1.49 < 0.25 \times 0.6 \times 30 = 4.5 \Rightarrow \text{ok}$$

گام چهارم: تعیین مساحت یک ساق خاموت پیچشی

$$\frac{A_t}{S} = \frac{T_u}{2(\phi_s f_y) A_{oh} (\phi_s f_y)} = \frac{18 \times 10^6}{2 \times 0.85 \times 10000 \times 0.85 \times 400} = 0.311 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}}$$

گام پنجم: تعیین نیروی برشی مقاومت بتن

$$V_c = 0.2 \phi_c \sqrt{f_c} b_w d = 0.2 \times 0.6 \times \sqrt{30} \times 350 \times 450 = 103.5 \text{ KN}$$

بند ۹-۱۲-۳-۱ مبحث نهم:

گام ششم: تعیین مساحت خاموت برشی

$$\frac{V_c}{2} = 51.75 < V_u = 91 < V_c = 103.5$$

بند ۹-۱۲-۶-۳ مبحث نهم: در تمامی اعضای خمشی بتن آرمه‌ای که در آن‌ها تنش برشی نهایی (V_u) از نصف تنش برشی مقاوم نهایی بتن (V_c) تجاوز کند، باید آرماتور برشی به کار برده شود. مقدار آرماتور برشی نباید کمتر از مقدار زیر در نظر گرفته شود:

$$A_v = 0.35 \frac{b_w S}{f_y} \Rightarrow \frac{A_v}{S} = \frac{0.35 b_w}{f_y}$$

$$\frac{A_v}{S} = \frac{0.35 \times 350}{400} = 0.306 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}}$$

گام هفتم: تعیین مساحت دو ساق خاموت لازم برای ترکیب برش و پیچش و کنترل آن

$$\frac{A_{tv}}{S} = 2 \frac{A_t}{S} + \frac{A_v}{S} = 2 \times 0.311 + 0.306 = 0.928$$

$$\frac{A_{tv}}{S} \geq \left(\frac{A_{tv}}{S} \right)_{min} = \frac{0.35b_w}{f_y} \quad \text{بند ۹-۱۲-۶-۳-۴ مبحث نهم:}$$

$$\frac{0.35 \times 350}{400} = 0.306 < 0.928 \Rightarrow \text{ok}$$

گام هشتم: انتخاب نوع خاموت و فاصله اولیه خاموت‌ها

$$A_{tv} = 157 \text{ mm}^2 \quad \text{چنانچه از خاموت } \Phi 10 \text{ استفاده شود:}$$

$$S = \frac{157}{0.928} = 170 \text{ mm}$$

گام نهم: فاصله حداکثر خاموت‌ها

بند ۹-۱۲-۶-۳-۴ مبحث نهم: آرماتورهای برای طراحی برشی و پیچشی از نوع خاموت بسته با $S \leq S_{max}$ باشد.

❖ فاصله حداکثر خاموت‌ها باید کوچکترین حالت زیر باشد:

الف) بر مبنای برش:

$$S_{max} = \frac{d}{2} = \frac{450}{2} = 225 \text{ mm} \quad \text{بند ۹-۱۲-۶-۴-۱ مبحث نهم:}$$

ب) بر مبنای پیچشی:

$$S_{max} = \frac{P_h}{\lambda} = \frac{1300}{\lambda} = 162.5 \text{ mm} \quad \text{بند ۹-۱۲-۱۰-۵ مبحث نهم:}$$

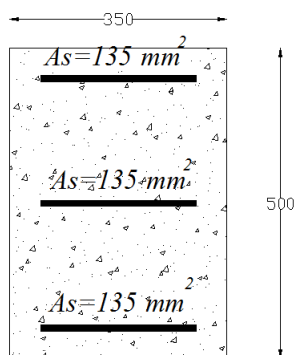
$$S_{max} = 300 \text{ mm}$$

طبق مطالب آیین نامه $S = 162.5 \text{ mm}$ انتخاب می شود، ولی با توجه به مسائل اجرایی:

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

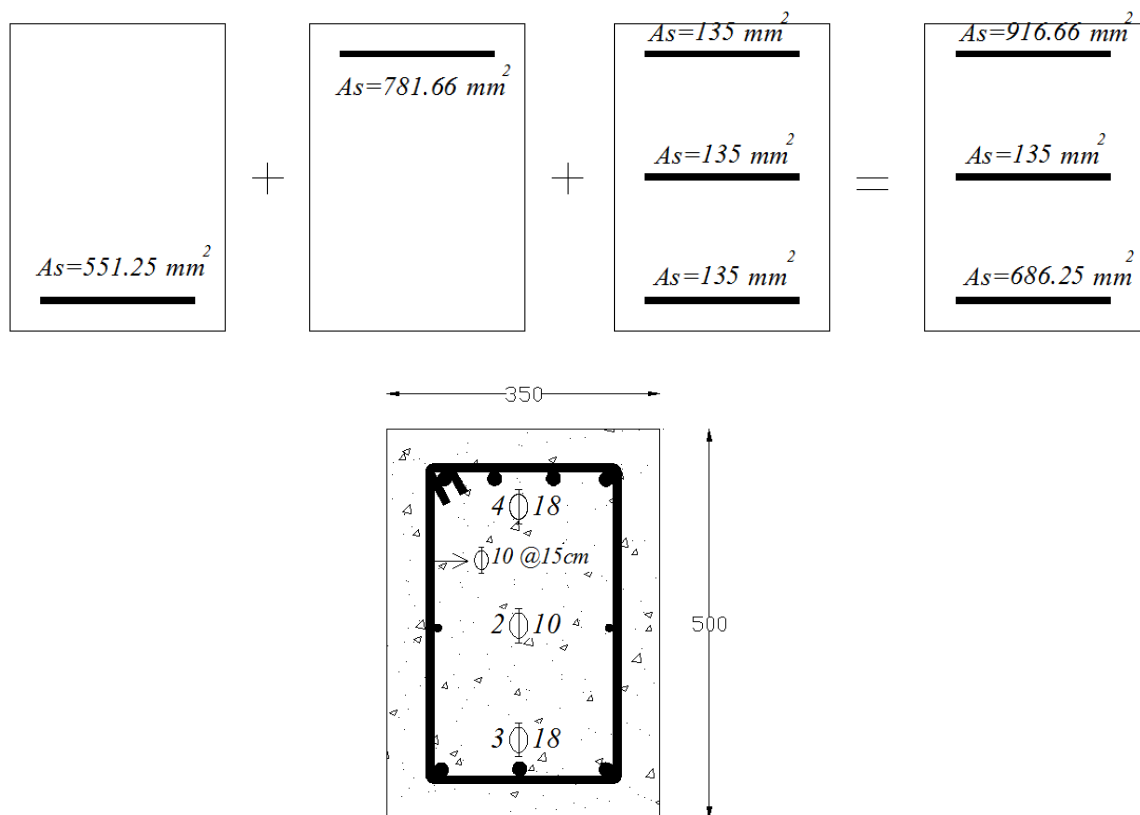
گام دهم: تعیین مساحت سطح مقطع میلگردهای طولی

$$A_l = \left(\frac{A_t}{S} \right) P_h = 0.311 \times 1300 = 404.3 \text{ mm}^2 \quad \text{با توجه به بند ۹-۱۲-۸-۳ مبحث نهم:}$$



تعیین آرایش نهایی آرماتورها:

باتوجه به سطح مقطع بدست آمده از خمش و برش و پیچش ، آرایش نهایی آرماتورها به قرار زیر می‌باشد:



بند ۹-۲۰-۳-۲-۲-۲ مبحث نهم: فاصله محور تا محور میلگردهای طولی از یکدیگر نباید بیشتر از ۲۰۰ میلیمتر باشد.

- همانطور که مشاهده می‌شود، این بند از آیین نامه ارضاء شده است.

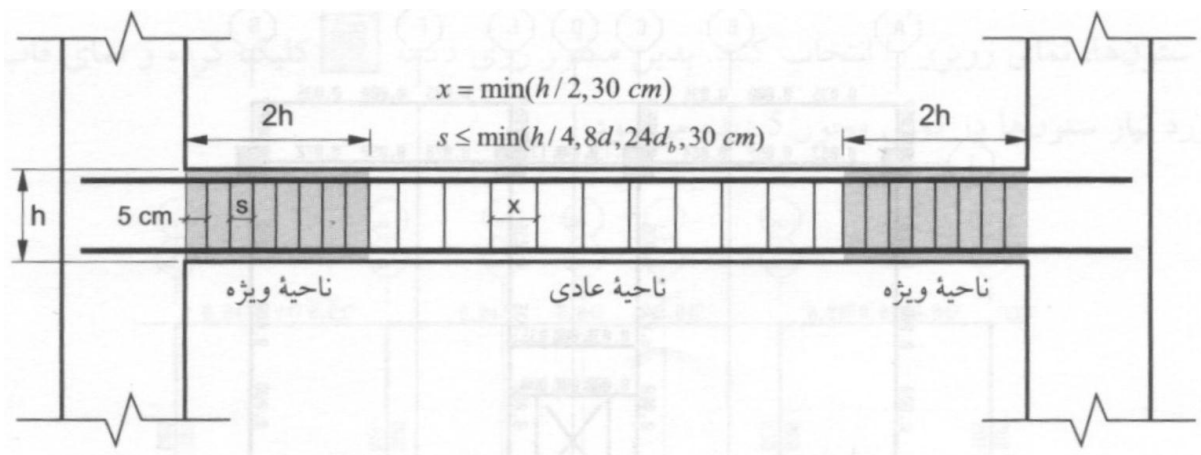
تعیین ضوابط ناحیه طول بحرانی

بند ۹-۲۰-۳-۱-۲-۴ مبحث نهم: دراعضای خمشی در طول قسمت‌های بحرانی که در زیر مشخص می‌شوند باید خاموت مطابق ضوابط بند ۹-۲۰-۳-۱-۲-۵ به کار برده شود، مگر آنکه طراحی برای برش نیاز به آرماتور بیشتری را ایجاب کند:

- در طولی معادل دو برابر ارتفاع مقطع از بر تکیه گاه به سمت وسط دهانه
- در طولی معادل دو برابر ارتفاع در هر دو قسمت مقطعی که در آن امکان تشکیل مفصل پلاستیکی در اثر تغییر مکان جانبی غیر لاستیکی قاب وجود داشته باشد
- پ - در طولی که در آن برای تأمین ظرفیت خمشی مقطع به آرماتور فشاری نیاز باشد.

بند ۹-۲۰-۳-۱-۲-۵ مبحث نهم: خاموت‌ها و فواصل آنها از یکدیگر باید دارای شرایط زیر باشند:

- الف - قطر خاموت‌ها کمتر از ۶ میلیمتر نباشد.
- ب - فاصله خاموت‌ها از یکدیگر بیشتر از مقادیر: یک چهارم ارتفاع مؤثر مقطع، ۸ برابر قطر کوچکترین آرماتور طولی، ۲۴ برابر قطر خاموت‌ها و ۳۰۰ میلیمتر اختیار نشود.
- پ - فاصله اولین خاموت از بر تکیه‌گاه بیشتر از ۵۰ میلیمتر نباشد.



بنابراین طول ناحیه بحرانی l_o از هر طرف برابر می‌شود با:

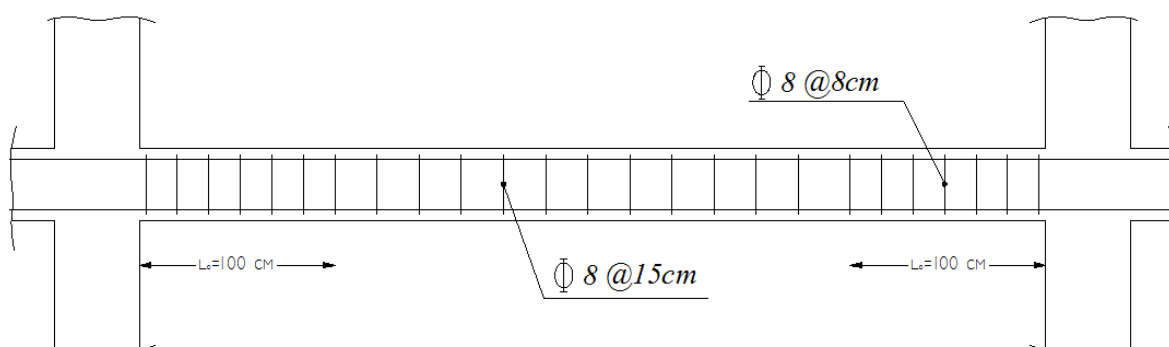
$$l_o = 2 \times 50 = 100 \text{ cm}$$

و همچنین حداکثر فاصله خاموت‌ها در ناحیه بحرانی برابر است با:

$$S = \min \left[\frac{450}{4} \text{ یا } 8 \times 10 \text{ یا } 24 \times 10 \text{ یا } 300 \right] \Rightarrow S = 80 \text{ mm}$$

- حداقل ضخامت خاموت رعایت شده است.
- در ناحیه از بر تکیه گاه فاصله خاموت ۵۰ میلیمتر می‌باشد.

و در نهایت آرایش خاموت‌ها در تیر به قرار زیر است:



طراحی ستون

عضوی را که وظیفه حمل نیروی محوری فشاری را دارا باشد، ستون گویند. اما ستونی که تحت تاثیر نیروی محوری فشاری خالص قرار داشته باشد، به ندرت یافت می‌شود. تقریباً تمام ستون‌ها تحت تاثیر لنگر می‌باشند. این لنگرها می‌توانند ناشی از اتصال صلب تیر به ستون و یا ناشی از برون محوری‌های اتفاقی به واسطه عدم قرارگیری صحیح محورها و یا تغییرات در سطح مقطع و یا خواص مصالح باشد.

در این پروژه ستون A-۲ از پارکینگ تا طبقه پنجم مورد محاسبه قرار می‌گیرد.

طراحی ستون پارکینگ:

نیروهایی که از تحلیل پرتال و یک دهم دهانه برای ستون مذکور بدست آمده، به شرح زیر است:

بار زلزله	بار مرده	بار زنده	
۳۲۶	۵۴۳.۳۴	۵۷.۰۴	بار محوری $KN (N)$
۸۱.۲۷	۹.۹۵	۰.۶	لنگر حول محور x $KN.m (M_{ux})$
۷۶.۱۲	۷۷.۵۷	۲۲.۱۷	لنگر حول محور y $KN.m (M_{uy})$

گام اول: تعیین تلاش‌های نهایی با استفاده از ترکیب بار

$$D + ۱.۲L + ۱.۲E$$

$$N_u = ۵۴۳.۳۴ + ۱.۲ \times ۵۷.۰۴ + ۱.۲ \times ۳۲۶ = ۱۰۰۲.۹۸ \text{ KN}$$

$$M_{ux} = ۹.۹۵ + ۱.۲ \times ۰.۶ + ۱.۲ \times ۸۱.۲۷ = ۱۰۸.۱۹۴ \text{ KN.m}$$

$$M_{uy} = ۷۷.۵۷ + ۱.۲ \times ۲۲.۱۷ + ۱.۲ \times ۷۶.۱۲ = ۱۹۵.۵۱۸ \text{ KN.m}$$

گام دوم: تخمین ابعاد

$$A_g = \frac{۱.۵N_u}{\phi_c f_c + f_y \rho_{st}}$$

ρ_{st} : سطح مقطع آرماتورهای طولی

بند ۹-۱۱-۹-۱ مبحث نهم: در قطعات فشاری سطح مقطع آرماتور طولی نباید کمتر از ۰.۰۱ و بیشتر از ۰.۰۶ سطح مقطع

کل باشد. $(۰.۰۸ < \rho_{st} < ۰.۰۱)$

$$\rho_{st} = ۲\% = ۰.۰۲$$

$$A_g = \frac{1.5 \times 1002.98 \times 10^3}{0.6 \times 30 + 400 \times 0.02} = 151321 \text{ mm}^2$$

$$h = b = \sqrt{151321} = 389$$

$$\text{use } 400 \text{ mm} \times 400 \text{ mm}$$

گام سوم: تعیین M_{ueq} و e_{eq}

خروج از مرکزیت‌های دو محوره e_x و e_y می‌تواند با یک خروج از مرکزیت معادل، جایگزین شود و ستون برای حالت بار محوری توام با ممان خمشی تک محوره طراحی شود. محدودیت این روش این است که ستون‌ها باید نسبت به دو محور متقارن باشند و $2 \leq \frac{x}{y} \leq 0.5$ و همچنین فولاد گذاری در چهار وجه مقطع باشد.

اگر $\frac{e_x}{x} \geq \frac{e_y}{y}$ باشد، ستون برای N_u و $M_{ueq} = N_u e_{eqx}$ و اگر $\frac{e_y}{y} \geq \frac{e_x}{x}$ باشد، ستون برای N_u و $M_{ueq} = N_u e_{eqy}$ طراحی می‌گردد.

$$e_{eqx} = e_x + \frac{\alpha e_y}{y} x, \quad e_{eqy} = e_y + \frac{\alpha e_x}{x} y$$

$$\alpha = \left(0.5 + \frac{N_u}{f_c A_g}\right) \frac{f_y + 275}{690} \geq 0.6 \quad \text{و همچنین برای شرایطی که } \frac{N_u}{f_c A_g} \leq 0.4 \text{ باشد:}$$

$$\alpha = \left(1.3 + \frac{N_u}{f_c A_g}\right) \frac{f_y + 275}{690} \geq 0.5 \quad \text{و اگر } \frac{N_u}{f_c A_g} > 0.4 \text{ باشد:}$$

$$e_x = \frac{M_{ux}}{N_u} = \frac{195.518 \times 10^3}{1002.98} = 194.93 \text{ mm}$$

$$e_y = \frac{M_{uy}}{N_u} = \frac{108.194 \times 10^3}{1002.98} = 107.87 \text{ mm}$$

$$\frac{N_u}{f_c A_g} = \frac{1002.98 \times 10^3}{30 \times 400 \times 400} = 0.208 < 0.4 \Rightarrow \alpha = (0.5 + 0.208) \frac{400 + 275}{690} = 0.7 > 0.6$$

$$\frac{e_x}{x} = \frac{194.93}{400} > \frac{e_y}{y} = \frac{107.87}{400} \Rightarrow e_{eqx} = 194.93 + \frac{0.7 \times 107.87}{400} \times 400 = 270.439 \text{ mm}$$

$$M_{ueq} = N_u e_{eqx} = 1002.98 \times 10^3 \times 270.439 = 271.244 \text{ KN.m}$$

گام چهارم: تعیین مقدار فولاد با استفاده از نمودارهای اثر متقابل فشار خمشی

برای آنالیز طراحی ستون‌ها به جای استفاده از روش مستقیم که کمی زمانگیر است می‌توان از روش تقریبی نمودارهای اندرکنش استفاده کرد. در این روش از نمودارهای اندرکنشی که قبلاً بدست آمده و ترسیم شده‌اند استفاده می‌گردد. این منحنی‌ها با توجه به مشخصات مکانیکی و مقطع یک ستون تعریف می‌گردد. در استفاده از این نمودارها باید به نکات زیر توجه کرد:

❖ برای ستون‌های مستطیل شکل با فولاد گذاری در دو طرف

- ❖ برای ستون‌های مستطیل شکل با فولاد گذاری در چهار طرف
- ❖ ستون‌های دایره‌ای شکل
- ❖ نمودارها وابسته به واحد نمی‌باشند.
- ❖ نمودارها برحسب γ تقسیم بندی شده‌اند.
- ❖ هر نمودار دارای یک سری منحنی است که هر منحنی مربوط به یک $m\rho$ می باشد.
- ❖ نمودارها بر حسب N_u و M_{ueq} ترسیم شده‌اند.

$$\gamma = \frac{h - 2d'}{h} = \frac{400 - 2 \times 50}{400} = 0.75$$

$$\frac{N_u}{\phi_c f_c b h} = \frac{1002.98 \times 10^3}{0.6 \times 30 \times 400 \times 400} = 0.348$$

$$\frac{M_{ueq}}{\phi_c f_c b h^2} = \frac{271.244 \times 10^6}{0.6 \times 30 \times 400 \times 400^2} = 0.235$$

با توجه به نمودارهای اندر کنش:

$$\gamma = 0.7 \rightarrow m\rho = 0.74$$

$$\gamma = 0.8 \rightarrow m\rho = 0.6$$

$$\frac{0.8 - 0.7}{0.8 - 0.75} = \frac{0.6 - 0.74}{0.6 - m\rho} \Rightarrow m\rho = 0.67$$

با استفاده از درون یابی داریم:

$$m = \frac{f_y}{\phi_c f_c} = \frac{400}{0.6 \times 30} = 22.22 \Rightarrow \rho = 0.03$$

$$A_{st} = \rho A_g = 0.03 \times 400^2 = 4800 \text{ mm}^2$$

$$use \quad 4\Phi 20 + 8\Phi 24 \quad A_s = 4880 \text{ mm}^2$$

$$\rho = \frac{4880}{400^2} = 0.03 \Rightarrow ok$$

بند ۹-۲۰-۳-۲-۲-۲ مبحث نهم: فاصله محور تا محور میلگردهای طولی از یکدیگر نباید بیشتر از ۲۰۰ میلیمتر باشد.

- طبق ابعاد ستون مشاهده می‌شود که این بند از آیین نامه ارضاء می‌شود.

گام پنجم: کنترل به روش برسلر

$$1- \text{تعیین } N_{rx}$$

$$\frac{e_x}{h} = \frac{194.93}{400} = 0.48$$

$$m\rho = 22.22 \times 0.03 = 0.66$$

با توجه به نمودارهای اندر کنش:

$$\gamma = 0.7 \rightarrow \frac{N_{rx}}{\phi_c f_c b h} = 0.45$$

$$\gamma = 0.8 \rightarrow \frac{N_{rx}}{\phi_c f_c b h} = 0.5$$

با استفاده از درون یابی داریم:

$$\gamma = 0.75 \rightarrow \frac{N_{rx}}{\phi_c f_c b h} = 0.475 \Rightarrow N_{rx} = 1368 \text{ KN}$$

۲- تعیین N_{ry}

$$\frac{e_y}{h} = \frac{107.87}{400} = 0.27$$

$$m\rho = 22.22 \times 0.3 = 0.66$$

با توجه به نمودارهای اندر کنش:

$$\gamma = 0.7 \rightarrow \frac{N_{ry}}{\phi_c f_c b h} = 0.7$$

$$\gamma = 0.8 \rightarrow \frac{N_{ry}}{\phi_c f_c b h} = 0.75$$

با استفاده از درون یابی داریم:

$$\gamma = 0.75 \rightarrow \frac{N_{ry}}{\phi_c f_c b h} = 0.725 \Rightarrow N_{ry} = 2088 \text{ KN}$$

۳- تعیین N_{r0}

$$N_{r0} = 0.8(0.85\phi_c f_c (A_g - A_{st}) + \phi_s f_y)$$

$$N_{r0} = 0.8 \times (0.85 \times 0.6 \times 30 \times (400^2 - 4880) + 0.85 \times 400) = 1900 \text{ KN}$$

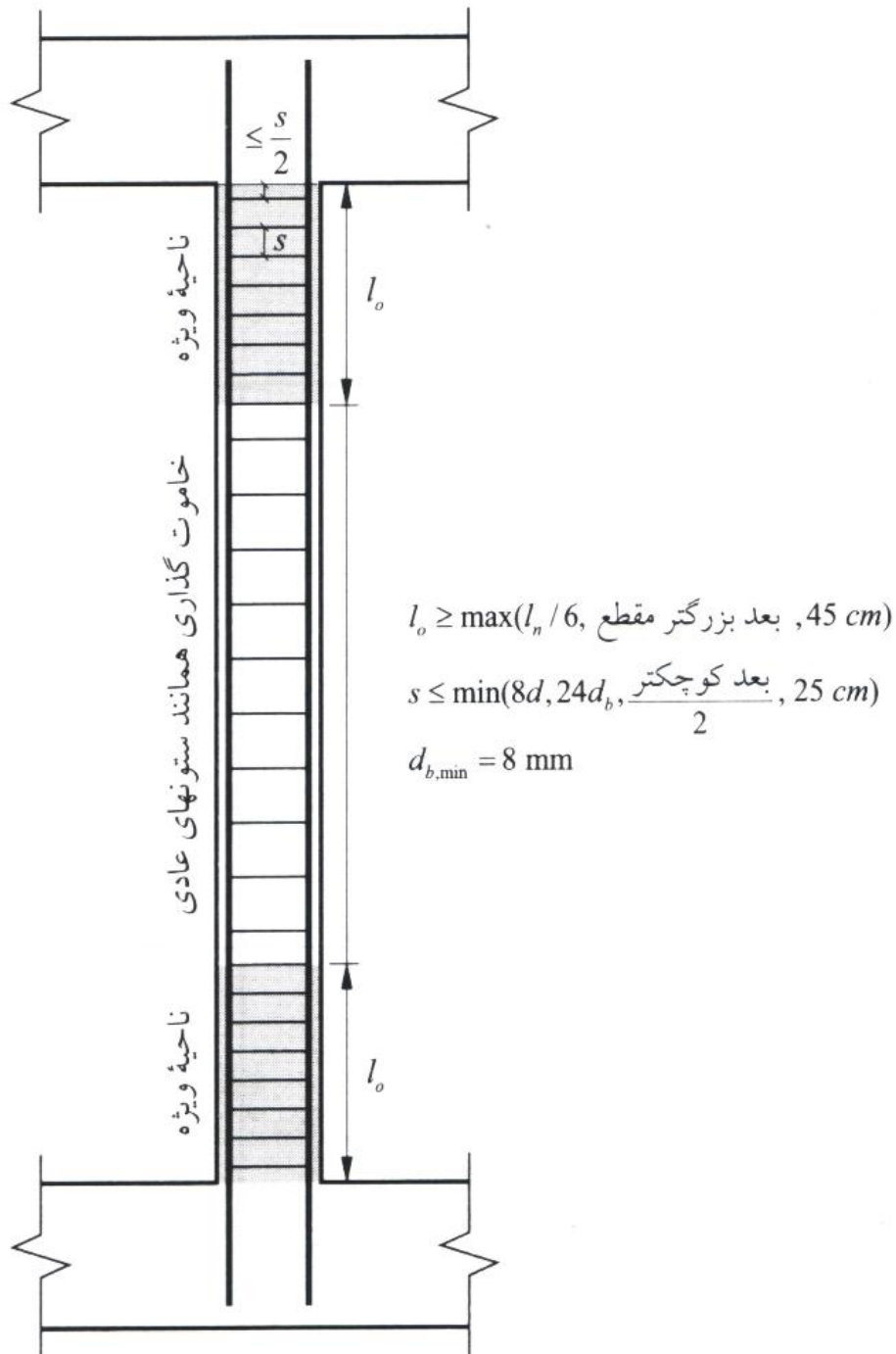
۴- تعیین N_r

$$\frac{1}{N_r} = \frac{1}{N_{rx}} + \frac{1}{N_{ry}} - \frac{1}{N_{r0}}$$

$$\frac{1}{N_r} = \frac{1}{1368} + \frac{1}{2088} - \frac{1}{1900} \Rightarrow N_r = 1462 \text{ KN} > N_u = 1002.98 \text{ KN} \Rightarrow ok$$

گام ششم: طراحی تنگ

بند ۹-۲۰-۳-۲-۳ مبحث نهم: در دو انتهای ستون‌ها به طول l_0 باید آرماتورهای عرضی برای تحمل نیروی برشی طبق ضوابطی که در شکل آمده است، قرار گیرند.



$$l_0 = \max\left\{\frac{3300}{6}, 400, 450\right\} \Rightarrow l_0 = 55 \text{ cm}$$

$$d = 8 \text{ mm}$$

$$s = \min\left\{8 \times 20, 24 \times 8, \frac{400}{2}, 250\right\} \Rightarrow S = 16 \text{ cm}$$

بند ۹-۲۰-۳-۲-۵ مبحث نهم: در قسمت‌هایی از طول ستون که شامل طول l_0 نمی‌شود، ضوابط میلگردگذاری عرضی مشابه ضوابط در ستون‌های عادی است.

برای میلگردهای طولی نمره ۳۰ و کمتر، یک سوم قطر میلگرد طولی برای قطر تنگ استفاده شود.

همچنین فاصله تنگ‌ها باید از مقادیر زیر کوچکتر باشد:

۱۶ برابر قطر آرماتور طولی، ۴۸ برابر قطر تنگ، کوچکترین بعد مقطع ستون، ۳۰۰ میلیمتر

$$d = \frac{24}{3} = 8 \text{ mm}$$

$$s = \min\{16 \times 20, 48 \times 8, 400, 300\} \Rightarrow S = 30 \text{ cm}$$

طراحی ستون طبقه اول:

نیروهای که از تحلیل پرتال و یک دهم دهانه برای ستون مذکور بدست آمده، به شرح زیر است:

بار زلزله	بار مرده	بار زنده	
۲۴۶	۴۴۸.۶	۵۰.۲۸	بار محوری $KN (N)$
۹۵.۳۲	۷.۷۶	۰.۵	لنگر حول محور x $KN.m (M_{ux})$
۸۸.۸۷	۶۴.۳۸	۱۸.۳۱	لنگر حول محور y $KN.m (M_{uy})$

گام اول: تعیین تلاش‌های نهایی با استفاده از ترکیب بار

$$D + 1.2L + 1.2E$$

$$N_u = 448.6 + 1.2 \times 50.28 + 1.2 \times 246 = 804.44 \text{ KN}$$

$$M_{ux} = 7.76 + 1.2 \times 0.5 + 1.2 \times 95.32 = 122.744 \text{ KN.m}$$

$$M_{uy} = 64.38 + 1.2 \times 18.31 + 1.2 \times 88.87 = 193 \text{ KN.m}$$

گام دوم: تخمین ابعاد

$$A_g = \frac{1.5 N_u}{\phi_c f_c + f_y \rho_{st}}$$

ρ_{st} : سطح مقطع آرماتورهای طولی

بند ۹-۱۱-۹ مبحث نهم: در قطعات فشاری سطح مقطع آرماتور طولی نباید کمتر از ۰.۰۱ و بیشتر از ۰.۰۶ سطح مقطع

کل باشد. ($1\% < \rho_{st} < 8\%$)

$$\rho_{st} = 2\% = 0.02$$

$$A_g = \frac{1.5 \times 804.44 \times 10^3}{0.6 \times 30 + 400 \times 0.02} = 123201 \text{ mm}^2$$

$$h = b = \sqrt{123201} = 351$$

$$\text{use } 400 \text{ mm} \times 400 \text{ mm}$$

گام سوم: تعیین M_{ueq} و e_{eq}

خروج از مرکزیت‌های دو محوره e_x و e_y می‌تواند با یک خروج از مرکزیت معادل، جایگزین شود و ستون برای حالت بار محوری توام با ممان خمشی تک محوره طراحی شود. محدودیت این روش این است که ستون‌ها باید نسبت به دو محور متقارن باشند و $2 \leq \frac{x}{y} \leq 0.5$ و همچنین فولاد گذاری در چهار وجه مقطع باشد.

اگر $\frac{e_x}{x} \geq \frac{e_y}{y}$ باشد، ستون برای N_u و $M_{ueq} = N_u e_{eqx}$ و اگر $\frac{e_y}{y} \geq \frac{e_x}{x}$ باشد، ستون برای N_u و $M_{ueq} = N_u e_{eqy}$ طراحی می‌گردد.

$$e_{eqx} = e_x + \frac{\alpha e_y}{y} x, \quad e_{eqy} = e_y + \frac{\alpha e_x}{x} y$$

$$\alpha = \left(0.5 + \frac{N_u}{f_c A_g}\right) \frac{f_y + 275}{690} \geq 0.6 \quad \text{و همچنین برای شرایطی که } \frac{N_u}{f_c A_g} \leq 0.4 \text{ باشد:}$$

$$\alpha = \left(1.3 + \frac{N_u}{f_c A_g}\right) \frac{f_y + 275}{690} \geq 0.5 \quad \text{و اگر } \frac{N_u}{f_c A_g} > 0.4 \text{ باشد:}$$

$$e_x = \frac{M_{uy}}{N_u} = \frac{193 \times 10^3}{804.44} = 240 \text{ mm}$$

$$e_y = \frac{M_{ux}}{N_u} = \frac{122.744 \times 10^3}{804.44} = 152 \text{ mm}$$

$$\frac{N_u}{f_c A_g} = \frac{804.44 \times 10^3}{30 \times 400 \times 400} = 0.167 < 0.4 \Rightarrow \alpha = (0.5 + 0.167) \frac{400 + 275}{690} = 0.653 > 0.6$$

$$\frac{e_x}{x} = \frac{240}{400} > \frac{e_y}{y} = \frac{122.744}{400} \Rightarrow e_{eqx} = 240 + \frac{0.653 \times 122.744}{400} \times 400 = 320 \text{ mm}$$

$$M_{ueq} = N_u e_{eqx} = 804.44 \times 10^3 \times 320 = 257.542 \text{ KN.m}$$

گام چهارم: تعیین مقدار فولاد با استفاده از نمودارهای اثر متقابل فشار خمشی

برای آنالیز طراحی ستون‌ها به جای استفاده از روش مستقیم که کمی زمانگیر است می‌توان از روش تقریبی نمودارهای اندرکنش استفاده کرد. در این روش از نمودارهای اندرکنشی که قبلاً بدست آمده و ترسیم شده‌اند استفاده می‌گردد. این منحنی‌ها با توجه به مشخصات مکانیکی و مقطع یک ستون تعریف می‌گردد. در استفاده از این نمودارها باید به نکات زیر توجه کرد:

❖ برای ستون‌های مستطیل شکل با فولاد گذاری در دو طرف

- ❖ برای ستون‌های مستطیل شکل با فولاد گذاری در چهار طرف
- ❖ ستون‌های دایره‌ای شکل
- ❖ نمودارها وابسته به واحد نمی‌باشند.
- ❖ نمودارها برحسب γ تقسیم بندی شده‌اند.
- ❖ هر نمودار دارای یک سری منحنی است که هر منحنی مربوط به یک $m\rho$ می باشد.
- ❖ نمودارها بر حسب N_u و M_{ueq} ترسیم شده‌اند.

$$\gamma = \frac{h - 2d'}{h} = \frac{400 - 2 \times 50}{400} = 0.75$$

$$\frac{N_u}{\phi_c f_c b h} = \frac{104.44 \times 10^3}{0.6 \times 30 \times 400 \times 400} = 0.28$$

$$\frac{M_{ueq}}{\phi_c f_c b h^2} = \frac{257.542 \times 10^6}{0.6 \times 30 \times 400 \times 400^2} = 0.22$$

با توجه به نمودارهای اندر کنش:

$$\gamma = 0.7 \rightarrow m\rho = 0.65$$

$$\gamma = 0.8 \rightarrow m\rho = 0.53$$

$$\frac{0.8 - 0.7}{0.8 - 0.75} = \frac{0.53 - 0.65}{0.53 - m\rho} \Rightarrow m\rho = 0.6$$

با استفاده از درون یابی داریم:

$$m = \frac{f_y}{\phi_c f_c} = \frac{400}{0.6 \times 30} = 22.22 \Rightarrow \rho = 0.027$$

$$A_{st} = \rho A_g = 0.027 \times 400^2 = 4320 \text{ mm}^2$$

$$use \quad 8\Phi 20 + 4\Phi 24 \quad A_s = 4322 \text{ mm}^2$$

$$\rho = \frac{4322}{400^2} = 0.027 \Rightarrow ok$$

بند ۹-۲۰-۳-۲-۲-۲ مبحث نهم: فاصله محور تا محور میلگردهای طولی از یکدیگر نباید بیشتر از ۲۰۰ میلیمتر باشد.

- طبق ابعاد ستون مشاهده می‌شود که این بند از آیین نامه ارضاء می‌شود.

گام پنجم: کنترل به روش برسلر

$$1- \text{تعیین } N_{rx}$$

$$\frac{e_x}{h} = \frac{240}{400} = 0.6$$

$$m\rho = 22.22 \times 0.027 = 0.6$$

با توجه به نمودارهای اندر کنش:

$$\gamma = 0.7 \rightarrow \frac{N_{rx}}{\phi_c f_c b h} = 0.36$$

$$\gamma = 0.8 \rightarrow \frac{N_{rx}}{\phi_c f_c b h} = 0.38$$

با استفاده از درون یابی داریم:

$$\gamma = 0.75 \rightarrow \frac{N_{rx}}{\phi_c f_c b h} = 0.37 \Rightarrow N_{rx} = 1065 \text{ KN}$$

۲- تعیین N_{ry}

$$\frac{e_y}{h} = \frac{152}{400} = 0.38$$

$$m\rho = 22.22 \times 0.027 = 0.6$$

با توجه به نمودارهای اندر کنش:

$$\gamma = 0.7 \rightarrow \frac{N_{ry}}{\phi_c f_c b h} = 0.58$$

$$\gamma = 0.8 \rightarrow \frac{N_{ry}}{\phi_c f_c b h} = 0.54$$

با استفاده از درون یابی داریم:

$$\gamma = 0.75 \rightarrow \frac{N_{ry}}{\phi_c f_c b h} = 0.56 \Rightarrow N_{ry} = 1612 \text{ KN}$$

۳- تعیین N_{r0}

$$N_{r0} = 0.8(0.85\phi_c f_c (A_g - A_{st}) + \phi_s f_y)$$

$$N_{r0} = 0.8 \times (0.85 \times 0.6 \times 30 \times (400^2 - 4322) + 0.85 \times 400) = 1900 \text{ KN}$$

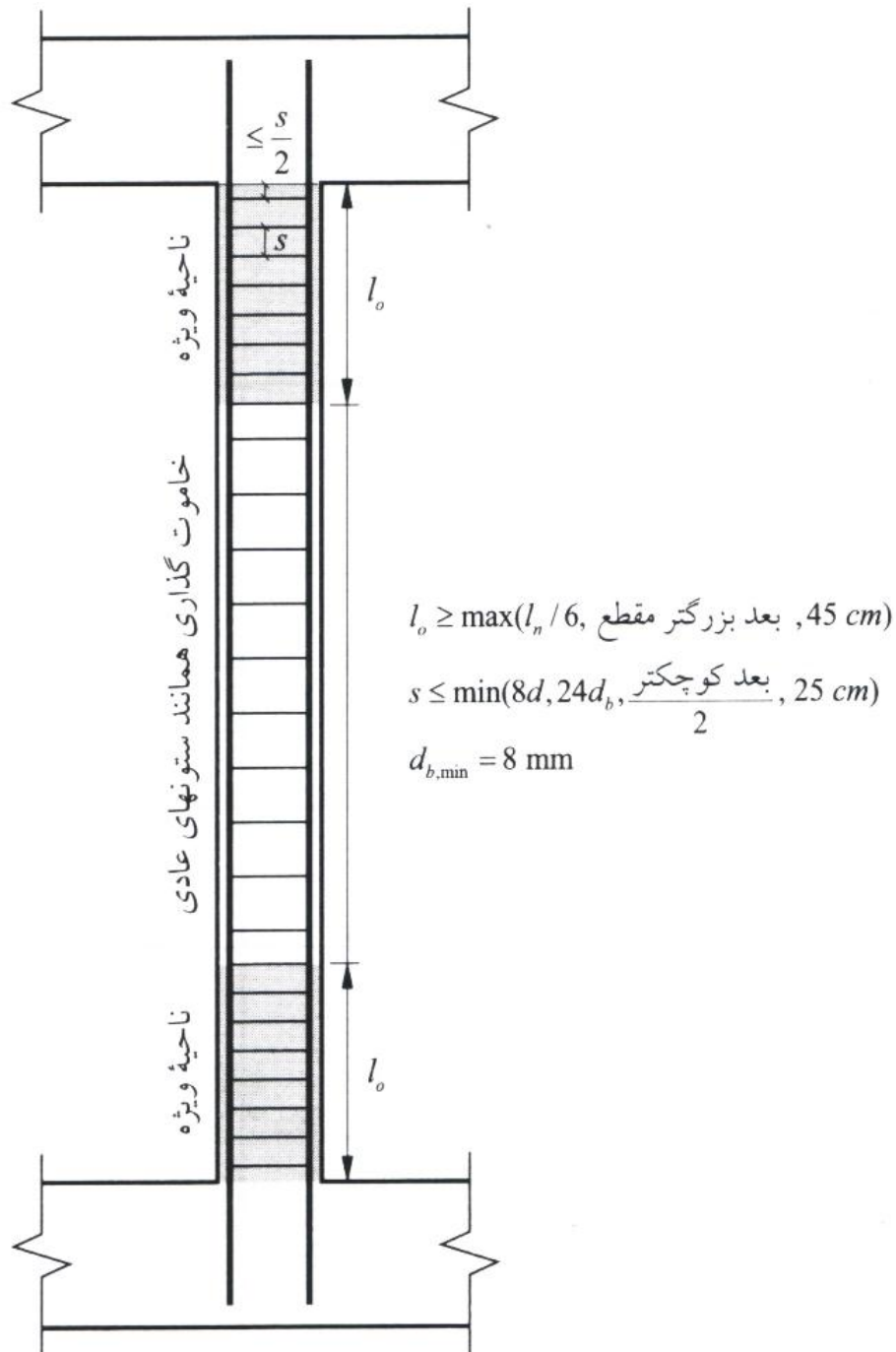
۴- تعیین N_r

$$\frac{1}{N_r} = \frac{1}{N_{rx}} + \frac{1}{N_{ry}} - \frac{1}{N_{r0}}$$

$$\frac{1}{N_r} = \frac{1}{1065} + \frac{1}{1612} - \frac{1}{1900} \Rightarrow N_r = 968 \text{ KN} > N_u = 804.44 \text{ KN} \Rightarrow ok$$

گام ششم: طراحی تنگ

بند ۹-۲۰-۳-۲-۳ مبحث نهم: در دو انتهای ستون‌ها به طول l_0 باید آرماتورهای عرضی برای تحمل نیروی برشی طبق ضوابطی که در شکل آمده است، قرار گیرند.



$$l_0 = \max\left\{\frac{3300}{6}, 400, 450\right\} \Rightarrow l_0 = 550 \text{ cm}$$

$$d = 8 \text{ mm}$$

$$s = \min\left\{8 \times 20, 24 \times 8, \frac{400}{2}, 250\right\} \Rightarrow S = 16 \text{ cm}$$

بند ۹-۲۰-۳-۲-۵ مبحث نهم: در قسمت‌هایی از طول ستون که شامل طول l_0 نمی‌شود، ضوابط میلگردگذاری عرضی مشابه ضوابط در ستون‌های عادی است.

برای میلگردهای طولی نمره ۳۰ و کمتر، یک سوم قطر میلگرد طولی برای قطر تنگ استفاده شود.

همچنین فاصله تنگ‌ها باید از مقادیر زیر کوچکتر باشد:

۱۶ برابر قطر آرماتور طولی، ۴۸ برابر قطر تنگ، کوچکترین بعد مقطع ستون، ۳۰۰ میلیمتر

$$d = \frac{24}{3} = 8 \text{ mm}$$

$$s = \min\{16 \times 20, 48 \times 8, 400, 300\} \Rightarrow S = 30 \text{ cm}$$

طراحی ستون طبقه دوم:

نیروهای که از تحلیل پرتال و یک دهم دهانه برای ستون مذکور بدست آمده، به شرح زیر است:

بار زلزله	بار مرده	بار زنده	
۱۶۵.۲	۳۵۴	۴۲.۱۷	بار محوری $KN (N)$
۸۶.۲۶	۵.۵۸	۰.۴	لنگر حول محور x $KN.m (M_{ux})$
۷۹.۳۱	۵۱.۱۹	۱۴.۴۵	لنگر حول محور y $KN.m (M_{uy})$

گام اول: تعیین تلاش‌های نهایی با استفاده از ترکیب بار

$$D + 1.2L + 1.2E$$

$$N_u = 354 + 1.2 \times 42.17 + 1.2 \times 165.2 = 602.844 \text{ KN}$$

$$M_{ux} = 5.58 + 1.2 \times 0.4 + 1.2 \times 86.26 = 109.572 \text{ KN.m}$$

$$M_{uy} = 51.19 + 1.2 \times 14.45 + 1.2 \times 79.31 = 163.7 \text{ KN.m}$$

گام دوم: تخمین ابعاد

$$A_g = \frac{1.5 N_u}{\phi_c f_c + f_y \rho_{st}}$$

ρ_{st} : سطح مقطع آرماتورهای طولی

بند ۹-۱۱-۹ مبحث نهم: در قطعات فشاری سطح مقطع آرماتور طولی نباید کمتر از ۰.۰۱ و بیشتر از ۰.۰۶ سطح مقطع

کل باشد. ($1\% < \rho_{st} < 8\%$)

$$\rho_{st} = 2\% = 0.02$$

$$A_g = \frac{1.5 \times 60.2844 \times 10^3}{0.6 \times 30 + 400 \times 0.02} = 115600 \text{ mm}^2$$

$$h = b = \sqrt{115600} = 340$$

$$\text{use } 350 \text{ mm} \times 350 \text{ mm}$$

گام سوم: تعیین M_{ueq} و e_{eq}

خروج از مرکزیت‌های دو محوره e_x و e_y می‌تواند با یک خروج از مرکزیت معادل، جایگزین شود و ستون برای حالت بار محوری توام با ممان خمشی تک محوره طراحی شود. محدودیت این روش این است که ستون‌ها باید نسبت به دو محور متقارن باشند و $2 \leq \frac{x}{y} \leq 0.5$ و همچنین فولاد گذاری در چهار وجه مقطع باشد.

اگر $\frac{e_x}{x} \geq \frac{e_y}{y}$ باشد، ستون برای N_u و $M_{ueq} = N_u e_{eqx}$ و اگر $\frac{e_y}{y} \geq \frac{e_x}{x}$ باشد، ستون برای N_u و $M_{ueq} = N_u e_{eqy}$ طراحی می‌گردد.

$$e_{eqx} = e_x + \frac{\alpha e_y}{y} x, \quad e_{eqy} = e_y + \frac{\alpha e_x}{x} y$$

$$\alpha = \left(0.5 + \frac{N_u}{f_c A_g} \right) \frac{f_y + 275}{690} \geq 0.6 \quad \text{و همچنین برای شرایطی که } \frac{N_u}{f_c A_g} \leq 0.4 \text{ باشد:}$$

$$\alpha = \left(1.3 + \frac{N_u}{f_c A_g} \right) \frac{f_y + 275}{690} \geq 0.5 \quad \text{و اگر } \frac{N_u}{f_c A_g} > 0.4 \text{ باشد:}$$

$$e_x = \frac{M_{uy}}{N_u} = \frac{163.7 \times 10^3}{60.2844} = 271 \text{ mm}$$

$$e_y = \frac{M_{ux}}{N_u} = \frac{109.572 \times 10^3}{60.2844} = 182 \text{ mm}$$

$$\frac{N_u}{f_c A_g} = \frac{60.2844 \times 10^3}{30 \times 350^2} = 0.164 < 0.4 \Rightarrow \alpha = (0.5 + 0.164) \frac{400 + 275}{690} = 0.65 > 0.6$$

$$\frac{e_x}{x} = \frac{271}{350} > \frac{e_y}{y} = \frac{182}{350} \Rightarrow e_{eqx} = 271 + \frac{0.65 \times 182}{350} \times 350 = 390 \text{ mm}$$

$$M_{ueq} = N_u e_{eqx} = 60.2844 \times 10^3 \times 390 = 235.1 \text{ KN.m}$$

گام چهارم: تعیین مقدار فولاد با استفاده از نمودارهای اثر متقابل فشار خمشی

برای آنالیز طراحی ستون‌ها به جای استفاده از روش مستقیم که کمی زمانگیر است می‌توان از روش تقریبی نمودارهای اندرکنش استفاده کرد. در این روش از نمودارهای اندرکنشی که قبلاً بدست آمده و ترسیم شده‌اند استفاده می‌گردد. این منحنی‌ها با توجه به مشخصات مکانیکی و مقطع یک ستون تعریف می‌گردد. در استفاده از این نمودارها باید به نکات زیر توجه کرد:

❖ برای ستون‌های مستطیل شکل با فولاد گذاری در دو طرف

- ❖ برای ستون‌های مستطیل شکل با فولاد گذاری در چهار طرف
- ❖ ستون‌های دایره‌ای شکل
- ❖ نمودارها وابسته به واحد نمی‌باشند.
- ❖ نمودارها برحسب γ تقسیم بندی شده‌اند.
- ❖ هر نمودار دارای یک سری منحنی است که هر منحنی مربوط به یک $m\rho$ می باشد.
- ❖ نمودارها بر حسب N_u و M_{ueq} ترسیم شده‌اند.

$$\gamma = \frac{h - 2d'}{h} = \frac{350 - 2 \times 50}{300} = 0.71$$

$$\frac{N_u}{\phi_c f_c b h} = \frac{602.844 \times 10^3}{0.6 \times 30 \times 350 \times 350} = 0.27$$

$$\frac{M_{ueq}}{\phi_c f_c b h^2} = \frac{235.1 \times 10^6}{0.6 \times 30 \times 350 \times 350^2} = 0.3$$

با توجه به نمودارهای اندر کنش:

$$\gamma = 0.7 \rightarrow m\rho = 1$$

$$\gamma = 0.8 \rightarrow m\rho = 0.87$$

$$\frac{0.8 - 0.7}{0.8 - 0.71} = \frac{0.87 - 1}{0.87 - m\rho} \Rightarrow m\rho = 0.98$$

با استفاده از درون یابی داریم:

$$m = \frac{f_y}{\phi_c f_c} = \frac{400}{0.6 \times 30} = 22.22 \Rightarrow \rho = 0.04$$

$$A_{st} = \rho \cdot A_g = 0.04 \times 350^2 = 4900 \text{ mm}^2$$

$$use \quad 4\Phi 22 + 8\Phi 24 \quad A_s = 5140 \text{ mm}^2$$

$$\rho = \frac{5140}{350^2} = 0.042 \Rightarrow ok$$

بند ۹-۲۰-۳-۲-۲-۲ مبحث نهم: فاصله محور تا محور میلگردهای طولی از یکدیگر نباید بیشتر از ۲۰۰ میلیمتر باشد.

- طبق ابعاد ستون مشاهده می‌شود که این بند از آیین نامه ارضاء می‌شود.

گام پنجم: کنترل به روش برسلر

$$-5 \quad N_{rx} \text{ تعیین}$$

$$\frac{e_x}{h} = \frac{271}{350} = 0.77$$

$$m\rho = 22.22 \times 0.042 = 0.93$$

با توجه به نمودارهای اندر کنش:

$$\gamma = 0.7 \rightarrow \frac{N_{rx}}{\phi_c f_c b h} = 0.35$$

$$\gamma = 0.8 \rightarrow \frac{N_{rx}}{\phi_c f_c b h} = 0.4$$

با استفاده از درون یابی داریم:

$$\gamma = 0.71 \rightarrow \frac{N_{rx}}{\phi_c f_c b h} = 0.355 \Rightarrow N_{rx} = 782 \text{ KN}$$

۶- تعیین N_{ry}

$$\frac{e_y}{h} = \frac{182}{350} = 0.52$$

$$m\rho = 22.22 \times 0.42 = 0.93$$

با توجه به نمودارهای اندر کنش:

$$\gamma = 0.7 \rightarrow \frac{N_{ry}}{\phi_c f_c b h} = 0.53$$

$$\gamma = 0.8 \rightarrow \frac{N_{ry}}{\phi_c f_c b h} = 0.55$$

با استفاده از درون یابی داریم:

$$\gamma = 0.75 \rightarrow \frac{N_{ry}}{\phi_c f_c b h} = 0.532 \Rightarrow N_{ry} = 1173 \text{ KN}$$

۷- تعیین N_{r0}

$$N_{r0} = 0.8(0.85\phi_c f_c (A_g - A_{st}) + \phi_s f_y)$$

$$N_{r0} = 0.8 \times (0.85 \times 0.6 \times 30 \times (350^2 - 5140) + 0.85 \times 400) = 1436 \text{ KN}$$

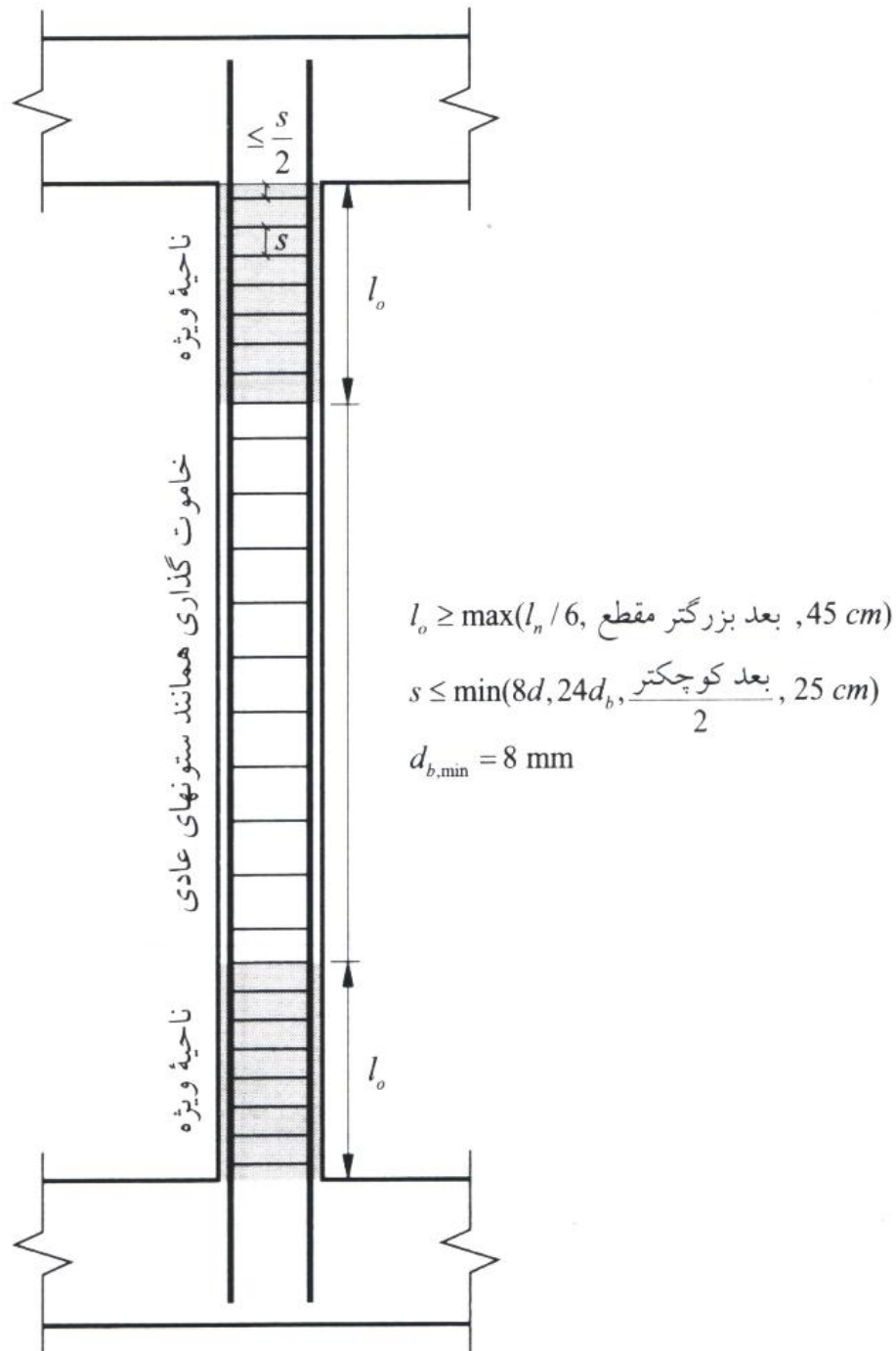
۸- تعیین N_r

$$\frac{1}{N_r} = \frac{1}{N_{rx}} + \frac{1}{N_{ry}} - \frac{1}{N_{r0}}$$

$$\frac{1}{N_r} = \frac{1}{782} + \frac{1}{1173} - \frac{1}{1436} \Rightarrow N_r = 697 \text{ KN} > N_u = 602.844 \text{ KN} \Rightarrow ok$$

گام ششم: طراحی تنگ

بند ۹-۲۰-۳-۲-۳ مبحث نهم: در دو انتهای ستون‌ها به طول l_0 باید آرماتورهای عرضی برای تحمل نیروی برشی طبق ضوابطی که در شکل آمده است، قرار گیرند.



$$l_0 = \max \left\{ \frac{3300}{6}, 350, 450 \right\} \Rightarrow l_0 = 55 \text{ cm}$$

$$d = 8 \text{ mm}$$

$$s = \min \left\{ 8 \times 22, 24 \times 8, \frac{350}{2}, 250 \right\} \Rightarrow S = 17 \text{ cm}$$

بند ۹-۲۰-۳-۲-۵ مبحث نهم: در قسمت‌هایی از طول ستون که شامل طول l_0 نمی‌شود، ضوابط میلگردگذاری عرضی مشابه ضوابط در ستون‌های عادی است.

برای میلگردهای طولی نمره ۳۰ و کمتر، یک سوم قطر میلگرد طولی برای قطر تنگ استفاده شود.

همچنین فاصله تنگ‌ها باید از مقادیر زیر کوچکتر باشد:

۱۶ برابر قطر آرماتور طولی، ۴۸ برابر قطر تنگ، کوچکترین بعد مقطع ستون، ۳۰۰ میلیمتر

$$d = \frac{24}{3} = 8 \text{ mm}$$

$$s = \min\{16 \times 22, 48 \times 8, 350, 300\} \Rightarrow S = 30 \text{ cm}$$

طراحی ستون طبقه سوم:

نیروهایی که از تحلیل پرتال و یک دهم دهانه برای ستون مذکور بدست آمده، به شرح زیر است:

بار زلزله	بار مرده	بار زنده	
۹۵.۲۶	۲۵۹.۱۸	۳۲.۲۷	بار محوری $KN (N)$
۷۱.۲	۳.۳۹	۰.۳	لنگر حول محور x $KN.m (M_{ux})$
۶۴.۴	۳۸	۱۰.۶	لنگر حول محور y $KN.m (M_{uy})$

گام اول: تعیین تلاش‌های نهایی با استفاده از ترکیب بار

$$D + 1.2L + 1.2E$$

$$N_u = 259.18 + 1.2 \times 32.27 + 1.2 \times 95.26 = 412.216 \text{ KN}$$

$$M_{ux} = 3.39 + 1.2 \times 0.3 + 1.2 \times 71.2 = 89.19 \text{ KN.m}$$

$$M_{uy} = 38 + 1.2 \times 10.6 + 1.2 \times 64.4 = 128 \text{ KN.m}$$

گام دوم: تخمین ابعاد

$$A_g = \frac{1.5 N_u}{\phi_c f_c + f_y \rho_{st}}$$

ρ_{st} : سطح مقطع آرماتورهای طولی

بند ۹-۱۱-۹ مبحث نهم: در قطعات فشاری سطح مقطع آرماتور طولی نباید کمتر از ۰.۰۱ و بیشتر از ۰.۰۶ سطح مقطع

کل باشد. ($1\% < \rho_{st} < 8\%$)

$$\rho_{st} = 2\% = 0.02$$

$$A_g = \frac{1.5 \times 412.216 \times 10^3}{0.6 \times 30 + 400 \times 0.02} = 98596 \text{ mm}^2$$

$$h = b = \sqrt{98596} = 314$$

$$\text{use } 350 \text{ mm} \times 350 \text{ mm}$$

گام سوم: تعیین M_{ueq} و e_{eq}

خروج از مرکزیت‌های دو محوره e_x و e_y می‌تواند با یک خروج از مرکزیت معادل، جایگزین شود و ستون برای حالت بار محوری توام با ممان خمشی تک محوره طراحی شود. محدودیت این روش این است که ستون‌ها باید نسبت به دو محور متقارن باشند و $2 \leq \frac{x}{y} \leq 0.5$ و همچنین فولاد گذاری در چهار وجه مقطع باشد.

اگر $\frac{e_x}{x} \geq \frac{e_y}{y}$ باشد، ستون برای N_u و $M_{ueq} = N_u e_{eqx}$ و اگر $\frac{e_y}{y} \geq \frac{e_x}{x}$ باشد، ستون برای N_u و $M_{ueq} = N_u e_{eqy}$ طراحی می‌گردد.

$$e_{eqx} = e_x + \frac{\alpha e_y}{y} x, \quad e_{eqy} = e_y + \frac{\alpha e_x}{x} y$$

$$\alpha = \left(0.5 + \frac{N_u}{f_c A_g} \right) \frac{f_y + 275}{690} \geq 0.6 \quad \text{و همچنین برای شرایطی که } \frac{N_u}{f_c A_g} \leq 0.4 \text{ باشد:}$$

$$\alpha = \left(1.3 + \frac{N_u}{f_c A_g} \right) \frac{f_y + 275}{690} \geq 0.5 \quad \text{و اگر } \frac{N_u}{f_c A_g} > 0.4 \text{ باشد:}$$

$$e_x = \frac{M_{uy}}{N_u} = \frac{128 \times 10^3}{412.216} = 310 \text{ mm}$$

$$e_y = \frac{M_{ux}}{N_u} = \frac{89.19 \times 10^3}{412.216} = 216 \text{ mm}$$

$$\frac{N_u}{f_c A_g} = \frac{412.216 \times 10^3}{30 \times 350^2} = 0.112 < 0.4 \Rightarrow \alpha = (0.5 + 0.112) \frac{400 + 275}{690} = 0.6$$

$$\frac{e_x}{x} = \frac{310}{350} > \frac{e_y}{y} = \frac{216}{350} \Rightarrow e_{eqx} = 310 + \frac{0.6 \times 216}{350} \times 350 = 439 \text{ mm}$$

$$M_{ueq} = N_u e_{eqx} = 412.216 \times 10^3 \times 439 = 181.21 \text{ KN.m}$$

گام چهارم: تعیین مقدار فولاد با استفاده از نمودارهای اثر متقابل فشار خمشی

برای آنالیز طراحی ستون‌ها به جای استفاده از روش مستقیم که کمی زمانگیر است می‌توان از روش تقریبی نمودارهای اندرکنش استفاده کرد. در این روش از نمودارهای اندرکنشی که قبلاً بدست آمده و ترسیم شده‌اند استفاده می‌گردد. این منحنی‌ها با توجه به مشخصات مکانیکی و مقطع یک ستون تعریف می‌گردد. در استفاده از این نمودارها باید به نکات زیر توجه کرد:

❖ برای ستون‌های مستطیل شکل با فولاد گذاری در دو طرف

- ❖ برای ستون‌های مستطیل شکل با فولاد گذاری در چهار طرف
- ❖ ستون‌های دایره‌ای شکل
- ❖ نمودارها وابسته به واحد نمی‌باشند.
- ❖ نمودارها برحسب γ تقسیم بندی شده‌اند.
- ❖ هر نمودار دارای یک سری منحنی است که هر منحنی مربوط به یک $m\rho$ می باشد.
- ❖ نمودارها بر حسب N_u و M_{ueq} ترسیم شده‌اند.

$$\gamma = \frac{h - 2d'}{h} = \frac{350 - 2 \times 50}{350} = 0.71$$

$$\frac{N_u}{\phi_c f_c b h} = \frac{412.216 \times 10^3}{0.6 \times 30 \times 350 \times 350} = 0.19$$

$$\frac{M_{ueq}}{\phi_c f_c b h^2} = \frac{181.21 \times 10^6}{0.6 \times 30 \times 350 \times 350^2} = 0.23$$

با توجه به نمودارهای اندر کنش:

$$\gamma = 0.7 \rightarrow m\rho = 0.72$$

$$\gamma = 0.8 \rightarrow m\rho = 0.6$$

$$\frac{0.8 - 0.7}{0.8 - 0.71} = \frac{0.6 - 0.72}{0.6 - m\rho} \Rightarrow m\rho = 0.708$$

با استفاده از درون یابی داریم:

$$m = \frac{f_y}{\phi_c f_c} = \frac{400}{0.6 \times 30} = 22.22 \Rightarrow \rho = 0.031$$

$$A_{st} = \rho \cdot A_g = 0.031 \times 350^2 = 390.3 \text{ mm}^2$$

$$use \quad 4\Phi 20 + 8\Phi 22 \quad A_s = 4297 \text{ mm}^2$$

$$\rho = \frac{4297}{350^2} = 0.035 \Rightarrow ok$$

بند ۹-۲۰-۳-۲-۲-۲ مبحث نهم: فاصله محور تا محور میلگردهای طولی از یکدیگر نباید بیشتر از ۲۰۰ میلیمتر باشد.

- طبق ابعاد ستون مشاهده می‌شود که این بند از آیین نامه ارضاء می‌شود.

گام پنجم: کنترل به روش برسلر

$$N_{rx} \text{ تعیین } -9$$

$$\frac{e_x}{h} = \frac{310}{350} = 0.88$$

$$m\rho = 22.22 \times 0.035 = 0.77$$

با توجه به نمودارهای اندر کنش:

$$\gamma = 0.7 \rightarrow \frac{N_{rx}}{\phi_c f_c b h} = 0.298$$

$$\gamma = 0.8 \rightarrow \frac{N_{rx}}{\phi_c f_c b h} = 0.33$$

با استفاده از درون یابی داریم:

$$\gamma = 0.71 \rightarrow \frac{N_{rx}}{\phi_c f_c b h} = 0.301 \quad \Rightarrow \quad N_{rx} = 664 \text{ KN}$$

۱۰- تعیین N_{ry}

$$\frac{e_y}{h} = \frac{216}{350} = 0.61$$

$$m\rho = 22.22 \times 0.35 = 0.77$$

با توجه به نمودارهای اندر کنش:

$$\gamma = 0.7 \rightarrow \frac{N_{ry}}{\phi_c f_c b h} = 0.4$$

$$\gamma = 0.8 \rightarrow \frac{N_{ry}}{\phi_c f_c b h} = 0.43$$

با استفاده از درون یابی داریم:

$$\gamma = 0.71 \rightarrow \frac{N_{ry}}{\phi_c f_c b h} = 0.403 \quad \Rightarrow \quad N_{ry} = 888 \text{ KN}$$

۱۱- تعیین N_{r0}

$$N_{r0} = 0.8(0.85\phi_c f_c (A_g - A_{st}) + \phi_s f_y)$$

$$N_{r0} = 0.8 \times (0.85 \times 0.6 \times 30 \times (350^2 - 4297) + 0.85 \times 400) = 1447 \text{ KN}$$

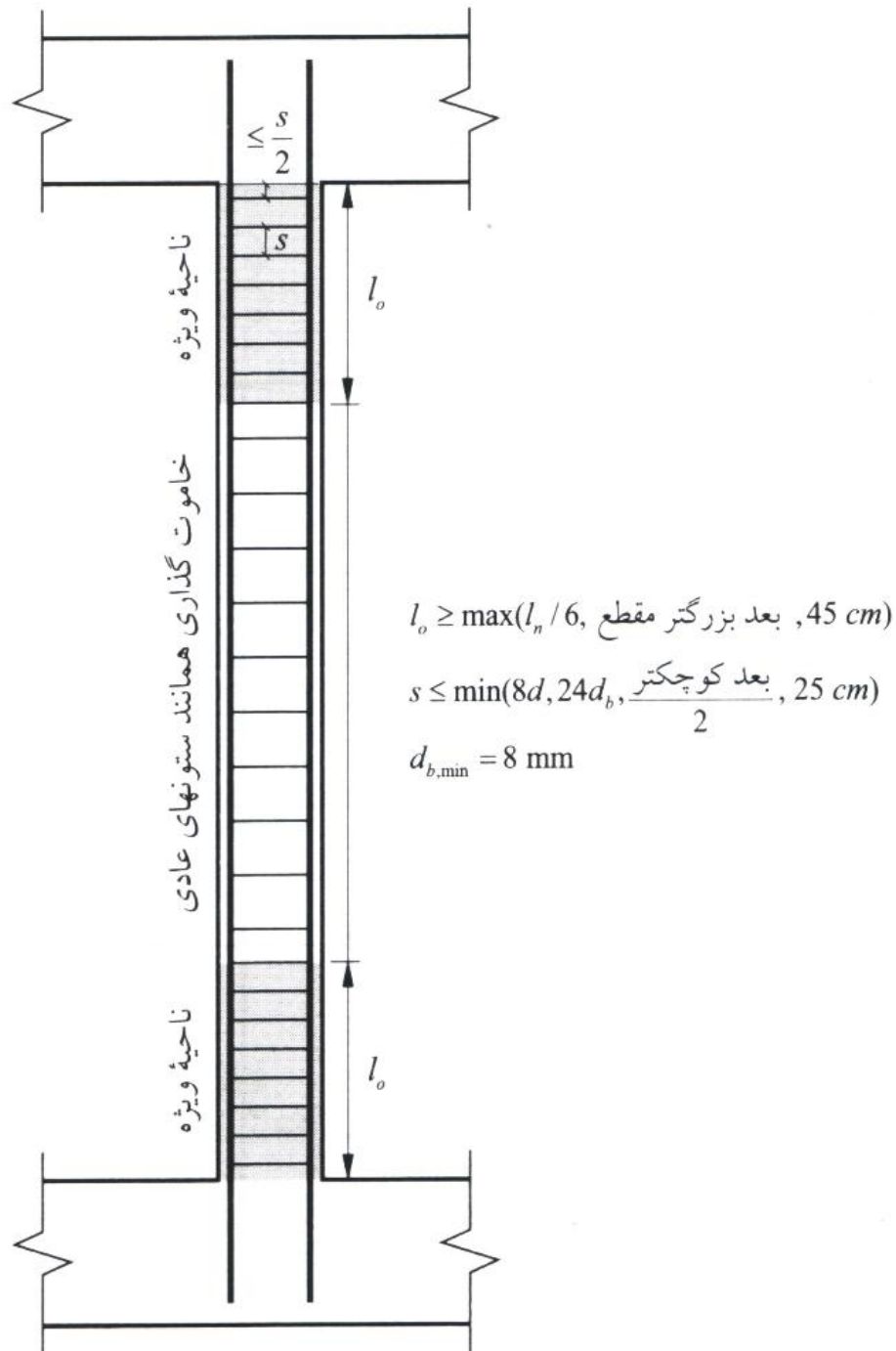
۱۲- تعیین N_r

$$\frac{1}{N_r} = \frac{1}{N_{rx}} + \frac{1}{N_{ry}} - \frac{1}{N_{r0}}$$

$$\frac{1}{N_r} = \frac{1}{664} + \frac{1}{888} - \frac{1}{1447} \quad \Rightarrow \quad N_r = 515.18 \text{ KN} > N_u = 412.216 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad ok$$

گام ششم: طراحی تنگ

بند ۹-۲۰-۳-۲-۳ مبحث نهم: در دو انتهای ستون‌ها به طول l_0 باید آرماتورهای عرضی برای تحمل نیروی برشی طبق ضوابطی که در شکل آمده است، قرار گیرند.



$$l_0 = \max\left\{\frac{3300}{6}, 400, 450\right\} \Rightarrow l_0 = 55 \text{ cm}$$

$$d = 8 \text{ mm}$$

$$s = \min\left\{8 \times 20, 24 \times 8, \frac{450}{2}, 250\right\} \Rightarrow S = 16 \text{ cm}$$

بند ۹-۲۰-۳-۲-۵ مبحث نهم: در قسمت‌هایی از طول ستون که شامل طول l_0 نمی‌شود، ضوابط میلگردگذاری عرضی مشابه ضوابط در ستون‌های عادی است.

برای میلگردهای طولی نمره ۳۰ و کمتر، یک سوم قطر میلگرد طولی برای قطر تنگ استفاده شود.

همچنین فاصله تنگ‌ها باید از مقادیر زیر کوچکتر باشد:

۱۶ برابر قطر آرماتور طولی، ۴۸ برابر قطر تنگ، کوچکترین بعد مقطع ستون، ۳۰۰ میلیمتر

$$d = \frac{24}{3} = 8 \text{ mm}$$

$$s = \min\{16 \times 20, 48 \times 8, 350, 300\} \Rightarrow S = 30 \text{ cm}$$

طراحی ستون طبقه چهارم:

نیروهای که از تحلیل پرتال و یک دهم دهانه برای ستون مذکور بدست آمده، به شرح زیر است:

بار زلزله	بار مرده	بار زنده	
۴۲.۱	۱۶۷.۷۸	۳۲.۷۱	بار محوری $KN (N)$
۵۱.۲۸	۱.۲	۰.۲	لنگر حول محور x $KN.m (M_{ux})$
۴۵.۱۱	۲۴.۸	۶.۷۴	لنگر حول محور y $KN.m (M_{uy})$

گام اول: تعیین تلاش‌های نهایی با استفاده از ترکیب بار

$$D + 1.2L + 1.2E$$

$$N_u = 167.78 + 1.2 \times 32.71 + 1.2 \times 42.1 = 257.55 \text{ KN}$$

$$M_{ux} = 1.2 + 1.2 \times 0.2 + 1.2 \times 51.28 = 63 \text{ KN.m}$$

$$M_{uy} = 24.8 + 1.2 \times 6.74 + 1.2 \times 45.11 = 97.82 \text{ KN.m}$$

گام دوم: تخمین ابعاد

$$A_g = \frac{1.5N_u}{\phi_c f_c + f_y \rho_{st}}$$

ρ_{st} : سطح مقطع آرماتورهای طولی

بند ۹-۱۱-۹ مبحث نهم: در قطعات فشاری سطح مقطع آرماتور طولی نباید کمتر از ۰.۰۱ و بیشتر از ۰.۰۶ سطح مقطع

کل باشد. ($1\% < \rho_{st} < 8\%$)

$$\rho_{st} = 2\% = 0.02$$

$$A_g = \frac{1.5 \times 257.55 \times 10^3}{0.6 \times 30 + 400 \times 0.02} = 86436 \text{ mm}^2$$

$$h = b = \sqrt{86436} = 294 \text{ mm}$$

$$\text{use } 300 \text{ mm} \times 300 \text{ mm}$$

گام سوم: تعیین M_{ueq} و e_{eq}

خروج از مرکزیت‌های دو محوره e_x و e_y می‌تواند با یک خروج از مرکزیت معادل، جایگزین شود و ستون برای حالت بار محوری توام با ممان خمشی تک محوره طراحی شود. محدودیت این روش این است که ستون‌ها باید نسبت به دو محور متقارن باشند و $2 \leq \frac{x}{y} \leq 0.5$ و همچنین فولاد گذاری در چهار وجه مقطع باشد.

اگر $\frac{e_x}{x} \geq \frac{e_y}{y}$ باشد، ستون برای N_u و $M_{ueq} = N_u e_{eqx}$ و اگر $\frac{e_y}{y} \geq \frac{e_x}{x}$ باشد، ستون برای N_u و $M_{ueq} = N_u e_{eqy}$ طراحی می‌گردد.

$$e_{eqx} = e_x + \frac{\alpha e_y}{y} x, \quad e_{eqy} = e_y + \frac{\alpha e_x}{x} y$$

$$\alpha = \left(0.5 + \frac{N_u}{f_c A_g}\right) \frac{f_y + 275}{690} \geq 0.6 \quad \text{و همچنین برای شرایطی که } \frac{N_u}{f_c A_g} \leq 0.4 \text{ باشد:}$$

$$\alpha = \left(1.3 + \frac{N_u}{f_c A_g}\right) \frac{f_y + 275}{690} \geq 0.5 \quad \text{و اگر } \frac{N_u}{f_c A_g} > 0.4 \text{ باشد:}$$

$$e_x = \frac{M_{uy}}{N_u} = \frac{94.82 \times 10^3}{257.55} = 368 \text{ mm}$$

$$e_y = \frac{M_{ux}}{N_u} = \frac{63 \times 10^3}{257.55} = 244 \text{ mm}$$

$$\frac{N_u}{f_c A_g} = \frac{257.55 \times 10^3}{30 \times 300^2} = 0.095 < 0.4 \Rightarrow \alpha = (0.5 + 0.095) \frac{400 + 275}{690} = 0.58 < 0.6 \Rightarrow \alpha = 0.6$$

$$\frac{e_x}{x} = \frac{368}{300} > \frac{e_y}{y} = \frac{244}{300} \Rightarrow e_{eqx} = 368 + \frac{0.6 \times 244}{300} \times 300 = 514.4 \text{ mm}$$

$$M_{ueq} = N_u e_{eqx} = 257.55 \times 10^3 \times 514.4 = 132.483 \text{ KN.m}$$

گام چهارم: تعیین مقدار فولاد با استفاده از نمودارهای اثر متقابل فشار خمشی

برای آنالیز طراحی ستون‌ها به جای استفاده از روش مستقیم که کمی زمانگیر است می‌توان از روش تقریبی نمودارهای اندرکنش استفاده کرد. در این روش از نمودارهای اندرکنشی که قبلاً بدست آمده و ترسیم شده‌اند استفاده می‌گردد. این منحنی‌ها با توجه به مشخصات مکانیکی و مقطع یک ستون تعریف می‌گردد. در استفاده از این نمودارها باید به نکات زیر توجه کرد:

❖ برای ستون‌های مستطیل شکل با فولاد گذاری در دو طرف

- ❖ برای ستون‌های مستطیل شکل با فولاد گذاری در چهار طرف
- ❖ ستون‌های دایره‌ای شکل
- ❖ نمودارها وابسته به واحد نمی‌باشند.
- ❖ نمودارها برحسب γ تقسیم بندی شده‌اند.
- ❖ هر نمودار دارای یک سری منحنی است که هر منحنی مربوط به یک $m\rho$ می باشد.
- ❖ نمودارها بر حسب N_u و M_{ueq} ترسیم شده‌اند.

$$\gamma = \frac{h - 2d'}{h} = \frac{300 - 2 \times 50}{300} = 0.66$$

$$\frac{N_u}{\phi_c f_c b h} = \frac{257.55 \times 10^3}{0.6 \times 30 \times 300 \times 300} = 0.16$$

$$\frac{M_{ueq}}{\phi_c f_c b h^2} = \frac{132.483 \times 10^6}{0.6 \times 30 \times 300 \times 300^2} = 0.27$$

با توجه به نمودارهای اندر کنش:

$$\gamma = 0.6 \rightarrow m\rho = 1$$

$$\gamma = 0.7 \rightarrow m\rho = 0.92$$

$$\frac{0.7 - 0.6}{0.7 - 0.66} = \frac{0.92 - 1}{0.92 - m\rho} \Rightarrow m\rho = 0.995$$

با استفاده از درون یابی داریم:

$$m = \frac{f_y}{\phi_c f_c} = \frac{400}{0.6 \times 30} = 22.22 \Rightarrow \rho = 0.044$$

$$A_{st} = \rho \cdot A_g = 0.044 \times 300^2 = 4018 \text{ mm}^2$$

$$use \quad 4\Phi 20 + 8\Phi 22 \quad A_s = 4297 \text{ mm}^2$$

$$\rho = \frac{4297}{300^2} = 0.047 \Rightarrow ok$$

بند ۹-۲۰-۳-۲-۲-۲ مبحث نهم: فاصله محور تا محور میلگردهای طولی از یکدیگر نباید بیشتر از ۲۰۰ میلیمتر باشد.

- طبق ابعاد ستون مشاهده می‌شود که این بند از آیین نامه ارضاء می‌شود.

گام پنجم: کنترل به روش برسلر

$$N_{rx} \text{ - تعیین}$$

$$\frac{e_x}{h} = \frac{368}{300} = 1.22$$

$$m\rho = 22.22 \times 0.047 = 1$$

با توجه به نمودارهای اندر کنش:

$$\gamma = 0.6 \rightarrow \frac{N_{rx}}{\phi_c f_c b h} = 0.22$$

$$\gamma = 0.7 \rightarrow \frac{N_{rx}}{\phi_c f_c b h} = 0.25$$

با استفاده از درون یابی داریم:

$$\gamma = 0.66 \rightarrow \frac{N_{rx}}{\phi_c f_c b h} = 0.238 \quad \Rightarrow \quad N_{rx} = 385 \text{ KN}$$

۱۴- تعیین N_{ry}

$$\frac{e_y}{h} = \frac{244}{300} = 0.81$$

$$m\rho = 22.22 \times 0.47 = 1$$

با توجه به نمودارهای اندر کنش:

$$\gamma = 0.6 \rightarrow \frac{N_{ry}}{\phi_c f_c b h} = 0.32$$

$$\gamma = 0.7 \rightarrow \frac{N_{ry}}{\phi_c f_c b h} = 0.37$$

با استفاده از درون یابی داریم:

$$\gamma = 0.66 \rightarrow \frac{N_{ry}}{\phi_c f_c b h} = 0.35 \quad \Rightarrow \quad N_{ry} = 567 \text{ KN}$$

۱۵- تعیین N_{r0}

$$N_{r0} = 0.8(0.85\phi_c f_c (A_g - A_{st}) + \phi_s f_y)$$

$$N_{r0} = 0.8 \times (0.85 \times 0.6 \times 30 \times (300^2 - 4297) + 0.85 \times 400) = 1050 \text{ KN}$$

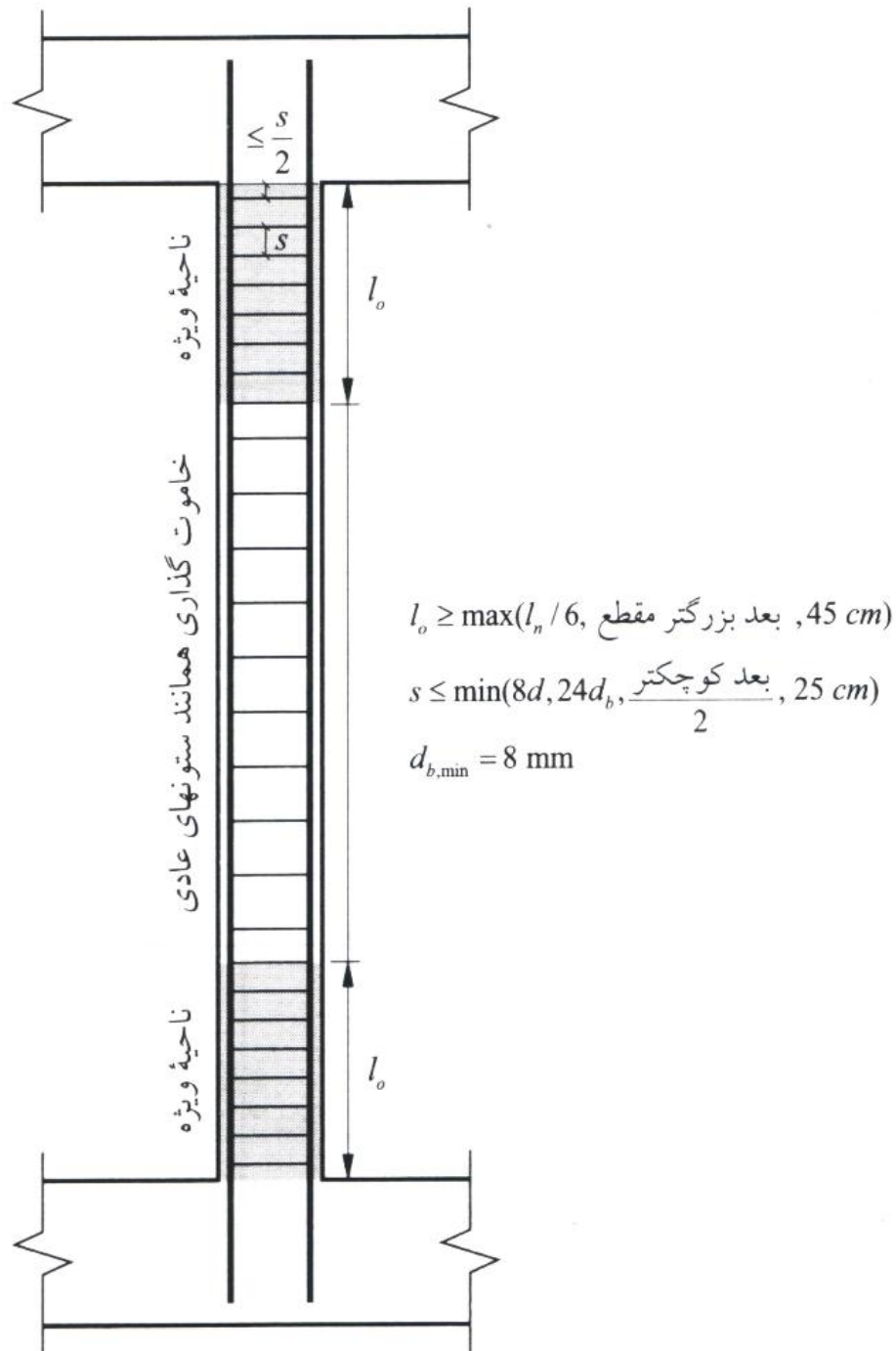
۱۶- تعیین N_r

$$\frac{1}{N_r} = \frac{1}{N_{rx}} + \frac{1}{N_{ry}} - \frac{1}{N_{r0}}$$

$$\frac{1}{N_r} = \frac{1}{385} + \frac{1}{567} - \frac{1}{1050} \quad \Rightarrow \quad N_r = 293.36 \text{ KN} > N_u = 257.55 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad ok$$

گام ششم: طراحی تنگ

بند ۹-۲۰-۳-۲-۳ مبحث نهم: در دو انتهای ستون‌ها به طول l_0 باید آرماتورهای عرضی برای تحمل نیروی برشی طبق ضوابطی که در شکل آمده است، قرار گیرند.



$$l_0 = \max\left\{\frac{3300}{6}, 300, 450\right\} \Rightarrow l_0 = 55 \text{ cm}$$

$$d = 8 \text{ mm}$$

$$s = \min\left\{8 \times 20, 24 \times 8, \frac{300}{2}, 250\right\} \Rightarrow S = 15 \text{ cm}$$

بند ۹-۲۰-۳-۲-۵ مبحث نهم: در قسمت‌هایی از طول ستون که شامل طول l_0 نمی‌شود، ضوابط میلگردگذاری عرضی مشابه ضوابط در ستون‌های عادی است.

برای میلگردهای طولی نمره ۳۰ و کمتر، یک سوم قطر میلگرد طولی برای قطر تنگ استفاده شود.

همچنین فاصله تنگ‌ها باید از مقادیر زیر کوچکتر باشد:

۱۶ برابر قطر آرماتور طولی، ۴۸ برابر قطر تنگ، کوچکترین بعد مقطع ستون، ۳۰۰ میلیمتر

$$d = \frac{24}{3} = 8 \text{ mm}$$

$$s = \min\{16 \times 20, 48 \times 8, 300, 300\} \Rightarrow S = 30 \text{ cm}$$

طراحی ستون طبقه پنجم:

نیروهایی که از تحلیل پرتال و یک دهم دهانه برای ستون مذکور بدست آمده، به شرح زیر است:

بار زلزله	بار مرده	بار زنده	
۱۰.۱	۷۶.۳۷	۵.۶۷	بار محوری $KN (N)$
۲۶.۷	۰.۹۷	۰.۱	لنگر حول محور x $KN.m (M_{ux})$
۲۰.۷۹	۱۱.۶۱	۲.۸۸	لنگر حول محور y $KN.m (M_{uy})$

گام اول: تعیین تلاش‌های نهایی با استفاده از ترکیب بار

$$D + 1.2L + 1.2E$$

$$N_u = 76.37 + 1.2 \times 5.67 + 1.2 \times 10.1 = 95.3 \text{ KN}$$

$$M_{ux} = 0.97 + 1.2 \times 0.1 + 1.2 \times 26.7 = 33.32 \text{ KN.m}$$

$$M_{uy} = 11.61 + 1.2 \times 2.88 + 1.2 \times 20.79 = 40.014 \text{ KN.m}$$

گام دوم: تخمین ابعاد

$$A_g = \frac{1.5 N_u}{\phi_c f_c + f_y \rho_{st}}$$

ρ_{st} : سطح مقطع آرماتورهای طولی

بند ۹-۱۱-۹ مبحث نهم: در قطعات فشاری سطح مقطع آرماتور طولی نباید کمتر از ۰.۰۱ و بیشتر از ۰.۰۶ سطح مقطع

کل باشد. ($1\% < \rho_{st} < 8\%$)

$$\rho_{st} = 2\% = 0.02$$

$$A_g = \frac{1.5 \times 95.3 \times 10^3}{0.6 \times 30 + 400 \times 0.02} = 63001 \text{ mm}^2$$

$$h = b = \sqrt{63001} = 251 \text{ mm}$$

$$\text{use } 300 \text{ mm} \times 300 \text{ mm}$$

گام سوم: تعیین M_{ueq} و e_{eq}

خروج از مرکزیت‌های دو محوره e_x و e_y می‌تواند با یک خروج از مرکزیت معادل، جایگزین شود و ستون برای حالت بار محوری توام با ممان خمشی تک محوره طراحی شود. محدودیت این روش این است که ستون‌ها باید نسبت به دو محور متقارن باشند و $2 \leq \frac{x}{y} \leq 0.5$ و همچنین فولاد گذاری در چهار وجه مقطع باشد.

اگر $\frac{e_x}{x} \geq \frac{e_y}{y}$ باشد، ستون برای N_u و $M_{ueq} = N_u e_{eqx}$ و اگر $\frac{e_y}{y} \geq \frac{e_x}{x}$ باشد، ستون برای N_u و $M_{ueq} = N_u e_{eqy}$ طراحی می‌گردد.

$$e_{eqx} = e_x + \frac{\alpha e_y}{y} x, \quad e_{eqy} = e_y + \frac{\alpha e_x}{x} y$$

$$\alpha = \left(0.5 + \frac{N_u}{f_c A_g}\right) \frac{f_y + 275}{690} \geq 0.6 \quad \text{و همچنین برای شرایطی که } \frac{N_u}{f_c A_g} \leq 0.4 \text{ باشد:}$$

$$\alpha = \left(1.3 + \frac{N_u}{f_c A_g}\right) \frac{f_y + 275}{690} \geq 0.5 \quad \text{و اگر } \frac{N_u}{f_c A_g} > 0.4 \text{ باشد:}$$

$$e_x = \frac{M_{uy}}{N_u} = \frac{40014 \times 10^3}{95.3} = 419 \text{ mm}$$

$$e_y = \frac{M_{ux}}{N_u} = \frac{33.32 \times 10^3}{95.3} = 349 \text{ mm}$$

$$\frac{N_u}{f_c A_g} = \frac{95.3 \times 10^3}{30 \times 300^2} = 0.035 < 0.4 \Rightarrow \alpha = (0.5 + 0.035) \frac{400 + 275}{690} = 0.523 < 0.6 \Rightarrow \alpha = 0.6$$

$$\frac{e_x}{x} = \frac{419}{300} > \frac{e_y}{y} = \frac{349}{300} \Rightarrow e_{eqx} = 419 + \frac{0.6 \times 349}{300} \times 300 = 628.4 \text{ mm}$$

$$M_{ueq} = N_u e_{eqx} = 95.3 \times 10^3 \times 628.4 = 60 \text{ KN.m}$$

گام چهارم: تعیین مقدار فولاد با استفاده از نمودارهای اثر متقابل فشار خمش

برای آنالیز طراحی ستون‌ها به جای استفاده از روش مستقیم که کمی زمانگیر است می‌توان از روش تقریبی نمودارهای اندرکنش استفاده کرد. در این روش از نمودارهای اندرکنشی که قبلاً بدست آمده و ترسیم شده‌اند استفاده می‌گردد. این منحنی‌ها با توجه به مشخصات مکانیکی و مقطع یک ستون تعریف می‌گردد. در استفاده از این نمودارها باید به نکات زیر توجه کرد:

❖ برای ستون‌های مستطیل شکل با فولاد گذاری در دو طرف

- ❖ برای ستون‌های مستطیل شکل با فولاد گذاری در چهار طرف
- ❖ ستون‌های دایره‌ای شکل
- ❖ نمودارها وابسته به واحد نمی‌باشند.
- ❖ نمودارها برحسب γ تقسیم بندی شده‌اند.
- ❖ هر نمودار دارای یک سری منحنی است که هر منحنی مربوط به یک $m\rho$ می باشد.
- ❖ نمودارها بر حسب N_u و M_{ueq} ترسیم شده‌اند.

$$\gamma = \frac{h - 2d'}{h} = \frac{300 - 2 \times 50}{300} = 0.66$$

$$\frac{N_u}{\phi_c f_c b h} = \frac{95.3 \times 10^3}{0.6 \times 30 \times 300 \times 300} = 0.06$$

$$\frac{M_{ueq}}{\phi_c f_c b h^2} = \frac{60 \times 10^6}{0.6 \times 30 \times 300 \times 300^2} = 0.12$$

با توجه به نمودارهای اندر کنش:

$$\gamma = 0.6 \rightarrow m\rho = 0.38$$

$$\gamma = 0.7 \rightarrow m\rho = 0.34$$

$$\frac{0.7 - 0.6}{0.7 - 0.66} = \frac{0.34 - 0.38}{0.34 - m\rho} \Rightarrow m\rho = 0.353$$

با استفاده از درون یابی داریم:

$$m = \frac{f_y}{\phi_c f_c} = \frac{400}{0.6 \times 30} = 22.22 \Rightarrow \rho = 0.016$$

$$A_{st} = \rho \cdot A_g = 0.016 \times 300^2 = 1440 \text{ mm}^2$$

$$use \quad 4\Phi 22 \quad A_s = 1520 \text{ mm}^2$$

$$\rho = \frac{1520}{300^2} = 0.016 \Rightarrow ok$$

بند ۹-۲۰-۳-۲-۲-۲ مبحث نهم: فاصله محور تا محور میلگردهای طولی از یکدیگر نباید بیشتر از ۲۰۰ میلیمتر باشد.

- طبق ابعاد ستون مشاهده می‌شود که این بند از آیین نامه ارضاء می‌شود.

گام پنجم: کنترل به روش برسلر

$$N_{rx} \text{ - تعیین}$$

$$\frac{e_x}{h} = \frac{419}{300} = 1.4$$

$$m\rho = 22.22 \times 0.016 = 0.37$$

با توجه به نمودارهای اندر کنش:

$$\gamma = 0.6 \rightarrow \frac{N_{rx}}{\phi_c f_c b h} = 0.08$$

$$\gamma = 0.7 \rightarrow \frac{N_{rx}}{\phi_c f_c b h} = 0.1$$

با استفاده از درون یابی داریم:

$$\gamma = 0.66 \rightarrow \frac{N_{rx}}{\phi_c f_c b h} = 0.093 \Rightarrow N_{rx} = 150 \text{ KN}$$

۱۸- تعیین N_{ry}

$$\frac{e_y}{h} = \frac{349}{300} = 1.16$$

$$m\rho = 22.22 \times 0.016 = 0.37$$

با توجه به نمودارهای اندر کنش:

$$\gamma = 0.6 \rightarrow \frac{N_{ry}}{\phi_c f_c b h} = 0.12$$

$$\gamma = 0.7 \rightarrow \frac{N_{ry}}{\phi_c f_c b h} = 0.14$$

با استفاده از درون یابی داریم:

$$\gamma = 0.66 \rightarrow \frac{N_{ry}}{\phi_c f_c b h} = 0.133 \Rightarrow N_{ry} = 215 \text{ KN}$$

۱۹- تعیین N_{r0}

$$N_{r0} = 0.8(0.85\phi_c f_c (A_g - A_{st}) + \phi_s f_y)$$

$$N_{r0} = 0.8 \times (0.85 \times 0.6 \times 30 \times (300^2 - 1520) + 0.85 \times 400) = 1083 \text{ KN}$$

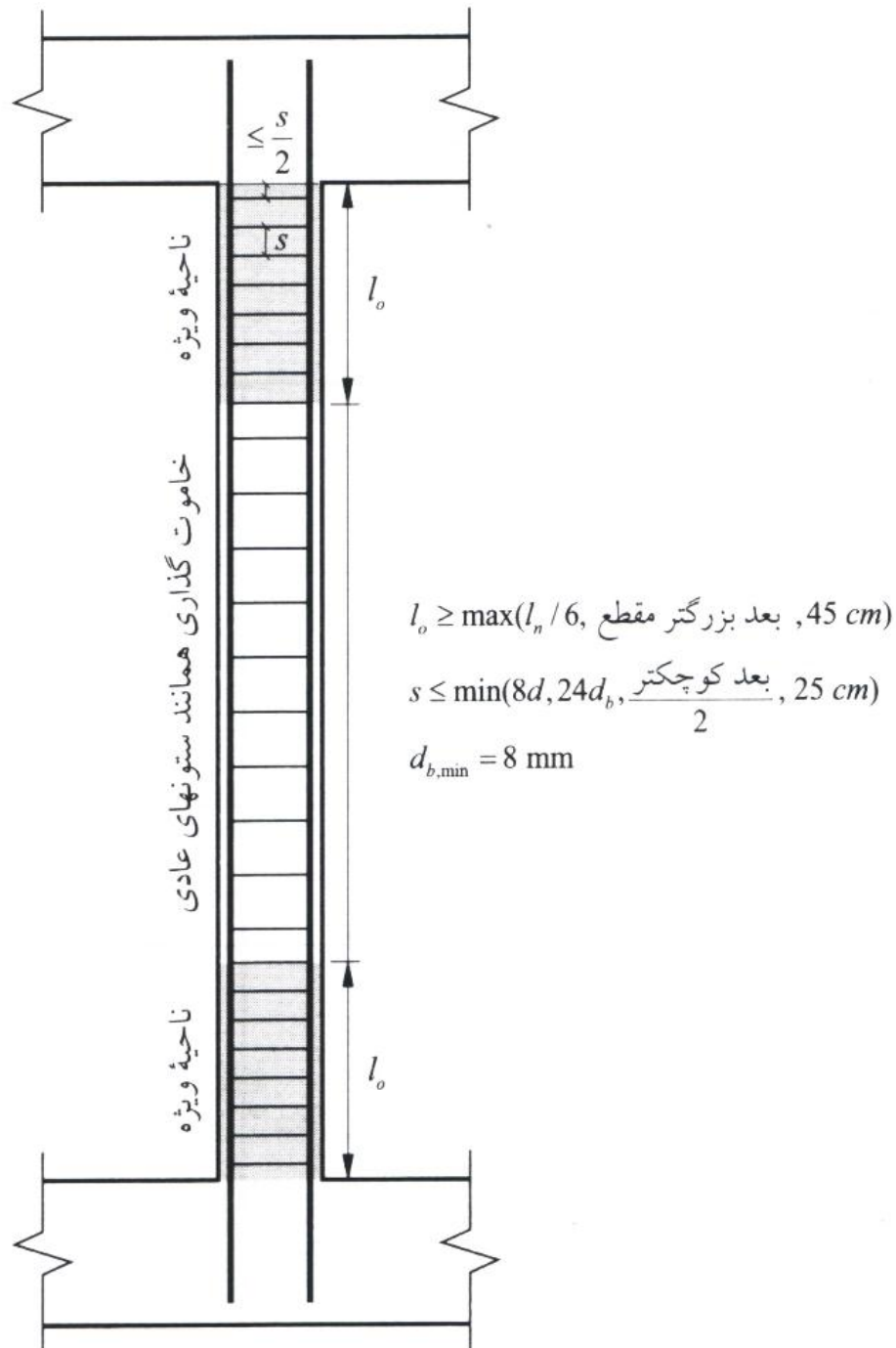
۲۰- تعیین N_r

$$\frac{1}{N_r} = \frac{1}{N_{rx}} + \frac{1}{N_{ry}} - \frac{1}{N_{r0}}$$

$$\frac{1}{N_r} = \frac{1}{150} + \frac{1}{215} - \frac{1}{1083} \Rightarrow N_r = 96.2 \text{ KN} > N_u = 95.3 \text{ KN} \Rightarrow ok$$

گام ششم: طراحی تنگ

بند ۹-۲۰-۳-۲-۳ مبحث نهم: در دو انتهای ستون‌ها به طول l_0 باید آرماتورهای عرضی برای تحمل نیروی برشی طبق ضوابطی که در شکل آمده است، قرار گیرند.



$$l_0 = \max\left\{\frac{3300}{6}, 300, 450\right\} \Rightarrow l_0 = 55 \text{ cm}$$

$$d = 8 \text{ mm}$$

$$s = \min\left\{8 \times 22, 24 \times 8, \frac{300}{2}, 250\right\} \Rightarrow S = 15 \text{ cm}$$

بند ۹-۲۰-۳-۲-۵ مبحث نهم: در قسمت‌هایی از طول ستون که شامل طول l_0 نمی‌شود، ضوابط میلگردگذاری عرضی مشابه ضوابط در ستون‌های عادی است.

برای میلگردهای طولی نمره ۳۰ و کمتر، یک سوم قطر میلگرد طولی برای قطر تنگ استفاده شود.

همچنین فاصله تنگ‌ها باید از مقادیر زیر کوچکتر باشد:

۱۶ برابر قطر آرماتور طولی، ۴۸ برابر قطر تنگ، کوچکترین بعد مقطع ستون، ۳۰۰ میلیمتر

$$d = \frac{24}{3} = 8 \text{ mm}$$

$$s = \min\{16 \times 22, 48 \times 8, 300, 300\} \Rightarrow S = 30 \text{ cm}$$

طراحی دال

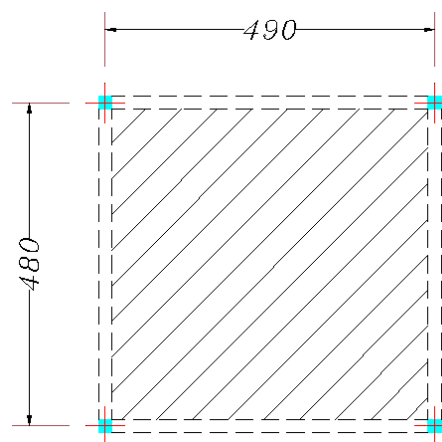
وظیفه دال در یک سازه بتن مسلح، ایجاد یک سطح تخت قابل استفاده است. دال بتن مسلح غالباً دارای ضخامت ثابتی است و می‌تواند رود تیرهای بتن مسلح و فولادی، دیوار بتن مسلح و غیر بنایی، ستون‌های بتن مسلح و فولادی و بالاخره بستر زمین تکیه داشته باشد.

در این پروژه چشمه $\frac{D-E}{4-5}$ در طبقه اول که بحرانی‌ترین چشمه است، مورد محاسبه قرار می‌گیرد.

❖ دال مورد نظر چون از چهار طرف به تیر متصل است، بنابراین دال متکی به لبه به حساب می‌آید.

گام اول: تعیین ابعاد داخلی پانل

مطابق شکل دال دارای چشمه به اندازه 4.8×4.7 متر می‌باشد. در روی تمام محورها، تیرهایی به عرض ۳۵ سانتیمتر و به ارتفاع ۵۰ سانتیمتر وجود دارد.



با توجه به اندازه تیرها می‌توان نتیجه گرفت:

$$l_a = 4.8 - 0.3 = 4.5 \text{ m} \quad \text{دهانه آزاد در امتداد کوتاه پانل}$$

$$l_b = 4.9 - 0.3 = 4.6 \text{ m} \quad \text{دهانه آزاد در امتداد بلند پانل}$$

گام دوم: تعیین نوع دال

ابعاد دال در رفتار دال دخیل هستند و اگر نسبت طول به عرض دال بیشتر از ۲ باشد، حتی اگر از چهار طرف بر روی تکیه گاه قرار گرفته باشد، رفتار دال یکطرفه خواهد بود و اگر نسبت طول به عرض کمتر از ۲ باشد رفتار دالی که روی چهار تیر تکیه دارد دوطرفه خواهد بود.

$$\frac{l_b}{l_a} = \frac{4.6}{4.5} = 1.02 \Rightarrow \text{دال دو طرفه}$$

گام دوم: تعیین حداقل ضخامت دال

برای حدث اولیه ضخامت دال طبق آیین نامه ضخامت دال بتنی نباید از $\frac{1}{14}$ محیط چشمه دال کوچکتر باشد.

$$h_{min} = \frac{1}{14} \times 2 \times (4.5 + 4.4) = 0.12 \text{ m}$$

با توجه به نکات اجرایی ضخامت دال بتنی ۱۵ سانتی‌متر در نظر گرفته می‌شود.

همچنین با توجه به آیین نامه ابعاد تیرهای زیر سری دال چنان باشد که رابطه زیر برقرار باشد.

$$\frac{b_w h_b^2}{l_n h_s^2} \geq 2 \Rightarrow \frac{350 \times 500^2}{4500 \times 150^2} = 2.88 > 2 \Rightarrow ok$$

گام سوم: تعیین بار نهایی وارد بر سطح دال

طبق بارهای حاصله در بخش بارگذاری، بارهای کف به قرار زیر می‌باشد:

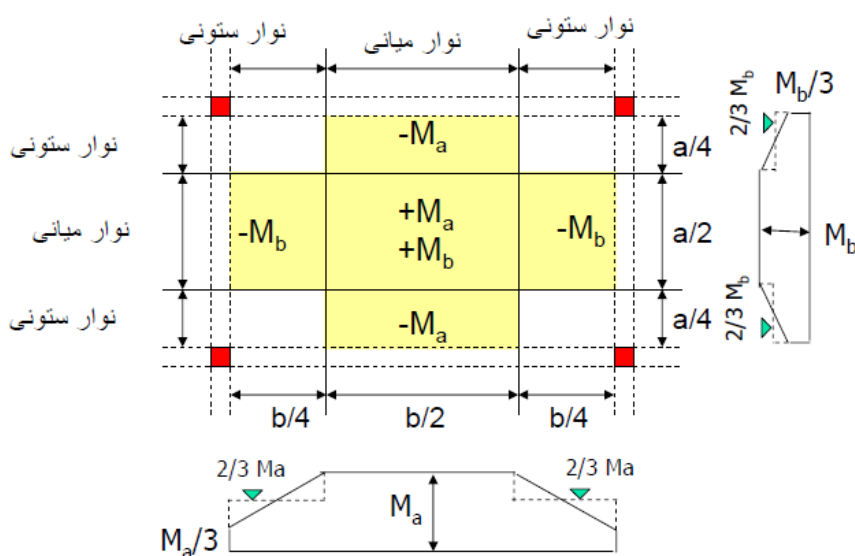
$$W_D = 11.22 \text{ KN/m}^2, \quad W_L = 2 \text{ KN/m}^2$$

با توجه به جدول ۹-۱۰-۱ مبحث نهم، ترکیب بارگذاری به صورت زیر می‌باشد:

$$W_u = 1.25W_D + 1.5W_L = 1.25 \times 11.22 + 1.5 \times 2 = 17.025 \text{ KN/m}^2$$

گام چهارم: تعیین لنگرهای انتهایی توسط ضرایب جدولی (جداول صفحات ۴۷۶ تا ۴۷۹ کتاب طاحونی)

تحلیل دقیق دال‌های دوطرفه با شرایط پیوستگی مختلف در لبه‌های تکیه داده شده بسیار پیچیده و برای مقاصد عملی غیر ممکن می‌باشد. به همین دلیل از روش ساده شده ضرایب جدولی یا ضرایب لنگر خمشی استفاده می‌کنند. در این روش، لنگرها توسط ضرایبی تعریف می‌شوند که مقدار آن‌ها برحسب شرایط تکیه‌گاهی و نسبت‌های مختلف ابعاد از جدول به دست می‌آیند. مطابق شکل دال را تقسیم بندی می‌کنند:



همانند تکیه‌گاههای داخلی یک تیر سراسری، در لبه پیوسته یک دال، لنگر منفی وجود داشته و مقدار لنگر مثبت وسط دهانه نیز بستگی به شرایط پیوستگی لبه‌ها دارد. لنگر در هر امتداد از روابط زیر بدست می‌آید:

$$M_a = C_a w l_a^2$$

$$M_b = C_b w l_b^2$$

M_a : لنگر برای نواری با عرض واحد به موازات l_a

M_b : لنگر برای نواری با عرض واحد به موازات l_b

C_a و C_b : مقادیر به دست آمده از جدول

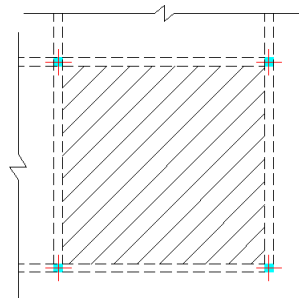
w : شدت بار گسترده یکنواخت وارد بر واحد سطح دال

l_a و l_b : دهانه آزاد در امتداد کوتاه و بلند

❖ این جداول بر حسب ضریب m و پیوستگی دال از اطراف می‌باشند.

$$m = \frac{l_a}{l_b} = \frac{4.5}{4.6} = 0.95$$

همانطور که در شکل زیر مشاهده می‌شود، چشمه مورد نظر طراحی به دلیل اینکه از دو طرف به چشمه‌های اطراف متصل می‌باشد، لذا دال زیر برای دو طرف پیوسته طراحی می‌شود.



لنگر منفی در لبه ممتد دال (جدول ۱۰-۳ کتاب طاحونی)

$$M^- = 0.055 \times 17.025 \times 4.5^2 = 18.96 \text{ KN.m/m} \quad \text{در امتداد دهانه کوتاه}$$

$$M^- = 0.045 \times 17.025 \times 4.6^2 = 16.21 \text{ KN.m/m} \quad \text{در امتداد دهانه بلند}$$

لنگر مثبت (جدول ۱۰-۴ و ۱۰-۵ کتاب طاحونی)

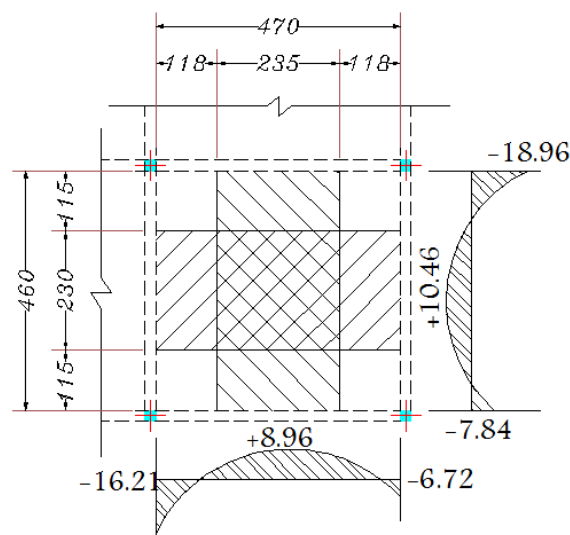
$$M^+ = (0.03 \times 14.025 \times 4.5^2) + (0.035 \times 3 \times 4.5^2) = 10.64 \text{ KN.m/m} \quad \text{در امتداد دهانه کوتاه}$$

$$M^+ = (0.024 \times 14.025 \times 4.6^2) + (0.029 \times 3 \times 4.6^2) = 8.96 \text{ KN.m/m} \quad \text{در امتداد دهانه بلند}$$

لنگر منفی در لبه غیر ممتد: لنگر منفی در لبه غیر پیوسته مساوی $\frac{3}{4}$ لنگر مثبت دهانه در همان امتداد می‌باشد. وجود میلگرد منفی در لبه غیر پیوسته حتما لازم است، چون در چنین انتهایی به علت مقاومت پیچشی تیر یا دیوار تکیه گاهی مقداری گیرداری موجود است.

$$M^- = \frac{3}{4} \times 10.46 = 7.84 \text{ KN.m/m} \quad \text{در امتداد دهانه کوتاه}$$

$$M^- = \frac{3}{4} \times 8.96 = 6.72 \text{ KN.m/m} \quad \text{در امتداد دهانه بلند}$$



گام پنجم: کنترل ارتفاع مؤثر d برای عدم احتیاج به میلگرد فشاری

$$\rho_{max} = 0.6 \beta \cdot \frac{f_c}{f_y} \cdot \frac{600}{600 + f_y} = 0.6 \times 0.85 \times \frac{30}{600} \times \frac{600}{600 + 400} = 0.229$$

$$A_{s_{max}} = \rho_{max} b d$$

b : بند ۹-۱۵-۴-۲ مبحث نهم: 1000 mm

d : طبق جدول ۹-۵-۶ مبحث نهم: 30 mm

$$A_{s_{max}} = 0.229 \times 1000 \times (150 - 30) = 2748 \text{ mm}^2$$

$$a_{max} = \frac{A_{s_{max}} \cdot \phi_s f_y}{0.85 \phi_c f_c b} = \frac{2748 \times 0.85 \times 400}{0.85 \times 0.6 \times 30 \times 1000} = 61.06$$

$$M_r = A_{s_{max}} \cdot \phi_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 2748 \times 0.85 \times 400 \times \left(120 - \frac{61.06}{2} \right) = 83.6 \text{ KN.m}$$

$$M_{u_{max}} = 18.96 \text{ KN.m/m} < 83.6 \text{ KN.m} \Rightarrow \text{ok}$$

اگر رابطه بالا برقرار نمی‌شد، باید ارتفاع d را افزایش داد.

گام ششم: تعیین محدودیت‌های میلگرد

بند ۹-۱۵-۴-۱-۲ مبحث نهم: نسبت سطح مقطع میلگردهای حرارت و جمع شدگی به کل سطح مقطع بتن برای دال‌هایی به ضخامت کمتر یا مساوی ۱۰۰۰ میلیمتر نباید از مقادیر زیر کمتر اختیار شود:

برای میلگردهای $S350, S300, S220$ $\rho_{min} = 0.002$

برای میلگردهای $S400$ $\rho_{min} = 0.0018$

برای میلگردهای $S500$ $\rho_{min} = 0.0015$

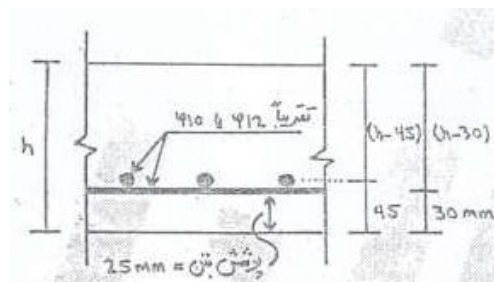
در نتیجه: $S400 \Rightarrow \rho_{min} = 0.0018$

$$A_{smin} = \rho_{min} b h = 0.0018 \times 1000 \times 150 = 270 \text{ mm}^2/m$$

بند ۹-۱۵-۱۴-۳ مبحث نهم: فاصله میگردهای خمشی در دال‌ها، جز در دال‌های مشبک، نباید از دو برابر ضخامت دال و نه از ۳۵ میلیمتر تجاوز کند.

$$S_{max} = \min\{2 \times 150, 350\} \Rightarrow S_{max} = 300 \text{ mm}$$

گام هفتم: تعیین میلگردهای لازم



چون میلگردهای مثبت در دو امتداد عمود برهم قرار می‌گیرند، ارتفاع مؤثر d میلگردهای قرار گرفته رو به اندازه قطر میلگرد از ارتفاع مؤثر میلگردهای قرار گرفته در زیر، کوچکتر است. با توجه به اینکه لنگر امتداد بزرگتر، کوچکتر از لنگر امتداد کوچکتر است، اقتصادی‌تر است میلگردهای دهانه کوتاه در زیر قرار داده می‌شوند.

$$A_s = \frac{0.85 \phi_c f_c b d}{\phi_s f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 M_u}{0.85 \phi_c f_c b d^2}} \right)$$

سطح مقطع فولادهای دهانه کوتاه (l_a) ($d = 120 \text{ mm}$)

$$M^- = 18.96 \text{ KN.m/m} \quad \text{لبه ممتد دال در لبه میانی:}$$

$$A_s = 486 \text{ mm}^2/m \Rightarrow (\Phi 12 @ 200 \text{ mm}, A_s = 566 \text{ mm}^2/m)$$

$$\rho_{max} = 0.0229 > \rho = \frac{A_s}{b d} = \frac{566}{1000 \times 120} = 0.0047 > 0.0018 \Rightarrow ok$$

$$M^+ = 10.64 \text{ KN.m/m} \quad \text{وسط دال نوار میانی:}$$

$$A_s = 267 \text{ mm}^2/\text{m} < A_{smin} = 270 \text{ mm}^2/\text{m} \Rightarrow A_s = 270 \text{ mm}^2/\text{m} (\Phi 10 @ 200 \text{ mm}, A_s = 392 \text{ mm}^2/\text{m})$$

$$\rho_{max} = 0.0229 > \rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{392}{1000 \times 120} = 0.0032 > 0.0018 \Rightarrow ok$$

$$M^- = 7.84 \text{ KN.m/m} \quad \text{لبه غیر ممتد دال در لبه میانی:}$$

$$A_s = 195 \text{ mm}^2/\text{m} < A_{smin} = 270 \text{ mm}^2/\text{m} \Rightarrow A_s = 270 \text{ mm}^2/\text{m} (\Phi 10 @ 200 \text{ mm}, A_s = 392 \text{ mm}^2/\text{m})$$

$$\rho_{max} = 0.0229 > \rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{392}{1000 \times 120} = 0.0032 > 0.0018 \Rightarrow ok$$

سطح مقطع فولادهای دهانه بلند ($l_b = 105 \text{ mm}$)

$$M^- = 16.21 \text{ KN.m/m} \quad \text{لبه ممتد دال در لبه میانی:}$$

$$A_s = 478 \text{ mm}^2/\text{m} \Rightarrow (\Phi 12 @ 200 \text{ mm}, A_s = 566 \text{ mm}^2/\text{m})$$

$$\rho_{max} = 0.0229 > \rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{566}{1000 \times 105} = 0.0053 > 0.0018 \Rightarrow ok$$

$$M^+ = 8.96 \text{ KN.m/m} \quad \text{وسط دال نوار میانی:}$$

$$A_s = 258 \text{ mm}^2/\text{m} < A_{smin} = 270 \text{ mm}^2/\text{m} \Rightarrow A_s = 270 \text{ mm}^2/\text{m} (\Phi 10 @ 200 \text{ mm}, A_s = 392 \text{ mm}^2/\text{m})$$

$$\rho_{max} = 0.0229 > \rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{392}{1000 \times 105} = 0.0037 > 0.0018 \Rightarrow ok$$

$$M^- = 6.72 \text{ KN.m/m} \quad \text{لبه غیر ممتد دال در لبه میانی:}$$

$$A_s = 192 \text{ mm}^2/\text{m} < A_{smin} = 270 \text{ mm}^2/\text{m} \Rightarrow A_s = 270 \text{ mm}^2/\text{m} (\Phi 10 @ 200 \text{ mm}, A_s = 392 \text{ mm}^2/\text{m})$$

$$\rho_{max} = 0.0229 > \rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{392}{1000 \times 105} = 0.0037 > 0.0018 \Rightarrow ok$$

فولادهای نوارهای لبه‌ای: در هر امتداد لنگر متوسط در نوار لبه‌ای مساوی $\frac{2}{3}$ لنگر نوار میانی است. بنابراین کافی است در نوار لبه‌ای، فاصله میلگردهای بدست آمده برای نوار میانی در ۱.۵ ضرب شود.

تغییرات لنگرهای خمشی مثبت و منفی در عرض هر یک از نوارهای کناری غیر یکنواخت ولی به صورت خطی در نظر گرفته می‌شود. این لنگرها در مرز مشترک با نوار میانی برابر با مقادیر مربوط در نوار میانی و در مرز خارجی برابر با یک سوم این مقادیر منظور می‌شوند.

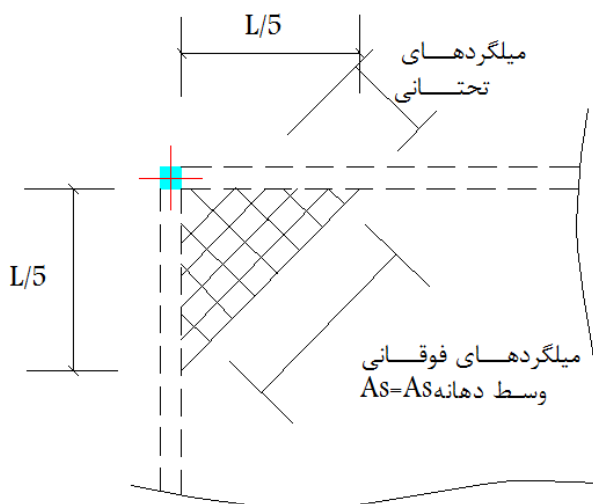
چون یک سوم بزرگترین لنگر نوار طراحی، آرماتور حداقل را لازم دارد، در نتیجه از همان آرماتورهای با همان آرایش طرح شده برای نوار کناری استفاده می شود.

آرماتورهای ویژه: در گوشه خارجی دال به علت پیچش، تمایل به ایجاد ترک در امتداد خط 45° وجود دارد.

بند ۹-۱۵-۴-۲-۲ مبحث نهم: هر یک از آرماتورهای ویژه در پایین و بالای دال در واحد عرض، باید قادر باشد حداکثر لنگر خمشی مثبت دال را تحمل کند.

بند ۹-۱۵-۴-۲-۳ مبحث نهم: آرماتورهای ویژه باید بالای دال به زاویه 45° درجه و تقریباً در امتداد قطر گذرنده از گوشه دال و در پایین دال عمود بر این قطر قرار گیرند.

بند ۹-۱۵-۴-۲-۴ مبحث نهم: آرماتورهای ویژه باید در هر امتداد تا طولی برابر با حداقل یک پنجم دهانه بزرگتر، قرار داده شوند.

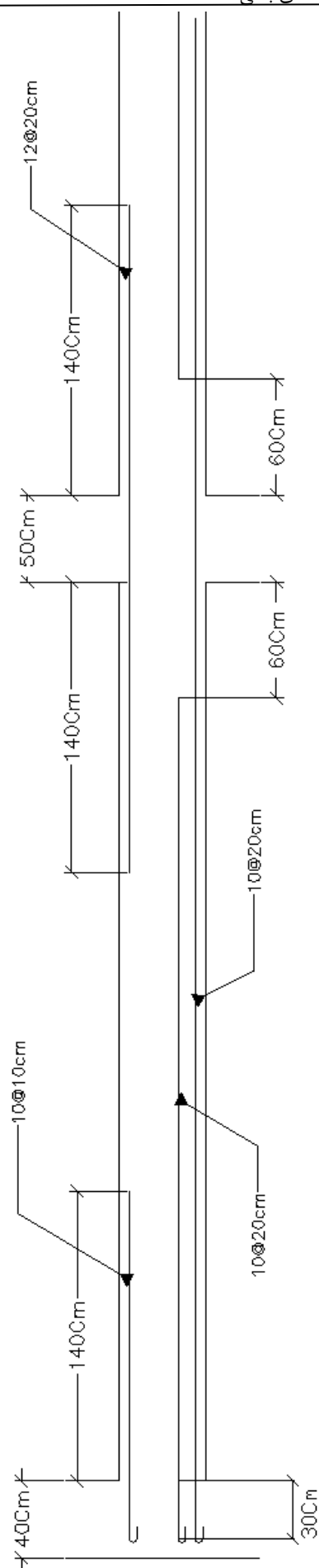
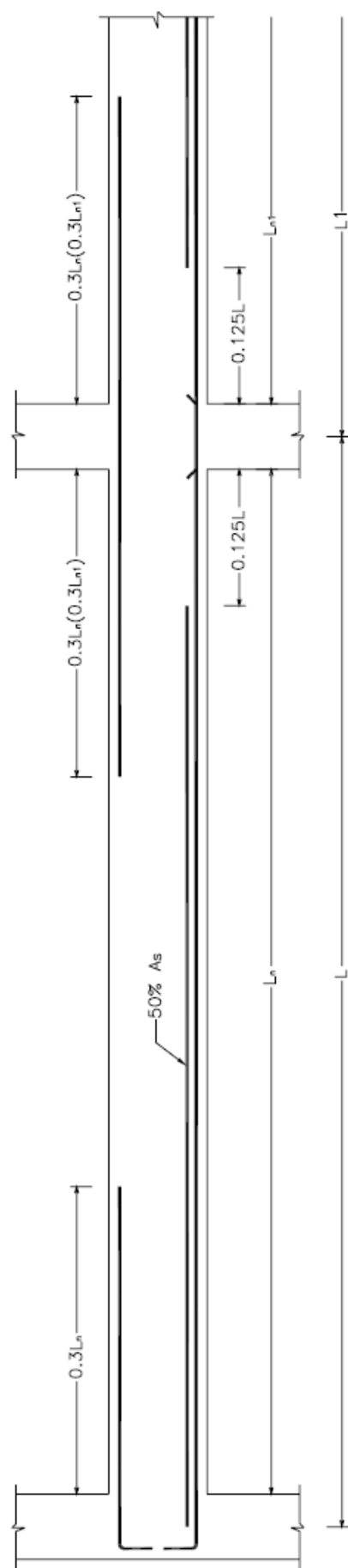


نکات آیین نامه در مورد میلگرد گذاری دال:

بند ۹-۱۵-۴-۱-۴ مبحث نهم: میلگردهای خمشی مثبت عمود به بعد ناپیوسته دال باید تا لبه دال ادامه یابند و بعلاوه، به طولی حداقل معادل ۱۵۰ میلیمتر به طور مستقیم، با قلاب یا بدون آن، در تیر پیشانی یا دیوار یا ستون داخل شوند.

بند ۹-۱۵-۴-۱-۵ مبحث نهم: میلگردهای خمشی منفی عمود بر لبه ناپیوسته دال باید با خم یا قلاب یا وسیله مهاری دیگری در داخل تیر پیشانی یا دیوار ستون به طور کامل مهار شوند. برای این میلگردها باید گیرایی کامل در مقطع بر داخلی تکیه‌گاه، تامین شود.

برای تعیین نقاط قطع آرماتور می توان از محدودیت‌های شکل زیر استفاده کرد:



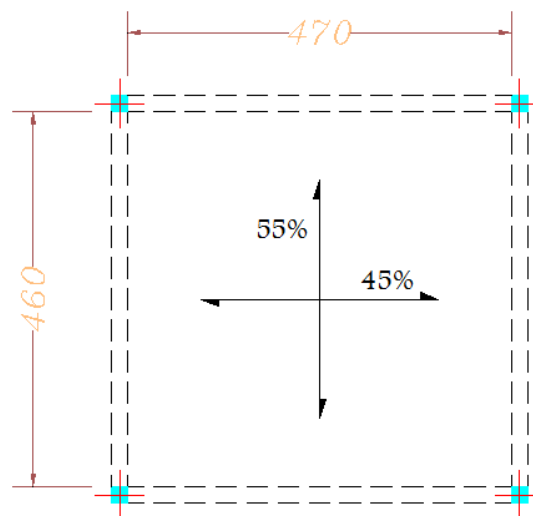
گام هشتم: کنترل برش (جدول ۱۰-۶ کتاب طاحونی)

بند ۹-۱۲-۱۷-۲ مبحث نهم: در دال‌ها و پی‌ها کنترل برش در حالت حدی مقاوم نهایی برای عملکرد یکطرفه مشابه تیرها است و براساس ضوابط قسمت‌های ۹-۱۲-۳-۱ انجام می‌گیرد.

$$V_c = 0.2 \phi_c \sqrt{f_c} b_w d$$

بند ۹-۱۲-۳-۱ مبحث نهم:

با توجه به $m = 0.95$ و پیوستگی از دو طرف:



$$W_u = 4.6 \times 4.5 \times 17.025 = 352.417 \text{ KN}$$

$$\text{شدت بار یکنواخت در تیر بلند} = \frac{0.55}{2} \times \frac{352.14}{4.6} = 21.05 \text{ KN}$$

$$\text{شدت بار یکنواخت در تیر کوتاه} = \frac{0.45}{2} \times \frac{352.14}{4.5} = 17.06 \text{ KN}$$

$$V_c = 0.2 \times 0.6 \times \sqrt{30} \times 1000 \times 120 = 78.87 \text{ KN} > 21.05 \Rightarrow \text{ok}$$

گام نهم: محاسبه تغییر شکل دال

محاسبات مربوط به تغییر شکل تحت بارهای بدون ضریب صورت می‌گیرد. با توجه به اینکه لنگرها براساس بارهای نهایی (بارهای ضریبدار) محاسبه شده‌اند، لازم است بر ضرایب بار تقشیم گردند، تا لنگر ناشی از بارهای خدمت به دست آیند.

$$M_{bL} = \frac{0.029 \times 3 \times 4.6^2}{1.5} = 1.5 \text{ KN.m/m}$$

$$M_{bD} = \frac{0.024 \times 14.025 \times 4.6^2}{1.25} = 5.7 \text{ KN.m/m}$$

$$E_c I_g = (5000 \sqrt{30}) \times \left(1000 \times \frac{120^3}{12} \right) = 3.943 \times 10^{12} \text{ N/mm}^2$$

تغییر شکل ناشی از بار زنده:

$$\Delta_L = \frac{3}{32} \frac{M_{bL} l_b^2}{E_c I_g} = \frac{3}{32} \times \frac{1.5 \times 10^6 \times 4600^2}{3.943 \times 10^{12}} = 0.75 \text{ mm}$$

تغییر شکل ناشی از بار مرده:

$$\Delta_D = \frac{1}{16} \frac{M_{bD} l_b^2}{E_c I_g} = \frac{1}{16} \times \frac{5.7 \times 10^6 \times 4600^2}{3.943 \times 10^{12}} = 1.9 \text{ mm}$$

$$\Delta_D = 3 \times 1.9 = 5.7 \text{ mm}$$

طراحی دیوار برشی

عملکرد مناسب دیوارهای برشی در سازه‌های نسبتاً بلند نمود بیشتری پیدا می‌کند. در این سازه‌ها دیوار برشی به صورت یک تیر طره بلند عمل می‌کند و بنابراین تغییر شکل آن خمشی است. از سویی دیگر قاب خمشی دارای تغییر شکل‌های برشی است. در این حالت اندر کنش قاب خمشی و دیوار برشی باعث می‌شود در پایین سازه که تغییر شکل‌های برشی قاب خمشی زیاد و تغییر شکل‌های خمشی دیوار برشی کم است، تغییر شکل سازه توسط دیوار برش محدود شود و در مقابل در بالای سازه که تغییر شکل‌های خمشی زیاد و تغییر شکل‌های برشی کم است تغییر شکل‌های سازه توسط قاب خمشی محدود شود و به این ترتیب می‌توان تغییر شکل‌های سازه‌های بلندمرتبه را تا حدی کنترل و محدود کرد.

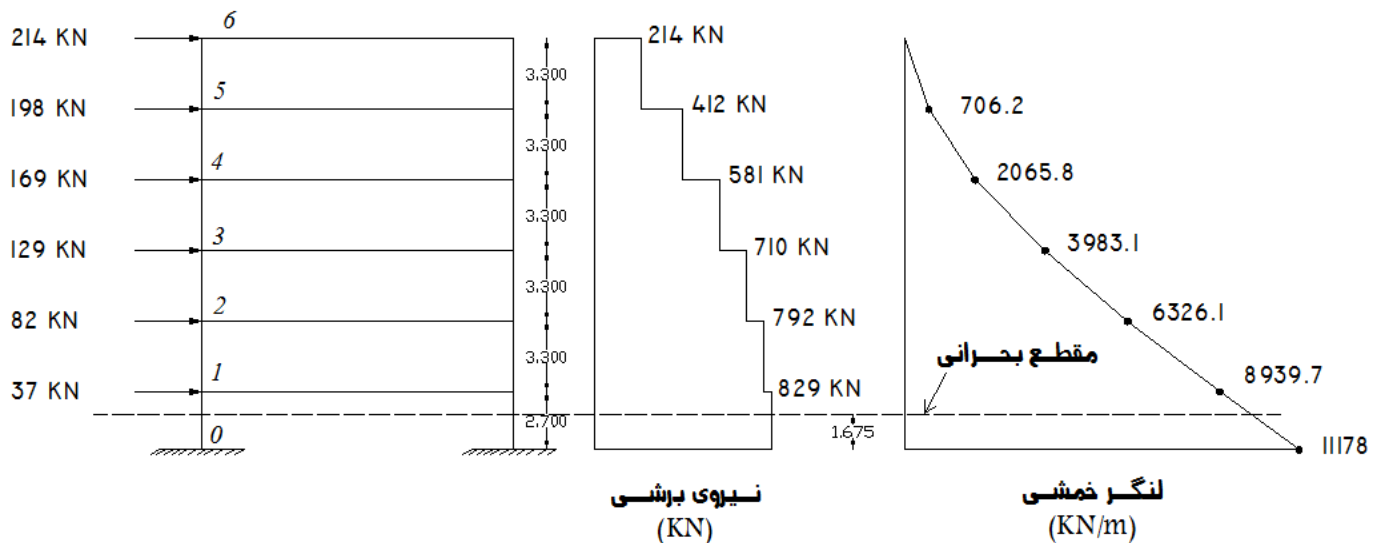
الگوریتم طراحی دیوار برشی:

دیوار برشی مانند یک تیر طره عمیق می‌باشد که باید برای برش و خمش طراحی گردد. در صورتی که ارتفاع دیوار برشی نسبت به طول آن چندان زیاد نباشد معمولاً برش تعیین کننده است از طرف دیگر دیوار برشی نسبتاً بلند باشد معمولاً خمش نسبت به برش تعیین کننده تر است.

اطلاعات زیر در اختیار است:

$$P_D = 27 \text{ KN} , P_L = 2.33 \text{ KN} , l_w = 3.35 \text{ m} , h = 0.3 \text{ m} , C_p , S_{ps} , h_w = 19.2 \text{ m}$$

گام اول: تحلیل سازه



گام دوم: مقطع بحرانی محاسبه مقادیر برش و خمش و نیروی محوری

مقطع بحرانی به فاصله $\min\left\{\frac{l_w}{2}, \frac{h_w}{2}\right\}$ از پای دیوار قرار دارد مقادیر برش و خمش در مقطع بحرانی محاسبه می‌گردد:

$$\min\left\{\frac{l_w}{2}, \frac{h_w}{2}\right\} = \min\left\{\frac{3.35}{2}, \frac{19.2}{2}\right\} = 1.675 \text{ m}$$

$$V_e = 829 \text{ KN}$$

$$M_e = 8939.7 + 829 \times (2.7 - 1.675) = 9790 \text{ KN.m}$$

مقادیر داده شده ناشی از نیروی زلزله می باشند بنابراین با اندیس e نشان داده شده‌اند. به دلیل نیروی زلزله در دیوار برشی خمشی و برش ایجاد می‌شود اما نیروی محوری وجود ندارد. نیروی محوری در این دیوارها به واسطه بارهای ثقلی ایجاد می‌گردد.

$$N_D = \epsilon P_D = \epsilon \times 27 = 162 \text{ KN}$$

$$N_L = \epsilon P_L = \epsilon \times 2.33 = 13.98 \text{ KN}$$

با استفاده از ترکیب بار، بارهای نهایی ضریب دار در مقطع بحرانی قابل محاسبه‌اند:

$$D + 1.2L + 1.2E$$

$$N_u = 162 + 1.2 \times 13.98 = 178.77 \text{ KN}$$

$$V_u = 1.2 \times 829 = 994.8 \text{ KN}$$

$$M_u = 1.2 \times 9790 = 11748 \text{ KN.m}$$

گام سوم: محاسبه V_c

بند ۹-۱۲-۱۶-۳-۲ مبحث نهم: V_c از کمترین مقدار بدست آمده از دو رابطه زیر بدست می‌آید:

$$V_c = 1.65 \times 0.2 \phi_c \sqrt{f_c} h d + \frac{N_u d}{\Delta l_w}$$

$$V_c = \left[0.3 \times 0.2 \phi_c \sqrt{f_c} + \frac{l_w (0.6 \times 0.2 \phi_c \sqrt{f_c} + 0.15 \frac{N_u}{l_w h})}{\left(\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2} \right)} \right] h d$$

در این روابط مقدار N_u برای فشار مثبت و برای کشش منفی است. در صورتی که مقدار $\left(\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2} \right)$ منفی باشد، رابطه دومی به کار برده نمی‌شود.

بند ۹-۱۲-۱۶-۳-۲ مبحث نهم: در طراحی دیوارها برای برش، ارتفاع مؤثر مقطع، d برابر $0.8 l_w$ در نظر گرفته می‌شود.

$$d = 0.8 \times 3.35 = 2.68 \text{ m}$$

$$V_c = 1.65 \times 0.2 \times 0.6 \times \sqrt{30} \times 300 \times 2.68 \times 10^3 + \frac{178.77 \times 10^3 \times 2.68 \times 10^3}{5 \times 3.35 \times 10^3} = 755 \text{ KN}$$

$$V_c = \left[0.3 \times 0.2 \times 0.6 \times \sqrt{30} + \frac{3350 \left(0.6 \times 0.2 \times 0.6 \times \sqrt{30} + 0.15 \times \frac{178.77 \times 10^3}{3350 \times 300} \right)}{\left(\frac{11748 \times 10^6}{829 \times 10^3} - \frac{3350}{2} \right)} \right] \times 300 \times 2680 = 245 \text{ KN}$$

$$V_c = \min\{610, 245\} = 245$$

گام چهارم: درصد آرماتور

$$V_u = 994.8 > V_c = 245 \Rightarrow V_s = V_u - V_c = 994.8 - 245 = 749.8 \text{ KN}$$

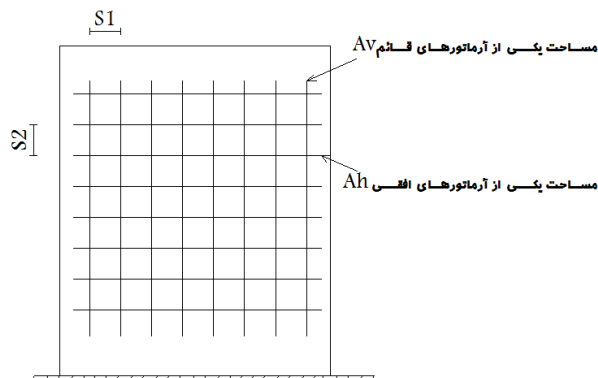
بند ۹-۱۲-۱۶-۴ مبحث نهم:

$$\rho_h = \frac{V_s}{\phi_s f_y h d} \geq 0.0025 \Rightarrow \rho_h = \frac{749.8 \times 10^3}{0.6 \times 400 \times 300 \times 2680} = 0.0039 > 0.0025 \Rightarrow \text{ok}$$

$$\rho_v = 0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{h_w}{l_w} \right) (\rho_h - 0.0025) \geq 0.002$$

$$\rho_v = 0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{1920}{3350} \right) (0.0039 - 0.0025) = 0.0023 < 0.002 \Rightarrow \rho_v = 0.002$$

گام پنجم: تعیین آرایش آرماتورها



$$S_1 = \frac{2A_v}{h\rho_v} \leq S_{max}$$

فاصله آرماتورهای قائم:

$$S_2 = \frac{2A_h}{h\rho_h} \leq S_{max}$$

فاصله آرماتورهای قائم:

بند ۹-۱۲-۱۶-۴ مبحث نهم: S_{max} ، کوچکترین مقادیر زیر می‌باشد:

$$\frac{l_w}{5}, \quad 3h, \quad 350 \text{ mm}$$

$$S_{max} = \min \left\{ \frac{3350}{5}, 3 \times 300, 350 \right\} \Rightarrow S_{max} = 350 \text{ mm}$$

از $\Phi 12$ استفاده می‌شود، پس:

$$S_1 = \frac{2 \times \frac{\pi \times 12^2}{4}}{300 \times 0.0039} = 193 \text{ mm}$$

$$S_2 = \frac{2 \times \frac{\pi \times 12^2}{4}}{300 \times 0.002} = 376 \text{ mm}$$

بنابراین در آرماتورهای عمودی از میلگرد $\Phi 12 @ 19 \text{ cm}$ و در آرماتورهای افقی از میلگرد $\Phi 12 @ 35 \text{ cm}$ استفاده می‌شود.

طراحی خمشی

گام ششم: کنترل لزوم استفاده از لبه

در طراحی دیوارهای برش برای تحمل خمش وارده ابتدا لزوم اجزای لبه بررسی می‌شود و اجزای لبه بخشهایی از ددو انتهای دیوار می‌باشند که آرماتورهای خمشی در آنها متمرکز شده و توسط خاموت‌های ویژه دورگیری شده‌اند. در صورتی که مقدار تنش در دورترین تار فشاری بیش از $0.2f_c$ باشد، اجرای اجزای لبه اجباری است.

اجزای لبه از جایی که تنش فشاری بتن از $0.15f_c$ بیشتر بشود و تا لبه دیوار امتداد می‌یابند.

اگر رابطه زیر برقرار باشد نیازی به اجرای لبه نیست.

$$\delta = \frac{M_u}{S} + \frac{N_u}{A} \leq 0.2f_c$$

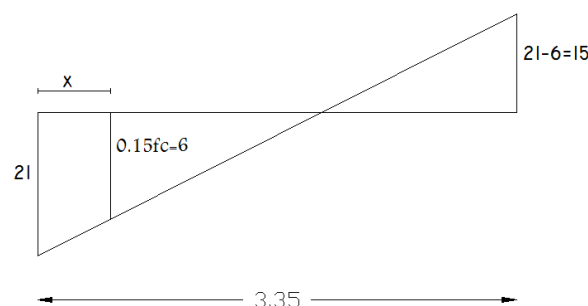
$$A = h \cdot l_w = 300 \times 3350 = 1005000$$

$$S = h \times \frac{l_w^2}{6} = 300 \times \frac{3350^2}{6} = 561 \times 10^6$$

$$\delta = \frac{11748 \times 10^6}{561 \times 10^6} + \frac{178 \times 10^3}{1005000} = 21 > 0.2 \times 30 = 6 \Rightarrow \text{احتیاج به لبه می باشد.}$$

گام هفتم: تعیین اجزای لبه

اجزای لبه از جایی که تنش فشاری بتن از $0.15f_c$ بیشتر بشود و تا لبه دیوار امتداد می‌یابند.



$$\delta(a) = \frac{21 + 15}{3.35} \times x - 21 = -6 \Rightarrow x = 1.39 \cong 1.4 \text{ m}$$

گام هشتم: بدست آوردن نیروی فشاری و کششی

$$Z = 3.35 - 1.4 = 1.95$$

$$C (\text{فشاری}) = \frac{M_u}{Z} + N_u = \frac{11748}{1.95} + 178 = 6202 \text{ KN}$$

$$T (\text{کششی}) = \frac{M_u}{Z} = \frac{11748}{1.95} = 6024 \text{ KN}$$

گام نهم: محاسبه مقدار آرماتور مورد نیاز بر مبنای نیروی کششی

$$A_{st} = \frac{T}{\phi_s f_y} = \frac{60.24 \times 10^3}{0.85 \times 400} = 17717 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{A_{st}}{\phi_s \cdot \frac{\pi \times 30^2}{4}} = \frac{17717}{\frac{\pi \times 30^2}{4}} = 24.9 \approx 25\Phi 30$$

$$\rho < \rho_{max} = \frac{25 \times \pi \times 30^2}{300 \times 1400} = 0.42 < 0.8\% \Rightarrow \text{ok}$$

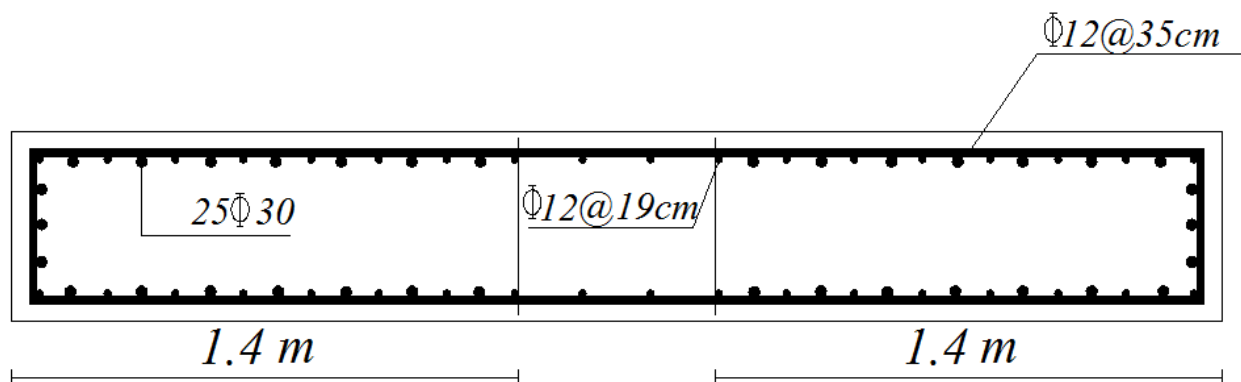
گام دهم: محاسبه لبه جزء برای تحلیل نیروی فشاری

$$P_r = (A_g - A_{st}) \cdot 0.85 \phi_c f_c + A_{st} \phi_s f_y \geq C$$

$$P_r = (300 \times 1400 - 25 \times 15^2 \times \pi) \times 0.85 \times 0.6 \times 30 + 25 \times 15^2 \times \pi \times 0.85 \times 400 = 6400 \text{ KN}$$

$$P_r = 6400 > C = 6202 \Rightarrow \text{ok}$$

پس آرماتورهای کششی برای تحمل نیروی فشاری نیز کفایت می‌کند.



طراحی پله

برای طراحی پله احتیاج به بار مرده و زنده حاصل از بارگذاری داریم.

نحوه محاسبه بار پله در قسمت بارهای ثقلی توضیح داده شده است.

$$1.1 \text{ m} \times (0.785 \text{ ton/m}^2 \times \text{عرض شمشیری}) = 0.863 \text{ ton} = 8.63 \text{ KN/m}$$

$$1.1 \text{ m} \times 0.484 \text{ ton/m}^2 = 0.532 \text{ ton} = 5.32 \text{ KN/m}$$

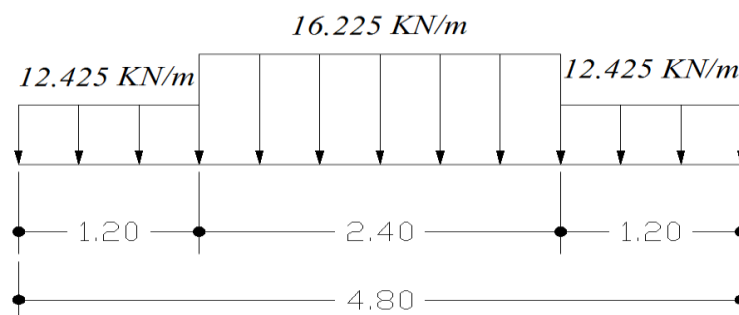
$$1.1 \text{ m} \times 0.35 \text{ ton/m}^2 = 0.385 \text{ ton} = 3.85 \text{ KN/m}$$

$$1.25D + 1.5L$$

از ترکیب بار داریم:

$$q_u = 1.25 \times 8.63 + 1.5 \times 3.85 = 16.225 \text{ KN/m}$$

$$q_u = 1.25 \times 5.32 + 1.5 \times 3.85 = 12.425 \text{ KN/m}$$

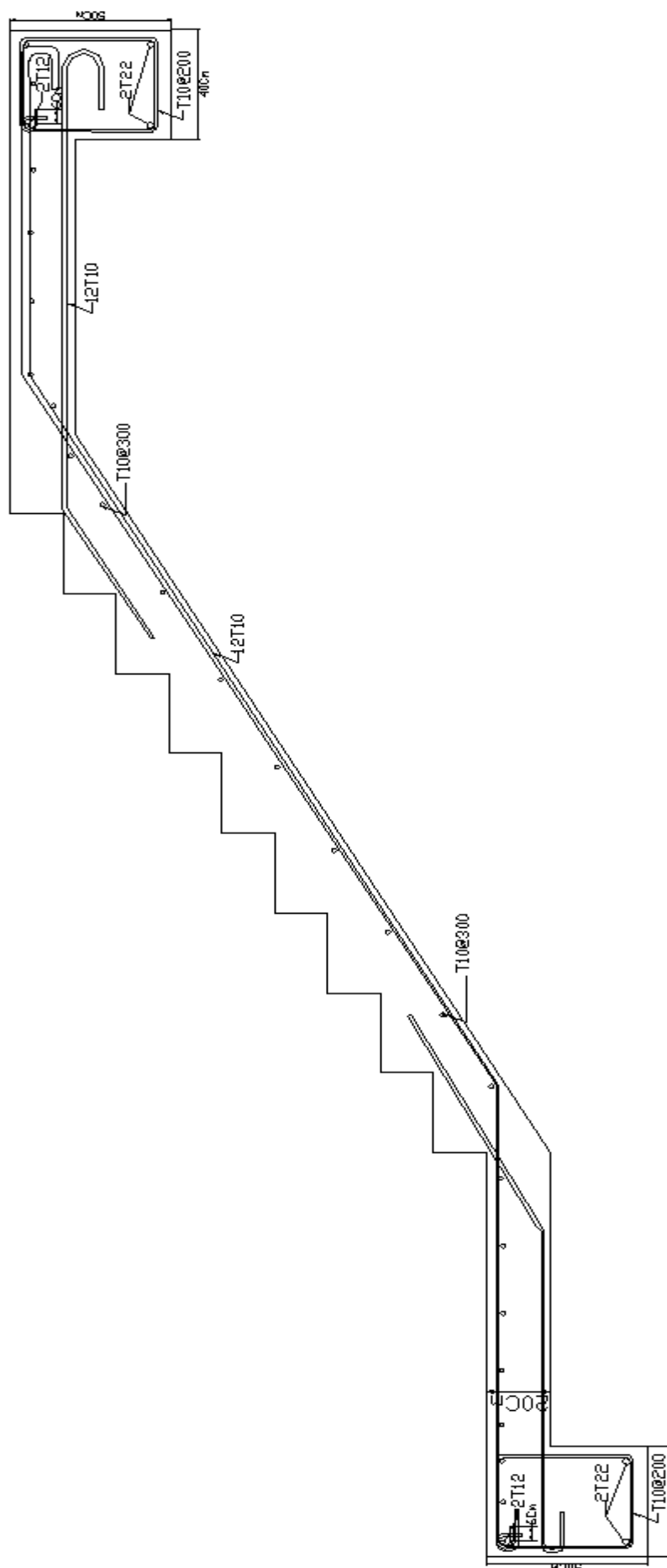


$$V_{max} = \frac{1}{2} \times \{12.425 \times 4.8 + 2.4 \times (16.225 - 12.425)\} = 34.38 \text{ KN}$$

$$M_{max} = 34.38 \times \frac{4.8}{2} - 12.425 \times \frac{\left(\frac{4.8}{2}\right)^2}{2} - (16.225 - 12.425) \times \frac{\left(\frac{2.4}{2}\right)^2}{2} = 44 \text{ KN.m}$$

$$V = 0.2 \phi_c \sqrt{f_c} b d = 0.2 \times 0.6 \times \sqrt{30} \times 1100 \times 180 = 130 \text{ KN} > 34.33 \Rightarrow \text{ok}$$

$$A_s = \frac{44 \times 10^6}{0.85 \times 400 \times 0.85 \times 180} = 845 \text{ mm}^2 \Rightarrow 12\Phi 10$$



طراحی شالوده

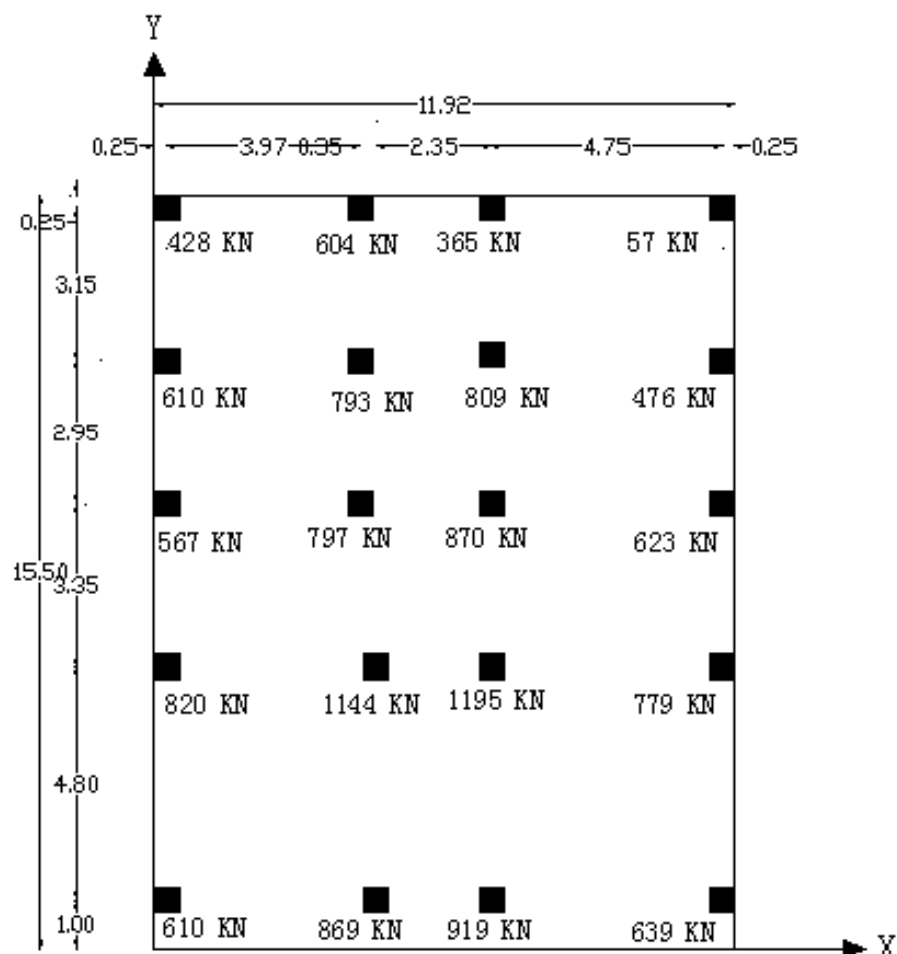
در این پروژه به دلیل فاصله کم ستون‌ها از یکدیگر، از شالوده گسترده برای طراحی استفاده شده است.

شالوده گسترده

شالوده گسترده یک شالوده مرکب است که کل سطح زیربنا را پوشانده و ستون‌ها و دیوارهای متعددی بر روی آن قرار می‌گیرند. بعضی‌ها بر این عقیده‌اند که اگر شالوده‌های تک بیش از ۵۰ درصد سطح زیر بنت را بپوشاند، شالوده گسترده ممکن اقتصادی‌تر باشد.

براساس بارهای ثقلی زنده و مرده و همچنین بار زلزله نیروهای بدست آمده و اندازه آن‌ها در شکل زیر آمده است. همچنین اندازه ستون‌ها ۵۰*۵۰ سانتیمتر در نظر گرفته شده است.

شکل زیر پلان فنداسیون پروژه مربوطه را نشان می‌دهد که اندازه‌ها نیز در آن نشان داده شده است.



گام اول: محاسبه فشار وارد بر زیر شالوده

با استفاده از رابطه زیر، فشار وارد بر زیر شالوده را در نقاط A، B، C، و ... محاسبه می‌شوند:

$$q = \frac{Q}{A} \pm \frac{M_y x}{I_y} \pm \frac{M_x y}{I_x}$$

$$A = 15.5 \times 11.92 = 184.76 \text{ m}^2$$

$$Q = Q_1 + Q_2 + Q_3 + \dots$$

در محاسبات سازه‌ای شالوده، لازم نیست وزن شالوده در نظر گرفته شود.

$$Q = 428 + 610 + 567 + 820 + 610 + 604 + 793 + 797 + 1144 + 869 + 365 + 809 + 870 + 1195 + 919 + 57 + 476 + 623 + 779 + 639 = 13177 \text{ KN}$$

$$I_x = \frac{11.92 \times 15.5^3}{12} = 3700 \text{ m}^4$$

$$I_y = \frac{15.5 \times 11.92^3}{12} = 2187 \text{ m}^4$$

$$M_y = Q \cdot e_x$$

$$X' = \frac{Q_1 x'_1 + Q_2 x'_2 + Q_3 x'_3 + \dots}{Q}$$

$$X' = \frac{1}{13177} [(0.25)(428 + 610 + 567 + 820 + 610) + (4.22)(604 + 793 + 797) + (4.57)(1144 + 869) + (6.92)(365 + 809 + 870 + 1195 + 919) + (11.67)(57 + 476 + 623 + 779 + 639)] = 5.38 \text{ m}$$

$$e_x = X' - \frac{B}{2} = 5.38 - \frac{11.92}{2} = -0.57 \text{ m}$$

❖ بنابراین محل برآیند در سمت چپ مرکز شالوده قرار دارد.

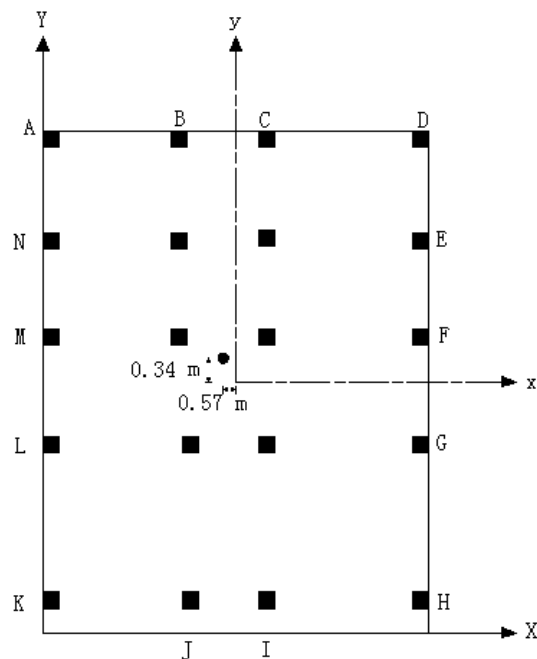
و به طور مشابه:

$$M_x = Q \cdot e_y$$

$$Y' = \frac{Q_1 y'_1 + Q_2 y'_2 + Q_3 y'_3 + \dots}{Q}$$

$$Y' = \frac{1}{13177} [(1)(610 + 869 + 919 + 639) + (5.8)(820 + 1144 + 1195 + 779) + (9.15)(567 + 797 + 870 + 623) + (12.1)(610 + 793 + 809 + 476) + (15.25)(428 + 604 + 365 + 57)] = 8.09 \text{ m}$$

$$e_y = Y' - \frac{L}{2} = 8.09 - \frac{15.5}{2} = 0.34 \text{ m}$$



$$M_y = 13177 \times 0.57 = 7510 \text{ KN.m}$$

$$M_x = 13177 \times 0.34 = 4480 \text{ KN.m}$$

$$q = \frac{13177}{184.76} \pm \frac{7510 \cdot x}{2187} \pm \frac{4480 \cdot y}{3700} = 71.32 \pm 3.43x \pm 1.21y$$

$$\text{At A: } q = 71.32 + (3.43 \times 5.71) + (1.21 \times 7.5) = 100 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{At B: } q = 71.32 + (3.43 \times 1.74) + (1.21 \times 7.5) = 86.36 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{At C: } q = 71.32 - (3.43 \times 0.96) + (1.21 \times 7.5) = 77.1 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{At D: } q = 71.32 - (3.43 \times 5.71) + (1.21 \times 7.5) = 60.8 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{At E: } q = 71.32 - (3.43 \times 5.71) + (1.21 \times 4.35) = 57 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{At F: } q = 71.32 - (3.43 \times 5.71) + (1.21 \times 1.4) = 53.42 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{At G: } q = 71.32 - (3.43 \times 5.71) - (1.21 \times 1.95) = 50 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{At H: } q = 71.32 - (3.43 \times 5.71) - (1.21 \times 7.5) = 42.65 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{At I: } q = 71.32 - (3.43 \times 0.96) - (1.21 \times 7.5) = 58.95 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{At J: } q = 71.32 + (3.43 \times 1.39) - (1.21 \times 7.5) = 67 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{At K: } q = 71.32 + (3.43 \times 5.71) - (1.21 \times 7.5) = 81.83 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{At L: } q = 71.32 + (3.43 \times 5.71) - (1.21 \times 1.95) = 88.54 \text{ KN/m}^2$$

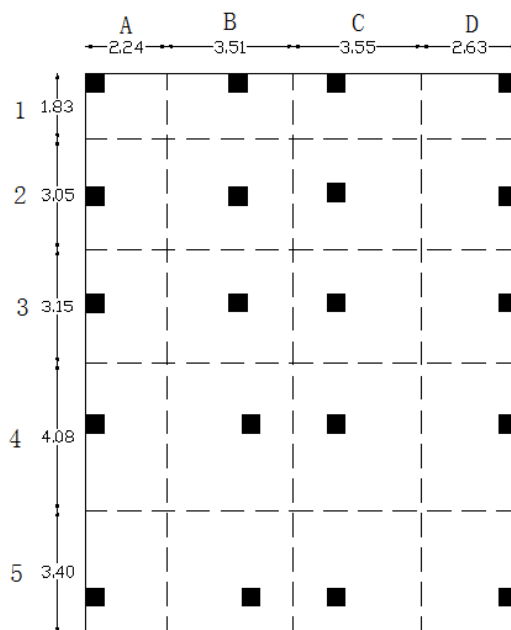
$$At M: q = 71.32 + (3.43 \times 5.71) + (1.21 \times 1.4) = 92.6 \text{ KN/m}^2$$

$$At E: q = 71.32 + (3.43 \times 5.71) + (1.21 \times 4.35) = 96.16 \text{ KN/m}^2$$

❖ ملاحظه می‌شود که تنش‌ها خاک در تمام نقاط کمتر از مقدار مجاز $q_{all} = 120 \text{ KN/m}^2$ می‌باشد.

گام دوم:

شالوده گسترده را به نوارهایی در امتدادهای X و Y تقسیم می‌کنیم. در شکل زیر تقسیم بندی نشان داده شده است. همچنین عرض هر نوار نوشته شده است و هرکدام اسم گذاری شده اند.



گام سوم: بدست آوردن نمودار نیروی برشی و لنگر خمشی برای هر نوار

با در نظر گرفتن فشار متوسط، واکنش کل خاک برای نوارها از رابطه زیر بدست می‌آید:

طول نوار \times عرض نوار $\times q_{av}$ = واکنش کل خاک هر نوار

$$q_{av} = \frac{q_{At \text{ انتهای نوار}} + q_{At \text{ ابتدای نوار}}}{2}$$

مجموع بار ستون‌ها در هر نوار با واکنش کل خاک هر نوار مساوی نخواهد شد، زیرا برش انتقالی بین دو نوار مجاور در نظر گرفته نشده است. به همین علت لازم است که واکنش خاک و بار ستون‌ها اصلاح گردند. داریم:

$$\text{بار متوسط} = \frac{\text{مجموع بار ستون‌ها در هر نوار} + \text{واکنش کل خاک هر نوار}}{2}$$

حال فشار اصلاح شده متوسط برابر است با:

$$q_{av(modified)} = q_{av} \left(\frac{\text{بار متوسط}}{\text{واکنش کل خاک هر نوار}} \right)$$

همچنین ضریب اصلاح بار ستون‌ها برابر است با:

$$F = \frac{\text{بار متوسط}}{\text{مجموع بار ستون‌ها در هر نوار}}$$

در نتیجه ضریب بالا در بار ستون‌های نوار مربوطه ضرب می‌شود. حال برای این نوار می‌توان نمودار نیروی برشی و لنگر خمشی رسم کرد. این عمل باید برای تمام نوارهای امتداد X و Y انجام شود.

نوار A:

$$q_{av} = \frac{100 + 81.85}{2} = 91 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{واکنش کل خاک} = 91 \times 2.24 \times 15.5 = 3160 \text{ KN}$$

$$\text{بار کل ستون‌ها} = 428 + 610 + 567 + 820 + 610 = 3035 \text{ KN}$$

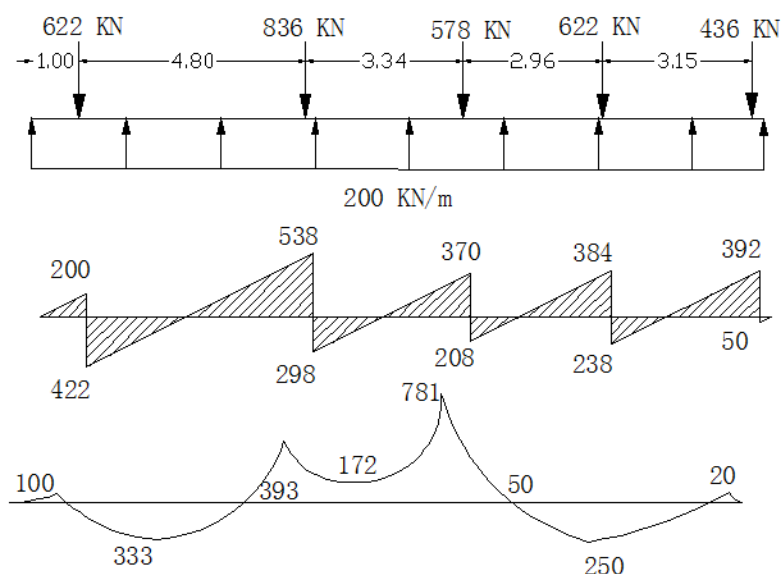
$$\text{بار متوسط} = \frac{3160 + 3035}{2} = 3097 \text{ KN}$$

$$q_{av(modified)} = 91 \times \left(\frac{3097}{3160} \right) = 89.18 \text{ KN/m}^2$$

$$F = \frac{3097}{3035} = 1.02$$

شکل زیر بارگذاری روی نوار و نمودارهای نیروی برشی و لنگر خمشی مربوطه را نشان می‌دهد. توجه شود که بارهای نشان داده شده برای ستون‌ها در ضریب اصلاح $F = 1.02$ ضرب شده‌اند. همچنین شدت بار وارد بر واحد طول تیر برابر است با:

$$B_A q_{av(modified)} = 2.24 \times 89.18 = 200 \text{ KN/m}$$



نوار C:

$$q_{av} = \frac{77.1 + 57.95}{2} = 68 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{واکنش کل خاک} = 68 \times 3.35 \times 15.5 = 3531 \text{ KN}$$

$$\text{بار کل ستونها} = 365 + 809 + 870 + 1195 + 919 = 4158 \text{ KN}$$

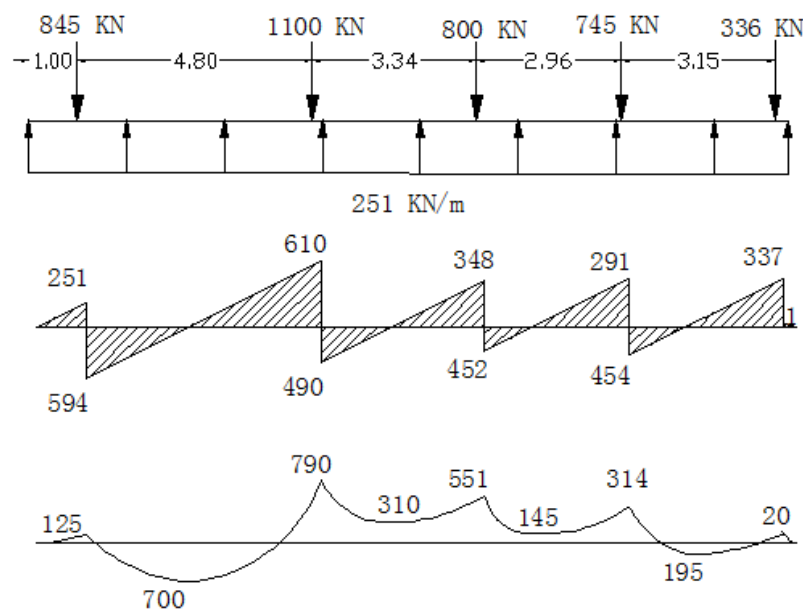
$$\text{بار متوسط} = \frac{4158 + 3531}{2} = 3845 \text{ KN}$$

$$q_{av(modified)} = 68 \times \left(\frac{3845}{3531} \right) = 75 \text{ KN/m}^2$$

$$F = \frac{3845}{4185} = 0.92$$

شکل زیر بارگذاری روی نوار و نمودارهای نیروی برشی و لنگر خمشی مربوطه را نشان می‌دهد. توجه شود که بارهای نشان داده شده برای ستونها در ضریب اصلاح $F = 0.92$ ضرب شده‌اند. همچنین شدت بار وارد بر واحد طول تیر برابر است با:

$$B_A q_{av(modified)} = 3.35 \times 75 = 251 \text{ KN/m}$$



نوار ۴:

$$q_{av} = \frac{50 + 88.54}{2} = 70 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{واکنش کل خاک} = 70 \times 4.08 \times 11.92 = 3405 \text{ KN}$$

$$\text{بار کل ستونها} = 820 + 1144 + 1195 + 779 = 3938 \text{ KN}$$

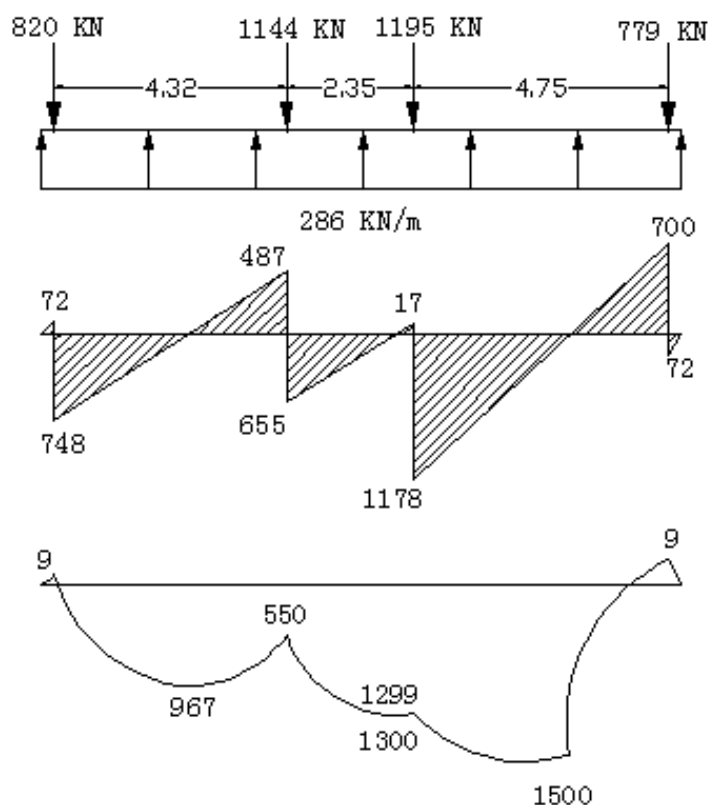
$$\text{بار متوسط} = \frac{3938 + 340.5}{2} = 3672 \text{ KN}$$

$$q_{av(modified)} = 70 \times \left(\frac{3672}{340.5} \right) = 76 \text{ KN/m}^2$$

$$F = \frac{3672}{3938} = 0.94$$

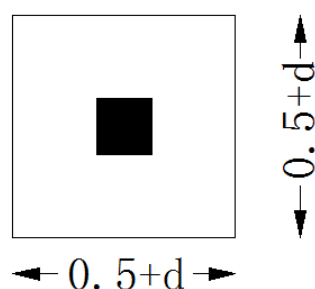
شکل زیر بارگذاری روی نواری و نمودارهای نیروی برشی و لنگر خمشی مربوطه را نشان می‌دهد. توجه شود که بارهای نشان داده شده برای ستون‌ها در ضریب اصلاح $F = 0.94$ ضرب شده‌اند. همچنین شدت بار وارد بر واحد طول تیر برابر است با:

$$B_A q_{av(modified)} = 4.08 \times 70 = 286 \text{ KN/m}$$



گام چهارم: تعیین ضخامت شالوده

در این پروژه، بحرانی‌ترین ناحیه برای برش سوراخ کننده، ستون ۴ - D با بار ۱۱۹۵ KN خواهد بود که محیط بحرانی برای برش سوراخ کننده در شکل زیر نشان داده شده است:



$$b_o = 4 \times (0.5 + d) = 2 + 4d \quad \text{محیط بحرانی:}$$

با توجه به معیار برش سوراخ کننده می‌توان ارتفاع مؤثر d را از رابطه زیر تعیین کرد:

$$U = b_o d \left[\phi (0.34) \sqrt{f'_c} \right] \times 10^{-3}$$

$$U = 1.7 \times 1195 = 2031.5 \text{ KN}$$

$$2031.5 = (2 + 4d) d \left[0.85 \times 0.34 \times \sqrt{30} \right] \times 10^{-3} \Rightarrow d = 0.4 \text{ m}$$

با فرض ۶۰ میلیمتر پوشش بتنی روی میلگرد و استفاده از میلگردهای به قطر ۲۵ میلیمتر، ضخامت دال برابر می‌شود با:

$$h = 0.4 + 0.06 + 0.025 = 0.485 \text{ m} \approx h = 0.5 \text{ m}$$

گام پنجم: تعیین مقدار فولادها

با توجه به نمودار لنگرها مشاهده می‌شود که حداکثر لنگر خمشی مثبت در نوار C قرار دارد که لنگر حداکثر مثبت را برای واحد عرض از رابطه زیر بدست می‌آوریم:

$$M' = \frac{M}{B} = \frac{790}{3.55} = 222.5 \text{ KN-m/m}$$

و به طور مشابه حداکثر لنگر منقی در نوار ۴ قرار دارد و مقدار آن برابر است با:

$$M' = \frac{1500}{4.08} = 367.6 \text{ KN-m/m}$$

با استفاده از رابطه زیر، مقدار فولاد را برای لنگر مثبت و یا منفی در واحد عرض را بدست می‌آوریم:

$$A_s = \frac{0.85 f'_c b d}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.61 M_u}{f'_c b d^2}} \right)$$

$$M_u = M' \times \text{ضریب بار}$$

طراحی برای لنگر مثبت:

$$A_s = \frac{0.85 \times 30 \times 1000 \times 400}{400} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.61 \times 1.7 \times 222.5 \times 10^6}{30 \times 1000 \times 400^2}} \right) = 2773.12 \text{ mm}^2/\text{m}$$

اگر از میلگرد نمره ۲۵ در هر ۱۵۰ میلیمتر استفاده شود:

$$A_s = \frac{491 \times 1000}{150} = 3273.33 \text{ mm}^2/\text{m} \Rightarrow \text{ok}$$

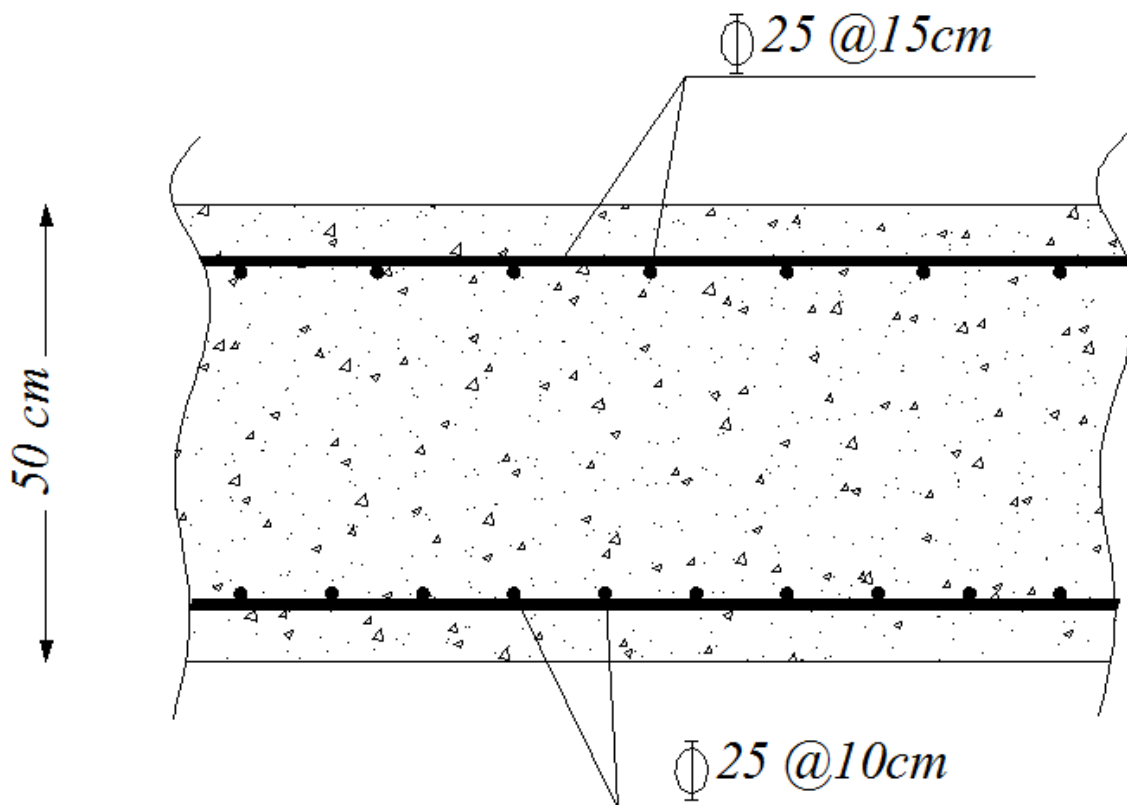
و به طور مشابه برای لنگر منفی داریم:

$$A_s = \frac{0.85 \times 30 \times 1000 \times 400}{400} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.61 \times 1.7 \times 367.6 \times 10^6}{30 \times 1000 \times 400^2}} \right) = 478. \text{ mm}^2/\text{m}$$

اگر از میلگرد نمره ۲۵ در هر ۱۰۰ میلیمتر استفاده شود:

$$A_s = \frac{491 \times 100}{100} = 491. \text{ mm}^2/\text{m} \Rightarrow \text{ok}$$

و در نهایت:



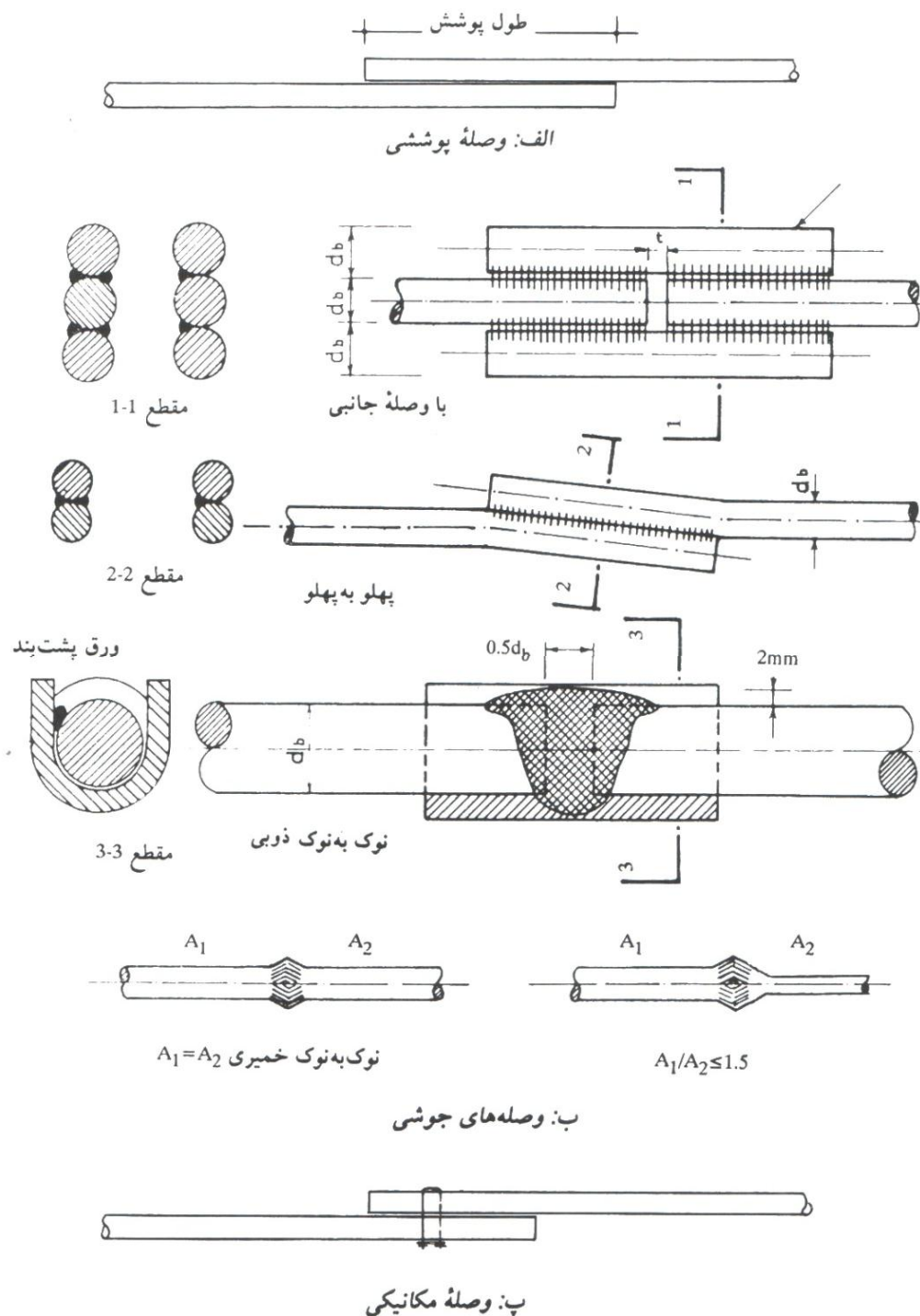
مهار و وصله آرماتورها

بند ۹-۱۸-۲-۱-۱ مبحث نهم: در تمامی مقاطع 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 و 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

ج- به کارگیری وسایل مکانیکی در طول میلگرد



طول مهاری (گیرایی) برای میلگردها

میلگردهای کششی:

الف- طول گیرایی میلگردها در کشش بدون قلاب

بند ۹-۱۸-۲-۴-۱ مبحث نهم: طول گیرایی یک میلگرد در کشش، l_d ، باید حداقل برابر با مقدار زیر در نظر گرفته شود و در هر حال کمتر از ۳۰۰ میلیمتر اختیار نشود.

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

برای سهولت در محاسبات در محاسبات، می‌توان k_{tr} را برابر با صفر و یا $\frac{c + k_{tr}}{d_b}$ را برابر با یک در نظر گرفت.
الف- ضریب α ، یا ضریب موقعیت میلگردها، برای میلگردهای افقی که حداقل ۳۰۰ میلیمتر بتن تازه در زیر آنها، در ناحیه طول گیرایی، ریخته می‌شوند برابر با ۱/۳ و برای سایر میلگردها برابر با یک است.
❖ با توجه به شرایط پروژه $\alpha = ۱.۳$ در نظر گرفته می‌شود.

ب- ضریب β ، یا ضریب اندود میلگرد، برای میلگردهایی که با ماده اپوکسی اندود شده‌اند و در آنها ضخامت پوشش بتنی روی میلگرد کمتر از $۳d_b$ و فاصله آزاد میلگردها کمتر از $۶d_b$ است، برابر ۱/۵ و برای سایر میلگردهایی که با ماده اپوکسی اندود شده‌اند برابر ۱/۲ و برای میلگردهایی که اندود اپوکسی نشده‌اند برابر با یک است.
❖ بنابراین $\beta = ۱$ در نظر گرفته می‌شود.

پ- ضریب γ یا ضریب قطر میلگرد برای میلگردهای با قطر کمتر و یا مساوی ۲۰ میلیمتر برابر با ۰/۸ و برای میلگردهای با قطر بیش از ۲۰ میلیمتر برابر با یک است.
❖ بنابراین $\gamma = ۰.۸$ انتخاب می‌شود.

ت- ضریب λ یا ضریب نوع بتن، برای بتن‌های سبک برابر ۱/۳ و برای بتن‌های معمولی برابر با یک می‌باشد.
❖ بنابراین $\lambda = ۱$ انتخاب می‌شود.

$$l_d = \left[\frac{۳۰۰}{\sqrt{۳۰}} \times \frac{۱.۳ \times ۱ \times ۰.۸ \times ۱}{۱} \right] ۱۸ = ۹۸۹ \text{ mm} > ۳۰۰ \text{ mm}$$

بنابراین حداقل طول گیرایی میلگردهایی که در برابر کشش هستند و از قلاب استفاده نمی‌شود، برابر با یک متر در نظر گرفته می‌شوند.

ب- طول گیرایی میلگردهای قلابدار در کشش

بند ۹-۱۸-۲-۷-۱ مبحث نهم: طول گیرایی یک میلگرد قلابدار در کشش، l_{dh} ، باید حداقل برابر مقدار زیر در نظر گرفته شود. مقدار l_{dh} در هیچ حالت نباید کمتر از $۸d_b$ و یا ۱۵۰ میلیمتر اختیار گردد.

$$l_{dh} = \left[0.25 k \beta \lambda \frac{f_y}{\sqrt{f_c}} \right] d_b$$

$$l_{dh} \geq \min (8 \times 18 \text{ یا } 150 \text{ mm}) = 144 \text{ mm}$$

ضرایب λ و β مانند قبل می باشد.

ضریب k در تمامی موارد با یک منظور می شود مگر در مواردی که پوشش بتنی روی قلاب، در امتداد عمود بر صفحه قلاب، در قالبهای با خم ۱۸۰ درجه بیشتر از ۶۵ میلیمتر و پوشش بتن روی قلاب در امتداد عمود بر صفحه قلاب و پوشش در صفحه قلاب در قالبهای با خم ۹۰ درجه به ترتیب مساوی یا بیشتر از ۶۵ و ۵۰ میلیمتر باشد در این مورد ضریب k را می توان برابر با ۰/۷ منظور کرد.

$$l_{dh} = \left[0.25 \times 0.7 \times 1 \times 1 \times \frac{300}{\sqrt{30}} \right] 18 = 138 \text{ mm} \neq 144 \text{ mm}$$

بنابراین حداقل طول گیرایی میلگردهایی که در برابر کشش هستند از قلاب استفاده می شود، برابر با ۱۵ سانتیمتر در نظر گرفته می شوند.

طول گیرایی میلگردهای فشاری:

بند ۹-۱۸-۲-۵-۱ مبحث نهم: طول گیرایی یک میلگرد در فشار، باید حداقل برابر مقدار بزرگتر دو رابطه زیر در نظر گرفته شود. در هر حال کمتر از ۲۰۰ میلیمتر اختیار نشود.

$$l_{dc} = \left[0.25 \frac{f_y}{\sqrt{f_c}} \right] d_b = \left[0.25 \times \frac{300}{\sqrt{30}} \right] \times 18 = 138 \text{ mm}$$

$$l_{dc} = [0.04 f_y] d_b = [0.04 \times 300] \times 18 = 216 \text{ mm}$$

بنابراین حداقل طول گیرایی میلگردهایی که در برابر فشار هستند، برابر با ۲۲ سانتیمتر در نظر گرفته می شوند.

قطع میلگردها

۹-۱۸-۴-۱-۱ مبحث نهم: وصله میلگردها به یکدیگر به یکی از چهار طریق زیر مجاز است:

الف- وصله پوششی: که با مجاور هم قرار دادن دو میلگرد در قسمتی از طولشان عملی می‌شود. طولی که دو میلگرد باید در مجاور هم قرار داده شوند، «طول پوشش» نامیده می‌شود.

ب- وصله جوشی: که با جوش دادن دو میلگرد به یکدیگر انجام می‌شود.

ج- وصله مکانیکی: که با بکارگیری وسایل مکانیکی خاص حاصل می‌شود.

ت- وصله اتکایی: که با بر روی هم قراردادن دو انتهای میلگردهای فشاری عملی می‌گردد.

۹-۱۸-۴-۱-۲- وصله پوششی تنها در مورد میلگردهای با قطر کمتر از ۳۶ میلیمتر مجاز می‌باشد.

۹-۱۸-۴-۱-۳- وصله پوششی برای گروه میلگردها، به عنوان یک مجموعه میلگرد، مجاز نیست. اما هر یک از میلگردها را می‌توان جداگانه با وصله پوششی بهم متصل نمود. در این حالت نواحی وصله میلگردهای مختلف نباید با هم تداخل داشته باشند.

۹-۱۸-۴-۱-۴- طول پوشش لازم برای وصله پوششی هر میلگرد در گروه میلگردها باید بر اساس طول پوشش لازم برای هر یک از میلگردها تعیین شود و در آن ضوابط قسمت ۹-۱۸-۲-۴ رعایت شود.

۹-۱۸-۴-۱-۵- در قطعات خمشی فاصله دو میلگرد که با وصله پوششی بهم متصل می‌شوند نباید بیشتر از یک پنجم طول پوشش لازم و یا بیشتر از ۱۵۰ میلیمتر می‌باشد.

۹-۱۸-۴-۱-۶- وصله جوشی میلگردها باید به صورت یکی از روشهای زیر انجام شود.

الف- اتصال جوشی نوک به نوک خمیری (جوش الکتریکی تماسی).

ب- اتصال جوشی با الکتروود (جوش با قوس الکتریکی).

اتصال جوشی نوک به نوک خمیری فقط در شرایط کارخانه‌ای و در صورتی مجاز است که قطر میلگردها از ۱۰ میلیمتر برای فولادهای گرم نورد شده یا ۱۴ میلیمتر برای فولادهای سرد اصلاح شده کمتر نباشد، و نسبت به سطح مقطع دو میلگرد وصله شونده از ۱/۵ تجاوز نکند.

اتصال جوشی ذوبی با الکتروود در صورتی مجاز است که برای هر نوع فولاد، از الکتروود و ورش جوشکاری مناسب آن استفاده شود.

اتصال جوشی ذوبی با الکتروود به طور معمول به یکی از روش‌های زیر انجام می‌پذیرد:

اتصال جوشی پهلوی به پهلوی با جوش از یک رو یا دورو، که فقط برای میلگردهای گرم نورد شده با قطر ۳۶ میلیمتر مجاز است. در این روش طول نوار جوش از یک رو نباید از ۱۰ برابر قطر میلگرد کوچکتر، کمتر باشد و طول نوار جوش دورو نباید از ۵ برابر قطر میلگرد کوچکتر، کمتر اختیار شود.

اتصال جوشی با وصله یا وصله‌های جانبی اضافه با جوش از یک رو یا دورو، که فقط برای میلگردهای گرم نورد شده مجاز است. حداقل طول نوار جوش برای اتصال هر میلگرد به وصل یا وصله‌ها مشابه اتصال جوشی پهلوی به پهلوی است.

اتصال جوشی نوک به نوک با پشت بند با آمادگی یا بدون سر میلگردها، که طول پشت بند نباید کمتر از ۳ برابر قطر میلگردها برای فولادهای گرم نورد شده یا ۸ برابر قطر میلگردها برای فولادهای سرد اصلاح شده اختیار شود. فاصله دو سر میلگردهای وصله شونده از هم در حالت با آمادگی ۳ میلیمتر و در حالت بدون آمادگی باید معادل نصف قطر میلگرد الزامی است. در صورتی که میلگردهای وصله شونده در وضعیت قائم یا نزدیک به قائم قرار گیرند، آماده کردن انتهای میلگرد فوقانی الزامی است و انتهای تحتانی باید عمود بر محور آن بریده شود.

بند ۹-۱۸-۴-۲ مبحث نهم: وصله میلگردهای کششی

۹-۱۸-۴-۱-۲- در وصله‌های پوششی طول پوشش باید حداقل برابر با $1.3l_d$ باشد. تنها در مواردی که دو شرط زیر بطور توأم تأمین باشد طول پوشش را می‌توان به مقدار l_d کاهش داد:

الف - مقدار آما تور موجود در ناحیه طول پوشش حداقل به اندازه دو برابر مقدار مورد نیاز باشد.

ب - حداکثر نصف آما تور موجود در مقطع در ناحیه طول پوشش وصله شوند.

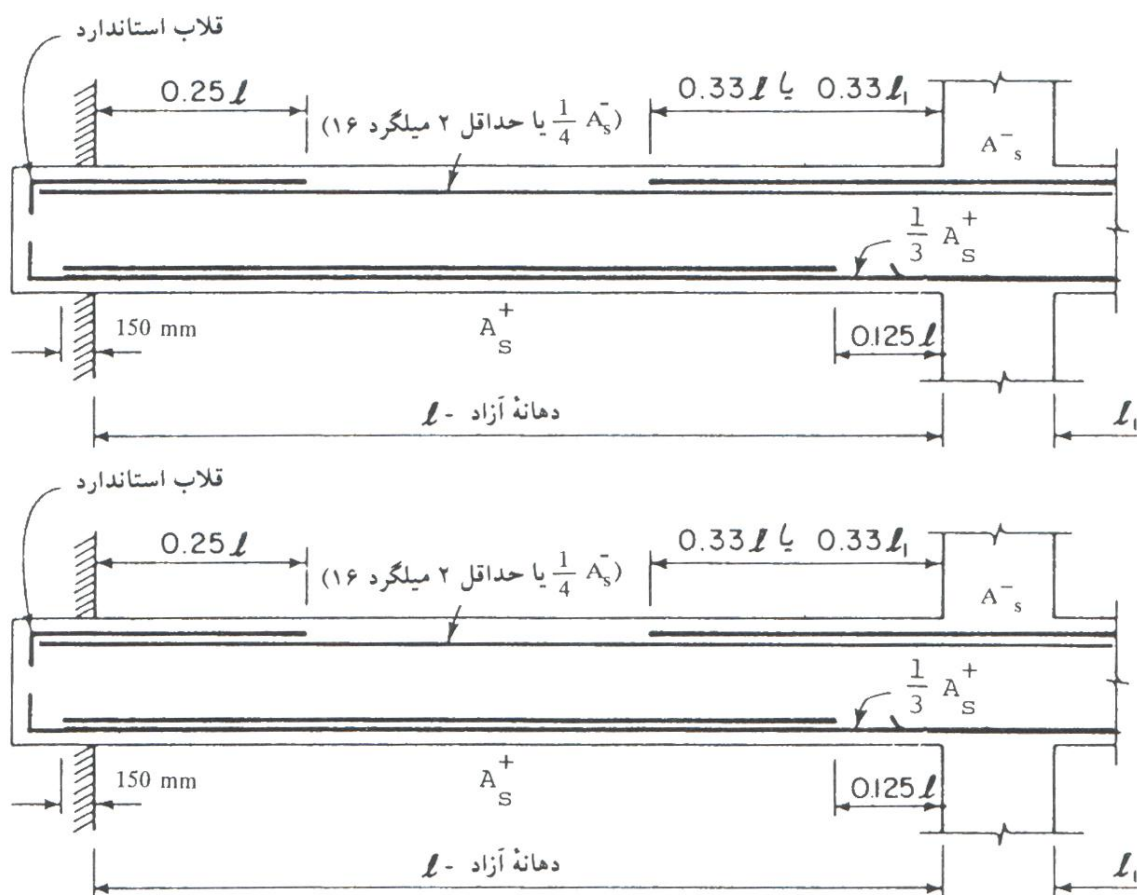
l_d طول گیرایی میلگرد در کشش است که باید بر اساس ضوابط قسمت ۹-۱۸-۲-۴ محاسبه شود. در محاسبه l_d ضریب اضافه آما تور موضوع بند ۹-۱۸-۲-۸ باید برابر با یک منظور شود.

طول پوشش در هیچ حالت نباید کمتر از ۳۰۰ میلیمتر اختیار شود.

بند ۹-۱۸-۴-۳: وصله میلگردهای فشاری

۹-۱۸-۴-۳-۱- در وصله های پوششی طول پوشش برای فولادهای از نوع $S400$ یا با مقاومت کمتر باید حداقل برابر با $0.7f_y d_b$ و برای فولادهای مقاوم تر برابر با $(24 - 0.13f_y) d_b$ باشد. این طول در هر حال نباید کمتر از ۳۰۰ میلیمتر اختیار شود. در مواردی که مقاومت بتن کمتر از ۲۰ مگا پاسکال است، طول پوشش باید به اندازه سی و سه درصد افزایش داده شود.

۹-۱۸-۴-۳-۲- در مواردی که میلگردهای با قطرهای مختلف با وصله پوشش بهم متصل می شوند طول پوشش باید برابر بزرگترین دو مقدار، طول گیرایی میلگرد با قطر بزرگتر یا طول پوشش لازم برای میلگرد با قطر کوچکتر، در نظر گرفته شود. میلگردهای با قطر بزرگتر از ۳۶ میلیمتر را می توان به میلگردهای با قطر کوچکتر از ۳۶ میلیمتر اتصال دارد.



نتایج و خروجی‌های

Etabs & Safe

طراحی سازه با استفاده از برنامه ETABS

در طراحی با برنامه Etabs از دو نوع روش تحلیل دینامیکی و استاتیکی استفاده شده است و باهم مقایسه می‌شوند.

تحلیل استاتیکی

در تحلیل استاتیکی با استفاده از روش $P - \Delta$ استفاده شده است.

تحلیل دینامیکی

در برنامه Etabs نموداری که برای طیف پاسخ در قسمت Response Spectrum Function Definition کشیده می‌شود، با استفاده از روابط زیر تعیین می‌شود:

❖ ضرایب زمان تناوب اصلی در قسمت بارگذاری زلزله توضیح داده شده است.

$$\begin{aligned}
 T_0 &= 0.1 & T_s &= 0.5 & S &= 1.5 \\
 0 \leq T \leq T_0 &\Rightarrow B = 1 + S \left(\frac{T}{T_0} \right) &\Rightarrow B &= 1 + 1.5 \left(\frac{T}{0.1} \right) = 1 + 15T \\
 T_0 \leq T \leq T_s &\Rightarrow B = S + 1 &\Rightarrow B &= 1 + 1.5 = 2.5 \\
 T \geq T_s &\Rightarrow B = (S + 1) \left(\frac{T_s}{T} \right)^{\frac{2}{3}} &\Rightarrow B &= (1.5 + 1) \left(\frac{0.5}{T} \right)^{\frac{2}{3}} = 1.57 \times T^{-\frac{2}{3}}
 \end{aligned}$$

در قسمت Response Spectrum Case Data ضریب Scale Factor از رابطه زیر تعیین می‌شود:

$$S = \frac{AI}{R} g$$

❖ ضرایب A, I, R در قسمت بارگذاری زلزله حساب شده است.

$$\begin{aligned}
 A &= 0.35 & I &= 1 & R_x &= 7 & R_y &= 8 \\
 R_x &= \frac{0.35 \times 1}{7} \times 9.81 = 0.4905 & R_y &= \frac{0.35 \times 1}{8} \times 9.81 = 0.4291
 \end{aligned}$$

کنترل تحلیل دینامیکی:

کنترل تحلیل دینامیکی سازه بر سه شرط به شرح ذیل استوار است:

- ❖ پیروء آخرین مود داده شده کمتر از ۰.۰۴ نشود.
- ❖ حداقل تعداد مودها باید بیشتر از ۳ عدد باشد.
- ❖ درصد مشارکت جرمی بیشتر از ۹۰ % باشد.

نتایج خروجی‌های مودها به شرح زیر می‌باشد.

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
۱	۱.۱۰۳۵۰۶	۷۲.۳۷۰۰	۰.۰۰۰۵	۰.۰۰۰۰	۷۲.۳۷۰۰	۰.۰۰۰۵	۰.۰۰۰۰	۰.۰۰۰۹	۹۹.۳۳۸۶	۰.۲۰۳۰	۰.۰۰۰۹	۹۹.۳۳۸۶	۰.۲۰۳۰
۲	۰.۵۸۷۵۷۹	۰.۰۱۷۱	۵۸.۳۹۳۰	۰.۰۰۰۰	۷۲.۳۸۷۱	۵۸.۳۹۳۶	۰.۰۰۰۰	۸۶.۰۴۷۰	۰.۰۰۸۲	۸.۵۸۱۱	۸۶.۰۴۷۹	۹۹.۳۴۶۸	۸.۷۸۴۱
۳	۰.۵۶۳۴۷۹	۰.۲۲۱۴	۸.۱۹۲۷	۰.۰۰۰۰	۷۲.۶۰۸۵	۶۶.۵۸۶۳	۰.۰۰۰۰	۱۲.۱۷۸۱	۰.۱۰۷۰	۵۷.۶۵۵۱	۹۸.۲۲۶۰	۹۹.۴۵۳۸	۶۶.۴۳۹۲
۴	۰.۳۹۱۵۲۱	۱۲.۷۳۶۶	۰.۰۰۱۹	۰.۰۰۰۰	۸۵.۳۴۵۱	۶۶.۵۸۸۲	۰.۰۰۰۰	۰.۰۰۲۸	۰.۰۵۵۸	۰.۱۸۶۴	۹۸.۲۲۸۸	۹۹.۵۰۹۶	۶۶.۶۲۵۶
۵	۰.۲۲۵۳۷۲	۵.۷۱۲۸	۰.۰۰۰۱	۰.۰۰۰۰	۹۱.۰۵۷۹	۶۶.۵۸۸۲	۰.۰۰۰۰	۰.۰۰۰۰	۰.۳۹۴۶	۰.۲۰۰۰	۹۸.۲۲۸۸	۹۹.۹۰۴۲	۶۶.۸۲۵۷
۶	۰.۱۸۶۴۹۳	۰.۰۰۱۵	۳.۹۸۰۷	۰.۰۰۰۰	۹۱.۰۵۹۴	۷۰.۵۶۸۹	۰.۰۰۰۰	۰.۳۰۷۹	۰.۰۰۰۰	۰.۰۳۰۳	۹۸.۵۳۶۷	۹۹.۹۰۴۲	۶۶.۸۵۶۰
۷	۰.۱۷۲۷۸۸	۱.۳۵۱۲	۰.۰۱۲۸	۰.۰۰۰۰	۹۲.۴۱۰۶	۷۰.۵۸۱۸	۰.۰۰۰۰	۰.۰۰۰۳	۰.۰۰۸۳	۳.۶۵۶۳	۹۸.۵۳۷۰	۹۹.۹۱۲۵	۷۰.۵۱۲۳
۸	۰.۱۵۷۳۷۳	۰.۵۶۲۰	۰.۱۶۱۲	۰.۰۰۰۰	۹۲.۹۷۲۶	۷۰.۷۴۲۹	۰.۰۰۰۰	۰.۰۱۰۵	۰.۰۰۱۳	۲.۸۸۷۹	۹۸.۵۴۷۵	۹۹.۹۱۳۸	۷۳.۴۰۰۲
۹	۰.۱۴۸۳۴۰	۰.۴۰۰۲	۴.۳۵۹۵	۰.۰۰۰۰	۹۳.۳۷۲۸	۷۵.۱۰۲۴	۰.۰۰۰۰	۰.۳۰۲۰	۰.۰۰۳۵	۷.۴۰۵۸	۹۸.۸۴۹۵	۹۹.۹۱۷۳	۸۰.۸۰۶۰
۱۰	۰.۱۴۲۸۳۶	۰.۶۰۵۸	۱۰.۹۱۰۱	۰.۰۰۰۰	۹۳.۹۷۸۶	۸۶.۰۱۲۶	۰.۰۰۰۰	۰.۷۸۱۳	۰.۰۰۵۷	۱.۳۳۲۳	۹۹.۶۳۰۸	۹۹.۹۲۳۰	۸۲.۱۳۸۲
۱۱	۰.۱۳۸۱۷۳	۰.۶۰۷۱	۲.۱۱۳۸	۰.۰۰۰۰	۹۴.۵۸۵۷	۸۸.۱۲۶۴	۰.۰۰۰۰	۰.۱۵۴۹	۰.۰۰۷۹	۵.۶۷۹۱	۹۹.۷۸۵۷	۹۹.۹۳۰۹	۸۷.۸۱۷۳
۱۲	۰.۱۱۱۸۹۰	۲.۰۵۶۳	۰.۰۰۰۰	۰.۰۰۰۰	۹۶.۶۴۲۰	۸۸.۱۲۶۴	۰.۰۰۰۰	۰.۰۰۰۰	۰.۰۴۵۳	۰.۰۲۴۳	۹۹.۷۸۵۷	۹۹.۹۷۶۲	۸۷.۸۴۱۶
۱۳	۰.۰۸۵۶۰۳	۳.۳۵۶۹	۰.۰۰۰۰	۰.۰۰۰۰	۹۹.۹۹۸۹	۸۸.۱۲۶۶	۰.۰۰۰۰	۰.۰۰۰۰	۰.۰۲۳۸	۰.۰۴۵۱	۹۹.۷۸۵۷	۱۰۰.۰۰۰۰	۸۷.۸۸۶۷
۱۴	۰.۰۷۴۳۳۲	۰.۰۰۰۷	۲.۰۷۴۳	۰.۰۰۰۰	۹۹.۹۹۹۷	۹۰.۲۰۰۹	۰.۰۰۰۰	۰.۰۵۵۵	۰.۰۰۰۰	۴.۹۳۹۷	۹۹.۸۴۱۲	۱۰۰.۰۰۰۰	۹۲.۸۲۶۴
۱۵	۰.۰۷۰۱۷۵	۰.۰۰۰۰	۵.۰۳۱۲	۰.۰۰۰۰	۹۹.۹۹۹۷	۹۵.۲۳۲۰	۰.۰۰۰۰	۰.۱۲۸۵	۰.۰۰۰۰	۲.۴۲۰۰	۹۹.۹۶۹۷	۱۰۰.۰۰۰۰	۹۵.۲۴۶۴

با توجه به نتایج بدست آمده در پریود مودها در بالا، مشاهده می‌شود که پریود تمام مودها از ۰.۰۴ بیشتر است.

همچنین هر سه مود بالای ۹۰٪ می باشند.

معادل سازی برش پایه دینامیکی با استاتیکی:

با توجه به اختلاف برش پایه استاتیکی و دینامیکی تا جایی معادل سازی صورت می‌گیرد تا هردو تقریباً یکسان شوند.

با استفاده از خروجی‌های زیر در قسمت Story Shears در طبق زیرین بیشترین برش پایه را برداشت می‌کنیم:

Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
STORY\۱	EX	Top	۰.۰۰	۱۴۰۱۵۶.۳۸-	۰.۰۰	۹۲۶۹۲۳۱۷.۲۱	۱۴۹۱۳.۱۲۹	۱۵۴۱۶۸۷۲۱.۵-
STORY\۱	EX	Bottom	۰.۰۰	۱۴۰۱۵۶.۳۸-	۰.۰۰	۹۲۶۹۱۹۰۰.۵۴	۱۵۴۸۱.۶۲۴	۱۹۲۹۵۴۱۷۴.۳-
STORY\۱	EY	Top	۰.۰۰	۰.۰۰	۱۴۳۱۶۹.۰۹-	۷۸۰۹۲۳۲۷.۸-	۱۵۳۳۱۲۲۰.۳۰۱	۱۳۹۶۶.۳۶۶-
STORY\۱	EY	Bottom	۰.۰۰	۰.۰۰	۱۴۳۱۶۹.۰۹-	۷۸۰۹۲۲۸۹.۳-	۱۹۲۱۸۱۵۴۰.۱۲	۱۴۲۸۴.۲۸۵-
STORY\۱	SPX	Top	۰.۰۰	۱۴۰۱۴۱.۴۳	۳۱۳۶.۰۵	۸۸۹۶۲۴۸۴.۱۵	۲۶۰۱۸۵۶.۲۵۷	۱۵۳۹۷۵۹۹۴.۵۹
STORY\۱	SPX	Bottom	۰.۰۰	۱۴۰۱۴۱.۴۳	۳۱۳۶.۰۵	۸۸۹۶۲۰۴۳.۱۶	۳۲۶۸۲۲۲.۷۷۰	۱۹۰۵۱۹۷۴۱.۴۶
STORY\۱	SPY	Top	۰.۰۰	۲۲۸۶.۶۶	۱۴۳۱۶۳.۶۶	۷۸۰۵۴۵۸۹.۴۱	۱۶۲۳۳۳۵۱۸.۱۱	۹۷۳۲۷۱.۶۰۲
STORY\۱	SPY	Bottom	۰.۰۰	۲۲۸۶.۶۶	۱۴۳۱۶۳.۶۶	۷۸۰۵۴۵۵۹.۲۰	۱۹۹۹۱۰۹۵۳.۵۰	۱۳۵۷۰۵۴.۱۹۴

❖ مشاهده می‌شود که هر دو برش پایه استاتیکی و دینامیکی در هر دو راستا تقریباً پس از معادل سازی یکسان شده‌اند.

کنترل Drift

بند ۲-۵-۳ آیین نامه ۲۸۰۰: تغییر مکان نسبی واقعی طرح، یا تغییر مکان جانبی نسبی غیر ارتجاعی طرح، در هر طبقه تغییر مکانی است که در صورت منظور داشتن رفتار واقعی سازه، رفتار غیر خطی، در تحلیل آن به دست می آید. این رفتار، تنها در زلزله طرح قابل ملاحظه است. در مواردی که تحلیل سازه با فرض خطی بودن آن انجام می شود، این تغییر مکان را می توان از رابطه زیر به دست آورد.

$$\Delta_M = 0.7R\Delta_w$$

در این رابطه:

Δ_M : تغییر مکان جانبی نسبی واقعی طرح در طبقه

Δ_w : تغییر مکان جانبی نسبی طرح در طبقه

R : ضریب رفتار سازه

بند ۲-۵-۴ آیین نامه ۲۸۰۰: تغییر مکان جانبی نسبی واقعی طرح در محل مرکز جرم هر طبقه نباید از مقادیر زیر بیشتر شود.

$$T < 0.7s \quad \Rightarrow \quad \Delta_M < 0.25H$$

$$T \geq 0.7s \quad \Rightarrow \quad \Delta_M \leq 0.2H$$

از آنجایی که Drift هر طبقه نسبت تغییر مکان جانبی نسبی طرح به ارتفاع طبقه می باشد، بنابراین:

$$Drift = \frac{\Delta_w}{H}$$

$$Drift_x \xrightarrow{T < 0.7s, R_x = 7} 0.7R\Delta_w = 0.25H \Rightarrow Drift_x = \frac{\Delta_w}{H} = \frac{0.25}{0.7 \times 7} = 0.051$$

$$Drift_y \xrightarrow{T < 0.7s, R_y = 8} 0.7R\Delta_w = 0.25H \Rightarrow Drift_y = \frac{\Delta_w}{H} = \frac{0.25}{0.7 \times 8} = 0.044$$

بنابراین پس از آنالیز سازه، $Drift$ سازه‌ی مورد نظر در راستای x نباید از عدد ۰.۰۵۱ و در راستای y نباید از عدد ۰.۰۴۴ بزرگتر باشد.

در صفحه بعد مقدار $Drift$ تمام طبقات با توجه به نوع بارهای جانبی در دو راستا به نمایش درآمده است.

Story	Item	Load	Point	X	Y	Z	DriftX	DriftY
STORY۶-۱	Max Drift X	EX	۱۳	۶۸۲.۰۰۰	۰.۰۰۰	۲۱۹۰.۰۰۰	۰.۰۰۰۸۶۴	
STORY۶-۱	Max Drift Y	EX	۱۳	۶۸۲.۰۰۰	۰.۰۰۰	۲۱۹۰.۰۰۰		۰.۰۰۰۰۳۸
STORY۶-۱	Max Drift X	EXP	۱۳	۶۸۲.۰۰۰	۰.۰۰۰	۲۱۹۰.۰۰۰	۰.۰۰۰۸۱۴	
STORY۶-۱	Max Drift Y	EXP	۲	۶۸۲.۰۰۰	۴۸۰.۰۰۰	۲۱۹۰.۰۰۰		۰.۰۰۰۰۲۸
STORY۶-۱	Max Drift X	EXN	۱۳	۶۸۲.۰۰۰	۰.۰۰۰	۲۱۹۰.۰۰۰	۰.۰۰۰۹۱۳	
STORY۶-۱	Max Drift Y	EXN	۱۳	۶۸۲.۰۰۰	۰.۰۰۰	۲۱۹۰.۰۰۰		۰.۰۰۰۰۴۸
STORY۶-۱	Max Drift X	EY	۲	۶۸۲.۰۰۰	۴۸۰.۰۰۰	۲۱۹۰.۰۰۰	۰.۰۰۰۰۱۶	
STORY۶-۱	Max Drift Y	EY	۱۲	۴۴۷.۰۰۰	۰.۰۰۰	۲۱۹۰.۰۰۰		۰.۰۰۰۳۲۶
STORY۶-۱	Max Drift X	EYP	۱۳	۶۸۲.۰۰۰	۰.۰۰۰	۲۱۹۰.۰۰۰	۰.۰۰۰۰۵۰	
STORY۶-۱	Max Drift Y	EYP	۱۳	۶۸۲.۰۰۰	۰.۰۰۰	۲۱۹۰.۰۰۰		۰.۰۰۰۳۳۰
STORY۶-۱	Max Drift X	EYN	۱۳	۶۸۲.۰۰۰	۰.۰۰۰	۲۱۹۰.۰۰۰	۰.۰۰۰۰۳۲	
STORY۶-۱	Max Drift Y	EYN	۱۲	۴۴۷.۰۰۰	۰.۰۰۰	۲۱۹۰.۰۰۰		۰.۰۰۰۳۳۳
STORY۶-۱	Max Drift X	SPX	۱۳	۶۸۲.۰۰۰	۰.۰۰۰	۲۱۹۰.۰۰۰	۰.۰۰۱۹۷۸	
STORY۶-۱	Max Drift Y	SPX	۲	۶۸۲.۰۰۰	۴۸۰.۰۰۰	۲۱۹۰.۰۰۰		۰.۰۰۰۱۵۲
STORY۶-۱	Max Drift X	SPY	۱۳	۶۸۲.۰۰۰	۰.۰۰۰	۲۱۹۰.۰۰۰	۰.۰۰۰۳۳۴	
STORY۶-۱	Max Drift Y	SPY	۱۲	۴۴۷.۰۰۰	۰.۰۰۰	۲۱۹۰.۰۰۰		۰.۰۰۱۵۷۷
STORY۶	Max Drift X	EX	۱۱-۳	۰.۰۰۰	۴۸۰.۰۰۰	۱۷۰۰.۰۰۰	۰.۰۰۳۰۰۱	
STORY۶	Max Drift Y	EX	۱۴-۳	۱۱۷۲.۰۰۰	۴۸۰.۰۰۰	۱۷۰۰.۰۰۰		۰.۰۰۰۰۹۰
STORY۶	Max Drift X	EXP	۱۰-۳	۰.۰۰۰	۸۱۵.۰۰۰	۱۷۰۰.۰۰۰	۰.۰۰۲۹۸۴	
STORY۶	Max Drift Y	EXP	۱۰-۳	۰.۰۰۰	۸۱۵.۰۰۰	۱۷۰۰.۰۰۰		۰.۰۰۰۰۶۶
STORY۶	Max Drift X	EXN	۱۱-۳	۰.۰۰۰	۴۸۰.۰۰۰	۱۷۰۰.۰۰۰	۰.۰۰۳۰۴۸	
STORY۶	Max Drift Y	EXN	۳۴-۳	۱۱۷۲.۰۰۰	۵۹۱.۶۶۷	۱۷۰۰.۰۰۰		۰.۰۰۰۲۲۱
STORY۶	Max Drift X	EY	۲۰	۰.۰۰۰	۱۴۴۰.۰۰۰	۱۹۲۰.۰۰۰	۰.۰۰۰۰۴۰	
STORY۶	Max Drift Y	EY	۱۲-۲	۴۴۷.۰۰۰	۰.۰۰۰	۱۷۵۵.۰۰۰		۰.۰۰۱۱۹۶
STORY۶	Max Drift X	EYP	۱۳-۲	۶۸۲.۰۰۰	۰.۰۰۰	۱۷۵۵.۰۰۰	۰.۰۰۰۱۱۵	
STORY۶	Max Drift Y	EYP	۳۵-۳	۱۱۷۲.۰۰۰	۷۰۳.۳۳۳	۱۷۰۰.۰۰۰		۰.۰۰۱۲۳۶
STORY۶	Max Drift X	EYN	۲۰	۰.۰۰۰	۱۴۴۰.۰۰۰	۱۹۲۰.۰۰۰	۰.۰۰۰۱۶۷	
STORY۶	Max Drift Y	EYN	۳۳-۳	۰.۰۰۰	۷۰۳.۳۳۳	۱۷۰۰.۰۰۰		۰.۰۰۱۲۷۳
STORY۶	Max Drift X	SPX	۱۱-۳	۰.۰۰۰	۴۸۰.۰۰۰	۱۷۰۰.۰۰۰	۰.۰۰۳۳۲۸	
STORY۶	Max Drift Y	SPX	۳۴-۳	۱۱۷۲.۰۰۰	۵۹۱.۶۶۷	۱۷۰۰.۰۰۰		۰.۰۰۰۲۰۰
STORY۶	Max Drift X	SPY	۱۲-۲	۴۴۷.۰۰۰	۰.۰۰۰	۱۷۵۵.۰۰۰	۰.۰۰۰۲۶۵	
STORY۶	Max Drift Y	SPY	۳۳-۳	۰.۰۰۰	۷۰۳.۳۳۳	۱۷۰۰.۰۰۰		۰.۰۰۱۳۳۸
STORY۵	Max Drift X	EX	۱۳-۲	۶۸۲.۰۰۰	۰.۰۰۰	۱۴۲۵.۰۰۰	۰.۰۰۳۵۲۸	
STORY۵	Max Drift Y	EX	۳۴-۴	۱۱۷۲.۰۰۰	۵۹۱.۶۶۷	۱۴۸۰.۰۰۰		۰.۰۰۰۰۹۱
STORY۵	Max Drift X	EXP	۱۵-۳	۱۱۷۲.۰۰۰	۸۱۵.۰۰۰	۱۳۷۰.۰۰۰	۰.۰۰۳۴۹۹	
STORY۵	Max Drift Y	EXP	۲۶	۰.۰۰۰	۳۳۰.۰۰۰	۱۵۹۰.۰۰۰		۰.۰۰۰۰۶۵
STORY۵	Max Drift X	EXN	۱۳-۲	۶۸۲.۰۰۰	۰.۰۰۰	۱۴۲۵.۰۰۰	۰.۰۰۳۶۷۴	
STORY۵	Max Drift Y	EXN	۳۴	۱۱۷۲.۰۰۰	۵۹۱.۶۶۷	۱۵۹۰.۰۰۰		۰.۰۰۰۲۲۳
STORY۵	Max Drift X	EY	۲۰	۰.۰۰۰	۱۴۴۰.۰۰۰	۱۵۹۰.۰۰۰	۰.۰۰۰۰۴۷	
STORY۵	Max Drift Y	EY	۳۳	۰.۰۰۰	۷۰۳.۳۳۳	۱۵۹۰.۰۰۰		۰.۰۰۱۱۸۶

Story	Item	Load	Point	X	Y	Z	DriftX	DriftY
STORY5	Max Drift X	EYP	۱۹	۱۱۷۲.۰۰۰.۰۰۰	۱۵۹۰.۰۰۰		۰.۰۰۰۱۰۹	
STORY5	Max Drift Y	EYP	۳۵	۱۱۷۲.۰۰۰۷۰۳.۳۳۳	۱۵۹۰.۰۰۰			۰.۰۰۱۲۴۴
STORY5	Max Drift X	EYN	۲۰	۰.۰۰۰	۱۴۴۰.۰۰۰	۱۵۹۰.۰۰۰	۰.۰۰۰۱۸۱	
STORY5	Max Drift Y	EYN	۳۳	۰.۰۰۰	۷۰۳.۳۳۳	۱۵۹۰.۰۰۰		۰.۰۰۱۲۸۶
STORY5	Max Drift X	SPX	۱۳-۲	۶۸۲.۰۰۰	۰.۰۰۰	۱۴۲۵.۰۰۰	۰.۰۰۳۷۳۲	
STORY5	Max Drift Y	SPX	۱۶	۱۱۷۲.۰۰۰	۱۱۱۰.۰۰۰	۱۵۹۰.۰۰۰		۰.۰۰۰۲۰۰
STORY5	Max Drift X	SPY	۲۰	۰.۰۰۰	۱۴۴۰.۰۰۰	۱۵۹۰.۰۰۰	۰.۰۰۰۲۸۹	
STORY5	Max Drift Y	SPY	۳۳	۰.۰۰۰	۷۰۳.۳۳۳	۱۵۹۰.۰۰۰		۰.۰۰۱۳۴۵
STORY۴	Max Drift X	EX	۱۳-۲	۶۸۲.۰۰۰	۰.۰۰۰	۱۰۹۵.۰۰۰	۰.۰۰۳۹۲۶	
STORY۴	Max Drift Y	EX	۳۵	۱۱۷۲.۰۰۰۷۰۳.۳۳۳	۱۲۶۰.۰۰۰			۰.۰۰۰۰۸۹
STORY۴	Max Drift X	EXP	۱۵-۳	۱۱۷۲.۰۰۰	۸۱۵.۰۰۰	۱۰۴۰.۰۰۰	۰.۰۰۳۸۸۷	
STORY۴	Max Drift Y	EXP	۱۸	۰.۰۰۰	۰.۰۰۰	۱۲۶۰.۰۰۰		۰.۰۰۰۰۶۰
STORY۴	Max Drift X	EXN	۱۳-۲	۶۸۲.۰۰۰	۰.۰۰۰	۱۰۹۵.۰۰۰	۰.۰۰۴۰۶۸	
STORY۴	Max Drift Y	EXN	۳۵	۱۱۷۲.۰۰۰۷۰۳.۳۳۳	۱۲۶۰.۰۰۰			۰.۰۰۰۲۱۶
STORY۴	Max Drift X	EY	۲۰	۰.۰۰۰	۱۴۴۰.۰۰۰	۱۲۶۰.۰۰۰	۰.۰۰۰۰۴۸	
STORY۴	Max Drift Y	EY	۳۳	۰.۰۰۰	۷۰۳.۳۳۳	۱۲۶۰.۰۰۰		۰.۰۰۱۱۳۸
STORY۴	Max Drift X	EYP	۱۹	۱۱۷۲.۰۰۰.۰۰۰	۱۲۶۰.۰۰۰		۰.۰۰۰۱۰۲	
STORY۴	Max Drift Y	EYP	۳۵	۱۱۷۲.۰۰۰۷۰۳.۳۳۳	۱۲۶۰.۰۰۰			۰.۰۰۱۱۸۹
STORY۴	Max Drift X	EYN	۲۰	۰.۰۰۰	۱۴۴۰.۰۰۰	۱۲۶۰.۰۰۰	۰.۰۰۰۱۷۵	
STORY۴	Max Drift Y	EYN	۳۳	۰.۰۰۰	۷۰۳.۳۳۳	۱۲۶۰.۰۰۰		۰.۰۰۱۲۳۵
STORY۴	Max Drift X	SPX	۱۳-۲	۶۸۲.۰۰۰	۰.۰۰۰	۱۰۹۵.۰۰۰	۰.۰۰۳۹۹۲	
STORY۴	Max Drift Y	SPX	۱۹	۱۱۷۲.۰۰۰.۰۰۰	۱۲۶۰.۰۰۰			۰.۰۰۰۱۸۹
STORY۴	Max Drift X	SPY	۲۰	۰.۰۰۰	۱۴۴۰.۰۰۰	۱۲۶۰.۰۰۰	۰.۰۰۰۲۸۸	
STORY۴	Max Drift Y	SPY	۳۳	۰.۰۰۰	۷۰۳.۳۳۳	۱۲۶۰.۰۰۰		۰.۰۰۱۲۶۹
STORY۳	Max Drift X	EX	۱۹	۱۱۷۲.۰۰۰.۰۰۰	۹۳۰.۰۰۰		۰.۰۰۳۹۴۴	
STORY۳	Max Drift Y	EX	۱۶	۱۱۷۲.۰۰۰	۱۱۱۰.۰۰۰	۹۳۰.۰۰۰		۰.۰۰۰۰۷۹
STORY۳	Max Drift X	EXP	۲۰	۰.۰۰۰	۱۴۴۰.۰۰۰	۹۳۰.۰۰۰	۰.۰۰۳۹۱۷	
STORY۳	Max Drift Y	EXP	۳۳	۰.۰۰۰	۷۰۳.۳۳۳	۹۳۰.۰۰۰		۰.۰۰۰۰۵۱
STORY۳	Max Drift X	EXN	۱۹	۱۱۷۲.۰۰۰.۰۰۰	۹۳۰.۰۰۰		۰.۰۰۴۰۷۴	
STORY۳	Max Drift Y	EXN	۱۹	۱۱۷۲.۰۰۰.۰۰۰	۹۳۰.۰۰۰			۰.۰۰۰۱۹۲
STORY۳	Max Drift X	EY	۲۰	۰.۰۰۰	۱۴۴۰.۰۰۰	۹۳۰.۰۰۰	۰.۰۰۰۰۴۸	
STORY۳	Max Drift Y	EY	۳۳	۰.۰۰۰	۷۰۳.۳۳۳	۹۳۰.۰۰۰		۰.۰۰۱۰۰۷
STORY۳	Max Drift X	EYP	۱۹	۱۱۷۲.۰۰۰.۰۰۰	۹۳۰.۰۰۰		۰.۰۰۰۰۸۴	
STORY۳	Max Drift Y	EYP	۳۵	۱۱۷۲.۰۰۰۷۰۳.۳۳۳	۹۳۰.۰۰۰			۰.۰۰۱۰۴۲
STORY۳	Max Drift X	EYN	۲۰	۰.۰۰۰	۱۴۴۰.۰۰۰	۹۳۰.۰۰۰	۰.۰۰۰۱۶۱	
STORY۳	Max Drift Y	EYN	۳۳	۰.۰۰۰	۷۰۳.۳۳۳	۹۳۰.۰۰۰		۰.۰۰۱۰۹۴
STORY۳	Max Drift X	SPX	۱۹	۱۱۷۲.۰۰۰.۰۰۰	۹۳۰.۰۰۰		۰.۰۰۳۹۸۱	
STORY۳	Max Drift Y	SPX	۳۵	۱۱۷۲.۰۰۰۷۰۳.۳۳۳	۹۳۰.۰۰۰			۰.۰۰۰۱۶۵
STORY۳	Max Drift X	SPY	۲۰	۰.۰۰۰	۱۴۴۰.۰۰۰	۹۳۰.۰۰۰	۰.۰۰۰۲۶۵	
STORY۳	Max Drift Y	SPY	۳۳	۰.۰۰۰	۷۰۳.۳۳۳	۹۳۰.۰۰۰		۰.۰۰۱۱۰۲

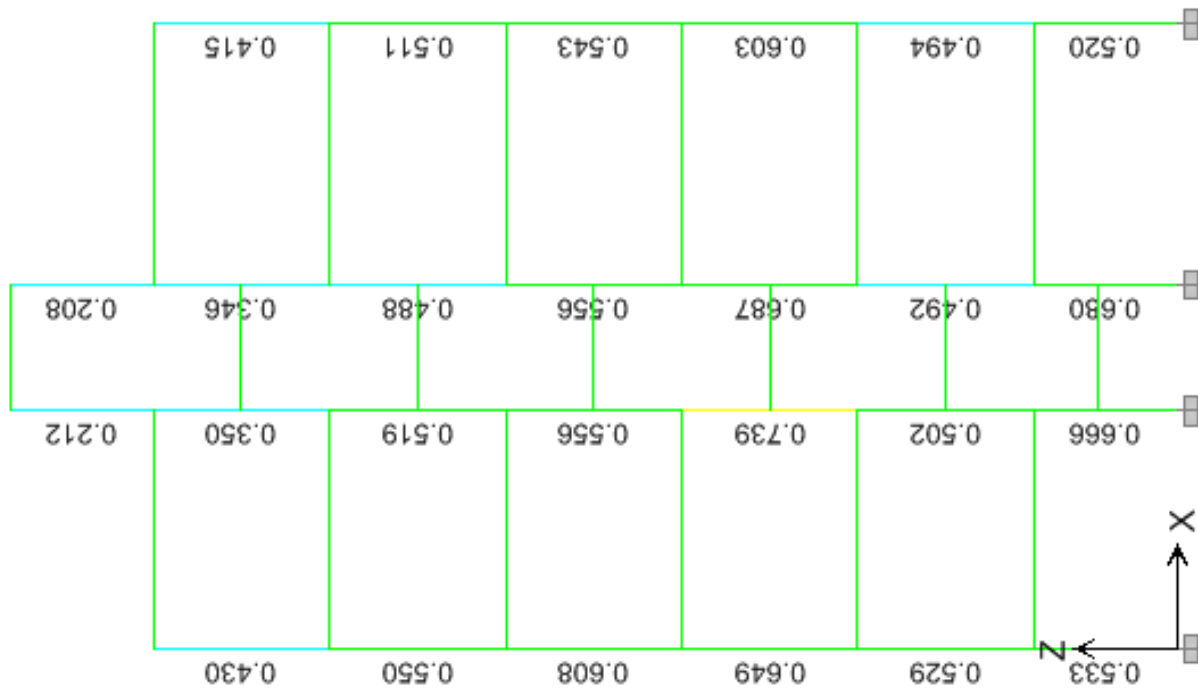
Story	Item	Load	Point	X	Y	Z	DriftX	DriftY
STORY۲	Max Drift X	EX	۱۹	۱۱۷۲.۰۰۰.۰۰۰	۶۰۰.۰۰۰		۰.۰۰۳۱۶۲	
STORY۲	Max Drift Y	EX	۳۵	۱۱۷۲.۰۰۰.۷۰۳.۳۳۳	۶۰۰.۰۰۰			۰.۰۰۰۰۶۱
STORY۲	Max Drift X	EXP	۲۰	۰.۰۰۰	۱۴۴۰.۰۰۰.۶۰۰.۰۰۰		۰.۰۰۳۱۳۱	
STORY۲	Max Drift Y	EXP	۳۳	۰.۰۰۰	۷۰۳.۳۳۳	۶۰۰.۰۰۰		۰.۰۰۰۰۳۲
STORY۲	Max Drift X	EXN	۱۹	۱۱۷۲.۰۰۰.۰۰۰	۶۰۰.۰۰۰		۰.۰۰۳۲۵۸	
STORY۲	Max Drift Y	EXN	۳۵	۱۱۷۲.۰۰۰.۷۰۳.۳۳۳	۶۰۰.۰۰۰			۰.۰۰۰۱۴۳
STORY۲	Max Drift X	EY	۲۰	۰.۰۰۰	۱۴۴۰.۰۰۰.۶۰۰.۰۰۰		۰.۰۰۰۰۳۷	
STORY۲	Max Drift Y	EY	۳۳	۰.۰۰۰	۷۰۳.۳۳۳	۶۰۰.۰۰۰		۰.۰۰۰۷۳۶
STORY۲	Max Drift X	EYP	۱۹	۱۱۷۲.۰۰۰.۰۰۰	۶۰۰.۰۰۰		۰.۰۰۰۰۵۷	
STORY۲	Max Drift Y	EYP	۳۵	۱۱۷۲.۰۰۰.۷۰۳.۳۳۳	۶۰۰.۰۰۰			۰.۰۰۰۷۵۷
STORY۲	Max Drift X	EYN	۲۰	۰.۰۰۰	۱۴۴۰.۰۰۰.۶۰۰.۰۰۰		۰.۰۰۰۱۱۹	
STORY۲	Max Drift Y	EYN	۳۳	۰.۰۰۰	۷۰۳.۳۳۳	۶۰۰.۰۰۰		۰.۰۰۰۸۰۰
STORY۲	Max Drift X	SPX	۱۹	۱۱۷۲.۰۰۰.۰۰۰	۶۰۰.۰۰۰		۰.۰۰۳۱۸۲	
STORY۲	Max Drift Y	SPX	۳۵	۱۱۷۲.۰۰۰.۷۰۳.۳۳۳	۶۰۰.۰۰۰			۰.۰۰۰۱۲۲
STORY۲	Max Drift X	SPY	۲۰	۰.۰۰۰	۱۴۴۰.۰۰۰.۶۰۰.۰۰۰		۰.۰۰۰۱۹۶	
STORY۲	Max Drift Y	SPY	۳۳	۰.۰۰۰	۷۰۳.۳۳۳	۶۰۰.۰۰۰		۰.۰۰۰۷۹۰
STORY۱	Max Drift X	EX	۱۹	۱۱۷۲.۰۰۰.۰۰۰	۲۷۰.۰۰۰		۰.۰۰۱۶۶۱	
STORY۱	Max Drift Y	EX	۳۵	۱۱۷۲.۰۰۰.۷۰۳.۳۳۳	۲۷۰.۰۰۰			۰.۰۰۰۰۳۸
STORY۱	Max Drift X	EXP	۳۰	۱۱۷۲.۰۰۰.۱۴۴۰.۰۰۰	۲۷۰.۰۰۰		۰.۰۰۱۶۲۶	
STORY۱	Max Drift Y	EXP	۳۳	۰.۰۰۰	۷۰۳.۳۳۳	۲۷۰.۰۰۰		۰.۰۰۰۰۰۸
STORY۱	Max Drift X	EXN	۱۹	۱۱۷۲.۰۰۰.۰۰۰	۲۷۰.۰۰۰		۰.۰۰۱۷۱۲	
STORY۱	Max Drift Y	EXN	۳۰	۱۱۷۲.۰۰۰.۱۴۴۰.۰۰۰	۲۷۰.۰۰۰			۰.۰۰۰۰۸۰
STORY۱	Max Drift X	EY	۳۰	۱۱۷۲.۰۰۰.۱۴۴۰.۰۰۰	۲۷۰.۰۰۰		۰.۰۰۰۰۲۲	
STORY۱	Max Drift Y	EY	۳۳	۰.۰۰۰	۷۰۳.۳۳۳	۲۷۰.۰۰۰		۰.۰۰۰۳۷۹
STORY۱	Max Drift X	EYP	۱۹	۱۱۷۲.۰۰۰.۰۰۰	۲۷۰.۰۰۰		۰.۰۰۰۰۲۵	
STORY۱	Max Drift Y	EYP	۳۵	۱۱۷۲.۰۰۰.۷۰۳.۳۳۳	۲۷۰.۰۰۰			۰.۰۰۰۳۸۳
STORY۱	Max Drift X	EYN	۳۰	۱۱۷۲.۰۰۰.۱۴۴۰.۰۰۰	۲۷۰.۰۰۰		۰.۰۰۰۰۶۳	
STORY۱	Max Drift Y	EYN	۳۳	۰.۰۰۰	۷۰۳.۳۳۳	۲۷۰.۰۰۰		۰.۰۰۰۴۱۳
STORY۱	Max Drift X	SPX	۱۹	۱۱۷۲.۰۰۰.۰۰۰	۲۷۰.۰۰۰		۰.۰۰۱۶۷۴	
STORY۱	Max Drift Y	SPX	۳۵	۱۱۷۲.۰۰۰.۷۰۳.۳۳۳	۲۷۰.۰۰۰			۰.۰۰۰۰۶۸
STORY۱	Max Drift X	SPY	۳۰	۱۱۷۲.۰۰۰.۱۴۴۰.۰۰۰	۲۷۰.۰۰۰		۰.۰۰۰۱۰۲	
STORY۱	Max Drift Y	SPY	۳۳	۰.۰۰۰	۷۰۳.۳۳۳	۲۷۰.۰۰۰		۰.۰۰۰۳۹۹

بنابراین مشاهده می‌شود که در کلیه طبقات *Drift* جوابگو می‌باشد.

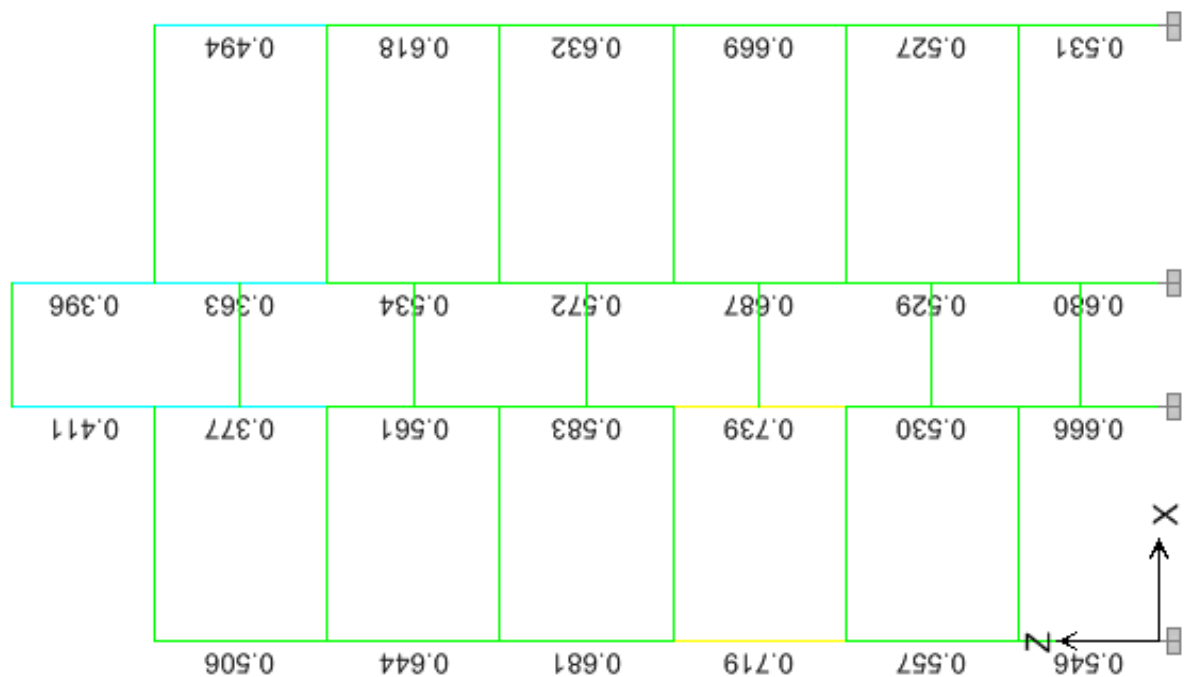
کنترل نسبت تنش

در کنترل نسبت تنش ستون در دو روش تحلیل استاتیکی و دینامیکی باهم نسبت به قاب‌ها مقایسه می‌شوند.

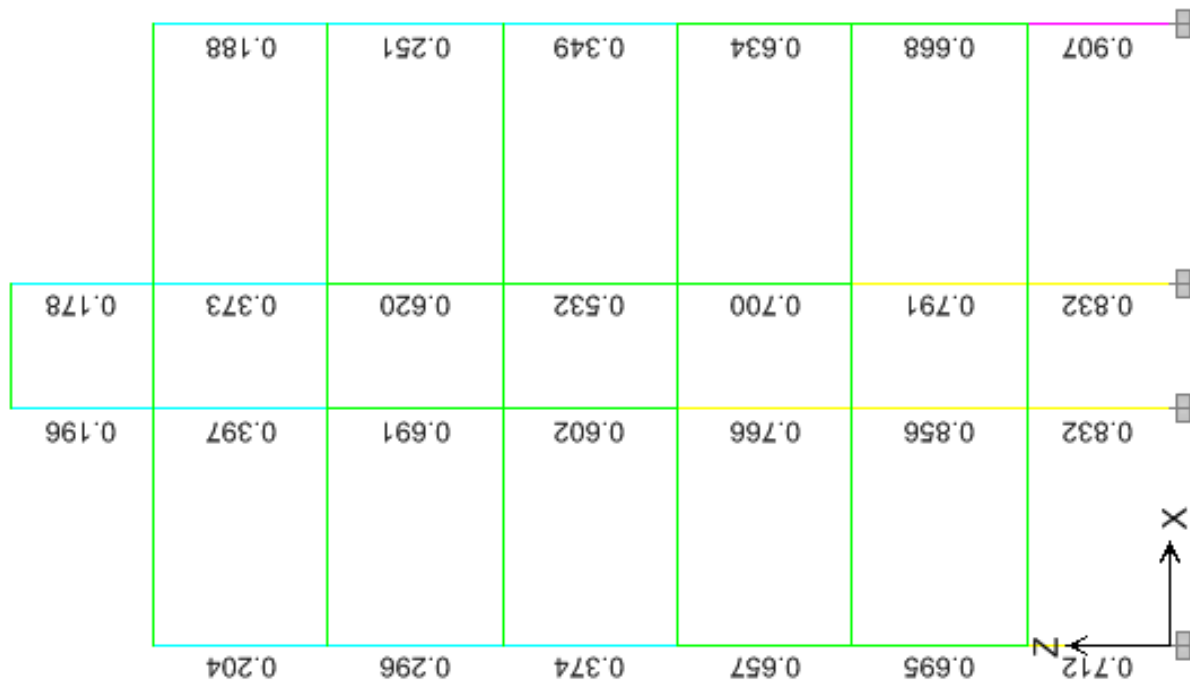
قاب ۱ در تحلیل استاتیکی:



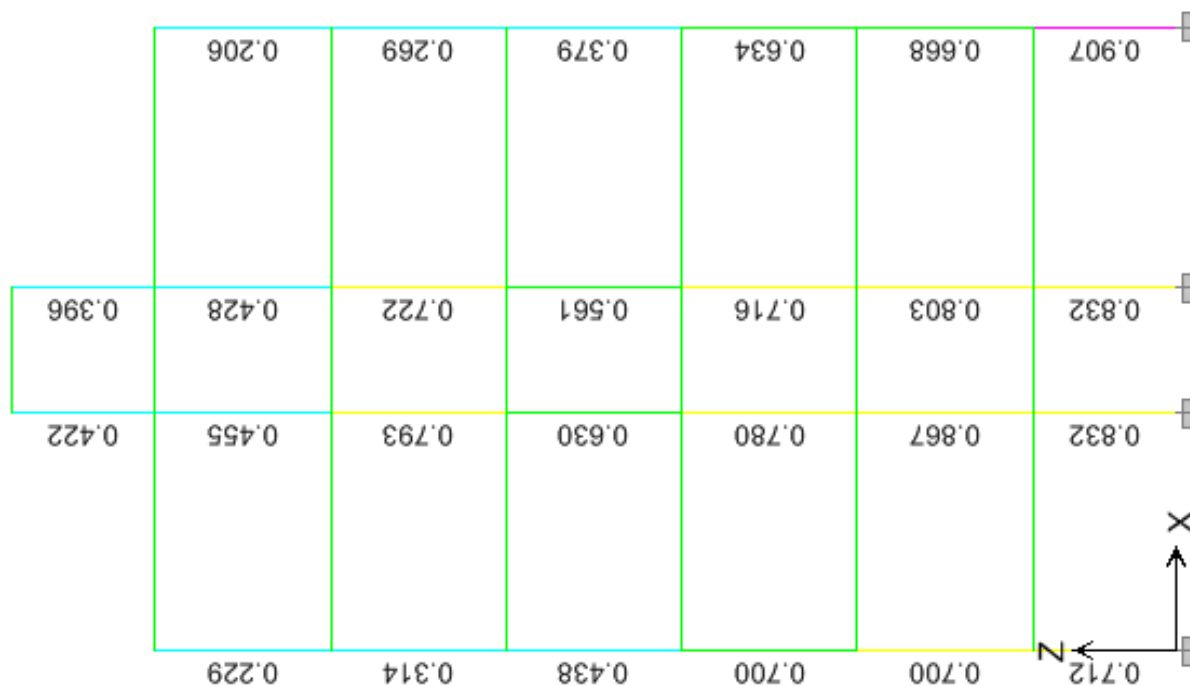
قاب ۱ در تحلیل دینامیکی:



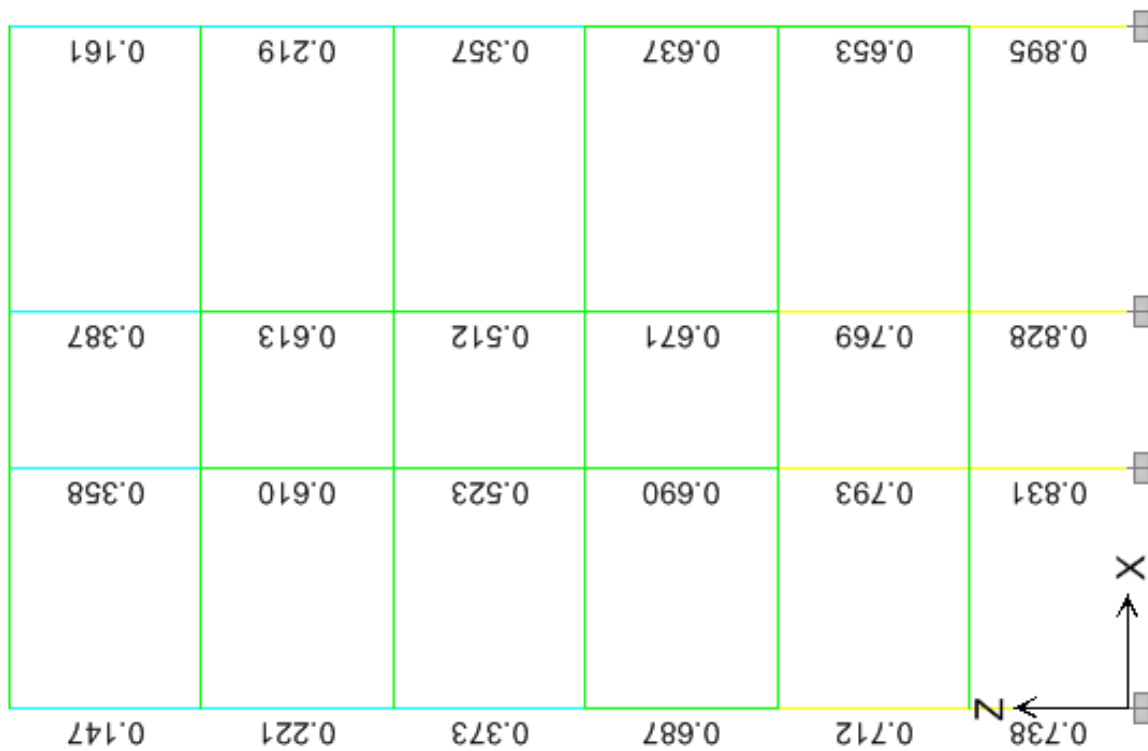
قاب ۲ در تحلیل استاتیکی:



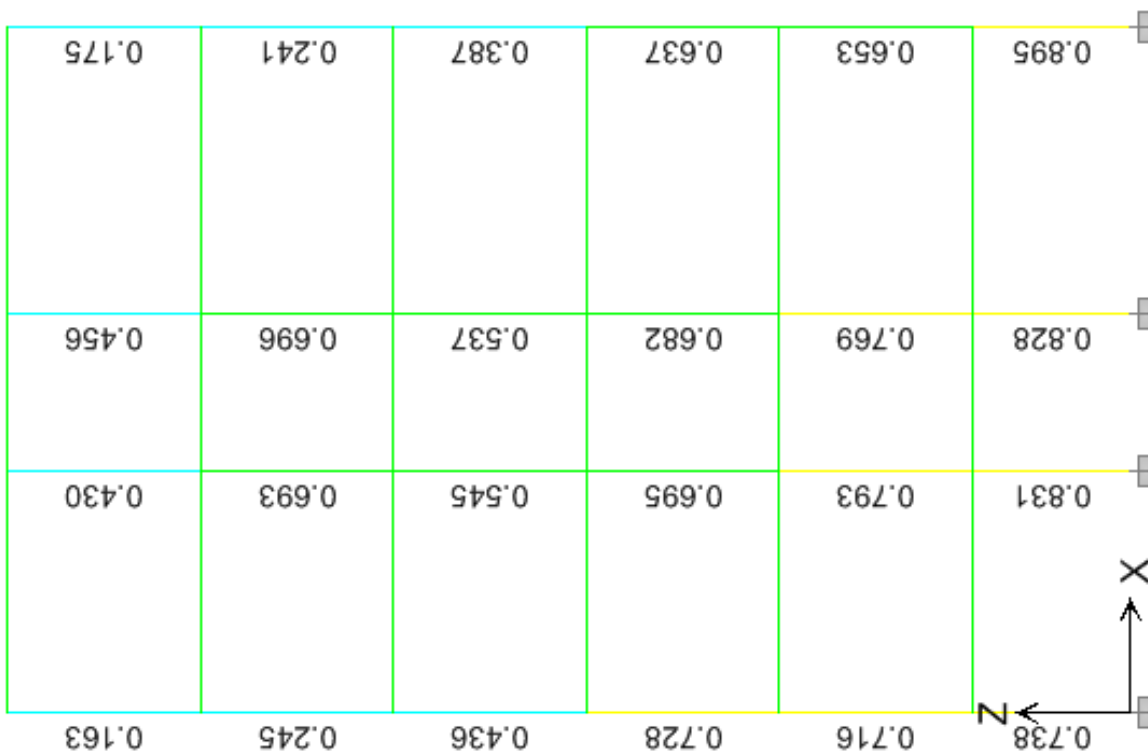
قاب ۲ در تحلیل دینامیکی:



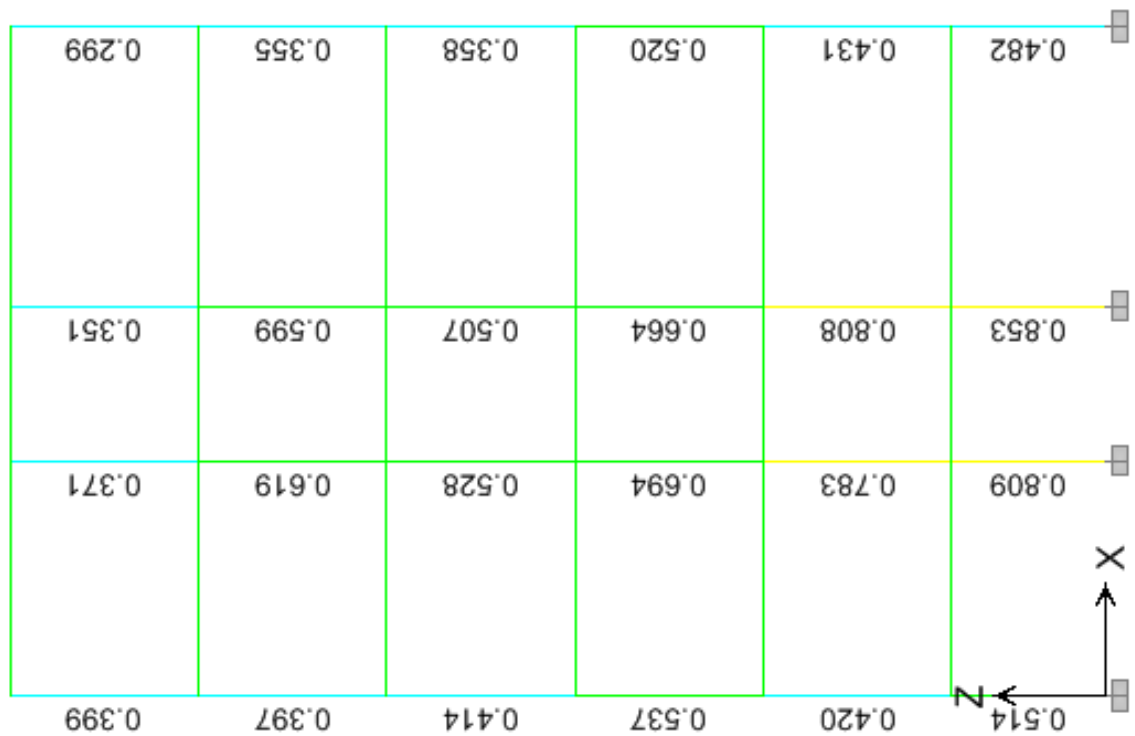
قاب ۳ در تحلیل استاتیکی:



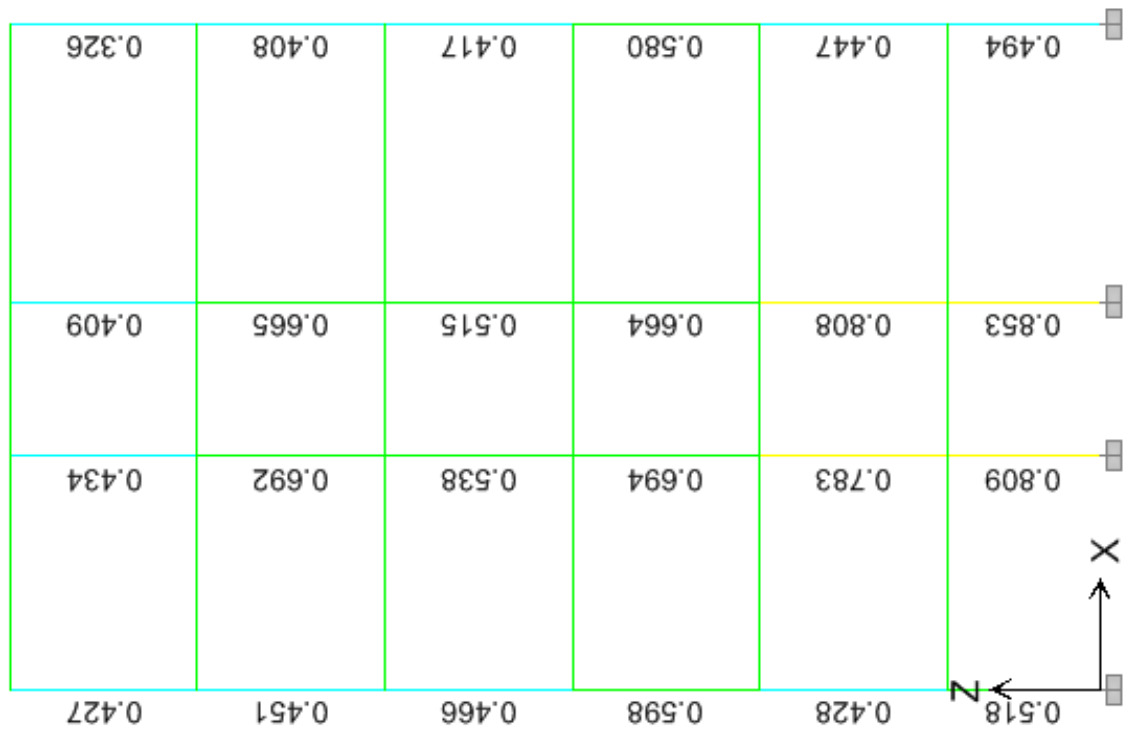
قاب ۳ در تحلیل دینامیکی:



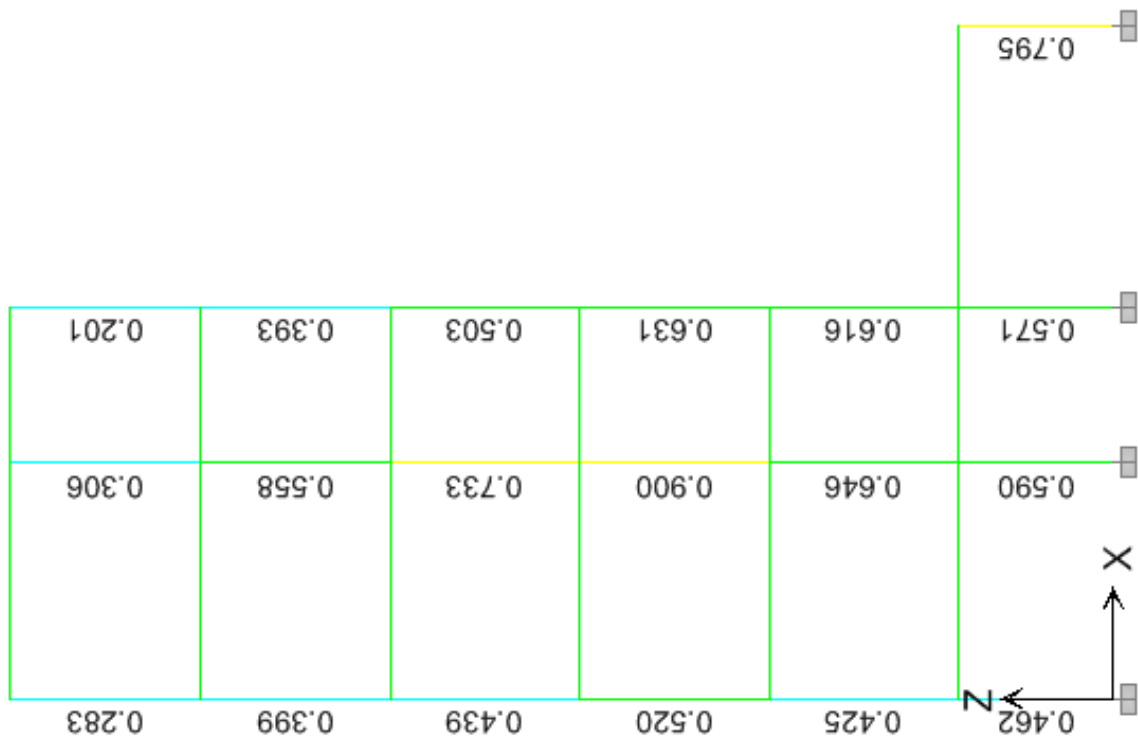
قالب ۴ در تحلیل استاتیکی:



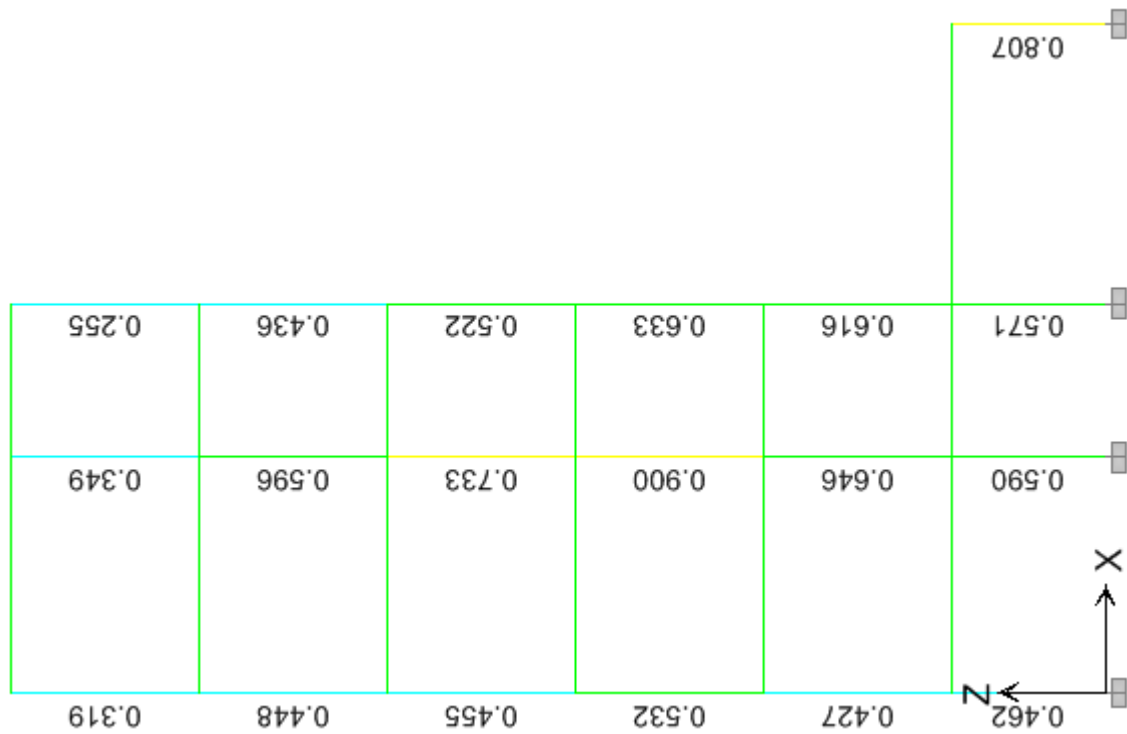
قالب ۴ در تحلیل دینامیکی:



قاب ۵ در تحلیل استاتیکی:

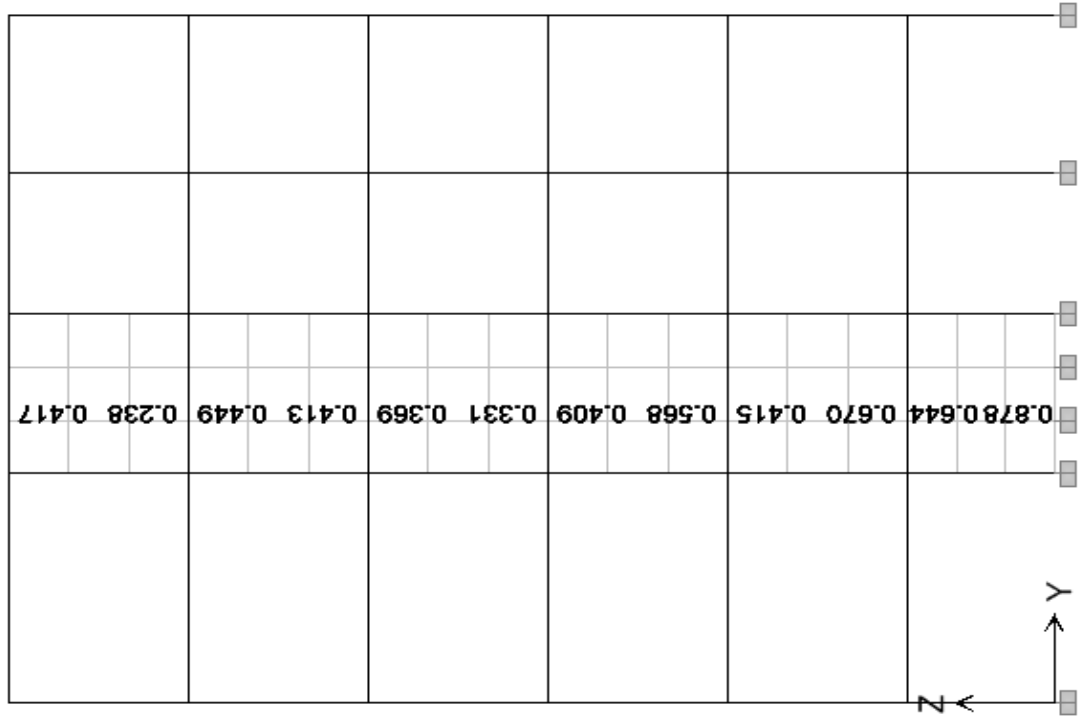


قاب ۶ در تحلیل استاتیکی:

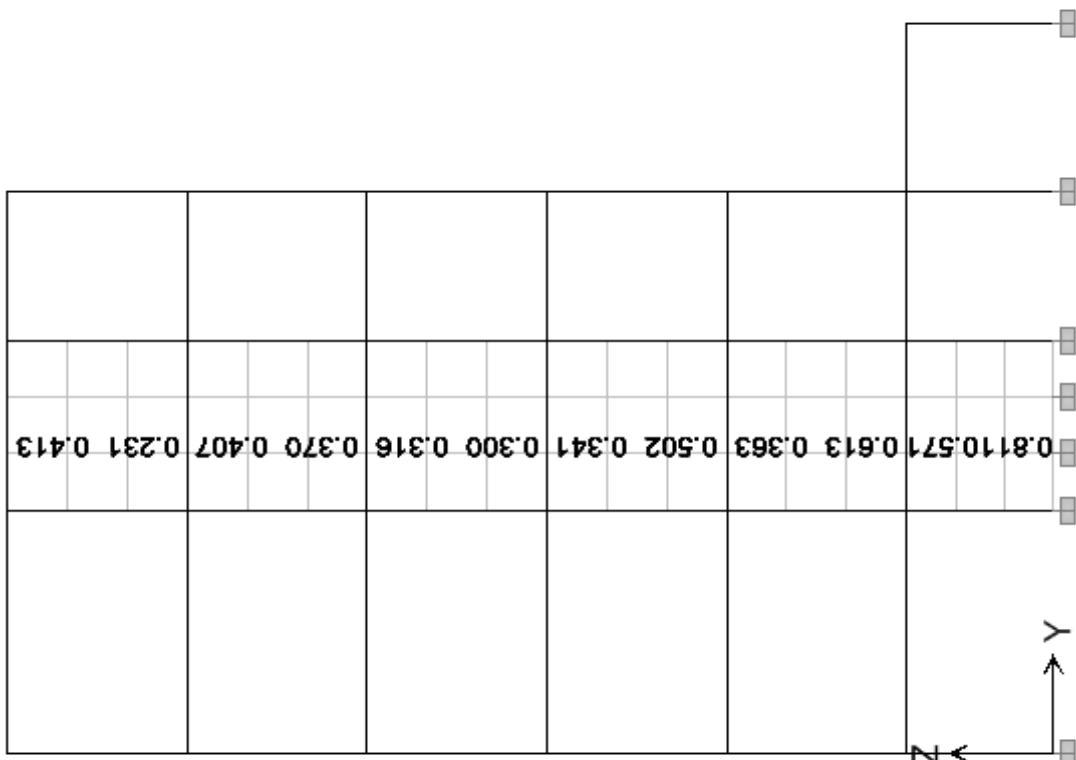


کنترل دیوار برشی

قاب A:



قاب B:



طراحی پی با استفاده از نرم افزار Safe

پی در نظر گرفته شده برای این سازه از نوع نواری انتخاب شده است.

در طراحی با استفاده از برنامه Safe فرضیات زیر را وارد می‌کنیم:

تنش فشاری خاک: 1.2 kg/cm^2

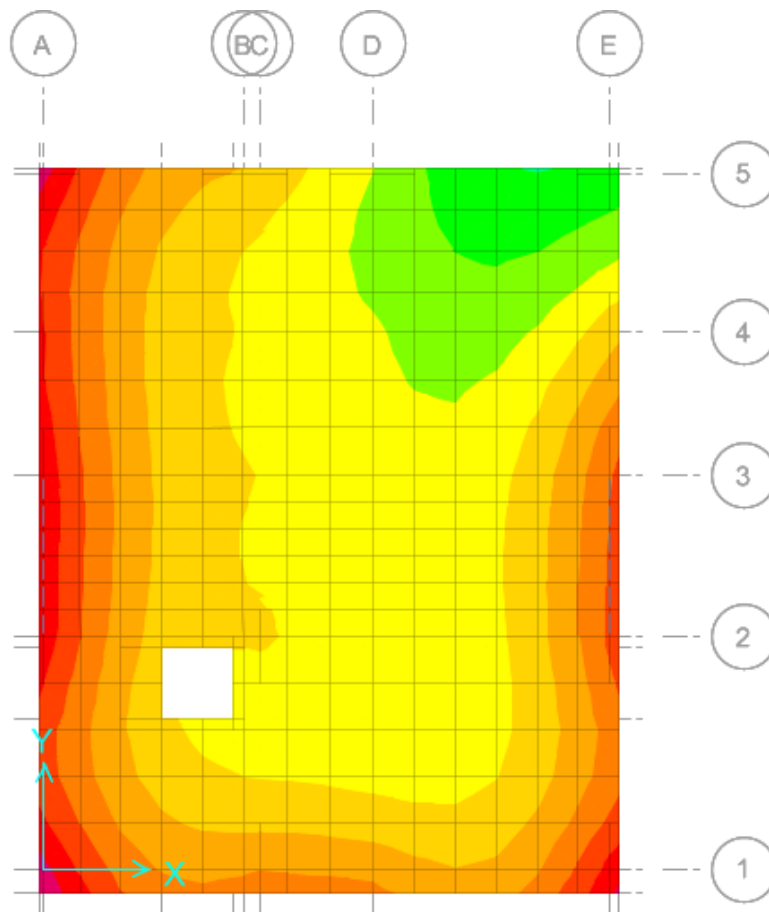
طراحی هندسی نوارهای پی به گونه‌ای انتخاب شد که در هر دو ردیف X و Y عرض نوار به اندازه یک متر انتخاب گردید و با همین نوار طراحی مورد قبول واقع شد.

برای مسلح کردن پی از دو شبکه آرماتور فوقانی و تحتانی استفاده شده است که در شبکه فوقانی از میلگردهای نمره ۲۵ و با فاصله ۱۵ سانتیمتر در شبکه تحتانی از میلگردهای نمره ۲۵ و با فاصله ۱۰ سانتیمتر انتخاب گردید.

همچنین مقدار تنش فشاری بتن مورد استفاده در پی 30.0 kg/cm^2 انتخاب گردید.

میلگرد مورد استفاده در پی نیز از نوع S۴۰۰ می‌باشد.

در شکل زیر مقدار تنش پی تحت بار مرده و زنده به نمایش درآمده است:



منابع

- مبحث ششم مقررات ملی ساختمان - بارهای وارد بر ساختمان
- آیین نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله (استاندارد ۲۸۰۰- ویرایش سوم)
- مبحث نهم مقررات ملی ساختمان - طرح و اجرای ساختمان‌های بتنی
- مبحث پانزدهم مقررات ملی ساختمان - آسانسورها و پله‌های برقی
- بارگذاری و سیستم‌های باربر سازه‌ای
- بارگذاری کاربری سازه‌ها
- طراحی سازه‌های بتنی
- اصول مهندسی ژئوتکنیک (جلد دوم)- مهندسی پی
- تحلیل سازه‌ها
- تالیف: شاپور طاحونی ، مجید احتیاط
- تالیف: پور بابا
- تالیف: شاپور طاحونی
- ترجمه: شاپور طاحونی
- تالیف: محمدرضا اخوان لیل آبادی- شاپور طاحونی